

I S S N 0386-5878

土木研究所資料 第1533号

マイクロフィルム 第 号

## 第 18 回

# 土木研究所研究発表会資料

昭和54年11月27・28日

東京大学土木研究所

Copyright 1979 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

1. 都市域における洪水災害の分析と治水計画 ..... 総研 水室 吉 川 勝 秀... 1
2. 地区交通特性に関する基礎的調査 ..... 新 交 通 山 田 晴 利... 5  
研 究 室
3. 橋梁活荷重の実態と活荷重係数 ..... 橋梁研究室 笹 森 伸 博... 9
4. 土木構造物の設計照査システム  
—ボックスカルバートを例として— ..... 企 画 部 村 椿 良 範... 13  
システム課
5. コンクリートダムの温度応力解析 ..... ダム構造 永 山 功... 17  
研 究 室
6. 近接した橋の後流によるバフエッティング ..... 構造研究室 神 寄 一 夫... 21
7. 自動車運転中における反応時間 ..... 道路研究室 高 崎 清 司... 25
8. 案内標識の視認性 ..... 交 通 安 全 大 友 恭 也... 29  
研 究 室
9. 凍結圧雪の危険度評価手法 ..... 新潟試験所 金 子 英 雄... 33
10. 模型実験によるトンネル土圧の予測 ..... トンネル 猪 熊 明... 37  
方 法 研 究 室
11. 大型モールドによる薬液注入実験 ..... 施工研究室 武 田 節 朗... 41
12. 扇状地の水循環機構 ..... 水文研究室 佐 合 純 造... 45
13. 公共用水域の水質予測手法 ..... 水質研究室 向 田 隆 史... 53
14. 貯水池放流濁度の簡易解析 ..... 水資源開発 横 道 雅 己... 58  
研 究 室

|                                        |               |        |     |
|----------------------------------------|---------------|--------|-----|
| 15. 水質汚濁指標としての大腸菌群数の<br>意義と問題点         | 三次処理<br>研究室   | 酒井 恵 司 | 62  |
| 16. 斜面安定に用いるアンカー工                      | 急傾斜地<br>崩壊研究室 | 石川 芳 治 | 67  |
| 17. 斜面の変形を考慮した内部応力                     | 新潟試験所         | 丸山 清 輝 | 71  |
| 18. 軟弱地盤上の低盛土道路の問題点と<br>その対策           | 土質研究室         | 三木 博 史 | 75  |
| 19. トンネル抗口における騒音特性                     | 交通環境<br>研究室   | 清家 基 哉 | 79  |
| 20. 道路交通振動の軽減対策                        | 振動研究室         | 後藤 勝 志 | 83  |
| 21. 超高周波振動杭打機の開発                       | 機械研究室         | 樋野 親 俊 | 87  |
| 22. 下水道施設における臭気と脱臭対策                   | 下水道<br>研究室    | 高橋 正 宏 | 91  |
| 23. 根固めブロックの水理特性に関する<br>工学的検討          | 河川研究室         | 徳永 敏 朗 | 96  |
| 24. 円柱に作用する波力の現地観測                     | 海岸研究室         | 山口 修   | 100 |
| 25. スリット砂防ダムの土砂調節効果                    | 砂防研究室         | 上原 信 司 | 104 |
| 26. 凍結融解試験における岩石の劣化特<br>性              | 地質研究室         | 加藤 則 男 | 108 |
| 27. 新交通システム用舗装の摩耗試験                    | 舗装研究室         | 末吉 秀 幸 | 114 |
| 28. 粒形不良の骨材を用いたコンクリー<br>トの品質に関する試験     | コンクリート<br>研究室 | 河田 博 之 | 118 |
| 29. 宮城県沖地震における樽水ダムの挙<br>動と解析           | フィルダム<br>研究室  | 近藤 悟   | 122 |
| 30. 北丹後・鳥取・福井地震にみられた<br>住家被害率と地盤種別との関係 | 耐震研究室         | 羽立 隆 幸 | 126 |

## 1. 都市域における洪水災害の分析と治水計画

総合治水研究室 吉川 勝 秀

### 1. はじめに

都市化が進行している地域の治水（洪水災害の防衛）については、次のような問題が生じている。第1に流域のはんぐん原へ資産が流出し、洪水被害が増大している。第2に都市化に伴う流域の保水・遊水機能の低下により洪水流出が増大している。第3に都市域の中小河川の安全度が相対的に低く、しかも土地利用が進んでいるために河川改修による治水対策に限界が来ている。以上のような理由から、流域の都市化を容認した上で治水対策を実施していくといった従来の消極的な考え方のもとで、増大する洪水災害に対応することがもろしくなり、発想の転換が始められつつある。これは総合治水対策と呼ばれ、構造的な治水対策として、河川改修に加えて雨水貯留といった流域処理手法を含み、被害を受ける対象物の耐水化、さらには治水かぎみを土地利用規制までもその概念に含んでいる。

本研究では、以上のような問題意識のもとでの一つのアプローチとして、都市化流域の治水問題を浮き彫りにするとともに、そのような流域での治水対策のあり方について検討する方法を提案し、ケース・スタディにおいてその適用を行った。そして、本方法により、都市化が進行しつつある流域においてすでに生じている治水問題や将来生じる治水上の問題の解明が可能であることが明らかとなった。

### 2. 目的

流域の都市化に伴う洪水災害は、被害の増大として端的に表現される。その増大のメカニズムは、①はんぐん原での被害ポテンシャルの増大、②はんぐん原および非はんぐん原における保水・遊水機能の低下による流出増として説明される。上記①、②のメカニズムについてふれた研究は数多く行われているが、必ずしも徹底した考察は行われていない。一方、時系列的な考察が必要である都市化が進行中の流域における治水対策の評価については、Jamesがプロジェクトのタイミングについて定性的に取り扱っているにすぎず、定量的かつ十分な考察を行ったものはほとんど無いように思われる。従って、洪水災害増大の要因分析および増大していく洪水被害に対処するための治水対策のあり方に着目した研究が必要とされている。そこで、本研究では洪水災害増大の要因分析を行う方法を提案し、ケース・スタディを実施してそのメカニズムを明らかにするとともに、治水をめぐる上・下流問題などを明らかにする。さらに河川改修および雨水貯留といった治水対策の妥当性、限られた予算の制約のもとでの計画規模の拡張方法についての2、3の考察を行う。

### 3. 理論的な考察

ここでは、ケース・スタディにはいる前に、洪水災害の推定方法、洪水災害増大の要因分析の考え方および治水対策の妥当性の評価方法を提案する。

## (a) 洪水災害の推定方法

洪水災害は、河川などの雨水排水システムの容量を流出量が上回った場合に生じる。従って、その発生機構は図-1のように機式化される。同図における土地利用の変化が流出機構に向う線が示すように、都市化に伴う土地利用の変化が生じると、後述するように流出に大きな影響を及ぼすことになる。以上のようにして発生する洪水災害のシミュレーションは、図-2に示す手順およびモデルを用いる。同図のうち太線で囲んだものはサフモデルであり、他のものは分析シナリオとして与えられ、それぞれのサフモデルの入力条件である。

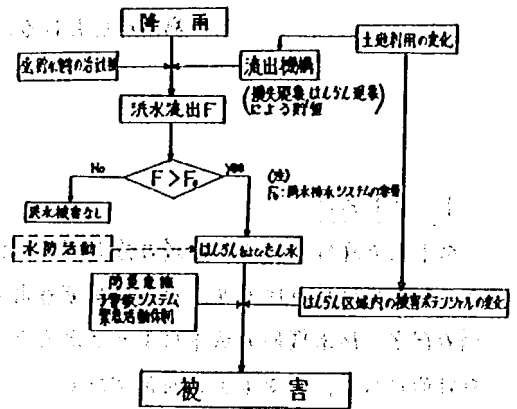


図-1 洪水災害の機式化

## (b) 洪水災害増大の要因分析の考え方

洪水による年平均被害額  $\bar{D}$  は、一般的に次のように考えられる。

$$\bar{D} = \bar{D}(H, S, F_0) \quad (1)$$

ここに、 $H$ ：はんらん水深、 $S$ ：被害ポテンシャル、 $F_0$ ：容量あるいは計画規模である。(1)式の偏分をとることにより、洪水被害が次のようにならば増大していくことがわかる。

$$\Delta \bar{D} = \frac{\partial \bar{D}}{\partial H} \Delta H + \frac{\partial \bar{D}}{\partial S} \Delta S + \frac{\partial \bar{D}}{\partial F_0} \Delta F_0 + \epsilon(\Delta H, \Delta S, \Delta F_0) \quad (2)$$

(流出増加による項) (被害ポテンシャル増加による項) (治水対策による項) (それらの混合した項)

ここに、 $\frac{\partial \bar{D}}{\partial H} > 0$ 、 $\frac{\partial \bar{D}}{\partial S} > 0$ 、 $\frac{\partial \bar{D}}{\partial F_0} < 0$  である。流域の都市化が治水対策を施すことなく進行した場合、洪水被害は流出増に对应して増加する分(第1項)、被害ポテンシャル増に对应して増加する分(第2項)およびそれらの複合した分により説明される。

## (c) 治水対策の妥当性の評価方法

治水対策を実施することにより、被害は図-3のように軽減される。同図における斜線部で示す被害軽減額を便益とみて、治水対策のひとつの評価方法としてその効率性および便益差  $E$  を次のようにして知ることができる(費用便益分析)。

$$E(A) = D(A) / C(A), \quad E(A+B) = D(A+B) / C(A+B)$$

$$E'(A) = D(A) - G(A), \quad E'(A+B) = D(A+B) - G(A+B)$$

ここに、 $D(A)$ 、 $D(A+B)$ ：対策による被害軽減額、 $G(A)$ 、 $G(A+B)$ ：治水施設の総費用とする。

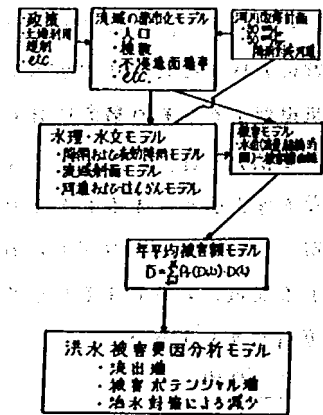


図-2 モデルの構成

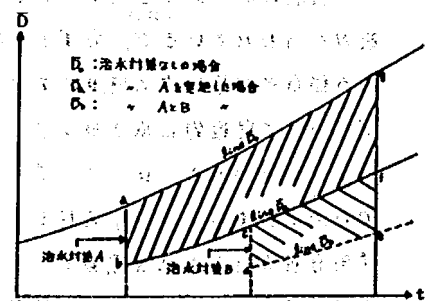


図-3 治水対策による被害軽減

(凡例)

 : 邊境城(守備)

 : 不是邊境( )

 : 河 道

 : 金 礦 山

Diagram illustrating a hierarchical tree structure for classification, showing nodes and associated values:

- Root Node: (N=8, 2.77 bits)
- Node A: (CA=1.77 bits)
- Node B: (CA=2.71 bits)
- Node C: (CA=3.24 bits)
- Node D: (CA=2.76 bits)
- Node E: (CA=3.24 bits)
- Node F: (CA=2.76 bits)
- Node G: (CA=3.24 bits)
- Node H: (CA=2.76 bits)
- Node I: (CA=3.24 bits)
- Node J: (CA=2.76 bits)

图·4 流域结构图

図-6(4) 都市化による流量の変化 その1

図-6(1) 都市化による環境変化

图-8(a) 治水对策(5) 被害部4区域

(4) 図-8(4) 池水貯蔵ありの場合の(4千円)収支増減表の2カラム

[illegible]

図-5 モデルの全体構成

とのコンター別に求め、治水経済調査要綱に示される各年度の単価を用いて、水位～被害額曲線を作成した。ただし、その際の被害額はすべて1976年の価格に変換した。また、年平均被害額は確率降雨ごとに発生する被害額とその生起確率を用いて、確率平均値（期待値）として算定した。各シナリオモデルはいくつかの感度分析を行った後に同定したが、シミュレーション値と実測値の対応は一般に良好であった。

今回のケーススタディで得られた結果のうち、主要なものを図-6～8に示し、若干のコメントを加えておきたい。

都市化による不透透面積率の増大および水路網の整備等により、同じ降雨に対する流出が変化する。その1例として、図-6に確率1%の降雨に対するN地点の流量の経年的変化を示した。同図より、同一降雨のもとでの洪水波形の先鋭化、表面流出総量の顕著な増大が認められる。また、治水に対する配慮なしに都市化が進めば（ $\Delta E_0 = 0$ ）とすると、

図-7に示すように被害が増大する。同図において、(2)式の第1項、第2項および第4項の意味と概念図で示したが、これにより治水対策なしの場合の被害増大のメカニズムとその程度を知ることができる。また、治水対策（河川改修、雨水貯留）を実施した場合の被害軽減状況および年平均被害額増大のメカニズムをそれぞれ図-8(a)、(b)に示した。

図-7、図-8(b)における $\frac{dE}{dE_0}$ の項による増分は都市化により増大した流出により、以前は被害を受けることがなかった家屋等が被害を被りはじめていることを示しており、ここに治水をめぐる上・下流問題を見ることができよう。次に、治水対策の妥当性の評価方法の1例として、既による

場合の段階的拡張（暫定目標方式）と一括拡張（長期目標方式）の効率性の比較を図-9に示す。同図において、SPACE-Iは段階的な拡張よりも一括拡張の方が見えて有利な領域を示し、逆にSPACE-IIは段階的拡張の方が一括拡張よりも有利な領域を示している。

## 5. まとめ

本研究により、①都市化流域で生じる典型的な治水問題を分析評価する手法を提案し、その適用性を検証した。②都市化流域における洪水災害の程度およびそのメカニズムを把握した。③都市化流域では治水をめぐる上下流問題が生じていることを示し、現地雨水貯留等の開発における義務づけなどの理論的背景を示した。④予算制約のもとで増大する洪水被害に対処する方法として、段階的施設規模の拡張と一括の拡張方式を比較し、それらの有効性の存在領域を示し、適正な治水対策の実施方法について検討した。

参考文献 1) Walesh<sup>5)</sup>; ASCE, Vol.102, WR2, 1976

2) 鶴見川流域水防災計画委員会中間報告書；1977；3) Jones；WRR, Vol.1, No.1, 1965；4) 山口・吉川・角

田、土木学会論文集、（投稿中）

## 2. 地区交通特性に関する基礎的調査

新交通研究室 山田 晴利

1. はじめに デュアル・モード・バス・システムを始めとする多くの新交通システムを導入するに当たっては、当該地域の抱えている交通上の問題点を充分に把握した上で、既設交通手段と効率的に補完しあい、交通問題の解決に資する、地域の特性に見合ったシステムを遂行する必要がある。本調査は、新交通システム導入の指針と作成するための調査研究の一環として、既存の交通機関の利用状況の分析を通じての都市の類型化と交通問題の把握を目的として実施された。

本調査では交通機関が都市形成に果たす役割及び交通機関の利便性の二つの点に焦点をあつた。一般に一体としてのまとまりのある都市には中心核が存在し、都市はこの核を中心に外延的に拡大をする。自然的、社会的、経済的障害がなければ、この拡大は同様に円状に進行するはずであるが、実際には種々の障害のためゆがんだ形態を示す。このゆがみを是正し、都市のゆがんだ形態にするために交通体系はいかにあるべきかという視点からの分析を行なう。分析は都市の広がり、特性を考慮して、都市圏レベル、都市レベル、及び地区レベルの三段階に分けて行なう。都市圏レベルの分析では人口規模、地理的条件等ととりあへず、都市圏全体を一つの単位として分析する。都市レベルの分析では都市圏内の各市町村の交通機関利用の実態を明らかにするとともに、都市圏の形成について分析する。地区レベルの分析では利用者の利便性に着目し、公共交通機関の端末サービスがどのように行なわれているかを明らかにする。

なお、以上の分析は昭和45年度国勢調査の結果を基礎資料として用いる。地区レベルの分析を行なうに当たっては人々の日常生活に密着した交通の実態を捉えるため、対象地区を設定してアンケート調査を実施し、その結果について分析を行なう。

2. 調査対象都市圏 本調査で対象とした都市圏は1つにのぼるが、紙面の都合により本報告では東京、仙台、広島、及び長崎の四都市圏をとりあげて主眼をなすことにする。各都市圏の人口、面積、鉄道延長距離等のデータを表1に示す。

表1 調査対象都市圏

| 都市圏名 | 面積                   |            |                          | 人口         |                          |                          | D I D                |       |                          |
|------|----------------------|------------|--------------------------|------------|--------------------------|--------------------------|----------------------|-------|--------------------------|
|      | 面積(km <sup>2</sup> ) | 世帯人口(人)    | 人口密度(人/km <sup>2</sup> ) | 世帯人口(人)    | 人口密度(人/km <sup>2</sup> ) | 人口密度(人/km <sup>2</sup> ) | 面積(km <sup>2</sup> ) | 人口(人) | 人口密度(人/km <sup>2</sup> ) |
| 東京   | 6,902.5              | 22,232,864 | 3,221                    | 22,384,301 | 1,735.2                  | 18,595,795               | 10,717               |       |                          |
| 仙 台  | 2,797.6              | 1,091,067  | 390                      | 1,096,052  | 75.5                     | 593,984                  | 7,867                |       |                          |
| 広 島  | 2,389.9              | 1,361,157  | 570                      | 1,380,625  | 110.6                    | 928,058                  | 8,391                |       |                          |
| 長 崎  | 661.9                | 582,962    | 881                      | 587,094    | 31.1                     | 336,198                  | 10,810               |       |                          |

\* 昭和45年度国勢調査による。

表2

| 都市圏名 | 鉄道延長距離 (km) |     |     | 鉄道駅数 (個) |     |     | 道路延長距離 (km) |       |       |
|------|-------------|-----|-----|----------|-----|-----|-------------|-------|-------|
|      | 主要幹線        | 地方線 | 計   | 主要幹線     | 地方線 | 計   | 国 道         | 主要地方道 | 計     |
| 東京   | —           | —   | —   | 101      | 716 | 817 | 1,257       | 834   | 2,091 |
| 仙 台  | 124         | 115 | 239 | 25       | 22  | 47  | 324         | 210   | 534   |
| 広 島  | 84          | 151 | 235 | 18       | 61  | 79  | 325         | 209   | 534   |
| 長 崎  | 44          | 27  | 71  | 13       | 9   | 22  | 127         | 40    | 167   |

( ) 主要内国(1/20,000, 1/10,000)の測定。

### 3. 都市圏レベルの分析

都市圏全体の夜間人口と都市圏の中心都市へのトリップの機関分担率との関係を図1に示す。夜間人口が150万人以上の都市圏では鉄道の分担率は25%以上を示し、人口規模が大きい程鉄道分担率はあがる。人口規模150万人以下の都市圏では鉄道分担率は10~20%である。乗用車、バスの分担率は150万人以上の都市圏では減少する。人口規模が150万人以下の都市圏では分担率にはばらつきが見られる。これは各都市圏の特性を反映したものでありさらに詳細な検討が必要である。

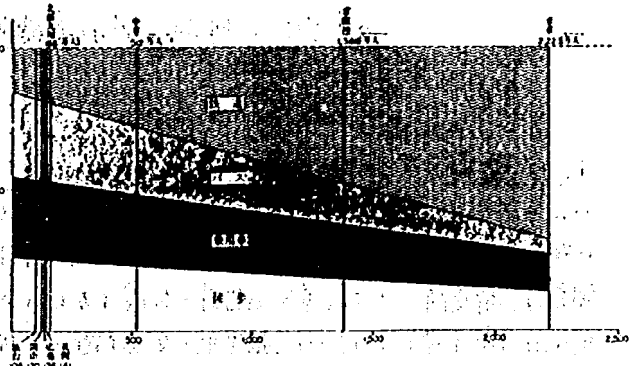


図1. 夜間人口と機関分担率

図2は大量輸送機関(鉄道及びバス)の分担関係と都市圏の広がりとの関係を示す。都市圏の広がりはその都市圏の面積と同一の面積をもつ円の半径を表わしている。都市圏が大きくなる程バスの分担率が低く、鉄道の分担率が高くなっている。しかし、バスの

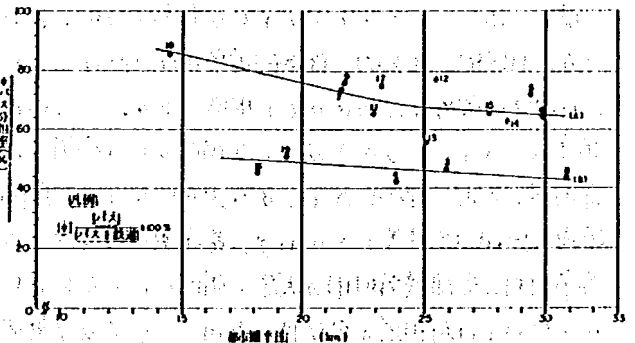


図2. 都市圏の大きさとバス分担率

の分担率は都市圏の広がりによって一義的に決まるものではなく、バス分担率の高い都市圏(A)と低い都市圏(B)とに分かれる。(B)には中京、北九州、富山、高岡、香川、鹿児島などの都市圏が含まれる。これらは鉄道沿いに発達した都市である。(A)には長崎、金沢、新潟、熊本、宇都宮、広島、岡山、札幌などが含まれる。これらは円形に近い形状をした都市圏である。

### 4. 都市レベルの分析

昭和45年度国勢調査における通勤・通学トリップ集計結果を用い都市圏内の各市町村からその都市圏の中心都市への機関別流動量を算出する。そのさい交通機関を鉄道、バス、及び乗用車の三つに別けて集計する。各市町村の機関分担率を図3に示すような三角座標上にプロットし、9つのタイプに分類する。図4~5は広島及び仙台都市圏についてそれぞれの市町村がどのタイプに属しているかを図示したものである。

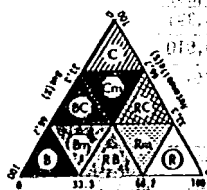


図3-1

図4. 広島都市圏

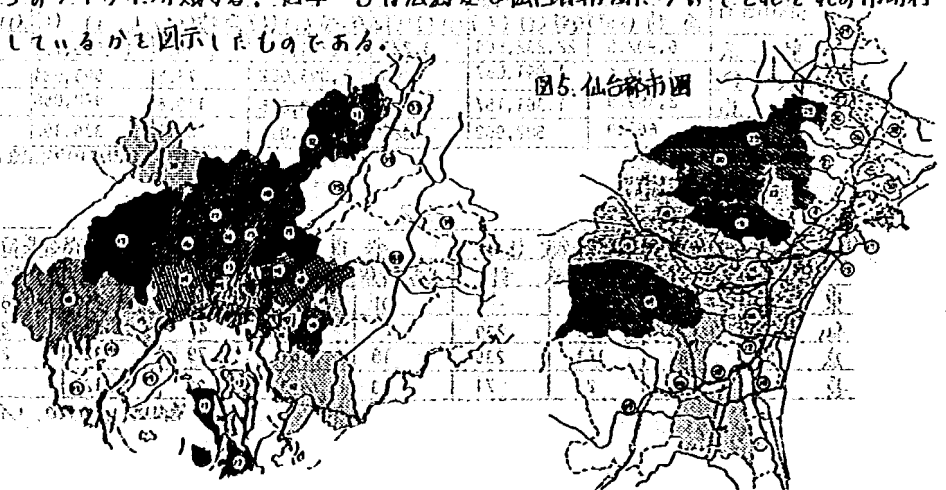


図5. 仙台都市圏

各市町村の概分回タイプと都市圏における位置との間には一定の関係が認められ、R系(R, RC, RB, 及びRm)の市町村は都市圏外周部に多く分布し、中心都市から離れるに従ってその数が増す。B系の市町村は中心都市周辺に多く分布している。このようなR系の分布と鉄道ネットワークの間には明確な相関関係が存在しており、中心都市へ直結しているところではR系が多く占めている。各都市圏の市町村がどのタイプに属しているかを都市圏ごとに集計してみると東京、京阪神、中京、及び北九州の四大都市圏ではR系が圧倒的に多い。特に東京、京阪神では90%以上の市町村がR系である。これは都市域の大きさに伴って圏域が大きくなり、周辺市町村の鉄道利用傾向が高まることを示している。四大都市圏のうちでは中京都市圏が他とは違いBC, RC等の自動車利用率のある程度高い市町村が20%程度存在する。

図6は都市における鉄道の役割と東京、仙台、広島、及び長崎の各都市圏について図示したものである。図中、Distanceとあるのは中心都市の市役所までの直線距離を示し、Timeとは時刻表から求めた所要時分を示す。東京都市圏は東北、高崎両線沿線と、仙台都市圏は東北本線沿線と、広島都市圏は山陽本線沿線と、長崎都市圏は長崎本線沿線を対象としている。東京都市圏では中心部からかなり遠方の地域まで空間距離が克服されていることがわかる。また人口密度の値をみると東京都市圏では同一時間距離帯でも他の都市圏よりも高い値を示している。

図7は広島都市圏について、主要幹線である山陽本線沿線とローカル線である可部線とを対象として空間距離、時間距離、及び人口密度の間の関係を表わしたものである。両線間で空間距離の克服度は明確に異なっているにも拘わらず、人口密度の値には顕著な差は認められない。これは住宅地帯などによる新しい人口集積が交通上の利便性の向上に先行して進んでいるためである。

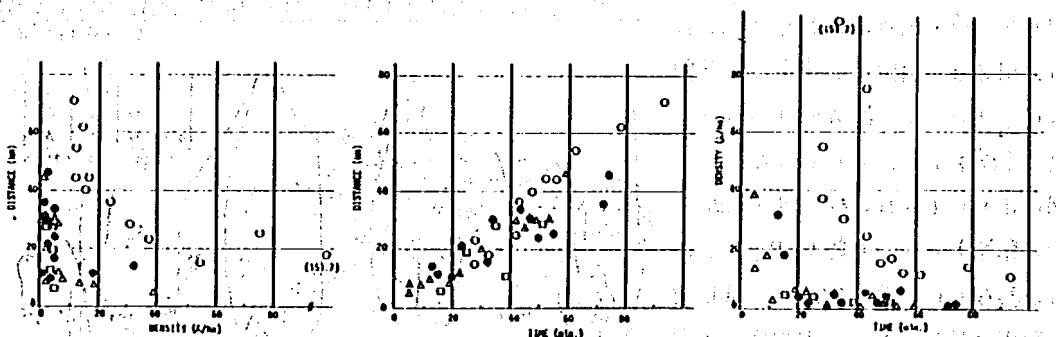


図6. (○:東京都市圏, ●:仙台都市圏, △:広島都市圏, □:長崎都市圏)

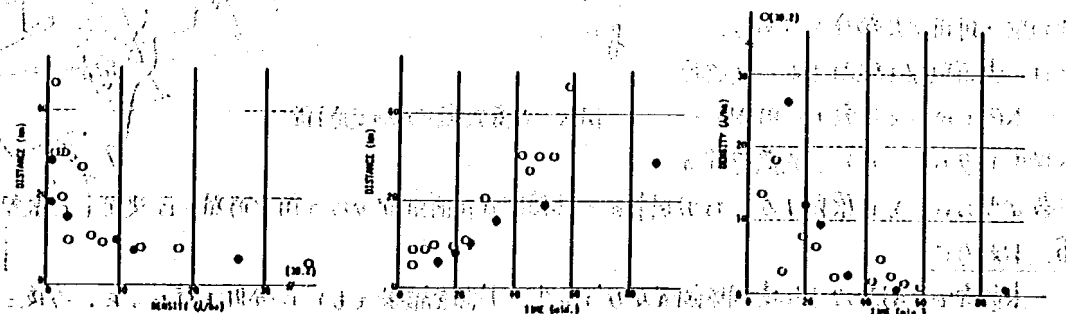


図7. (○:山陽本線沿線, ●:可部線沿線)

5. 地区レベルの分析 日常生活圏における道路の利便性を分析するために昭和53年度に浦和市原山、東両地区を対象としてアンケート調査を実施した。原山地区は市の中心駅である浦和駅の東口から続く市街地であり、東地区は原山地区の東側の地域で武蔵野線東浦和駅も含んでいる。対象地区内の町丁毎に就世帯数の5名相当の世帯を電話帳をもとに無作為抽出し、家庭訪問により調査票を配付、回収した。回収率は原山地区で77.4%、東地区で75.4%であった。アンケートの集計結果を各地区の面積、人口とともに表3に示す。

表3.

| 地 区   | 面積・人口            |             |             | 用途地域別面積 (ha) |           |                  |             | 調整区域  |       |       |
|-------|------------------|-------------|-------------|--------------|-----------|------------------|-------------|-------|-------|-------|
|       | 面積 (ha)          | 居間人口 (人)    | 人口密度 (人/ha) | 住居系          | 商業系       | 工業系              |             |       |       |       |
| 原山地区  | 207.9(2.9)       | 24,130(7.3) | 116.6       | 153.4(74.1)  | 14.6(7.0) | 39.1(18.9)       | —           |       |       |       |
| 東地区   | 523.6(7.4)       | 11,874(3.6) | 22.7        | 426.4(81.4)  | 10.7(2.0) | —                | 86.52(16.5) |       |       |       |
| 浦和市全域 | 7103.0           | 331,145     | 46.6        | —            | —         | —                | —           |       |       |       |
| 地 区   | 最寄鉄道駅までの交通手段 (%) |             |             |              |           | 最寄鉄道駅までの所要時間 (%) |             |       |       |       |
|       | 徒歩               | 自転車         | 乗用車         | タクシー         | その他       | 5分以下             | 10分以下       | 15分以下 | 20分以下 | 平均(分) |
| 原山地区  | 46.6             | 9.9         | 2.3         | 1.5          | 39.3      | 0.4              | 15.6        | 53.8  | 25.6  | 3.8   |
| 東地区   | 18.0             | 15.1        | 10.8        | —            | 56.0      | —                | 5.0         | 24.5  | 23.0  | 26.7  |
|       |                  |             |             |              |           |                  |             |       |       | 10.4  |
|       |                  |             |             |              |           |                  |             |       |       | 17.0  |

表4はアンケート調査結果をもと

表4.

リッブ目的、目的地によって区分して集計した結果を示す。原山、東両地区とも地区外、特に県外へのトリップの割合が高い(通勤目的)。これは県外への通勤トリップの多くは鉄道に依存しており、鉄道駅へのアクセス交通の処理が重要な課題となる。図8は、両地区で発生する通勤トリップについて鉄道駅までのアクセス手段を示したものである。この図に示されているのは駅(北浦和駅、川口駅等)もごく少数利用されているが無視した。原山地区では浦和駅の利用が殆どである。東地区では距離的には東浦和駅が近いにも拘わらず、浦和駅の利用が大部分を占める。これは、東浦和駅を経由するバス路線が—系統しかなく本数も一時間に一本程度と少ないことと、武蔵野線の本数が少ないことに原因する。なお図中の一点鎖線は南浦和駅からの所要時間から決定した駅界隈を示す。

| 地区   | 目的地 | 市内         |            |            | 市外        |            |            | 計   |
|------|-----|------------|------------|------------|-----------|------------|------------|-----|
|      |     | 地区内        | 地区外        | 計          | 県内        | 県外         | 計          |     |
| 原山地区 | 通勤  | 11 (3.8)   | 60 (20.8)  | 71 (24.6)  | 48 (16.6) | 170 (58.8) | 218 (75.4) | 289 |
|      | 通学  | 67 (30.2)  | 79 (35.6)  | 146 (65.8) | 25 (11.3) | 51 (23.0)  | 76 (34.2)  | 222 |
|      | 私用  | 194 (62.0) | 100 (31.9) | 294 (93.9) | 10 (3.2)  | 9 (2.9)    | 19 (6.1)   | 313 |
|      | 計   | 272 (33.0) | 239 (29.0) | 511 (62.0) | 83 (10.1) | 230 (27.9) | 313 (38.0) | 824 |
| 東地区  | 通勤  | 5 (3.2)    | 43 (27.2)  | 48 (30.4)  | 35 (22.2) | 75 (47.5)  | 110 (69.6) | 158 |
|      | 通学  | 81 (70.4)  | 16 (13.9)  | 97 (84.3)  | 10 (8.7)  | 8 (7.0)    | 18 (15.7)  | 115 |
|      | 私用  | 115 (62.5) | 43 (23.4)  | 158 (85.9) | 19 (10.3) | 7 (3.8)    | 26 (14.1)  | 184 |
|      | 計   | 201 (44.0) | 102 (22.3) | 303 (66.3) | 64 (14.0) | 90 (19.7)  | 154 (33.7) | 457 |

( ) 内は百分率

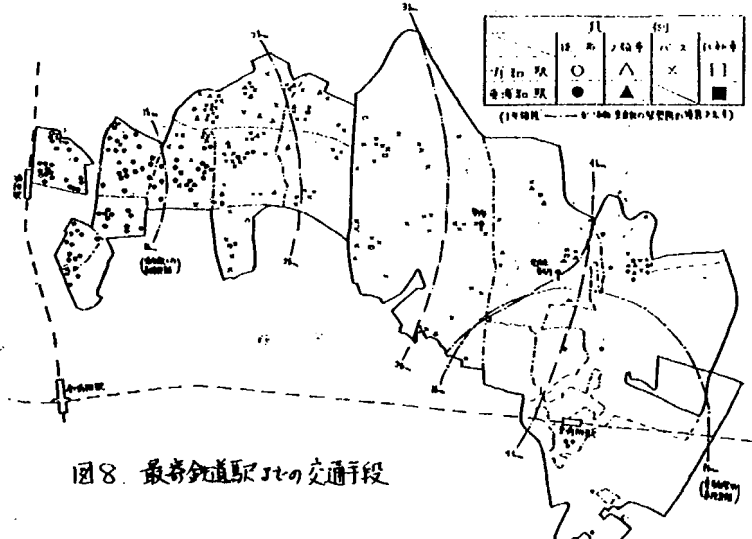


図8. 最寄鉄道駅までの交通手段

## 6. おわりに

本調査では昭和53年度国勢調査及びアンケート調査結果をもとに分析を行った。今後これらの成果をふまえて地域特性にあった交通計画の確立をめざして研究を進めていく予定である。

### 3. 橋梁活荷重の実態と活荷重係数

橋梁研究室 笹森伸博

#### §1 はじめに

道路橋の主げたや床版などの各種部材は、使用期間内に橋梁上を通行することが予想される最大の自動車荷重に対して安全とできるように設計されなければならない。現行の道路橋示方書では、床版や縦げたなどの支間の短い部材の設計に対しては車輛制限令に規定された最大の車輛をモデル化した丁荷重を、主げたなどの支間の長い部材の設計に対しては丁荷重が連行して通行した状態をモデル化したし荷重を規定しており、さらにこれらの荷重の変動に対処するために設計示方書では適当な安全率を規定している。しかしながら、現行の示方書に規定された安全率は特に丁荷重に対して危険側であることが指摘されており、またし荷重に対しても交通量等により必ずしも一貫したものでないと考えられる。本研究は、国道上での活荷重の実態調査結果に基づいて使用期間に橋梁部材が受ける最大活荷重の大きさを推定し、活荷重に対して見込むべき適切な安全率を明らかにするものである。

#### §2 活荷重係数の定義

安全率の与え方には大きく分けて2つの方法がある。その1つは我國の現行道路橋示方書で規定されている許容応力度設計法であり、もう1つは荷重係数設計法といわれるものである。一例として、死荷重と活荷重の組み合わせを考えた時、許容応力度設計法および荷重係数設計法による設計基準はそれぞれ次のように与えられる。

$$\text{許容応力度設計法} \quad R/\nu \geq D + (1 + i) L \quad (1)$$

$$\text{荷重係数設計法} \quad \varphi \cdot R \geq \gamma_0 \{ \gamma_D \cdot D + \gamma_L (1 + i) L \} \quad (2)$$

ここに

|                    |                                   |
|--------------------|-----------------------------------|
| R: 部材の耐荷力 (断面力で表示) | $\varphi$ : 部材強度の変動に対して与えられる強度係数  |
| D: 死荷重による断面力       | $\gamma_D$ : 死荷重の変動に対して与えられる死荷重係数 |
| L: 活荷重による断面力       | $\gamma_L$ : 活荷重の変動に対して与えられる活荷重係数 |
| i: 衝撃係数            | $\gamma_0$ : 解析誤差に対して与えられる係数      |

$\nu$ : 許容応力度設計法における安全率

(1)式および(2)式の比較により、許容応力度設計法において、材料強度、荷重の大きさ、製作誤差ならびに解析誤差など構造物の安全性に係わるすべての不確定要因に対し一括して与えられていた安全率 $\nu$ が、荷重係数設計法では各不確定要因に対し、 $\varphi$ 、 $\gamma_D$ 、 $\gamma_L$ および $\gamma_0$ に分割して与えられていることが分かる。このため、従来経験的に考えられて来た安全率の概念が明確化されるとともに、個々の安全率を解析的に取扱うことが容易であり、橋梁の規模や型式によらず一定の安全率を確保することが可能である。我國の道路橋示方書もこのようなことから荷重係数設計法を採用する方向にある。本研究の目的とするのは(2)式における $\gamma_L$ の値を活荷重の実態調査によるデータにもとづき、信頼性解析<sup>(1,2)</sup>を用いて合理的に定めることであり、このことは橋梁の安全性・経済性の上から極めて重要であると考えられる。

本研究で検討の対象とするのは、供用期間に橋梁が受ける最大活荷重に対して橋梁の耐力力が十分であるかどうかの照査、すなわち終局限界状態の照査であり、繰り返し荷重による疲労破壊は今回の検討の対象としない。また活荷重係数は(2)式に与えられるように活荷重と衝撃に対して乗じられるものとし、衝撃に対する安全率も活荷重係数に含まれるものとする。

### §3 丁荷重に対する荷重係数

橋梁の供用期間内に通行する可能性のある最大の荷重は実態調査に基づいて決めるのが適当であるが、供用期間内最大の活荷重を直接決定するほど多数の実測値は得られていないためいくつかの仮定に基づいて最大の活荷重を求めた。すなわち、実態調査に基づいて輪重の分布形を求めたのち、考えられるいくつかの変動要因によって修正を加え、極値理論により橋梁の供用期間最大の活荷重を求める。輪重について今回使用するデータは、昭和49～51年度にかけて全国の国道上93地点で測定されたものでサンプル数は約300万である。表-1はこれらの集計値と累積確率を示したものである。橋梁部材の設計に用いられる衝撃を含んだ丁荷重、すなわち自動車1台の荷重に対して実際の活荷重が変動する要因としては、車輛諸元の変動、衝撃係数の変動、走行位置の変動などがあり、これらの変動に対しては実態調査の結果からその大きさを求めた。なお今回対象とした構造型式は表-2に示した通りである。

表-1 輪重分布

| 重 両    | 累積数     | 累積確率   |
|--------|---------|--------|
| 0 - 1  | 1959513 | 0.7221 |
| 1 - 2  | 2260927 | 0.8332 |
| 2 - 3  | 2466885 | 0.9091 |
| 3 - 4  | 2579251 | 0.9505 |
| 4 - 5  | 2640448 | 0.9731 |
| 5 - 6  | 2676613 | 0.9864 |
| 6 - 7  | 2696425 | 0.9937 |
| 7 - 8  | 2706006 | 0.9972 |
| 8 - 9  | 2710482 | 0.9989 |
| 9 - 10 | 2712356 | 0.9996 |
| 10-12  | 2713258 | 0.9999 |
| 12-14  | 2713521 | 1.0000 |
| 14 -   | 2713522 | 1.0000 |

表-2 構造型式

| Case | 構造型式  | 支 間              |
|------|-------|------------------|
| 1    | 1本主げた | 5 <sup>m</sup>   |
| 2    | 〃     | 10 <sup>m</sup>  |
| 3    | 多主げた  | 5 <sup>m</sup>   |
| 4    | 〃     | 10 <sup>m</sup>  |
| 5    | 床版    | 2.5 <sup>m</sup> |

上記の変動要因を考慮した活荷重の分布形を求めるため電子計算機によってシミュレーションを行ない、ケース1～5のそれぞれの構造型式に対する活荷重の分布特性を調べた。その結果を設計丁荷重の比として表出し、正規、対数正規、指数ならびにワイブル分布の各確率紙<sup>3)</sup>にプロットした。その一例を図-1に示す。分布特性が各分布形に一致する場合、それぞれのプロットは確率紙上で直線となる。図に示されるように各プロットは全体的には直線性を示さないが、供用期間の最大値を推定するためには大きな累積確率に対応する部分のみが重要である。さしわけ各プロットは累積確率の大きい領域で直線を示すので、ケース1～5についてそれぞれの直線部分のみの関数形を用い供用期間最大の活荷重を極値理論<sup>4)</sup>を用いて推定した。極値理論によれば、確率変数  $t$  の1回の事象に対する分布形が  $g(t)$  で与えられるとき  $n$  回の試行の最大値の分布形  $f(t)$  は次式で与えられる。

$$f(t) = \alpha \cdot \exp\{-\alpha(t-u) - \exp\{-\alpha(t-u)\}\} \quad (3)$$

ここに  $u$  :  $g(t)$  の  $100(1+1/n)$  % 点の確率変数値  
 $\alpha = n \cdot g(u)$  ;  $g(t)$  の平均値  $\mu$  および標準偏差  $\sigma$  は次式で与えられる。

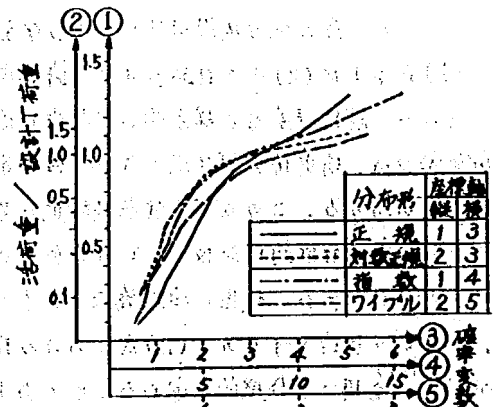


図-1 活荷重分布(丁荷重)

$$\mu = \mu + 0.5772/\alpha \quad (4)$$

$$\sigma = \pi/\sqrt{6} \cdot \alpha \quad (5)$$

活荷重係数 $\gamma_L$ は、極値理論によつて求められた供用期間最大の活荷重の平均値および変動係数を信頼性理論により得られた次式に代入することによつて求めることができる。<sup>1),2)</sup>

$$\gamma_L = \mu \cdot \exp(0.55 \cdot \beta \cdot \sigma / \mu) \quad (6)$$

ここに、 $\beta$ は必要とされる信頼性のレベルを表わす指標である。たとえば、 $\beta = 3.0$ は分存形による信頼性がほぼ0.999、すなわち供用期間内に荷重が設計荷重を上回る確率が0.001であることを示す。現行の道路橋の信頼性のレベルは平均的にほぼ $\beta = 3.0$ に相当すると思われる。<sup>1),2)</sup>ケース1～5について求めた活荷重係数の値を1車線当りの日交通量をパラメーターとして表-3に示す。なお、表に示した値は正規分布を用いて求めたものである。

活荷重係数の値は仮定した分布形に対してあまり敏感でないが、対象とする部材の種類および交通量に対してかなり敏感に変動する。すべての部材に対して包括的活荷重係数を与えようとする場合表-4に示すように安全率を日交通量の関数として規定するのが合理的であると思われる。

活荷重係数の値は仮定した分布形に対してあまり敏感でないが、対象とする部材の種類および交通量に対してかなり敏感に変動する。すべての部材に対して包括的活荷重係数を与えようとする場合表-4に示すように安全率を日交通量の関数として規定するのが合理的であると思われる。

#### §4 L荷重に対する荷重係数

L荷重すなわち自動車列荷重を支配する要因には、車輛の諸元、重量、車頭間隔などがあるが、これらは路線や走行状態などによって異なり橋梁に生じる断面力をすべての場合にわたって再現することは容易ではない。しかしながら、従来の研究により衝撃を考えた走行状態に比べ衝撃を考えた完全渋滞時の方が大きな断面力を生じることが判明している<sup>5)</sup>ので、完全渋滞時のみを検討の対象とした。本研究では、1車線の道路を考慮、40m、80m、120mの3つの支間を例にとり完全渋滞の状態を電子計算機によつてシミュレートして断面力を算定し、供用期間中の最大断面力を極値理論により推定して活荷重係数を求めた。なお、解析は次のような条件に基づいて行なった。

- 1) 検討する自動車列荷重としては、国道上の夜間の信号による渋滞のみを考慮する。
- 2) 発生交通量はポアソン分布にしたがうものとする。すなわち、次の車輛が $n$ 分以内に來る確率は指数分布にしたがうものとする。

- 3) 赤信号により止められていた車輛が青信号の間に出ることが出来る台数はポアソン分布にしたがうものとする。

- 4) 青信号、赤信号の時間はそれぞれ2分および1分とし、渋滞時の車間距離は1mとする。

- 5) 車輛は、昭和45～48年度に行なつた自動車列の実態調査<sup>5)</sup>および昭和53年度に行なつた自動車重量

表-3 活荷重係数(1車線)

| 構造型式 | 日交通量(台/車線) |       |       |
|------|------------|-------|-------|
|      | 100        | 1000  | 10000 |
| 1    | 1.322      | 1.387 | 1.448 |
| 2    | 1.488      | 1.559 | 1.625 |
| 3    | 1.234      | 1.293 | 1.348 |
| 4    | 1.435      | 1.508 | 1.576 |
| 5    | 1.270      | 1.329 | 1.385 |

表-4 提案活荷重係数

| 日交通量<br>(台/車線) | 活荷重係数<br>(1車線) |
|----------------|----------------|
| 100            | 1.50           |
| 1000           | 1.65           |
| 10000          | 1.80           |

表-5 自動車の分類および車両混入率

| 分類 | 車両諸元      |          |           |          | 車両混入率(累積%) |        |        |        |        |
|----|-----------|----------|-----------|----------|------------|--------|--------|--------|--------|
|    | 重量<br>(t) | 変動<br>係数 | 長さ<br>(m) | 変動<br>係数 | case-1     | case-2 | case-3 | case-4 | case-5 |
| 1  | 1.0       | 0.10     | 3.0       | 0.20     | 24.3       | 1.9    | 2.0    | 0.3    | 0.5    |
| 2  | 1.0       | 0.10     | 4.0       | 0.20     | 48.5       | 27.8   | 31.9   | 13.0   | 10.9   |
| 3  | 2.0       | 0.10     | 5.0       | 0.20     | 51.5       | 33.4   | 35.9   | 15.7   | 12.5   |
| 4  | 4.0       | 0.10     | 5.0       | 0.20     | 61.7       | 40.8   | 40.6   | 20.0   | 13.8   |
| 5  | 3.5       | 0.10     | 6.0       | 0.20     | 64.4       | 44.2   | 42.4   | 21.9   | 14.3   |
| 6  | 7.5       | 0.10     | 6.0       | 0.20     | 69.5       | 52.1   | 54.0   | 28.8   | 22.6   |
| 7  | 5.0       | 0.10     | 7.0       | 0.20     | 71.1       | 55.4   | 55.6   | 30.8   | 22.6   |
| 8  | 11.0      | 0.10     | 7.0       | 0.20     | 75.0       | 65.8   | 61.4   | 42.5   | 34.1   |
| 9  | 6.0       | 0.02     | 7.5       | 0.34     | 75.8       | 67.1   | 63.0   | 44.2   | 35.2   |
| 10 | 14.5      | 0.02     | 7.5       | 0.32     | 79.3       | 71.5   | 69.4   | 51.5   | 39.0   |
| 11 | 8.0       | 0.08     | 9.0       | 0.17     | 80.9       | 76.0   | 75.4   | 54.5   | 41.7   |
| 12 | 18.0      | 0.08     | 9.0       | 0.24     | 99.6       | 96.9   | 95.7   | 98.1   | 95.3   |
| 13 | 11.0      | 0.09     | 15.0      | 0.20     | 99.6       | 97.2   | 95.7   | 98.4   | 95.3   |
| 14 | 27.0      | 0.09     | 15.0      | 0.22     | 100.0      | 98.0   | 99.6   | 99.5   | 99.6   |
| 15 | 4.0       | 0.10     | 4.0       | 0.20     | 100.0      | 99.8   | 99.6   | 99.7   | 100.0  |
| 16 | 10.0      | 0.10     | 10.0      | 0.20     | 100.0      | 100.0  | 100.0  | 100.0  | 100.0  |

量の実態調査に基づき自動車の分類を行なった。

また国道上の代表的な5地点における車輛混入率および車輛の重量と長さの変動係数も測定した。これらの結果を表-5に示す。

以上の情報をもとに、支間と夜間交通量をパラメーターに完全渋滞回数を求めた結果を表-6に示す。

次に表-5に示した車輛諸元と車輛混入率を用い、3種類の支間について活荷重の分布特性を調べた。結果は設計L荷重に対する最大曲げモーメントの比として求め、T荷重の場合と同様に4種の分布確率紙にプロットした。その1例を図-2に示す。図から正規確率紙にプロットしたものが最も直線性を示しているので、正規分布を用いて供用期間最大の活荷重を推定する。

支間、夜間交通量、車輛混入率をパラメーターとし極値理論および信頼性理論を用いてL荷重に対する活荷重係数を計算すると表-7のようになる。この活荷重係数はT荷重と同様に(2)式で与えられる設計基準で

$\beta = 3.0$  の信頼性を確保するために必要とされる $\gamma_L$ の値である。表に示された値は各パラメーターに対してあまり敏感ではなくL荷重に対しては1種類の活荷重係数で包括できると考えられる。すなわち、夜間の渋滞が問題となるような国道上の活荷重係数は $\gamma_L = 1.6$ 程度を見込んでもおけば安全である。

## §5 あとがき

以上述べたように、荷重係数設計基準を採用した場合の活荷重係数の値については、実態調査の結果を解析することによりほぼ合理的に定めることができる。今回求めた活荷重係数は、比較的重交通の国道上の橋梁の設計に適用できるものであり、他の国道上または地方道上についてもデータを収集して同様の解析を行い橋梁の設計を合理的なものにしていく必要がある。また本研究においては、死荷重と活荷重のみの組み合わせを対象としており、今後、他の特殊荷重と組み合わせた場合の荷重係数を求めていく必要がある。

## 参考文献

- 1) 「構造物の安全性・信頼性」 昭和51年10月 土木学会
- 2) 「構造設計における安全率について」 A.H-S.Ang, 金井道夫, 土木技術資料18-11
- 3) Probability Concepts in Engineering Planning and Design, A.H-S.Ang, John-Wiley & Sons, Inc.
- 4) 「信頼性理論入門」 依田 浩, 朝倉書店
- 5) 「設計活荷重に関する研究」 土木研究所資料 第936号

表-6 渋滞回数

| 支間<br>(m) | 夜間<br>交通量 | 車 輛 混 入 率 |        |        |        |        |
|-----------|-----------|-----------|--------|--------|--------|--------|
|           |           | case-1    | case-2 | case-3 | case-4 | case-5 |
| 40        | 500       | 251       | 552    | 759    | 1217   | 1774   |
|           | 1000      | 2701      | 4549   | 5581   | 8222   | 10114  |
|           | 1500      | 9014      | 13261  | 14872  | 19864  | 23010  |
| 80        | 500       | 0         | 0      | 0      | 1      | 3      |
|           | 1000      | 3         | 6      | 15     | 29     | 96     |
|           | 1500      | 29        | 97     | 178    | 446    | 779    |
| 120       | 500       | 0         | 0      | 0      | 0      | 0      |
|           | 1000      | 0         | 0      | 0      | 0      | 0      |
|           | 1500      | 0         | 0      | 1      | 1      | 6      |

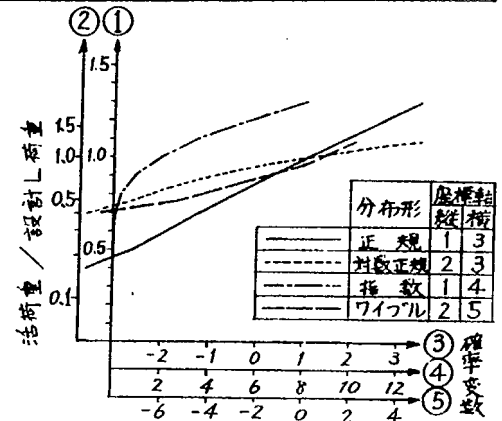


図-2 活荷重分布 (L荷重)

表-7 活荷重係数 (L荷重)

| 支間<br>(m) | 夜間<br>交通量 | 車 輛 混 入 率 |        |        |        |        |
|-----------|-----------|-----------|--------|--------|--------|--------|
|           |           | case-1    | case-2 | case-3 | case-4 | case-5 |
| 40        | 500       | 1.326     | 1.352  | 1.457  | 1.417  | 1.375  |
|           | 1000      | 1.422     | 1.429  | 1.535  | 1.477  | 1.422  |
|           | 1500      | 1.468     | 1.467  | 1.571  | 1.503  | 1.443  |
| 80        | 500       | 1.158     | 1.202  | 1.276  | 1.334  | 1.333  |
|           | 1000      | 1.176     | 1.259  | 1.371  | 1.440  | 1.443  |
|           | 1500      | 1.279     | 1.365  | 1.472  | 1.530  | 1.499  |
| 120       | 500       | 1.304     | 1.366  | 1.452  | 1.546  | 1.544  |
|           | 1000      | 1.304     | 1.366  | 1.452  | 1.546  | 1.544  |
|           | 1500      | 1.304     | 1.366  | 1.452  | 1.546  | 1.594  |

#### 4. 土木構造物の設計照査システム(ボックスカルバート为例として)

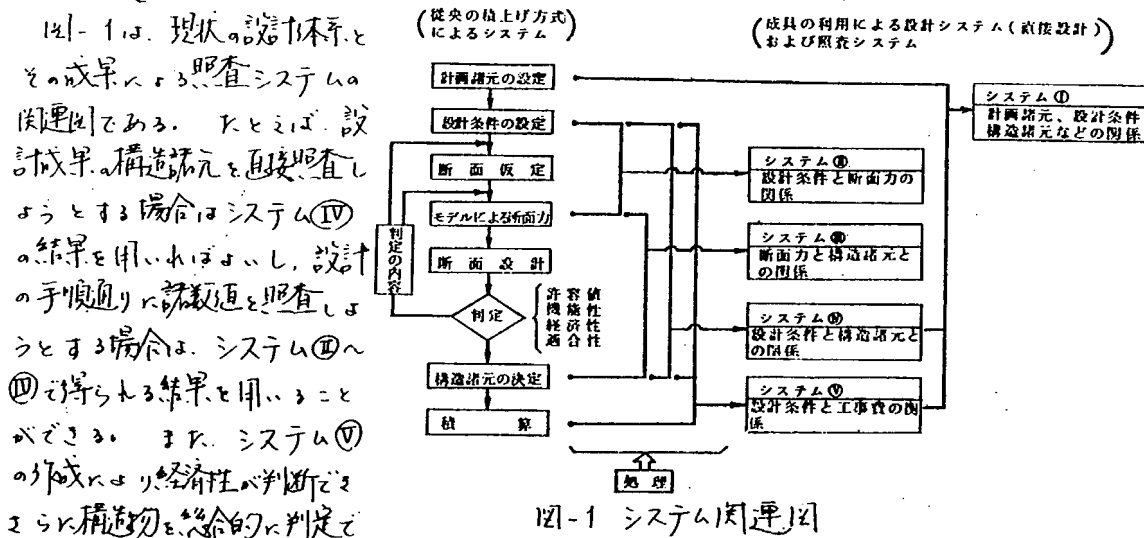
企画部システム課 村橋 良範

##### §1 はじめに

土木構造物の設計体系は、電算機械の普及に伴い、大きく変化している。すなわち、手回し電算機による、設計を行う、という時代においては構造解析モデルとしか簡単に現実近づける、という設計手法の研究が多く、それが設計の中に取り入れられてきた。また、設計成果も細部の考之方や詳細な計算まで順序よく積み上げられており情報も多く計算根拠も明確であることから設計照査を行うのも比較的容易であった。

しかしながら、電算機械の普及に伴って、これまで解析不可能に近い、大計算量、長時間のうち精度よく行えるようになると構造解析モデルも厳密にできており今日の土木構造物設計にも多く取り入れられている。ところが、このように電算機械の利用を図、段階については、必要最小限の情報しか出力されていはいはものが多く設計の考之方についても省かれがちであり、情報不足から設計照査を行うにも多大な時間と労力を要する結果となっている。

したがって、このような問題に対処するためには、電算機械の利用による設計成果、照査体系の確立を図る必要がある。システム課では、標準仕様から得られる成果を利用して、照査システムの開発を行っている。



また、システム④の作成が可能となり計画時に多くの情報を入手でき比較システムとして利用できるよう。

##### §2 研究目的

電算機械を用いた設計成果に対する照査体系は皆無に近い。が実情であり、本研究は、ボックスカルバート为例として照査システムの提案を目的とするものである。

### §3. 研究方法.

土木構造物の設計のうち完成した状態モデルと部材の基礎理論から設計には、設計条件が与えられて、構造物の具体的な諸元が決定されるまで過程には設計者の判断が必要とする箇所、特に設計例、多岐にわたる構造物については与えられた設計条件に対しては単純な線形関係として構造諸元が決定できる。このような設計作業の煩瑣な限りを基礎モデル及び基礎理論の内容とするプログラムによる設計成果を利用することにより設計条件中構造諸元の関係と把握することと可能であり、一般に設計に使用する成果の調査を行うことが出来る。しかし、本研究では、土木構造物の設計例、設計成果を利用するものとした。

土木構造物の設計成果を調査する手法としては、以下に示すようなものが考えられる。

(1) 既往の設計成果と比較して調査する手法。

(2) (1)の成果についてデータバンクを構築し数回の条件検索して調査する手法。

(3) 自動設計プログラムによる設計結果を処理することにより設計条件中構造諸元の関係と、プログラムにあるいは結果処理に表裏する手法。

(1)については従来用いられている方法で(2)は従来の成果を4年程度の調査ととも種々の資料としても利用しようとする方法で道路公団や建設省の進められている。(3)については、次のようなシステムが考えられ、本文の内容もこの系統に基いてそれぞれ構造物に対して最も適当なシステムについて検討を行う。

① 代表的な1つの設計条件と構造諸元の関係とをプロットとすることにより、設計例範囲内設計条件に対する構造諸元を推定し得る図表なる方法。

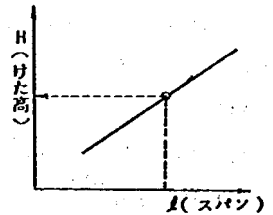


図-2

たとえば、図-2に示すようなスパンと桁高の関係、曲げモーメントと支持有効長さの関係などは、一元的に表現できる。

② 複数の条件を示す座標軸の関係と結果として1つの諸元を求める設計プログラムによる方法。

たとえば、図-3に示すようなボックスカルバートの断面方向の曲げモーメント算定プログラムで与える横方向の設計(ラメン解析)において求めている断面を利用して断面一次モーメント( $I_0$ )→基礎盤反力係数( $K$ )→カルバートの長さ( $L$ )と求むることにより設計曲げモーメントを算出することと出来る。

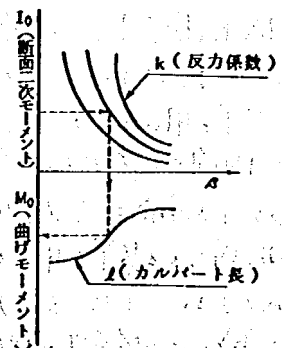


図-3

③ 自動設計プログラムによる、各種設計条件に対するデータを作成し、これを結果処理することにより、設計条件と構造諸元の関係と関係式を表現する方法。

たとえば、図-4に示すボックスカルバートの支持部(1, 2, 3)には必要耐力量と構造諸元とを場合、構造諸元と自由度とを並列式は、解析モデルを設定することにより設計条件(説明変数)と関係要因と抽出することにより設定できる。このようにして、反力係数( $K$ )に対する調査式と求めると(1)式のような結果と得る。

$$L_1 = 15.000 + 0.350 D_f \cdot B_0^2 - 0.247 B_0 \cdot H_0 D_f - 0.155 \frac{H_0^4}{B_0} + 0.420 H_0^3 \quad (1)$$

ここで、 $B_0$ : 内室幅(m),  $H_0$ : 内室高(m),  $D_f$ : 土のさり高(m)  
 以上、(1)式は、精度を上げ、 $B_0 \leq 2.5$ ,  $H_0 \leq 2.5$   
 $D_f \leq 5.0$ m として適用範囲を設定し、これは、実際上、こ  
 のようは照査式の数多く設定され、かつ式自体も複雑であることか  
 ら実用性は、低い。したがって、本研究では、①及  
 び②の組合せによる手法を用いた。

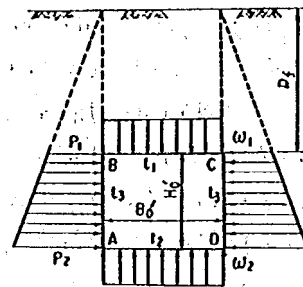


図-4

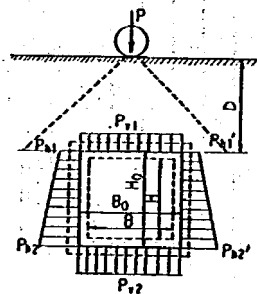
#### §4 研究結果

ボックスカルバートは水路用として、道路用として、また共同溝として数多く設計される構造物で  
 あり、構造設計は、横方向(ラ-メン解析)及び縦方向に大別される。

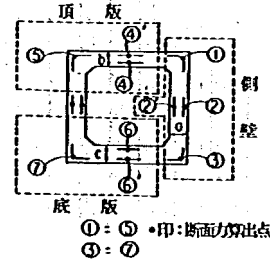
本報告では、そのうちの横方向設計における設計照査について記述する。横方向の設計は、図-  
 5(a)に示すような荷重状態に対するラ-メン解析による、図-5(b)に示すような断面力、各部分の  
 断面力を求める作業である。したがって、図-5(a)に示すB, H, Dを任意の条件について計算し  
 その結果を明表化しておけば、一般の条件に対して照査できる。

なお、照査明表の作成に用いた諸常数は、以下に  
 示す通りとする。

- ① 活荷重: T-20, ② 工圧係数: 0.5
- ③ 単位体積重量: 土:  $1.8 \text{ t/m}^3$ , 砕石コンク  
 リート:  $2.5 \text{ t/m}^3$ , アスファルト:  $2.3 \text{ t/m}^3$
- ④ 許容応力度: コンクリート圧縮:  $50 \text{ kg/cm}^2$   
 コンクリートせん断:  $8.0 \text{ kg/cm}^2$ , 鋼筋の  
 引張:  $1600 \text{ kg/cm}^2$ , ⑤ 鋼筋径:  $\phi 20$



(a) 作用する荷重



(b) 各部の設計値

図-5 作用荷重と設計値

#### 4-1 断面力の照査システム

各部材の略号における断面力は、  
 図-6に示すようなグラフにより照  
 査する。

図-6は、内室幅(B) 1.50m  
 基礎と内室高(H), 土のさ  
 り(D)に対する側壁下部における  
 隅部、隅部モーメント、せん断  
 力及び軸力の関係を示したもので  
 あり、設計条件は  $B \times H = 1.50 \text{ m}$   
 $\times 2.00 \text{ m}$ ,  $D = 4.5 \text{ m}$  の場合  
 は、図中の実線と点線とを  
 用いて、曲げモーメント  $M = -2.8 \text{ t-m}$

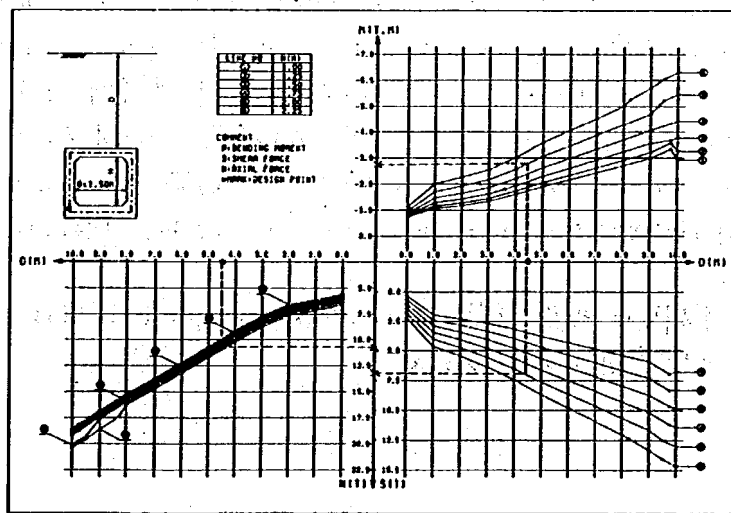


図-6 各点の断面力を求めるグラフ例

せん断力  $S = 7.0t$ 、軸力  $N = 11.0t$  を求めることとできる。116. 図-6 に示すモジュールは内窓寸法の条件に対して274枚を注意し、

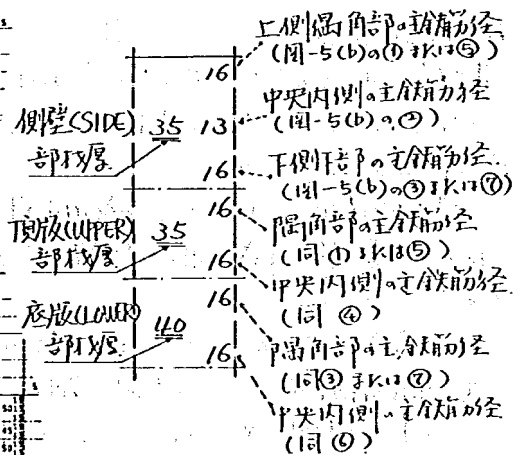
#### 4-2 部材厚及び鉄筋量の照査システム

部材厚及び鉄筋量の照査は、4-1の断面力の減縮コンクリート(モジュール等)に照査する。ここで、本システムにおいては図-7に示すように注意の内窓寸法と土の盛り高に対する各部材厚及び鉄筋量(鉄筋間隔を125mmとして定めた場合)の照査表を作成している。

これとは、内窓寸法  $B \times H = 3.25m \times 3.25m$ 、土の盛り高  $W = 2.5m$  の場合は次のようになる。

図-7 各設計条件に対する部材厚、鉄筋量

| 内窓寸法<br>B × H | 部材厚   | (2) 土の盛り高 W (m) に対する鉄筋量 (mm <sup>2</sup> ) |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|---------------|-------|--------------------------------------------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
|               |       | 土の盛り高 W (m) に対する鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 3.25 × 3.00   | SIDE  | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | UPPER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | LOWER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 3.25 × 3.25   | SIDE  | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | UPPER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | LOWER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 3.25 × 3.50   | SIDE  | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | UPPER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | LOWER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 3.25 × 3.75   | SIDE  | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | UPPER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | LOWER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 3.25 × 4.00   | SIDE  | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | UPPER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | LOWER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 3.25 × 4.25   | SIDE  | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | UPPER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | LOWER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 3.25 × 4.50   | SIDE  | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | UPPER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | LOWER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 3.50 × 1.75   | SIDE  | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | UPPER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|               | LOWER | 301                                        |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |



#### 85 まとめ

本研究は、ボックスカルバート映像とした照査システムの提案であるが、以上により照査図表は、比較設計システムとして、詳細設計システムとしても十分に精度を有するものと信ずる。

本文にはふれが、ボックスカルバートの照査すべきポイントと整理した照査リストと、縦方向及びラッキング方向(モジュール)の作成しており本文の内容と合わせて考えると道路構造物として一連ボックスカルバートの照査システムは完成したといえる。本文の内容は、土木研究所資料文1503号にまとめられ、作業を行っており、現場に配布の上、意見を賜うこととして、

3. 本研究は、現在、映像について作業を進めているが、今後は下部工、上部工及び基礎工等についても検討を進める予定である。

## 5. コンクリートダムの温度応力解析

ダム構造研究室 永山 功

### § 1. まえがき

ダムコンクリート中のクラックは、水密性・内部応力・耐久性・外観上好ましくない。クラックは引張応力が引張強度より大きくなった時に発生する。引張応力は荷重が作用する場合に発生することもあるが、温度変化による体積変化が拘束されることによってしばしば発生する。特にダムのようなマッシブな構造物では熱放散が悪いため、温度応力はダムの設計・施工上の大きな問題となることが多い。

温度変化による体積変化の拘束は、そのメカニズムより外部拘束と内部拘束に区分される。外部拘束とは、打設コンクリートと岩盤ないし旧コンクリートとの温度変化に対する変形特性の差に起因する拘束であり、内部拘束とは、打設コンクリート内の温度勾配によるひずみ量の差に起因する拘束である。そのメカニズムより明らかなように、前者に基づく応力は打設後相当の日数を経た後に支配的な応力であり、後者は打設後の早い時期に問題となる応力である。

温度応力の大きさは、温度変化量・拘束度の大きさ・コンクリートの弾性ないし非弾性特性に関係する。また、コンクリートの硬化過程・クリープの影響を加味するには、温度変化量の大きさのみならず、さらに、その履歴が必要となる。

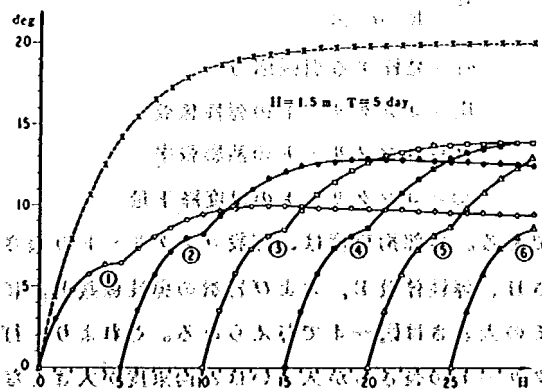
### § 2. 研究目的

本研究は、コンクリートダムの温度規正をより合理的に行うために、温度履歴解析・温度応力解析を試みたものである。

### § 3. 研究結果

#### 3.1 温度履歴の検討

打設コンクリートの温度履歴は、セメントの種類・配合によって影響を受けるほか、打設ブロックの形状、打設間隔によって変化する。断熱温度上昇と温度履歴の関係は単なる比例関係にあるから、ここではブロック形状と打設間隔について取扱う。さらに通常の打設ブロックの場合、温度上昇過程の熱の移動は鉛直方向に卓越しているため、打設コンクリートのリフト高と打設間隔について整理する。図-1は打設速度  $0.3 \text{ m/day (1 ft/day)}$  とした場合の1.5mリフトの温度履歴、図-2はリフト高1.0m、図-3はリフト高5mリフトの温度履歴を示す。



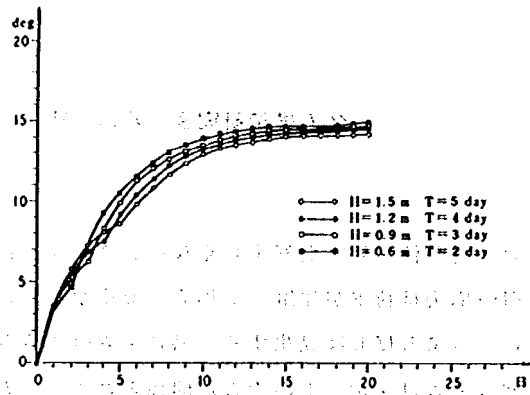


図-2 打設速度一定の場合の温度履歴の比較

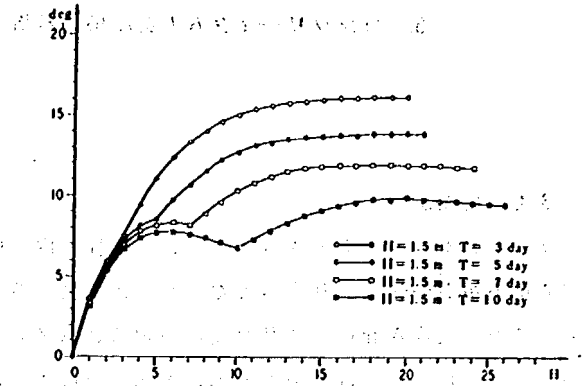


図-3 打設速度と温度履歴の関係

ト高を種々に変化させた場合の温度履歴の差を示す。これより、着岩部より3 m以上離れたリフトの温度履歴は各リフトともほぼ同一で、打設速度一定の下ではリフト高によらないことがわかる。図-3はリフト高を一定として打設間隔を変化させた場合の温度履歴を比較したものである。打設間隔が長いほど最高温度は低くなるが、打設間隔が長すぎると上部リフト打設前に大きな温度低下を生じることになる。

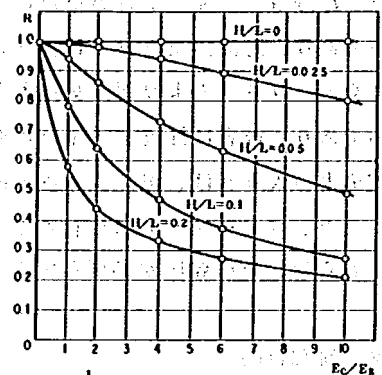


図-4 外部拘束度の大きさ

### 3.2 外部拘束度の検討

外部拘束度は、打設されたコンクリートが一樣な温度変化を受けた場合に、実際に生ずる応力と変形を完全に拘束された場合に生ずる応力の比で、一次元応力の場合、

$$R = \frac{\sigma_t}{E_c \alpha \Delta\phi}$$

$\sigma_t$  = 発生する引張応力

$E_c$  = コンクリートの弾性係数

$\alpha$  = コンクリートの熱膨張率

$\Delta\phi$  = コンクリートの温度降下量

である。外部拘束度は、打設コンクリートの長さL、高さH、弾性係数E、および岩盤の弾性係数 $E_R$ に関係し、その大きさは図-4で与えられる。これより、打設コンクリートの長さLが大きいほど拘束度が大きくなり、発生応力は大きくなる。また、破壊基準を $\sigma_t/E_c = 1 \times 10^{-4}$ とすると、図-6許容温度降下量の大きさ

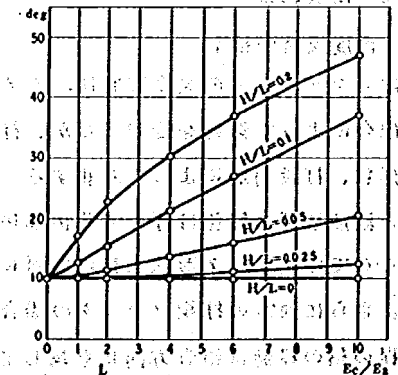


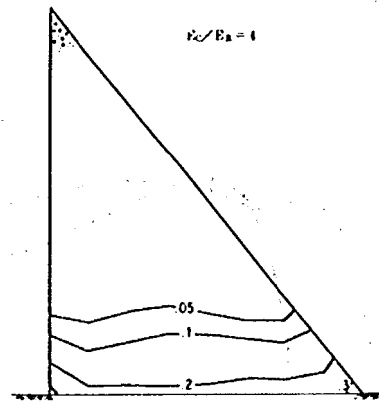
図-6 許容温度降下量の大きさ

とした場合の 許容温度降下量は図一5のように計算される。

パイプクーリングを行わない場合、一般に温度降下の割合は緩慢であり、ダム完成後に最終安定温度に達する。図一6はダム全体に対する外部拘束度の分布を示したものである。この場合外部拘束度は2次元応力状態に対して表現されるため次式で与えられる。

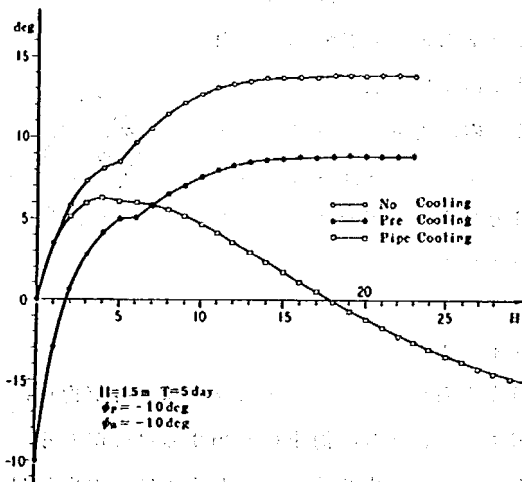
$$R = \frac{(1-\nu)\sigma_t}{E_c \alpha \Delta\phi}$$

ポアソン比 $\nu = 0.2$ とした場合の許容温度降下量は約 $30^\circ$ である。



図一6 ダム全体に対する外部拘束度

以上のように、打設高が低いうちにコンクリートを急冷するのは温度応力上有利ではない。図一7は、人工クーリングを行わない場合、パイプクーリングを行った場合、プレクーリングを行なった場合の温度履歴の比較を示したものである。パイプクーリングを用いる場合には、急速すぎる温度降下は温度応力上好ましくないといえる。



図一7 クーリング方法と温度履歴の関係

### 3.3 打設ブロック内の温度応力分布

打設されて間もない材令の若いコンクリートには、その内部と表面に大きな温度差を生じ、この温度勾配によって生ずる温度応力がクラック発生の一要因になっている。内部拘束による温度応力の算出式として、等置直線温度分布との温度差が温度応力に変換されるとして次式が導かれる。

$$\sigma = \frac{\alpha E_c}{b^3 (1-\nu)} \left[ -b^3 T(x) + b^2 \int_0^b T(x) dx + 3(2x-b) \int_0^b (2x-b) T(x) dx \right]$$

$T(x)$  = 断面内の温度分布

$b$  = 断面の長さ

この式は、一様な伸びと曲げに対し自由に変形できることを仮定しているため、内部拘束応力の解析には必ずしも妥当ではない。

このような温度勾配を考慮した解析を行うため、熱伝導と弾性係数の経時変化を考慮した有限要素法のプログラムを開発した。図一8は、1.5 m リフトを2リフト打設した場合の解析例である。ここで、コンクリートの弾性係数の経時変化は次式で仮定した。

$$E_c = 250000 \times (1 - \exp(-0.175t)) \text{ kg/cm}^2$$

ここで  $t$  = 打設後の日数

図一9は、1.5 m リフトと3 m リフトの温度履歴を比較したものである。温度勾配が大きいほど発

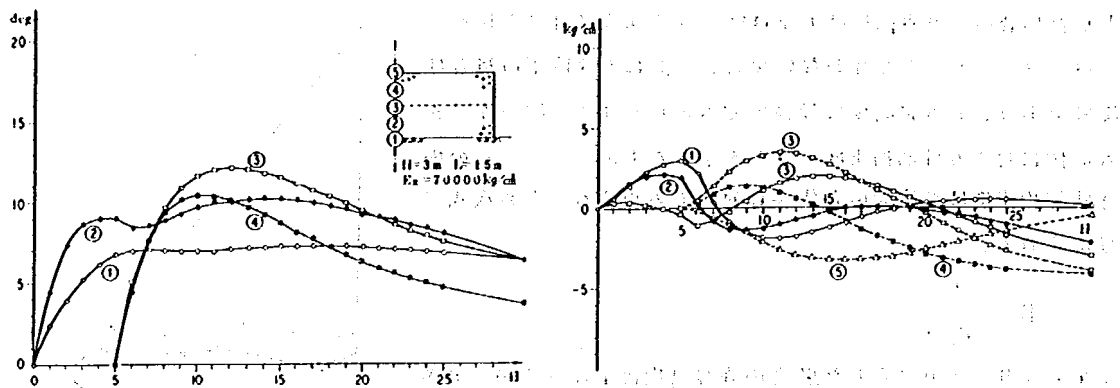


図-8 打設コンクリートの温度履歴と温度応力履歴

生ずる温度応力も大きくなること  
とがわかる。図-10は、この時  
のリフト内の最大引張応力と引  
張強度の関係を表わしたもので  
ある。内部拘束によるクラック  
は、コンクリート打設後約5～  
10日で発生する可能性が高いこ  
とがわかる。

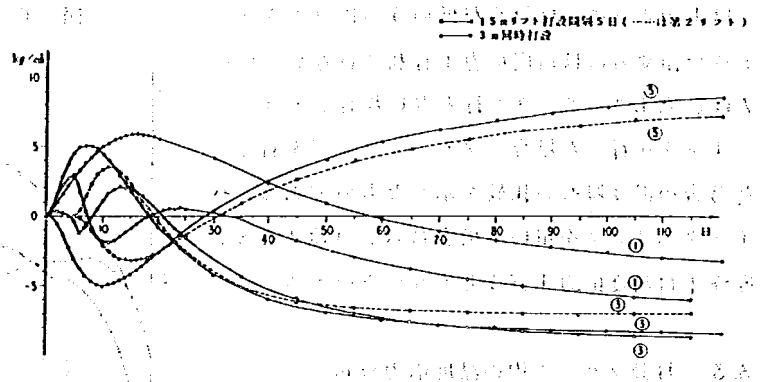


図-9 リフト高と温度応力の関係

#### § 4. まとめ

温度応力によるクラックの発生は、外部拘束に  
起因する場合と内部拘束に起因する場合がある。

クラックの発生を防止するためには、温度勾配  
を小さくすること、温度降下量を緩慢にすること  
が必要である。

温度規正法、クーリング計画は以上の点に留意  
して行うべきであり、過剰の人工クーリングはか  
えってクラックの発生を助長しかねない。  
内部拘束による温度応力については、有限要素  
法によってかなり解析が行えるようになってきた  
が、今後は材令の若いコンクリートの物性につい  
て、さらに調査検討を行う必要がある。  
参考文献

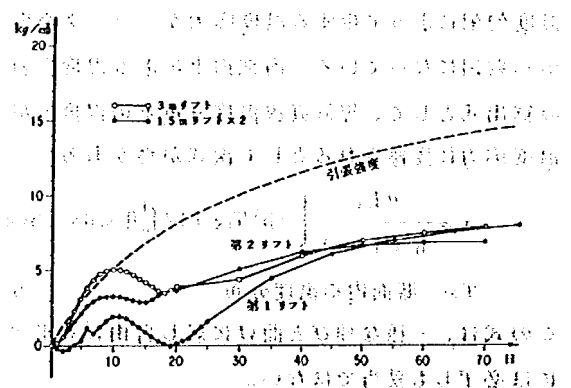


図-10 温度応力と引張強度の関係

土研資料第1318号「コンクリートダムの温度応力解析について」

大規模ダムRCDコンクリート研究会資料「コンクリート重力ダムの温度応力に関する検討」

U.S.B.R.「Design of Gravity Dam Chap.7 Temperature Control of Concrete」

## 6. 近接した橋の後流によるパフエッティング

構造研究室 神寄一夫

### § 1. まえがき

最近、吊橋や斜張橋などに代表される長大橋梁の建設が数多く計画されているが、長大橋梁を建設する際には耐風性の検討が不可欠であり、風洞実験により耐風性の良い断面が考案され、その結果が設計に大きく反映されている。橋梁の風による振動には、自励振動（ある限界風速に至って発生し、風速の上昇と共に振幅が大きくなり、発生が直ちに構造物の崩壊につながる振動）、渦励振（後流渦の周波数と構造物の固有周波数が一致した場合に発生し、直ちに崩壊には至らないが比較的低風速で発生するために疲労および使用性の面で問題となる振動）、パフエッティング（自然風中に含まれる乱れや構造物の後流中の乱れによって発生する不規則な強制振動。低風速から発生し、風速の増加とともにその振幅が増加し、疲労および使用性の面で問題となる振動）がある。橋梁を既設の橋梁に近接して増設する場合には、自励振動、渦励振の他に上流側の橋梁により乱れた風が下流側の橋梁にあたることによって発生するパフエッティングについても検討する必要がある。今回の研究では、2橋並列の場合のパフエッティング特性を調べる。

### § 2. 目的

2橋の間隔および迎角を変化させた場合の上流側橋梁の後流の乱れに起因するパフエッティング特性を把握することを目的とする。

### § 3. 方法

実験は建設省土木研究所の橋梁試験用風洞を用いて行なった。模型は2次元剛体模型を使い、8本のバネを用いて風洞内に取り付け、その上流側に測定する模型と同様の幾何学的形状のダミーモデルをピアノ線を用いて固定し、風速、迎角および2模型の間隔を変化させ、その時の挙動を調べた。模型の挙動の測定には2台の光学式変位計を用いて行ない、加算または減算することにより、鉛直たわみまたは、ねじれの成分を求め、データレコーダ及びペンレコーダに記録した。

風速の測定はピトー管及びマノメータを用いた。また、質量に関する相似条件を満たすためには、模型を支持するバネのバネ定数を測定し、所要の振動数を求め、付加質量を調整して、所要の振動数に合わせるという方法を用いた。減衰に関する相似条件を満たすためには、電磁ダンパーを用い、抵抗を変化させ、鉛直たわみモードについては、模型幅の1/50のとき、対数減衰率で0.02に、ねじれモードについては、倍振幅2°のとき、0.02に設定した。

### § 4. 結果

2橋並べた実験を行なう前に、1橋単独についてのバネ支持実験を行ない、その自励振動特性、

および渦励振特性を調べた。

実験ケースは高欄部分を高欄のみの場合、高欄にフラップを取り付けた場合、高欄に地覆を取り付けた場合、高欄に地覆及びフラップを取り付けた場合の4種類とした。その結果を表-1に示す。

表-1 自励振動、渦励振特性実験結果

| 実験ケース          | 振動モード         | 自励振動                                         | 渦励振                                                                                                                                                                                |
|----------------|---------------|----------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 高欄のみ           | 鉛直たわみ<br>1自由度 | 安定                                           | 発振せず                                                                                                                                                                               |
|                | ねじれ<br>1自由度   | 安定                                           | 迎角 $-1^{\circ} \sim -7^{\circ}$ の間の風速 $20 \sim 24 \text{ m/s}$ の間で最大倍振幅で $0.84^{\circ}$ の振動が発生した。                                                                                  |
| 高欄+フラップ        | 鉛直たわみ<br>1自由度 | 安定                                           | 発振せず                                                                                                                                                                               |
|                | ねじれ<br>1自由度   | 安定                                           | 発振せず                                                                                                                                                                               |
| 高欄+地覆          | ねじれ<br>1自由度   | 安定                                           | 迎角 $-5^{\circ}$ の風速 $20.5 \sim 21.5 \text{ m/s}$ の間で最大倍振幅で $0.9^{\circ}$ の振動が発生し、迎角 $+3^{\circ}$ 、 $+5^{\circ}$ の風速 $35.5 \sim 91.5 \text{ m/s}$ の間で最大倍振幅で $5.6^{\circ}$ の振動が発生した。 |
| 高欄+地覆<br>+フラップ | ねじれ<br>1自由度   | 迎角 $+5^{\circ}$ の風速 $93.7 \text{ m/s}$ で発生した | 迎角 $-5^{\circ}$ の風速 $18.8 \sim 23.5 \text{ m/s}$ の間で最大倍振幅で $0.46^{\circ}$ の振動が発生した。                                                                                                |

注) 高欄+地覆、高欄+地覆+フラップの場合の鉛直たわみ1自由度については、高欄のみ、高欄+フラップの実験結果が安定であったので実験は行なわなかった。

次に、1橋の場合に最も良好な断面であった高欄にフラップを取り付けた断面を2橋並べ、間隔及び迎角を変化させ、下流側の模型が自由振動の状態になってから、200波に相当する時間の記録を使って、最大倍振幅（応答の最大変位と最小変位の差）を整理し図-1～図-4に示す。

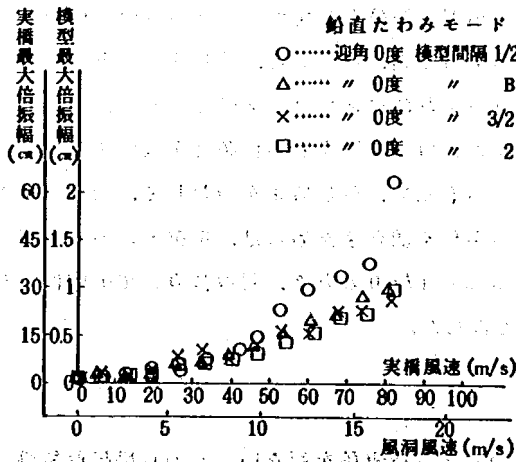


図-1 風速-振幅曲線

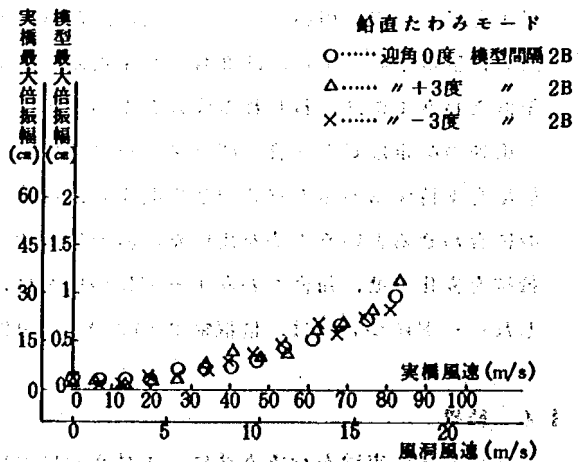


図-2 風速-振幅曲線

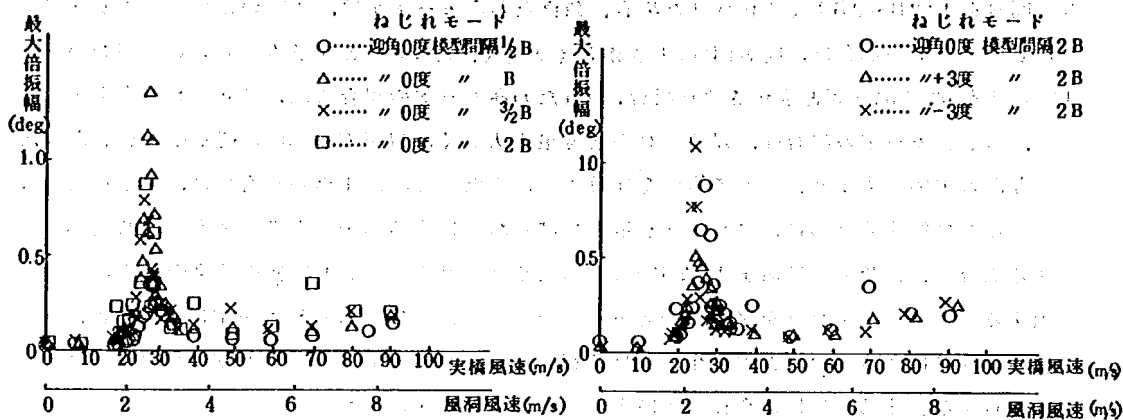


図-3 風速-振幅曲線

図-4 風速-振幅曲線

鉛直たわみモードで間隔を  $1/2B$ ,  $1B$ ,  $3/2B$ ,  $2B$  ( $B$ : 模型幅) と変化させた場合の振幅の大きさは風速の上昇に伴って徐々に大きくなっていくが、 $1/2B$  の場合が最も振幅が大きく、 $B$ ,  $3/2B$ ,  $2B$  はあまり差がない。また、設計風速 ( $54.5 \text{ m/s}$ ) 以下の場合に限ると、振幅の大きさは間隔の影響をほとんど受けないということが読み取れる。また、鉛直たわみモードで迎角を  $0^\circ$ ,  $+3^\circ$ ,  $-3^\circ$  と変化させた場合は、間隔を変化させた場合と同様に振幅の大きさは風速の上昇に伴ない徐々に大きくなっていくが、迎角による影響はほとんどないことが読み取れる。また、ねじれモードで間隔を変化させた場合には、実橋風速で  $20 \sim 30 \text{ m/s}$  に鋭いピークがみられた。この風速領域は 1 橋単独の実験を行なった際の高欄のみの場合に渦励振が発生した風速領域とほぼ一致する。

この結果より、1 橋単独の場合には、フラップを取り付けることにより渦励振を防ぐことができたが、2 橋並べた場合の上流側模型の後流の渦によるパフティングは防げないことがわかる。振幅の大きさは  $1B$  の場合が最も大きく、 $1/2B$  の場合が最も小さいことが読み取れる。また、ねじれモードで迎角を  $0^\circ$ ,  $+3^\circ$ ,  $-3^\circ$  と変化させた場合には、ねじれモードで間隔を変化させた場合と同様に実橋風速  $20 \sim 30 \text{ m/s}$  に鋭いピークがみられ、振幅の大きさは迎角  $-3^\circ$  の場合が最も大きく、以下  $0^\circ$ ,  $+3^\circ$  と続くことが読み取れる。

## § 5. まとめ

今回の実験結果をまとめると次のとおりである。

- 1) 1 橋の場合では、高欄のみの基本断面については、自励振動については安定であり、風速  $20 \sim 24 \text{ m/s}$  の間で最大倍振幅で  $0.84^\circ$  の渦励振が発生したが、フラップを取り付けることにより、自励振動、渦励振に対して良好な特性が得られた。
- 2) 2 橋並べた場合のパフティングについては、鉛直たわみモードでは、振動振幅は風速の上昇に伴ない大きくなり、ねじれモードでは、実橋風速  $20 \sim 30 \text{ m/s}$  に鋭いピークが現われることがわかった。

- 3) 間隔を  $1/2B \sim 2B$  まで変化させた場合、鉛直たわみモードでは、間隔の影響をあまり受けず、ねじれモードの場合は、間隔  $1B$  のときが最も大きく、 $1/2B$  のとき最も小さいことがわかった。
- 4) 迎角を  $0^\circ, +3^\circ, -3^\circ$  と変化させた場合、鉛直たわみモードの場合には、迎角の影響をあまり受けず、ねじれモードの場合は、迎角  $-3^\circ$  のとき最も大きく、以下  $0^\circ, +3^\circ$  と続くことがわかった。

今回の実験結果より、実際に橋梁を建設するにあたっては、1橋の場合には、自励振動および渦励振を抑制するために、フラップを取り付けた断面にする必要がある。また、2橋並べて建設する場合には、橋梁の間隔を  $1/2B \sim 2B$  の範囲で変化しても、上流側の橋梁の後流の乱れに起因するパフティングを完全に抑えることができず、特に、ねじれモードにおいては、フラップを取り付けても、渦励振が発生した風速範囲で、小さからぬ振幅の振動が発生する。これらの問題点を解決するために、今後の課題として次のことが挙げられる。

(1) 構造物が接近している場合には、パフティングを 0 にすることは不可能なので、橋桁の許容振幅、橋桁やケーブルの許容応力度について検討し、振動振幅を構造物及び使用者に対して有害でない大きさに抑える。

(2) より正確にパフティングを推定し、防振対策の効果を測定するために、3次元実験を行ない、さらに検討を加える必要がある。

おわりに、本研究をまとめるにあたり、成田信之構造研究室長および佐藤弘史研究員の援助をいただきましたことに対し、ここに謝意を表します。

#### (参考文献)

- 1) 建設省土木研究所：耐風調査報告書 (Ⅱ-1977) 土研資料 No. 1371 1978. 3
- 2) 建設省土木研究所：耐風調査報告書 (Ⅱ-1978) 土研資料 No. 1468 1978. 12

建設省土木研究所は、本研究に協力した。また、本研究の進捗状況を、建設省土木研究所の耐風調査報告書 (Ⅱ-1977) 土研資料 No. 1371 1978. 3 に掲載した。また、建設省土木研究所の耐風調査報告書 (Ⅱ-1978) 土研資料 No. 1468 1978. 12 に掲載した。

建設省土木研究所

建設省土木研究所 耐風調査報告書 (Ⅱ-1977) 土研資料 No. 1371 1978. 3

建設省土木研究所は、本研究に協力した。また、本研究の進捗状況を、建設省土木研究所の耐風調査報告書 (Ⅱ-1977) 土研資料 No. 1371 1978. 3 に掲載した。また、建設省土木研究所の耐風調査報告書 (Ⅱ-1978) 土研資料 No. 1468 1978. 12 に掲載した。

建設省土木研究所は、本研究に協力した。また、本研究の進捗状況を、建設省土木研究所の耐風調査報告書 (Ⅱ-1977) 土研資料 No. 1371 1978. 3 に掲載した。また、建設省土木研究所の耐風調査報告書 (Ⅱ-1978) 土研資料 No. 1468 1978. 12 に掲載した。

建設省土木研究所は、本研究に協力した。また、本研究の進捗状況を、建設省土木研究所の耐風調査報告書 (Ⅱ-1977) 土研資料 No. 1371 1978. 3 に掲載した。また、建設省土木研究所の耐風調査報告書 (Ⅱ-1978) 土研資料 No. 1468 1978. 12 に掲載した。

建設省土木研究所

## 7. 自動車運転中における反応時間

道路研究室 高崎清司

### 1. まえがき

道路の幾何構造を規定する重要な要素として制動停止視距があり、道路構造令ではすべての種類の道路上で確保しなければならないとされており、横断曲線の最小曲線半径の基準を定める基本的な制約条件となっているが、底曲部および交差点の道路幅員、隅切りなどの幾何構造設計の際にも制約条件となっている。ところでこの制動停止視距は運転者の前方に故障車等の障害物が出現してからそれを認知してブレーキをかけるまでの時間に要する距離とブレーキが作動してから停止するまでに要する距離との和であり、前者に要する時間を反応時間と称している。式に表わすと制動停止距離を $D(m)$ 、車速 $V(km/h)$ 、タイヤと路面の縦すべり摩擦係数 $\mu$ 、反応時間 $t_r(sec)$ として、

$D = V \cdot t_r / 3.6 + V^2 / 2g\mu$  (3.6) で示される。本式の右2項の値を左右するのは摩擦係数 $\mu$ の値であり、従来から実験研究が進められてきた。しるればが右1項の値を支配する反応時間 $t_r$ については充分な研究がなされておらず、AASHOの1965年のデータにより2.5秒を用いている。反応時間はまた、走行中の自動車の安全車間距離にも密接に関係し、安全かつ快適な車間距離をとることを前提にすれば当然、道路の交通容量をも制約する可能性がある。一例をあげれば車線の基本交通容量は2500台/時とされているが、この場合の平均車頭時間は1.24秒であり、必ずしも充分な車間距離をとっていないといえる。もちろん不意に出現した障害物と前方を走行する自動車に打する反応は異なる筈であるが、現状では確認がされていない。

本調査は以上の背景から反応時間に関して影響を及ぼすと考えられるいくつかの要因について実験により分析を試みたものである。

### 2. 目的

自動車運転者は視覚によって障害物を認知し、必要あれば制動動作を行なうがその間のプロセスは障害物という視覚刺激を認知する段階(認知時間)、その視覚刺激に対してとるべき行動を決断する(つまり障害物であるかを判断し、ブレーキをかける決断する段階(判断時間))、決断を下してから実際の動作を行なう段階(動作時間)の3段階に分けるとはできないほどのわずかながら最も変動が大きいと思われるのは判断時間であるが、判断の困難性、複雑性による反応時間の変化を実験により調査することを目的とした。

### 3. 方法

(1) 実験方法  
図1に示す通り試験路の周囲をスラット上に設置した実験装置を設け、道路幅員を7mに14個のスラットを並べ、被験者(車)の進入側を起点に光電式センサーを設置する。被験者はこのスラット群の中心線上を指定された一定速度で走り抜け周囲を繰り返す。車が光電式センサーを横切った瞬間に序じの指定されたスラットの粗灯が点灯するが、これに対して被験者は序じ

指示されたランプの点灯パターンであるかを判断して、確認した時にブレーキを踏む。ブレーキ操作は無線信号で伝送され、ランプを消すとともに点灯した時点から、ブレーキを踏むまでの間の時間としての反応時間が検出できる。なお、ランプは高さ120cm、並べ方は等間隔とし、道路に平行でなく、わずかに八字型に設置し、ランプが重なり（見えるのを避けるようにした。

(2) 実験条件  
判断の難易に差が出るよう、次の5つの条件を設定した。

i) 単純反応(停車時) 被験者がランプ付近に停車させておき、最初アクセルペダルに足を架せた状態からランプが点灯したら点灯パターンに照らし合わせて関係なく直ちにブレーキを踏む。

ii) 単純反応(走行時) 指定速度で走行中にランプが点灯したら点灯パターンに照らし合わせて関係なく直ちにブレーキを踏む。

iii) 判別反応 被験者が車の4つのランプの内1つが点灯したと判断したら直ちにブレーキを踏む。この実験は簡単なパターン判断と距離に関する判断を含んでいる。

iv) 判別反応 14個のランプのうち7個以上が点灯したと判断したら点灯パターンと関係なく直ちにブレーキを踏む。この実験は対象を行はう判断を含んでいる。

v) 平行に7つあるランプのうち、1つだけが点灯するが、その時にブレーキをかけなければ、左右のランプを経る仮想の停止線を踏み越えてしまうと判断したら直ちにブレーキを踏む。ただし距離が充分に有ると判断した場合は、同乗の実験者に「パス」と告げて通過する。この実験は距離に関する判断を含んでおり、信号が青から黄に変るときの判断と類似しているが、行動は逆である。今回の実験は判断の難易の影響を知るためのもので、実用的基準に用いる数値を求めるものではないため、被験者は土木研究所職員および千葉大学工学部学生の「運転免許を有する20代男性」を対象とした。

#### 4. 結果

実験結果を反応時間の平均値で走行速度との関係を見たりが図-3である。これによれば、一部にデタラメな傾向があるものの、全体として反応時間は走行速度が速くなれば短くなるということが推定される。このことは走行速度が緊張を高め、情報処理判断に打って有利に働いていることが想像されるが、逆に言えば、高速走行が精神的疲労を高めることも意味すると考えられる。この一連の実験において最も困難は判断はパターンの判断と距離の判断を同時に含む判別判断であり、停車時の単純反応

時間と比較して、平均で0.5秒程度、多くの時間を要している。次に困難性の1つの判断を含む識別反応であり、停車時の単純反応時間より0.4秒程度、多くの時間を要している。選択反応時間は距離に関する判断を含むものであるが、単純反応時間との差は最大でも0.2秒程度であり、

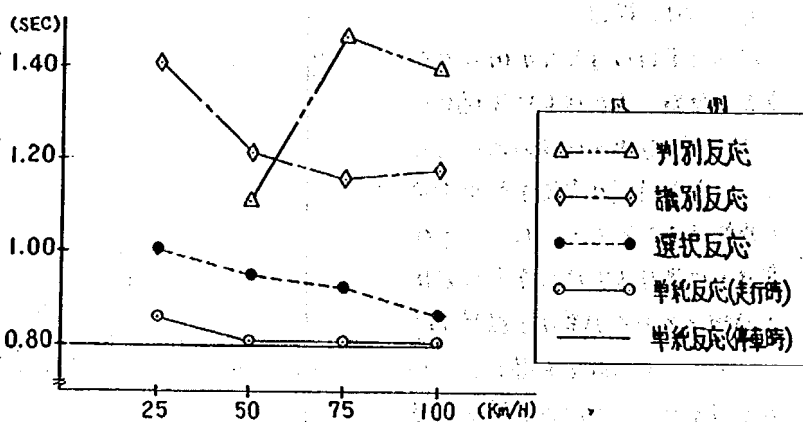


図-3 速度と各反応時間

大ききものではない。走行時の単純反応時間は停車時とほとんど差が小さいが、僅かばかり大きく、運転操作をすること、僅かばかり判断処理を要することによって示唆される。今回は直線走行で最も単純な運転操作であるので、曲線走行中、或は追越走行中ではもっと差がある可能性もある。次にバラツキについて実験種類別、走行速度別に比較したのが表-1である。一般に同一実験種類では走行速度が高いほど、標準偏差は小さくなる傾向がある。

(図-4)また、反応時間が大きいほど標準偏差は大きく、変動係数で見ても大きく振れている。ここまでの検討からは走行速度が高ければ、反応時間もバラツキも減少するということから、設計速度によって安全停止視距の計算に用いる反応時間を変えることも考慮の余地があるといえる。

|           | 単純反応<br>(停車時) | 単純反応(走行時) |       |       |       |       | 判別反応  |       |       |       |
|-----------|---------------|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|           |               | 25%       | 50%   | 75%   | 100%  | 全体    | 50%   | 75%   | 100%  | 全体    |
| n         | 18            | 18        | 19    | 7     | 7     | 51    | 37    | 18    | 22    | 77    |
| $\bar{x}$ | 0.799         | 0.857     | 0.822 | 0.823 | 0.815 | 0.834 | 1.117 | 1.466 | 1.395 | 1.278 |
| SD        | 0.038         | 0.064     | 0.058 | 0.055 | 0.047 | 0.061 | 0.263 | 0.257 | 0.149 | 0.282 |

|           | 識別反応  |       |       |       |       | 選択反応  |       |       |       |       |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|           | 25%   | 50%   | 75%   | 100%  | 全体    | 25%   | 50%   | 75%   | 100%  | 全体    |
| n         | 18    | 18    | 18    | 20    | 74    | 68    | 133   | 70    | 105   | 376   |
| $\bar{x}$ | 1.406 | 1.232 | 1.157 | 1.177 | 1.241 | 1.034 | 0.949 | 0.924 | 0.865 | 0.915 |
| SD        | 0.402 | 0.243 | 0.119 | 0.138 | 0.268 | 0.170 | 0.126 | 0.131 | 0.128 | 0.137 |

表-1. 反応時間の平均値および標準偏差

いえる。しかしながら注意しなければならぬのは、速度が高い場合にはより遠くの障害物が危険になる等であり、視認の困難性からくる判断の遅れがあり得ることである。ランプが点灯した時点での自動車の位置からランプまでの距離と反応時間の関係について単純反応(停車時)と選択反応についても比較したのが図-5であるが、単純反応では距離の影響は見られぬのに対し、選択反応では距離が増大とともに反応時間も増加する傾向が見られる。しかし速度が高いほど距離による反応時間の増大傾向は小さく振っており、視認性の影響は確かにあるが、速度が高いときは運転者がより鋭敏に判断処理をする傾向の方が強いものと考えられる。速度の影響についてもう一つ注意すべきことは、今回の実験では走行速度を指示して被験者が指示された速度を維持する努力をしたが、25%のよう低い速度では低速の維持のために余分に神経を使う傾向があり、それが低速度時の反応時間を増加させている可能性もあることである。

#### 4 今後の課題

今回の実験は運転者が何らかの事象を認知して動作を起す場合に、或る判断処理が行われることにより反応時間が変化するかなかを検証することである。その意味では異なる判断作業を含む反応時間がそれぞれ異なる結果を得たことで一応の成果を得た。しかしながら、この種の実験を行なうのは初めてであり、測定装置の取り扱い不慣れ、故障等のため、標本数を十分に揃えることができない。この実験から得た数値を何らかの標準値として用いることには問題がある。また、この実験は必ずしも、運転者が実際の走行中に遭遇するであろう場面での判断作業との対応、類似性を考慮してはいない。判断作業としてどちらからかといえば易しい種類の作業が多か、たと思われる。試験的にランプの点灯パターンを複雑にしてこれを識別した後ブレーキを操作する実験を行なうところ。2秒を超える反応時間が観測され、個人差が大きく、確実に識別を行おうとする人、出来るだけ速く反応動作しようとする人との心構えの差が大きく現われ、実験方法を再考する必要があると判断されたため、今回はデータを提示していないが、実際には今回の観測よりも大きい反応時間を要する場合もあることが想像される。

実際の道路設計、或は交通容量、安全車間距離の設定に使用する反応時間を得るためには、運転者が現実遭遇する運転作業状況、交通状況、道路状況、障害物の出現状況を模倣する形での実験方法をとる必要がある。

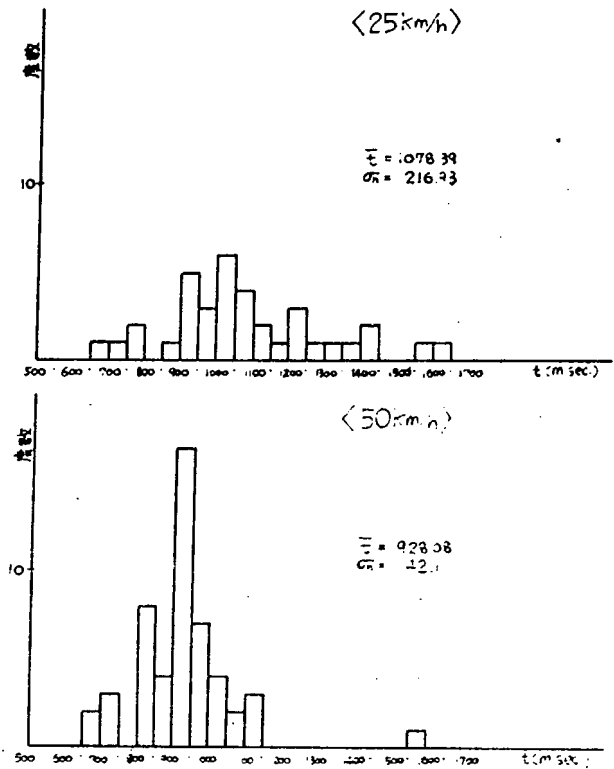


図-4 選択反応時間の速度による差 (ランプ距離 25m)

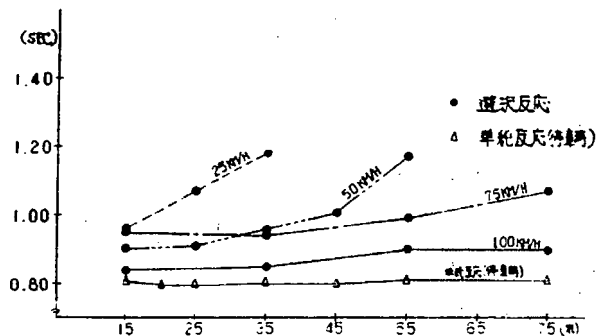


図-5 ランプ距離と反応時間

## 8. 案内標識の視認性

交通安全研究室 大友 恭也

1. まえがき

案内標識はドライバーのもつ目的地まで安全かつ円滑に到達させるための重要な施設であり、現在地、目的地の方向、距離などの情報と適切に与えなければならない。この機能を果たすためには、①標識が目立ちやすく、運転者が確実にその存在に気づくこと、②標識の表示内容が運転者に正確にかつ容易に読解される必要がある。①の目立ち易さの程度は、一般に誘目性または可視性、②の性質は判読性と言われるもので、これらとまとめて視認性と呼んでいる。しかし、実際の道路では、多くの要因が複雑にからみ合い標識の視認性に影響を与えているため、その影響力の仕方を正確に把握することは、困難である。案内標識の視認性と文字高などの影響要因との関連性については、試験道路上での走行実験によって数多くの成果が得られている。しかし、本研究では実際の道路上で走行調査を行ない、案内標識の視認性、特に判読性について検討を行なった。

## 2. 目的

本調査は、標識の配置および検出率を決定する際に必要となる標識の判読性(判読距離)とその影響要因との関連性について把握するものである。

### 3. 調查方法

### 3.1 調查對象標識

実際の道路に設置されている案内標識のうち、方面、方向などの案内情報を提供する105、106、108タイプについて昼間調査99本、夜間調査100本を対象とした。

### 3.2 複驗者

年齢、運転経験年数が偏らない様に、昼間調査61名(女性21名)、夜間調査50名(女性15名)を選出した。

### 3.3 調查項目

視認性に影響を与えると思われる要因について表-1の形式で調査を行。た。

表-1 調査デ-タ様式

[illegible]

注)各項目の 1 は昼間調査のみの項目、2 は夜間調査のみの項目である。

### 3.4 調査方法

試験車としてトヨタクラウンカスタムを一部改造したものが用いられている。走行中の前方状況の記録装置として昼間調査では、ビデオ録画装置、夜間調査では16ミリ撮影装置と搭載した。被験者は、調査路線上を自由走行しながら、案内標識を判読し、調査員はその判読地点と標識の通過地点について記録することとした。試験車の走行距離、走行速度については、図-1に示すように、デジタルで記録した。判読地点については被験者が調査員に口頭で告げるという方法をとった。試験車の走行距離、走行速度については、図-1に示すように、デジタルで記録した。走行調査後、テープ又はフィルムを再生することにより、判読距離および判読時の交通・環境要因について調査を行った。なお、案内標識を判読した地点については、「案内標識の内容(方面、方向、経由路線など)を完全に読み終えた地点」として、被験者にその徹底を図った。

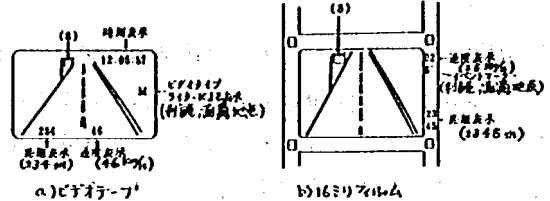


表-2 説明要因とカテゴリー分け

| 要 因           | カテゴリー           | サンプル数 |      |
|---------------|-----------------|-------|------|
|               |                 | 昼 間   | 夜 間  |
| 1. 天 候        | 1 晴             | 1011  | 862  |
|               | 2 曇             | 413   | 684  |
|               | 3 雨             | 176   | 146  |
| 2. 標識の背景      | 1 構造物           | 292   |      |
|               | 2 広告類           | 50    |      |
|               | 3 樹 木           | 369   |      |
|               | 4 空             | 889   |      |
|               | 1 構造物(照明あり)     |       | 197  |
|               | 2 (照明なし)        |       | 312  |
|               | 3 広告類(ネオン広告)    |       | 62   |
|               | 4 空             |       | 1121 |
| 3. 設置方法       | 1 オーバーハング       | 1042  | 1085 |
|               | 2 オーバーヘッド       | 98    | 96   |
|               | 3 横断歩道橋高架       | 460   | 511  |
| 4. 標識板および文字の色 | 1 青地白文字         | 1383  | 1508 |
|               | 2 白地青文字         | 156   | 86   |
|               | 3 白地黒文字         | 61    | 98   |
| 5. 文字 数       | 1 ~7            | 192   | 223  |
|               | 2. 8~10         | 262   | 297  |
|               | 3. 11~13        | 530   | 472  |
|               | 4. 14~16        | 373   | 409  |
|               | 5. 17~          | 243   | 291  |
| 6. 最も字画数      | 1. ~10          | 584   | 726  |
|               | 2. 11~13        | 274   | 281  |
|               | 3. 14~16        | 612   | 576  |
|               | 4. 17~          | 100   | 109  |
| 7. 最小文字高      | 1. <17.5cm      | 227   | 261  |
|               | 2. 17.5 ≤ <22.5 | 384   | 472  |
|               | 3. 22.5 ≤ <27.5 | 160   | 149  |
|               | 4. 27.5 ≤ <32.5 | 502   | 574  |
|               | 5. 32.5 ≤ <37.5 | 112   | 236  |
|               | 6. 37.5 ≤ <     | 215   |      |
| 8. 標識の傾斜      | 1 105°17'       | 466   | 770  |
|               | 2 106°17'       | 565   | 429  |
|               | 3 108°17'       | 569   | 493  |
| 9. 視 力        | 1 ~0.7          | 72    | 167  |
|               | 2 0.8           |       | 71   |
|               | 3 1.0           | 281   | 358  |
|               | 4 1.2           | 294   | 472  |
|               | 5 1.5           | 716   | 624  |
|               | 6 2.0           | 237   |      |

### 4. 調査結果

ここでは、案内標識の視認性(判読距離)を被説明変数、標識に関する要因、被験者に関する要因、道路交通環境に関する要因と説明要因として、多変量解析の手法である数量化分析(数量化Ⅰ類)を用いた。数量化Ⅰ類は、ある一つの变量(量的な「外的基準」と呼ばれる)と、その变量の変動に影響を及ぼすと考えられるいくつかの質的変数の組との間の(線形な)関数関係を近似的に求める手法である。

調査によって得られた全データのうち、信号機、街路樹などの障害物および試験車の前方を走行する車両によ、視認性が妨げられたと思われるデータについては、除いて分析を行った。

本分析において抽出した説明要因とカテゴリー化の内容を表-2に示す。なお、表の右欄に昼および夜のサンプルサイズを示す。表-2に抽出された9要因は、判読距離に対する規定力の高い要因を取りあげたものである。

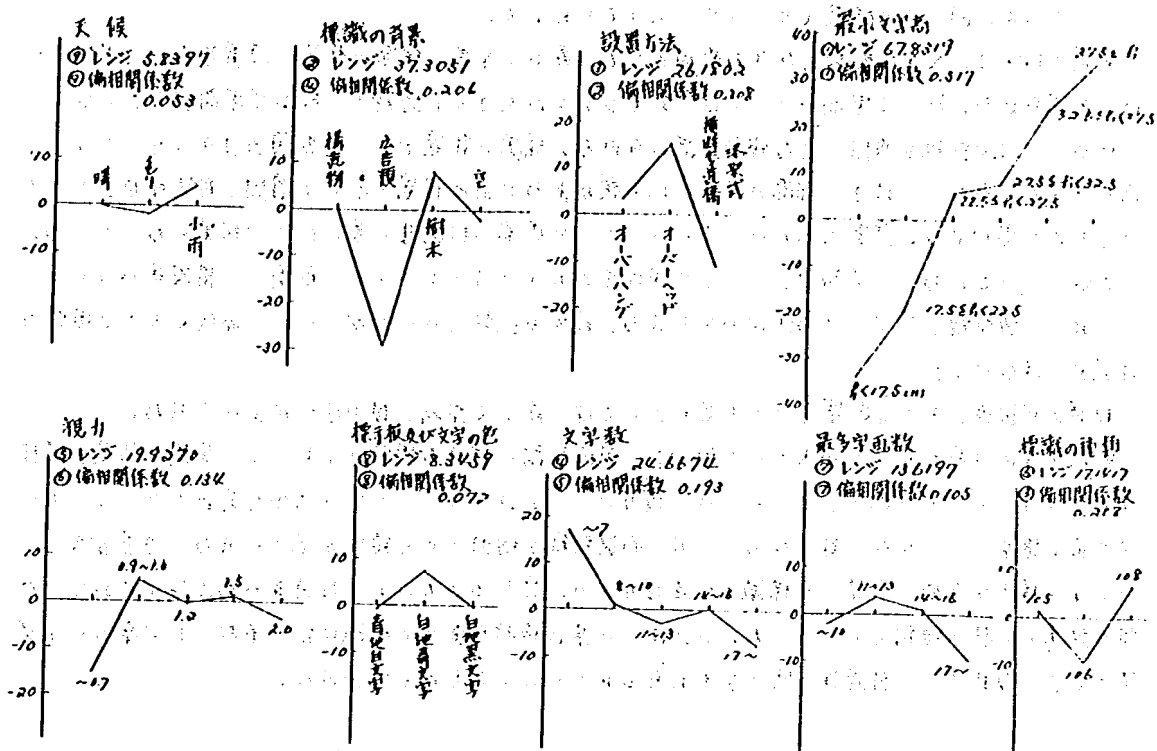


図-2 カテゴリースコア(昼間)

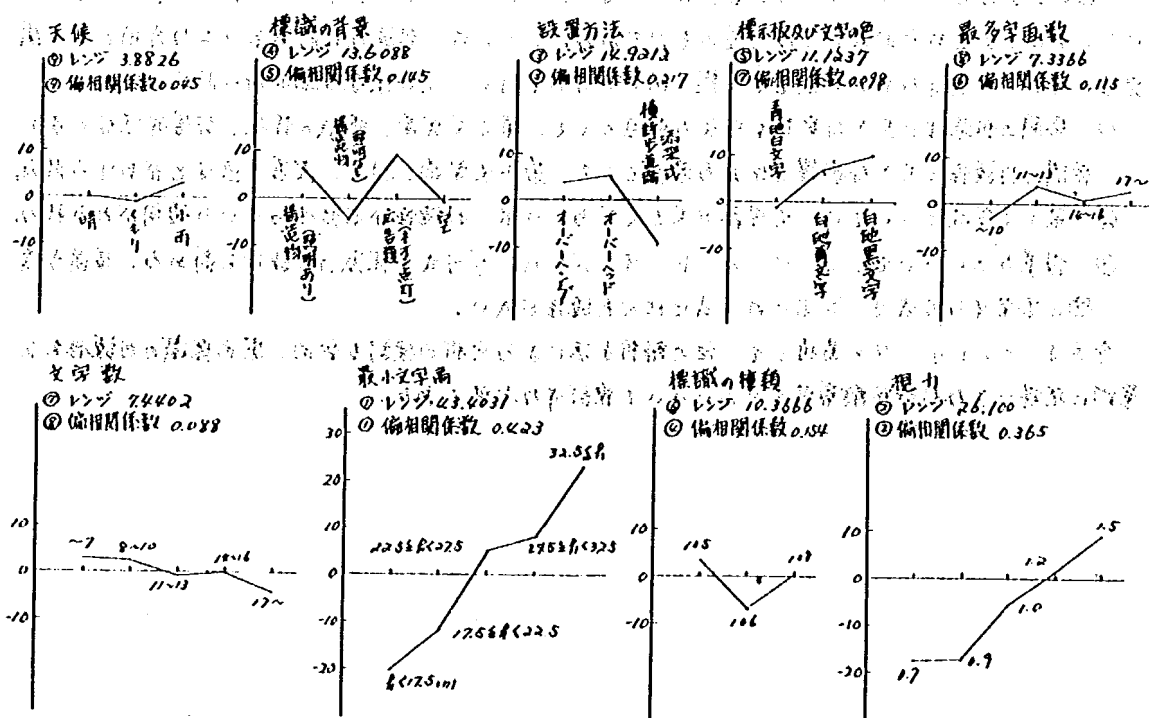


図-3 カテゴリースコア(夜間)

図-2 および図-3に結果(カテゴリースコア)を示す。

昼間の判読性に大きな影響を与える要因として、最小文字高、標識の背景、設置方法、文字数などがあげられる。最小文字高については、最もレンジが大きく(約68)、最小文字高が大きくなりにしたが、判読距離を増加させる傾向が認められる。標識の背景では、広告類のカテゴリースコアが低くなっているが、これは、標識の後方に広告類があるために視覚ノイズが増加し判読性が低下しているものと思われる。設置方法では、オーバーヘッド標識の判読性が高いという結果となっている。文字数については、情報量の少ない7文字以下のカテゴリースコアが一番高く、情報量が多くなると、判読距離を減少させる傾向が見られる。最大字面数については、レンジが低く大きな規定力は認められなかった。

夜間の判読性に大きな影響を与える要因としては、最小文字高、視力などがあげられる。

最小文字高は最もレンジが大きく(約40)、判読距離に対する規定力が大きく、昼間の結果と同様なカテゴリースコアの動きを示している。視力については、0.7~0.9の低視力者のカテゴリースコアが最小値を示し、高視力者になりにつれ、判読距離を増加させる傾向が認められる。設置方法については、横断歩道橋に添架した標識の判読性が他の設置方法のものより判読性が悪くなっており、昼間の結果と同様の傾向を示している。これは、一基の横断歩道橋に標識以外に看板、広告などが添架されているために、判読性の低下をきたしていることによるものと思われる。

## 5. まとめ

標識の視認性というものは一つの要因から一意的に決められるものではなく、様々な要因が組み合わさって初めてあらわれその性質のものである。ここでは、判読性に影響を与える要因とその関連性について把握するために数値化分類を用いて分析を行い、次の様な結論が得られた。

- ① 昼間の判読性に大きな影響を与える要因として、最小文字高、標識の背景、設置方法などが挙げられる。
- ② 夜間の判読性に大きな影響を与える要因として、最小文字高、視力、設置方法などがあげられる。
- ③ 最小文字高については、文字高が大きくなりにつれ、判読性が増加するという傾向がみられる。
- ④ 設置方法について、オーバーヘッド、オーバーハング方式が標識の判読性を高める。横断歩道橋に添架する方式は、これらの方式に比べ判読性が低い。

今後は、さらにデータを蓄積して、他の解析手法による分析の検討も含め、案内標識の判読性を定量的に把握できる判読距離算定モデルについて検討する予定である。

## 9. 凍結、圧雪の危険度評価手法

新潟試験所 金子英雄

### 1. まえがき

道路上に発生する凍結、圧雪は自動車の安全性を阻害し重大な事故を惹起させる原因となっている。このような道路を管理するためには、道路の重要性に応じ除雪、凍結防止等の措置が一応講じられているが凍結、圧雪現象は不定の気象現象によって多種多様であること、道路は線として延びているため局地的気象に左右されることなどから、その現象を適確に把握し処理することは非常に難しいものとなっている。

本課題では冬期間交通の安全管理、つまり路線としての凍結、圧雪発生の危険性を解明し除雪、薬剤散布、融雪施設等の設置計画、あるいは方法等を決定するための一手法として凍結、圧雪発生の危険性を評価する方法を開発し、有効的な道路管理を行うことを目的として実施したものである。以下、国道19号線(塩尻市～上松町の50 km区間)を例に、その手法を紹介する。

### 2. 危険度評価の考え方

道路上に発生した凍結、圧雪によって受ける障害、損失には前述のような自動車の走行障害もさることながら除雪等の難易による出勤状況の増減等も経済性から考えると非常に大きなものとなる。このため、道路の合理的、経済的な管理、運用を計るためには、これらの障害も含め総合的な見地から評価することが最も望ましいものとなる。しかし、現状では未解決の部分が多く非常に難しいものとなっているため、ここでは凍結、圧雪が冬期間において発生するであろう危険性と路線として評価し、除雪等の計画、運用が有効的に実施されるための手法について検討したものである。

その方法としては、凍結、圧雪発生の主要因となる路面表面温度の低下(0℃以下の状態)と降水現象(降水現象には露、霜等も含まれるが、ここでは雨と雪の場合をいう)とから路面全体の凍結、圧雪発生の危険性を評価しようとするものである。つまり、前者は移動観測によって求めた値を用い凍結、圧雪時の平均的な線、あるいは各点の温度を日変化別に求め、さらに後者の定<sup>(\*)</sup>点観測(観測点:5点)における冬期間の凍結、圧雪発生日数から統計的な凍結、圧雪発生の危険性を各ポイントごとに算出し検討を加えたものである。

### 3. 解析結果

#### 3.1. 定<sup>(\*)</sup>点観測による凍結、圧雪の発生状況

路面凍結、圧雪の発生には、路面の温度が氷点以下であること、路面上に水分が存在すること、降雪があることが必要である。よって、路面凍結、圧雪が確実であるような日は、冬日(日最低<sup>(\*)</sup>)自動車に赤外線温度計等を搭載し、路面表面等の温度を連続的に調査し道路の気象特性を解明するためのものである。方法、結果等は35年度土木研究所報告(地建依頼)PR/29～/33を参照。

気温が摂氏零度未満となった日)に降水があった日といえる。そこで、中部北建における最近5ヶ年(昭和48年度から昭和52年度まで)の「雪氷作業実施状況表」に記録された12月1日から3月31日までの気象データにより、日最低気温が摂氏零度未満である日に天候が雨が雪または、降雪量が有るか無いかを表-1のごとく集計し、冬日と降水日とが同一日であった日数(冬日降水日数)を集計日数で除し凍結、圧雪の最低発生率として求めた。つまり、木曽維持出張所の場合発生率が約18%となっているのは1ヶ月で5.4日(12月~3月までの平均)発生することを示している。

場所:野尻(111Km)

|   |   | 日最低気温           |               | 計               |
|---|---|-----------------|---------------|-----------------|
|   |   | 0℃>             | 0℃<           |                 |
| 降 | 有 | 119<br>(20.52%) | 3<br>(0.51%)  | 122<br>(21.03%) |
|   | 無 | 406<br>(70.00%) | 52<br>(8.97%) | 458<br>(78.97%) |
| 計 |   | 525<br>(90.52%) | 55<br>(9.48%) | 580<br>(100%)   |

場所:木曽維持出張所(142Km)

|   |   | 日最低気温           |                | 計               |
|---|---|-----------------|----------------|-----------------|
|   |   | 0℃>             | 0℃<            |                 |
| 降 | 有 | 104<br>(17.96%) | 7<br>(1.21%)   | 111<br>(19.17%) |
|   | 無 | 413<br>(71.33%) | 55<br>(9.50%)  | 468<br>(80.83%) |
| 計 |   | 517<br>(89.29%) | 62<br>(10.71%) | 579<br>(100%)   |

場所:山吹(148Km)

|   |   | 日最低気温           |                | 計               |
|---|---|-----------------|----------------|-----------------|
|   |   | 0℃>             | 0℃<            |                 |
| 降 | 有 | 133<br>(23.79%) | 5<br>(0.89%)   | 138<br>(24.69%) |
|   | 無 | 367<br>(65.65%) | 54<br>(9.66%)  | 421<br>(75.31%) |
| 計 |   | 500<br>(89.45%) | 59<br>(10.55%) | 559<br>(100%)   |

場所:鳥居(157Km)

|   |   | 日最低気温           |                | 計               |
|---|---|-----------------|----------------|-----------------|
|   |   | 0℃>             | 0℃<            |                 |
| 降 | 有 | 139<br>(25.27%) | 2<br>(0.36%)   | 141<br>(25.64%) |
|   | 無 | 356<br>(64.73%) | 53<br>(9.64%)  | 409<br>(74.36%) |
| 計 |   | 495<br>(90.00%) | 55<br>(10.00%) | 550<br>(100%)   |

場所:塩尻(181Km)

|   |   | 日最低気温           |                | 計               |
|---|---|-----------------|----------------|-----------------|
|   |   | 0℃>             | 0℃<            |                 |
| 降 | 有 | 55<br>(13.16%)  | 1<br>(0.24%)   | 56<br>(13.40%)  |
|   | 無 | 309<br>(73.92%) | 53<br>(12.68%) | 362<br>(86.60%) |
| 計 |   | 364<br>(87.08%) | 54<br>(12.92%) | 418<br>(100%)   |

\* Kmは名古屋を基点とする値。  
単位:日数

表-1. 主要地点の凍結、圧雪の発生率(5ヶ年の平均値)

この主要地点による結果では、山吹、鳥居地区が凍結、圧雪の発生率が高いことが予想される。なお、ここでは前述のとおり降水が伴い気温がマイナスになった時のもののみであり、融雪水等の凍結発生は入っていない。したがって、実質的にはその発生率は高くなるものと考えられる。

### 3.2. 移動観測による線としての日凍結、圧雪の発生可能時間

凍結、圧雪が発生するために可能な路面温度は摂氏零度以下であり、一日当りの危険度はその持続時間によって決まる。そこで、昭和51年2月7日~19日、昭和52年12月4日~15日の移動観測(凍結、圧雪が発生する平均的な気象状態時)から路面温度が摂氏零度以下である時

間の平均値を冬期間における1日当りの凍結、圧雪可能時間とし求めた。その結果を図-1に示した。この区間ではトンネル内を除くほとんどの地点で凍結、圧雪発生の可能時間が11時間以上となっており、中でも147、150km地区では山影のため日照時間が少ないことから17時間も持続することがわかった。つまり、この地区では日中7時間程度しか路面温度がプラスにならないことを示している。また、全体的な傾向として山間部(標高の高い地区:136~163km地点)のように氷点以下の時間が長く続く所と、125~141km付近のように比較的短い区域等、線としての特性が非常に良く現れている。

### 3.3. 総合評価

定点観測によって求めた凍結、圧雪の最低発生率(冬期間の発生率)と冬期間日数および移動観測結果の持続時間(氷点以下の時間)との積から冬期間の凍結、圧雪可能時間を求め、線としての危険性を総合的に評価したものである。その結果を図-2に示した。なお、定点観測における線としての算出方法は各地点間で求めた最低発生率を距離との単純比例で求めた。その結果、この路線では一部を除き146~163km間と他の区間に大別され、さらに局地的には147、5km、150km、151km、157、5km、159kmの地点が最も凍結、圧雪の発生時間が長いことを示す結果となり、雪寒対策の重要性が地区、地点ごとに大きく違ってくるのがわかった。たとえば、150km地点の1冬期当り凍結、圧雪が500時間発生するのに対し、126km地点の250時間程度の所とでは出勤回数も2倍違うことになる。このように、道路は地区、地点によって凍結、圧雪の発生時間、回数が異なることから有効的な道路の管理を行うためには、これらの諸特性を線として十分解明し実施する必要がある。

また、図中の雪氷作業回数は除雪、薬剤散布等の出勤回数を前出の雪氷作業実施状況表より1kmごとに求めた値である。この結果から見ても道路管理者は路線の危険性を一応予見し実施されているが、局地的な区間、点別による危険度の評価は考慮されていない。これは、線としての凍結、圧雪発生状況が十分解明されていないことから経験とか勘に頼っているところが多い。このため、薬剤散布を例にとってもわかるように危険と思われる区間は全線に亘って散布されているのが現状であり、必要以外のところでの散布も多く、かなり不経済なものとなっている。したがって、ここで求めた線としての凍結、圧雪発生の危険度評価方法のように危険地区、地点を正確に把握できる手法は、道路管理の合理的、経済的な運用を計るための一つとなろう。

### 4. あとがき

以上、凍結、圧雪危険度を解明するための一手法として降雪状況と路面温度の低下から路線としての評価方法について述べた。しかし、凍結等の発生は既述のとおり融雪水や漏水、露、霜等によるケースもかなり多い。したがって今後は、これらを含めた評価方法を検討しよりよい精度が得られる手法を開発すると共に、自動車の安全走行から見た場合の総合的な評価方法、つまり適確な除雪、薬剤散布の順位等が決定できるように道路構造(勾配、中負、カーブ等)、利用状況等を加え検討して行く予定である。

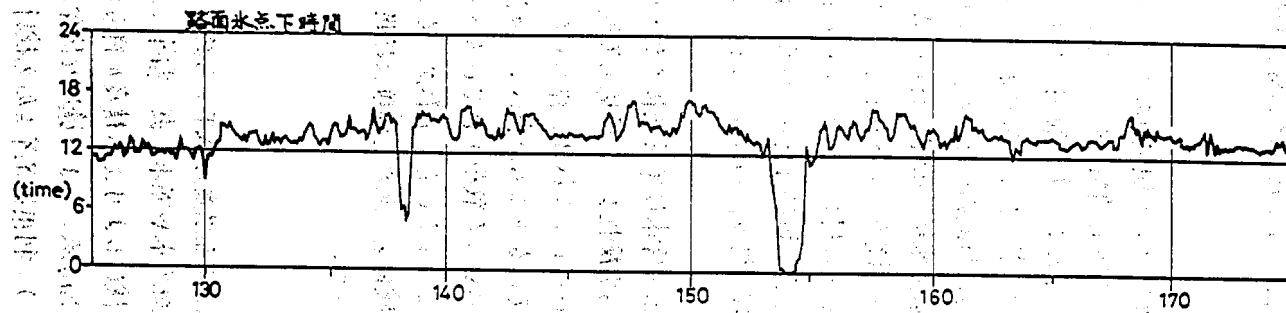


図-1 日路面氷点下時間

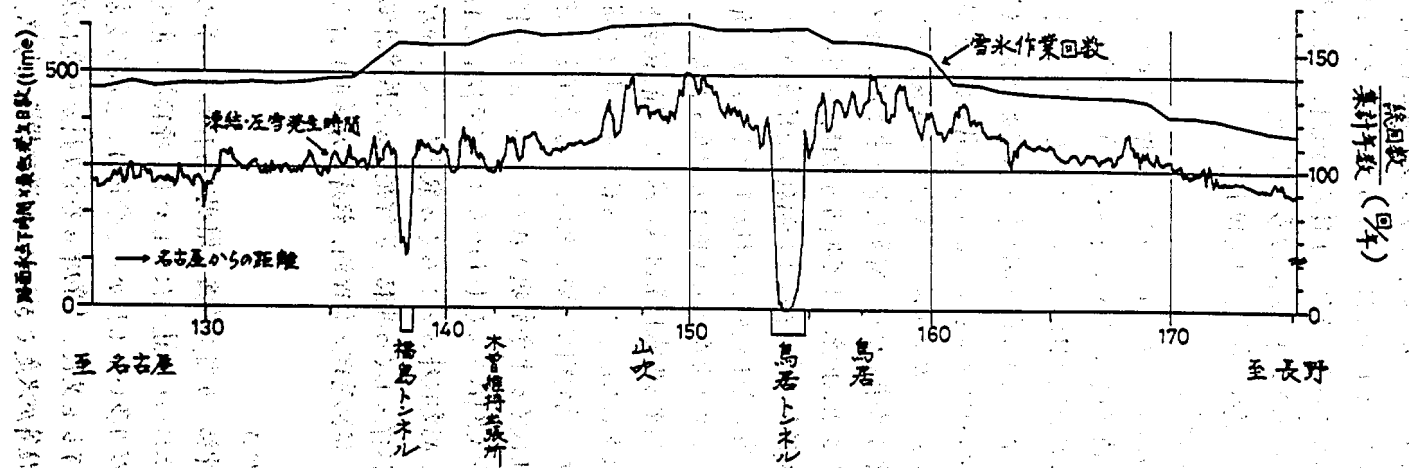


図-2 冬期最低発生時間と雪氷作業回数

## 10. 模型実験によるトンネル土圧の予測方法

トンネル研究室

猪熊 明

### §1 はじめ

トンネルの覆工がよわりの地山からどのような力をうけるのかは現在のところよくわかっていない。それを調べる方法は幾通りかあるが、今回は模型実験によってトンネルが地山から受ける外力（トンネル土圧）を調べる。模型実験によってトンネル土圧だけでなくトンネルの周辺の地山の応力状態についても明らかにすることができる。

### §2 方法

#### (1) 相似則

模型 (model) が原型 (prototype) の予測手段として有効であるためには、模型と原型との間になんらかの相似性 (similarity) が必要である。この相似性を支配する法則を相似則という。そしてその相似則を満足させるために模型と原型の相方で等しくしなければならぬ無次元量 ( $\pi$ 、パイナンバーなどと呼ばれる) をもともとめて実験をすすめる。必要な無次元量を発見するため、今回次元解析と Buckingham の  $\pi$  定理を用いる。

次元解析の初期要因はトンネル土圧を支配する要因を選ばねばならない。それらは、 $H$  (土かぶり高)、 $D$  (トンネル直径)、 $d$  (トンネルを掘削してから覆工が完成するまでの間、トンネル周辺の地山に許す変位量)、 $\gamma$  (地山の単位体積重量)、 $C$  (地山の粘着力)、 $\phi$  (地山の摩擦角)、 $T$  (トンネル土圧) の7個とする。次元としては、 $F$  (力) -  $L$  (長さ) システムを選ぶ。Buckingham の  $\pi$  定理により必要な無次元量の数は、 $7 - 2 = 5$  個である。

表-1 次元解析

それらの無次元量を表-2のように決定する。表-2は無次元量の意味についても合わせて示した。今回は実験手法上の問題から、特に  $\pi_4$  については考慮しないこととした。

#### (2) 実験方法

従来のトンネル土圧の模型実験は、ほとんどが2次元的なものであった。この方法は簡便である反面、土槽壁面の摩擦の影響を免れ得ない。またトンネル切羽近傍、すなわち応力が再配分される過程を再現できないという欠点がある。これらの欠点を除くため、ここでは、3次元の模型実験を行った。

|              |         |                                   |
|--------------|---------|-----------------------------------|
| 幾何パイナンバー     | $\pi_1$ | $H/D$                             |
| 強度           | $\pi_2$ | $C/\gamma L, (L=D \text{ or } H)$ |
| 摩擦角          | $\pi_3$ | $\tan \phi$                       |
| 許容変位パイナンバー   | $\pi_4$ | $d/D$                             |
| トンネル土圧パイナンバー | $\pi_5$ | $T/\gamma L, (L=D \text{ or } H)$ |

表-2. トンネル土圧実験に関して考えられる主要なパイナンバー

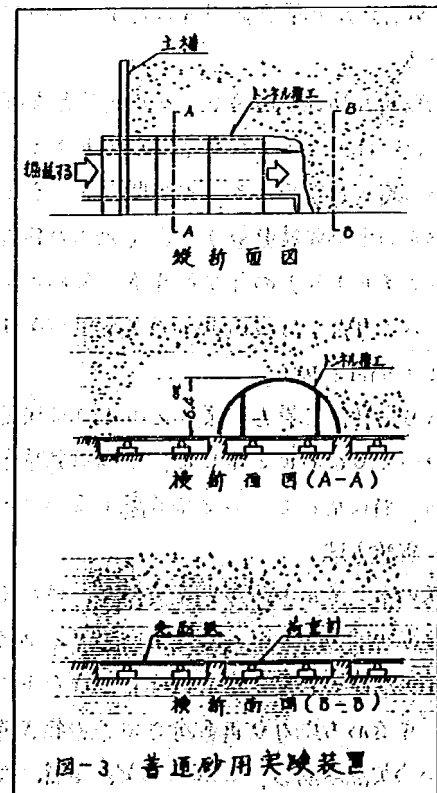
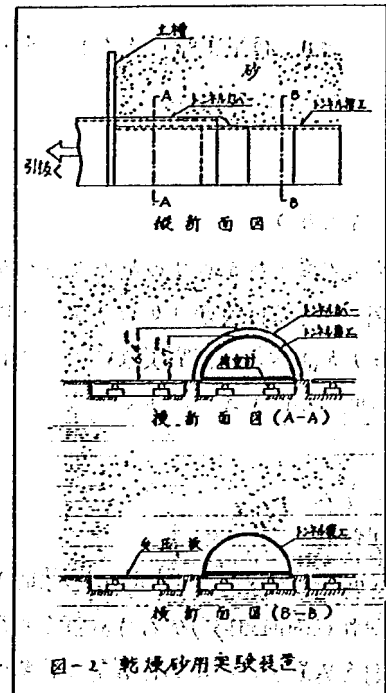
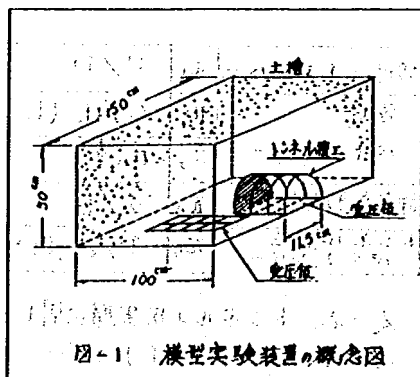
また強度パイナंबरを一致させるためには、重く  
て弱い実験地山材料が必要とされる。このため一般に  
は乾燥砂が用いられるが、乾燥砂は粘着力がまった  
くないため現象自身が異なるものになるかもしれない。  
また地山材料の物性をコントロールするという点から  
も好ましくない。このため本実験には含水比の小さい  
砂（普通砂と呼ぶ）を用い、サグションの効果によ  
って見かけ上のごく微少な粘着力を得る方法を考えた。  
実験は普通砂と乾燥砂について行われた。実験装置も  
各地山材料に適したものが考案された。

地山材料には乾燥砂と普通砂の2種類を用いた。そ  
の各物性値は表-3に示す。乾燥砂はレキ分16%、砂  
分82%、シルト粘土分2%のレキとじり砂を乾燥炉で  
乾燥したものである。普通砂はそれに適量の水を加え  
含水比を2%にしたものであり、水のサグション効果  
によりごくわずかの粘着力を得る。

実験装置の概念図を図-1に示す。一言でいえば、  
土槽中の地山の中を実際に掘削していき、トンネルお  
よびトンネル周辺に地山が与える鉛直応力を計測する  
ものである。

土圧は、受圧板のところで計測する（図-2、図-3  
参照）。受圧板の構造の概略を説明する。まず土槽床板  
の受圧板を設置する位置に、トンネル進行方向にそ  
う溝をつくる。そこに小荷重計を3個設置し、その上  
に受圧板を置く。この受圧板が地山から土圧を受け、  
小型荷重計に力を伝えるのである。

平面的には1枚の受圧板の上にちょうど1個の覆工



がのり大きさである。すなわち、1個の半円筒トンネル覆工が1枚の受圧板に対応する。トンネル土圧は各トンネル覆工が土圧を受けその下にある対応する受圧板を通して荷重計に力を伝える。

乾燥砂の場合、トンネルを掘削するのに問題があった。というのは切羽において掘削面が自立しないためである。この問題を解決するため、乾燥砂については図-2のような装置を用いた。まず土槽底面の荷重計の上に1列にトンネル覆工を置き、その上から「トンネル・カバー」と称する鋼製半円筒カバーを設置する。さらにカバーの上に地山材料としての乾燥砂と所定の高さまで盛る。こうして荷重計をセットしてトンネル・カバーを引抜く。ここで、砂がトンネル・カバーからトンネル覆工まで落下することをもってトンネル掘削とみなすのである。

普通砂の場合はより簡単であった。粘着力があるためトンネル切羽が自立し、実際のトンネル施工のように掘削できた。すなわち、単位掘進長だけ掘削した後トンネル覆工をシールドのように押し込むのである。この方法だとトンネル切羽における掘削面と支保工建込み断面との間の無支保区間をも相似できる。

実験は乾燥砂については、土かぶり・トンネル直径比 $H/D$ が0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 4.0の8種類、普通砂については $H/D$ が0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0の6種類、計14ケース行、た。

### § 3. 結果

模型実験で起こったと同じような現象が現場においても生じるか否かを知るために、現場における計測値と模型実験の計測値とを比較する確認実験が必要である。このため、ここでは千葉市近郊で施工の4連のメガネ道路トンネルの貝塚トンネルにおける現場と模型実験と比較してみた。それをもとめたのが表-3である。

実験の詳細な結果についてその一部を以下のように図に示す。

- ・トンネル土圧 { 乾燥砂地山……図-4  
普通砂地山……図-5
- ・トンネル周辺の { 乾燥砂地山……図-6  
地山中の土圧 { 普通砂地山……図-7、図-8

また参考までに、図-9に3次元弾性論によるトンネル周辺の土圧図を示す。

### § 4. まとめ

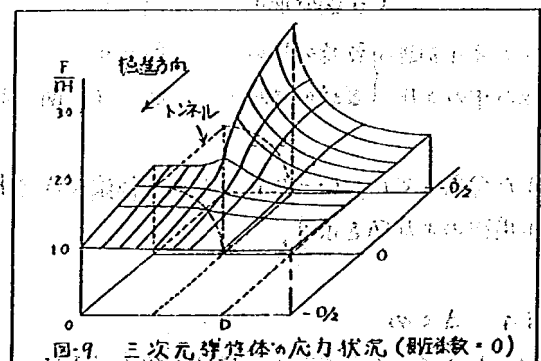
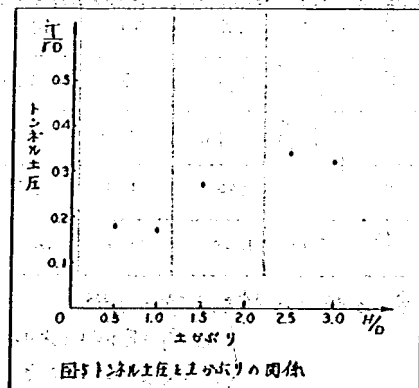
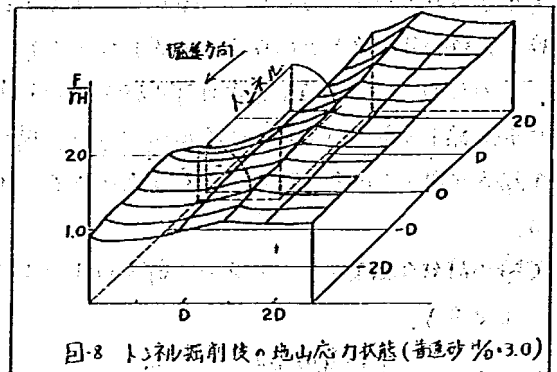
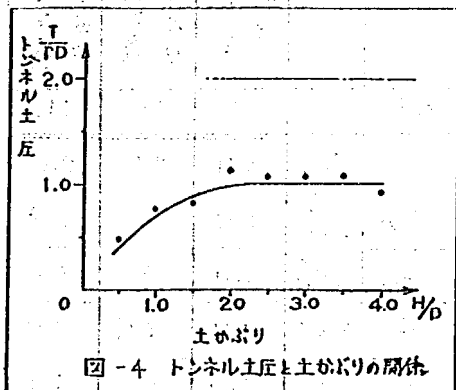
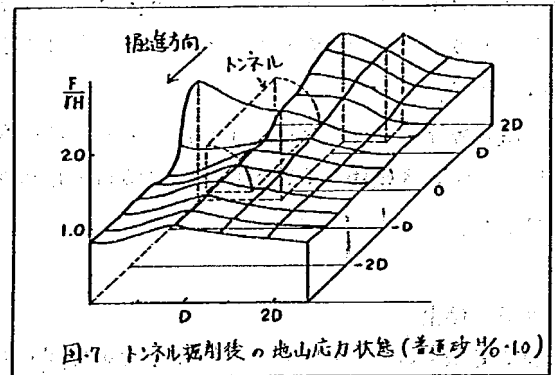
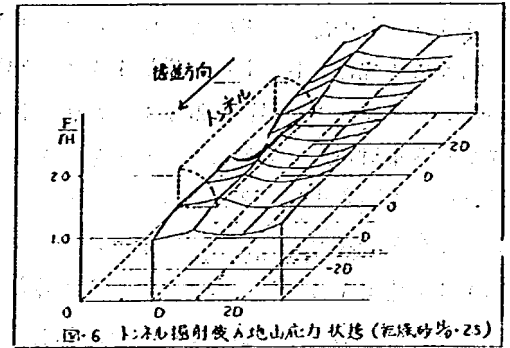
以上トンネル土圧の新しい模型実験手法を述べ、相

|            |                     | 貝塚トンネル | 乾燥砂模型実験        | 普通砂模型実験        |
|------------|---------------------|--------|----------------|----------------|
| 記号         |                     | P      | M <sub>1</sub> | M <sub>2</sub> |
| $\pi_1$    | $H/D$               | 0.41   | 0.5            | 0.5            |
| $\pi_{2A}$ | $C/D$               | 0.33   | 0              | 0.28           |
| $\pi_{2B}$ | $C/H$               | 0.81   | 0              | 0.55           |
| $\pi_3$    | $\lambda \tan \phi$ | 0.19   | 0.19           | 0.18           |
| $\pi_5$    | $T/D$               | 0.21   | 0.5            | 0.18           |
| $\phi$     | 0                   | 26     | 41             | 40             |
| C          | $\frac{g}{cm^2}$    | 650    | 0              | 6.01           |
| $\delta$   | $\frac{g}{cm^2}$    | 1.6    | 1.75           | 1.7            |
| H          | cm                  | 500    | 5.7            | 6.4            |
| D          | cm                  | 1220   | 11.4           | 12.7           |

表-3 現場と模型実験の比較

(現場=貝塚トンネル)  
(模型実験=乾燥砂、普通砂)

似則についても一つの提案を行った。また乾燥砂と普通砂で実験を行い、結果と現場計測と比較した。今後の研究方針として、(1)  $C$ 、 $\phi$ 、 $\gamma$  について希望する値が得られるような地山材料をつくれるようにすること。(2)  $F$ 、 $E$ 、 $M$  等の数値解析との関連などを考えている。



## 11. 大型モールドによる薬液注入実験

施工研究室 武田節朗

### §1 はじめに

薬液注入工法は、比較的簡便でかつ経済的な地盤改良工法として都市土木工事を中心に盛んに利用されてきている。しかし昭和44年に薬液による地下水汚染事故が発生したことにより、建設省では「薬液注入工法による建設工事施工に関する暫定指針」を制定した。そのため実施現場や使用薬液が規制され、地下水監視が義務づけられるようになってきた。このような背景に対応して注入範囲以外に薬液が流出せずかつ確実に地盤を固結するような新しい工法の開発研究が行なわれている。薬液注入工法には従来から使用されている、1.5ショット方式のロッド工法、ストレーナ工法に加えて、2ショット方式の2重管ロッド工法及び1ショット方式のダブルパッカ工法などの新しい工法が開発されている。これらの注入工法は、それぞれ注入原理が異なり、このため改良効果や適用地盤なども異なるはずであるが、これらの関係が明確にされていない。そこで各種工法の特徴を明らかにするため、大型モールドで比較注入実験を行なったので、ここにその概要を報告する。

### §2 方法

#### 2-1 大型加圧モールド注入実験装置

本注入実験装置は図-1に示すように注入供試体内に地下10~20mの地盤応力状態を再現させる大型耐圧モールドと、外圧発生装置及び間隙水圧発生装置よりなる。耐圧モールドは、高さ2000mm、径2000mmで、この中に高さ1800mm、径1800mmの注入供試体が入る。供試体は軟質ビニール袋を介して水圧(外圧)が加えられ等方の全土圧が発生する。これとは別にビニール袋の左右両端部より、

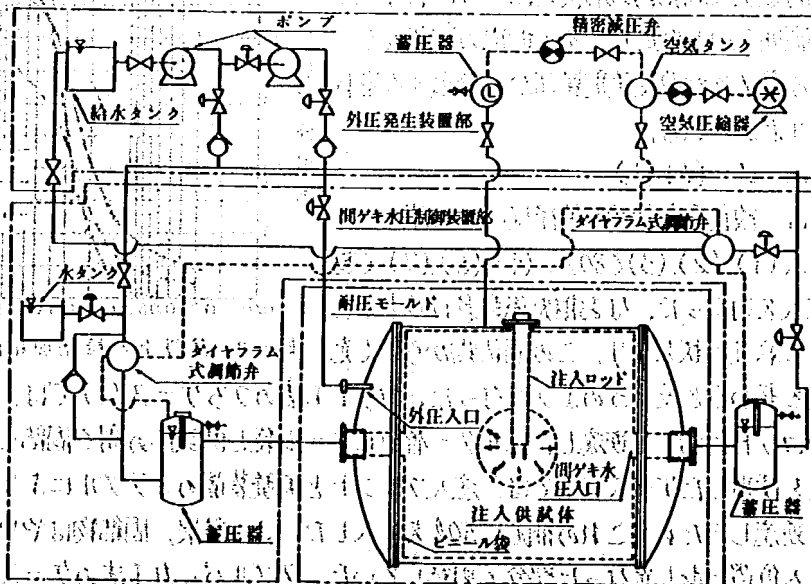


図-1 大型加圧モールド注入実験装置

間隙水圧が供試体内部に直接加えられる。間隙水圧はビニール袋の左右で個別に制御され、供試体内に一定水頭差を発生させて地下水流を得ることもできる。

## 2-2. 薬液注入工法及び注入供試体

本実験では表-1に示す実験条件で注入を行ない、各工法の固結形状、強度などの改良効果や適用地盤の調査を行なった。試料土の粒度分布を図-2に示す。注入時の地盤応力は外圧  $3 \text{ kg/cm}^2$ 、間隙水圧  $1.5 \text{ kg/cm}^2$  に設定し、ケース(5)以外は静水圧で注入を行なうこととした。ケース(5)は、2重管ロッド工法の止水効果を調べるために、供試体の一部に砂で透水層を作り、この部分に  $1.5 \text{ cm/秒}$  及び  $3 \text{ cm/秒}$  の地下水流を発生させた。

表-1 注入工法及び地盤条件

| ケース番号 | 注入工法   | 使用薬液                    |        | 地盤条件 |        |                                | 施工条件 |                  |
|-------|--------|-------------------------|--------|------|--------|--------------------------------|------|------------------|
|       |        | 使用薬液                    | ゲルタイム分 | 分類   | 間隙水圧 % | 透水係数 $\text{cm/sec}$           | ステップ | 注入量 $\text{g/分}$ |
| (1)   | ロッド    | L.W., M.I.              | 1.5, 3 | SPu  | 4.8    | $2 \sim 5 \times 10^{-3}$      | 2    | 12, 20           |
| (2)   | ロッド    | W.O.+エチレンカーボネイト         | 3      | SPu  | 5.1    | $2 \sim 5 \times 10^{-3}$      | 2    | 12, 20           |
| (3)   | ダブルバック | W.O.+グリオキザール+エチレンカーボネイト | 2.8    | S-M  | 4.1    | $2 \sim 5 \times 10^{-3}$      | 2    | 12, 20           |
| (4)   | ダブルバック | W.O.+グリオキザール+エチレンカーボネイト | 2.8    | S-M  | 5.1    |                                | 2    | 12, 20           |
| (5)   | 2重管ロッド | 直接法中性水ガラス               | 3秒     | SPu  | 4.7    | $5 \times 130 \text{ cm}$ の透水層 | 4    | 12, 20           |
| (6)   | 2重管ロッド | 直接法中性水ガラス               | 3秒     | S-M  | 4.5    | $2 \sim 5 \times 10^{-3}$      | 4    | 12, 20           |
| (7)   | 新工法    | 間接法中性水ガラス+グリオキザール+W.O.  | 12秒19分 | S-M  | 5.0    | $2 \sim 5 \times 10^{-3}$      | 2    | 12, 20           |

W.O.: 水ガラス  
分類: 日本統一土質分類

## §3 結果

### 3-1. 固結形状と固結容積

各工法の代表的な注入固結物の形状を図-3に示す。注入量は改良予定範囲  $V_m$  と仮定し、その地盤の間隙  $n$  を、薬液で充填する率  $\alpha$  及び改良予定範囲から流出する量  $\beta$  によって次式より求められる。

$$Q = V \cdot n \cdot \alpha \cdot (1 + \beta)$$

本実験においては、改良予定範囲を半径  $50 \text{ cm}$  の球とし、充填率をケース(1),(2),(3)で80%、(4),(6),(7)で56%と仮定して注入を行なった。なお損失係数  $\beta$  は0とした。固結物は図-3に示す形状となり、この固結物から充填率及び損失係数を求めると表-3のようになった。ロッド工法のうちケース(1)では、図-3(a)のように大部分がロッドに沿って逆流し、フィルター層やビニール袋と供試体の間で固結していた。また、有機系水ガラスを使用したケース(2)では、注入プラントと実験装置のトラブルにより、モールドから薬液が多量に逆流したため、これを補正に50 $\text{l}$ を注入した。この結果、固結物はやや大きいものが見られたが、注入位置と少し異なった部分で固結していた。ダブルバック工法のケース(4)は図-3

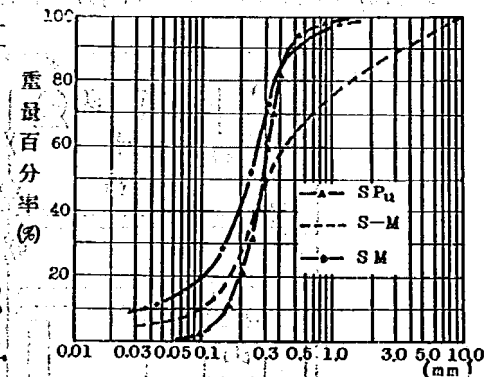


図-2 試料土の粒径加積曲線

(b)に示すように細粒分の多い供試体を用いたにもかかわらず、ほぼ均質で球状の固結物が得られた。2重管ロッド工法の止水効果を評価したケース(5)では、流速が3cm/秒の場合、薬液が流水に希釈されほとんど固結せず流出していたが、流速が1.5cmの場合には、薬液は一部流出したが残層において固結物が多量に得られた。2重管ロッド工法のケース(6)は、薬液が脈状に注入され、この部分から浸透固結していた。新工法のケース(7)は図-3(d)のように注入管の周囲に円形の固結物ができ、固結物の大きさも最も設計に近いものであった。しかし固結物が上部ビニール袋まで見られ、パッカ効果は不十分であったものとする。注入でん充率を較べると、各ケースとも大きな差がなく、概ね55%程度であった。この値は従来の注入工事の設計値よりかなり小さいものである。また損失係数は、新工法及びダブルパッカ工法が低い値を示し、2重管ロッド、ロッド工法の順に流出量が多くなるという結果を得た。

表-2 固結容積

| ケース番号 | 注入量(ℓ) | 注 入 固 結 物 |       |                    | でん充率 % | 損失係数 |
|-------|--------|-----------|-------|--------------------|--------|------|
|       |        | 浸透部       | ホモゲル部 | 計(m <sup>3</sup> ) |        |      |
| (1)   | 400    | 1.08      | 0.1   | 1.18               |        |      |
| (2)   | 460    | 1.46      | 0     | 1.46               | 52.4   | 1.94 |
| (3)   | 400    | 1.73      | 0     | 1.73               | 56.7   | 1.43 |
| (4)   | 280    | 0.97      | 0     | 0.97               | 56.0   | 0.68 |
| (5)   | 400    | 0.72      | 0.05  | 0.77               |        |      |
| (6)   | 280    | 1.13      | 0.02  | 1.15               | 54.0   | 1.66 |
| (7)   | 280    | 1.04      | 0     | 1.04               | 54.5   | 0.55 |

### 3-2 固結物の強度

固結物の一軸圧縮強度を図-4に示す。図の縦軸は今回得られた固結物の一軸圧縮強度を、横軸には豊浦標準砂を用いたサンドゲルの一軸圧縮強度を表わしている。ダブルパッカ工法のケース(3)、(4)の固結物は比較的高い値を示しており、サンドゲルの強度とほぼ同程度であった。また新工法の

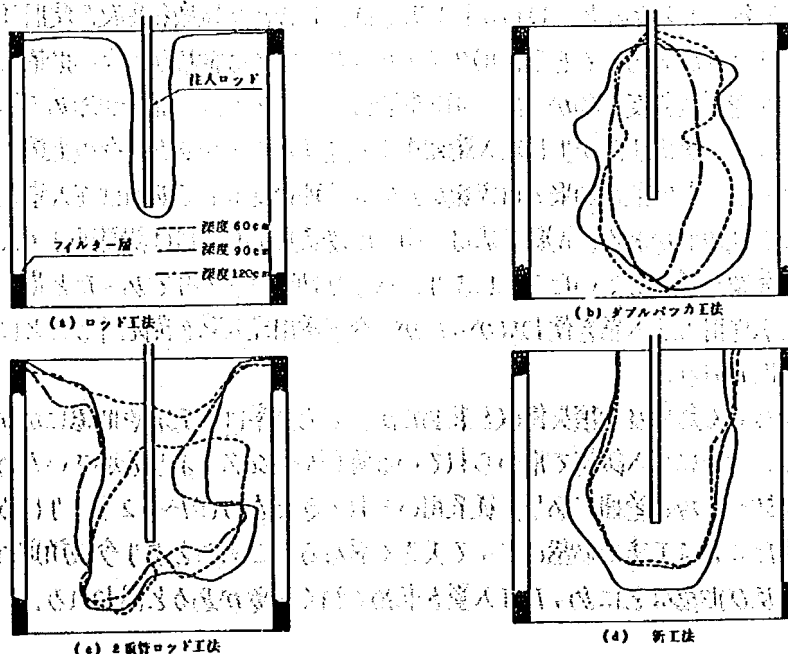


図-3 固結形状

ケース(7)の強度も高かったが、ばらつきも大きくなっている。他のケースの固結物の強度は一般に弱く0.5~3 kg/cm<sup>2</sup>で室内実験で得られたサンドゲルの1/5~1/2程度であった。

### 3-3 薬液の混合性

薬液注入工法では、主剤と硬化剤が完全に混合した時に、所定のゲルタイム及び強度が得られるものであるが、2重管ロッド工法のようにロッド先端で薬液を混合する方法では、この混合が不十分であると考えられる。そのため主剤及び硬化剤の主成分について固結物の定量的分析を行い、薬液の混合の度合いを調べた。この結果を図-5に示す。図中の現場配合比とは混合が理想的に行

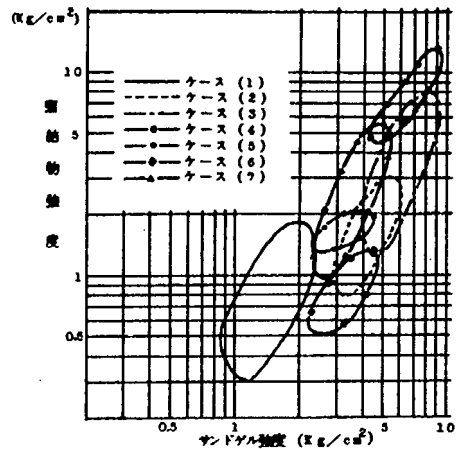


図-4 一軸圧縮強度

なわれた時の主剤と硬化剤の主成分の比率を表わす。図から判るように2重管ロッド工法では、主剤と硬化剤の成分比がばらついており、一部には水ガラスだけのものもあるなど、現場配合比とはかなり異なったものとなり、混合が不十分であったものとする。

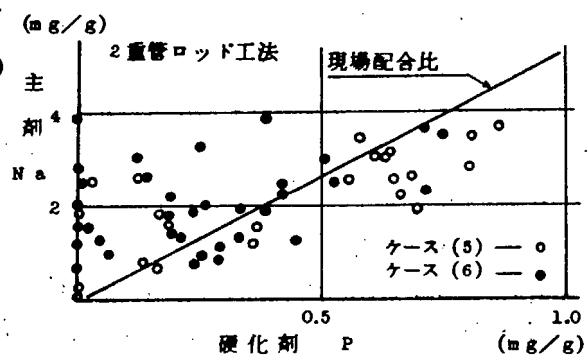


図-5 薬液の混合性

### §4 まとめ

実験結果を各工法毎にまとめると、i)ロッド工法では、LW及び無機系薬液を使用すると、細〜中砂の地盤には浸透はするが不均一である。ii)ダブルパッカ工法では細粒分の多い地盤にも浸透固結し、ほぼ球状の固結物が得られ強度も高かった。iii)2重管ロッド工法では、混合が極めて悪く、そのためゲル化が不安定となり、膨張注入が生じ注入範囲外まで達することがある。今後先端での混合方法を改良する必要がある。また止水効果では流速が1.5cm/秒程度以下であれば注入量を多くすることにより流水下でも止水効果がある。iv)新工法は、均一に浸透固結し、ほぼ設計通りの大きくなった。しかし上部にまで薬液が浸透していたことにより、パッカ効果は不十分であったと思われる。なお今回の実験では新工法専用の注入管を使わなかったが、今後専用注入管を開発することによりパッカ効果は期待できると思われる。

固結物の容積からてん充率及び損失係数を求めたが、てん充率は、工法や地盤にかかわらず55%程度という値となり、一般に注入設計で用いられている値(85~100%)よりも小さいものであった。しかし損失係数は0.55~1.94の範囲であり、従来用いられてきたもの(0.1~0.2)よりはるかに大きい値を示していた。またこれは工法や地盤によって大きく異なる。このことより今後所定の改良効果を得るためには、工法及び地盤などにあった注入量を求めて行く必要があると思われる。

## 12. 扇状地の水循環機構

水文研究室 佐合純造

### 1 まえがき

我が国の、地形、気象的要因、さらに人口の都市偏在などの人為的要因は、今後の水需要の増加に対して水資源開発を容易ならざるものとしている。しかし、河川ダム建設はもちろんのこと、下水処理水の再利用、農工水の合理化、地下ダム・地下貯水池計画など多角的な水資源の開発が検討されている。ところで、これらを検討していく上で、単に河川サイドから調査するだけでなく、流域全体の水循環を把握し、総合的な利水調査を行う必要がある。本研究では上記の問題を踏まえた上で、水循環機構調査のための基本的な考え方を述べたあと、「地下ダムの事前評価に関する研究」の中で調査を進めている埼玉県荒川左岸扇状地を例にとり上げ、具体的に水循環調査方法と結果を示した。

さらに、ここで得られた結果に基づき、対象地域の農業用水や地下水利用の水循環に与える影響について簡単な検討を行った。

### 2 水循環調査の基本的方針

#### 2-1 従来の調査との関連

地表水の水循環に関連した調査は、河川の治水・利水調査に伴って数多く行われており、流出機構の把握、モデル化など、これまでに多くの成果があげられている。また地下水においては地下水揚水に伴う地下水位低下や地盤沈下機構の解明、地下水シミュレーションモデル化などの研究が行われている。しかし、残念ながら、マクロな水収支関係を前提にした調査は少ない。しかし、今後、さきに述べたような新しい水資源開発を行う場合、水循環、特に水収支の観点を含めた解析手法が重要となる。

#### 2-2 水循環調査の基本的方針

具体的に水循環調査を行う場合、図1に示すようなフローをたどることが考えられる。この中で流域水収支調査は、水循環機構の把握のための基本的調査である。この詳細については次節以降でとりあげるが、この調査の主な基本的事項は次のようである。

①水収支式の基本式は式(1)で与えられる

$$R - O = \frac{dS}{dt} \quad (1)$$

ただし、Rは入量、Oは出量、Sは貯留量、tは時間すなわち、ある領域内の水の関係を満たすことが基本となる。

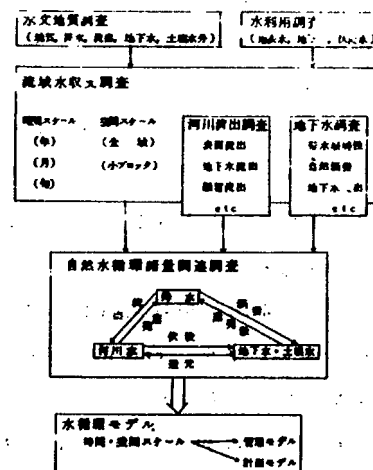


図1 水循環調査フロー例

②水収支解析は個々の調査で問題にされないような検討項目を明確にすることができる。たとえば次のような項目を定量化するのに役立つ。

- 1) 蒸発散量
- 2) 地下水流動量
- 3) 自然涵養量

③各項目の精度上のアンバランスを明確化し、追加測定項目が明らかになる。

④水循環モデルや地下水シミュレーションモデル検討のための境界条件や入力条件設定の基礎調査となる。

以上のような水循環調査の基本的事項を踏まえながら、以下に水文観測を継続的に行っている埼玉県荒川左岸扇状地をケーススタディにとりあげ、具体的に水循環に関連した調査結果を述べることにする。

### 3 荒川左岸扇状地での検討例

#### 3-1 対象地域の概要

##### (1) 地形

荒川左岸扇状地は図2の調査図に示すように、埼玉県北部に位置し西縁は松久丘陵、南縁は荒川、北縁は利根川に囲まれた面積約60km<sup>2</sup>の洪積台地である。形状は寄居町を扇頂として半径約1.0km、標高10.0~35m、北東に約9.0°の角度で広がる。

##### (2) 水文地質構造

対象地域の地質成層状態は、ボーリング資料及び電気探査資料から概略、関東ローム、砂礫層、粘土混り砂礫層、不透水粘土層から成り、それ以深は、透水性の小さい砂層と粘土層の互層を経て基盤である第三紀層に至る。帯水層は不透水粘土層をはさんで上部帯水層と下部帯水層に別れる。上部帯水層は地表からの涵養かさかんで透水係数は $10^{-1} \text{cm/s}$ のオーダーと透水性は良好であるが、下部帯水層は $10^{-4} \text{cm/s}$ のオーダーで上部帯水層に比べ透水性は劣る。また、特に上部帯水層厚は西部は25~30m、東部は5~10mと地域差がある。これらは基底面の形状に起因しており、概略、扇状地中央部を境に西部の地下水域に分けることができる。

#### 3-2 水循環概況

対象地域は、年間平均降雨量が約1200mmと比較的少ない。また、農業用水が荒川仁淀ダムより取水されている。たとえば昭和52年度の総用水量は約2800万tで、これを降雨量換算すれば490mmに相当し、年間降雨量の1/3以上に相当する。また、降雨や農

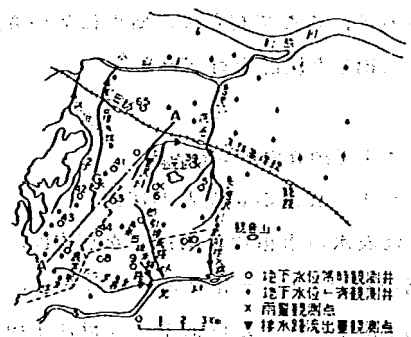


図2 荒川左岸扇状地水循環調査図

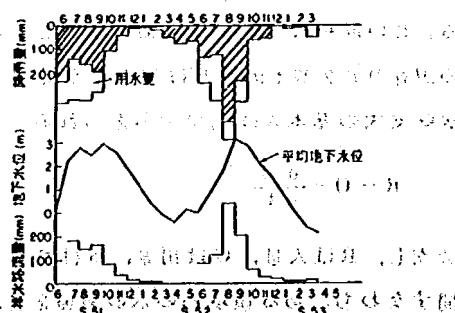


図3 対象地域の水循環状況

業用水は8つの排水路を通じて荒川及び利根川に流出される。図3は各観測値の年間変動状況を示したもので、灌漑期に集中的に水が流入、流出しており、非灌漑期には水の動きは少ない。

たとえば、灌漑期における農業用水の6割が河川へ再び還元しており、消費水量としては、全面積あたり、2.5mm/日（水田面積当りに換算すると20mm/日）となる。また、降雨がら地下水への涵養状況、排水路と地下水との関連についても調査を行ったが、ともに、地下水の関連が高く、当地域の水循環を考える上では地表水と地下水を一体として検討していく必要がある。

### 3-3 水収収法

ある地下水域での水収支関係は図4で示される。ここで単位期間ごとの水収支式は図3の記号を用いて式(4)のように表わされる。

$$R - (D_1 - D_2) - E - (G_1 - G_2) - \Delta S - Q_d = 0$$

$$\Delta S = W_s + M P_a \Delta H$$

一般に単位期間を長くすればM及び $W_s$ はほとんど無視でき、 $\Delta S$ は地下水貯留量変化と考えるも誤差は少ないと考えられる。たとえば中性子水分計による土壌水分の現地観測の一例を図5に示す。8月に水分量は高くなっている以外、水分量に差はない。また、さきに述べたように、当地域の地下水域は大きく東部と西部に分けることができる。このため、水収支区を東部と西部に2分割し個々について月単位で水収

支計算を行った。この際、式(1)、(2)の中で実測値は $R, D_1, D_2, \Delta H$ であるため、これらは既知量と扱うことができるが、M、 $\Delta W, Q_d$ は無視できるとしても、

未知量として、蒸発散量(E)、地下水流去量( $G_1 - G_2$ )及び帯水層有効間隙率( $P_a$ )が残る。

これらの面積平均量はほとんど実測不可能なため、なんらかの方法で推定せざるを得ない。

#### (1) 蒸発散量の推定法

蒸発散量は、水収支の中でも大きなウェイトを占め、この推定には十分注意を払う必要がある。従来から多くの測定法や計算法の提案されているが、一長一短があり、特に広域的な値を求める場合には年間総量をおさえたのちに期別分布を推定することが望ましい。年間総量は流出～降雨関係から求められる流域損失量に相当すると考えると広域的な代表値を求めることができる。（ただし流量観測付近に伏流水がなく、データが正確であることが条件である。）図6に荒川寄居地点で得られた結果を示す。これは全国主要河川で得られた結果とも整合する。これらより当地域山地部では

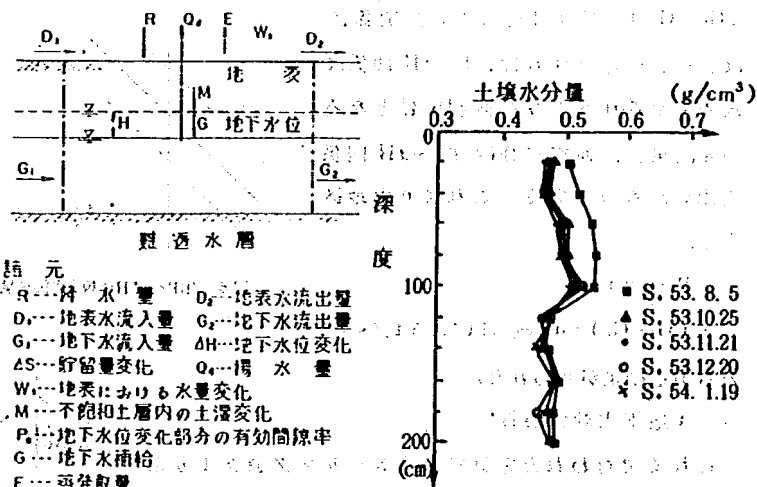
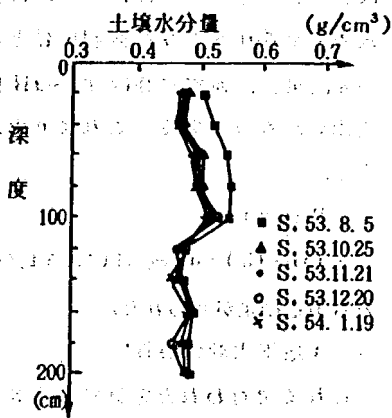
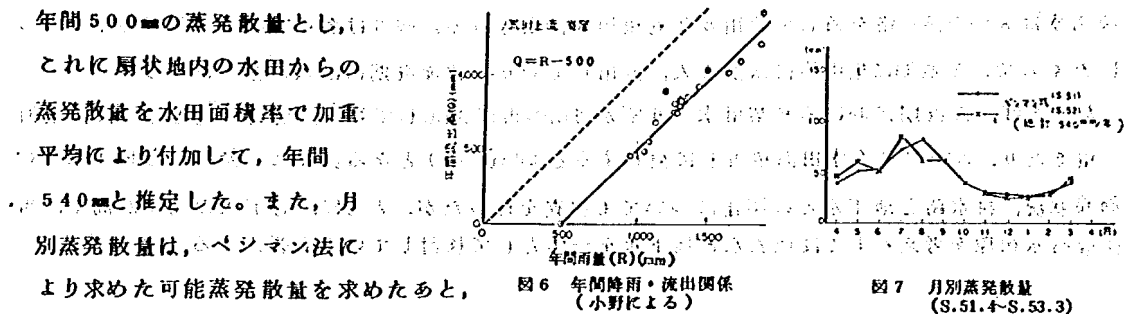


図4 水収支概念図

図5 土壌水分量観測例  
(荒川左岸扇状地)





$E' = \text{年間総蒸発散量} / \text{年間可能蒸発散量}$  (3)

として $E'$ を求め、これより月別蒸発散量はペンマン法で求めた月別可能蒸発散量に $E'$ をかけて求めた。この結果を図7に示す。

#### (2) 有効間隙率 ( $P_a$ ) 及び地下水流去量 ( $G_2 - G_1$ ) の推定法

有効間隙率 ( $P_a$ )、地下水流去量 ( $G_2 - G_1$ ) は地質調査などによっても求めることが可能であるが、あくまでも広域的な値を得ようとする場合は以下のような水収支的アプローチにより求めるのがよい。すなわち、式(2)中で $F \equiv R - (D_1 - D_2) + E$ は既知量と考えられるので、式(2)を $F$ を用いでおきかえることができる。

$$F = P_a \Delta H + (G_2 - G_1) \quad (4)$$

( $G_2 - G_1$ ) は地下水位変化に無関係にほとんど一定とすれば、 $F \sim \Delta H$  関係は式(4)で示されるように直線関係となる。図8は東部、西部に分けて $F \sim \Delta H$  関係を求めたものである。これより両地区とも、

$P_a \approx 0.1$   
 $(G_2 - G_1) = 0.6 \text{ mm/日} (\approx 0.51 \text{ l/s})$   
 なる推定結果が得られた。

#### 3-4 地下水貯留特性

これまで行われた電気探査、ボーリング調査より求めた第1帯水層厚分布図、地下水位一斉観測によって得られた等地下水位面図、さらにさきに求めた有効間隙率を用いて、各期ごとの地下水貯留量を求め図9に示す。

図9 一斉地下水位観測結果による経年地下水貯留量

以上の推定値及び実測値をもとに当地域の水収支計算を行う。図10は東部、西部の年間水収支結果である。年間でみれば東部、西部ともほとんど差異がみられない。また、地下水流去量は年間280~290mmとそれ大きくない。また、自然涵養量は図11のように示され、灌漑期に大きく、非灌漑

期に小さい。

### 3-6 流域水循環モデルの作成<sup>1)</sup>

#### (1) 概要

以上述べたようにマクロな水収支では、地下水の貯留量変化や涵養量などの現況把握は可能であるが、新しい入力による予測は行いことができない。また、地下水位シミュレーションや浸透モデルは地下水位の地域分布、浸透や流出のメカニズムは表現

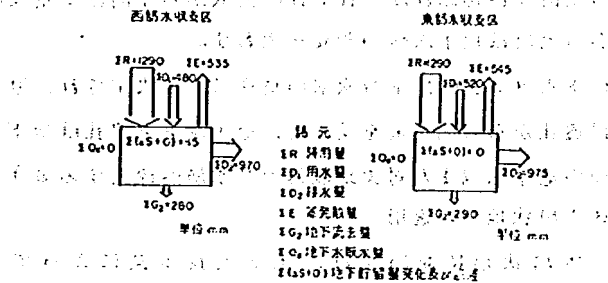


図10 水収支結果

できるが、現地で適用する際、その分の計算に必要なパラメータは膨大となり、このため、物理的根拠のないパラメータや大胆な条件・仮定を設けて解析を進めざるを得ない。このため、マクロな水収支で得られた地下水の貯留機構や涵養機構を十分反映し、観測精度や水文地質パラメータの精度に見合っ、かつ地表水と地下水及び両者の関係を同時に表現できるモデルが、マクロな水収支と地下位シミュレーション、浸透モデル、流出モデルのつなぎとして必要と考えられる。このため、著者らはタンクモデルをベースとした流域水循環を表わすモデルを作成し、当地域で得られたデータを用いてモデルのパラメータの推定及び試算を行った。

#### (2) モデル構成

流域水循環モデルは水収支区を図-12に示すような多重並列タンクにより水収支区内の地下水を含めた水循環過程を表現する（なお、図-4は荒川左岸扇状地用のモデル設定であるが、他流域についても地形、地質状況に応じて適宜モデル設定をすることができる。）

基本的には、地下帯水層の顕著な平地部は地表及び土壌貯留を扱う上層タンク（以下表層タンクと呼ぶ）地下水貯留を扱う下層タンク（以下地下タンクと呼ぶ）及び河道により表現する。また、帯水層のないような山地部は一般の2段及び3段のタンクモデルで流出を表現する。全ての流動はタンクモデル同様  $Q = ah$ （ $Q$ は流動量、 $h$ は貯留高、 $a$ は定数）として貯留高に比例した流出が生

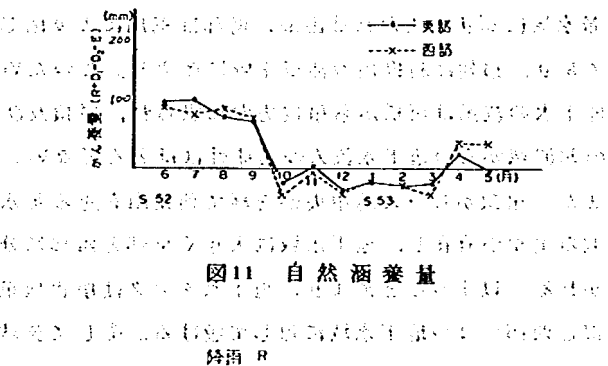


図11 自然涵養量

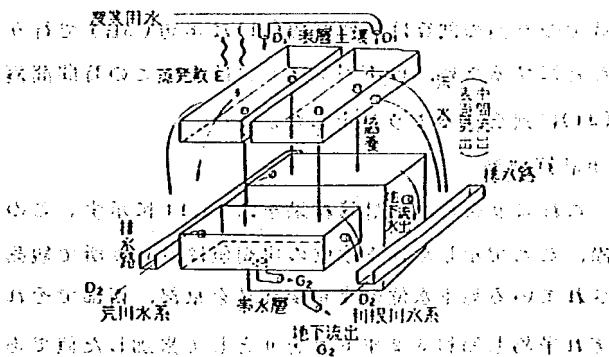


図12 流域水循環モデル

じるものとする。

表層タンクは河川または排水路流域ごとに設けることができ、どのタンクの側孔（流出孔）からの流出及びあふれはそれぞれの流域から中間流出量及び表面流出量を表現する。また底孔（浸透孔）からの流出は地下水への涵養を表わす。

地下水タンクは地下帯水層の構造により決定され、原則的には地下水域ごとに設ける。表層タンク浸透孔からの涵養量を受けて、地下水タンク孔は地下水流出量及び地下水流出量（帯水層を通過して他の地下水域または対象地域外の帯水層へ流動する量）を表現するのに用いる。

#### (3) 本扇状地への適用

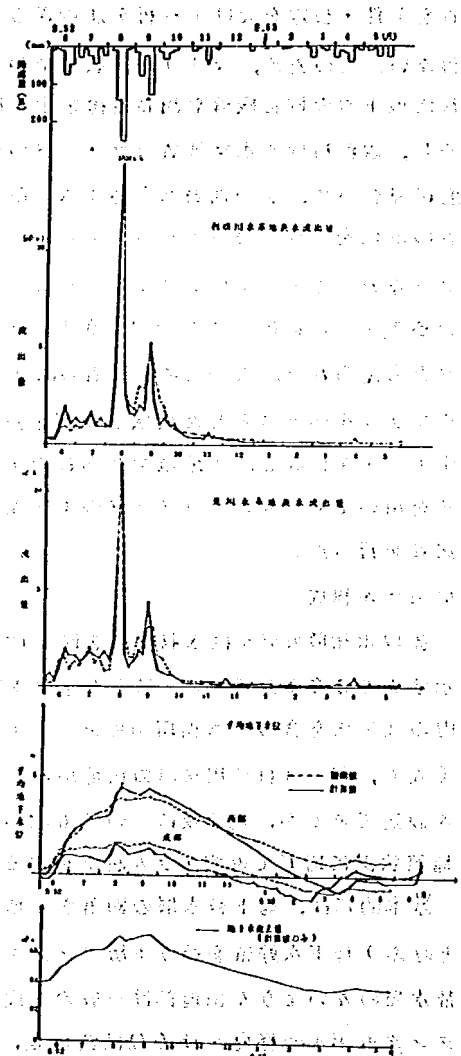
本扇状地においては、土地改良事業によって用排水路が整備されている。特に排水路によって8つの小流域に分割されるため土壌タンクは8つ設けるべきであるが、ここでは簡略化して荒川水系に流入する4排水路と利根川水系に流入する4排水路の2流域に分け、それぞれ1つのタンクで代表させた。

帯水層は扇状地北西部は山地、南部は荒川により閉じており、扇端は利根川の沖積平野に接する。このため、地下水の流動は扇頂から扇端方向に限られ、扇頂及び両側流域からの地下水流入の可能性はほとんどない。また、扇頂から扇入地中央部を経て仙元山を通る帯水盤の尾根が存在し、地下水域は大きく東部と西部に分かれる。以上のことにより、地下水タンクは扇状地東部と西部の2つ地下水域に対して設ける。そして流域外からの地下水流入はないものとする。なお、当地域での今回の試算は時間間隔(Δt)は半旬(5日)で行うことにするため、以下パラメータは全てこの時間間隔(Δt)に適合するよう推定した。

#### (4) 計算結果

これより得られた計算結果を図13,14に示す。この際、ここで示した地下水位の実測値は計16カ所で観測されている地下水位の半旬変化量を東部、西部でそれぞれ平均し昭和52年6月を0として累加した値である。したがって計算値も基準をこれに合せている。

本モデルはあくまでも水収支をマクロ的に把握することを主目均としており、精度面も考えれば実測値と計算の適合度は特に高くする必要はなく、今回の試算もこのことを念頭にして行った。その結果、モデルの年間トータルの各入出力値は実測値及びマクロな水収支から得られた値にはほぼ一致し、結果として満足でき



るものと考えられる。

### 3-2-7. 水利用の可能性

対象地域での自然水循環が上記の水循環モデルによって表現できたので、これを用いて現状の水循環に農業用水や地下水取水等による水循環状況の変化を流域水循環モデルによって検討した。計算は、昭和52年6月から昭和53年5月までのデータによって決定されたモデルパラメータに基づいて、昭和51年4月から昭和54年3月までの雨量データを用いて行った。ただし、現況の農業用水量及び蒸発散量については、今回は昭和52年度に得られた実測値等のパターンをそのまま代用した。

#### 1) 農業用水の影響

さきに述べたように農業用水の挙動は対象地域の水循環に大きな影響を与えていると考えられる。たとえば、当地域に農業用水が供給されないとすると、荒川へ流出している排水路流出量は図15に示すように灌漑期に減少することになる。また、この場合の平均的な年間水収支（S.51~S.53平均）を表1に併記する。これより、この地表流出量は現状に比較して半減しており、総減少量は総用水量の約8割に相当する結果が得られた。（この結果は総量的なものであり、3-2で示した還元特性とは意味が異なる。）

#### 2) 地下取水の影響

当扇状地の良質な帯水層から地下水を取水した場合も流域水循環に変化を与える。これについても1)と同様計算水収支を表1に示す。たとえば、地下流出量に見合う0.5t/sを常時地下水取水した場合、排水路流出量が平均年間（昭和51年~53年度）10,987,000t、現状の約23%が減少することになり、排水路から荒川や利根川への流出量を減少させる結果となる。同様に1t/sを常時取水した場合も約40%減少することになる。しかし、1t/s取水する場合でも、仮に水の多需要期灌漑期（4月~9月）であるのみ取水し、他の期間は河川水でまかなうとすると、約28%の減少ですみ、利根川や荒川の流域に与える影響は小さくなる。さらに、豊水時に人工涵養、水利用後の高度処理水の河川補給や地下水により直接補給によりこの影響は小さくなり、流況の安定化にも役立つことになる。

以上の結果は、あくまでも今回作成した水循環モデルと今回検証したデータに基づいて決定されたパラメータのもとで解析された結果でありかならずしも其の現象と対応するものではない。したがって今後これらの結果はさらに観測結果との符合を図り、実際の現象に近づける必要がある。

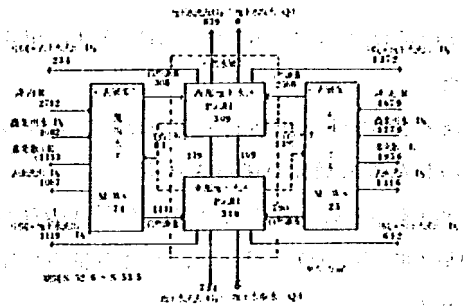


図14 計算水収支結果

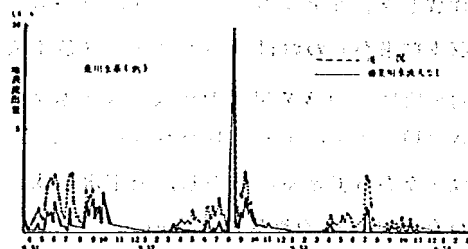


図15 農業用水流入の影響（計算値）

| 項目     | 単位 | 現状    | 農業用水流入なし | 0.5t/s地下水取水 | 1t/s地下水取水 |
|--------|----|-------|----------|-------------|-----------|
| 降水量    | mm | 2,712 | 2,712    | 2,712       | 2,712     |
| 蒸発散量   | mm | 1,113 | 1,113    | 1,113       | 1,113     |
| 農業用水量  | mm | 1,113 | 0        | 0           | 0         |
| 排水路流出量 | mm | 1,113 | 0        | 0           | 0         |
| 河川水補給量 | mm | 0     | 0        | 0           | 0         |
| 合計流出量  | mm | 1,113 | 0        | 0           | 0         |

表1 推定水収支（計算値）

#### 4 まとめ

水循環に関する調査は、まだ十分ルーチン化されていないのが実状である。しかし、今日の水需給の逼迫した中で、その必要性は高まりつつある。ここでは、水循環調査の基本方針を述べた後、ケーススタディとして、これまで3ヶ年にわたって埼玉県荒川左岸扇状地で観測されてきた水文データを用いて種々の考察を行った。特に、荒川左岸扇状地では次の項目について成果が得られた。

- ①対象地域の地下水流動は降雨及び農業用水によって影響を受けるが、降雨の流出率は0.3、農業用水の消費水量は約25mmと推定され、用水量の約6割が河川へふたたび還元していることがわかった。
- ②地表水が地下水へ涵養する場合、土壌の影響が大きく、土壌の貯留量が平均的にみて約25mm程度増加したのち涵養が開始される。
- ③水収支から帯水層の有効間隙率(Pa)及び地下流出量( $G_1$ )を推定することができ、 $Pa=0.1$ 、 $G_1=0.8$ mm/日の値を得たが、蒸発散量の仮定のしかたいかんでこの値はかなり変動することが予想される。
- ④当地域で得られた水文データ及びマクロな水収支結果をもとに地下水を含めた流域水循環モデルを作成した。モデルのパラメータはマクロの水収支結果を前提として決定されるものが多く、この水収支結果が変われば当然パラメータ値も異なってくる。
- ⑤対象地域への農業用水の流入や地下水取水等の人為による水循環に与える影響をここで作成した水循環モデルにより予測を行った。このモデル計算によればこれらによる排水路流量の与える影響は少なからずある。しかし、地下水取水についてはその河川の豊水利用と組み合わせた利用などを行えば、その影響は少ない。

参考文献 佐合、北川、山田「平地面地下水の水収支—荒川左岸扇状地を例にして—」土木技術資料 21-4、1979

1) 佐合、北川、山田「平地面地下水の水収支—荒川左岸扇状地を例にして—」土木技術資料 21-4、1979

2) 金子良、農業水文学、共立出版、1973

3) 石崎、佐合、山田「地下水を考慮した流域水循環モデル」土木技術資料 21-6、1979

4) 土木研究所、国土開発技術研究センター「地下水涵養技術の開発報告書」昭和54年2月発表

5) 国土開発技術研究センター「地下水涵養技術の開発報告書」昭和54年2月発表

6) 国土開発技術研究センター「地下水涵養技術の開発報告書」昭和54年2月発表

7) 国土開発技術研究センター「地下水涵養技術の開発報告書」昭和54年2月発表

8) 国土開発技術研究センター「地下水涵養技術の開発報告書」昭和54年2月発表

9) 国土開発技術研究センター「地下水涵養技術の開発報告書」昭和54年2月発表

現在、東京湾・瀬戸内・震ヶ浦などでは、夏期を中心として藻類が異常に発生して、有機性物質の増加により環境基準に示されているC.O.D値をオーバーする事態が生じることがある。藻類が異常に発生する主な原因としては、一般に栄養塩類であるリン・窒素の増加による水域の富栄養化が知られているが、その内部機構の詳細については未だ十分に解明されているとは言えない。このため、富栄養化した水域で水質汚濁計算を行う際に用いるシミュレーションモデルも国内外で幾つか作られているが、モデルの最終目的である「富栄養化する危険のある水域あるいは既に富栄養化している水域において、富栄養化防止あるいは改善のための具体的施設を実施する際、事前にその効果を予測し、何が最適な対策であるのかの判定を行う」ことが可能な段階にまで到達しているモデルはほとんどなく、現在のところ、実際の現象より得られた実測値に合致する計算を得るためには如何なる要因をモデル中に組み入れたら良いかについて検討を行っている段階である。

ここでは、まず富栄養化シミュレーションモデル作成時の基本である諸要因について、どの程度まで解明が進められているかを現在調査が行われている震ヶ浦で得られた成果を含めて述べ、次に、この諸要因を組み立てて作られたシミュレーションモデル式の実例について言及している。

## §2 富栄養化モデル中の諸要因について

本調査は52年度、旧赤羽支所屋上に設置された容積約200Lの富栄養化実験槽と、震ヶ浦の水質変化をシミュレートすることを目的として図-1,2に示すような2つのモデルを考え、各モデルで用いるべきパラメータの値について検討するとともに、水質変化の再現を試みた。モデルⅠは、動物プランクトン、植物プランクトン、窒素、リンを変数とし、栄養塩の循環は、無機態→プランクトン→有機態(プランクトンの死骸で、すべて粒子性と仮定)→無機態という形を想定している。また、モデルⅡでは、動物・植物プランクトンおよびこれらの死骸を一括して粒子性有機物として取り扱い、それぞれには区分けしない。栄養塩の循環は、無機態のものが生産によって粒子性(有機態のもののみとする)に変化し、分解や代謝によって直接あるいは溶解性有機物を経て無機態へ帰帰すると思われる。モデルⅠは富栄養化実験槽での水質変化、(モデルⅡは震ヶ浦の水質変化にそれぞれ用いた。

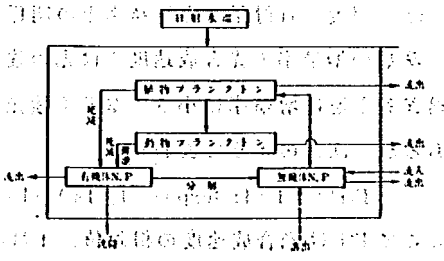


図-1 モデルⅠの物質循環

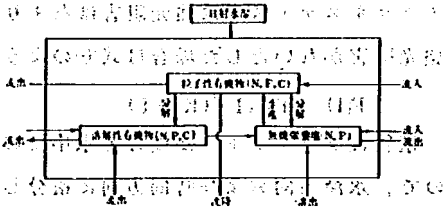


図-2 モデルⅡの物質循環

### 2-1 各パラメータの検討

2.1.1 植物プランクトンの生産項 (1991年) 水質予測手法の開発と応用 (1991年) 水質予測手法の開発と応用 (1991年) 水質予測手法の開発と応用 (1991年) 水質予測手法の開発と応用 (1991年)

植物プランクトンの生産に関与する因子としては、一般に水温、照度、栄養塩濃度が支配的なものと考えられており、他にもpH、塩水濃度、藻類間の競合、密度効果などでも関係するといわれているが、今回のモデルでは前3者のみを考えた。

#### (1) 水温と増殖率との関係

水温と植物性プランクトンの増殖率との関係についてDi-Toroは栄養塩類と照度を飽和(最適)にした条件下で水温だけを変化させて数多くの実験結果をまとめて、最大増殖率( $K'$ )は水温に1次比例しているとした。数式化すれば式(1)のようになるが、これを基に式(2)~(4)のような最適水温を考慮した補正式が提案される。ここで $K'$ は最大増殖率(1/日)、 $K_1$ は定数で0.1(1/日/°C)、 $T$ は水温(°C)、 $T_s$ は最適水温または、基準水温(°C)。

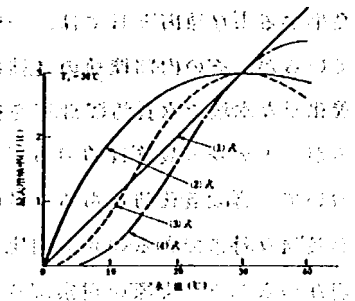


図-3 水温と増殖率との関係

$T_s$ を30°Cとした時の式(1)~(4)の値を図-3に示すが、これから式(2)~(4)は高温時の抑制効果を取り入れた考え方であり、式(2)、(3)では最適水温と基準水温が一致している。今回の計算では、モデルⅠでは式(1)を、モデルⅡでは式(3)を用いることとし、両モデルともに $K_1$ の値を若干変化させて計算を行っている。

#### (2) 照度(日射量)と増殖率との関係

藻類の増殖率(光合成速度)は光の強さが大きくなるに従って一般には大きくなるが光が、強くなり過ぎると逆に増殖率は小さくなる(強光阻害)といわれている。図-4は強光阻害がある場合の曲線であるが、次式のように表わせる。

$$F(I) = (I/I_s) \exp \{ (-I/I_s) + 1 \} \quad \text{..... (5)}$$

ここで $F(I)$ は光合成速度の相対値、 $I$ は照度、 $I_s$ は基準照度

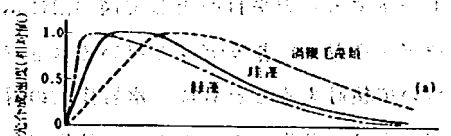


図-4

一方、霞ヶ浦のように非常に富栄養化した水域で発生するマイクロシステスでは強光阻害はあまりないとされている。強光阻害がないとした場合は式(6)のように表せるが、これは以下で述べるMorod式と同じである。

$$F(I) = F_{max} I / (K_I + I) \quad \text{..... (6)}$$

植物性プランクトンが受ける水中での照度は、水深により、また、1日の中でも時間により異なるので、水深方向および時間方向に積分し、1日の平均照度を次のようにして求める。

まず、表面照度は日間で式(7)の形で与えられるとし、水深方向の減衰はベールの法則に従い、式(8)で表わせるものとする。

$$I_0(t) = \begin{cases} I_a & (0 < t < f) \\ 0 & (f < t < 1) \end{cases} \quad \text{..... (7)}$$

$$I(z) = I_0 \exp(-\epsilon z) \quad \text{..... (8)}$$

ただし、 $I_0(t)$ は表面照度、 $I_a$ は日照時間内の平均照度、 $f$ は日照時間(日)、 $t$ は時間(日)、 $\epsilon z$ は水深 $z$

の位置での水中照度、 $\epsilon$  は呼吸係数、 $z$  は水深である。強光障害である場合の平均増殖率は式(5)、(7)、(8)より時間方向と水深方向に積分することによって得られ、式(9)のようになる。また、強光障害のない場合には、式(6)、(7)、(8)より式(10)が得られる。

$$r = \frac{\epsilon f}{\epsilon H} \{ \exp(-\alpha_1) - \exp(-\alpha_0) \} \quad \text{..... (9)}$$

$$r = \frac{f \mu_{\max}}{\epsilon H} \ln \left\{ \frac{\exp(-\epsilon H) + \beta}{1 + \beta} \right\} \quad \text{..... (10)}$$

ただし、 $\alpha_1 \equiv (I_a/I_s) \exp(-\epsilon H)$ 、 $\alpha_0 \equiv I_a/I_s$ 、 $\beta \equiv K_r/I_a$  ここで、 $\alpha$  は平均増殖率、 $H$  は平均水深である。なお、吸光係数( $\epsilon$ )と  $SS$  との間には霞ヶ浦の実験により、次式のように表わせる。

$$\epsilon = \epsilon_1 \times SS + \epsilon_2 \quad \text{..... (11)} \quad \text{ここで } \epsilon_1 \text{ および } \epsilon_2 \text{ は定数}$$

今回の計算において、モデルⅠでは式(9)を、モデルⅡでは式(6)をそれぞれ用いている。

### (3) 栄養塩濃度と増殖率との関係

栄養塩と増殖率との関係は、一般に次のような Monod 型の関数形で近似できることが多い。

$$\mu = \mu_{\max} N / (K + N) \quad \text{..... (12)}$$

ここで、 $\mu$  は増殖率、 $\mu_{\max}$  は最大増殖率、 $K$  はミカエリス定数、 $N$  は栄養塩濃度である。

霞ヶ浦の湖水を用いた実験でも上記の Monod 式に概ね近似できた。尚、ミカエリス定数については、モデルⅠではリンで 0.02、窒素で 0.2 とし、モデルⅡではリンで 0.01、窒素で 0.2 程度の値を用いた。

### (4) 植物プランクトンの増殖についてのまとめ

以上の検討より、植物性プランクトンの増殖率( $G_p$ )として今回の計算では次式を用いた。

$$\text{モデルⅠ: } G_p = K_1 T \frac{\epsilon f}{\epsilon H} \{ \exp(-\alpha_1) - \exp(-\alpha_0) \} \frac{N_i}{K_n + N_i} \frac{P_i}{K_p + P_i} \quad \text{..... (13)}$$

$$\text{モデルⅡ: } G_p = K_1 T_s \left\{ \frac{T}{T_s} \exp \left( 1 - \frac{T}{T_s} \right) \right\} \frac{1}{K_1 + 1} \frac{N_i}{K_n + N_i} \frac{P_i}{K_p + P_i} \quad \text{..... (14)}$$

ここで、 $N_i$  は無機態窒素濃度、 $P_i$  は無機態リン濃度、 $K_n$  は窒素のミカエリス定数、 $K_p$  はリンのミカエリス定数、 $K_1$  は照度のミカエリス定数である。

## 2-1-2 植物プランクトンの死滅項

植物性プランクトンの死滅は自家呼吸と動物性プランクトンの捕食によって起るとする。自家呼吸率に関しては、Di Toro 等により水温の 1 次にはほぼ比例するという結果が報告されており、また捕食については濾過率(単位量当りの動物性プランクトンが 1 日当りに濾過する水量)が一定されている。これは数式化すれば、

$$D_p = D_{rr} + C_g Z = K_2 T + C_g Z \quad \text{..... (15)}$$

ここで、 $D_p$  は植物性プランクトンの死滅率(1/日)、 $D_{rr}$  は自家呼吸率(1/日)、 $C_g$  は濾過で 0.13(1/日)程度の値、 $K_2$  は比例定数で 0.005(1/日/°C)、 $Z$  は動物性プランクトン濃度(mg C/l)である。

モデルⅠでは上記の式(15)をそのまま用いるが、モデルⅡの場合は、動物・植物プランクトンはすべて粒子性有機物として取扱っているため、それらの分解あるいは沈降の一部に含まれる。

## 2-1-3 動物プランクトンの増殖項および死滅項

動物プランクトンは植物プランクトンを捕食することによって増殖する。しかし植物プランクトンの量が多い場合その利用効率が悪くなることがよく知られている。この利用効率の悪化を植物プランクトンの関数として  $\alpha_{zp} K_{zp}/(K_{zp}+P)$  と表わした場合、増殖率は次式のように表現される。

$$G_z = C_g \alpha_{zp} A K_{zp} P / (K_{zp} + P) \quad \dots\dots (16)$$

ここで、 $G_z$ は動物プランクトンの増殖率(1/日)、 $P$ は植物プランクトン量( $\mu\text{gクロロフィル}/\text{L}$ )  $\alpha_{zp}$ は  $P$ が低い時の利用効果、 $K_{zp}$ は定数で60( $\mu\text{g700フィル}/\text{L}$ )程度の値、 $A$ は植物性プランクトン中の(炭素/クロロフィル)比  
動物性プランクトンの死滅については、植物プランクトンと同様に自家呼吸と捕食とが考えられるが、捕食については良く知られておらず無視せざるを得ない。自家呼吸は水温の1次に比例するといわれており、次式のようになる。

$$D_z = K_d T \quad \dots\dots (17)$$

ここで  $D_z$ は動物性プランクトンの死滅率(1/日)  $K_d$ は定数で0.05程度の値(1/日/°C)  $T$ は水温(°C)である。

モデルⅠでは動物性プランクトンの変数として取り上げているが、モデルⅡでは粒子性有機物の中に一括して取扱われている。

#### 2-1-4 分解項

シミュレーションで考慮すべき分解項としては、粒子性有機態の物質から溶解性有機態の物質あるいは無機態物質への分解を表すものが必要であるが、炭素、窒素、リンなど対象とする物質によって値は異なる。しかし、いずれの場合においても分解速度は水温の関数として式(18)のように表わして概ねよいことが知られている。

$$K_d = K_{d1} (\theta)^{T-20} \quad \dots\dots (18)$$

ここで、 $K_d$ は分解速度(1/日)、 $K_{d1}$ は20°Cでの分解速度(1/日)、 $\theta$ は温度定数、 $T$ は水温(°C)

霞ヶ浦の水を用いた実験によれば、粒子性有機態の物質の無機態物質への分解については、式(18)の  $K_{d1}$ の値は0.02(1/日)程度の値、 $\theta$ は1.05~1.20程度であった。

#### 2-1-5 沈降項

霞ヶ浦で今迄に得られた結果によると植物性プランクトンの場合0.02~0.062(m/日) 植物プランクトン以外の物質の場合0.21~1.41(m/日)程度の値が観測されている。

#### 2-1-6 溶出項

底泥からの溶出に関係する因子には、底質の質、底泥と接する水の好気、嫌気の別、水温などがあるといわれている。図5,6は霞ヶ浦の底泥を用いた溶出実験結果を示したものであるが、水温が高い程、また好気、嫌気の別では好気性の時に窒素、リンともに溶出速度が大きくなっている。図中の実験は嫌気性条件のデータを下記の式(19)に近似して得られた関数形であるが、モデルⅡではこれに類似した関数形を用いている。

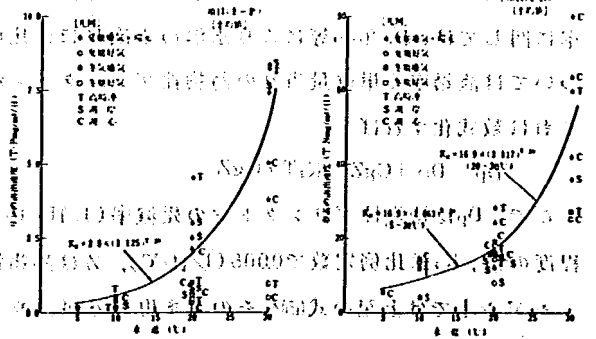


図-5 静置溶出速度実験結果 (嫌気性条件) 図-6 静置溶出速度実験結果 (好気性条件)

$$K_R = K_{R1} (\theta)^{T-20}$$

.....(20)

ここで、 $K_R$ は溶出速度( $\text{mg}/\text{m}^2/\text{日}$ )、 $K_{R1}$ は20℃の溶出速度( $\text{mg}/\text{m}^2/\text{日}$ )、 $\theta$ は温度定数、 $T$ は水温(℃)である。尚、モデルⅠは水槽実験の検証を用いたため、溶出項は考慮していない。

## 2-2 シミュレーションの結果

以上、各パラメータを検討して得られた結果が図-7,8である。計算は各パラメータを若干修正しながら数多く行った。図-7はモデルⅠで水槽実験の水質変化をシミュレートしたものであるが、動物性プランクトンを除くと、計算によって比較的良好に水質変化が再現できている。

図-8はモデルⅡによって霞ヶ浦の水質変化を試みた結果の一部であるが、現在までの結果では無機態窒素を始めとして、実際の水質変化を十分再現するまでには至っていない。各パラメータの与え方など今後更に検討する必要がある。

## §3 今後の問題点

生態学的数値モデルによって富栄養化した水域での水質変化をシミュレートすることを試み、ある程度シミュレートできる見通しが出来た。しかし、前記のように各パラメータの与え方について今後更に検討する必要がある。また、それに関連して、水域の状況に応じてどの範囲

まで考慮したモデルを選択するかという方法論について更に検討する必要がある。

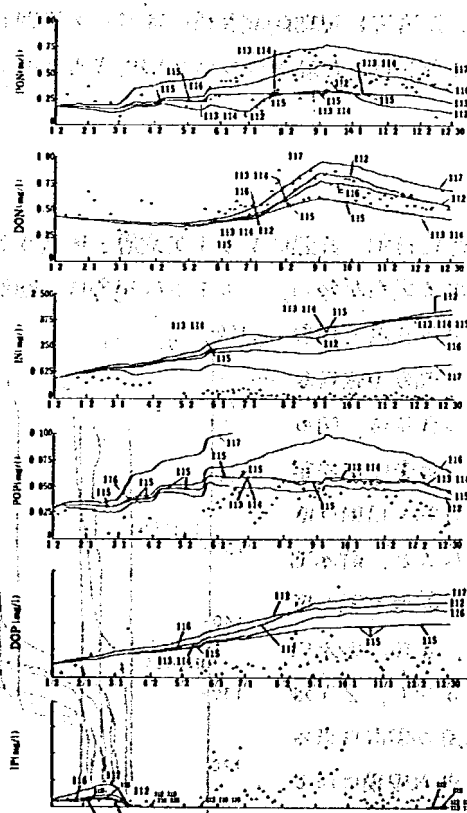


図-8 霞ヶ浦水質変化のシミュレーションモデルⅡ

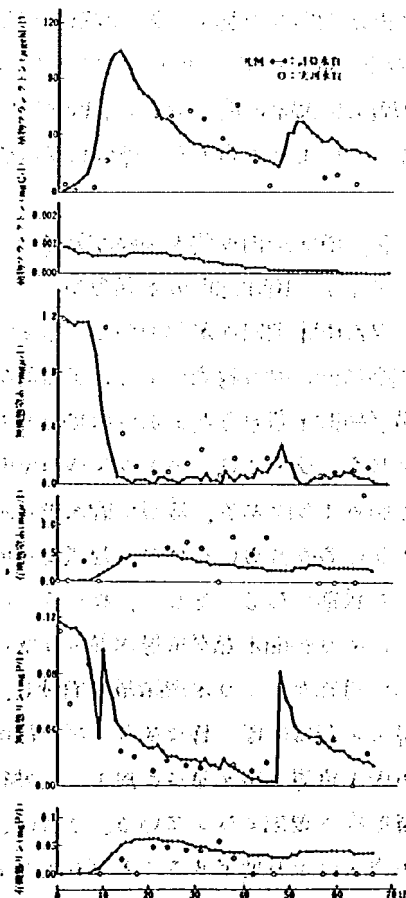


図-7 水槽内水質変化のシミュレーション

図-7,8は、霞ヶ浦の水質変化のシミュレーション結果を示す。

# 14. 貯水池放流濁度の簡易解析

水資源開発研究室 横 道 雅 己

貯水池は、ダム建設による河川水質の変化(冷濁水の長期化、富栄養化)は、流水の正常な機能の維持という見地から社会的影響が著しく、ダム建設及び管理の円滑な実施に支障を及ぼしている現状にある。また、行政面においては、環境アセスメント法制定の動きが活発化するなかで、これら水質問題に対する技術的現象説明と、対応指針の早期確立が要請されている。本調査は、冷濁水の長期化現象に関する実態調査と要因分析を行い、貯水池の冷濁水現象の予測手法を開発することにより、河川の水質保全の立場からダムの計画設計及び運用に関する指針を得るものである。

濁水予測手法に関してはすでにいくつかの数値モデルが開発されている。濁水長期化現象は主として貯水池内の流動状況及び濁質の理化学的な浮遊沈降挙動が支配的な要因である。しかし、これらの要因に関しては定性的にはかなり明らかになってきたものの、いまだ不明確な点が多い。そこで、本調査では濁水の貯水池流入、貯水池内の流動、沈降等を現地観測資料に基づいて整理し、モデル化することにより総合的かつ簡便にダム放流濁度予測を行った結果について報告するものである。

## 2. 貯水池内の濁水現象の実態

### (1). 貯水池内の水温分布

ダム貯水池内の水温分布は、夏季に表層付近に日射・気温による1次躍層を形成するほか、取水口標高付近に熱の移流による2次躍層が形成される場合が多い。このような現象は、回転率(年総流入量/総貯水容量)がおおむね10以下の貯水池で見られる現象である。図-1はこのような成層型貯水池の水温分布経月変化図の1例である。成層型貯水池の水温変化の様子は、図のように春から夏にかけて水温成層が形成され、夏季には安定した状態になる。そして、秋から冬にかけて気温・日射の低下により表面水温が底層水温より低い状態になると、貯水池内に対流がおこり水温躍層は消滅し、その後は表層水温と底層の水温はほぼ一樣になるのが一般的である。また、取水口の取水位置と取水量は表層よりの熱移流をうながし、2次躍層形成の要因となっている。さらに、2次躍層の標高は洪水の流入により低下することが知られており、洪水規模に応じた低下量を示すようである。さらにまた、洪水流入量がある限度を越えると2次躍層は破壊されてしまう。

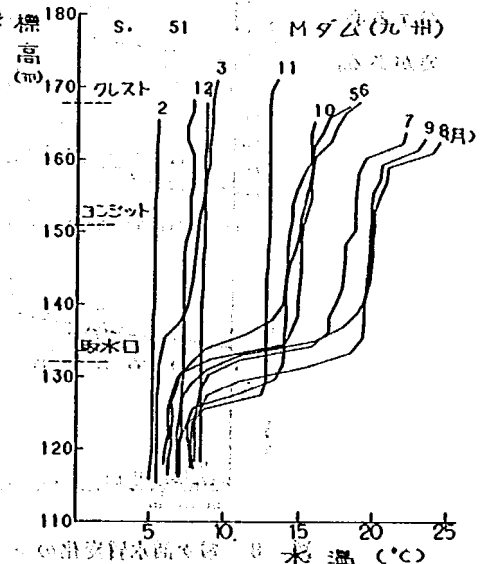


図-1 成層型貯水池の水温経月変化図

## (2) 洪水後の貯水池内濁度分布

成層型貯水池へ濁水が流入すると、流入水は流入水密度に等しい密度の層に流入し、密度流となり層状の濁水層を形成する。通常は図-2のように2次躍層の上がこの流入層になることが多く、この層に滞留した濁水が徐々にダム下流へ放流され濁水長期化の原因となる。

また、貯水容量を上まわるとような大洪水が流入した場合には、貯水池水は流入水と入れ替わり貯水池の水温成層は破壊され、貯水池は全体的に濁水化する。したがって、洪水後も貯水池内の濁水が排出されるまで続く。

## (3) 懸濁物質の粒度分布

濁水現象長期化の要因としては懸濁物質の沈降速度に影響されるが、粒径的にみるとこのような濁水長期化を引き起こす懸濁物質の粒径は数 $\mu$ 以下のものが大部分であり、その沈降速度も100cm/day程度以下である。

また、洪水時の懸濁物質の粒度分布は各洪水ごとに変動し、さらに図-3に示すように洪水のピーク期と低減期によっても大きく変動する。したがって、シミュレーションを行うにあたり、懸濁物質の粒度分布をモデル化するに際しては、これらの諸条件を考慮して、平均的な粒度分布を設定する必要がある。

## (4) 流入濁度

貯水池の濁水予測を行う場合、入力パラメータのひとつとして流入濁度が必要とされるが、洪水時の流入濁度を長期間にわたり観測することは現実的に不可能な場合が多い。このためにいくつかの流入濁度の観測値をもとに、流入濁度と相関性の高い流入量との回帰式により推定することが多い。この流入濁度の推定は、濁水予測において最も重要な要素であり、そのためにはできるだけ多くの洪水時の流入濁度データを収集することが望ましい。

また、図-4に示すように流入濁度と流入量の関係は各ダムによってさまざまなため、それぞれ検討しようとするダムごとにこれらの流入濁度と観測しておく必要がある。

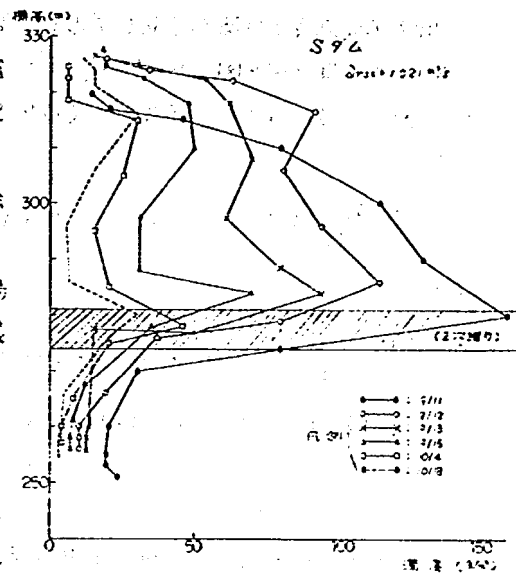


図-2 洪水後の濁度分布

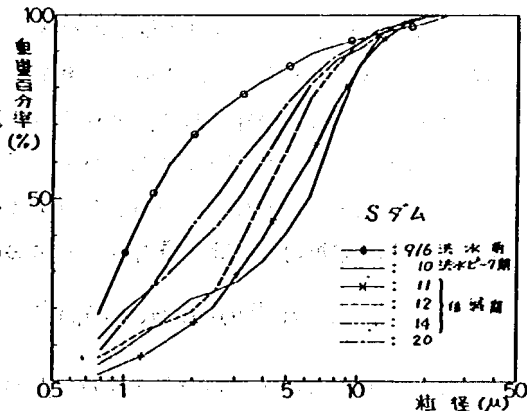


図-3 流入濁質の粒度相積曲線

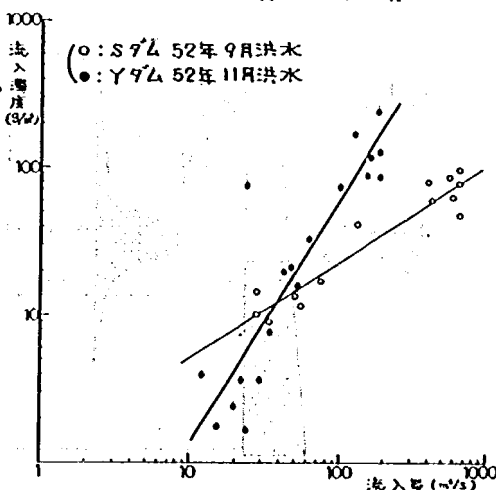


図-4 流入量と流入濁度の関係

### 3. 貯水池放流濁度の簡易予測モデル(三層モデル)の概要

三層モデルの概念図を図5に示す。本モデルでは貯水池内を1次躍層及び2次躍層により、表層、中層、下層の三層に分けた。各層での濁度を均一として濁質の連続式を立てると次のようになる。

(表層)

$$\frac{C_1' V_1' - C_1 V_1}{dt} = -a \cdot Q_{out} C_1 - W_1 \cdot A_1 \cdot C_1 + Cx \cdot Dv \quad \dots\dots (1)$$

(中層)

$$\frac{C_2' V_2' + C_2 V_2}{dt} = Q_{in} \cdot C_{in} - b \cdot Q_{out} \cdot C_2 + W_1 \cdot A_1 \cdot C_1 - W_2 \cdot A_2 \cdot C_2 - Cx \cdot Dv + C_2 \cdot Vx \quad \dots\dots (2)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{ここで, } Dv = (V_1' - V_1 + a \cdot Q_{out} \cdot dt) \geq 0 \text{ のとき } Cx = C_2 \text{ (上昇)} \\ < 0 \text{ のとき } Cx = C_1 \text{ (下降)} \end{array} \right\} \quad \dots\dots (3)$$

$$Vx = V_3 - V_2' \quad \dots\dots (4)$$

(1)式の左辺は表層の濁質量の単位時間内の变化を表わし、右辺第1項は表層よりの放流濁質量、第2項は中層への沈降濁質量、第3項は(3)式の条件にしたがい表層容量を一定に保つための水位変動に伴う上昇または下降濁質量を表わす。(2)式の右辺第1項は流入濁質量、第2項は中層よりの放流濁質量、第3項及び第4項はそれぞれ表層より中層、中層より下層への沈降濁質量、第5項は(1)式の第3項と同様であり、第6項は(4)式で表わされる2次躍層の下降による中層濁質量の増分である。また、流入濁度は流入量との関係式により与え、表層及び中層からの流出については取排水位置に流速分布(Gauss分布)を与え求めるものとした。さらに、流出時の流動層厚( $\delta_0$ )は貯水池内の鉛直密度勾配、流出量等によって変わってくるが、本モデルでは次式で与えた。

$$\delta_0 = G^{-1/5} (Q_{out} / \theta \sqrt{g \cdot \epsilon_0})^{1/5} \quad \dots\dots (5)$$

ただし、 $G$ : 日野・大西の無次元数  $Q_{out}$ : 流出量、 $\theta$ : 流出開口角、 $\epsilon_0$ : 密度勾配

$g$ : 重力加速度である。

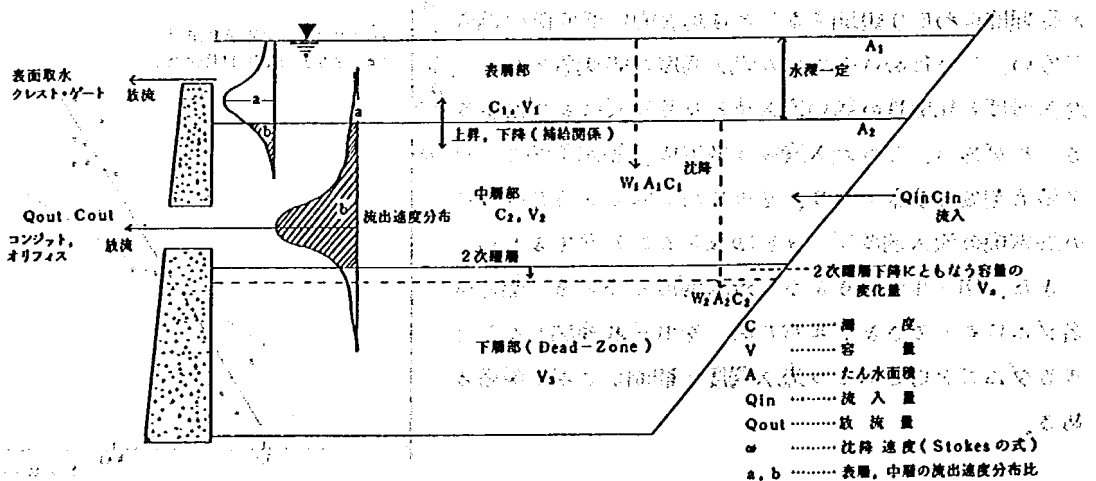


図5 三層モデルの概念図

#### 4. モデルの検証計算と入力パラメータの感度分析

##### (1) モデルの検証計算

モデルの検証計算は4ダムについて8ケース行った。図-6はそあうのSダムにおける昭和50年台風5・6号洪水時の検証計算結果である。Sダムは総貯水容量が約3億トンの大規模貯水池であり、また表面取水設備と有する。計算結果を見ると、濁度のピークから急激に減少し低減状態に達するまでの現象は比較的良好にとらえていられると思われる。

他のケースでは貯水池規模及び洪水規模の大きさをさまざまなケースを行ったが、図の例とはほぼ同様の結果が得られた。

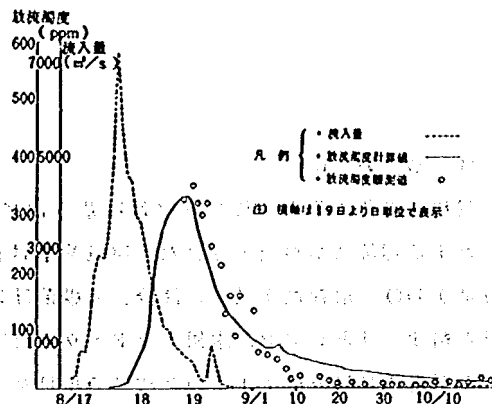


図-6 Sダムでの検証計算結果

##### (2) 入力パラメータの感度分析

入力パラメータの変化により放流濁度がどのような影響を受けるか検討するため、各入力パラメータの感度分析を行った。分析を行ったパラメータは、流入濁度式、2次躍層位置、貯水池内鉛直密度勾配、濁度沈降粒径である。図-7はそのうち最も影響の大きかった流入濁度式の感度分析結果であるが、べき乗の係数を±0.1動かしただけで結果に大きな違いが生じている。この他にも、沈降粒径の変化による影響が大きく、粒径を3μ、5μ、10μと変えると、放流濁度は濁度の低減期において5μの場合と比べると±2〜3倍の違いを生じた。

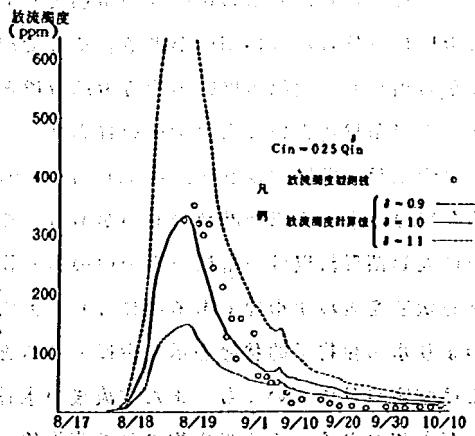


図-7 流入濁度式の感度分析結果

したがって、影響の大きいパラメータの設定に際しては十分な注意を要する。

#### 5. 今後の方針

本モデルによる貯水池放流濁度予測結果は実測値と良く適合し、このような簡易手法の有用性が確認された。今後はさらに、濁度予測では2次躍層位置と貯水池内の水温分布の推定が重要な要因となるので、これらの検討をするとともに、あわせて以下の検討を行う予定である。

- 1) 他ダムでの検証計算の実施と検討
- 2) 三層モデルへの沈降濁質の粒度分布の導入

##### 3) 濁度長期化問題へのダムの計画・運用面からの対策の検討

- ① 取水・放水標高変更による効果の検討
- ② 洪水後水位を低下させた後、清水貯留をほかる運用法の効果の検討

## 15. 水質汚濁指標としての大腸菌群数の意義と問題点

三次処理研究室 酒井 憲司

### はじめに

昭和46年に改正された公害対策基本法に基づき全国の公共用水域において水域の類型と各類型に対する環境基準が設定された。環境基準はpH、BOD（生物化学的酸素要求量）、SS（浮遊物質）DO（溶存酸素量）、油分、大腸菌群数という『生活環境の保全に関する項目（以下、生活項目と略す）』とシアン、水銀、カドミウムといった有害物質から成る『人の健康の保護に関する項目（以下健康項目と略す）』の2種類の項目から成り立っている。このうち下水道が環境基準達成に効果を有するのは主に生活項目についてである。

ところで生活項目のうち環境基準の達成率が最も低いのは後述するように大腸菌群数である。この指標は長年にわたり水の衛生面の指標として用いられてきたものであるが、水質汚濁指標としては他の指標には見られない側面がある。そこで環境基準の達成率の低さは何に起因しているのかという疑問から出発し、大腸菌群数の水質汚濁指標としての意味を問い直すことを試みた。以下その報告である。

### 1. 大腸菌群数という水質指標の特異性

生活項目の指標にはpH、BOD（河川のみ）、COD（湖沼、海域）、SS（河川、湖沼）、油分（海域のみ）、大腸菌群数の6つがある。これらのうち大腸菌群数と他の指標とを区別する大きな違いは大腸菌群数以外の指標が水の中のある物質ないしは物質に換算できる量を示すもので水の物理化学的状态を表わす指標であるのに対し、大腸菌群数は水中に生存するある種の生物の量を示すもの、つまり水の生物学的的状态を示す指標であるという点である。水中に生存する生物の量を測るということは測定自身においても、また放流後の水質の予測においても物理化学的指標とは異なる面を持つことが予想される。そこで生物の量を直接的に測るということの意味について検討を行なった。

#### 1.1 大腸菌群の構成

大腸菌群はその名に「群」という字がついている通り複数種の細菌からなる微生物集団である。この中には哺乳類の腸管内に存在する、いわゆる大腸菌（以下E. coli と略す）の他に土壤中に生息し動物とは無関係のAerogenesという種類も含まれている。大腸菌群の定義は『乳糖を分解して酸とガスを生成する、無芽胞、グラム陰性の短桿菌』となっており、E. coli、Aerogenesのどちらもこの定義を満たしているからである。環境基準に定められている測定法ではBGLB（ブリアントグリーン乳糖イオン）培地を使用しているが、この培地でもやはり両者を分けて測ることはできない。組成の異なる数種類の培地を併用することにより両者を分けて測定することができるが操作が煩雑なため広く利用されるには至っていない。

大腸菌群中のE. coli の割合については以前から注目されており、いくつか報告されている。例えば石田らはし尿中の大腸菌群数に対するE. coli I型（E. coli をさらにI、II型に分けたもの）の割合は88%、生下水、下水処理水では各々43、48%であったと報告している。村瀬らが長良川上流部

で測定した結果を見ると大腸菌群数に対する糞便性大腸菌群数（培養温度を44.5℃と高くすると糞便性のものだけが生育しやすいという性質を利用した測定法による。以下F.coliと略す）の比は0.01～0.1のオーダーとなっている<sup>2)</sup>。また金子らが霞ヶ浦で調査した結果ではF.coliの割合は0.001～0.1のオーダーであった<sup>3)</sup>。

## 1.2 生物指標であることの利点

すでに述べたように大腸菌群にはE.coliが含まれており、大腸菌群が検出される場合にはE.coli及びE.coliと同様の環境条件に生息している細菌類、つまり腸内細菌が一緒に存在する可能性がある。大腸菌群はこれら腸内細菌の存在を知らせる信号のようなものである。

腸内細菌のなかには衛生上問題となる病原菌も含まれているが、これら病原菌は大腸菌群に比べ体外の環境及び塩素等の殺菌に対して耐性が劣っているといわれている。このため大腸菌群を測定することにより間接的に腸内由来の病原菌の挙動を把握することができる。例えば大腸菌群数がゼロであればこれらの病原菌はいないと判断されるという具合である。これは他の物理化学的指標では表現しえないところであり、生物を直接測定することの大きな利点である。大腸菌群数が衛生面での指標として長年にわたり用いられてきた理由はここにある。

生物指標を用いることのもう一つの利点は環境条件の変化を生物の言葉で伝えてくれることである。具体的に言うと水域へ流入する汚濁負荷の変化がその水域に適応して生息している生物集団を変化させ、異なった数、種類、構成の集団（生態系と呼んでいい）

へ導いていく。この生態系の変化は一種類の細菌の生存に対しても大きな影響を及ぼす可能性がある。通常は生態系に存在する全生物量を調べるということはできないので、ある種の生物の変化から見た生態系の変化という形でとられている。今述べたことの一例として下水処理において活性汚泥の状態とE.coliの除去についてのCurdsらの実験結果を図-1に示す<sup>4)</sup>。これは細菌を捕食する原生動物のいない状態で培養した活性汚泥と、原生動物を添加して培養した活性汚泥とでE.coliの変化を比較したものである。細菌捕食者である原生動物の存在する活性汚泥の方が汚泥中でも処理水中でもE.coliの数が少なくなっていることが分かる。

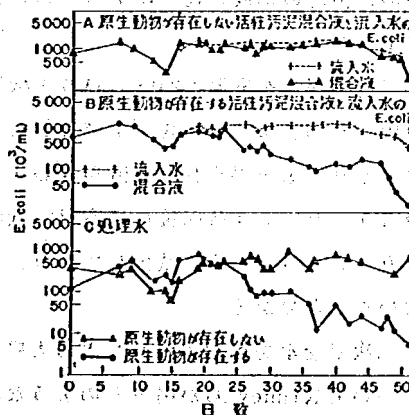


図-1 活性汚泥に原生動物が存在する場合と、いない場合のE.coliの比較(Curds他)

## 1.3 生物指標であることの不利な点

大腸菌群は細菌の集団でありその世代時間（1個の細胞が2個に増殖するまでにかかる時間）はきわめて短い。E.coliをブイヨン培地で37℃の温度で培養した場合、世代時間は17分という結果が得られている<sup>4)</sup>。世代時間の長さは環境条件により異なり、その結果増殖（ないしは死滅）速度に変化をもたらす。例えばある水の大腸菌群数を調べる時、採水をしてから培養を開始するまでの間に少なからず数が変化することが予想される。また排水中の大腸菌群が放流先の水域でどのような挙動をとるかについても放流先の水質等に大きく左右され、その挙動を複雑なものにしている。以下いくつかの環境条件を設定しそこにおける数の変化について実例を示す。

まず海水を用いて実験した結果を図-2に示す<sup>5)</sup>。これは海水とBOD希釈水(細菌の生育に必要な無機塩類を含んだ水)とを海水の割合が0、33、67、100%となるように混合した水に生し尿を1%加えて20℃で振とう培養したものである。海水が0%のときは3日後までは数が増えその後ゆるくり指数的に減っている、海水の割合が増加するにつれ数が減少しはじめるまでの時間が短くなり減少速度が速くなる。特に海水100%では培養開始後直ちに減り出していることなどが指摘できる。

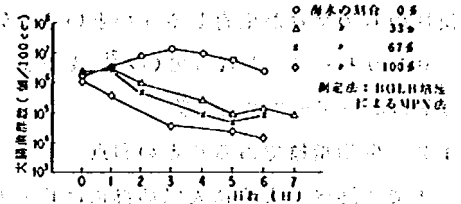


図-2 大腸菌群数に与える海水の影響(大村他)

次に下水処理場の流入下水を用いて振とう培養(28~30℃)した時の結果を図-3に示す<sup>6)</sup>。図には下水そのままの場合と下水に純粋培養した大腸菌群を添加した場合の2つの結果を示してある。いずれの場合にも時間とともに増加し、やがて減少している。同じ下水を基質としながら大腸菌群を添加した方がピーク値が高く、ピーク値と初期値の比が大きくなっている。この違いは培養液中の細菌群の構成の違いによるものと思われるが確証は得ていない。

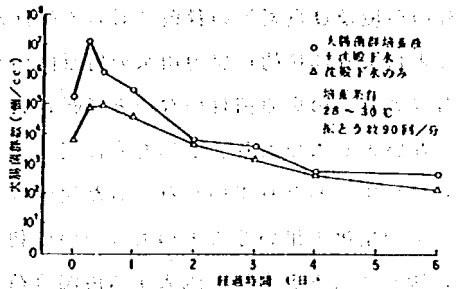


図-3 下水の振とう培養における大腸菌群数の経時変化(吉野他)

二次処理水を室温(20~25℃)と低温(4~5℃)に放置した場合について我々が調査したところ図-4に示すような結果が得られた。桁が変わるほどの変化は見られなかったが24時間後には室温、低温で各に初期値の5.0%、6.0%にまで減少しており、その影響は小さくないことが分かる。

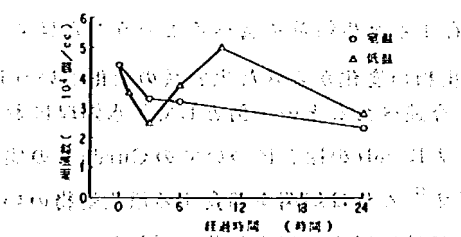


図-4 二次処理水を静置したときの大腸菌群数の変化

二次処理水を塩素殺菌した水の大腸菌群数の経時変化についてKinneyらが図-5のような結果を報告している<sup>7)</sup>。同図によると塩素殺菌した二次処理水でも大腸菌群数が増えはじめ、5日後には殺菌しなかった水を放置した場合と殆んど差がなくなることが分かる。この現象は再増殖と呼ばれるものであるが、この実験の結果についてKinneyらは厳密な意味での増殖ではなく塩素による作用で機能が一時停止し死滅したと見なされていた細菌が再び活性を取り戻したために起きたものと推定している。塩素殺菌後の再増殖については否定的なデータもあり、その挙動については目下検討中である。

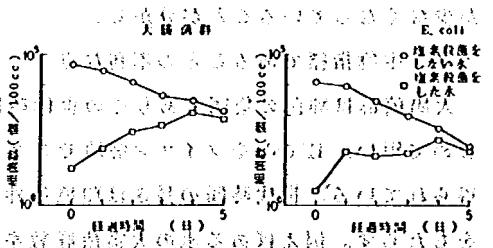


図-5 塩素殺菌後の二次処理中の大腸菌群数の変化(Kinney他)

(注:残留塩素は15分接触後で約1mg/l)

## 2. 環境基準の達成状況

以上のように大腸菌群数という指標は細菌という生物を用いた指標であることにより他の物理化学的指標とは異なった性格を有しており、それに伴う利点、問題点を有している。しかしながら既に述べたように腸内由来の病原菌の指標としては適切で、しかも比較的簡単に測定できるところからこれまで種々の水質基準に用いられてきた。そこでわが国の代表的な水質基準であり相互関係が深い3つの基準、水道水基準（厚生省令1958年7月制定）、排水基準（総理府令1971年6月制定）と環境基準について各基準の目的、大腸菌群数の基準値とその根拠、測定法について表-1に簡単にまとめた。

表-1 各種基準における大腸菌群数

|         | 水道水基準               | 排水基準                      | 環境基準                                               |
|---------|---------------------|---------------------------|----------------------------------------------------|
| 目的      | 水道から供給される水が守るべき値    | 事業所から公共用水域へ排出する水が守るべき値    | 公共用水域で維持達成すべき目標値                                   |
| 基準値     | (50ccの検水から)検出されないこと | 3000個/cc                  | 数型AA・50MPN/100cc<br>A 1000 "<br>B 5000 "<br>(河川のみ) |
| 基準設定の根拠 |                     | (下水処理水については)放水汚床処理水の平均的な値 | 水道水源の水質基準を適用                                       |
| 測定法     | 推定、確定、完全の3試験        | デスオキシコール糖鉄培地による平板法        | BGLB培地によるMPN法                                      |

環境基準に決められた各類型の中で大腸菌群数を指標に持つ6種の類型において昭和48年度から52年度までの5年間の生活項目指標の基準値達成率をまとめたのが図-6である<sup>9)</sup>。ここで達成率とは各類型に属する測定地点の全測定値のうち基準値に合格する測定値の割合を指す。

大腸菌群数の達成率は河川ではAA、A、Bで各々20%強、30%、40%、湖沼ではAA、Aで各々70%、70%強、海域Aで90%と

なっており、河川での達成率の低さが目立つ。河川と湖沼、海域とを比較すると大きく異なる点が2つある。一つは水の滞留時間、もう一つは水域の生態系である。前述したように水を放置するだけで数日後には大腸菌群数は減りはじめるから滞留時間の差の影響は大きいと思われる。海域では海水の存在が死滅速度を速めるから達成率を高める効果があると思われる。

河川のような流水環境と湖沼、海域のような停滞環境では生態系

図-6 公共用水域の水質環境基準達成率

が異なってくる。前者では付着型生物を中心する生態系が構成され、後者では浮遊型生物を中心とした生態系になっている。大腸菌群のような細菌に対する捕食者の存在、大腸菌群が基質としての物質に対する他の生物との競合などの点で2つのタイプの生態系が異なった対応をとることが予想される。

大腸菌群数という指標の意味についてこれまで述べてきたが、そのまとめも兼ねて『何故大腸菌群数の環境基準達成率が低いのか』について考えてみだ。理由として大きく分けて次の4つがある。

a 大腸菌群数には糞便に由来するE.coliの他に土壤中に生息するAerogenesが含まれている。

- b 水をある時間以上放置すれば大腸菌群数は減りはじめる。
- c 大腸菌群数は生物指標であるから環境の生態系の影響をうける。
- d 排水基準の値と環境基準の値との比が大きい。河川AA、A、Bでは各々6000、300、60である。BODでは排水基準が120mg/lだから、河川AA、A、Bでは各々120、60、40となり大腸菌群数の方が比の値が大きい。

まず生活項目にあげられている他の指標に比べ大腸菌群数の達成率が低いのは主にaとdによるものと考えられる。湖沼、海域に比べ河川で達成率が低いのは主にbとcによるものと考えられる。河川の中で類型がAA、A、Bの順に達成率が高くなるのは主にaに起因していると考えられる。

#### お わ り に

大腸菌群数という指標について考察を行ってきたがその過程で見出した問題点がいくつかある。一つは大腸菌群数という指標が衛生的安全性を確認するための指標、別の表現をするとゼロであることを確認するという使い方をする指標としては適当なものと考えられるが、ある値以下であることを要求する指標としては問題が多いのではないかという点である。

また大腸菌群数のみならず他の指標においてもあてはまることだが、環境基準の値は浄水技術、水産その他利水上の要請から決まっている。ここで環境基準達成の主力方策の1つである排水基準と環境基準との関係をもう一度問い直す必要がある。今日のように河川水中に占める各種排水の割合が高くなってくると排水基準に対する見直しが必定になるのではないかと思われる。

また水質汚濁をある物質の流入、拡散、減衰という形でとらえるだけではなく、水域の生態系の変化としてとらえることが必要であると思われる。このときどのような生物相を用いればよいかについては議論の多い所であるが細菌相ないし微生物相は変化の速やかさ等の点で示唆に富む指標になると思われる。

最後に本文をまとめるにあたり色々とお教示を賜った汚泥研究室の小堀室長、三次処理研究室の安中室長に謝意を表する。

#### 参 考 文 献

- 1) 石田他、活性汚泥処理における大腸菌群について 第8回下水道研究発表会講演概要集
- 2) 村瀬他、河川水中の大腸菌群について 用水と廃水 Vol.19, No.5, 1977
- 3) 山本他、湖水中における大腸菌群の分布について 日本水処理生物学会誌 Vol.12, No.2
- 4) 須藤 廃水処理の生物学
- 5) 大村他、海水中の糞便性指標細菌に及ぼす海水濃度および温度の影響、下水道協会誌 Vol.13, No.141, 1976
- 6) 吉野他、活性汚泥法における大腸菌群除去率の安全化 下水道協会誌 Vol.8, No.81, 1971
- 7) Kinney 他、Effects of chlorination on differentiated Coliform groups  
J.WPCF, Oct. 1978
- 8) EPA, Progress in Wastewater Disinfection Technology, Sep. 1978
- 9) 環境庁水質保全局、昭和52年度公共用水域水質測定結果について、昭和53年12月

## 16. 斜面安定に用いるアンカー工

急傾斜地崩壊研究室 石川 芳治

### §1. まえがき

近年、斜面崩壊防止工事において現場打ちコンクリート枠工・コンクリート張り工・擁壁工等の安全を高める目的でアンカー工を併用する場合が増加している。しかしながらアンカー工は比較的历史が浅く、斜面に永久的な構造物として使用する場合には未解決な問題が多い。

### §2. 研究目的

斜面崩壊防止工事におけるアンカー工の設計・施工・試験に係り、特に重要な問題として次の8項目が挙げられる。1) 地盤の違いによるアンカー耐力の算定方法 2) 定着荷重の長期にわたる安定性 3) 初期定着荷重の決定方法 4) 試験による打設アンカーの合理的な選否判定方法 5) 斜面安定工におけるアンカー力の効果の算定方法 6) アンカーのグループ効果 7) 引張鋼材、定着鋼材の耐蝕 8) 以上の項目を考慮した上での総合的な安全率の検討。本研究では、主として1)~4)の項目について検討する目的で、軟岩風化斜面において摩擦型アンカーの現地試験を行った。

### §3. 試験方法

#### 3.1. 試験地点の概要

今回の試験ではアンカー引抜試験及びグリープ試験(緊張力減り試験)を千葉県夷隅郡御宿町(A試験地)及び勝浦市(B試験地)で行なった。両試験地の地質は共に第三紀鮮新世の上侏羅群下部の浪花・勝浦層と呼ばれる砂岩と泥岩の互層の堆積層である。

#### 3.2. 試験用アンカーの概要

A試験地では引抜試験としてアンカー3本、B試験地ではグリープ試験としてアンカー2本、計5本のアンカーを設置した。A試験地のアンカーの引張材には鋼棒の歪を測定するため、1本当たり左右4対計8枚の防水型ストレインゲージを貼付した。その他の概要を以下に示す。

1) アンカー引張材…材質: PC鋼棒(ゲビンデスタープ)、鋼材長: 6m、鋼材径: 32mm、

鋼材耐力: 87t、断面積: 804mm<sup>2</sup>、鋼材弾性係数: 21,000 kg/mm<sup>2</sup>、ネジ部破断荷重: 94t

2) アンカー体…ボアリング削孔長: 4m、削孔径: 101mm、引張鋼材定着長: 2m

3) グラウト…セメントモルタルの配合: 水: 早強セメント: 砂: 無収縮材  
(重量比) 1: 0.5 : 0.5 : 0.05

フロー値: 18±2秒、強度:  $\sigma \geq 200 \text{ kg/cm}^2$  (一週間以上養生した後確認する。)

グラウトは加圧によるアンカー耐力の増加の影響を除くために無圧注入とした。

#### 3.3. 試験装置の概要

A試験地における引抜試験とB試験地におけるグリープ試験の装置の概要を図-1に示す。

### 3.4. 試験実施手順

A, B 両試験地でのアンカーの設置及び試験の実施は以下の手順で行なった。

- 1) 鋼材組立；ストレーンゲージ貼付及び校正試験(A試験地のみ)，シースの装着
- 2) 調査用ボーリング(φ60mm)；コアの採取，孔内横方向載荷試験
- 3) 花孔(φ101mm)；A-3ではケーシングを使用
- 4) グラウト；セメントモルタルの無圧注入
- 5) 引張り鋼材挿入
- 6) アンカー体養生； $\sigma \geq 200 \text{ kg/cm}^2$
- 7) 試験装置組立，試験実施
- 8) 原形復旧，跡片付け

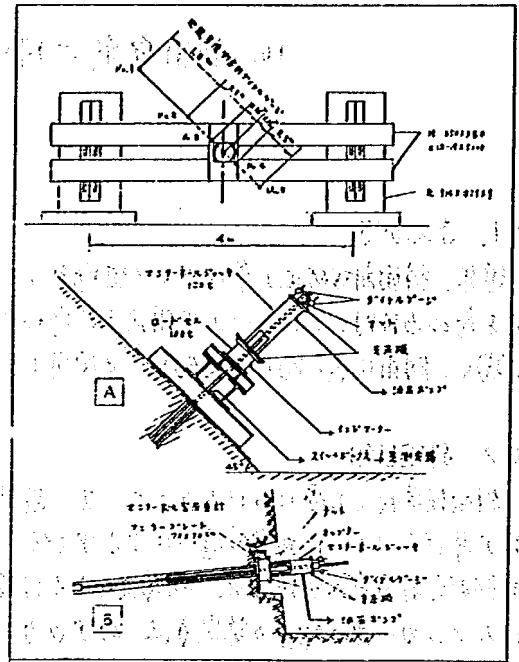


図-1 A, B 試験装置概要

### 3.4. 試験結果

#### 3.4.1. 地盤調査結果

A, B 両試験地におけるボーリングコアによる土質柱状図と孔内横方向載荷試験(プレオメータスト)の結果を図-2および表-1に示す。

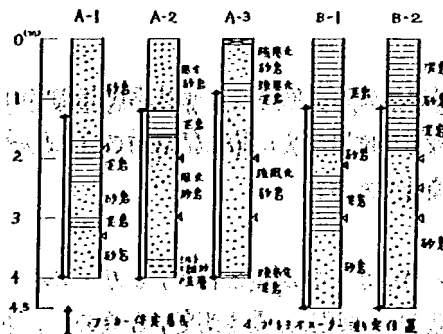


図-2 試験地点地質柱状図

(表-1) 孔内横方向載荷試験結果

| 試験地 | 試験深度(m) | 土質 | $P_{100}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $P_{200}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $P_{300}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $P_{400}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $P_{500}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) |
|-----|---------|----|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| A-1 | 1.85    | 硬砂 | 3.10                            | 4.45                            | 32.00                           | 3812.0                          | 2820.2                          |
|     | 3.30    | 砂  | 5.80                            | —                               | 12.70                           | 1747.0                          | —                               |
| A-2 | 2.00    | 硬砂 | 2.35                            | 1.55                            | 17.60                           | 158.5                           | 166.5                           |
|     | 3.00    | 砂  | 1.00                            | —                               | 9.00                            | 125.0                           | —                               |
| A-3 | 2.00    | 硬砂 | 0.55                            | 0.55                            | 1.55                            | 13.67.0                         | 107.7                           |
|     | 3.00    | 砂  | 0.50                            | —                               | 2.15                            | 14.8.1                          | —                               |
| B-1 | 2.10    | 砂  | 6.30                            | —                               | 31.00                           | 6227.1                          | 23817.3                         |
|     | 3.00    | 硬砂 | 6.30                            | —                               | —                               | 41366.1                         | —                               |
| B-2 | 2.00    | 砂  | 2.00                            | —                               | —                               | 4421.0                          | —                               |
|     | 2.20    | 砂  | 4.50                            | 3.10                            | 36.00                           | 4443.1                          | 3650.4                          |
|     | 3.00    | 砂  | 2.50                            | —                               | 45.00                           | 2486.0                          | —                               |

① 下地層の土質(自記土圧)  
② 土質の土質(自記土圧)  
③  $P_{100}$  の値より求めた地盤の变形係数

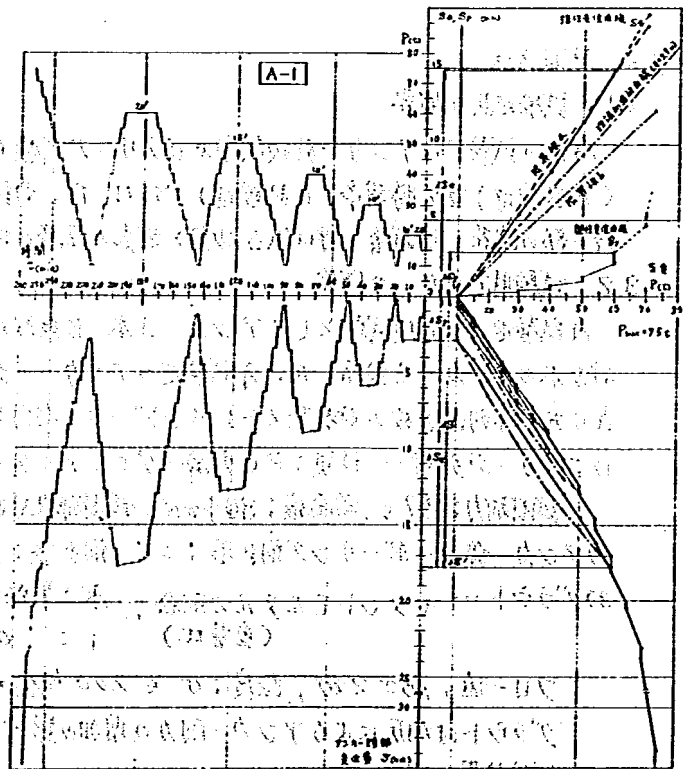


図-3-1 アンカー引張試験結果(A-1)

#### 4.2. 引板試験結果

A-1, 2, 3, のアンカーの引板試験における繰り返し載荷曲線及びアンカー頭部の荷重-変位曲線および弾・塑性変位曲線を図-3-1, 2, 3に示す。

#### 4.3. 周辺地表面変位量

A-1, 2, 3, のアンカー周辺の地表面変位の測定結果を図-4に示す。またアンカー体を引抜いた後も周辺地盤にはクラック等の発生は見られなかった。

#### 4.4. クリープ変位量

A-1, 2, 3, のアンカーの地盤荷重におけるクリープ変位量の目視線を図-6に示す。この直線の傾きは各荷重段階でのクリープ速度を表わし、

$\Delta K$  とし、次式で表わされる。

$$\Delta K = \frac{\Delta Z - \Delta_1}{\log t_2 / t_1}$$

次に  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

と  $\log \Delta K$

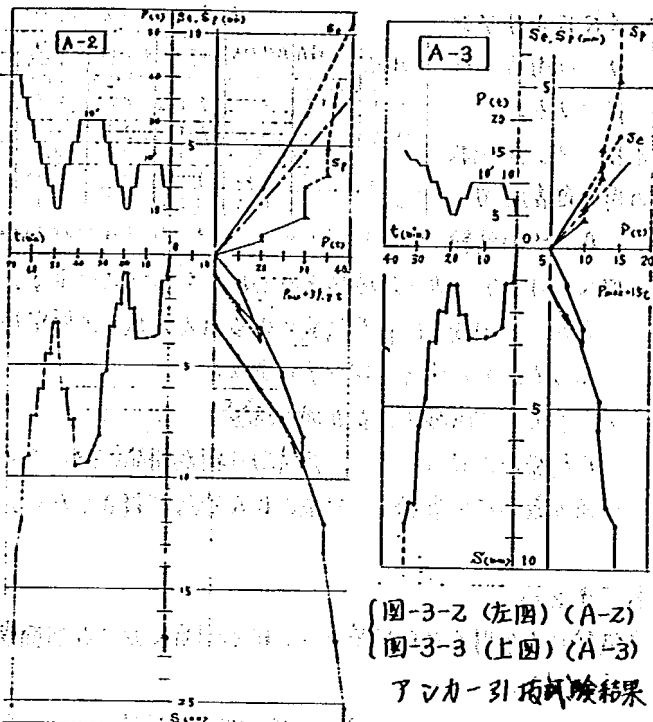


図-3-2 (左図) (A-2)  
図-3-3 (上図) (A-3)  
アンカー引板試験結果

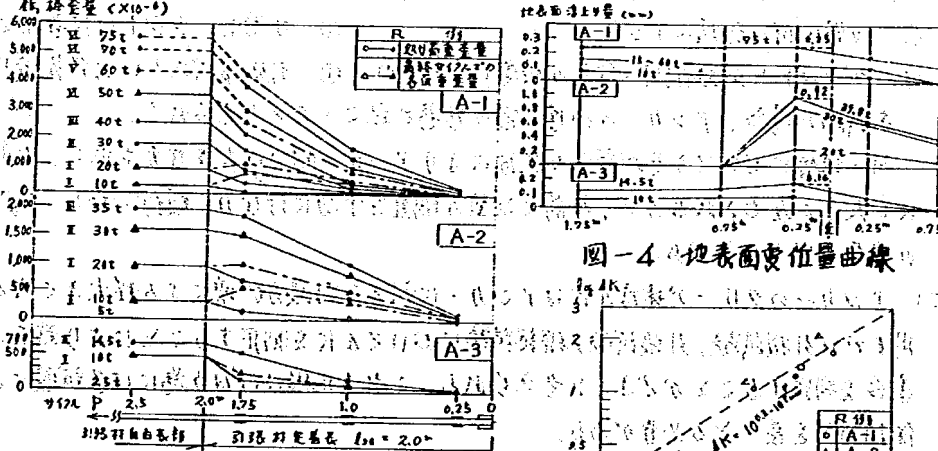


図-4 地表面変位量曲線

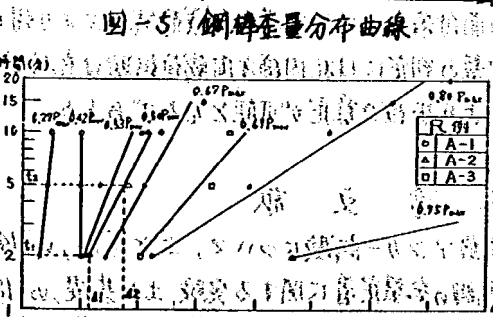


図-5 鋼棒歪量分布曲線

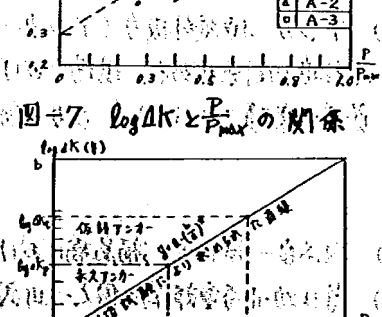


図-6 クリープ変位率目視線

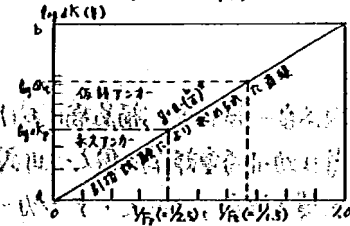


図-7  $\log \Delta K$  と  $P/P_{max}$  の関係

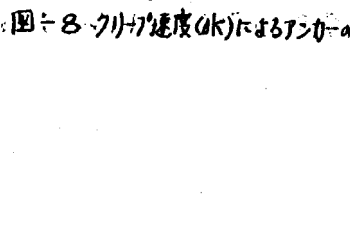


図-8 クリープ速度(ΔK)によるアンカー判定

カーの適否を判定できる。

表-2: アンカ-試験結果 総括表

| 代換地点 | 入角傾角<br>$\alpha$ | 引張斜距<br>$L_0$ (cm) | 入角長<br>$L_A$ (cm) | 入角幅<br>$L_B$ (cm) | 入角幅<br>定着長<br>$L_0$ (cm) | 引張力<br>自由長<br>$L_0$ (cm) | 引張力<br>定着長<br>$L_0$ (cm) | 入角傾角<br>$\theta$ | 入角引張力<br>$P_{00}$ (kg) | 入角傾角<br>$\theta$ | 入角引張力<br>$P_{00}$ (kg) | 定着力<br>$P_L$ (kg) |
|------|------------------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------|------------------------|------------------|------------------------|-------------------|
| A-1  | 15°              | 6                  | 5.9               | 3.2               | 2.7                      | 3.9                      | 2.0                      | 0.11             | 75.0                   | 8.0              | 10.9                   | —                 |
| A-2  | °                | 6                  | 5.9               | 3.1               | 2.8                      | 3.9                      | 2.0                      | 0.12             | 39.8                   | 3.8              | 5.3                    | —                 |
| A-3  | °                | 6                  | 5.9               | 2.8               | 3.1                      | 3.9                      | 2.0                      | 0.12             | 15.0                   | 1.3              | 2.0                    | —                 |
| B-1  | 10°              | 4.35               | 4.25              | 0.9               | 3.35                     | 2.25                     | 2.0                      | 0.11             | —                      | —                | —                      | 20.0              |
| B-2  | °                | 4.35               | 4.25              | 0.9               | 3.35                     | 2.25                     | 2.0                      | 0.11             | —                      | —                | —                      | 20.5              |

### A, B 兩試驗

地におけるアシカ一試験結果の縦括表を表一に示す。

また、孔内横方向載荷試験で得られた地盤の土質定数  
として、 $\gamma_z$  との関係を図-9 に示す。

#### 4.6. クリープ試験(定着力減少試験)

B試験地におけるフリース試験は観測期間が短いため、今回の報告では省略し、結果が似た時点で報告したい。

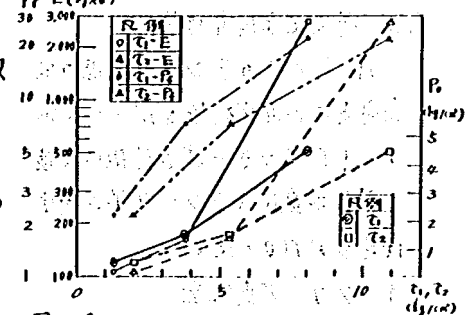


図-9  $\tau_1, \tau_2$  と  $P_0, P_t, E$  の関係

## §5. まとめ

本試験により得られた結果から、軟岩斜面における周面摩擦型グラウトアシカーについて次のような知見を得た。

- 1) グラウトアンカーは一般に、次に述べる形態の1つか複数により破壊すると考えられる。
  - ① 地盤内部の破壊によるもの
  - ② 地盤とグラウトの付着面で破壊するもの
  - ③ グラウトと引張鋼材の付着の破壊によるもの
  - ④ 引張鋼材あるいは定着機構の破壊によるもの本試験の場合、アンカーの破壊は②の形態で起こったと考えられる。
- 2) 同一地層においてもその風化の程度によりアンカー耐力は大きな差を示し、地盤の局所的な変化にも大きく左右されるので、事前に地盤の調査を十分に行ない、設計・施工・試験に当っては細心の注意を払う必要がある。
- 3) アンカーのクリープ速度 $\Delta K$ はアンカーに対する引張力が増大する程大きくなる。この性質を利用すれば引抜試験、引張試験、確認試験において $\Delta K$ を測定することにより施工されたアンカーの適否を判定することができると考えられる。これを正確に行なうためには各試験における担仕荷重の保持時間を長く取る必要がある。
- 4) アンカー極限引抜力(アンカー体周面付着力)と孔内横方向載荷試験により得られた工算定数とは密接な関係がある。現場における地盤の判定には孔内横方向載荷試験は有利であり、今後多数の資料が累積されれば、アンカー耐力のより正確な算定が可能となるであろう。

### 参 考 文 献

- 1) 坂本良一・藤田圭一・堀島橋における岩盤アンカー試験について, 土と基礎, vol.14, No.8; 1966, P11~17
- 2) 野口功・小寺重郎・高田稔之・大町武司・橋脚の岩盤定着に関する実験, 土と基礎, vol.18, No.8; 1970, P4~26
- 3) 土質工学会; アース・アンカー工法, 1977
- 4) G.S. Litzkejohn, D.A. Bruce; Rock anchors; State of the art, 1977, Foundation Publications LTD.

## 17. 斜面の変形と考慮した内部応力

新潟試験所 丸山清輝

### 1. まえがき

斜面における土体内の内部応力については、滑動力とせん断抵抗の差により求められる。せん断抵抗については、一般的には、せん断試験の破壊強度がすべての変位の時に発生するとして用いられているが、最近では、計算技術の進歩により土の挙動に近いモデルも設定し求められるようになってきた(FEM等)。しかし、その結果求める値の信頼性に関する測定例及び研究は少ない。ここでは、斜面におけるすべり面のせん断抵抗は、すべり面のクリープ特性より求められると仮定し、模型斜面を作り斜面の内部応力を求める実験を行ったので報告する。

### 2. 実験概要及び結果

#### 2.1. 実験装置及び材料

実験装置は図-1に示すように、中2m、深さ2m、長さ10mの両側面ガラス張りの鋼製箱であり、スクリュージャッキにより傾斜角30度まで傾けることができる。実験に用いた材料は次のものである。すなわち、すべり面は水を加え含水比を調整して練った飽和状態のベントナイト、移動層は砂質ローム土である。移動層の上の土質特性は、比重 $G_s = 2.70$ 、含水比 $w = 51.0\%$ 、最適含水比 $w_{opt} = 48.0\%$ 、液性限界 $WL = 71.0\%$ 、塑性限界 $WP = 49.4\%$ 、塑性指数 $Ip = 21.6\%$ である。

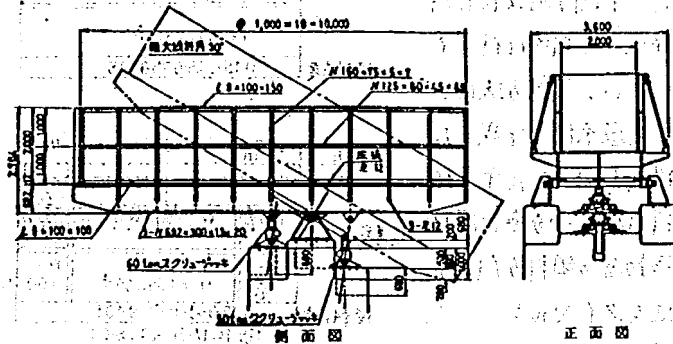


図-1 実験装置

実験1) すべり面として含水比 $w = 250\%$ のベントナイトを10cmの厚さに敷き、その上に移動層として砂質ローム土を密度が均一になるように数層に分け50cmの厚さに盛込んだ。移動層の側面は側面摩擦を除くために滑き間を設けた。また、斜面の内部応力を測定するために土圧計を斜面の頭部より5cm地点と斜面の末端固定板の2地点に設置した。

#### 2.2. 実験条件と方法

実験装置の中に、すべり面のクリープ試験用及び内部応力測定用の2種類の斜面と設け実験を行った。実験条件は、図-2に示すとおりで、詳細は下記に示す。

実験1) すべり面として含水比 $w = 250\%$ のベントナイトを10cmの厚さに敷き、その上に移動層として砂質ローム土を密度が均一になるように数層に分け50cmの厚さに盛込んだ。移動層の側面は側面摩擦を除くために滑き間を設けた。また、斜面の内部応力を測定するために土圧計を斜面の頭部より5cm地点と斜面の末端固定板の2地点に設置した。実験2) 3) 実験斜面を作る手順は、実験1)と同様であるが、すべり面のクリープ試験を行うために図-2に示すように上部斜面をクリープ試験用、下部斜面を内部応力測定用と2つのブロックに分けた。斜面の内部応力の測定は斜面の末端固定板で実験1)と同じ手法で行っている。すべり面の含水比は $w = 250\%$ である。

実験4; 実験斜面は  
図-2に示すように3  
つのブロックに分け、  
オ2ブロックについて  
は、すべり面含水比と  
斜面上部 $W=250\%$ 、  
下部 $W=170\%$ の2種  
類とした。また、各含  
水比のすべり面のクリ  
ーフ試験は、オ1( $W$   
 $=250\%$ )、オ3( $W$   
 $=250\%$ )のブロ  
ックで行っている。な  
お、末端は開放にし内  
部応力の測定は行っ  
ていない。実験方法は、  
各実験条件で作成した  
斜面を図-2に示す傾  
斜角度で60分毎に傾け、  
移動層の傾斜方向の変  
位をダイヤルゲージで、  
斜面の内部応力を土圧  
計により測定するもの  
である。

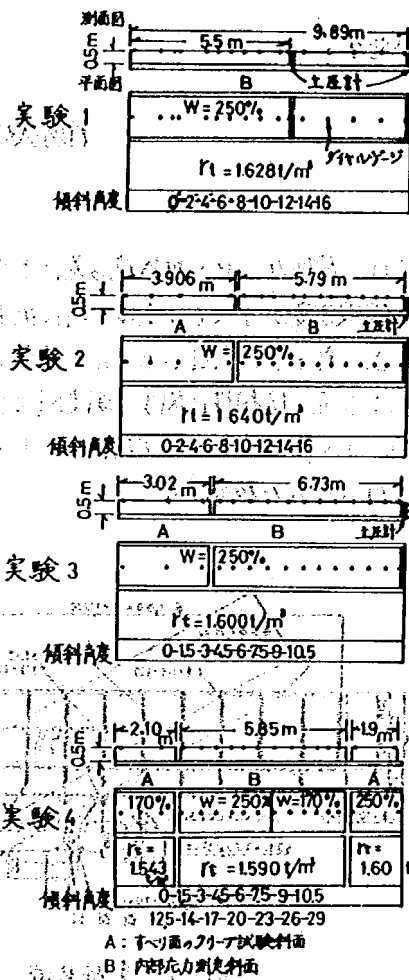


図-2 斜面条件

### 2.3. 実験結果

図-3は、実験1~4の移動層傾斜方向の変位量(60分放置後)を示したものである。実験1では変位量が斜面中央部で大きく、頭部は中央部に比較して若干小さくなっている。すべり面のクリーフ試験も行っている実験2、3、4のオ1ゲブロック及び実験4のオ3ゲブロックでは、上部より下部の方が変位量が大きくなっている。これは、移動層内ですべりが生じたためと考えられる。実験2、3のオ2ゲブロックの各点の変位は、上部より下部へ行くに従って小さくなっており、末端拘束による反拗変形がみられる。また、いずれの実験においても、小さな傾斜角度ですでに変位がみられる。移動層の垂直方向の変位は、これより実験より地表面からすべり面まで一様であることが自線の観測によりわかっており、従って、斜面の表面変位量はすべり面の変位量に等しいものとして、以後の解析を行うことにする。

#### 2.3.1. クリーフ試験結果

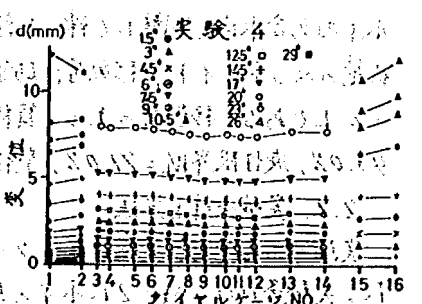
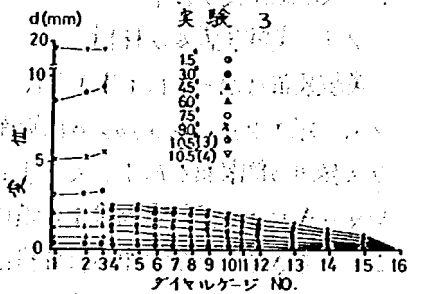
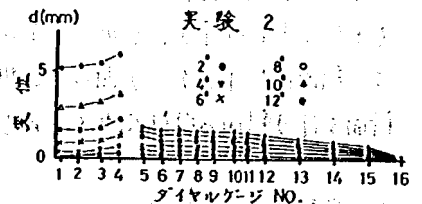
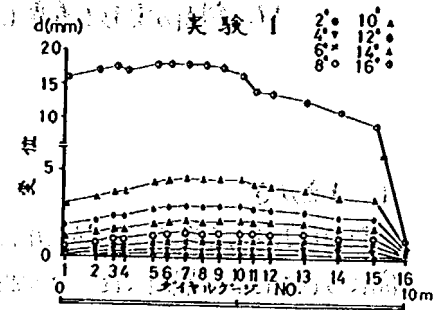


図-4は実験3(ダイヤルゲージNo.2)のクリープ曲線と示したものである。クリープについては多くの理論的実験的研究がなされており、一般的に応力とひずみと時間との関係式がいくつも提案されている。それらとひずみと時間との曲線形状から分類すると(応力作用時の弾性的変形の後の)変形は時間とともに増加するが、その増加率(すなわちひずみ速度あるいはクリープ速度)は時間とともに減少し、ついに変形は一定の大きさに収束する場合のクリープ)次の2種類になる。

① 対数クリープ——ひずみが時間の対数に対して直線的に増加する場合で、

$$Y = Y_0 + a \ln t \quad (1)$$

または、 $Y = Y_0 + a \ln(1+t)$  (2) あるいは、 $Y = Y_0 + b t^n$  (3) あるいは、 $Y = Y_0 + b t^n$  (3) のように表わされる。ここに、 $Y_0$ は瞬間ひずみ、 $n$ は定数であり、 $0 < n < 1$  である。

図-5は、実験3(ダイヤルゲージNo.2)における  $d \sim \ln t$  の関係と示したものである。いずれも曲線となり対数クリープではないことがわかる。そこで、指数クリープであると仮定し、(3)式を用いて経過時間に対する変位量の変化と計算すると、実験値との相関性は高く相関係数は  $R=1.0$  であつた。クリープ曲線より経過時間もパラメータにとってセン断応力と変位の関係を描くと図-6のような直線群で表わされる。しかし、これは応力履歴のない新鮮な試料についてのものであつて、今回行った実験のように荷重(傾斜)と段階的に増加していく場合には、応力履歴が入るためにやや複雑な挙動を示す。このような場合は、重ね合せの原理が成立するものと仮定し、それまでの応力履歴を除くことにより図-6のような応力-変位の直線関係が求められる。今回の実験ではすべり面のクリープが指数クリープであると考えられることとから(3)式を用いて重ね合せの原理により応力履歴を除くことにする。図-7は実験3のダイヤルゲージNo.2の変位を用いて先の手法により解析を行った結果である。図-6と同様な関係が得られた。

以上の結果を用いて、変位量から応力の関係が規定できるものと仮定し、斜面におけるすべり面のセン断抵抗及び斜面の内部応力も求めた。

### 2.3.2. セン断抵抗及び内部応力の測定と解析

図-8は、実験3の第2ブロックでのすべり面のセン断抵抗分布を示したものである。このセン断抵抗は図-3に示した各地点に測定された変位量と先に

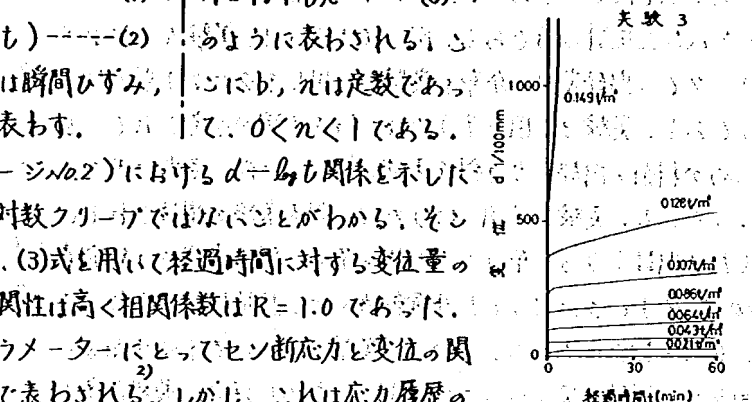


図-4 変位と時間 (ダイヤルゲージNo.2)

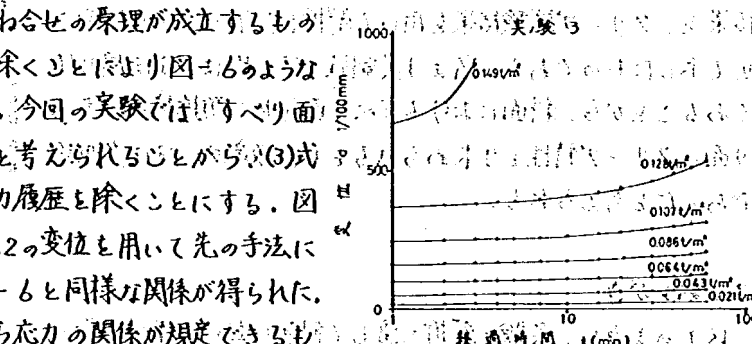


図-5 変位と時間(対数) (ダイヤルゲージNo.2)

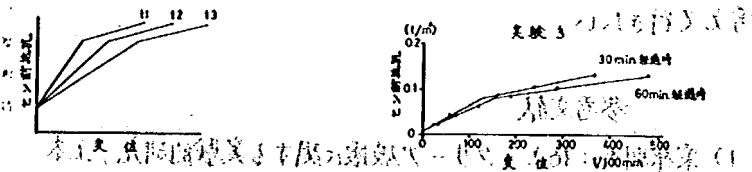


図-6 セン断抵抗と変位 (図-7はセン断抵抗と変位 (ダイヤルゲージNo.2))

述べる手法により応力履歴を除き、図-7をもとに変位量に対応するせん断抵抗を求めたものである。せん断抵抗は、変位量と直線関係にあるため、図-3に示した変位量分布と類似した形になる。また、変位量の少ない末端付近ではせん断抵抗は期待できないことがわかる。図-9は、同じく実験3のオ2ブロックの内部応力の分布を示したものである。これは各点における滑動力 $T$ から図-8に示されるせん断抵抗 $R$ と差引いた $T-R$ で示したものである。図中 $\times$ 印は斜面末端の固定板にセットされた土圧計の値である。図-10もやはり、実験4のオ2ブロックでの内部応力の分布と実験3と同じ手法により求めたものである。実験3(図-9)では、斜面末端が固定されているため斜面の内部応力は斜面末端に近づくに従い急激に大きくなっている。実験4(図-10)では、斜面末端が開放されているため内部応力の分布は三角形状を呈し、斜面末端では傾斜角 $10.5^\circ$ まで $0$ になっており滑動力とせん断抵抗が等しいことを示している。しかし、実験3についてすべり面の一面せん断試験結果を用いて内部応力を求めた場合、傾斜角度を $9^\circ$ にしても $T < R$ となり計算上内部応力は発生しない。図-11は、実験1, 2, 3の斜面内部応力を土圧計により実測した結果と、クリープ試験結果を用いて解析した $T-R$ とを対応させて示したものである。図より実測値と $T-R$ は、ほぼ同じ値であることから、斜面におけるすべり面のせん断抵抗は、すべり面のクリープ特性より求められるとした仮定が、ほぼ実用的であったと考えられる。



図-8 せん断抵抗分布

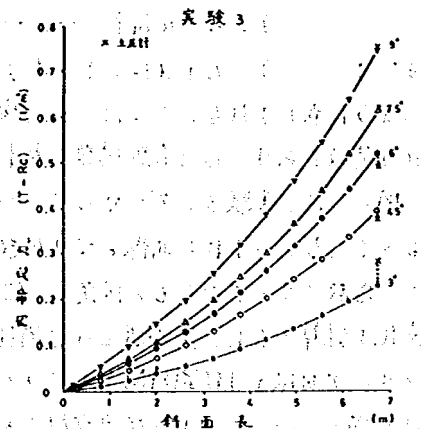


図-9 内部応力分布

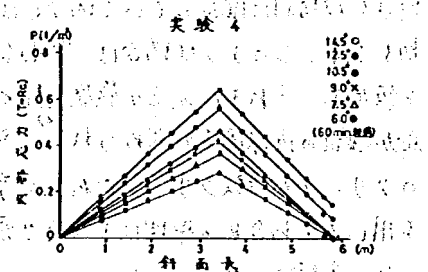


図-10 内部応力分布

### 3. あとがき

以上のように、実験と解析を通して斜面におけるすべり面のせん断抵抗及び内部応力の分布は、すべり面のクリープ試験を行うことにより求められることがわかった。今後は、さらに検討を加え、地すべり対策工法の模型実験及び実斜面への応用を考えて行きたい。

### 参考文献

- 1) 栗原則夫：粘土のクリープ破壊に関する実験的研究，土木学会論文報告集，オ202号，1972年6月。
- 2) 村山、大崎：基礎土学ハンドブック，朝倉書店，1992年6月。

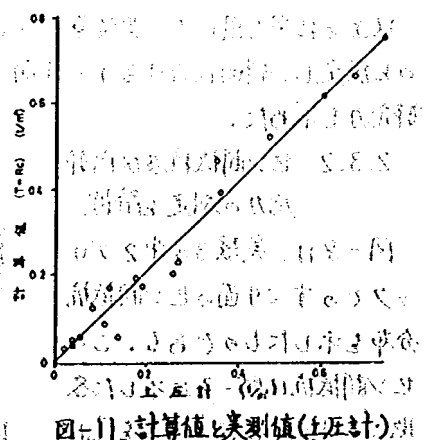


図-11 計算値と実測値(土圧計)の比較

## 18. 軟弱地盤上の低盛土道路の問題点とその対策

土質研究室 三 木 博 史

### § 1. まえがき

軟弱地盤地帯に道路を建設する場合、盛土が高い場合にはその安定性の不足あるいは過大な沈下によって、また盛土が低い場合には交通荷重による道路の変形や地盤の振動によって、道路自体の機能が害されるばかりでなく沿道の施設や環境に対してまで障害を及ぼすおそれが多い。

ここでは、こうした諸問題の中で、盛土高2～3 m以下の低盛土道路における路面の変形の問題をとりあげた。

一般に、低盛土の場合、交通荷重が盛土内で十分分散せずその衝撃を伴う荷重が軟弱層の沈下を促進するため、土質の不均一性ともあいまって路面の不陸が発生しやすく極端な場合には舗装が破壊されることもあるといわれている。また、支持基礎をもつ橋脚やカルバートなどの道路横断構造物との取り付け部には断差が生じやすく、維持管理上の大きな問題となっている。

### § 2. 目 的

本調査は、軟弱地盤の不等沈下が原因で低盛土道路に発生する種々の問題の実態を明らかにし、これに対して適切な対策を提案することを目的としている。

具体的には、低盛土で大きな問題が生じるのはどのような条件の場合かを把握するとともに、問題の根本原因である交通荷重の大きさについて、たとえばこれがどの程度の盛土高の静荷重に相当するものかを明らかにし、低盛土道路を設計する際の基本的なデータとすることをねらいとしている。

### § 3. 調査方法

種々の地盤条件をもつ実際の道路内に各種の対策工を施工した試験区間を設け、路面の沈下や平坦性の変化を長期にわたって追跡調査した。ここで、路面の沈下は道路縦断方向に5 m間隔で設置した測点の絶対標高を1ヶ月毎に測量することにより求め、路面の平坦性は3 mプロフィロメータにより求めたものである。また、既存の低盛土道路の中で、路面の変形や断差が著しく維持修繕にかなりの費用がかかっているものを選んで検討の対象に加えた。

### § 4. 調査結果

#### 4-1 佐賀県白石バイパスの例

白石バイパスは、厚さ14～15 mの軟弱地盤上に無処理のまま建設されたものであるが、昭和42年度に供用開始して以来、地下水のくみ上げや交通荷重による圧密沈下が重なり、沈下の生じにくいボックスカルバートの間に大きな段差が生じ交通に支障をきたしている。図-1にこの様子を示したが、路面に激しいうねりが生じていることが明らかで、約100 m間隔のボックスカルバートの間において1 m近くもの沈下が生じていることがわかる。加えて、道路の大きな沈下にひきずられて沿道の家屋が傾くとい

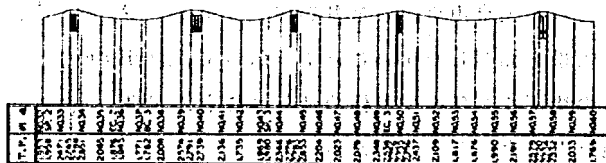


図-1. 白石バイパスの路面の凹凸の状況

との間に大きな段差が生じ交通に支障をきたしている。図-1にこの様子を示したが、路面に激しいうねりが生じていることが明らかで、約100 m間隔のボックスカルバートの間において1 m近くもの沈下が生じていることがわかる。加えて、道路の大きな沈下にひきずられて沿道の家屋が傾くとい

った問題も生じている。

#### 4-2 沼津バイパスの例

図-2に、沼津バイ

パスの代表的な土質柱状図と追跡調査の結果を示した。これは、厚さ7~8mの超軟弱地盤上に無処理のまま盛土をした例であるが、盛土をするたびに沈下が進んだ結果、実質4m程度の盛土厚になっている。また、盛土厚

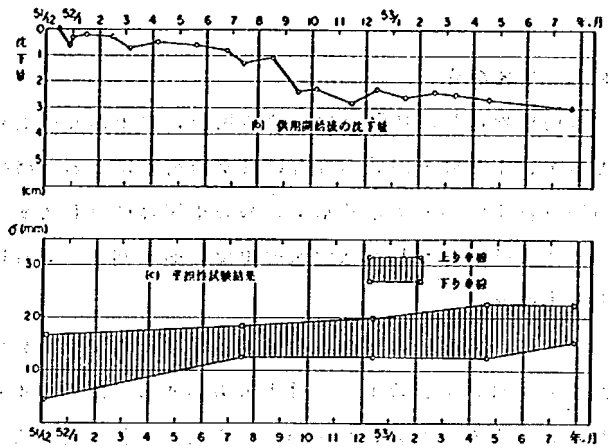
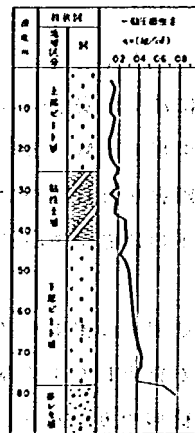


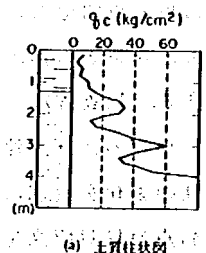
図-2 沼津バイパスの土質と追跡調査結果

0.3m程度のサーチャージを加えている。図より、供用後の交通荷重による沈下量は小さくその収束も速いこと、および、路面の平坦性もほぼ良好な状態に保たれていることがよみとれる。これは、実質の盛土高がかなり厚いため交通荷重が盛土内でかなり分散していると思われることと、供用開始までの放置期間においてサーチャージの効果がかなり発揮されたことによるとと思われる。

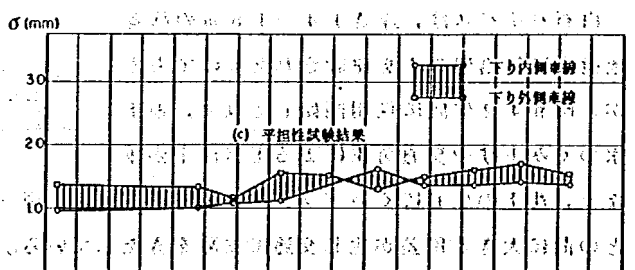
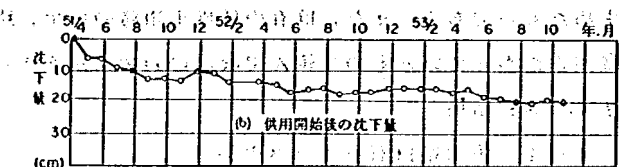
#### 4-3 吉野川バイパスの例

図-3に、吉野川バイパスの代表的な土質柱状図と追跡調査の結果を示した。

これは、厚さ1m程度の軟弱地盤上に無処理のまま低盛土を施工した例であるが、図より、供用後の交通荷重による沈下量は小さくその収束も速いことがわかる。また、路面の平坦性も、供用後3年近くになるが非常に良好に保たれていることがよみとれる。



沼津、吉野川両バイパスの調査結果からみると、軟弱層が比較的に薄い場合には、盛土による沈下の収束が速いと同時に、供用前に加わった工事用車両の重量等がサーチャージの効果を発揮しやすいことも手伝って、供用後の沈下ならびに平坦性の低下はほとんど問題とならないことがわかった。



#### 4-4 越谷-春日部バイパスの例

図-4に、このバイパスの試験区間における

地質断面図と供用後1年半の時点における各地点の沈下量とを対比して示した。この区間の軟弱層は非常に厚く、砂層ががんでい

図-3 吉野川バイパスの土質と追跡調査結果

い所では40mにも及ぶ。図より、地形の変化と供用後の沈下量とが対応していることが明らかであり、軟弱層が厚い区間において大きな沈下量が発生していることがわかる。このように、局所的な地形の変化にもとづく軟弱層厚の違いが路面の不等沈下の発生原因の1つであると思われる。

対策工法は、軟弱層の厚い区間には径20cm、深さ4mと2mの石灰パイルが80cm間隔の千鳥配置で打設され、軟弱層の薄い区間にはシート工が施工されている。図-5に、供用後の沈下量を各対策工法別に示したが、図より、シート工は無処理と比べて有意の効果は認められず、石灰パイルも交通荷重により急増する沈下を押さえる効果があまり認められないことがわかる。

このように、軟弱層が厚い場合には、盛土による残留沈下が大きいうえに、供用後の交通荷重による沈下が加わって大きな沈下が発生する。そして、表層地盤を多少改良する程度では、沈下を防止する効果はあまり認められない。

図-6は、供用後の路面の平坦性の変化を対策工法の異なる各区間別に示したものである。図より、対策工を施工した場合でも無処理の場合と比べて有意の差はあまり認められ

ず、無処理の場合でも十分な平坦性が保たれていることがわかる。このように、供用後に大きな沈下が生じる場合でも、白石バイパスのように沈下の生じにくい道路横断構造物がある場合を除けば、路面全体が一樣に沈下するため平坦性の低下はあまり問題とならないことがわかった。

ところで、越谷-春日部バイパスの測点No.81には約40mの深さの支持杭基礎をもつ橋脚があるが、この取り付け部では沈下によって大きな断差が発生しており、維持修繕にかなりの費用を要している。昭和52年4月に供用開始して以来、盛土による残留沈下と交通荷重による沈下を加えた全沈下量は年間20cmを越えると推算でき、このため取り付け部に種々の支障が生じ、すりつけ、ふち石嵩上げ、区間線変更、歩道成形、防護サカサ上げ、のり面処理、踏掛板撤去等の維持修繕工事が必要となり、2ケ年で1千万円近くの金額を費した。しかも、軟弱層が厚いことから今後さらに沈下

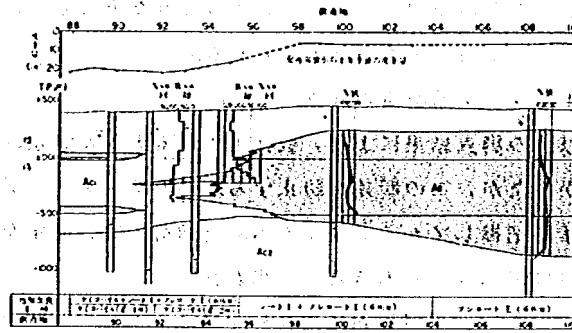


図-4. 越谷-春日部バイパスの地質と供用後の沈下量

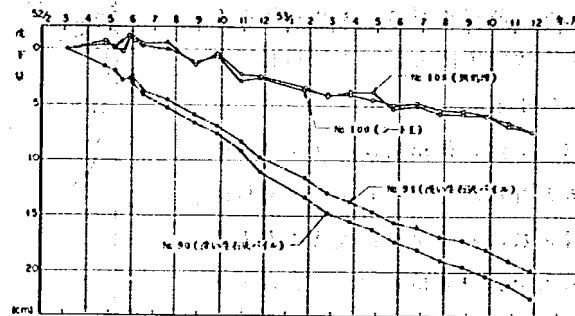


図5. 対策工別に示した供用後の時間-沈下曲線

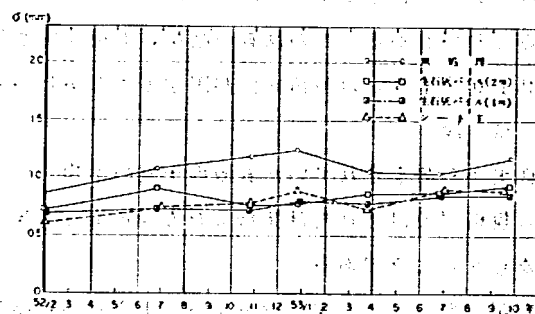


図-6. 対策工別に示した供用後の路面の平坦性の変化

が続くことが予想されるため、このような箇所では、残留沈下を少なくするような対策を事前に構じておくのが適切であろうと思われる。

#### 4-5. 交通荷重の評価

以上の調査結果により、低盛土で最も大きな問題は、道路横断構造物との断差の問題であることがわかったが、この断差を防止するためにサーチャージ工法で対処するにしても、交通荷重の大きさを適確に把握しておく必要がある。交通荷重は、衝撃をまじえた動的な荷重でありその大きさは路面の平坦性に大きく左右されると思われる。

が、今回、平坦性がほぼ良好な場合の交通荷重の大きさについて、越谷一春日部バイパスの№90地点での沈下観測値にもとづき試算したので報告する。

図-7に、供用前後の沈下量の観測値と計算値とを示した。計算値は土質定数のバラツキに大きく左右されるので、計算値ができるだけ観測値に近づくよう定数の決定に配慮を加えてはいるが、図より、適切な土

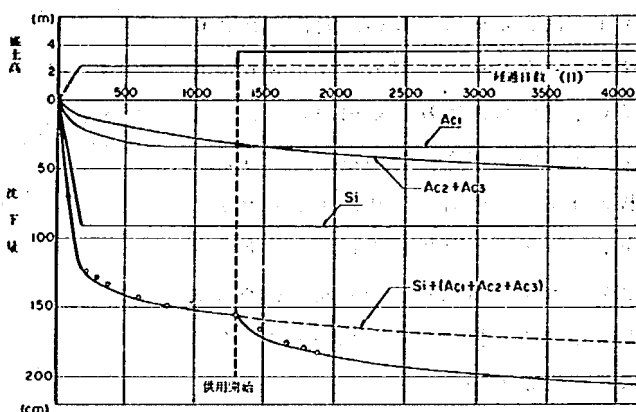


図-7. 沈下観測値と計算沈下曲線  
(越谷一春日部バイパス№90地点)

質定数を選択し、せん断変形による沈下量  $S_i$  を考慮すれば、かなりの精度で沈下一時間曲線を予測しうることがわかる。この試算の結果、供用後急増した沈下量が、単位体積重量を  $2.0 \text{ t/m}^3$  として盛土高  $1.0 \sim 1.5 \text{ m}$  の静荷重に起因することがわかり、これが交通荷重に相当するものと考えられる。

#### 8.5. 結 論

(1) 従来から懸念されていた表層の土質の不均一性による路面の不陸(凹凸)の発生に関しては、通常の規格で設計された舗装構造をもつ道路を対象とした今回の調査結果からみる限り、あまり問題とならないようである。

(2) 問題となるのは、橋脚やカルバートなどの道路横断構造物との取り付け部に生じる断差の問題と、道路の沈下にひきずられて発生する沿道の家屋の傾きなどの問題である。特に、軟弱層が厚いほど大きな残留沈下が発生し、障害の程度が大きくなる。

(3) 対策としては、交通荷重の大きさが路面の平坦性の良好な場合でも  $2.0 \sim 3.0 \text{ t/m}^2$  の盛土荷重に相当することが明らかになったので、少くともこれ以上のサーチャージを加えてあらかじめ沈下を促進させておくことが、これまでの調査結果からみて最も効果的であろうと思われる。

なお、石灰安定処理や浅い石灰パイルなどの表層処理工法は、支持力やトラフィカビリティーの改善とすべり破壊の防止などには効果的であるが、軟弱層が厚い場合には、沈下防止の効果はあまり期待できないようである。

以上、調査結果から、道路横断構造物との断差の発生は、表層の土質の不均一性によるものではなく、軟弱層の存在によるものであることがわかった。また、交通荷重の大きさが路面の平坦性の良好な場合でも、盛土荷重に相当することが明らかになったので、少くともこれ以上のサーチャージを加えてあらかじめ沈下を促進させておくことが、これまでの調査結果からみて最も効果的であろうと思われる。

## 19. トンネル坑口における騒音特性

交通環境研究室 清 家 基 哉

### 1 まえがき

トンネル坑口周辺において、トンネル坑内からの音の伝搬により、騒音レベルが大きくなることが以前より指摘されてきた。これはトンネル坑内を走行する車からの音が、トンネル内壁面および路面で反射をくりかえし、集積されて坑口から放射されるためである。

トンネル坑内における音の距離減衰やトンネル坑口面の音圧分布については、これまで幾つかの実験例があり、また種々の計算式も考えられている。しかし、トンネルが存在するために騒音が問題とされるのはむしろ坑口周辺部であり、トンネル坑内を走行する車からの音が坑口からどのような性状をも、て放射されるかということ把握する必要がある。

そこで、無響室内において縮尺模型を用いて音響実験を行い、トンネル内にある音源からの音の、トンネル坑口よりの放射指向性状を主体に、トンネル坑口部における騒音に関するいくつかの検討を行つた。さらに、トンネル坑口周辺部の騒音対策という観点から、トンネル内壁面にいくつかの形態で吸音処理を施し、それによつてトンネル坑内における減衰や坑口周辺における放射パターンなどのように変化するを検討を行つた。また、得られた実験結果をもとに、トンネル坑口周辺における騒音レベルの実用的な予測手法についても検討してみた。

### 2 目的

トンネル坑内周辺部における騒音分布を推定するために、縮尺模型実験を行い、坑口よりの放射指向性状を求めるとともに、得られた実験結果を利用して、坑口周辺部の騒音レベルの予測手法を検討する。

### 3 実験概要

模型トンネルは、実物大の約  $1/30$  を想定しており、図-1に示すような種類の断面形状を有する。厚さ  $10\text{mm}$  のアルミ板である。坑口には面壁工に相当するものを設定した。

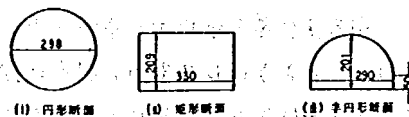


図-1 模型トンネルの断面形状

今回の実験における諸条件をまとめて表-1に示す。トンネル内壁面を吸音処理する場合、その吸音率が  $8 \sim 16\text{kHz}$  で約  $1.0$  のカーペットを貼り付けた。吸音処理の種類としては、全周、側壁および天井の3種類とした。

表-1 模型実験の諸条件

| 項 目  | 模 型 実 験                              |
|------|--------------------------------------|
| 地面条件 | 無、反射性、吸音性 <sup>1)</sup>              |
| 面壁条件 | 無、反射性、吸音性 <sup>2)</sup>              |
| 路面条件 | 反射性                                  |
| 実験音  | 8および16kHzを中心周波数とするオクターブバンドノイズとワイドノイズ |

### 4 実験結果

#### 4-1 トンネル坑口周辺部における音圧分布

模型トンネル坑内に坑口より  $25\text{cm}$  および  $50\text{cm}$  の位置に音源(ス

ピーク)を設定し、坑口から20~100cmの距離で放射指向性状を求めた。吸音性の地面、反射性の面壁、中心周波数16kHzの場合の実験結果を図-2に示す。坑口から放射された音は、坑口を中心として各方向に等しい強さで放射されるのではなく、トンネル中心方向(道路延長方向)により強い、指向性を有した放射パターンを示している。

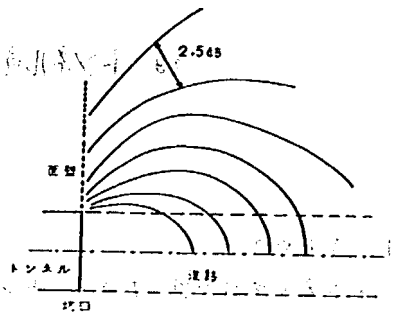


図-2 トンネル坑口周辺の放射パターン、模型実験結果、坑内反射性(地面吸音、面壁反射、16kHz)

トンネル坑内からの音は、内壁面および路面で反射をくりかえし伝播して行くために、トンネル坑口付近における断面内での音場は伝播していると考えられる。そこで、坑口付近に一律な音圧分布を持つ、仮想的な仮想面音源を想定し、この面音源から坑外に音が放射されると考えることにする。すなわち、トンネル坑口近くのある位置に、微小音源(これを点音源とみなす)が集合した仮想面音源を想定し、それぞれ微小音源からの音に対して坑口端部での回折減衰を計算して、坑口周辺の音圧分布を求める方法を考える。

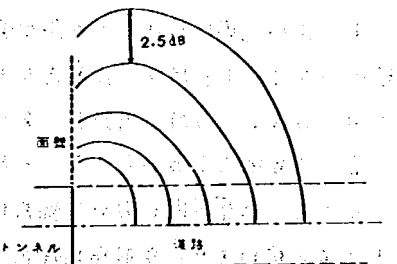


図-3 トンネル坑口周辺の放射パターン、回折計算結果、仮想面音源坑口(地面吸音、面壁反射、16kHz)

まず、仮想面音源が坑口にある場合の回折理論計算により求めた音圧分布を図-3に示す。これと先の実験結果と比較してみると放射パターンに違いがあることがわかる。つまり、回折理論計算によるほうには、実験結果にみられるようなトンネル中心方向に指向性がみられない。次に、仮想面音源位置を坑口より坑内15cmの所に移動させて回折理論計算を行い得られた音圧分布が図-4である。これを実験結果と比較すると、レベルの間に差異はみられるものの、その放射パターンはほぼ類似していることがわかる。

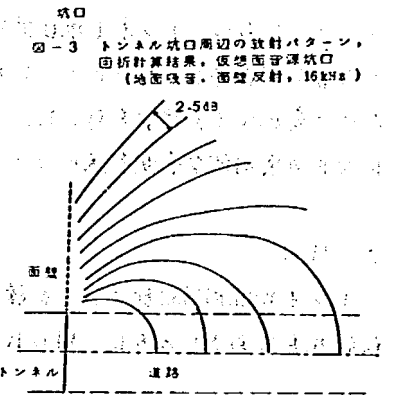


図-4 トンネル坑口周辺の放射パターン、回折計算結果、仮想面音源坑内15cm(地面吸音、面壁反射、16kHz)

実際に仮想面音源位置を決定する方法について以下に示す。まず、面音源位置を坑口から坑内へ種々の位置に求めて回折計算を行う。このようにして求めた回折理論による計算結果と実験結果を図-5に示す。角度による音の減衰傾向に注目して、実験結果と最も一致する回折理論値(曲線)を求め、仮想面音源位置を決定する。次に、音源が奥に移動することによって生ずるレベルの減小分を補正量として補正することにする。こうして得られた仮想面音源の最適位置の出現分布は、各実験条件によ、ほとんど差異はなく、いづれもほぼ正規分布を示し、坑内15cmが最も多く出現している。得られた仮想面音源位置

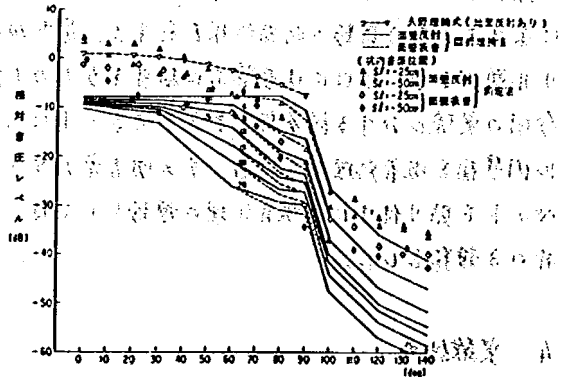


図-5 トンネル坑口の放射性状、模型実験結果(地面吸音、面壁反射、16kHz)

を求めて再び回折計算を行い、補正量 $\Delta L$ を各条件ごとに求めると、その平均値は5.5dBである。

#### 4-2 トンネル内壁面に吸音処理を施した場合

トンネル坑口周辺部の騒音レベルを低減するひとつの手段として、トンネル内壁面に吸音処理を施すという方法がある。ここでは、内壁面に種々の吸音処理を施すことにより、坑口周辺における音圧分布がどのように変化するのか、また坑口周辺でどの程度の減音効果が得られるのか検討を行う。に。

図-6はトンネル坑内における距離減衰について、吸音処理の違いによる比較を行ったものである。吸音処理を施さない場合は距離に対してほぼ直線的に近似されたが、内壁面に吸音処理を施した場合、音源からの距離の $1/2$ 乗に比例する傾向にある。すなわち、 $\alpha$ と $\beta$ （ $\alpha$ は音源からの距離、 $\beta$ は定数）で表わされる減衰傾向に近づいてくる。

吸音処理による坑内の距離減衰は、突次換算したものを100m当りの減衰量で比較すると、全周を吸音処理したもので18.5dB/100m、側壁を吸音処理したもので10.9dB/100m、天井を吸音処理したもので12.0dB/100mという値になり、坑内反射性の場合の値4.7dB/100mに比べて大きな値となっている。

トンネル内壁面の全周を吸音処理した場合で、吸音性の地面、反射性の面壁、中心周波数16kHzのときの坑口周辺部における音圧分布を図-7に示す。内壁面が反射性の場合（図-2）に比べて、その放射パターンは指向性がより強いものとなっていることがわかる。すなわち、先の計算方法を考えるとき、仮想面音源位置はさらにトンネル坑内奥へ移動することになる。

吸音処理別に坑口よりの放射指向性状態を比較したものが図-8である。全周吸音処理の場合と側壁吸音処理の場合には、ほぼ類似した放射指向性状態を示しており、仮想面音源位置はそれぞれ60cm、40cmである。天井を吸音処理した場合は、坑内反射性の場合とはほぼ一致しており、仮想面音源位置も15cmと同じである。得られた仮想面音源位置を求めて再び回折計算を行い補正量を求めると以下のようなになる。

吸音処理の種類      仮想面音源位置      補正量( $\Delta L$ )

全周吸音処理      60cm      10.9dB

側壁吸音処理      40cm      7.0dB

天井吸音処理      15cm      6.6dB

坑内反射性      15cm      5.5dB

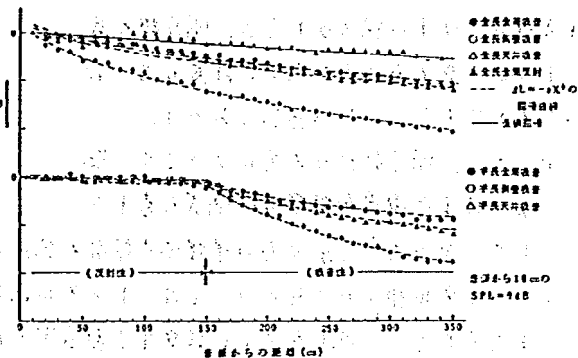


図-6 吸音処理の違いによるトンネル内距離減衰の比較 ( $H_0=0$ cm, ワイドノイズ)

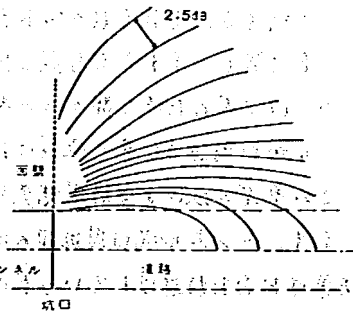


図-7 トンネル坑口周辺の放射パターン、模型実験結果、全周吸音処理 (地面吸音、面壁反射、16kHz)

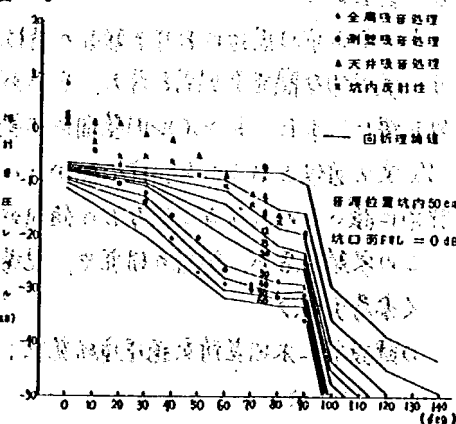


図-8 トンネル坑口の放射パターン、模型実験結果 (地面吸音、面壁反射、16kHz)

## 5 考察

模型実験より得られた結果をもとに、道路トンネル坑口周辺部における騒音レベルを推定する実用的な予測手法について検討する。

トンネルから放射される音と明り部の車からの音とは、その伝搬性状がかなり違っている。そこで、坑口周辺部の騒音レベルを推定する場合、以下に述べるように、明り部の音とトンネル部からの音を別々に計算して、合成する方法をとることが適当であろう。

- (1) まず、明り部からの音については、従来の日本音響学会提案の予測式を基本と

して、それを受音点からの道路明り部分の見通し角で補正するものとする。

- (2) トンネル部からの音については、トンネル内に一列等間隔に車を配置し、それぞれの車からの音を合成して、坑口面近くに設定する面音源のパワーレベルを求める。得られたパワーレベルを有する仮想面音源を模型実験結果により求められた位置に設定し、それをいくつかの微小音源に分割する。それぞれの微小音源を受音点として、距離による減衰、坑口端部や面壁での回折減衰を計算し、それらを合成したものに補正量を加えることにより、トンネル部からの音を計算する。

- (3) (1)で求めた明り部からの音と、(2)で求めたトンネル部からの音を合成することにより、トンネル坑口周辺の任意の位置における騒音レベルを計算することができる。

この予測手法による計算結果と供用中の一般国道トンネルでの調査結果とを対比したものを図-9に示す。トンネル坑口周辺部の地型などが一様でないために、必ずしも条件的には適当ではないが、結果はおおむね近似しているものとみなせる。

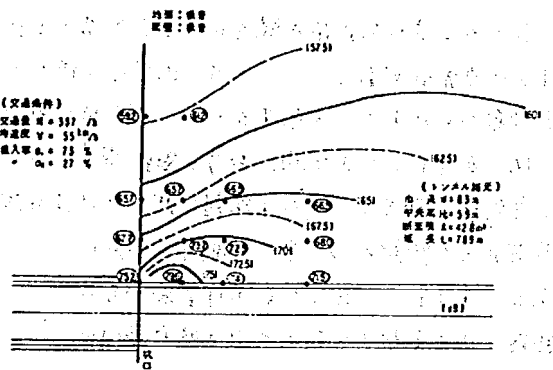


図-9 供用トンネルにおける実測値と計算値との対比

## 6 あとがき

トンネル坑口周辺における騒音の特性を確認するために、縮尺模型実験を行なった。得られた結果より、実用的な簡略予測式を考え、それが交通に供されているトンネルにおける実測値と比較的によい近似を得た。また、トンネル内壁面に吸音処理を施すことにより、トンネル内距離減衰がほぼ距離の $1/2$ 乗で近似されること、坑口面からの水平面放射指向性状が全周あるいは側壁を吸音処理した場合非常に強いものとなることなどの傾向が確認された。

この実験報告が、関連の研究や、現場における騒音予測のひとつの参考資料となれば幸いである。

### <参考文献>

- 1) 建設省土木研究所交通環境研究室：「遮音壁に関する基礎的研究」，土木研究所資料第707号，1971. 12.

- 2) 石井聖光：「道路交通騒音予測計算方法に関する研究(その1)―実用的な計算式について―」，日本音響学会誌 31巻8号，1975. 8.

## 20. 道路交通振動の軽減対策

振動研究室 後藤 勝志

### 1. まえがき

道路交通による振動は、道路上を車輛が走行することにより引起され、それが道路舗装体を経て地盤に伝わり、地盤中の各層で反射、屈折を繰返し、また減衰しながら伝播して行き付くの建物を振動させるが、この振動が過大になると、いわゆる振動障害が発生することになる。したがって、道路交通振動の障害を軽減あるいは防除する対策としては、一般的に振動源の対策、伝播経路上の対策および障害対象物となる建築物や施設での対策の3種類が考えられる。これらのうち最も効果が期待できるのは、振動源を十分に離して距離による減衰効果を利用することである。しかしながら、都市化が進んだ現在の道路分線ではこのように対策を採用することはかなり難しく、道路交通振動の問題を克服するためには、他の各種対策についても調査研究を進めていく必要がある。ここでは、振動源の対策と伝播経路上での対策について実施してきたことの研究成果の報告を行う。

### 2. 調査方法

#### 2.1 振動源の対策

本対策では主として舗装構造の改善による効果に着目し、与えて3地点において図-1~3に示す舗装モデルを作成し検討してきた。

モデルAでは(No.1)の標準舗装に対して上層路盤の剛性を高くして舗装(No.2と3)および、舗装厚(A.S安定層、粒調碎石層)を増加して舗装(No.4と5)の5種類を、モデルBでは(No.1)の標準舗装に対して下層路盤の剛性を下げた舗装の3種類を、またモデルCでは(No.3)の標準舗装に対して上層路盤のA.S安定層を増加した舗装(No.1と2)および下層路盤の剛性を高くした舗装(No.4~7)の7種類の試験道路を作成した。

舗装面に与える振動の発生方法は、重錘落下起振機および試験車走行の3種類とした。重錘落下試験は、土質調査の標準貫入試験に用いる重量63.5kgの重錘を使用し、舗装面上のバニヤ板(8mm厚)上に0.5mおおよび1mの高さから自由落下させた。起振機試験は高周波型起振機を用いて各試験舗装の中央に

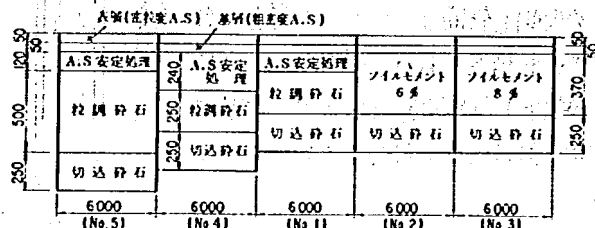


図-1 モデルA

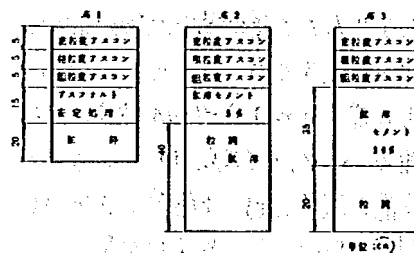


図-2 モデルB

| モデル  | モデルA | モデルB | モデルC | モデルD | モデルE | モデルF | モデルG |
|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 上層路盤 | 粒調碎石 | 切込碎石 | 切込碎石 | 切込碎石 | 切込碎石 | 切込碎石 | 切込碎石 |
| 中層路盤 | 切込碎石 | 切込碎石 | 切込碎石 | 切込碎石 | 切込碎石 | 切込碎石 | 切込碎石 |
| 下層路盤 | 切込碎石 | 切込碎石 | 切込碎石 | 切込碎石 | 切込碎石 | 切込碎石 | 切込碎石 |
| 舗装厚  | 250  | 250  | 250  | 250  | 250  | 250  | 250  |
| 試験車  | 試験車  | 試験車  | 試験車  | 試験車  | 試験車  | 試験車  | 試験車  |
| 試験車  | 試験車  | 試験車  | 試験車  | 試験車  | 試験車  | 試験車  | 試験車  |
| 試験車  | 試験車  | 試験車  | 試験車  | 試験車  | 試験車  | 試験車  | 試験車  |

図-3 モデルC

コンクリート基礎(1<sup>m</sup>×1<sup>m</sup>×0.5<sup>m</sup>)を作成して設置し、最大振幅1.0cm、振動範囲5~30Hzの正弦波上下方向の加振力を舗装面に加えた。試験車走行試験は、最大積載20tの大型ダンプトラックを使用し、荷車時に試験舗装区間を40、50、60km/hの3速度で走行させた。また、各試験道路中央に18mm高さの人工段差を置いての走行試験も行なった。

モデルAでは、重錘落下試験、試験車走行試験および起振機試験を行い、モデルBでは、重錘落下試験および試験車走行試験を行い、さらにモデルCでは、重錘落下試験、実交通下で測定を実施した。

#### b) 伝播経路上の対策

伝播経路上では地中防振壁に着目し、2地点において実施した。図-4は、その中の1地点に設けた地中防振壁の材質、寸法および構造の概要を示す。地中壁の材質はウレタフォーム(現場施工)と発泡スチロール(工場製作)の2種類とし、寸法は400mmと800mmであり、為上り防止のため両側を鉄筋コンクリート壁と一体化させた構造である。振動源としては重錘落下と試験車走行により、計測は道路直交方向40m付近まで行っている。

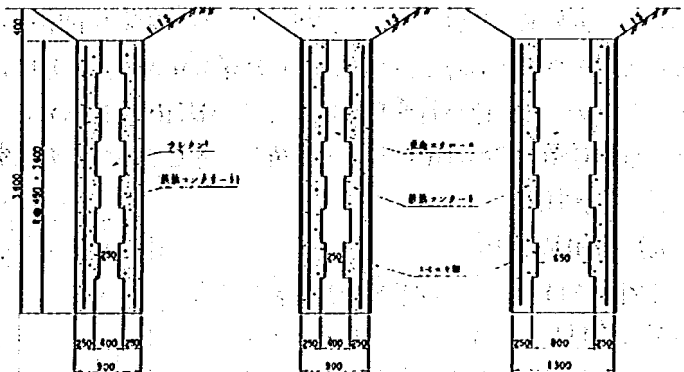


図-4 地中防振壁構造図

### 3. 調査結果

#### a) 振動源の対策

図-5はモデルAでの重錘落下試験の結果で、舗装端から25m程度までは、モデルNo.4と5の振動レベルが標準舗装より約5dB減少しており、それ以後No.3, 4, 5で減衰が大きくなっている。試験車走行試験では、重錘落下試験ほど明確な差は見られなかった。起振機試験においては、標準舗装と比較して $f=10$ Hzの周波数領域で他の舗装モデルに5~10dBの低減が見られた。

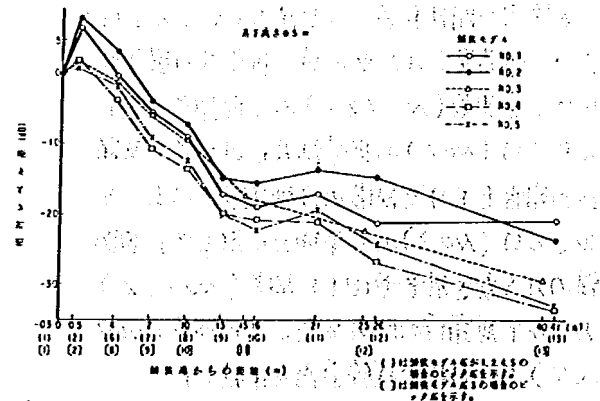


図-5 重錘落下試験結果(モデルA)

図-6はモデルBでの試験車走行試験の結果の一例であるが、近距離においては各舗装間に差はあまり見られず、10~20m程度の位置でNo.2モデルが他の2モデルより5dB低い値を示している。

モデルCは、全舗装厚を同一として上層路盤厚あるいは下層路盤剛性を変えているが、全般的に各舗装モデルの差は見られなかった。モデルCのみ実交通の測定条件が、各舗装モデル毎に測定を行なっているため大型車混入率あるいは走行速度が同一条件ではないことによる影響が大きいと思われる。

通常、舗装厚の決定は設計しBRと交通量に基づいて決められる $T_a$ 値(表層基層用加熱アスファルト混合物で舗装のすべてを行う場合に必要の厚さ)を用いて行われるが、各舗装モデルの $T_a$ と振動レベルの関係を見ると、モデルAでは $T_a$ の増加に伴い振動レベルの低下の傾向があったが、モデルBおよびCにおいては顕著な差がなかった。

#### b) 伝播経路の対策

図-7は地中防振壁設置前後における重錘落下試験結果であり、道路端を基準とした振動レベルの減衰の様子を示す。図-8は試験車走行試験の結果について、防振壁設置による軽減効果量を示す。重錘落下試験の場合には、Aタイプで壁後方10mの範囲で6~3dBの軽減があり、Bタイプでは壁後方15mの範囲で4~2dB

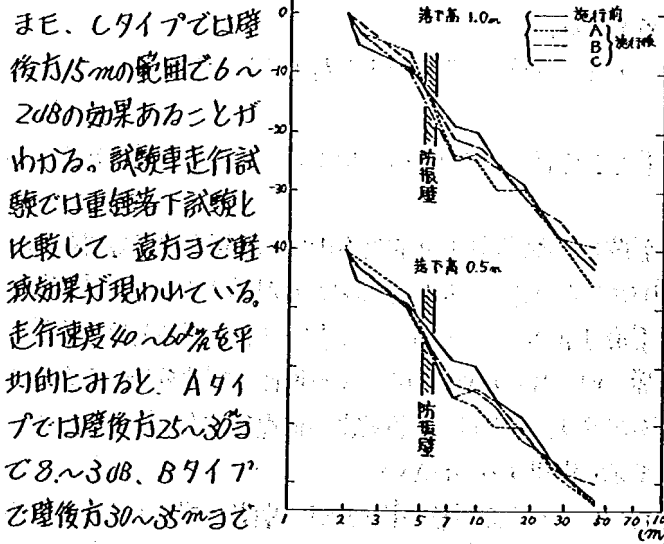


図-7 重錘落下試験結果

また、Cタイプでは壁後方15mの範囲で6~2dBの効果あることがわかる。試験車走行試験では重錘落下試験と比較して、遠方まで軽減効果が現れている。走行速度40~60km/hを平均的にみると、Aタイプでは壁後方25~30mで8~3dB、Bタイプで壁後方30~35mまで10~3dB、またCタイプでは壁後方35~40mまで12~3dBの軽減効果あることがわかる。このためCタイプが最も効果があり、AタイプとBタイプは同じとして同程度である。

#### 4. まとめ

振動源の対策に関しては、舗装構造の改善による軽減効果実験を中心に検討してきたが、調査地点の選定の制約や調査費が高価であるため実験例が少いのが実情である。そのための軽減効果を定量的に評価することが難しいが、おおむね下記のことと言える。

① 舗装構造の改善：上層路盤の増加による車輪振動の緩和あるいは舗装厚、路盤剛性の増加による舗装の変形抑制により振動レベルの発生を軽減することができる。しかし、その効果は振動源条件、地質条件により異なり、現在のところ効果の定量的評価は難しい。しかし、路盤、路床の剛性を高めることは路面の平坦性を維持するために有効であるといえる。

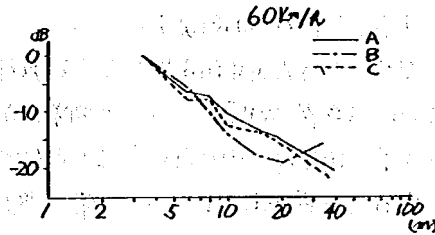
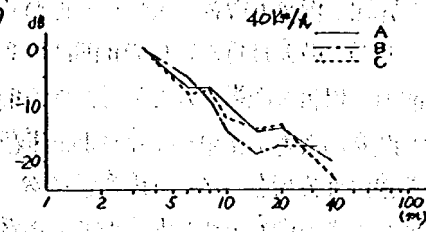


図-8 試験車走行試験結果(モデルB)

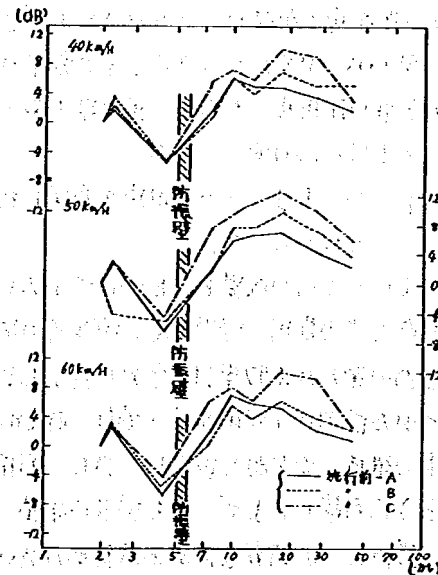


図-8 試験車走行試験結果実状

(2) 路面平坦性の改善；振動レベルの予測計算式に示すように路面の平坦性の改善による効果は40%であり、段差が無くとも残凹凸があるために振動レベルが高い場合は、補修工事の実施により路面の平坦性を改善することで大きな振動レベルの低減が可能である。

(3) 段差の改善；路面に段差がある場合の振動レベルの増加は著しく、単一車が走行速度64%で段差を通過する場合、9mm段差で14dB、18mm段差で19dB、26mm段差で24dBの増加となる。従って、車裂による段差や地下埋設物上の補修路面の段差などを極力平坦とすることにより、衝撃力を軽減することは有効な対策といえる。

現地における地中防振壁による軽減効果実験例は少ないが、二例その調査結果から地中防振壁による伝播経路の対策についての効果は次の通りである。

(1) 溝に防振壁を設けたい空溝の場合に最も振動の遮断効果があり、溝が深い程、また振動源の周波数が高い程効果が大きい、一般に溝の直近では軽減効果が大きい、溝から離れるに従い効果は小さくなる。

(2) 防振壁の効果は、その幅よりも深さに左右され、深さが地表面を伝播する波の波長の4割以上で現われ、波長以上の深度でその効果が顕著となる。

(3) 地中防振壁の材料は、地中壁の施工性、入手の容易さ、軽減効果を考えると、現在のところ発泡スチロールが適している。

(4) 発泡スチロールの地中壁を利用した調査を2度行なったが、地中壁の厚い方が軽減効果のあることがわかった。

以上のような成果を得たわけであるが、実際に伝播経路上に防振壁を設けた対策を講ずる場合、防振壁の建設費用、建設用地の確保等の問題が生じるので、事前に振動源での対策あるいは伝播経路上での対策との比較検討を充分に行なった上で実施すべきよい。しかし、振動レベルの軽減対策の必要とされる区間は比較的短い場合、有効な対策と有り得るものである。その際に、空溝を設ける場合は溝の維持、安全性に留意し、また、防振壁を設置する場合は、設置地点の地盤条件（土質、地下水位等）も考慮した上で、最も適当な構造、施工法を採用するのがよい。

最後にこの研究を進める際御助力をいただいた、本省道路局、東北地建、関東地建、近畿地建の関係各位に御礼を申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 建設省技術研究会 第30回（昭和51年11月）
- 2) 建設省技術研究会 第31回（昭和52年10月）
- 3) 建設省技術研究会 第32回（昭和53年11月）

## 2.1. 超高周波振動杭打機の開発

機械研究室 樋野親俊

### §1 はじめに

昭和40年代に入ってから、住民の環境問題に対する意識が高揚し、公害という問題がクローズアップされる中で、建設工事についても例外でなく建設公害としてその苦情件数は、年々増加傾向を示し、行政面での規制も受けて、現場ではスムーズに施工できなくなるばかりか、工事の一時停止といった深刻な事態を引き起こすケースもでてきた。特にディールパイルハンマ、振動パイルドライバで代表される基礎工事用機械から発生する騒音、振動は、建設工事公害の代表と言われる程著しいものであり、早くからその対策技術が研究開発され既に数十種類以上の対策工法と称されるものが出現し、施工に供されている。しかし、この対策工法であるプレボーリング工法、中掘工法等の埋設杭工法は、既製杭打込み工法に比して確かに騒音、振動は低いが、支持力の信頼性、施工性、経済性等の面では、かなり劣ったものとなっている。このため、既製杭打込み工法の長所を確保した騒音・振動対策工法の開発可能性について検討した結果、「超高周波振動杭打工法(超高周波パイプロ)」と「打撃力制御(クッション機構、クッション材)方式による杭打工法」の2工法にターゲットをしばり、研究開発を進めて行くことになった。前者は主として地盤振動対策、後者は騒音対策効果を期待したものである。ここでは、前者の超高周波振動杭打機の開発について述べるものである。

### §2 研究目的

振動、騒音対策に効果的であり、かつ打込性能に優れていると考えられている超高周波振動杭打工法について、理論的に検討し、また実際の打込実験によりその効果を確認しながら、本工法の実用化を図るものである。

### §3 研究方法

#### 3-1 工法の原理

振動数10~20Hzで杭を振動させて打込む従来の振動杭打工法に対して、超高周波振動杭打工法は、50~150Hzの高い振動数で杭を振動させて打込むものである。この高い振動数をねらう最大の目的は、杭を弾性体と見なして、1次モードの縦波共振を生じさせ、杭先端部の振幅増幅による打込力の増大を図るのであるが、付随的な効果として高周波の振動は、地盤に伝達されにくく、また地盤を伝搬中の減衰量が大いことから、地盤振動対策に有効であると判断される。そこで、杭打時の振動モードについて検討してみると、次の通りである。まず杭に

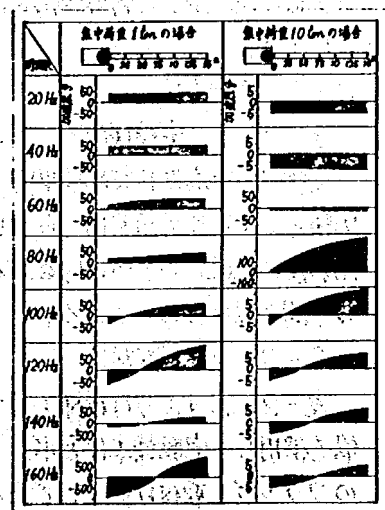


図-1 杭の振動加速度モデル

直接的に連結されるピストン、チャック等の集中質量を  $1.0 \text{ kg/cm}^2 (1 \text{ ton})$  と  $10.0 \text{ kg/cm}^2 (10 \text{ ton})$  の2種類について考え、杭径  $40 \text{ cm}$ 、杭長  $15 \text{ m}$  の鋼管杭を加振出力  $50 \text{ ton}$  (一定) で起振させた場合の杭の振動加速度モードを、図-1に示す。この結果、集中荷重が  $1 \text{ ton}$  の場合は  $160 \text{ Hz}$ 、 $10 \text{ ton}$  の場合は  $80 \text{ Hz}$  で共振状態となることが分る。従ってこの図から言えることは、杭打機の構造によっても共振振動数が大幅に変化することに注意し、地盤振動の伝播特性も考慮した上で、アクチュエータの出力特性を設定しなければならない。

### 3-2 杭打機の構造と主要諸元

実験に使用した油圧式超高周波振動杭打機の構造図を図-2、主要諸元表を表-1に示す。

$50 \sim 150 \text{ Hz}$  の振動数で  $50 \text{ ton}$  程度の起振力を発生できる機構について種々検討した結果、従来型に使用される偏心体を回転させて起振力を得る方式のものは、軸受けの耐久限界がネックとなるため、軸受けを必要とせず、振動数を連続的に変換可能な油圧による起振方式を採用した。この実験機の起振機構はこの種のものでは最も性能が高いと判断された。アクチュエータに切換バルブと制御機構を内蔵するA社製のパイプシル方式を採用した。この起振特性を図-3に示す。

| 項目       | 単位  | 数値            | 備考欄               |
|----------|-----|---------------|-------------------|
| 定格起振力    | ton | $\pm 50$      | 1000馬力、210馬力時     |
| 起振周波数    | Hz  | $50 \sim 150$ | 40~220Hzの範囲で可動の範囲 |
| 起振特性     |     |               | 図-3               |
| 油圧駆動油    | 油圧  | 140           | 圧力                |
| 油圧ポンプ    | 油圧  | 255           | 圧力                |
| 加振用パイプシル | mm  | $\pm 12$      | MAX時              |
| 加振用パイプシル | mm  | 250           |                   |
| 起振部重量    | kg  | 約7,000        |                   |
| くい機重量    | kg  | 16,000        |                   |

表-1 実験機の主要諸元表

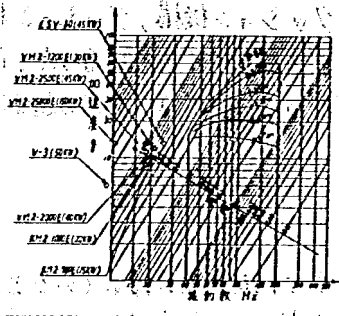


図-3 実験機の起振特性

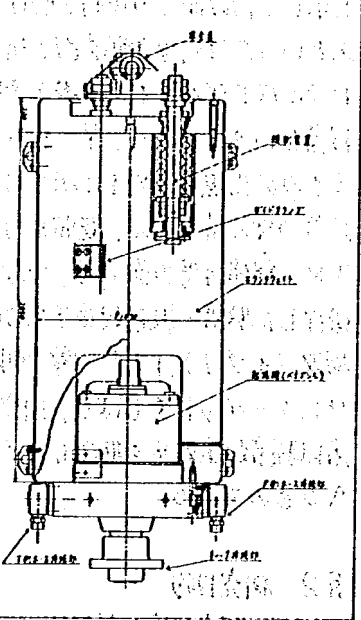


図-2 実験機の構造図

### 3-3 実験方法

#### 3-3-1 実験場所

実験は、茨城県筑波郡豊里町 土木研究所構内の土工管理屋外実験場において行なった。この実験場の地質柱状図を図-6中に示す。1~10mまでは、シルト・ロームを構成されたN値5~10程度の比較的軟弱な地盤であるが、10~16.5mには、砂質土で構成されたN値30~50以上の中間支持層となっている。

#### 3-3-2 試験杭

表-2に示すような仕様を有するスパイラル鋼管を使用し、実験機本体とボルト接合させるためのフランジを取付けたものである。

| 直径 (mm) | 厚さ (mm) | 断面積 (cm <sup>2</sup> ) | 杭長 (m) | 重量 (kg) |
|---------|---------|------------------------|--------|---------|
| φ406    | 9.0     | 112.4                  | 15     | 1,825   |

### 3-3-3 実験条件

#### (1) 杭の振動モード測定

杭を宙ぶりにし、先端無拘束の状態にて、起振振動数を50~150Hzの範囲で連続的に変化させ、その時の杭各部の振動加速度を測定した。

#### (2) 打込実験

杭の加振振動数と杭の貫入特性、地盤振動の減衰傾向の関係を調べるために、振動数を50Hzから20Hzステップで150Hzまで各々最大振幅で起振させ、打込みを行なった。この時の測定フローを図-4に示す。

なお地盤振動の測定は、測定周波数が高いため、市販の振動レベル計のピックアップでは接地共振等の問題があるので、地盤にロッドを打込み、これに大出力の圧電形加速度ピックアップをネジで固定して測定した。

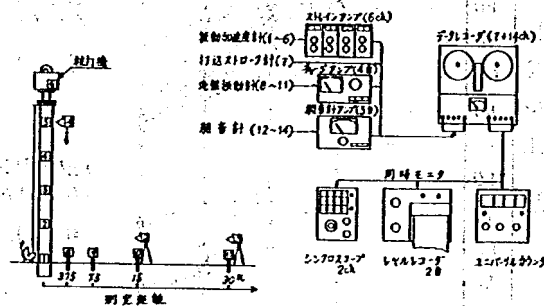


図-4 超高周波振動杭打実験測定フロー

## §4 実験結果及び考察

### 4-1 鋼管杭の共振効果

実験機本体、杭各部の振動加速度の測定結果を図-5に示す。杭打機の構造等により理論式から計算によって求めた共振振動数は約90Hzとなるのにに対し、図-5の実験結果は、よく一致している。今後はより顕著な共振効果が得られるように、油圧アクチュエータの性能向上が必要と思われる。

### 4-2 打込実験結果

90Hz、110Hz時の杭の打込み深さ毎の貫入速度を図-6に示す。貫入速度は、地盤が軟かい時点では、リーダのつり下げ速度をコントロールしている。この理由としては、貫入速度がより速すぎた場合、杭先端が閉塞され、貫入が不能となるためである。この範囲の振動数のちがいは貫入速度の大小関係は、特に認められず、ほぼリーダの吊下げ速度と同じ1~2分毎で支持層まで貫入している。しかし、ここで杭の支持力発生機構について考慮した場合、このように先端が閉塞されずに振動で打込まれた杭は、打撃力により施工されたものに比して、先端支持力を同時に期待するとは難しく、かなり劣ると考えられるため、支持力発生機構について今後検討を行なわねばならない。

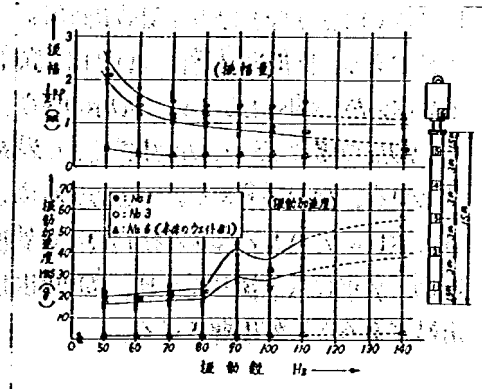


図-5 杭各部の振動加速度測定結果

### 4-3 地盤振動の減衰特性

90Hz、110Hzの打込時の振動レベルの測定結果を図-7及び図-8に示す。この結果、どの場合

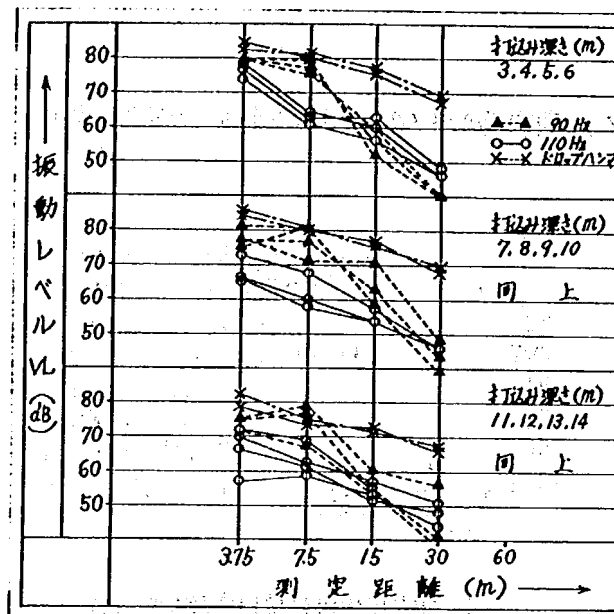


図-9 超高周波振動の距離減衰

ではほぼ  $60\text{dB}/50\text{m}$  であり、特に  $110\text{Hz}$  時は  $65\text{dB}/5\text{m}$  程度まで減衰していることがわかる。次に  $90\text{Hz}$ ,  $110\text{Hz}$  について打込深さ毎の距離減衰傾向を示したものが図-9である。距離減衰量については、顕著な差は認められないが、傾向としては  $110\text{Hz}$  の場合、 $3.75\sim 7.5\text{m}$  間で、 $90\text{Hz}$  の場合  $7.5\sim 30\text{m}$  間で大きく減衰していることがわかる。なお参考までに、この実験場で同時期に行なったドロップハンマによる杭打時の地盤振動の測定結果は図-9中に示す通りであり、高周波振動が振動対策に有効であることが理解される。

### §5 今後の課題

これまでの実験結果から、超高周波振動杭打ち工法が地盤振動対策に有効で、しかも打込能力に関してほぼ問題のないことが確認されたわけだが、今後実用化するために当面解決しなければならない事項を提示してみると

- (1) 杭打機の耐久性を高めること
- (2) 高周波起振力を確実に鋼管杭へ伝達可能な油圧チャックの開発を行なうこと
- (3) 載荷試験により、打込まれた杭の支持力を確認し、支持力発生機構について検討すること
- (4) 騒音が大きい ( $110\text{Hz}$  の場合  $70\sim 90\text{dB(A)}/30\text{m}$ ,  $90\text{Hz}$  の場合  $70\sim 85\text{dB(A)}/30\text{m}$  程度) ため、この対策方法を検討すること

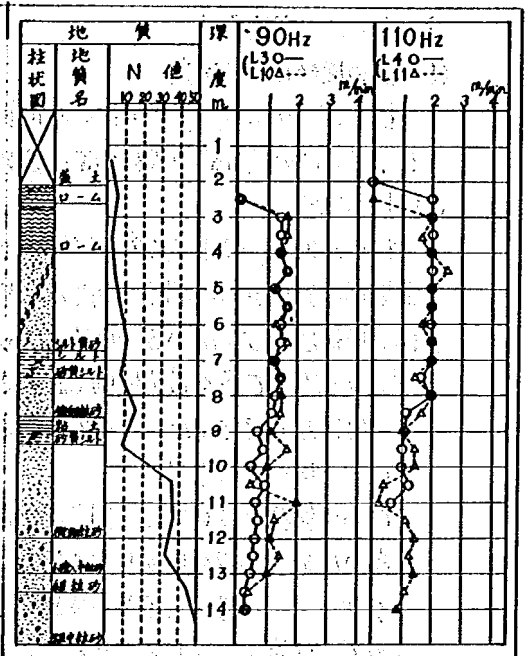


図-6 杭打込み実験結果

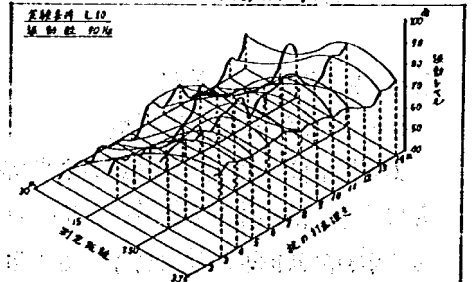


図-7  $90\text{Hz}$  で打込時の地盤振動

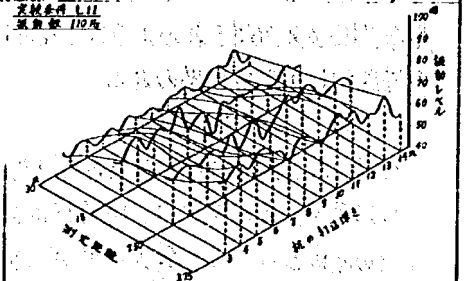


図-8  $110\text{Hz}$  で打込時の地盤振動

## 22. 下水道施設における臭気と脱臭対策

下水道研究室 高橋正宏

### 1 まえがき

昭和52年度末現在に通水している下水道終末処理場は384ヶ所あり、最近5ヶ年の平均で19ヶ所/年が新たに通水開始している。最近の下水処理場では、周辺環境との調和が極めて重視され、敷地内を公園化したり運動施設として利用する例も増加している。このような背景から下水処理場の臭気対策が各地で推進されている。最近通水したある処理場では、建設総投資額の16.6%が臭気対策関連であり、運転時の消費電力では34.9%を臭気関連が占めていた。この割合は今後更に上昇するものと思われる。ところが、下水道施設の臭気についての基礎的なデータは非常に不足している。そもそも悪臭公害は水質汚濁や大気汚染等と異なり感覚的な公害であり、被害の実態も個人の好み、慣れ、体調等によって大きく左右されるので合理的な評価を下しにくい分野である。そのため下水道施設にあっても、どのような臭気成分を対象とし、どのような手段で、どの程度まで脱臭を行なえば良いのかといった判断基準がなく、巨額の投資を行なっている割には非合理的な面があってもまかり通ることがある。下水道施設の臭気対策を合理的なものとするためには、基本的に4通りのアプローチが必要である。

1. 下水処理場の各処理工程より発生する臭気成分の種類と発生量を把握する。
  2. 各臭気成分が人間の嗅覚に与える刺激の質と大きさを評価する。
  3. 臭気成分を含む空気の使用量を可能な限り小さくする。
  4. 臭気成分が処理場から拡散していく大気拡散状況を評価する。
- 1～4までを検討することによって、どのような臭気対策を行なえば必要十分であるのかを決論づけることができよう。本稿ではこのうち1を主に扱うことにする。

### 2 下水処理場臭気の実態調査

下水処理場臭気と一口に言っても個々の下水処理場によって流入下水の水質が異なり、下水処理方式、汚泥処理方式にもそれぞれ違いがあるため発生する臭気成分の質や量には大きな隔りがある。現在まで8ヶ所の下水処理場でのべ11回に渡って詳細な実態調査を行なった結果、最も一般的な標準活性汚泥法、嫌気性消化による処理を行っており、特殊な工場排水が流入していない処理場についてはその定常時における実態を把握できたと考える。

2-1 調査の対象及び方法

A処理場は昭和50年に通水開始した新しい施設で現在の処理能力50,000 $\text{m}^3$ /日の中規模下水処理場である。下水、汚泥の処理方式は標準活性汚泥、嫌気性消化であり、流入下水には若干の工場排水が含まれているが臭気成分として特殊なものは少ない。A処理場は水処理系、汚泥処理系の主な臭気発生源に脱臭施設が設けられており、臭気成分の発生量や脱臭施設の効率を調査するうえで好都合である。

図-1にA処理場の処理工程と脱臭工程を示した。臭気発生源と脱臭施設は排気ダクトで結ばれており、今回の調査では計16系統のダクトからサンプリングして臭気に関する機器分析、官能試験を行なった。機器分析法として採用したのは以下の臭気成分を定量できる方法である。

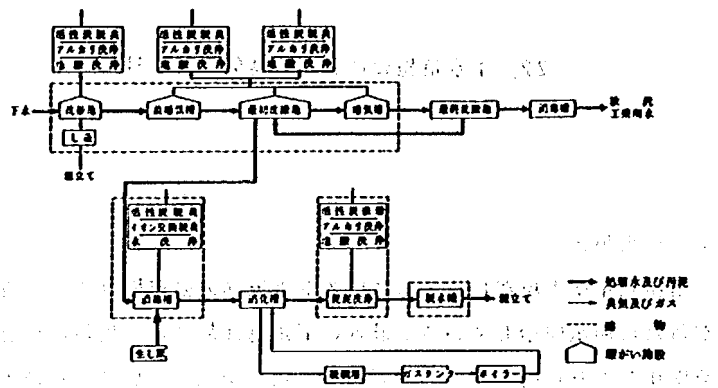


図-1 A処理場の下水処理、脱臭工程

a. アンモニア

b. 硫黄化合物（硫化水素、メチルメルカプタン、硫化メチル等）

c. 低級脂肪酸類（酢酸、プロピオン酸、酪酸、吉草酸）

d. 炭化水素類及び塩素化合物（ヘキサン、トルエン、キシレン、四塩化炭素、等）

その他アルデヒド類、アミン類、フェノール類、メルカプタン類、などの分析も行なった。

官能試験とは臭気の質や強さを人間の嗅覚によって判断するもので、目的、精度に応じて多くの方法が提案されている。本調査では6段階臭気強度判定法と、東京都公害研究所で開発された三点比較式におい袋法による臭気濃度測定法を用いた。前者について、ここでは省略する。後者はどのような臭気でも無臭の空気希釈しつつゆればついにはにおいを感じなくなることを利用したもので、原臭を何倍まで薄めた時ににおいを感じなくなったかという希釈倍数で表示する。

## 2-2 調査結果

実態調査は冬季と夏季の違いを見るために2月と8月の2回行なった。表-1に11ヶ所の代表的サンプルについての分析結果を示した。表の右端の欄には人間の嗅覚で感じる限界濃度（閾値）を参考までに示してある。表-1、第1列の臭気濃度は汚泥濃縮槽で極端に高くなっており、またここでは硫化水素③、メチルメルカプタン濃度④、も他を圧して高い。図-1でもわかるように汚泥濃縮槽には生じ尿が投入されているのがこの原因と考えられる。下水道を持つ都市のほとんどには水洗化地域と非水洗化地域が混在しており、このような所では下水処理場に非水洗化地域のし尿を投入している所も多く、し尿の影響をうける工程では臭気に対して慎重な配慮が必要である。

各臭気成分の閾値を見ると、メチルメルカプタン、硫化水素等の硫黄化合物や酪酸が低濃度でも検知されることがわかる。この欄が空欄となっている物質はまだ閾値が不明のものであるが、吉草酸以外はほとんど100ppb以上のオーダーと思われる。今回閾値以上の濃度で検出された物質としては硫化水素③、メチルメルカプタン④、硫化メチル⑥、2-硫化メチル⑥、イソ酪酸⑨、n-酪酸⑨、トルエン⑩、があり、これら7物質がA処理場の主たる臭気成分であると考えられる。しかしこれ以外にもイソドロール、ジオクサミン等のように超微量でも検知されうる物質が存在する可能性があり、更に単物質では感じなくとも、複数が混在することにより何らかの相乗作用によりにおいが強く感じられる場合も考えられ、今後ともこの種のデータを収集する必要がある。

A処理場に設置されている脱臭施設は図-1に示したように酸アルカリ洗浄+活性炭吸着と水洗浄

表-1 単位 ppb

| 記<br>号 | 名 称<br>化学式                                                                                                                   | 採取場所             |               |              |               |              |              |                  |                  |              |              |              |                 | 関 値<br>(参考値) |
|--------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|---------------|--------------|---------------|--------------|--------------|------------------|------------------|--------------|--------------|--------------|-----------------|--------------|
|        |                                                                                                                              | ①-1              | ①-2           | ②            | ③             | ④            | ⑤            | ⑥                | ⑦-1              | ⑦-2          | ⑧-1          | ⑧-2          | ⑨               |              |
| 1      | 臭 気 濃 度                                                                                                                      | 沈砂油<br>(ダクト)     | 沈砂油<br>(ダクト)  | 沈砂油<br>(ダクト) | 沈砂油<br>(ダクト)  | 沈砂油<br>(ダクト) | 沈砂油<br>(ダクト) | 沈砂油<br>(ダクト)     | 沈砂油<br>(ダクト)     | 沈砂油<br>(ダクト) | 沈砂油<br>(ダクト) | 沈砂油<br>(ダクト) | 沈砂油<br>(ダクト)    |              |
| 2      | ア ン モ ニ ア<br>$\text{NH}_3$                                                                                                   | 310, 730<br>730  | 550, 31<br>19 | 730<br>7300  | 98<br>550     | 73<br>110    | 98<br>200    | 98<br>200        | 13,000<br>55,000 | 980<br>9800  | 410<br>410   | 10以下<br>10以下 | 10以下<br>10以下    | 1540         |
| 3      | 硫 化 水 素<br>$\text{H}_2\text{S}$                                                                                              | 92, 642<br>150   | 6, 207<br>25  | 124<br>63    | 115<br>230    | N.D.         | 115<br>141   | 65,400<br>22,600 | 41<br>6600       | 429<br>30    | 23<br>N.D.   | 1.7<br>4     | 0.33            |              |
| 4      | メチルメルカプタン<br>$\text{CH}_3\text{SH}$                                                                                          | 18, 3.4<br>4     | 1, 0.7<br>Tr  | 349<br>140   | 46<br>3       | Tr           | 8.2<br>17    | 328<br>N.D.      | 352<br>N.D.      | 6.2<br>N.D.  | 2.7<br>N.D.  | 0.3<br>Tr    | 0.07            |              |
| 5      | 硫 化 メ チ ル<br>$(\text{CH}_3)_2\text{S}$                                                                                       | 4, 0.9<br>Tr     | 2, 0.8<br>1   | 36.9<br>28   | 126<br>2      | 5            | 6.7<br>8     | 59.4<br>N.D.     | 36<br>N.D.       | 0.8<br>Tr    | 0.3<br>Tr    | 1.5<br>Tr    | 3.0             |              |
| 6      | 二 硫 化 メ チ ル<br>$(\text{CH}_3\text{S})_2$                                                                                     | 4, Tr<br>N.D.    | 1, 1<br>N.D.  | 35<br>6      | N.D.<br>Tr    | Tr           | N.D.<br>2    | N.D.<br>N.D.     | Tr<br>N.D.       | N.D.<br>N.D. | N.D.<br>N.D. | N.D.<br>N.D. | 2.2             |              |
| 7      | 酢 酸<br>$\text{CH}_3\text{COOH}$                                                                                              | 1.2<br>53        | 0.2<br>—      | 1.1<br>3     | 0.7<br>2      | 11.9         | Tr           | 2.2              | 0.1              | 2.4          | —            | 1.9          | 1000            |              |
| 8      | プロピオン酸<br>$\text{CH}_3\text{CH}_2\text{COOH}$                                                                                | 0.2<br>1         | —             | 0.1<br>0.2   | 0.3<br>0.9    | 0.1          | 0.1          | 0.3              | 0.2              | 0.2          | —            | 0.3          | 15              |              |
| 9      | イ ソ 酪 酸<br>$(\text{CH}_3)_2\text{CHCOOH}$                                                                                    | 0.1<br>0.6       | 0.1<br>—      | —            | 0.3<br>2.1    | 0.3<br>1     | —            | 0.1<br>2.9       | 0.3<br>2         | 0.1<br>0.2   | —            | 0.6          | 0.33            |              |
| 10     | α - 酪 酸<br>$\text{CH}_3(\text{CH}_2)\text{COOH}$                                                                             | 0.6<br>1.5       | Tr            | Tr           | 0.1<br>0.5    | 0.1<br>2.6   | —            | 0.2<br>0.4       | 0.3              | —            | 0.2          | 0.6          | 0.33            |              |
| 11     | イ ソ 吉 草 酸<br>$(\text{CH}_3)_2\text{CHCH}_2\text{COOH}$                                                                       | N.D.             | —             | 0.2          | 0.3           | Tr           | N.D.         | N.D.             | Tr               | —            | —            | 0.1          | —               |              |
| 12     | α - 吉 草 酸<br>$\text{CH}_3(\text{CH}_2)_2\text{COOH}$                                                                         | Tr<br>0.3        | Tr            | Tr           | Tr            | Tr           | —            | N.D.             | Tr               | —            | —            | 0.2          | —               |              |
| 13     | イ ソ ペ ン タ ン<br>$(\text{CH}_3)_2\text{CHCH}_2\text{OH}$                                                                       | 1.8<br>1.8       | 2<br>2.4      | 10<br>2.7    | 2.5<br>2.6    | 1.3          | 1.5<br>3.4   | 0.7<br>6.8       | 1.1<br>4.0       | 2.4<br>5.5   | 1.4<br>2.3   | 11.7<br>1.2  | —               |              |
| 14     | α - ペ ン タ ン<br>$\text{CH}_3(\text{CH}_2)_4\text{OH}$                                                                         | 2.5<br>1.8       | 2.4<br>1.5    | 7<br>2.0     | 4.6<br>1.7    | 2.5          | 1.7<br>0.9   | 0.9<br>3.7       | 0.9<br>2.1       | 1.6<br>3.0   | 0.9<br>1.2   | 6.3<br>0.7   | —               |              |
| 15     | 3 - メ チ ル ペ ン タ ン<br>$(\text{CH}_3)_3\text{CCH}_2\text{OH}$                                                                  | 1.3<br>0.7       | 1.1<br>0.7    | 11.9<br>2.6  | —             | —            | 1.1<br>—     | 13.7<br>3.6      | 0.7<br>1.1       | 3.2<br>1.0   | 2.1<br>0.9   | 4<br>19.6    | —               |              |
| 16     | α - ヘ キ サ ン<br>$\text{CH}_3(\text{CH}_2)_5\text{OH}$                                                                         | 11.9<br>6.8      | 11.5<br>8.7   | 341<br>11.5  | 12.3<br>3.4   | —            | 55.6<br>8.1  | 1.8<br>5.2       | 1.2<br>2.2       | 7.6<br>2.4   | 5.4<br>1.2   | 7<br>—       | —               |              |
| 17     | メチルシクロペンタン<br>$\text{C}_6\text{H}_{10}\text{OH}$                                                                             | 2.1<br>0.6       | 1.2<br>0.8    | 58.7<br>1.0  | 6.8<br>2.2    | 3.3          | 2.6<br>2.6   | —                | —                | 5.8          | 3.9<br>0.5   | 2<br>1.8     | —               |              |
| 18     | 3 - メ チ ル ヘ キ サ ン<br>$(\text{CH}_3)_3\text{CCH}_2\text{CH}_2\text{CH}_3$                                                     | 1.0<br>0.3       | 2<br>—        | 2.6<br>1.1   | —             | —            | 0.6<br>0.3   | 0.3<br>6.7       | 0.3<br>0.5       | 1<br>—       | 0.9<br>0.8   | 2.7<br>1.1   | —               |              |
| 19     | α - ヘ プ タ ン<br>$\text{CH}_3(\text{CH}_2)_6\text{OH}$                                                                         | 0.8<br>0.3       | 1.7<br>—      | 8.6<br>—     | —             | —            | 0.4<br>1.0   | 0.4<br>—         | 0.3<br>0.6       | 1<br>—       | 0.6<br>—     | 2<br>0.1     | —               |              |
| 20     | ト ル エ ン (I)<br>$\text{C}_8\text{H}_{18}\text{O}$                                                                             | 8.1<br>—         | 10<br>—       | 2470<br>27.1 | 129<br>20.0   | 12           | 102<br>34.2  | 121<br>65.8      | 128<br>60.4      | 170<br>33.6  | 44.8<br>3.0  | 18.6<br>—    | 310             |              |
| 21     | ベンゼン<br>$\text{C}_6\text{H}_6$                                                                                               | 3.6<br>1.9       | 5.6<br>3.8    | 1450<br>25   | 89.8<br>3.3   | 38.1         | 20.2<br>4.8  | 4.4<br>10.4      | 3.6<br>—         | 5<br>28.5    | 25<br>4.5    | 10.3<br>1.7  | —               |              |
| 22     | トリクロルエチレン<br>$\text{C}_2\text{Cl}_3\text{OH}$                                                                                | 12.8<br>3.8      | 9.1<br>2.5    | 156<br>—     | 35.1<br>7.5   | 26.1         | —            | 15.4             | —                | 16.9         | —            | 0.6          | 21500<br>~85000 |              |
| 23     | テトラクロルエチレン<br>$\text{C}_2\text{Cl}_4\text{OH}$                                                                               | 1.4<br>—         | —             | 20<br>13.3   | 11.5<br>—     | 6.0          | 49.8         | —                | —                | 10.5         | —            | —            | 50000           |              |
| 24     | ト ル エ ン (II)<br>$\text{C}_8\text{H}_{18}\text{OH}$                                                                           | 313, 915<br>11.9 | 27.5<br>—     | 497<br>10.7  | 84.3<br>22.3  | 48.6<br>6.2  | 83<br>112    | 34.6<br>12.6     | 105<br>—         | 85.8<br>15.2 | 52.6<br>—    | 16.7<br>15.9 | 310             |              |
| 25     | α - ノ ナ ン<br>$\text{CH}_3(\text{CH}_2)_7\text{CH}_3$                                                                         | 4.7, 40<br>1.2   | 4.3<br>—      | 2.7<br>0.6   | 2.4<br>20.5   | 13           | 5.7<br>30.4  | 2.6<br>0.6       | 4.3              | 3.1<br>0.7   | 18.9<br>—    | 2.7<br>0.6   | —               |              |
| 26     | メチルベンゼン<br>+ m,p キシレン<br>$\text{C}_6\text{H}_5\text{CH}_2\text{CH}_3$<br>+ $\text{C}_6\text{H}_4(\text{CH}_3)_2$             | 27.8, 502<br>9.3 | 21.4<br>—     | 36.4<br>7.6  | 18<br>210.4   | 35.9<br>119  | 36.6<br>36.5 | 20.8<br>8.8      | 40.2<br>—        | 41<br>21     | 22.2<br>—    | 31.1<br>1.6  | —               |              |
| 27     | α - デ カ ン<br>$\text{CH}_3(\text{CH}_2)_8\text{OH}$                                                                           | 42, 739<br>3.3   | 5.4<br>—      | 4.8<br>2.7   | 3.1<br>24.8   | 14.7         | 9.1<br>45.3  | 18.8<br>2.5      | 6.8<br>—         | 5.8<br>2.3   | 3.9<br>—     | 4.5<br>4.1   | —               |              |
| 28     | α - キ シ レ ン<br>$\text{C}_8\text{H}_{16}(\text{OH})_2$                                                                        | 131, 411<br>20.8 | 9.3<br>—      | 8.1<br>1.4   | 6.9<br>49.1   | 11.7<br>21.4 | 12.5<br>17.5 | 9.3<br>1.3       | 13.9<br>—        | 8.5<br>14.3  | 7.2<br>—     | 8.8<br>2.1   | 700             |              |
| 29     | α - イ ソ<br>プロピルベンゼン<br>$\text{C}_6\text{H}_5\text{CH}(\text{CH}_3)_2$                                                        | 14.8, 533<br>2.7 | 7.0<br>—      | 4.0<br>1.8   | 5.7<br>—      | 15.0<br>19.4 | 10.8<br>11.4 | 10.4<br>1.0      | 7.4<br>—         | 8.4<br>2.8   | 8.4<br>—     | 4.2<br>2.4   | —               |              |
| 30     | エチルトルエン<br>+ トリメチルベンゼン<br>$\text{C}_6\text{H}_5\text{CH}_2\text{CH}_2\text{CH}_3$<br>+ $\text{C}_6\text{H}_3(\text{CH}_3)_3$ | 16.6, 297<br>8.5 | 9.6<br>—      | 12.9<br>3.7  | 9.0<br>311.0  | 24.1<br>75.6 | 15.2<br>43.7 | 15.8<br>2.7      | 13.4<br>—        | 11.3<br>5.2  | 11.4<br>—    | 11.4<br>6.3  | —               |              |
| 31     | α - ク リ ナ カ ン<br>1,2-ジメチルベンゼン<br>$\text{CH}_3(\text{CH}_2)_2\text{CH}_3$<br>+ $\text{C}_6\text{H}_4(\text{CH}_3)_2$          | 30.3, 661<br>2.6 | 13.1<br>—     | 19.7<br>6.9  | 35.8<br>330.0 | 27.1<br>62.0 | 19.2<br>42.3 | 16.9<br>3.2      | 19.5<br>—        | 15.4<br>2.2  | 15.8<br>—    | 3.6          | —               |              |
| 32     | α - ト リ デ カ ン<br>$\text{CH}_3(\text{CH}_2)_9\text{OH}$                                                                       | 25, 167<br>6.8   | —             | 1.6<br>5.0   | 1.2<br>48.8   | 2.3<br>11.3  | 1.8<br>19.9  | 1<br>1.6         | 0.6<br>—         | 1.3<br>18.7  | 2.6<br>—     | 0.9<br>3.9   | —               |              |
| 33     | α - テトラデカン<br>$\text{CH}_3(\text{CH}_2)_{10}\text{OH}$                                                                       | 24, 6.9<br>1.6   | —             | 1.2<br>1.3   | 0.8<br>12.6   | 1.6<br>4.8   | 1.5<br>—     | 1<br>0.7         | 0.6<br>—         | 0.9<br>4.7   | 3<br>—       | 1.1<br>0.8   | —               |              |
| 34     | α - ペンタデカン<br>$\text{CH}_3(\text{CH}_2)_{11}\text{OH}$                                                                       | 12, 32<br>0.6    | —             | 0.3<br>—     | 0.4<br>1.0    | 0.9<br>1.9   | 0.7<br>—     | 0.3<br>0.4       | 0.4<br>—         | 0.7<br>4.2   | 0.1<br>—     | 0.4<br>—     | —               |              |
| 35     | α - ヘキサデカン<br>$\text{CH}_3(\text{CH}_2)_{12}\text{OH}$                                                                       | 0.4, 0.4<br>1.0  | —             | 0.3<br>—     | 0.2<br>0.6    | 0.4<br>1.6   | 0.3<br>—     | 0.2<br>—         | 0.2<br>—         | 0.3<br>12.1  | 0.1<br>—     | 0.8<br>—     | —               |              |
| 36     | α - ヘプタデカン<br>$\text{CH}_3(\text{CH}_2)_{13}\text{OH}$                                                                       | 0.3, 0.4<br>1.1  | —             | —            | —             | —            | —            | —                | —                | —            | —            | —            | —               |              |
| 37     | シブチルアクリレート<br>$\text{C}_8\text{H}_{16}(\text{COOC}_2\text{H}_5)_2$                                                           | 1.1<br>6.46      | 1.8<br>—      | —            | —             | —            | 0.2<br>4.1   | —                | —                | 2.8<br>73.4  | —            | 108          | —               |              |

上段は冬季、下段は夏季 \*日揮センター 三点比較式による値

+イオン交換樹脂+活性炭の2種類である。水洗浄は水溶性成分やミストなどを除去し、酸洗浄は塩基性成分（アンモニア、アミン類）を、アルカリ洗浄は酸性成分（硫化水素、メルカプタン類）を除去するためのものである。イオン交換樹脂吸着法は樹脂を充填した吸着塔内を2層に分け、それぞれ酸性雰囲気、アルカリ性雰囲気に調整し、塩基性、酸性の臭気成分を吸着捕捉するものである。下水処理場の主な臭気成分は酸性成分が多く、これを効果的に除去するためにはpH13以上の強アルカリ溶液で洗浄すればよいのだが、そうすると空気中に300 ppmも含まれている炭酸ガスもいっしょに反応してしまい薬品の消費量が膨大になる。このためアルカリ溶液のpHは12程度に設定されており洗浄法のみでは十分な効果を挙げるができない。イオン交換樹脂についても同様のことが言えよう。活性炭吸着法は広範囲の臭気成分について非常に有効であるが、高濃度、大量の臭気を処理しつづけると活性炭の再生や取り換えが頻繁になり、かなりの費用がかかることになる。

A処理場で稼動している脱臭装置の性能を評価したものが図-2である。調査は脱臭装置の出口と入口、中間部で排気をサンプリングし、先と同様の分析方法で各成分の濃度を測定した。図-2には代表的臭気成分のみを示した。①、②は同じ装置の硫化水素を日を変えて測定したもので、①については原臭③、酸アルカリ洗浄後④、活性炭吸着後⑤、と処理が進むにつれて順調に除去されているが②については⑤で原臭よりも高濃度の硫化水素が発生しており、最終的な除去率も悪化している。脱臭施設ではこのようなことが起こり得るもので、洗浄工程で臭気成分濃度が上昇するのは洗浄液のpHが設定値からはずれたため吸収されていた悪臭成分が再放出されるものと思われる。同様の現象は⑤、⑥、⑦にも見られるがいずれの場合もcで最終的に除去されている。しかし酸アルカリ洗浄の段階ですでに臭気成分を除去しなくては活性炭の寿命が短くなってしまうので、本装置のpH制御法、気液接触法には改善の余地が多い。

⑧、⑨、⑩は原臭③、水洗浄後④、イオン交換後⑤、活性炭吸着後⑥の分析結果であり硫化水素、硫化メチルについては①～⑦と同様、紆余曲折を経て最終的にはDで除去されているが、トルエン⑩は活性炭吸着後に原臭より高濃度になってしまっている。トルエンなどの炭化水素類は活性炭に吸着され易いのだが、飽和に達する時間も早いいため、早めに破過が起きてしまう。

最後にこの処理場から発生する臭気の総量について述べてみよう。臭気発生源の評価には、T.O.E.

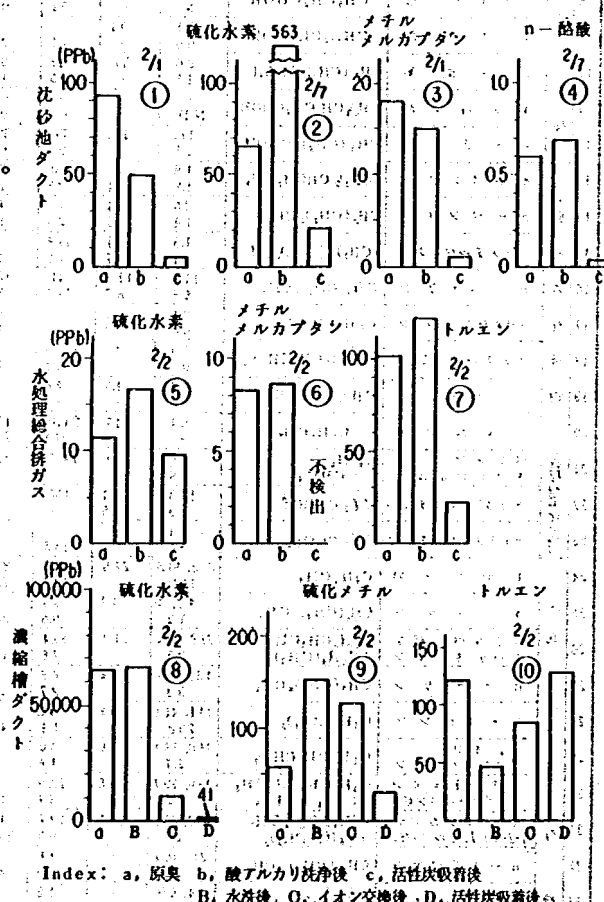


図-2 脱臭装置の効果

R, (臭気排出強度, Total Odor Emission Rate) が用いられており, これは臭気濃度 × 排気量Nm<sup>3</sup>/分  
で表わされる。表-2はA処理場

の各脱臭施設に導かれる臭気につ  
いてO,E,Rを求め, それを加えて  
T,O,E,Rを算出したものである。  
表によると脱臭装置を設けること  
でT,O,E,Rは $\frac{1}{6} \sim \frac{1}{3}$ に減少してい  
ることがわかる。経験的に言って  
T,O,E,Rが $10^5 \sim 10^6$ のオーダーの場合  
には, 臭気発生源から半径0.5~

表-2 A処理場のT,O,E,R

| 区分<br>季節<br>臭気<br>発生源 | 脱臭前<br>臭気濃度 |        | 脱臭後<br>臭気濃度 |      | 排気量<br>Nm <sup>3</sup> /分 | 脱臭前<br>T.O.E.R    |                   | 脱臭後<br>T.O.E.R    |                   |
|-----------------------|-------------|--------|-------------|------|---------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
|                       | 夏           | 冬      | 夏           | 冬    |                           | 夏                 | 冬                 | 夏                 | 冬                 |
| 沈砂池                   | 730         | 480    | 19          | 31   | 335                       | $4.5 \times 10^5$ | $1.7 \times 10^5$ | $6.4 \times 10^3$ | $1.0 \times 10^4$ |
| 水処理系<br>総合            | 980         | 98     | 55          | 17   | 540                       | $5.3 \times 10^4$ | $5.3 \times 10^4$ | $3.0 \times 10^4$ | $9.2 \times 10^3$ |
| 濃縮槽                   | 55,000      | 13,000 | 9,800       | 980  | 100                       | $5.5 \times 10^6$ | $1.3 \times 10^6$ | $9.8 \times 10^5$ | $9.8 \times 10^4$ |
| 洗浄槽                   | 410         | 410    | 10以下        | 10以下 | 170                       | $7 \times 10^4$   | $7 \times 10^4$   | $1.7 \times 10^3$ | $1.7 \times 10^3$ |
| 計                     |             |        |             |      |                           | $6.3 \times 10^6$ | $1.6 \times 10^6$ | $1.0 \times 10^6$ | $1.2 \times 10^5$ |

1.0 km 以内では悪臭苦情が生じることがあるがその頻度は少ないといわれている。

### 3. まとめ

A処理場は処理方式, 流入水質とも我国における典型的な中規模下水処理場であり, しかも現在の  
先端を行く脱臭装置をもっている。このように特殊な条件のない処理場では硫化水素, メチルメル  
カプタンが濃度と閾値の関係から主な臭気原因物質であり, これに硫化メチル, 2硫化メチル, 酪酸  
なども若干関与していた。このことは他の処理場の調査によっても裏付けられている。

臭気成分は脱臭装置によって除去されているが, 酸アルカリ洗浄やイオン交換樹脂だけでは不十分  
であり, 活性炭吸着を行なうことにより満足のものとなる。A処理場にある脱臭施設以外にも様  
々のタイプの脱臭施設があるが, 下水道施設の臭気のように含まれている臭気成分の種類が多く, 濃  
度の薄いものに対して十分な効果を挙げうるものは少なく, 今後は各脱臭装置の洗い直しが必要にな  
るであろう。

赤坂一雄 調査員

平瀬健司 監査員 (1)  
志賀英夫  
平瀬健司 監査員 (2)

## 23. 根固めブロックの水理特性に関する工学的検討

河川研究室 徳永敏朗

### §1 まえがき

河川の護岸前面の洗掘防止に用いられる根固工は最近、異形ブロックが多く用いられている。しかし、これらのブロックの機能評価等はいまだなされておらず、ブロックの工種選定・重量選定・敷設幅・敷設厚等は、主に経験的な判断が重視されているが、物理的現象に立脚した設計法の確立が望まれている。そのため、根固ブロックに関する技術基準を定める目的で本調査を行った。

### §2 ブロックの工種分類

異形ブロックの数は、数十種に及ぶ。それら全部のブロックについて、その機能を把握することは困難であるため、特性の類似したものの代表工種について調べる。そのため、ブロックの工種の分類を行った。

分類は主に形状と沈降形態によ、て行った。その結果を表-1に示す。

平面型は、その形状が平面に近く、沈降形態は、主に平面部を上・下面として静かに沈降する。長方形は、長軸方向を上・下面として、長軸方向を軸に回転しながら沈降する軸を中心として突起のてているものである。テトラ型は、テトラポッドを代表として、その形状がテトラポッドに類似したものである。三角錐型は中空三角ブロックを代表とする。各突起を結ぶ線が錐形に近い形を成すものである。三点支持型は三点が河道に接するものである。テトラ型・三角錐型・三点支持型の沈降形態は、一定面を上・下面とすることなく、ゆれながら沈降するものである。

### §3 代表ブロックについての各種実験

#### (1) ブロックの移動限界

##### 1) 実験方法

単体ブロックの移動限界

| 項目                   | 型                                                                                                | 平面型                                                                       | 長方形                                                                     | テトラ型                                                                    | 三点支持型                                                                   | 三角錐型 |
|----------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------|------|
| 工 種                  | ホロースクエア<br>イコ<br>三脚<br>カテナ<br>トリバー<br>DEPO<br>その他                                                | コーン<br>三連<br>その他                                                          | テトラポッド<br>四角錐<br>クリンガー<br>アステロイド<br>ツェーフ<br>その他                         | 六脚<br>六角<br>ジュゴン<br>その他                                                 | 中空三角<br>三柱<br>その他                                                       |      |
|                      | 層状に一般に敷設されるものが多い。層間はあまり行わない。                                                                     | 各方向に均等に沈降する方向を逆にする。沈降も可能である。                                              | 層状に一般に敷設されるものが多い。層間はあまり行わない。                                            | 層状に一般に敷設されるものが多い。層間はあまり行わない。                                            | 層状に一般に敷設されるものが多い。層間はあまり行わない。                                            |      |
| 根 固 工<br>としての<br>特 徴 | 重心が高く一般に転動に対して安定性が高い。<br><br>一般に層間摩擦が大きいため、安定性が高い。<br><br>一層間を多く敷設することで沈降防止効果が期待できる。沈降防止効果は高くない。 | 設置方向により転動特性は異なるが安定性は高い。<br><br>ブロックの端が鋭いため、安定性を保持している。<br><br>層間摩擦も可能である。 | 重心が高く一般に転動に対して安定性が高い。<br><br>設置方向により転動特性は異なるが安定性は高い。<br><br>層間摩擦も可能である。 | 重心が高く一般に転動に対して安定性が高い。<br><br>設置方向により転動特性は異なるが安定性は高い。<br><br>層間摩擦も可能である。 | 重心が高く一般に転動に対して安定性が高い。<br><br>設置方向により転動特性は異なるが安定性は高い。<br><br>層間摩擦も可能である。 |      |
|                      | ホロースクエア(27)                                                                                      | 三連(27)                                                                    | テトラポッド(27)                                                              | 六脚(27)                                                                  | 中空三角(27)                                                                |      |
| 代表工種                 | ホロースクエア(27)                                                                                      | 三連(27)                                                                    | テトラポッド(27)                                                              | 六脚(27)                                                                  | 中空三角(27)                                                                |      |
| 地被面積                 | 1.68 m <sup>2</sup>                                                                              | 1.98 m <sup>2</sup>                                                       |                                                                         | 1.59 m <sup>2</sup>                                                     | 1.63 m <sup>2</sup>                                                     |      |
| 水衝面積                 | 0.87 m <sup>2</sup>                                                                              | 1.25 m <sup>2</sup>                                                       |                                                                         | 1.59 m <sup>2</sup>                                                     | 1.59 m <sup>2</sup>                                                     |      |
| ブロック高                | 0.86 m                                                                                           | 1.29 m                                                                    | 1.42 m                                                                  | 1.43 m                                                                  | 1.45 m                                                                  |      |
| 重心高                  | 0.43 m                                                                                           | 0.43 m                                                                    | 0.49 m                                                                  | 0.71 m                                                                  | 0.92 m                                                                  |      |
| 水平重心位置               | 0.72 m                                                                                           | 0.50 m                                                                    | 0.75 m                                                                  | 0.71 m                                                                  | 0.92 m                                                                  |      |
| 移動限界係数               | 4.2 %                                                                                            | 3.7 %                                                                     | 3.3 %                                                                   | 3.8 %                                                                   | 3.6 %                                                                   |      |
| 沈降に対する沈降係数(沈降)       | 1.03                                                                                             | 0.77                                                                      | 0.50                                                                    | 0.55                                                                    | 0.55                                                                    |      |

表-1 工種別機能一覧表

長さ20m、幅60cmの鋼製可傾水路に $d_n = 1.4mm$ の河床材料を敷設して、水路中央付近に4トンブロックの25分の1の模型（テトラポッド・中空三角ブロック・三連ブロック・六脚ブロック・ホロースケアー）を置き、水を流して、ブロックが滑動および転動する限界時の流速を測定する。実験は5～15回行い、移動限界時の流速はその単純平均値とする。

ブロックが群になったときの流速低減効果・遮蔽効果測定実験（ $K_1$ の測定）

先の実験と同じ水路の固定床上に、ブロック群を噛み合わせ、ひ、かかりのない状態で敷設し、単体ブロックの移動と、ブロック群の中の単体ブロックの移動限界時の流速を比較する。

ブロック群の噛み合わせ効果測定実験（ $K_2$ の測定）

ブロックに細糸をとりつけ、その細糸をバネバカリと接続し、バネバカリを水流方向と考えられる方向に引張り、単体ブロックの場合と噛み合わせの効いたブロック群中のブロックの移動に要する力を測定し比較する。測定は、ブロック群中の同一ブロックにつき3～8回程度、各所のブロックについて行った。

## 2) 実験結果

ブロック一辺の長さ $\ell$ 、ブロックの空気中の重量を $W$ 、流れ方向のブロック投影面積を $A$ 、ブロックに作用する動水圧を $P$ 、抗力係数を $C_D$ 、水の単位体積重量を $\gamma_w$ 、ブロックに作用する流速 $v$ 、水中におけるブロックの重量 $W_w$ 、ブロックが滑動する時のブロックの河床との間の摩擦係数を $\mu$ とすると、 $W = K\ell^3$ 、 $A = C\ell^2$ 、 $P = C_D \gamma_w A v^2 / 2g$ 、 $P = \mu W_w$ 、 $W_w = (1 - \gamma_w/\gamma_b) W = (1 - \gamma_w/\gamma_b) K\ell^3$ 、 $W = [C_D \gamma_w C / \{2g\mu(1 - \gamma_w/\gamma_b) K\}]^3 K v^6$  で表わされる。さらに群の効果を検討すると、 $K_1$ は流水に当てる面積 $A$ が群中では $K_1 A$ になる効果であると解釈でき、 $K_2$ はブロック単体の河床面とのマサツ係数 $\mu$ が群の場合に単体よりも大きくなる効果を表わすものであると考えれば、群中ブロックの滑動に対する移動限界は、 $W = [C_D \gamma_w C K_1 / \{2g\mu K_2(1 - \gamma_w/\gamma_b) K\}]^3 K v^6$  で表わされる。以上の方法で整理を行い、模型ブロックでの結果を実物大のブロックに換算し直した結果が図-1である。単体ブロックで最も移動しにくい結果とな、たのは、平面型のホロースケアーであり、以下、六脚・三連・中空三角・テトラポッドの順である。図-2は、群になった場合の効果を如味した三連ブロックの例である。他のブロックは各々異なる効果を示しており、流速低減・遮蔽効果の最も顕著なものは、中空三角ブロック、噛み合わせ効果の最も顕著なものは、六脚ブロックという結果を得ている。

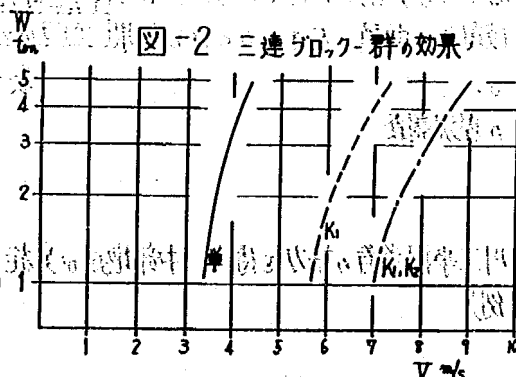
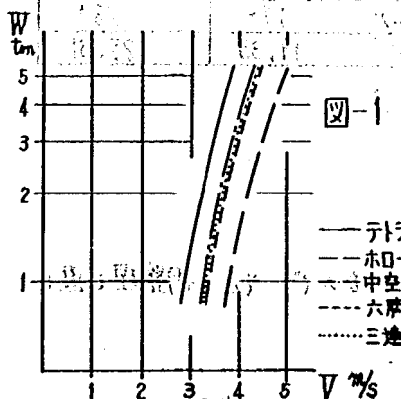


表-3

| ブロック名   | $K_1$ | $K_2$   |
|---------|-------|---------|
| 三連      | 0.357 | 1/0.159 |
| 中空三角    | 0.224 | 1/0.220 |
| ホロースケアー | 0.251 | 1/0.782 |
| 六脚      | 0.246 | 1/0.667 |
| テトラポッド  | 0.599 | 1/0.914 |

## (2) ブロックの粗度

### 1) 実験方法 (調査方法)

#### テトラポッドの場合

長さ20m、幅60cmの勾配可変型の鋼製水路で、ブロックを床固のように水路一面に敷設し、ブロックの敷設型式4種類、水深5～8ケース、勾配6種類に変えて、等流で測定を行った。

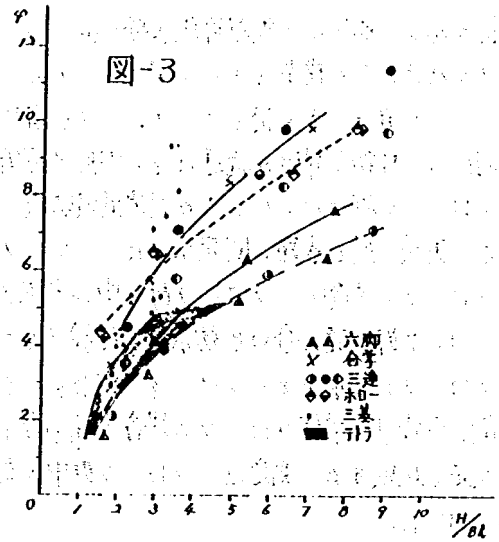
#### 他のブロックの場合

北海道開発局で行った実験結果並びに早稲田大学で行った実験を整理し直した。

### 2) 結果

粗度の計算に用いる水深は全て河床を基準とした。

結果は図-3である。ここに  $\varphi = u_m/u_*$  ( $u_m$ : 平均流速,  $u_*$ : マサツ速度),  $H$ : 水深,  $B_t$ : ブロック高である。図によると、ホロースケアーと合掌ブロックは六脚ブロックに比べ粗度は小さい。テトラポッドはホロースケアー・合掌ブロックと六脚ブロックの中間ぐらいである。なお、三連ブロックは他の工種で見られる粗度の値の範囲に広く分布している。三基ブロックとテトラポッドの場合は勾配によらず、 $H/B_R$  の変化に伴い  $\varphi$  の値は大きく変化する。一般に、ブロックの厚さが大きくなると  $\varphi$  は小さくなる傾向がある。



## (3) ブロックの吸い出し防護効果

### 1) 実験方法

長さ20m、幅60cmの勾配可変型鋼製水路に模型ブロックを床固状に敷設し、ブロック群下の河床材料が吸い出されるのを、同地点で1分間に4～5回舞い上がる時の水理量を把握した。ブロックの敷設状態は2～4種、水深は2～5ケースに変え、疑似等流状態で実験を行った。

### 2) 実験結果

実験結果を表-3に示す。これによると、平型のホロースケアーの効果が最も高い。テトラポッドでは、敷設方法を2種類としたが、効果に若干の差が認められている。ブロックによらず河床材料を被覆する面積の大きいものほど効果が

| ブロック名    | 1 層              | 2 層              |
|----------|------------------|------------------|
| ホロースケアー  | $u_m/u_* = 30.2$ | $u_m/u_* = 42.3$ |
| 三連ブロック   | 21.2             | 22.5             |
| 六脚ブロック   | 22.1             | 30.3             |
| 中空三角ブロック | 17.4             | 28.5             |
| テトラポッド   | 19.33            | 25.31            |

表-3

## §4 根固ブロックの現況調査

### (1) 調査方法

#### 1) 施工例調査

昭和48年に全国の河川工事担当者の協力を得て、中部地建が実施したもので、それを再整理し直したものである。(806例)

#### 2) 被災例調査

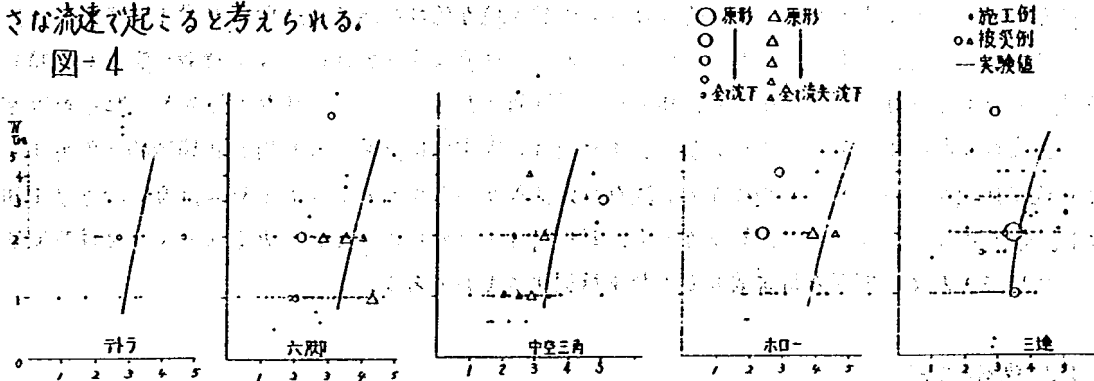
昭和53年に施工例と同様に、災害復旧措置が行われたもの又は、流失・大きく変形したものに

いて、アンケートを実施したものである。(149例)

## (2) 調査結果

調査結果の1例として、施工例・被災例について、その地点の計画高水時並びに被災洪水時の断面平均流速と、使用ブロック重量と、先の実験結果に併記する(図-4)。これによると、施工例の多くは、単体ブロックの移動限界値以下の所に敷設されており、被災例も移動限界値付近に多い結果となっている。被災例とブロックの移動限界値を比較すると、テトラポッドの場合は、移動限界が実際は、より大きな流速で生じるものと推測される。また、ホロスケーアの場合は、移動限界が若干小さな流速で起こると考えられる。

図-4



## §5 河道分類と根固工法

河道の状況と河川の蛇行特性、河床形態の特性は密接な関係があり、そこに敷設される根固工も河床に適用したものでなければならぬ。そのため、主に地形特性からみた分類ごとに各河道を分け、そこに敷設されている根固工の特徴を整理してみた。

まず、河道分類は、扇状地河道・中間地河道・三角洲河道に分けた。扇状地河道はその特徴として、扇状地を形成し、河床材料は礫を主体とする。そして河床勾配が大略  $1/300$  より急である。中間地河道は、自然堤防を沖積平野に形成し、河床材料は砂を主体、河床勾配が  $1/300 \sim 1/2000$  程度である。三角洲河道は三角洲を形成し、河床材料がシルトを主体とし、河床勾配が大略  $1/2000$  程度以下である。それに敷設される根固工の特徴は、施工例から調べてみると、扇状地河道では、平面型や長方形のものが多く、一層で層積・結線されており、敷設幅や重量も中間地河道に比べて大きい傾向がある。中間地河道では、乱積や結線されおらず、長方形や三点支持型のものが相対的に多い。重量も  $1 \sim 2$  トンのものが多用されている。そして、中間地河道から三角洲河道へと移行するに従い、施工地点の水深も増加し、河床材料も粒径が細くなることから、根止矢板の施工と結線のない乱積が多用される傾向が増加している。

§6 おとがき 根固工の技術基準作成に向けて、基礎的な調査を実施した。その中で、施工例の調査についてもその実験ケース数が少なく、かつ、施工事例の調査についてもより多くの調査を必要とするため、断定的にブロック類の機能評価を行うにはまだ問題が多々あることをことわっておきたい。今後この調査成果をもとに、より詳細な現地施工例の分析を行って、根固ブロックの機能評価を行うこととした。

## 24. 円柱に作用する波力の現地観測

海岸研究室 山口 修

### 1. まえがき

海洋構造物の部材として円柱が多く使用されており、作用する波力はMorisonの式に基づいて慣性力と抗力の和として表現される。その際には質量係数や抗力係数の適切な選定と水粒子の速度や加速度の正確な算定が前提である。しかしながら、これらの諸量は波の条件によって複雑に変化し、特に浅海域においては波の浅水変形のために現象が一層複雑になることから、係数の選定や水粒子の速度及び加速度の算定にはとまどうことが多い。本研究は、浅海域に設置された円柱状構造物に作用する波力の現地観測から得られた実測波力と、既往の理論式から算定される波の水粒子速度や加速度を用いてMorisonの式から計算される計算波力とを比較検討することによって、これまで主として模型実験によって検証されてきた波力計算式の妥当性を検討するものである。

### 2. 現地観測の概要

現地観測は茨城県阿字が浦海岸の土木研究所浜砂観測用橋樑で実施した。この地点は太平洋に面した海域であり、荒天時には橋樑の少し先端から砕波帯となる。したがって、得られた観測データの中には砕波帯内のものが数多く含まれている。海底勾配は橋樑から1km程度沖合までの深浅測量の結果では1/90～1/110程度である。水深は潮位表による大洗の推算潮位と橋脚付近の局所浅屈を考慮に入れて決定した海底面から求めており、4～55m程度である。

現地観測において使用した測定装置は流速計と波高計、それに波力計である。波力計は16個の波圧計と波圧加算装置から構成されており、16個の波圧計は等間隔で波圧計装着ベリトに装着して橋樑先端の橋脚に円周方向に取付けてある。波力の測定方式は、これらの16個の波圧計からの出力を波圧加算装置によって加算し、その合力として計り波力を測定するものである。測定に使用した波圧計は直流差動トランス型の波圧計であり、定格波圧は2kg/cm<sup>2</sup>、固有振動数は約300Hz、受圧面の有効径は98mmである。各波圧計からの出力信号は通信ケーブルによって観測室まで伝送され、波圧加算装置にX力とY力が入るが、この加算装置は各波圧計からの出力信号を、波圧計に固定した絶対座標で水平方向のX軸とY軸に分解したあと、全チャンネルにあたって加算し、 $\sum X$ と $\sum Y$ の2成分として波圧合力を出力させるものである。各波圧を加算する場合には約500Hzの応答特性をもつローパスフィルタを通して加算するため、各波圧計間の同時性については問題ないと考えられる。なお、波高計は抵抗線式波高計を、流速計はX-Y2成分型の電磁流速計を使用した。図-1は各計測装置の取付状況と測定の座標系を示す。図からわかるように各測定装置は同一箇所に取付けず、流速の測定位置と波力の測定位置とは約70m程度ずれている。これは測定地点が砕波帯であり、砕波による強大な波力から装置を保護するため取付施工上の問題からである。なお、観測期間の1978年9月～11月の3ヶ月間には、現地観測は1978年9月～11月の3ヶ月間にあたって実施した。観測時間は毎日数時30分間である。

### 3. 観測データの整理方法

解析デックを終了する際には、テープマボード23インチ/分で記録された観測データを1/6インチ/秒で再生して5チャンネル（波高、流速（2成分）、波力（2成分））の準同時A/D変換を行ない、解析データとした。1観測回当りのデータ数は2048個、サンプリングタイムは0.3125秒、したがってデータ長は約11分である。観測データの中には破波に近い場合のデータも含まれておりため、サンプリングタイムの決定には注意を要したが、観測データをシンクロメーターに出かさせ波形をチェックした結果衝撃的な波形は生じていないことが確かとなったこと、波力のピーク値は0.3125秒と0.1秒の場合を比較してもほとんど一致したこと、何でも問題ないかと判断した。

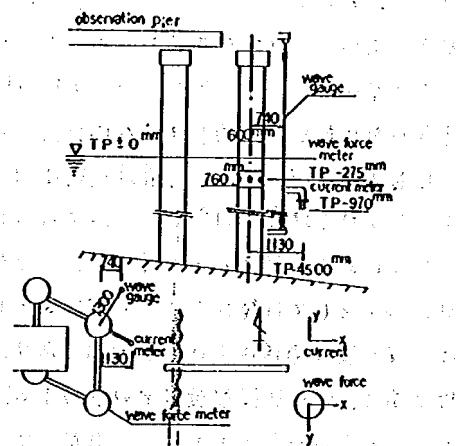


図-1 観測状況図(円柱に作用する波力の現地観測)

波力は前述のように $\Sigma X$ ,  $\Sigma Y$ の2成分で出力されてゐるため、各々の出力値をベクトル合成して、波の一波一波に対応した土のピーク値もとリ、波力として定義した。水粒子の速度も同様に水平2成分で出力されるため、波力と同様な方法で処理を行つた。波高は波力と流速のX-Y出力値からそれぞれの作用方向を求め波高を算定した。

#### 4. 観測データの解析方法

観測データの解析は、1) 波と波の水粒子速度との関係、2) 波と波力の一波-波の関係、3) 波と波力の特性量との関係、4) 波カスペクトルの特性、の4点について主に検討した。

ここで水粒子速度や加速度の算定式としては微小振幅波理論と有限振幅波理論によるものを用いた。有限振幅波理論としては現地の波の状況を比較的正確に表現しうると考えられる Laiton による第二近似解のクノイド波理論<sup>2)</sup>を使用した。但し、以上の計算にあたっては、質量係数 ( $C_M$ ) と抗力係数 ( $C_D$ ) は通常の設計に用いられる  $C_M = 2$ ,  $C_D = 1$  を使用し、Morison の式によって波力を計算した。またクノイド波による水粒子の加速度の算定にあたっては、慣性項を無視している。なお波力スペクトルの計算には FFT 法を使用した。

5.観測データの整理結果

図15は、波と波の水粒子速度の関係である。図中の水粒子速度の計算値は式(10)から算出されたものである。図16は、波の水粒子速度を測定した目的は波力計算式に用いる水粒子速度をも手に入れたためであるが、前述の理由により波力計より約70cm低い位置で測定したことが、波の水粒子速度の鉛直分布特性から、波力計設置付近における速度より大分小さいものを観測したことになる。図一2は、クノイド波による水粒子速度の計算値と実測値の比較である。ここで示した値は水粒子速度( $U$ )を $\sqrt{gh}$ ( $g$ :重力加速度、 $h$ :水深)で無次元化した値 $U/\sqrt{gh}$ で示している。横軸は実測値、縦軸は計算値である。

図-2において波力の計算に用いた波は有義波である。ここでは有義波高・周期と流速の有義値を与える波高・周期の平均値はほぼ一致することが確かめられているので特性量間の相互比較をそのまま行った。計算に用いた資料は約1通間の間に得られた約82観測回のものであり、有義波高は1.3~19m、有義波周期は5.9~10.0秒である。解析結果によれば水粒子速度を測定した水深では微小振幅波による計算値とクノイド波による計算値とは大差なく、しかも実測値とはほぼ一致しているが、傾向としては幾分クノイド波によるものがよいようである。これは一浪一浪の関係においても同様であり、平均波、1/10最大波でも同様である。波力計設置位置での水粒子の速度は微小振幅波よりもクノイド波の方が一般に大きく、したがって、当然ながら波力の計算値はクノイド波の方が大きくなる。

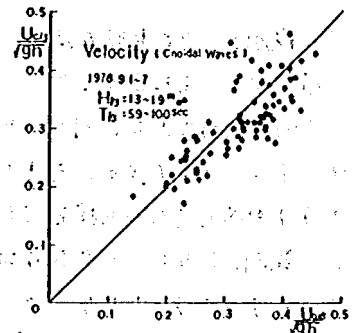


図-2 実測値と計算値の比較  
(水粒子速度)

### 5.2 波と波力の一浪一浪の関係

波による波力には波の水粒子速度と同様、鉛直分布があり、通常静水面付近が最も大きくなる。波力計はTP=27cmであり、潮位はTP=50~50cm程度で変化するため、波力計は潮位によっては海面上に出る場合もある。したがって、同程度の波浪条件でも潮位によって波力は大きく異なることになる。ここでは不規則素波を一浪一浪の単一浪とみなして、個々の波による波力を計算した結果と実測値を比較している。また、ここでは部分波力(F)も $\rho g D^2$  ( $\rho$ :海水の密度、 $g$ :重力の加速度、 $D$ :円柱の直径)で無次元化した $F/\rho g D^2$ で両者も比較している。以下の図においては横軸が実測値、縦軸が計算値である。

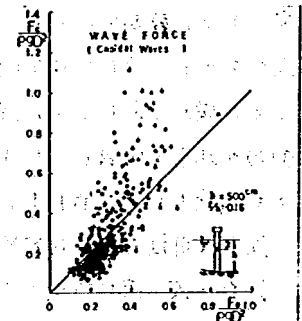


図-3 実測値と計算値の比較  
(一浪一浪)

図-3は $h/D=0.16$  (静水面から波力計設置位置までの距離が水深)のときに波力計が位置していた場合の実測値と計算値の比較である。微小振幅波による場合でも、計算値と実測値は比較的一致しているが、計算値の方が少し小さい。図-3はクノイド波による計算値であるが、 $F/\rho g D^2$ の値が0.4程度から実測値より計算値の方が大きくなる。一般にクノイド波を用いて波力を計算すれば、波高が大きく周期が短い場合には微小振幅波によるものよりもかなり大きくなる。

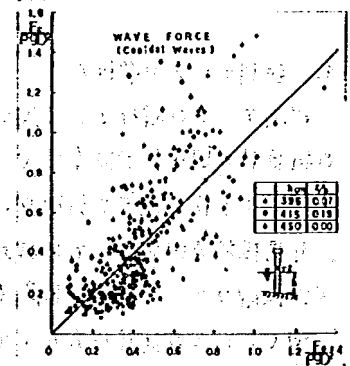


図-4 (一浪一浪)

図-4は波力計が静水面付近もしくはそれ以上に位置していた場合の解析結果である。微小振幅波による計算値は静水面付近では実測値よりもかなり小さいが、クノイド波によるものはバラツキは大きい。全体的にみれば実測値とかなり一致している。したがって、円柱に作用する全波力を求める場合には静水面付近に最も大きい波力があることを考えれば、クノイド波による波力の計算値でかなりの程度一致するものと考えられるが、微小振幅波では実際より大分小さい値になるものと推定される。

### 5.3 波と波力特性量の関係

波と波力の特性量間の比較は波力に抗力による非線形効果が含まれるために簡単ではない。しかしながら、ここで使用した資料においては有義波と波力の有義値を与える波の平均値とは波数が100波前後と少ないこともあって、波高周期ともほぼ一致していることが明らかとなった。したがって、両者の間に分布の違いはあっても、有義値相互間の比較を行なうことは可能であり、その比較を行なったのが図-5である。図-5はクノイド波によるものである。波力計算に用いた資料は、波高0.7×2.2m、周期5.1〜0.3秒の有義波である。図-5からわかるように、微小振幅波によるものは相対的に実測値より小さく、クノイド波によるものは $5/100D^2$ が約0.5以上になると多少計算値の方が大きくなってはいるが、全体としてはよく一致している。この傾向は平均波でも同様である。1/10最大波になると確率分布の影響が表われるため、直接的な比較はできない。このように、不規則波もある規則波で代表させて対応する作用波力の計算を行なう際には、波高と波力の確率分布の違いを考慮した計算を行なう必要があるが、本研究で対象としたような波では波の有限振幅性を考慮すれば、一波一波の関係と同様に作用波力はかなりの精度で推定できると考えられる。

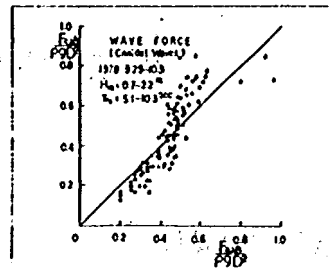


図-5 (有義値)

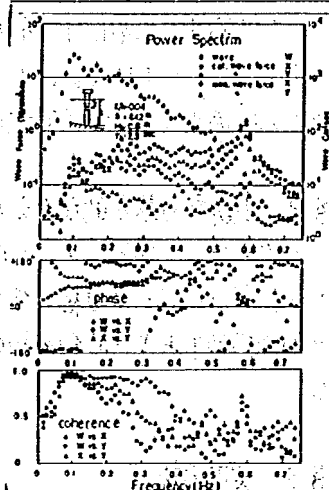


図-6 波と波力のスペクトル

5.4 波力のスペクトルと計算値の比較  
これまで述べたように本研究で対象とした波は有限振幅波として解析するほうが、微小振幅波として取扱うよりも実状に近いが、波の有限振幅性を取り入れた波力のスペクトル算定式は未だ提案されていざため、ここではBojmanらによる第二近似のスペクトル算定式を用いて、実測波力のスペクトルとの比較を行なってみる。図-6は波向を考慮して求めた計算スペクトルと実測スペクトルの比較の一例である。図からわかるようにコヒーレンスが高い周波数の範囲では実測及び計算スペクトルのエネルギー密度は概略一致しているが、 $\gamma = -0.04$ と波力計が静水面に近い位置に位置していたために実測値の方が計算値よりも少し大きくなっていく。また、波力スペクトルの全体的な形状については概略一致しているが、エネルギー密度は高周波側に移るにつれて計算値の方が実測値より大分大きい。しかしながら、高周波側においては波と波力のコヒーレンスが悪くなっており、したがって高周波側の比較はあまり意味がない。また、0.6Hz付近にみられるピークは橋脚からの反射波によるものと考えられる。したがって、本研究で対象とした浅海域における波にありても、Bojmanらによる波力スペクトルの計算式によって波力スペクトルの概略形状は推定可能である。

図-6は波と波力のスペクトル

波のエネルギー密度

## 6. 結論

本論文では時間的な制約もあって、観測データの一次的な処理結果を述べたに過ぎない。また、不規則波を対象としながら、確率的な観点からの解析は十分ではない。今後は波力の確率分布形をはじめとして、不規則波力の統計的な性質についても検討を行なう予定である。

## 25. スリット防砂ダムの土砂調節効果

防砂研究室 上原 信司

### §1. はじめに

土砂災害を未然に防止するとともに、下流河川区域において要求されている安全にしてより多くの土砂を供給するためには、水源部や河道部において防砂ダムによる有効な土砂調節作用が期待される。防砂ダムによる土砂調節効果をより積極的におこなうためにスリット防砂ダムを考え、その土砂調節効果を把握すべく、水理実験をおこなった。いくつかの知見を得たので、ここに報告するものである。

### §2. 本研究の基本的な考え方

本研究では、掃流域での土砂調節効果を研究することとし、二次元水路をもちいて大洪水（100年確率程度）によって堆積した土砂が次の中小洪水（10年確率程度）でどのように変化するか（土砂の量的調節効果および質的調節効果）、下流河床への影響等を水理実験によって調べることを目的とした。

### §3. 実験方法

使用水路は、幅0.6m、長さ10.9m、河床勾配1/30、片面アクリル板製の二次元水路である。水路下流部にスリットダムを設置し、水路上流端で給砂を行っている。流量は、100年確率程度の洪水の場合で23.7 l/sec、10年確率程度の洪水の場合で7.9 l/secである。

### §4. 実験結果および考察

#### 4.1 スリット部の閉そく条件

スリットダムが、通常の防砂ダム（以下カーズリットダムという）と相異なる点はスリット部にある。そこで、スリット部の閉そく条件を実験により求めたところ、粒度分布に関係なく、スリット幅に対する最大粒径の比で評価されることがわかった。すなわち、スリット部の閉そく条件式は、 $b/d_{max} \leq 1.5$  (1)

で示される。ここで、 $b$ はスリット幅、 $d_{max}$ は最大粒径、である。また、本実験に用いた粒度分布の領域では、 $b/d_{max} > 2.0$  の場合は、スリット部が閉そくしないことが判明した。

#### 4.2 量的調節効果に関する検討

##### 4.2.1 堆砂形状

(1) 堆砂勾配  
水理実験からスリット部が閉そくしない場合のスリットダムの堆砂形状は、スリットダム周辺と上流部とで異なり、図1のように示せる。そして、スリットダムに影響されるダム周

辺に間を除いた上流部の堆助勾配は、ノースリットダムの堆助勾配と、ほぼ平行となつた。

そこで、実験終了後の堆助勾配を動的平衡勾配とみなして平均粒径  $d_m$  と流助濃度  $q_1/q$  との関係として示したのが図-2である。

図-2によりスリットに影響されない上流域の堆助勾配は、粗度が一定であれば理論から求められるように平均粒径と流助濃度から求められる、ノースリットダムの堆助勾配と同様であることが判明した。

## 2) ダム周辺の堆助形状

スリットの有無によって堆助勾配が平行となる点(助堆の肩と呼ぶ)が存在するかどうか、土助調節効果に関係していると考えられるので、ダム周辺の堆助形状について検討した。

図-1においてP点の位置は  $P(x, z) = P(r_s, l_s)$ 、すなわち  $r_s/l_s = \tan(\theta + i)$  で示される。なお、原点はダム上流側のスリット底部においた。ここで、P点の位置が堆助に大きな影響を与えることがわかる。すなわち、 $r_s$  が大きいほどノースリットダムの堆助に近づく。そこでP点の固定に関する因子を考えてみる。

### ① せき上げ高による影響

スリットダムによるせき上げ高さをトービンソンの式を用いて検討してみる。

$$\Delta h = \alpha \cdot V^2 / 2g \cdot \{ (B/b)^2 - 1 \} \quad (3)$$

(3)式においてせき上げ高  $\Delta h$  および水深  $b$  を更替して  $\alpha$  を計算により求めた。係数  $\alpha$  と  $F_r$  数の関係を見たのが図-3である。スリット密度が同様の場合において、 $Q = 23.7 \text{ l/sec}$  の場合に  $\alpha$  はほぼ一定値を示しているが、 $Q = 7.9 \text{ l/sec}$  の場合には、ややばらつきが見られる。これは、流れの強さ ( $F_r$  数) が  $Q =$  (F数)

$23.7 \text{ l/sec}$  の場合に、図-3からもわかるように、ほぼ  $F_r = 1.5 \sim 1.7$  であるのに対して、 $Q = 7.9 \text{ l/sec}$  の場合には  $F_r = 1.0 \sim 2.1$  程度と広範囲にあるためと考えられる。また、流れの強さ  $F_r$  数とせき上げ高  $\Delta h$  の関係は明確ではなかった。

せき上げ高  $\Delta h$  と助堆の肩の高さ  $r_s$  の関係を調べたのが図-4である。図から  $r_s$  と  $\Delta h$  の相関が見られることから、助堆の肩の高さ  $r_s$  は、スリットによるせき上げ高  $\Delta h$  に関係していると考えられる。

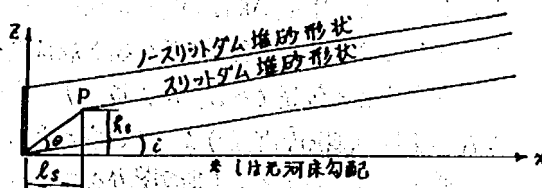


図-1

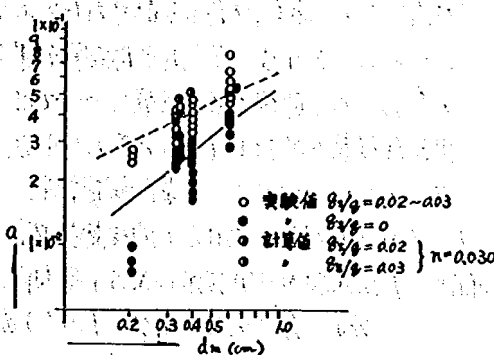


図-2

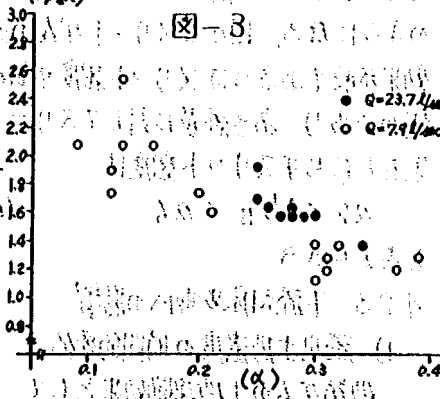


図-3

なため、せき上げ高  $\Delta h$  は(3)式により流量の関数として表現できるから、砂堆の肩の高さ  $h_s$  は流量によって変化すると仮定できる。ゆえに、ノースリットダムにおける調節効果よりは、この  $h_s$  の変化分に伴う流出流量にだけ多くの土砂調節がなされると考えられる。また、 $h_s$  と  $h_{s0}$  の関係を調べたところ、 $h_s$  が固定された状態で  $h_s$  の変動が行なわれていると考えられることから、量的な土砂調節効果を支配すると考えられる砂堆の肩の位置については、 $h_s$  が無関係で  $h_{s0}$  の変動そのものが土砂調節効果に重要な役割を果たしていると考えられる。

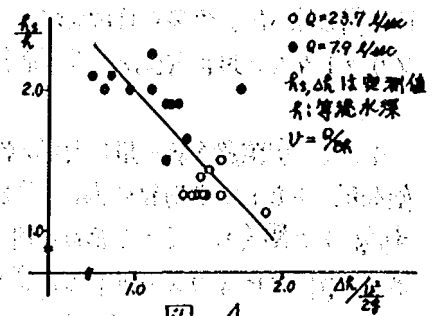


図-4

#### 4.2.2. スリット砂防ダムの量的調節効果

ノースリットダムにおける土砂調節量  $V_{c0}$  (単位水路幅当り) は、大洪水時における動的平衡勾配と、大洪水後の中小洪水による平衡勾配との差の積分値、すなわち、

$$V_{c0} = \int_0^L (a_0 x - a_1 x - b_1 x^2) dx \quad (4)$$

で表される。ここに  $L$  は、大洪水時の堆砂区域長である。

一方、スリットダムにおける土砂調節量  $V_c$  (単位水路幅当り) は、図-5における斜線部と考えられる。ここで  $a_1 \div a_2$ ,  $b_1 \div b_2$  と考え中小洪水後の堆砂形も簡易に  $z = a_2 x + C$  の形で表わすとすれば斜線部は、

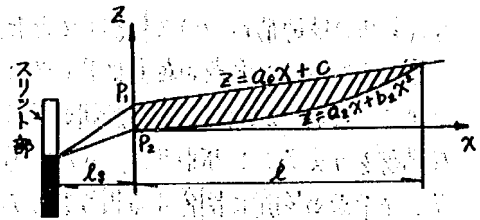


図-5

で表わされる。すなわち、ノースリットダムとスリットダムの量的調節効果の差は、 $(h_{sA} - h_{s0})L$  で表わされる。本実験では、ノースリットダムとスリットダムの調節量の比は、実験使用砂Ⅰ砂 ( $d_m = 3.3 \text{ mm}$ ) の場合で 1.23, 実験使用砂Ⅱ砂 ( $d_m = 2.08 \text{ mm}$ ) の場合で 1/6 となり、流下する流出土砂の粒度分布にかなり異なれば 20% 程度の調節量の増減となっている。

スリット密度別にスリットダムとノースリットダムの調節量を比較すると図-6 のようになる。図からスリットダムの調節効果が最もあるのはスリット密度が 0.4 の場合であり、ある流量に対してスリット効果をもたらすスリット密度は、

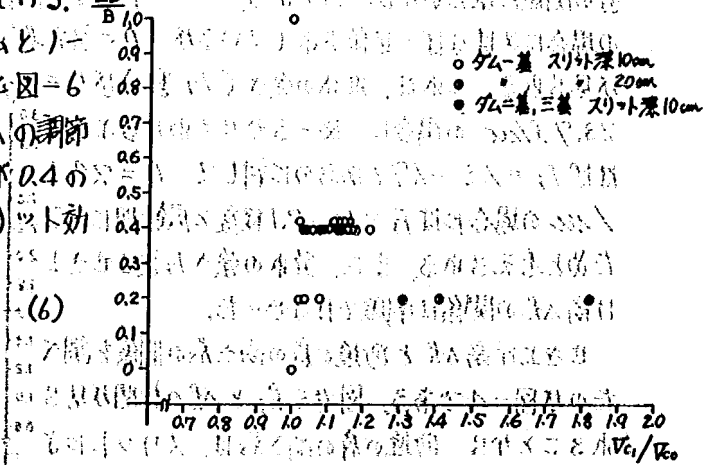
$$0.2 < \frac{z}{b} < 0.6 \quad (6)$$

と考えられる

#### 4.2.3 下流河床変動への影響

1) 流出土砂濃度の時間的な変化

砂防ダムの土砂調節効果として、安定した流量の下流に於いて、図-6 の調節効果



して土砂を流下させることがあげられる。そ

こで、流出土砂濃度の時間的変化を調べたの

が、図-7である。図-7から  $b/d_{max}=2.0$

2.5のスリットダムの場合より  $b/d_{max}=1.5$

のスリットダムおよびノースリットダムの場

合の方がピークカットの効果がある。また、

ピークまでの流出土砂濃度の増加割合  $ds/dt$

は、ノースリットダムおよび  $b/d_{max}=2.0$

2.5のスリットダムの場合は、 $0.08(\%/min)$

の増加であるのに対して、 $b/d_{max}=1.5$ のスリットダムの場合は、半以下の  $0.036(\%/min)$  の値で増加する。このために、流出土砂のピークが表れるのが遅くなる。また、ノースリットダムが通水初期に流出土砂がないのに対して、 $b/d_{max}=1.5$ のスリットダムは通水初期から流出土砂が認められる。

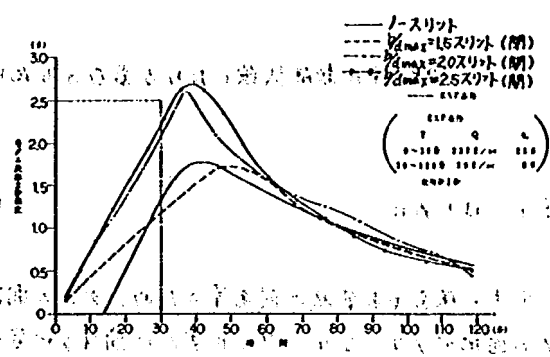


図-7

の増加であるのに対して、 $b/d_{max}=1.5$ のスリットダムの場合は、半以下の  $0.036(\%/min)$  の値で増加する。このために、流出土砂のピークが表れるのが遅くなる。また、ノースリットダムが通水初期に流出土砂がないのに対して、 $b/d_{max}=1.5$ のスリットダムは通水初期から流出土砂が認められる。

初期から流出土砂が認められる。

4.3 質的調節効果に関する検討

1) 大洪水による流出土砂の平均粒径と中洪水による流出土砂の平均

粒径の相違について調べてみたが、スリットダムの場合とノースリ

ットダムの場合の粒径の相違効果に関する差はみられなかった。

2) 図-8は、給砂のある中洪水を想定した実験の流出土砂の平均粒

径の時間的変化を調べたものである。実験ケースによって変化のし

かたは多少異なるが、給砂土砂と同程度の粒径の土砂が流出してい

ることがわかる。すなわち、中洪水でも流下能力にあった土砂が流

下では、スリットによるフルイ分効果は少ない。

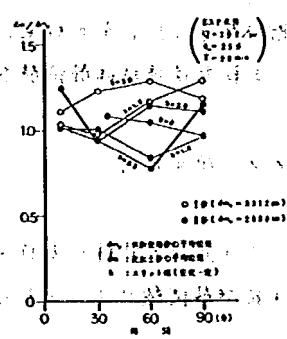


図-8

## §5 まとめ

従来、スリットダムの効果として「大洪水時には土砂を堆積させ、中小洪水時に流下させる」とい

うコントロール効果が言われていた。また、土砂のフルイ分効果も期待されていた。しかし、今回の

実験結果から量的調節効果を見ると、ノースリットダムに対して10~20%増程度であり、質的調節

効果もノースリットダムの場合と同程度であることが判明した。しかし、常時は堆砂域を空にしてお

く、いわゆる貯砂量を確保しておき、大洪水時には土砂を貯砂させるという効果は、中小洪水時に物

動可能な土砂の最大粒径を  $d_{1max}$ 、大洪水時に物動可能な土砂の最大粒径を  $d_{2max}$  としたとき、次

の2式、 $b/d_{1max} > 2 \sim 3$  (7)  $b/d_{2max} \leq 1.5$  (8) を満足させるスリット幅  $b$  をとることにより可能となる。そして、また、流出土砂の時間的変化を考え

ると、スリットを有するダムの方が下流河床にはより影響を与えたとする。ただし、実際に採用す

る場合には、大洪水後の土砂堆削等の管理体制が必要であり、かつ、構造物そのものの維持も必要で

あることが前提となる。

図-9 図-10 図-11 図-12 図-13 図-14 図-15 図-16 図-17 図-18 図-19 図-20 図-21 図-22 図-23 図-24 図-25 図-26 図-27 図-28 図-29 図-30 図-31 図-32 図-33 図-34 図-35 図-36 図-37 図-38 図-39 図-40 図-41 図-42 図-43 図-44 図-45 図-46 図-47 図-48 図-49 図-50 図-51 図-52 図-53 図-54 図-55 図-56 図-57 図-58 図-59 図-60 図-61 図-62 図-63 図-64 図-65 図-66 図-67 図-68 図-69 図-70 図-71 図-72 図-73 図-74 図-75 図-76 図-77 図-78 図-79 図-80 図-81 図-82 図-83 図-84 図-85 図-86 図-87 図-88 図-89 図-90 図-91 図-92 図-93 図-94 図-95 図-96 図-97 図-98 図-99 図-100

## 26. 凍結融解試験における岩石の劣化特性

地質研究室 加藤則男

§ 1. はじめに

国土の保全や水資源の開発等のため、ダムの需要がますます高まっている。一方、シクリートダムの適地が少なくなり、フィルダムに適する地質条件のところが多くなりつつあり、またフィルダムの材料や施工に関する研究が長足の進歩を遂げ、安全で経済的な建設が可能となつてきている。しかし、ローフ材の経年変化については研究も少なく、これまでの施工経験にたよつてゐるのが現状である。

地質研究室では岩石の劣化機構の研究に取り組み、ロック材、特にフィルムに張るリッ  
ブラップ材の選定にあたり、その試験基準および劣化の判定基準の作成を目標に研究を進め、きた。

研究は文献資料調査から始め、劣化機構の解明と劣化の程度を示す各種の物理的・化学的諸量の検討を行った。その結果、凍結融解試験による岩石の劣化促進試験が最も適することとが判明した。<sup>1)</sup>

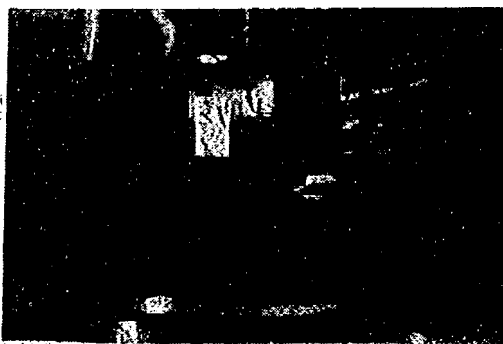
本報告は凍結融解試験を中心としたこれまでの研究成果をまとめたものである。

## § 2. 研究目的

フィルムに用いるロック材の耐久性の判定基準を作成するために凍結融解試験によって岩石の劣化特性を研究することを目的とする。

### § 3. 研究方法

温度とプログラムコントローラによる空気の循環式の恒温槽を使用し、周りの拘束力を一定にするために特製コップ容器中に直接500



長さ10cm程度の円柱形

字真一 凍結融解試驗機

供試体を入手し、下記条件下で凍結融解試験を行った。

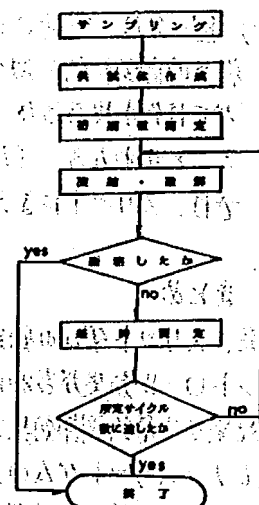
槽内最高(最低)温度:  $15^{\circ}\text{C}$  ( $-15^{\circ}\text{C}$ )

溫度上昇(降下)速度  $(30^{\circ}\text{C})/\text{時間}$

最高(最低)溫度持續時間      Z 時間

日当りサイクル教

4717ル



| 質問 調査                                                                 | 回答 調査                                                                         |
|-----------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------|
| 供給力の確保<br>手取、振込<br>振込、手取、振込、手取、振込<br>手取、振込<br>振込、手取<br>振込、手取<br>振込、手取 | 両方<br>(-)<br>——両方とも<br>(+)<br>(+)<br>(+)<br>(+)                               |
| ( ) 振込<br>振込、手取<br>振込、手取、振込、手取、振込<br>振込、手取、振込、手取、振込<br>振込、手取<br>振込、手取 | 振込、手取<br>振込、手取、振込、手取、振込<br>振込、手取、振込、手取、振込<br>振込、手取、振込、手取、振込<br>振込、手取<br>振込、手取 |

図-1 試験の進行図

図-1に試験の流れ図を示す。原則として週単位として1シリーズの測定を行うことになっているので、12サイクルに1回、あるいは36サイクルに1回の測定を行っている。さらに、引張強度との関係を求めるために初期測定時に非整形試料による点載荷試験を行った。また予備試験として寸法効果試験を行った。

#### §4. 研究結果

供試体の寸法が凍結融解試験の結果におよぼす影響をモルタル ( $g \approx 530 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E \approx 8.20 \text{ kg/cm}^2$ ) を用いて試験した (図-2)。モルタル供試体は1辺の長さが、3, 4.24, 6, 8.48, 12 cm、すなわち比表面積がそれぞれの倍々になるような立方体とした。図-2は縦軸に凍結融解のくり返しに伴う乾燥密度が低下する具合を直線回帰し、そのコウ配を横軸に比表面積を表わしたものである。

図-2によると供試体が大きくなるにつれ凍結融解は供試体の表面付近に限られ、M3とM4を境にして2本の直線で表わされる。したがって凍結融解試験に用いる供試体の1辺の長さは積度の面から4.24 cm以上、凍結融解作用の影響範囲から6 cm以下であることが望まれる。このことから本試験に用いる供試体はKDK-S 0502-1988に規定している範囲の中から直径5 cm、長さ10 cmとした。

岩石の劣化を示す指標として(1)化学的・鉱物学的指標と物理的・力学的指標がある(表-1)。前者は分析に時間や熟練を要するのに対し、後者は短時間に容易に試験ができ、土木地質分野では後者の方が都合がよい。

##### 1) 密度・有効間隙率、吸水率

密度や有効間隙率、吸水率は凍結融解試験のくり返しに解いて変化する。その経過は岩種の他性質によっても異なる(図-3は吸水率の経過、図-4は吸水率経時変化曲線、(礫岩))

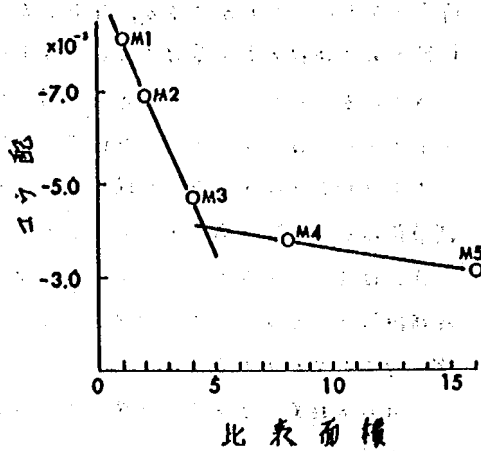
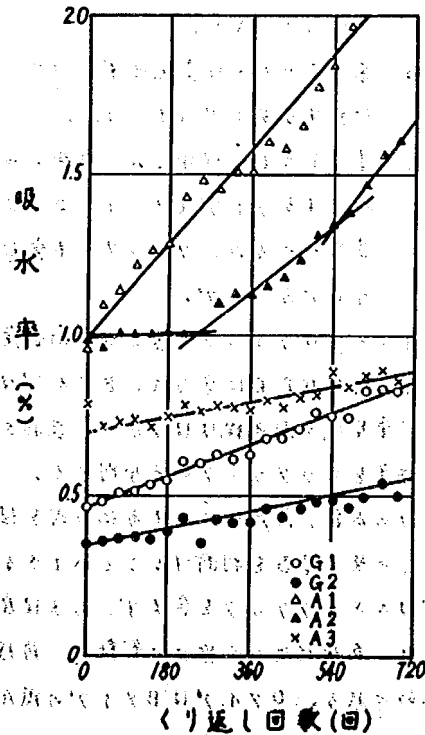


図-2. 比表面積と直線コウ配との関係

表-1. 劣化指標

| 化学的・鉱物学的指標 | 物理的・力学的指標     |
|------------|---------------|
| 風化ポテンシャル   | 密度、有効間隙率、吸水率等 |
| 化学的新鮮度     | 重量減少率         |
| 絶対的化学的新鮮度  | 弾性波伝播速度、動弾性係数 |
| 変質部量       | 圧縮強度          |
| 強熱減量       | 引張強度          |



時変化を表わしたものである。G2、A3とG1とを比較するとG2、A3ともクラックがなく、新鮮であり曲線の変化量は少なく、G1は供試体は新鮮であるが、クラックがあり凍結融解のくり返されうちにクラックが徐々食開くため前者に比べ吸水率の変化が大きい。しかしこれらのタイプの岩石は684サイクルを經過し、今後も崩壊には至っていない。

A1は初期状態から他に比較して高吸水率、低密度であり、風化が進行している岩石に見られ、試験開始時の重量が減少しているタイプで耐久性は小さく、崩壊が早い。

A2はA1に比較して密度が大き、マトリックスのしりも若干よいと思われるが、崩壊が凍結融解のくり返しがある時点までは吸水率は増大しないが、その岩石の限界を超えると急に崩壊が始まるタイプである。

これらの結果、この岩石に関してはG2タイプ（クラックの強度によって分割起こすもの）をのぞけば吸水率が10%以上になると劣化速度が加速され吸水率が増大し、崩壊を起すと考えられる。したがって吸水率の経時変化曲線を延長し、吸水率の10%ラインとの交点を崩壊開始点としておおよその判断ができると思われる。

## 2) 重量減少率

流紋岩の重量減少率曲線を図-4に示し、現在までに行われた流紋岩、礫岩、黒色片岩の重量減少率曲線を模式化したものが図-5である。

A: クラックがなく、基質等も劣化しないタイプ（5-5）。

B: 基質そのものは変化せずにクラックから分割するタイプ（5-1）。

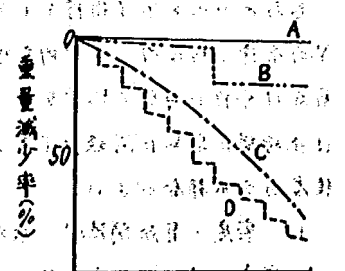
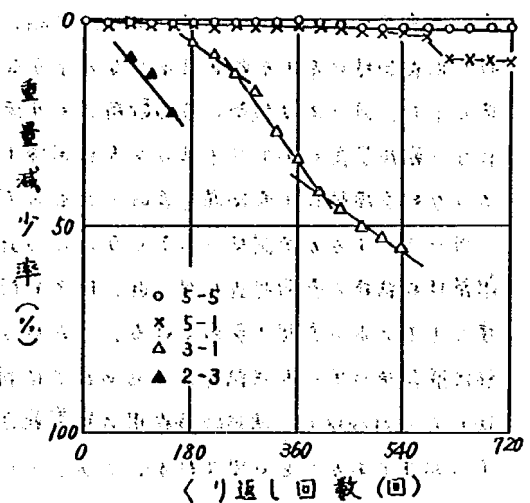
C: 基質そのものがゆるみ、表面から徐々に劣化するタイプ（3-1、2-3）。

D: 基質がゆるみ、クラックをも含む岩石に見られるタイプ。

Aタイプはクラックを含まない高密度、低吸水性の図-4の流紋岩の重量減少率曲線と吸水率の新鮮な岩石に見られ、Bタイプは新鮮な

岩石で重量減少率曲線はほぼ水平に表わされ、ある時点で最弱の強度をもつクラックから分割する。このような岩石はクラックの本数、強度によって劣化形式を推定でき、コンクリート等の使用可否を判断することができると思われる。Cタイプは大きなクラックを含まず、ある程度風化したものに認められ、表面付近から徐々に剥離し、曲線はなめらかな曲線で表わされる。DタイプはBタイプの風化したものに認められる。

(図4) 流紋岩の重量減少率曲線 (図5) 模式的重量減少率曲線



久性について考えると、Aタイプについては別段問題はない。C、Dタイプについては実験結果から、その崩壊開始時点および重量の減少傾向を総合判断して判定すればある程度の判定はできる。Bタイプについて、ロック材としての使用可否を検討する場合、そのクラックの入り具合（位置、本数、長さ）等に左右され、実験結果もある程度バラツキが生じることから、ある程度確率的な処理をし、評価することが望ましいと思われる。

### 3) 超音波伝播速度、動弾性係数

岩石やコンクリートは凍結融解をくり返しを受けると供試体中にクラック等が発生して伝播速度、共振振動数が減少する。凍結融解開始前の動弾性係数と各測定時の動弾性係数の比を動弾性係数比として、次式によって求める。

$$Ed = \frac{Ed_n}{Ed_0} \times 100 (\%)$$

ここに、 $Ed$ ：動弾性係数比、 $Ed_n$ ：各測定時の動弾性係数、 $Ed_0$ ：試験前の動弾性係数

図-6は動弾性係数とくり返し回数曲線である。岩石は初期状態付近において急激に動弾性係数が減少し、徐々に減少傾向は小さくなる。また、堆積岩（礫岩）と火成岩（輝緑凝灰岩）では初期共振振動数が同じであったにもかかわらず、前者の方が動弾性係数比の落ち込みが大きい。しかしながら、両者とも凍結融解試験の終了時に肉眼視すると開始前とさほど差は見えずとができた。劣化指標として動弾性係数比を使うことには問題はないが、コンクリートの凍結融解のように60%減少した時点（ASTM）

で耐久性を判定することは、岩石の場合、

岩種に（図）の通り異なるから岩種別に規定する必要がある。

### 4) 圧縮強度

一般に根拠は同一岩塊から直接測定される。岩石の場合は、直径5cm、長さ10cmの円柱供試体

を作成し、ASTMのコン

| 試料       | 超音波伝播速度 (m/sec) |     | 動弾性係数比 (%) |     | 圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> ) | 劣化率 (%) | 備考      |
|----------|-----------------|-----|------------|-----|----------------------------|---------|---------|
|          | 凍結前             | 凍結後 | 凍結前        | 凍結後 | 凍結前                        | 凍結後     |         |
| 白金+輝緑凝灰岩 | 3.8             | 3.8 | 100        | 98  | 2428                       | 6.0     | 処理後と異なる |
| 東洋+輝緑凝灰岩 | 2.5             | 2.5 | 100        | 96  | 214                        | 10.5    | 処理後と異なる |

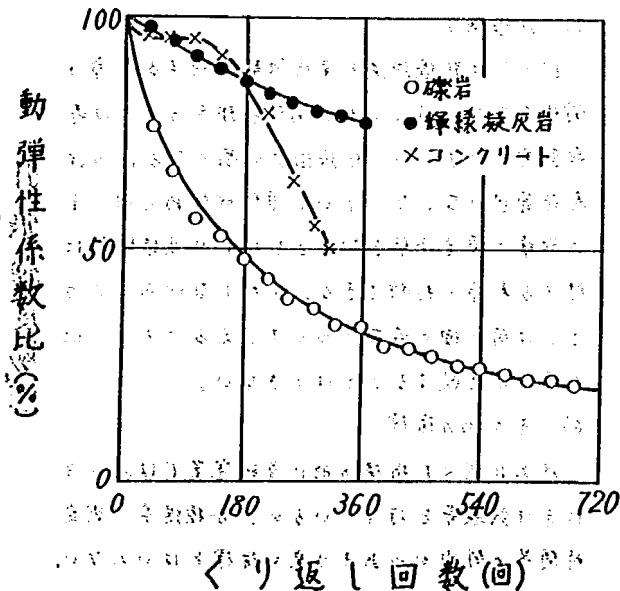


図-6 動弾性係数経時変化曲線

た、表-2は供試体の初期物理・力学定数であり、  
図-7はその低減率を示す。測定は0サイクルお  
よび適当なサイクル毎に5本ずつ圧縮試験を実施  
し、強度の低減率 $D_g$ は次によって求めた。

$$D_g = \frac{q_{4n} - q_{40}}{q_{40}} \times 100 (\%)$$

ここに、 $q_{4n}$ ：各サイクルの圧縮強度の平均値  
 $q_{40}$ ：初期の圧縮強度の平均値

この低減率と3)で述べた動弾性係数の減少傾向  
が非常に似ていることから、動弾性係数比によっ  
てある程度一軸圧縮試験を行わなくとも、圧縮強  
度が想定できると思われる。

#### 5) 引張強度

図-8に引張強度と凍結融解に対する寿命の  
関係を示す。図によると低引張強度のものは寿  
命範囲がせまいが、引張強度が高くなるにつれ  
寿命範囲が広がっていく傾向が認められ、その  
崩壊の頻度分布を知ることにより凍結融解に  
対する寿命が判断できる。(しかしながら、この  
ことは同一種の岩石についていえることで、他  
の岩石と比較することはできない。

#### 6) その他の指標

以上に述べた指標の他に当研究室では表-3  
に示す試験等を行っているが、各種誤差、測定  
時間等の制約からあまり良い指標とはいえない。  
ショア硬度に関していえることは、統計的にデ  
ータを処理するとはより引張り回数と平均値に

かなりよい相関をみることもできるのだが、かなりの打撃を行わなければ個人誤差が入り、

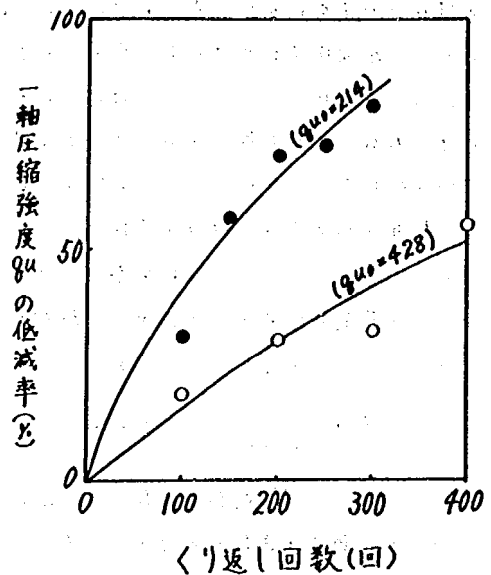


図-7 圧縮強度の経時変化

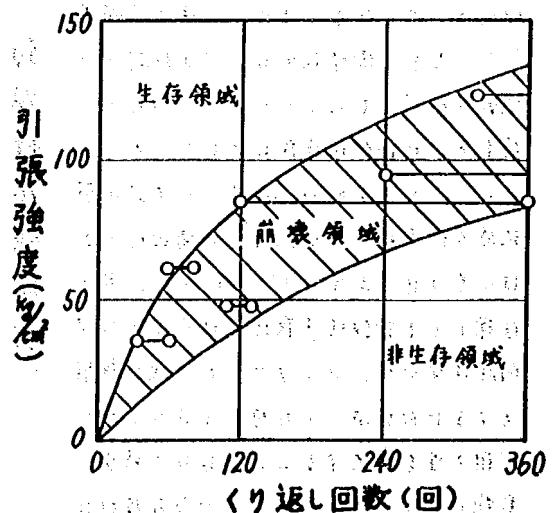


図-8 引張強度の違いによる生存分布

表-3 劣化指標を求めるための試験

| 試験名     | 表示方法                   | 指標としての優劣 | 考                                 |
|---------|------------------------|----------|-----------------------------------|
| ショア硬度試験 | ショア硬度平均値<br>→ くり返し回数曲線 | 良        | 試験は個人誤差が介入する恐れがあるが、簡便。            |
| 熱伝導率測定  | 熱伝導率減少曲線               | 良        | 測定に時間を要する。そのほか、試験設備も必要。           |
| X線透過率試験 | 透過率→くり返し回数曲線           | 否        | 現在写真(フィルム)に透過するもの、現像・焼付けによる誤差が多い。 |

よってシアー硬度試験に關しては、代表するタイプの中から3本程度ピックアップして試験することが妥当と思われる。

現在までに流紋岩、黑色片岩、礫岩の3種について凍結融解試験を行つてきており、岩石の劣化特性に關して明らかになつた点も少なくない。

- 以上のことから本年度中に岩石の耐久性試験基準(案)を作成する予定である。

- 1) 岡本隆一, 中村康夫, 加藤則男: ロック材耐久基準作成のための岩石試験, 土技資 Vol. 17, No. 12
- 2) 中村康夫: 第17回土木研究所発表会資料, 土研資料1415号 pp.27~32
- 3) 建設省: 土木試験基準(案) 上 pp.107
- 4) 根岸正充, 小林雄一: 凍結融解作用による岩石の強度低減率について, 応用地質学会昭和53年度研究発表会講演要旨集

|   |   |   |   |   |   |   |   |   |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |      |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 40 | 41 | 42 | 43 | 44 | 45 | 46 | 47 | 48 | 49 | 50 | 51 | 52 | 53 | 54 | 55 | 56 | 57 | 58 | 59 | 60 | 61 | 62 | 63 | 64 | 65 | 66 | 67 | 68 | 69 | 70 | 71 | 72 | 73 | 74 | 75 | 76 | 77 | 78 | 79 | 80 | 81 | 82 | 83 | 84 | 85 | 86 | 87 | 88 | 89 | 90 | 91 | 92 | 93 | 94 | 95 | 96 | 97 | 98 | 99 | 100 | 101 | 102 | 103 | 104 | 105 | 106 | 107 | 108 | 109 | 110 | 111 | 112 | 113 | 114 | 115 | 116 | 117 | 118 | 119 | 120 | 121 | 122 | 123 | 124 | 125 | 126 | 127 | 128 | 129 | 130 | 131 | 132 | 133 | 134 | 135 | 136 | 137 | 138 | 139 | 140 | 141 | 142 | 143 | 144 | 145 | 146 | 147 | 148 | 149 | 150 | 151 | 152 | 153 | 154 | 155 | 156 | 157 | 158 | 159 | 160 | 161 | 162 | 163 | 164 | 165 | 166 | 167 | 168 | 169 | 170 | 171 | 172 | 173 | 174 | 175 | 176 | 177 | 178 | 179 | 180 | 181 | 182 | 183 | 184 | 185 | 186 | 187 | 188 | 189 | 190 | 191 | 192 | 193 | 194 | 195 | 196 | 197 | 198 | 199 | 200 | 201 | 202 | 203 | 204 | 205 | 206 | 207 | 208 | 209 | 210 | 211 | 212 | 213 | 214 | 215 | 216 | 217 | 218 | 219 | 220 | 221 | 222 | 223 | 224 | 225 | 226 | 227 | 228 | 229 | 230 | 231 | 232 | 233 | 234 | 235 | 236 | 237 | 238 | 239 | 240 | 241 | 242 | 243 | 244 | 245 | 246 | 247 | 248 | 249 | 250 | 251 | 252 | 253 | 254 | 255 | 256 | 257 | 258 | 259 | 260 | 261 | 262 | 263 | 264 | 265 | 266 | 267 | 268 | 269 | 270 | 271 | 272 | 273 | 274 | 275 | 276 | 277 | 278 | 279 | 280 | 281 | 282 | 283 | 284 | 285 | 286 | 287 | 288 | 289 | 290 | 291 | 292 | 293 | 294 | 295 | 296 | 297 | 298 | 299 | 300 | 301 | 302 | 303 | 304 | 305 | 306 | 307 | 308 | 309 | 310 | 311 | 312 | 313 | 314 | 315 | 316 | 317 | 318 | 319 | 320 | 321 | 322 | 323 | 324 | 325 | 326 | 327 | 328 | 329 | 330 | 331 | 332 | 333 | 334 | 335 | 336 | 337 | 338 | 339 | 340 | 341 | 342 | 343 | 344 | 345 | 346 | 347 | 348 | 349 | 350 | 351 | 352 | 353 | 354 | 355 | 356 | 357 | 358 | 359 | 360 | 361 | 362 | 363 | 364 | 365 | 366 | 367 | 368 | 369 | 370 | 371 | 372 | 373 | 374 | 375 | 376 | 377 | 378 | 379 | 380 | 381 | 382 | 383 | 384 | 385 | 386 | 387 | 388 | 389 | 390 | 391 | 392 | 393 | 394 | 395 | 396 | 397 | 398 | 399 | 400 | 401 | 402 | 403 | 404 | 405 | 406 | 407 | 408 | 409 | 410 | 411 | 412 | 413 | 414 | 415 | 416 | 417 | 418 | 419 | 420 | 421 | 422 | 423 | 424 | 425 | 426 | 427 | 428 | 429 | 430 | 431 | 432 | 433 | 434 | 435 | 436 | 437 | 438 | 439 | 440 | 441 | 442 | 443 | 444 | 445 | 446 | 447 | 448 | 449 | 450 | 451 | 452 | 453 | 454 | 455 | 456 | 457 | 458 | 459 | 460 | 461 | 462 | 463 | 464 | 465 | 466 | 467 | 468 | 469 | 470 | 471 | 472 | 473 | 474 | 475 | 476 | 477 | 478 | 479 | 480 | 481 | 482 | 483 | 484 | 485 | 486 | 487 | 488 | 489 | 490 | 491 | 492 | 493 | 494 | 495 | 496 | 497 | 498 | 499 | 500 | 501 | 502 | 503 | 504 | 505 | 506 | 507 | 508 | 509 | 510 | 511 | 512 | 513 | 514 | 515 | 516 | 517 | 518 | 519 | 520 | 521 | 522 | 523 | 524 | 525 | 526 | 527 | 528 | 529 | 530 | 531 | 532 | 533 | 534 | 535 | 536 | 537 | 538 | 539 | 540 | 541 | 542 | 543 | 544 | 545 | 546 | 547 | 548 | 549 | 550 | 551 | 552 | 553 | 554 | 555 | 556 | 557 | 558 | 559 | 560 | 561 | 562 | 563 | 564 | 565 | 566 | 567 | 568 | 569 | 570 | 571 | 572 | 573 | 574 | 575 | 576 | 577 | 578 | 579 | 580 | 581 | 582 | 583 | 584 | 585 | 586 | 587 | 588 | 589 | 590 | 591 | 592 | 593 | 594 | 595 | 596 | 597 | 598 | 599 | 600 | 601 | 602 | 603 | 604 | 605 | 606 | 607 | 608 | 609 | 610 | 611 | 612 | 613 | 614 | 615 | 616 | 617 | 618 | 619 | 620 | 621 | 622 | 623 | 624 | 625 | 626 | 627 | 628 | 629 | 630 | 631 | 632 | 633 | 634 | 635 | 636 | 637 | 638 | 639 | 640 | 641 | 642 | 643 | 644 | 645 | 646 | 647 | 648 | 649 | 650 | 651 | 652 | 653 | 654 | 655 | 656 | 657 | 658 | 659 | 660 | 661 | 662 | 663 | 664 | 665 | 666 | 667 | 668 | 669 | 670 | 671 | 672 | 673 | 674 | 675 | 676 | 677 | 678 | 679 | 680 | 681 | 682 | 683 | 684 | 685 | 686 | 687 | 688 | 689 | 690 | 691 | 692 | 693 | 694 | 695 | 696 | 697 | 698 | 699 | 700 | 701 | 702 | 703 | 704 | 705 | 706 | 707 | 708 | 709 | 710 | 711 | 712 | 713 | 714 | 715 | 716 | 717 | 718 | 719 | 720 | 721 | 722 | 723 | 724 | 725 | 726 | 727 | 728 | 729 | 730 | 731 | 732 | 733 | 734 | 735 | 736 | 737 | 738 | 739 | 740 | 741 | 742 | 743 | 744 | 745 | 746 | 747 | 748 | 749 | 750 | 751 | 752 | 753 | 754 | 755 | 756 | 757 | 758 | 759 | 760 | 761 | 762 | 763 | 764 | 765 | 766 | 767 | 768 | 769 | 770 | 771 | 772 | 773 | 774 | 775 | 776 | 777 | 778 | 779 | 780 | 781 | 782 | 783 | 784 | 785 | 786 | 787 | 788 | 789 | 790 | 791 | 792 | 793 | 794 | 795 | 796 | 797 | 798 | 799 | 800 | 801 | 802 | 803 | 804 | 805 | 806 | 807 | 808 | 809 | 810 | 811 | 812 | 813 | 814 | 815 | 816 | 817 | 818 | 819 | 820 | 821 | 822 | 823 | 824 | 825 | 826 | 827 | 828 | 829 | 830 | 831 | 832 | 833 | 834 | 835 | 836 | 837 | 838 | 839 | 840 | 841 | 842 | 843 | 844 | 845 | 846 | 847 | 848 | 849 | 850 | 851 | 852 | 853 | 854 | 855 | 856 | 857 | 858 | 859 | 860 | 861 | 862 | 863 | 864 | 865 | 866 | 867 | 868 | 869 | 870 | 871 | 872 | 873 | 874 | 875 | 876 | 877 | 878 | 879 | 880 | 881 | 882 | 883 | 884 | 885 | 886 | 887 | 888 | 889 | 890 | 891 | 892 | 893 | 894 | 895 | 896 | 897 | 898 | 899 | 900 | 901 | 902 | 903 | 904 | 905 | 906 | 907 | 908 | 909 | 910 | 911 | 912 | 913 | 914 | 915 | 916 | 917 | 918 | 919 | 920 | 921 | 922 | 923 | 924 | 925 | 926 | 927 | 928 | 929 | 930 | 931 | 932 | 933 | 934 | 935 | 936 | 937 | 938 | 939 | 940 | 941 | 942 | 943 | 944 | 945 | 946 | 947 | 948 | 949 | 950 | 951 | 952 | 953 | 954 | 955 | 956 | 957 | 958 | 959 | 960 | 961 | 962 | 963 | 964 | 965 | 966 | 967 | 968 | 969 | 970 | 971 | 972 | 973 | 974 | 975 | 976 | 977 | 978 | 979 | 980 | 981 | 982 | 983 | 984 | 985 | 986 | 987 | 988 | 989 | 990 | 991 | 992 | 993 | 994 | 995 | 996 | 997 | 998 | 999 | 1000 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|

## 27. 新交通システム用舗装の摩耗試験

舗装研究室 末吉秀幸

### §1 まえがき

新交通システムなどの軌道が固定される部分の舗装は、一般の舗装より耐摩耗性、耐変形性に優れていることが要求される。舗装研究室では昭和49年度から大型回転摩耗試験機を用いて、種々の舗装の耐摩耗性についての試験を行ない、熱硬化性樹脂による樹脂舗装が耐摩耗性に優れていることと明らかにした。しかしながら、熱硬化性樹脂には種類が多く、樹脂舗装としての基準も統一がばらばらが見当らないので、昭和52年度からは、熱硬化性樹脂を用いた舗装の配合設計法および樹脂の選定方法などと明らかにするための試験研究を行なっている。その中で、前年度までの試験結果について報告する。

### §2. 研究方法

舗装の摩耗については、積雪寒冷地のチェーン等による摩耗と除けば、車両の通過、停止、発進の動作により起る摩耗が考えられる。これらと室内でシミュレートする様にしたものが大型回転摩耗試験機である。本試験機は、通常の道路における車両の通過、停止、発進の動作がほえるものであり、新交通システム用舗装の摩耗試験に適している。また、摩耗の促進を計るために、供試体とタイヤの間にすべりを発生させる研摩材としてエメリを散布している。昭和52年度は、樹脂の性状評価と主目的として、性状の異なる樹脂6種類を用いて、細粒度コンクリート(以下、細粒度)について試験を行なった。昭和53年度は、前年度試験結果と基に主として、引張強度に着目した3種類の樹脂とストリートアスファルト(以下ストアス)とをバインダーとして密粒度ギャップコンクリート(以下、密粒度G)、細粒度ギャップコンクリート(以下、細粒度G)および細粒度について、配合の違いによる摩耗性状の評価と目的とした試験を行なった。

表-1 骨材の一般性状

| 骨材名    | 6号砕石     | 7号砕石     | 粗砂     | 細砂     | 石粉      |
|--------|----------|----------|--------|--------|---------|
| 産地名    | 西多摩郡日ノ出村 | 西多摩郡日ノ出村 | 栃木県足利市 | 栃木県佐野市 | アクリス7-1 |
| 石質     | 砂岩       | 砂岩       | 川砂     | 山砂     |         |
| 比重     | 2.562    | 2.553    | 2.587  | 2.457  | 2.808   |
| 比重     | 2.620    | 2.553    | 2.586  | 2.511  | 2.805   |
| 比重     | 2.587    | 2.584    | 2.589  | 2.555  |         |
| 比重     | 2.629    | 2.576    | 2.576  | 2.576  |         |
| 吸水率(%) | 0.97     | 1.32     | 2.03   | 4.04   |         |
|        | 0.73     | 1.67     | 2.67   | 2.20   |         |

表-2 バインダーの一般性状

| 試験項目      |     | 52 年度    |          |            |         |            |         | 53 年度   |          |         |
|-----------|-----|----------|----------|------------|---------|------------|---------|---------|----------|---------|
|           |     | A        | B        | C          | D       | E          | F       | G       | H        | I       |
| 主 剤       | 比 重 | 1.8      | 1.14     | 1.16       | 1.13    | 1.10       | 1.17    | 1.12    | 1.11     | 1.11    |
|           | 粘 度 | 7,000cps | 2,000cps | 750cp      | 1,500cp | 1000cps    | 3,960cp | 650cps  | 1100cps  | 500cps  |
| 硬化 剤      | 比 重 | 1.1      | 1.18     | 1.05       | 1.12    | 0.95       | 1.00    | 1.00    | 1.00     | 1.07    |
|           | 粘 度 | 4,000cps | 5,000cps | 3,200cp    | 1,800cp | 10 cps     | 110cp   | 100cps  | 1,000cps | 350cps  |
| 配合率(主:硬)  |     | 2/1      | 1/1      | 3/1        | 1/1     | 80/13.8    | 65/35   | 100/20  | 100/35   | 100/50  |
| 可使用時間(分)  |     | 40       | 20(23%)  | 20~80(25%) |         | 40~50(23%) | 30(28%) | 55(23%) | 15(23%)  | 30(23%) |
| 引張強度(MPa) |     | 167      | 86       | 64         | 120     | 800        | 310     | 570     | 175      | 53      |
| 伸び率(%)    |     | 30       | 27       | 80         | 150     | 1          | 17      |         |          |         |
| バインダー比重   |     | 1.45     | 1.16     | 1.15       | 1.13    | 1.13       | 1.14    | 1.10    | 1.07     | 1.10    |

密粒度G④  
細粒度G④  
細粒度③と  
選び各々の

表-3 混合物性状及び試験結果

| バインダー<br>種別 | 混合物<br>種別 | バインダー<br>量(%) | 密度    | 空隙率<br>(%) | おしり量<br>(mm) | 平均おしり<br>量(mm) | バインダー<br>種別 | 混合物<br>種別 | バインダー<br>量(%) | 密度    | 空隙率<br>(%) | おしり量<br>(mm) | 平均おしり<br>量(mm) |
|-------------|-----------|---------------|-------|------------|--------------|----------------|-------------|-----------|---------------|-------|------------|--------------|----------------|
| A           | 相粒度       | 8             | 2.302 | 8.2        | 1.80         | 1.78           | G           | 密粒G       | 5.6           | 2.400 | 3.9        | 1.38         | 1.44           |
|             |           | 10            | 2.345 | 5.0        | 1.78         |                |             | 細粒G       | 6.6           | 2.393 | 3.3        | 1.50         |                |
|             |           | 12            | 2.320 | 4.5        | 1.76         |                |             |           |               |       | 1.76       |              |                |
| B           |           | 8             | 2.285 | 5.7        | 2.14         | 2.07           | H           | 粗粒度       | 6.8           | 2.358 | 3.8        | 1.51         | 1.64           |
|             |           | 10            | 2.285 | 7.5        | 2.17         |                |             |           |               |       | 1.43       |              |                |
|             |           | 12            | 2.287 | 2.9        | 1.80         |                |             |           |               |       | 1.25       |              |                |
| C           |           | 6             | 2.280 | 8.0        | 1.80         | 1.79           | I           | 密粒G       | 6.2           | 2.358 | 4.0        | 1.46         | 1.46           |
|             |           | 8             | 2.312 | 4.5        | 2.04         |                |             | 細粒G       | 7.1           | 2.361 | 3.3        | 1.70         | 1.70           |
|             |           | 10            | 2.268 | 4.0        | 1.52         |                |             | 粗粒度       | 8.0           | 2.315 | 4.2        | 1.34         |                |
| D           |           | 6             | 2.218 | 7.1        | 2.03         | 1.76           | ステス         |           |               |       |            |              |                |
|             |           | 8             | 2.231 | 3.4        | 1.84         |                |             |           |               |       |            |              |                |
|             |           | 10            | 2.244 | 3.0        | 2.01         |                |             |           |               |       |            |              |                |
| E           |           | 7             | 2.276 | 6.0        | 1.75         | 1.79           | I           | 密粒G       | 5.6           | 2.397 | 4.0        | 1.60         | 1.55           |
|             |           | 9             | 2.324 | 2.5        | 1.78         |                |             | 細粒G       | 7.3           | 2.365 | 3.4        | 1.81         | 1.87           |
|             |           | 11            | 2.271 | 2.4        | 1.79         |                |             | 粗粒度       | 7.0           | 2.355 | 3.7        | 1.92         | 1.45           |
| F           |           | 7             | 2.263 | 7.5        | 1.70         | 1.83           | ステス         |           |               |       |            |              |                |
|             |           | 9             | 2.247 | 5.9        | 1.76         |                |             |           |               |       |            |              |                |
|             |           | 11            | 2.223 | 4.6        | 1.83         |                |             | 細粒度       | 6.5           | 2.347 | 3.7        | 1.47         | 1.84           |

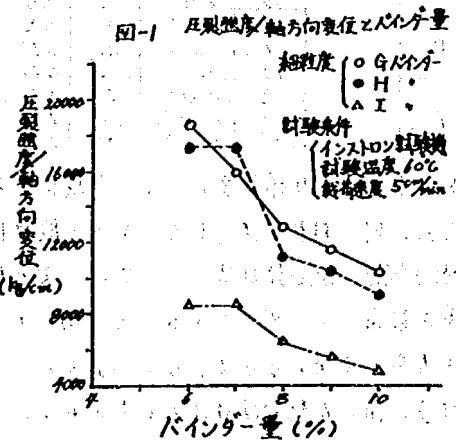
粒度の中央値を目標粒度として、合成粒度と決定した。使用骨材については、試験の共通性をもたせるために同一材料を使用した。その一般性状を表-1に、またバインダーの一般性状を表-2に示す。

樹脂舗装の配合設計法については、次の様な方法が考えられる。1) 骨材間けき率と有効空隙率との差を最適バインダーとする方法。2) アスファルト混合物と同様に、マーシャル試験により密度空隙率と考慮して決める方法。3) などがあるが、どちらも確実な方法とは言えない、このような意味で、樹脂舗装に適した配合設計法が要求される。52年度は、1)の方法により試験を行った、53年度は2)のマーシャル試験による配合法を試みた。試験に用いる供試体は50cm×30cm×5cm(縦×横×厚さ)で、試験機の回転ドラム(内径3m)の内面に18個の供試体と据えつける。供試体厚5cmのうち、下層3cmはコンクリート板とし、上層2cmと樹脂混合物とをこのように作成した。混合物作成では、アスファルトミキサーにより混合し、所定の密度が得られる方法で締固めた。作成した供試体の諸性状を表-3に示す。試験条件は、次の通りである。1) 試験用タイヤ(ラジアルタイヤ、空気圧2kg/cm<sup>2</sup>)、2) 輪荷重(237.5kg)、3) ドラム回転速度(20km/h)、4) タイヤ回転速度(22.6km/h)、5) すべり率(13%)、6) 注水量(60～120cc/min)、7) 研摩材散布量(30～50g/min)。この条件により、摩耗の進行が初期の2次曲線変化から直線変化に変わったと思われる400時間と目標に試験を行った。おしり量の測定は、ダイヤルゲージにより横断方向5mm間隔に2断面の表面形状とある時間ごとに測定した。

### 3. 試験結果

おしり量は混合物の空隙率に依存するであろうと予想し、配合設計を行う場合には空隙率に差をみたせた試験を行うことを計画した。しかし、A～Fバインダーの中には粘度には可成りの差があり、高い粘度のもの(A、B、D)では、アスコンから予想される空隙率範囲に締固めるとがむずかしい。バインダー量も決め難い状態になった。そこで、1段階として、混合物の密度が最大になるバインダー量をアスコンでいうOACとみなすこととし、他の水準は、OAC±2%と選んだ。試験したOACはAとB、CとD、EとFでそれぞれ1%ずつ差があり、粘度の高いものはバインダーを多く配合しなければならぬ傾向がうかがえる。この結果、バインダー量でも12%、空隙率でも4%、8.2%

と広い範囲の混合物ができた。これらとアスファルト混合物から類推すれば、バインダー量6~12%の配合では、空隙率は2~3%にすぎないが樹脂混合物では2.4~8.2%と範囲が大きく出た。これは、バインダー混合時(主剤+硬化剤)の粘度が、アスファルトの20~30倍と高い粘度で混合したため、締固めが十分でなかったものと思われる。したがって、高い粘度の樹脂を用いて混合物を作成するには、粘度をある一定水準にして混合、締固めを行わなければならない。G~Iバインダーによる配合は、マーシャル試験に基づき配合を試みた。混合に先立ちHバインダーの粘度が高いため骨材と60℃で加熱して、他のバインダーと等しくなるような粘度で混合した。マーシャル試験の結果、GおよびHバインダーは混合物の強度が高く安定度、フロー値と求めることができなかった。このため配合設計では、密度、空隙率、飽和度の3特性を用いて使用バインダー量を決定した。作成した混合物の強度確認のため圧裂試験を行った。圧裂試験は、混合物の引張強度と求めるために行われていたもので、強度と合わせて軸方向変位と求め、両者の比を求めることにより、 $S/P$ と同様に、材料のスティフネスの評価に結びつけられると思われる。図-1に圧裂強度/軸方向変位とバインダー量の関係を示す。試験結果より、樹脂混合物といえどもアスファルト混合物と同様にバインダーと多く配合すると強度の低下および変位の増加の傾向を示すことがわかった。



主バインダーは、マーシャル試験における安定度がもとまっていたので、両者と対比させるとマーシャル試験の約2.5倍が圧裂試験結果に合う傾向にあった。これより、マーシャル試験で安定度が最大、 $S/P$ が最少となるようなバインダー量の検索には役立つと思われる。走行時間毎の供試体の表面形状と図-2にまじり量と表-3に示した。まじり量と空隙率の関係では、両者と関連づけろには至らなかった。これは、樹脂混合物のように硬化後供試体となるものでは、空隙率のまじり量に与える影響は少ないことが推測される。まじり量の時間毎の推移を図-3に示す。この図より、まじりの進行状況を見ると100時間で全まじり量の約41%を占めており、初期まじりの大きいことがわかる。これは供試体表面の細粒分が摩耗して、粗骨材が試験輪通過位置に露現われてくるまでの時間と一致している。このため、まじり量の絶対量を評価するには、一定のランニング時間を与えて、その後の変化を見る必要がある。図-4は、まじり量と樹脂の引張強度の関係を示す。図より、樹脂

図-2 試験時間とまじり量

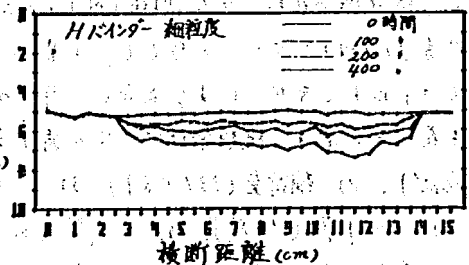
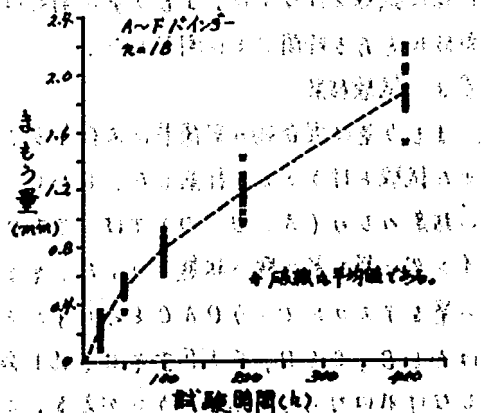


図-3 まじり量の時間変化



混合物においては、引張強度の高い樹脂が耐摩耗性については有利なようである。まもう量のストース混合物と樹脂混合物との比較では、細粒度でストースの72%~77%に相当し、まもう抵抗性は一定認められた。また、固中の完全硬化(室温で24時間養生後、恒温室で40℃4日)、一週養生(室温で一週間放置)とは、養生条件の違いによるまもう量の変化も調べるためであるが、養生条件の違いによる差は認められなかった。これは、養生期間中の熱量の差が無かったことと、可使用時間が比較的短い初期の室温養生で、ほぼ完全硬化に近い品質に仕上がったものと思われる。混合物の配合の違いによるまもう量の変化と図-5に示す。当初まもう量では細粒G、細粒度、密粒Gの順で耐摩耗性に優れていると予想した。しかし、結果は細粒度、密粒G、細粒Gの順で耐摩耗性に効果があるという結果になった。アルファルト混合物では0.074mlふるい通過量/バインダー量(以下F/A)が大きいものが耐摩耗性には優れているが、樹脂混合物についてこの値と求めてみると細粒度の97、密粒Gの1.04、細粒Gの1.65とアルファルト混合物とは逆の関係を示す結果に終わった。これより、今後の配合法の検討事項としてF/Aの検討が必要である。

図-4 まもう量とバインダーの引張強度

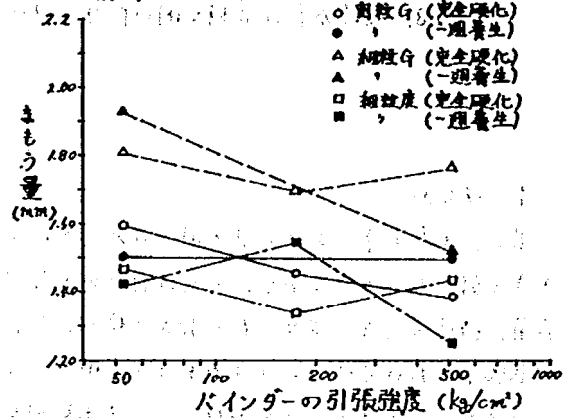
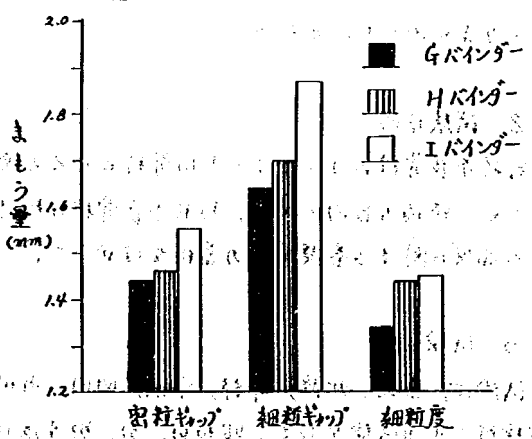


図-5 まもう量と混合物



§4 結論

これまで試験結果より 次の事が明らかになった。

- 1) 混合物の粒度は、連続粒度のものがギャップタイプのもより良い傾向にある。
- 2) 樹脂の選定においては、引張強度は着目して選定することが有効である。
- 3) 熱硬化性樹脂を用いた舗装は、アルファルト系舗装より耐摩耗性が期待できる。

今後の検討として、樹脂舗装の配合設計において空隙率を考慮して(行方)方法および材料特性を参考にしてバインダー量を求める方法など検討したが、配合設計法を決めるまでは至っていないため、今後の検討が必要である。樹脂については、粘度、引張強度および可使用時間において、各々の目標値を定める必要がある。まもう試験においては、400時間(84.8×10³回転)と目標に試験が行なってきたが、10³回転および2×10³回転でのまもうの状況と調べる必要がある。また試験条件特に荷重、すべり率を変化させたときのまもうの進行速度の検討も必要であると思われる。

## 28. 粒形不良の骨材を用いたコンクリートの品質に関する試験

コンクリート研究室 河田 博之

### 1. はじめに

最近、土木工事において従来用いられてきた河川砂利のようば良質のコンクリート用骨材は次第に入手し難くになってきており、河川砂利以外の骨材、なかでも碎石の使用が増えている。碎石は原石の岩質、破砕方法等により、粒形および粒度が変動しやすく、その品質もさまざまであるが、このような状況下においては、いままであまり使用されなかった低品質骨材（物理的品質不良、粒形不良）についても、その使用方法を再検討して使用範囲を広げる必要がある。本小文は、低品質骨材のうち、特に粒形不良の骨材について実施した建設省技術管理業務会議・コンクリート部会の共通試験の成果をとりまとめたものである。

### 2. 試験目的

粒形不良骨材のコンクリート用骨材としての使用限界、使用方法および骨材の品質の判断基準を得ることを最終目的として、粒形不良骨材の粒形表示方法および粒形不良の骨材を用いたコンクリートの品質に関する基礎資料の蓄積をかけた。

### 3. 試験方法

試験は、東北、北陸、中部、中国、四国、九州各技術事務所の協力を得て、土木研究所を含めた7試験所の共通試験として、昭和51、52、53年度に実施した。

#### 3.1. 骨材試料

各年度、各試験所ごとに粒形不良の碎石1種以上と、各地方産の代表的な河川砂利または碎石1種以上を対象とした。粗骨材の最大寸法は40mmおよび80mmとし、粒度は表-1のように調整した。

表-1. 粗骨材の粒度

| 粒径範囲<br>(mm) | 粗骨材の最大寸法 |      |
|--------------|----------|------|
|              | 80mm     | 40mm |
| 粒径割合百分率(%)   |          |      |
| 80~60        | 15       |      |
| 60~40        | 15       |      |
| 40~30        | 17.5     | 25   |
| 30~20        | 17.5     | 25   |
| 20~10        | 20       | 30   |
| 10~5         | 15       | 20   |

#### 3.2. 骨材試験

各骨材試料について、一般物理試験(JISによる)および粒形判定試験(実積率の試験、形状係数試験)を行った。形状係数試験は、表-1に示す各粒径範囲ごとに代表的試料3個を採取し、個々の石片について長径(a)、中径(b)、短径(c)(図-1参照)を測定して、細長率( $e=a/c$ )、方形率( $f=b/a$ )、鱗片率( $g=b/c$ )、偏率率( $h=\sqrt{ab}/c$ )を求め、各粒径範囲ごとの平均および全粒度についての加重平均を求めた。



3.3. コンクリートの試験  
各骨材試料を用いたコンクリートについて、(1)単位水量の試験、(2)圧縮強度試験、(3)割裂引張強度試験を行った。

セメントは普通ポルトランドセメントを用い、混和材料は使用しなかった。また、細骨材は通常使用している一定の粒度範囲に入る川砂または海砂とした。

#### (1) 単位水量の試験

粗骨材の最大寸法が40mmの場合、細骨材の粗粒率と粗骨材の単位容積重量とから求められる単位粗骨材重量により決定した配合のコンクリートについて、スランパ試験を行い、スランパ5~15cmの範囲でスランパと単位水量との関係求めた。また、粗骨材の最大寸法が80mmの場合は、40mmの場合と同様に決定した配合のコンクリートについて、大型コンシステンシーメーター（図-2）を用い、40mmの場合のスランパ5~15cmに相当する沈下度（%）の範囲で、沈下度と単位水量との関係求めた。セメント水比（%）は、1.7とした。

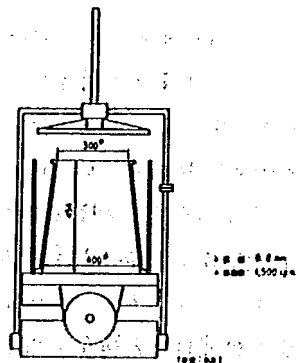


図-2. 大型コンシステンシーメーター

#### (2) 圧縮強度試験

コンクリートの%wは、1.4, 1.7, 2.0の3種とし、スランパは7±1cm（最大寸法80mmの場合は、このスランパに相当する沈下度）とした。供試体は、最大寸法40mmの場合、φ15×30cm、80mmの場合、φ25×50cm以上の標準供試体とし、内部振動機による締固め（ただし、ブリージング等の影響を考慮して一層締固めとした）を行って製作し、材令28日において強度試験を行った。

#### (3) 割裂引張強度試験

コンクリートの%wは、1.4, 2.0の2種とし、スランパおよび沈下度は圧縮強度試験と同様とした。

供試体は、最大寸法40mmの場合、15×15×30cm

、80mmの場合、25×25×50cmとし、それぞれ30cm

、50cmの方向に打込み、締固めは内部振動機による一層締固めとした。材令28日において、供試体

を15×15×15cm（25×25×25cm）の大きさに切斷

し、図-3に示す方法で強度試験を行った。

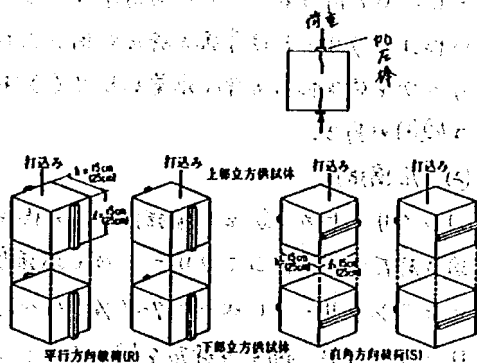


図-3. 割裂引張強度試験方法

### 4. 試験結果

本試験で対象とした粗骨材の総数および種類は、表-2

に示すとおりである。

#### 4.1. 骨材形状

粗骨材の形状表示の方法として、形状係数と累積率との関係と図4に示す形状係数の平均値は、細骨率(c)

および偏平率(p)が累積率と比較的に相関を認められ、

一方、粗骨材の様子群として平均的形状表示係数は、その形状特性をよく表わしているとい

えられ、後述するコンクリートのコンシステンシーも極めて密接な関係にあることが

表-2. 粗骨材の総数および種類

| 粗骨材の最大寸法 (mm) | 粗骨材の種類  | 試 験 年 度 |      |      |         |
|---------------|---------|---------|------|------|---------|
|               |         | 昭和31    | 昭和32 | 昭和33 | 計       |
| 40            | 川 砂 利   | 2       | 4    | 4    | 11 (7)  |
|               | 砕 石 混 合 | 1       | 3    | 3    | 7 (3)   |
|               | 骨 造 砕 石 | 2       | 2    | 4    | 8 (8)   |
|               | 細 骨 砕 石 | 1       | 3    | 3    | 7 (8)   |
| 80            | 骨 造 砕 石 | 1       | 1    | 1    | 3 (1)   |
|               | 細 骨 砕 石 | 1       | 1    | 1    | 3 (3)   |
| 合 計           |         | 11      | 16   | 16   | 43 (27) |

(注) 1. 上の数字は粗骨材の個数を示す。  
2. 下の数字は粗骨材の重量を示す。

## 4.2. コンクリートの試験

### (1) 単位水量

粗骨材の最大寸法が40mmの場合のコンクリートのスランパと単位水量との関係を図-4に示す。スランパが5~15cmの範囲において、偏平な碎石を用いたコンクリートは川砂利を用いたものよりも、同一スランパを得るための単位水量が14%(23%)程度増加し、普通の碎石を用いたものよりも5%(9%)程度増加する。

また、コンクリートのコンシステンシーを一定とした場合の粗骨材の実積率と所要単位水量との関係も示したものが図-5である。粗骨材の粒形の違いによるコンクリートの単位水量の増減は、粗骨材の品質等によりある程度のばらつきはあるが、実積率にたいして相関が認められる。

粗骨材の最大寸法が80mmの場合、粗骨材の粒形の違いによる単位水量の増減と沈下度との間には明確な関係は認められぬが、40mmでウェットスクリーニングしたコンクリートについて得られた結果から考察すると、偏平な碎石を用いたコンクリートは普通の碎石を用いたものよりも、同一スランパを得るための単位水量が5%(8%)程度増加する傾向がある。

### (2) 圧縮強度

コンクリートの $\sigma_{cr}$ と圧縮強度との関係を図-7に示す。普通の碎石を用いたコンクリートの圧縮強度は、川砂利を用いたコンクリートに比べ、7~9%(14~27%)程度高くなってはいるが、偏平な碎石を用いたコンクリートではその程度の強度増加はなく、むしろ高 $\sigma_{cr}$ の川砂利を用いたものよりも下回っている。また、偏平な碎石(特に、実積率が60%以下のもの)を用いたコンクリートの圧縮強度は、使用粗骨材間のばらつきが小さくなっている。

### (3) 引張強度

#### 1) $\sigma_{tr}$ と $\sigma_{ts}$ との関係(図-8,9)

最大寸法40mmの偏平な碎石と普通の碎石では、偏平な碎石の方が、 $\sigma_{tr}$ (打込み方向に平行に載荷した時の引張強度)と $\sigma_{ts}$ (打込み方向に直角に載荷した時の引張強度)との差(異方性)が大きくなる。また、偏平な碎石の最大寸法別にすると、セメント水比( $\sigma_w=14$ )で最大

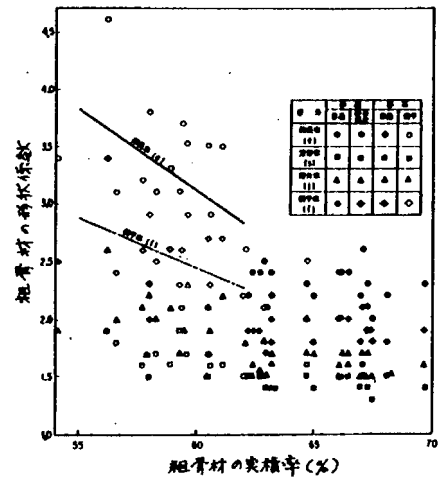


図-4. 粗骨材の実積率と形状係数の関係

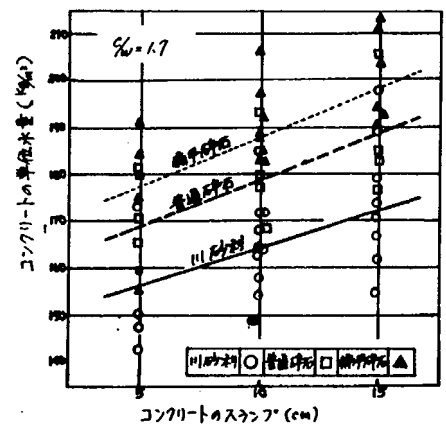


図-5. コンクリートのスランパと単位水量との関係

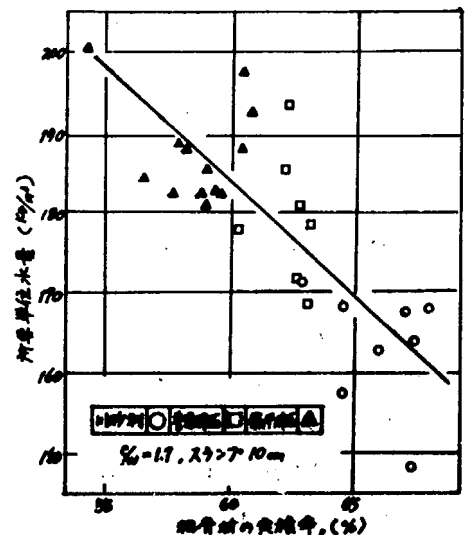


図-6. 粗骨材の実積率と所要単位水量との関係

寸法80mmの場合に異方性が大きくなっているが、 $\sigma_w = 2.0$ ではそれ程大きな差は認められない。

## 2) $\sigma_{tr}$ と $\sigma_{tb}$ との関係 (図-10, 11)

最大寸法40mmの偏平な砕石と普通の砕石では、 $\sigma_{tr}$  (上部供試体の引張強度) と  $\sigma_{tb}$  (下部供試体の引張強度) に強度差はほとんど認められない。また、偏平な砕石の最大寸法別で見ると、 $\sigma_{tr}$  と  $\sigma_{ts}$  との関係と同様に低  $\sigma_w$  で最大寸法80mmの場合に、供試体上下の強度差が大である。

粒形不良の骨材を用いたコンクリートのコンのような異方性および打込み上下の強度差は、ブリージングによって生じた骨材下面の空隙等による付着性の低下に原因するものと考えられる。

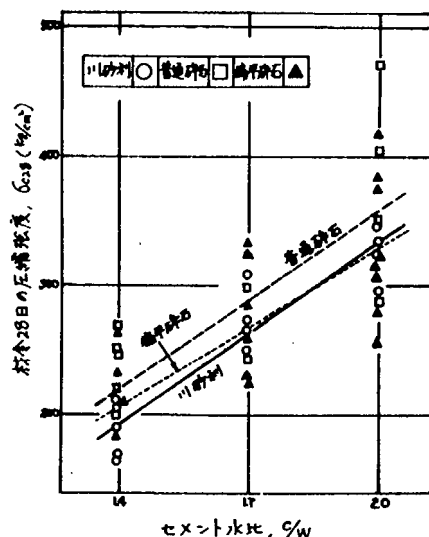


図-7. コンクリートのセメント水比と圧縮強度の関係

## 5. まとめ

(1) 粒形不良骨材の粒形判定方法としては、比較的簡便に得られる実積率が有効であり、また、所要のワーカビリティーを有するための単位水量の増減も粗骨材の実積率と密接な関係がある。

(2) 粒形不良の骨材 (偏平砕石) を用いたコンクリートは、所要のワーカビリティーを有するための単位水量が普通の砕石を用いたものより、さらに5%程度増加する。また、圧縮強度および引張強度は、粗骨材間での強度のばらつきが大きく、低  $\sigma_w$  で粗骨材の最大寸法が大きければ、コンクリートの異方性が顕著化するようである。

(3) しかし、このような粒形不良の骨材でも、適当な湿和材料を用いて単位水量を減らし、ブリージングの影響を少なくして使用するこができる。

また、対象とするコンクリート構造物や暴露条件によっては、正合して使用するこも十分に可能であると考えられ、こうした使用区間の検討を怠る必要がある。

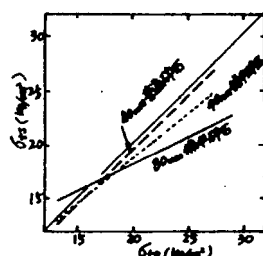


図-8  $G_{tr} - G_{ts}$  ( $\sigma_w = 1.4$ )

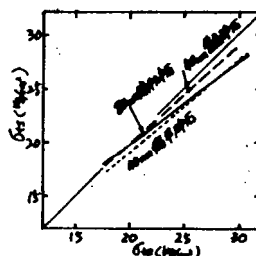


図-9  $G_{tr} - G_{ts}$  ( $\sigma_w = 2.0$ )

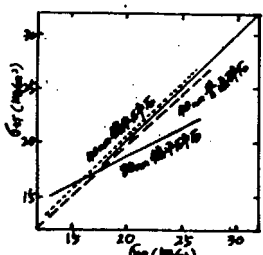


図-10  $G_{tr} - G_{tb}$  ( $\sigma_w = 1.4$ )

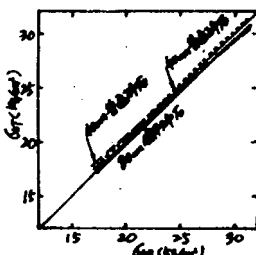


図-11  $G_{tr} - G_{tb}$  ( $\sigma_w = 2.0$ )

## 引用文献

- (1) 太田 実, 荒川直樹: 粒形不良の骨材を用いたコンクリートの品質に関する試験, 土木技術資料, Vol. 19, No. 12, 1977年12月
- (2) 太田 実, 荒川直樹: 粒形不良の骨材を用いたコンクリートの品質に関する試験 (その2), 土木技術資料, Vol. 20, No. 10, 1978年10月

## 29. 宮城県沖地震における樽水ダムの挙動と解析

フィルダム研究室 近藤 悟

### §. 1 はじめに

1978年6月12日宮城県金華山沖約60kmの東経 $42^{\circ}10'$ 、北緯 $38^{\circ}9'$ を震源とし、震源深さ40km、マグニチュード4.4の地震が発生し「1978年宮城県沖地震」と命名された。この地震により東北地方では震度4ないし5の地震動を受けたが、変状のあったダムは、部分的にクラックの入った堤高20m程度のフィルダムが6ダム、漏水が一時的に増加したダムが数ダムのみであった。東北地方には合計6ダムに地震計が設置されており、内5ダムで貴重な地震記録が得られた。特に宮城県の樽水ダムでは岩盤で最大加速度238galと言う当時最大の加速度記録が得られた。樽水ダムの設計震度は0.15でこれを上回る記録であったがダムには何らの変状も起こらず安全であった。そこで主に樽水ダムについて若干の調査も含めて一連の解析を行ってみたい。

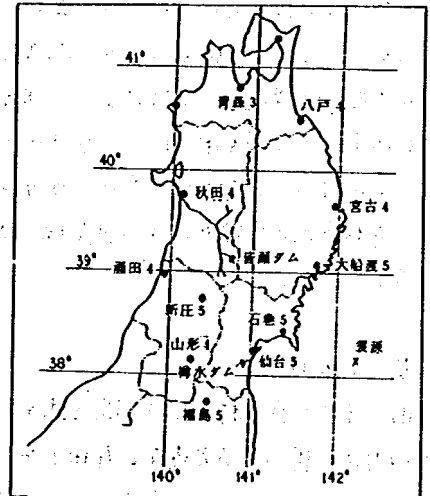


図-1 位置図

### §. 2 目的

樽水ダムでは天端に設置された地震計がスターターの故障のために作動せず、加速度記録が得られなかったのは岩盤のみであるため、解析と実測の定量的比較は出来ない。地震により何らの変状も起きなかったと言う事実のみである。よって今回の計算は、1)波形のスペクトル解析による周波数特性の検討、2)手持のプログラムにより一連の計算を行うこと、3)物性値のうち剪断弾性係数 $G$ 、ポアソン比 $\nu$ について、 $P$ 波速度 $V_p$ 、 $S$ 波速度 $V_s$ の実測より求め、既に発表されている一般化された式とを比較、4)現在報告されている物性値を用いて計算すると、どの程度の結果が得られるかの4点を目的とした。

### §. 3 計算結果

#### §. 3-1 スペクトル解析

動的計算を用いてダムの耐震性を考える場合先づ問題となるのは入力地震波の特性、即ち最大加速度と周波数特性であり、従って実測波のスペクトル解析が重要となる。図-2に樽水ダムの実測波形、図-3にパワースペクトルの一部を示す。表-1に結果をまとめ、1978年2月20日の地震の結果と合わせて示す。図-4、5は他ダムの結果と合わせて岡本式による最大加速度の推定値、Seedらによる卓越周期の推定値と比較したものである。これより、1)推定加速度と実測値の関係はダムによって異なるが特に樽水ダムでは2月の地震でも同様に推定値より大きくなっている。この様なサイト条件のダムでは注意を要する。2)周波数特性もダムにより大きくばらつく。樽水ダ

ムでは2つの地震で大きく違っている。東北大学の柳沢先生等による微小地震観測でも地震により例えば、1.0, 0.5<sup>1/2</sup>の卓越するもの、或いは3 Hz付近が卓越するもの等があり、同じサイトでも広範囲な周波数特性を考える必要がある、と考える。

樽水HA(軸方向)最大2384gal(1=11.14秒)  $F_r=0.1, F_c=0.2$

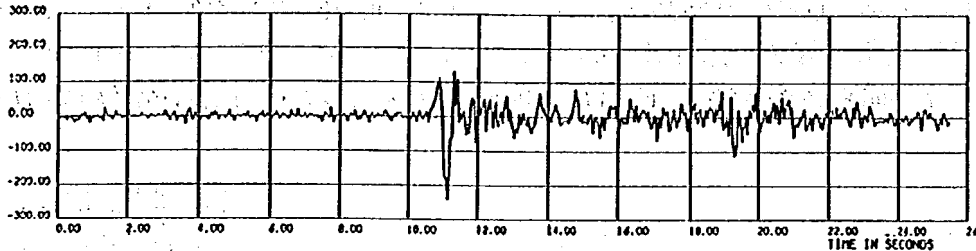


図-2 加速度時刻歴

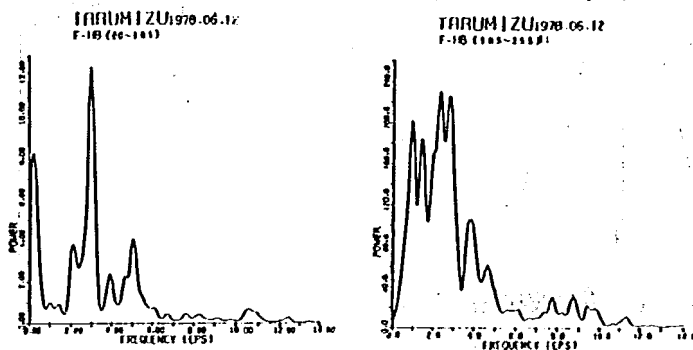


図-3 パワースペクトル

表-1 解析結果

| 地震発生日時     | M   | 震央距離<br>(km) | 本震加速度<br>(gal) | 卓越周波数<br>(Hz)                        | 推定値<br>(40歳児) (5歳児) |        |
|------------|-----|--------------|----------------|--------------------------------------|---------------------|--------|
|            |     |              |                |                                      | 70歳児                | 5歳児    |
| 1978年2月20日 | 6.7 | 140          | HA 102         | 8.4, 6.6, 7.1                        | 35 gal              | 1.7 Hz |
|            |     |              | HB 65          | 7.5, 5.0, 2.1                        |                     |        |
|            |     |              | Z 37           | 4.9, 8.4, 3.8                        |                     |        |
| 1978年6月12日 | 7.4 | 117          | HA 236         | 前半 3.0, 4.7, 2.1<br>後半 2.0, 0.5, 5.7 | 99 gal              | 2.0 Hz |
|            |     |              | HB 184         | 前半 3.0, 5.1, 2.1<br>後半 2.3, 2.8, 0.8 |                     |        |
|            |     |              | Z 84           | 前半 4.7, 3.0, 4.0<br>後半 4.1, 1.5, 0.5 |                     |        |
|            |     |              |                |                                      |                     |        |
|            |     |              |                |                                      |                     |        |
|            |     |              |                |                                      |                     |        |

図-4 加速度推定値と実測値

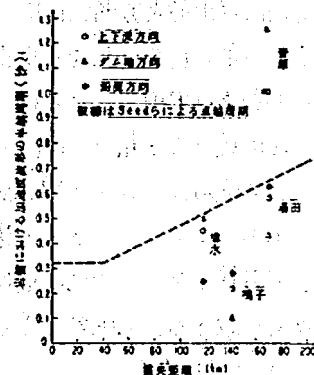


図-5 卓越周期推定値と実測値

### §. 3-2 樽水ダム堤体部弾性波探査

線型振動計算では物性値として、 $G, V, \lambda$  減衰定数  $h$  が必要である。今回用いた等価線型法による非線型計算では更に、歪と  $G, h$  の関係を表わす曲線が必要である。一般に  $G$  の歪依存を表わす曲線は、微小歪時の値に対する比で示される。微小歪時の  $G$  は材料試験の他に、実物に於ける  $V_p$  より求められる。更に  $V_p$  と合わせ  $V_s$  も計算できる。即ち  $G = \rho V_s^2, V_s = (V_p^2 - 2V_s^2) / 2(V_p^2 - V_s^2)$  堤体に於ける弾性波探査は屈折波法により行い、法面での起振をギャリリー内で受振する扇射法によりチェックした。P波探査は飛破により、S波探査は板にたき法により、測線は8測線470<sup>m</sup> (内追加P波探査4測線117.5<sup>m</sup>) で受振点間隔215<sup>m</sup> 又は5<sup>m</sup> 180点 (同18点)、起振点間隔17~

50mである。解析結果を図-6に示す。なおP波はD測線を除く全ての測線、S波はA測線のみによる結果である。図より、1)速度層は法面にほぼ平行になっており理屈に合う。2)沢田らによる推定剪断波速度及びポアソン比と良く一致する。3)後述する様に沢田らによる $V_s$ から求めた $G$ を用いて計算された第1次固有振動数は実測とほぼ同じであり、観測値は妥当な値と考える。4)上流側水平下のP波速度は理論値 $2\text{km/sec}$ と比べかなり小さくなった。原因は不明である。以上、建設中のダムであるため測定上制約を受け、下流ロック部の測定のみとなったが、応の良い結果を得られることがわかった。

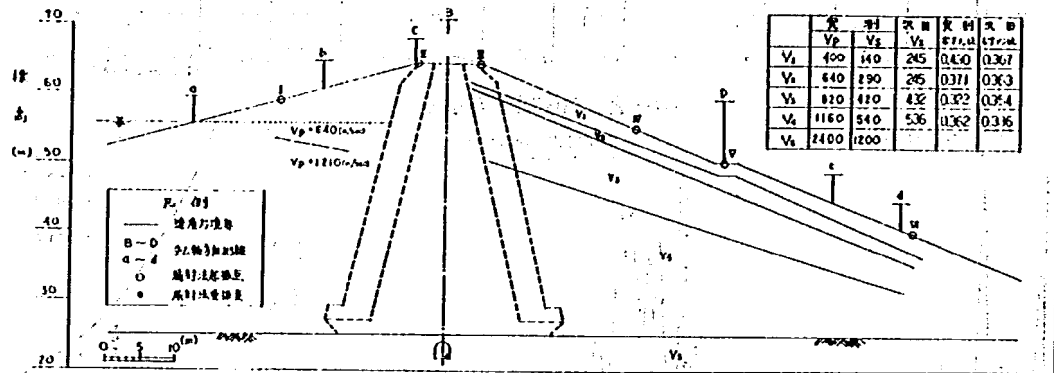


図-6 弾性波探査解析図

### §. 3-3 振動解析

動的計算は、前述の等価線型法による非線型計算を行った。即ち、初期値により先づ線型応答計算を行い、算出最大剪断歪に依じた $G \cdot h$ を求め、その値を用いて再び線型計算を行う。これを繰り返して、設定した $G \cdot h$ を算出歪に依じた $G \cdot h$ が等しくなるまで行う方法である。設定された $G \cdot h$ の初期値は沢田らによる速度分布モデルによる。図-8は $G \cdot h$ の歪依存曲線で、コア、フィルターの曲線は各々粘土、砂についてSeedとIdrissによって示された線であり、ロックの曲線は渡辺による碎石についての線である。入力波は表-1のHBで、使用プログラムはFLUSHプログラムである。なお、ダムの諸元を表-2に示す。図-9,10に結果の一部を示す。結果をまとめると、1)計算された1次固有振動数は $3.5\text{Hz}$ で、東北大学の柳沢先生により求められた $3.7 \sim 3.85\text{Hz}$ と良く一致する。2)絶対応答加速度、相対応答変位の最大値は各々 $0.6G$  (入力波最大値の約 $3.2$

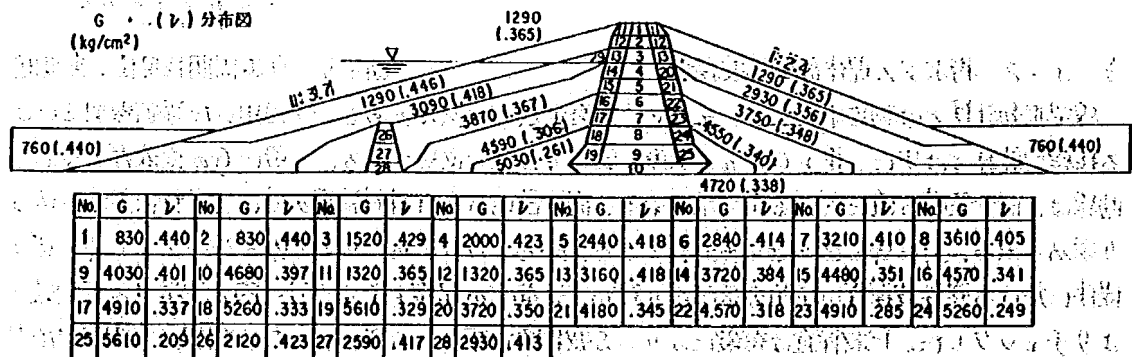


図-7 解析モデル

表-2 構水ダム諸元

|      |                   |      |                         |
|------|-------------------|------|-------------------------|
| 型 式  | 中央コア型フィリダム        | 堤体積  | 550,800m <sup>3</sup>   |
| 基礎地質 | 中新世の角礫質灰岩及び安山岩の互層 | 法勾配  | 上流 1: 3.7<br>下流 1: 2.4  |
| 堤 高  | 430m              | 夢水面積 | 9.7Km <sup>2</sup>      |
| 堤頂長  | 2565m             | 貯水量  | 4,700,000m <sup>3</sup> |

表-3 単位体積重量

|                                    | コ ア     |         | フィルタ | ロ ッ ク | リブアップ | 捨 土  |
|------------------------------------|---------|---------|------|-------|-------|------|
|                                    | EL.30以下 | EL.30以上 |      |       |       |      |
| $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )       | 1.99    | 1.85    | 2.16 | 2.11  | 1.84  | 1.68 |
| $\gamma_{sat}$ (t/m <sup>3</sup> ) | 2.02    | 1.90    | 2.26 | 2.15  | 2.15  | 1.68 |

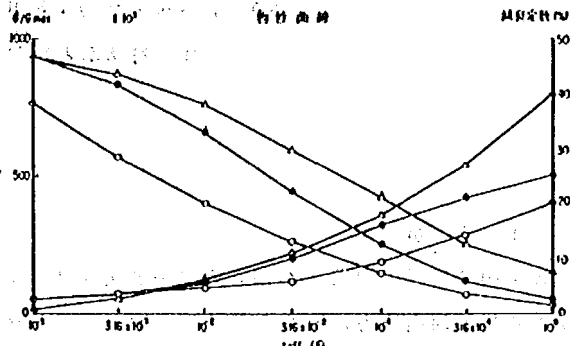


図-8 歪依存曲線

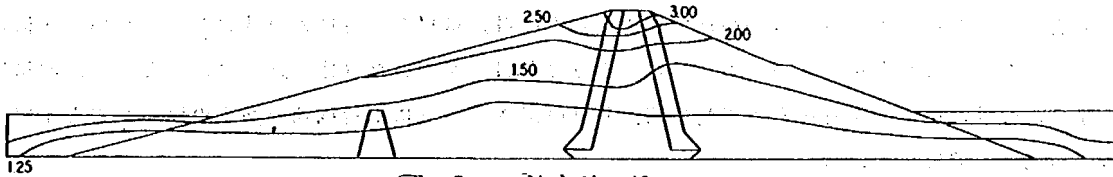


図-9 加速度増中率

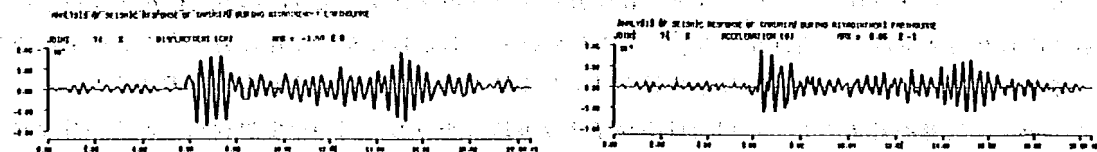


図-10 加速度・変位時刻歴

表-4 計算結果

| 点 | 上流法面法則 |     |     |     | 下流法面法則 |     |     |     |
|---|--------|-----|-----|-----|--------|-----|-----|-----|
|   | 1      | 2   | 3   | 4   | 1      | 2   | 3   | 4   |
| 1 | 0.0    | 0.7 | 2.8 | 4.4 | 0.0    | 0.4 | 1.7 | 2.7 |

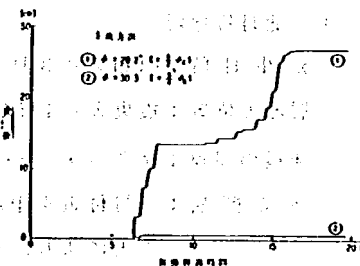


図-11 法面移動量

倍、1質点系の応答スペクトルの約2.5倍)、1.8<sup>cm</sup>程度となった。3)最大有効剪断歪は、ロック、フィルター部ではほぼ均一でほぼ0.02~0.03%、コア部では天端に近くなるに従い急激に増加する傾向を持ち、その範囲は0.04~0.25%程度であった。4)Gは3)の結果によりロック部で約6割に、フィルター部で約5割に、コア部では1~3割程度に減少し、その結果1次固有振動数は、2.5Hzとなった。hはほぼ均一で9%程度であった。5)最大動第1主応力、最大動剪断応力は各々1.6、0.9%程度で提高の約3分の1の高さのロック部に生じた。6)地震時の堤体の安定性判断の手法として、要素毎、時刻毎の応力を用いた点安全率とNewmarkの方法による法面の移動量を計算した。強度定数は静的な設計値を用いた点安全率は動間隙水圧も最大限に見積ったので上流ロック部で1を割るものが所々あった。法面移動量は、天端の応答加速度も用いたもので静的設計強度での移動量は零であった。以上、計算結果は今回設定した物性値では、動応力、動歪、法面移動量は僅であった。

#### 参考文献

- 1) 沢田義博 ロックフィルダムの物性値分布特性及び堤体の動的・弾性-非弾性挙動に関する研究 電力中央研究所 377009
- 2) 福井 孝 潜水ロックフィルダムの震害応答特性 33回年次学術講演会要旨集
- 3) 渡辺啓行 砂の動的せん断強度係数、減衰係数並びに動的ポアソン比に関するパイリニアによる実験 電力中央研究所 377020
- 4) Seed, H.B. et al. "FLUSH" Report No. EERL 75-30 UCB

### 30. 北丹後・鳥取・福井地震にみられた

#### 住家被害率と地盤種別との関係

耐震研究室 羽 立 隆 幸

まえがき

我が国は地震国であり昔から幾多の震災を被つてきた。震災記録に残る我が国最古の被害地震は、416年の河内地方に発生した地震である。その後、599年に大和地方にマグニチュード7.0の地震が発生し、家屋倒壊が生じたと記録にある。

過去に生じた地震の記録（既往の地震による被害資料）は損害、特に人的被害などの高価な代償によつてもたらされた貴重な資料である。このような資料に基づいた既往の研究は、主として、沖積層の厚さ、弾性波速度、常時微動の卓越周期、井戸の深さ、さらには造成地の盛土の厚さなどと家屋被害との関係を解析している。

参考文献(2)にもみられるように、近年の各種公共施設等の耐震設計では、地盤の種類すなわち地盤種別に応じた震度を用いて設計する方法が採られている。しかしながらこれら公共施設等の全体の被害を予測する方法として、設計震度の比較だけでなく住家被害率と比較する方法が考えられる。

ここでは、後者を対象として、明治以降の顕著被害地震のうち、三つの中規模内陸地震の住家被害率と地盤種別との関係を調査解析した。

#### § 1 対象とした被害地震

取り扱った三つの地震、すなわち北丹後・鳥取・福井地震の諸元はつぎのとおりである。

##### (1) 北丹後地震

発生日時：昭和2年3月7日午後6時27分頃、

震源の位置：震央 $\lambda = 135.1^{\circ}\text{E}$ ， $\phi = 35.6^{\circ}\text{N}$ ，震源深さ $h = 10\text{Km}$ ，

地震の規模：マグニチュード $M = 7.5$ ，

地震断層：郷村付近を中心とした鉛直軸回りに、反時計回りの小回転運動をしたと推定されることにより、丹後半島頸部に郷村断層ならびに山田断層が生じた(図-1(a)参照)。

##### (2) 鳥取地震

発生日時：昭和18年9月10日午後5時37分頃、

震源の位置：震央 $\lambda = 134.2^{\circ}\text{E}$ ， $\phi = 35.5^{\circ}\text{N}$ ，震源深さ $h = 10\text{Km}$ ，

地震の規模：マグニチュード $M = 7.4$ ，

地震断層：地表面が軟弱な沖積層で覆われていたために、鳥取市付近では地表面に断層線が認められなかったが、鳥取市西方の山間部では、鹿野断層、吉岡断層が生じた(図-1(b)参照)。

##### (3) 福井地震

発生日時：昭和23年6月28日16時13分頃、

震源の位置：震央  $\lambda = 136.2^\circ \text{E}$ ,  $\phi = 36.1^\circ \text{N}$ , 震源深さ  $h = 20 \text{Km}$ ,

地震の規模：マグニチュード  $M = 7.3$ ,

・地盤・断層：地表面が軟質な沖積層で覆われていたために、断層線が地表面上に明確に認められなかった。しかしながら、測量の結果から金津、丸明、東蘇島の地下深部に左横ずれの地震断層が生じていることが推定されている（図-1(a)参照）。

## § 2 住家被害率と地盤種別

住家被害は個々の住家、ならびに個別の被害に因りてみれば、それぞれに相違が認められる。その反面において、それらの間に共通性もあるはずである。

ここで取り上げようとする住家被害率を用いた解析では個別的な相違があるということをも前提としており、また、そのような相違を個別に解析しようとするのではなく、むしろそういった性質をもつ“住家被害群”として、集団のもっている諸性質を解析しようとするものである。

この解析において定義した住家被害率は下記のとおりである。

$$\text{被害率 } D_s = [(z + wH) / N] \times 100$$

$$= D_z + 100wH/N \quad (\%) \cdots \cdots (1)$$

$$\text{全壊率 } D_z = (z/N) \times 100 \quad (\%) \cdots \cdots (2)$$

ここに、

$z$  : 全壊戸数

$H$  : 半壊戸数

$N$  : 戸数

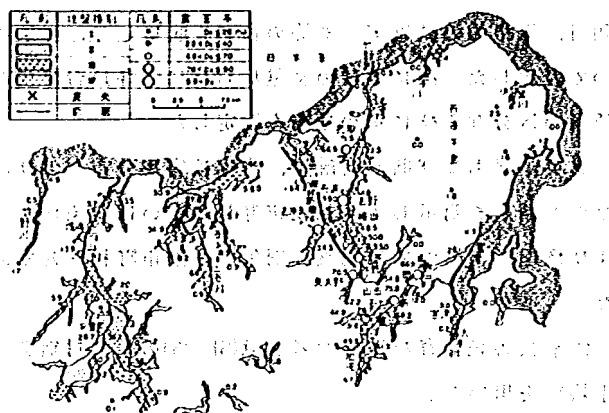
$w$  : 半壊戸数の重み ( $w = 0.5$ )

また北丹後・鳥取地震の場合の地盤種別は地盤の状況から参考文献(2)に示される区分と同一とした。それを表-1(a)に示す。

福井地震の場合は軟質な沖積層の砂礫質地盤、砂質地盤、粘土質地盤が広範囲に分布することから、表-1(b)に示す区分とした。

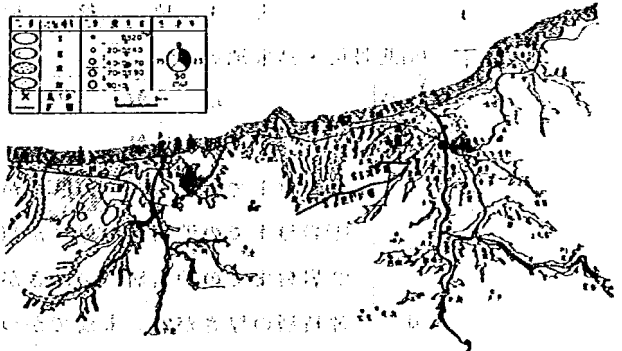
なお、表-1(a)の地盤種別Ⅰと表-1(b)の地盤種別A、表-1(a)の地盤種別Ⅳと表

| 凡例 | 地盤種別 | 凡例 | 重み  |
|----|------|----|-----|
| ○  | Ⅰ    | ○  | 0.5 |
| ●  | Ⅱ    | ●  | 0.5 |
| △  | Ⅲ    | △  | 0.5 |
| ×  | Ⅳ    | ×  | 0.5 |

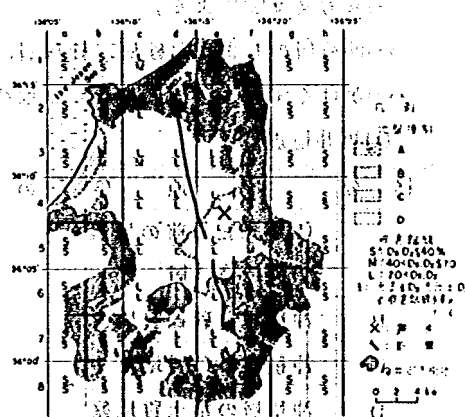


(a) 北丹後地震

| 凡例 | 地盤種別 | 凡例 | 重み  |
|----|------|----|-----|
| ○  | A    | ○  | 0.5 |
| ●  | B    | ●  | 0.5 |
| △  | C    | △  | 0.5 |
| ×  | D    | ×  | 0.5 |



(b) 鳥取地震



(c) 福井地震  
図-1 住家被害率・地盤種別分布

— I (b) の地盤種別 D とはほぼ対応関係にある。以下、併記する場合には、I—A, IV—D\* という記号で表わす。

対象地域は、北丹後地震に関しては、京都府・兵庫県の二市六郡（宮津・豊岡市・与謝・竹野・中・熊野・出石・美方郡）、鳥取地震に関しては鳥取県の一市四郡（鳥取市・岩美・八頭・気高・東伯郡）、福井地震に関しては福井県の一市三郡（福井市・吉田・坂井・足羽郡）とした。

対象地域の地盤種別の決定にあたっては、当該地域の地形・地質は重要であり、そのために土地分類図、道路橋の試錐データ等の資料を収集して、対象地域の地形・地質の概況を表層地形地質図によって表現した。次に各種の文献ならびに深井戸台帳などを参照して、地盤構成などを検討して、地盤種別の区分ならびにその分布を設定した。

震央距離および断層距離は、住家被害率分布および地盤種別の分布を表現した図—1 に、震央および地震断層を明示して、対象市町村あるいは対象部落ごとに測定した。さらに、住家被害率の図化および整理にあたっては地盤種別毎の対象市町村・対象部落別住家被害統計台帳を作成してそれを用いた。

住家被害統計資料は、参考文献(3)～(5)の市町村別あるいは部落別の住家被害（住家全壊および住家半壊）を用いた。

表—1 地 盤 種 別

(a)北丹後・鳥取地震\*

| 区 分 | 地 盤 の 状 況                    |
|-----|------------------------------|
| I   | (1)第三紀以前の地盤                  |
|     | (2)岩盤までの洪積層**の厚さが10m未満       |
| II  | (1)岩盤までの洪積層の厚さが10m以上         |
|     | (2)岩盤までの沖積層***の厚さが10m未満      |
| III | 沖積層の厚さが25m未満でかつ軟弱層**の厚さが5m未満 |
| IV  | 上記以外の地盤                      |

\*参考文献(2)による。

\*\*沖積層のしまった砂層、砂礫層、玉石層をふくむ。

\*\*\*がけくずれなどによる新しい堆積層をふくむ。

(b)福井地震

| 区 分 | 地 盤 の 状 況   |
|-----|-------------|
| A   | (1)第三紀以前の地盤 |
|     | (2)洪 積 層    |
| B   | 沖積層の砂礫質地盤   |
| C   | 沖積層の砂質地盤    |
| D   | 沖積層の粘土質地盤   |

### § 3 住家被害率分布

図-1(a)に北丹後地震の $D_s$ の地点別分布、(b)に鳥取地震の $D_s \cdot D_z$ の地点別分布、(c)に福井地震の $D_s \cdot D_z$ のメッシュ別分布を地盤種別の分布と併せて示した。

〔北丹後地震〕 震害調査報告書(1964)より、被害調査地区の震害調査結果を以下に示す。

図-2は、地盤種別毎の町村全体の被害率 $D_s$ および全壊率 $D_z$ と断層距離 $R$ との関係を示したものである。この図から、地盤種別Ⅱをデータの数が少ないために無視すれば、 $R$ が大きくなるにしたがって $D_z$ が小さくなるという常識的な傾向を示す。

一方、 $D_s$ に関しては、地盤種別Ⅳの値の方がそれよりも $R$ の小さい地盤種別Ⅰの値よりも大きくなっており地盤の影響がよく表われている。

さらに、図-2は、硬質な地盤種別Ⅰよりも軟質な地盤種別Ⅲ、Ⅳで $D_s$ および $D_z$ の差が増大し、軟質化に伴う $D_s$ に占める $D_z$ の割合が減少する傾向にあることを示している。

図-3は、(a)  $0 < R \leq 5.0 \text{ Km}$ および(b)  $R$ ：全体の $D_s$ および $D_z$ の地盤種別ごとの累積百分率を示したものである。この図から、(a)の場合の硬質な地盤種別Ⅰの $D_s$ および $D_z$ の占める割合が(b)の場合に比べて著しく大きくなっていることが判る。

図-4は、各町村ごとの $D_s$ および $D_z$ と地盤種別との関係を、(a)  $0 < R \leq 5.0 \text{ Km}$ および(b)  $20.1 < R \leq 250 \text{ Km}$ に分けて示したものである。この図によれば、対象町村の少ない地盤種別Ⅱを除けば、(a)の場合においては、傾向的には、軟質な地盤種別になるほど $D_s$ および $D_z$ は減少する傾向にある。これに対して、(b)の $D_z$ の場合には地盤種別Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳはほぼ零に近いと認めることができるが、しかしながら、 $D_s$ に関しては15~50%の間にも分布しており、軟質な地盤種別Ⅲ、Ⅳでは、増加する傾向がある。

さらに、図-5は、 $R$ の5Kmの区分による平均の $D_s$ を用いた $D_s \sim R$ の回帰曲線を示したものである。この図から、地盤種別Ⅳの回帰曲線が右上りとなっていることおよび地盤種別Ⅲの回帰係数が地盤種

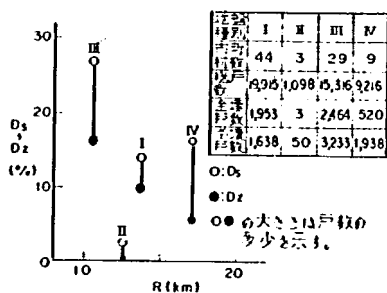


図-2  $D_s \cdot D_z \sim R$  関係 (北丹後地震)

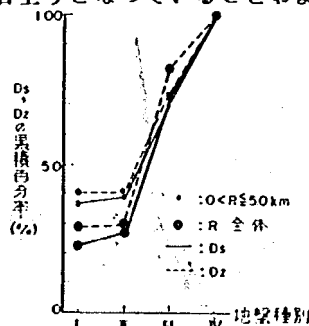


図-3  $D_s \cdot D_z$  の累積百分率 (北丹後地震)

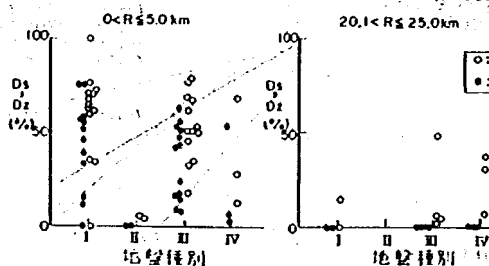


図-4  $D_s \cdot D_z \sim R$  関係 (北丹後地震)

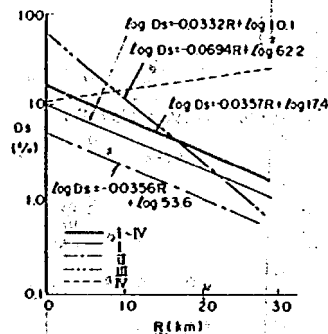


図-5  $D_s \sim R$  回帰曲線 (北丹後地震)

別Ⅰ、Ⅱのそれに比べて絶対値で大きくなっていることが判る。

以上の結果から、北丹後地震では、 $D_s$ は地盤種別よりはむしろ  $R$  の方に強く影響されていることおよび  $D_s$  は  $D_z$  に比べて相対的に地盤種別の影響を受け易いことなどが推定される。

これらの理由としては次のように考えられる。すなわち当該地震の震源が比較的浅い上に、断層運動が硬質な地盤種別Ⅰで生じたことによつて、衝撃的な地震動が発生したものと推定される。このような衝撃的な地震動に対して、 $D_s$  はより影響を受け易く、また、この種の地震動は  $R$  による  $D_s$  の減衰効果も大きいものと推定される。

一方、 $D_z$  に関しては軟質な地盤種別Ⅲ、Ⅳでは、地盤内の波動伝播による影響が加味されることによつて、地表面付近での地盤の流動化現象の発生等による全壊には至らない程度の損傷が生じ易くなるために地盤種別に比べて平均的な値が大きくなったものと推定される。この傾向は、豊岡付近のデータに対して顕著に認められる。

ところで、図-4と後述する図-8とを比較すれば判るように、図-8(a)の場合には逆の傾向を示している。この相違の原因としては、地震の震源を、震源過程における地殻の破壊の発生点と考えれば、その位置が後述する鳥取地震では軟質な地盤種別Ⅳの直下、北丹後地震では硬質な地盤種別Ⅰの直下、とそれぞれ震源付近の地盤の性質が異なることによるためではないかと考えられる。

(鳥取地震)

図-6は、地盤種別ごとの市町村全体の  $D_s$  および  $D_z$  と  $R$  との関係を示したものである。 $D_s$  および  $D_z$  は地盤種別Ⅲ、Ⅱ、Ⅰと  $R$  の増加に伴つて減少する傾向を示している。しかしながら、 $R \approx 10\text{km}$  の地盤種別Ⅳにおいては45~60%の住家被害率を示しており、軟質地盤の影響があらわれている。さらに、この図には、前述の図-2にも示したような地盤の軟質化に伴う全半壊戸数比の増加の傾向が認められる。

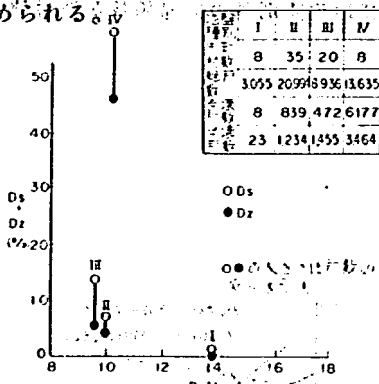


図-6  $D_s$ ・ $D_z$  ~  $R$  関係 (鳥取地震)

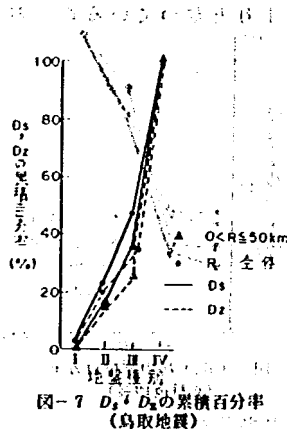


図-7  $D_s$ ・ $D_z$  の累積百分率 (鳥取地震)

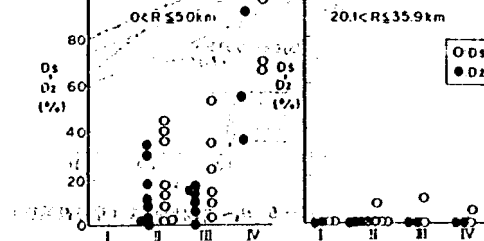


図-8  $D_s$ ・ $D_z$  ~  $R$  関係 (鳥取地震)

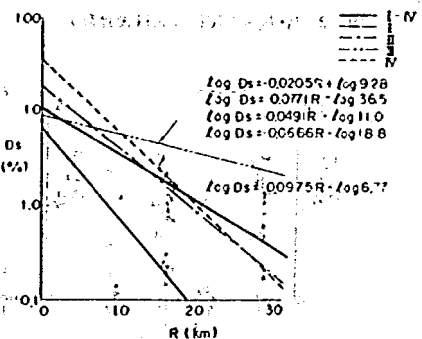


図-9  $D_s$  ~  $R$  回帰曲線 (鳥取地震)

図-7 は(a)  $0 < R \leq 5.0\text{Km}$  および(b)  $R$  : 全体の場合に分けた時の  $D_1$  および  $D_2$  の地盤種別ごとの累積百分率を示したものである。(a) および(b) の両方とも地盤種別Ⅳの占める割合が50%以上と大きく、(a) と(b) とを比較すれば、(a) の方が大きいことが判る。さらに、面影、米里の影響による地盤種別Ⅱ、Ⅲを除けば、概ね地盤の軟質化に伴って  $D_1$ 、 $D_2$  が増加する傾向のあることも判る。また、これは、図-8 に示す各市町村ごとの  $0 < R \leq 5.0\text{Km}$  の  $D_1$  および  $D_2$  の分布においても顕著にあらわれている。一方、図-8 に示す  $20.1 < R \leq 35.9\text{Km}$  の範囲では、 $D_1$  および  $D_2$  の最大値は10.7%以下となっており、しかも地盤種別による値の変動がほぼ  $D_1$  に限られていることなどが判る。

図-9 は、 $R$  の5Kmの区分による平均の  $D_1$  を用いた  $D_1 \sim R$  の回帰曲線を示したものである。この図から、地盤種別Ⅲの回帰係数が地盤種別Ⅰ、Ⅱ、Ⅳの回帰係数より小さく、したがって、減衰効果の最も小さいのは地盤種別Ⅲであることが判る。

なお、地盤種別Ⅰ、Ⅱ、Ⅳの間では、地盤種別Ⅰの減衰効果が最も大きい。

以上の結果から、鳥取地震では、 $D_1$  および  $D_2$  は  $R$  よりむしろ地盤種別の影響を強く受け易く、その度合は  $R$  の小さい範囲に顕著に表われている。また、地盤種別Ⅰならびに地盤種別Ⅱ、Ⅲ、Ⅳの間では、 $R$  による  $D_1$  の減衰効果に関しては、地盤種別Ⅰが最も大きい。

これらの理由としては次のように考えられる。すなわち、上記の第一点に関しては北丹後地震の場合にも述べたが、この地震による震源が軟質な地盤種別Ⅳの直下にあつたため、 $R$  の小さい地盤種別Ⅳの分布する地域では、住家被害に及ぼす地震動の強さが増幅されたものと推定される。第二点に関しては、地盤種別Ⅰの分布する地域では、断層運動が緩慢であつたことにより、北丹後地震に推定されるような衝撃的な地震動は発生しなかつたものと想定される。そのために  $R$  による  $D_1$  の減少の度合が大きく  $D_1$  の減衰効果が大きかつたものと推定される。

#### ( 福井地震 )

$D_1$  および  $D_2$  の分布は、すでに図-1 (c) に示したとおりである。図-1 (c) から判るように、概ね地盤種別B、C、Dの沖積層で被害が大きく、沖積層と新第三紀層との間には明らかな住家被害率の差が認められる。この差は、震央近傍の丸岡町東部においても認められる。

表-2 は、この差に対する低減の傾向を調べるために、地盤種別ごとに  $D_1$  および  $D_2$  と  $A$  (震央距離) および  $R$  との関係を示したものである。この表によれば、 $D_1$  および  $D_2$  は  $A$  および  $R$  に応じて低減し、この低減の度合は地盤種別A、Bと地盤種別C、Dの間では、地盤種別C、Dの方が大きいことが判る。そして、これは  $A$  より  $R$  に対して顕著に認められる。 $A$  および  $R$  を5Km以内に限定すれば、 $D_1$  および  $D_2$  は、地盤種別Aと地盤種別B、C、Dの間では、概ね後の方が大きい。特に、地盤種別Aと地盤種別Dとの比を求めれば、 $A$  に対しては  $D_1$  が約1.2倍、 $D_2$  は約1.5倍と  $D_2$  が大きく、さらに、 $R$  に対しては  $D_1$  が約1.8倍、 $D_2$  は約2倍と  $D_2$  が大きい。

一方、表-3は断層の東西両側における  $D_1$  および  $D_2$  と  $R$  との関係を示したものである。この表からも  $D_1$  および  $D_2$  は概ね  $R$  に応じて低減すること、ならびに地盤種別Aと地盤種別B、C、Dの間では後者が大きいことなどが判る。また、断層の東西両側における  $D_1$  および  $D_2$  の相違は、硬質な地盤種別Aと軟質な地盤種別Dとでは、それぞれ逆の傾向を示している。すなわち、地盤種別Aでは、断層の東側で大きく、地盤種別Dでは断層の西側で大きい。この原因としては、断層の東西両側における地

震動の周期特性に、何等かの相違があったものと推定される。

表-4は、地盤種別Dの $D_1$ および $D_2$ と $\Delta$ および $R$ との関係を示したものである。沖積層厚が25m以上になると、 $D_1$ および $D_2$ は、増加する傾向にある。 $D_1$ および $D_2$ が $\Delta$ または $R$ の増加に伴って指数関数的に低減することは概ね知られている。

したがって、 $D_1 \sim D_2 \sim \Delta$ および $D_1 \sim D_2 \sim R$ 式の相関係数と地盤種別との関係を調べた。その結果、表-5から判るように、相関係数の比、すなわち相関比(震央距離を用いた場合の相関係数 $\Delta$ と断層距離を用いた場合の相関係数 $R$ との比)は、比較的軟質な地盤種別C、Dでは1.0以上であり、比較的硬質な地盤種別A、Bでは1.0未満となる。すなわち、これは、地盤が軟質になれば $\Delta$ が、また、地盤が硬質になれば $R$ が、(3)式の適合度をより高めるとを意味している。

なお、相関比 $r_{\Delta R}$ は、 $D_1$ および $D_2$ と $\Delta$ もしくは $R$ との関係式を次式によって仮定し、(4)式によって求めた。

$$\log D_1 = \log a + \rho \Delta \text{ (or } R) \dots\dots (3)$$

$$r_{\Delta R} = \frac{\Delta/R}{\left[ \frac{\sum \Delta_i^2 - (\sum \Delta_i)^2}{n} \right]^{1/2} \left[ \frac{\sum R_i^2 - (\sum R_i)^2}{n} \right]^{1/2}} \dots\dots (4)$$

ここで $\rho$  : 未定係数、 $n$  : 部落数、 $\Delta_i$  :  $i$ 部落の $\Delta$ または $R$ 、 $D_1^i$  :  $i$ 部落の $D_1$ または $D_2$ である。なお、(3)式は、(4)式に $\Delta$ または $R$ を代入すれば、(5)式となる。

表-2 福井地震の地盤種別毎の $D_1 \sim D_2 \sim \Delta \sim R$ 関係

| 地盤種別 | 距離<br>$D_1$<br>$D_2$ (m) | $\Delta$ (km) |     |     |     | $R$ (km) |     |     |    |
|------|--------------------------|---------------|-----|-----|-----|----------|-----|-----|----|
|      |                          | 0             | 5   | 10  | 15  | 0        | 5   | 10  | 15 |
| A    | $D_1$                    | 8.1           | 5.2 | 1.5 | 1.5 | 15.2     | 9   | 6   | 6  |
|      | $D_2$                    | 6.6           | 4.4 | 6   | 13  | 4.3      | 1   | 2   | 2  |
| B    | $D_1$                    | 8.0           | 6.8 | —   | —   | 8.3      | —   | —   | —  |
|      | $D_2$                    | 7.9           | 5.9 | —   | —   | 7.8      | —   | —   | —  |
| C    | $D_1$                    | 10.0          | —   | 7.2 | —   | 10.0     | 7.2 | 7.2 | —  |
|      | $D_2$                    | 10.0          | —   | 4.4 | —   | 10.0     | 4.5 | 4.4 | —  |
| D    | $D_1$                    | 9.9           | 9.1 | 3.6 | 2.5 | 9.1      | 7.4 | 2.1 | —  |
|      | $D_2$                    | 9.8           | 8.7 | 2.7 | 2.1 | 8.7      | 6.4 | 0   | —  |

表-3 福井地震の断層東西両側の $D_1 \sim D_2$  (単位: km)

| 地盤種別 | 距離<br>$D_1$<br>$D_2$ (m) | EAST (km) |     |     |     | WEST (km) |   |    |    |
|------|--------------------------|-----------|-----|-----|-----|-----------|---|----|----|
|      |                          | 0         | 5   | 10  | 15  | 0         | 5 | 10 | 15 |
| A    | $D_1$                    | 7.4       | 2.7 | 1.4 | 1.6 | —         | — | —  | —  |
|      | $D_2$                    | 6.1       | 3   | 1.1 | 1   | —         | — | —  | —  |
| B    | $D_1$                    | 9.1       | —   | 7.0 | —   | —         | — | —  | —  |
|      | $D_2$                    | 8.3       | —   | 5.7 | —   | —         | — | —  | —  |
| C    | $D_1$                    | 10.0      | 7   | 7.2 | 7.2 | —         | — | —  | —  |
|      | $D_2$                    | 10.0      | —   | 4.5 | 4.4 | —         | — | —  | —  |
| D    | $D_1$                    | 9.0       | 3.3 | 9.3 | 7.8 | 10        | — | —  | —  |
|      | $D_2$                    | 8.4       | 0   | 9.1 | 6.7 | 0         | — | —  | —  |

表-4 福井地震の地盤種別Dの $D_1 \sim D_2 \sim \Delta \sim R$ 関係

| 距離    | $D_1$ (m) | $\Delta$ (km) |     |     |     | $R$ (km) |   |    |    |
|-------|-----------|---------------|-----|-----|-----|----------|---|----|----|
|       |           | 0             | 5   | 10  | 15  | 0        | 5 | 10 | 15 |
| $D_1$ | 100       | 9.7           | 8.4 | 9.8 | 9.3 | —        | — | —  | —  |
| $D_2$ | 100       | 9.6           | 7.2 | 9.7 | 8.6 | —        | — | —  | —  |

表-5 相 関 比

| 地盤種別 | $r_{\Delta R}$ | $r_{\Delta R}$ |
|------|----------------|----------------|
| A    | 0.650          | 0.357          |
| B    | 0.039          | 0.097          |
| C    | 1.020          | 1.023          |
| D    | 1.114          | 1.296          |

(三地震における住家被害率比較検討)

表-6 三地震の地盤種別 I-A, II-D<sup>\*</sup>の  $D_1$ ,  $D_2$

表-6 は北丹後・鳥取・福井地震の地盤種別 I-A, II-D<sup>\*</sup>の  $D_1$  および  $D_2$  の比較の結果を示したものである。

表-6 から次のことが判る。

1)  $D_1$  および  $D_2$  の  $R$  による減衰はほぼ共通的に認められる。

2) 北丹後・鳥取地震の  $D_1$  および  $D_2$  は福井地震の  $D_1$  および  $D_2$  に比べて概ね小さい。

3) 北丹後・鳥取地震の地盤種別 IV では、福井地震の地盤種別 D<sup>\*</sup>に比べて、 $D_1$  と  $D_2$  の差が大きく、 $D_1$  に占める  $D_2$  の割合が相対的に減少している。

4) 鳥取・福井地震の  $R = 5.0\text{Km}$  以下の場合の  $D_1$  および  $D_2$  は地盤種別 I-A に比べて地盤種別 IV-D<sup>\*</sup>の方が大きく、北丹後地震では逆の傾向が認められる。

| 地盤種別              | $R$ (Km)  | 北丹後   |       | 鳥取    |       | 福井    |       |
|-------------------|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                   |           | $D_1$ | $D_2$ | $D_1$ | $D_2$ | $D_1$ | $D_2$ |
| I-A               | 0 ~ 50    | 51    | 38    | 20    | 12    | 52    | 43    |
|                   | 51 ~ 100  | 4     | 2     | 16    | 9     | 9     | 1     |
|                   | 101 ~ 150 | <1    | <1    | 1     | <1    | 6     | 2     |
|                   | 151 ~ 200 | 1     | <1    | <1    | <1    | -     | -     |
|                   | 201 ~ 250 | 4     | 0     | 1     | 0     | -     | -     |
|                   | 251以上     | 2     | 0     | -     | -     | -     | -     |
| II-D <sup>*</sup> | 0 ~ 50    | 44    | 28    | 78    | 61    | 98    | 97    |
|                   | 51 ~ 100  | 3     | 1     | 5     | <1    | 93    | 86    |
|                   | 101 ~ 150 | -     | -     | <1    | <1    | -     | -     |
|                   | 151 ~ 200 | -     | -     | 0     | 0     | -     | -     |
|                   | 201 ~ 250 | 13    | 1     | <1    | 2     | -     | -     |
|                   | 251以上     | 50    | 1     | -     | -     | -     | -     |

#### § 4 結 論

北丹後・鳥取・福井地震の住家被害率と地盤種別との関係を調査解析し下記の結論を得た。

- 1) 北丹後地震では、被害率は断層距離よりはむしろ地盤種別と、全壊率は地盤種別よりはむしろ断層距離との相関性が強い。
- 2) 鳥取地震では、被害率・全壊率ともに、断層距離よりは地盤種別との相関性が強い。この理由としては震源が軟質な地盤種別 IV の直下にあつたこと、および比較的緩慢な断層運動により、衝撃的な地震動が発生しなかつたことなどが考えられる。
- 3) 福井地震では、地盤種別 D が広範囲に分布する地域で住家被害率は大きく、地盤種別 A と接する地域では急激に減少することが図-1(c)のメッシュ別住家被害率分布からも判る。  
また、住家被害率と距離との関係を指数関数で定量化した場合、相関係数に係る相関比は、比較的硬質な地盤種別 A, B と比較的軟質な地盤種別 C, D とでは明らかな値の相違が認められる。
- 4) 北丹後・鳥取地震の断層近傍における  $D_1/D_2$  は硬質な地盤種別より軟質な地盤種別で大きい。
- 5) 断層の至近距離 10Km 以内では、若干の例外を除いて、北丹後・鳥取地震の住家被害率は福井地震のそれに比べて小さい(表-6 参照)。
- 6) 住家被害率はほぼ震央および断層近傍においても距離によつて減少するが、この減少の度合は概ね軟質な地盤種別より硬質な地盤種別で大きい。

#### 参 考 文 献

- 1) 理科年表：東京天文台編，1978年版，丸善
- 2) 新耐震設計法(案)：建設省土木研究所，1977年
- 3) 北丹後地震報告：中央気象台，1927年
- 4) 鳥取県震災調査報告：建築学会震災調査隊，建築雑誌 Vol. 68, 1944年
- 5) 福井地震調査研究速報：福井地震調査研究特別委員会，1949年