

第 28 回  
土木研究所研究発表会  
論 文 集

平成元年12月5日・6日

建設省土木研究所

Copyright © (1989) by P. W. R. I.

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

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

土木研究所資料  
第2809号1989年12月

第 28 回  
土木研究所研究発表会  
論 文 集

企画部企画課

要 旨

本資料は、「第28回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。この発表会は、土木研究所が実施している調査・研究についての成果の発表及び若手研究者の発表能力の向上を目的として年1回開催している。

キーワード：研究発表会

# 目 次

|                                                                                      |           |                               |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------|-----------|-------------------------------|----|
| 1. 流木の発生量推定法と移動・停止機構 .....                                                           | 砂 防 研 究 室 | 福澤 誠.....                     | 1  |
| 2. 崩土の流下時の抵抗機構について .....                                                             | 急傾斜地崩壊研究室 | 大浦 二郎.....                    | 5  |
| 3. 現地における横ボーリング工の機能低下測定について .....                                                    | 新 潟 試 験 所 | 佐藤 克徳.....                    | 9  |
| 4. 活性汚泥より分離した <i>Enterobacter cloacae</i> HO1 による有害重金属(六価クロム)の生物学的処理及び回収に関する研究 ..... | 水 質 研 究 室 | 小森 行也.....                    | 13 |
| 5. 下水処理水の消毒技術に関する基礎的検討 .....                                                         | 三次処理研究室   | 諏訪 守.....                     | 17 |
| 6. 山腹斜面における降雨流出現象のモデル化 .....                                                         | 水 文 研 究 室 | 堀内 輝亮.....                    | 21 |
| 7. 融雪期のダム流入量予測手法に関する検討 .....                                                         | 水資源開発研究室  | 盛谷 明弘.....                    | 25 |
| 8. 沿岸砂州を模倣した人工リーフの海浜安定化効果 .....                                                      | 海 岸 研 究 室 | 宇多 高明.....<br>小俣 篤<br>○横山 揚久  | 29 |
| 9. 伝統的治水工法の環境的評価 .....                                                               | 都市河川研究室   | 小栗 幸雄.....                    | 33 |
| 10. フィルダムの安定解析における仮定と地震力 .....                                                       | フィルダム研究室  | 松本 徳久.....<br>安田 成夫<br>○正国 之弘 | 37 |
| 11. セルフライニング排砂路の抵抗と流砂量 .....                                                         | ダム水工研究室   | ○須田 孝行.....<br>高須 修二          | 41 |
| 12. ダムゲートにおけるステンレス鋼使用に関する調査 .....                                                    | 機 械 研 究 室 | 長 健次.....<br>村松 敏光<br>○竹田 英之  | 45 |
| 13. 改良粘性土の土圧特性について<br>(擁壁裏込め材への利用法について) .....                                        | 施 工 研 究 室 | ○西川宗一郎.....<br>田中 貢           | 49 |
| 14. 傾斜基盤を持つ軟弱地盤の側方流動に関する一考察 .....                                                    | 土 質 研 究 室 | 工藤浩一郎.....                    | 53 |
| 15. ひずみ制御による液状化試験 .....                                                              | 振 動 研 究 室 | 常田 賢一.....<br>○佐谷 祥一          | 57 |
| 16. 杭の支持力評価に関する検討 .....                                                              | 基 礎 研 究 室 | 幡本 篤.....                     | 61 |
| 17. 植物の大気浄化機能に関する調査 .....                                                            | 交通環境研究室   | 玉置 栄.....                     | 65 |
| 18. コンピュータグラフィックスを用いた景観予測技術 .....                                                    | シ ス テ ム 課 | 平林 久弥.....                    | 69 |

|                                                    |             |                             |    |
|----------------------------------------------------|-------------|-----------------------------|----|
| 19. コンクリートの養生期間決定に関する検討 .....                      | コンクリート研究室   | 渡辺 博志.....                  | 73 |
| 20. 骨材からのシリカの溶出機構に関する研究<br>—— アルカリの影響について —— ..... | 化 学 研 究 室   | 西崎 到.....                   | 77 |
| 21. PCげたのウェブ圧縮破壊耐力に関する実験的検討 ...                    | 橋 梁 研 究 室   | 藤原 稔.....<br>箕作 光一<br>○杉山 純 | 81 |
| 22. 高速走行時のすべり摩擦に関する考察 .....                        | 道 路 研 究 室   | 岡 邦彦.....                   | 85 |
| 23. 旅行速度測定装置の開発 .....                              | 新 交 通 研 究 室 | 中口 和巳.....                  | 89 |
| 24. 再生加熱アスファルト混合物を用いた舗装の<br>供用性評価 .....            | 舗 装 研 究 室   | 高木 信幸.....                  | 93 |

○印は発表者

## 1. まえがき

土石流とともに流下してくる多量の流木によって下流にある人家や橋梁等の被害が増大する例は多く<sup>(1)・(2)</sup>、土石流対策とともに流木対策も重要である。しかしながら、流木対策は土石流対策に比べて遅れているのが現状である。この大きな原因として、流木の発生、流下、堆積機構が十分に説明されていないことと、流木対策施設の設計基準が作成されていないことが考えられる。

## 2. 目的

本研究は溪流を流下する流木の移動・停止条件、狭窄部での流木の通過・停止について水路模型実験を行い基礎的な流木の運動機構を検討する。また土石流にともない発生した流木の実態調査結果を整理し、発生流木本数を算定するための経験則を求めて流木対策施設の設計基準を作成するための基礎資料を得ることを目的とする。

## 3. 流木の移動、停止条件

### 3.1 実験概要

実験には長さ5m、幅20cm、深さ40cmの側面アクリル板付きの木製水路を用い、水路の底は平均粒径1.2mmの砂を貼り付けた固定床とした。水路勾配は $0^{\circ} \sim 20^{\circ}$ の範囲で可変とし実験条件に応じて変化した。流木の模型としては直径15mm、長さ10cmの円筒上の木材を用いた。流木の模型の比重は0.98であった。また流木模型の水路固定床に対する水中での摩擦角は $25^{\circ}$ であった。

実験は流量を0.3、0.7、1.0、1.3  $\text{L/S}$ として各段階で水路勾配を $0^{\circ} \sim 20^{\circ}$ まで徐々に変化させて水路上に置いた流木が移動するか否かを観察し、合わせて流路上の水深を測定した。流木の水路上への設定方向は原則として流向と平行としたが、流量が0.3  $\text{L/S}$ の場合のみ移動が始まる最小の角度だけ流向より傾けて設置しその角度を測定した。

### 3.2 移動、停止条件

流量0.3  $\text{L/S}$ の時の水路勾配と流木が移動を開始する流向方向に対する最小の流木の傾き( $\phi$ )との関係を図-1に示す。傾き $\phi$ が大きくなると流木の受ける流体力が増すとともに、流木がころがりにより移動し易くなるため、全体的に移動し易くなる。従って図-1より流量一定の時は水路勾配が $5^{\circ}$ 付近で最も流木が移動し難い、すなわち堆積し易いことが分かる。

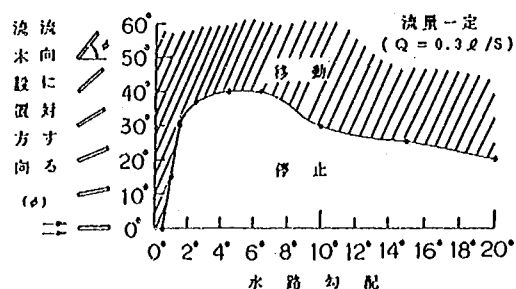


図-1 流木設置方向による移動限界

次に流木の傾きを $\phi=0$ とした場合、すなわち流向と平行に流木を置いた場合について検討する。流量を0.3、0.7、1.0、1.3  $\text{L/S}$ と4段階に変化させて、各段階での水路勾配と水深の関係及び流木の移動と停止の範囲を図-2に示す。

比重が水よりも小さな(すなわち水に浮く)流木の受ける流体力 $F$ と抵抗力 $R$ は次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} F &= CA \frac{\rho v^2}{2} \approx \frac{CA \rho}{2n^2} h^{4/3} l \\ R &= \left( \frac{\pi d^2}{4} (\sigma - \rho \Lambda) g l (\mu \cos \theta - \sin \theta) \right) \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

ここで、F: 流向に平行に設置された流木の受ける流体力(gf)、C: 抵抗係数、 $\Lambda$ : 流水の当たる部分の流木の断面積(水中部分の断面積, cm<sup>2</sup>)、 $\rho$ : 水の密度(gf·s<sup>2</sup>/cm<sup>4</sup>)、v: 流水の平均流速(cm/s)、n: マニング型の粗度係数(s/cm<sup>1/3</sup>)、h: 水深(cm)、l: 水路の勾配、R: 流木の抵抗力(gf)、d: 流木の直径(cm)、 $\sigma$ : 流木の密度(gf·s<sup>2</sup>/cm<sup>4</sup>)、g: 重力加速度(cm/s<sup>2</sup>)、 $\mu$ : 流木の水中での摩擦係数、 $\theta$ : 水路の勾配(角度)である。流木の移動条件はF $\geq$ Rであるから次式により流木の移動と停止の境界を求めることができる。

$$\frac{CA \rho}{2n^2} h^{4/3} l = \left( \frac{\pi d^2}{4} (\sigma - \rho \Lambda) g l (\mu \cos \theta - \sin \theta) \right) \dots (2)$$

これを解くことにより水深:hと水路勾配: $\theta$ の変化に伴う流木の移動、停止境界を求めることができる。このようにして得た計算結果を図-2に▲印で示す。

図-2より式(2)を用いることにより流木の移動、停止境界を求めることができる。

#### 4. 狭窄部における流木の通過と停止

##### 4.1 実験概要

実験は流木の移動、停止条件で用いた水路と同じ水路を用いたが、ここでは水路の中に厚さ1.8cm、高さ20cmのラワン合板を水路上流端より4.0mの位置に設置し狭窄部(幅2、4、8、12cm)とした。流木の模型としては直径と長さがそれぞれ0.8-5cm、0.8-10cm、1.5-5cm、及び1.5-10cmの4種類の円筒状の木材をそれぞれ100本ずつ用いた。実験を通じて流木模型の比重は0.95~0.98であった。

実験は水路勾配を5°と10°の2種類として各勾配で流量を1.0、1.35、1.7 l/sの3種類に設定した。これらの流量に対して、水路の上流端より0.5mの位置において同一の大きさの流木模型を100本ずつ投入して水路を流下させ、狭窄部における流木の捕捉本数及び狭窄部直上流における水位を測定した。

##### 4.2 狭窄部における流木の通過・停止

狭窄部における流木の通過・停止に関して狭窄部の流木捕捉率をTとして次のよ

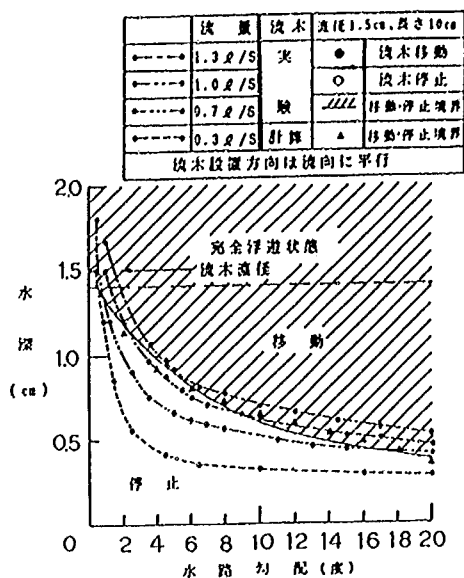


図-2 水路勾配、水深と流木の移動、停止条件

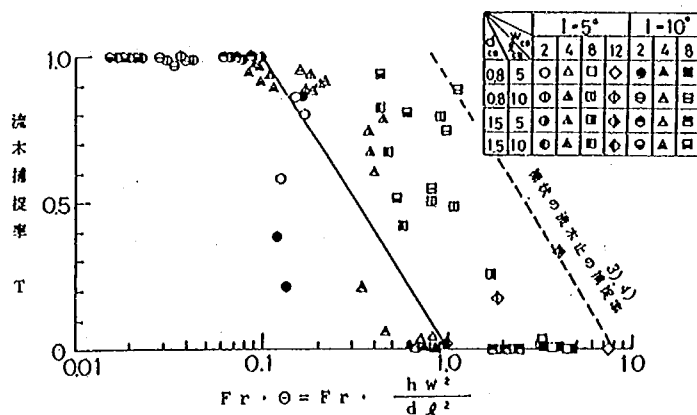


図-3 Fr・ $\theta$ と流木捕捉率との関係

うに定義する。

$$T = \frac{\text{狭窄部により捕捉された流木本数}}{\text{水路に投入した流木本数}(=100\text{本})} \quad (3)$$

実験結果を流木止スクリーン、スリットによる流木の捕捉率を算定する式<sup>3), 4)</sup>にならって  $Fr \cdot \Theta = Fr \cdot hw^2/dl^2$  と捕捉率  $T$  との関係に整理した結果を図-3に示す。ここで  $Fr$ :フルード数、 $\Theta = hw^2/dl^2$ 、 $h$ :狭窄部直上流の水深(m)、 $w$ :狭窄部の幅(m)、 $d$ :流木の直径(m)、 $l$ :流木の長さ(m)である。

この図より狭窄部における流木の捕捉率  $T$  は次式により算定できる。

$$\left. \begin{array}{ll} Fr \cdot \Theta \leq 0.1 & \text{のとき } T \approx 1.0 \\ 0.1 < Fr \cdot \Theta < 1.0 & \text{のとき } T = \log(1/Fr \cdot \Theta) \\ 1 \leq Fr \cdot \Theta & \text{のとき } T \approx 0 \end{array} \right\} \quad (4)$$

実験を通じて狭窄部直上流でのフルード数は0.08~0.43、レイノルズ数は3,800~6,400であった。

## 5. 土石流とともに発生する流木本数

### 5.1 調査手法

発生流木の本数の予想に当たっては流域内の崩壊及び侵食発生地域上の立木を調査することによりある程度予想できるが現実には崩壊及び侵食発生地域を事前に精度よく推定できない場合も多い。このようなことから過去に発生した土石流とそれに伴う流木の実態を調査し、その結果を整理することにより発生流木本数を推定する経験則を得ることとした。

流木発生本数と生産土砂量は昭和57年(1982年)7月の長崎災害における3溪流、昭和62年(1987年)8月の山形災害における4溪流及び昭和63年(1988年)7月の広島災害における20溪流について空中写真判読及び現地調査結果により求めた。

土石流とともに発生した流木の本数は災害発生前と発生後の空中写真判読により崩壊および侵食が発生した林地面積を求めると、現地調査により立木密度が平均的な林地100m<sup>2</sup>当りの立木サンプル調査により求めた。

### 5.2 土石流とともに発生した流木本数と流木長

過去に土石流が発生した27溪流における流域面積と流域面積1km<sup>2</sup>当りの発生流木本数を図-4に示す。この図より流域面積と流域面積1km<sup>2</sup>当りの発生流木本数には反比例の関係が認められ、流域面積当りの発生流木本数の上限値はほぼ次式で表される。

$$N_{ga} = 2000/A \quad (5)$$

ここで  $N_{ga}$ :流域面積1km<sup>2</sup>当りの発生流木本数(本/km<sup>2</sup>)、 $A$ :流域面積(km<sup>2</sup>)である。

また、土石流による生産土砂量( $V_g$ )と発生流木本数( $N_g$ )の関係を図-5に示す。この図より生産土砂量と発生流木本数には正比例の関係が認められ、発生流木本数の上限値は

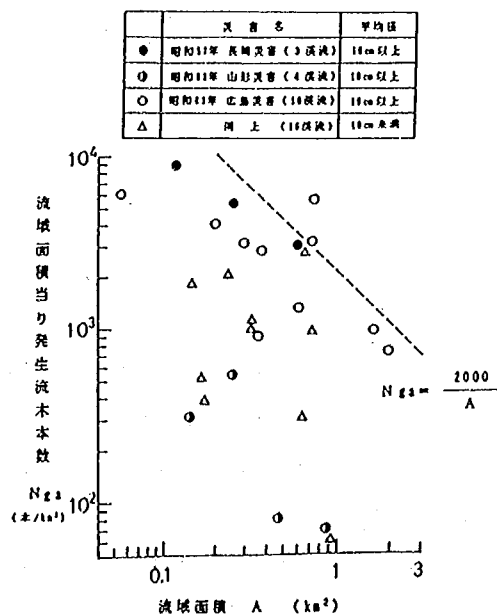


図-4 流域面積と流域面積当り発生流木本数

ほぼ次式で表される。

$$N_g = 0.2 V_y \quad \text{----- (6)}$$

ここで  $N_g$ : 発生流木本数(本)、 $V_y$ : 生産土砂量( $m^3$ )である。

これは発生流木本数と生産土砂量が一般に土石流発生、流下による崩壊、侵食面積に比例するためと考えられる。

## 6. まとめ

水路実験と現地における実態調査結果により流木の発生および流下機構に関して以下のような知見を得た。

(1) 渓床土の流木の移動開始条件のうち主要なものは次の3条件である。

- ① 流木の軸方向と流向のなす角( $\phi$ )
- ② 渓床勾配( $\theta$ )
- ③ 水深( $h$ )

$\phi$ 、 $\theta$  および  $h$  も大きくなる程流木は移動を開始し

易くなる。流量および川幅が一定の時は渓床勾配が  $5^\circ$  付近で流木は最も移動し難い。なお  $\theta$  と  $h$  の関係から移動開始と停止の境界を与える計算式を示した。

(2) 流路中の狭窄部における流木の通過・停止に関して狭窄部における流木の捕捉率  $T$  と流木の大きさ、水理条件との関係を水理実験により求めた。 $\Theta = hw^2/dl^2$  および  $Fr$  をフルード数とすると捕捉率  $T$  は  $Fr \cdot \Theta$  の関数として表すことができた。

(3)  $1km^2$  当りの発生流木本数 ( $N_g$  本/ $km^2$ ) の上限値と流域面積 ( $A km^2$ ) には  $N_{ga} = 2,000/A$  の関係が認められる。また発生流木本数 ( $N_g$  本) の上限値と生産土砂量 ( $V_y m^3$ ) には  $N_g = 0.2 V_y$  の関係がある。

これらの知見が現場での流木対策の計画策定、流木対策施設の設計等に役立てば幸いである。

## 参考文献

- 1) 渡辺正幸, 水山高久: 地域防災の立場から長崎災害を考える, 新砂防, 第36巻, 第1号, 砂防学会, pp. 27~29, 1983年7月
- 2) 石川芳治, 水山高久, 鈴木浩之: 崩壊・土石流に伴う流木の実態と調査法, 土木技術資料, 第31巻, 第1号, pp. 23~29, 1989年1月
- 3) ISHIKAWA, Yoshiharu and MIZUYAMA, Takahisa: An Experimental Study on Permeable Sediment Control Dams as a Countermeasure against Floating logs, 6th Congress Asian and Pacific Regional Division International Association for Hydraulic Research, Proceeding Vol. II-2, pp. 723~730, July, 1988
- 4) 水山高久, 石川芳治, 矢島重美, 透過型砂防ダムによる流木捕捉効果, 土木技術資料, 第30巻, 第11号, pp. 47~52, 1988年11月

|   | 実験名                | 平均値      |
|---|--------------------|----------|
| ● | 昭和11年 長崎災害 (3 渓流)  | 19 cm 以上 |
| ○ | 昭和11年 山打災害 (4 渓流)  | 19 cm 以上 |
| ○ | 昭和11年 佐賀災害 (10 渓流) | 19 cm 以上 |
| △ | 同上 (10 渓流)         | 19 cm 未満 |

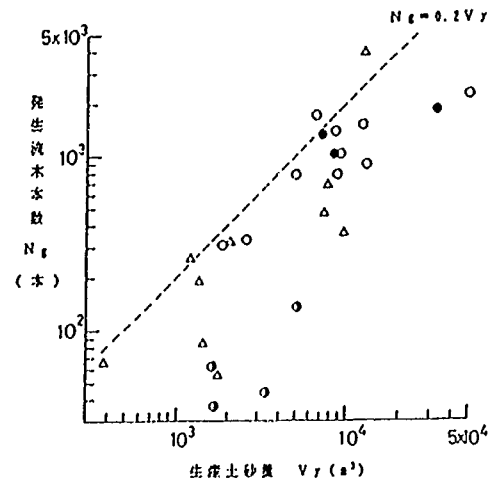


図-5 生産土砂量と発生流木本数

# 崩土の流下時の抵抗機構について

急傾斜地崩壊研究室 大浦 二郎

## 1. まえがき

わが国における土砂災害は、狭い国土、急峻な地形、土地の高度利用、前線による長雨や台風による集中豪雨、更に、頻繁に起る地震などの素因や誘因によって毎年のように発生し、多くの人命や財産が失われている。

このような土砂災害を一般的に、土石流、地すべり、がけ崩れ災害と分類しているが、その対策として、その素因となる斜面を構造物で抑止する方法や災害が及ぶ範囲を予測し構造物で抑制するほか、避難基準を設けて事前に安全な場所に避難する方法などが考えられるが、いずれにしても環境や経済的、技術的問題が数多くある。

この研究は、移動速度が比較的速く、規模も小さな「がけ崩れ」を対象に、その災害対策の一環として、抑止工の設置や避難経路の設定などの基礎資料とする為の、「崩壊した土砂がどこまで到達するか」ということを主眼においたものである。

これまでに、崩土の到達距離について研究された例をまとめると、第1に、移動土砂の体積が有限であり、かつ、流れ全体の形状変化が小さい場合の運動として、移動過程を質点系で取扱うもの、第2に、過去の災害事例を基に統計処理を行い、到達距離を議論しているもの、第3に、固体摩擦に加えて、速度依存型の抵抗を導入し、到達距離を議論しているものである。

本研究では第3の方法を用いて、崩土の抵抗モデルを設定し、実験を通して、その妥当性を検討したものである。

## 2. 目 的

自然斜面から発生した崩土は重力によって流下し、様々な抵抗を受けてある点で停止する。それらを構成する材料は広範囲の粒度分布を持つ土砂であり、水などを介在するものもある。

当面の研究課題として、速度依存型の抵抗則を明らかにするため、実験斜面において定常的な流れから流速分布を求め、抵抗モデルの妥当性を検討することである。

## 3. 方 法

### (1)抵抗モデル

ここでは、せん断応力は、水を含まない粒子の流れにおいて、粒子間の摩擦に伴う降伏応力  $\tau_y$  と粒子の非弾性衝突に伴う応力  $\tau_c$  からなると考える。すなわち、せん断応力は、

$$\tau = \tau_y + \tau_c \quad \dots \textcircled{1}$$

である。

定常状態においては、推進力  $R$  と抵抗力がつり合った状態(図-1)になっている。

$$R = \sigma \cdot C \cdot g (H - h) \sin \theta \quad \dots \textcircled{2}$$

$\tau_y$ は、粒子が粒子を乗り越えようとする時に必要な力といえ、有効応力に比例するものと考えられ、

$$\tau_y = \sigma_n \cdot \mu_k \quad \dots \textcircled{3}$$

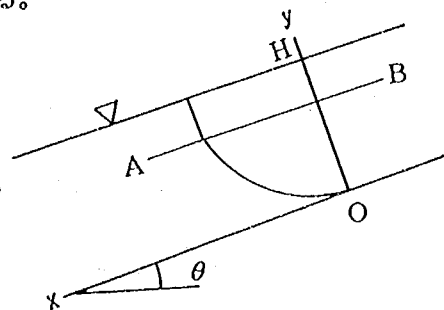


図-1 力のつりあい

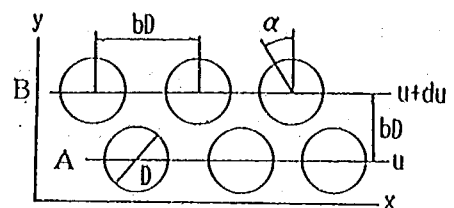


図-2 粒子の配列モデル

ただし、 $\mu$ ：動摩擦係数

$\tau_0$ は、粒子の衝突前後のエネルギー散逸から導かれる応力である。図-2のようにバグノルドと同様な粒子の配列モデルを考え、1回の衝突で粒子が失うエネルギーは式④で表せる。(図-3参照)

$$\Phi_i = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{1}{6} \pi D^3 \right) \sigma \right\} (du \sin \alpha)^2 (1 - e^2) \quad \dots \textcircled{4}$$

ただし、 $e$ ：粒子の反発係数、 $\alpha$ ：粒子の衝突角

また、単位時間当りの衝突回数は次のように表せる。

$$N \doteq \frac{du}{bD} = \frac{du}{dy} \quad \dots \textcircled{5}$$

したがって、単位時間、単位体積当りのエネルギー散逸量 $\Phi$ は、 図-3 衝突について

$$\Phi = \frac{N \cdot \Phi_i}{(bD)^3} = \frac{\pi}{12} (1 - e^2) D^2 \frac{1}{b} \sigma \sin^2 \alpha \left( \frac{du}{dy} \right)^3 \quad \dots \textcircled{6}$$

定常的な流れを考えると、それは非圧縮であり、みかけの体積損失はないため、 $\Phi = \tau \frac{du}{dy}$ の関係より、次式が導かれる。

$$\tau_0 = \left( \frac{\pi}{12} \right) \sin^2 \alpha (1 - e^2) \sigma \left( \frac{1}{b} \right) D^2 \left( \frac{du}{dy} \right)^2 \quad \dots \textcircled{7}$$

粒子の間隔を支配する係数  $b$  を土砂濃度  $C$  で表現する。崩土材料を最も密な状態に詰め込むと、土砂濃度  $C$  は 60% 程度である。この崩土材料を均一な球とみなし、間隙率が40%程度となる材料を係数  $b$  で表すと、

$$b = 3 \sqrt{\frac{\sqrt{3} \pi}{9 C}} \quad \dots \textcircled{8}$$

流下中の土粒子の濃度を直接測定するのは困難なため、ここでは、間接的に平野<sup>1)</sup>らの手法を用いる。これは、 $C_0$ を基準点における濃度とすると、ある層の濃度 $C$ は次のように表せる。

$$\frac{C}{C_0} = \left( \frac{n}{n_0} \right)^2 \quad \dots \textcircled{9}$$

ただし、 $n$ ,  $n_0$ ：水路側壁に接触している粒子の数

これらの式①, ②, ③, ⑦より、速度分布 $U(h)$ 、平均流速 $\bar{U}$ を求める式は次のように導かれる。

$$U(h) = \frac{2 \sqrt{C g} (\sin \theta - \mu_k \cos \theta)}{3 \sqrt{(\pi/12) \sin^2 \alpha (1 - e^2) (1/b) D^2}} \{ H^{3/2} - (H - h)^{3/2} \} \quad \dots \textcircled{10}$$

$$\bar{U} = \frac{2 \sqrt{C g} (\sin \theta - \mu_k \cos \theta)}{5 \sqrt{(\pi/12) \sin^2 \alpha (1 - e^2) (1/b) D^2}} H^{3/2} \quad \dots \textcircled{11}$$

## (2) 実験

実験装置は、図-4の通りである。上部に一定量の土砂を供給するホッパー、幅30cm、深さ30cm、長さ10m、勾配は一定の斜面から成る。また、斜面の底には崩土材料と同じ砂を付着させている。崩土は、斜面の中央付近から下流で等速運動になることが確認されており、その領域において側面からビデオ撮影を行い、流下深や速度分布などの定常的な流れを観測する。

崩土材料は、図-5に示す3種類の粒度分布を持つものを用いた。中央粒径  $d_{50}$  は、各々、0.93, 1.78, 2.86mmである。実験条件は表-1に示す通りで、斜面勾配を、 $31.0^\circ$ ,  $33.2^\circ$ ,  $35.7^\circ$ ,  $38.7^\circ$  の

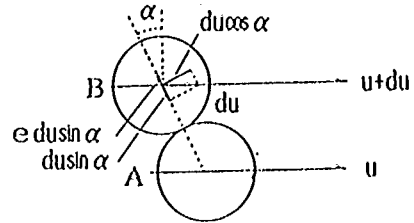


表-1 実験条件

| CASE | $\theta$ | $d_{50}$ | $\mu_k$ | $e$  | $R$   | $N$   |
|------|----------|----------|---------|------|-------|-------|
| 50   | (Deg)    | (mm)     |         |      | (cm)  | (1/s) |
| 1    | 31.1     | 0.093    | 0.118   | 1.45 | 3.5   | 119.3 |
| 2    | -        | -        | -       | -    | 4.0   | 123.3 |
| 3    | -        | 0.178    | 0.124   | -    | 4.3   | 125.3 |
| 4    | -        | -        | -       | -    | 3.3   | 116.3 |
| 5    | -        | 0.286    | 0.118   | 1.45 | 3.8   | 116.1 |
| 6    | -        | -        | -       | -    | 4.8   | 143.0 |
| 7    | 33.2     | 0.093    | -       | 1.45 | 3.1   | 109.1 |
| 8    | -        | -        | -       | -    | 3.4   | 111.4 |
| 9    | -        | -        | -       | -    | 3.5   | 112.0 |
| 10   | -        | 0.178    | 0.124   | -    | 4.1   | 114.1 |
| 11   | -        | -        | -       | -    | 3.3   | 112.3 |
| 12   | -        | 0.286    | 0.118   | 1.45 | 3.7   | 114.3 |
| 13   | -        | -        | -       | -    | 4.0   | 123.4 |
| 14   | 31.0     | 0.093    | -       | 1.45 | 4.052 | 129.4 |
| 15   | -        | 0.178    | 0.124   | -    | -     | 122.3 |
| 16   | -        | 0.286    | 0.118   | 1.45 | 3.3   | 110.1 |
| 17   | 35.7     | 0.093    | -       | 1.45 | 3.5   | 113.3 |
| 18   | -        | -        | -       | -    | 3.8   | 122.3 |
| 19   | -        | 0.178    | 0.124   | -    | 4.2   | 113.6 |
| 20   | -        | -        | -       | -    | 3.2   | 104.4 |
| 21   | -        | 0.286    | 0.118   | 1.45 | 3.3   | 111.3 |
| 22   | -        | -        | -       | -    | 3.5   | 114.4 |

4段階に分けて、各々の粒径について行った。

静止摩擦係数  $\mu_s$  は、崩土材料の粒径に対応した粗度板を作成し、その上に同じ材料を1層程度、敷き並べそれが層状をなして移動し始めるときの角度として求め、 $\mu_s = 0.818$  と  $0.824$  とした。

モデルの妥当性を検討するにあたって、水の乱れによる抵抗と粒子の非弾性衝突に伴う抵抗の分離が困難な為、「水は含まない」という条件を加え、実験を行った。

#### 4. 結 果

観察によると崩土は次のような挙動を示した。

ホッパーを一定に開口すると、崩土材料の流動が始まり、明瞭な前線を形成して斜面を流下する。しだいに、一定の流下深を保ようになり、定常的な流れが斜面の中央付近から下流側に形成される。また、流れの表面は整然として流下した。

定常的な流れが形成された領域において、側面から撮影された映像を見ると、図-6のように、上に凸な速度分布と下に凸な速度分布を持つ流れになり、その変曲点は、速度が1m/s付近に表れるものとなった。また、各層の粒子は層状に流れており、大きな乱れは見られなかった。しかし、1つの粒子を追跡すると、それは、上層、下層の速度の違いによって回転し、それに伴って粒子は上下方向に多少、波打ちながら流下した。

濃度  $C$  を求めるために、各層の単位時間における粒子の個数をカウントする必要があるが、中央粒径  $d_{50} = 0.93\text{mm}$  については画面解像度の不足で読みとることが出来なかった。

側面から読みとった速度は、流路の中央部の速度より側壁の摩擦抵抗の影響で速度が遅くなる。その度合を、流路の上部から撮影した映像(図-7)から、側面部と中央部の速度の比で表すと2.1になった。これより、映像から得られた平均流速の補正を行う。また、流路中央部の速度分布は直接観測できないため、その分布は側面と同様な形状であるものとして検討する。

#### 5. 考 察

$\tau_y$  における動摩擦係数  $\mu_k$  について、江頭らが、 $\frac{\mu_k}{\mu_s} = 0.70$

~0.85 を提案<sup>2)</sup>しており、その値を 0.80 と仮定し先に求めた、 $\mu_s$  から  $\mu_k = 0.654, 0.659$  とした。

$C_0$  に対応する  $n_0$  の値と映像から読みとった各層の粒子の個数  $n$  より濃度  $C$  を求めたのが、図-8である。

図-6において、上に凸な速度分布と下に凸な速度分布を持つ流れになり、その変曲点は速度が、1m/s付近に表れるものになったが、流れを支配している要因に過不足があるものと予想される。

ここでは、下に凸な速度を持つ領域における平均流速  $v$

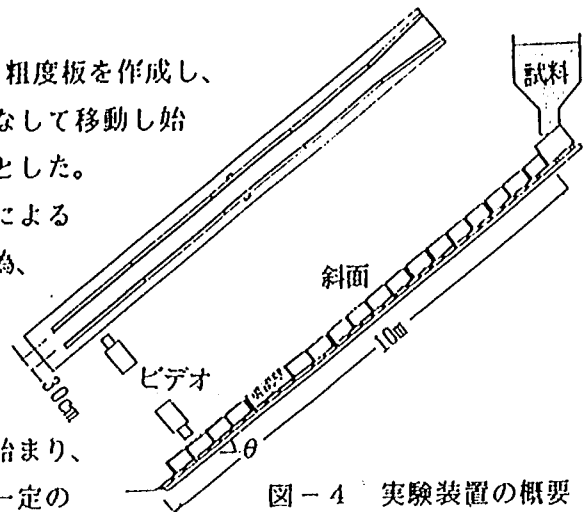


図-4 実験装置の概要

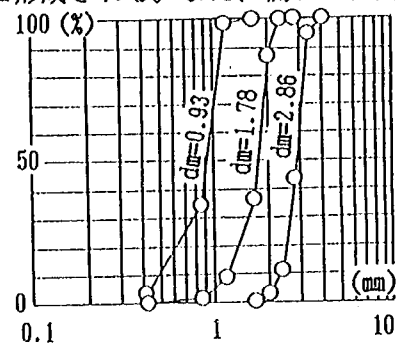


図-5 粒度分布

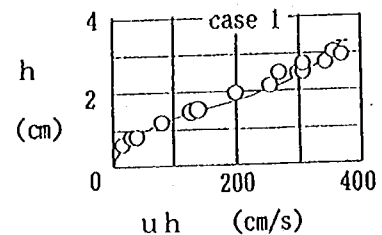


図-6 速度分布図

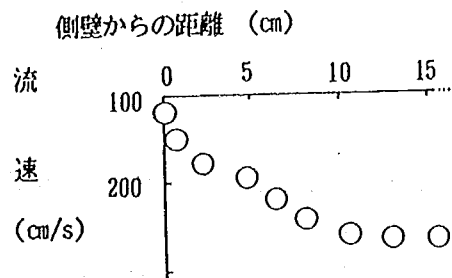


図-7 表面流速分布

を用いる。

抵抗モデルの適否を判断する基準に、式③、式⑩、粒子1個当りの占有体積を  $\frac{\sqrt{3}}{2} (bD)^3$  として、未知数  $\sin \alpha \sqrt{1-e^2}$  について整理すると、以下の式⑫のようなになる。実験結果にもかなりの誤差が含まれることが考えられるが、この式の解は 0 以上 1 以下の値をとるものである。

$$\sin \alpha \sqrt{1-e^2} = \frac{2}{5Dv} \sqrt{\frac{6\sqrt{3}H(\sin \theta - \mu_k \cos \theta)}{\pi}} \sqrt{\frac{\sqrt{3}\pi}{9} C^2} H^{(3/2)} \dots \textcircled{12}$$

図-9に衝突速度  $du$  と式⑫の関係を○印で示す。また、粒子の衝突角  $\alpha$  をA層とB層の衝突速度  $du$  と  $mg$ 、粒子間隔を支配する係数  $b$  により求めることができ、実線で示す。

反発係数  $e$  は、一定として衝突速度  $du$  と衝突角  $\alpha$  の関係を図-10に示す。

図-9において、 $du$  が大きくなると衝突角  $\alpha$  は小さくなることが考えられ、その傾向は見られるが理論値より、かなり大きな値となった。これは、ある粒子は1つ前方の粒子には衝突せずに、それを飛び越して、更に、前方の粒子に衝突していることになる。側面からの映像を見る限り、異なる結果となった。

図-10において、反発係数  $e$  は速度に依らず一定と考えられるため、 $e=0.5$  と仮定した結果を見ると、衝突速度  $du$  が大きくなるにつれ衝突角  $\alpha$  は小さくなる傾向が見られた。

## 6. ま と め

本研究は抵抗モデルの妥当性について、定常的な流れを作り映像で捕らえられる範囲で、検討したものである。しかし、その結果は、理論的な線にはのらずにかなりバラついたものとなった。それは、動摩擦係数  $\mu_k$  の評価、抵抗モデルとしては、粒子の回転による抵抗をも考慮する必要があると考えられるが、それが無視されていること、反発係数  $e$  の評価、土砂濃度  $C$  を測定する方法、また、その精度に問題があるものと考えられる。また、流路底面付近に発生した、上に凸な速度分布については考慮しなかったが、図-8に示すとおり、高濃度の領域であり、この領域をどのように取扱うかは今後の課題の1つである。以後、新たな抵抗モデルの検討と併せて、流れの内部の構造を反映する測定法なども検討する必要があるだろう。

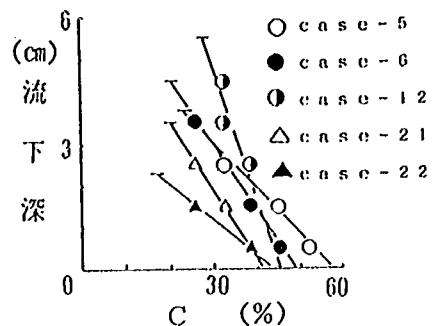


図-8 濃度  $C$  の分布

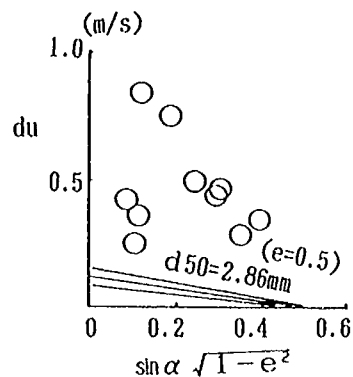


図-9  $du$  と  $\sin \alpha \sqrt{1-e^2}$

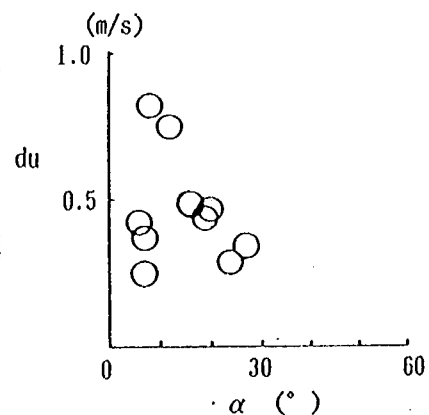


図-10  $du$  と  $\alpha$

## 参考文献

### 1) 斜面における土塊の移動、停止機構に関する研究

京都大学防災研究所 年報 vol. 27 B-2 芦田 和男, 江頭 進治, 神矢 弘

### 2) 土石流先端部に関する実験的研究

新砂防 vol. 121

平野 宗夫, 岩元 賢

# 現地における横ボーリング工の機能低下測定について

新潟試験所 佐藤克徳

## 1. まえがき

地すべり運動を停止または緩和させるために、いくつかの地すべり防止工法の施工が地すべり地で実施されている。特に地すべり地域内に流入する地下水および地域内にある地下水を排除することを目的とした地下水排除工が利用されている。地下水排除工は、浅層地下水排除工と深層地下水排除工に大別され、その中でも横ボーリング工は浅層地下水を対象として数多く施工されており、その施工頻度は約70%を占めている<sup>1)</sup>。

施工された横ボーリングは、年数の経過にともない保孔管の目詰まりや破損等で集排水機能が低下し、孔口からの排水量は施工当初と比べ減少するケースが多く見られる。したがって、再び地すべり斜面に不安定さが増し、地すべり運動が生ずる場合があるものと考えられる。このようなことから、横ボーリングの維持管理手法の基礎資料を得るため、横ボーリングの機能低下現象を把握する目的で、粘性土タイプの地すべり地において横ボーリングからの排水量、その周辺の間隙水圧の観測を施工直後から行い、詳細に横ボーリングの機能低下測定を実施した。

## 2. 調査地の概要

調査の対象とした横ボーリングは、新潟県中頸城郡板倉町にある猿供養寺地すべり指定地(44.3ha)の一ブロックに施工された。このブロックは、地すべり規模が延長150m、幅約50m、移動層厚4~6mで地すべりブロックが明瞭である。図-1にその平面図を示す。

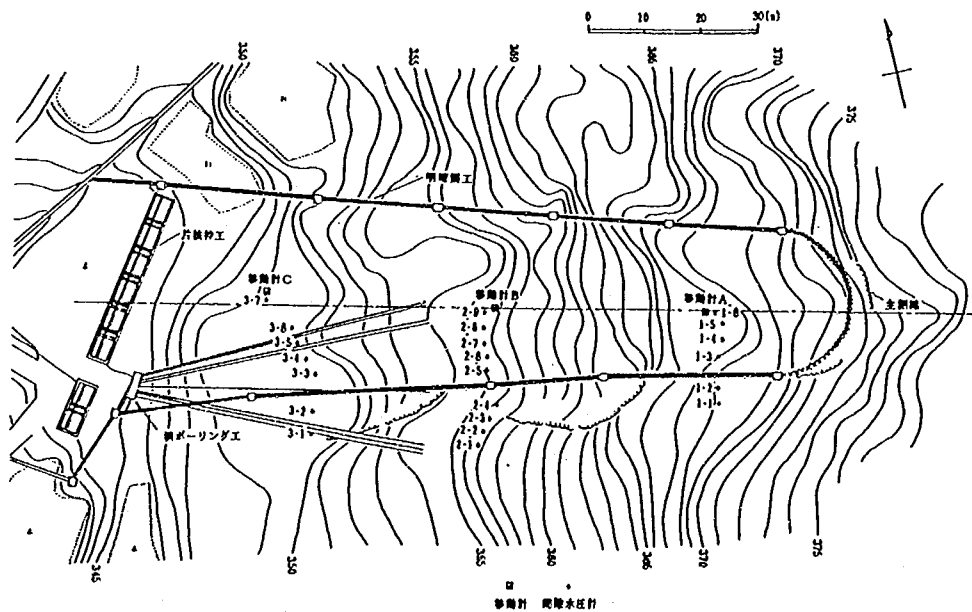


図-1 調査地平面図

地質は新第三紀中新世の寺泊層にあたる黒色泥岩地帯である。土層構成は、崩積土層が5.0m程度の厚さで存在し、泥岩片混じりの粘土層である。その下部には強風化泥岩、さらに下位層には風化泥岩、新鮮な泥岩層が続いている。現在地すべりは、深度約5.0mの崩積土と強風化泥岩層の境界をすべり面として活動している。

横ボーリングの設置位置は、図-1に示すようにブロック末端部であり、昭和56年2月から3月に

かけて扇状に8本施工され、それぞれの延長は50mである。なお左岸側に向けられた3本は、昭和56年10月の明暗渠の施工により損壊した。

### 3. 観測方法

#### 3.1 移動量測定

地すべり斜面内の移動量を把握するため、斜面の主測線上の頭部(移動計A)、中間部(移動計B)、末端部(移動計C)に3台移動計を配置し、横ボーリング施工以前から測定を行なった。設置方法は図-2に示すように、すべり面以深にアンカーをおろし定着させ、アンカーからステンレスワイヤーを立ち上げて地表の伸縮計に取り付けた。

#### 3.2 排水量測定

横ボーリングからの排水量の測定は、損壊した3本を除く5本について、昭和57年11月からその孔口を塩ビ管でひとまとめにし、バケット式流量計により総流量を自記記録した。

#### 3.3 間隙水圧測定

間隙水圧計の配置は、図-1に示すように横ボーリング先端部に9基(2-1~2-9)、中間部に6基(3-1~3-6)であり、昭和55年8月~昭和56年9月にかけてから観測を開始した。設置深度はすべり面直上部である。図-3に示すようにφ66mmのボーリング孔に間隙水圧計を挿入して、上下は砂でその上部はベントナイトでシールし測定器により一週間毎の手動観測を行なった。

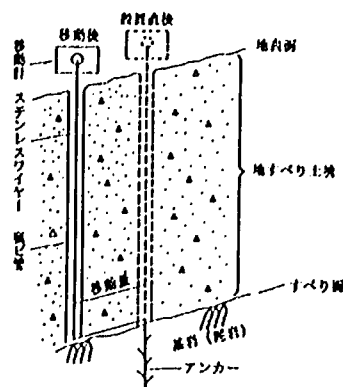


図-2 移動計

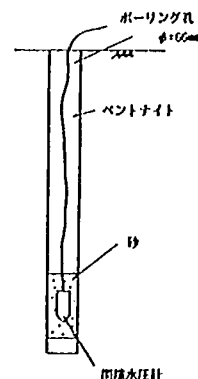


図-3 間隙水圧計

### 4. 観測結果

#### 4.1 斜面移動量変動

図-4に移動量測定開始から現在までの各移動計の累積移動量を示した。各防止施設により明らかに移動量は激減しており、現在は小康状態である。斜面末端部に設置した移動計Cにおいては片法棒、横ボーリング施工直後から移動量はみられておらず、明らかに防止施設の効果がはっきりと現れている。また、その後においても大きな移動量はみられていない。

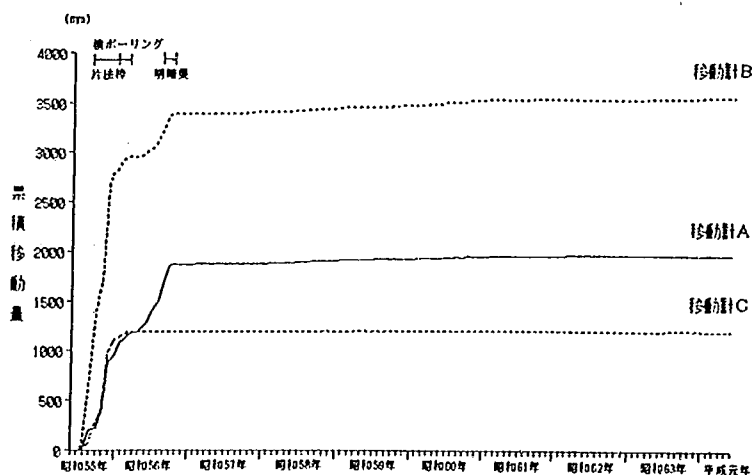


図-4 累積移動量

#### 4.2 排水量からみた機能低下現象

排水量の経年変化を概括すると、測定開始から昭和61年までの4年間は、降雨があると排水量は敏感に反応し増加する。しかし、昭和62年頃からそれが鈍くなり減少の傾向を示す。昭和63年になると年間を通して降雨があっても排水量は増加せず2~3m<sup>3</sup>/dayの値を示した。

排水量と降雨量との相関を求めると、排水量と最も相関の高い降雨は、先行日数6日間の累積雨量であることが分かった。図-5は排水量と先行日数6日間累積雨量との関係を示した。この図から、年数の経過にともない累積雨量に対する排水量の減少が明らかに分かる。また、昭和63年では累積雨量が増加しても排水量はほとんど変わらず、降雨に関係なく一定量の排水量しかみられない。これを昭和58年の排水量と比較すると90%以上の減少率である。以上のように昭和61年から横ボーリングの機能は低下の現象を示していたことになる。

#### 4.3 間隙水圧変動からみた機能低下現象

横ボーリングの集排水機能が低下したならば、その周辺の地下水が十分に取り込むことができず間隙水圧に上昇傾向が認められる場合がある。間隙水圧(2-5~2-9, 3-3~3-6)の経年変化として、6~10月の期間内での各年の最高時と最低時の値をプロットしてみた。図-6(1)は、横ボーリング先端部の間隙水圧(2-5~2-9)、図-6(2)は、中間部の間隙水圧(3-3~3-6)を示したものである。図-6(2)では最高値最低値とも年がたつにつれ間隙水圧値は上昇の傾向が明らかに認められるが、図-6(1)ではあまり変化のないことが分かる。そこで、降雨に対する間隙水圧の変化を見るため、各年の降雨量と間隙水圧値との関係を求めた。間隙水圧値変動と最も相関の高い降雨は、先行日数7日間の連続降雨量であることが明らかとなっている<sup>2)</sup>。間隙水圧値と先行日数7日間の連続降雨量との関係の一例を図-7(1)、(2)に示した。図-7(1)は間隙水圧2-8であり、図-7(2)は間隙水圧3-6である。横ボーリング先端部の間隙水圧2-8は、昭和58年から昭和63年までさほど値に差はみられない。これは、横ボーリングの集排水機能の範囲が施工当初から間隙水圧測定位置まで得られなかったことによるものか、図-1に示した地すべりブロック境界を囲む形で施工された明暗渠の効果に左右されたものか、または先端部では現在においても目詰まり現象が起きて

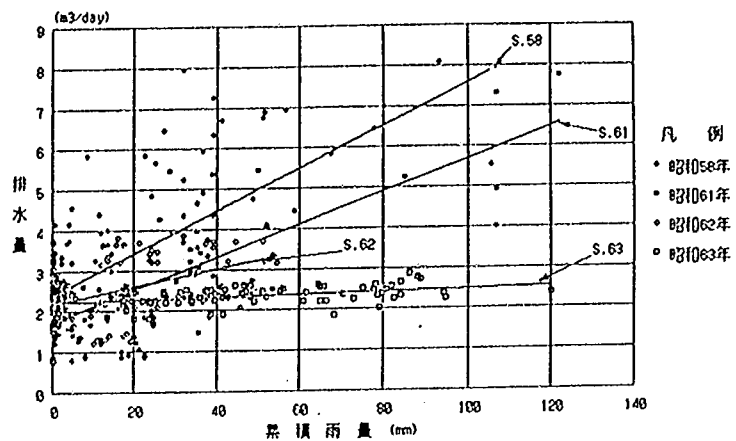


図-5 排水量と累積雨量

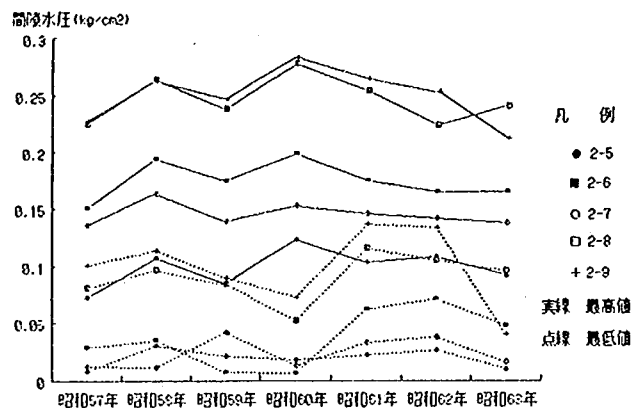


図-6(1) 間隙水圧の最高値最低値(2群)

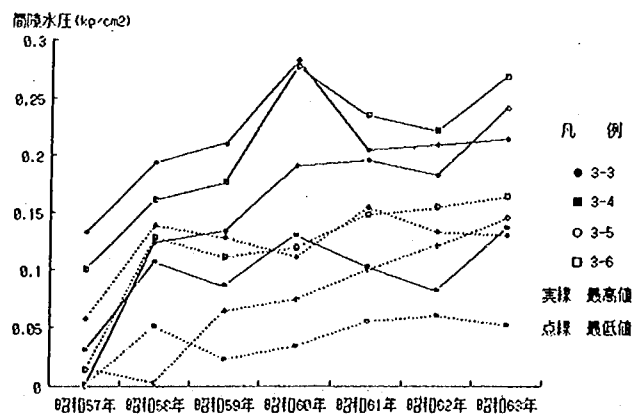


図-6(2) 間隙水圧の最高値最低値(3群)

いないことによるものと考えられる。中間部の間隙水圧3-6をみると、昭和58年では連続降雨量の増加にともなう間隙水圧の上昇はそれほどみられず横ボーリングの効果が現れていると考えられる。しかし、昭和60年以降になると明らかに間隙水圧は年数が経過するにしたがい上昇している。昭和63年では昭和58年と比較して連続降雨量50mm時の間隙水圧値は0.101kgf/cm<sup>2</sup>上昇しており、地下水位に換算すると1m上昇したことになる。横ボーリングの先端部では間隙水圧が上昇していないことから目詰まり現象が発生していないものとし、目詰まりの進行状況を仮定すると、昭和60年から徐々に目詰まり現象が発生し、それは横ボーリングの孔口から先端へと広がっているものと考えられる。

## 5. まとめ

横ボーリングの効果は、移動量の激減から明らかである。その機能低下現象として排水量と末端部の間隙水圧値の測定結果から、年数の経過にともない排水量に減少傾向が認められ、これに追従して間隙水圧の上昇がみられた。したがって、昭和56年の施工から7年の経過年数で横ボーリングの機能はかなり低下しているものといえる。原因は横ボーリング保孔管のストレーナの目詰まりと考えられる。現在、一般的に保孔管の集排水機能の回復対策として洗浄工法が多用されている。洗浄サイクルについては、横ボーリングに集水する水の性質あるいは管周囲の土層構成等の影響を受けるため一概に決定できないが、当地すべり地においては6～7年サイクル程度の洗浄が望ましいものと考えられる。

## 6. おわりに

猿供養寺地すべり地において、横ボーリングの機能低下量を排水量、間隙水圧の長期間の測定結果により検討を行った。今後は他の横ボーリングにおいても実施し、定量的に検討していきたい。また、今回調査した横ボーリングを洗浄してみて機能の回復量を測定する予定である。

## 参考文献

- 1) 地すべり実態統計(その3):土木研究所資料第1204号,昭和52年3月
- 2) 地すべり対策工の効果判定調査報告書(猿供養寺地すべり):土木研究所資料第2117号,昭和59年3月

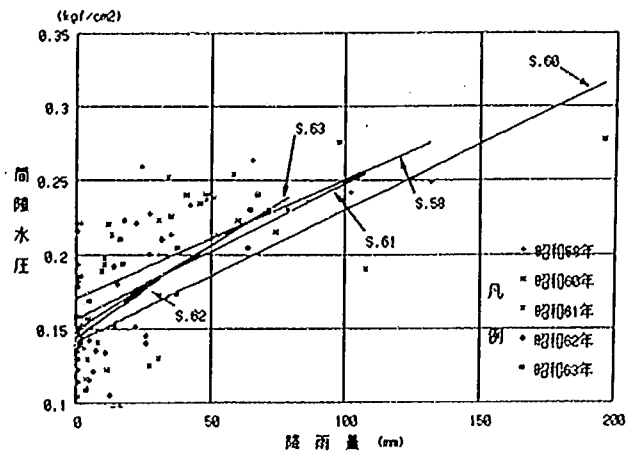


図-7(1) 連続降雨量と間隙水圧(2-8)

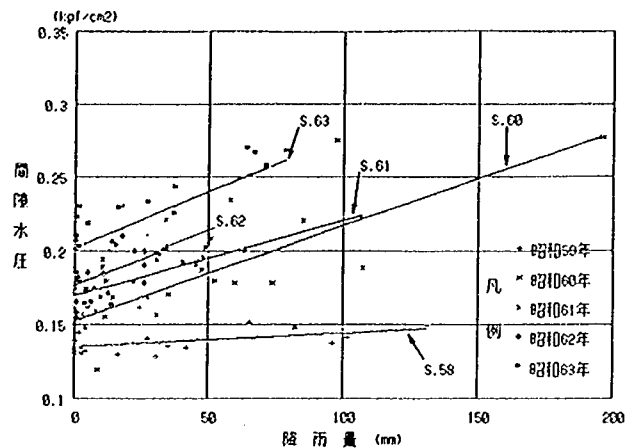


図-7(2) 連続降雨量と間隙水圧(3-6)

活性汚泥より分離した *Enterobacter cloacae* H01 による有害重金属  
(六価クロム) の生物学的処理及び回収に関する研究

水質研究室 小森 行也

1. まえがき

重金属は生体毒性が強く細菌に対する変異原性も有しているが、逆に重金属が細菌により形態変化されるといふ報告<sup>1)</sup>もある。細菌による重金属の形態変化は、重金属に対する細菌の防御機能の一つであると考えられる。重金属に対する細菌の防御機能の解明は、環境改善技術への応用を考える上で、また、自然環境中での重金属による生物への影響や循環を理解する上で基本的な重要である。

中でも六価クロムに対する細菌の防御機能は、環境改善技術への応用の可能性からみると最も興味深い。六価クロムは細菌に対して有毒であり突然変異誘発物質であることが知られている<sup>2)</sup>が、一方、六価クロム耐性菌に関する報告<sup>3)</sup>もいくつかあり、なかには六価クロムを還元する細菌も分離されている<sup>4)</sup>。しかし、これらの細菌を環境改善技術へ応用している例はない。

最近、P-C.Wang ら<sup>5)</sup>は六価クロムを還元する能力を有する腸内細菌、*Enterobacter cloacae* H01 を活性汚泥より新たに分離した。六価クロムは還元され三価クロムになると、酸化力を失って毒性が著しく低下するばかりか、水酸イオンと反応して水酸化クロムの白色沈澱を形成する。

本研究では、この *E. cloacae* H01 による六価クロムの生物学的処理と回収について検討するものである。

2. 目 的

本研究の目的は、活性汚泥より分離した *E. cloacae* H01 を用いて六価クロムを還元し、安定で毒性の低い水酸化クロムとして回収する方法について 2, 3 の応用を試みるものである。

3. 実験方法

実験に用いた *E. cloacae* H01 は都市下水処理場の活性汚泥より分離し、表-1に示す KSC 培地 (pH7) に  $K_2CrO_4$  を 0.5mM (25.5mgCr/l) となるように添加し、嫌気条件下で継代培養しているものである。六価クロムの測定はジフェニルカルバジドを用いた比色測定法により、全クロムの測定は原子吸光度計により行った。また、実験は 30℃ の恒温水槽内で行った。

表-1 K S C 培地

|                           |       |                 |        |
|---------------------------|-------|-----------------|--------|
| Casamino Acids<br>(Difco) | 1g    | $KH_2PO_4$      | 0.05g  |
| sodium acetate            | 2g    | NaCl            | 0.01g  |
| $MgSO_4 \cdot 7H_2O$      | 0.1g  | $FeCl_3$        | 0.005g |
| $NH_4Cl$                  | 0.03g | $CaCO_3$        | 0.005g |
| $K_2HPO_4$                | 0.03g | tap water       | 100ml  |
|                           |       | distilled water | 900ml  |

3. 1 回分実験

六価クロム濃度が 0.5、1、2、3、4、5 mM となるように  $K_2CrO_4$  を添加した KSC 培地に、一晩前培養した *E. cloacae* H01 を 40% 植種し六価クロムの還元速度を測定する。

### 3. 2 イオン交換膜型リアクターを用いた実験

六価クロムは陰イオンであるが、*E. cloacae* H01 により還元された三価クロムは陽イオンであるため、イオン交換膜による分離の可能性があり、図-1 に示す陰イオン交換膜型リアクターを考案した。A 槽に添加した六価クロムは陰イオン交換膜を透過し B 槽へ移動できるが *E. cloacae* H01 により還元された三価クロムは陰イオン交換膜を透過できず B 槽に留まることになる。従って A 槽から六価クロムは除去され、B 槽に三価クロムとして回収されることになる。還元された三価クロムは水酸イオンと反応し、水酸化クロムの白色沈澱を生じる。

A、B 各槽は内容積 650ml の円筒型であり A、B 各槽の間を陰イオン交換膜 (26cm<sup>2</sup>) で区切っている。

本実験は A 槽に K<sub>2</sub>CrO<sub>4</sub> 1mM を含む KSC 培地 600 ml、B 槽に一晩前培養した *E. cloacae* H01 を 50% 植種した KSC 培地 600ml を入れ A、B 両槽のクロムの経時変化を測定する。なお、B 槽には電気的な平衡状態を維持するため CrO<sub>4</sub><sup>2-</sup> のカウンターイオンとして Cl<sup>-</sup> を 2mM 添加した。

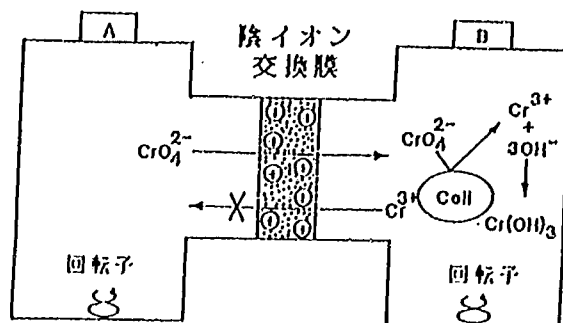


図-1 イオン交換膜型実験装置

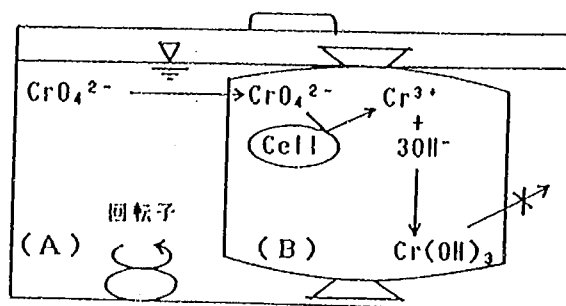


図-2 透析チューブを用いる方法

### 3. 3 透析膜型リアクターを用いた実験

*E. cloacae* H01 により還元された三価クロムは常温、普通の pH においてたやすく水酸イオンと反応し、水酸化クロムの沈澱を生じる。この性質を利用し、透析膜による六価クロムの回収を試みた。半透膜でできた透析膜は CrO<sub>4</sub><sup>2-</sup> イオンは透過することができるが、粒子が大きい Cr(OH)<sub>3</sub> や *E. cloacae* H01 は透過することができない。ここでは、図-1 の陰イオン交換膜の部分透析膜とし、A 槽に K<sub>2</sub>CrO<sub>4</sub> 1mM を含む KSC 培地 600ml、B 槽に一晩前培養した *E. cloacae* H01 を 50% 植種した KSC 培地 600ml を入れ A、B 両槽のクロムの経時変化を測定する。

### 3. 4 透析チューブを用いた実験

透析膜型リアクターを用いた実験と同じ考え方であるが、もう少し簡便な方法として透析膜のチューブを用い、六価クロムの回収を試みる実験を行った。透析膜チューブに *E. cloacae* H01 を嫌気状態で封入し、六価クロムの溶液に沈めるだけである。透析膜チューブの両端を紐で縛り六価クロム溶液に沈めた実験装置の概略を図-2 に示した。500ml の蓋付き容器に K<sub>2</sub>CrO<sub>4</sub> を含む KSC 培地 (A) を 300ml 入れ、そこに透析チューブに *E. cloacae* H01 を 50% 植種した KSC 培地 (B) 150ml を密封し (A) に沈めた。本実験では K<sub>2</sub>CrO<sub>4</sub> 濃度 1、2、3、4、5 mM について実験を行った。

#### 4. 結果と考察

##### 4. 1 回分実験

六価クロムの経時変化を測定し結果を図-3に示した。初期濃度 0.5 mM では 5 時間、1 mM では 9 時間、2 mM では 24 時間で完全に還元した。六価クロムによる黄色は還元の進行とともに水酸化クロムの沈澱により白濁した。初期濃度 3 mM 以上では 3 日以降六価クロムの減少はみられず還元が停止した。これは、*E. cloacae* H01 の死滅によるものと思われる。

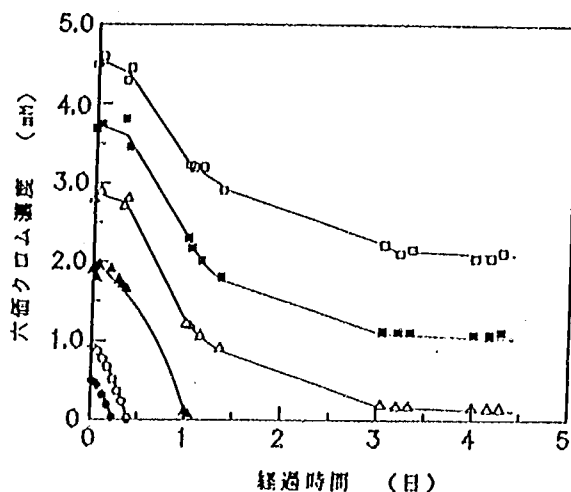


図-3 回分実験結果

##### 4. 1 イオン交換膜型リアクターを用いた実験

A、B 両槽の六価クロムと全クロムの経時変化を測定し結果を図-4に示した。A 槽に加えた六価クロムは時間の経過とともに減少しているが、B 槽から六価クロムはほとんど検出されていない。このことは、予想した通りの反応が起こったことを裏づけている。A 槽の六価クロムは陰イオン交換膜を透過し B 槽へ移り、B 槽で *E. cloacae* H01 により還元され三価クロムになったものと思われる。A 槽は六価クロムの減少とともに黄色から淡黄色となり、B 槽は水酸化クロムの沈澱により白濁した。本実験の全クロムの測定結果をみると A 槽の減少分だけ B 槽が増加しており、A 槽の六価クロムの減少が陰イオン交換膜あるいはリアクター壁面への吸着でないことがわかる。イオン交換膜型リアクターによる全クロムの除去率は 93% であった。なお、B 槽の全クロム初期濃度の値は、一晩前培養した *E. cloacae* H01 の植種によるものである。

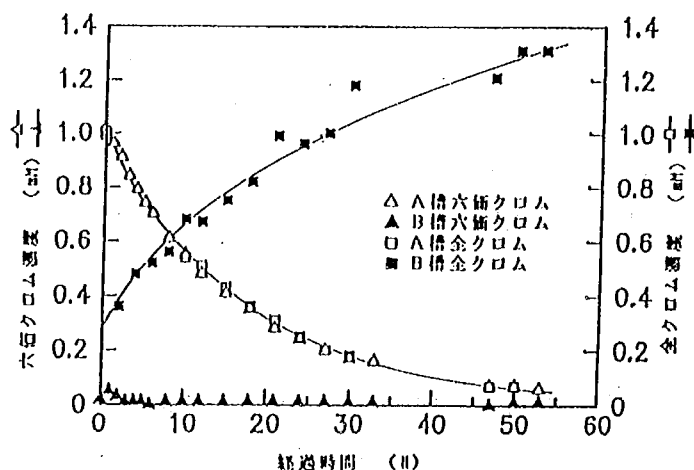


図-4 イオン交換膜型実験装置による実験結果

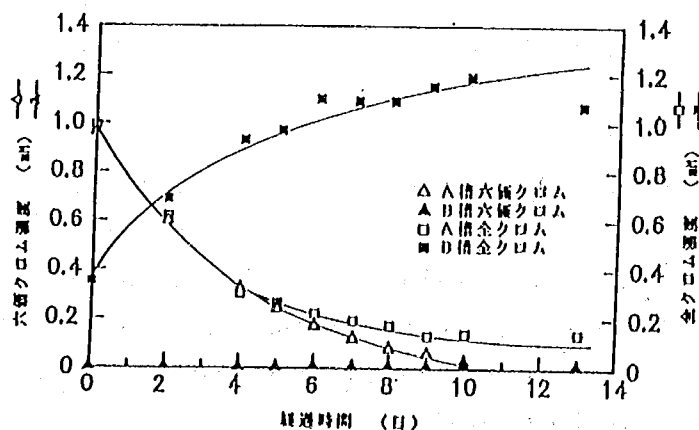


図-5 透析膜型実験装置による実験結果

##### 4. 2 透析膜型リアクターを用いた実験

A、B 両槽の六価クロムと全クロムの経時

変化を測定し、結果を図-5に示した。A槽に加えた六価クロムは時間の経過とともに減少し10日経過でほとんど検出されなくなったが、全クロムは初期添加六価クロムの14%が残存している。B槽からは六価クロムは検出されず、*E. cloacae* H01による還元は良好である。A槽に全クロムが残存した原因としてはA槽の六価クロムがB槽に移動し*E. cloacae* H01により還元され三価クロムになり、その後A槽に戻ったものと考えられる。水酸イオンと反応し水酸化クロムの沈澱となったあとは、透析膜を透過し戻ることはないと考えられるため  $\text{Cr}^{3+}$  イオンに還元された後、水酸イオンと反応するまえに  $\text{Cr}^{3+}$  イオンの状態で戻ったものと考えられる。透析膜型リアクターによる本実験の全クロムの除去率は86%であった。

#### 4. 4 透析チューブを用いた実験

溶液(A)の六価クロム濃度の

表-2 透析チューブを用いた実験結果

経時変化を測定し(A)の六価クロムが検出限界以下(0.005mM)になるまでに要した時間とその時点の(A)の全クロム濃度を表-2に示した。(A)の六価クロムが

| 六価クロム濃度 | 六価クロム完全除去に要した日数 | 六価クロム除去後の全クロム濃度(A)溶液 | 全クロムの除去率 |
|---------|-----------------|----------------------|----------|
| 1mM     | 1.5日            | 0.12mM               | 89%      |
| 2mM     | 2日              | 0.19mM               | 91%      |
| 3mM     | 3日              | 0.38mM               | 88%      |
| 4mM     | 4日              | 0.52mM               | 86%      |
| 5mM     | 7日              | 1.42mM               | 72%      |

検出限界以下になった時点でも全クロムは検出されているが、透析膜型リアクターの実験同様、これは(A)の六価クロムが(B)に移動し*E. cloacae* H01により還元され三価クロムになり、その後(A)に戻ったものと考えられる。透析チューブによる全クロムの除去率は72~91%であった。

#### 5. まとめ

これまで六価クロム廃液の処理には化学的還元法、イオン交換法及び活性炭吸着法等、物理化学的な方法を用いているが、いずれも化学薬品、エネルギーを多く消費する方法である。本研究のように微生物による還元を利用して六価クロムを除去(回収)する方法は報告例がない。本研究は重金属に対する細菌の防御機能に関する基礎研究を進める中で、新に分離した細菌*E. cloacae* H01を環境改善技術へ応用する方法としての可能性を示したものであり、今後は実際の六価クロム廃液へ使用するため、実用化へ向けての研究を進めていく予定である。

#### <参考文献>

- 1) J.W. Williams and S. Silver : Enzyme Microb. Technol. 6, 530-537 (1984)
- 2) F.L. Petrilli and S.D. Flora : Appl. Environ. Microbiol. 33, 805-809 (1977)
- 3) C. Cervantes and H. Ohtake : FEMS Microbiology Letters 56, 173-176 (1988)
- 4) H. Horitsu, S. Futo, Y. Miyazawa, S. Ogai and K. Kawai : Agric. Biol. Chem. 51, 2417-2420 (1987)
- 5) P-C. Wang, T. Mori, K. Komori, M. Sasatsu, K. Toda and H. Ohtake : Appl. Environ. Microbiol. 55, 1665-1669 (1989)

# 下水処理水の消毒技術に関する基礎的検討

下水道部三次処理研究室 諏訪 守

## 1. まえがき

下水処理水再利用の普及、及び処理水放流先水域の高度利用に伴い、下水処理水の衛生学的安全性に対する要望は昨今、ますます高いものとなつてきている。これまで、下水処理水の消毒については、大腸菌群数を指標とし、塩素による消毒技術でこれに対応してきた。しかしながら、塩素消毒に関しては、消毒効果の持続性が、かえって再利用施設内の水生生物に悪影響を与える等の問題点が指摘されており、紫外線、オゾン処理等の代替消毒技術も新たに検討の対象となつてきている。本報では、下水処理水の高度な衛生学的安全性を確保するための諸課題に関して基礎的な検討を行なった結果を報告する。

## 2. 目的

本研究の目的は、塩素消毒に加えて紫外線、オゾン処理の消毒効果を比較検討するものである。本研究では、消毒指標微生物として、ふん便性大腸菌群、腸球菌群、ならびに水中ウイルスの代替指標として有望視されているバクテリオファージを用いて消毒効果を比較検討することを試みるものである。

## 3. 消毒指標微生物

わが国における水の衛生学的な基準は、大腸菌群数により定められており、そのレベルは、飲料水等の“検出されないこと”から、下水放流水の3000個/ml以下の範囲にある。また、ふん便汚染の指標として、大腸菌群を補完するものとして、ふん便性大腸菌群、腸球菌群がある。また水中ウイルスの指標として有望視されているものにバクテリオファージがある。以下に、それらの消毒指標微生物の概要について述べる。

大腸菌群 (Total coliform) は、グラム陰性、無芽胞の短かん菌で一定期間内に乳糖を分解して酸とガスを生成する細菌である。通常の試験法では大腸菌に加え、大腸菌に類似した細菌の *Aerogenes* 型、中間型が計数されるため、これら3種を含め大腸菌群と呼ばれている。

ふん便性大腸菌群 (Faecal coliform) は、*Escherichia coli* 型の細菌で、ふん便由来であり、外界では増殖できない。これらはヒト、および人畜のふん便中に圧倒的に多く分布している。ふん便性と非ふん便性を区別する場合、現行においては高温培養法が最も有効な手段である。本実験では、ふん便性大腸菌群の純粋株の *E. coli* K12(F<sup>+</sup>) 株、*E. coli* B 株を用いた。

腸球菌群 (Faecal streptococcus) は、変種を含め7種の連鎖球菌が含まれており、ふん便性連鎖球菌とも呼ばれている。双球菌状または短連鎖状を呈するグラム陽性菌で、ブドウ糖とマルトースを分

解して酸を生成する。ヒト、および動物のふん便に存在するという点では大腸菌群より特異性があり、ふん便汚染指標としてある程度利用されてきている。本実験では、ヒトの腸球菌群の主要構成菌とされている *E. faecalis* 株の純粋株を用いた。

バクテリオファージ (Bacteriophage) は、細菌性ウイルスとも呼ばれており、細菌に感染し増殖するウイルスの一群である。ファージは、その核酸の構成から RNA 型、DNA 型ファージに分類される。一般的に熱、紫外線、化学物質などに対して、細菌よりも抵抗性があり、さらに、測定が簡易、人体への安全性、経済的などの理由からウイルス代替指標として有望視されている。本実験では、RNA ファージとして MS 2、Q  $\beta$  ファージ、DNA ファージとして T<sub>4</sub> ファージを用いた。

#### 4. 実験方法

**4-1 塩素耐性実験** 各種菌株の 1 晩培養液、ファージの調整液を生理食塩水 (0.85% 濃度) で  $10^3 \sim 10^4$  濃度に希釈したのち実験用サンプルとした。サンプルを滅菌した三角フラスコに約 200ml 分注し、次亜塩素酸ナトリウムを注入しスターラーによって攪拌を行なった。15 分間接触させた後、約 100ml を残留塩素測定用サンプルとし、残りのサンプルはただちに亜硫酸ナトリウムを添加し塩素の中和を行ない測定用サンプルとした。塩素の定量は、よう素滴定法によった。

**4-2 紫外線耐性実験** 塩素耐性実験と同様に  $10^3 \sim 10^4$  濃度に希釈したサンプルを約 100ml 滅菌シャーレに分注し、15W の紫外線ランプの鉛直下に置き照射を行なった。紫外線強度は  $200 \sim 500 \mu W / cm^2$  とした。紫外線強度測定は紫外線強度センサーによった。

**4-3 オゾン耐性実験** 各耐性実験と同様に  $10^3 \sim 10^4$  濃度に希釈したサンプル 500 $\sim$ 1000ml をガラス製反応槽に注入し、オゾンと接触反応させた。オゾン注入濃度は 0.3 $\sim$ 1.0mg/l とし、オゾン濃度の測定はオゾン濃度計を用いると同時に、オゾン検知器によっても測定した。

#### 5. 実験結果

##### 5-1 塩素耐性実験結果

実験結果を図-1、2 に示す。図中の ( ) 内の数値は残留塩素濃度を示してある。数値のないものについては測定限界以下である。*E. coli* K12(F<sup>+</sup>) 株、*E. coli* B 株については 0.3mg/l の塩素濃度により 99.9% 以上の不活化率であるが、*E. faecalis* 株だけは 0.5mg/l で約 99.9% の不活化率である。一般的に腸球菌群は大腸菌群に比べ塩素耐性が

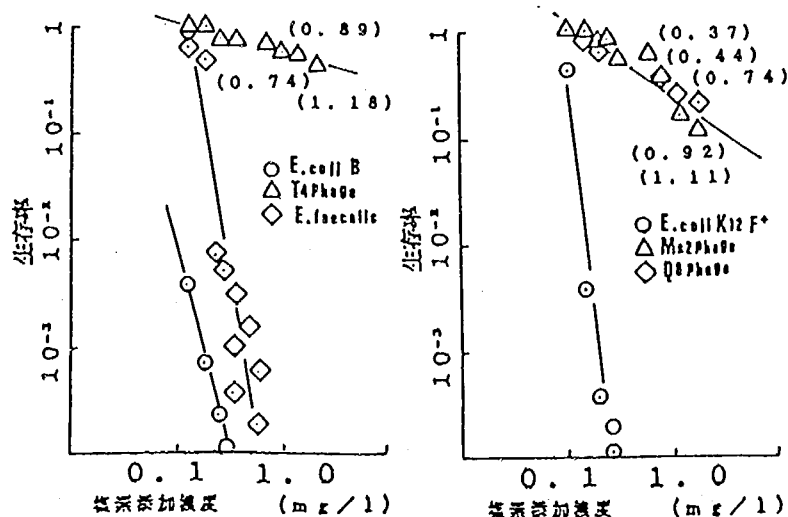


図-1、2 各菌株、ファージの塩素耐性

あると言われており、この実験からも、ヒトの腸球菌群の主要構成菌とされている *E. faecalis* 株は

大腸菌群の主要構成菌であるE.coli株よりも強い塩素耐性を示している。ファージについてはT<sub>4</sub>ファージが最も強い耐性を示しており、1.5mg/lの塩素濃度で約60%の不活化率である。MS2、Qβファージはそれぞれ80~90%の不活化率であり、菌株に比べ強い塩素耐性を示している。

## 5-2 紫外線耐性実験結果

実験結果を表-1、2に示す。

紫外線照射の回分実験におけるバクテリアの不活化は一次式で近似できるとされている。

$$N = N_0 \exp [-I/K] \text{ -----(1)}$$

ここに、N<sub>0</sub>：初期濃度

N：照射後の濃度

I：紫外線量(mW・s/cm<sup>2</sup>)

K：不活化速度定数(mW・s/cm<sup>2</sup>)

菌株の中ではE. faecalisが最も紫外線耐性があり、単位線量(1 mW・s/cm<sup>2</sup>)あたり約60%の生存率を示している。ファージについてはMS2、Qβファージが菌株、ファージ中最も紫外線耐性があり、単位紫外線量あたり約70~80%の生存率を示している。DNAファージであるT<sub>4</sub>ファージは宿主菌であるE. coli B株よりも紫外線感受性が強く、すみやかに不活化されている。一般的にDNAを遺伝子として保持しているバクテリアはRNAを遺伝子として保持しているバクテリアよりも紫外線感受性が強いと言われており、ここでもその傾向がうかがえた。

## 5-3 オゾン耐性実験結果

オゾン耐性実験結果を図-3、4に示す。オゾン注入率は、液相での低濃度のオゾン濃度測定が困難なため、気相のオゾン濃度から(2)式により注入率を求めた。

$$\text{注入率(mg/l)} = C \times t \times 2 \times 48 \times 10^{-3} / 22.4 \times 1 \text{ -----(2)式}$$

ここに、C：気相オゾン濃度(mg/l)

t：接触時間(分)

2：1分間のオゾン吹込み量(1)

48：オゾンの分子量

10<sup>-3</sup>：(mg/l)単位に換算

22.4：気体定数

1：反応槽の容量

なお、オゾンの吹込み濃度は約200mg/lとした。

すべての菌株において、オゾン注入率0.4mg/lの濃度により、約99%の不活化率となっており、塩素、紫外線耐性実験とは違いE.coli株とE. faecalis株との明確な耐性の差があまり現われておらず、E. fa

表-1 紫外線照射による各菌株・ファージの不活化速度定数の違い

|      | E.coliK12(F <sup>+</sup> ) | E. coli B           | E. faecalis |
|------|----------------------------|---------------------|-------------|
| 菌株   | 1.48                       | 1.43                | 1.90        |
| ファージ | M3.77<br>Q3.04             | T <sub>4</sub> 0.44 | —           |

(mW・s/cm<sup>2</sup>)

注) MはMS2、QはQβ、T<sub>4</sub>はT<sub>4</sub>ファージを表す。

表-2 不活化速度定数から求めた単位線量・濃度当たりの生存率

|      | E.coliK12(F <sup>+</sup> ) | E. coli B           | E. faecalis |
|------|----------------------------|---------------------|-------------|
| 菌株   | 0.51                       | 0.50                | 0.59        |
| ファージ | M0.77<br>Q0.72             | T <sub>4</sub> 0.10 | —           |

注) MはMS2、QはQβ、T<sub>4</sub>はT<sub>4</sub>ファージを表す。

ecalis株のオゾン耐性は他の菌株と同様であることがわかる。ファージにおいては、オゾン0.3mg/lの注入率では生存率が約70~80%と菌株などと同様であるが、注入率の増加にともない耐性を現わし、1.0mg/lの注入率で各々のファージの生存率は約20~50%となっており、菌株に比べ強いオゾン耐性を示している。

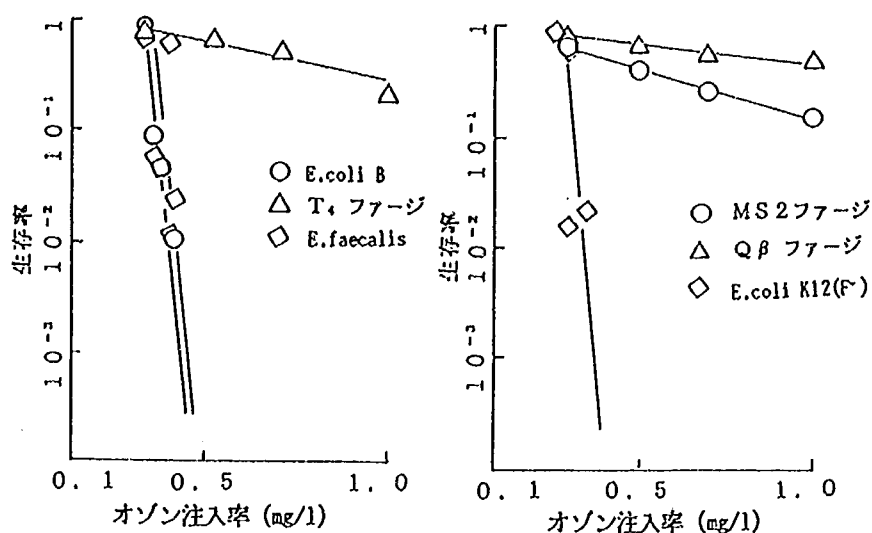


図-3、4 オゾン耐性実験結果

## 6. 考察

以上の実験結果から各種消毒指標微生物の消毒耐性を把握することができた。大腸菌群の主要構成菌であるE. coli株は、用いた消毒指標微生物

の中では塩素、紫外線、オゾンなどの耐性が小さいものであることがわかった。ヒトの腸球菌群の主要構成菌であるE. faecalis株は、E. coli株に比べ若干の塩素、紫外線耐性があるが、オゾン耐性はほぼそれと同等なものであった。RNAファージであるMS2、Qβファージは今回の3つの消毒法に対して耐性が大きなものであり、T<sub>4</sub>ファージは紫外線以外に耐性が大きいことが確認された。これより、ファージを消毒指標に用いる場合、その消毒法によりファージ種を選択する必要があると考えられた。

## 7. まとめ

指標細菌、バクテリオファージの不活化の程度について、塩素消毒に加えて紫外線、オゾン処理の効果を比較検討した。本実験の結果は、特に塩素、オゾン消毒法に対し、細菌株の不活化率とファージの不活化率の程度が大きく異なる可能性を示している。この結果については、なお実験例を重ねて確認を行なっていく予定である。

今後の課題として、各消毒プロセスの組合せによる消毒効果の検討を行なうとともに、代替消毒技術を処理水消毒法として適用する際の問題点の解決などが考えられる。

- 〈参考文献〉
- 1) 日本下水道協会、下水道試験法、1984年版
  - 2) 矢野一好ら、下水中のウイルスの消毒とその不活化に関する研究、第4報、用水と廃水、Vol. 27, No. 12 (1985)
  - 3) 斎藤 守ら、下水処理水の消毒指標微生物の検索、土木学会第44回年次学術講演会講演集(1989)
  - 4) 土木研究所資料、第2787号、昭和63年度下水道関係調査研究年次報告書集

## 1・まえがき

降雨流出現象は、流域に降る降雨を入力、河川流量を出力とする現象である。しかし、流域内の流水の移動過程には不明な点が多く、従来は流域をブラックボックスとして扱うのが一般的であった。

本報告は、山地山腹斜面において流出現象を観測し流出メカニズムを明らかにするとともに、これを物理的に表現する分布型流出モデルを構築し解析を行ったものである。

## 2・観測方法

研究の対象とした流域は裏筑波流出試験地内の小流域である小沢流域（流域面積約1ha）とした。

ここでの流出メカニズムを調査するため図1のとおり地下水観測井3ヶ所、テンシオメータ4箇所（深度20、50、100cm）、湧水の流量及び、流域末端の河川流量を観測した。

流出経路の推定のため、洪水時に水質の観測を行った。分析項目は水温、電気伝導度（EC）、 $\text{NO}_3\text{-N}$ 、 $\text{Cl}^-$ 、 $\text{SiO}_2$ 、 $\text{K}^+$ とした。

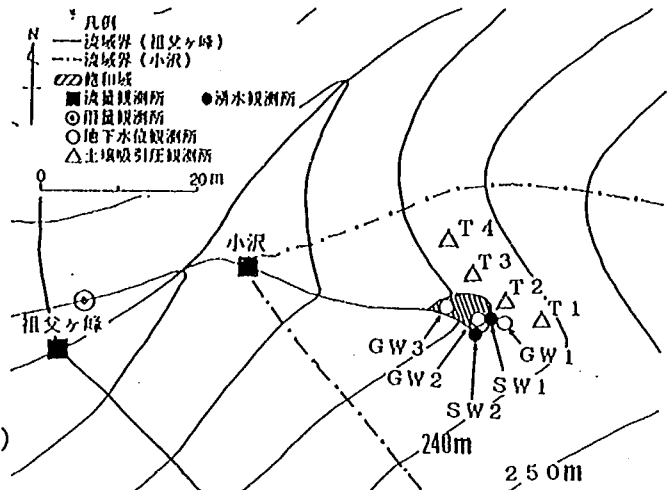


図1 小沢流域図

## 3・観測結果

## 3・1 土壌吸引圧、地下水、湧水量の変化

図2に1989.8.26洪水での観測結果を示す。総降雨量は97.5mmであった。

小沢流量は降雨に対し俊敏に反応し、湧水流量も小沢流量と同じ変動をしている。湧水がこの様に降雨に対応した流量変動を示すためには、土壌中に降雨を速やかに流出させる流出経路が必要である。

土壌中の流出経路はどの様なものであろうか。土壌の鉛直浸透によって雨水が供給されるならば、土壌吸引圧は湧水流量増加時点ですでに反応していなければならない。土壌吸引圧の観測値は20cm、50cmでは反応しているものの100cmでは3時間の遅れを生じている。鉛直浸透流以外の流出経路としては側方浸透流等が考えられ、これらによって雨水が速く供給されると考えられる。

又今回の観測でも土壌表層部を流れる表面流は観測されず、洪水波の形成は地中流によるところが大きいと考えられる。

## 3・2 水質の変化

洪水時の小沢河川水及び、湧水の水質変動を図3に示す。小沢の水質変動パターンは降雨に対応し増加する $\text{NO}_3\text{-N}$ と、減少する $\text{SiO}_2$ 、ECに分かれる。図中には記載していないが $\text{K}^+$ は $\text{NO}_3\text{-N}$

Nと同じ変動を、Cl<sup>-</sup>はSiO<sub>2</sub>と同じ変動をしている。これは土壤中における物質の鉛直分布状態によるものと考えられる。すなわち増加する項目は表層付近で濃度が大きく雨水は表層部を通過するため地下水より濃度が増加し、減少する項目は土壤中に均一で、浸透した雨水は接触時間が地下水と比べ少ないため雨水が混入すると濃度が減少する。

湧水流量の増加が発生してからの湧水水質変動はECを除き小沢の水質とほぼ同一である、これより、河川水は湧水と同じ流出成分により供給されていることになる。今回観測を行った湧水流量は河川流量の1/3の量でしかない。しかし、これは代表的な湧水部1地点だけの結果であり、この様な流出は小規模ながらも飽和域部及び河道部のいたるところで起こっていると考えられる事から、洪水流出はこの様な地中流出によって形成されていると考えられる。

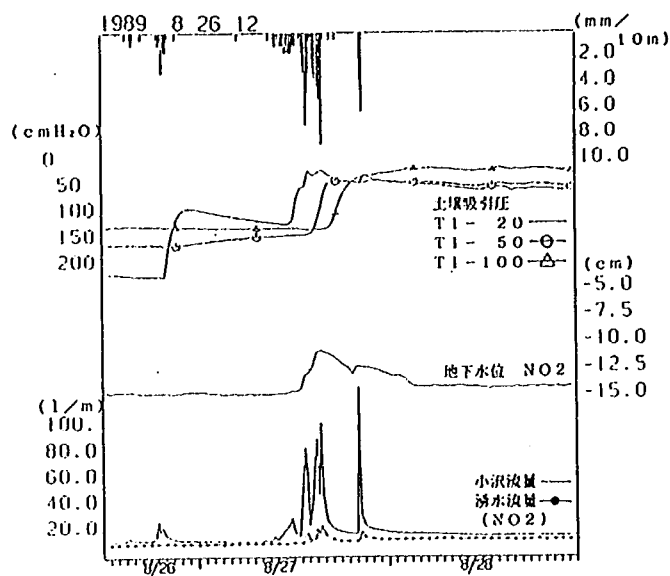


図2 洪水時における土壌吸引圧、地下水、流量

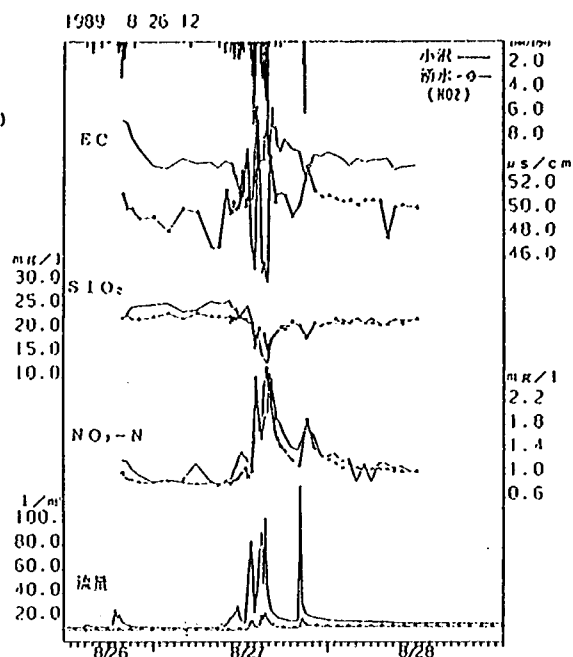


図3 洪水時における水質変化

### 3・3 まとめ

これまでの観測結果より流出機構を以下の様に推測した。

土壤に降った雨は横方向に浸透するものと鉛直方向に浸透するものにわかれる。横方向に浸透した流れは、湧水の水脈や河道と連結し土壤中に流出網を形成する。この流出網を流れる早い浸透流が洪水波形を形成する。

### 4・流出現象のモデル化

これまでの観測から、洪水流出現象には土壤中の流出過程が重要であることが判明した。そこで、これらの現象を土質常数等を用い物理的に表現した分布型流出モデルを作成した。

#### 4・1 分布モデルの概要

モデルは、土壤をタンクに見立て、このタンクをメッシュ分割した流域の格子上に配置し、地形勾

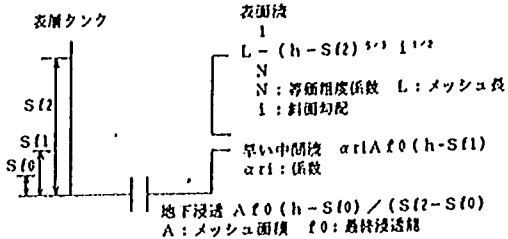
配から求めた落水線方向に連結させた。

計算はまず流域をメッシュデータによって近似し疑似河道網を作成する。この疑似河道網上にタンクを配置し日計算を行う。この日計算結果より洪水時のタンク初期条件を決定し洪水計算を行う。

タンクの構造は現地の土壌状態を考慮し表層タンク一段、不飽和層タンク二段、地下水タンク一段の4層構造とした。これらからの流出を流下させる河道タンクと、早い地中流出経路として地中流路を設けた(図4)。各タンクの構造を以下に示す。

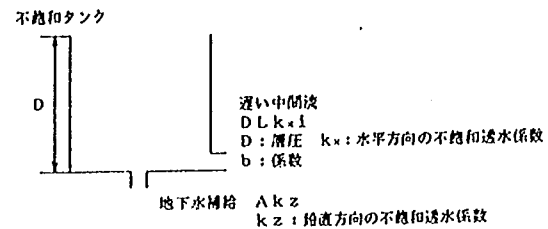
#### (1) 表層タンク

表層の腐葉土層を想定したタンクである。表面流はManning則が成り立つものとし、早い中間流は貯留高に比例するものとした。地下浸透はDarcy則にしたがう。とし飽和透水係数を貯留高で変化させた。



#### (2) 不飽和タンク

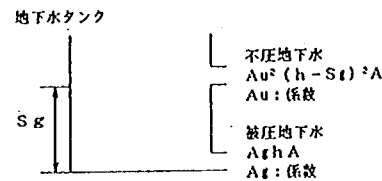
森林土壌層を想定したタンクである。遅い中間流は不飽和透水係数に比例するものとし、動水勾配を近似的に地形勾配と等しいとして計算した。地下浸透は動水勾配を1として計算した。不飽和透水係数( $k$ )は水分量( $\theta$ )の関数とし次のとおりとする。



$$k = k_s \frac{\exp \{b(\theta - \theta_w)\} - 1}{\exp \{b(\theta_s - \theta_w)\} - 1}$$

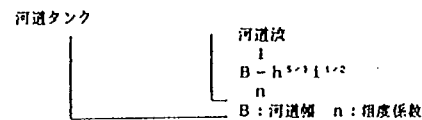
$k_s$ : 飽和透水係数  $b$ : 係数

$\theta_s$ : 飽和水分量  $\theta_w$ : 最小水分量



#### (3) 地下水タンク

風化花崗岩層を想定したタンクである。被圧地下水は水位に比例するものとし、不圧地下水は水位の二乗に比例するものとした。



#### (4) 河道タンク

河道を想定したタンクである。流出はManning則に従った。

### 4・2 解析結果

解析は祖父ヶ峰地点において行った。流域は10mメッシュでモデル化を行い、疑似河道網を図5のように作成した。現地の状態から判断して妥当と考えられる。

モデルの係数を表1に示す。不飽和タンクの透水係数及び飽和水分量、最小水分量は土質試験を行って求め、等価粗度係数その他についても実際の土壌状態をできるだけ表現するよう係数を設定した。

図6、7に日計算及び洪水計算の結果をしめす。日計算では概ね波形を再現しているが洪水低減時に降った降雨に対し再現性が悪いことがあげられる。洪水時には、乾燥状態において洪水初期の反応が遅く、湿润状態では再現性がよかった。

図4 分布モデル構造図

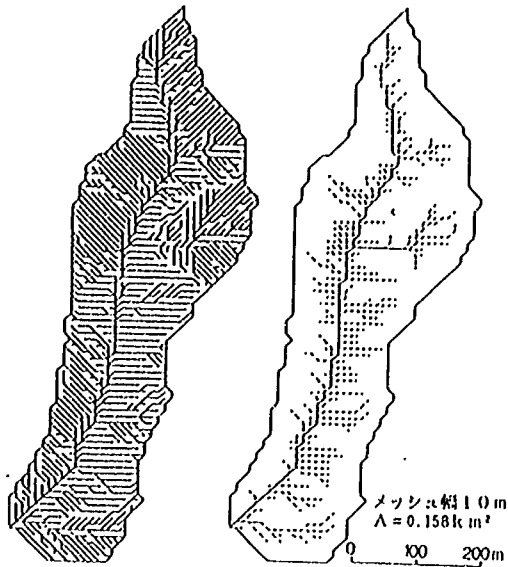


図5 河道モデル図

表1 モデル定数

| タンク  | 定数                                    | 値      |
|------|---------------------------------------|--------|
| 表層   | Sf0(mm)                               | 5      |
|      | Sf1(mm)                               | 10     |
|      | Sf2(mm)                               | 30     |
|      | f0(mm/hr)                             | 23.4   |
| タンク  | αr1                                   | 0.2    |
|      | H(m <sup>-1/3</sup> s <sup>-1</sup> ) | 0.8    |
|      | D(mm)                                 | 200    |
| 不飽和帯 | Kx(cm/s)                              | 0.03   |
|      | Kz(cm/s)                              | 0.002  |
|      | θs                                    | 0.58   |
|      | θw                                    | 0.25   |
|      | b                                     | 20     |
|      | D(mm)                                 | 800    |
|      | Kx(cm/s)                              | 0.005  |
|      | Kz(cm/s)                              | 0.0002 |
|      | θs                                    | 0.49   |
|      | θw                                    | 0.22   |
| 地下水  | b                                     | 10     |
|      | Sg(mm)                                | 800    |
|      | Au(l/mm/day)                          | 0.006  |
|      | Ag(l/mm)                              | 0.002  |
| 河道   | H(m <sup>-1/3</sup> s <sup>-1</sup> ) | 0.06   |
| タンク  | B(mm)                                 | 500    |

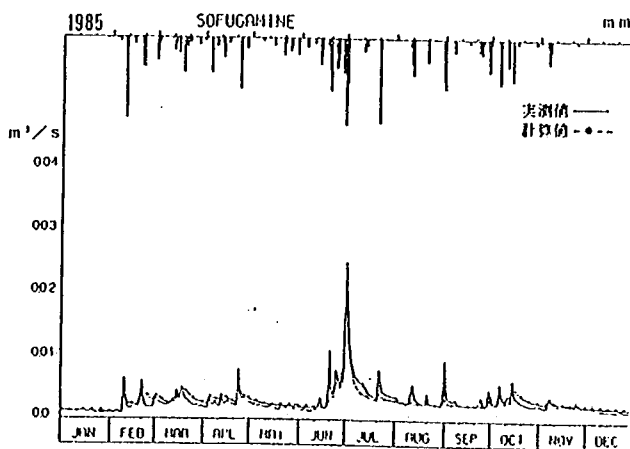


図6 日単位の低水解析

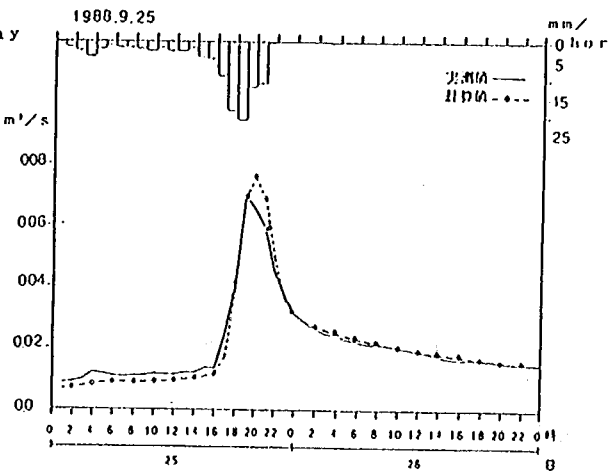


図7 時間単位の洪水解析

## 5・結論

現地観測結果より地中流出が洪水波形に支配的であることを示した。又、土壤中の流れを物理的に表現した分布型流出モデルを作成し概ね良好な結果を得た。今後も観測を継続し観測事例を増やすとともにモデルを充実させて行きたい。

## 1 はじめに

豪雪地帯のダムの融雪期の管理においては、長期間にわたる融雪出水に対して、水位維持等のための放流操作が行われる。合理的にダム管理を行うためには、融雪出水による流入量の予測が必要である。特に、夜間の流入量を予測し、体制をとるかどうかの判断基準とすることができれば、融雪期のダム管理の合理化に資することとなる。本検討では、融雪流出モデルを開発し、実ダム流域について夜間の融雪流入量の予測を試みるものである。

表1 検討対象流域諸元

| 流域                     | Aダム  | Bダム   |
|------------------------|------|-------|
| 流域面積(km <sup>2</sup> ) | 69.8 | 205.0 |
| 気象観測所標高(m)             | 190  | 350   |

## 2 検討対象流域

検討対象流域は表1に示す2つのダム流域で、A・Bダムともに直轄管理のダムである。検討対象期間は昭和56～61年の11月～翌5月の積雪・融雪期(7カ月×5)とする。

## 3 積雪・融雪機構のモデル化

## 3.1 モデルの構成

本検討では、積雪・融雪機構全体のモデルについて図1に示すように考える。図1の全体の構成、積雪深・密度及びコールドコンテンツについては池淵ら<sup>1)</sup>によった。

## 3.2 積雪過程のモデル

積雪過程のモデルでは、雨と雪の判定、積雪水量・積雪密度・積雪深等の積雪関係諸量の計算を行うこととなる。

降水の雨と雪の判定は、気温が1℃以上の場合は雨、以下の場合は雪とする。新雪の密度は気温に応じて0.04～0.08とし、積雪深は、

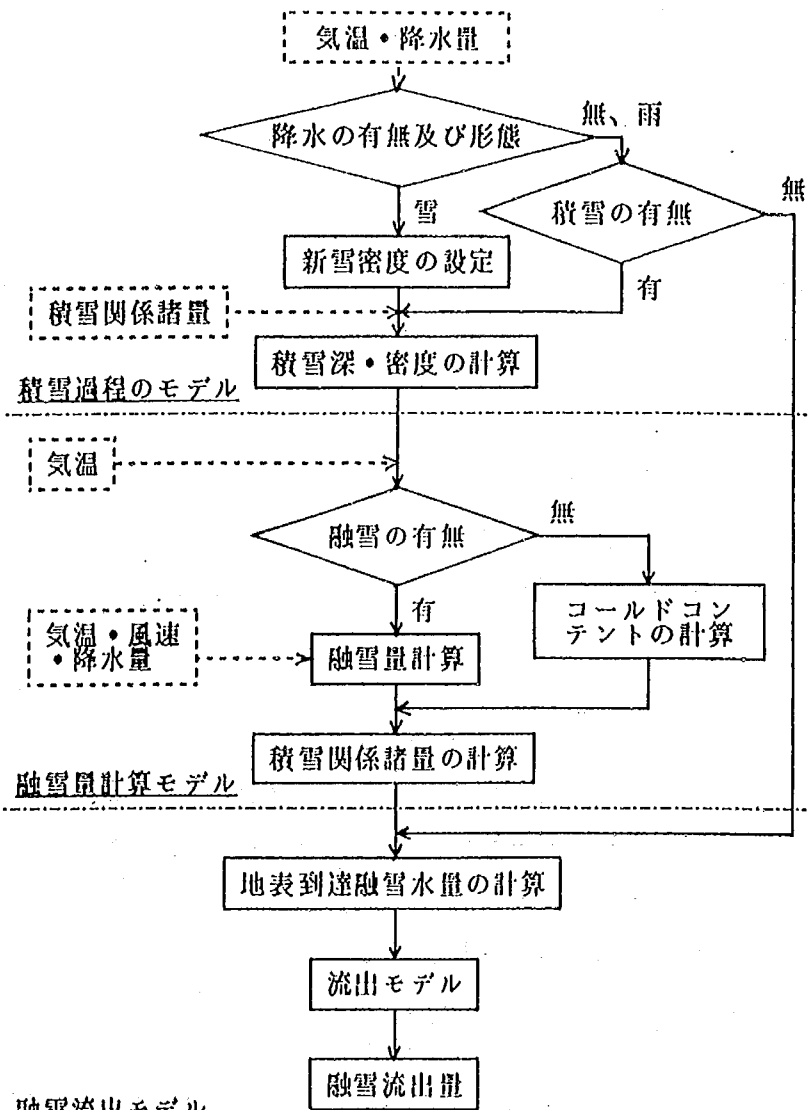


図1 積雪・融雪機構のモデルの概念図

降雪による増加、新雪の重量による圧縮、時間経過による圧密を考慮するものとする。

### 3.3 融雪量計算モデル

融雪量の計算には、積雪層における熱収支のモデル化が必要となる。熱収支のモデル化に当たっては、ダムの実管理時に入手可能な気温・風速及び降水量データを用いることとして(1)式のように定式化した。(1)式のうち、第1項は日射による融雪量、第2項は顕熱交換による融雪量、第3項は降雨による融雪量、第4項は積雪層の冷却の影響をそれぞれ表す。

$$q = a I (T - T_{min}) (1 - \gamma) + (b V + c) T + C_w R T / C_n + C C \quad (1)$$

|                          |                                           |                  |
|--------------------------|-------------------------------------------|------------------|
| $q$ : 融雪量(mm)            | $a$ : 融雪係数(mm/°C)                         | $I$ : 地形因子       |
| $T$ : 気温(°C)             | $T_{min}$ : 日最低気温(°C)                     | $\gamma$ : 雪面反射率 |
| $b$ : 対流熱伝達係数(mm/°C・m/s) | $V$ : 風速(m/s)                             |                  |
| $c$ : 気温融雪係数(mm/°C)      | $C_w$ : 水の比熱(1cal/g)                      | $R$ : 降水量(mm)    |
| $C_n$ : 融解熱(80cal/g)     | $C C = C_s S T_{min} / 2 C_n$ : コールドコンテンツ |                  |
| $S$ : 積雪水量(mm)           | $C_s$ : 雪の比熱(0.5cal/g・°C)                 |                  |

融雪量の計算は、対象流域をメッシュ分割し各メッシュで(1)式を適用して行う。雪面反射率については、琵琶湖流域での観測結果<sup>1)</sup>を準用する。なお、地形因子 $I$ は、メッシュの傾斜度及び傾斜軸の方位から、太陽の南中高度を補正する係数であり、0～1の値をとる。

### 3.4 融雪量計算モデルの同定

図1のフローに従って検討対象流域での積雪・融雪計算を行い、融雪量計算モデルのパラメータの同定を行った。計算に用いたデータは、ダム管理所で観測された降水量、気温、風速である。同定計算は、検討対象流域を1kmのメッシュに分割した上で、ダム管理所を含むメッシュについて、積雪深の観測結果と計算結果が一致するように行った。図2に同定計算結果の1例を示す。

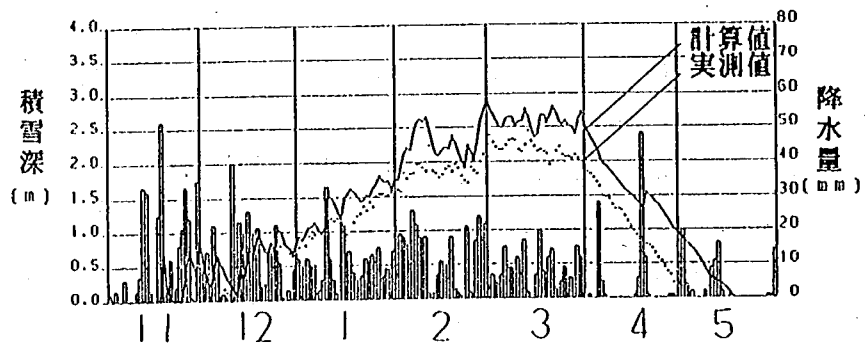


図2 同定計算結果の例 (Bダム流域、S58～59)

また、気温並びに降水量は標高に応じて変化することが知られている。気温については一般に通減率として0.6°C/100mという値が用いられている。降水量については、(2)式を用いて各地点での降水量を求める。降水量の割増率 $\alpha$ を求めるには、(2)式及び(3)式(水収支式)を連立させて(4)式より求める。

$$r_i = r_0 \{1 + \alpha (h_i - h_0)\} \quad (2)$$

$$Q = \sum a_i R_i / 1000 \quad (3)$$

$$\alpha = \frac{Q - R_0 \sum a_i}{R_0 \sum a_i (h_i - h_0)} \quad (4)$$

|                        |                     |                         |
|------------------------|---------------------|-------------------------|
| $r_i$ : $i$ 地点の降水量(mm) | $r_0$ : 観測所の降水量(mm) | $\alpha$ : 降水量の割増率(1/m) |
| $h_i$ : $i$ 地点の標高(m)   | $h_0$ : 観測所の標高(m)   | $Q$ : 流出量(m³)           |

$a_i$ :  $i$  地点の面積( $m^2$ )       $R_i$ :  $i$  地点の総降水量(mm)       $R_0$ : 観測所の総降水量(mm)

同定計算の結果として得られた融雪量計算モデルのパラメータ及び (4)式より得られた降水量割増率の値を表2に示す。

表2 パラメーター一覧

| 流域                            | Aダム   | Bダム   |
|-------------------------------|-------|-------|
| a ( $mm/^\circ C$ )           | 0.12  | 0.20  |
| b ( $mm/^\circ C \cdot m/s$ ) | 0.015 | 0.020 |
| c ( $mm/^\circ C$ )           | 0.05  | 0.05  |
| 割増率(1/100m)                   | 0.14  | 0.0   |

### 3. 5 融雪流出モデル

融雪流出の場合には、融雪水が地表に到達するまでに積雪層内を浸透する時間が遅れ時間に加わる。また、融雪水の全てが流出するのではなく、積雪層内に貯留されることによる損失がある。ここでは、融雪水が積雪層内を浸透する速度を、湯沢における観測結果<sup>2)</sup>に基づいて、積雪深 $\leq 50cm$ では浸透速度500cm/hr、積雪深 $> 50cm$ では浸透速度90cm/hrとする。また、流出率については(5)式のように設定する。

$$\begin{aligned} f &= 1.0 & (S \leq 500) \\ f &= 3.24 - 0.83 \log S & (500 < S \leq 1000) \\ f &= 0.75 & (1000 < S) \end{aligned} \quad (5)$$

$f$ : 流出率

$S$ : 積雪水量(mm)

以上の条件より得られる地表到達融雪水量を、流出モデルに入力することにより融雪流出の計算を行う。計算時間単位は1時間とし、流出モデルには検討対象流域で設定済みの貯留関数モデルを用いる。流出計算の際には、基底流量をパラメータとして流量の再現性がよくなるように与える。図3に融雪流出計算例を示す。

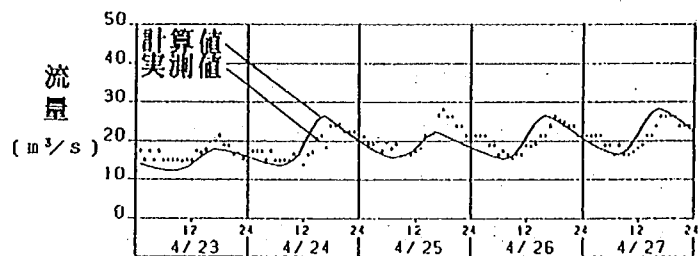


図3 融雪流出計算例 (Aダム流域、S57)

## 4 融雪流入量の予測

### 4. 1 融雪流入量予測手法

前述したように融雪は気温の高い日中に進行するので、17時までの気象・水文データを用いて融雪量を計算すれば、そのほとんどが把握できると考えられる。よって、17時以降の気象・水文データの推定値を用いることにより、当日から翌朝までの流入量の予測計算が可能となる。ここでは、検討対象流域について3~5月の流入量の予測計算を行う。図4に流入量予測手法の概要を示す。

### 4. 2 気象・水文データの設定

ここでは、融雪流入量の予測の際の17時以降の気象・水文データの設定について述べる。まず、17時以降の降水量は0とする。風速については、9~17時の平均風速と17~翌9時

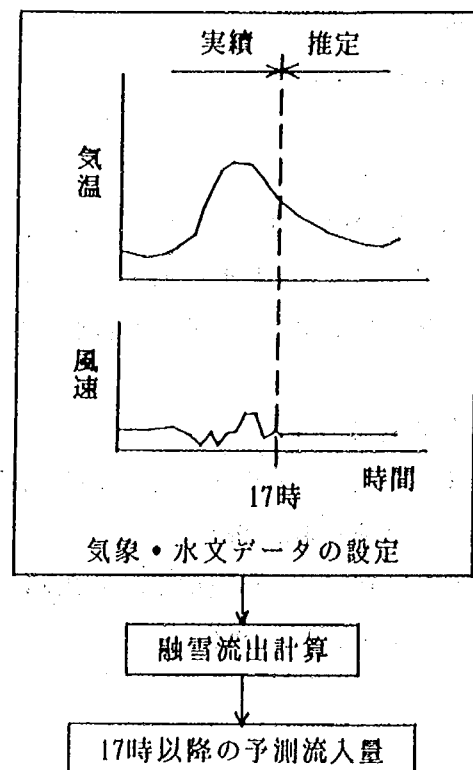


図4 流入量予測手法の概要

の平均風速との比を各月毎に求め、その値と日中の平均風速とから17時以降の風速を一定とみなして設定する。気温については、(6)式を用いて各時刻の気温を0～1に規格化し、規格化された気温の各時刻の値の月毎の平均を求め、そのパターンと日最高気温・最低気温とを用いて設定する。

$$t = \frac{T - T_{min}}{T_{max} - T_{min}} \quad (6)$$

$t$  : 規格化された気温       $T$  : 気温 (°C)

$T_{max}$  : 日最高気温 (°C)

$T_{min}$  : 日最低気温 (°C)

#### 4.3 流入量予測計算結果

流入量の予測結果を17時以降の平均流入量の差(予測流入量－実績流入量)として整理した結果は図5の通りである。なお4.2で述べたように、降水量については17時以降に降雨があった場合は実績と異なる設定となっているので、結果の整理は降雨日と無降雨日とに分けて行った。

降雨日と無降雨日とで実績流入量と予測流入量とを比較すると、降雨日で実績流入量の方が予測流入量よりも大きい例が多くなっていることがわかる。これは、17時以降に降雨があった場合でもそれを無降雨とおいていることによるものと考えられるが、全体的には概ね流入量の予測が可能であるといえる。

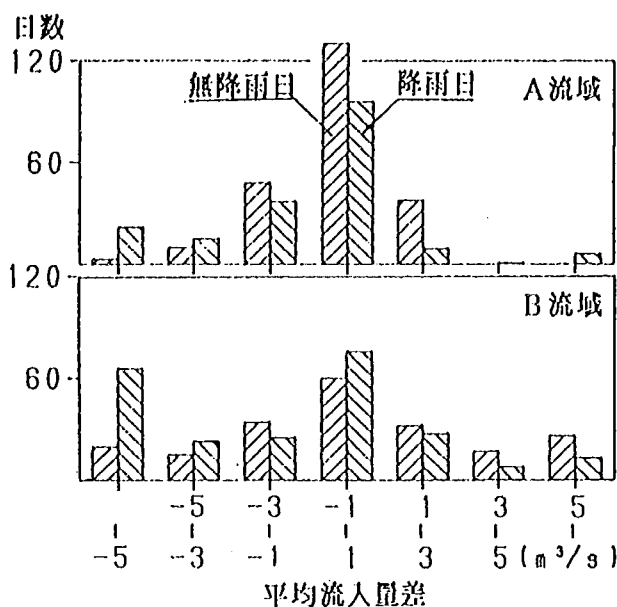


図5 流入量の予測結果

#### 5 まとめ

本検討では、融雪量計算モデルを作成し、融雪による夜間のダム流入量を予測する手法を提示した。今後はさらに予測精度の向上を図るとともに、洪水流出の実時間予測に用いられる手法等の応用により、流入量予測手法の改良を行うことが必要であると考えられる。

#### 参考文献

- 1) 池淵周一・宮井 宏・友村光秀：琵琶湖大浦川流域の積雪・融雪・流出解析，第28回水理講演会論文集，1984.
- 2) 石塚一成：湯沢小流域試験地における融雪量測定施設について，土木技術資料，8巻8号，pp.23-26，1966.

# 沿岸砂州を模倣した人工リーフの海浜安定化効果

海岸研究室 宇多高明

小俣 篤

○横山揚久

## 1. まえがき

緩勾配の砂浜海岸では暴浪時には沖に沿岸砂州を形成し高波浪を低減させる。波が静穏になると、沿岸砂州は再び岸に運ばれ暴浪前の海浜地形に戻る。この様に、海浜はそれ自体安定化機構を有している。しかし、異常波浪により大規模な沖向き漂砂が生じ、静穏時に汀線が回復しない可能性も残されている。この様な沖向き漂砂による汀線の変動を抑えるため、沿岸砂州を模倣した人工構造物を設置する方法が考えられる。本研究では、沿岸砂州を模倣した人工リーフ<sup>1)・2)</sup>による海浜安定化効果について検討した。

## 2. 実験方法

実験には16×20mの平面水槽(図1)を用いた。模型海浜は $d_m=0.28\text{mm}$ の砂を用いた勾配1/30の一様斜面とした。人工リーフ模型には碎石を用いた。海浜形状は沿岸方向に一様とし、リーフは連続堤とした。リーフ形状は離岸流を固定する目的で、波浪減殺効果が沿岸方向に変化するように天端水深または天端幅を沿岸方向に周期的に変化させ、一様断面も含め3ケース設定した(図2)。実験では静穏波を7時間作用させて初期海浜を形成し、その後模型を設置して暴浪波を15時間作用させた。暴浪波の作用前後に地形、波高、流速、流況等の測定を行った。実験ケースと波浪条件を表1に示す。

## 3. 実験結果

### 3.1 地形変化

流況観測の結果、自然海浜の条件では2つの顕著な離岸流が $X=5\sim7\text{m}$ ,  $10\sim12\text{m}$ の範囲に見られた。特に $X=10\sim12\text{m}$ に位置する離岸流は大規模であった。暴浪波作用前と作用後の海浜地形より求めた地形変化量の平面分布を図3に示す。 $3\text{m}\leq Y\leq 6\text{m}$ の範囲に注目すると、 $X=5\sim7\text{m}$ ,  $10\sim12\text{m}$ で約4cm海底面が下がった。堆積は汀線付近( $-1\text{m}\leq Y\leq 1\text{m}$ )に少し見られるだけであり、 $1\text{m}\leq Y\leq 6\text{m}$ の全域で侵食が生じた。向岸流域の $X=8\text{m}$ 測線上と離岸流域の

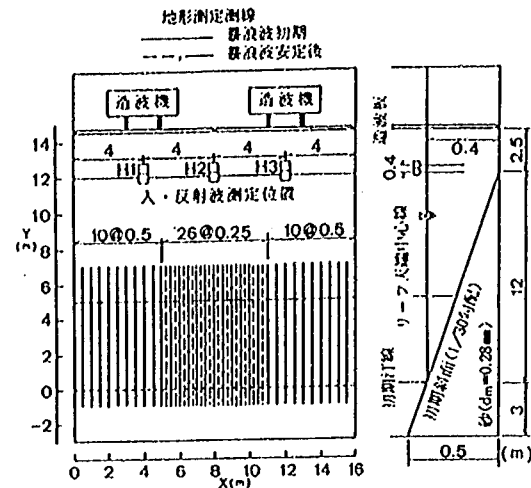


図1 実験水槽の概要

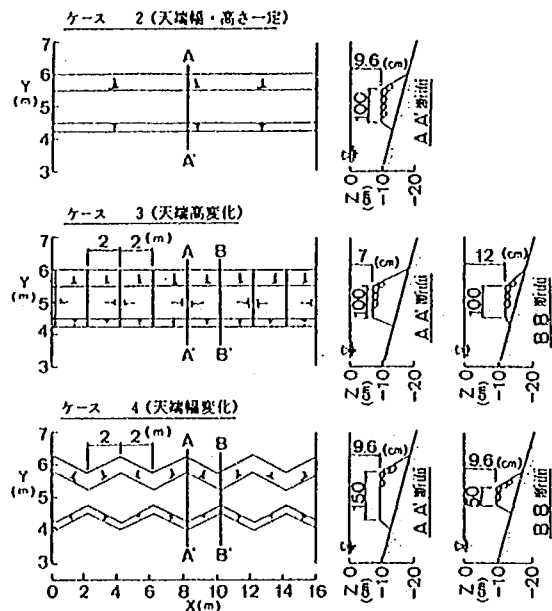


図2 人工リーフ平面配置形状

表1 実験条件一覧

| 模型条件 | 波条件 | $H_0$ cm | T sec | $H_0/L_0$ |
|------|-----|----------|-------|-----------|
| ケース1 | 静穏波 | 3.8      | 1.26  | 0.015     |
| リーフ無 | 暴浪波 | 13.3     | 1.36  | 0.047     |
| ケース2 | 静穏波 | 4.2      | 1.26  | 0.017     |
| 変化無  | 暴浪波 | 13.0     | 1.37  | 0.044     |
| ケース3 | 静穏波 | 4.2      | 1.27  | 0.017     |
| 高さ変化 | 暴浪波 | 11.9     | 1.36  | 0.041     |
| ケース4 | 静穏波 | 4.4      | 1.24  | 0.018     |
| 幅変化  | 暴浪波 | 12.1     | 1.37  | 0.041     |

X=10m測線上の断面形を図4に示す。  
X=8m測線上では $0.6\text{m} \leq Y \leq 2.3\text{m}$ の範囲で堆積が生じ、X=2.5mより沖の侵食量はX=10m測線上の場合より小さい。この様に向岸流域では離岸流域に比べてやや侵食量は少なかった。しかし、全体的な断面変化の傾向としては沖向き漂砂が生じたことが明らかである。よって、人工リーフを侵食範囲の沖側限界点付近に設置することにした。

その諸元は、基本的に天端水深が9.6cm、天端幅が1mである。ここではリーフ形状が沿岸方向に変化の無いケース2の結果を明らかにする。リーフ設置後15時間における流況を図5に示す。離岸流は見られなくなり、 $9\text{m} \leq X \leq 11\text{m}$ の範囲に向岸流域がある他は全体的に澁んだ流れとなっている。次に地形変化量の分布を図6に示す。 $-0.5\text{m} \leq Y \leq 0\text{m}$ の範囲で沿岸方向にほぼ一様に堆積が生じた。また、 $0\text{m} \leq Y \leq 2\text{m}$ の範囲で侵食が生じている。

これらの地形変化は2次元的な特徴を有している。Y=2mからリーフの岸側までの範囲にはほとんど地形変化が生じていない。代表として水路中央での断面変化(図7)を見ると、リーフ岸側では侵食性の変化ではなく、堆積性(Ⅲ型)の海浜変形が生じたことが明らかである。また、リーフの沖側は4~8cm侵食されている。以上のことより、人工リーフによりリーフ岸側の海浜は堆積性になり、かつその効果は沿岸方向にほぼ一様であることがわかる。

### 3.2 リーフ形状の効果

リーフの天端幅と天端高を周期的に変えた時の流況・地形変化を調べた。堤体形状変化の間隔は、自然海浜における向岸流と離岸流の間隔より4mとした(図2参照)。向岸流域での波浪減殺効果が高くなるよう、向岸流域では

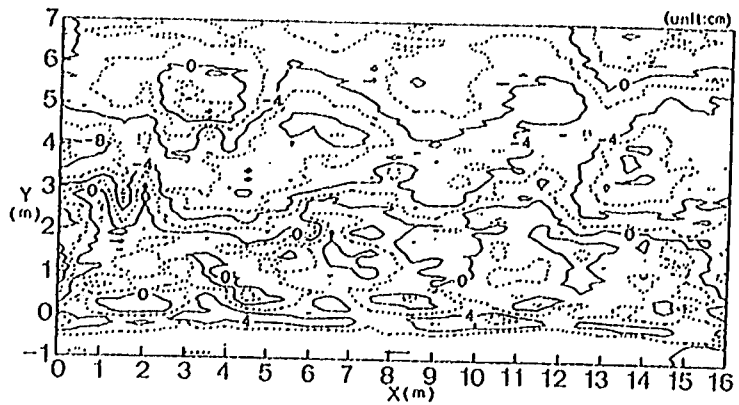


図3 地形変化量図(ケース1)

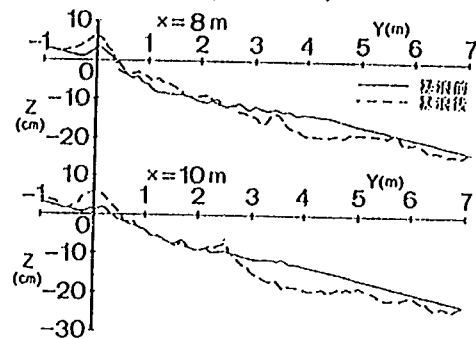


図4 断面地形変化(ケース1)

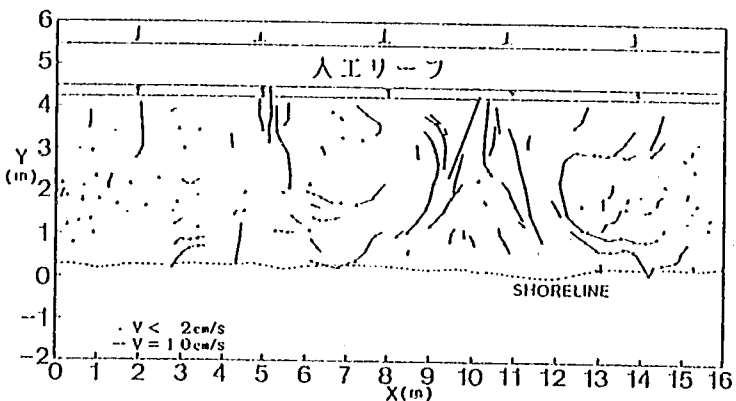


図5 流況図(ケース2)

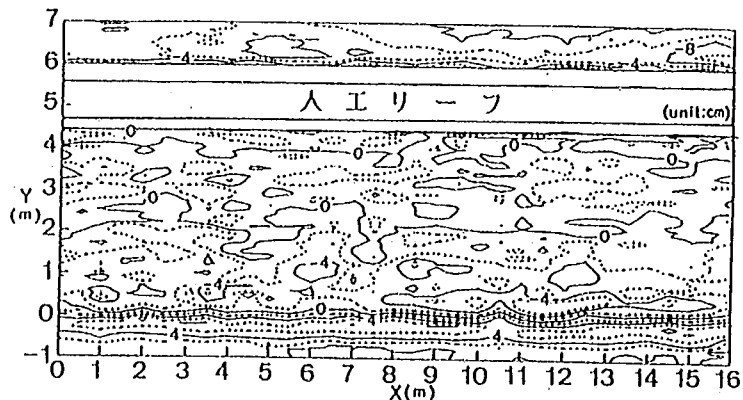


図6 地形変化量図(ケース2)

天端高を高く、あるいは天端幅を広くした。天端高を変えたケース3の流況を図8に示す。向岸流は $X=2\text{m}$ 、 $5\sim 7\text{m}$ 、 $10\sim 11\text{m}$ 、 $14\sim 15\text{m}$ で発達し、ほぼ低天端の位置に対応する。一様断面のケース2に比べ、リーフ内の海浜流パターンに規則性が生じ、その流速も全体的に大きくなった。一方、天端幅を変えたケース4の流況(図9)では、

流れのパターンは不規則であるが、リーフの近くでは天端幅が広い位置で向岸流となる傾向が見られる。流速は全体的にケース3に比べて小さい。

次に流速の鉛直分布の結果について述べる。測定は全ケース共に、 $X=8.2\text{m}$ 、 $10.2\text{m}$ の岸沖測線上での $Y=2.8\text{m}$ (P1)、 $5.1\text{m}$ (P2)、 $6.8\text{m}$ (P3)の3地点で行った。暴浪作用後5時間のEuler平均流速 $\bar{u}$ の鉛直分布を図10に示す。

図には海浜断面形状も示した。リーフを設置した場合、沖側の法先侵食によりリーフ天端の沖側端が $3\sim 5\text{cm}$ 沈下している。自然海浜のケース1では、離岸流部にある $X=10.2\text{m}$ の測点P1では速い沖向き流れが存在する。沖に砂が運ばれた原因はこの流れの存在によると考えられる。リーフ形状が一様なケース2では、測点P1に平均的な流れは見られない。リーフ上の測点P2では

$X=8.2\text{m}$ 、 $10.2\text{m}$ 測線共に沖向き流れが存在する。また、P3の底面付近でも沖向きの平均流が見られ、リーフ法先の底質はこの流れにより沖に運ばれたと考えられる。リーフの天端高を変化させたケース3では、リーフ上の測点P2において $X=8.2\text{m}$ 測線(高天端)上に比べ、 $X=10.2\text{m}$ 測線(低天端)上で沖向き流れが強い。一方P1地点では、 $X=8.2\text{m}$ 測線上の流向は沖向きであるのに対し、 $X=10.2\text{m}$ 測線上では岸向き流れになっている。 $X=10.2\text{m}$ 測線で向岸流となる点は流況図(図8)と対応する。リーフの天端幅を変化させたケース4のリーフ上の測点P2では、天端幅の広い $X=8.2\text{m}$ 上で岸向き流れ、狭い $X=10.2\text{m}$ 上で沖向き流れとなっている。P1での平均流にはあまり差はない。

以上の結果より判断すると、天端高の変化は沿岸方向の波浪減殺効果を変化させるためリーフ内の海浜流を励起することになり、その結果リーフ上での沖向き流れを強めるようである。一方、天端幅を変化させたケースでは天端幅の広い部分で強い岸向き流れを生ずるが、リーフ内に海浜流は励起されなかった。この理由として、実験範囲程度の天端幅の変化では、波浪減殺効果の沿岸方向変化はあまり大きく

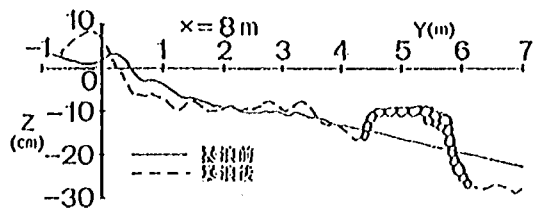


図7 断面地形変化(ケース2)

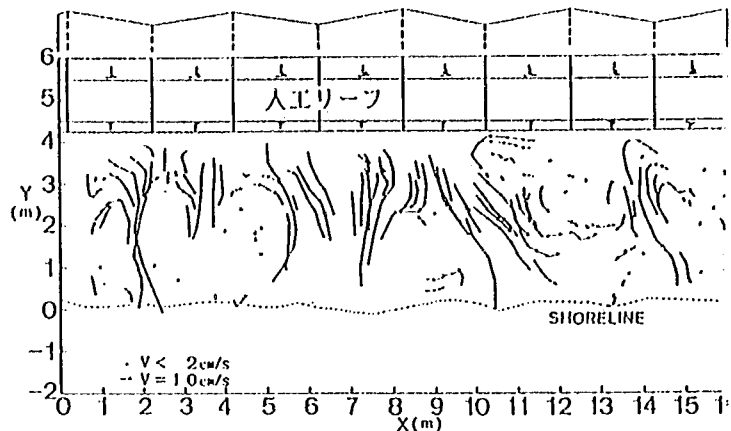


図8 流況図(ケース3)

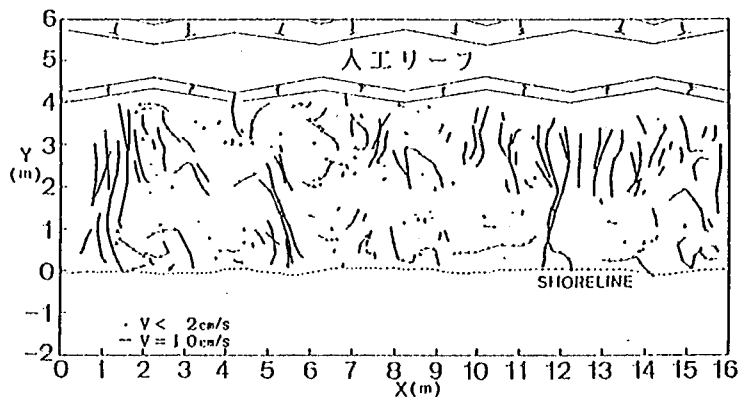


図9 流況図(ケース4)

なく、それよりも波の屈折効果が波の変形に強く影響したと考えられる。すなわち、屈折により天端幅の広い部分で波が集中・減衰し、その結果、岸向きの流れを生じたと推定される。天端幅の狭い部分では屈折によって入射波のエネルギーが減少したため、リーフ内での海浜流を励起するような沿岸方向の波高分布が生じなかったと推定される。狭い部分では沖向き流れが生じたが、この部分を沿岸方向に長くすることによりその流速を低下できる可能性がある。

底質が細かく高波浪が来襲する海岸では、浮遊砂のリーフ沖への流出を防ぐために、リーフ上でのトラフレベルより下の沖向き流れをできるだけ小さくする必要がある。実験結果を基に図11に模式的に示す形状のリーフを用いることにより、天端幅が広く天端高の高い部分に波を集中・減衰させ、狭い部分での入射エネルギーを減少させると共に、狭い部分の延長を長くすることで沖向き流れを弱めて、リーフ沖への砂の流出を防ぐ方法が考えられる。

#### 4. 結 論

主要な結論を以下に記す。

①人工リーフを設置すれば、暴浪波の条件においても沖向き漂砂を減少させ、リーフ岸側の海浜の侵食を防ぐことができる。ただし、リーフ上では、トラフレベル下の平均流は沖向きであった。よって、透過波高と底質粒径によってはリーフの岸側で浮遊した砂がリーフ沖に輸送される可能性もある。

②暴浪波により侵食性となる海浜に带状人工リーフを設置することによって、リーフ岸側の海浜は堆積性になり、離岸流の発生も抑制された。更に、その効果は沿岸方向にほぼ一様であった。

③リーフの天端高を変化させたケースでは、高天端上に比べ低天端上での沖向き流れが強かった。一方、天端幅を変えたケースでは狭い部分で沖向き流れが生じたのに対し、広い部分では岸向き流れとなった。

④人工リーフの天端幅または天端高を沿岸方向に変えることで、リーフ内およびリーフ上の流速場を変化させ、リーフを横切る沖向き漂砂を制御できる可能性があることがわかった。例えば、底質が細かく高波浪が来襲する海岸では、天端幅が広い部分を強調した人工リーフによりリーフ沖に砂を流出させない方法が考えられる。

#### 参 考 文 献

- 1) 宇多高明・小俣 篤・横山揚久：人工リーフ周辺に生じる海浜流と地形変化，第34回海岸工学講演会論文集，pp. 337～341，1987。
- 2) 宇多高明・小俣 篤：人工リーフの設計法，土木技術資料，Vol. 29，No. 12，pp. 26～31，1987。

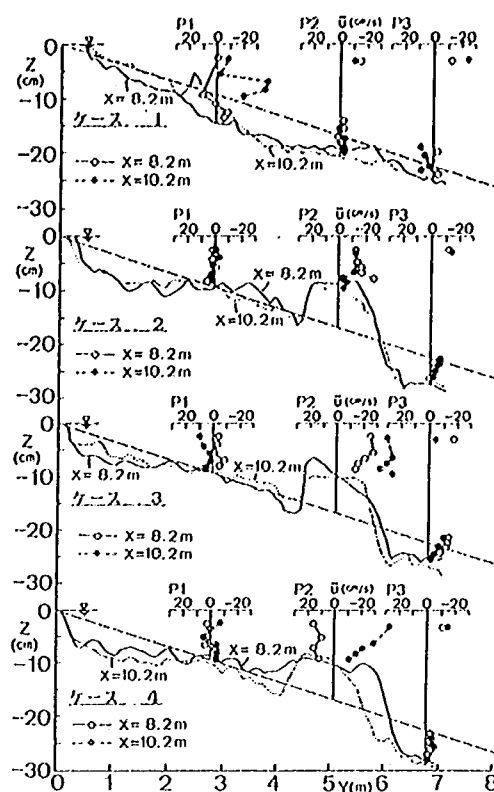


図10 流速鉛直分布

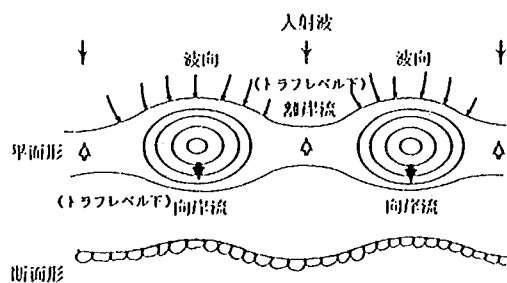


図11 人工リーフ模式図

# 伝統的治水工法の環境的評価

都市河川研究室 小栗 幸雄

## 1. はじめに

河川工事の中で伝統的に使われてきた工法として、蛇籠、粗朶沈床、水制などがある。これらの工法は機械化が困難であること、耐久性がコンクリート等の素材に比べ劣ること、また職人の確保が困難であること、材料となる玉石が不足してきたこと、それらの効果の定量的な把握が困難であることなどの理由によりしだいに廃れてきている。しかし、これらの工法は長い日本の治水の歴史のなかで近代的な機械や材料を用いる前までに、我国の風土の中で試練を経て残ってきたものである。それゆえ非力な面もあるが、自然の節理に合ったある種の合理性は備えているはずである。素材の持つ自然さや河状の変動に対する柔軟さ、年月の経緯とともに自然風景に近い景観を呈するなど、現在行われている近代的な工法にはない良さを持ち合わせている。近年のうるおいや安らぎを求める社会情勢に呼応した、新しい河川事業の展開にとってこれらの伝統的な治水工法が持つ良さから学ぶところは少なくないと思われる。本報は、これらの伝統的治水工法のうち蛇籠を取り上げ、その現状及び植生・魚類といった環境的な視点により評価を行ったものである。

## 2. 調査方法

調査はそれぞれの目的に応じた文献調査、現地調査、および蛇籠関係者へのヒアリング調査により行った。現地調査の対象は、甲府盆地の河川、房総半島の河川、木曽川とした。甲府盆地の河川は急流な扇状地河川であり、河床材料も礫のところどころで蛇籠等の材料の玉石も豊富などところである。一方千葉県房総半島は緩流河川がほとんどであり、その地域全体においても石材が乏しく、鶴川地域で蛇紋岩系の長狭石を産するのみである。以上のように甲府盆地と房総半島は極めて対照的な地域となっており比較検討するのに適している。また、大河川として木曽川を対象とした。ヒアリング調査は、日本蛇籠協会、山梨県、千葉県の施工当時の担当者に対して行った。

植生調査は、法面を区分し植物の種類数および優先状況を把握した。調査面積は 2×2m を原則として行ったが、繁茂状況によっては調査面積を増減した。

魚類調査は、蛇籠周辺で表-1 に示す捕獲手法を用い魚類を採捕した。また対象河川の管轄漁協に対してヒアリング調査を行った。表-2 に植生、魚類調査を行った河川を示す。

表-1 魚の捕獲法

|               |                                                                                |
|---------------|--------------------------------------------------------------------------------|
| クモ網<br>(すくい網) | 竹、木などの骨組みに網を張った小型のすくい網。岸の木や草の下に潜んでいる魚を捕る時に適している。                               |
| サデ網           | すくい網の一種。二本の竹を交叉して三角状とし、これに網を張って張伏としたもの。                                        |
| 投げ網           | 円錐状で、上部に手柄、下部に沈子を付けたもの。網を手にし水中に投げ込み、網が水底に到達した後、徐々に手柄で引き寄せて網をすぼめ、魚を水中から引き上げる方法。 |
| 張伏            | 底の部分に穴があいている簀の中に入れて、魚を誘き寄せて採捕する方法                                              |
| 筒             | 塩化ビニール管を束ね、水中に沈めて魚を採捕する方法。ウナギなどを捕まえるのに適する。                                     |

表-2 調査河川と蛇籠施工概要

| 河川名          | 木戸川        | 田白川   | 小瀬川   | 滝沢川           | 十郎川           | 天川            |
|--------------|------------|-------|-------|---------------|---------------|---------------|
| 工種           | 法覆工<br>掘止工 | 法覆工   | 法覆工   | 法覆工           | 法覆工           | 法覆工           |
| 施工年度         | 昭和57年      | 昭和61年 | 昭和46年 | 昭和37年         | 昭和56年         | 昭和48年         |
| 長さ(m)        | 5          | 4     | —     | 8             | 6             | 4             |
| 蛇籠<br>直径(cm) | 45         | 45    | —     | 45            | 45            | 60            |
| 網目(cm)       | —          | 10    | —     | —             | 15            | 18            |
| 線径(mm)       | —          | 4     | —     | 4             | —             | 4             |
| 石の径(cm)      | (砕石)       | (砕石)  | —     | 20~30<br>(玉石) | 20~30<br>(玉石) | 20~40<br>(玉石) |

### 3. 調査結果

蛇籠各部の名称を図-1に、設置状況の一例を写真-1に示す。蛇籠は屈撓性に富むことや流れに対する抵抗が比較強いこと、安価であること等護岸の素材として優れた面も多いが、鉄線の寿命に疑問があること、材料の入手が困難になってきたこと、職人の不足などの理由から昭和40年代後半より用いられることが少なくなっている。一方、蛇籠は施工後数年経つと植生が繁茂し自然景観とほぼ同じ状況を呈し、景観上優れた面があり、また魚類等の生物の生息にも適していると思われる。現在の蛇籠について、①鉄線の切断や腐食に実際どの程度耐えられるか（耐久性に関する評価）、②どの位の押流力あるいは流速まで耐えられるか（流水抵抗に関する評価）、③環境的に蛇籠は果して良いのか悪いのか（環境面に関する評価）を評価する必要があるが、ここでは③の環境面に関する評価について述べる。河川の環境を考える場合、種々の要素があるが、主として、①景観、②親水活動、③生物の保全の3点を考えておけば良い。以下にこれらについて述べる。

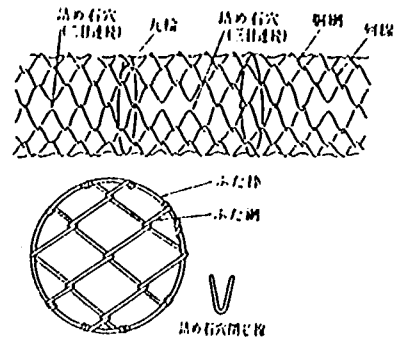


図-1 蛇籠の形状と名称

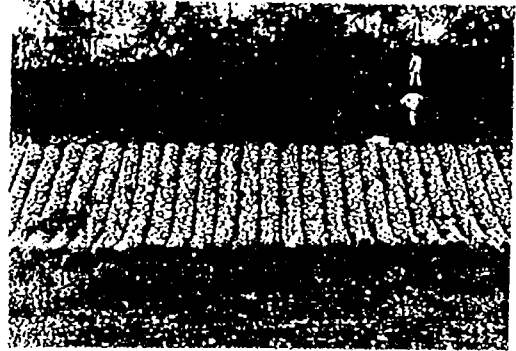


写真-1 蛇籠の設置状況(山梨県)

#### 3.1 景観

景観は、対象となる地域が自然景観なのか、人工的な景観なのかを区別して考えた方がよい。周辺が自然景観の場合は、なるべく人の手の入っていない印象を与える物が望ましく、周辺の自然植生に近いものが繁茂しうるかどうか重要となる。また、素材自体の見え方が自然的かどうか重要である。その点蛇籠は材料自体は自然材であり、しかも後述するように植物が繁茂しやすい状況にあるので自然景観にはなじむ構造物と考えることができる。ただし鉄線でできているため、それが視認できる距離では人工的な印象を与える場合があり改良する余地がある。現地調査によれば蛇籠の場合5年もたてば十分に周辺とほぼ同じ植生が繁茂し、自然景観に近い状況になる。一方、周辺が都市の場合は草が非常に繁茂するため、手入れをしなければ雑然としてうっとうしい風景になりかねない。

#### 3.2 親水活動

親水性すなわち、水への触れやすさ、あるいは活動のしやすさという点でみた場合、ブロック護岸や階段護岸より劣っている。蛇籠の場合同じ勾配のブロックに比べると、蛇籠が丸い、石と石の間に足が入る、鉄線の網目に足が入るなど足場の問題がある。また、植生に比較的短期間で覆われるためこまめな植生管理を行わないと水辺に近づきにくくなる。

#### 3.3 生物の保全

##### 1) 植生

現地調査を行った山梨、千葉県の両河川において、蛇籠上に出現した植物数を表-3に示す。また、その中で被度（種類別の植物の地上部が地表面を被覆する割合）2以上（個体数が極めて多いか、少なくとも被度が調査面積の1/10～1/4以上を占めている）の植物種名を表-4に示す。調査結果より蛇籠上には様々な植物が多数繁茂していることがわかる。

表-3 出現植物数

| 県名  | 河川名  | 植物の種類数 |
|-----|------|--------|
| 山梨県 | 滝沢川  | 38     |
|     | 十郎川  | 31     |
|     | 天川   | 16     |
| 千葉県 | 小櫃川  | 20     |
|     | 木戸川  | 16     |
|     | 南白亀川 | 28     |

表-4 蛇籠上に多く繁殖していた植物

| 山梨県の河川                                                                                                                                                                        | 千葉県の河川                                                                                                                          |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| スギナ<br>ヨモギ<br>ウツギ<br>イクドリ<br>スゲ類の一種<br>オニグルミ<br>ナワシロイチゴ<br>クズ<br>ツユクサ<br>ヘクソカズラ<br>アメリカセンダングサ<br>ミゾソバ<br>オオイヌタデ<br>カナムグラ<br>ヤブガラシ<br>ヌカキビ<br>ススキ<br>ノブドウ<br>ツルヨシ<br>ヨウジュヤマボウシ | ヤブマメ<br>スギナ<br>ヨモギ<br>セイタカアワダチソウ<br>カナムグラ<br>ツユクサ<br>アシボソ<br>イヌタデ<br>ススキ<br>イヌコリヤナギ<br>ツルヨシ<br>ミゾソバ<br>ウマノアシガタ<br>稲科の一種<br>イヌメギ |

(被度2以上)

①法尻に土砂が堆積し、堆積土砂に植物生育



③法尻からの垂下り



②法尻に植生混入



④植生が完全被膜



図-2 植生混入のパターン

木本類は全体的に少なかったが、山梨県の滝沢川のヒメグサ、ナワシロイチゴ、千葉県小櫃川のイヌコリヤナギが被度2以上あった。草本類の内訳は、1年草が17種類、2年草が4種類、越年草が5種類、多年草が36種類である。このうち外国から入ってきたものは8種類、つる性のものは9種類あった。蛇籠上に繁殖したものはほとんどが原野、山道、道端などどこでも普通に生えるもので、特に水辺を好んで生えるギョウギク、ミゾソバ、ツルヨシなど6種類がみられた。このように蛇籠には多数の植物を保全できる機能を兼ね備えた護岸であることがわかる。蛇籠への植物の混入状況は、図-2に示す4つに分類できる。

今回の調査より、ススキ、ヨシ、ツルヨシ、マコモなど河川でよく見かける植物は、蛇籠上に十分生育しており、蛇籠に対して新たに植物を植えて修景などしなくても色々な混入の仕方により蛇籠は緑化され、永い間には蛇籠全体が植物で覆われ土堤のように自然に見えるようになることがわかった。

## 2) 魚類

調査を行った山梨県内の河川は、扇状地河川であり平常時の水が低水路幅に対し必然的に少なく、蛇籠が水と接していなかったため、千葉県内の3河川の調査結果を述べる。各河川とも蛇籠の設置してある地点の状況(河床勾配、水質等)が異なるため、同じレベルでの比較はできないが、蛇籠の魚への効果はおおむね把握できると考えている。

採捕した魚を表-5に示す。採捕した魚の個体数は485匹で、7科19種類に分類される。このうちコイ科(12種類)が315匹で65%をしめている。多く採捕された魚は、オイカワ、ヨシノボリ、タモロコ、メダカ、カマツカ、ドジョウ、ゲンゴロウナ、ギンツナである。蛇籠設置地点と、その上・下流での魚の採捕数を比較してみると表-6のようになり、蛇籠設置地点で多く採捕されている。調査結果を蛇籠施工前、あるいはコンクリートブロック地点などとの比較ができないためはっきりしたことはいえないが、蛇籠は魚にとってコンクリートブロック護岸などと比較して有利な護岸であることがうかがえる。調査結果に基づいた断面的な魚類の利用区分を図-3に示す。

蛇籠工の河岸形態は、単一な平面ブロック工法に比較すると水生生物にとって極めて複雑な生活環境を提供し、多くの水生生物に場の有効利用ができる機会を与えている。主生活場所や増水などの自然災害や外敵からの避難場所としても利用され、魚類等にとって蛇籠は有益であると考えられる。

表-5 魚の採捕数

| 河川名  | 上流 | 設置地点 | 下流 |
|------|----|------|----|
| 小瀬川  | 3  | 137  | 6  |
| 木戸川  | 30 | 44   | 13 |
| 南白亀川 | 31 | 142  | 70 |

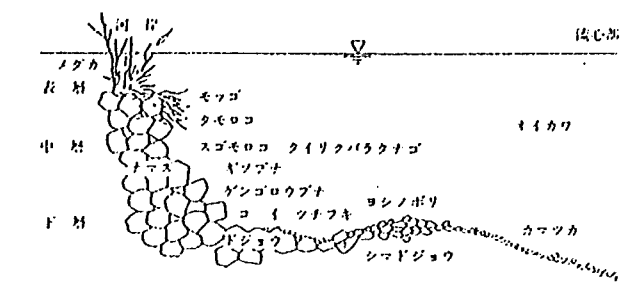


図-5 断面的に見た利用区分

表-6 魚類採捕結果

| 河川名      | 小瀬川       | 木戸川 | 南白亀川 |
|----------|-----------|-----|------|
| メダカ科     | メダカ       | ■   | ●    |
| コイ科      | キンゾナ      | ■   | ■    |
|          | ギンゾナ      | ■   | ■    |
|          | ゲンゴロウブナ   | ●   | ■    |
|          | コイ        | ●   | ●    |
|          | オイカワ      | ■   | ■    |
|          | ニゴイ       | ●   | ■    |
|          | モツゴ       | ■   | ■    |
|          | タモロコ      | ■   | ■    |
|          | スゴモロコ     | ●   | ■    |
|          | カマツカ      | ○   | ●    |
|          | ツナフキ      | ■   | ○    |
|          | クイリクバラタナゴ | ■   | ■    |
| ドジョウ科    | ドジョウ      | ○   | ■    |
|          | シマドジョウ    | ■   | ○    |
| ナマズ科     | ナマズ       | ■   | ●    |
| サンフィッシュ科 | オオクチバス    | ○   | ■    |
| ボラ科      | ボラ        | ■   | ●    |
| ハゼ科      | ヨシノボリ     | ●   | ■    |

○：蛇籠設置地点で採捕 ●：蛇籠設置地点の上・下流地点で採捕  
■：両地点で採捕した種類

表-7 蛇籠の環境面からみた総括表

| 項目    | 長 所                                                                                                                                                                                                | 短 所                                                                                                                                                                      |
|-------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 景 観   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・素材が自然石であるため、色、形状が変化に富む</li> <li>・1本1本分離された構造で、表面に変化がある</li> <li>・時間の経過と共に植生に覆われる</li> <li>・植物が完全に繁茂すると土堤に見える</li> <li>・自然植生が繁茂するため自然景観の場合に適している</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・都市的景観の場合植生が繁茂しすぎうつとしい景観になりがちである</li> <li>・都市的景観においては定期的な植物管理が必要である</li> </ul>                                                    |
| 親水活動  | <ul style="list-style-type: none"> <li>・小動物の生息場となり、昆虫採集などができる</li> <li>・植生の繁茂により散歩の時に心が和む</li> </ul>                                                                                               | <ul style="list-style-type: none"> <li>・植生の繁茂により歩きにくい</li> <li>・植生の繁茂により水辺に近づきにくい</li> <li>・鉄線に足が引っかかり歩きにくい</li> <li>・勾配が比較的きついため歩きにくい</li> <li>・蛇籠が丸いため歩きにくい</li> </ul> |
| 生物の保全 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・植物の生育場所を提供する</li> <li>・多種類の植物が繁茂する</li> <li>・土砂の堆積により繁茂し易い環境となる</li> <li>・蛇籠の下から繁茂してくる</li> <li>・蛇籠の上からツル性植物が下垂してくる</li> </ul>                             | <ul style="list-style-type: none"> <li>・植物が繁茂しすぎる場所ではこまめな管理が必要</li> <li>・枯れ草が洪水時に流れ出す</li> </ul>                                                                         |
| 魚類    | <ul style="list-style-type: none"> <li>・陰間が多く、環境が多様である</li> <li>・洪水時の避難場所や捕食者からの隠れ場所を提供する</li> <li>・生活場所、休息場所を提供する</li> <li>・植物の繁茂による餌を提供する</li> <li>・産卵場所を提供する</li> </ul>                         |                                                                                                                                                                          |

## 4. まとめ

蛇籠の形態上、構造上の特徴を要約すると、蛇籠は網状で被覆された石材の充填構造物であり、1本1本が分離する比較的重たい護岸施設という特色を持つ。これらの形態上、構造上の特徴が治水・環境面に多くの利点をもたらしている。環境面からみた蛇籠の長所・短所を表-7にまとめた。蛇籠は自然風景になじみ、植物・魚類の生息の場を提供するので、河川環境管理基本計画の中の河川の自然環境を創造・保全する区域においては、有効な工法と環境上評価できる。

現在の工法にはこのような特色を持つ構造物はなく、これらの機能を保持し現場への適用を図ることが望まれる。ただし鉄材であることによる耐久性の問題、あるいは充填構造による機械化が困難であることなどの問題を改善することが必要である。

# フィルダムの安定解析における仮定と地震力

フィルダム研究室 松本 徳久

安田 成夫

○正国 之弘

## 1. はじめに

フィルダムのすべりに対する安定性は、円弧のすべり面を仮定した円弧すべり計算によって検討されている。計算式、水位の条件、設計震度などは、河川砂防技術基準等によって規定されており、フィルダムの設計計算法として定着している。本稿では、計算式に含まれる種々の仮定および設計震度の与え方について検討してみた。

## 2. 円弧すべり計算の仮定

円弧すべり計算では、一般にスライス法が用いられる。このときスライス間には未知の不静定力が働いているが、この不静定力の合力の方向をすべり面に平行であると仮定するか、すべり面に関係なく水平方向であると仮定するかで、安全率の式が異なってくる。前者は簡便法、後者は簡便ビショップ法と呼ばれている。

震度法の場合、地震力は正確にはスライスの重心位置に作用すると考えるが、河川砂防基準などの安全率の定義式などでは、近似的にすべり面上に作用させるような計算式を用いている。以下、前者を円弧中心のモーメントの比率で表現されているためモーメント法、後者を見かけ上すべり面のせん断力の比によって表現されているためせん断力法と記す。

せん断強度  $\tau_f$  は、ロックフィルダムのロック材などでは、モール・クーロン式

$$\tau_f = \bar{c} + \bar{\sigma}_n \cdot \tan \bar{\phi} \quad \dots\dots (1)$$

の粘着力成分を無視したものが用いられている。しかしロック材料の三軸試験を実施してみると、図-1に示すように破壊時のモールの包絡線は直線よりも曲線で近似される。このことは、拘束圧が変化すること

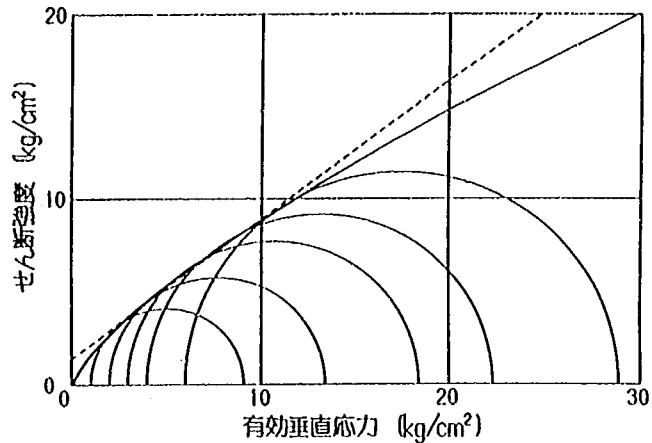


図-1 破壊時のモールの応力円

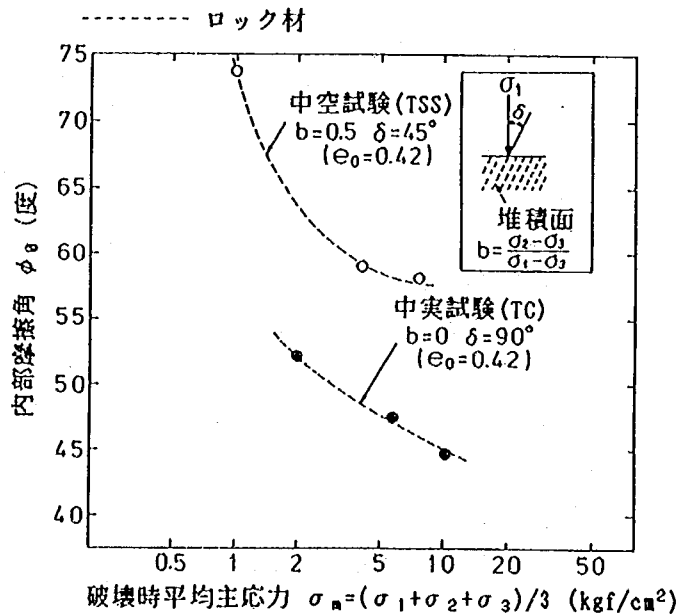


図-2 破壊時の平均主応力と内部摩擦角

により、内部摩擦角も変化すると考えることができる。図-2に、実験より得られた破壊時の平均主応力と内部摩擦角との関係を示す。図-2からわかるように、破壊時の平均主応力が大きくなるほど、内部摩擦角が小さくなるという傾向がある。またこの傾向は、砂質材料よりもロック材の方がより顕著に表れている。このことから、ロック材の強度の評価はモールの円を正確に包絡できるような曲線を用いることにより、さらに忠実に表現できると考えられる。そこで、この曲線をべき関数で表すと次式のように表すことができる。

$$\tau_f = A \cdot \bar{\sigma}_n^b \quad \dots\dots\dots (2)$$

図-3に、土木研究所におけるロック材の実験結果の平均的な $\bar{c}$ 、 $\bar{\phi}$ および $A$ 、 $b$ 値を用いた場合の、有効垂直応力とせん断強度の関係を示す。

### 3. 計算例

図-4に示すような条件で、円弧の中心角のみを変化させたときの安全率を図-5に示す。中心角が小さいと円弧は浅く、中心角が大きいと円弧は深くなる。ただしビショップ法に $A$  $b$ 法を適用すると、数値計算が複雑となるため省略してある。

結果として、全体的にビショップ法が簡便法よりも安全率は大きい。しかし、ビショップ法は数回の繰返し計算が必要であり、また、円弧上流端付近において計算される有効垂直応力が、マイナスとなってしまうことがある。このため、実務的には簡便法を用いた方が便利であると考えられる。

せん断力法に比べ、モーメント法が大きい安全率になるのは、円弧中心からすべり面までの鉛直距離が、円弧中心からスライス重心までの鉛直距離よりも長くなるため、その差だけせん断力法は地震力による滑動しようとする力を大きく計算しているためである。したがって両者の差は、すべり円

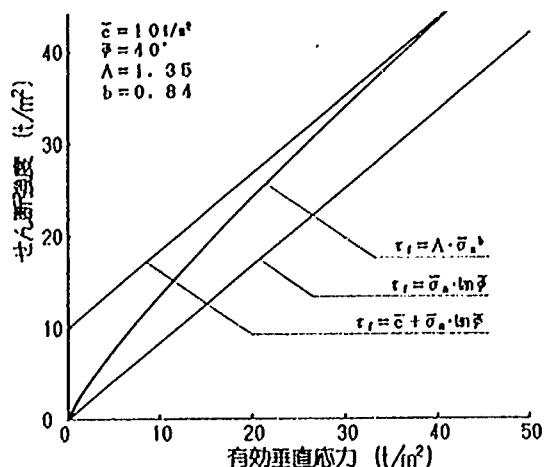


図-3 有効垂直応力とせん断強度

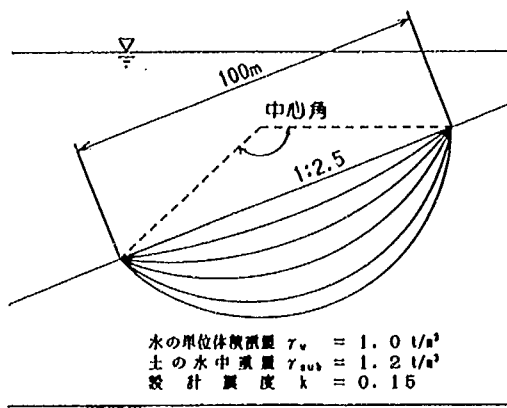


図-4 計算例に用いた円弧の形状

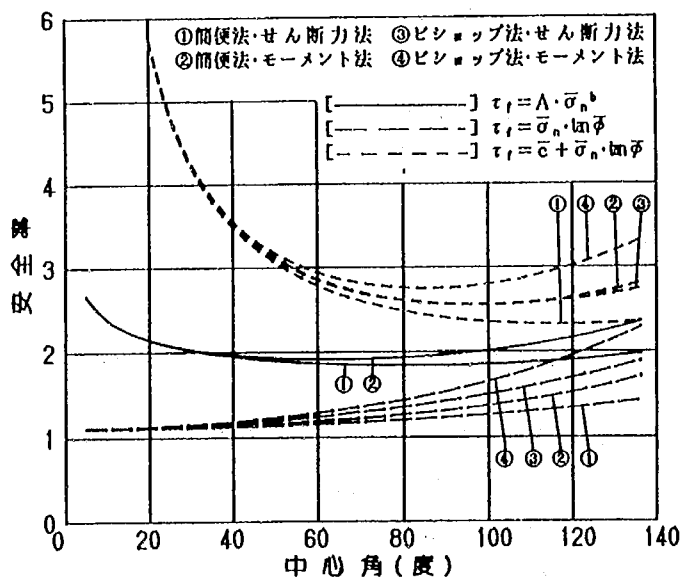


図-5 円弧の中心角を変化させたときの安全率

弧が深くスライスが高くなるほど大きくなる。

せん断強度の違いによる安全率への影響は、すべり円弧が浅いほど大きい。 $\bar{c}=0$ 法では、円弧が浅ければ浅いほど安全率は小さくなり、 $\bar{c}\neq 0$ 法では逆に円弧が浅くなると著しく安全率が大きくなる。

#### 4. 地震力

入力地震動を評価する手段として、応答スペクトルを用いた。図-6に、1968~1987年までの間にダムサイト岩盤で得られた地震波加速度のうち水平成分90波を用いて求めたスペクトル応答倍率の最大値を示す。応答倍率は、地震規模、震央距離のほか、発震機構、波動伝播特性、サイトの局地的条件等の種々の要因によって影響されよう。現段階ではデータの数に限りがあり、そのうえサイトによってこれらの条件を特定することは難しい。したがって設計に用いる応答スペクトルは、図-6の破線に示すように、ある周期以下ではスペクトル値がフラットにあると考えた方がよいと思われる。ただし、ある周期以上になると応答値が減少する傾向があるのも確かである。今回の解析結果では、周期が0.5~0.75秒以上になってくると応答倍率が落ち始める。計算の対象とした地震波データの中に、マグニチュード8クラスのデータが1つしかないことを考えると、この落ち始める周期を多少長めにとっておいた方が安全側である。

また、堤体の高さ方向での水平震度の分布を考える場合に、松村の解やFEMを利用する方法がある。図-7はFEMにより、減衰定数20%時の堤体各標高における最大応答倍率を求めた結果である。基本条件を図中に示す。また、諸条件を変化させたときの応答倍率の様子を破線で示す。図に示す通り、ダム高および法面勾配を変えても、ほとんど応答倍率

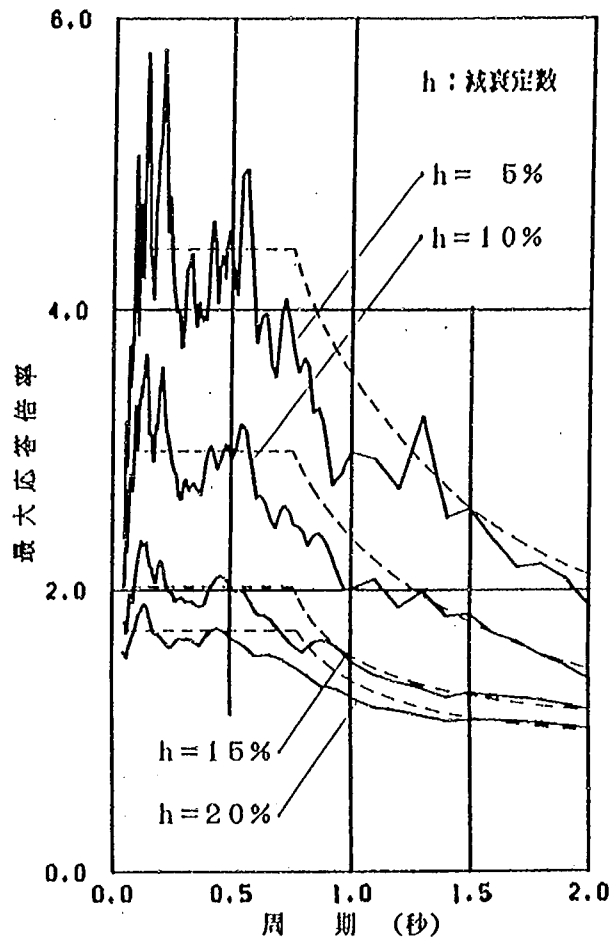


図-6 応答スペクトルの最大値

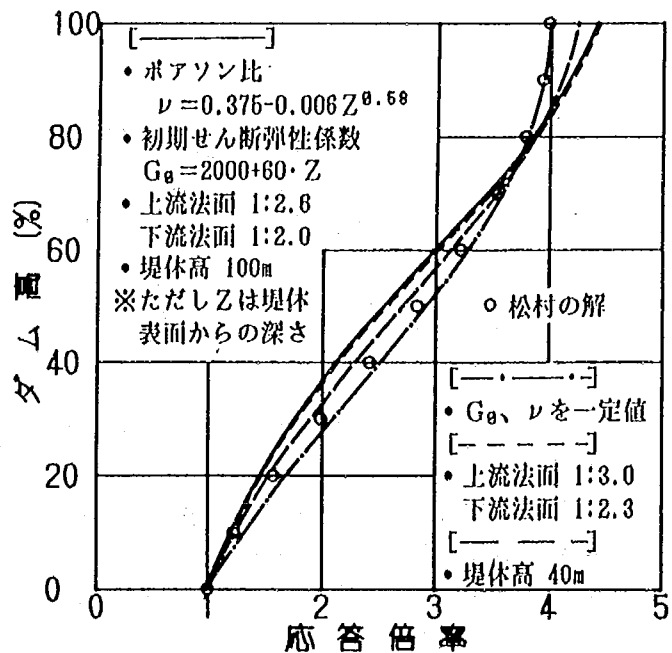


図-7 FEM解析による応答倍率

の分布に影響しないことがわかる。ν および  $G_0$  を深さに関係なく一定とした場合にも、多少の分布形状の差はあるがそれほど違いはない。

以上のことから、共振時における振動モードはほぼ一定と見なせ、かつ、応答スペクトルの周波数特性を合わせて考えれば、ダムの材質、高さ、法面勾配に関係なく、一定の震度分布を与えることができると思われる。

## 5. まとめ

フィルダムの耐震安定計算として、①基本的には簡便分割法を用い、②地震力をスライス重心に作用させるモーメント法を用い、③せん断強度はより忠実に材料の強度を再現できる  $A_b$  法で求め、④震度分布は応答特性を考慮して決定するという方法を今後もさらに検討すべきであると考えられる。

この方法と、現行の方法とを比較した計算例を表-1 および図-8 に示す。(a) は、材料強度は  $A_b$  法、地震力の計算はモーメント法を用い、基礎で 0.10、天端で 0.40 の震度分布形を与えて最小安全率を求めたものである。このときの、すべり円弧の形状は図-8 に示す様になる。また、(b) は (a) と同条件で天端の震度のみを 0.30 に変化させて計算したものであり、最小安全率は 1.35 に増大し、同時にすべり円弧も図-8 に示すように若干下方に移動する。(c) は現行の円弧すべり計算の方法、すなわち材料強度は  $\bar{c}$  法で粘着力成分を考慮しないもの、地震力の計算はせん断力法、震度分布は一様の場合である。現行法の最小安全率は、特殊な場合を除いて無限長斜面の安全率と同じになることが知られており、このケースの場合 1.11 となる。

表-1 諸条件と最小安全率

|           |           | (a)  | (b)  | (c)   |
|-----------|-----------|------|------|-------|
| 材料強度      | A         | 1.35 | 1.35 | —     |
|           | b         | 0.84 | 0.84 | —     |
|           | $\bar{c}$ | —    | —    | 0.0   |
|           | $\phi$    | —    | —    | 40.0° |
| 震 度       | 天端        | 0.40 | 0.30 | 0.15  |
|           | 基礎        | 0.10 | 0.10 | 0.15  |
| 最 小 安 全 率 |           | 1.12 | 1.35 | 1.11  |

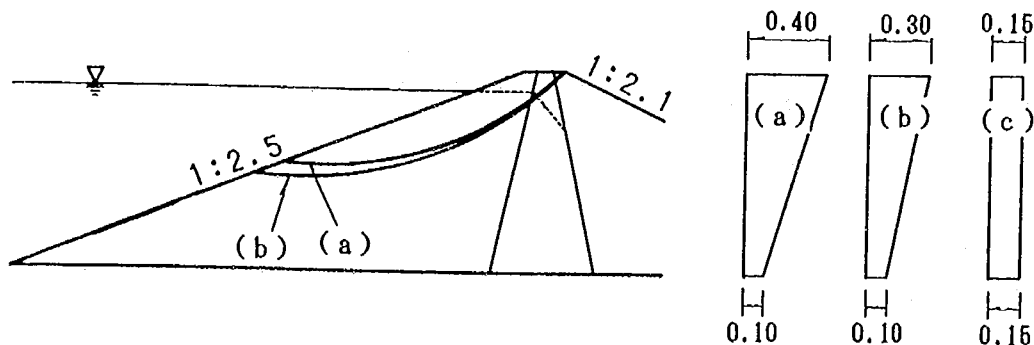


図-8 震度分布形とすべり円弧の形状

## 参考文献

- 1). 松本徳久, 安田成夫, 「フィルダムの耐震安定計算における地震力とせん断強度」, 土と基礎, Vol.36-8, 土質工学会, pp7-12, 1988.
- 2). 松本徳久, 安田成夫, 正国弘, 「フィルダムのすべりに対する安定計算」, 土木技術資料掲載予定
- 3). 松村孫治, 「地震動による土堰堤の変形」, 内務省土木試験所報告, No.28, 1934.

## 1. はじめに

ダム貯水池に流入する土砂を阻止することあるいは堆積した土砂を排出することは、貯水池の再生のみならず貴重な資源の有効利用の観点からも重要な課題である。ダムの堆砂対策は、次の3つに分類して考えることができる。

1) 貯水池へ流入する土砂量の軽減

2) 貯水池流入土砂の排出

3) 貯水池堆積土砂の排除

本研究では2)、3)に関する排砂路による掃流砂の排出を対象としており、この場合には、設備の摩耗対策が重要な課題となっている。

排砂路の中では砂礫が底面を流れ、底面や側面に損傷を与えることになる。この摩耗対策としては、土砂を含む流れを固定床状態で流れ、耐摩耗性の良好な材料でライニングする方法と、移動床状態で流れ、底面に接する砂礫はほとんど移動しないような方策を施すセルフライニングと呼ばれる方法がある。「毒を以て、毒を制す」ということわざがあるが、排砂路にとって砂礫は摩耗に関する限り毒と見なすことができ、この毒を利用して摩耗を防ぐ方法がここにいるセルフライニングである。現在、粉体空気輸送の分野でセルフライニングが一部実用化されているが、水流による土砂輸送への適用は前例がない。このため、今回水理実験を主体に研究を実施し、その適用性について検討を実施した。

## 2. 実験の概要

### 2.1 セルフライニングの方法

セルフライニング排砂路では、本来の目的である「砂礫を流下させる」とことと「排砂路底面に適当な量の砂礫を残留させる」という一見相反する2点を両立させる必要がある。今回は、棧によりセルフライニングを実現しようと試みた。流砂量が少なくなっていくと棧の間の水路底面の一部が間欠的あるいは定常的に露出してしまうが、その限界の状態を渴砂限界と呼ぶものとする。このように、棧による排砂路のセルフライニングを考えた場合には、流砂量が少ない渴砂時にセルフライニングされるか否かが重要になる。

また、流砂量が大きくなるにつれて砂が堆積し、棧による水路底面の抵抗が小さくなる。河床勾配が変化しないとした時の流砂量の最大値は棧が砂に埋没した状態、すなわち、通常の移動床の形態で生じることになるが、その値は棧の形状や間隔ではなく、流量、水路勾配、等で一義的に定まることになる。この河床勾配が変化しない限界の状態を満砂限界と呼ぶことにする。

### 2.2 実験方法

実験は、図-1に示すアクリル製の直線排砂路を用い、底面に取り付ける棧は断面が直角三角形と正方形の2種類とし、水路勾配1/100、1/50、1/20、1/10の4ケースとした。実験ケースは、棧の設置間隔、粒径（均一砂）、流量から表-1に示すケースについて実施した。

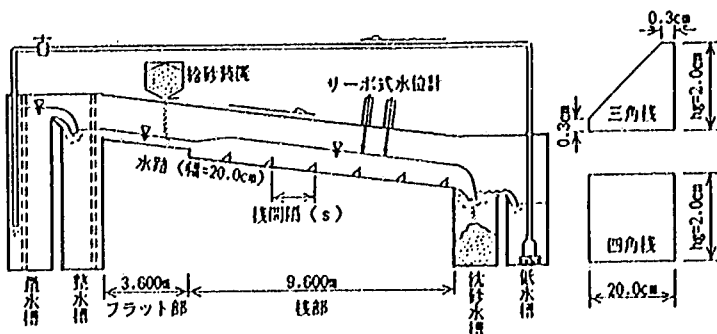


図-1 実験装置の概要

実験方法は、流量を一定に保ち、給砂量をコントロールすることにより、渾砂限界、満砂限界の状態を作り、定常状態になった状態における流砂量、水深を測定した。

なお検討は、まず三角棧と四角棧の比較、棧間隔の検討を行い、その後、セルフライニングに有効であると判断された三角棧、棧間隔10cm (s/hg=5) の場合を中心に進めた。

### 3. 流況の分類

今回実験を行ったケースの流況を大きく分類すると、図-2に示すように清水時4流況、満砂限界時2流況、渾砂限界時3流況と満砂限界とも渾砂限界とも区分できない流況の8パターンに大別できた。表-1

の数字は図-2の流況を示しているが、満砂限界時及び渾砂限界時とも棧間隔が10cmで水路勾配が急な時に流況が安定した状態になっている。また、粒径 (d/hg=0.055~0.230) による流況の違いは殆ど認められなかった。

### 4. 満砂限界時の流砂量

排砂路内の底面、側壁面の摩擦速度は、対数分布則を適用すると、

$$\text{底面} \quad u_1 = u_{*1} / \kappa \cdot \ln M_1 z \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{側面} \quad u_2 = u_{*2} / \kappa \cdot \ln M_2 y$$

ここに、 $u$ ：速度、 $u_{*1}$ ：底面に関する摩擦速度、 $u_{*2}$ ：側面に関する摩擦速度、 $\kappa$ ：カルマン定数、 $M_1$ ：常数 (30/ks)、 $M_2$ ：常数 (9  $u_{*1} / \nu$ )、ks：砂粒相当粗度、 $\nu$ ：動粘性係数、 $z$ ：底面からの距離、 $y$ ：側面からの距離

となる。本実験では側壁の影響を除去するために足立の方法<sup>2)</sup>を用いて、水深と流量から底面に関する摩擦速度を計算した。

満砂限界時の流砂量は一般の移動床のそれとほとんど差異がないと考えられ、無次元化したものを図-3にて、芦田・高橋・水山の式<sup>3)</sup>と比較した。水深は満砂限界時の砂の動きから、棧上面に砂粒径

表-1 実験ケース表

| 水路勾配<br>傾斜角 | 水深<br>h  | 流量<br>Q | i=1/100 |     |     |     | i=1/50 |     |     |     | i=1/20 |     |     |     | i=1/10 |     |     |     |
|-------------|----------|---------|---------|-----|-----|-----|--------|-----|-----|-----|--------|-----|-----|-----|--------|-----|-----|-----|
|             |          |         | 清水時     | 渾砂時 | 満砂時 | 渾砂時 | 清水時    | 渾砂時 | 満砂時 | 渾砂時 | 清水時    | 渾砂時 | 満砂時 | 渾砂時 | 清水時    | 渾砂時 | 満砂時 | 渾砂時 |
| 三角棧         | 10<br>cm | 2       | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 4       | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 6       | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 8       | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 10      | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 12      | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             | 20<br>cm | 6       | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 8       | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 10      | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 12      | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 14      | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 16      | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
| 四角棧         | 10<br>cm | 2       | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 4       | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 6       | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 8       | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 10      | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 12      | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             | 20<br>cm | 6       | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 8       | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 10      | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 12      | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 14      | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |
|             |          | 16      | ○       | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   | ○      | ○   | ○   | ○   |

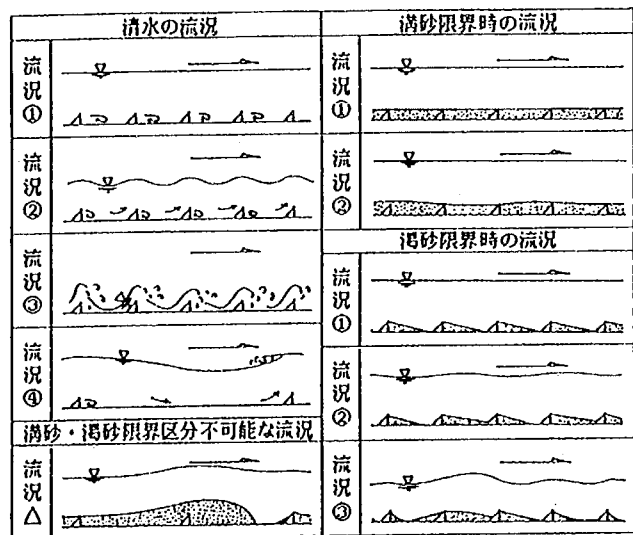


図-2 流況区分図

の半分を加えた点を基面とした。

$$\Phi \equiv \frac{q_b}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} = 12\tau_*^{1.5} (1-\alpha^2 \frac{\tau_*c}{\tau_*}) (1-\alpha \sqrt{\frac{\tau_*c}{\tau_*}}) \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 $\Phi$ ：無次元流砂量、 $q_b$ ：流砂量、 $\tau_*c$ ：無次元限界掃流力、 $\tau_*$ ：無次元掃流力  
 $= u_*^2 / (\sigma/\rho - 1)gd$ 、 $\alpha$ ：停止限界摩擦速度と移動限界摩擦速度の比、 $u_*$ ：底面に関する摩擦速度、 $\sigma$ ：砂の密度、 $\rho$ ：水の密度、 $d$ ：粒径

図-3によると $\tau_*$ が大きいレンジではこの式とよく一致し、小さいレンジではややずれている。

#### 5. 渾砂限界時の流砂量

渾砂限界時の流砂量は小さい方が、満砂限界と渾砂限界の間に存在するセルフライニングされている流砂量の幅が広くなり、性能が良いと判断される。図-4は、三角棧と四角棧の $s/hg=5$ の場合の満砂限界と渾砂限界の流砂量を示した。これによると三角棧の場合に流砂量の差が大きく、四角棧の場合は流砂量の差が小さい三角棧よりも性能が劣ることが分かる。これは、四角棧の前面に生じる強い渦により、安定した堆積状態が得られにくいためと考えられる。

#### 6. 渾砂限界時の底面の抵抗

河床波が形成された時の抵抗を砂面摩擦抵抗と形状抵抗に分ける抵抗分割は、現在まで多くの研究がなされている。今回も流砂は全抵抗でなく、有効掃流力（砂面摩擦抵抗）にて運搬されるという考えに立ち、平坦河床で誘導された流砂量式を用いて無次元有効掃流力/無次元掃流力（ $\tau_{*o}/\tau_*$ ）を求めてみることにする。すなわち、芦田・高橋・水山の(2)式を変形した(3)式を用いて $\tau_{*o}$ （有効掃流力）を、また水深から $\tau_*$ を求める。

$$\Phi = 12\tau_{*o}^{1.5} (1-\alpha^2 \frac{\tau_{*o}c}{\tau_{*o}}) (1-\alpha \sqrt{\frac{\tau_{*o}c}{\tau_{*o}}}) \dots\dots\dots(3)$$

図-5は渾砂限界時の有効掃流力比 $\tau_{*o}/\tau_*$ を表わしたものである。この図からもわかる通り、棧の断面が四角の場合はいずれの場合も $\tau_{*o}/\tau_*$ が0.5以上となり形状抵抗が比較的小さく渾砂限界時の流砂量は大きくなっている。このため、セルフライニング可能な流砂量の範囲が狭くセルフライニング排砂路としての実用に適さない。三角棧の場合で $s/hg=10$ の場合は、 $\tau_{*o}/\tau_*$ が0.3~0.4前後である

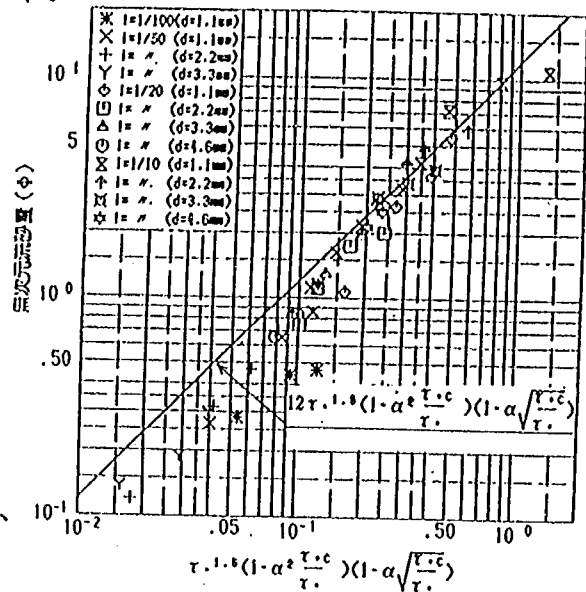


図-3 満砂限界時の流砂量

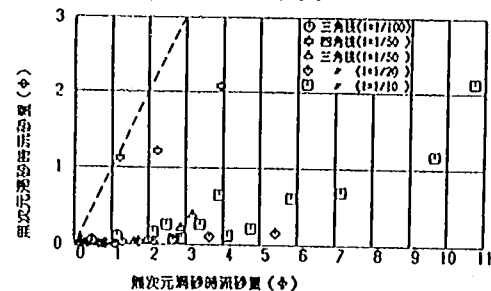


図-4 流砂量比較図

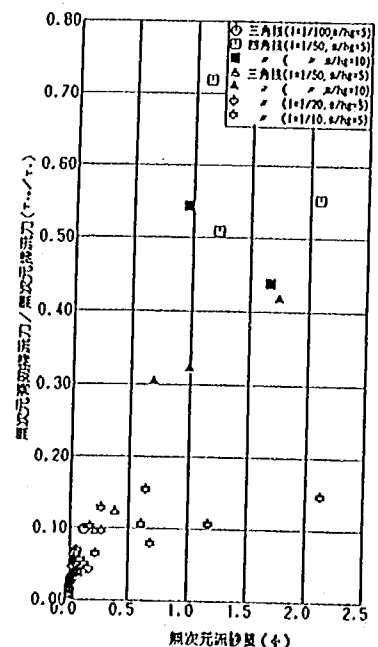


図-5 有効掃流力比

が、 $s/hg=5$  の場合は  $\tau_{*0}/\tau_{*c}$  が  $0.01 \sim 0.15$  と満砂限界時形状抵抗が支配的で、その時の流砂量は極めて小さい。結果的にかなり広い水理条件でセルフライニング排砂路の適用が可能と考えられる。

図-6は三角栈の  $s/hg=5$  及び  $s/hg=10$  の満砂限界と渴砂限界を表わしたものである。例えば  $s/hg=5$  の場合は渴砂限界 ( $\tau_{*0}/\tau_{*c}=0.15$ ) から、流量一定で流砂量を大きくしていくと、満砂限界 ( $\tau_{*0}/\tau_{*c}=1.0$ ) の点に移動してい

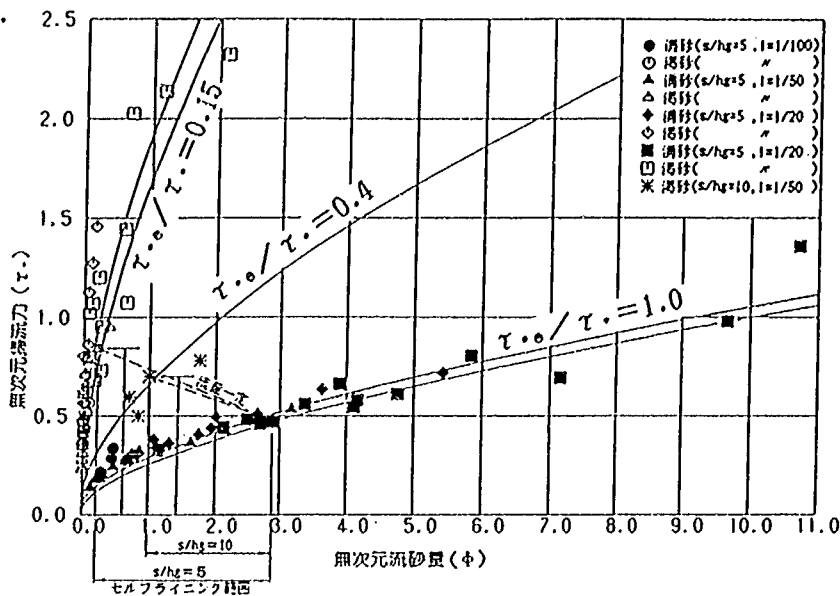


図-6 全抵抗の分割

く。この渴砂限界と満砂限界の間の領域がセルフライニング範囲であり、 $s/hg=5$  の場合は広いことがわかる。

## 7. まとめ

- (1) 栈粗度を用いたセルフライニング排砂路の実用性については、三角栈で、栈間隔が高さの5倍の場合がその可能性が高い。
- (2) 満砂限界の流砂量は移動床のそれと非常に近いと考えられ、今回の実験結果は芦田・水山・高橋の式と比較的一致している。
- (3) 粒径  $d/hg=0.055 \sim 0.230$  の範囲におけるセルフライニングが認められた。
- (4) 勾配  $1=1/100 \sim 1/10$  の広範囲でセルフライニングが認められた。

## 8. 今後の課題

摩耗対策の1つとして、セルフライニングによる方法の実用性について考えてみた。実験データは少なく、まだ基本的な点についても未解決なところが多く残されている。特に栈の高さの相似性についてはあまり言及できなかったが、これには栈高、栈間隔、水深、粒径、勾配をパラメータとして多くのデータを要すると思われる。また混合砂の場合の検討、流入部の検討、水路側壁面や栈自身の保護方法の検討も必要である。今後、これらの事項を踏まえて、実用化に向けて研究を継続する計画である。

## 参考文献

- 1)、橋本健次：粉体摩耗の対策、日刊工業新聞社
- 2)、足立昭平：長方形断面水路の側壁効果に関する研究土木学会論文集、第81号、土木学会、PP17～24、1962.5
- 3)、芦田和男、高橋保、水山高久：山地河川の掃流砂量に関する研究、新砂防、第107号、砂防学会、PP9～17、1978.4
- 4)、水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会、移動床流れにおける河床形態と粗度、土木学会論文報告集、第210号、土木学会、PP65～91、1973.2
- 5)、芦田和男、道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究、土木学会論文報告集、第206号、土木学会、PP59～69、1972.10

ゲート等の鋼構造物の耐久性では、錆による腐食が重要な鍵となっている。そのため、定期的な塗装塗替えや各種の重塗装の防食被覆の維持、工夫により防錆に努めている。一方、ダムゲートなどの放流設備についてはこれらの防食対策が十分にとりにくいことなどから、耐食性を持つステンレスクラッド鋼を含めたステンレス鋼を用いたものが増加している。しかし、ステンレス鋼の構造物材としての使用実績が軟鋼の様な普通鋼材と較べて少いことなどからステンレス鋼を構造物材を含めた主要な部分への使用検討を行うためにはその特性や現状調査を行っておく必要がある。

本調査の目的は、ステンレス鋼を構造材として使用する場合の留意点について調査・整理することである。

本調査は、①目的に応じた文献調査、②暴露試験による調査、③製作者に対するヒアリング調査、④施工事例の現地調査によって行った。

一般にステンレス鋼は、クロム含有率が材料表面に不動態被膜という緻密な酸化被膜を生成するのに必要な量（およそ12%以上）加えることによって耐食性、耐酸性等の性質を改善した合金である。図-1はオーステナイト系ステンレス鋼を中心とした一部の鋼種の性質を鋼種選択の流れに従って示したものである。今日ではこのようにクロムの他にモリブデン等を加えたものや、低炭素量、圧延工程を制御したものなど技術の進歩によりニーズに合わせたものが多種にわたって生産されている。構造材としては価格・強度・加工性などの観点からオーステナイト系ステンレス鋼であるSUS304が候補として上げられるが、従

```
graph TD
    SUS304[SUS304] -- "耐腐食 (Mo添加)" --> SUS316[SUS316]
    SUS304 -- "耐粒界腐食 (低C)" --> SUS304L[SUS304L]
    SUS304 -- "強度 (N添加)" --> SUS304N[SUS304N]
    SUS316 -- "耐粒界腐食 (低C)" --> SUS316L[SUS316L]
    SUS304L -- "耐食性 (Mo添加)" --> SUS316L
    SUS316L -- "強度・耐孔食性 (N添加)" --> SUS316LN[SUS316LN]
    SUS316LN -.- "耐酸・孔食性・高強度" --> SUS329J1[SUS329J1]
    SUS329J1 --- Note["(2相系)"]
```

図-1 ステンレス鋼の性質と選択

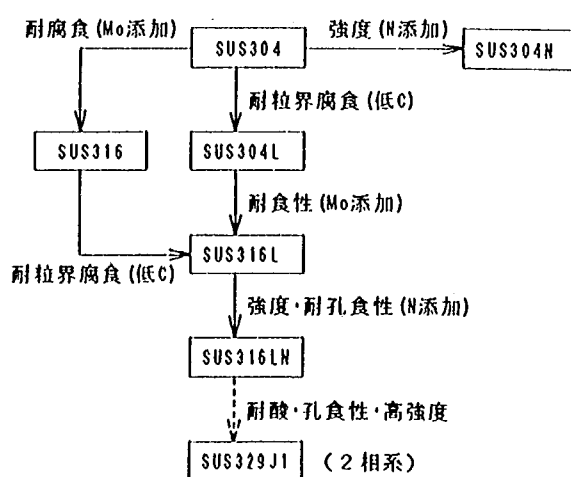


図-1 ステンレス鋼の性質と選択

来から使用している軟鋼と異なる性質（表-1 参照）があることから次の点に留意する必要がある。

①ステンレス鋼は軟鋼の降伏応力値に対応する耐力値（オフセット法による0.2%耐力としている）が基本として使用されている。軟鋼と比較してもひけをとらないがゲートや建築物における構造材としての実績が乏しいことからその分野における研究が待たれるところである。

②オーステナイト系ステンレス鋼の熱膨張係数は軟鋼の約1.5倍、熱伝導率は約1/3倍である。従って、比較的大きな構造物での使用についてはゲートの水密機能部分や、溶接を行うと軟鋼と比べて歪みが生じ易いと考えられるのでそのことに関する設計強度および製作上の問題について事例を含めて検討していく必要があると思われる。

③ステンレス鋼の特性である安定した不動態被膜の健全な生成を確保する必要がある。

④ステンレス鋼は溶接時における過度の加熱に起因する金属組織の変化を起こし新たな腐食の原因となるのでこれを回避する必要がある。

#### 4.2 設計・製作上に関する留意事項の調査結果

①溶接継手部の継手効率については継手部における機械的特性が母材と同等以上であり疲労強度についても母材と同等の強度を有しているため軟鋼相当と考えられる。

②SUS304同士の溶接に使用される溶接材料としては母材よりマンガン、クロム、ニッケルの含有率が0.5~1%程度高いものを、SUS304と炭素鋼の様な異種材料継手の場合には溶接金属の合金成分（クロム等）が炭素鋼に希釈され低下し割れが発生する恐れがあるのでステンレス鋼同士の時よりもさらに約3%程度合金成分の含有率が高い溶接材料を用いるなどの配慮が必要である。

③ステンレス鋼の溶接に際しては溶接による熱影響部分が鋭敏化しないような溶接条件を選定することが重要である。鋭敏化とはステンレス鋼の溶接の際、入熱量が多過ぎた時に溶接近傍部の冷却速度が遅くなりクロム炭化物の析出によるクロム欠乏層（鋭敏化層）が生成されることをいい、孔食や粒界腐食の原因となる。これを防止する方法として、ステンレス鋼溶接の際の入熱量管理の基準となるものの作成や鋭敏化現象の非破壊的な検査（例えば、JIS G0580に示されている「ステンレス鋼の電気化学的再活性化率の測定方法」）を行うことが考えられる。

④オーステナイト系ステンレス鋼における残留応力は伸び性質が優れていることから、残留応力が存在していても残留応力と外力との和が耐力を越えた部分から順に微小変形し応力が開放されるので、静的強度に及ぼす影響はそれほど考慮の対象とはならないと思われる。また、応力腐食割れ

表-1 軟鋼とステンレス鋼の諸特性代表値の比較

| 鋼 種                                     | 軟 鋼     | オーステナイト系ステンレス鋼 |
|-----------------------------------------|---------|----------------|
| 性 質                                     | (SS41)  | (SUS304)       |
| 比 熱 (cal/g·°C)                          | 0.12    | 0.12           |
| 熱膨張係数 (10 <sup>-6</sup> /°C)            | 11.4    | 17.3           |
| 熱伝導率 (cal/cm/s·°C)                      | 11.2    | 3.89           |
| 密 度 (g/cm <sup>3</sup> )                | 7.86    | 7.93           |
| 降伏点または<br>0.2%耐力 (kgf/mm <sup>2</sup> ) | 22~25以上 | 21 以上          |
| 引張強さ (kgf/mm <sup>2</sup> )             | 41~52   | 53 以上          |
| 伸 び (%)                                 | 17~24以上 | 40 以上          |
| 結 晶 格 子                                 | 体心立方    | 面心立方           |



比較ができた。ただし、このようにほとんどステンレス鋼を使用している環境において部分的に軟鋼を使用すると電池接触腐食が生じる恐れがあるので十分に考慮する必要がある。

#### 4.5 暴露試験による調査報告

平成元年6月よりステンレス鋼の耐候性を調べるために図-3に示すようなステンレス製の試験体を製作し、土木研究所内で暴露中である。本試験体の鋼種はナット（マルテンサイト系のSUS403）を除いてオーステナイト系のSUS304である。この試験体は設置後約4ヶ月が経過しているが、製作中に付いたと思われるキズや溶接ビード部分近傍に発錆がわずかであるが認められる。締結部は、材種の異なる材料の接点であるが顕著な変化はみられていない。これらのことよりステンレス鋼であっても素材が露出しているため表面に付けられた遍歴は時間の経過と共にわずかであるが表面に錆や汚れとなって現われており、このことは主に美観上の課題となりそうである。

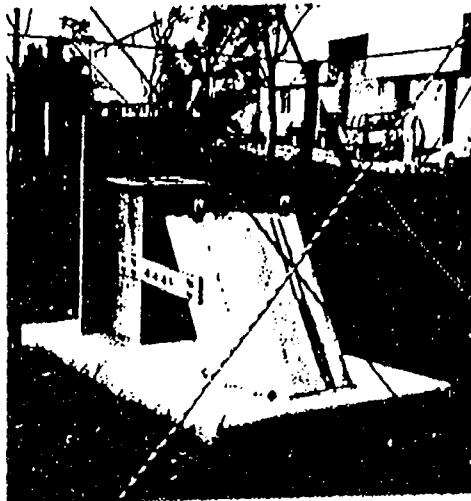


図-3 暴露試験体

#### 5. まとめ

以上の調査結果より次の事が整理される。

- (1) 構造設計上における許容応力値については0.2%耐力値を使用しているが、構造材としては実績も少なく現在他で研究されつつあるのでその結果を見守りたい。
  - (2) ステンレス鋼の加工に関しては軟鋼のような自由度は無いので、設計・製作における計画段階から実施までの材料の特性を考慮した管理が必要となる。
  - (3) 維持・管理面については、ステンレス鋼とはいえ表面を清浄に保つことがある程度要求される。
- 今後は、これらの調査結果より、①ステンレス鋼の溶接部を中心とした特性に関する実験、②暴露試験による追跡調査を行っていく予定である。

#### 参考文献

- 1) 梅村文夫「ステンレス鋼の鋭敏化度の非破壊的診断技術」 溶接学会誌 第56巻第7号
- 2) 福沢秀刀「異種金属接触腐食の原因とその防止対策」 防錆管理 第32巻第8号
- 3) 大和久重雄「JIS鉄鋼材料入門」 大河出版 1978.4

## 1. まえがき

近年、建設事業から発生する残土は、発生量の増大、処分地の減少、処分費の高騰等により、その処分が建設事業遂行上の問題となりつつある。このため、建設現場においては、生石灰等の改良材により不良土を土質改良し、盛土材料や埋戻し材等の建設資材として使用する事例が増えている。

現在、残土を盛土や路床材として再利用する場合、一軸圧縮強度やCBR値といった土の強度により改良の要否、改良の程度が決定される。しかし擁壁等の裏込め材として使用する場合には次のような問題点が生じる。

①未改良のまま使用する場合、現行の設計方法では過大な土圧が作用するため、非常に大きな部材断面が必要となる。

②土質改良して使用する場合においては、改良土の土圧特性が不明なため、擁壁に加わる作用荷重の算定ができない。

これらの問題に対し、残土・不良土の処理・処分のより広範囲な対応策の1つとして改良土を擁壁の裏込め土として経済的に利用する方法が望まれている。

## 2. 目的

生石灰により土質改良した改良土の土圧特性・土圧低減効果を把握し、その経済性等を明らかにすることを目的とする。

## 3. 実験方法

## 3. 1 実験施設

図-1に実験壁の構造を示す。本実験で用いた大型擁壁実験装置は、擁壁幅8m、擁壁高さ6m、

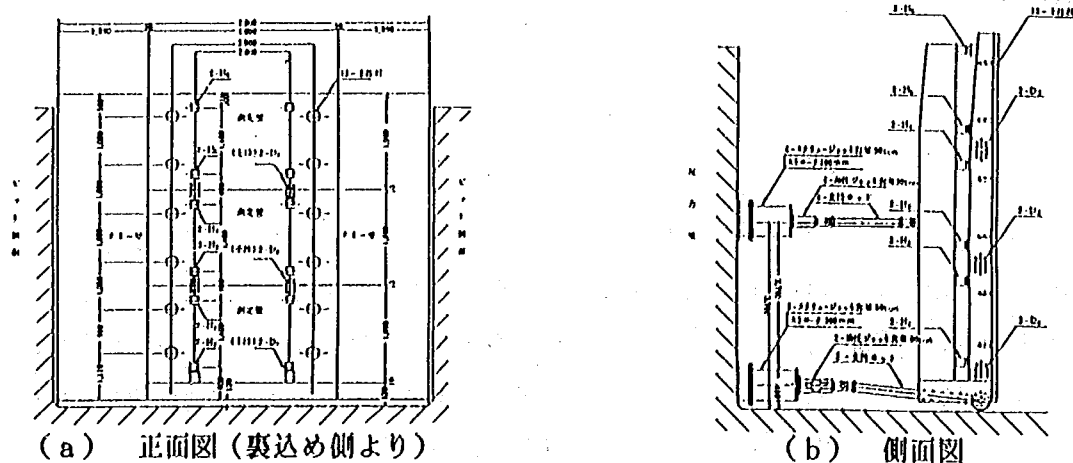


図-1 大型擁壁実験装置図

土槽の長さ5.5 mのものである。擁壁幅は8 mの内、中央4 mの測定壁で土圧を計測することにより側壁との摩擦の影響を取り除いている。さらに幅4 mの測定壁は、高さ方向に3分割されており、各々の測定壁は水平4個所、鉛直2個所でロードセルにより支持され、各々の測定壁に作用する土圧の大きさ、土圧合力の作用方向及び作用位置が計算できる。擁壁は、ジャッキ類の操作により移動させることができ、移動量の制御は0.1mm単位で行うことができる。

### 3. 2 実験方法

実験は表-1に示す5ケースにつ

表-1 実験ケース

いて行った。ケース3～ケース5は粘性土を生石灰で土質改良した改良土で裏込めを行った。改良土を用いたケース3は改良土と未改良粘性土

| ケース | 土の種類 | 改良の種類 | 備 考                          |
|-----|------|-------|------------------------------|
| 1   | 砂質土  | 改良無し  |                              |
| 2   | 粘性土  | 改良無し  |                              |
| 3   | 粘性土  | 互層改良  | 粘性土と改良土（添加率15%）を厚さ50cm毎に互層盛土 |
| 4   | 粘性土  | 全体改良  | 全体改良土（添加率 3%）                |
| 5   | 粘性土  | 全体改良  | 全体改良土（添加率10%）                |

※ 添加率は乾燥重量比

の互層地盤とし、ケース4、ケース5は裏込め全体を改良土で施工した。

裏込めは高さ4.5mを1週間で施工し、厚25cm毎にクンパで3回締固めを行った。裏込めの施工管理として厚50cm毎に密度、含水比の測定を行っている。

実験は裏込め完了後、静止状態で1昼夜放置し、その後、擁壁を壁前面方向に移動させ裏込め土を静止状態から主働状態へ移行させて、その間の土圧の変化を計測した。実験壁の移動は 0.2mm、0.5mm、1.0mm、2.0mm、5.0mm、10.0mm、20.0mm、50.0mmの8段階に分けて50mmまで行い、各段階で約1時間程度放置し、土圧の収束を確認後、次の段階に移った。

### 4. 実験結果及び考察

図-2、図-3にケース4、ケース5で使用した改良土の内部摩擦角及び粘着力の経時変化を示す。粘性土は生石灰の添加により内部摩擦角の増加がみられ、物性が改善されている。

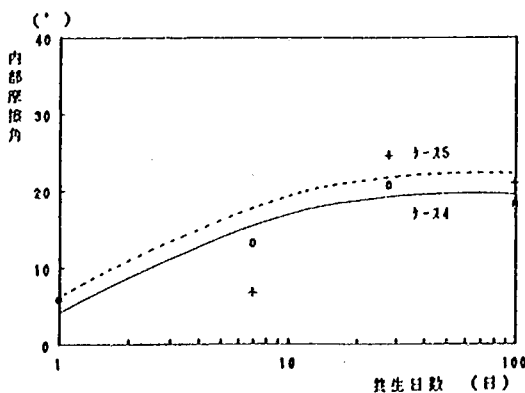


図-2 内部摩擦角の経時変化

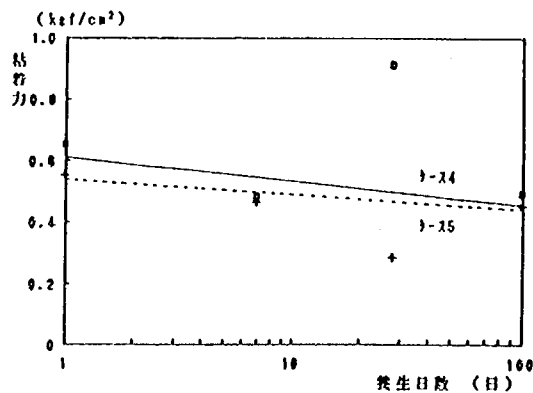


図-3 粘着力の経時変化

図-4、図-5に盛土時及び壁移動に伴う土圧合力、土圧係数の変化を示す。裏込め完了時から一昼夜放置後の土圧合力の変化は、ケース1～3ではほとんど変化が見られないのに対し、全体改良土を用いたケース4では18%程度減少し、同様に全体改良土を用いたケース5では逆に10%程度の上昇が観測された。生石灰改良は生石灰の水和反応により含水比が低下し、土の物性が改良されるが、生石灰が消石灰に変化する時体積が約2倍になる。裏込め完了後の一昼夜放置時における土圧合力の変

化の違いは、ケース P (t/m)

4では添加率が3%であったため物性の向上による土圧軽減の効果が卓越し、ケース5では、添加率が10%と高かったため石灰の水和反応時の体積膨張の影響が現れたためと考えられる。

壁移動時の土圧合力の変化は、ケース1の砂質土では移動量10mmまで減少するがその後は増加に転じている。

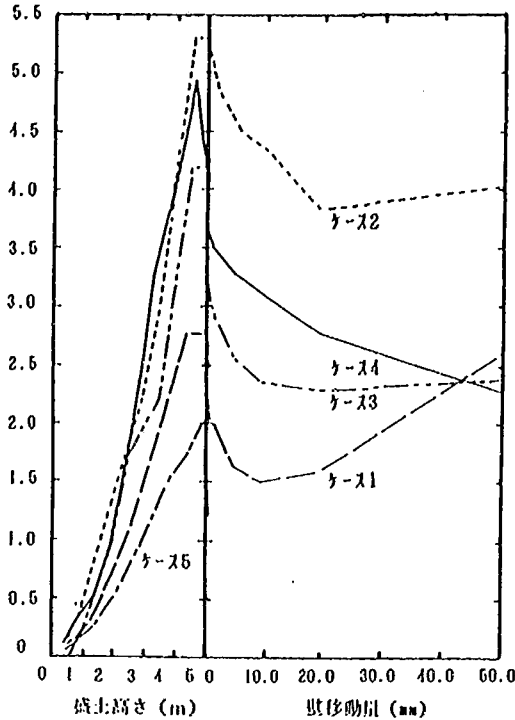


図-4 土圧合力の変化

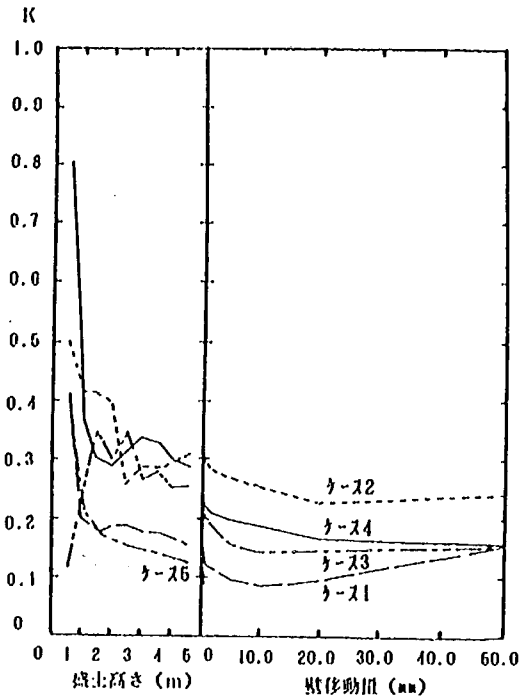


図-5 土圧係数の変化

粘着力の無い土の場合、壁高の1/1,000～1/2,000程度の変位があれば主働状態になると言われており、土圧の最も小さくなっている10mm程度の移動量において主働状態になっていると考えられる。粘性土や改良土では、壁の移動に伴って土圧合力、土圧係数は小さくなっているが

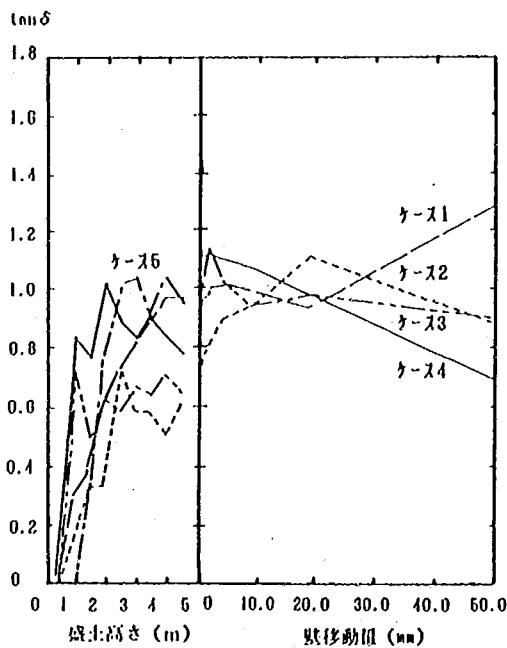


図-6 壁面摩擦係数の変化

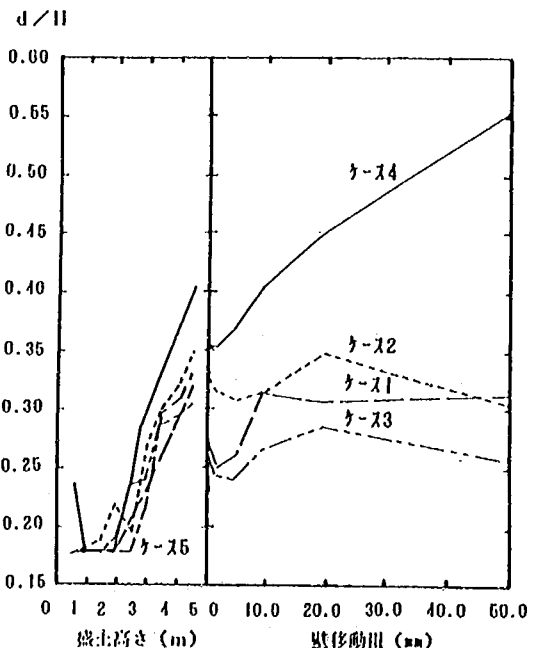


図-7 相対作用位置の変化

50mmまでの移動量においては明確な主働状態が現れていない。これは、粘性土や改良土がこの程度の変位量では塑性状態にならず、弾性変形の範囲内にあるためと考えられる。

土質別の土圧合力を比較すると、粘性土は砂質土の約3倍の土圧が発生しているが、粘性土を改良することにより土圧は砂質土の2倍にまで減少し、土質改良による土圧の低減効果が現れている。

図-6に壁移動時に伴う壁面摩擦係数 ( $\tan \delta$ ) の変化を示す。通常の設計に用いられている壁面

摩擦係数に比べるといずれも大きな値を示している。これは、実際の擁壁では裏込めの施工に伴って躯体が変移するのに対し、実験では静止状態から強制的に擁壁を移動させているため、壁移動時に壁面近傍の土が落下するような挙動を示し、壁面あるいは壁面に付着している土に下向きの力が加わるためと考えられる。実際の現場における土圧の測定例では 0.6～0.7 程度の壁面摩擦係数が観測されている。<sup>1</sup>

図-7 に壁移動に伴う土圧合力の相対作用位置の変化を示す。砂質土や粘性土の壁移動状態における相対作用位置はほぼ 0.3 前後で一定しているが、改良土の相対作用位置は砂質土、粘性土に比べて高くなっているのがわかる。これは裏込め土の施工が 1 週間に及ぶため、改良土では上部と下部の養生日数に大きな差が生じ、下部ほど内部摩擦角等の物性が良くなり土圧減少効果が発揮されるため、全体として相対作用位置が上方にシフトするものと思われる。長期的には養生日数の経過と共に裏込め土内の物性は均一になり、改良土の相対作用位置も 0.3 程度に落ち着くものと考えられる。

以上の一連の実験の結果、土質改良した不良土を擁壁の裏込め土として使用できる可能性が高いことが確認できたので、今後、実験ケースを増やし、改良土を用いた擁壁土圧の算定法及びその際の擁壁設計法を検討してゆく予定である。

## 5. 改良土の経済性

未改良の土を擁壁裏込めに用いた場合、現行の設計法では非常に大きな擁壁断面となるので、ここでは裏込め土に不良土を改良して用いる場合と、不良土を捨土して購入土を裏込め土として用いる場合について工費の比較を行った。表-2 に工費算出条件を、表-3 に試算結果を示す。

この結果、不良土を捨土して新たに購入土

表-2 工費算出条件

を用いて裏込めする場合は 1 m<sup>3</sup> 当り 5,500 円程度必要とするのに対し、生石灰改良した不良土をそのまま盛土する場合は 1 m<sup>3</sup> 当り 3,000 円弱～4,000 円弱となり、生石灰改良による不良土利用が経済的であることがわかる。

|        |                                           |
|--------|-------------------------------------------|
| 裏込め土量  | 300 m <sup>3</sup> (コンパクトな状態)             |
| 捨土量    | 360 m <sup>3</sup> (ルーズな状態)               |
| 購入土量   | 400 m <sup>3</sup> (ルーズな状態)               |
| 生石灰添加率 | ルーズな状態の土 1 m <sup>3</sup> 当り 70kgf、100kgf |
| 改良方法   | スタビライザーによる攪拌                              |
| 購入土単価  | 1,250 円/m <sup>3</sup> (礫質土)              |
| 捨土運搬距離 | 20km/片道                                   |
| 捨土代    | 無料 (土捨て場でのブルによる残土処理のみ計上)                  |

一連の擁壁実験の結果、不良土は 3～5% 程度の改良材の添加により物性や土圧が大きく改善されることから、通常の残土では今回試算した価格とあまりかけ離れたものとならないと考えられる。又、今回の試算では捨土代を計上していないが、場合によっては必要となり、その時には更に生石灰改良が経済的になる。

表-3 試算結果

|                           | 工事費 (万円)<br>(盛土 300 m <sup>3</sup> 当り) | 工事費 (円/m <sup>3</sup> )<br>(盛土 1 m <sup>3</sup> 当り) |
|---------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------------------|
| 捨土+購入土                    | 167                                    | 5,578                                               |
| 70kgf 改良<br>(添加率 8% 程度)   | 86                                     | 2,859                                               |
| 100kgf 改良<br>(添加率 11% 程度) | 115                                    | 3,839                                               |

## 参考文献

<sup>1</sup> 千田、中垣、熊谷、中村、足立：現場擁壁における土圧測定実験

土木研究所資料第 1116 号 昭和 51 年 2 月

# 傾斜基盤を持つ軟弱地盤の側方流動に関する一考察

土質研究室 工藤浩一郎

## 1. まえがき

軟弱地盤の側方流動に起因する周辺地盤の変形防止に関する研究の一環として、これまで、各種対策工の変形防止効果について施工事例調査や模型実験を主とした検討を加えてきている。そして、これらの工法のなかから、最近よく現場で採用されるようになってきた固化処理による壁体を盛土のり先下の軟弱地盤中に施工する工法（ここでは側方流動抑止壁工法と呼ぶ）を取り上げ、傾斜した基盤上に軟弱地盤層が存在する場合の側方流動圧の予測手法、土中擁壁としての設計の考え方の妥当性など、設計面でまだ未解明の点を中心に模型実験による検討を加えた。

## 2. 調査目的

軟弱地盤上に道路盛土等の建設を行う際、周辺地盤への側方流動を抑止するための対策工法を必要とする箇所が多くなっている。この場合、工法を選択ならびに合理的な抑止工法を設計するには、側方流動圧の予測が必要であり、水平な基盤上に軟弱地盤層が存在する場合はこれまで行ってきた室内模型実験等の研究成果や現場観測事例などからある程度の予測が可能である。しかし、傾斜した基盤上に軟弱地盤層が存在する場合は、どの程度の側方流動圧が抑止壁に働くのか、予測が困難なのが現状である。そこで、軟弱層の基盤の傾斜角を変化させた一連の室内模型実験を行い、側方流動圧ならびに対策工法の効果に関する検討を加えた。

## 3. 実験方法

実験に用いた土槽の諸元は、幅50cm、長さ300cm、深さ120cmである。実験の概要は、図-1に示すとおりで、軟弱層厚50cmで基盤の傾斜角度を0°、15°、30°の3種類とし、表-1に示すような実験条件で盛土載荷による軟弱地盤の挙動を調べた。

盛土材料には、湿潤密度が4.0g/cm<sup>3</sup>となるように、砂鉄と鉛玉を3:2の割合で混合し、砂鉄の重量に対して1.5%のタービン油を含ませた材料を用いた。軟弱層に用いた粘性土は、掘削発生土で、比重が2.68、液性限界が52.9%、塑性限界が31.9%の高塑性粘性土である。実験に用いるときには、この粘性土を強制練りミキサーでよく混合攪拌し、含水比を68.0%に調整した後、土槽に投入した。土槽に投入後は、自重圧密がおさまるまで一週間の放置期間をおいた。また、軟弱層の圧密促進用のサンドドレーンを打設したケースではドレーンの径が19mmのものを6.5×6.5cmピッチで軟弱層中に打設した。壁体は、軟弱層に用いた粘性土をセメントで安定処理して作製した。測定項目は、

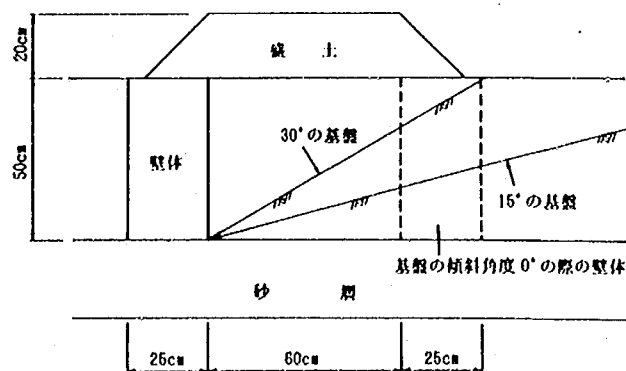
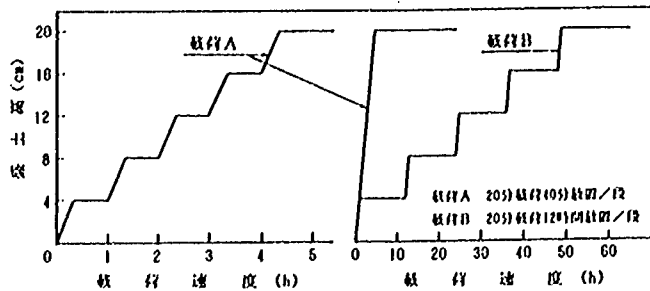


図-1 実験概要図



付図 載荷パターン

①土圧、②間隙水圧、③地表面沈下量、④地中変位、⑤軟弱層の強度変化の5項目である。また、表中の $t^*$ は地盤の圧密に要する速度と盛土の施工速度の比をとったもので(1)式で定義されるものである。

$$t^* = \frac{\text{盛土の載荷に要する時間}}{\text{軟弱層が90\%圧密に達するのに要する時間}} = \frac{t_c}{t_e} = \frac{t_c}{\frac{T_v \cdot (H/2)^2}{C_v}} \quad \text{or} \quad \frac{t_c}{\frac{T_h \cdot d_e^2}{C_h}} \quad \dots (1)$$

ここに、 $T_v$ 、 $T_h$  : 時間係数  $C_v$ 、 $C_h$  : 圧密係数  
 $H$  : 軟弱層厚  $d_e$  : ドレーンの有効径

#### 4. 実験結果

##### 4.1 地盤の変形

図-2に盛土載荷に伴う地盤の変形状況を示す。この図を見ると、基盤の傾斜角度が15'、30'ときつくなるに従って沈下および側方への変位量が大きくなる傾向が認められる。特に、側方変位の影響範囲が基盤の傾斜角度がきつくなるに従って広がることが分かる。また、対策工法を施工したケースと無処理のケースを比較すると、対策工による沈下および側方変位の抑止効果が顕著に認められ、特にサンドドレーンを打設して地盤の強化を図り、盛土のり先下部に改良壁を打設したケースでは、側方変形の抑止効果が大きいことが分かる。

##### 4.2 改良壁体に作用する土圧

図-3、4は、改良壁体に作用する側方流動圧の分布形状を基盤の傾斜角度別に図示したものである。なお、図-5は、前年度までの実験により得られた壁体の移動量と土圧減少の関係(図-6)にもとづき実測値を補正して、作用土圧の最大値を求めた結果を示している。また、この結果を整理し直して壁体に作用する全土圧と作用位置ならびに壁体下端前面回りの転倒モーメントを求めたものが、表-2である。

図-5および表-2から、全土圧については、傾斜がきついほど全土圧が大きくなるという予想に反してあまり差が認められず、かえって0'と30'では0'の方が大きいといった結果が得られた。これは、傾斜がきつくなるに従いすべり線が浅くなったことによるものと考えられる。しかし、土圧の作用位置に着目すると基盤の傾斜がきつくなるほど高くなる傾向にあり、その結果全土圧がにはあまり大差無いにもかかわらず壁体下端前面を中心とする回転モーメントが基盤の傾斜により幾分増加することが認められた。また、無処理の軟弱地盤に改良壁体を打設したケースと、さらにサンドドレーンを打設して緩速施工を行ったケースとを比較すると後者において顕著な土圧の軽減が認められた。従って地盤自体の強度増加を図ったうえで改良壁体等を使用するのが望ましいといえる。

表-1 実験ケース一覧

| ケース | 地盤条件   | 壁体の有無 | 基盤の傾斜角 | 載荷パターン | $t^*$ |
|-----|--------|-------|--------|--------|-------|
| 1   | 無処理    | 無     | 0°     | A      | 0.5   |
| 2   |        |       | 15°    |        |       |
| 3   |        |       | 30°    |        |       |
| 4   |        |       | 0°     |        |       |
| 5   |        |       | 15°    |        |       |
| 6   |        |       | 30°    |        |       |
| 7   | ドレーン打設 | 有     | 0°     | B      | 1.0   |
| 8   |        |       | 15°    |        |       |
| 9   |        |       | 30°    |        |       |

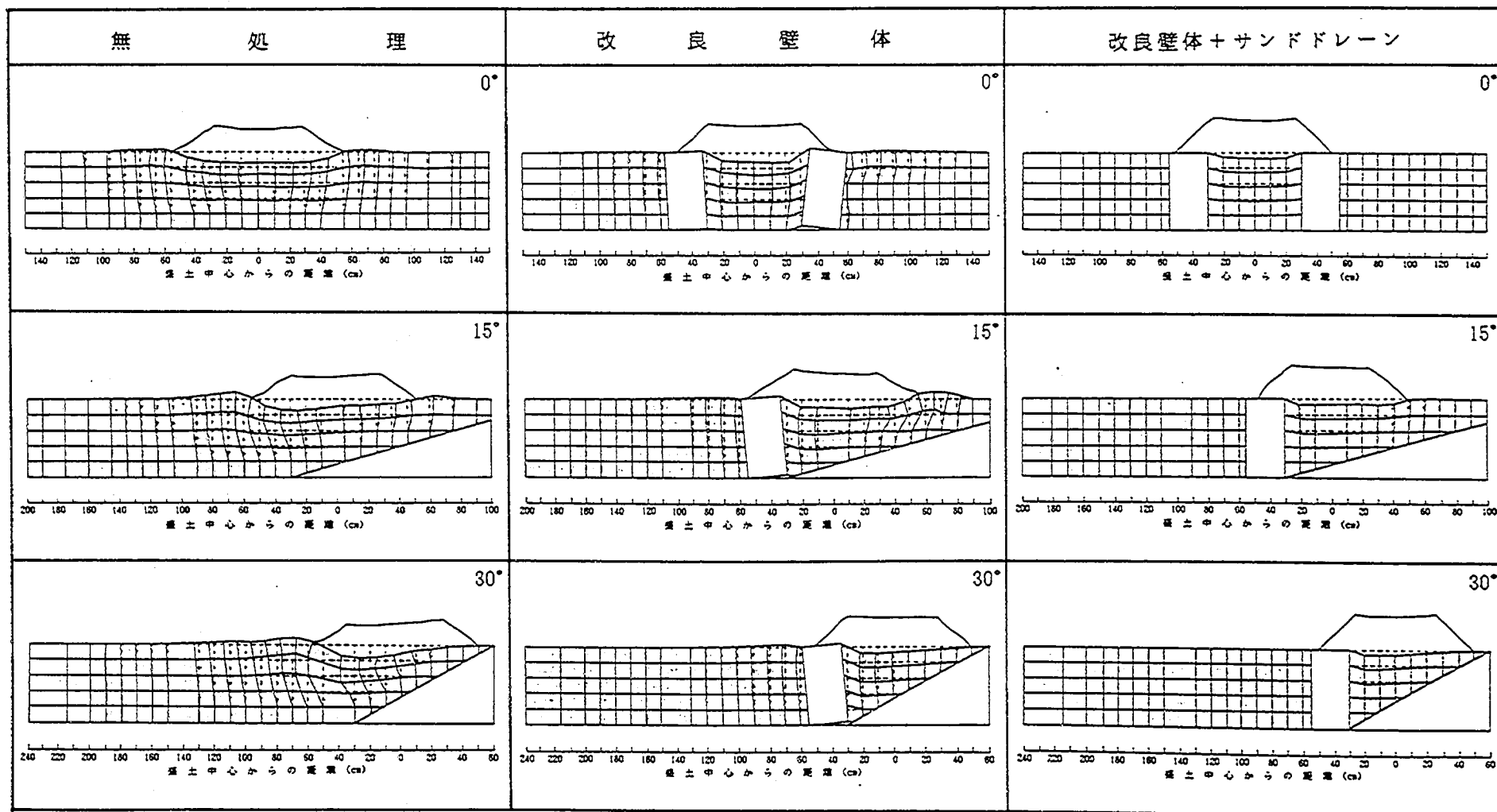


図 - 2 基盤の傾斜角度と変形状況

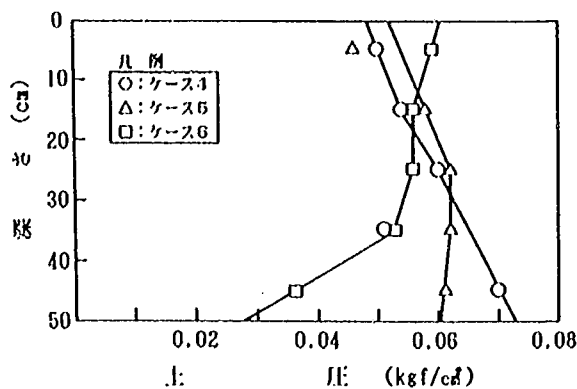


図-3 壁体に作用する主働土圧（ドレイン無）

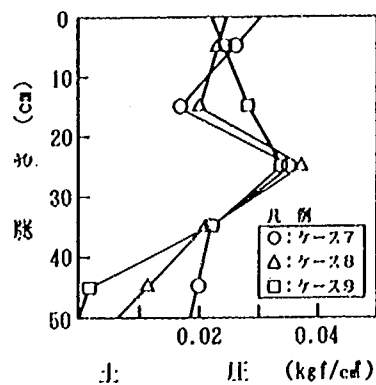


図-4 壁体に作用する主働土圧（ドレイン有）

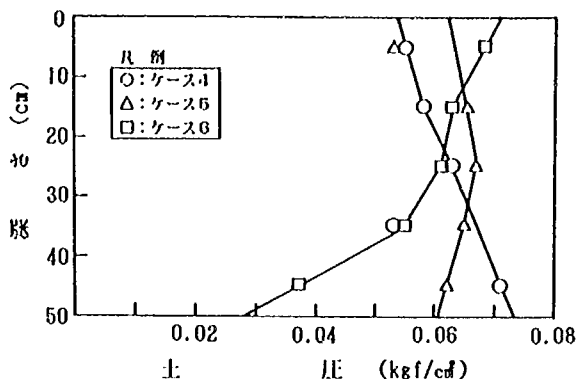


図-5 壁体に作用する主働土圧（補正值）

表-2 基盤の傾斜角度と土圧の関係（単位幅当たり）

| 実験<br>ケース | 基盤の<br>傾斜角度 | 全土圧<br>(kgf) | 作用位置<br>(cm) | 転倒モーメント<br>(kgf・cm) |
|-----------|-------------|--------------|--------------|---------------------|
| 4         | 0°          | 3.14         | 23.5         | 73.86               |
| 5         | 15°         | 3.21         | 25.1         | 80.55               |
| 6         | 30°         | 2.83         | 27.7         | 78.22               |

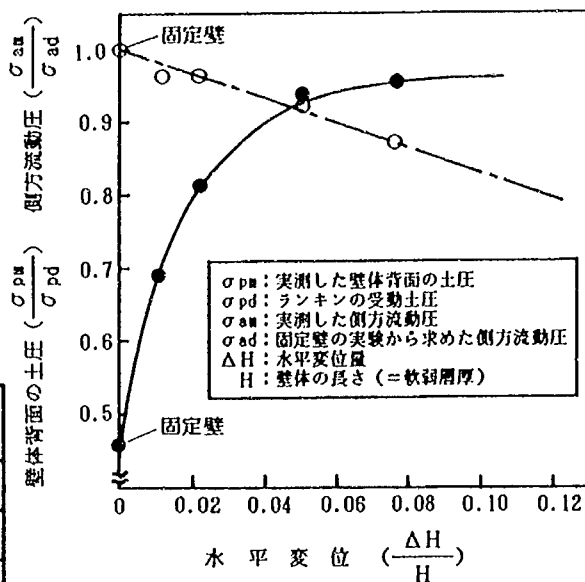


図-6 壁体上端の水平変位と壁体に作用する土圧の合力の関係

## 5. まとめ

傾斜基盤を持つ軟弱地盤上に盛土を行った場合の側方流動圧を、基盤が傾斜していない場合と比較して調べた結果、基盤の傾斜角度によって全土圧にはあまり大差がないにもかかわらず、壁体下端前面を中心とする回転モーメントが基盤の傾斜により幾分増加することが認められた。

傾斜基盤を持つ軟弱地盤上に盛土を行うときの側方流動抑止対策としては、サンドドレインと緩速施工を併用して地盤自体の強度を高めたうえで改良壁体を盛土のり先下に施工する工法が、側方流動を抑止するうえで最も効果的であることが明らかになった。

現場において、今回行ったような条件下での土圧の予測を行う場合には、クーロンの土圧論を用いる方法が考えられるが、壁体の裏込めに相当する土が軟弱地盤の場合には、圧密に伴う強度増加や粘着力成分を考慮しなければならないため、予測は困難である。そこで今後は、有限要素法などの数値解析を併用しながら、傾斜基盤を持つ軟弱地盤における実用的な側方流動圧の予測手法を検討していく予定である。

## 1. まえがき

地震時における橋梁等の土木構造物の耐震性には、その支持地盤の安定性が深く関与している。例えば新潟地震(1964年)での昭和大橋の落橋やアパートの転倒、日本海中部地震(1983年)での八郎潟堤防の破壊などは地盤の液状化に起因するものであり、地盤変状が構造物の安定性に与える影響は大きい。一方、近年ではウォーターフロントとしての湾岸埋立て地をはじめとする軟弱地盤に多くの重要構造物が建設されるようになってきている。従って、液状化による被害を軽減・防止するためには、合理的な液状化の評価法を確立することが必要である。そこで、振動研究室では液状化現象を解明するために、より精度良く液状化現象を評価できる試験方法について検討してきたが、ここにその概要を報告する。

## 2. 目的

図-1に從來から行われている応力制御による繰返し三軸試験結果を例示するが、この場合、間隙水圧の発生過程に急激な上昇が見られ、ひずみ振幅が大きくなるにつれて供試体が大変な形状変化を起こすために、実験開始の状態とは違った条件下で試験を行っていることになる。従って、なるべく試験開始から供試体の形状を変えることなく間隙水圧の上昇過程を把握するには、応力を一定にした応力制御試験よりも、ひずみ振幅を一定にしたひずみ制御試験の方が適当と考えられる。また、液状化が土のせん断変形に伴う体積変化に起因する現象であることから、変形量を指標にとったひずみ制御試験の方が有効と考えられる。

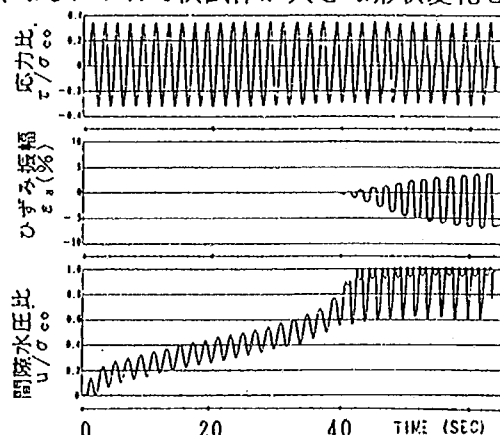


図-1 応力制御による試験結果例

以上の観点から、液状化特性の把握のための新たな評価法として、ひずみ制御による非排水繰返し三軸試験を実施し<sup>1)</sup>、それにより得られた結果に基づいて、有効累積ひずみによる液状化の評価とDobry<sup>3)</sup>らによって指摘されている間隙水圧の発生に寄与しないひずみ(識関ひずみ)の存在について検討を行うこととした。

## 3. 実験方法

試験には、振動研究室所有の高精度繰返し三軸試験機を使用し、試料には表-1に示す物理特性の豊浦標準砂を用いた。供試体は、相対密度( $D_r$ )が50~90%になるように空中落下法で、高さ100mm、直径50mmの円柱型供試体を作成した。供試体は、負圧 $0.3\text{kg/cm}^2$ で自立させ、飽和度を高めるため $\text{CO}_2$ を通気した後、脱気水を通水し、横圧 $0.5\text{kg/cm}^2$ 、背圧 $0.5\text{kg/cm}^2$ で1時間圧密し、飽

表-1 砂の物理特性

|           |       |
|-----------|-------|
| 比重        | 2.636 |
| $D_{50}$  | 0.26  |
| $U_c$     | 1.85  |
| $e_{max}$ | 0.934 |
| $e_{min}$ | 0.667 |

和度(B値)が95%以上の供試体のみについて、ひずみ制御による非排水繰返し三軸試験を行った。また、横圧の影響を見る試験では、相対密度を一定にして、負圧0.1kg/cm<sup>2</sup>で自立させ、目標の横圧にセットし、背圧0.5kg/cm<sup>2</sup>で30分間圧密したのち非排水繰返し三軸試験を行った。

#### 4. 試験結果

##### 4.1 ひずみ、応力、間隙水圧の時刻歴

図-2にひずみ制御による繰返し非排水三軸試験で得られた代表的な試験例を示す。図に示すようにひずみ振幅は対称であり、振幅の変化も認められず、良好なひずみ制御試験が行われたことがわかる。載荷に伴って発生した間隙水圧のために有効拘束圧が減少する。そのため供試体の剛性が低下することにより、応力振幅も減少する。この関係については、図-3の応力とひずみ関係の図からもよくわかる。

ここで、間隙水圧は振動しながら増加して行くため、載荷時のn波目の間隙水圧としては、ひずみ振幅が0になった点の間隙水圧(図-4のポイント6)における値をn波目の間隙水圧( $u_n$ )とした。また、累積ひずみ( $\Sigma(2 \cdot \varepsilon_a)$ )については、図-5に示すように1波ごとの圧縮側と引張側の実際の変動分を累積して求めた。

##### 4.2 有効拘束圧と繰返し回数の関係

有効拘束圧( $\sigma_{cn}' = \sigma_{co}' - u_n$ )と繰返し回数nとの関係は、1回の載荷により発生する間隙水圧 $\Delta u$ が、 $a \cdot \sigma_{cn}'$ に比例すると仮定するとn波目の有効拘束圧は式(1)で表される。

$$\begin{aligned}\sigma_{cn}' &= \sigma_{cn-1}' - \Delta u \\ &= \sigma_{cn-1}' - a \cdot \sigma_{cn-1}' \\ &= (1-a) \cdot \sigma_{cn-1}' \\ &= (1-a)^n \cdot \sigma_{co}' \dots \dots (1)\end{aligned}$$

式(1)は、公比(1-a)の等比数列であり、式(1)の対数をとって整理すると、式(2)が得られる。

$$\begin{aligned}\log(\sigma_{cn}') &= \log(1-a) \cdot n + \log(\sigma_{co}') \\ \log(\sigma_{cn}' / \sigma_{co}') &= \log(1-a) \cdot n \dots \dots (2)\end{aligned}$$

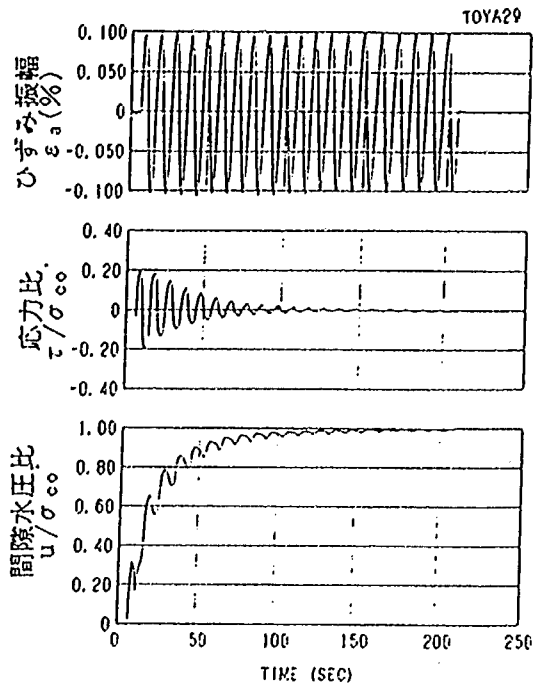


図-2 ひずみ制御試験結果例

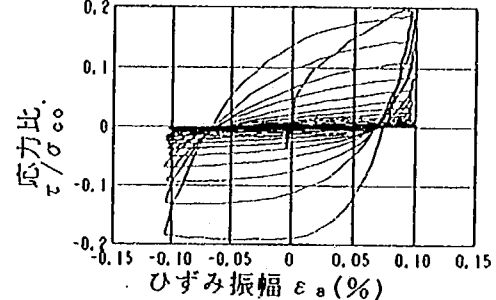


図-3 応力とひずみの関係

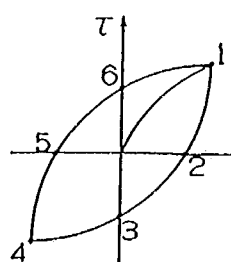


図-4 間隙水圧

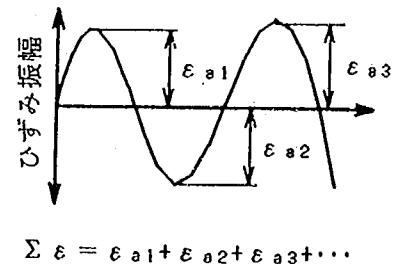


図-5 累積ひずみ

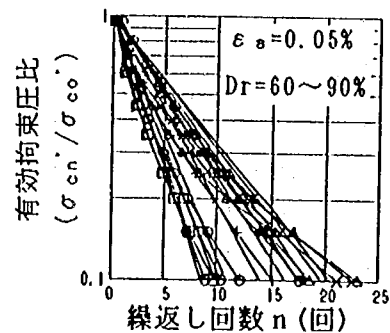


図-6 有効拘束圧と繰返し回数

式(2)より、式(1)の仮定が成り立つならば、繰返し回数  $n$  と有効拘束圧比  $(\sigma_{on}' / \sigma_{co}')$  の常用対数は、傾き  $\log(1 - a)$  の直線関係で表わされる。そこで、試験より得られた有効拘束圧比の常用対数と繰返し回数の関係をひずみ振幅  $\varepsilon_a = 0.05\%$  の試験について整理したものが図-6である。同図から、繰返し回数と有効拘束圧の常用対数はほぼ直線関係にあり、式(1)により近似が可能であることが分かる。従って、累積ひずみはひずみ振幅に繰返し回数を掛けたものであるから、有効拘束圧の常用対数と累積ひずみの関係も直線関係になる。この関係については、応力制御で行った試験結果についても同様な結果が得られている。<sup>2)</sup>

#### 4.3 液状化に至る累積ひずみと繰返し回数の関係

4.2の結果より一定の間隙水圧を発生するのに必要な累積ひずみ  $(\Sigma(2 \cdot \varepsilon_a))$  がひずみ振幅  $(\varepsilon_a)$  に関係なく一定であると仮定すると、液状化に至る累積ひずみは繰返し回数に関係無く図-7に示した水平な点線となる。この図の  $y$  切片が、その時の間隙水圧の発生に必要な有効累積ひずみである。もし、間隙水圧の発生に寄与しないひずみ(識閾ひずみ  $\varepsilon_{ai}$ )が累積ひずみに含まれているとしたら、その値は繰返し回数に比例して累積ひずみに含まれてくるため、累積ひずみはその分大きくなり同図の直線の傾きとして現れてくる。ここで識閾ひずみとは、図-8に示すように極値を越えてある一定の間まで間隙水圧の発生に寄与しないひずみレベルのことであり、間隙水圧の上昇に有効なひずみは太い線の部分のみとなる。この関係を式で表わしたのが式(3)である。

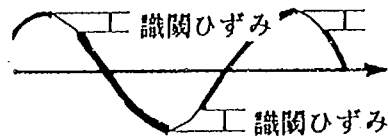


図-8 識閾ひずみ

$$\begin{aligned} \Sigma(2 \cdot \varepsilon_a) &= \Sigma(2 \cdot \varepsilon_{ai}) + \Sigma(2 \cdot (\varepsilon_a - \varepsilon_{ai})) \\ &= (2 \cdot \varepsilon_{ai}) \cdot n + \Sigma(2 \cdot (\varepsilon_a - \varepsilon_{ai})) \dots \dots \dots (3) \end{aligned}$$

実験結果を間隙水圧比  $(u / \sigma_{co}')$  が 0.9 になるときの液状化に至る累積ひずみと繰返し回数を相対密度  $(Dr)$  をパラメータとして図に示したのが図-9である。同図より有効累積ひずみ  $(\varepsilon_a - \varepsilon_{ai})$  は 0.8 程度であり、識閾ひずみ  $(\varepsilon_{ai})$  は 0.018% 程度である。また、実際の試験でも、ひずみ振幅 0.015% で 450 波以上载荷を行なったが、液状化は認められなかったことから、識閾ひずみは存在すると考えられる。

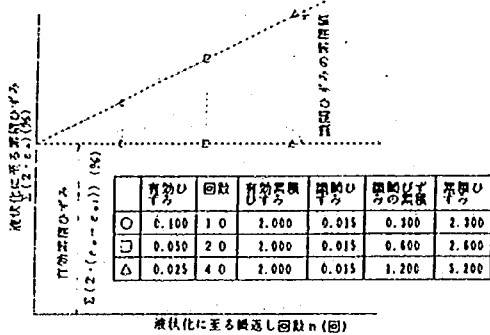


図-7 液状化に至る累積ひずみと繰返し回数のモデル

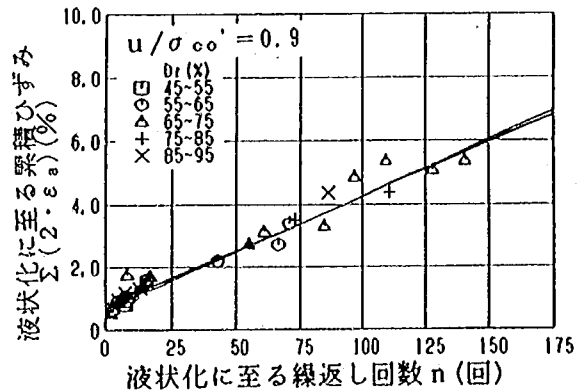
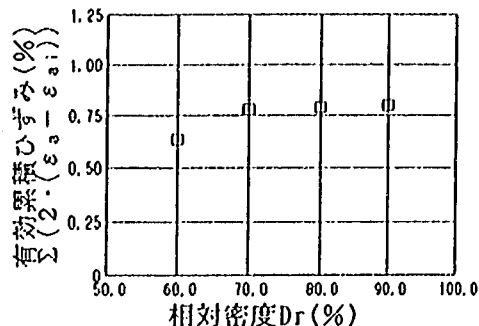
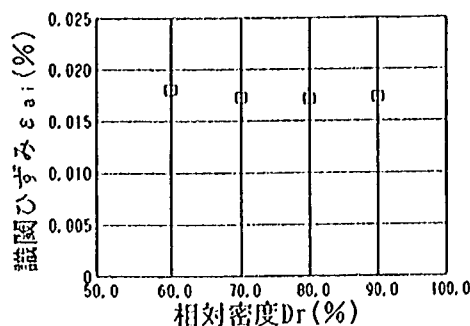


図-9 液状化に至る累積ひずみと繰返し回数の関係(相対密度の影響)

#### 4.4 相対密度の影響

相対密度を変えた試験結果について 4.3 の整理を行い、識閾ひずみ、有効累積ひずみに与える相対密度の影響について検討した。識閾ひずみと相対密度の関係を示したのが図-10であり、相対密度にかかわらず 0.018% 程度で一定の値となっている。また、有効累積ひずみと相対密度の関係を示したの

が図-11であり、有効累積ひずみに与える、相対密度の影響は少ない。以上の結果から相対密度の影響については、以後の整理においては考慮しないこととした。



#### 4.5 横圧の影響

図-10 識閾ひずみと相対密度

図-11 有効累積ひずみと相対密度

横圧( $\sigma_{co}'$ )を0.25~2.0kg/cm<sup>2</sup>まで変化させて、試験を行い液状化に至る累積ひずみと繰返し回数の関係を示したのが図-12である。この図から、各横圧ごとの識閾ひずみと有効累積ひずみを求めたのが図-13, 14である。図-13から、横圧が大きくなるにつれて、識閾ひずみが大きくなるがわかる。また、図-14から、横圧が大きくなるにつれて、有効累積ひずみも大きくなるがわかる。以上の結果から、各横圧に対して有効累積ひずみにより間隙水圧の発生を予測した結果が図-15である。

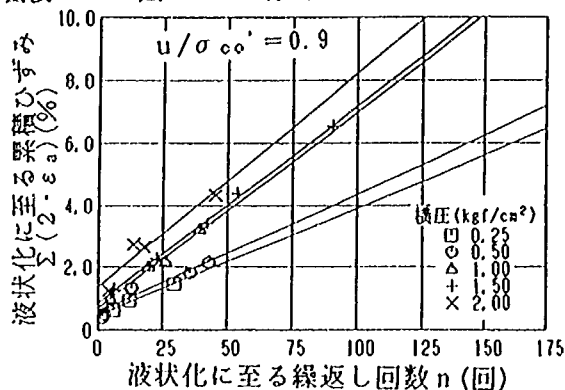


図-12 液状化に至る累積ひずみと繰返し回数の関係 (横圧の影響)

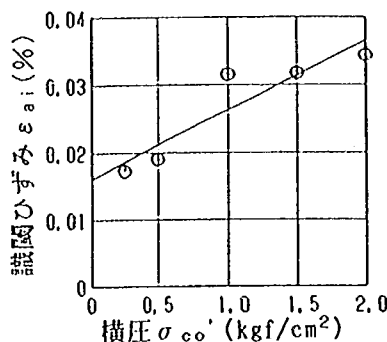


図-13 識閾ひずみと横圧

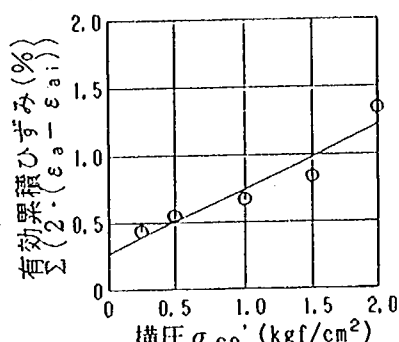


図-14 有効累積ひずみと横圧

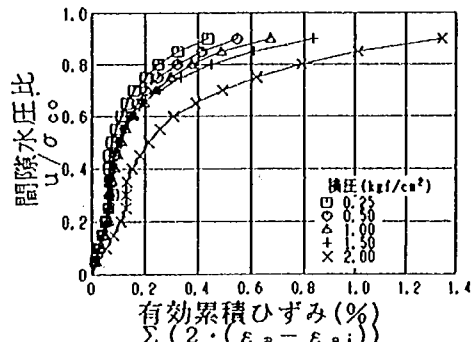


図-15 間隙水圧の発生予測

#### 5 結論

(1) Dobry<sup>3)</sup>らによって指摘されている識閾ひずみ (間隙水圧の発生に寄与しないひずみ) が存在することが確かめられた。(2) 累積ひずみから識閾ひずみを引いた有効累積ひずみにより発生する間隙水圧を推定できる。(3) ひずみ制御による非排水繰返し三軸試験においては、相対密度の影響は少ないが、横圧による影響は大きい。

今後は、液状化の発生に大きく影響する細粒分の影響について検討する必要がある。

#### 参考文献

- 1) 佐々木, 松本, 佐谷; ひずみ制御による繰返し三軸試験に基づく間隙水圧の発生の検討, 第20回地震工学研究発表会, 1989.7
- 2) 佐々木, 松本, 佐谷; 累積ひずみと間隙水圧発生量の関係の応力制御による繰返し三軸試験結果に基づく検討, 第20回地震工学研究発表会, 1989.7
- 3) R. Dobry, R. S. Ladd, F. Y. Yokel, R. M. Chung and D. Powell; Prediction of Pore Water Pressure Buildup and Liquefaction of Sands During Earthquakes by the Cyclic Strain Method, NBS, BS138, 1982

# 杭の支持力評価面に関する検討

構造橋梁部基礎研究室 幡本 篤

## 1. まえがき

杭は、杭先端が良質な支持層（岩盤、N値30以上の砂れき層・砂質土層、N値20以上の粘性土層）に根入れされているか否かにより支持杭と摩擦杭とに分類される。従来、摩擦杭は長期の支持力特性に不明な点があるとされ、道路橋示方書（以下、道示と呼ぶ）では支持杭と異なる安全率が採用されてきた。しかし、杭長が長くなると杭頭支持力に占める周面摩擦力の比率が増大し、支持杭と摩擦杭の支持力機構に明確な差異は見られないという研究成果も報告されている。

一方、基礎研究室では単杭の極限支持力の評価方法についての調査が別途進められている。その中で、杭頭沈下量が杭径の10%に達した時の杭頭荷重を極限支持力と評価できることが明らかとなった。

本研究は、杭頭沈下量が杭径の10%に達した時の杭頭荷重を極限支持力とし、支持杭、摩擦杭の区別をせずに周面摩擦力、先端支持力の推定式の検討を行うものである。また、杭頭軸方向ばねの算定に必要な杭周面ばね（すべり係数）についての検討もあわせて行う。

## 2. 方法

基礎研究室が収集した多数の実杭の現場載荷試験データに基づき、極限支持力と軸力測定結果を用いて極限時の周面摩擦力、先端支持力について整理を行う。次に、これらの整理結果から打込み杭、場所打ち杭の支持力推定式の提案を行う。

また、杭頭降伏時の杭頭荷重と軸力測定結果を用いて降伏時の周面摩擦力と相対変位量について整理を行い、これらの整理結果から打込み杭、場所打ち杭のすべり係数推定式の提案を行う。

## 3. 結果

### 3.1 検討に用いた載荷試験データの内訳

本研究で採用したデータは229件であり、載荷試験データの内訳は表-1に示すとおりである。データは軸力分布の測定値の有無、載荷レベルにより分類される。先端支持力、周面摩擦力、すべり係数の検討の際に使用されるデータは軸力分布の測定されているデータ（軸力データ）である。載荷レベルによる分類では、極限支持力  $R_{u10}$  まで載荷されているデータ（ $R_{u10}$  データ）と、降伏支持力  $R_y$  を確認できる程度まで載荷されたデータ（ $R_y$  データ）とに区分する。

ただし、ワイブル分布曲線式により支持力の推定を行うため、データの選定段階で降伏支持力を超え

表-1 載荷試験データ数 (件)

| 杭 種       | 略称  | 支 持 杭     |          | 摩 擦 杭     |          | 合 計       |          |    |
|-----------|-----|-----------|----------|-----------|----------|-----------|----------|----|
|           |     | $R_{u10}$ | $R_y$ のみ | $R_{u10}$ | $R_y$ のみ | $R_{u10}$ | $R_y$ のみ | 計  |
| 打ち込み鋼管杭   | SPP | 14        | 0        | 12        | 0        | 26        | 0        | 26 |
|           |     | 34        | 25       | 21        | 8        | 55        | 33       | 88 |
| 打込みPC・RC杭 | PC  | 0         | 0        | 0         | 0        | 0         | 0        | 0  |
|           | RC  | 0         | 24       | 2         | 13       | 2         | 37       | 39 |
| 場所打ち杭     | CCP | 16        | 0        | 16        | 0        | 32        | 0        | 32 |
|           |     | 27        | 12       | 17        | 3        | 44        | 15       | 59 |
| 中掘りPC杭    | 中掘り | 9         | 0        | 0         | 0        | 9         | 0        | 9  |
|           | PC  | 12        | 11       | 0         | 0        | 12        | 11       | 23 |
| 中掘り鋼管杭    | 中掘り | 11        | 0        | 0         | 0        | 11        | 0        | 11 |
|           | SPP | 16        | 4        | 0         | 0        | 16        | 4        | 20 |

【凡例】 上段：軸力データ、下段：全データ

$R_{u10}$ ：実測またはワイブル分布曲線式により極限支持力（ $R_{u10}$ ）が得られているデータ、

$R_y$ のみ：降伏支持力 $R_y$ のみ得られているデータ、

て十分に載荷されたデータに限られている。

### 3. 2 打込み鋼管杭, 場所打ち杭の先端支持力の検討

#### (1) 先端支持力の判定

単杭の極限支持力  $R_{u10}$  を杭頭における沈下量により定義したため, この時の先端支持力  $R_p$  は以下の3通りの方法により判定した。

- ①  $R_{u10}$  まで載荷されている場合には, その時の杭先端における実測反力を  $R_p$  とする ( $R_{p10}$ )
- ②  $R_{u10}$  まで載荷されていない場合には, ワイブル分布曲線式により杭先端における反力-沈下量関係を推定し, 杭先端での沈下量が10%に達した時の反力を  $R_p$  とする ( $R_{pw10}$ )
- ③ 反力-沈下量の推定が困難であるデータについては, 実測最大反力をもって  $R_p$  とする ( $R_{pmax}$ )

$R_{pmax}$  については必ずしも  $R_p$  に相当するものではないが, 杭頭荷重が降伏支持力を超過していることから参考として以降の検討に加えるものとする。

#### (2) 杭先端N値と先端支持力度 $q_d$ との相関

道示において, 先端支持力度の推定式は杭先端N値との相関関係から提案されており, 今回の検討においてもN値との相関について調査する。図-1, 図-2に杭種, 杭先端土質別にみた  $q_d$  とN値との関係を示す。なお杭先端N値は, SPPについては道示における設計用N値, CCPについては杭先端のN値としている。SPP, CCPともN値30未満の砂質土およびN値20未満の粘性土についても区別せずに処理を行い, 支持杭, 摩擦杭の区別のない先端支持力推定式の提案を試みた。なお, 図中の矢印は  $R_{pmax}$  を示すものである。図-3, 図-4は推定式による杭先端支持力  $R_{pn}$  と実測

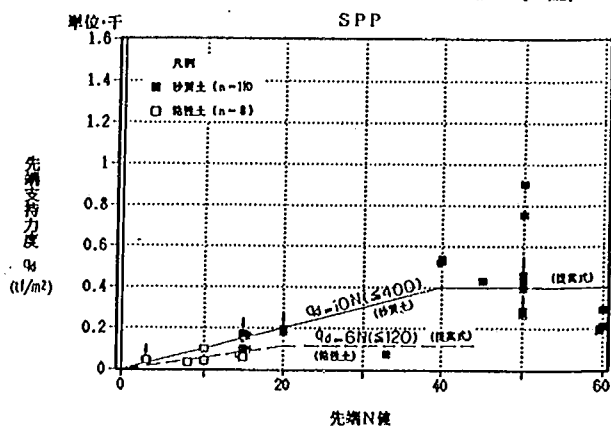


図-1 先端N値と先端支持力度との関係 (SPP)

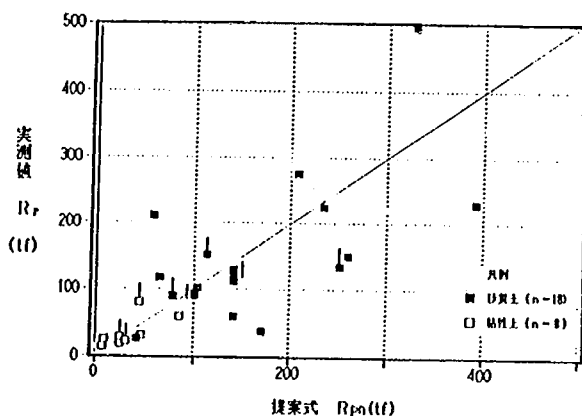


図-3 推定値と実測値との比較 (SPP)

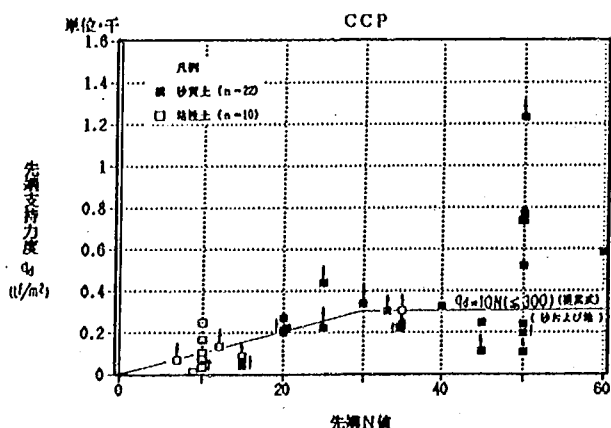


図-2 先端N値と先端支持力度との関係 (CCP)

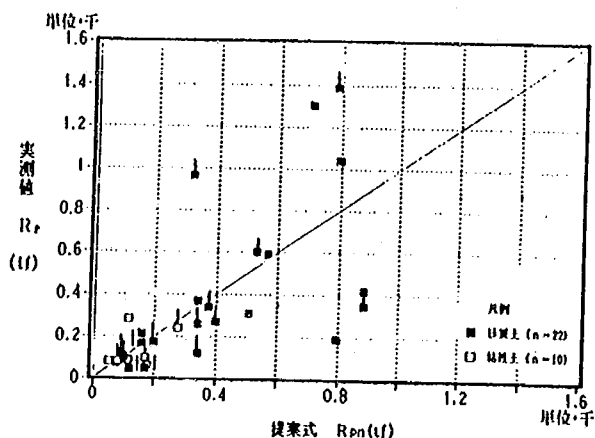


図-4 推定値と実測値との比較 (CCP)

支持力 $R_{pi}$ との比較を行ったものである。

### 3. 3 打込み鋼管杭, 場所打ち杭の周面摩擦力の検討

#### (1) 最大周面摩擦力の判定

最大周面摩擦力は $R_{pi0}$ と $R_p$ との差と考えられる。しかしながら, 軸力分布より得られる周面摩擦力度 $\tau$ とその地点における地盤との相対変位量 $S_r$ との関係は一般に図-5に示すとおり各層により異なる。

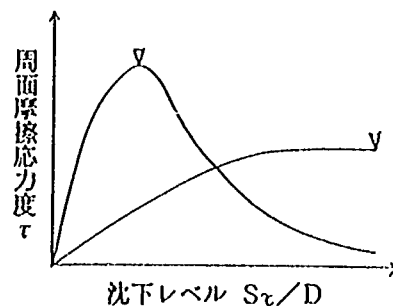


図-5  $\tau \sim S_r/D$

すなわち, 最大周面摩擦力度 $f$ に達する時の沈下レベル $S_r/D$ は杭長, 杭径, 杭周囲の土質, 深度等に影響さればつきも大きい。この

ため, 最大周面摩擦力は $R_{pi0}$ と $R_p$ との差に必ずしも一致しない。そこで, 本検討では各層の最大周面摩擦力度 $f$ に着目して $N$ 値との相関関係により最大周面摩擦力度を推定する。

#### (2) 最大周面摩擦力度 $f$ と $N$ 値との相関

図-6, 図-7に杭種, 土質別にみた $f$ と $N$ 値との関係を示す。本検討では原点を通る一次式に回帰させた。道示の推定式との対比を行う

表-2 周面摩擦力度推定式

|     | 推定式                |                 | 道示式                |                 |
|-----|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|
|     | 砂質土                | 粘性土             | 砂質土                | 粘性土             |
| SPP | $f=0.3N (\leq 10)$ | $f=N (\leq 15)$ | $f=0.2N (\leq 10)$ | $f=N (\leq 15)$ |
| CCP | $f=0.4N (\leq 20)$ | $f=N (\leq 15)$ | $f=0.5N (\leq 20)$ | $f=N (\leq 15)$ |

と表-2のようになる。粘性土に体してはほぼ道示並みであるが, 砂質土に体してはSPPで大きく評価し, CCPでは逆に小さくなる傾向にある。上限値に関しては道示と同一の値となっている。

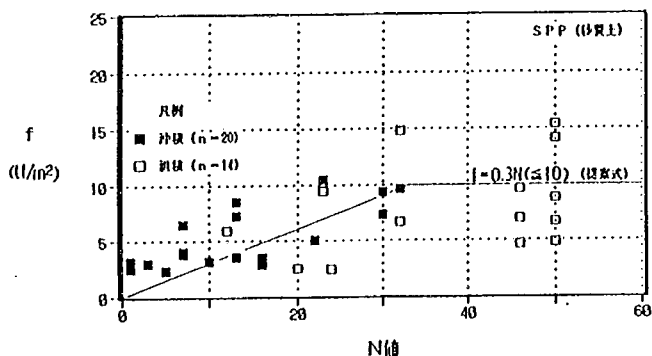


図-6(a)  $f \sim N$ 値 (SPP, 砂質土)

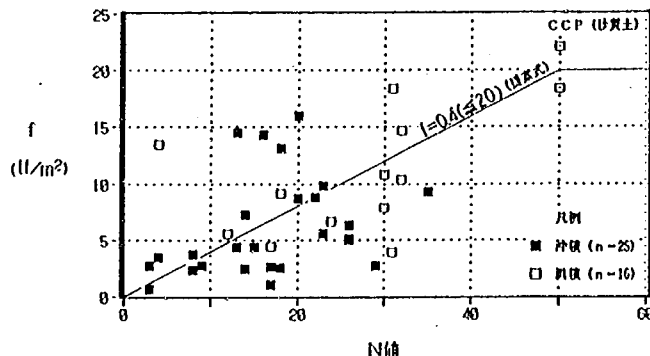


図-7(a)  $f \sim N$ 値 (CCP, 砂質土)

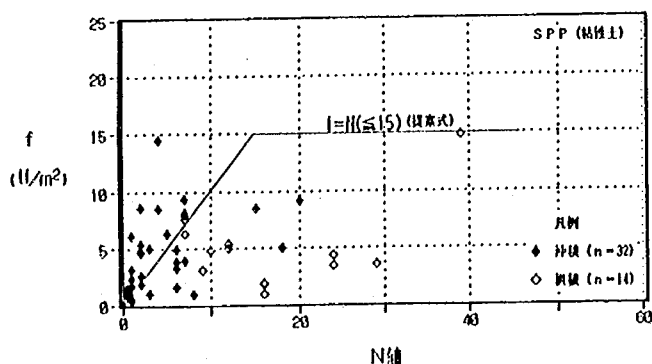


図-6(b)  $f \sim N$ 値 (SPP, 粘性土)

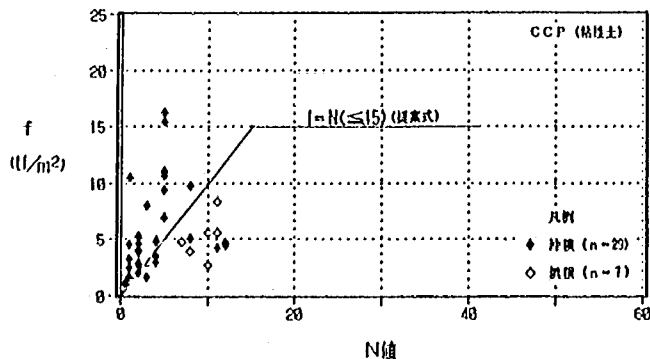


図-7(b)  $f \sim N$ 値 (CCP, 粘性土)

### 3. 4 打込み鋼管杭, 場所打ち杭のすべり係数

杭頭での軸方向ばね定数は杭頭での荷重～沈下関係の降伏時で評価している。このため, すべり係数  $C_s$  も杭頭降伏時で評価することとした。なお, 3. 3 (1) で述べたように, 各地層毎の周面摩擦力度  $\tau$  ～沈下量  $S$   $\tau$  関係は深度, 土質, 杭種等により異なり, 降伏に達する沈下レベルも異なる。このため, 杭頭が降伏に達する以前に周面摩擦力度  $\tau$  が最大値に達する地層では最大値に達した時の周面摩擦力度  $\tau$  ～沈下量  $S$   $\tau$  関係から  $C_s$  を評価する。

すべり係数  $C_s$  と  $N$  値との相関を杭種別, 土質別に整理したものを図-8～図-9に示す。 $C_s$  ～ $N$  値の関係は相関が低くばらつきも大きい, 土質別, 杭種別, 支持形式別の特徴を挙げると以下のようになる。

- ①砂質土では杭種により  $C_s$  の大きさが異なり, SPP が CCP の2倍程度の大きさとなっている。一方, 粘性土では杭種による差は少ない。
- ②支持形式別にみると, 支持杭に比べ摩擦杭の  $C_s$  は約5割増の大きさとなっている。
- ③現在, 「杭基礎設計便覧」(日本道路協会) で提案されている推定式  $C_s = N/15$  ( $=0.07 \times N$ ) は, 粘性土の結果にほぼ等しい。

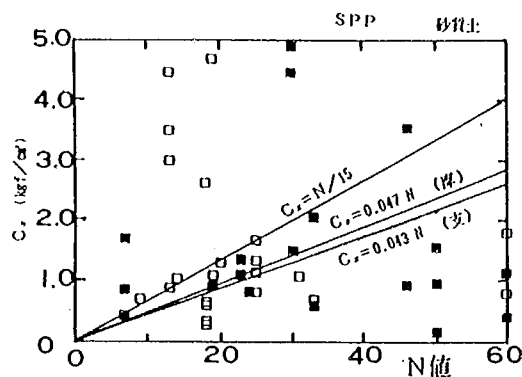


図-8 (a)  $C_s$  ～ $N$  値 (SPP, 砂質土)

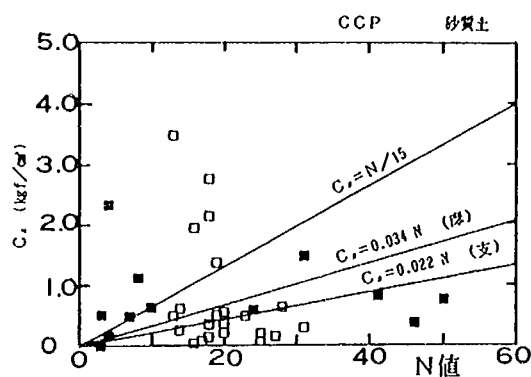


図-9 (a)  $C_s$  ～ $N$  値 (CCP, 砂質土)

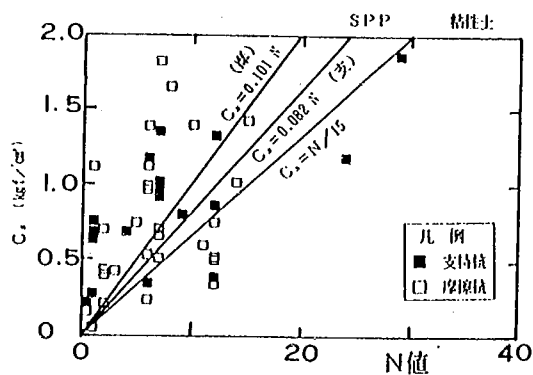


図-8 (b)  $C_s$  ～ $N$  値 (SPP, 粘性土)

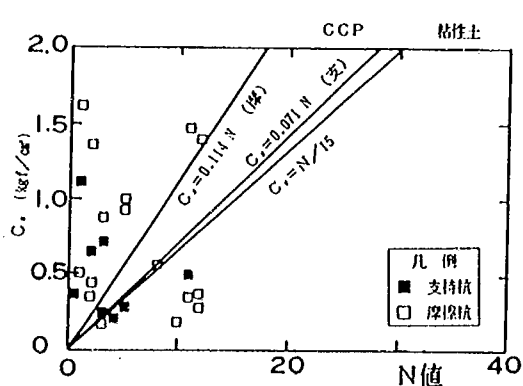


図-9 (b)  $C_s$  ～ $N$  値 (CCP, 粘性土)

### 4. まとめ

- (1) 単杭の極限支持力を杭頭沈下量が杭径の10%に達した時の杭頭荷重と定義し, 杭先端支持力, 杭周面摩擦力の推定式を得ることができた。
- (2) 杭の軸方向ばね定数算定に必要なすべり係数  $C_s$  を  $N$  値から推定したが, ばらつきが大きい結果となった。

# 植物の大気浄化機能に関する調査

道路部交通環境研究室 玉置 栄

## 1. まえがき

近年、緑の存在の重要性が強く認識されるようになり、国や自治体による快適な生活環境づくりのための緑化推進の動きがめざましい。国土の基幹的施設である道路についても沿道の緑化が進められ、今後ますます重要性が高まるとされる。このような状況の中で、本調査は大規模幹線道路沿道に設置されている緑地帯の沿道環境改善に対する効果に着目し、「植物の大気浄化機能に関する調査」として59年度から実施しているものである。

## 2. 目的

自動車排出ガスの低減対策のひとつとして緑地帯を利用することが考えられるが、植物の大気浄化機能に関する研究はこれまで定性的な段階にとどまっている。植物の大気浄化機能としては、吸収効果、拡散効果等が挙げられるが、双方ともに定量的な効果の把握が望まれるところである。このため吸収効果については、室内実験において、植物種（種間差）、季節変化、暴露濃度差等が吸収量に与える影響に着目し調査を行った。また、 $^{15}\text{N}$ （同位体窒素）で標識した $\text{NO}_2$ ガスを使用した暴露実験を行い、植物が吸収した窒素の転流箇所およびそれぞれの器官への蓄積量を調査した。拡散効果については、緑地帯を有する幹線道路沿道において窒素酸化物、風速等の実測調査を行い、緑地帯による排気ガス（ $\text{NO}_x$ ）の拡散性状について検討を行った。

本調査の目的は、以上のような実験、実測を重ねることにより、環境対策として緑地帯を利用した場合の効果把握することである。

## 3. 暴露実験

### 3. 1 実験概要

沿道の緑地帯が有する排気ガス（ $\text{NO}_x$ ）吸収効果を明確にするため、図-1に示すガスチャンバーを使用してほぼ33日間の $\text{NO}_2$ ガス暴露実験を行った。暴露実験に用いた植物は緑化材料として使用されている造園木や草本である。暴露ガスは $\text{NO}_2$ ガス、または $^{15}\text{N}$ で標識した $\text{NO}_2$ ガスをを用い、道路沿道における実際の汚染濃度に近い低濃度域に自動制御した。温度、湿度、灌水量は自動制御し、光は自然光を用いた。

実験終了後、樹木中（葉）の全窒素含有量を測定し、対照区（非暴露）の樹木と比較することにより、暴露期間中に葉が吸収した窒素量を求めた（差引法）。

$^{15}\text{N}$ による窒素ガスで暴露した場合は樹

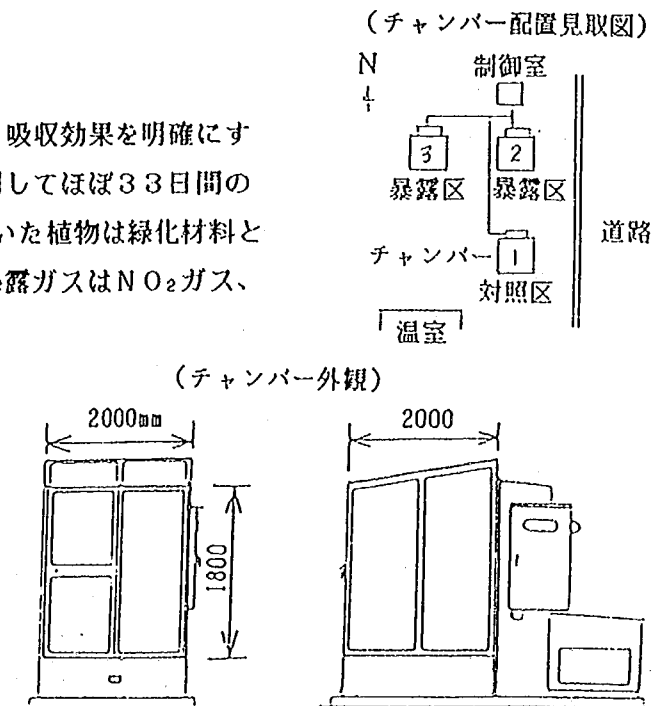


図-1 チャンバーの配置と外観

木中の全窒素および $^{14}\text{N}$ と $^{15}\text{N}$ の重量比を分析することにより、暴露による窒素の増加量を求めた。分析終了後、植物の個体としての汚染物質吸収能力について検討を行った。

### 3. 2 暴露実験結果

#### 3. 2. 1 各種要因と葉中窒素の増加量

窒素の吸収に影響を及ぼすと考えられる主な要因としては、植物種(種間差)、季節の違い(活力の差)、暴露濃度差があげられる。以下に各種要因と葉中窒素の分析値の関係を整理する。

表-1は植物種と吸収量について、これまでの実験結果を植物種ごとに整理したものである。なお、この値は暴露濃度0.2ppm、夏季実験の場合の葉中窒素増加量である。単位葉量(乾燥重量1g)当りの窒素増加量は植物種ごとに大きな差があり、0.97~3.87Nmg/dwgとい

表-1 植物区分ごとの葉中窒素増加量 単位: Nmg/dwg

| 植物の区分                   | 高 木            |                |                | 中 木            | 低 木            | 草 本            |
|-------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
|                         | 針葉樹            | 常 緑<br>広葉樹     | 落 葉<br>広葉樹     | 常 緑<br>広葉樹     | 常緑・落葉<br>広 葉 樹 |                |
| 葉中窒素<br>平均増加量<br>(標準偏差) | 2.30<br>(2.10) | 1.50<br>(0.63) | 3.42<br>(1.29) | 1.03<br>(0.48) | 0.97<br>(0.66) | 3.87<br>(1.33) |
| 比                       | 0.59           | 0.39           | 0.88           | 0.27           | 0.25           | 1.00           |

う結果が得られた。落葉樹や草本類の陽性植物の値が高く、常緑低木などの陰性植物の値が低いのは植物の活性が反映されている。最大の草本植物と最小の低木類との差は約4倍であった。

次に季節による吸収量の変化であるが、表-2に実験季節と葉中窒素増加量の関係を示す。各季節の平均値でみた場合、春、夏の差異はあまりないが、秋、冬は春、夏に比べて小さくなっている。季節ごとの葉中窒素増加量の比は、春(1.0):夏(1.0):秋(0.6):冬(0.5)程度であった。同一種で季節にまたがってデータのあ

表-2 季節変化と葉中窒素増加量 単位: Nmg/dwg

|               |       | 春<br>18°C     | 夏<br>25°C     | 秋<br>16°C     | 冬<br>5°C      |
|---------------|-------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| 高木            | 針葉樹   | 1.80          | 2.30          | 0.20          | 0.70          |
|               | 常緑広葉樹 | 2.95          | 1.50          | 1.55          | 1.85          |
|               | 落葉広葉樹 | 2.55          | 3.42          | 1.80          |               |
| 中木            | 常緑広葉樹 |               | 1.03          | 1.85          | 2.60          |
| 低木            |       |               | 0.97          |               |               |
| 草本            |       |               | 3.87          |               |               |
| 平 均<br>(標準偏差) |       | 2.6<br>(2.17) | 2.5<br>(1.76) | 1.5<br>(0.71) | 1.4<br>(1.11) |
| 比             |       | 1.00          | 0.96          | 0.58          | 0.54          |

るものをみた場合、概ね夏に値が大きくなり他の季節は低下する傾向がうかがえた。冬季実験では、植物の活性が低下するため吸収量が大幅に低下すると考えられたが、常緑広葉樹で夏季よりも大きな値の吸収量を示した植物などもみられた。

最後に、暴露濃度と葉中窒素の増加量の関係を表-3に示す。各暴露濃度ごとの平均窒素吸収量でみると、 $\text{NO}_x$ 濃度の高いほど葉中窒素増加量も多くなる傾向が得ら

れたが、さらに高濃度になると、吸収量は減少傾向を示した。各暴露濃度に共通した植物種で比較した場合においても、この傾向がより明確に示された。吸収量が高濃度域において濃度に対応して増加

表-3 暴露濃度と葉中窒素増加量

| 暴露濃度 $\text{NO}_x$ ppm             | 0.025        | 0.05         | 0.1          | 0.2          | 0.4          | 0.6          |
|------------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 平均窒素増加量<br>Nmg/dwg・33day<br>(標準偏差) | 1.5<br>(1.1) | 1.4<br>(0.8) | 2.4<br>(0.4) | 2.1<br>(1.6) | 3.7<br>(3.7) | 2.5<br>(1.5) |
| (比)                                | 1.00         | 0.94         | 1.66         | 1.46         | 2.57         | 1.71         |

しない原因としては、 $\text{NO}_x$ ガスの植物体内への吸収特性、生理障害の発生などが考えられる。

### 3. 2. 2 窒素の貯蔵場所

実験終了後のクスノキの同位体窒素分析結果から、各器官（葉、枝、幹、根）への暴露による窒素の蓄積量を表-4に示す。この値は $\text{NO}_x$ 濃度0.2ppm、33日間暴露による3個体の平均値である。表-4よりクスノキ全体の単位重量当りでの蓄積量は4器官平均で1Nmg/dwg程度であった。単位重量当りの窒素蓄積量と植物体積重量から、植物各器官当りの窒素蓄積量を求めた結果、全体の窒素の含有比はおおよそ葉（5）：枝・幹（1.5）：根（3.5）であり、葉だけでなく根にも比較的多く蓄積していることがわかった。

表-4 各器官別窒素蓄積量（クスノキ、秋季）

|                  | 単位重量当り           | 各器官当り              |                   |
|------------------|------------------|--------------------|-------------------|
|                  | 窒素蓄積量<br>Nmg/dwg | 植物体積重量<br>dwg/part | 窒素蓄積量<br>Nmg/part |
| 葉<br>枝<br>幹<br>根 | 2.29             | 8.02(19%)          | 18.37(48%)        |
|                  | 0.68             | 2.90(7%)           | 1.68(4%)          |
|                  | 0.33             | 13.83(32%)         | 4.56(12%)         |
|                  | 0.76             | 17.73(42%)         | 13.47(36%)        |
|                  | 0.99 平均          | 42.48(100%)        | 38.08(100%)       |

## 4. 野外実測

### 4. 1 実験概要

緑地帯による拡散性状を把握するため、幹線道路沿道の奥行き15m程度の緑地帯で冬季に7日間の実測を行った(図-2)。調査項目は、窒素酸化物( $\text{NO}$ 、 $\text{NO}_2$ 、 $\text{NO}_x$ )濃度、オゾン濃度の1時間値、気象(風向、風速、気温、日射量、放射収支量)の1時間値、トレーサーガス( $\text{SF}_6$ )濃度の30分間値、時間交通量および緑地帯の植生調査である。

| 凡 例 |                      |
|-----|----------------------|
| ●   | 窒素酸化物サンプリング口         |
| ■   | 風向・風速                |
| □   | 風向・風速(移動観測)          |
| ▲   | オゾン濃度サンプリング口         |
| ○   | 日射量・放射収支計・降水量計・温度湿度計 |

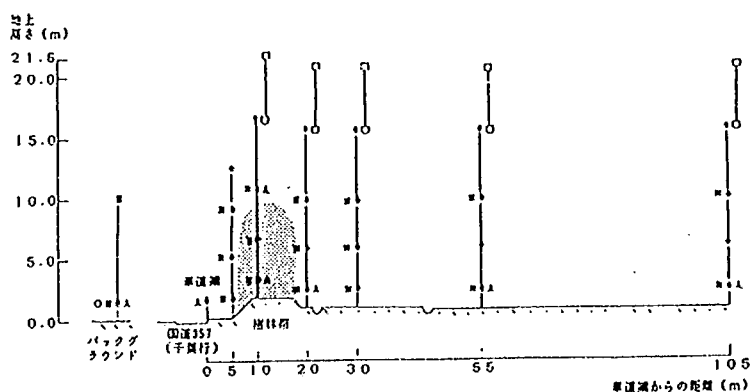


図-2 測定地点配置図

実測終了後、調査対象道路のみからのガス拡散をとらえるため、全データから、道路から測定点側に風が吹いている時刻のデータを抽出した。その後、風速、 $\text{NO}_x$ 濃度等について分析を行い樹林帯による拡散効果について検討を行った。トレーサーガス放出実験については、期間中4回行い濃度比の減衰傾向等の調査を行った。

### 4. 2 野外実測結果

樹林部およびその付近において、1秒間に通過する $\text{NO}_x$ ガス量の状況を調べるため、直角風時における各測定地点での $\text{NO}_x$ 濃度および風速より求めた[ $\text{NO}_x$ 濃度×風速]の鉛直分布図を図-3に示す。図において、樹林(点線部)上空では樹林内部に比べかなり値が大きくなっていることがわかる。また、樹林背後(車道端後方20m)においても同様の傾向がみられ、樹林帯による上空

への拡散傾向が示されたものであると考えられた。

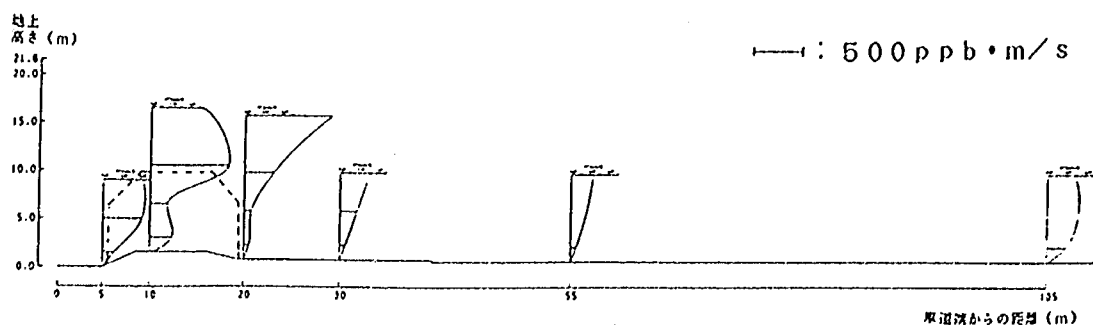


図-3  $[\text{NO}_x \text{濃度} \times \text{風速}]$  の鉛直分布図 ( $\text{ppb} \cdot \text{m/s}$ )

また、図-4は直角風時に行ったトレーサガス放出実験結果から求めた濃度比(路端濃度を基準とした地上1.5m測定点の濃度比)距離減衰図である。樹林帯のない平地における濃度比の減衰傾向( $\text{NO}_x$ )と今回の実験結果を比較すると、樹林帯がある場合の減衰が大きくなっていることがわかる。車道端

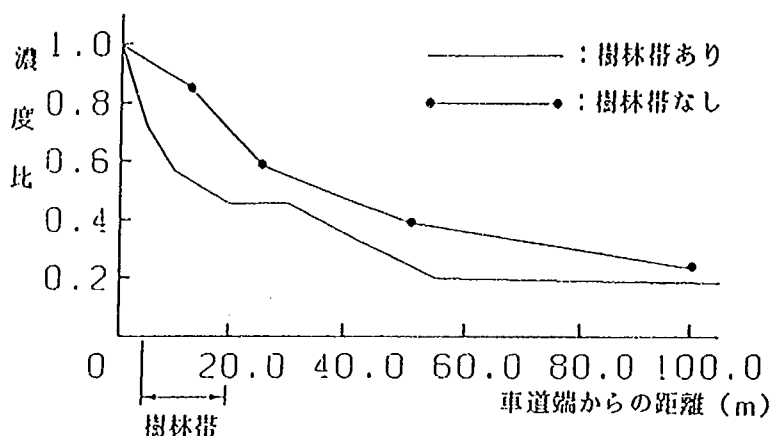


図-4 距離減衰図

より20m~30m付近にかけて濃度比があまり減衰せず横ばいとなっているが、これは樹林帯の影響によるガスの滞留と思われる。30m付近からは再び減衰し、55m付近での濃度比は車道端の約1/5となっており、それ以降はほとんど変化していない。平地部(樹林帯なし)の結果において、濃度比が約1/5となる地点は100m付近であり、両者を比較してみると樹林帯による拡散効果がよく現われている。

##### 5. まとめ

暴露実験結果をみると、各種要因を考慮した場合、窒素の吸収量は、落葉広葉樹(高木)、草本植物が多いと思われる。また、 $^{15}\text{N}$ 暴露実験結果より、葉以外の器官、特に根に比較的多く蓄積していることがわかった。野外実測結果においては、樹林帯による拡散の傾向が確認された。

今回の調査結果より、大気浄化機能としての定量的な効果を表現するには困難さがあるものの、植物の大気汚染物質に対する一定の吸収効果、拡散効果があることが確認された。今後は今までの実験および実測結果より、実際の緑地帯における効果を把握する方向に調査を進めてまいりたい。

##### 参考文献 1) 建設省：建設省総合開発プロジェクト

自動車排出ガスの拡散予測手法に関する研究、昭和58年2月

## 1. まえがき

コンピュータグラフィックス（以下CGと言う）とは、コンピュータを用いて、図形や画像を生成、表示、処理する技法の総称である。

近年、CGは放送関係をはじめとし、医療分野や製造業等にも盛んに利用されており、我々の身近にも広く浸透してきている。一方、建設事業においては、土木構造物の設計を中心としたCADシステムや地理情報システムをはじめ多様な応用例が考えられるが、CGによる景観シミュレーションもその一つである。

最近是人々の景観に対する関心が高まっており、土木構造物の構築に当たっても、従来の設計図等による説明では地域住民などのコンセンサスが得られにくくなってきており、景観のプレゼンテーションの手法が必要となっている。このため、新構造物が構築された場合の、新景観を予測する景観シミュレーションの技術は今後ますます重要となるものと思われる。

CGを用いた景観シミュレーション技術には、CAD・CGシステムによって全ての3次元情報をコンピュータ上で組み立てる方法と、現景観の映像に新構造物のCG画像を合成する方法とが考えられるが、前者の方法ではデータの作成や入力に莫大な時間と費用を要し、また出力された画像の写実性が十分でないという問題点がある。

そこで、本研究では後者の方法を取りあげ、多額のコストや時間等を費やさずに景観シミュレーションを行い、景観シミュレーションを建設事業に適用していくための基礎的検討を行うことを目的とした。そのため、検討にあたってはパーソナルコンピュータ（以下パソコンと言う）を中心とする簡易なシステムと市販されているソフトを使用した。

## 2. 方法

### 2. 1 システム構成

システム構成図を図-1に示す。

- ① パーソナルコンピュータ（16ビットの汎用性の高い機種を使用した）
- ② フルカラー2Dペインティングソフト

マウスによる簡易な処理操作、イメージデータ（現景観）のエディットや画像処理、3次元画像の修正ができるなどの機能を持つ。

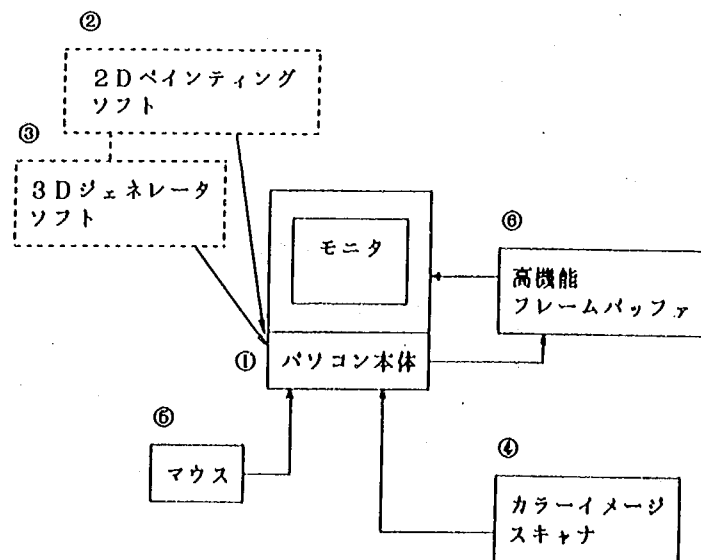


図-1 システム構成図

### ③ 3Dジェネレータソフト

図形データの入力、正面図、平面図、側面図においてマウスにより容易に行える。データ入力後は透視図のワイヤフレーム表示で確認し、レンダリングを行うことができる。

### ④ カラーイメージスキャナ

現景観のイメージデータを40～400ドット/インチの解像度でデジタル画像データを作成することができる。

### ⑥ マウス (2Dソフト及び3Dソフトはマウスによりほとんどの操作が行える)

### ⑧ 高性能フレームバッファ

画像処理用ICを搭載した画像メモリーボードである。これにより、1670万色表示、ウィンドウ設定、XYスムーズスクロール等の機能を付加することが出来る。

## 2.2 予測手法の概要

今回検討を行った手法は、新しい景観を予測する技術を建設事業に適用し、新構造物を建設する際のプレゼンテーションに反映することを目的としている。これに基づき、パソコンを使用して設計図から新構造物のCG画像を作成し、現景観の画像に合成する手法について検討した。作業のフロー図を図-2に示す。

#### ① 現景観の選定

今回、景観予測を行う対象は、土木研究所試走路南ループ構内陸橋を選定した。選定の理由としては、一部未施工部分があり、その部分を補う新構造物を対象にできること、また、土木研究所で設計図を保管しており入手が容易であることがあげられる。

#### ② 現景観撮影

撮影地点は、目標の構造物から約190mに有る高さ約10mの地点からほぼ平行に撮影した。

(図-3参照)

#### ③ 画像取り込み

カラーイメージスキャナ及び2Dソフトを使用して、写真をパソコンのメモリにイメージデータと

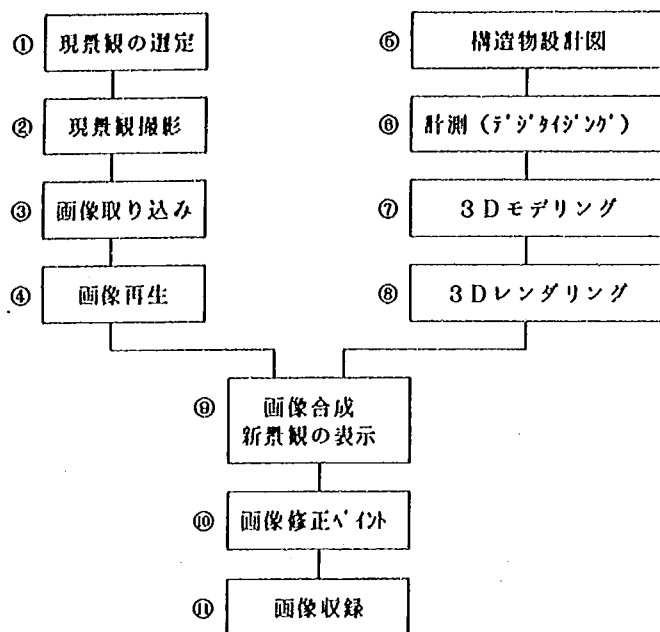


図-2 現景観とCG画像の合成作業フロー

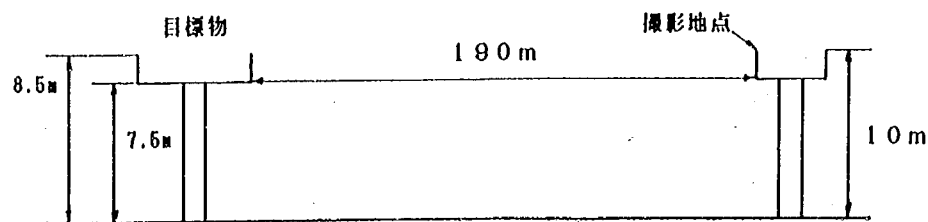


図-3 撮影地点及び目標物関係図

して読み込む。

#### ④画像再生

パソコンに取り込まれたデジタルデータを、モニタに再生する。この時、画像データの明るさ等を、2Dソフトにより調整する。

#### ⑤構造物設計図

新構造物の設計図を用意する。

#### ⑥計測（デジタイジング）

設計図の値を、3Dジェネレータソフトに整合するような座標に置き換える。

#### ⑦3Dモデリング

正面図、平面図、側面図の三面図において、設計図より抽出した値（座標）を、3Dソフト上でマウスにより入力する。この他に、ビューポイント等のパラメータを指定する。その後、パース図をワイヤフレームモデルで表示し、それぞれのパラメータの確認を行う。

#### ⑧3Dレンダリング

光源データ、表面データ（色・質感）を指定してレンダリングを行う。パソコンが1点1点の画素のRGB（色）データを作成するため、計算時間が掛かる工程である。3Dレンダリングの結果を写真-1に示す。

#### ⑨画像合成・新景観の表示

2Dソフト上で、④で作成した現景観画像、⑧で作成したCG画像を合成する。

この際に、CG画像を縮小や拡大をして、現景観の画像に整合するスケールに修正する。また、必要に応じてマスキング等をして、新構造物と重なる部分について前に出すか、後ろに隠すかの処理も行う。



写真-1 レンダリング結果

#### ⑩画像修正ペイント

画像合成後の後処理として、画像合成部の不自然な箇所や色合いが合わない箇所の修正を行う。

#### ⑪画像収録

データはフロッピーに記録し、モニタに表示した画像は写真に撮影した。

### 2.3 出力結果

現景観の写真を写真-2、合成した出力結果を写真-3に示す。

### 3. 考察

設計図からのデータの入力作業については、データの量により入力時間等は変化してくるが、基本

的には、データのフォーマットも複雑でなく、入力もマウスによりリアルタイムで確認しながら操作を行えるので比較的容易に人力できる。また、全体的な操作性についても、パソコンの知識がなくても十分に扱える。

CGのレンダリングの計算時間と表示画像の関係は、今回使用したソフトでは「PIXEL」と「REF」というメニューの選択により大きく変わってくる。【PIXEL】とは、画像の解像度である。これは1、4、9の3種類のモードが選択でき、数が小さいほど解像度は細くなるが、計算時間は増加する。また、【REF】は、反射、屈折の計算回数である。これは、1～9の9種類のモードがあり、数が大きくなるほどリアルな画像になるが、計算時間は増加する。

従って、色合いなど雰囲気をつかみたいなど、速く計算させたい時には、

【PIXEL】を9、【REF】を1に設定する。逆に、完成したモデルを表示させたいなど、画像をリアルに表示させたい時には、【PIXEL】を1、【REF】を9に設定する。

今回は、プレートガーダー橋という比較的単純な構造物であったが高速モードでは約1.5時間、低速モードでは約17時間掛かった。1.5～17時間というのは実際の業務では大きなロスとなり問題点である。これは、パソコンの手軽さというメリットに対して計算時間が掛かるというデメリットである。しかし、電子技術が急速に発達している今日、パソコンやソフトの性能もさらに高度なものになり、この問題点もやがて解消されるものと思われる。

画像の質感等についての評価は、製作者の感性に頼るところが多く、定量的に判断はしにくい。しかし、合成した新景観の画面を見ても今回作成したCGと景観には違和感はない。

#### 4. あとがき

以上のような結果から、パソコンレベルでも第三者に理解を得られるような新景観予測図を作成することができた。また、製作費も安価で、比較的容易に新景観を予測できた。

今後は、今回行った静止画像から、さらに技術の高度化にもう一歩進み、動画についても検討してゆく予定である。

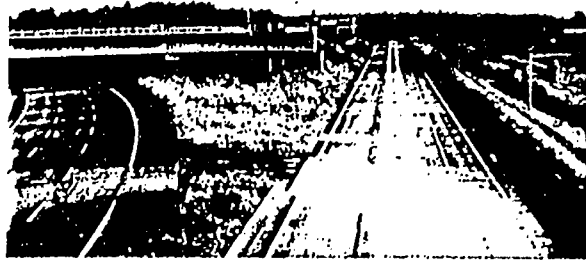


写真-2 現景観（合成前）

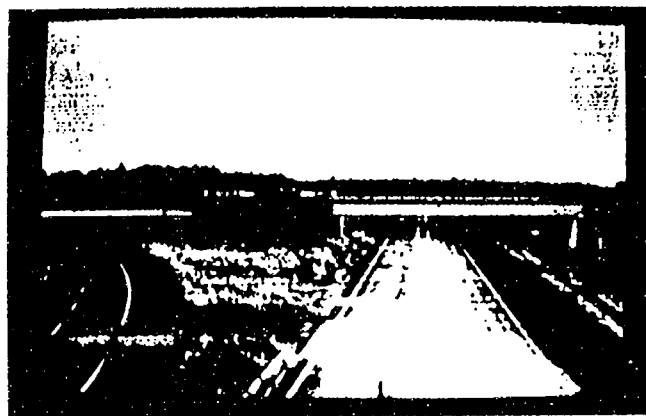


写真-3 新景観（合成後）

# コンクリートの養生期間決定に関する検討

コンクリート研究室

渡辺 博志

## 1. はじめに

コンクリートの持つ品質を十分に発揮させるためには、十分な養生を行う必要がある。養生が不十分であると、セメントの水和反応が滞り、コンクリートの強度発現が悪くなることが古くから実験的にも明らかにされている。<sup>1)2)</sup>ところが、これらの養生方法の違いによるコンクリートの品質の違いについては、定性的に明らかにされているのみで、定量的な評価がなされていないこと、養生方法の相違がコンクリートの強度以外の品質への影響に関する評価が十分にはなされていないこと、など不明な点もある。また、近年混合セメント（B種）の使用量が増加しており、混合セメントの養生方法についても検討する必要がある。ここでは、コンクリートの養生効果を定量的に評価するとともに、適切な養生期間について検討した。

表-1 高炉スラグ粉末の物理試験及び化学分析結果 (%)

| 比重   | 比表面積                   | SiO <sub>2</sub> | Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | CaO  | MgO | S   |
|------|------------------------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|------|-----|-----|
| 2.90 | 3750cm <sup>2</sup> /g | 34.1             | 15.1                           | 0.8                            | 42.1 | 5.2 | 0.8 |

## 2. 調査方法

ここでは、養生期間をそれぞれ変化したコンクリートについて圧縮

試験、中性化促進試験を行った。中

表-2 コンクリートの示方配合表

性化促進試験は、コンクリートの耐久性を左右する一つの要因である透過性を表すものとして行った。また、

| セメント<br>の種類 | 粗骨材の<br>最大寸法 | 水セメン<br>ト比(%) | 細骨材<br>率(%) | 水<br>kg | セメント<br>kg | スラグ<br>粉末 kg | 粗骨材<br>kg | 細骨材<br>kg |
|-------------|--------------|---------------|-------------|---------|------------|--------------|-----------|-----------|
| 普通          | 20mm         | 60            | 45          | 17.4    | 290        | —            | 808       | 1004      |
| 高炉B種        | 20mm         | 60            | 45          | 165     | 137.5      | 137.5        | 818       | 1019      |

中性化試験結果の考察のための補助試験として、コンクリートから粗骨材を除いた配合のモルタルについて水銀圧入式ポロシメータによる細孔構造の測定、示差熱重量の測定による生成した水酸化カルシウムの定量を行った。

### 2. 1 使用材料及び配合条件

使用した骨材は粗骨材として笠間産砕石、細骨材としては富士川産川砂を用いた。セメントは、普通ポルトランドセメント及び高炉B種セメントとした。高炉B種セメントは、普通セメントに高炉スラグ微粉末を内割で50%混合することで作成した。用いた高炉スラグ微粉末の物理試験及び化学分析結果を表-1に示す。コンクリートの水セメント比は実験を通じて60%で固定した。コンクリートの示方配合表を表-2に示す。

### 2. 2 養生方法

コンクリートはφ10cm×20cmの標準供試体用型枠に打設後、一定期間型枠を外さずそのまま保存することにより、湿潤養生を行ったこととした。湿潤養生期間は、3日及び7日とした。湿潤養生を終了した供試体は、材令28日まで相対湿度60%の気中に置き乾燥させた。なお、ここまでの行程については、それぞれ5℃、20℃、35℃の温度条件で行った。

### 2. 3 圧縮強度試験

圧縮強度試験は型枠脱型時、および材令28日において圧縮強度試験を行った。型枠脱型時の強度を、養生終了時の強度とみなした。また、各配合条件のコンクリートについて、標準養生を行った供試体を作成し材令28日で圧縮強度試験を行った。

## 2. 4 中性化促進試験

中性化試験は炭酸ガス濃度を5%、相対湿度60%、気温20℃の促進槽にφ10cm×20cmの供試体を1ヵ月及び2ヵ月保存することにより行った。ここで、供試体は先に示した湿潤養生を行った後材令28日で促進養生槽内に移した。

## 3. 実験結果及び考察

### 3. 1 養生期間がコンクリートの圧縮強度に及ぼす影響について

圧縮強度試験結果を表-3に示す。これからも分かるとおり、養生温度が低いほど、また、養生期間が短いほど圧縮強度が小さくなっている。コンクリートの強度増進は、セメントの水和反応によってもたらされる。セメントの水和反応には水分が必要であり、乾燥した条件では（相対湿度80%以下）では、水和反応が著しく停滞することが知られている。<sup>3)</sup>これから考えると、今回の実験では養生後相対湿度60%の気中に保存したので、供試体の乾燥にともなって、強度増進が小さくなったものと考えられる。いっぽう、コンクリート中の水分の移動は、拡散現象の一種と考えられ、供試体表面から水分が乾燥によって失われ、コンクリート供試体内に湿度差が生じ、この湿度勾配によって水分が供試体内部から外部へ移動する。水和反応の進行度合により、コンクリートの空隙組織（毛細管空隙）が異なる。すなわち、水和反応が進行して空隙が小さくなっていけば、拡散係数が小さくなり、水分の移動が緩慢になり、乾燥の影響が現れにくくなる。

逆に、コンクリートの水和反応が余り進行していないときに乾燥条件にさらされると、容易に水分が失われ、その後の水和反応の進行が妨げられる。よって、湿潤養生がコンクリート強度に及ぼす影響について考えた場合、養生を取りやめ乾燥を開始した時に、どれだけ水和反応が進行していたか、す

表-3 コンクリートの圧縮強度試験結果

| 使用<br>セメント       | 養 生<br>温 度 | 養生終了時強度 |     | 材令28日強度 |      | 標準<br>養 生 |
|------------------|------------|---------|-----|---------|------|-----------|
|                  |            | 3日      | 7日  | 3日養生    | 7日養生 |           |
| 普通ポルトランド<br>セメント | 5℃         | 73      | 154 | 100     | 281  | 305       |
|                  | 20℃        | 147     | 210 | 320     | 351  |           |
|                  | 35℃        | 185     | 226 | 300     | 342  |           |
| 高炉B種<br>セメント     | 5℃         | 42      | 77  | 173     | 102  | 320       |
|                  | 20℃        | 88      | 148 | 230     | 201  |           |
|                  | 35℃        | 151     | 231 | 248     | 279  |           |

圧縮強度の単位はすべてkg/cm<sup>2</sup>

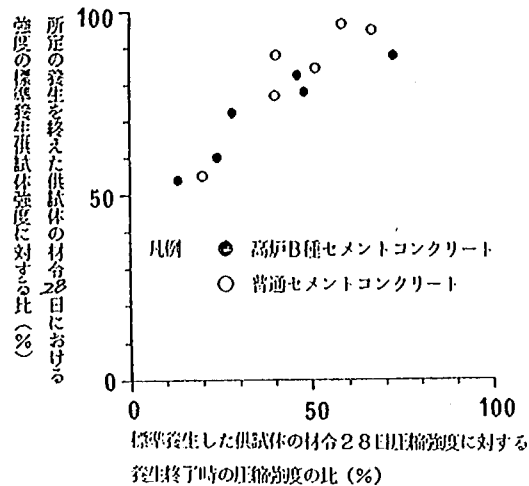


図-1 養生終了後の圧縮強度比率の関係

表-4 材令28日におけるモルタル1gあたりのCa(OH)<sub>2</sub>量

| セメントの種類 | 3日養生    | 7日養生    |
|---------|---------|---------|
| 普通セメント  | 38.26mg | 37.00mg |
| 高炉B種    | 4.32mg  | 10.02mg |

表-5 細孔構造測定結果（平均細孔半径、単位はÅ）

| 使用<br>セメント       | 養 生<br>温 度 | 供試体内部 |      | 供試体外部 |      |
|------------------|------------|-------|------|-------|------|
|                  |            | 3日養生  | 7日養生 | 3日養生  | 7日養生 |
| 普通ポルトランド<br>セメント | 5℃         | 869   | 681  | 921   | 763  |
|                  | 20℃        | 730   | 447  | 728   | 621  |
|                  | 35℃        | 604   | 613  | 600   | 607  |
| 高炉B種<br>セメント     | 5℃         | 1905  | 833  | 8481  | 1101 |
|                  | 20℃        | 995   | 772  | 1440  | 771  |
|                  | 35℃        | 673   | 295  | 841   | 514  |

なわち、養生終了時にどれだけ圧縮強度が出ているかによって、その後の強度増進度合いが大きく影響を受けることになる。ここでは、標準養生を行った供試体の材令28日での圧縮強度( $\sigma_0$ )に對する、養生終了時(脱型時)強度の比率( $\sigma_3/\sigma_0$ 、 $\sigma_7/\sigma_0$ )及び、養生終了後空中に放置し、材令28日になった時点での圧縮強度の比率( $\sigma_{28}/\sigma_0$ )を取り、その関係を調べた。この結果を図-1に示す。この図からも分かるとおり、材令28日における圧縮強度と養生終了時の圧縮強度の間には強い相関がみられる。これは、セメントの種類、養生温度によらず同一の関係にあると考えられる。

### 3. 2 養生期間がコンクリートの中性化速度に及ぼす影響について

コンクリートの養生条件によってコンクリートの圧縮強度が影響を受けることは先に示した通りである。これは、水和反応が十分に進行しないために、セメントの毛細管空隙が大きくなったためと考えられる。このことは、同時に、コンクリート中の水分や、外気からもたらされる炭酸ガス等がコンクリート中を通過しやすい、すなわちコンクリートの透過性が大きくなっていることが予想される。特に、炭酸ガスの透過性が大きいと、コンクリートの中性化が早期に進み、コンクリート中の鉄筋の腐食が起こりやすくなり、耐久性の点からみても好ましくない。ここでは、促進試験によりコンクリートの養生条件と中性化速度の関係について調査した。中性化促進期間は1ヵ月ならびに2ヵ月とし促進終了後、フェノールフタレインの1%アルコール溶液を噴霧して中性化深さを測定した。養生終了時の圧縮強度と中性化深さの関係を図-2に示す。養生終了時の圧縮強度が小さいほど、中性化深さは大きくなっている。ここで、中性化深さの試験結果に大きな差が出た原因を検討するためにモルタルの細孔構造測定試験ならびに、示差熱重量分析による水酸化カルシウム量の測定を行った。ここで試験に用いたモルタルは、先の中性化促進試験に用いたコンクリートから、粗骨材を除いた示方配合のモルタルである。細孔径の測定は、水銀圧入式ポロシメータにより行った。ここで、測定された水酸化カルシウム量の結果を表-4に示す。この結果、次のことがわかる。すなわち、高炉セメントを用いたモルタルでは、生成される水酸化カルシウムの量が著しく小さい。一方、養生条件の違いによる水酸化カルシウムの生成量は余り差がないことがわかった。また、細孔構造の測定結果を表-5に示す。一般的傾向として、養生が不十分なモルタルは、空隙の径が大きくなっていることがわかる。養生条件の違いが硬化モルタルの特性に及ぼす影響については、細孔構造の方がより顕著であると考えられる。図-2を見ると、中性化速度はセメントの種類によらず、すなわち生成された水酸化カルシウムの量によらず、養生終了時の強度によって決まっていることがわかる。中性化速度を早めてい

### 4. 適切な養生期間の検討

以上の考察より、養生条件を変えたコンクリートの強度、中性化速度は、養生終了時の強度と強い相関性があること、すなわち、養

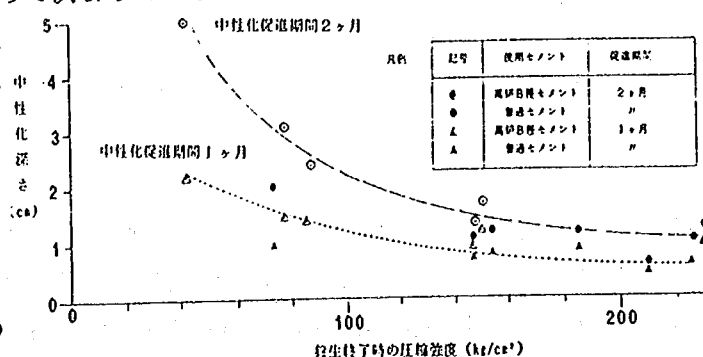


図-2 中性化深さ試験結果

生終了時の強度が養生条件の良否の指標となることを示した。ここでは、初期強度の発現状況を過去の実験データより収集し、これより適切な養生期間のとり方について検討した。図-3には、普通セメント及び高炉セメント（B種）コンクリートの初期強度についてまとめたものである。通常、普通セメントコンクリートでは20℃では養生期間は従来より5日間が標準的とされており、この養生期間で得られるコンクリートの品質を基準に考える。これは図-3では150D°Dに相当する。材令28日強度に対して44～74%の強度がでてい

図-1より、この時点で養生を終了した場合、材令28日では標準養生供試体の8割から9割の強度が確保されることがわかる。一方、高炉B種セメントを用いたコンクリートでは積算温度が210D°Dあたりで材令28日強度の39～68%となっている。これは、20℃の施工を考えた場合7日に相当している。すなわち、高炉セメントB種を用いたコンクリートでは養生日数を7日確保すれば普通セメントコンクリートの5日養生したものと同等の品質が得られると考えられる。一方、透過性についても、養生終了時の強度に支配され、養生終了時の強度が同じであれば透過性もほぼ同じである。よって、普通セメントコンクリートで積算温度150D°Dを目安とし、高炉B種セメントコンクリートでは積算温度210D°Dを養生期間の目安とすると良いと考えられる。

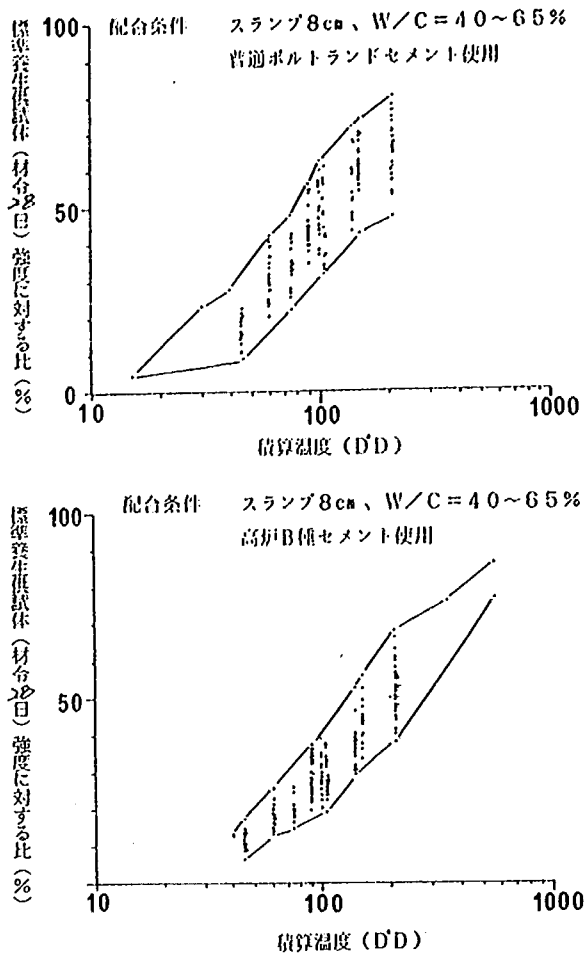


図-3 初期材令での強度発現状況  
（上：普通ポルトランドセメント使用  
下：高炉B種セメント使用）

## 5. まとめ

以上の検討から、次のことがわかった。

①コンクリートの品質は養生終了時の強度に大きく影響を受ける。

②養生の効果を表す指標として養生終了時の強度（強度比）が考えられる。

③養生期間の目安として普通セメントでは積算温度で150D°D、高炉B種セメントでは210D°Dが妥当である。

## 参考文献

- 1) W.H.Price, Factors Influencing Concrete Strength, ACI Journal, Feb, 1951
- 2) 鮎田耕一、寒中コンクリートの強度、耐久性及び養生の影響、セメント技術年報、1985
- 3) T.C.Powers, A Discussion of Cement Hydration in Relation to the Curing of Concrete, Proceedings of Highway Research Board, 1947

# 骨材からのシリカの溶出機構に関する研究

## ----- アルカリの影響について -----

化学研究室 西 崎 到

### 1. はじめに

近年、骨材やコンクリートの品質に起因するコンクリートの劣化事例が増えている。その中でもアルカリシリカ反応（以下A S Rと記す）は社会問題にもなるなど、未然防止手法や補修技術等の開発が求められた。A S Rの詳しい反応機構は未解明のままであり、現在の補修方法、防止方法、試験方法等は経験的な方法によるところが多く、より有効な補修方法、防止方法、試験方法を開発するために、詳しい劣化機構の解明が必要とされている。本報告ではA S Rの反応機構の解明を目的に、基礎的な研究を行ったものである。

### 2. 研究概要及び研究目的

本報告においては、次の2つの実験を行った。

#### (1) 反応へのアルカリ金属の影響に関する実験

岩石とアルカリとの反応は、シリケートのシロキサン結合( $\text{Si}-\text{O}-\text{Si}$ )が水酸イオンに攻撃され切断される反応と考えられているが、その反応にアルカリ金属陽イオン（ナトリウムやカリウム等）がどのように係わっているかを調べる目的で実験を行った。

#### (2) 反応生成物に関する実験

アルカリシリカ反応における生成物は何でありどのような性質をもつかを明確にする目的で、岩石とアルカリ( $\text{NaOH}$ )との反応を実施し、その反応生成物の分析を行った。

### 3. 反応へのアルカリ金属の影響に関する実験

#### 3. 1 実験方法

反応の実験に用いた岩石は5種類であり、これらの概要を表-1に示す。これらの岩石を0.15~0.30 mmに粉砕して蒸留水で洗浄したのち、オーブンで乾燥したものを岩石試料として用いた。反応に用いたアルカリは強アルカリでありしかもアルカリ金属を含まない、水酸化テトラメチルアンモニウム（以下 $\text{Me}_4\text{NOH}$ と記す）を用いた。このアルカリに塩を加えた水溶液を反応溶液として用いた。アルカリの濃度は1 Mに一定であり、塩の濃度と種類を変えた。このように準備した岩石試料と反応溶液を1 gに対して、1 mlの割合で密栓付きのふっ素樹脂製三角フラスコ中で混合し、80℃の恒温水槽中で震盪し（150 r p m）24時間反応を行った。反応の終了は、水冷した後、吸引濾過により溶液を分離して行った。溶液中の珪素とナトリウムの濃度を原子吸光により測定して反応の結果を調べた。

表-1 実験に使用した材料

| 材料 | 岩 種  | 備 考    |
|----|------|--------|
| A  | 安山岩  |        |
| B  | 安山岩  |        |
| C  | 砂岩   |        |
| D  | チャート |        |
| E  | 安山岩  | モルタル含有 |

#### 3. 2 実験結果

塩には $\text{NaCl}$ のほかに、 $\text{LiCl}$ 、 $\text{KCl}$ 、 $\text{CsCl}$ 、 $\text{Me}_4\text{NCl}$ を

用い、陽イオンの種類による反応への影響を調べた。図-1に結果を示す。CsCl, Me<sub>4</sub>NClは塩が存在しないときとほぼ同じSiの溶出量であり、これらの塩の反応への影響は観測されなかった。NaClは、塩のない時に比べ、いずれの岩石においてもSiの量が増え、NaClによる反応の促進が認められる。KClもNaClほどではなく、また岩石の種類により認められないものもあるが、ある程度の促進が認められる。LiClではこれとは逆にSiの溶出量がいずれの岩石においても減少していて、反応が抑制されていることが判った。

これまで、アルカリ金属陽イオンは骨材からのシリカの溶出機構にはあまり関与せず、膨張機構で大きな役割を示すと考えられている(文献(1), (2))が、この実験結果からはNaCl, KClが反応機構に係わることが示唆される。

CsClやMe<sub>4</sub>NClによる影響が認められないことから、塩素イオンの影響ではなく、陽イオンが反応に影響を与えていると考えることができる。陽イオンのシロキサン結合の切断への関与を説明するには、図-2のような反応機構が考えられる。すなわち、まず、シロキサン結合の酸素の孤立電子対にアルカリ金属陽イオンが配位する。酸素は求電子的になり、珪素は塩基により攻撃を受けやすい状態となる。そして、珪素は水酸陰イオンの攻撃を受けシロキサン結合が切断される、というものである。

このような2段階の反応機構を確認するために、Me<sub>4</sub>NOHと塩の混合液による溶出反応を、塩の濃度を変えて行う実験を実施した。結果は図-3に示すが、ある程度ナトリウム濃度が増えると珪素の溶出量は一定の値になることが判る。これは、図-2におけるR<sub>2</sub>のキレーションの段階は律速段階になく、OH<sup>-</sup>のシロキサン結合への攻撃の段階に律速段階があることを示唆している。

#### 4. 反応生成物に関する研究

##### 4. 1 実験方法

反応の実験に用いた岩石は7種類でありこれらの概要を表-2に示す。これらを前節と同様の処理により岩石試料を作成した。反応に用いるアルカリには、セメントペースト中の主要なアルカリと考えられ、ASTMC 289でも

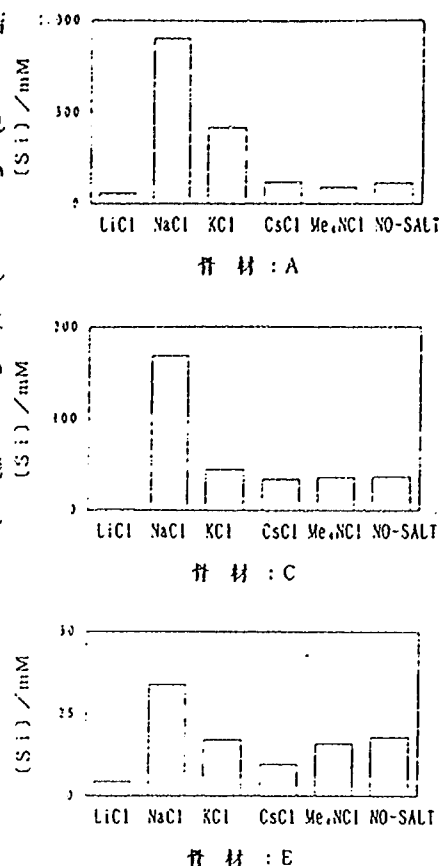


図-1 陽イオンの溶出反応への影響

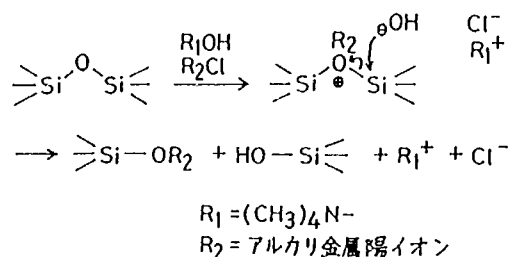
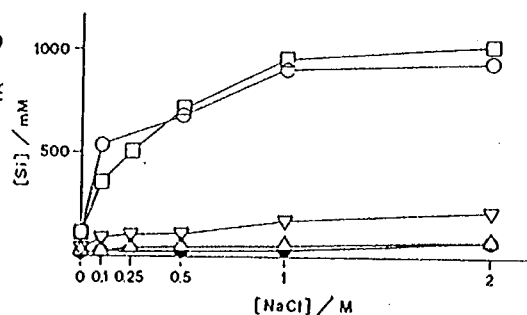


図-2 溶出反応機構のモデル



凡例 ○: A, □: B, ▽: C, △: D, ●: E  
Me<sub>4</sub>NOHの濃度を1Mに一定にしておいて、NaClの濃度を変化させた。

図-3 アルカリと塩の混液による溶出実験

表-2 実験に使用した骨材

| 骨 材 | 岩 種  | 備 考        |
|-----|------|------------|
| A   | 安山岩  |            |
| B   | 安山岩  |            |
| C   | 砂岩   |            |
| D   | チャート |            |
| E   | 安山岩  | モノモロロナイト含有 |
| F   | 安山岩  | モノモロロナイト含有 |
| G   | 安山岩  | モノモロロナイト含有 |

表-3 反応生成物の元素組成

| 骨材 | [Si]<br>mmol/l | [Na]<br>mmol/l | [K]<br>mmol/l | [Al]<br>mmol/l | [Mg]<br>mmol/l | [Ca]<br>mmol/l | [Na]減少量<br>mmol/l |
|----|----------------|----------------|---------------|----------------|----------------|----------------|-------------------|
| A  | 897            | 826            | 1.9           | 0.59           | <0.05          | 0.18           | 174               |
| B  | 826            | 818            | 1.3           | 0.44           | 0              | 0              | 184               |
| C  | 52.6           | 913            | 1.5           | 5.71           | 0              | 0              | 87                |
| D  | 114            | 922            | 0.5           | 1.78           | 0              | 0              | 78                |
| E  | 61.1           | 753            | 2.2           | 3.2            | 0              | 0.28           | 247               |
| F  | 14.2           | 753            | 2.4           | 9.1            | 0              | 0.18           | 247               |
| G  | 15.8           | 722            | 1.7           | 5.6            | 0              | 0.03           | 278               |

用いられているNaOHを用いた。また、アルカリの濃度は1Mに一定とした。このように準備した岩石試料とアルカリ水溶液を、前節同様に反応させた。溶液試料の分析は原子吸光光度法により、珪素、ナトリウム、カリウム、アルミニウム、マグネシウム、カルシウムの濃度を測定した。

#### 4. 2 実験結果

実験結果を表-3に示す。珪素溶出量はモンモリロナイトを含まない安山岩で、0.8M程度の溶出が認められる。チャートのDは0.1M程度、砂岩のCやモンモリロナイトを含む安山岩は10~60mM程度と少ない値であった。しかし、砂岩やチャートとモンモリロナイトを含む安山岩の大きな差はナトリウムの溶出量に表れている。

ナトリウム濃度は反応前は1000mMであるので、いずれの岩石においても減っていることになる。C、Dは900mM前半であり、図-4に示すように70~90mMは岩石に吸着したものと考えられる。珪素濃度の大きい安山岩は、およそ800mM前半であり、100~200mMの吸着があることになる。一方、モンモリロナイトを含む岩石の場合は700~760mMになり、240~300mMものナトリウムが吸着されている。これは、モンモリロナイトの陽イオン交換容量の大きさと考えられる。

反応生成物中の、ナトリウムと珪素以外の元素はごく微量であった。岩石の骨格にアルミニウムを含む、CやE、F、G等では、アルミニウムが数mmol/l測定されている。カルシウムはごく微量であり、マグネシウムは殆ど検出されなかった。すなわち、反応生成物は珪酸アルカリが殆どであり、他の成分はごく微量であることが判った。骨材から溶出するシリケートはオルト型であることが判っているので、オルト型珪酸アルカリが生成ゲルが主成分であると考えて良いことになる。

#### 4. 3 化学法に関する考察

これまでに得られた知見をもとに、有害骨材の判定法である化学法について考察を行った。化学法では骨材をアルカリと反応させ、溶液へのSiの溶出量(Sc)とアルカリ溶液の水酸イオン濃度の減少量(Rc)によって、有害か無害かを判定している。これらの判定基準は、多くの骨材についてのモルタルバー法による試験との対比から作成された、判定曲線によって行われている。反応機構からみた判定曲線に関する試算を行った。

骨材の結晶構造や岩種、組成等によって、同じ数のシロキサン結合を切っても生成物の量は異なって

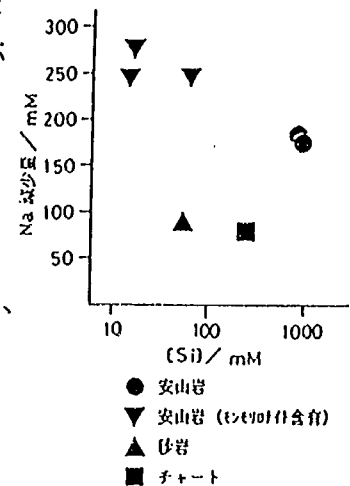


図-4 反応による珪素溶出量とナトリウム減少量

くると考えられる。そこで生成物の『出易さ』を $\Lambda$ という骨材固有の値を考えると、式(1)のようにあらわすことができる。

$$[\text{生成物の量}/\text{mmol/l}] = \Lambda \cdot [\text{シロキサン結合を切った数}/\text{mmol/l}] \quad \cdots \cdots (1)$$

$\Lambda$ の値が大きい骨材ほど有害であると考えることができる。そこである値 $\Lambda_0$ よりも $\Lambda$ が大きい時にその骨材が有害であるということができると仮定する。

式(1)において、 $[\text{生成物の量}/\text{mmol/l}]$ はそのまま $S_c$ に置き換えることができるが、 $[\text{シロキサン結合を切った数}/\text{mmol/l}]$ については、さらに検討を要する。

$R_c$ の要因は図-5に示す3つが主なものと考えられる。図-5の①と③はいずれも中和であり、 $R_c$ は中和かシロキサン結合の切断によると考えてよいことになる。これを式に示すと式(2)のようになる。

$$R_c = [\text{中和によるOH}^- \text{の消費量}] + K \cdot [\text{シロキサン結合を切った数}] \quad \cdots \cdots (2)$$

$K$ を用いたのは、図-5の②③が連続しておきると、切断によって1個以上の $\text{OH}^-$ が消費される様に見えるので、それを補正するためである。中和による $\text{OH}^-$ の消費量を $B$ とすれば、式(1)および式(2)より、

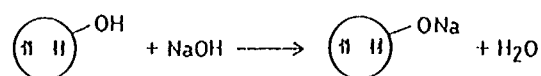
$$S_c = \Lambda / K \cdot (R_c - B) \quad \cdots \cdots (3)$$

これにより、判定曲線は、

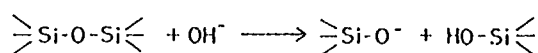
$$S_c = \Lambda_0 / K \cdot (R_c - B) \quad \cdots \cdots (4)$$

で表されることになる。判定曲線については、総プロにおける研究で、 $S_c = R_c$ となるように見直しが進められたが、式(4)において、 $\Lambda_0 / K = 1$ 、 $B = 0$ のとき同じ結果を得る。 $B = 0$ は、中和による $\text{OH}^-$ の消費が殆どないことを示すものである。

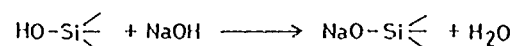
①骨材表面との中和



②シロキサン結合の切断



③ケイ酸ゲルの中和



ケイ酸ゲルのhydroxyl基は弱酸であるので、強アルカリの $\text{NaOH}$ と中和反応をして、ケイ酸ナトリウムを生成する。この際、 $\text{OH}^-$ が1当量消費される。

図-5 化学法の $R_c$ の要因

## 5. まとめ

岩石とアルカリの反応における、アルカリ金属陽イオンの影響については、特にナトリウムが反応を促進する働きをもち、カリウムにも多少の促進効果があることが判った。また、リチウムには、抑制する働きがあるという結果を得た。また反応機構については、図-2に示す反応モデルを提案した。

反応生成物に関する実験では、溶出実験による生成物は主に珪酸アルカリとアルカリ水酸化物の混合物と考えてよく、また、ナトリウムイオンは珪酸アルカリに多量に吸着していることが判った。

## 参考文献

- (1) Vivian, H. E. C. S. I. R. O., Aust. Bull. No. 256, p108(1950)
- (2) Diamond, S. Cement and Concrete Research, Vol. 5, p329(1975)
- (3) Nishizaki, I et.al. Proceedings 8th International Conference on AAR, p549(1989)

# PC げたのウェブ圧縮破壊耐力に関する実験的検討

構造橋梁部 橋梁研究室 藤原 稔  
 同 上 箕作 光一  
 同 上 O 杉山 純

## 1. まえがき

コンクリート構造物の設計法は、従来から使用されている許容応力度設計法に代わって、終局限界状態、使用限界状態、あるいは疲労限界状態の各種限界状態に対して照査を行う限界状態設計法へと移行しつつある。限界状態設計法は、許容応力度設計法に比べて合理的な設計法と考えられており、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編（以下、道示Ⅲと略す）においても同設計法への移行をめざして種々の検討が進められている。

PC げたの主な終局限界状態としては、曲げ破壊とせん断破壊が挙げられるが、これらのうち、曲げ破壊耐力の算定方法については既に確立されている<sup>1)</sup>。一方、せん断破壊には、斜引張鉄筋の降伏による斜引張破壊と、斜めひび割れ間のコンクリート部分の破壊によるウェブ圧縮破壊があるが、これらの破壊耐力の算定方法については十分に確立されているとは言い難い状況にある。その中でも、ウェブ圧縮破壊耐力に関しては、これに及ぼす斜引張鉄筋量、プレストレス力の影響等の把握が不十分であり、各国の設計基準においてもこれらの影響の評価が異なっているのが現状である。

本文では、このような状況を考慮し、大型供試体 9 体による静的荷重実験を行い、PC げたのウェブ圧縮破壊耐力について実験的な検討を行ったのでその結果について述べる。

## 2. 目 的

本研究では、主として PC げたのウェブ圧縮破壊耐力に及ぼす斜引張鉄筋量の影響を把握することを目的にした。

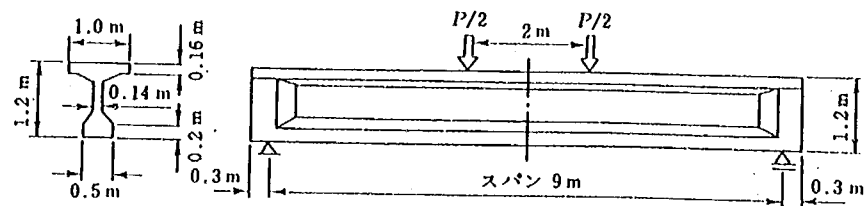


図-1 供試体の形状寸法および荷重方法

## 3. 実験方法

### 3. 1 供試体

図-1 および表-1 に、供試体の寸法および諸元を示す。供試体の数量は A から I までの計 9 体であり、いずれもけた長 9.6 m、けた高 1.2 m、ウェブ厚 14 cm の PC T げたである。軸方向鋼材としては、上フランジに直径 26 mm の PC 棒鋼 6 本、下フランジに直径 26 mm の PC 棒鋼 10 本と直径 25 mm の異形鉄筋 4 本をそれぞれ直線配置した。斜引張鉄筋については、直径 13 mm の異形鉄筋とし、その配置間隔を供試体 A から I までそれぞれ 5 cm から 40 cm まで変化させた。なお、プレストレス力の影響をみるため、斜引張鉄筋の配置間隔が 10 cm と同じ供試体 C と D および 30 cm と同じ供試体 G と H の支間中央下フランジの有効プレストレス（以下では、単にプレストレスと略す）の大きさを変化させた。

### 3. 2 荷重方法

荷重は、図-1 に示すように供試体のスパンを 9 m とし、荷重桁を用いてスパン中央に対して対称な 2 点において静的に加えた。実験では、軸方向鋼材が降伏するまで荷重制御方式で荷重を増し、その後軸方向鋼材の降伏時荷重と零荷重の間で 10 回程度繰返し荷重を行った後、供試体が破壊するまで

変位制御方式で載荷を行った。

#### 4. 結果とその考察

##### 4. 1 破壊性状

すべての供試体とも外観上はウェブのコンクリートの圧縮破壊を伴って耐荷力を失った。その破壊は、曲げひび割れや斜めひび割れが上フランジまで進展した段階で、載荷点直下を中心に生じた。供試

体AからCの場合には、ウェブ表面からコンクリート細紛が連続的に落下し始めた後に、コンクリート片が飛散するような急激な破壊であった。一方、供試体DからIの場合には、変形の増加につれて崩れ落ちるコンクリート片がしだいに増加するような緩やかな破壊であった。

##### 4. 2 耐荷力

表-2に、曲げひび割れ発生荷重、斜めひび割れ発生荷重、斜めひび割れ発生角度、ウェブ圧縮破壊荷重および斜引張鉄筋降伏荷重の実測値と計算値を示す。曲げひび割れおよび斜めひび割れの発生荷重の計算値は、それぞれ曲げ引張応力度および主引張応力度の最大値が表-1に示したコンクリートの引張強度に達するときの値であり、斜めひび割れ発生角度の計算値は、主応力計算によって求めた値である。ウェブ圧縮破壊荷重および斜引張鉄筋降伏荷重の計算値は、それぞれトラスモデルに基づいて導かれる式-(1)および式-(2)によって求めた値である。

$$S_{wc} = 0.87 \cdot \sigma_c \cdot \sin^2 \beta (\cot \beta + \cot \alpha) b w \cdot d \quad \cdots \cdots (1)$$

$$S_{ws} = \frac{0.87 \cdot A_{ws} \cdot \sigma_{sy} \cdot \sin \alpha (\cot \beta + \cot \alpha) d}{s} \quad \cdots \cdots (2)$$

ここに、

$S_{wc}$  : ウェブ圧縮破壊耐力 (せん断抵抗力) (kgf)

$b w$  : ウェブ厚 (cm)

$S_{ws}$  : 斜引張鉄筋降伏耐力 (せん断抵抗力) (kgf)

$d$  : 部材の有効高さ (cm)

$\sigma_c$  : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$A_{ws}$  : 斜引張鉄筋の断面積 (cm<sup>2</sup>)

$\beta$  : 斜めひび割れの水平軸に対する角度 (°)

$\sigma_{sy}$  : 斜引張鉄筋の降伏点 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 斜引張鉄筋の水平軸に対する角度 (°)

$s$  : 斜引張鉄筋の配置間隔 (cm)

同表において、曲げひび割れ発生荷重および斜めひび割れ発生荷重の計算値に対する実測値の比は、それぞれ9体の平均で1.01と0.63となっている。これより、コンクリートに生じる引張応力度が、材料試験によるコンクリートの引張強度に達したときにひび割れが生じるとする上述の仮定が、曲げひび割れ発生荷重の算定に対して比較的適合するのに対して、斜めひび割れ発生荷重の算定では大きな値を与えることが理解される。なお、プレストレスが小さい供試体DおよびHの斜めひび割れ発生荷重の実測値は、いずれも計算値に比べてかなり小さい。これは、これらの供試体において曲げひび

表-1 供試体の主要諸元

| 供試体 | コンクリートの強度 <sup>1)</sup>       |                               | 支間中央での有効 <sup>2)</sup>       |       | 斜引張鉄筋<br>の配置間隔 <sup>3)</sup><br>" (c m) | 軸 方 向 鋼 材                                    |                                                  |                         |
|-----|-------------------------------|-------------------------------|------------------------------|-------|-----------------------------------------|----------------------------------------------|--------------------------------------------------|-------------------------|
|     | 圧縮強度<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | 引張強度<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | プレストレス (kg/cm <sup>2</sup> ) |       |                                         | 上 側                                          | 下 側                                              |                         |
|     |                               |                               | 上 側                          | 下 側   |                                         |                                              | P C 鋼 材                                          | 異 形 鉄 筋                 |
| A   | 320                           | 32.2                          | -16.4                        | 106.9 | 5                                       | S B P R<br>95/120,<br>φ 26 :<br>6本<br>(ク-ス無) | S B P R<br>95/120,<br>φ 26 :<br>10本<br>(φ 40φ-ス) | S D 35,<br>D 25 :<br>4本 |
| B   | 381                           | 34.7                          | -16.8                        | 109.1 | 6 (70)                                  |                                              |                                                  |                         |
| C   | 276                           | 24.2                          | -20.7                        | 135.0 | 10                                      |                                              |                                                  |                         |
| D   | 314                           | 30.6                          | - 1.1                        | 6.8   | 10                                      |                                              |                                                  |                         |
| E   | 313                           | 28.6                          | -20.4                        | 132.5 | 14                                      |                                              |                                                  |                         |
| F   | 349                           | 30.4                          | -16.2                        | 105.8 | 20                                      |                                              |                                                  |                         |
| G   | 360                           | 29.2                          | -21.4                        | 137.9 | 30                                      |                                              |                                                  |                         |
| H   | 402                           | 29.3                          | - 0.5                        | 3.2   | 30                                      |                                              |                                                  |                         |
| I   | 325                           | 29.5                          | -20.9                        | 134.5 | 40                                      |                                              |                                                  |                         |

注1) コンクリートの強度は、載荷実験直前に行った材料試験(φ10×h20cmのシリンダー)による値を示す。

注2) 支間中央での有効プレストレスは、負が引張、正が圧縮を示す。

注3) 斜引張鉄筋は、供試体BにS B P R 95/110, φ 13を用いたほかは、すべてS D 35 D 13を用いた。

供試体Bのカッコ内の数値はS B P R 95/110 φ 13の配置間隔を示す。

割れが斜めひび割れに先行して生じたためと考えられる。一方、斜めひび割れ発生角度については、計算値に対する実測値の比は0.95~1.27であり、両者は比較的一致している。

ウェブ圧縮破壊荷重に関しては、計算値に対する実測値の比は0.35~0.83であり、その比は斜引張鉄筋量が少なくなるほど小さくなっている。

斜引張鉄筋の降伏荷重に関しては、計算値に対する実測値の比は0.78~2.11であり、斜引張鉄筋の配置間隔が大きくなるに従ってその比が大きくなっている。

#### 4. 3 ウェブ圧縮破壊耐力と斜引張鉄筋量の関係

式-(1)で示されるウェブ圧縮破壊耐力に対する式-(2)で示される斜引張鉄筋降伏耐力の比を係数  $K_x$  としてこれを横軸にとり、斜めひびわれ発生角度を主応力計算により求めた場合のウェブ圧縮破壊荷重の計算値に対する最大荷重の比を縦軸にとって、実験結果を示したのが図-2である。ただし、

表-2 実験結果の概要

| 供試体 | 曲げひび割れ発生荷重     |                |           | 斜めひび割れ発生荷重     |                |           | 斜めひび割れ発生角度(°) |           |                   | ウェブ圧縮破壊荷重      |                |           | 斜引張鉄筋降伏荷重      |                |           |
|-----|----------------|----------------|-----------|----------------|----------------|-----------|---------------|-----------|-------------------|----------------|----------------|-----------|----------------|----------------|-----------|
|     | $P_c$<br>(ton) | $P_m$<br>(ton) | $P_m/P_c$ | $P_c$<br>(ton) | $P_m$<br>(ton) | $P_m/P_c$ | $\beta_c$     | $\beta_m$ | $\beta_m/\beta_c$ | $P_c$<br>(ton) | $P_m$<br>(ton) | $P_m/P_c$ | $P_c$<br>(ton) | $P_m$<br>(ton) | $P_m/P_c$ |
| A   | 102            | 120            | 1.18      | 138            | 100            | 0.73      | 34.0          | 36.8      | 1.08              | 374            | 310            | 0.83      | 535            | —              | —         |
| B   | 105            | 120            | 1.14      | 158            | 110            | 0.70      | 36.3          | 38.8      | 1.07              | 458            | 332            | 0.73      | 460            | —              | —         |
| C   | 121            | 100            | 0.83      | 122            | 90             | 0.74      | 29.9          | 37.9      | 1.27              | 299            | 234            | 0.78      | 301            | 234            | 0.78      |
| D   | 18             | 10             | 0.56      | 91             | 30             | 0.33      | 44.0          | 42.8      | 0.97              | 395            | 257            | 0.65      | 179            | 220            | 1.23      |
| E   | 122            | 100            | 0.82      | 136            | 84             | 0.62      | 31.4          | 33.6      | 1.07              | 350            | 240            | 0.69      | 203            | 200            | 0.99      |
| F   | 102            | 120            | 1.18      | 134            | 80             | 0.60      | 33.6          | 35.3      | 1.05              | 405            | 200            | 0.49      | 135            | 190            | 1.41      |
| G   | 123            | 120            | 0.98      | 138            | 100            | 0.73      | 31.5          | 34.3      | 1.09              | 404            | 209            | 0.52      | 95             | 160            | 1.68      |
| H   | 12             | 20             | 1.67      | 81             | 40             | 0.49      | 44.6          | 42.2      | 0.95              | 506            | 180            | 0.35      | 59             | 110            | 1.87      |
| I   | 120            | 90             | 0.75      | 138            | 100            | 0.73      | 31.8          | 35.3      | 1.10              | 366            | 175            | 0.48      | 71             | 150            | 2.11      |

注1) 添字 c および m は、それぞれ計算値、実測値を意味している。

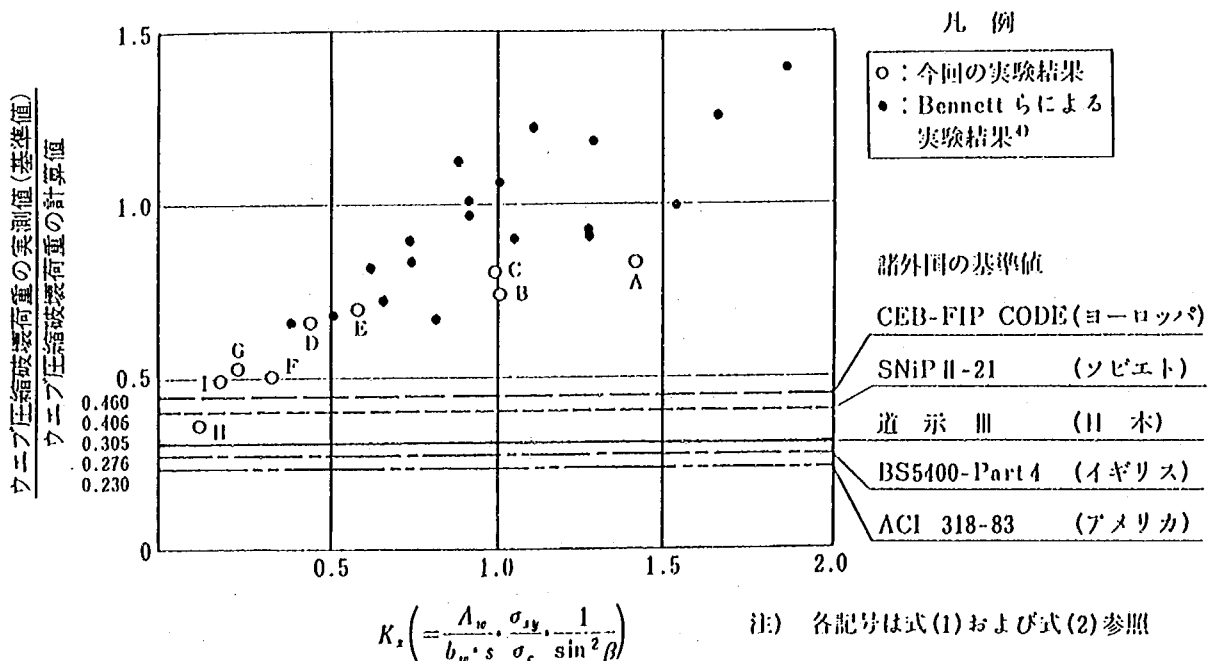
注2) 曲げひび割れ発生荷重はスパン中央での値を示す。

注3) 斜めひび割れ発生荷重はせん断スパン内圆心軸上の値を示す。

注4) 斜めひび割れ発生角度は圆心軸上の平均値を示す。

注5) ウェブ圧縮破壊荷重、斜引張鉄筋降伏荷重の計算値は、主応力計算によって求めた発生角度とした場合の値を示す。

注6) 斜引張鉄筋降伏荷重の算定では、コンクリートが受け持つせん断力を無視している。



$K \times$  の計算にあたっては、コンクリートの受け持つせん断抵抗力が斜引張鉄筋によって受け持たれるせん断力に比べてかなり小さいため、これを無視している。同図には、また主な図のウェブ圧縮破壊に関する基準値および Bennett らの実験結果<sup>2)</sup>を示した。

係数  $K \times$  が 1.0 を下回る場合、すなわち計算上斜引張鉄筋の降伏でその破壊耐力が決定される供試体 D から I の場合は、ウェブ圧縮破壊荷重の計算値に対する最大荷重の比が  $K \times$  にほぼ比例して増加している。これに対して、 $K \times$  が 1.0 以上、すなわち計算上ウェブ圧縮破壊でその破壊耐力が決定される供試体 A から C の場合は、ウェブ圧縮破壊荷重の計算値に対する最大荷重の比が 0.8 付近にほぼ一定している。このように斜引張鉄筋の降伏の影響を受けない場合のウェブ圧縮破壊耐力は、道示 III をはじめ各国の設計基準による耐力に比べてかなり高いことがわかる。すなわち、道示 III をはじめ各国の設計基準では、ウェブ圧縮破壊耐力を、図-2 に示すように式-(1)による値の 0.23 から 0.46 倍に設定しているが、実際にはその 0.8 倍程度であることがわかる。なお、Bennett らの実験はウェブ厚 25mm、けた高 460mm 程度の供試体を用いて行われたものであり、 $K \times$  が 0.4 以上の供試体を対象としているが、その結果は今回の実験結果より全般的に高くなっている。

#### 4. 4 ウェブ圧縮破壊耐力に及ぼすプレストレス力の影響

トラスモデルに基づけば、プレストレスが大きいほど、圧縮斜材（斜めひび割れ間のコンクリート部分）の傾きが大きくなり、それに伴ってウェブのコンクリートに作用する圧縮力が大きくなるため、ウェブ圧縮破壊耐力が低下することになる。斜引張鉄筋の配置間隔を 10cm と同じにしてプレストレス（支間中央、下縁）の大きさをそれぞれ 135.0, 6.8kg/cm<sup>2</sup> と変えた供試体 C と D については、前者が斜引張破壊を生じ、後者がウェブ圧縮破壊を生じたために直接両者を比較することができなかった。一方、斜引張鉄筋の配置間隔を 30cm と同じにしてプレストレスの大きさをそれぞれ 137.9, 3.2kg/cm<sup>2</sup> と変えた供試体 G と H については、プレストレスの影響が斜引張鉄筋降伏荷重に認められた。すなわち、表-2 において、プレストレスの影響を考慮に入れて主筋力計算によって求めた供試体 G の斜引張鉄筋降伏荷重の計算値に対する供試体 H の同計算値の比 0.621 は、供試体 G の斜引張鉄筋の降伏荷重の実測値に対する供試体 H の同実測値の比 0.688 に比較的近い値となっている。

#### 5. まとめ

本実験から得られた主要な結論をまとめると次のとおりである。

- (1) 斜引張鉄筋の降伏の影響を受けない場合のウェブ圧縮破壊耐力は、現行の道示 III をはじめ各国の設計基準による値に比べて 2 ～ 3 倍程度高いことが確認された。また、斜引張鉄筋の降伏の影響を受ける場合のウェブ圧縮破壊耐力は、斜引張鉄筋量とほぼ比例関係を有することが理解された。
- (2) ウェブ圧縮破壊耐力に及ぼすプレストレス力の影響については十分に確認できなかった。しかし、このプレストレスの影響によって斜引張鉄筋降伏耐力が大きくなることが確認された。

本実験から十分に確認できなかったウェブ圧縮破壊耐力に及ぼすプレストレス力の影響については、連続げたの終局状態に関する研究で実施する載荷実験により検討する予定である。

#### <参考文献>

- 1) 道路橋示方書 III・同解説、日本道路協会、昭和 53 年 1 月
- 2) E.W. Bennett, B.M.A. Balasooriya (松貝 勇訳): Shear Strength of Prestressed Beams with Thin Webs Failing in Inclined Compression, コンクリートジャーナル, Vol. 11, No. 7, July 1973
- 3) 藤原稔他: PC げたのウェブ圧縮破壊耐力に関する実験的検討, 土木技術資料 30-10, 1988

# 高速走行時のすべり摩擦に関する考察

道路部 道路研究室 岡 邦彦

## 1. 求 え が き

本格的な高速道路時代を迎えて既に20年以上が経過するが、一部の高速道路では交通容量を超えることもしばしば生じており、第2の高速道路を求める声も唱えられている。また、電子機器や精密機械の急速な進歩によって自動車の性能も急速に向上しており、自動車交通の高速化に対する社会的ニーズはさらに強まる傾向にある。

このようなより高速化を求める社会的要請に対して、湿潤路面における高速走行時のすべり摩擦の問題は走行時の安全性を確保する上において重要な課題の一つであり、路面とタイヤの間に生じるすべり摩擦およびそのときの現象の把握が求められている。

## 2. 調査目的

湿潤路面を高速走行する場合に路面とタイヤ間に生じるすべり摩擦の値は、路面の状態（路面上の水膜厚）、走行状態（走行速度）およびタイヤ状態（タイヤ摩耗率）などによって大きく異なる。

そこで、土木研究所構内の試験走路（アスファルト路面および水路）において、当研究所所有の高速道路試験車を用いて、湿潤路面における高速走行時（最高 140km/h）のすべり摩擦係数を測定し、タイヤ摩耗率・水膜厚および走行速度とすべり摩擦の関係さらにハイドロプレーニング状態の発生の有無について考察を行った。

### 3. 実験方法

### (1) すべり摩擦係数の測定方法

## すべり摩擦係数の測定方

表-1 高速道路試験車諸元

| 型式<br>寸法 | 三菱 (FUSO)         | HS725SA |
|----------|-------------------|---------|
| 全長       | 11,040            | mm      |
| 全幅       | 2,490             | mm      |
| 全高       | 3,130             | mm      |
| ホイールベース  | 6,500             | mm      |
| 最低地上高    | 205               | mm      |
| 車両重量     | 14,280            | kg      |
| 総重量      | 14,770            | kg      |
| 登坂能力     | $\tan\theta=0.35$ |         |
| 最高速度     | 140               | km/h    |
| 最小回転半径   | 10.8              | m       |

法は、高速道路試験車が湿潤状態の路面を一定走行しているときに試験車本体とは関係のない試験輪のみに制動（ブレーキ）をかけ、そのとき試験輪に作用するブレーキ力から路面と試験輪との間に生ずるすべり摩擦を測定するものである。高速道路試験車の概要は表-1のとおりで、すべり摩擦測定装置の構成は図-1に示すとおりである。試験輪は、165-13（タイヤ内圧 $2.2\text{kgf/cm}^2$ ）の摩耗率 0%, 60%, 80% のタイヤを装着し、試験輪荷重は $390\text{kgf}$ として実験を行った。

|    |          |                   |
|----|----------|-------------------|
| 型式 | 三菱(FUSO) | MS725SA           |
| 寸法 | 全長       | 11,040 mm         |
|    | 全幅       | 2,490 mm          |
|    | 全高       | 3,130 mm          |
|    | ホイールベース  | 6,500 mm          |
|    | 最低地上高    | 205 mm            |
| 重量 | 車両重量     | 14,280 kg         |
|    | 総重量      | 14,770 kg         |
| 性能 | 登坂能力     | $\tan\theta=0.35$ |
|    | 最高速度     | 140 km/h          |
|    | 最小回轉半径   | 10.8 m            |

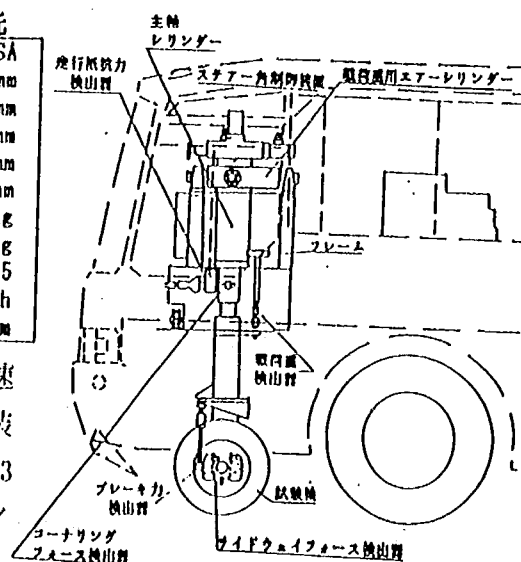


図-1 すべり摩擦測定装置

## (2) 実験条件

湿潤路面として水膜厚0.5~4.0mmのアスファルト路面における高速走行時のすべり摩擦係数について測定を行った。また水膜厚0.5~4.0mmのアスファルト路面ではすべり摩擦係数の値が比較的大きくハイドロプレーニング状態を明確に確認することはできないと予想されるため、すべり摩擦係数とハイドロプレーニング状態の関係については、水膜厚0.25~4.0 mmの平滑な路面（コンクリート路面の水路）において調査を行った。なお、ハイドロプレーニング状態の調査はタイヤの状態をビデオ撮影することによって行うものとし、既存の研究からハイドロプレーニング状態の発生の可能性が予想されるものについて実験を行った。

## 4. 実験結果および考察

### 4-1 走行速度とすべり摩擦係数の関係

今回の実験結果を過去の実験結果と比較すると図-2に示す通りである。図中、既存の土研式<sup>1)</sup>は名神高速道路の湿潤（水膜厚0.5~1.0mm）アスファルト路面における実験結果（走行速度40~80km/h）から、また西独の式<sup>2)</sup>は西ドイツでの湿潤路面におけるすべり抵抗値の測定結果（走行速度20~80km/h）から得られた式であり、○、□、△印は水膜厚1.0mmのアスファルト路面における今回の実験結果である。

次に、タイヤ摩耗率別にアスファルト路面における走行速度とすべり摩擦係数の実験結果を図-3~図-5に示す。これより、すべり摩擦係数が約0.1以下になると、走行速度の増加によるすべり摩擦係数の変化が極端に小さくなり、ハイドロプレーニングかそれに近い状態が発生している可能性があると考えられる。

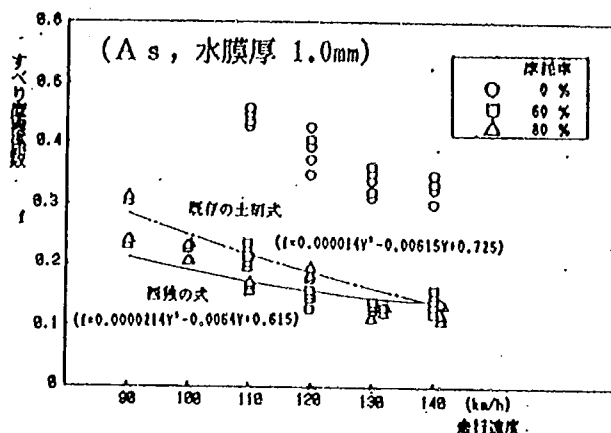


図-2 走行速度とすべり摩擦係数

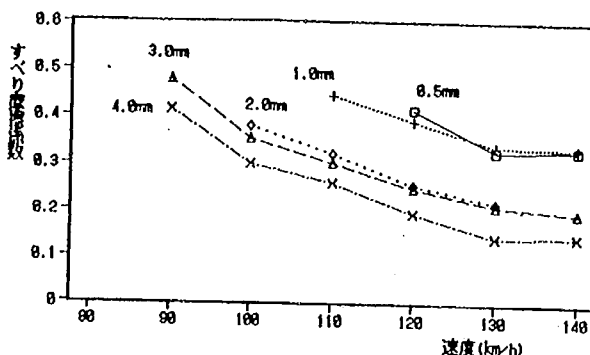


図-3 走行速度とすべり摩擦係数の関係  
アスファルト路面（摩耗率0%）

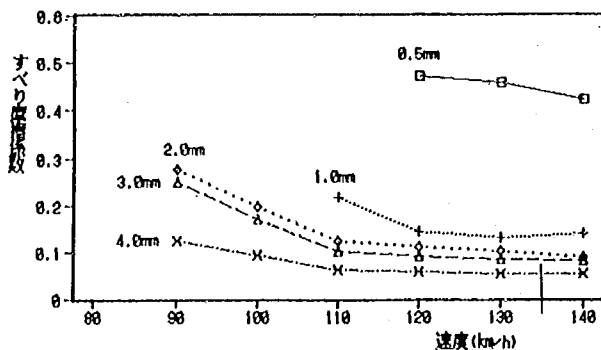


図-4 走行速度とすべり摩擦係数の関係  
アスファルト路面（摩耗率60%）

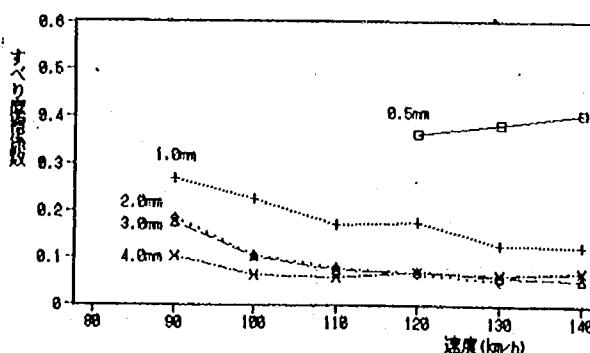


図-5 走行速度とすべり摩擦係数の関係  
アスファルト路面（摩耗率80%）

#### 4-2 すべり摩擦係数とハイドロプレーニング

ハイドロプレーニング<sup>7)</sup>とは、航空機が着陸する際に滑走路と車輪の間に十分な摩擦力がないため、停止した状態の車輪が滑走路と完全に接触した状態での回転にまで達せず、車輪が滑走路を滑る現象とされている。

この現象を自動車に適用すると、走行中の車両にブレーキをかけた後、ブレーキを解除したときにタイヤが路面と完全に接触した回転に復さない、もしくは復するまでに時間遅れが生じる状態と考えられ、ブレーキをかけている間および回転が復するまでの間タイヤの制動性あるいは操舵性に低下が生じる。そこで、走行時のタイヤの制動性あるいは操舵性を勘案し、ブレーキを解除したときにタイヤが路面と完全に接触した回転に復するまでに時間遅れが生じる状態をハイドロプレーニング状態と定義できる。

いま水膜厚0.25～4.0 mmの平滑な路面（コンクリート路面の水路）においてすべり摩擦測定時に撮影したビデオ画像から、ブレーキを解除したときにタイヤが路面と完全に接触した回転に復するまでの時間 $T$ を調査することによって、時間遅れが観測されるものをハイドロプレーニング状態、わずかながら時間おくれが観測されるものを部分ハイドロプレーニング状態として整理した。その結果は図-6に示す通りである。

なおタイヤと路面間に生じるすべり摩擦が前述の土研式（図-2）で与えられるものとして時間 $T$ を解析的に算定すると、走行速度 140km/hの場合 $T=0.2$ (秒)、走行速度 100km/hの場合 $T=0.1$ (秒)となり、ハイドロプレーニングの有無にかかわらずタイヤが路面と完全に接触した回転に復するまでの時間 $T$ として0.1～0.2秒要することがわかる。したがって、ハイドロプレーニングを起こしていないと判定したケースにおいても時間 $T$ が0でなく、0.1秒前後の値が計測されても特に矛盾を示すものではない。また、図-6に示された結果をすべり摩擦係数とハイドロプレーニング状態の発生割合の関係について整理すると図-7に示す通りである。

これらのことから、すべり摩擦係数が0.08以下ならばハイドロプレーニング状態に、すべり摩擦係数が0.11以下ならば部分ハイドロプレーニング状態になる可能性があるものと考えられる。

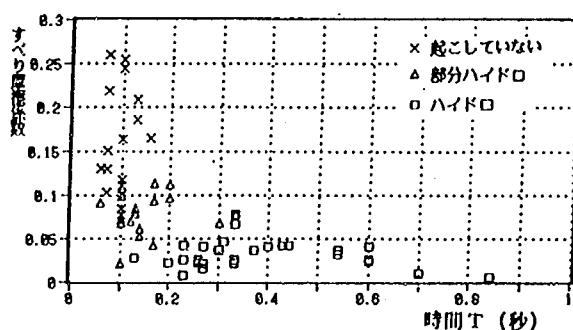


図-6 すべり摩擦係数と時間 $T$

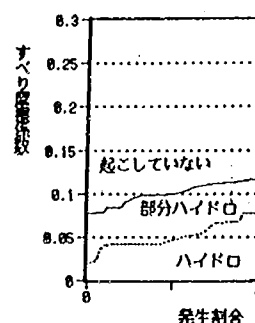


図-7 発生割合

#### 4-3 アスファルト路面における走行速度とハイドロプレーニング状態に関する考察

すべり摩擦係数とハイドロプレーニング状態に関する検討結果を図-3～図-5に適用することにより、アスファルト路面における走行速度とハイドロプレーニング状態の関係について検討を行った。これより、水膜厚 1.0mm以下の湿潤アスファルト路面では、走行速度 140km/h以下において摩擦率80%のタイヤでもハイドロプレーニング状態が発生する可能性はないものと考えられる。また、水膜厚

2.0mm以上では、摩耗率 0%のタイヤではハイドロプレーニング状態が発生する可能性はないが、摩耗率60%のタイヤでは 120km/h前後において、摩耗率80%のタイヤでは 100km/h前後から部分ハイドロプレーニング状態が発生する可能性があるものと考えられる。

#### 4-4 降雨強度と水膜厚の関係

ハイドロプレーニング状態には、水膜厚と走行速度が大きく影響している。そこで、各種降雨強度時において路面上に発生する水膜厚を求めた。図-8は、降水が路面上を流下するときの最大流下距離地点における水膜厚をマンニングの流速式<sup>1)</sup>により算定した結果を示したものである。これより、路面上の水膜厚が 2.0mm以上になるのは、流下距離が約10m の地点（片側3車線道路の左側走行車線の中央）でも約40~50mm/h程度の降雨強度が必要であり確率としては非常に小さいものと考えられる。

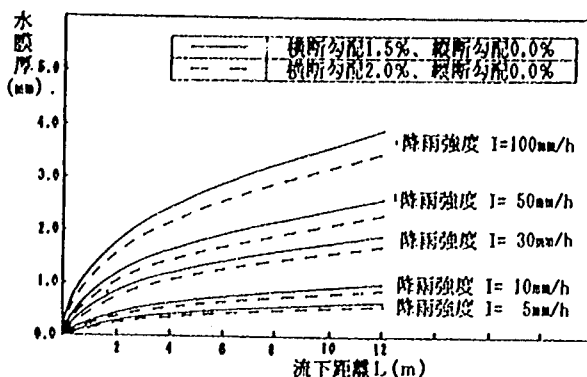


図-8 降雨強度と水膜厚の関係

#### 5.まとめ

本調査では、平滑な湿潤路面（水路）における高速走行時のすべり摩擦係数とそのときのタイヤの状態を調査することによって、すべり摩擦係数とハイドロプレーニング状態の関係を把握することができた。また、湿潤アスファルト路面における高速走行時のすべり摩擦係数を測定することによって、タイヤ摩耗率・水膜厚および走行速度からそのときのハイドロプレーニング状態の発生の有無を推定することが可能となった。その結果、湿潤アスファルト路面においてハイドロプレーニング状態が発生する確率は非常に小さいものと考えられる。

#### 参考文献

- 1) 市原 薫 「路面のすべり抵抗に関する研究(1)」土木研究所報告 第135号 1969
- 2) R.Lamm. "Driving Dynamics and Design Under Characteristics - A Contribution for Highway Design Under Special Consideration of Driving Speeds" Reports of the Institute of Highway and Railroad Design and Construction, University of Karlsruhe, Federal Republic of Germany, 1973, Vol.11.
- 3) Walter B. Horne and Robert C. Dreher "Phenomena of Pneumatic Tire Hydroplaning" NASA Technical Note D-2056, 1963
- 4) Bob, M.G. "The Effects of Rainfall Intensity, Pavement Cross Slope Surface Texture and Drainage Length on Pavement Water Depths" Texas Transportation Institute

# 旅行速度測定装置の開発

道路部新交通研究室 中口和巳

## 1. まえがき

道路交通の状況は、交通量、駐車車両の有無や個々の自動車の運転状況等により刻々と変化し、それにもとない旅行速度も変動しているものと考えられる。

現在、道路交通センサス等における旅行速度の調査方法は試験走行車に1～2名の調査員が同乗し、走行に要した時間をストップウォッチ等により計測する方法をとっている。

このような調査方法では数多くのデータを収集することが困難であるので調査の自動化が望まれている。

そこで、自動車の旅行速度を自動計測しデジタルデータとして収集する旅行速度測定装置及び解析用ソフトウェアの開発を行い、これを用いた旅行速度調査方法の実用性を調査した。

## 2. 目的

本研究は旅行速度調査における省力化や旅行速度データの精度向上及び均一化を図るために、旅行速度測定装置及び解析用ソフトウェアを開発するとともに、これを用いた調査方法の実用性を明らかにすることを目的としている。

## 3. 方法

自動車に搭載する旅行速度測定装置の開発及び収集データの処理をパソコンで行う解析用ソフトウェアの開発を行い、本装置を搭載した自動車で旅行時間、旅行距離等を一般道路において自動計測し、収集データを解析することにより旅行速度の実態把握を行う方法の実用性を検討する。

## 4. 旅行速度測定装置及び解析用ソフトウェアの開発

### 4. 1 旅行速度測定装置の概要

開発した旅行速度測定装置は図-1に示すように、回転検出器、データ収集本体部及びリモートボックスの3つの部分で構成されている。その仕組みは、自動車の変速器終段に取り付けられた「回転-パルス」変換機能を有する検出器から出力された信号を本体部で受け、そこで走行距離や所要時間等の自動計測処理を行い、調査区間単位でファイル化してフロッピーディスクに記録することができるものとなっている。またリモートボックスはデータ収集に必要な操作を行う機能と調査中のデータモニタ機能を有している。

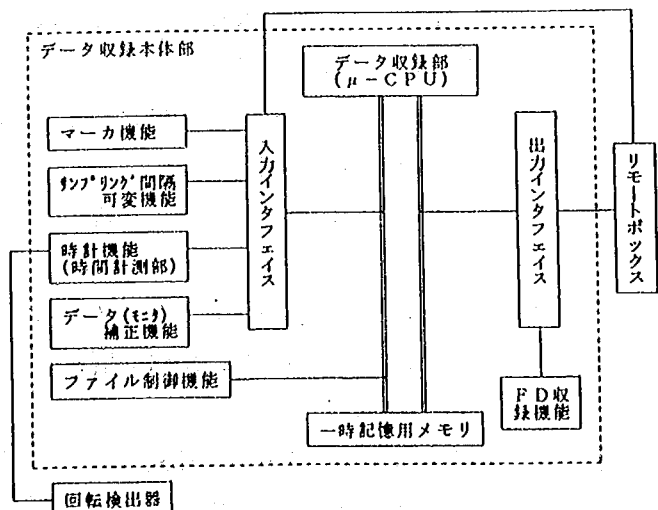


図-1 旅行速度測定装置の構成

### 1) 回転検出器

自動車の走行距離を約0.2mから約20mまでの任意の距離間隔で計測できるように、变速器終段における回転を200パルス/回転の距離パルス信号として出力する。また、自動車の後進等に対しては逆回転検出機能によりパルス単位で逆回転補正が1kmまで自動的に行なわれる。

### 2) データ収録本体部

データ収録本体部では、回転検出器から送られる距離パルス信号を事前に設定した校正用パラメータ値により補正し、設定したサンプリング間隔単位でデータを一時記憶メモリのファイルに随時記録する。

一時記憶メモリの収録可能なデータ量は、最大50,000ステップ以内であり、最大ファイル数は10ファイルとした。

測定終了後、一時記憶メモリのデータをファイル単位でフロッピーディスクに出力可能であり、ファイル管理に必要な日付及び時刻は、日本標準時に容易にセット可能である。

### 3) リモートボックス

遠隔操作機能として、調査起終点におけるデータ収録を行う【スタート】及び【ストップ】ボタンと、道路状況等その後の解析に利用できる8種類の【マーカ】ボタンを有する。また、モニタ機能として、積算走行距離、積算所要時間、区間走行距離、区間所要時間及び走行速度等の表示部を有する。

## 4. 2 解析ソフトウェアの概要

収集したデータの処理及び解析については、汎用のパソコンにより行うものとして旅行速度解析用のソフトウェアの開発を行った。解析ソフトの機能としては、収集データの距離補正を行うための「路線データ」ファイルの作成等解析に必要な各種機能を有している。ここで、「路線データ」ファイルとは、調査の起終点間において、解析する際におさえたい位置の起点からの距離を記録しているファイルのことである。また解析時に渋滞区間の自動抽出を行わせるため、以下の条件を解析ソフトに組み込んである。

**停止判定** : 通常の走行から速度が4km/h以下に低下した時点から、次に動き始めて速度が10km/h以上となった時点までを1回の停止とする。

**渋滞の定義** : 停止毎の各走行区間における平均速度が20km/h以下で最高速度が35km/h以下の走行区間を渋滞区間とする。

**判定補正** : 走行区間が300m未満の場合は、その直前区間の判定に置き換えて判定区間の連続性を果たせる。

さらに、自動抽出された渋滞区間の情報（渋滞区間長、平均速度、停止回数）はプリンタあるいはフロッピーディスク等へ出力させ渋滞区間情報の蓄積を容易にした。

## 4. 3 旅行速度測定装置の基本性能

開発した旅行速度測定装置を自動車に搭載して、土木研究所構内試験走路において既知の1km区間を用いて装置の基本性能を確認するために走行試験を行った。条件は次の通りとした。

- 車両条件
  - 車 種：ライトバン、ワゴン
  - ク イ ヤ：バイアス、ラジアル
  - 空 気 圧：低圧、標準、高圧
  - 乗車人員：1人、2人、3人、4人
- 路面条件
  - コンクリート舗装路面、コンクリート舗装上凹凸面
- 走行条件
  - 定速走行（20、50、70km/h）
  - パターン走行（発進、低速、停止の組み合わせ）
- 測定項目
  - 走行距離約40cmごとの所要時間と積算走行距離
  - タイヤ温度、静止時のタイヤ半径等

その結果としては、図-2に示すように車種とタイヤの組み合わせによりグループ化されその走行距離と各要因の関係はグループごとにそれぞれ類似な傾向を示しているのがわかる。さらに、各要因と測定距離の関係を抽出するために、車種とタイヤの組み合わせについて、自動車形式別の標準状態の測定値（3データ平均）をもとに測定距離を補正した値を用いて、分散分析（一元配置）、重回帰分析及び数量化I類分析による分析を行った。その結果として、タイヤの空気圧及び乗車人員による影響が大きいことがわかり、今回用いた2車種であれば図-3に示すように計測誤差値を調査前に乗車人員に応じて補正することで、より信頼性の高い旅行速度調査が行えることを確認することができた。なお、ここで対象としたような通常の使用条件の範囲内であれば、最大誤差が0.4%程度であり補正しなくても実用上さしつかえないと判断される。

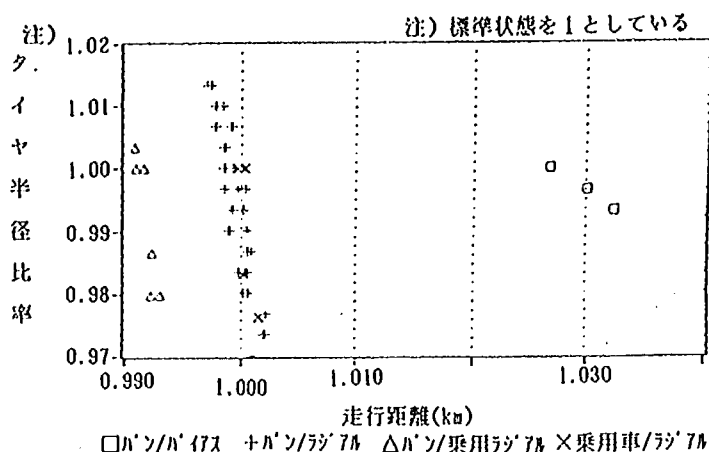


図-2 サンプルの分布図

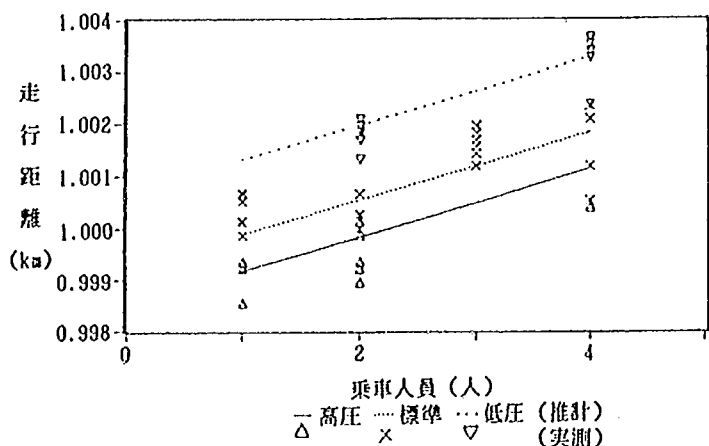


図-3 車両重量の違いと計測誤差例

## 5. 調査方法の実用性の検討

1台の自動車の走行軌跡が、その時間帯における交通状況をどの程度表わしているものであるかを把握するために、自動車に旅行速度測定装置を搭載し、一般車両の流れに添って走行したデータを収

集、解析した。図-4は一般国道14号上り区間のピーク時にデータを収集したものと、東京国道工事事務所が常時観測している交通量感知器データ及び同時刻にヘリコプターから観測した交通状況結果を比較したものである。

収集データと感知器データからの速度は、個々の値に多少の違いが見られるが、速度変化の傾向は似かよっている。

また自動抽出された渋滞区間長をヘリコプターから観測した自動車の滞留長と

比較してみるとある程度長い渋滞区間についてはほぼ一致しているが（ソフト上では、2.098km～4.161kmの区間を渋滞と判定）数百m程度の違いが見られることや、短い区間については解析ソフトを用いた判定では渋滞区間が現れないことがある。これは、解析ソフト上で走行区間を300m以上で走行状態を判別していることや、比較調査を行った両者の位置と時間に多少の違いがあったことに起因するものと思われる。

## 6. まとめ

今回開発した旅行速度測定装置を用いることで従来の方法に比べ旅行時間、旅行速度等の情報が高精度かつ容易に収集できる。また解析ソフトを用いることで調査区間の交通状況も容易に知ることができる。

従って、本装置を用いて多数のデータを収集することにより調査区間の交通状況の経時変化を把握でき、またデータの信頼性も従来よりは高くなると思われる。

今後は、本装置の操作性の向上をはかるとともに、データ収集方法等についても詳細な検討を行って行きたい。

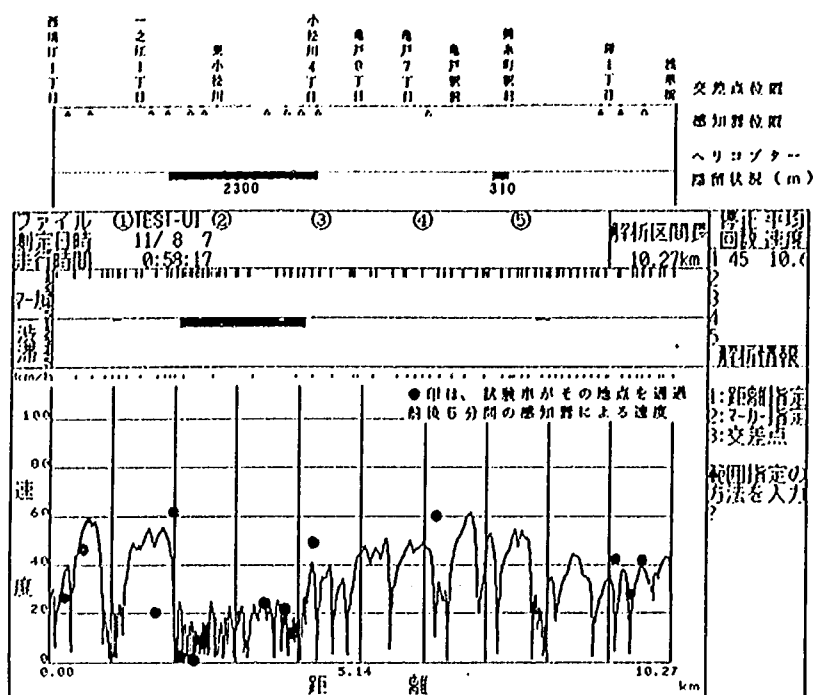


図-4 収集データの比較例

## 1. まえがき

わが国の道路の舗装延長は道路整備の進展に合わせて年々増大してきており、昭和30年初頭では1万km程度であったものが、昭和62年4月現在、一般道路で約70万km（簡易舗装含む）に達している。さらに今後も道路の整備とともに、舗装のストックは増え続けていくと考えられるが、これらの舗装が十分な機能を果していくためには、適時、適切な維持修繕を実施していくことが必要となる。これに対し、このような舗装ストックの急激な増加とも相まって、道路の維持管理関係の費用は急増しており、より経済的かつ効率的な維持修繕工法の検討が、今日の重要な課題のひとつとなっている。

一方、道路工事において発生する各種の舗装廃材も、道路整備の進展に合わせて年々増加しているが、舗装廃材は産業廃棄物に指定されているため、大都市およびその周辺部を中心として適切な処理場の確保が困難となっている。

このような背景から、舗装廃材の有効利用を図るため舗装廃材の舗装への再生利用が注目されるようになってきた。これに対応して建設省では、昭和57年度から技術研究会の指定課題として「舗装廃材の再生利用に関する研究」に取り組む等、再生舗装の技術基準の確立に向けた様々な検討を行っている。また、これらの検討にあたり、各地方建設局では各種再生舗装の試験舗装を積極的に行ってきた。

これらの再生舗装のうち、廃材を再生プラントで調整して再生加熱アスファルト混合物を製造し、舗装に再生利用する方式については、昭和57、58年度に全国的に試験舗装が行われた。その後追跡調査が継続されてきたが、昭和62年度で終了し土木研究所において調査結果を取りまとめるとともに、供用性の評価を行った。

本報告は、試験舗装の供用性の評価について紹介するものである。

## 2. 試験舗装の概要

表-1 試験舗装箇所

再生加熱アスファルト混合物（以下、再生混合物）を用いた試験舗装については、表-1に示すように昭和57、58年度において関東、中部、近畿、中国の4地建、計25箇所116工区で行った。な

| 地 建 名 | 57年度 | 58年度 | 合 計 |
|-------|------|------|-----|
| 関 東   | 10   | 7    | 17  |
| 中 部   | 1    | 1    | 2   |
| 近 畿   | 3    | 0    | 3   |
| 中 国   | 2    | 1    | 3   |
| 合 計   | 16   | 9    | 25  |

お、これらの試験舗装箇所は、全て一般地域（雪寒地域以外）である。

追跡調査は、各地建が個別に調査し、そのデータをもとに土木研究所で集計および解析を行った。調査は、路面性状、混合物性状について行い、路面性状については施工後翌々年度までは6月と10月に、それ以降は毎年10月に、また、混合物の性状については毎年10月に調査を実施した。

### 3. 再生アスファルト混合物の品質

再生混合物の製造に使用した廃材のアスファルトの針入度は図-1に示すように、19~45の範囲にあり、平均は29である。これを、「舗装廃材再生利用技術指針（案）」（以下、指針（案））の基準値20以上と比較した場合、ほぼ全ての工区は指針（案）の基準値を満足している。

廃材の使用率については、30%~100%の範囲内に一様に分布し、平均は50%である。また、約半数の工区は廃材の使用率が70%以上と高い工区である。

再生直後の混合物から抽出したアスファルトの針入度については、図-2に示すように、再生アスファルトの目標針入度40~60のものは28~57の範囲にあり、平均は48、針入度60~80のものは52~68の範囲にあり、平均は59である。再生アスファルトの目標針入度との比較では、指針（案）の基準値である再生アスファルトの目標針入度の70%以上かつ再生混合物の針入度35以上は、ほぼ全体の工区が満足している。

また、加熱混合前後の再生混合物の針入度低下と、新規のストレートアスファルト（以下、新アス）の場合の針入度低下の割合を比較した場合、新アスの加熱混合後の針入度は混合前の針入度の70~90%程度に低下するといわれていることから、再生直後の混合物の針入度は、新アスと同程度の範囲であると考えられる。

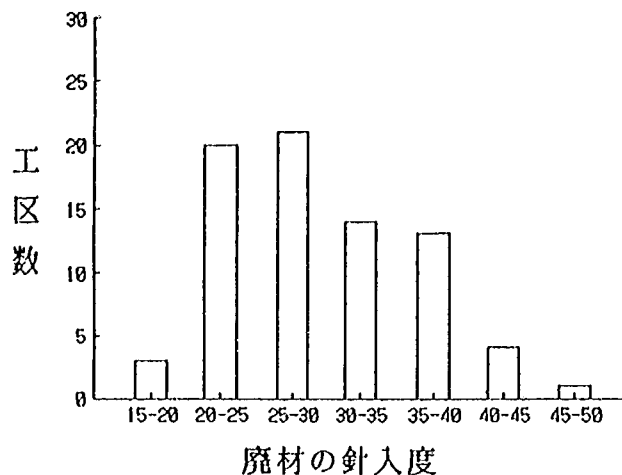


図-1 廃材の針入度

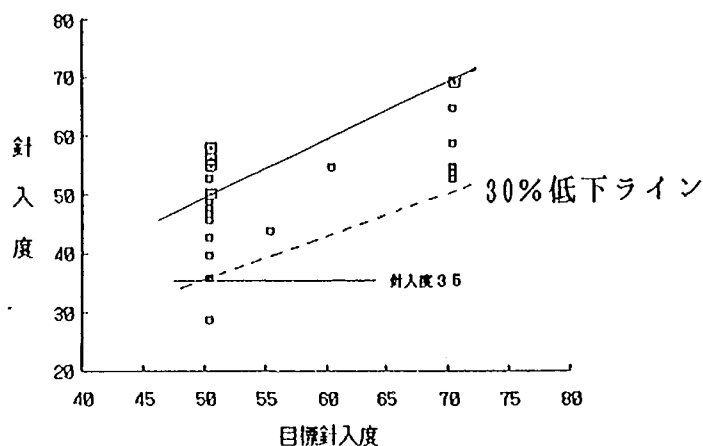


図-2 再生混合物の針入度の低下

### 4. 調査結果

再生混合物の舗装への適用層の違いについては、各工区を図-3に示すように分類して検討を行った。適用層別の供用性を図-4~5に示す。再生A（表層のみ再生混合物）と、

再生B（表層および基層以下の層に再生混合物）については、わだち掘れ量、ひびわれ率ともに明確な違いはない。再生C（表層に新規混合物、基層以下の層に再生混合物）については、わだち掘れ量

|    | (再生A) | (再生B) | (再生C) | (新材) |
|----|-------|-------|-------|------|
| 表層 | 再生    | 再生    | 新規    | 新規   |
| 基層 | 新規    | 再生    | 再生    | 新規   |

図-3 再生混合物の適用層

に多少のばらつきはあるが、明確な傾向は認められない。以上の結果より、これ以降の検討は、再生Cを解析からはずし、再生A、Bについては、再生混合物の適用層による区別を考慮せず表層のみに着目し検討を行った。

廃材の使用率別の供用性について図-6～7に示す。わだち掘れ量では廃材の使用率の違いによる差は無いことがわかる。ひびわれ率では、廃材の使用率が高いものほどひびわれ率が高くなる傾向があるが、廃材の使用率の高い工区の中にもひびわれ率が低いものもあり、ひびわれ率は大きくばらついているとも考がえられる。

再生混合物の適用層、廃材の使用率の違い等による検討から、わだち掘れ量については、新材と再生材で明確な違いが無いことがわかった。また、ひびわれ率については、新材のひびわれ率が約10%以下に対し、再生材のひびわれ率は一部に20%以上の高い値を示すものがあることがわかった。よって、これ以降の検討では、ひびわれ率について詳細に行うこととした。

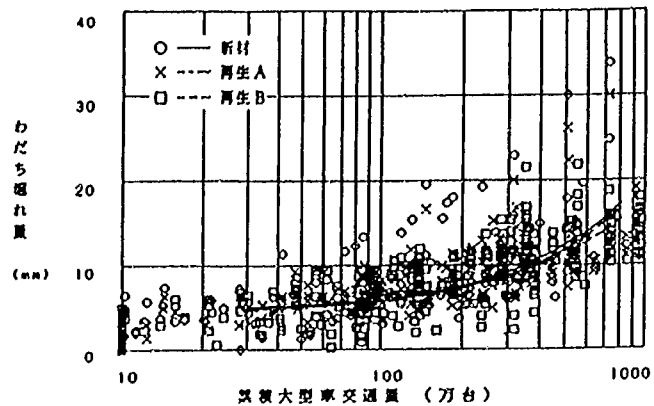


図-4 適用層とわだち掘れ量

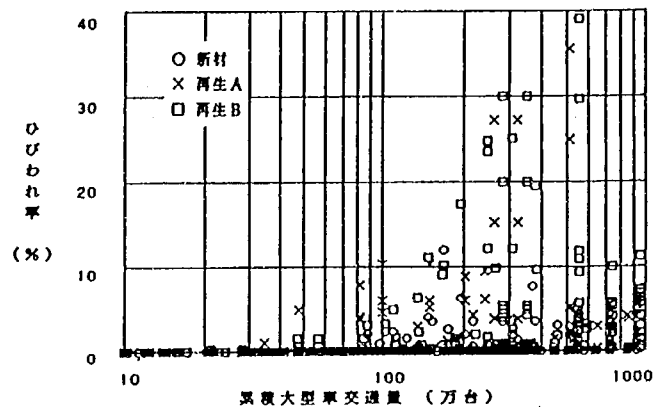


図-5 適用層とひびわれ率

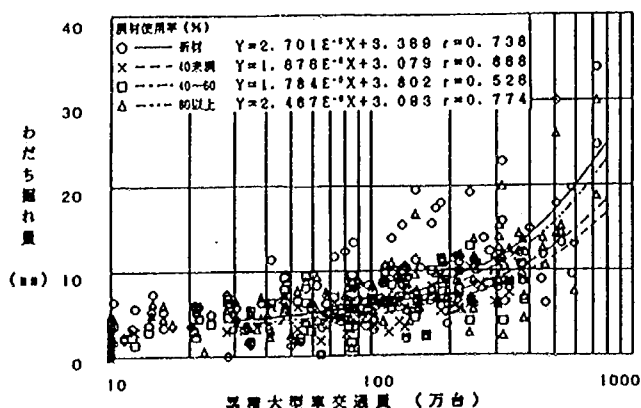


図-6 廃材使用率とわだち掘れ量

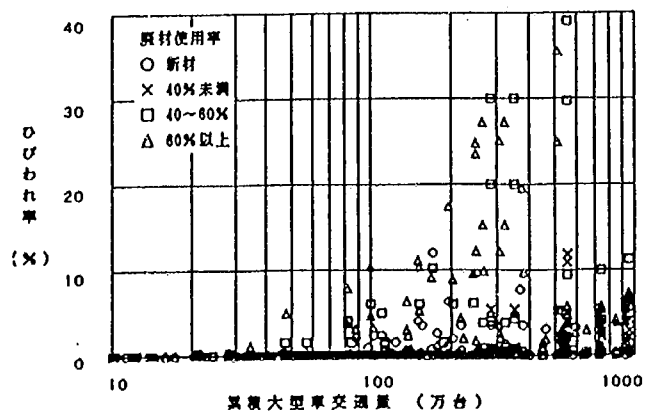


図-7 廃材使用率とひびわれ率

廃材の針入度とひびわれ率の関係（累積大型車交通量300万台時）については図-8に示すように、廃材針入度が低いものほどひびわれ率が高くなっているのがわかる。また、廃材使用率が高いものは、廃材の針入度に関係なくひびわれの発生が認められ、一部の工区でひびわれ率が高くなっているのがわかる。

アスファルト性状の経年変化、ひびわれ率の経年変化および廃材使用率の関係については図-9に示すように、大きくばらついているという感じであるが、全体的には経年数とともに針入度が低下していることがわかる。ひびわれ率との関連については、供用直後および供用後1年目で針入度が低下しても、それがひびわれの発生にむすびつくことはないが、供用後2年目からは針入度が低下してきたものの中にひびわれの発生が認められる。これらの工区は、廃材使用率が高いものほど顕著に表れている。また、これらは、経年数とともに針入度がより低下し、ひびわれ率も大きくなっていることがわかる。

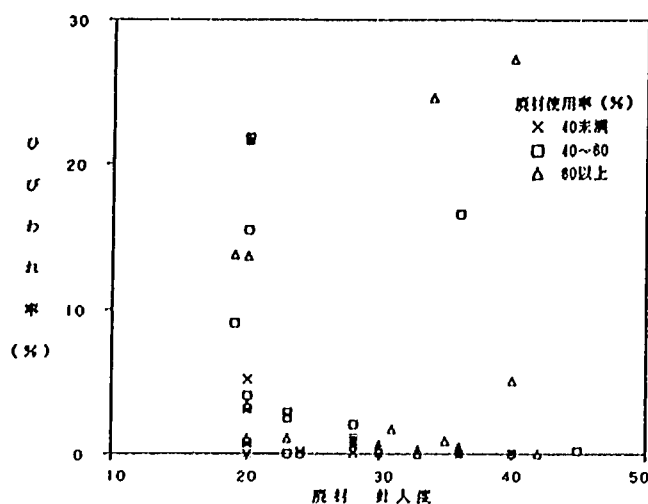


図-8 廃材の針入度とひびわれ率

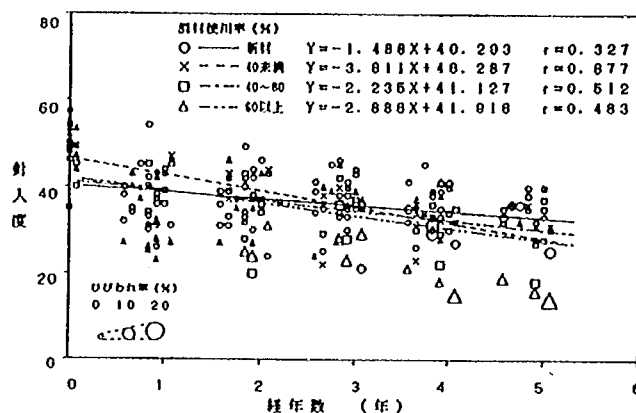


図-9 針入度の経年変化とひびわれ率

## 5. まとめ

以上の追跡調査の検討結果をまとめると次のとおりである。

- ①再生混合物の適用層の違いでは表層の違いによる影響が大きい。
- ②わだち掘れ量については、新材と再生材は同等である。
- ③再生材のひびわれ率は新材に比べ、ひびわれ率のばらつきが大きい。
- ④廃材の使用率が高いものは経年的なアスファルトの品質にばらつきがあり、ひびわれ発生率が高い。
- ⑤廃材の品質では、廃材の針入度が小さいほど、ひびわれの発生率が高い。

今回の検討から、再生混合物の一部には、再生後所要の品質が得られず、ひびわれを誘発するものがあると確認されたが、全体的な評価としては新材とほぼ同等の混合物であることがわかった。つまり、舗装に再生混合物を用いる場合は、廃材の品質、廃材の使用率等を適切に選定することが大切であると考えられる。

第28回 土木研究所研究発表会  
論文集

ISSN 0386-5878  
土 研 資 料 第2809号  
平成元年12月 (1989)  
建 設 省 土 木 研 究 所  
企 画 部 企 画 課

要 旨

本資料は、「第28回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。この発表会は、土木研究所が実施している調査・研究についての成果の発表及び若手研究者の発表能力の向上を目的として年1回開催している。

キーワード：研究発表会

○

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十一円切  
手をはって  
下さい。

茨城県つくば市大字旭一番地  
建設省土木研究所  
企画部企画課御中

No. \_\_\_\_\_

No. \_\_\_\_\_

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料第 2809 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

土木研究所資料第 2809 号

○