

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第3040号

第 30 回
土木研究所研究発表会
論 文 集

平成 3 年 12 月 3 日・4 日

建設省土木研究所

Copyright © (1991) 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3040号1991年12月

第 30 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30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、土木研究所で実施している調査・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. DNDレーダによる降水現象観測に関する研究	水 文 研 究 室	井川 貴史..... 1
2. 日本沿岸における1955年以降の海水準変動	海 岸 研 究 室	伊藤 弘之..... 5
3. 温室効果気体の下水処理場からの発生に関する調査	汚 泥 研 究 室 下 水 道 部	○水落 元之..... 9 京才 俊則
4. 前段ろ過・接触曝気法による下水中の窒素除去に関する研究	三 次 処 理 研 究 室 下 水 道 研 究 室	○滝沢 智.....13 宮原 茂
5. 湖沼流入河川における汚濁負荷量調査	水 質 研 究 室	高島英二郎.....17
6. 貯水池における曝気循環の効果に関する現地実験	水 資 源 開 発 研 究 室	天野 邦彦.....21
7. 海洋構造物への生物の付着挙動に関する研究	化 学 研 究 室	佐々木 巖.....25
8. ダム放流設備の主ゲート下流の整流管の水理特性	ダ ム 水 工 研 究 室	○宮脇 千晴.....29 桑原 幹郎
9. 河川構造物管理情報システムについて	シ ス テ ム 課	野口 勉.....33
10. 火砕流の堆積特性に関する実験	砂 防 研 究 室	○山田 孝.....37 矢島 重美
11. 降雨による室内斜面崩壊実験	急傾斜地崩壊研究室	工藤 賢二.....41
12. 集水井工の地下水排除効果に関する検討	新 潟 試 験 所	伊藤 和弘.....45
13. 植生を利用した霞ヶ浦浚渫土の脱水に関する実験	都 市 河 川 研 究 室	○清水 裕.....49 尾関 信行
14. 軟弱地盤の長期沈下予測に関する研究	土 質 研 究 室	佐藤 正博.....53
15. 孔内水平載荷試験による地盤の力学的な定数の評価	動 土 質 研 究 室	○西村 浩二.....57 古賀 泰之 鷺田 修三
16. 土壌ガスによる第四紀断層の活動性評価に関する研究	地 質 研 究 室	阿南 修司.....61
17. 重力式コンクリートダムに作用する地震時動水圧に関する解析的検討	ダ ム 構 造 研 究 室	佐々木 隆.....65
18. 液状化による地盤の流動特性に関する実験的検討	振 動 研 究 室	松本 秀應.....69

19. 明石海峡大橋全橋模型の一様流中での対風応答特性	構 造 研 究 室 本州四国連絡橋公団	横山 功一.....73 ○金崎 智樹 保田 雅彦
20. プレートガーダーの補剛材の交差部の構造が耐荷力におよぼす影響	橋 梁 研 究 室	西川 和廣.....77 村越 潤 ○鹿嶋 久義
21. トンネル内における分合流区間の設計に関する研究	道 路 研 究 室	松村 哲男.....81 ○福田 敬大 岩田 明
22. 交通渋滞の対策とその効果	新 交 通 研 究 室	斎藤 清志.....85 ○伊藤 善裕
23. カーブ区間の危険度評価手法について	交 通 安 全 研 究 室	河島 正治.....89 酒井 洋一 ○赤木 幸靖
24. 数値シミュレーションモデルによる大気拡散予測について	交 通 環 境 研 究 室	稲沢 太志.....93
25. 有限要素法によるトンネル内火災のシミュレーション	ト ン ネ ル 研 究 室	広瀬 哲司.....97

DNDレーダによる降水現象観測に関する研究

河川部水文研究室 井川 貴史

1. はじめに

洪水時の河川管理および積雪地帯の冬季の道路管理を適切に行うためには、広域でかつ面的に正確な降雨量や降雪量についての情報を入手する必要がある。このため建設省では過去20年以上にわたり、レーダによる降雨量や降雪量の観測法の研究開発を実施してきた。その成果は既にレーダ雨量計として各地方建設局に導入され活用されている。しかし、最近では、流出予測さらには降雨・降雪予測といったレーダ雨量計の高度利用の面から、さらに高精度の観測が必要となってきた。そのため、水文研究室では過去5年間にわたり、特殊レーダの1つであるDNDレーダ（直交二偏波・ドップラーレーダ）を開発し、降雨・降雪観測に関する研究を行ってきた。本報では、DNDレーダによる降雨観測手法とその観測精度について研究成果を報告する。

2. 目的

現行のレーダシステムにおいては、諸定数の決定のための地上値とのキャリブレーションが必要なため観測精度の向上には限界がある。この問題点を克服することによりさらに観測精度を向上させるような次世代レーダ雨量計システムを開発することを目的とする。

3. DNDレーダ（直交二偏波・ドップラーレーダ）の開発

レーダを用いた降雨観測の原理は、空中線（パラボラ状のアンテナ）から電波を発射し、それが雨滴や雪片などの降水粒子群に当たり、空中線に帰ってきたときの電波の強度（反射因子Zとよばれる量）を測定する。その強度をなんらかの方法で降雨強度Rに変換するというものである。

既存型のレーダ雨量計では、反射因子Z [mm⁶/m³]と降雨強度R [mm/h]との間で、 $Z = BR^{\beta}$ という経験式をあらかじめ作成しておき降雨強度を計算する。この方法では、地上雨量観測値とレーダ観測値との関係を過去の多数の観測データから降雨換算定数B、 β を設定しておかなければならない。しかし、その値は降雨成因により異なり空間的・時間的にも変動することがこれまでの観測から明らかにされている。これは主に雨滴の粒径分布がさまざまに変化するために引き起こされる。したがって、設定された定数が実観測において常に最適な値となるわけではなく、この影響が降雨強度の測定誤差となって現れる。

このような問題点を解決するため水文研究室 表-1 DNDレーダの仕様と
赤城山レーダの仕様

では、定数B、 β を設定することなしにレーダ情報のみから降雨強度が推定できるレーダ、DNDレーダ（直交二偏波・ドップラーレーダ）を開発した。DNDレーダの仕様を表-1に示す。比較のため既存型レーダ雨量計の1つである赤城山レーダの仕様も同時に示す。

DNDレーダは既存型レーダに加えて2種類の機能を有している。ひとつは、直交二偏波レ

	DNDレーダ		赤城山レーダ
	直交二偏波	ドップラー	
送信尖頭出力	7.5 kW		25.0 kW
定置観測範囲	40 km		120 km
送信周波数	5280 MHz		5300 MHz
空中線径	2 m		4 m
ビーム幅	1.8°		1.4°
偏波面	水平、垂直	水平	水平
偏波切換間隔	10秒、1分、1時間		
送信パルス幅	2 μs	0.5 μs	2 μs
繰り返し周波数	280 pps	1120 pps	444 pps
空中線回転数	6 rpm	1 rpm	3 rpm (PPI) 1.0 rpm (CAPPI)

ーダとしての機能であり、もうひとつはドップラーレーダとしての機能である。

直交二偏波モードでの観測では、水平偏波と垂直偏波の2種類の電波を交互に発射することにより、降水粒子の形状に関する情報を得ることができる。形状に関する情報は、雨滴の粒径分布の推定を可能にし、それを用いることによりレーダ情報のみから降雨強度が計算できる。

ドップラーモードでの観測では、ドップラー効果を利用して上層風（風向・風速）の測定が可能となる。この情報は、雨域の移動や雪観測における雪片の移流の予測に有力な情報となる。

本報では、直交二偏波モードにおける降雨観測手法と観測精度について紹介する。

4. DNDレーダにおける降雨観測手法

4. 1 降水粒子の形状と偏波特性

DNDレーダでは、直交二偏波観測モードにより水平偏波による反射因子 Z_H と垂直偏波による反射因子 Z_V の2種類のデータが得られる。これらから、次式で定義される反射因子差 Z_{DR} を求めることができる。

$$Z_{DR} = 10 \log (Z_H / Z_V) \quad [\text{dB}] \quad (1)$$

この値は、降水粒子の形状により下記のような値をとる。

降水粒子の形状が球・・・ $Z_{DR} = 0$

降水粒子の形状が縦長・・・ $Z_{DR} < 0$ ，降水粒子の形状が横長・・・ $Z_{DR} > 0$

雨滴の形状が全て球であるならば常に $Z_{DR} = 0$ であるが、実際はそうではない。大気中の雨滴は落下するときに空気抵抗を受けるため、真横から見たときに図-1のような形状をしている。雨滴の等価直径（偏球雨滴を同体積の球と考えた場合の直径）が大きくなるほど横方向に偏球してくることがわかる。したがって、 Z_{DR} を測定することにより、レーダビーム内に存在する雨滴の平均的な大きさを推定することができる。

4. 2 Z_{DR} を用いた降雨強度計算

理論的には、 Z_{DR} と雨滴の平均粒径の関係を利用して、さらに Z_H （あるいは Z_V ）と組み合わせることにより雨滴の粒径分布（単位体積中に何mmの雨滴が何個あるか）が推定できる。雨滴の粒径分布がわかれば降雨強度に変換することができる。しかし、この計算は非常に複雑でオンライン処理を考えた場合にはあまり良い方法ではない。そこで本研究では、 Z_H [mm^6/m^3]、 Z_{DR} [dB]と R [mm/h]との関係をあらかじめ理論計算により求め、それを従来のレーダ雨量計で使用している経験式と同じ形式で表現することを試みた。その結果、(2)式のように表せることがわかった。

$$Z_H = B R^\beta \quad (2)$$

$$\begin{cases} \beta = 1.0 \\ B = 446.7 \cdot Z_{DR}^{0.885} \quad (Z_{DR} \leq 0.4\text{dB}), \quad B = 619.4 \cdot Z_{DR}^{1.211} \quad (Z_{DR} > 0.4\text{dB}) \end{cases}$$

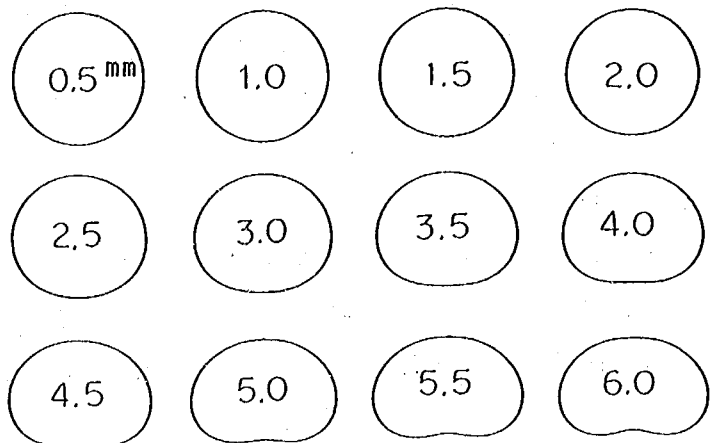


図-1 雨滴の形状
(図中の数字は等価直径を示す)

この関係を図で示すと図-2のとおりとなる。実線は各 Z_{DR} 値における $Z_H \sim R$ 関係（理論計算）を示す。また、点線は経験的に得られた B, β （ $B=221, \beta=1.3$ ）を用いた $Z_H \sim R$ 関係（観測値による回帰）である。両者の間で直線の傾きが異なるのは、次の理由による。すなわち、降雨強度が小さい場合は雨滴径が小さいため Z_{DR} も小さいが、降雨強度が大きくなると雨滴の偏球度が増し Z_{DR} も大きくなるので、経験的に（すなわち Z_{DR} を考慮することなしに） B, β を設定した場合には $\beta > 1$ となるのである。このような経験的關係はあくまでも平均的なものであるため、時間的・空間的に変化する降雨状態に対しては対応できない。それに対しDNDレーダでは、(2)式を用いることによりリアルタイムで最適な定数を設定できる。

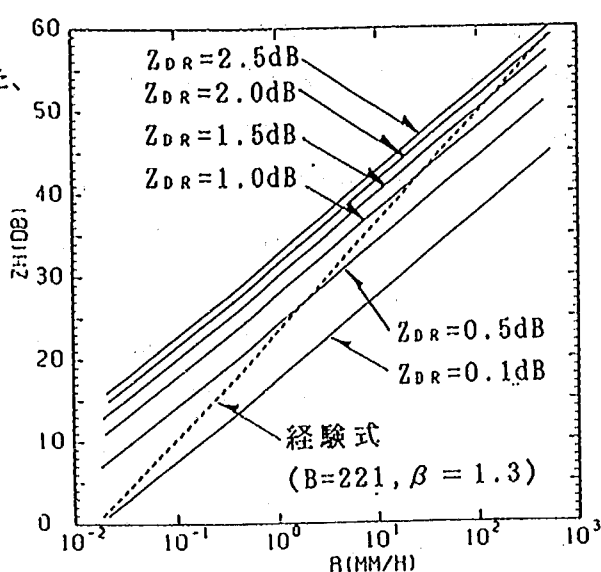


図-2 $Z_H \sim R \sim Z_{DR}$ 関係
 (—— 理論計算
 (--- 観測データから回帰)

5. 降雨観測精度

DNDレーダによる降雨観測の精度評価は、地上降雨観測データ（雨滴計及び転倒ます雨量計）とレーダ観測値を比較することにより行った。レーダ観測値は、(2)式により求められた降雨強度（以下「 Z_{DR} 法」と呼ぶ）だけでなく、既存型レーダと同じ方法（以下「 $B\beta$ 法」と呼ぶ）により求められた降雨強度も用い両者を対比することとした。なお、 $B\beta$ 法の換算定数は、1988年の観測データを用いて最も観測精度が良くなるようにし、 $B=200, \beta=1.6$ とした。

5. 1 降雨観測

降雨観測は九州久留米をレーダサイト（図-3参照）として、1988年から1990年までの6月～10月の期間に実施した。地上観測は、佐賀平野内に雨滴計3台及び転倒ます雨量計20台を設置し観測を行った。これらの観測データの中から、精度評価の対象データとして24降雨抽出した。1降雨は2時間～3時間程度のデータである。レーダデータは20秒間隔で得られるが、地上観測値と対比するために平均を行うこととした。雨滴計データと比較する場合は1分間平均とし、転倒ます雨量計データと比較する場合は5分間平均とした。

5. 2 精度評価

全対象降雨データ（ただし、ハードウェア上の性能を考慮して $Z_{DR} < 0.5$ dBのデータは除く）を用いて散布図を作成した。その結果を図-4に

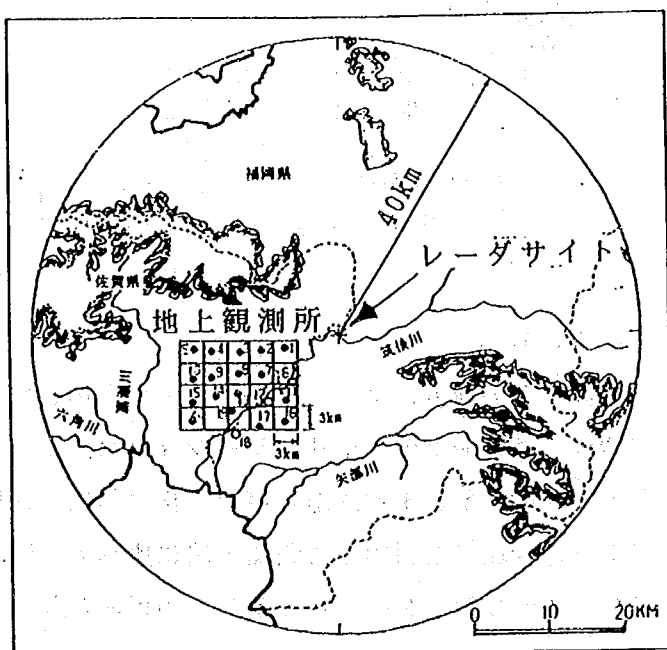


図-3 レーダサイトと観測範囲
 (■ 山地部 (標高400m以上) ● 雨量計 ○ 雨量計+雨滴計)

示す。(a)はZ_{DR}法によるレーダ降雨強度と地上雨量との対比、(b)はB β 法によるレーダ降雨強度と地上雨量との対比である。これから、次のことがわかる。

- ①相関係数、自乗平均誤差ともB β 法に比べてZ_{DR}法による精度が向上している。
- ②B β 法は、降雨強度の強い場合に過小評価となる傾向がある。また、降雨強度が小さい場合においても逆に過大評価となるケースが生じている。これらは、雨滴の粒径分布の変化に対応できないために生じている。
- ③Z_{DR}法は、ばらつきはあるが降雨強度の大小にかかわらず一定した精度が得られている。ばらつきの原因は、Z_{DR}自体の測定精度に少し課題が残されていること、及び上昇流の影響による高度方向の雨滴落下速度の変化によるものである。
- ④以上よりZ_{DR}法による降雨観測は十分可能であり、また従来のB β 法より精度を向上させることができることがわかった。

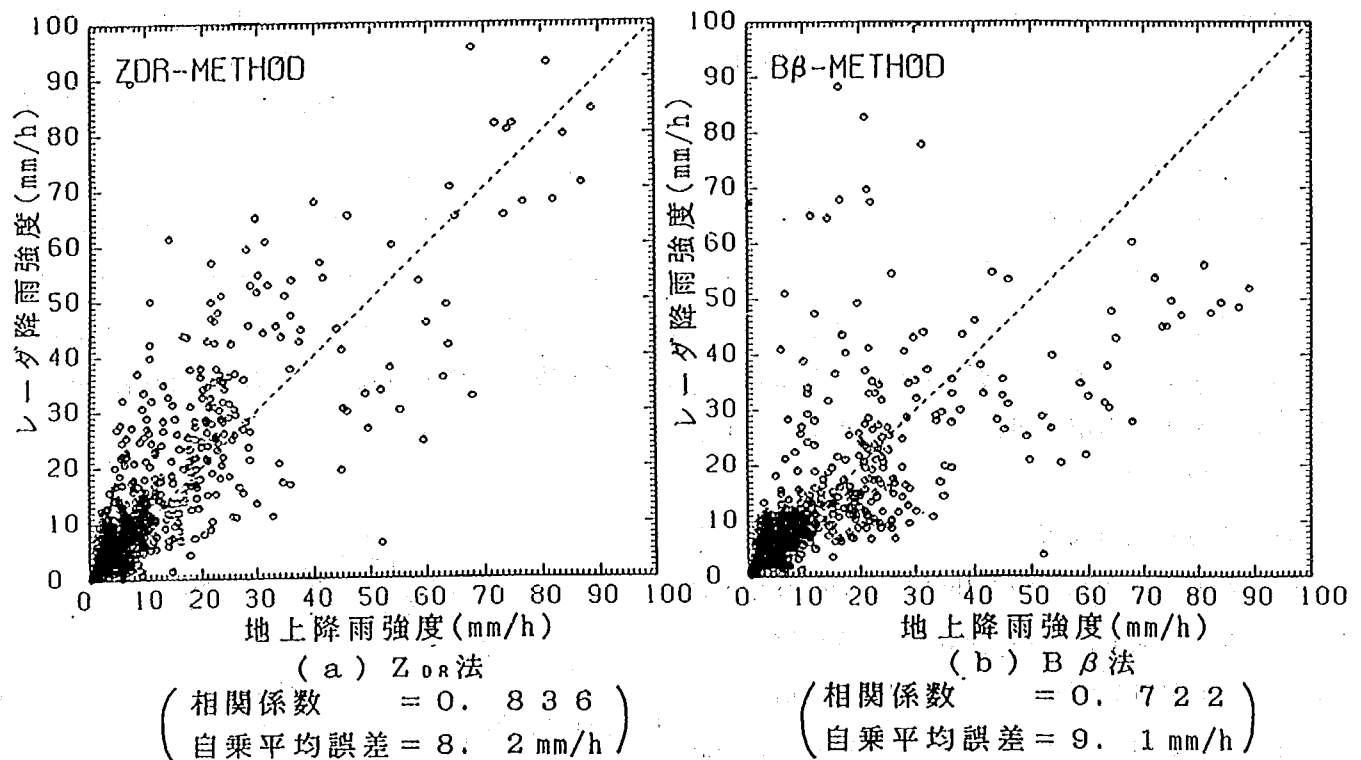


図-4 降雨強度の散布図

6. まとめ

これまでの研究により、DNDレーダを用いた新しい降雨観測手法を開発することができた。この方法は、地上値とのキャリブレーションなしにレーダ情報のみから降雨強度を算出するもので、時間的・空間的に変化する降雨強度の変化に対応した観測を行うことができる。その結果、従来のレーダのように経験式を利用した観測手法に比べて、降雨強度の大小にかかわらず安定した精度が得られ、また全体的な精度を向上させることが可能となった。今後は、さらに降雨観測精度が向上できるようにハード面・ソフト面の改良を加えていくとともに実用化のための仕様検討を行っていく予定である。

日本沿岸における1955年以降の海水準変動

河川部 海岸研究室 伊藤弘之

1. まえがき

近年、地球温暖化に伴う海水準の上昇が問題とされ、様々な機関により予測が行われている。しかし、これらの予測値は大小様々であり、予測幅もかなり広いため、対策立案に使用するには精度が不十分である。したがって過去から現在までの潮位変化を正確に把握し、これと潮位のモニタリングの結果を比較して初めて海水準変化が生じたかどうか正確に判断されることになる。一方、過去約100年間の海水準変動に関する研究として、Barnett(1984, 1988)やGornitz and Lebedeff(1987)は、世界中の潮位データを調査し、海水準の上昇量を評価した。しかし、これらの研究は地球全体の平均海水準を扱ったものであること、また地球全体を対象とするには検潮所の数が100~150か所と少ないこと等により、海水準の局所的な変動を論じるには精度上十分ではない。そこで本研究では、我が国沿岸における数多くの実測潮位データをもとに、我が国周辺海域における潮位変動について分析する。

2. 調査方法

本研究で用いた潮位データは建設省国土地理院、気象庁、海上保安庁水路部の検潮記録であり(海岸昇降検知センター, 1986; 1986~1989)、長期変動を調べるため、観測期間が特に20年以上のものとした。調査対象とした検潮所は図-1に示す93か所であり、太平洋、日本海、瀬戸内海、東シナ海沿岸の順に北から南、または東から西に向かって各検潮所に番号を付した。

潮位の変化傾向には地域ごとに類似した特徴が見られる。そこで日本列島を図-1に示すように①北海道・東北地方の太平洋沿岸、②関東・東海地方の太平洋沿岸、③紀伊半島・四国・九州地方の太平洋沿岸、④北海道・東

北地方の日本海沿岸、⑤北陸・中国地方の日本海沿岸、⑥瀬戸内海沿岸、⑦九州地方の東シナ海沿岸の7地域に分割し、各地域ごとに潮位の変化傾向を調べた。各検潮所における潮位変化に適当な重みをつけて重ね合わせ、局地的な変動成分を相殺することにより各地域における潮位変化の代表モードを求めた。この時、Barnett(1984)と同様、重みは主成分分析により求めた。1955年において既に潮位観測所が設置されていた場合を主成分分析の対象としたために、計算に用いた検潮所数は49か所である。こうして得られた各地域の代表モードの3年間移動平均値 $\bar{\eta}$ とその変化割合 r を図-2に示す。

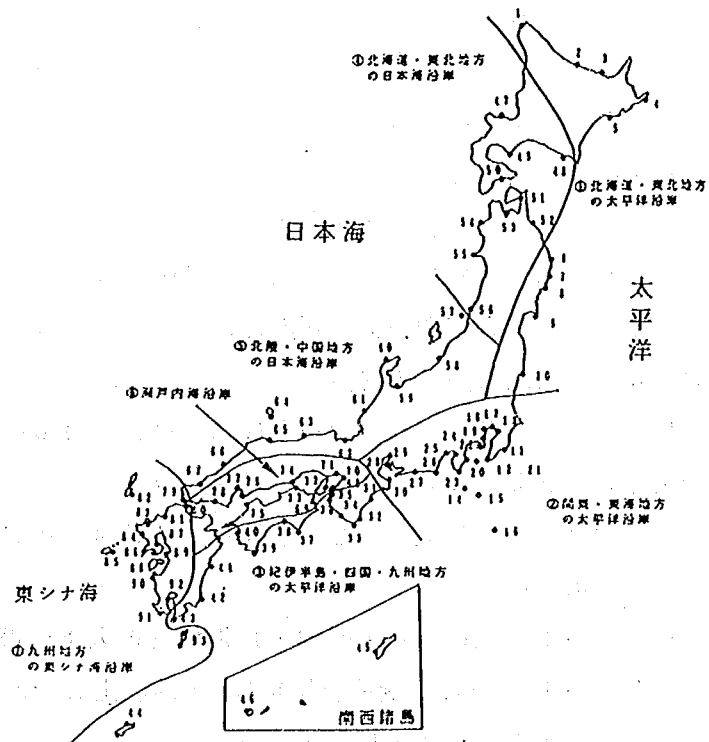


図-1 検潮所配置図

3. 潮位の経年変化

①北海道・東北地方の太平洋沿岸

1956年～1988年の間の代表モードの上昇量は20.9cm、上昇速度は7.2mm/yrである。7地域の中で上昇傾向が最も強いが、1982年以降は横ばい状態となっている。

②関東・東海地方の太平洋沿岸

代表モードには極大値と極小値がそれぞれ2組表われており、約15cmの変動幅を持った変動成分が見られる。1956年～1988年の潮位上昇量は

15.0cm、潮位上昇速度は4.3mm/yrであり、北海道・東北地方の太平洋沿岸に次いで上昇量が多い。

③紀伊半島・四国・九州地方の太平洋沿岸代表モードは1956年～1988年の間潮位が2.8cm下降し、その変化速度は-0.9mm/yrであった。またこの地域の代表モードにも関東・東海地方の太平洋沿岸と同じ変動成分が含まれている。

④北海道・東北地方の日本海沿岸

代表モードの変化割合には、北海道・東北地方の太平洋沿岸の潮位変化と共通した変動成分が見られる。しかし、1956年～1988年の間の潮位変化量は1.5cm(1.1mm/yr)と小さく、北海道・東北太平洋沿岸の潮位が上昇傾向であった点とは明らかに異なる。

⑤北陸・中国地方の日本海沿岸

代表モードに関しては、1970年代に一時的な潮位の高まりが生じており、北海道・東北地方の日本海沿岸とはほぼ相似な曲線を示すことが分かる。ただし1956年～1988年の間潮位は0.5cm(0.1mm/yr)下降しており、上昇傾向を示した北海道・東北地方の日本海沿岸と逆傾向を示す。

⑥瀬戸内海沿岸

代表モードは紀伊半島・四国・九州地方の太平洋沿岸や関東・東海地方の太平洋沿岸と共通した変動成分を有している。潮位上昇量は9.0cm、上昇速度は2.7mm/yrと大きく、関東・東海地方の太平洋沿岸に次いで潮位の上昇傾向が強い。

⑦九州地方の東シナ海沿岸

代表モードの変化傾向は、1970年代に1時的な高まりが見られるなど、北海道・東北地方および中国・北陸地方の日本海沿岸の潮位変化と類似している。1956年～1988年の間の潮位変化は上昇量3.3cm、上昇速度0.75mm/yrとわずかに上昇傾向を示す。

以上より、関東地方以南の太平洋沿岸および瀬戸内海沿岸、日本海沿岸および東シナ海沿岸における潮位変化にはそれぞれ共通する変動成分が含まれていること、また北海道から東海地方にかけての太平洋沿岸で潮位の上昇傾向が強く、逆に日本海および東シナ海の沿岸ではほとんど変化していないか、または下降傾向を示すことが分かる。

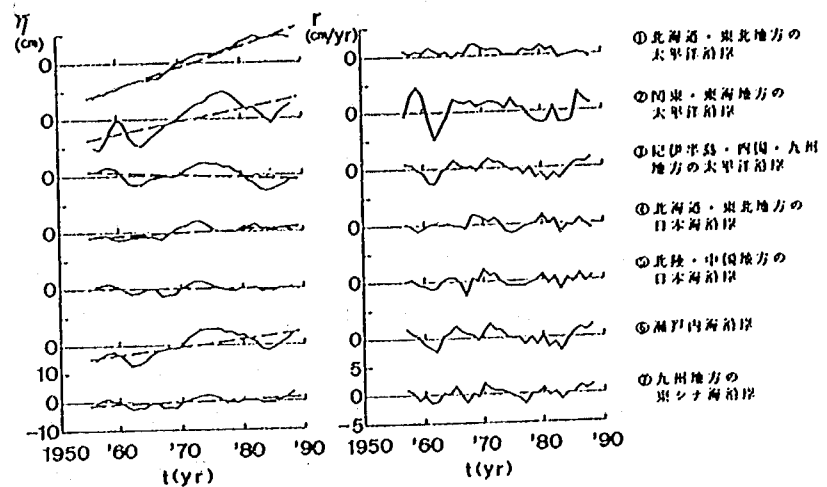


図-2 各地域における潮位の代表モード

4. 潮位変動に影響を及ぼす諸要因

4. 1 海流の影響

関東地方以南の太平洋沿岸および瀬戸内海沿岸に共通して含まれる潮位変動成分は、沖合を流れる黒潮の影響によるものと考えられる。黒潮は図-3に示すように岸に沿ってほぼ直進して流れる場合(直進流路)と、紀伊半島から東海地方の沖合において南に大きく蛇行して流れ、その内側に直径200km程度の大きな冷水塊が出現する場合(大蛇行流路)とがある。黒潮の流路と我が国の太平洋沿岸の潮位との関係については、庄司(1954)、Moriyasu(1961)らの研究があり、黒潮が大きく蛇行すると紀伊半島東岸から関東地方沿岸にかけて潮位が顕著に上昇することや、潮岬以東と潮岬以西の潮位差が小さくなることが知られている。海流の流路と潮位の関係を調べるため、黒潮および親潮の流路を表わすパラメータとして東海地方沖合における黒潮の最南下緯度および黒潮と相互作用を有する親潮第一分枝の南限緯度の経年変化をそれぞれ図-4、5に示す(気象庁, 1989)。黒潮の流路の変動と、関東・東海地方の太平洋沿岸における潮位の代表モードの変化割合 r (図-2参照)との相関を調べると、これらの間には非常に高い相関が見られ、黒潮が直進する場合には潮位が上昇し、大蛇行する場合には下降することが分かる。先に述べたように潮位の1年以内の短期的変化については、黒潮が大蛇行する場合に潮位の上昇が見られると報告されているが、本研究で扱ったような非常に長期的な潮位変化では、潮位そのものではなく、潮位の時間変化割合が黒潮の流路変動によって説明されることが見い出される。一方、親潮第一分枝の南限緯度は関東・東海地方の太平洋沿岸における潮位の代表モード η (図-2参照)とかなり高い相関を示し、関東・東海地方の沿岸で潮位が高いときは親潮第一分枝の南限緯度が北上する傾向が見られる。黒潮が直進する場合は東海地方沖合の水位が上昇傾向となり、これに伴って生じる南北方向の水位勾配が親潮の南下を妨げ、また黒潮が蛇行する場合は逆の現象が生じるものと考えられる。このように、我が国の太平洋沿岸の潮位は海流変化と密接な関連を有している。

黒潮の影響による潮位の変動振幅は紀伊半島・四国・九州地方の太平洋沿岸および瀬戸内海沿岸において約10cm、また関東・東海地方の太平洋沿岸においては約15cmであり、特に八丈島においては約50cmもの大きさとなり、海流の影響は非常に大きい。このことは、地球温暖化現象が顕著になった場合、氷山・氷河の融解や海水の熱膨張のみでなく、海洋循環の変化により局地的な海水準変動が生じる可能性を示している。

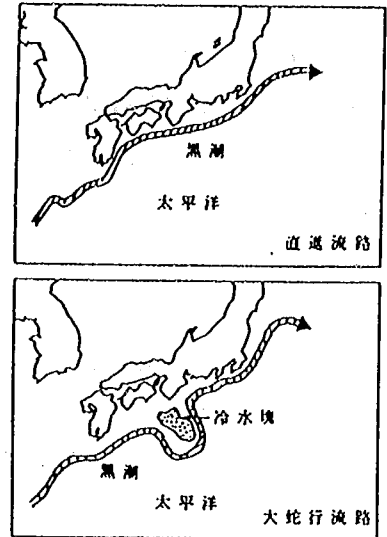


図-3 黒潮の流路

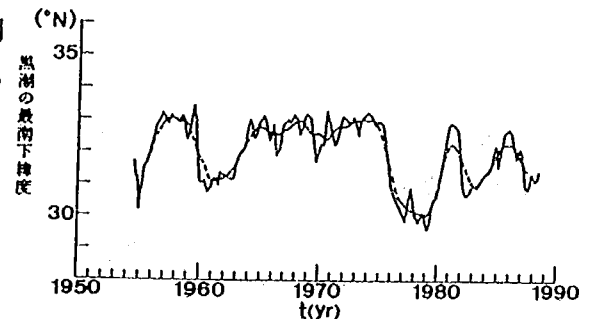


図-4 東海地方沖合における黒潮の最南下緯度の経年変化

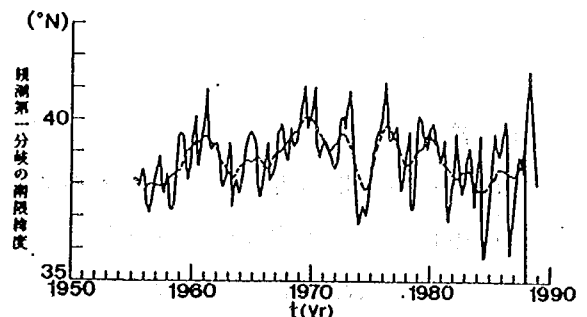


図-5 親潮第一分枝の最南下緯度の経年変化

4. 2 プレートテクトニクスの影響

各地域の海岸線延長を重みとして代表モードを平均すれば、太平洋・瀬戸内海沿岸、日本海・東シナ海沿岸、および全沿岸における平均的な潮位変化が求まる。この時用いる海岸線延長には小さな入江や半島の海岸線が含まれることは不適当と考え、400万分の1の地形図よりプラニメータを用いて海岸線延長を読み取った。この結果、太平洋岸および瀬戸内海沿岸における潮位上昇速度が3.8mm/yr、日本海および東シナ海沿岸における潮位上昇速度が0.6mm/yr、そして全国平均が2.2mm/yrと得られた。これによると、日本列島の両側で3.2mm/yrと大きな差がある。我が国はユーラシア、太平洋およびフィリピンプレートの境界上に位置している。太平洋およびフィリピンプレートは境界部でユーラシアプレートの下に潜り込むと考えられており、その影響で日本列島は太平洋沿岸で沈下する傾向にある。このことより、太平洋沿岸の潮位上昇量が日本海側のそれに比較して大きい原因の一つにプレートテクトニクスの影響が考えられる。また、我が国沿岸における平均的潮位変化は関東・東海地方の太平洋沿岸および瀬戸内海沿岸における潮位変化の影響が強く、これらの地域の潮位変化が我が国の潮位上昇の支配要因となっている。

4. 3 局所的地盤変動の影響

国土地理院の1等水準点の測量結果を用いて、1952年～1989年の間の清水港における潮位変化と地盤高変位を比較した(図-6)。この場合、清水港の地盤高変位は沼津市に位置する基準点交60に対するものであり、図-6に示す曲線は基準点交60に対する潮位変化ということになる。清水港の潮位は1952年～1989年の間に5.4mm/yrの割合で上昇したのに対し、地盤高の変位を差し引いて求められた交60に対する潮位は1.6mm/yrと1/3程度の上昇速度となる。以上より、潮位上昇には局所的な地盤変動の影響も大きいことが分かる。このことは、海水準上昇のみでなく地盤変位にも注意が必要であることを示している。

5. 結論

①関東から九州地方にかけての太平洋沿岸および瀬戸内海沿岸における潮位変化には共通した変動モードが含まれており、黒潮が直進する場合は潮位が上昇し、大蛇行する場合は下降することが判明した。また、黒潮による潮位の変動振幅は、紀伊半島・四国・九州地方の太平洋沿岸および瀬戸内海沿岸において約10cm、関東・東海地方の太平洋沿岸で約15cmであり、特に八丈島では約50cm

もの大きさなり、潮位に及ぼす黒潮の影響が大きいことが分かった。このことは、地球温暖化に伴って海洋循環が変化すると局地的な海水準変動が生ずることを示す。

②各地域の代表モードをその地域の海岸線延長を重みとして平均し、太平洋沿岸、日本海・東シナ海沿岸および我が国沿岸全域における平均潮位上昇速度を求めたところ、それぞれ3.8、0.6、2.2mm/yrとなった。日本海側に比べ太平洋側で潮位上昇が顕著である原因の一つにプレートテクトニクスの影響が考えられる。

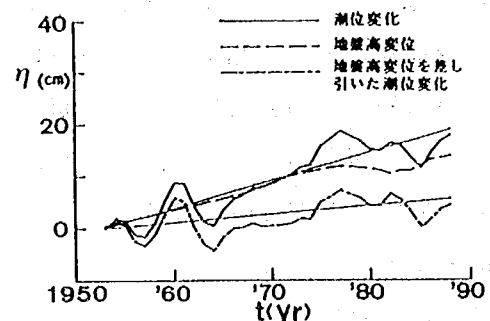


図-6 清水港における潮位、地盤変位
およびその差分

温室効果気体の下水処理場からの 発生に関する調査

下水道部汚泥研究室 ○水落 元之
新下水処理研究官 京才 俊則

1. まえがき

地球の温度は日射エネルギーと地表面から宇宙に放散する放射エネルギーとのバランスによって決定されている。地球の大気は日射に対してほとんど透明（吸収がない）であるが、日射により地表面に吸収されたエネルギーは、今度は赤外線として地表面から上部空間へ放射される。地球の大気中の二酸化炭素や水蒸気等は放射されてくる赤外線に対しては透明ではない（吸収がある）ので地表面から放射されたエネルギーの一部分は大気中に吸収される。吸収されたエネルギーの一部分は再び地表面へ放射され、見かけ上日射エネルギーは地表面付近で保存される形となる。つまり大気中に地表面から放射される赤外線を吸収する成分が増加すれば地球は温暖化する¹⁾。

二酸化炭素の増加による地球の温暖化の可能性が検討されて久しいが²⁾³⁾⁴⁾、近年、将来の地球の温暖化に対するメタン、亜酸化窒素、フロン等の二酸化炭素以外の温室効果気体の寄与の増大が指摘されている。これは、これらの大気中濃度が二酸化炭素に比較して低いものにも関わらず、1分子当たりの赤外線放射加熱量が二酸化炭素よりも高いためであり、メタンで10倍のオーダー、亜酸化窒素で100倍のオーダーであると考えられている⁵⁾。

発生源及び発生量についてはIPCC (International Panel on Climate Change: 気候変動に関する政府間パネル) および環境庁でそれぞれ見積もられているが⁶⁾⁷⁾、いずれの見積についても範囲がかなり大きく振れており、精度の高い推定がなされていないのが現状であり。また、これまで考慮されていない発生源の存在の可能性があるものと考えられる。したがって今後、メタン及び亜酸化窒素の放出量について予想される発生源の抽出、及び発生源での測定を積み重ねていく必要がある。

下水処理場では上記気体の発生が考えられるが、これまですべての処理プロセスにわたる系統的な測定例がなく、今後下水処理場からの発生量について精度の高い測定を行う必要がある。

今回は上記気体のうちメタンについて今後わが国の下水処理場からの発生量を推定していく上で非常に重要である各処理プロセスからの発生の挙動についての検討を行った。

2. 方法

2. 1 調査箇所および調査対象処理施設

調査はT市K処理場で行った。排除方式は分流式（一部合流式）で、処理人口は1990年度実績で10万人であった。また流入下水の大部分が生活排水である。K処理場の水処理施設は5系列であり、そのうち2系列が標準活性汚泥法で、3系列が生物学的脱窒脱リン法で処理を行っている。汚泥処理は重力濃縮、嫌気性消化、脱水、焼却の順で行われ、脱水汚泥の一部をコンポスト化している。

今回調査を行った処理施設は水処理プロセスではわが国で最も一般的な標準活性汚泥法で処理を行っている系列の最初沈殿池、エアレーションタンク、最終沈殿池であり、汚泥処理プロセスでは汚泥濃縮タンクである。汚泥処理プロセスでは嫌気性消化で大量のメタンが発生するが、消化タンクの加温及び汚泥乾燥機および焼却炉の燃料に有効利用されており、大気に放出されることはないので調査対象から除外した。

2. 2 試料の採取及び分析

最初沈殿池および最終沈殿池では内容積約21、底面積260cm²のフロート付きチャンパーを投入し、沈殿池の表水面上に一定時間浮遊させ、投入時および一定時間後のチャンパー内空気の一部をテドラーバックに捕集した。両者のメタン濃度の差から発生フラックスを求めた。エアレーションタンクではタンク表面に吹き上がってくるエアレーション空気をテドラーバックに捕集した。汚泥濃縮タンクは、上部に覆蓋が施されており、発生する気体（臭気）は臭気対策のため、外気で希釈して排気ダクトにより大気中に放出されており、これをテドラーバックに捕集した。生下水、エアレーションタンク混合液等の溶存濃度を求めるための試料はバイアル瓶に充分にオーバーフローさせて捕集し、Hg²⁺を100ppm添加して密栓後、低温で保存した。

気体および液体試料中のメタンは水素炎イオン化検出器付ガスクロマトグラフィー（ジーエルサイエンス社製GC-380型）で分析した。分離カラムは気体試料分析用として内径2mm、長さ3mのステンレスチューブに40/60メッシュのモレキュラーシーブ5Aを充填したものを、液体試料分析用として内径2mm、長さ2mのステンレスチューブに60/80メッシュのポラパックQを充填したものをそれぞれ用いた。

3. 結果

3. 1 最初沈殿池からの発生

測定された発生フラックスと沈殿池表面の溶存濃度を表1に示す。

表1 最初沈殿池におけるメタン発生フラックスと溶存メタン濃度

測定日	測定期間	発生フラックス(mg/m ² ・min)	溶存濃度(mg/l)
91.8.28	12:00-13:00	0.27	0.39
	15:00-16:00	0.68	0.42
91.9.11	13:00-13:30	0.17	0.28

今回の測定は最初沈殿池の他の部分での測定が不可能であったために沈殿池の後ろの部分でのみの測定となった。最初沈殿池では前の部分に多量の有機物を含む汚泥が集積する構造となっており、この部分での発生フラックスが後ろの部分よりも大きくなると予想される。したがって沈殿池全体の発生フラックスは今回の測定値よりも大きくなると考えられる。

3. 2 エアレーションタンクからの発生

エアレーションタンクでは試料を流下方向に沿って6カ所で採取した。吹き上がってくるエアレーション空気中および混合液中のメタン濃度の挙動を図1に示した。気中および液中濃度ともにエアレーションの進行に伴って減少しており、エアレーションタンクに流入する溶存メタンの大部分がエアレーションにより大気中に追い出されると考えられる。したがってエアレーションタンク流入水中のメタン濃度からエアレーションタンクからの発生量を決定することが可能である。

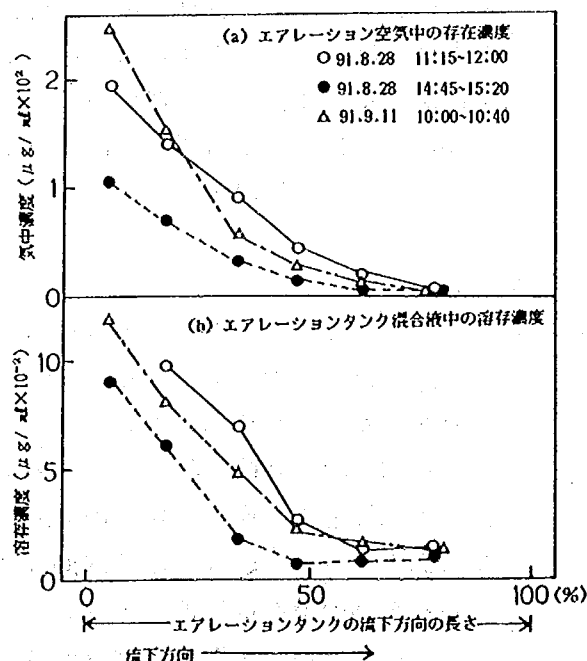


図1 メタンのエアレーションタンクにおける挙動

3.3 最終沈殿池からの発生

最終沈殿池では沈殿池全面での測定が可能であったので、沈殿池を流下方向に3分割してそれぞれからの発生フラックスと沈殿池表面の溶存濃度を測定した。結果を表2に示す。

表2 最終沈殿池におけるメタン発生フラックスと溶存メタン濃度

測定日	測定期間	測定位置*	発生フラックス($\text{mg}/\text{m}^2 \cdot \text{min}$)	溶存濃度(mg/l)
91.8.28	10:00-15:00	前部	0.083	0.006
		中間部	0.00033	0.020
		後部	0.00060	0.023

*前部の底部が汚泥の集積部分であり、中間部および後部は処理水の越流部分である。

エアレーションタンクで溶存するメタンの大部分が大気中に追い出されるために、発生フラックスは最初沈殿池と比較して小さなものとなった。また、発生するメタンのほとんど全てが汚泥の集積部分の上部から発生している。

3.4 汚泥濃縮タンクからの発生

汚泥消化タンクの上部には覆蓋が施されており、発生する気体（臭気）は強制的に希釈され排気されている。したがって発生フラックスは採取した試料中のメタン濃度、排風量およびタンク上部の表面積から求めた。発生フラックスとタンク内表面の溶存濃度を表3に示す。

表3 汚泥濃縮タンクにおけるメタン発生フラックスと溶存メタン濃度

測定日	測定時刻	発生フラックス($\text{mg}/\text{m}^2 \cdot \text{min}$)	溶存濃度(mg/l)
91.8.28	10:46	13	2.05
	12:35	71	2.07
	14:20	24	2.18
	15:35	18	2.84
91.9.11	11:00	160	4.18

下水処理プロセスの中でも滞留時間が長く、高濃度の有機物を扱う汚泥濃縮タンクからのフラックスは水処理の沈殿池と比較して非常に大きなものとなった。8月28日の4回の測定では溶存濃度が比較的一定であるにも関わらず、発生フラックスは大きく変動している。これは間欠的に行われる汚泥の引き抜き・投入によるタンク内汚泥の機械的な攪乱による影響を強く受けているものと考えられる。

3.5 単位流入下水当たりのメタン発生量（発生原単位）

今後わが国の下水処理場からのメタンの発生量を決定していく上では、単位流入水当たりの発生量を求めていく必要がある。今回の測定結果では非常に不十分であるが、測定を行った

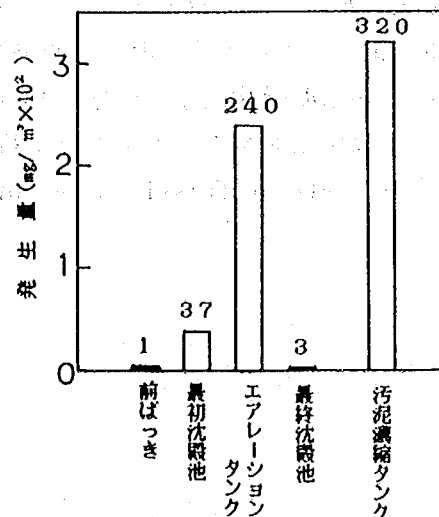


図2 流入下水1m³当たりの発生量

8月28日10時から16時について処理場で測定・記録している流入下水流量およびエアレーション風量から流入下水1m³当たりの発生量を算出した。結果を図2に示す。エアレーションタンクおよび汚泥濃縮タンクからの発生量が卓越している。また、K処理場では最初沈殿池の前段で予備エアレーションを行っているが発生量全体に対する寄与は非常に小さかった。

4. まとめ

メタンの下水処理プロセスからの発生について調査を行った結果、以下のことが明らかになった。

(1) 下水処理プロセスの中でも滞留時間が長く、高濃度の有機物を扱う汚泥濃縮タンクからはかなり高濃度のメタンの発生が予想されたが、好気的な運転が行われている標準活性汚泥プロセスからの発生量は少ないと考えていた。しかし、今回の調査結果はエアレーションによる溶存メタンからの発生割合が大きいことを示した。

(2) 今回得られた単位流入下水流量当たりのメタン発生量から全国の下水処理場からの発生量を見積もることは非常に不確実な点が多いが、1989年度の処理実績から推定を行うと発生量は5700t/年と見積もられた。環境庁により見積もられている1989年におけるわが国全体のメタン放出量は840000-1550000t/年である¹⁾から下水処理場の寄与率は僅か0.4%-0.7%であり、もし流入下水流量当たりの発生原単位を今回得られた値の10倍と仮定しても大きな割合を占めることはないと考えられる。

5. 今後の課題

今後同様な調査を複数の処理場で行い発生原単位の精度を高めていく必要があり、季節変動についても検討する必要がある。わが国の発生汚泥の約30%程度は脱水汚泥で埋立処分されており、汚泥そのものが非常に腐敗し易く、また埋立処分は非常に嫌気的な雰囲気を作り易いことから埋立処分された汚泥からの発生量についても検討する必要がある。また亜酸化窒素についても同様な調査を行う予定である。

—参考文献—

- 1) 木村：地球温暖化問題と地球空調システム，科学，60，793-801(1990)
- 2) R.A.ホートンら：実測データが示す地球温暖化，サイエンス，19，7-17(1989)
- 3) P.D.ジョーンズら：地球温暖化を断言する，サイエンス，20，32-40(1990)
- 4) 中澤：地球温暖化論争，化学，46，22-26(1991)
- 5) 日本環境衛生センター：メタン等排出量分析調査結果報告書 (1990)
- 6) US.EPA：Methane Emissions and Opportunities for Control, EPA/400/9-90/007(1990)

前段砂ろ過・接触曝気法による下水中の窒素除去に関する研究

下水道部三次処理研究室 ○ 滝沢 智
下水道部下水道研究室 宮原 茂

1. まえがき

現在行われている下水の生物処理法には、浮遊生物処理法と固着生物処理法とがあり、表-1 に示すような特徴を有している。固着生物処理法は汚泥濃度の管理などに高度な知識を必要としないため、維持管理の容易な下水処理法として小規模下水処理施設での採用例が増えつつあが、処理水中に微細SSが残留するため透視度が低いことや、下水水質の季節変動などに対応しにくい等の問題もある。さらに、これからの下水処理は、小規模施設においても高度処理、特に窒素・リンなどの栄養塩類の除去が求められており、固着生物処理法についても高度処理への適応法を検討しておく必要がある。

本研究では、固着生物法の一つである接触曝気法の前段に砂ろ過槽を設置した前段砂ろ過・接触曝気法のパイロットプラントにより下水処理を行い、季節変動への適応性と、下水中の窒素除去について検討した。

表-1 下水処理方式の特性

処理方式	代表的処理法	利点	問題点
浮遊生物処理方式	オキシデーションディップ法 長時間曝気法 回分式活性汚泥法（低負荷）	運転管理が容易 高度処理に対応可能 負荷変動に対して安定	処理時間が長い 汚泥の沈降性悪化
	標準活性汚泥法 回分式活性汚泥法（高負荷）	高度処理に対応可能 処理時間が短い 負荷変動に対応可能	運転に専門知識が必要
固着生物処理法	接触曝気法 回転生物接触法 標準散水ろ床法 好気性ろ床法	運転管理が容易	微細SSの流出 透視度の低下 季節変動に対応不可 高度処理に対応しにくい

2. 目的

本調査の目的は、砂ろ過と接触曝気法を組み合わせた処理方式の季節変動への対応と、窒素除去への適応性を調べることである。

3. 方法

(1) 実験装置

実験装置のフローシートを図-1 に示す。本装置は埼玉県中川流域下水道中川処理センター内に設置し、原水として同処理場の最初沈殿池流出水を用いた。原水は、砂ろ過装置を通った後、モール状接触材（リングレース）を充填した接触曝気槽に送られる。接触曝気槽は、1槽の有効容積が0.

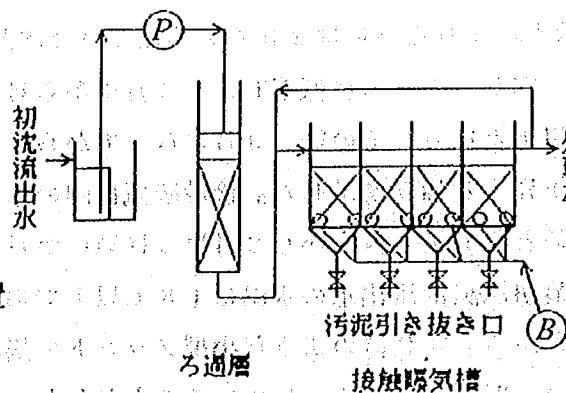


図-1 前段砂濾過・接触曝気装置

512m³で、4槽直列に接続した。

(2) パイロットプラント運転条件と水質測定方法

反応装置への通水量は4.1m³/d、水理学的滞留時間12時間、循環水率は100%で、第4槽流出水を第1槽に返送した。曝気量は、はじめ各槽とも70L/minで、その後は、曝気量の削減と、脱窒の促進を目的として、表-2に示すような変更を加えた。本実験開始以前にも下水を流して生物の付着を進めており、実験開始時には接触曝気槽内を水洗した。本研究で分析に供したサンプルは、すべて24時間のコンポジットサンプルであり、自動採水装置により1時間おきに一定量を採水し、その混合液を分析用試料とした。測定した水質項目は表-3に示すとおりである。

表-2 前段砂ろ過・接触曝気法運転条件

運転期間：平成2年9月28日～平成3年3月22日（6カ月）	
初期設定条件	
流入水量：4.1[m ³ /d]	
水理学的滞留時間：12時間	
送風量：70[l/min]	
循環率：100%（4号池流出→1号池）	
運転経過	
実験開始後60日（11/28）：1号池送風量を70→15[l/min]におとした	
145日（2/18）	1号池=曝気停止、水中ポンプ故障
	2～4号池=送風量を70→15[l/min]にした
149日（2/22）	1号池=曝気停止、水中ポンプ故障のまま
	2～4号池=送風量を15→70[l/min]にした
水抜き洗浄は、ほぼ1カ月に一度行なった。	

表-3 水質分析項目

水質項目	初沈流出	採ろ過水	第1池	第2池	第3池	第4池
水温	○	○	○	○	○	○
pH	○	○	○	○	○	○
DO	○	○	○	○	○	○
ORP	○	○	○	○	○	○
SS	○	○	○	○	○	○
BOD（全）	○	○	○	○	○	○
BOD（溶解性）	○	○	○	○	○	○
カルシウム（溶解性）	○	○	○	○	○	○
アンモニウム（溶解性）	○	○	○	○	○	○
亜硝酸塩（溶解性）	○	○	○	○	○	○
硝酸塩（溶解性）	○	○	○	○	○	○

○：分析

—：分析せず

4. 結果

(1) 季節変動による処理水水質への影響

①水温の変化

実験開始後の各反応槽における水温の変化を図-2に示す。9月ごろには20℃を越えていた水温は、冬に向かうとともに低下し、12月末からは10℃以下となり、その後、3月になってからは徐々に上昇する傾向を示した。接触曝気槽内の水温が最低となる12月末から2月いっぱいにかけても、最初沈澱池流出水の水温は18℃以上であったことから、本装置のような小型プラントの場合、気温の影響を大きく受けていることがわかる。

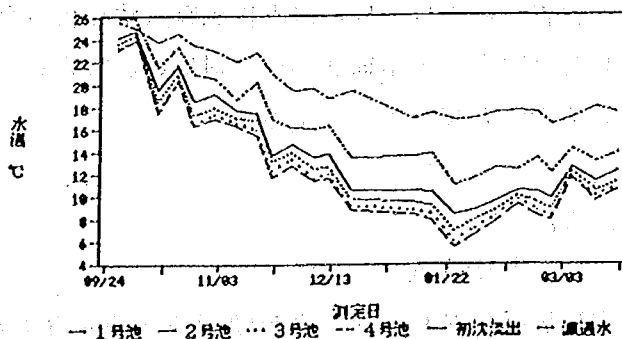


図-2 水温の経日変化

②処理水水質（BOD、透視度）への影響

窒素以外の水質指標として、BOD、透視度を図-3、4に示す。両図中の縦線は、接触曝気槽内の

水を下部の汚泥引き抜き口より引き抜き、水道水にて散水洗浄をする、水抜き洗浄操作の実施を示している。また、2月の中ごろに水質が悪化しているのは、一時的に曝気量を減らしたためである。その他の一般的傾向としては、水温の高い11月ごろまでは水抜き洗浄を行うことにより第1槽BODが低下する傾向がみられるが、水温低下と共に処理が悪化し、水抜き洗浄の実施に関わらず、処理水BODが高まる傾向にあった。しかし、水温の最も低下した1月においても処理水BODの最大値は15[mg/l]でありほぼ満足すべき結果であった。透視度についても同様に、水温の高い11月までは、水抜き洗浄の実施直後に透視度の上昇がみられたが、水温低下により水抜き洗浄の効果は小さくなり、透視度が低下する傾向にあった。しかし透視度の最低値は70cmであり、これも一時的な値であったことを考えれば、本処理法による透視度はほぼ満足すべき値であったといえる。

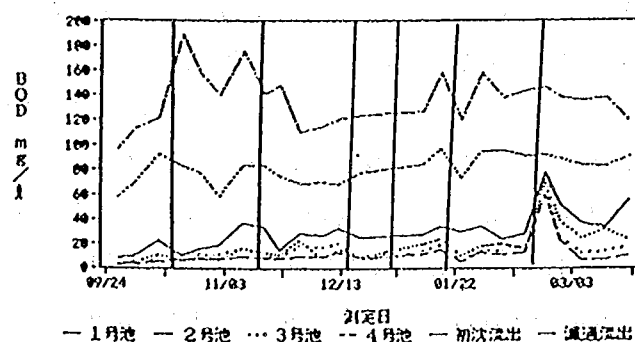


図-3 BODの経日変化

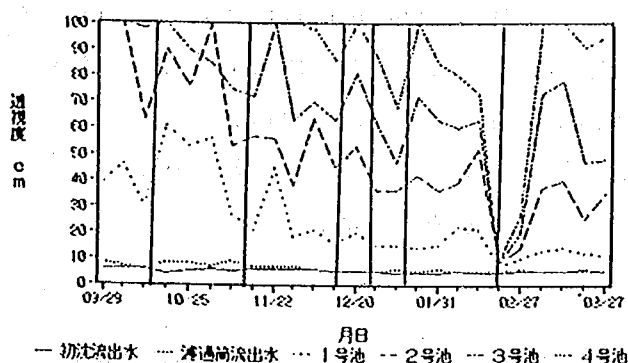


図-4 透視度の経日変化

(2) 窒素除去率の変化と硝化・脱窒細菌数の分布

① 窒素除去率の変化

反応槽流入水（濾過槽流出水）および各反応槽内のアンモニア性窒素濃度と硝酸性窒素濃度を図-5、図-6に示す。12月のはじめに水温が15℃以下となる前までは、原水中のアンモニア性窒素の約90%が除去されているが、それ以後は徐々に除去率が低下し、特に第3槽での硝化活性の低下が著しい。最も水温の低い第4槽で硝化反応が進み、それよりは水温の高い第3槽で硝化が阻害された原因としては、第1槽および第2槽での有機物除去率が低下したことが考えられる。

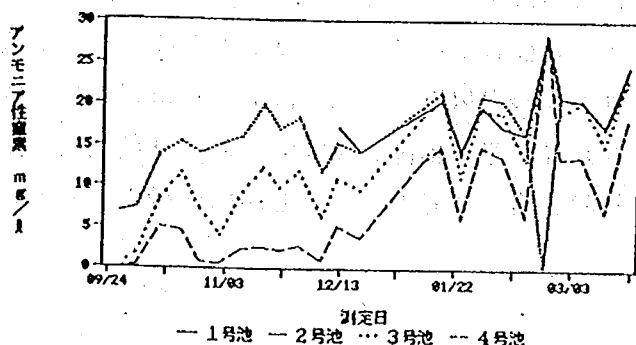


図-5 アンモニア性窒素濃度の経日変化

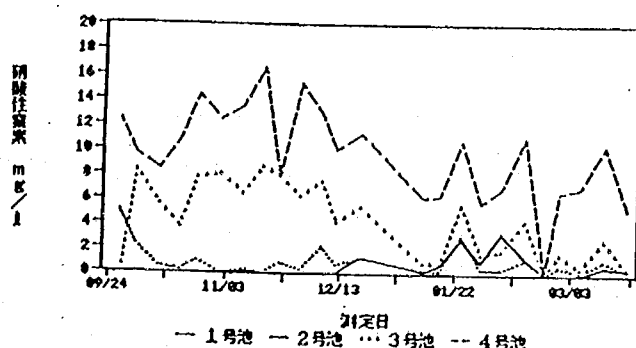


図-6 硝酸性窒素濃度の経日変化

② 硝化・脱窒細菌数の分布

図-7に1991年2月に実施した、従属栄養細菌、脱窒菌、硝化菌の測定結果を示す。脱窒菌数は、

1号池が最も多く、2、3、4号池と徐々に減少する傾向にある。その反対に、硝化菌数は4号池で最も多くなっている。ただし、3号池と4号池の硝化菌数の違いは僅かであり、3号池に於いて硝化がほとんど起こらなかったのは、硝化菌が死滅してしまったためではなく、硝化菌と他の好気性細菌との酸素の奪い合いなど、他の原因があるものと考えられる。従属栄養細菌は、2号池で最も多く、3号池から4号池にかけて減少する傾向にある。これは、処理が進むにつれて、餌となる有機物が減少することと関係している。これらの測定結果から、1号池が脱窒槽、2号池が好気性の有機物除去槽、3号池、4号池が硝化槽となっていることが確認された。

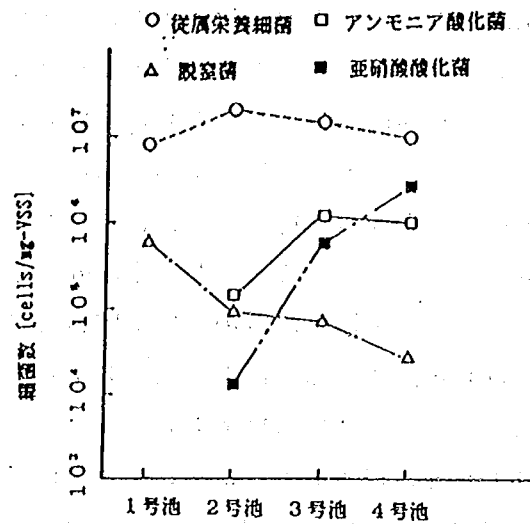


図-7 硝化細菌、脱窒細菌および従属栄養細菌数の経日変化

5. まとめ

(1) 秋期から冬季にかけて、接触曝気装置により、下水の生物学的硝化-脱窒実験を行ったところ、水温15℃を境に硝化速度が低下し、窒素除去率が悪化した。これに対して脱窒槽での反応速度低下は相対的に小さく、窒素除去に及ぼす影響はなかった。

(2) BODや透視度などの水質指標も、水温低下とともに悪化した。滞留時間12時間で、BODは15mg/l以下、透視度は70cm以上を維持することができた。

(3) 従属栄養細菌、脱窒菌、および硝化菌の測定結果から、1号池が脱窒槽、2号池が好気性の有機物除去槽、3号池、4号池が硝化槽となっていることがわかった。

湖沼流入河川における汚濁負荷量調査

下水道部水質研究室

高島英二郎

1. まえがき

富栄養化した閉鎖性水域では、流入する有機物負荷の他、栄養塩類の存在の下で水域内で内部生産が起こり、有機性汚濁が進行する。これらの水域では有機物負荷とともに、栄養塩負荷の削減を行わなければならない、下水道を中心とした水質保全対策が必要である。

また、湖沼等閉鎖性水域は汚濁負荷が蓄積するため、その水質は過去長期間の流入負荷量によって決定される。河川の流出汚濁負荷量は、雨天時には流量の増大とともに、河道等に堆積していた汚濁負荷が掃流されて大きなものになるため、長期間の流出負荷量を算定するにはこの特性を十分把握する必要がある。

本調査は、富栄養化の著しい千葉県の手賀沼の流入河川である大堀川、大津川を対象として、汚濁負荷量調査を実施し、その特性について検討を行ったものである。

2. 目的

湖沼等閉鎖性水域の水質汚濁対策を検討する際には、まず流入汚濁負荷量を把握することが基本である。湖沼流入河川における汚濁負荷量調査を実施し、その流出特性を明らかにする。

3. 方法

昭和61年度から平成2年度の間に、大堀川と大津川の河口付近の地点（呼塚橋及び中の橋）において流出負荷量調査を実施した。大堀川、大津川の流域面積は、それぞれ3130ha、3669haであり、手賀沼（下手賀沼、手賀川は含めない）流域面積の34%、40%を占めており、この両河川の流量、流出汚濁負荷量は、手賀沼の水収支、流入汚濁負荷量に非常に大きな比重を占めている。

河川の流出負荷量は、晴天時に河道等に堆積した分が雨天時にフラッシュアウトされるものが大きいため、降雨時を含むその前後にわたる期間の調査を重点的に、年2～5降雨について実施した。

流量は、水位計を設置し15分間隔で記録が行われ、水位－流量曲線を作成して求めた。採水は自動採水器を用い、流量ピーク時には最短15分間隔とするなど、負荷量の変化が適切に表現できるような時間間隔で採水し水質分析を行った。

また、手賀沼流域の点源、面源から排出される汚濁負荷量について、フレームと原単位から積み上げを行った。

4. 結果

4. 1 流域内排出汚濁負荷量

手賀沼流域においては、手賀沼流域下水道を主体に下水道整備が進められており、手賀沼流域下水道は昭和55年度末に一部供用を開始した。流域下水道供用開始前後の状況の比較及び流出負荷量調

査との対比のため、流域内排出汚濁負荷量は、昭和55年度、昭和61～平成2年度の各年度当初時点でデータを収集、整理した。ちなみに、手賀沼流域下水道終末処理場の放流先は利根川であり、手賀沼にとって系外放流となっている。COD（化学的酸素要求量）、T-N（総窒素）、T-P（総リン）について算定した排出汚濁負荷量の総括表を表-1に示す。

表-1 手賀沼流域排出汚濁負荷量総括表 (単位: kg/日)

COD	S55	S61	S62	S63	H1	H2
大堀川	2883	2368	2313	2313	2307	2287
大津川	2684	2786	2765	2810	2819	2862
手賀沼流域全体	6369	5810	5694	5713	5697	5705

T-N	S55	S61	S62	S63	H1	H2
大堀川	1246	1122	1117	1125	1117	1115
大津川	1011	1163	1171	1200	1208	1227
手賀沼流域全体	2641	2568	2554	2581	2572	2584

T-P	S55	S61	S62	S63	H1	H2
大堀川	227	131	128	127	128	127
大津川	123	142	143	146	147	150
手賀沼流域全体	382	299	296	297	298	298

表-1によれば、手賀沼流域全体で見れば、昭和55年度から61年度で一定の改善が見られるが、それ以降は人口の伸びが著しいため下水道普及の伸びを人口増加が相殺してしまっている結果となっている。

しかし、平成2年度排出負荷量COD5705、T-N2584、T-P298 kg/日のうち、生活系はCOD4754(83%)、T-N2037(79%)、T-P247(83%)を占めており、手賀沼流域下水道が完備すれば手賀沼流域で排出される汚濁負荷量は大幅に減少することになる。

4.2 大堀川流出負荷量

一降雨による汚濁負荷量の流出のパターンを図-1に示す。図-1にはT-Nの例を示したが、COD、T-Pについても同様である。

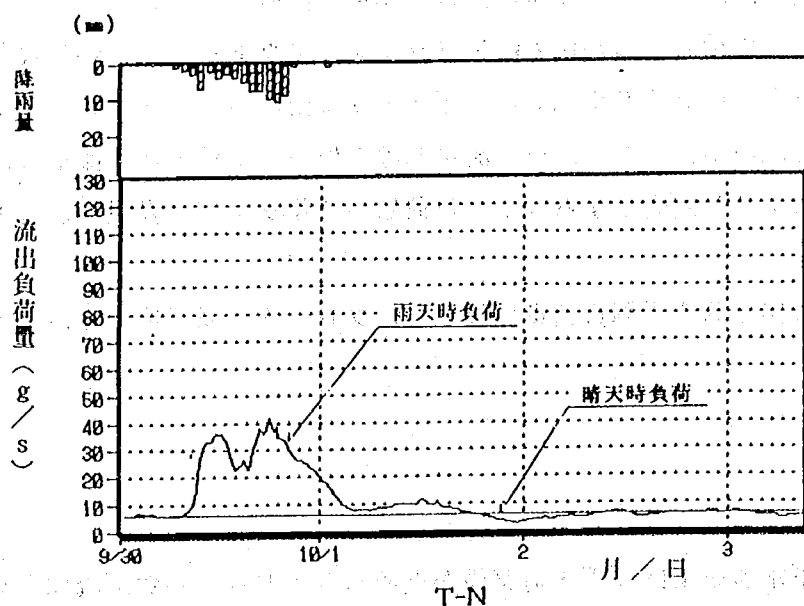


図-1 大堀川雨天時負荷量推移

(平成2年9/30～10/3)

図-1 に示したように、汚濁負荷流出量は晴天時負荷と雨天時負荷に分けて考えることができる。晴天時負荷については月毎等に一定として算定することができるが、雨天時負荷については一雨毎に降雨条件等によって異なるため、一雨当りの負荷量の流出特性を調べる必要がある。昭和61年度から平成2年度において行った、大堀川の実測調査における、一雨当りの負荷量を流域面積で割った比流出負荷量 Y (kg/ha) を、一雨当りの流出高 R_f (mm) との対比で表したものが図-2である。4.1に記したように、流域からの排出汚濁負荷量はこの5年間ほぼ一定であるため、5年間分のデータをまとめて解析することができる。図-2によると、流出負荷量は流出高によってかなりよく表現されることがわかる。CODとT-PはT-Nに比べて多少ばらついているが、これは他の要因が関与しているものと考えられる。

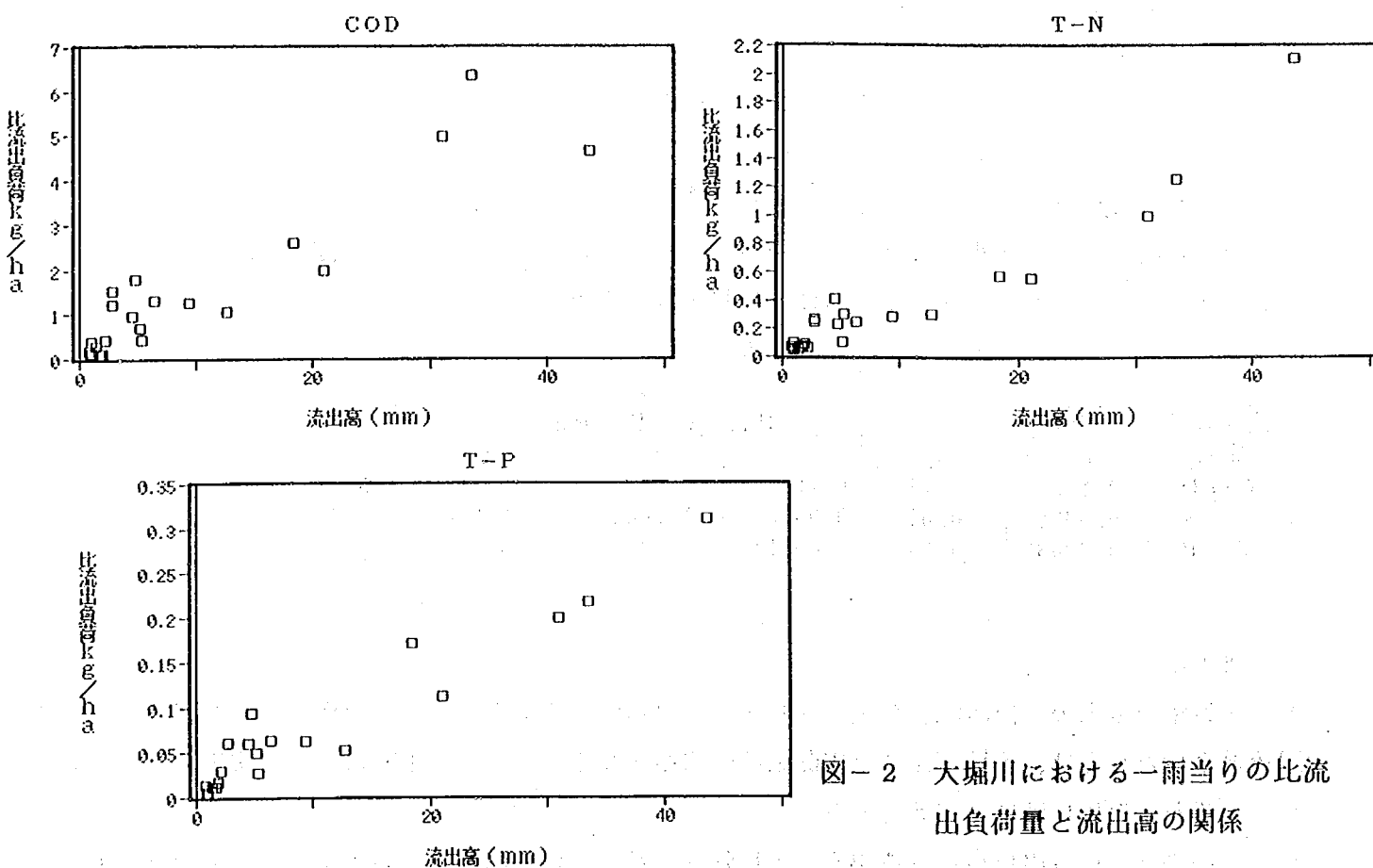


図-2 大堀川における一雨当りの比流出負荷量と流出高の関係

対象降雨前の汚濁負荷の堆積条件すなわち先行降雨条件を先行降雨係数 APF (Antecedent Precipitation Factor) として以下のように表現するとともに、一雨の期間内の平均降雨強度 Ra (mm/hr) も要因として考えた。⁽¹⁾

$$APF = \sum_{t=1}^n R_t / t$$

R_t : t 日目の降雨量 ($t = 1, 2, 3, \dots, n$)

ここでは、 $n = 5$ とした。

一雨当りの比流出負荷量を

$$Y \text{ (kg/ha)} = a \cdot R_f + b \cdot APF + c \cdot Ra + d$$

a, b, c, d : 定数

の形として回帰分析を行ってみた。ケース1：独立変数をRfだけとした場合、ケース2：RfとAPFとした場合、ケース3：RfとRaとした場合、ケース4：3つとも独立変数とした場合の4ケースで回帰分析を行った結果における、相関係数R2乗の値を表-2に示す。

表-2 回帰分析による相関係数R2乗の比較

	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
独立変数	Rf	Rf, APF	Rf, Ra	Rf, APF, Ra
COD	0.843	0.859	0.843	0.860
T-N	0.907	0.907	0.907	0.907
T-P	0.918	0.924	0.922	0.937

COD、T-N、T-PともRfだけでもYをよく表していると言え、特にT-Nについては、ケース1とケース2～4で相関係数が変わらないことから、APF、RaはYに関与しないと考えられる。CODとT-Pは、Rfの他にAPF、Ra両方を加えたケース4で最も相関が高くなっている。このように、一雨当りの負荷量の決定に関与する要因が水質項目によって異なるのは、雨天時流出成分中、T-Nは溶解態が半分程度からそれ以上を占めたのに対し、COD、T-Pについては粒子態の占める割合が高かったことが関係していると思われる。つまり、COD、T-Pは粒子態成分が多いため、降雨前の堆積条件（APF）と掃流力の強さ（Ra）が流出負荷量決定に寄与している。

表-3に、ケース1とケース4における相関式の各定数を示す。

表-3 相関式の各定数

	ケース1		ケース4			
独立変数	Rf		Rf, APF, Ra			
定数	a	d	a	b	c	d
COD	0.130	0.21	0.126	-0.0212	0.0389	0.38
T-N	0.0385	0.01	0.0385	-0.000058	-0.00310	0.02
T-P	0.00637	0.013	0.00617	-0.000917	0.00472	0.011

5. まとめ

- ① 手賀沼流域内の排出汚濁負荷量をフレームと原単位から積み上げ、その経年変化を調べた。手賀沼流域全体としては、流域下水道供用開始前の昭和55年度から61年度にかけて排出負荷量が減少しているが、近年は横ばい状態である。
- ② 一雨当りの比流出負荷量と流出高、先行降雨係数、平均降雨強度との相関について調べ、T-Nについては流出高のみ、COD、T-Pについては流出高の他に先行降雨係数、平均降雨強度も加えることで、比流出負荷量を表現できることがわかった。
- ③ 将来、下水道整備が進展した段階においては、流域における排出汚濁負荷量が大幅に減少することになるが、その際の汚濁負荷の流出形態が今回の調査結果に比べどのように変化するかを調べるのが、下水道整備効果を正しく評価する上で必要である。

—参考文献—

- (1) 安藤、中村：合流式下水道の改良に関する調査、昭和52年度下水道関係調査研究年次報告書集（土木研究所資料第1421号）

貯水池における曝気循環の効果に関する現地実験

ダム部水資源開発研究室 天野 邦彦

1. まえがき

管理ダム数の増加に伴い、ダム管理の合理化、ダムの統合運用、貯留水の有効利用などの課題が益々重要となってくる。特に貯留水の水質はその利用を考えたとき非常に重要な要因であり、適切な保全が強く望まれている。近年ダム上流域での社会活動の増加にともない発生する窒素、リン等が大量に貯水池に流入した結果（富栄養化）としてこれら元素を必要とする植物性プランクトンが大量発生し利水上好ましくない異臭や着色等の富栄養化現象と呼ばれる現象が見られる。富栄養化に伴う植物性プランクトン大量発生現象について昭和63年の全国ダムに対して行った富栄養化アンケートをみると生物大量発生現象に伴う利水障害の内容としては異臭味、浄水場ろ過閉塞、景観障害等が報告されており、生物大量発生ダム数は回答があった230ダム中37で全体の16%にあたり富栄養化現象は貯水池水質における重要な現象であることがわかる。

ここでは、貯留水の有効利用という観点から、貯水池の富栄養化に伴う水質問題対策の1つである曝気循環法について考察するものである。

2. 目的

貯水池の水質保全（富栄養化対策）を行おうとする場合、流域からの流入負荷を削減することが基本になるが、流域での対策は経済的にも時間的にも多大な労力を必要とするものであり、長期的展望に立って行われるべきものである。これに対して、貯水池内において対症的に行うことが出来る対策も考えられる。これらの手法としては浚渫、導水による希釈、選択放流、湖底の被覆、曝気循環等があげられる。本報で述べる曝気循環法は貯水池の環境を変化させ特に異臭味の原因となる植物性プランクトン大量発生現象の抑制を図るものと考えられる。ここでは、この曝気循環による貯水池水質の変化を現地観測結果をもとに明かにすることを目的とする。

曝気循環法は貯水池内に空気を注入し強制的な鉛直方向の循環を生じさせ、植物性プランクトンの発生量を抑制しようとするものである。曝気循環が有効であるとされる理由は定性的に

- ・ 光制限
- ・ 底層の溶存酸素量増加による底泥からのリン等の溶出抑制

が効くためであると考えられる他、全発生量の抑制とは別に異臭味の原因となる藍藻類から緑藻類等への優勢藻類種のシフトが起きるとも言われている。

3. 方法

実際に上記の曝気循環を行っている貯水池における曝気循環運転前後の水質変化及び植物プランクトンの変化について検討すると共に、平成2年の夏に曝気循環の運転を一時期停止してその影響について水温変化、水質変化の現地観測を行った。対象とした貯水池は総貯水容量45,300,000m³、常時満

水時の平均水深約10mの多目的ダムである。このダムにおいては湛水開始以来昭和58年までの13年間に8ヶ年かび臭が発生している。このため、昭和59年より曝気循環による水質保全を行ってきた。このかび臭はPhormidiumによるものと判明している。図-1は対象貯水池の平面図である。また、図-2に曝気循環装置の概略を示す。



図-1 貯水池平面図

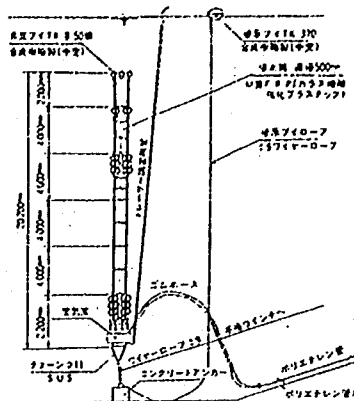


図-2 曝気循環装置の概略図

4. 結果

曝気循環装置設置前後での貯水池水質変化を水温及びプランクトン数で見ると以下の様になる。図-3は昭和56年から昭和63年までのダムサイトにおける貯水池水温の等温線である。年間の水温変化について見ると、夏季において完全に混合されるには到っていないのがわかる。図-4は昭和55年より平成元年まで毎月、年12回行った植物プランクトンの定量調査の結果を用いてプランクトン種毎に総計を表したものである。昭和59年以降は藻類総量が減少する傾向にあると共に特に表層における藍藻類の割合が減っている。(ここではPhormidiumは藍藻類として数えている) 循環による効果で藍藻類の抑制が達成されたと考えられる。

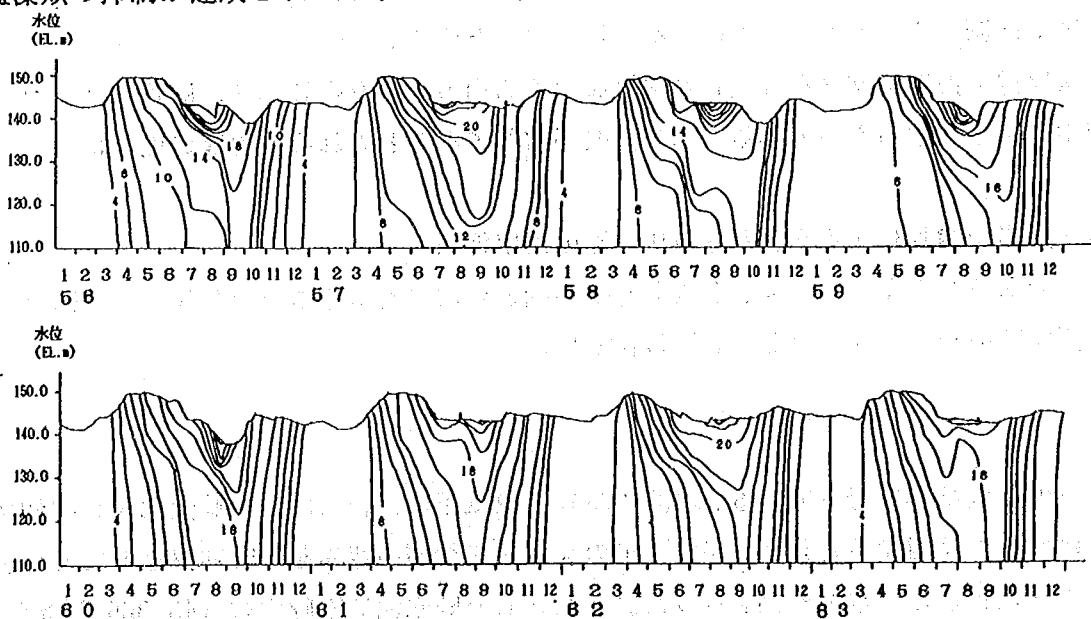


図-3 貯水池水温の等温線図

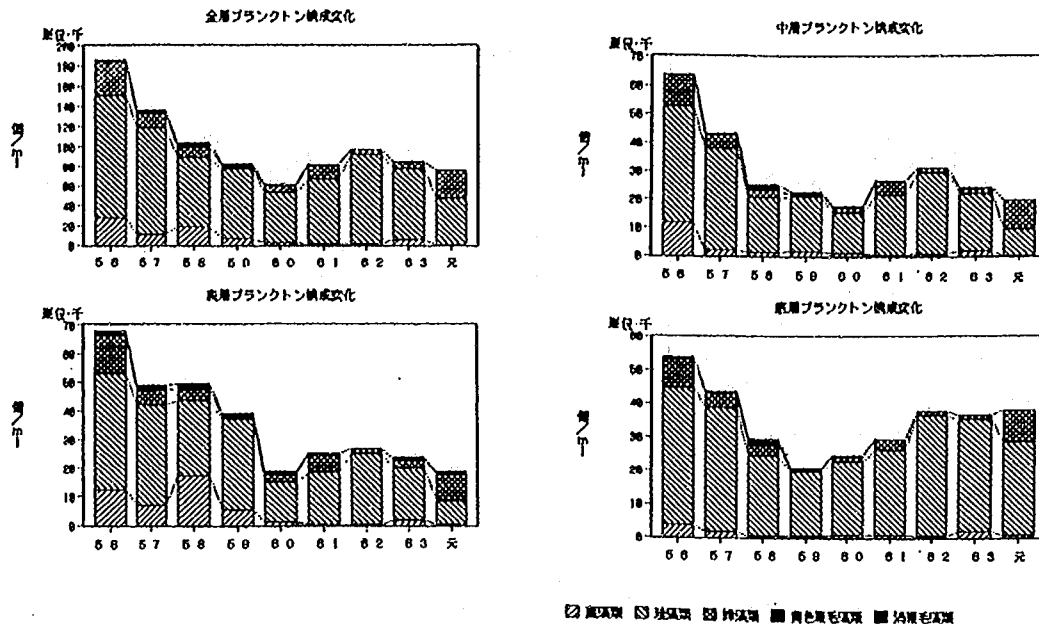


図-4 プランクトン種別割合

以上の結果から曝気循環を行ったことにより貯水池水は完全に混合するには到っていないが、プランクトンの構成には大きく影響していることがわかる。

また、曝気による循環の様子を調べるために平成2年8月22日から9月26日までの間、水温の連続観測、風向風速連続観測を行った。水温については0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0, 8.0, 9.0, 10.0mの水深に設置したサーミスタチェーンを用いて20分毎に、風向風速については水面上3mの位置で10分毎の平均値を測定した。水温観測を行った地点は湖心地点であり、最も近くの装置から約300m離れている。

循環がなければ貯水池水の流動に影響を与える要因としては、①河川からの流入②ダムからの放流③風による表層の混合促進④日射、輻射等に伴う水温変化が挙げられる。これらの要因に曝気循環が加わることで貯水池水の流動がどの様に変化するかを確かめるために8月22日の午前8時30分から28日の17時までの1週間、一時的に循環装置の運転を停止し、流入量、放流量、気温、日射量、風向風速及び鉛直水温分布の変化を調査した。

図-5に水温の経時変化（上から0.5mより10mの位置の記録の順にプロットされている。）、図-6に気温及び日射量の経時変化図を示す。気温及び日射量変化が似ている8月25日から27日までの3日間と9月1日から3日までの3日間の貯水池水温の経時変化を見ると前者では風速も小さいことから0.5mから2mまでの層ではほぼ同様の日周変化を示している。それに対し、循環装置を運転している期間である後者では0.5mから1mまでは前者と同様の傾向を示すが、2m層以深では前者と異なる変化を示す。特に2m及び3m層での相違は顕著であり、規則的な日周変化が見られず、また、水温が低下している。これは、気泡の上昇と共に上昇した水塊が表層水と混合した後に水深2mから3mの層に進入するために昼間の水温の上昇が抑制されると共に水温変化が少なくなった結果と考えられる。また、この時、同時に5m以深では明確な日周変動を伴わない水温の漸増を示している。これは、2mから3mの層の水温低下に伴う変化と考えられる。

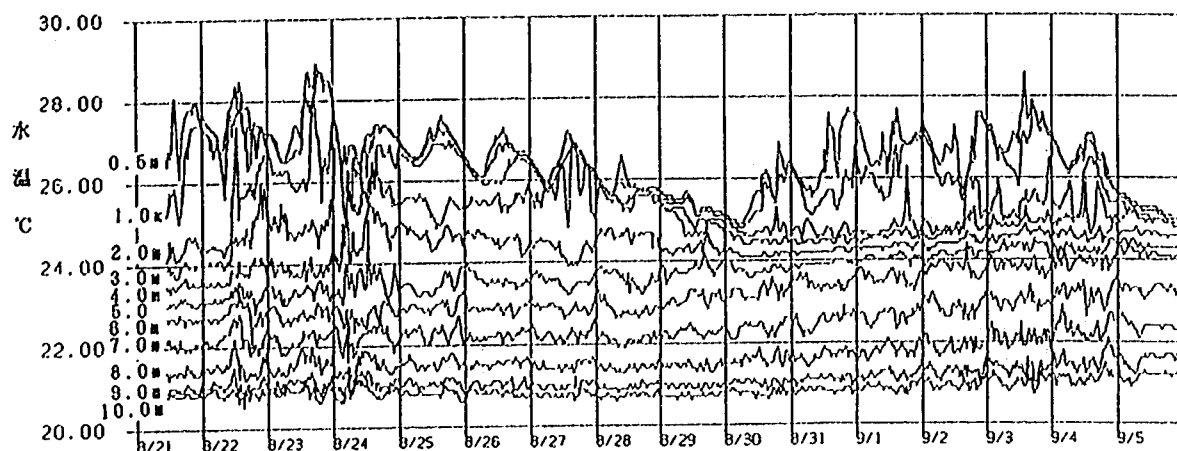


図-5 水温経時変化

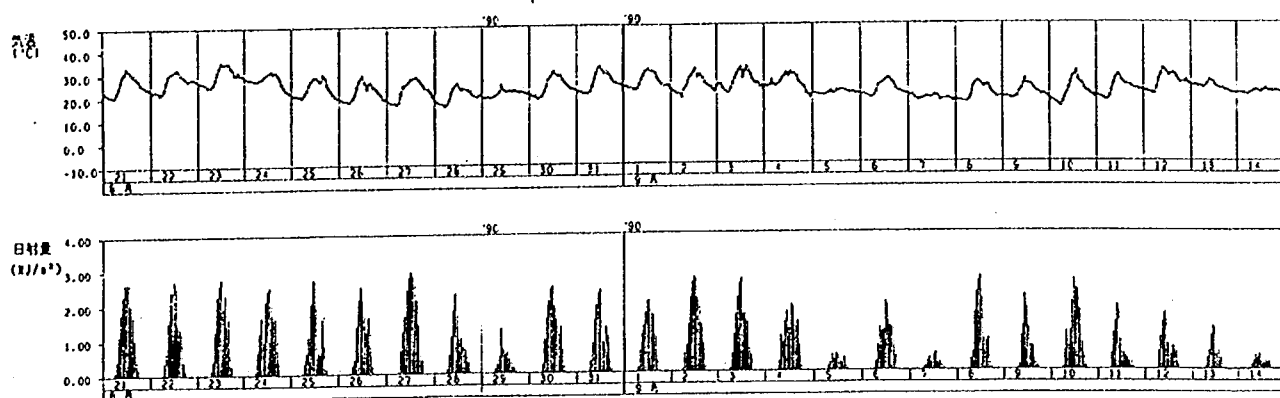


図-6 気温及び日射量変化

今回、水温の連続観測を行った地点は曝気循環装置から約300m離れた地点で行っているものであることから、循環の影響は全貯水池に波及していると考えられると共に、水深2~3m付近は藍藻類が増殖しやすいことから成層を完全に破壊しなくても曝気循環により貯水池表層の状況を変化させることでダム貯水池管理上望ましくない藍藻類の増殖を抑制する可能性があると考えられる。

5. まとめ

現地貯水池での観測結果から曝気循環によりプランクトン種の構成割合が変化したことを示した。この貯水池では、曝気循環運転前は夏季に表層でのPhormidiumの大量発生が見られたが、運転後は見られない。また、平成2年の実験から曝気循環が表層水の環境を変化させていることが明かとなった。夏季の表層でのPhormidiumの大量発生は、水温成層により鉛直方向の水の混合が抑制される時期に起こると考えられるため曝気循環による鉛直混合促進がPhormidiumの発生を抑制したと考えられる。

ただし、今回検討の対象とした貯水池における曝気循環の効果は明らかになったと言えるが、この結果を他の貯水池に適用するためには、表層水の環境変化があったと言うだけでは定量的な評価に到らないので、今後循環水量や表層水の流動の正確な把握、また、表層水の流動がプランクトンに与える影響等についてさらに検討を進める予定である。

海洋構造物への生物の付着挙動に関する研究

地質化学部化学研究室 佐々木 巖

1. まえがき

海中に構造物を設置すると、部材表面には様々な海中生物が付着する。生物付着は、生物生態学の分野を別にすると、漁業や発電プラント関係においては被害例が多いために多数の調査例があるが、海岸保全施設としての土木分野では、過去に生物付着を重要視する必要がなかったこともあって調査例は少ない。

昭和61年度から平成2年度まで実施された海洋総プロにおいては、防波堤の様に海域を仕切らない海水透過型の新形式消波施設である海域制御構造物が多数検討された。このなかには部材が入り組んで複雑な構造を有し海中部の表面積が大きな型式もあり、これらの構造物では生物付着による影響が大きいと予想される。例えば、海中生物の付着により空隙の目詰まりを生じ設計以上の波浪強度を受けたり、消波等の機能に変化をもたらすことが考えられる。また、腐食速度の変化や、特定部位への死骸の堆積による環境変化を生じる場合もある。

構造物の設計施工や施設管理あるいは海域環境評価を行うにあたっては、事前に海中生物の付着量及び生物種等について土木構造物面から把握しておくことが望ましい。本報告は、海洋総プロの課題として、昭和62年度から平成2年度までの4年間にわたる継続的な実態調査を行った結果の中から、構造物の見地からの付着挙動の解明に関する内容を取りまとめたものである。

2. 目的

本研究の目的は、海中生物付着が新しい形式の消波構造物に及ぼす影響を評価・予測する際の資料とするために、海中に設置された供試体や構造物に対する付着挙動の実態調査結果から海中生物の付着量や生物種などの付着挙動を明らかにすることである。

3. 方法

調査は、付着に及ぼす各種の要因別に挙動を調べるため、単一杭における付着状態の変化、部材配置などを、以下の各項目にわけて供試体設置や構造物調査により行った。

(1) 単一既設杭における基礎的調査

駿河湾海洋技術総合研究施設の主杭を対象に、海中生物付着状況を杭の各部位において測定し、方位方角や水深方向、経時変化などの基本的挙動について調べた。

(2) スリットモデル供試体における海中生物付着調査

コンクリート板を用いて製作したスリットモデル供試体を海中に浸漬し、海中生物付着によって狭くなる開口部分を測定して、付着基盤の形状による挙動変化を比較した。

(3) 駿河海岸新型離岸堤における生物付着状況の調査

中部地方建設局静岡河川工事事務所が事業を進めている新型離岸堤を対象に、スリット形状をもつ実構造物における海中生物付着状況の調査を行った。

各調査の経過をまとめると、表-1のようになる。

表-1 調査の全体工程 (例: ①…1月の調査、○は調査対象の設置時点)

	昭和62年度	昭和63年度	平成元年度	平成2年度
(1)単一既設杭調査※	⑧ ⑫	⑧ ⑫	⑧ ①	⑧ ①
(2)リット供試体調査		○ ⑧ ⑫	⑧ ①	⑧ ①
(3)新型離岸堤調査		○	○ ⑧ ①	⑧ ①

※…昭和59年3月設置 (海洋科学技術センター調査: 昭和60年1,3月)

4. 結果

(1) 単一既設杭における調査

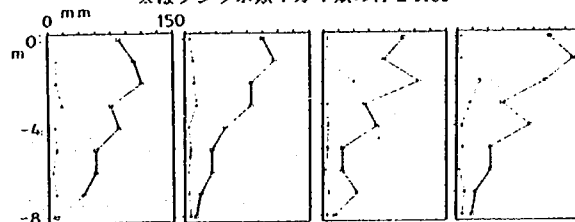
基礎的実態調査としての調査は、研究施設の本体鋼管杭を対象とし、付着状態とその経年変化に注目して潜水調査を行った。海中生物の付着は日照量や波浪等の影響を受けると考えられるため、測定点は杭周囲数方向毎の水深1mおきとした。測定は、各点につき10~20cm四方の範囲における付着厚さを計測し、水中写真撮影と近傍からの生物採取により付着状態の観察と付着種の分類を行った。

調査結果の例として、平成元年夏の調査結果を、表-2に示す。生物種構成は、設置から比較的長い期間が経過しているため単一種が優占的に成長せず様々な種が共生し、主な付着種はフジツボ類、ムラサキイガイ、コケムシ類、藻類であった。季節的にみると、夏にフジツボ類とムラサキイガイが優占的に成長し、冬はコケムシ類、カイメン類、ホヤ類、藻類等の生物群が増加し生物相が複雑になる傾向があった。水深別にみると、フジツボとムラサキイガイは-4~6mまでであり、その他の種の付着群は-3m以深で観察され、コケムシ類を主として生物種が増加する傾向となっていた。

表-2 単一既設杭の調査結果の例

水深	杭No 3 A 平成元年度 夏調査				単位 (mm)			
	東	南	西	北	最大	最小	※	
0	90	2	100	6	105	5	◎	120
-1	110	10	115	10	80	3	◎	150
-2	120	10	85	12	125	40	◎	115
-3	80	18	85	15	55	5	◎	60
-4	90	8	52	4	70	6	◎	95
-5	60	10	35	7	25	5	◎	45
-6	60	5	35	4	25	3	◎	45
-7	45	10	20	5	45	7	◎	25
-8	10	6	14	7	15	4	◎	20

※はフジツボ類イガイ類の付着状況



付着の最大厚さは季節や生物相の変化など種々の要因により変動するが、今回の調査結果における変動からみると、当海域においては付着の最厚部分は概ね10cm、最大でも15cmとみられる。水深方向では、フジツボとイガイが優占種である-1~-3mがピークとなっており、日照と波浪及び海底砂の巻き上げ等のため、当海域では生物が多量に付着するのはおよそ-3mまでであると言える。

付着の顕著な水深-1~-3m部分の経時変化を表したのが図-1である。局所的な特異点を拾わないよう、複数の測定点 (各回調査で共通した東と南向きの2方向、計6測点) の平均値を用いた。10及び12ヶ月の結果は同施設での海洋科学技術センター調査結果を使用した。

図-1からみると、潮間帯直下における付着厚さは、生物自体の寿命と成長肥

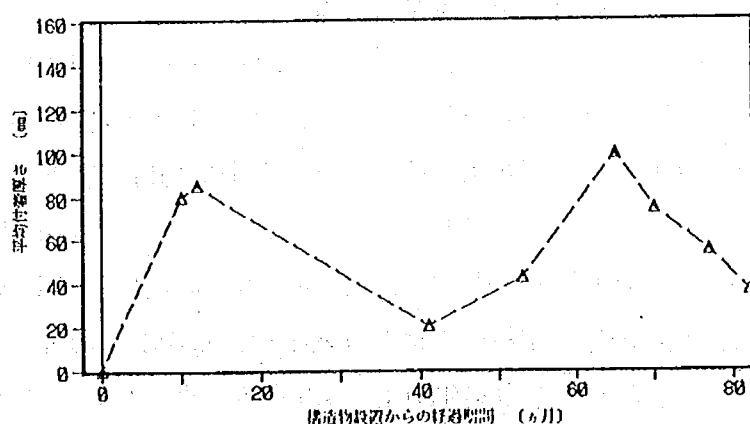


図-1 杭の付着厚変化 (東、南の-1~-3mの平均値)

大による剝落、種々の環境変化、強風波浪等の影響によりある程度の幅を保って変動し、当海域付近においては最大付着部の平均的な厚さは10cm程度ではないかと推測される。周期的変動の要因としては、環境変化による生物系変化や、寿命や肥大に伴った波浪による剝離脱落などが考えられる。

(2) スリットモデル供試体における付着調査

スリットや隅角部などの三次元的な形状を持つ場合には、片面だけの場合とは違った状態で付着することが考えられるため、スリット間隔による影響に注目した調査として、コンクリート板を平行に二枚向い合わせた供試体を海中に浸漬し、開口部分が海中生物によって埋まる状態を観察した。

調査結果として、片側付着厚さの経時変化を示したのが図-2である。付着厚は、スリット両側の付着がほぼ均等であるため、残存開口幅から求めた。

スリット供試体は、平成元年度夏調査までは各スリットとも均等に生物が成長し付着厚の増加を続け、スリット間隔の狭いものから順に開口部が閉塞し、設置から1年あまりで各スリットともほぼ目

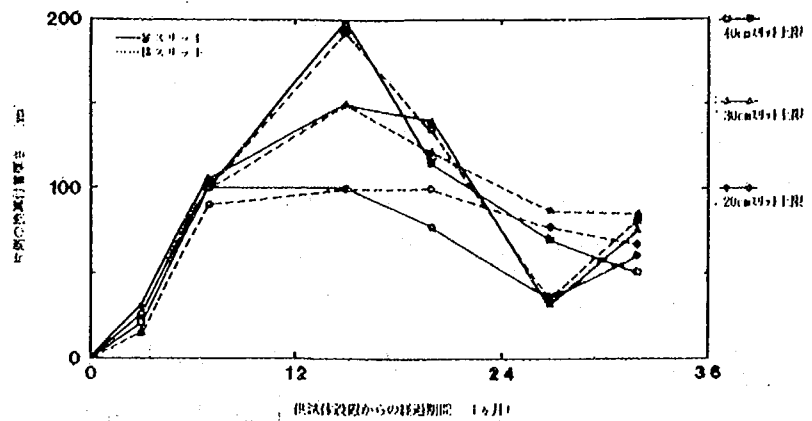


図-2 スリットモデル供試体の生物付着厚さ経年変化

詰まり状態となった。その後、間隔の大きなスリットから生物の脱落が始まり、全てのケースについて開口部が大きくなり、その断面形状が平行でなく不均一となった。脱落原因としては、フジツボやイガイ類など成長の大きな種類の偏在に起因した、波浪、環境変化、肥大、寿命等の影響が考えられる。閉塞状況から、部材形状によっては単純な部材に比べて大きな付着厚（20cm程度）になることがわかり、さらに脱落后はいずれの間隔においてもスリット間隔や向きに関係なく付着厚さが5～10cmとなることがわかる。以後は、生物相の多様化と周期的変動を続けるものと予想される。

付着生物種は、3ヶ月经過の段階ではオオアカフジツボが一面に付着し、イガイとカキ類が混在付着していた。そして、被覆型の付着構造を持ち成長速度の大きなムラサキイガイが一時期優占付着するが、約2年経過後には脱落し、付着塊の奥で成長していたとみられるオオアカフジツボが大半を占めていた。

(3) 駿河海岸新型離岸堤における調査

前記研究施設に近接して事業が進められているスリット構造を有する消波構造物であり、生物付着調査は、1～3期工区〔昭和62～平成元年度〕（各期とも1～3月に消波部材を施工）の3工区について行った。各工区の陸海両側と離岸堤上面を測点とし、前記杭調査と同様の潜水調査を行った。さらに、-3m部分の各表面より生物採取を行い、実験室に持帰って生物種の同定とムラサキイガイの殻長（尖った先端から後端までの最大長で表示しハマグリ型貝類の殻高に相当）測定を行った。

付着厚さは、新型離岸堤の設置からの経過年数に比例して付着厚さが大きく、おおよそ1年強で最大厚さ7～12cmまで成長し、その後7cm程度の厚さで安定する。外洋側と陸地側との差は顕著ではなかった。また、部材接合部における天井面と左右面との差については、天井面が少ないとみれる部分あったが、やはり付着厚さと付着生物種とも有意差は認められなかった。

ムラサキイガイの殻長変化を示したのが図-3である。この図は、新型離岸堤が3工区にわけて1年おきに設置されたため、各工区の平成元年冬～2年冬の調査における1年間の結果を、経過期間に応じた3年分として図示したものである。各工区ごとの経過期間境界の値（施工から1及び2年目の時点）

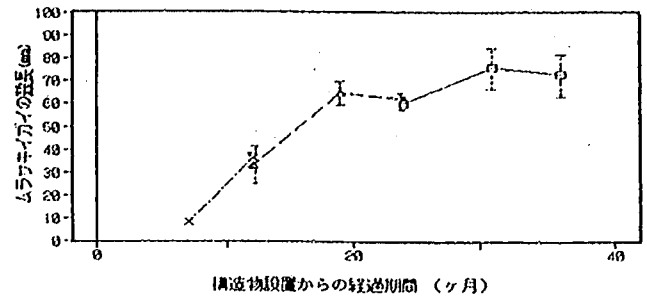


図-3 ムラサキイガイの殻長変化（離岸堤陸側）

がほぼ一致しているのは、構造物が設置され稚貝が着生してからの経過期間に応じて個体が成長し、ムラサキイガイの成長量（殻長）が経過期間のみから決まるということで、これはスリット供試体における初期の付着厚増加速度が等しいことに関連して説明できる。ムラサキイガイ成体の殻長は通常8 cm以下、最大でも10 cmとされている。今回の調査では、6～9 cmで上限に達しているとみてよく、これに該当している。そして、前項目のように2～3年で起こる脱落は、その成長（殻長変化）と関連性があり、個体の寿命と考えられる。

生物種の構成からみると、設置初期にフジツボ類と領域をわけて共棲していたムラサキイガイが、幼生の浮遊期間、成長力、他種被覆性などで他種に勝るため、殻長の増大とともに厚さと領域を拡大していた。しかし、前記調査で観察されたように死滅時期があると思われ、今後ある程度の期間優占付着を続けた後は脱落し、次第に多様な生物相へ変化して周期的変動を続けるものと予測できる。

5. まとめ

(1) 海中生物の着生と、その付着群の成長・安定の形態

構造物設置直後の着生状況は、設置時期の産卵・幼生浮遊種の構成が主な要因とはなるが、その後安定生物相へと変化する。今回の調査においては、初期付着は、春～夏設置の場合はオオアカフジツボ、冬設置の場合には藻類とムラサキイガイであったが、その後ムラサキイガイ、フジツボ類、コケムシ類、藻類などが水深によって棲み分けされる生物相を形成していた。付着生物群は、種々の環境要因のほかに、付着種間における時系列的順序、付着機構、世代維持法などに応じて安定な状態をとる生物相を構成し、周期的な変動を続けるものとみられる。

最大付着厚はムラサキイガイ着脱周期(2～3年)に起因し、5～15 cmを周期的に変動していた。

(2) 生物付着厚さの部材形状依存性

部材面が近接した供試体調査から、付着群の初期成長段階において片面約20 cm程度までは付着することが確認された。しかし脱落等の生物相変化によりこの差は減少し、新型離岸堤のように1 m以上の間隔がある場合には、杭状部材と同様に10～15 cmが最大値となることがわかった。

(3) 付着群の調査法について

今回の調査では、付着量は10～20 cm四方の範囲における最大厚さを主要な評価項目としたが、最大値の他に面的な平均付着厚や付着強度を加味した評価を行うことが望ましいであろう。海域の特性や海底面の深度により付着分布が変化するため、付着の認められる気中部（通常は満潮線付近）から海底までの水深方向調査が必要である。また、付着量は生物群の種類構成の影響を大きく受けるため、生物種の分類観察による生物相変化を、周辺の環境因子とともに観測することが重要である。

ダム放流設備の主ゲート下流の整流管の水理特性

ダム部ダム水工研究室 宮脇千晴

○桑原幹郎

1. まえがき

ダムの放流設備には、非常用洪水吐き、常用洪水吐き、利水放流設備、水位維持管理用低水放流設備がある。これらの放流設備の形式、規模は、必要とされる機能を満足することはもちろんのこと、ダム本体の形式、形状や施工法、さらに他の設備との位置関係を考慮して選定する必要がある。特に、近年重力式コンクリートダムにおいては、施工の合理化が進んでおり、放流設備の据付けがダム堤体を施工する上で大きな障害とならないよう配慮されるようになってきている。

このような背景から、中小流量を対象とした常用洪水吐きや水位維持管理用放流設備では、放流管を傾斜させずに図-1に示すように管路の大部分を水平に設置する形式が採用されることが多くなってきている。本研究は、この形式の放流管について主ゲート下流の整流管の検討を行うものである。

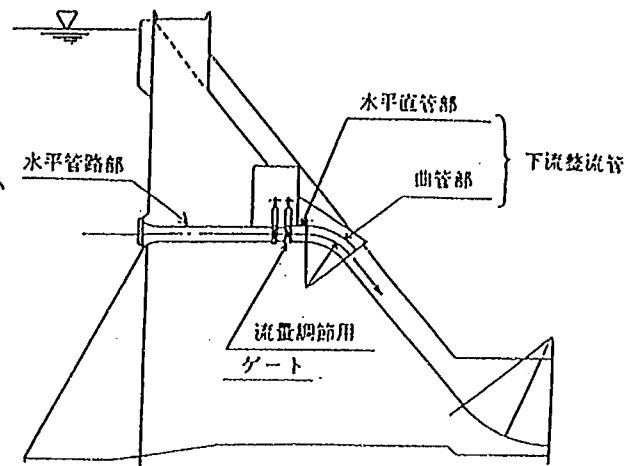


図-1 整流曲管付放流管

2. 目的

一般に整流管とは、ゲートからの複雑な流向を持つ噴流を整流し、安定した流れとして下流水路に導流する機能を持つ内張管を指し、通常直管であり、その径は、ゲートの径を D とした場合、 $1.3D$ 程度以下で設計されている。本研究で対象とする整流管は、図-1に示すように、直管部と下流の減勢工への影響を考慮して放流水脈を堤体下流面に沿わせるように考えられた曲管部で構成されたものであり、全体のレイアウトから十分に直管をとらずに設計されることになる。この形式の整流管を設計するにあたり、整流管への給気、管内の流況、作用力を把握することが必要であるが、その影響ファクターとして直管部の管径、長さ、曲管部の曲率半径、給気管の径が考えられる。本研究は、給気特性や、放流能力と整流管の規模、形状の関係について水理実験を主体に検討したものである。

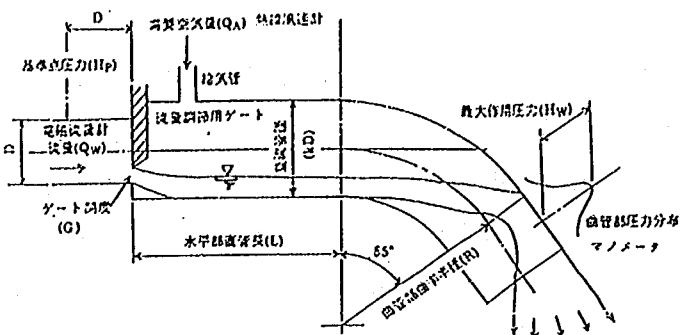
3. 方法

模型は、透明アクリル製のものを使用し、圧力水槽にすえ付けた。流量は、給水システムの電磁流量計のデジタル出力値の平均値を使用し、圧力水頭は、模型にピエゾを設け、水柱マンメータで計測した。但し、基準点圧力(H_p)と、曲管部壁面に作用する圧力水頭は、デジタルマンメータ(水圧計)で計測している。給気量は、熱線風速計で給気管中心の風速を計測し、それに断面積(直径50mm)を乗じて求めた。

表-1に実験ケースを示す。実験は、整流管の形状ファクターに関する一般的な影響をみるために実施した。表中の記号は下のとおりである。

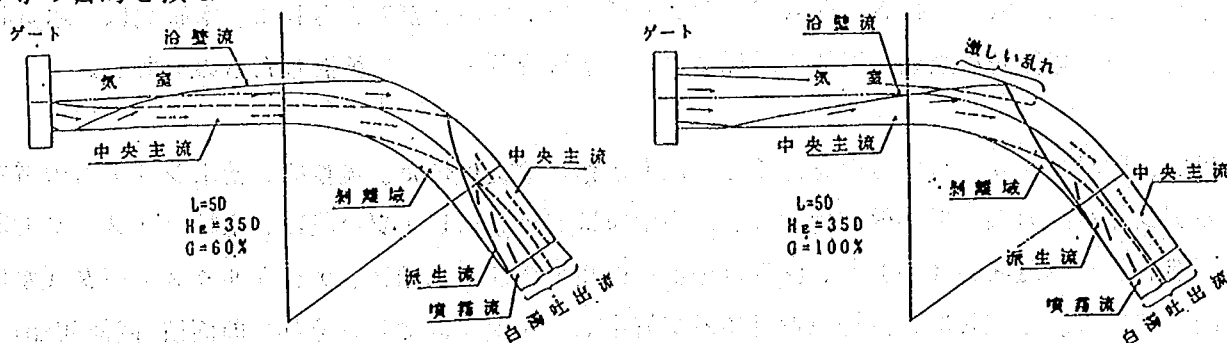
ゲート上流 1 D の整流管中心線上の点を基準点とする

		食取管径	取管径 L	出管端面半 径R	作用水頭 H ₀	ゲート開度 O
実 験	A	1.30	60, 100 150, 200	60	250, 500 750, 1000	25%, 50% 75%, 100%
	B	1.30	100	60, 100 150	250, 500 750, 1000	25%, 50% 75%, 100%
	C	1.40	60, 100 150, 200	60	600 1000	25%, 50% 75%, 100%



整流管は、直管部と曲管部で構成されている。直管部については下流整流管がある場合と無い場合についてそれらが流量係数に及ぼす影響についての実験を行った。その実験ではゲート高さを D として、ゲート下流整流管に $1.3D$ のものを使用し、給気管には、直径 60mm のものに $20, 30, 40\text{mm}$ のオリフィスプレートをつけて実験を行なった。その結果によれば、下流整流管無しの場合には、流量係数は、作用水頭によらずゲート開度ごとに一定であるが、下流整流管をつけた場合には、ゲート開度により差はあるものの作用水頭の増加にともない流量係数も、増加することがわかる。この傾向は、オリフィスプレートの径が小さいほど顕著に現れている。これは、給気が十分になされておらず整流管内の気圧が下がり、それにともない放流能力が、増加したものである。そこで、整流管内の負圧を考慮して放流能力を調査すると、整流管無しの場合と流量係数が一致することがわかった。

整流管の直管部の規模（管径(kD)、長さ(L)）を決定するにあたっては、ゲートからの複雑な流向を持つ噴流を整流して、安定した流況で流下させ給気が十分で整流管内が大気圧に近い状態を維持できるように規模が必要である。なおかつ、それらはこの形式の放流管のダム堤体施工への影響を少なくする等の目的を損なってはならない。



4.2 整流管直管部の長さの影響

図-3に流れの模式図を示す。ゲートからの水脈噴出角度は開度が大きくなるに従って下向きの流

れから水平に近くなる。放流水脈は整流管底面に衝突、変形、拡散し、中央主流のほか側面をはい上がる流れを生じる。作用水頭が大きくなると水脈表面の乱れが激しく、気泡を取り込んで白濁すると同時に壁沿いの流れが発達する。作用水頭が大きくなるに伴い、流速が速くなり、給気量も増大する。また作用水頭と開度が大きくなるほど、放流水脈が整流管底面と衝突するまでの距離が長くなり、水平直管部の整流効果が減少する。ゲート全開放流時においては、水脈は、ゲートから水平に噴出し、作用水頭が大きく水平直管部が短い場合 ($H_g=100D$, $L=5D$) には放流水脈が水平直管部を飛び越えて直接曲管部に衝突し、水平直管部で整流されていない場合も生じる。

まず、整流管直管部の長さの影響について $kD=1.3D$, $R=5D$ の条件で検討した。流況観察によれば、 $L=10D \sim 15D$ 以上の直管長があれば整流され安定した流況で流下させることが確認できた。次に、整流管内への給気量と流量係数の関係を調査した。その結果、給気量が少ないほど流量係数が大きくなる傾向がみられた。それは、4.1に示したように整流管内の負圧が大きくなり、見かけの流量係数が大きくなるという同様な現象を表していると考えられる。このため、ここでは給気量と流量係数から給気量が大きく、なおかつ流量係数が小さい方が管内の負圧が小さいと判断した。

$L=15D$ までは、 L が長くなるほど流量係数は、小さくなっている。しかし、 $L=20D$ の場合では、流量係数が増加している。これは、 L があまりに長すぎる場合は、管内流速が落ち、そのため給気が滞るものと思われる。

4.3 整流管径の違い ($kD=1.3D, 1.4D$) による影響

流況観察によれば、 $R=5D$ を一定とした場合、 $kD=1.4D$ の時、 $L=10D$ 以上の直管長があれば流水が十分整流されていることが確認された。

管径の違いによるケース ($kD=1.3D$, $kD=1.4D$, $R=5D$, $L=15D$) について流量係数を比較すると、 $kD=1.4D$ のケースの方が大きく、整流管内の負圧がやや大きいと考えられる。しかし、 $kD=1.4D$, $R=5D$ を固定して L を $5D, 10D, 15D, 20D$ と変化させた場合について流量係数の比較を行うと、 $L=10D$ の時流量係数が一番小さくなっている。そこで、 $kD=1.3D$ の時の最適直管長 $L=15D$ の場合と、 $kD=1.4D$, $L=10D$ の場合について流量係数、給気量を比較してみると、両者に大きな差はないが、 $kD=1.3D$, $L=15D$, $R=5D$ のケースには給気量に変動がみられ、 $kD=1.4D$, $L=10$, $R=5D$ のケースのほうが安定した給気がなされていることがわかった。

4.4 曲管部についての検討

曲管部で必要な機能は、直管部からの流水を変向させ、そのとき発生する流水の乱れを再度整流し、堤体下流面に安定した流況で放流させることがあげられる。曲管部でこのような機能が得られなければ、堤体下流面の保護、減勢工への影響など新たな問題を引き起こすことになる。また、曲管部の形状を決定するにあたっては、施工性の考慮も忘れてはならない。つまり、 R が大きくなれば整流管の施工の鉛直高さが大きく、直管長も短くなり、この形式の放流管の利点を損なうことになる。

ゲート開度が小さい場合、 R を大きくすると水脈が曲管上面に衝突する位置が下流方向へずれる。水理的には、衝突位置が下流方向へずれるほど衝突角度は緩くなり、スムーズに流水が流下していく流れが得られる。ゲート開度が大きいとき、 R , H_g が大きいほど空気室が小さくなり満管状態に近くなる。 R を $5D, 10D, 15D$ と大きくしたときの給気量、流量係数の比較を行う。ゲート開度が小さい場合は、 $R=10D, 15D$ の方が、 $R=5D$ より流量係数が小さくなっている。ゲート全開時には、 $R=5D$ の方が、 $R=10D, 15D$ より

り流量係数が小さくなっているが、給気量の変動は、大きくなっている。曲管形状を決めるにあたっては、作用圧力、給気量などゲート全開時が一番条件が厳しいと考えられることから、全開時において流量係数や給気量及び施工性を勘案すると $R=5D$ のものが最適な曲率半径であるといえる。

以上から、今回の実験範囲においては、 $kD=1.4D$ 、 $R=5D$ 、 $L=10D$ が最適形状である

また、作用圧力については、全ケースで最大作用圧力(H_w)が H_E の増加に伴い単調に増加し、増加率(H_w/H_E)は開度が大きく、水平直管部が短い程大きくなっている。この傾向は整流管径を $1.4D$ としても変わらない。この原因は、開度が大きくなるほど水脈の噴出角度が大きくなり、放流水脈が整流管底面と衝突するまでの距離が長くなること、また、 L が短いほど直管部での整流区間も短くなることによると考えられる。図-4に全開時の曲管部圧力分布(展開図)を示す。 L が短い程水圧最高点が上流側へ移り、かつ値も大きい。また等圧線間隔も狭く水脈が集中して衝突していることがわかる。

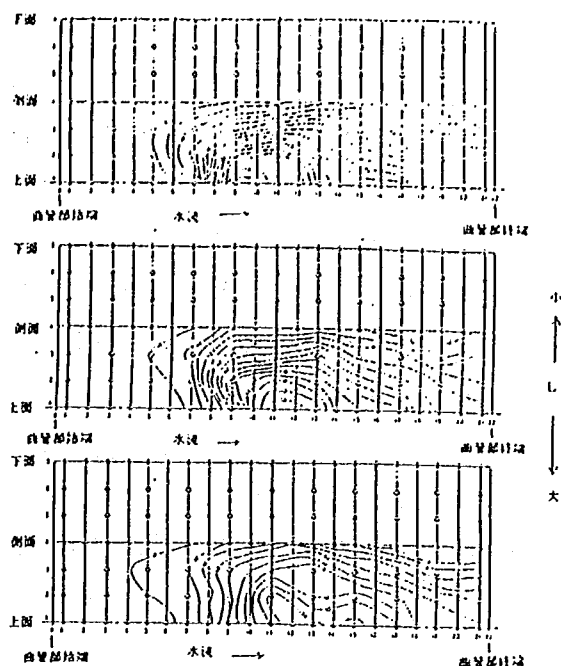


図-4 全開時の曲管部圧力分布(展開図)

整流管曲管部の設計においては、水脈の衝突によって生じる力(下流に向かう水平力と鉛直上向力)の算出が重要と考えられ、圧力調査で得られた圧力分布を用いて作用力を求める方法と、運動量式により曲管部に作用する力(F_c)を計算する方法で、曲管部に作用する力の検討をした。

この結果より、1)開度が小さい間は作用水頭や水平直管長の影響は大きくないこと、2)開度が大きくなるに従い、作用水頭と水平部直管長による差がケース間に現れ、全開時において水平直管部が短いケースと長いケースが明確に区分されること、3)全開時、水平直管部が短いケースで計算値に対する観測値の比は、水平方向力が約 $1.3\sim 1.5$ 、鉛直方向力が約 $0.9\sim 1.1$ 、合力が $1.0\sim 1.1$ であり、その作用方向は鉛直線から約 34 度の方向であること等が指摘できる。

5. おわりに

今回の検討では、整流曲管付放流管(ジェットフローゲートを有する型式)における下流整流管の流況、需要空気量および曲管部作用力に対する整流管寸法、作用水頭およびゲート開度の影響についての基礎的な知見が得られた。また、需要空気量と曲管部作用力については定量的な結果を得たが、これらは実機放流試験等を踏まえて検証を行っていくことが必要である。また給気管径を変化させた場合の影響や、ゲート形式を変えた場合、作用水頭が違う場合についても検討が必要と考えられる。今回触れなかったが、負圧の問題、曲管部における圧力変動とそれに伴い水脈が不安定になる問題等実施設計にあたり解決すべき事項についても今後検討していくつもりである。

6. 参考文献

- 1) 山下敏和, 中沢顕司: 整流曲管付放流管の下流整流管に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第46回, 土木学会, 1991

河川構造物管理情報システムについて

積算技術研究センターシステム課 野口 勉

1. まえがき

河川管理に求められるニーズが多様化し、従来から保管されている情報、あるいは日常業務で頻繁に更新・追加される各種の情報が増加するのに伴って、必要な保管スペースの増加や占用許可業務資料の検索効率の低下及び資料の散逸の危険性等が問題として指摘されている。これに対する有効な施策として、近年著しい進歩をとげた電子計算機技術を活用した各種情報の一元管理による業務のシステム化が望まれている。本稿ではこうしたニーズに応えることを目的として、河川管理に係る情報のうち河川構造物の現況、被災履歴及び許認可に関する情報を必要に応じて迅速かつ容易に検索できる河川構造物管理情報システム（データベース）を開発し、その適用性について検討した結果を報告したい。

2. 調査方法

調査に際しては、まず、地方建設局の河川系工事事務所を対象としたヒアリング調査により、河川管理者が必要とする情報の種類及び管理上の問題点を把握するとともに、河川管理で取り扱われているデータの種類及び量並びにデータの利用状況を調査し、データベースシステムで取り扱うデータを整理した。また、関東地方建設局及び北陸地方建設局の協力を得て、江戸川工事事務所及び信濃川下流工事事務所にパイロットシステムを試験導入し、河川管理施設及び許可工作物ならびに土地占用を対象としたデータ項目の標準化や共通機能の抽出等、今後全国的なシステムの普及を図っていく上で必要となる諸事項についての検討を行った。

3. 調査結果

3.1 河川管理業務における問題点とシステム構築の視点

(1) 河川管理業務における問題点

複雑な管理業務を効率化し、かつ管理技術の質的向上を図るために、現場での河川管理実務担当者から、日常の河川管理業務上の問題事項、ならびに河川構造物管理情報システムの有すべき機能等に関する意見を聴取した。調査対象事務所は江戸川工事事務所と信濃川下流工事事務所である。主な問題点として以下の諸点があげられる。

a) 河川現況台帳及び申請書等作成上の問題点

◎事務所には膨大な量の図面等が保管されているが、この検索に多くの時間を要するためデータが十分活用されない場合がある。

◎申請許認可業務においては、台帳類と図面(1/2500)の利用機会が多いが、現状の河川管理台帳には河川構造物等詳細図が記載されていないので内容が不十分である。

◎丙の5、6の台帳では記載内容が不十分で別途関係資料との二重処理が必要となっている。

b) ベテラン職員の減少により今後予想される問題点

業務上取り扱う情報量が多くなるとデータ相互の関連性を見い出すのが困難になり、特に近年のベテラン職員の減少によって、とかく、勘と経験にたよりがちであったデータの検索が困難になることが予想される。そこでだれもが簡単にデータにアクセスできるシステムの導入の必要性が高い。

(2) システム構築の視点

これらの問題点を解決する上で電算システムの活用は有力な手段となり得るが、これまでの業務環境の急激な変化をもたらさず、なおかつシステム化に必要なコストや労力等を少なくおさえるためには、優先順位を考慮した段階的整備が望ましい。そうした視点からすると

- ①現状で問題をかかえており、システム化することにより効果が十分期待されるもの
- ②今後とも業務量の増加が予測されるもの
- ③業務の標準化が容易でシステム化しやすいもの
- ④災害等緊急時に活用できるもの

等についてまずシステム化を図っていくことが考えられる。そこで当面のシステムとしては、かかえている資料・データ等情報量の多さからみて、河川管理施設及び許可工作物等許認可業務を中心に構築することが適切であると判断した。

3.2 システムの構築

(1) システムの構築方法

河川管理情報システムにおけるデータベースの構築について、データの利用形態等を考慮すると次の2つの形態が考えられる。

- ①工事事務所にデータベースを構築し、工事事務所や出張所で利用する分散型的方式 (図-1-a)
- ②局にデータベースを構築し、工事事務所や出張所でそれを利用する集中型的方式 (図-1-b)

河川構造物管理情報システムにおけるデータベースでは、工事事務所で日常的に発生するデータの管理と利用を目的としており、システムの主体的な利用者は事務所 (出張所) であることを考慮すると、図-1-aの事務所分散型的方式でシステムを構築することが望ましい。

(2) 取り扱うデータの標準構成

取り扱うデータの標準構成として、データの詳細な項目、取扱い形態、単位、コード化等の標準を定める必要がある。江戸川工事事務所及び信濃川下流工事事務所に導入したパイロットシステムで取り扱うデータ内容を大別すると以下のように分類できる。表-1に具体的なデータ項目を示す。

- ①河川構造物を管理する上で共通な項目
- ②施設 (構造物) の種類別に個別に必要な項目
- ③占用許可に関する項目

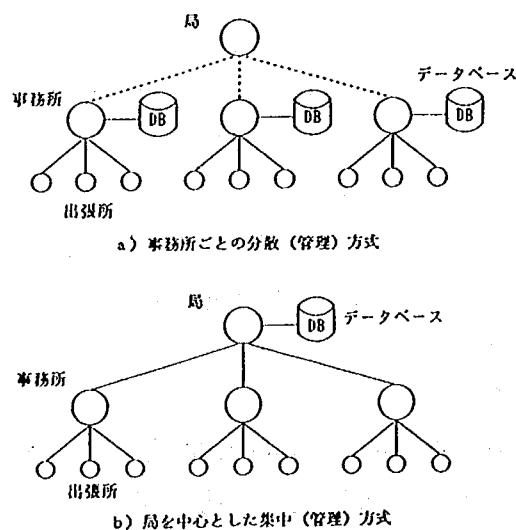


図-1 データベース構築方法の概念

表-1 パイロットシステムで取り扱われているデータ項目

テストシステム		江戸川	信濃川下流	備考
データ内容		占用物(土地占用、許可工作物) 施設等(管理施設)	占用物(土地占用、許可工作物) 施設等(管理施設)	
①共通データ	管理種別	地建、事務所、出張所等	同 左	施設の種別(樋門、機場等) 管理種別(丙-5、丙-6) 調査種別(丙-6のA~J) 等に係らず共通するデータである。 (データを管理する上での共通項目)
	データ日付	西暦年月日	同 左	
	施設名称、管理種別 関連データ等	管理種別(丙-5 or 丙-6) 調査種別(丙-6のA~J) 文書番号(光ディスクとの対応) 施設の管理番号 施設名称 関連施設の種別と整理番号 関連する図面番号等 施設目的	調査種別(丙-6のB or D) 文書番号(光ディスクとの対応) 施設の種別(樋門、機場等) 件名 施設の管理番号 施設名称 整理番号 関連図面等	
	施設の場所	水系名、河川名、左右岸、地名、 距離等	同 左	
②施設の種別別に個別のデータ		完成年月 構造、機能等概要 付属施設等の概要 施設本体の構造と寸法、 基礎構造と寸法、敷設、ゲート形式、 取排水型式、作動型式、排水量、 面積、面積、面積、面積、 操作要領の有無	完成年月 施設の名称 工事の種別 操作機関名称、種別、 作具名、連絡方法(図)、 操作要領の有無	施設の種別、管理種別、調査種別に 異なるデータ内容となる。 (丙-5及び丙-6で必要)
③占用許可データ		占用者名、占用者住所、TEL 許可年月、許可番号、期限 当初許可年月日 面積	同 左 前回許可年月日、前回許可番号 面積(田、畑、果樹、水路、その他、 合計に分類)	占用許可の状況を示すデータである。 (丙-6のみに必要、施設の種別等に 係らず共通のデータ項目とすること ができる。)

パイロットシステムでは施設(江戸川では樋門・樋管の管理施設と許可工作物、信濃川下流では土地占用と許可工作物)別にそれぞれ個別のデータベースを構築したが、これらを統合し、更に他の種類の施設(堰、水門等)へも拡張して行くことになるため、ある程度将来を見越した上でのデータベースの構造を明確にしておく必要がある。考えられる河川構造物管理情報システムのデータベース構造3タイプについてその特徴を整理したのが表-2である。これらのうち、データの利用形態やシステムの段階的構築やデータの維持管理のしやすさから考えると、タイプCのデータベース構造が最も有効であろう。

表-2 想定される河川構造物管理情報システムのデータベース構造のタイプとその特徴

	タイプ A	タイプ B	タイプ C									
データベースの構造	DB1 丙-5,6 DB2 丙-5,6 DBn 丙-5,6 <table><tr><td>共通</td><td>共通</td><td>共通</td></tr><tr><td>個別</td><td>個別</td><td>個別</td></tr><tr><td>占用</td><td>占用</td><td>占用</td></tr></table> 個別のより詳細なデータや図面は光ディスクに登録する。	共通	共通	共通	個別	個別	個別	占用	占用	占用	DB。(丙-5,6及び施設種類で共通のDB)	占用DB 構造物DB
共通	共通	共通										
個別	個別	個別										
占用	占用	占用										
概要	樋門、機場……土地占用等施設の内容別に個別のデータベースをn個(10種類以上となる見込み)構築する。	個別データの中から共通化できるもののみをDBに納め、他の詳細なデータは光ディスクで管理する。又は施設種類毎に異なるDBを別途構築する。	タイプA、Bの個別データ及び占用データを独立に扱うタイプである。占用・許可データのみを扱うデータベース(占用DB)とn個の種類の構造物を扱う(構造物DB)に分けて、データベースを構築する。									
特徴	- テストシステムレベルでの汎用的なDBで構築できる。 - 全施設を通しての検索や集計は、各DB単位での出力結果を用いて行うことになる。 - 例えば施設の種類に関係なく、全施設の占用期限を検索する場合手間がかかる。	- テストシステムレベルでの汎用的なDBで構築できる。 - 全施設としての概要データの検索や集計に便利である。(河川施設の全体概要を把握するのに有利) - 施設毎の詳細データは光ディスク又は、別途作成する関連DBで参照する。	- テストシステムレベルでの汎用的なDBで構築できる。 - 占用許可に関するデータは、占用DBを用いて全施設を通しての検索や集計が出来る。 - 施設毎の詳細データは構造物DBを用いて検索することになる。 - 構造物DBは順次段階構築が可能である。									

開発した河川構造物管理情報システムは、法定台帳及び申請書・許可書類等に記載されている文字・数値データを蓄積するワークステーションと、図述する各種平面図及び台帳等の図形・画像データを蓄積する光ディスクシステムとから構成されている。図-2にハードウェアの標準構成を示す。

ワークステーション

CPU

随机ディスク装置

フロッピーディスク装置

プリンク

光ディスク装置一式

(ディスプレイ装置
イメージスキャナ (A, 以上)
イメージプリンク (A, 以上)
光ディスクファイル装置)

図-2 ハードウェアの標準構成

表紙	表紙	表紙	印刷	文字	PAGE	表紙
検索条件 (河川現況台帳調査 (内) 5)) フィールドを選択した後、 キーワードを入力し、実行キーを押して下さい。				フィールド 1/ 24用 地理演算式 地方建設局 事務所 出張所 水系名 河川名 施設の管理番号 施設の名称 施設の標高 左岸右岸の付 地名 (左岸白)		
1	フィールド	条	件	件数	1	
2	河川名	江戸川		24	件	
3	距離欄 (左岸白)	Between 15 and 25		4	件	
4	地理演算式	(1*2)		4	件	
5						
6						
7						
8						

一 覧 表 示		1/ 24行	マ ッ プ 表 示	
< 1 件目 >			< 1 件目 >	施設の名称 : 柳原排水組合
工事事務所	: 江戸川		< 2 件目 >	施設の名称 : 赤川門
出張所	: 松戸		< 3 件目 >	施設の名称 : 古が崎排水組合
河川名	: 江戸川		< 4 件目 >	施設の名称 : 古が崎排水組合
施設の名称	: 柳原排水組合			
施設の標高	: 排水組合			
< 2 件目 >				
工事事務所	: 江戸川			
出張所	: 松戸			
河川名	: 江戸川			

図-3 管理施設検索例

河川管理業務のシステム化に向けた河川構造物管理のためのデータベースシステムの提案を行った。提案した河川構造物管理データベースは、河川構造物や占用物の日常管理に必要な諸データを蓄積管理し、必要に応じて検索出力する機能を備えたシステムである。実際に2つの工事事務所にパイロットシステムを試験導入し、現場での意見等を反映させる形で調査を進めたため、かなり具体的な検討を行うことができたと考えられる。

河川管理業務のシステム化及び省力化のためには、データベースに格納されたデータを用いた各種のデータ処理、加工システムや帳票出力フォーマットの検討及び関連する工事や被災状況等についての履歴情報の取り込み等、処理機能の充実も重要な要素であり、システムの実用化に向けて今後引き続きこうした点についての諸検討を進める必要がある。また、データの登録・更新や管理を円滑・確実にを行うための体制の整備も重要な課題である。

— 36 —

火砕流の堆積特性に関する実験

砂防部砂防研究室

○ 山田 孝

矢島 重美

1. はじめに

火砕流による災害を防止・軽減していくうえで、火砕流の堆積範囲を推定する手法を確立することは重要な研究課題である。火砕流の堆積範囲に影響すると思われる要因には、火砕流の土砂量、火山ガス等による流動化の程度、流下部・堆積部での斜面勾配等の地形条件等が考えられる。しかしながら、これまでは主に実際の火砕流の堆積状況に関する定性的な記載や、堆積地形、堆積層の層序、粒径分布等からの現象論的な研究¹⁾が主体であり、堆積範囲に影響を及ぼす前述の諸々な要因についての実験的な研究は全くといっていいほどなされていない。そのため、火砕流の流動化の程度に応じて流下部、堆積部の地形条件が堆積長さや堆積幅、堆積形状等の堆積特性にどの程度影響するのかについては、実際の現象に関するデータが少ないことも合わせて未知な点が非常に多い。そこで、このようなことを定量的に明らかにするための基礎的データを得るために実験によって比較的小規模な火砕流の下層部 (debris avalanche) の堆積特性に関する考察を行った。

2. 実験の方法

図-1に実験装置の概要を示す。実験装置は火砕流発生部、流下部、堆積部からなる。流下部は幅15cm、長さ3m、高さ30cmの直線水路であり、勾配を 0° から 40° まで変えることができる。流路の底面には多孔性のポーラスストーンを敷きつめ、コンプレッサーから供給された空気がポーラスストーンを通過することによって上方に均一に放出されるようになっている。コンプレッサーの空気供給能力は最大 $10.8\text{m}^3/\text{sec}$ 、圧力 $7\text{kgf}/\text{cm}^2$ であり、バルブによって空気流量を調節できる。堆積部は幅1m、長さ3.6mの矩形の板であり、表面には特に粗度をつけていない。堆積部の勾配は流下部の勾配との関係上、 $0^{\circ} \sim 10^{\circ}$ まで変化させることができる。実験を行うにあたり、流路最上端の火砕流発生部 (長さ30cm、幅15cm、高さ30cm) に土砂を入れ、コンプレッサーから空気を供給する。一気にゲートを引き上げると土砂が流動化し、高速度で流下して堆積部に明瞭な堆積地形を形成する。その様子を流下部の側面から1台、堆積部の側面から1台、堆積部の前方から1台、計3台のVTRカメラで撮影した後に堆積地形の形状のスケッチ、写真撮影、縦横断測量を実施した。

実験ケースは、空気上昇速度 (コンプレッサーから供給される空気量を流路底面積で除したもの) を2ケース ($2.7\text{cm}/\text{sec}$, $0.5\text{cm}/\text{sec}$)、流下部の勾配を6ケース (10° , 15° , 20° , 25° , 30° , 37°)、堆積部の勾配を1ケース (10°) とし、これらを適宜組み合わせ計13ケース実施した。なお、実験に用いた土砂については、これまでの火砕流堆積物の粒径分布に関する研究¹⁾をもとに $2\text{mm} \sim 1\text{mm}$, $1\text{mm} \sim 1/2\text{mm}$, $1/2\text{mm} \sim 1/4\text{mm}$, $1/4\text{mm} \sim 1/8\text{mm}$, $1/8\text{mm}$ 以下の5つの粒径区分に分け、おののおの同じ重量 (1.7kg) とし、これら全てを十分攪拌させたものを実験1回あたりの試料とした。 ($1/8\text{mm}$ 以下の土砂については、フライアッシュを用いた。) なお、この土砂の動摩擦角は 26° 、静止摩擦角は 35° 、密度は $1.75\text{g}/\text{cm}^3$ である。

3. 実験結果と考察

3.1 火砕流堆積地の全体的な形状と堆積長

図-2に今回の実験によって形成された火砕流堆積地形の平面図ならびに横断面図の一例を示す。上の図は、流下部の勾配を 25° 、堆積部の勾配を 10° に設定して、空気上昇速度のみを変化させた場合に形成された堆積地を表している。空気上昇速度が 2.7cm/sec の場合の方が 0.5cm/sec の場合よりも土砂の流動化の程度も大きく、その結果、堆積長、堆積幅とも大きくなっており、薄く堆積しているのが特徴である。下の図は、流下部の勾配を 15° 、堆積部の勾配を 10° に設定して空気上昇速度のみを同じように変化させた場合の堆積地形である。堆積長については、空気上昇速度が 2.7cm/sec の場合の方が 0.5cm/sec の場合と比べて3倍程度大きくなっており、その違いは明らかである。空気上昇速度 0.5cm/sec の場合は勾配変化点で凸状に厚く堆積しており、かなりの土砂が流路内にも堆積した。

その他の実験ケースで形成された火砕流堆積地の形状についても、空気上昇速度が大きい 2.7cm/sec の方が 0.5cm/sec の場合よりも堆積長が長く、横方向に広く、薄く堆積する傾向が認められた。但し、流下部の勾配が 37° 、 30° といったように、実験に用いた土砂の動摩擦角近傍よりも急な場合には、堆積長でみる限り、空気上昇速度の大小に限らずそれほど著しい違いは認められない。

空気上昇速度の大小に応じて、火砕流の堆積長が流下部の勾配によってどのように変わるかを図示すると図-3のようになる。空気上昇速度が 2.7cm/sec 、ならびに 0.5cm/sec のいずれの場合も、流下部の勾配が大きくなるに従って、堆積部での堆積長が比例的に増加している。流下部の勾配が動摩擦角近傍よりも小さい場合は、空気上昇速度の大小による堆積長の違いは明らかであるが、流下部の勾配が動摩擦角近傍よりも大きくなると各々の堆積長の違いがそれほど認められなくなり、互いに近似してくる傾向がある。このような急勾配区間での一旦流動化した後の火砕流の運動について、空気の上昇速度は堆積長に大きな影響を与える要因にはならないようである。この理由として急勾配の流下部での運動特性として重力の斜面方向成分が卓越し、堆積部に流入する時点での火砕流の流速にそれほどの違いが認められないためと思われる。

ここで、今回の実験で形成された火砕流堆積地の等価摩擦係数を流路勾配ごとに算出してみると、空気上昇速度の大小による等価摩擦係数の値の違いはさほど認められず、今回の実験条件では $\mu=0.18\sim 0.4$ 程度の値を示す。ちなみに1984年6月15日にインドネシアのメラピ火山で発生した火砕流ならびに1989年6月10日に同じくインドネシアのスメル火山で発生した火砕流について等価摩擦係数を算出すると $0.3\sim 0.5$ 程度の間でばらつき、今回の実験で得られた値の範囲はそれに比較的近くなる。さらに、実験で得られた等価摩擦係数を発生地点から堆積地点に至るまでの区間における平均的な見かけの動摩擦係数とみなし、静止摩擦角($\tan 35^\circ = 0.7$)で除することによって摩擦係数比を算出すると 0.2 から 0.6 程度の値をとる。従来の崩壊土の運動に関する研究²⁾によれば、摩擦係数比は、だいたい $0.6\sim 0.85$ 程度の範囲にあることが報告されているため、今回、得られた火砕流のその実験値は崩壊土の場合よりかなり小さめであることがわかる。

3.2 堆積幅と形状比

図-4は空気上昇速度に応じて流路の勾配と堆積の広がりとの関係がどのように変化するかを示したものである。ここで、堆積の広がりを表す指標として火砕流の最大堆積幅($B_{\max}$)と流路幅(B)

との比 (B_{max}/B) を考え、以下、分散比と呼ぶこととする。この図から、空気上昇速度が大きい 2.7cm/sec の方が 0.5cm/sec の場合よりも全体的に分散比が大きく、火砕流の分散堆積傾向が強いことが分かる。また、今回の実験では堆積部の勾配を 10° に固定しているが、このような条件では流路勾配が $20^\circ \sim 25^\circ$ 付近を超えると流路勾配の増加に伴って急激に分散比が大きくなる傾向がうかがえる。特に空気の上昇速度が 2.7cm/sec の場合で、流路勾配が静止摩擦角に近い時は分散比が5程度となり、これまで土石流の堆積実験で得られている堆積幅と流下水路幅の比の上限の一定値に近くなる。また、勾配が 20° 程度以下になると分散比はだいたい $2 \sim 2.5$ 程度に近似してくる傾向があり、このことから、今回の実験条件では少なくとも流路幅の2倍程度は広がって堆積することがいえる。

次に、空気上昇速度に応じた流路の勾配と堆積地の形状との関係を図-5に示す。ここで堆積地の形状を表す指標として最大堆積幅 (B_{max}) を堆積長 (D) で除した値 (B_{max}/D) を用い、以下、堆積形状比と呼ぶことにする。今回の実験条件では、火砕流の流動化の程度が著しい空気上昇速度が 2.7cm/sec の場合は、流路勾配に限らず堆積形状比がほぼ 0.2 程度の一定値を示しており、堆積長は最大堆積幅の5倍程度になる。ちなみに1984年6月10日にインドネシアのメラピ火山で発生した火砕流の堆積地について、その堆積形状比を求めてみると、ほぼ同じ 0.2 程度の値をとる。一方、空気上昇速度が 0.5cm/sec の場合、流路の勾配が $37^\circ, 30^\circ$ といった動摩擦角近傍以上の領域では、 2.7cm/sec の時とほぼ同じ堆積形状比を示しているが、流路の勾配が 25° から 15° にかけては急激に堆積形状比が約 0.5 まで増加している。このことは、流路勾配が小さくなると流下方向の運動よりも横方向への広がりが卓越してくることを意味しており、撮影されたVTRによって堆積過程を観察してもその様子がよく分かる。

4. まとめと今後の課題

火砕流の流動化の程度に応じて流路勾配と火砕流の堆積長、堆積幅、堆積形状との関係がどのように変わるかを明らかにするための基礎的な実験を行った。今回の実験では、空気上昇速度、流路勾配、堆積部の勾配、土砂量等の火砕流の堆積特性に影響を与える実験条件をかなり限定しているため、得られた結果から普遍的な結論を導き出すまでには至らないが、下記の傾向が推定される。

- ① 火砕流の流動化の程度が大きく、かつ、流路勾配が大きい方が堆積長、堆積幅とも大きくなり全体的に分散して薄く広い面積に堆積する傾向がある。
- ② 流路勾配が動摩擦角近傍よりも急である場合は、火砕流の堆積長、堆積幅、形状に影響を与える条件として、空気の供給量はそれほど重要ではなく、流路勾配そのものに影響される傾向がある。
- ③ 堆積部の勾配に対して流下部の勾配がある値を超えると急に横方向に広がって堆積するようになる傾向がある。さらに流路幅の2倍程度は最低限、分散堆積することが予想される。

これらの事項を定量的に明らかにするためには、今後、より多くの実験ケースを設定し、詳細に検討していく必要がある。また、実際の火砕流の堆積特性に関する情報をより多く収集・解析し、実験結果とも合わせてそのメカニズムを力学的に説明することも重要となる。

参考文献

- 1) R.A.F. Cas & J.V. Wright (1988): VOLCANIC SUCCESSIONS-MODERN AND ANCIENT
- 2) 芦田和男, 江頭進治: マサ土斜面における崩壊土の流出, 自然災害特別研究(1)研究成果報告書, マサ土地帯における土砂災害の予測と防止に関する研究

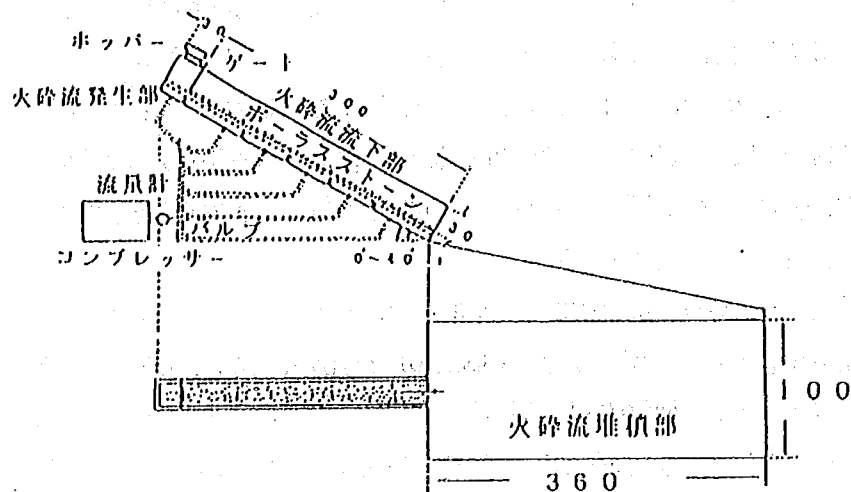


図-1 実験装置の概要 単位はcm

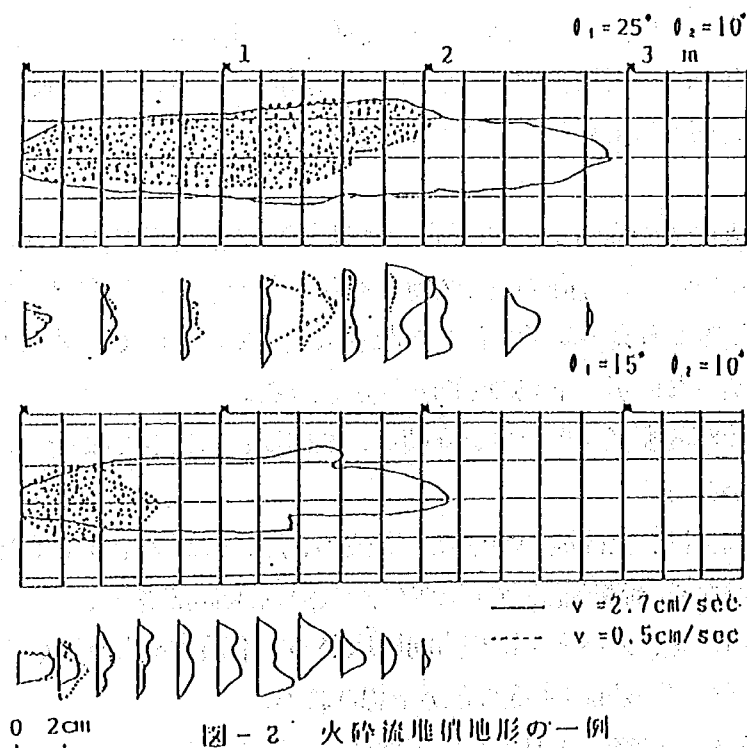


図-2 火砕流堆積地形の一例

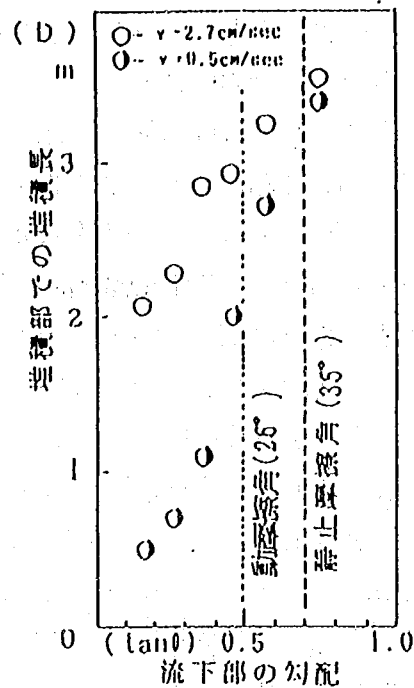


図-3 流下部の勾配と堆積部での堆積長との関係

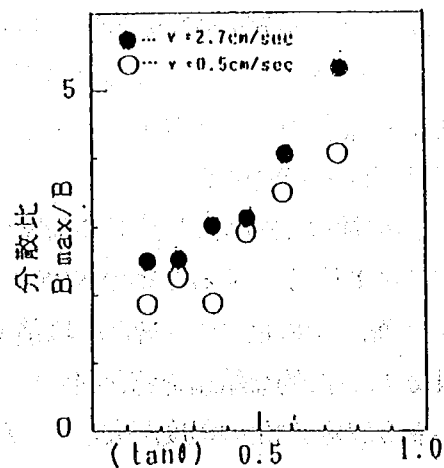


図-4 流下部の勾配と分散比の関係

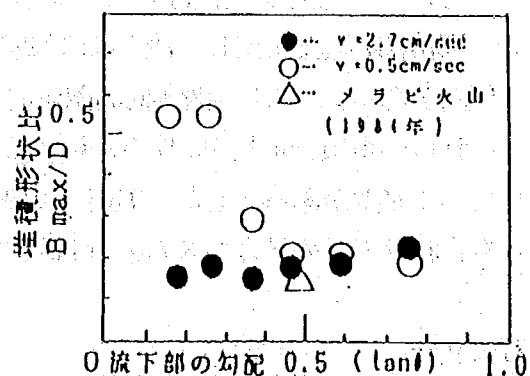


図-5 流下部の勾配と堆積形状比の関係

降雨による室内斜面崩壊実験

砂防部急傾斜地崩壊研究室 工藤 賢二

1. まえがき

過去の実績によると、斜面崩壊の 95 % 以上が豪雨時に発生しており、降雨量を指標として斜面崩壊発生予知予測の検討がなされている。また斜面土層内の水分変化特性を追跡して、斜面安定度の観点から崩壊の予知予測の検討もされつつある。本研究では後者に焦点を当て斜面崩壊模型実験を実施し、水分変化が斜面崩壊に及ぼす影響について検討したので報告する。

2. 研究方法

実験装置は図-1 に示すように模型斜面、降雨装置からなる。模型斜面は長さ 2.0 m × 幅 1.5 m × 深さ 0.7 m であり、斜面表面で勾配 55 度となっている。斜面形状については台地状斜面上部にのける基岩と表層土の境をすべり面として発生する斜面崩壊を想定した。

実験に用いた試料の土質特性を表-1 に示す。実験試料は茨城県鹿島産の川砂を使用した。

模型斜面は斜面を水平にした状態で試料を 30 cm 毎に人力による締固めを行いながら作製した。

実験で計測した項目は、地表面移動量、間隙水圧、土中水分である。崩壊後の土砂除去時にすべり面位置を計測するため土層中にベントナイトを挿入した。ベントナイト挿入位置は斜面中央、及び斜面側面であり、側面の強化ガラスを通して実験中の土砂の移動を観察できるようにした。

実験は降雨強度 30 mm/hr の同一条件で 3 ケース、模型斜面が崩壊に到るまで続けた。

表-1 土質試験結果

土粒子の比重	2.676
斜面間隙率 %	38.11
最大粒径 mm	19.1
粘着力 Kg/cm ²	0.015
内部摩擦角°	36.5
透水係数 cm/s	1.0E-01

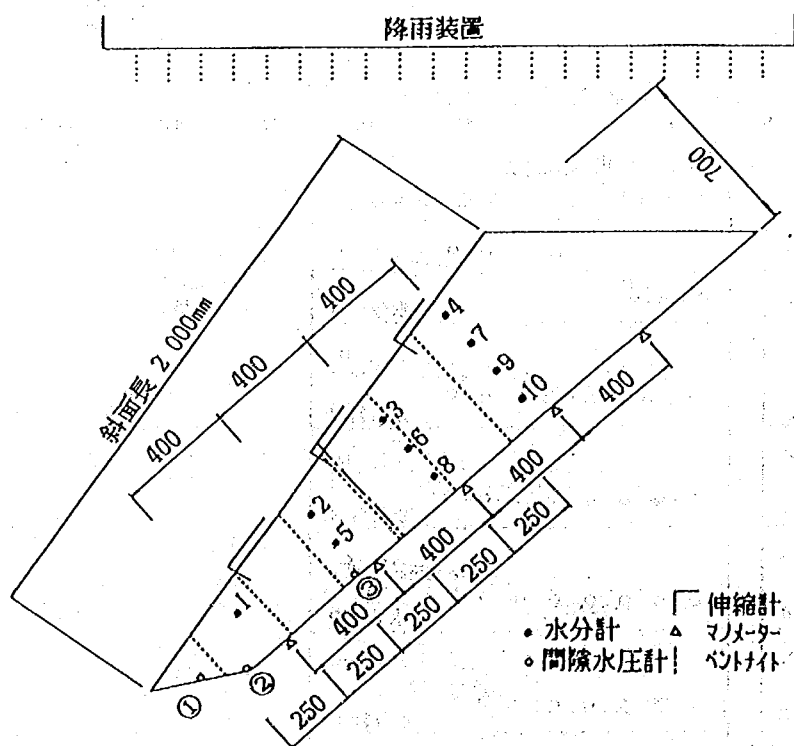


図-1 実験装置概要

3. 実験結果

降雨開始から崩壊発生までの間には斜面において表面浸食、斜面法先における小規模な崩壊は見られなかった。降雨開始後、50分を経過した位から変位が進行し始め、地表部において最大10mm程度斜面下方へのクリープ変位が認められた後、斜面は瞬時に崩壊に到った。崩壊後のすべり面計測より得られた斜面の崩壊形状を図-2に示す。崩壊すべり面はほぼ円弧であり、崩壊深の最大は26cm程度であった。崩壊に到るまでの時間は降雨開始後96~115分を要しており、総降雨量は48~57mmであった。

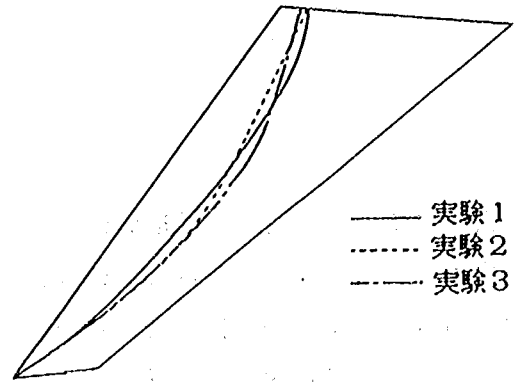


図-2 崩壊形状

間隙水圧は降雨開始から崩壊発生に到るまで非常に微小な値であった。これは後述の浸透流解析の結果においても同様な結果であり、これは試料の透水性、及び斜面模型形状に影響するものと考えられる。本実験における崩壊は一般に言われている飽和土が間隙水圧によって有効応力が減少し崩壊に到るものとは異なると考えられる。

地表変位と時間の関係を実験2について図-3に示す。地表変位を見ると崩壊は地表変位が発生し、その変位の勾配が徐々に大きくなった時点で発生している。

土中水分については、体積含水率として図-4に示す。土層内の水分変化は、表層に近い部分から体積含水率が上昇し始め、多少の時間的遅れを伴いながら深層部の水分上昇が始まる。体積含水率で10%を超えたくらいから上昇傾向も緩やかになり、概ね15%程度に落ちつく結果となった。

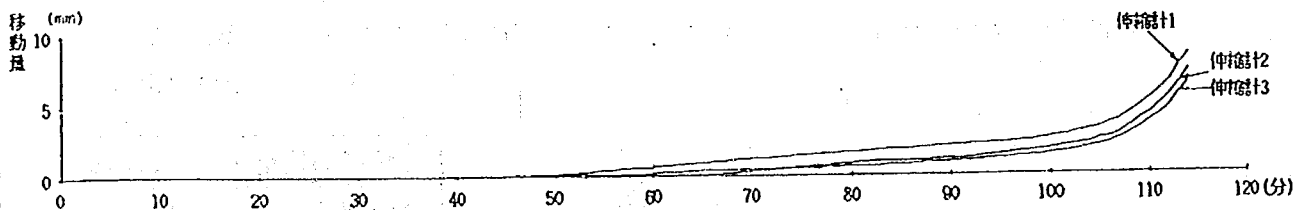


図-3 時間-地表変位

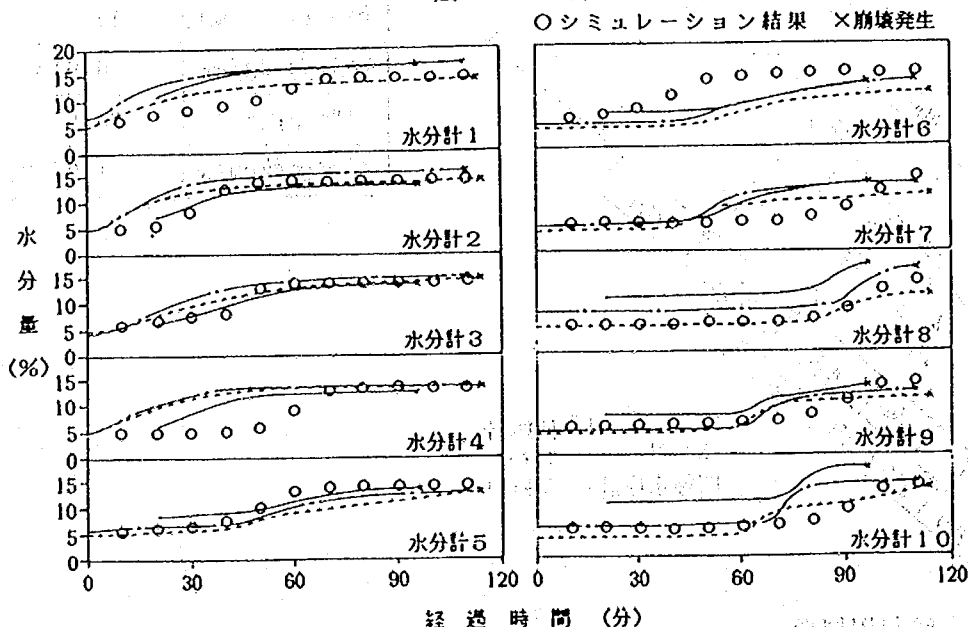


図-4 時間-土中水分

4. 土中水分と斜面安全率の関係

本実験の崩壊現象は間隙水圧が非常に微小な値であったことから、斜面表層部の単位体積重量の増分（水分の増分）が斜面安全率に及ぼす影響について検討した。安定解析には極限平衡法のスライス分割法を用いることにした。

実験では斜面内の 10 点しか水分状態が計測されていないため、実験土層全体の水分状態の把握を目的として、F E M による二次元飽和-不飽和浸透流解析¹⁾を行った。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k(\theta) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k(\theta) \frac{\partial \psi}{\partial z} + k(\theta) \right] = \frac{\partial \theta}{\partial t}$$

θ : 体積含水率 ψ : 圧力水頭 k : 透水係数

計算に用いる斜面のメッシュは、安定解析のスライス及びすべり面を考慮し、616 個の要素に分割した。解析に用いた水分特性は土柱法により求めた（図-5、実線）。不飽和透水係数については、実際に試験を実施すべきではあるが大変な労力を要する。また実測された例も極めて少なく、本解析では西垣ら²⁾の収集した 5 個のデータの中から間隙率で判断して設定した（図-6、実線）。なお、図-5、6 について、西垣らのデータも参考のため示した（破線）。シミュレーション結果を図-4 に丸印で示す。実験結果と対比すると水分計 No.4、No.7 の水分上昇傾向に多少のズレがある。斜面内でのそれらの位置は斜面上部に位置するものであり、斜面形状が影響したものと考えられる。全体的には多少ばらつきはあるものの、比較的良好に実験を再現していると思われる。よって安定解析を行うにあたり、この浸透流解析結果を用いても差し支えないものと考え、それぞれのメッシュの体積含水率から単位体積重量の増分を計算した。

安定解析は簡便法と簡易ヤンプー法の 2 種類について、降雨開始から崩壊発生までを 10 分刻みで計算した。計算結果を図-7 に示す。土被りの薄い表層土の土質強度試験は低拘束圧下でのせん断試験を実施すべきであり、本解析に用いたせん断強度はそれらが考慮されていない。その精度から考えて安全率の絶対量的な考察は避けるのが妥当と考えた。図より簡便法、簡易ヤンプー法の両手法とも

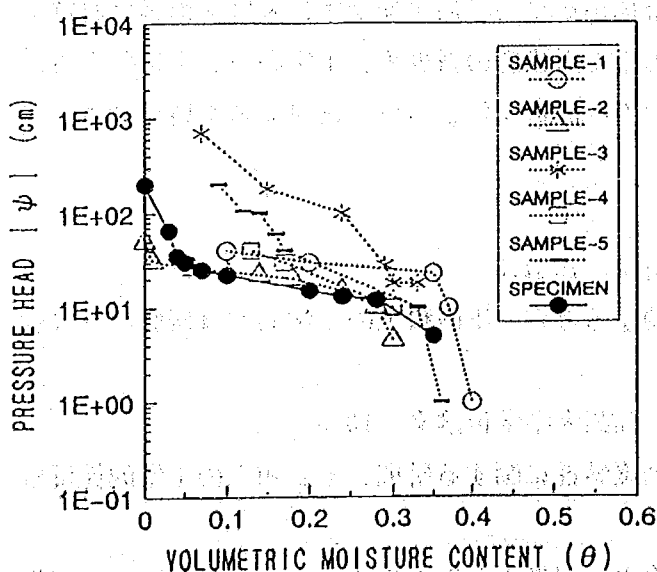


図-5 水分特性曲線

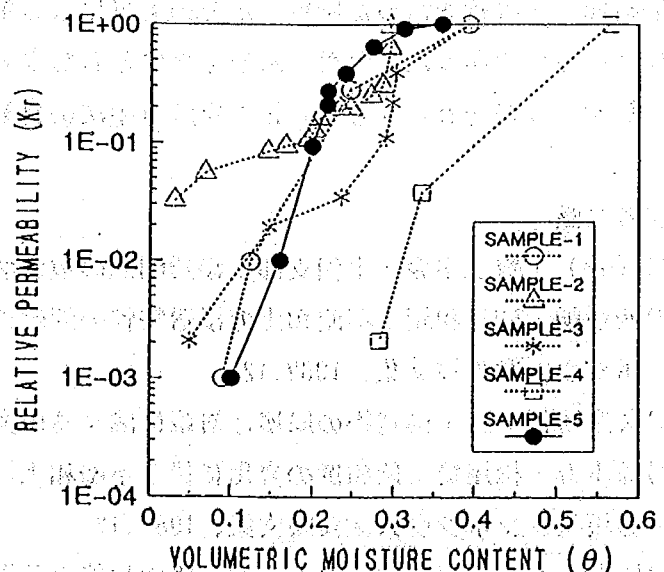


図-6 比透水係数

安全率の低下が見られるが、実験で崩壊が発生した 100 分前後ではほぼ定常状態になっている。また、崩壊直前の安全率の数値を見ても降雨開始後 10 分の安全率のわずか 4 %程度の低下となっている。

降雨中または降雨後に起きる斜面崩壊の原因としては、上述した降雨が浸透することによる土の単位体積重量の増加、及び土のせん断強度の減少が考えられている。後者についてのこれまでの研究^{3)、4)、5)}によると、土の飽和度が上昇することによって砂のせん断強度、特に粘着力の減少が論じられており、今回不飽和土のせん断強度特性を考慮した解析まで到らなかったが、一般に表層崩壊のように土被りが浅い場合は ϕ 成分よりも粘着力成分の方が安定性状極めてウェイトが高いので、飽和度変化に対して粘着力の変化を考慮する事は重要と考えられる。

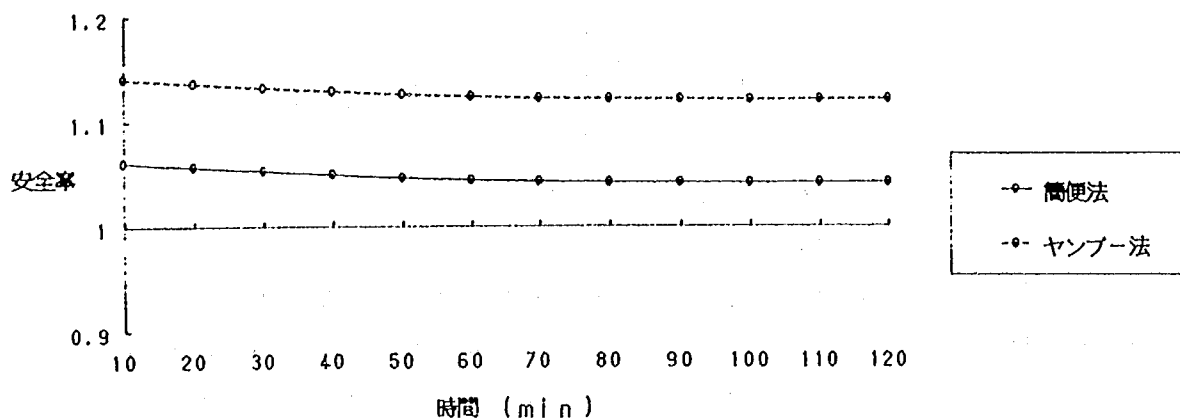


図-7 時間-安全率

5. まとめ

降雨を起因とした室内斜面崩壊実験を行い、実験により得られた事を記すと以下のとおりである。

- ①降雨によって斜面表面から水分の上昇が始まり、ある水分状態に達すると土層内は平衡状態になる。
- ②浸透流解析を実施したが、非常に実験を良く再現しており実用的である事がわかった。しかし、解析に用いる不飽和透水係数等のパラメーターの設定には問題点も残っており、今後の研究が待たれる。
- ③斜面安定解析を行った結果、水分の上昇による単位体積重量の増加が安全率に及ぼす影響は非常に少ないものであった。今後、水分上昇にともなう砂のせん断強度の減少等、不飽和土の土質強度特性の解明、及びそれらを考慮した安定解析手法の自然斜面への適用性について検討する必要がある。

参考文献

- 1) (社)土質工学会・中国支部：浸透問題の数値解析法、1987.8
- 2) 西垣誠・楠見和紀：不飽和土の浸透特性の評価に関する考察、不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム発表論文集、1987.12
- 3) 久楽勝行：盛土構造物の崩壊と対策に関する研究、九州大学学位論文、1983
- 4) 鈴木寿・松尾稔：飽和度の変化に伴う不飽和土の強度特性に関する研究、不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム発表論文集、1987.12
- 5) 風間秀彦・芥川真知・滝沢太郎：降雨に伴う砂質土の強度低下と斜面の不安定化、不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム発表論文集、1987.12

集水井工の地下水排除効果に関する検討

新潟試験所 伊藤 和弘

1. まえがき

地すべりの対策工として、昭和33年の「地すべり等防止法」の制定以来、現在までに多種多様なものが用いられてきている。それらを大きく分けると抑制工と抑止工の2種類に分類される。このうち抑制工としては、地すべりが、豪雨や融雪時の地下水位が上昇する時に多発することが知られているため、雨水などの地表水が地下に浸透するのを防ぐための地表水路工、地下水の排除を目的とした水抜きボーリング工・集水井工などがあげられる。そしてこれらは、地下水位の上昇という誘因を取り除く工法としてどのタイプの地すべりにおいても多く用いられている事が報告されている。¹⁾

しかし、地下水排除を目的とした集水井工（水抜きボーリング）などの計画・設計は、技術者の経験的要素に左右されるケースが多分にあるのが実状である。

そこで、本調査では集水井の計画・設計のための基礎資料を得ることを目的として、集水井の地下水排除効果に関して幾つかの検討を行なったので報告する。

2. 調査の目的

地下水排除工の1つとして、集水井工を取り上げその施工による地下水排除効果に関し、地下水位低下領域の検討、及び地下水位低下量の検討を行ない、集水井工の効果的な計画・設計のための基礎資料を得る事を目的としている。

3. 調査方法

集水井施工による地下水位低下領域の検討方法としては、シミュレーション結果及び現地観測結果を基に、平面的な低下領域を設定する。

集水井施工による地下水位低下量の検討方法としては、集水井の実態調査を平成元、2年度に行ない、その中で集水井の施工効果を測定しているものを収集し、その結果を基に垂直的な地下水位の低下量を設定する。

4. 調査結果

4. 1 集水井施工による地下水位低下領域の検討

①シミュレーション結果²⁾

図-1は、集水ボーリング施工による地下水位低下状況を3次元の非定常地下水解析によってシミュレートした結果である。これによると、集水ボーリング口から集水ボーリング先端までは地下水位の低下がみられ、集水ボーリング先端では、地下水位の低下量はほとんど0mとなっている。

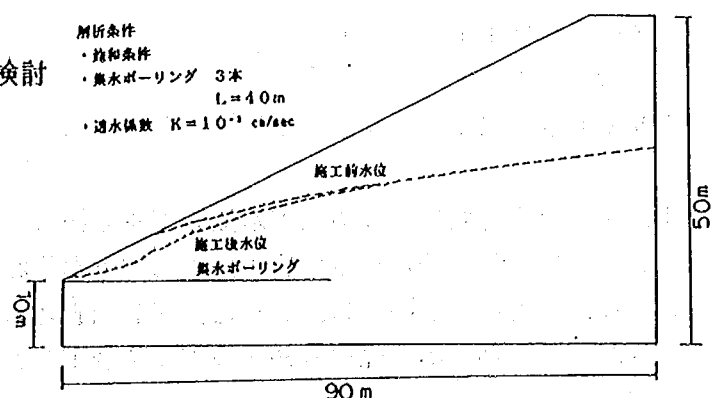


図-1 シミュレーション結果

②現地観測結果（猿供養寺地すべり）

図-2は、猿供養寺地すべり地で観測した集水井の施工効果で、点線が集水井の施工中の地下水位、

一点鎖線が集水井の施工後の地下水位である。この結果においても、集水ボーリングのほぼ先端で地下水位の低下量が0mとなっている。

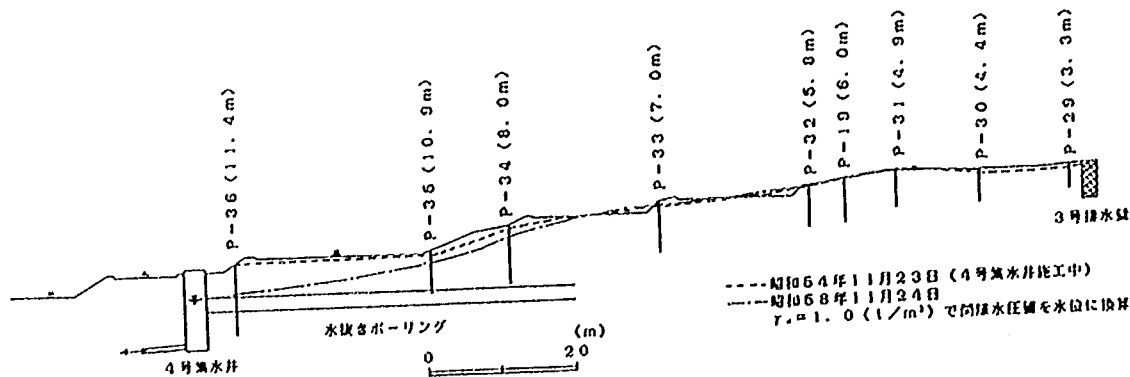


図-2 現地観測結果 (猿供養寺地すべり)

③現地観測結果 (上小沢地すべり)³⁾

図-3は、新潟県新井市の上小沢地すべり地での集水井施工後の地下水位の低下状況である。細い実線と点線は集水ボーリングを示し、太い実線は地下水位の等低下量線である。この結果でも集水ボーリング先端において、地下水位の低下量がほぼ0mとなっている。

また、地下水位の平面的な低下範囲をみると、ほぼ集水ボーリングの施工範囲となっていることがわかる。

以上の結果より、集水ボーリングによる地下水位の低下範囲は、概ね集水ボーリングの施工範囲であり、集水ボーリングの先端においては、地下水位の低下量は0mであることがわかる。

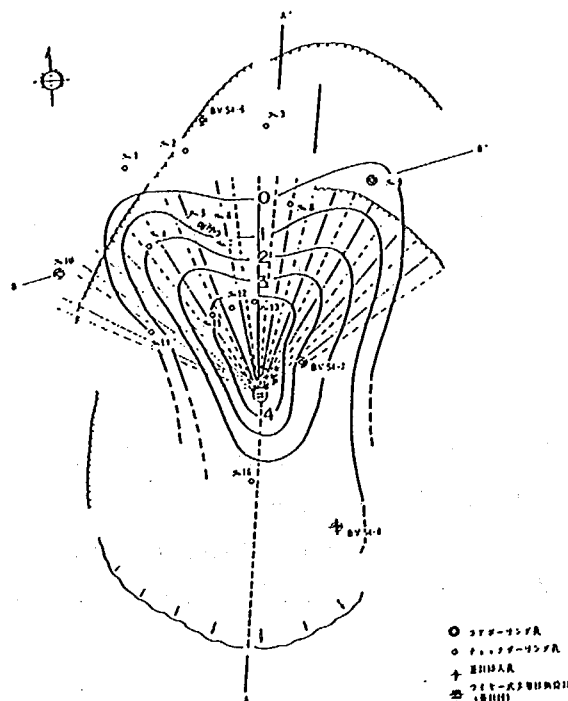
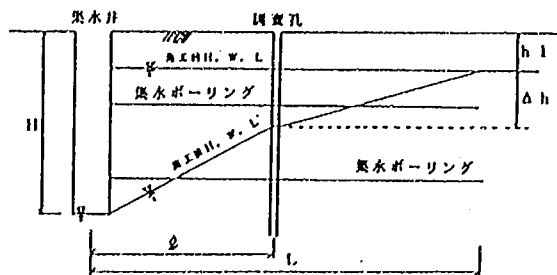


図-3 現地観測結果 (上小沢地すべり)

4. 2 集水井施工による地下水位低下量の検討

ここでは、便宜的に集水井施工による地下水位低下量を、集水井施工前のH、W、Lから施工後のH、W、L引いたものとし、さらに、実態調査においては、地下水位測定孔と集水井の位置関係が統一されていないため、先に求めた地下水位低下量から、以下に記述する算出方法を用いて、平均水位低下量を求め、それをもって集水井の施工による平均的な地下水位低下量とした。

ここで、4. 1の検討結果より、集水ボーリング先端の水位低下量を0mとする。さらに、集水井施工位置においては、集水井の井筒内水位まで地下水位が低下しているものとする。これらのことから、図-4の様に水位低下線を仮定して平均水位低下量を求めた。



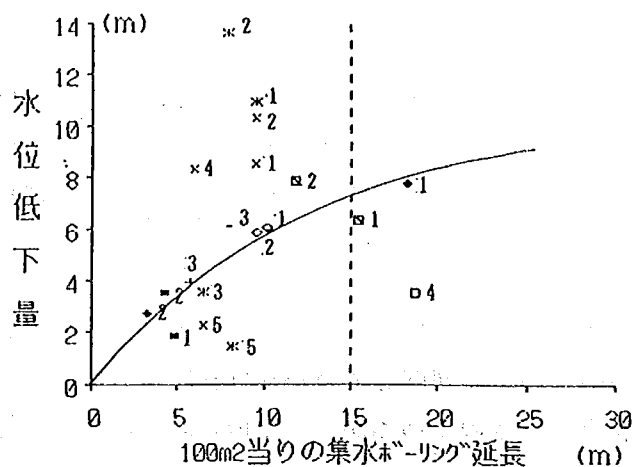
平均水位低下量

$$\Delta h = (\Delta h \times (L - \ell) \times 0.5 + (\Delta h + H - h_1) \times \ell \times 0.5) / L$$

$$= (\Delta h \times L / \ell + H - h_1) \times \ell \times 0.5 / L$$

図-4 平均水位低下量概念図

一方、集水井の施工効果を判定するためには、地下水位の低下に大きく影響する集水ボーリングの施工量も考えに入れなければならない。そのため、集水井の集水ボーリングについて影響範囲を考え、その中の集水ボーリングの施工延



- 上小沢
- + 尾神
- * 沼木
- 拾石
- x 茶屋
- よしお沢
- ◆ 雁平
- ◻ 岩ノ向
- ◻ 小萱

図-5 施工密度と水位低下量

表-1 効果判定集水井一覧表

箇所名	集水井 RD.	施工前 H.V.L.	施工後 H.V.L.	水位 低下量 Δh	施工前H.V.L. 集水ボーリング 延長 h1	施工後H.V.L. 集水ボーリング 延長 h2	集水ボー リング長 L	平均水位 低下量 Δh	集水ボー リング1段目 深さ	集水ボー リング2段目 深さ	集水井と 調査孔の 位置 Q	集水井 深さ	100m2当りの 集水ボー リングの延長
上小沢	4	0.05	8.20	8.15	4.70		60	3.51	4.25	9.25	55	12.0	18.83
尾神	3	0.50	1.50	1.00	3.75	2.75	50	3.92	4.25	7.75	14	10.0	5.66
沼木	1	1.80	8.85	8.05	11.45	3.40	50	10.94	13.25	17.75	12	20.0	9.34
	2	0.30	17.25	16.95	4.45		50	13.62	4.75	12.75	15	15.0	7.78
	3	0.80	6.65	5.75	4.35		50	3.58	5.25	9.25	43	11.0	6.37
	5	0.81	3.00	2.19	4.44	2.25	50	1.43	5.25	10.25	47	12.0	6.17
拾石	1	0.80	7.50	6.80	3.60		60	6.04	4.20	6.00	26	9.75	10.03
	2	0.10	4.90	4.80	4.15		50	5.87	4.25	6.75	15	10.0	8.51
茶屋	1	1.80	4.32	2.52	2.45		50	8.54	4.25	18.75	10	20.0	9.34
	2	1.22	3.80	2.38	10.53	8.15	50	10.33	11.75	19.75	18	22.0	9.34
	4	1.55	1.72	0.23	9.70	9.53	60	8.32	11.25	23.25	8	25.0	5.84
	5	0.55	0.81	0.26	8.70	8.44	50	2.29	9.25	14.25	36	16.0	6.37
よしお沢	3	0.10	0.15	0.05	5.40	5.35	50	6.13	3.20	9.75	9	12.5	7.78
雁平	1	3.72	10.00	6.28	6.03		60	7.77	9.75	12.25	6	14.0	18.04
	2	2.33	3.78	1.45	8.92	7.47	50	2.75	11.25		31	13.0	3.18
岩ノ向	1	0.70	1.98	1.17	2.48	1.29	50	6.27	3.25	13.75	10	15.0	15.28
	2	0.95	1.22	0.27	5.30	5.03	50	7.81	6.25	16.75	5	18.0	11.67
小萱	1	6.07	6.77	0.70	5.62	4.98	50	1.84	11.75	16.25	37	17.5	4.78
	2	8.13	7.50	1.37	11.62	10.25	50	3.52	11.75		28	19.0	4.20

長を調べた。ここで、影響範囲は、4.1の検討結果より集水ボーリングの施工面積とし、表-1に示す19基の集水井について、影響範囲100㎡当りの集水ボーリング施工延長と平均水位低下量の関係をプロットしてみた(図-5参照)。

図-5より、かなりデータにばらつき(沼木1, 2, 茶屋1, 2, 4)はあるが、ある程度までは、100㎡当りの集水ボーリングの施工延長に比例して平均水位低下量が大きくなっていることがわかる。しかし、施工延長を15m以上に延ばしても、水位低下量は4~8m程度で頭打ちになっているように思われる。

また、表-1の中の太線で囲ったデータは、ばらつきの大きなものを示している。これらをみると集水井の深度が深いものが多く、さらに、調査孔の位置が井筒に近いものが多くなっている。そのため、集水ボーリングによる排水効果だけではなく、集水井の壁面からの排水効果の影響をも受けて、水位低下量が大きくでているものと考えられる。

5. 今後の問題点

集水井の実態調査により、集水ボーリングの施工密度を一定以上(100㎡当り15m)にしても、水位低下量は4~8m以上にならないという傾向がみえた。しかし、この結果は以下にあげる問題点があるため、集水井の施工効果をさらに定量的に評価するためには、これらを解決しなければならない。

- ①地下水位の低下は地質的条件(透水性等)に大きく左右されるものと考えられるので、その点についても考慮して集水井の施工効果を判断していかなければならない。
- ②地下水位の変化で効果判定を行うのであるが、各年の外的条件(降雨等)が違うので、単純な水位比較は問題がある。
- ③水位観測の手法について、すべり面の間隙水圧を計測したものが少ない。また、観測頻度についても十分とはいえない。

また、地下水位の低下に影響を与える要因としては、集水ボーリングの施工量だけではなく、4.で見られた様に集水井の井筒自体の効果や、集水ボーリングの施工深度なども考えられるので、それらについても検討を加えていく必要がある。

<参考文献>

- 1) 藤田・板垣; 地すべり実態統計(その3), 土研資料第1204号, 昭和52年3月
- 2) 中村・久保田; 集水ボーリング工による地下水低下の解析, 土研資料第2269号, 昭和60年12月
- 3) 南木・五十嵐; 集水井工および杭打工による効果, 地すべり学会新潟支部 第11回シンポジウム, 昭和58年5月

植生を利用した霞ヶ浦浚渫土の脱水に関する実験

河川部都市河川研究室

清水 裕

○尾関信行

1. まえがき

代表的な湖沼の水質浄化対策の一つとして底泥浚渫があるが、霞ヶ浦においても水質浄化に対する要望が強まりをみせ、浚渫土量は増加の傾向にある。しかしながら今後、処理ヤード、処分地の確保の困難さが予想され、現在、円滑に浚渫が可能となるように、浚渫工法、浚渫土搬出方法、浚渫土処理方法などについて検討が進められ、最適な浚渫処理システムが求められている。一般に浚渫船でポンプ浚渫された底泥は、パイプラインによって処理地まで送泥されそこで脱水、乾燥した後ダンプによって搬出され、埋立て、農地客土などに利用される。脱水、乾燥は含水比が300～400%と高い底泥を、搬出が可能となる100～200%の含水比に落とすための工程で処理ヤードに仮置き・天日乾燥するのが普通であるが、この方法は広大な用地と一年間という長い期間を必要とする欠点がある。処理地の確保が困難な状況の中で浚渫土量が増加の傾向にある今日、効率的な脱水方法が望まれており、底面脱水工法、ドレーン工法さらに高圧フィルタープレスによる機械脱水工法などが試験・検討されているが、コスト、処理能力の面で問題が残る。

一方、植物がその生長のために土壤中の水分を吸収することは周知であるが、よく繁茂した水稻では、一日あたり70 t o n / h a に相当する水を吸収する。吸収された水のうち、原形質の機能の保持や光合成などに利用される割合は5%程度であり、大部分は水蒸気となって気孔から失われる。後者の作用を蒸散といい、だいたい CO_2 1 g r の同化にあたって平均的に360 g の蒸散が必要だとされている。

本研究は、浚渫土の処理工程において、植物の生長に伴う根の繁茂および根からの水の吸収に着目し、植生を利用した低コストな脱水手法を提案・検討するものである。

2. 目的

本実験は、屋外に設置した植栽樹に浚渫土を搬入した後、植生の有無、種類などの設定した条件のもとで天日乾燥を行ない、沈下量、含水比、土壤水分量を測定することにより、植生を利用した脱水手法の有効性について評価、検討を行なうことを目的とする。

3. 実験方法

3-1 植栽樹の設置

大型風洞施設脇の空地に縦1.2 m × 横1.2 m × 高1.2 m の植栽樹を8個設置し、そのうち4個は、雨水の影響を排除するためビニールシートで覆った。

3-2 ヘドロの搬入

霞ヶ浦の高崎A処理ヤードに仮置きされているヘドロを運搬し、植栽樹いっぱいに入れた。この時のヘドロの含水比は296%である。

3-3 植栽

各樹に植える植物としてヨシ、ガマ、リードカナリーグラスを選んだ。各植物の特徴は以下に述べるとおりである。なお植栽方法として、ヨシ、ガマは株植え、カナリーグラスは種植えを行なった。

〔ヨシ〕 イネ科。日本各地の沼、河岸に普通にはえる大型の多年生草本で、高さ2～3mに達する。根茎をのぼして繁殖し、ふつう大群落をつくる。花期：8～10月。

〔ガマ〕 ガマ科。池や沼にはえる大形の多年生草本で、根茎は泥の中をはって広がり白色である。高さは、1～2m程度になる。花期：6～8月。

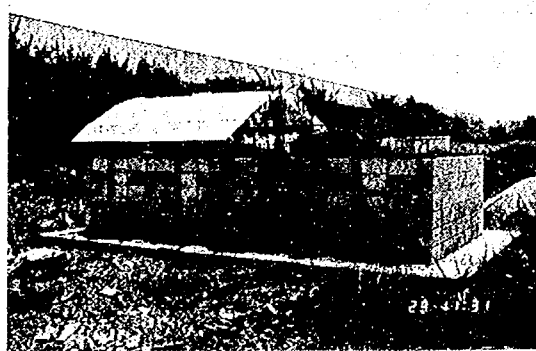
〔リードカナリーグラス〕 イネ科。別名、カナリークサヨシともいわれ、道ばたや空き地にはえる根茎のない1年草で、高さ30～60cmになる。地中海沿岸の原産。花期：5～6月。

3-4 条件の設定

各植栽樹にNo. 1～8の番号をふり、植生の有無・種類、雨水の遮断等、設定条件をかえた。それぞれの条件は以下の表に示すとおり。

表-1 各植栽樹の設定条件

樹No.	ビニールシート による雨水の遮断	植生の種類
1	無	ヨシ
2	無	ガマ
3	無	リードカナリーグラス
4	無	なし
5	有	ヨシ
6	有	ガマ
7	有	リードカナリーグラス
8	有	なし



写-1 実験施設

3-5 測定

各植栽樹内の浚渫土の性状を調べるため、沈下量、含水比、土壌水分量について測定を行なった。含水比測定は、樹底面より50cmの中層よりサンプリングを行ない計測した。土壌水分量はテンシオメーター法による。テンシオメーターは、土壌水が受けている圧力（通常は負圧：pF）を測定する装置で、pF値が高い程、土壌が乾燥していることを示している。この装置をNo. 4～8に設置し、浚渫土上面より20cmの上層の水分量の測定を行なった。

4. 実験結果

4-1 植物の生育

各樹内の植物の平均草丈および地上部の総重量を図-1、2に示す。総重量については平均草丈および本数（密度）より推定した数値である。ヨシ、ガマは株植えを行なったため、親株が枯死し新芽が出て生長する間、平均草丈および総重量が実験初期値より低くなっている。カナリーグラスの樹は植えの時期が遅れたこともあり、多数のヌカキビの混在が確認された。ヌカキビは、溝、道ばた、原野などにはえるイネ科の一年生草本で高さ30～120cmになる。これらの植物が非常に密に生育したため、総重量は他の樹と比べて大変高い値をとっている。台風の影響によりダメージを受けたものの、全般的に順調に生育したといえる。

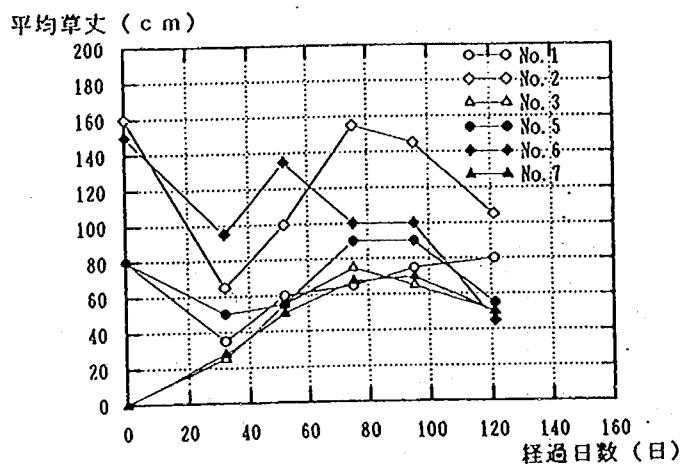


図-1 植物の平均草丈

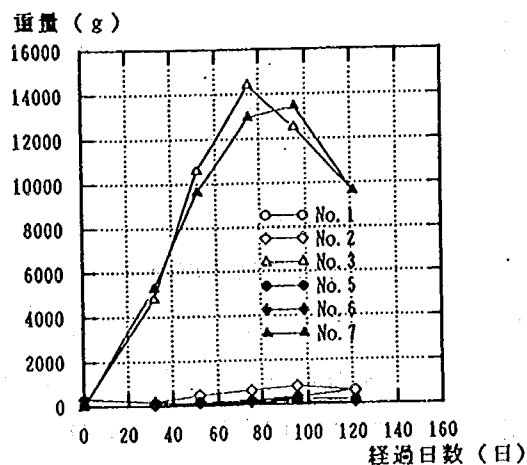


図-2 植物の地上部重量

4-2 沈下量

各植栽樹内の浚渫土の沈下量を図-3に示す。雨水の遮断の条件にかかわらず、いずれの場合も植生のある方が沈下が進んでおり、その中でもカナリーグラスの樹が最も沈下が進んでいる。実験開始3ヶ月後にはカナリーグラスと植生がない場合では沈下量の差は、約10cmに達している。

4-3 含水比

各植栽樹内の浚渫土の中層（底面より50cm）の含水比を図-4に示す。多少の変動はあるものの全般的にゆるやかな減少傾向にある。雨水の遮断の有る方が若干、含水比が低いようであるが、その差は小さいので、今回の実験では雨水による影響は小さいと見てよい。この理由としては、以下の2点が考えられる。①植栽樹からの排水が比較的良好なため雨水が溜らない。②一旦乾燥の進んだ浚渫土は透水性が低いため雨水を吸収しにくい。実験開始より2ヶ月間はどの植栽樹をとっても大差ないが、3ヶ月後にはカナリーグラスの樹の含水比は10.0%近く下がっている。この急速な含水比の低下は、根がその層に達し水分の吸収を行なっていると考えられる。実際、サンプリングした土に細かい根が見られた。しかし、ヨシ、ガマの樹においては含水比の低下が見られず植生がない場合と変わらない。その主な原因として、これらの植物量（本数）の不足や、根がその層まで達していないなどの理由が考えられる。更に根の形態の違いによる土壌の含水比のばらつきも多少影響しているで

あろう。つまり、カナリーグラスが根を斜状に広げていくのに対し、ヨシやガマは地下茎を横方向に伸ばしその節よりひげ根を出す。そのため土壌中の場所による根の疎密が大きくなり含水比のばらつきにつながってくるのである。次回は含水比の場所によるばらつきを考慮し、その層の平均的な値を知るため、多くの地点よりサンプリングする予定である。

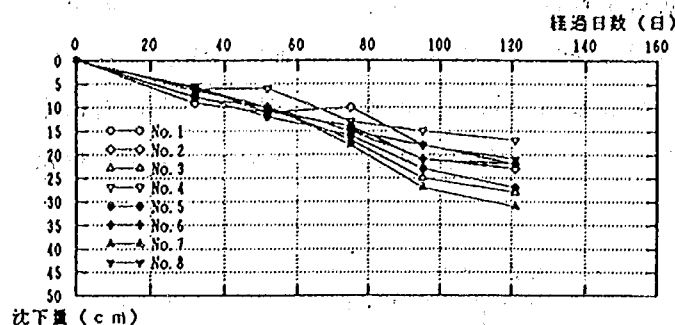


図-3 沈下量

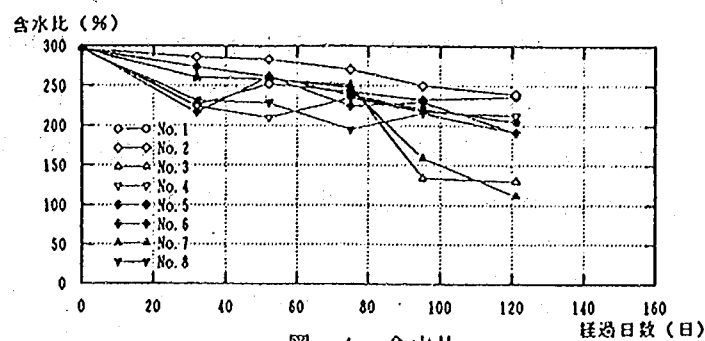


図-4 含水比

4-4 土壌水分量

No. 4～8の各植栽樹の上層（浚渫土上面より20 cm）の土壌水分量を図-5に示す。上層は実験開始より約2ヶ月のうちに乾燥が進み、それ以降あまり変化のない様子が伺える。No. 4の値が低いのは雨水の影響を受けているからと考えられる。実験開始3ヶ月後にはクラックの発生により測定が正確に行なえなくなった為、測定を打ち切った。

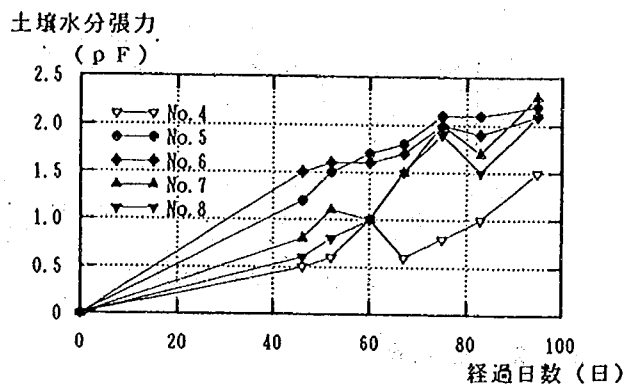


図-5 土壌水分量

5. まとめ

本実験の結果、以下のことが明らかとなった。

- ①浚渫土の上層は、比較的乾燥が早く進み、植生条件による違いはみられない。
- ②浚渫土の中層は、天日による乾燥はほとんど期待できない。リードカナリーグラスの樹では、植生の根がその層に達した時点で急激に乾燥が進んでおり、含水比が他の条件の50～60%に落ちていることから脱水の有効性が認められる。ヨシ、ガマの樹では、植物量の不足などから効果はあまりみられないが、植生のない場合と比べて沈下量が20～30%程度大きくなっていることより、多少の効果は認められる。

今後、実験に使用した浚渫土のより詳しい性状（強度、窒素の含有率等）について測定・比較を行なう予定である。さらに植生脱水の実用化に向けて、現地での試験や他の脱水工法との比較・検討を行なう必要がある。

軟弱地盤の長期沈下予測に関する研究

機械施工部 土質研究室 佐藤 正博

1. まえがき

軟弱地盤上に築造される盛土では、長期的な地盤の変形に起因して、道路の走行性や構造物との相対的な不同沈下などに関係した維持管理上の問題が生じやすい。特に軟弱粘土層が厚い場合や高有機質粘土地盤の場合には、長期的な二次圧密やクリープが卓越するので、軟弱地盤上の構造物の設計を行う場合にはそのような長期変形特性を十分に考慮しなければならない。こうした地盤の長期的な圧密沈下の予測手法として通常は、標準圧密試験より得られた c_v と圧密沈下曲線の後半に現われる直線部分の勾配をもって長期沈下量の予測が行われることが多い。しかし、厚さが2cmの供試体を用いる通常の標準圧密試験のデータから実際の地盤の長期的な変形を予測することにはある程度の限界があると考えられたため、大型の圧密試験機を用いた長期圧密試験を行った。

2. 目的

本研究では、粘土の長期的な変形挙動を解明することを目的として、4種類の厚さの異なる供試体を用いた長期の圧密試験を実施し、供試体の寸法効果を考慮した粘土の長期的な変形挙動の関係について考察を加えた。

3. 試験方法

表-1 長期圧密試験条件

3.1 試験機の概要及び供試体の作成

粘性土の長期的な圧密挙動における供試体の厚さの影響を検討するために表-1に示すような厚さの異なる4種類の供試体を用いて長期圧密試験を行った。供試体の

試験 No.	1	2	3	4
直径(cm)	6	30	60	400
高さ(cm)	2	10	20	130
載荷荷重(kgf/cm ²)	単一載荷 0.05→0.5kgf/cm ²			

厚さ2cmの試験は、標準圧密試験機を用いて行った。また、供試体の厚さ10cm, 20cmについては、図-1に示す中型圧密試験機及び大型圧密試験機を用いて行った。中・大型圧密試験機の供試体への載荷は試験機のシリンダーを通して載荷重を直接加える方式を採用した。排水条件は両面排水とし、供試体中心部で間隙水圧を測定している。次に、供試体の厚さが130cmの超大型圧密試験機の概要を図-2に示す。この場合も、上下に排水層を設け両面排水条件とした。載荷方法は、多目的載荷装置の円形土槽を使用して、上端のエアーバッグを介して空気圧によって供試体を載荷した。

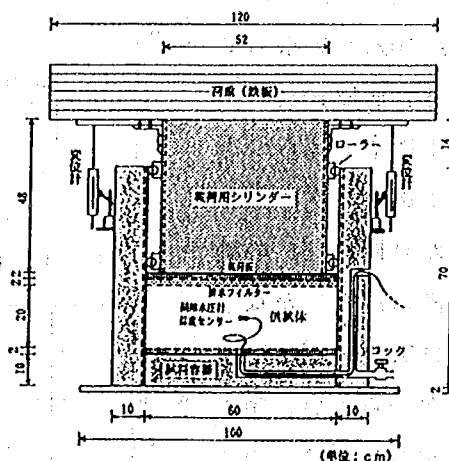


図-1 中・大型圧密試験機

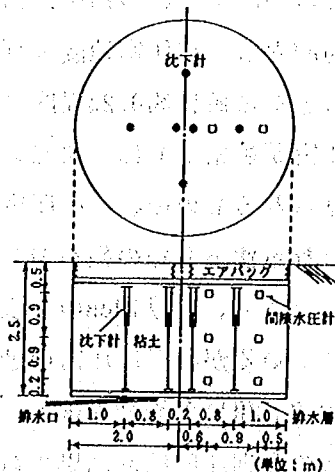


図-2 超大型圧密試験機

概要を図-2に示す。この場合も、上下に排水層を設け両面排水条件とした。載荷方法は、多目的載荷装置の円形土槽を使用して、上端のエアーバッグを介して空気圧によって供試体を載荷した。

各供試体の直径と高さの比は、供試体と試験機の周面摩擦の影響を考え3:1に統一した¹⁾。

3.2 載荷方法

載荷は試料の初期状態を整えるために、先行荷重として 0.05kgf/cm^2 を加えた後に、 0.5kgf/cm^2 の荷重を載荷する単一載荷試験とした。また、先行荷重の影響を一定にするため、先行載荷終了時間の選択を3t法¹⁾によって決定した。ただし、超大型圧密試験では先行荷重をかけずに 0.5kgf/cm^2 を直接載荷している。

3.3 試験に用いた材料

試験に用いた材料は、シルト質粘土（以下クレーサンド）、土木研究所敷地内で採取した凝灰質粘土（以下土研粘土）、千葉県流山市で採取した有機質粘土の3試料である。なお、試料の初期状態を統一するため各試料とも強制練りミキサーによって練り返しなが液性限界付近に含水比を調整したものを使用した。表-2に標準圧密試験より求めた圧密特性及び物理特性を示す。

4. 試験結果

4.1 単一載荷試験

クレーサンド、土研粘土、有機質粘土の3種類の試料について供試体の厚さを変えたそれぞれの供試体の時間・沈下ひずみ曲線を図-3～5に示す。

(1)クレーサンド： 層厚 2cmの長期圧密試験では一次圧密終了後の二次圧密による沈下はあまり大きくない。また、長期圧密曲線の後半の直線部分の勾配から二次圧密速度 $\varepsilon_a(d\varepsilon/d\log t)$ を求めるとその値は約0.2%程度である。層厚10cmの長期圧密試験結果では、曲線の後半にややばらつきが見られるものの、一次圧密終了後に二次圧密と思われる沈下曲線の傾が現れており層厚2cmの結果に比べて、層厚10cmの一次圧密の進行はかなり遅れているが、二次圧密の速度は0.2%で標準圧密試験機を用いた場合とほとんど変わらない。層厚20cmの長期圧密試験結果では、層厚10cmのものよりも、さらに一次圧密の進行は遅れている。二次圧密速度は約0.5%で前述の二つ（ $H=2\text{cm}$, $H=10\text{cm}$ ）の場合よりもさらにはっきりと二次圧密が現れている。

(2)土研粘土： 層厚 2cmの長期圧密試験では、クレーサンドと比較すると一次圧密量には差があるも

表-2 圧密特性及び物理特性

試料名	クレーサンド	凝灰質粘土 (1001)	有機質粘土
含水比 W (%)	47.2	122.1	234.8
湿潤密度 ρ_s (g/cm^3)	1.714	1.377	1.200
圧縮指数 P_e (kgf/cm^2)	0.129	0.685	0.213
圧密指数 C_c	0.545	0.827	1.520
空隙率 m_v (cm^3/kgf)	0.535	0.137	0.520
圧密係数 C_v (cm^2/d)	0.013	7.809	6.000
液性限界 W_L (%)	40.8	111.1	280.0
塑性限界 W_P (%)	19.4	58.3	130.9
塑性指数 I_p	21.4	54.8	149.1

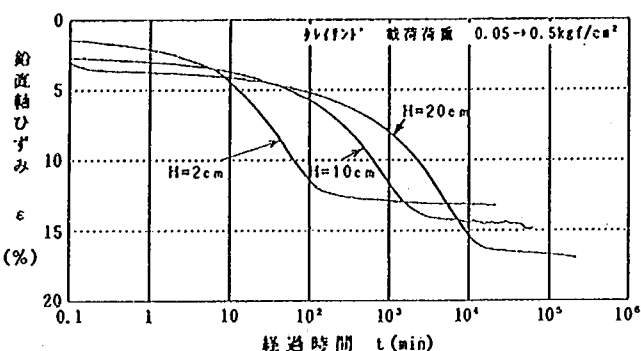


図-3 時間・沈下ひずみ曲線(クレーサンド)

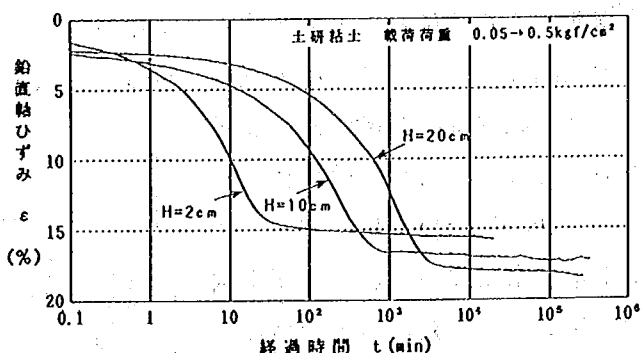


図-4 時間・沈下ひずみ曲線(土研粘土)

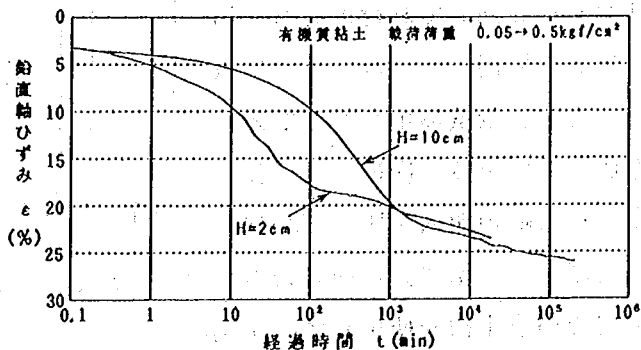


図-5 時間・沈下ひずみ曲線(有機質粘土)

の二次圧密速度 ε_a が 0.2%程度で、試料の違いによる ε_a に差はあまり見られない。また、層厚が 10cm, 20cmと大きくなると一次圧密の進行はさらに遅れる。しかし、 ε_a は層厚 2cmにくらべ若干大きくなる程度で、クレーサンドに比べると小さな値を示している。

(3)有機質粘土：試験は、層厚 2cmと10cmについて行った。その結果、層厚が増すにつれて一次圧密の進行は遅れるものの二次圧密領域では ε_a の値に違いが見られない。また、他の試料に比べ ε_a が大きく現れている。

4.2 間隙水圧挙動

長期圧密試験では沈下量の測定とともに、間隙水圧挙動を知るために、供試体中心部分に間隙水圧計を埋設した。その結果、図-6に示すように多少の時間的遅れはみられるものの、圧密初期においては上載荷重にほぼ等しい間隙水圧の値が得られた。長期沈下曲線と対比してみると、間隙水圧がピークに達した後、一次圧密の進行に伴って間隙水圧は消散し、二次圧密過程に入ったと思われる時点では間隙水圧はゼロに近づく。しかし、二次圧密の進行過程においては間隙水圧が上下に小さく変動する傾向が認められた。

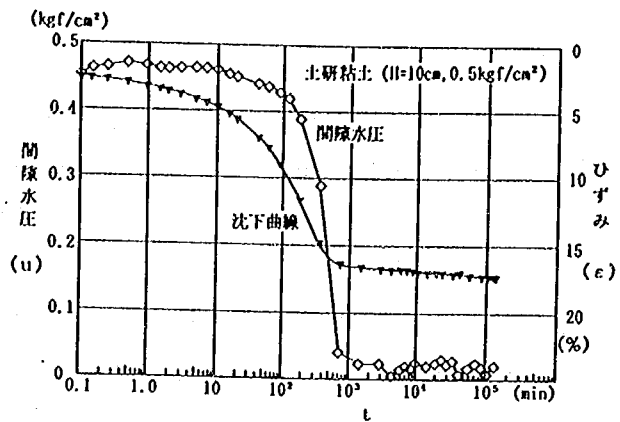


図-6 沈下曲線・間隙水圧関係

5. 一次元圧密における粘土のスケール効果に関する考察

上記の試験結果から、代表的な2つの圧密理論を用いて実験値との比較検討を行った。まず初めに一次圧密理論による沈下の経時変化と実験値との比較を行った。図-7は厚さの異なる同じ粘土の長期沈下曲線を示したものである。図中の点の無い実線で描かれている曲線群は、供試体初期厚さ $H=2\text{cm}$ の試験結果から得られた時間と沈下ひずみの関係をもとに、 H^2 則 ($t_n = t_1 (H_n/H_1)^2$) の考え方にそって時間と沈下量の関係を層厚に対して平行移動させたものである。他の実線は今回の試験で得られた値をプロットしたものである。この図から、層厚が増すにつれて実験値が理論値よりも圧密の進行が早くなる傾向が見られる。これは、厚さに伴って圧密速度が速くなることを意味しており、現地でも良く経験するところである。次に、 $H=2\text{cm}$ の試験結果によって得られた圧密係数 c_v をもとにしてTerzaghiの圧密理論にあてはめ、層厚ごとに理論曲線を求め、測定値を対応させたものが図-8である。点の無い実線で描かれているものが理論曲線群で、他の実線が今回の実験で得られた値をブ

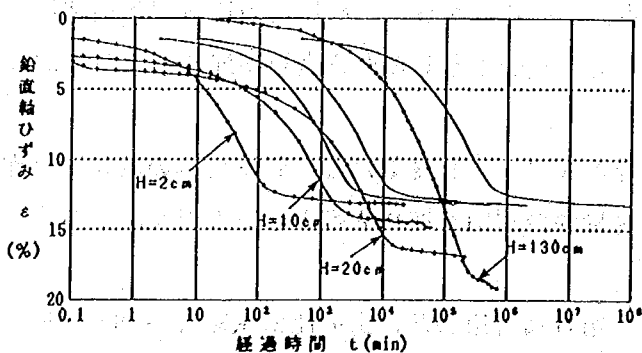


図-7 H^2 則の理論曲線との比較

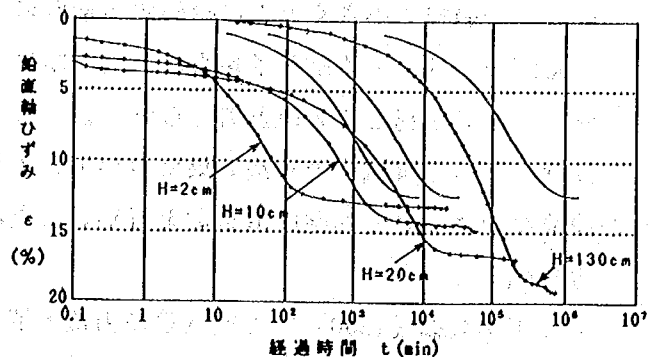


図-8 Terzaghiの理論曲線との比較

ロットしたものである。この図からも実験値のほうが理論値よりも圧密が早く進行しており、層厚に伴って圧密速度が早くなっていることが認められる。

ここで以上のことを確かめるために、層厚に伴う圧密係数 c_v の変化を調べてみたものが図-10である。図-9の結果から網干ら²⁾の研究結果と同様に、層厚に伴って c_v も大きくなっている。従って、供試体の層厚が大きくなるにつれ圧密係数も増大する傾向にあるといえる。

図-10は、一次圧密終了時のひずみの割合と層厚比の関係を示したものである。ここで縦軸は、厚さ2cmの供試体の一次圧密終了時のひずみに対する層厚10, 20, 130cmの一次圧密終了時のひずみの割合を取ったものである。図-10の結果から、100%一次圧密終了時のひずみは層厚が大きくなるとともに増大している。すなわち、層厚が2cmのものと130cmのものを比べると130cmのものがかなり大きく出ている。これは層厚が大きくなることにより、二次圧密が一次圧密中に包括して生じていることを示していると考えられる。

6. まとめ

今回の実験で得られた結果は以下のとおりである。

- (1) 100% 一次圧密終了時におけるひずみ量は、層厚に伴い増加する傾向にある。このことは、二次圧密が一次圧密中にも生じていることを示唆しており、厚さ2cmの供試体による標準圧密試験のデータから現地の沈下量の予測を行う通常の方法にはある程度の限界があるものと考えられる。
- (2) 一次圧密終了後の二次圧密についても層厚の影響が認められ、二次圧密速度は層厚に伴って大きくなる傾向がみられる。しかも各試料の圧密係数 c_v が大きいほど二次圧密速度に及ぼす層厚の影響が大きいことがわかった。
- (3) 間隙水圧は一次圧密終了後ほぼ消散するが、完全にゼロになるわけではなくわずかに残留し二次圧密の過程で小さく上下に変動する傾向にある。このことから、二次圧密の段階では供試体がせん断を受けている事が予想され、せん断によって土粒子どうしのかみ合いが崩れるたびに間隙水圧の上昇が起こるものと考えられる。

今後は、さらに供試体の寸法効果について、より詳細なデータを得るため、層厚40cmの試験機の手製と沖積粘土について長期圧密試験を行い、二次圧密特性の解明を進めて行きたいと考えている。

参考文献

- 1) 土質工学会編 (1990) : 土質試験の方法と解説, 第6編, 第2章, 土の圧密試験, pp289~315
- 2) 網干寿夫・松田 博 (1981) : 粘土の二次圧密と沈下解析, 「土と基礎」, Vol. 29, No. 3, pp. 19~24

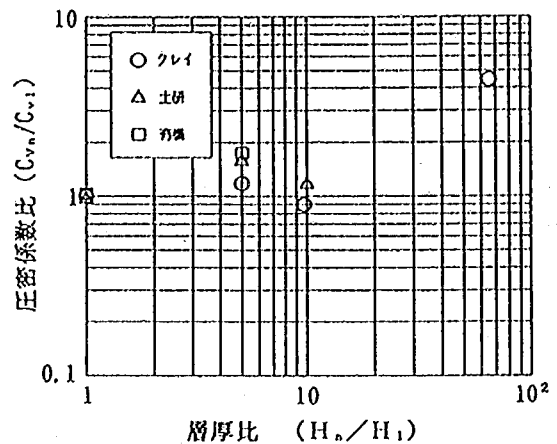


図-9 圧密係数と層厚の関係

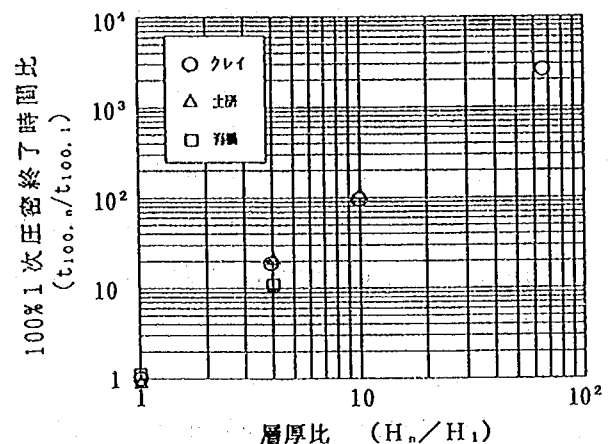


図-10 一次圧密終了時のひずみと層厚との関係

孔内水平載荷試験による 地盤の力学的な定数の評価

機械施工部動土質研究室

○ 西村 浩二

古賀 泰之

鷺田 修三

1. まえがき

現在、大都市圏を対象に大深度地下空間の開発が進められようとしている。地下空間施設の設計・施工を行うに当たり、地盤調査を行い地盤定数を把握する必要があるが、大深度においては、深い、拘束圧が高い、多様な地質が出現するという特性のために既存の調査法の改良あるいは新調査法の開発が必要と考えられる。既存の調査手法の整理・評価の結果、孔内水平載荷試験が有効と考えられた。そこで孔内水平載荷試験について、試験法として、プレボーリング、セルフボーリングの2法で現地試験を行い、それらより得られた測定値をどの様に力学的な定数として設計・施工に取り入れるのかについて検討した結果について報告する。

2. 目的

プレボーリング方式およびセルフボーリング方式の孔内水平載荷試験を比較的軟弱な粘性土および砂質土層に対して実施して得られるデータの質を評価することにより両者の適用性を検討すること、および大深度地盤でみられる比較的硬質な地盤におけるセルフボーリング方式の適用性を検討することを目的としている。そのために、孔内水平載荷試験によるせん断剛性とP S 検層によるせん断剛性の値を比較し、孔内水平載荷試験の測定値がP S 検層による剛性と両試験のひずみレベルの違いから説明できるかによってせん断剛性値が正確に測定されているかを考察する。

3. 試験方法

3. 1. プレボーリング方式とセルフボーリング方式の適用性の比較 (試験1)

土木研究所構内において、5 m 離して地下12 m まで削孔した2つのボーリング孔を用い、それぞれプレボーリング方式 (PBP と略称) およびセルフボーリング方式 (SBP と略称) の孔内水平載荷試験を7深度で実施した。なお、PBP 試験に先だって、ボーリング孔を利用してP S 検層を行った。

3. 2. SBP 方式の硬質な地盤への適用性の調査 (試験2)

東京都心地区の大深度において層をなすN値が50以上の軟岩I相当のしまった砂質土層と硬いシルト層の互層 (上総層群) が比較的浅い深度に分布する横浜市MM21地区において、約5 m 離して地下約32 m まで削孔した2つのボーリング孔を用いそれぞれSBP 試験を12深度で、P S 検層を1 m おきに24深度で実施した。

4. 試験結果および測定値の評価

試験1の結果の内、凝灰質粘土と砂の測定結果の一例を図-1に示す。図の縦軸はプローブの圧力、横軸はプローブの半径を表す。この曲線から、ごく初期の接線勾配より初期せん断剛性 G_i 、除荷・再載荷時のループの勾配より G_{ur} の値を求めている。地盤のせん断剛性率 G は弾性体近似より次の式で求めている。

$$G = 1/2 \times \Delta p / \Delta \epsilon_0 = 1/2 \times \Delta p / (\Delta r / r_0)$$

ここで、 Δp ：圧力増分、 $\Delta \epsilon_0$ ：周辺地盤の円周方向ひずみ、

r_0 ：ボーリング孔の初期半径、 Δr ：孔壁半径の増分

これらのデータを取りまとめたものが図-2である。ここで、 G_0 (Kgf/cm^2) はPS検層により求めたせん断剛性である。図-2によるとSBPの G はPBPの値よりも大きいこれはPBPの方がボーリング孔壁の応力解放など孔壁の乱れが大きいためと考えられる。また、 $G_i < G_{ur}$ の関係がみられるが、 G_i の方が G_{ur} よりも孔壁の乱れを大きく受けているためと考えられる。これらのことより、①SBP試験の方が信頼性が高いこと②測定値のうち除荷・再載荷部より求められた G_{ur} を用いるべきであることがわかった。また、PS検層のS波速度より求められた G_0 の値よりも孔内水平載荷試験より求められた G_0 の

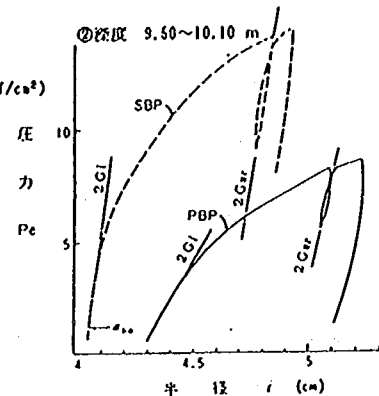
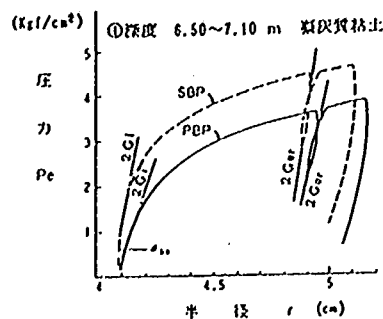


図-1 試験結果例 (試験1)

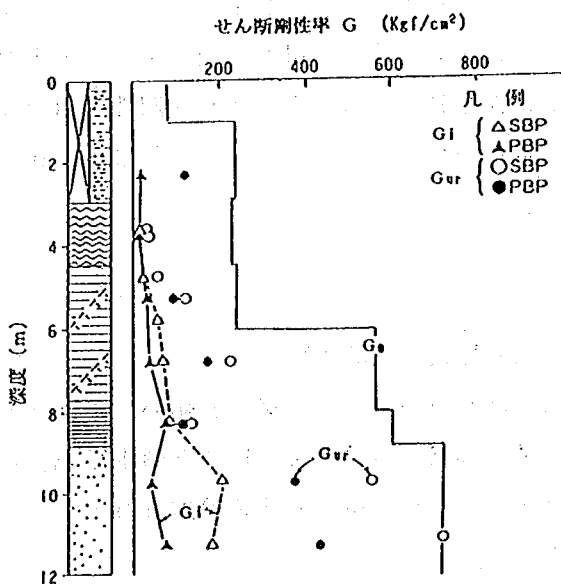


図-2 各深度のせん断剛性率

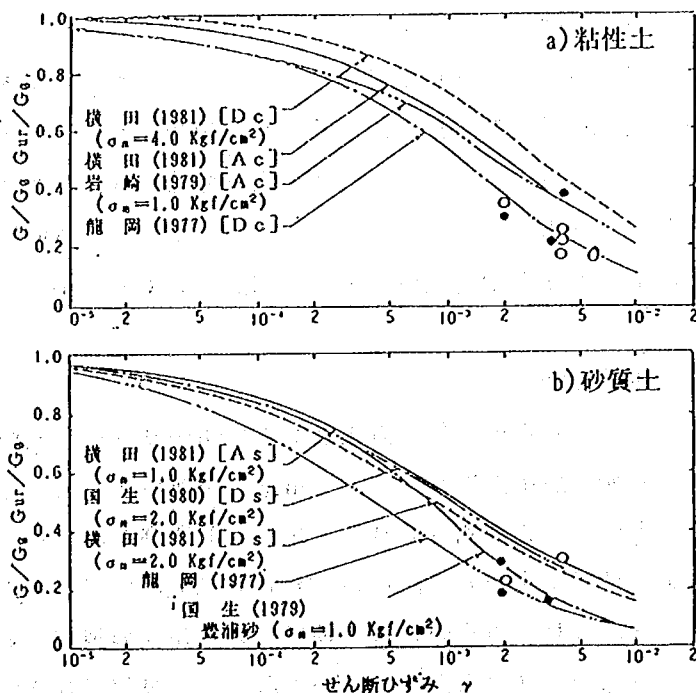


図-3 せん断剛性率とひずみレベルの関係

値はかなり小さいが、このことは両試験のせん断ひずみのレベルの違いから説明される。(図-3)

次に、試験2の結果の1例を図-4に示す。使用したSBP試験機は半径方向に3つの変位測定装置を持っているので3本の圧力(p)—ひずみ(ϵ_0)曲線が得られており、これらの曲線よりせん断剛性について、ごく初期の接線勾配から初期せん断剛性 G_i 、1回目、2回目の除荷・再載荷のループの

勾配より G_{ur1} , G_{ur2} の3つの値を各々の曲線より読み取った。砂地盤に関しては圧力-ひずみ曲線より求めた G_{ur} は加圧時の周辺の平均主応力とひずみレベルに関する補正をすべきであるといわれており、各 G_{ur} に関して補正をしたもの、補正をしていないものをまとめたのが図-5である。この結果から砂地盤の測定値に関しては応力に関する補正をすべきであることがわかった。一方、シルト層の測定値に関しては補正をすべきかどうかははっきりしなかった。これらの3つの変位測定装置から求めたせん断剛性率は同一の深度に対するものであるので、各深度に対する剛性率として、初期剛性率 G_i に関して平均値 G_i を求めた。

除荷・再載荷時の剛性率に関しては、ひずみ依存性があるので図-6に示すように3つの変位測定装置による G_{ur1} , G_{ur2} の値をプロットし除荷・再載荷時の孔壁面部におけるせん断ひずみ振幅より決めた平均せん断ひずみ振幅 $\gamma_{AV} = 10^{-3}$ に対応するせん断剛性率 G_{ur} を求めた。

この各深度毎の剛性率をまとめたのが図-7である。この結果次のことがわかった。

①SBPの孔内載荷試験より求め

たせん断剛性値はいずれも G_0 の $1/10 \sim 1$ の間にあり比較的ばらつきが少ない。②除荷・再載荷より求めた G_{ur} の方が初期載荷時の G_i よりもばらつきが少ない。したがって設計値に G_{ur} をどの様に取り込むかが今後の課題である。

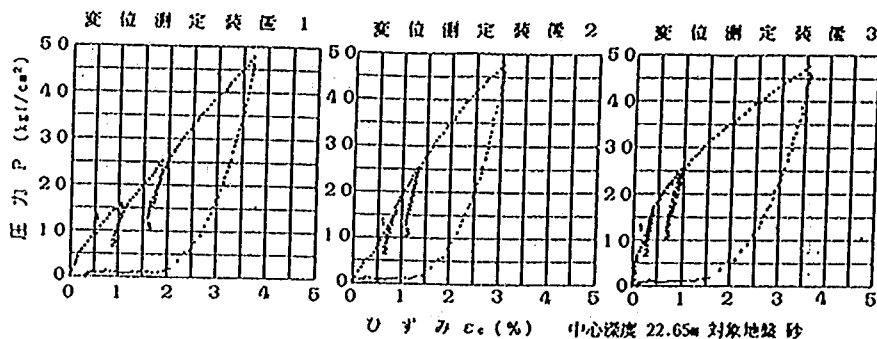


図-4 SBP試験結果例

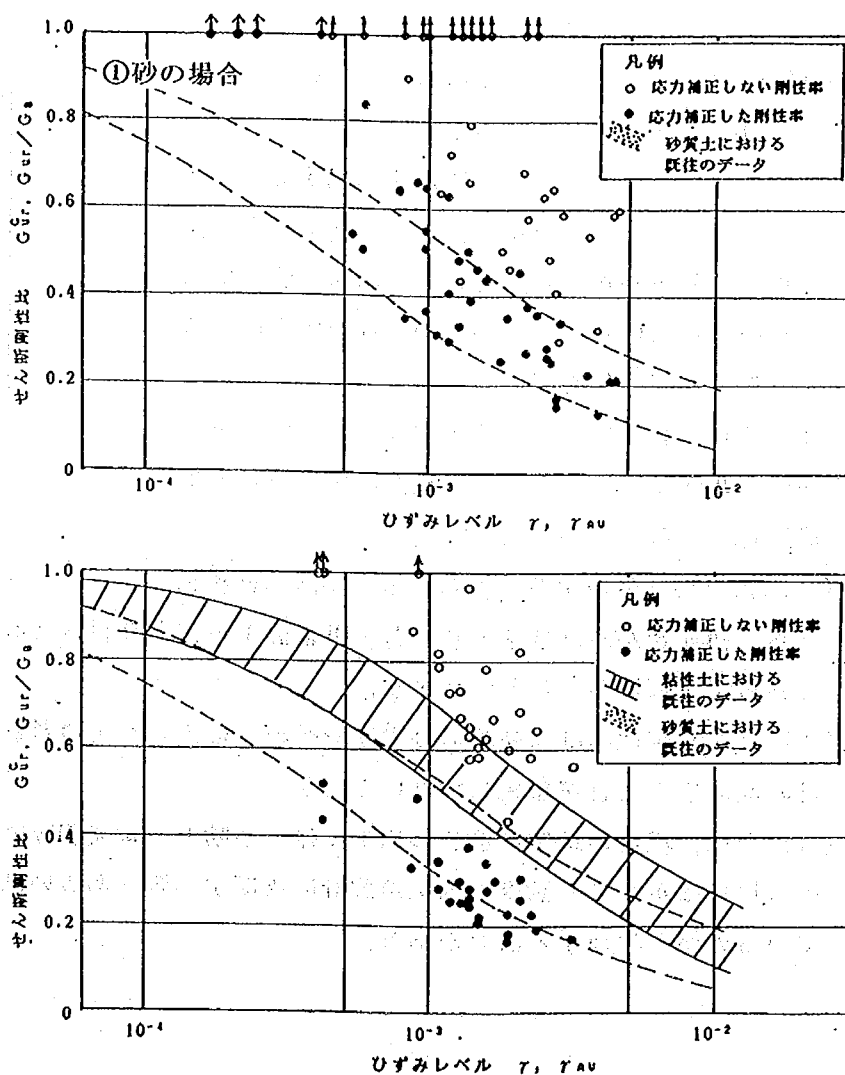


図-5 せん断剛性率 G_{ur} , G_{ur} とひずみレベル γ_{AV} の関係

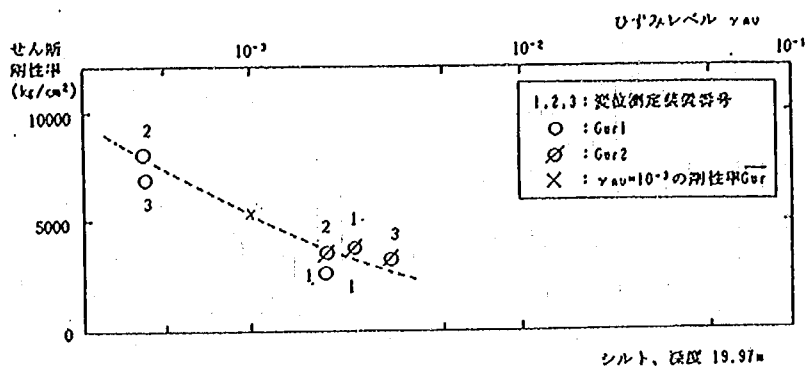


図-6 ひずみレベル γ_{AU} によるせん断剛性率 G_{ur} の相違

5. まとめと今後の課題

現地試験を行うことにより得られた知見および今後の課題は以下のとおりである。

- (1) SBP試験はPBP試験に比べ現状では施工性において劣るがその反面、得られるデータの質で勝ることがわかった。そこで、両試験法の優劣、あるいは目的に合わせての使い分けを定量的に検討することが今後必要である。
- (2) SBP試験は、比較的軟弱な層においても大深度の基盤層にあたる比較的硬質な層においても適用可能であるといえよう。
- (3) 孔内水平載荷試験で得られるせん断剛性率のうち、初期せん断剛性率より除荷・再載荷ループより得られるせん断剛性率の方が孔壁の乱れを受けておらず信頼性があるといえよう。
- (4) せん断剛性率は試験時のひずみレベル、応力レベルの影響を受けておりこれらを考慮にいれて設計の際に使うことが望ましいといえよう。
- (5) 今後、現実の地下構造物の施工に伴う挙動と、地盤調査結果から定めた地盤定数を用いた解析との対比をはかり地盤調査の精度が設計に及ぼす影響やあるいはひずみレベルが現実にどの様に影響しているのかを検討する必要がある。

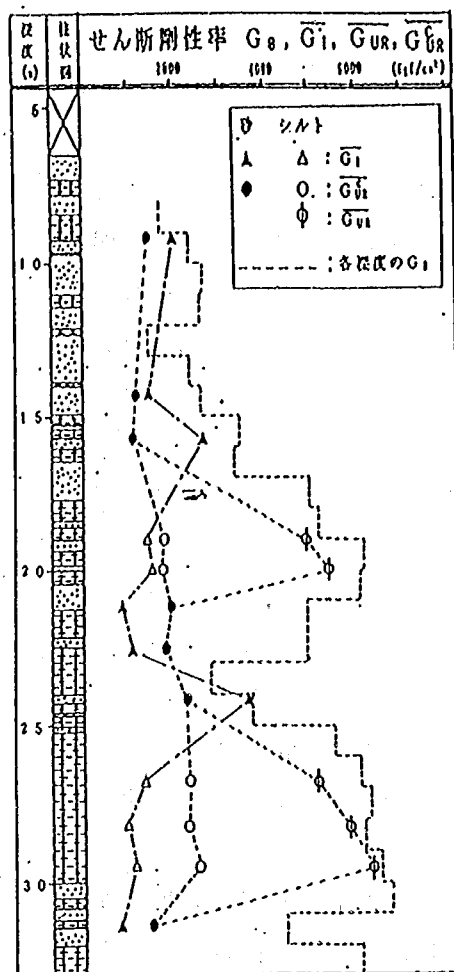


図-7 各深度のせん断剛性率

参考文献 1) Bellotti et al.: Interpretation of moduli from selfboring pressuremeter in sand, Geotechnique Vol. 39, No 2, 1989. 2) 古賀、松尾、菅原: 孔内載荷試験 (プレッシャメータ) による地盤の変形係数の評価、第26回土質工学研究発表会、1991。

土壤ガスによる第四紀断層の活動性評価に関する研究

地質化学部地質研究室 阿南修司

1. まえがき

ダムなどの重要構造物の建設に際しては構造物周辺の第四紀断層断層の位置・規模・活動性を明らかにする必要がある。このうち断層の活動性は、最終活動時期と活動周期から現在の活動性を間接的に評価しているために精度に問題がある。間接的評価法の欠点を補うためには、現時点の活動を直接観測する方法を組み合わせる必要があるが、まだ確立された手法は無い。

断層が再活動するのはその断層に蓄えられた歪のエネルギーが地震で放出される時であるため、断層の活動性を直接評価するにはその断層にどの程度の歪が蓄えられているか評価する必要がある。このような評価の方法としては、地殻変動や微小地震活動の観測などによる地球物理的手法と土壤ガス組成や地下水組成の変化などによる地球化学的手法がある。

昭和59年の長野県西部地震の際に、鉱泉遊離ガス中の水素濃度や H_2/Ar 比、メタン/ Ar 比 (Sugisaki and Sugiura(1985, 1986)) や土壤ガス中のラドン濃度変化 (加藤・他(1986)) に前兆異常が生じたことが報告された。また、活動的な断層では200~300ppm程度の水素ガスの放出が有り、特に有史時代に活動したいわゆる歴史断層や微小地震を伴うようなもの (阿寺、跡津川、根尾谷、牛首断層など) では1,000ppm以上の高濃度の放出があることが知られている (杉崎・他(1984))。このような水素ガスの放出は、破壊された珪酸塩鉱物の表面と水との反応によるものと考えられており、水素ガスは断層運動をとらえる超高感度の微小地震計ないしは歪計として有効であるとされる。

このように断層活動と土壤ガスに関連があることから、土壤ガスを経時観測することにより断層の活動性を直接観測することが可能であると考え、静岡県南伊豆町石廊崎の「1974年伊豆半島沖地震」で生じた「石廊崎断層 (入間断層)」において土壤ガスの経時観測を実施した。

2. 観測方法

2.1 土壤ガスの採取法

地中に深さ40cmの孔を開け、ストレナ加工した塩ビ管を建て込んだ後、孔口をベントナイトで埋め戻して採取孔とし、塩ビ管の端をゴム栓により密封した (図-1)。ガス採取孔は、断層からの距離を変えて10点設置した。ガスはゴム栓に開けた穴に挿入したガラス管から、シリンジにより採取した。採取は昭和63年12月から断続的に平成3年3月までに27回行った。炭酸ガスと水素ガスの濃度分析は、ガスクロマトグラフ法によって行った。

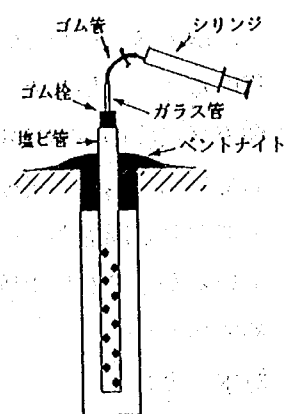


図-1 ガス採取孔

2.2 採取地の地質状況

断層面は明瞭で、固結した幅2~3cmの断層粘土を伴っている。上盤側 (北東側) は1cm以下の角礫を含むやや赤みを帯びた軟質の凝灰岩からなる。下盤側 (南西側) は、層理の不明瞭な白色塊

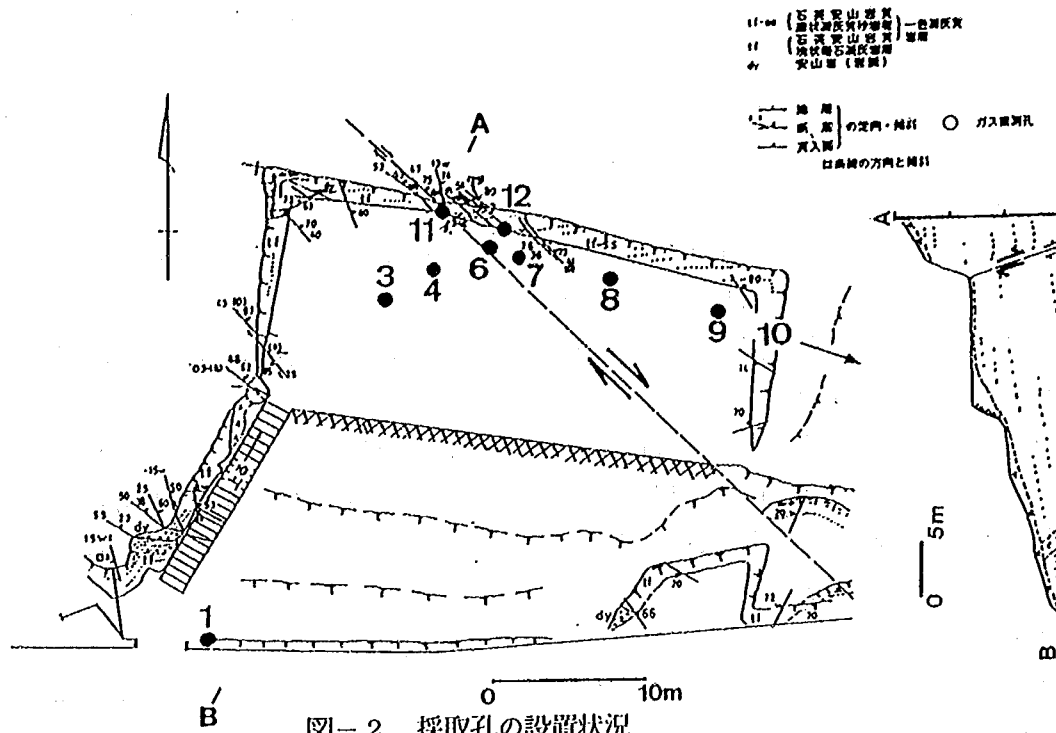


図-2 採取孔の設置状況

状軽石凝灰岩である。断層近傍は上盤側で幅50cmにわたって地層が乱され、2m位まで乱れが認められるのに対し、下盤側では地層の乱れは認められない。

観測孔No. 1とNo. 10は断層と直交する方向に20m以上離して設置しており、これらの場所では表土が70～80cmで粘質土を被覆している(図-2)。No. 12では1974年の地震で生じた亀裂内に直接パイプを埋め込んである。それ以外の場所では凝灰岩を30cm程度の表土が被覆しているところに設置してある。

3. 土壌ガス分析結果

3.1 ガス濃度

ガス分析の結果を図-3に示す。

1) 炭酸ガス

炭酸ガスは概ね1,000～数10,000ppmを示しており、大気中の炭酸ガスの容積百分率は0.03% (300ppm)程度なので、炭酸ガスは土壌中あるいは岩盤中から何らかの形で常に放出されていると推定される。炭酸ガス濃度の分布は観測日ごとにバラツキはあるが、概ね各孔とも気温変化に沿うように緩やかに変動している。各孔の濃度をみると断層から5m以内のNo. 6, No. 7, No. 8では他の孔に比べやや高い濃度になっており、断層から離れたNo. 1でもかなり高い濃度になっている。また、No. 12の濃度が極端に低くなっているが、これは土壌の無い岩盤中に直接観測孔を設けているために他の孔とガス貯留能に差があるためであろう。

2) 水素ガス

水素ガスは突発的な放出として3回、平成元年3月28日に24ppmと4月26日に75ppmをNo. 8で、平成2年12月20日にNo. 12で13ppmを観測した。これらの観測孔はいずれも断層破碎帯付近にある。大気中の水素ガス濃度は0.5ppm程度なので、今回観測された3回ともかなり高い数値であることから、地下から放出されたものに間違いのないと思われる。

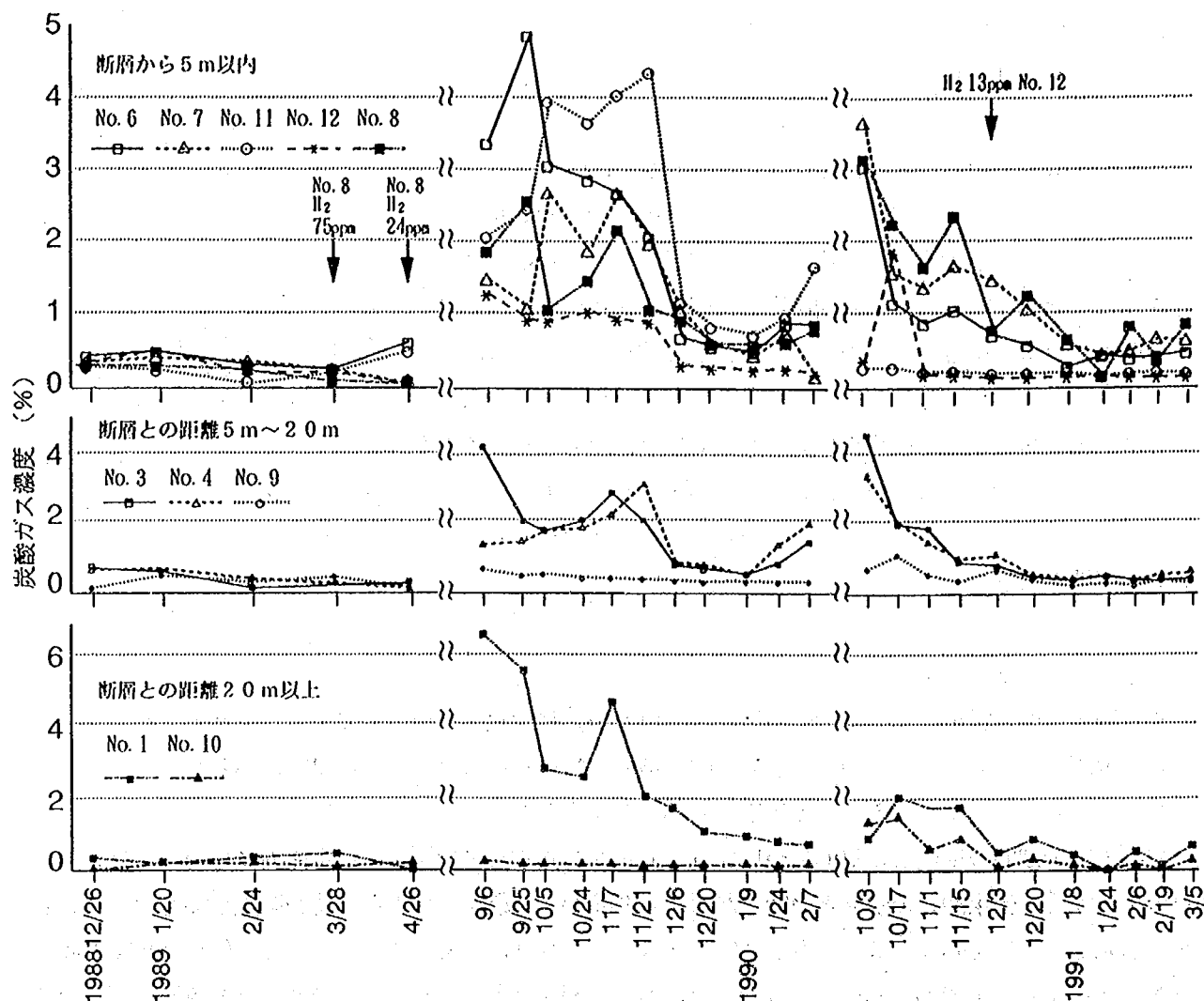


図-3 石廊崎断層近傍の土壌ガス分析結果

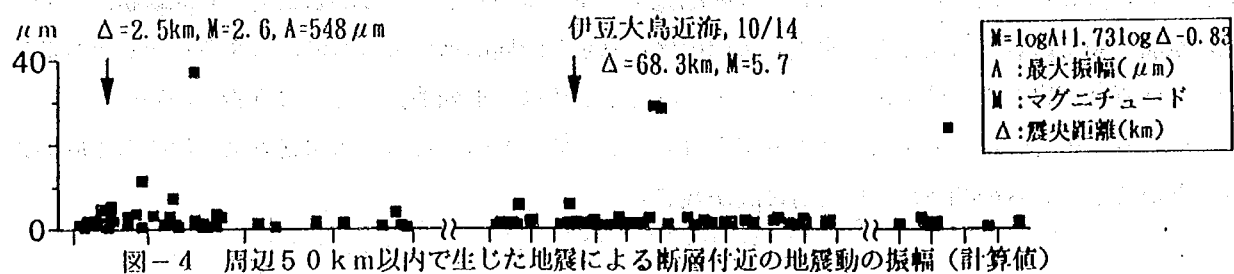


図-4 周辺50km以内で生じた地震による断層付近の地震動の振幅(計算値)

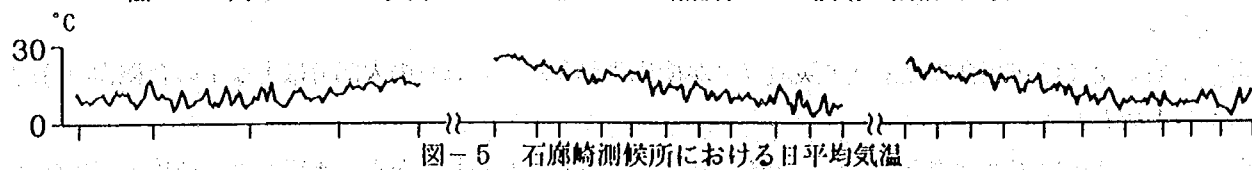


図-5 石廊崎測候所における日平均気温

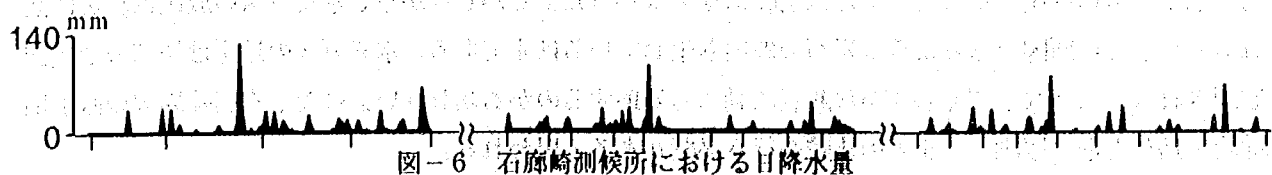


図-6 石廊崎測候所における日降水量

(図-4, 5, 6の横軸は図-3に対応する)

3. 2 同位体分析によるガスの起源の検討

平成2年12月20日と3年1月8日に採取した試料を、ガスマススペクトロメータにより分析した。その結果を表-1に示す。

各孔の炭酸ガス中の炭素同位体比は、-20‰程度で大きな違いはみられないことから各孔で観測された炭酸ガスの起源は同じだと考えられる。また、炭素同位体比は大気中で-5~-10‰程度、土壌有機物で-20~-30‰なので、今回測定した炭酸ガスの同位体組成は土壌中の有機物に近い。このことと3.1で述べたように炭酸ガス濃度が温度変化と調和する変動をする事から、炭酸ガスの大部分は土壌中の有機物が微生物に分解されて生じたと考えられる。しかし、No.12においては-13‰という値が測定され、水素ガスの放出も確認されたことから、地下深部からの炭酸ガスが混入している可能性もある。

表-1 炭素同位体比分析結果

No.	$\delta^{13}\text{C}(\text{‰})_{\text{PDB}}$	
	12月20日	1月8日
1	-22.26	-21.60
3	-17.10	-18.48
4	-19.64	-19.92
5	-21.53	-20.71
7	-19.12	-19.20
8	-19.62	-21.00
9	-17.95	-16.68
10	-17.24	-17.39
11	-18.22	-20.20
12	-13.34	-*

* CO_2 濃度不足で測定できなかった。

4. ガス濃度と地震の関係

図-4に地震の発生状況を示す。図中の振幅(単位 μm)は伊豆半島周辺で発生した地震のマグニチュードと震源の位置から計算した石廊崎での最大振幅であり、地震動の大きさを半定量的に示したものである。これら図中に示した地震には水素ガスの放出と対応するようなものは見あたらない。

経時観測の間の期間の地震との対応については、元年3月と4月に観測された水素ガスについては、7月13日の手石海丘(伊東沖)の噴火との関連が考えられるが、距離が遠いことと時間間隔が開きすぎていることから前兆としては疑問である。一方、2年12月に観測された水素ガスについては、伊豆半島南方沖で11月から翌年4月末まで断続的に起こった群発地震との関連が考えられる。この地域は石廊崎-新島線状配列と呼ばれる微小地震の線状分布に重なっており、石廊崎断層もこの線上にある。またこの群発地震に関連して、3年3月20日には石廊崎でM3.2の地震が発生しており、これらが石廊崎-新島線状配列沿いの一連の断層活動であると考え、水素ガス放出はこれらの断層活動によるものと考えられる。しかし、水素ガスが岩石の破壊によって生じるとすれば、このような群発地震にともなう岩石の破壊は何度も生じたと思われるので、水素ガスも何度も放出されているはずである。このため水素ガスの放出が1回のみということから、これらの関連についても疑問が残る。

5. まとめ

分析の結果、全ての観測孔で高濃度の炭酸ガスが検出されたが、これらの大部分は土壌中の有機物の分解によるものと思われる。

また、水素ガスの放出と地震との関係は明瞭にならなかった。しかしながら、水素ガスの放出は現実に観測されており、その原因となるような岩石の破壊も生じているはずである。水素ガスの放出は通常地震観測に観測されないような、ごくわずかな断層活動にも対応するのかもしれない。今後、石廊崎周辺の微小地震や地殻変動など他の観測データとの比較を行う必要があると思われる。

重力式コンクリートダムに作用する 地震時動水圧に関する解析的検討

ダム部ダム構造研究室 佐々木 隆

1. まえがき

現在、ダムの耐震設計は震度法により行われているが、合理的な耐震設計手法として修正震度法が考えられている。その際に地震時動水圧の評価が重要な検討課題となる。震度法においては Westergaard の式あるいは Zangar の式が動水圧の算定に用いられているが、両者とも地震時に堤体が剛体として振動することを前提として導かれた式である。そこで、本論文では、堤体の振動形状を考慮した場合の地震時動水圧に関する考察を行ったものである。

2. 目的

地震時動水圧を求める際には、厳密には圧縮性流体に関する波動方程式を用いるのであるが、貯水の非圧縮性を仮定して動水圧を求める方法は、実用上十分な精度のある解が得られ、かつ付加質量の概念が導入できるという特徴を持っている。そこで、貯水の非圧縮性を仮定し、堤体の振動形状を考慮した場合の地震時動水圧の特徴について堤体形状に着目した考察を行う。

3. 方法

3. 1 動水圧の計算式

堤体が地震動を受けた場合、地盤に対する堤体の相対変位 $\{u(t)\}$ は次のように表される。

$$[M^*]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = -[M^*]\{i\}a(t) \quad (1)$$

ここに、 $[M^*]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ はそれぞれ質量、減衰、剛性マトリックスであり、 $a(t)$ は地盤加速度である。質量マトリックスは、堤体の質量マトリックス $[M_D]$ と貯水の効果を表す付加質量マトリックス $[M_w]$ を足し合わせたものであり、式(1)において貯水の影響は考慮されている。振動形解析法によれば、相対変位 $\{u(t)\}$ は基準振動モード $\{u_s\}$ の線形結合として次式のように表される。

$$\{u(t)\} = \sum_S \beta_{si} \{u_s\} \psi_s(t) \quad (2)$$

ここに、 S は基準振動モードの次数、 β_{si} は刺激係数、 $\psi_s(t)$ は基準座標であり、また、堤体の応力応答 $\{\sigma(t)\}$ および動水圧応答 $\{p(t)\}$ は下記のような式で表すことができる。

$$\{\sigma(t)\} = \sum_S \beta_{si} \{\sigma_s\} \psi_s(t) \quad (3)$$

$$\{p(t)\} = \sum_S \{p_s(t)\} = \sum_S \{[P_w] \beta_{si} \{u_s\} (\ddot{\psi}_s(t) + a(t))\} \quad (4)$$

ここに、 $\{\sigma_s\}$ を応力の振動モード、 $[P_w]$ を動水圧マトリックスという。

地盤加速度 $a(t)$ が調和振動 $a_0 \exp(j\omega t)$ で表される場合、基準振動モード $\{u_s\}$ に対する変位および応力応答の最大値は、減衰が小さい場合、近似的に $\omega = \omega_s$ (ω_s : S 次の固有角振動数) の

時に生じ、次式が成り立つ。

$$[K]\beta_{si}(u_s)\psi_{smax} = \frac{[M_D]\beta_{si}(u_s)a_0}{2h_s} + \frac{[M_w]\beta_{si}(u_s)a_0}{2h_s} \quad (5)$$

この式より、堤体慣性力として $[M_D]\beta_{si}(u_s)a_0/2h_s$ ，動水圧による力として $[M_w]\beta_{si}(u_s)a_0/2h_s$ を考へて静的解析を行えば、変位の最大応答が求められることがわかる。その際、対応する動水圧は次式で与えられる。

$$(p_s)_{max} = \frac{[P_w]\beta_{si}(u_s)a_0}{2h_s} \quad (6)$$

一般的な地震動の場合、式(5)、(6)の $a_0/2h_s$ の代わりに加速度応答スペクトル $S_A(f, h)$ を用いればよい。

3. 2 解析モデル

堤体形状（上流面形状）が動水圧の分布形状に与える影響を検討するために、図-1に示すような6種類の堤体形状で解析を行った。なお、本論文では、堤体応力への影響が大きい最低次の基準振動形 $\{u_1\}$ のみに着目した。堤高を100mとし、貯水面はダム天端と一致させ、地盤加速度の方向は水平方向とした。なお、堤体の材料物性は、弾性係数 $E_c = 3.0 \times 10^6 \text{ tf/m}^2$ ，ポアソン比 $\nu_c = 0.2$ ，単位体積重量 $W_c = 2.3 \text{ tf/m}^3$ ，貯水の単位体積重量 $W_w = 1.0 \text{ tf/m}^3$ とした。

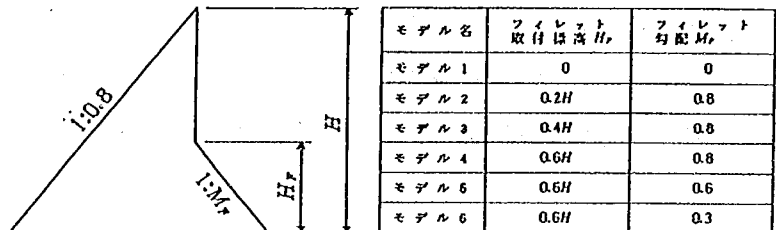


図-1 解析モデル

4. 結果

4. 1 ダム堤体形状と動水圧

1次の固有振動数はモデル1が3.85Hz，モデル2が4.09Hz，モデル3が4.65Hz，モデル4が5.69Hz，モデル5が5.41Hz，モデル6が4.78Hzであった。図-2にモデル4の1次の基準振動形を示した。図より、1次の基準振動形は、下部に比較して上部が大きく振動する形状であることがわかる。また、図-3に各堤体モデルごとの動水圧 $[P_w]\beta_{1x}(u_1)a_0$ ($HW_w a_0/g$ で除して無次元化)の高さ方向の分布を示した。図によるとフィレットのないモデル1において動水圧は最も大きく、フィレットの勾配が大きくなるほど、またフィレット取り付け位置が高くなるほど動水圧は小さくなっている。これは、フィレット部の法線方向の加速度成分が小さくなるためである。震度法で考慮している動水圧分布と振動解析結果による動水圧分布との比較を図-4に示した（モデル1とモデル4）。この図では、加速度応答スペクトルの倍率 γ_1 ($S_A(f_s, h) = \gamma_1 s a_0$)を1.8（減衰定数 $h = 0.1$ の時の岩盤での平均スペクトル）とした。モデル1は、上流面の勾配がないため震度法においてはWestergaardの式で動水圧を考慮し、モデル4では、フィレットが大きいためZangarの式で動水圧を考慮している。震度法における動水圧と比較して、振動解析結果による動水圧は上部で

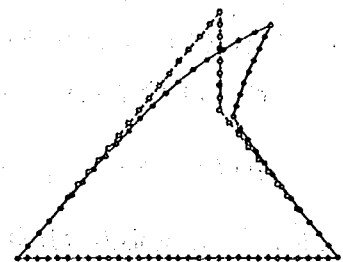


図-2 1次の基準振動形
(モデル4)

大きい値を示している。これは、1次の基準振動形が下部に比較して上部が大きく振動する形状であることに対応している。

4. 2 堤体上流面の鉛直加速度の影響

本論文における解析においては、地盤加速度を水平方向としたが、堤体は鉛直方向にも振動する。そこで、ダム上流面の鉛直方向加速度の動水圧に対する影響をみるために、モデル4の1次の基準振動形 $\{u_1\}$ の鉛直方向成分を0とした $\{u_1\}_x$ (水平方向振動) と水平方向成分を0とした $\{u_1\}_y$ (鉛直方向) のそれぞれのベクトルに対応した動水圧の分布を図-5に示したが、鉛直方向振動による動水圧は小さく、影響が小さいことがわかる。

4. 3 動水圧と堤体慣性力

動水圧の相対的な大きさを検討するために $\gamma_1[M_D]\beta_{1x}\{u_1\}a_0$ と $\gamma_1[M_W]\beta_{1x}\{u_1\}a_0$ の水平成分による堤体底面中心まわりのモーメント ($H^3W_w a_0/g$ で除して無次元化) を、震度法における堤体慣性力と動水圧の合力の計算値と比較して図-6に示した。震度法における動水圧算出では、モデル1, 2, 3はWestergaardの式を用い、モデル4, 5, 6ではフィレットの影響を考慮してZangarの式を用いている。また、振動解析法と震度法での動水圧と堤体慣性力によるモーメントの比率を図-7に示した。図によれば、フィレット勾配が大きくなるほど、またフィレットの取り付け位置が高くなるほど動水圧の影響は小さくなり、相対的に堤体慣性力の影響が大きくなることが分かる。

4. 4 梁理論による応力算出

修正震度法による耐震設計を考慮する場合、従来の震度法と同じように梁理論による堤体応力の計

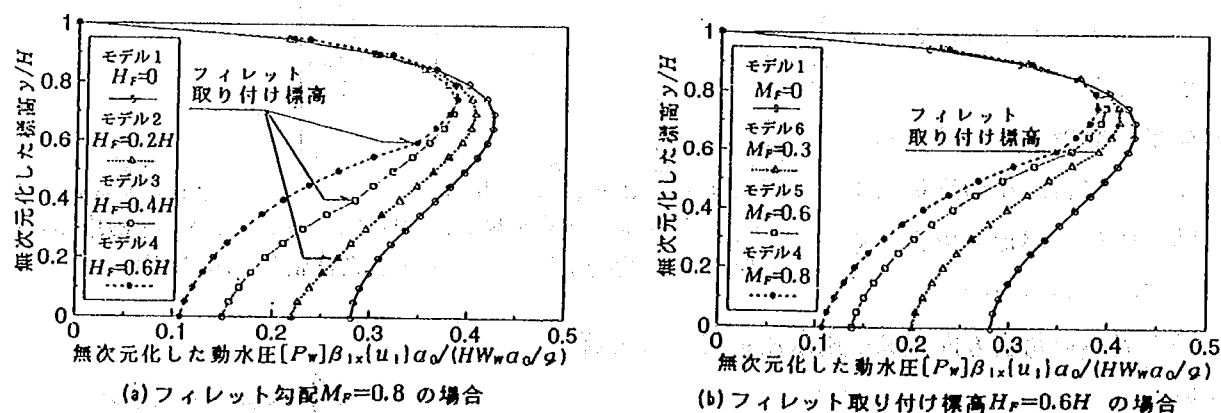
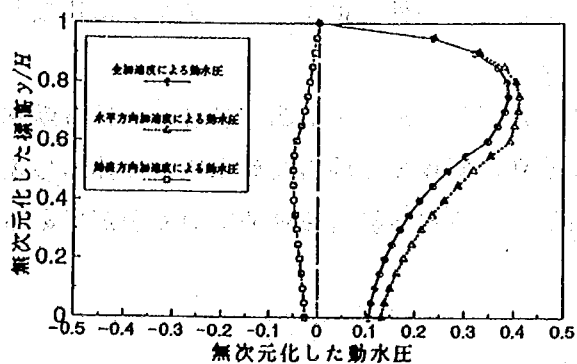
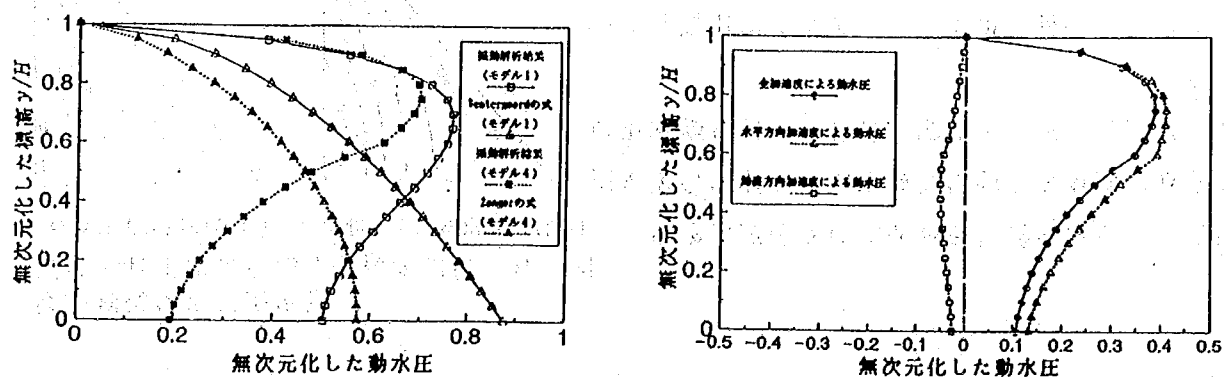


図-3 動水圧の高さ方向分布



算が簡便な方法として考えられ、堤体慣性力に関しては検討が行われてきている。そこで、振動解析結果から得られた動水圧に関して同様な検討を行ってみた。図-8に有限要素法と梁理論によるモデル1の鉛直応力 $\beta_{1x}(\sigma_1)$ の計算結果を比較して示した。堤体の着岩部の両端で計算値に差はあるものの、概ね良い一致を示していることがわかる。

5. まとめ

貯水の非圧縮性を仮定した場合の動水圧の特性について検討した結果をまとめると以下ようになる。

(1) 動水圧分布は低部標高において堤体形状の影響を大きく受け、フィレットが大きくなるほど、動水圧は小さくなる。

(2) 従来の震度法における動水圧と比較した場合、振動解析結果による動水圧は上部標高で大きく、下部標高で小さい値を持つ。

(3) ダム堤体の鉛直方向振動の動水圧に与える影響は小さい。

(4) フィレットが大きくなるほど、動水圧によるモーメントは堤体慣性力によるモーメントに比較して小さくなる。

今後、修正震度法による耐震設計における動水圧の評価の確立に向けて、地震時動水圧の堤体に与える影響に関してさらなる検討を進めていく予定である。

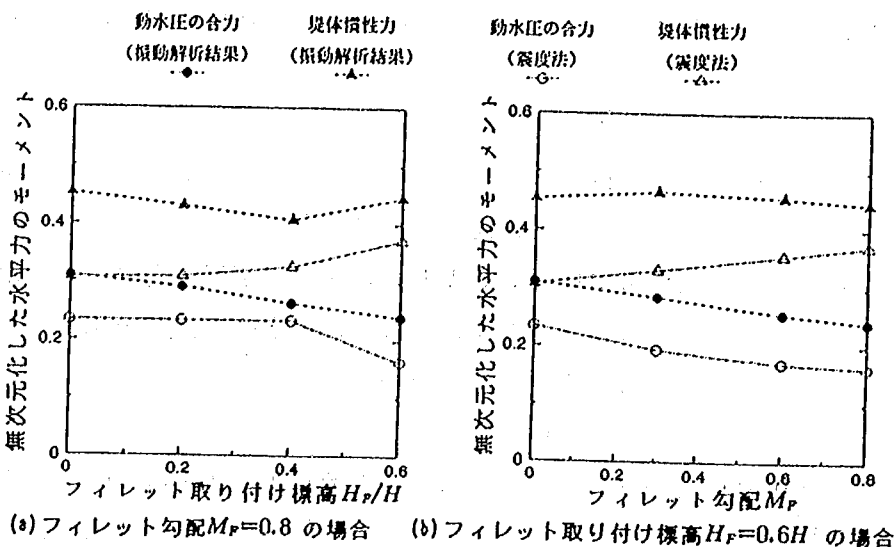


図-6 動水圧による合力と堤体慣性力

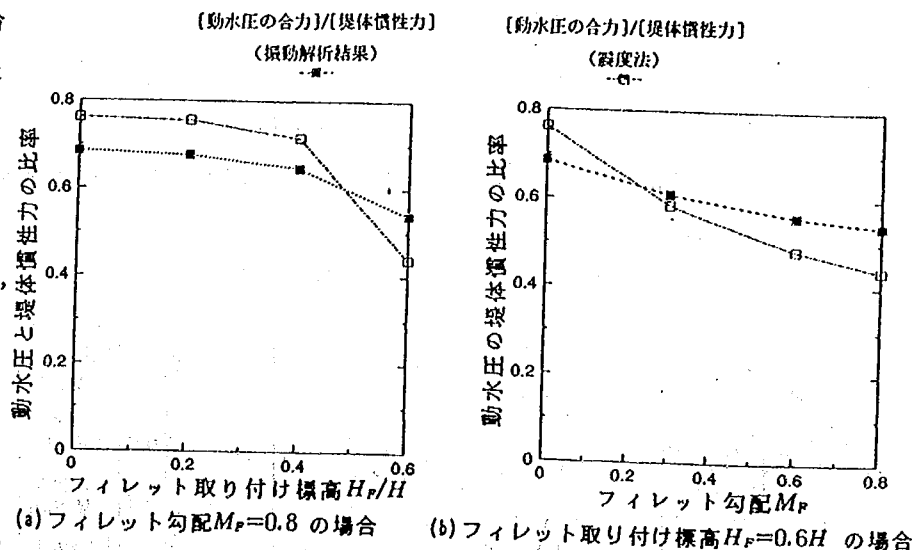


図-7 動水圧による合力と堤体慣性力の比率

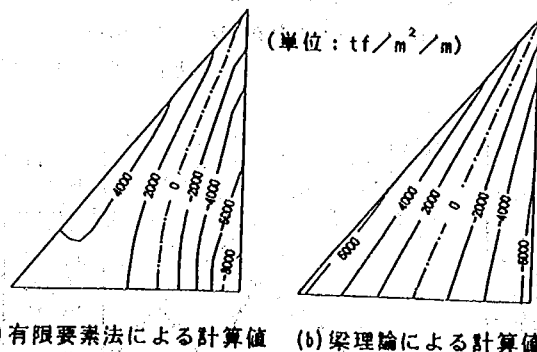


図-8 有限要素法と梁理論により求めた動水圧による鉛直応力

参考文献

- 1) 永山功・佐々木隆・平塚毅彦：重力式コンクリートダムに作用する地震時動水圧に関する考察，ダム技術，No. 58，1991
- 2) 松本徳久・安田成夫・大久保雅彦：岩盤における応答スペクトル，土木研究所資料2999号

液状化による地盤の流動特性に関する実験的検討

地震防災部 振動研究室 松本秀應

1. まえがき

これまでの地震において、液状化により多くの構造物が甚大な被害を被ってきた。これらの被害は、地盤が液状化することにより支持力が低下し、構造物の沈下や浮き上がりが生じたためと解釈されてきた。しかし、被害の中には地盤が大きく変位したと考えなければ説明できない現象が多く確認されている。このことは、液状化を考慮して構造物の耐震設計を行う場合、液状化地盤の支持力の低下の影響とともに、液状化に伴う地盤の大変形（流動）についても検討を行う必要があることを示している。しかし、液状化に伴う地盤流動の発生メカニズムや、構造物への影響については未だ明らかにされておらず、流動する地盤の耐震設計上の取り扱い方法・評価手法の開発が必要とされている。

2. 目的

本研究は、地盤の流動特性に与える諸要因の影響と、流動地盤中の杭基礎に対する作用力の発生特性の把握を目的としている。

3. 実験方法

実験には、図-1及び表-1に示す12体の模型を用いた。模型は大きく2種類に分けられ、二次元模型のケース1～7、9～12と、半円錐形の斜面を有する三次元模型のケース8である。ここで、二次元模型では地盤の成層構造が流動特性に与える影響を明らかにすることを、また、三次元模型では加振方向が流動特性に与える影響を明らかにすることを目的としている。

地盤模型は、いずれの模型も基本的には下層より非液状化層、液状化層、傾斜した不飽和層の三層により構成されている。地盤模型は、非液状化層及び液状化層には浅間山砂を、また、不飽和層には浅間山砂、鉛粒、砂利を使いわけて作製した。不飽和層に鉛粒や砂利を用いたのは、それぞれ上載圧の増加や、湿潤砂のような見かけの粘着力を減少させるためである。

地盤模型の加振には、加速度振幅一定の2 Hzの正弦波を用い、1回の加振を20秒間とし、順次加振速度を段階的に増加させながら液状化に至らない加振段階から、十分地盤が液状化し地盤の流動が発生する加振段階まで繰返し加振を行った。

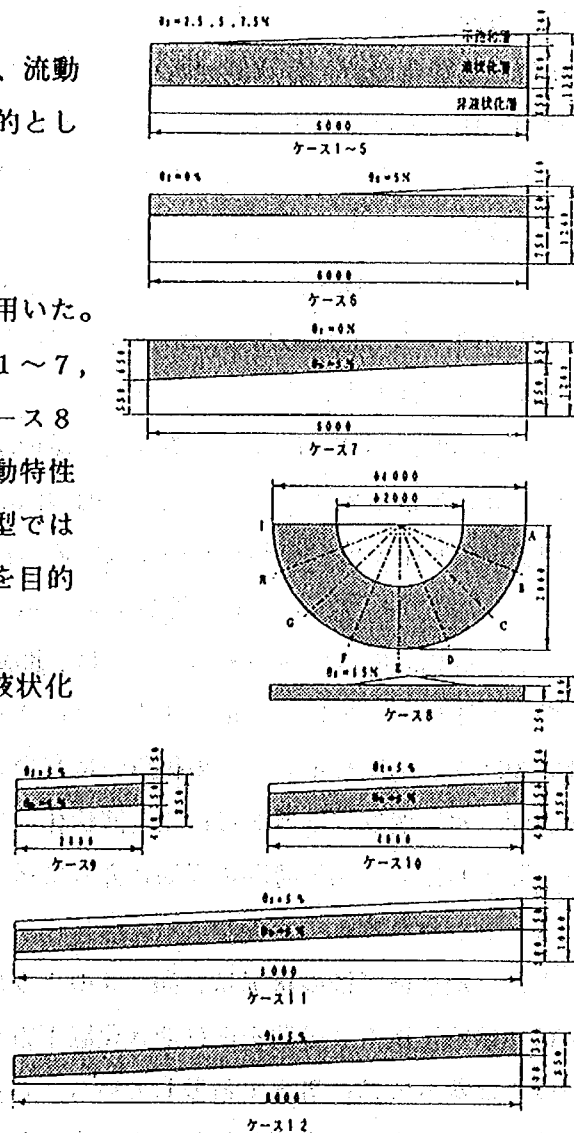


図-1 実験模型の概要

また、杭基礎に作用する流動地盤からの土圧を計測するために、ケース11と12の模型地盤には塩ビパイプ（VU16：外径22mm，肉厚3mm，長さ790mm）を用いた杭模型を設置した。杭模型には深度方向にひずみゲージを張り付けており、杭の曲げモーメント分布を計測することができる。

表-1 模型地盤の条件

ケース	地表面の傾斜度 (%)	液状化層下面の傾斜度 (%)	地盤長 (m)	斜面長 (m)	液状化層厚 (cm)	不飽和地盤厚 (cm)
1	5	0	6	6	7.0	0~3.0
2	7.5	0	6	6	3.5	0~4.5
3	5	0	6	6	2.0	0~3.0
4	5	0	6	6	3.5	0~3.0
5	2.5	0	6	6	3.5	0~1.5
6	5	0	6	3.2	3.5	0~3.0
7	0	5	6	6	3.5	0~1.5
8	1.5	0	6	6	2.5	0~1.5
9	5	5	2	2	3.5	1.5
10	5	5	4	4	3.5	1.5
11	5	5	8	8	3.5	1.5
12	5	5	8	8	3.5	0

4. 地盤の流動特性に与える諸要因の影響

実験から得られた、地盤の流動特性に与える種々の要因の影響について以下に述べる。

(1) 地盤流動量の分布

図-2は、ケース2とケース6における、加振前後のマーカースラインの変形状況を図化したものである。これより地盤模型は、加振により斜面の傾斜方向（図では左方向）加振時間の経過とともに増加し、その水平変位は液状化層内では深度が浅くなるほど大きく、不飽和地盤内では深度方向に一樣な分布を示すことができる。また、非液状化層内での地盤の変形は認められず、液状化層下面での水平変位もほぼ零となっている。このことは、地表面で観測されている水平変位が液状化層内のせん断変形に起因するものであり、液状化層厚が厚いほど大きくなることを意味している。

(2) 加速度、間隙水圧及び地盤の流動量の時間変化

図-3に加振中の加速度、液状化層内の間隙水圧及び地表面の水平変位（流動量）の時刻歴の一例として、ケース6，ステップ2における記録波形を示す。これより、液状化層内の地盤の応答加速度は、間隙水圧が有効上載圧に達してほぼ完全液状化状態に達する頃に最大の応答加速度を示し、その後急激に減少し、また、地表面の水平変位は地盤がほぼ完全液状化に達する頃から発生し始め、加振時間の経過に従って単調に増加することがわかる。

また、加振終了後の状況は、図-3のように間隙水圧は加振終了後も2分間程度は液状化層下方からの浸透流により高い値を保っており、その後10分間以上かかってほぼ零まで消散している。これに対して、地表面の変位量は加振終了と同時にほぼ一定値を示し、変位の大部分は加振中に発生し終わっている。つまり、本実験においては噴水、噴砂現象は加振終了後も数分間は継続するものの、地盤の水平変位については加振後には認められない。

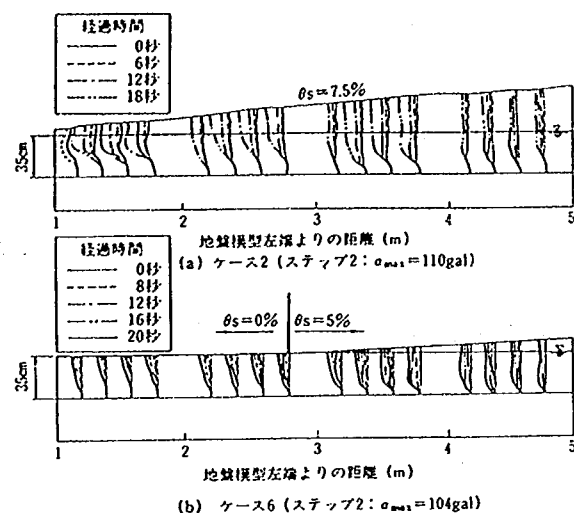


図-2 水平変位の深度分布の時間変化

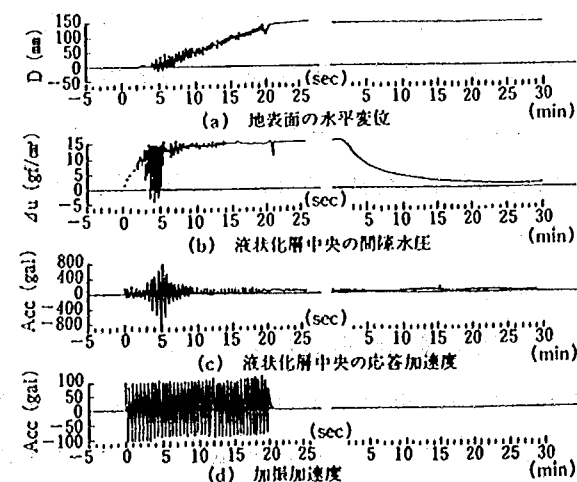


図-3 時刻歴の例

（ケース6，ステップ2，断面A）

(3) 加振方向と流動方向の関係

半円錐形の斜面を持つ三次元の地盤模型を用いたケース8の、ステップ2に対する地盤の流動量と流動方向をベクトル図に整理したものが図-4である。図-4では、図の左右方向が振動台の加振方向であるが、地表面の変位は斜面の頂点を中心とし放射状（斜面の傾斜方向）に変位が発生している。

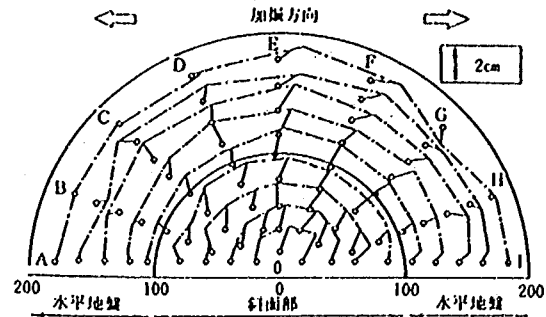


図-4 加振方向と地盤流動方向の関係

このことより、地盤の流動方向は加振方向には関係なく、斜面の傾斜方向に関係するものと考えられる。つまり、加振（慣性）力は地盤の液状化の発生及びその程度に関連する要因であるものの、地盤の流動方向を決定する要因ではないと考えられる。

(4) 斜面長と地盤流動の発生開始加速度の関係

地盤の深度方向の構成が類似のケース9～12について、各加振段階における入力加速度とその加振段階までにおいて発生した斜面中央における地表面の累積水平変位量との関係を図-5に示す。表層に不飽和地盤を有しないケース12では、入力加速度振幅が100galを越えると地盤に有為な変形が発生し始め、表層に不飽和地盤を有するケース9～11では、150galを越え

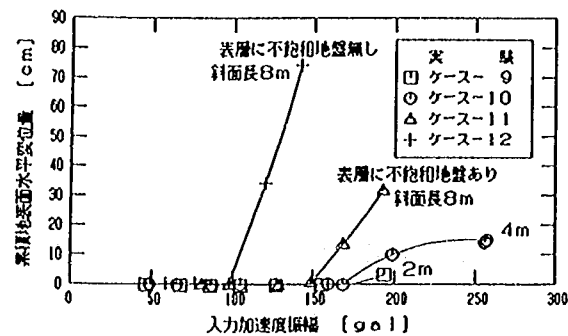


図-5 累積地表面変位の発生特性

ないと地盤には有為な変形は生じていない。これは、液状化地盤にとって、不飽和地盤が存在することが有効応力の増加をもたらし、加振中の地盤内のせん断応力比を低下させたことに起因すると考えられる。また、表層に不飽和地盤が存在するケース9～11と比較すると、斜面長が長くなるほど小さな入力加速度から地盤に変形が生じ始めており、加振方向の両端の土層壁（固定）が影響を与えにくくなると考えられる斜面長の長い場合に、地盤の変形量が大きくなっていることがわかる。

(5) 地盤の流動特性

以上の実験結果より、地盤流動による地表面の水平変位量Dを左右する要因として、①間隙水圧比がほぼ1.0になってからの加振時間T、②間隙水圧比がほぼ1.0になっている液状化層の厚さH、③地形による初期せん断力の大きさ（ここでは地表面の勾配 θ_s により整理を行う）が考えられ、また、表層の不飽和地盤が地盤の変形を抑制する効果があることも予想される。そこで不飽和地盤の剛性を表わす指標として式-1を定義し、これにより整理を行うことを試みた。ここで、 H_s ：不飽和地盤の厚さ、 γ_t ：不飽和地盤の単位重量、 ϕ ：不飽和地盤の内部摩擦角を示す。

$$\text{剛性指標} = 0.5 \cdot H_s^2 \cdot \gamma_t \cdot \tan \phi \quad (\text{式-1})$$

図-6は、単位液状化時間、単位液状化層厚に対する流動量 $D / (T \cdot H)$ と、地表面の勾配 θ_s の関係について整理を行ったものである。同図から、地表面

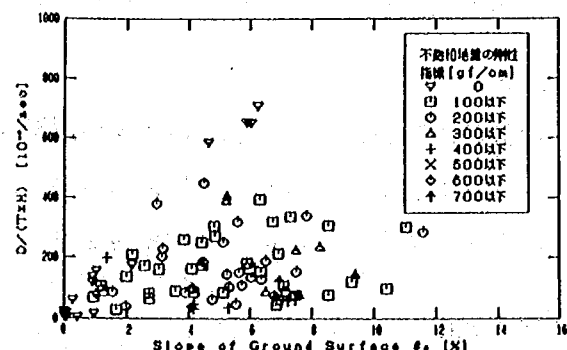


図-6 $D / (T \cdot H)$ と θ_s の関係

の勾配が大きくなるにつれて $D/(T \cdot H)$ が増加し、不飽和地盤の剛性指標が大きくなるにつれて $D/(T \cdot H)$ が減少する傾向があることがわかる。

5. 流動地盤中の杭基礎に作用する土圧の発生特性

ケース 1 2 において、地盤中に設置しておいた杭模型の曲げモーメントの深度分布の時間的な変化を整理した結果が図-7 であり、図中の破線は液状化層の上面と下面の位置を示している。これより、加振開始後 5 秒頃から杭の曲げモーメントに変化が認められ始め、地表部分でモーメントが零、液状化層下面で最大のモーメントとなる分布を示していることがわかる。図-8

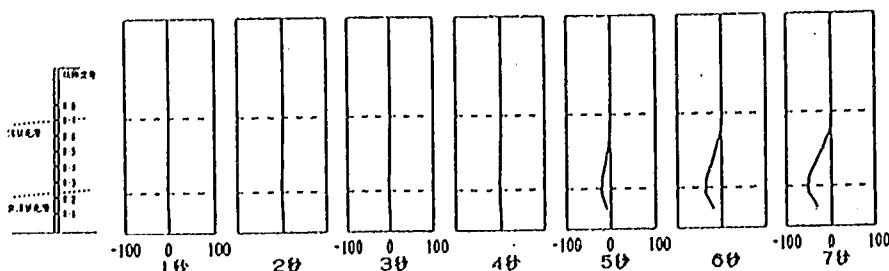


図-7 杭の曲げモーメントの深度分布の時間的な変化

(ケース 1 2 : STEP-5) (単位: kgf·cm)

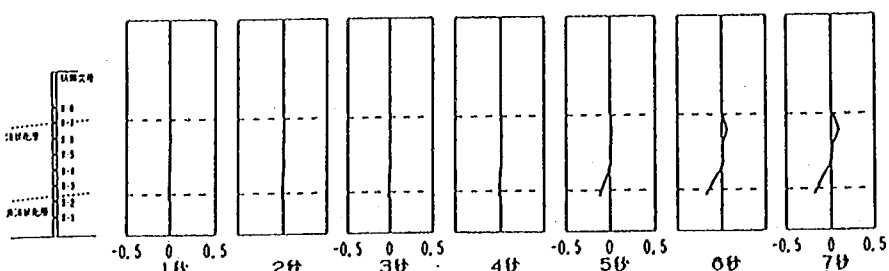


図-8 杭に作用する土圧の深度分布の時間的な変化

(ケース 1 2 : STEP-5) (単位: kgf/cm²)

は、図-7 のモーメント分布を 2 回微分 (差分をとる) することにより、流動地盤が杭に作用する土圧の深度分布を推定した結果であり、液状化層の上部で正の土圧 (地盤の流動方向に杭を押そうとする方向) が、また、液状化層の下層及び非液状化層からは負の土圧 (杭の変形を地盤が支持する方向) が作用していることがわかる。

また、杭周辺の地表水平変位が 40cm 程発生しているのに対して、杭頭の変位は 10cm 程度と小さく、杭周辺を地盤がすり抜けていることがわかる。杭に作用する土圧についても、周辺地盤と杭との相対変位に比例するような発生挙動ではなく、地盤と杭の相対速度に比例するような傾向を示し、地盤の流動速度が減少する加振終了間際には、曲げモーメントの減少 (土圧の減少を意味する) 傾向が認められた。このことより、液状化により流動する地盤から構造物への作用力を検討する際のモデルとしては、構造物と地盤の間をバネで接続するような状態ではなく、粘性流体的な地盤からの抗力的な状態を想定した方がよいことが示唆される。

6. まとめ

地盤の流動特性に与える各種要因の影響程度を、模型実験結果に基づき整理を行うことができた。今後は、実験から得られた知見に基づいて、実務的な指標を用いた実地盤での流動量、および基礎等への影響の簡易算定法について検討を継続する必要がある。

〔参考文献〕

- 1) 佐々木, 松本, 佐谷: 液状化にともなう地盤流動に関する振動台実験, 第 24 回土質工学研究発表会
- 2) 松本, 常田, 佐谷: 液状化による地盤流動に関する模型実験, 第 25 回土質工学研究発表会

明石海峡大橋全橋模型の一樣流中での耐風応答特性

構造橋梁部構造研究室 横山 功一

○ 金崎 智樹

本州四国連絡橋公団 保田 雅彦

1. まえがき

明石海峡大橋は神戸市と淡路島の間に建設されている全長3,910mの超長大吊橋であり、中央支間長1,990mは、現在世界最長のハンバー橋を一挙に1.5倍近く凌ぐこととなる。吊橋はスパンが大きくなるに従い振動数が低下し、暴風時の変形量も増大する。このため、本橋の耐風安定性を確保する事は従来の長大吊橋に比べてはるかに難しく、風荷重による変形量を精度良く評価するということはこれまで以上に重要であると認識されている。

そこで、従来の長大吊橋のように部分模型による耐風性の評価だけでなく、できるだけ実橋を忠実に再現した全橋模型を用いて風洞試験を行うことにより本橋の耐風性を検証することとして、現在大型風洞施設¹⁾において実験が進められているところである。

ここでは、一樣流中試験でみられた連成フラッターに着目し、これまでの部分模型試験による耐風性の評価方法の問題点を整理した。

なお、一連の実験は、土木研究所と本州四国連絡橋公団とによる「超長大橋の耐風性に関する共同研究」の一環として行われているものである。

2. 目的

これまで我国では橋梁の耐風性を調査する場合、部分模型を用いた風洞試験が実施されてきた。吊橋のような3次元構造物が部分模型という2次元振動体に置き換えられるということは、橋軸方向に空気力が一定であり、かつねじれ振動とたわみ振動のモード形状もほぼ等しいという仮定(Bleichの仮定)のもとに導かれたものである²⁾が、この仮定は、吊橋の架設中や部分的に遮音壁を取り付けた吊橋を除き、完成後の吊橋に関してはほぼ妥当な仮定であるとされてきた。これにより、最低次のねじれおよびたわみ振動(通常は対称モード)を対象とした部分模型試験により、完成時の吊橋の耐風性が推定できるとされてきたわけである。

ところが今回実施した明石海峡大橋の全橋模型を用いた一樣流中での風洞試験結果では、このような仮定に反する結果が顕著に認められた。

そこで、試験結果を分析し、現行の部分模型試験による耐風性の評価方法の問題点を考察することとする。

3. 試験条件

全橋模型は縮尺1/100で製作されており、全長約40mである(図-1参照)。模型については、既に報告されている^{3),4),5)}のでここではその詳細は省略するが、計測された各モードの所要値と

実測結果とを表-1に示す。なお、吊橋の全橋模型風洞試験ではフルード数を相似させる必要があり、風洞風速の10倍が実橋換算風速となり、振動数の所要値は実橋の解析結果の10倍となる。振動数の実測結果から十分高次モードまで振動数が相似されていることがわかる。

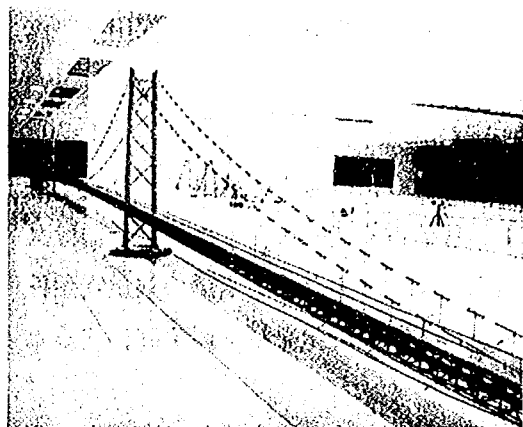


図-1 全橋模型

表-1 全橋模型の固有振動数

モード	所要値①	測定値②	比②/①
鉛直曲げ対称1次	0.638	0.647	1.014
〃 逆対称1次	0.745	0.757	1.016
〃 対称2次	1.213	1.245	1.026
ねじれ対称1次	1.497	1.560	1.042
〃 逆対称1次	2.077	2.075	0.999
水平曲げ対称1次	0.387	0.391	1.010
〃 逆対称1次	0.775	0.781	1.008

4. 試験結果

以下に基本設計断面の全橋模型風洞試験結果を報告する。

1) 減衰の変化

明石海峡大橋の風洞試験では、まず空気力により構造系が負減衰となるフラッターが着目される。これを風速-減衰曲線で図-2に示す。ねじれ振動の減衰が負となる風速8.5m/s(実橋換算で85m/s)がこの断面のフラッター発現風速である。

2) 振動数の変化

風速と振動数の関係を図-3に示す。ねじれ振動数は風速の増加とともに減少し、発現風速においては、無風時の振動数の約90%まで低下する。ただし、たわみの振動数は、ほとんど変化していない。

3) 回転中心の移動量

回転中心の移動量と風速との関係を図-4に示す。Bleichの仮定によれば、橋軸方向に一定でなければならない移動量が明らかに変化していることがわかる。

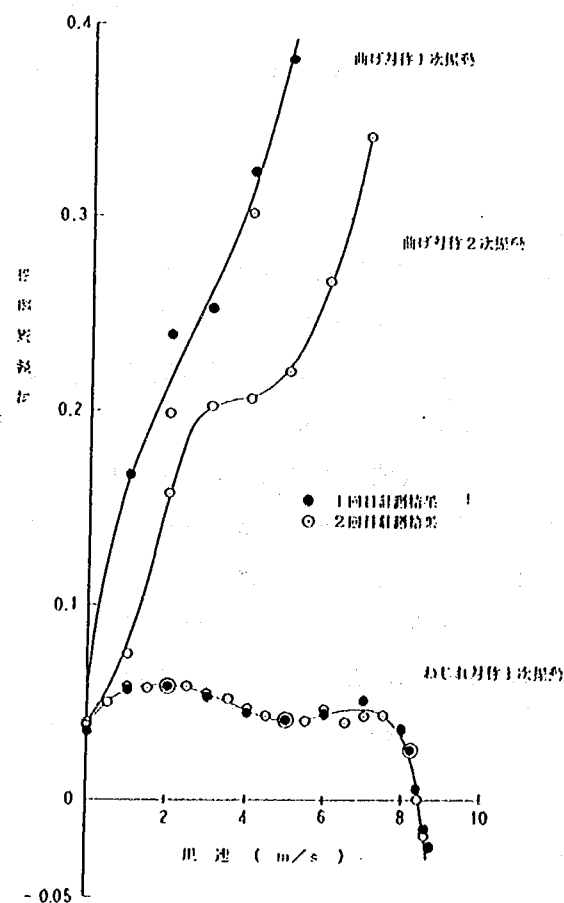


図-2 対数減衰率の変化

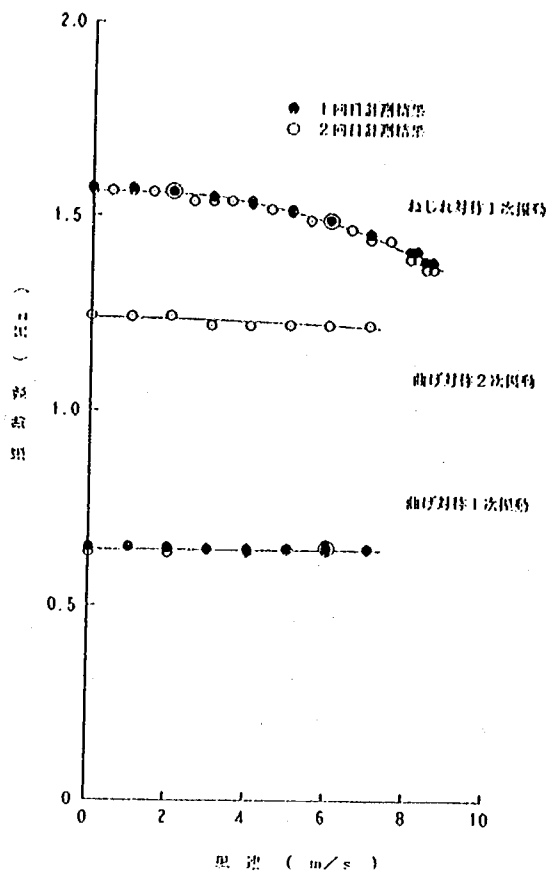


図-3 固有振動数の変化

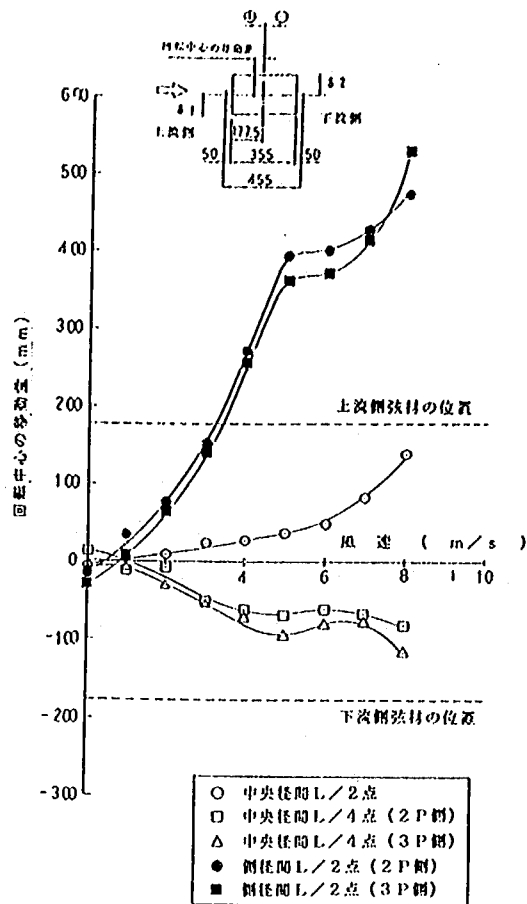


図-4 ねじれ振動時の回転中心の移動量

4) ねじれとたわみ振動の位相差

フラッター発現時のねじれとたわみ振動の位相差に関しては、以下に示す特性が観測された。ねじれに対してはほぼ無風時の対称ねじれ1次モードと同じモードがみられたが、たわみ振動に関しては、橋軸方向に位相差が複雑に変化している。気流に対して頭上げをねじれの正、鉛直下向きをたわみの正と定義すると、中央径間中央付近および側径間ではたわみ振動が約20度ねじれ振動に先行している。この位相差は、中央径間中央付近では回転中心が上流側に移動していることと対応する。ただし、中央径間ではねじれ振動が卓越しているのに対し、側径間ではたわみ振動が卓越しているために、側径間では移動量が大きく、回転中心が桁幅よりも外に出てしまっている。したがって、側径間の振動は見かけ上たわみ振動のように見えるものであった。ところが、中央径間の1/4点付近では、位相差が180度に近づいている。これは、回転中心が風下側に移動した事実と一致する結果ではあるが、このように橋軸方向に位相差が変化することもBleichの仮定に反するものである。

5. 考察および今後の課題

明石海峡大橋の全橋模型試験結果では、「二次元の部分模型試験により三次元の全橋の挙動を推定可能とする仮定」に著しく反する結果が得られた。すなわち、ねじれ振動とたわみ振動の位相差が橋軸方向に変化している点である。回転中心が補剛桁の上流側から下流側に変化したのもこのため

である。

この原因をBleichの仮定にさかのぼって考えると以下の原因が考えられる。

1) 空気力が橋軸方向に一定であるという仮定は、静的変形およびケーブルの影響により大きく乱されている可能性がある。まず、静的変形により全橋模型では気流に対する迎角が橋軸方向に大きく変化している。また、中央径間中央付近では、ケーブルが補剛桁に接近しており、この部分の空気力は他の部分のそれとは異なることも明かである。

2) ねじれとたわみの振動モード形状が等しいという仮定は、中央径間に関してはほぼ成立するものの、側径間では大きく異なり、たわみ振動の比率に比べねじれ振動は非常に小さい。

これらの原因により、たわみ振動モードが橋軸方向に複雑に変化する連成振動が観測されたものと考えられる。したがって、部分模型試験結果と全橋模型試験結果とでフラッター発現風速のみ比較することには限界があるものと考えられる。

この差の要因を分析し、影響を把握することにより、部分模型試験の適用範囲を明確にし、実橋の耐風性をこれまでよりも精度よく推定することが可能になるものと考えられる。したがって、今後は、最近提案されているフラッター解析手法^{6) 7)}等による解析も併せて行い、長大橋の耐風性照査法を検討していく予定である。また、ケーブルの影響、大きな迎角の影響を把握するための部分模型試験を別途実施中である。

6. まとめ

大型風洞施設を用いた明石海峡大橋の全橋模型試験により、これまでに予測されなかった複雑な振動性状の連成フラッターが観測された。この現象を明確に推定できる理論を構築することにより、これまで以上に精度のよい長大橋の耐風性評価手法を提案していきたい。

<参考文献>

- 1) 勝地他：超長大橋梁の全橋模型風洞試験計画－大型風洞施設の概要－，土木学会第46回年次学術講演会講演概要集，1991,9.
- 2) Bleich, et al.: The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges, Dept. of Commerce, U.S. Gov. Print Office, 1950.
- 3) 荒居他：超長大橋梁の全橋模型風洞試験－主塔模型の設計検討－，土木学会第46回年次学術講演会講演概要集，1991,9.
- 4) 藤沢他：超長大橋梁の全橋模型風洞試験－ケーブルの設計検討－，土木学会第46回年次学術講演会講演概要集，1991,9.
- 5) 鈴木他：超長大橋梁の全橋模型風洞試験－補剛桁模型の設計検討－，土木学会第46回年次学術講演会講演概要集，1991,9.
- 6) 田中他：立体振動系と2次元風洞試験の相似則，土木学会構造工学論文集，1989,3.
- 7) 宮田他：立体骨組み解析法による横たわみしたトラス補剛吊橋の曲げねじれフラッター，土木学会論文集 第404号/I-11，1989,4.

プレートガーダーの補剛材の交差部の構造が 耐荷力におよぼす影響

構造橋梁部橋梁研究室 西川和広

" 村越 潤

" ○鹿嶋久義

1. まえがき

わが国のプレートガーダーにおいては、過去において水平補剛材と垂直補剛材との交差部を溶接し連続構造としていたが、最近では補剛材の交差部の溶接施工性を考慮して、溶接せず離しておく構造が一般に採用されている。これらの水平および垂直補剛材の配置および剛度はプレートガーダーの耐荷力に大きな影響を与える。これまで橋梁研究室では主として補剛材が桁としての耐荷力およびウェブの変形挙動に影響を調べるために29体の大型供試体を用いて耐荷力実験を実施してきた。本文は、それらの耐荷力実験の中から水平および垂直補剛材の交差部の構造が耐荷力挙動に及ぼす影響に着目して実施した実験の概要を報告するものである。

2. 目的

現在プレートガーダー橋では溶接施工性を考慮して、水平補剛材と垂直補剛材の交差部を溶接せず離しておく構造が採用されている。これまでにわが国や欧米において約300件のプレートガーダー耐荷力実験が行われているが、実物に近いサイズでかつ2段以上の水平補剛材を設けた供試体による実験例は少なく、また水平補剛材と垂直補剛材の交差部の構造がプレートガーダーの終局耐荷力に及ぼす影響について検討した実験例はほとんど無いのが現状である。

そこで今回、交差部の構造が曲げおよびせん断耐荷力およびウェブの変形挙動に及ぼす影響を調べるため、水平補剛材と垂直補剛材の交差部を溶接し連続構造とした供試体とそれと同一の諸元で補剛材の交差部を離した供試体を製作し耐荷力実験を行った。

3. 方法

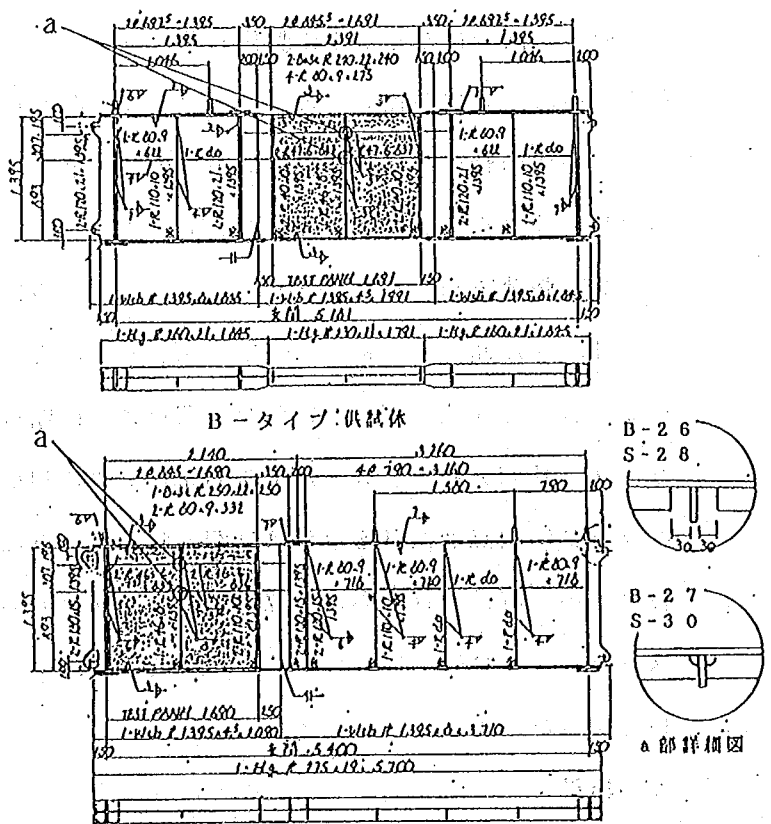


図-1 供試体諸元

3. 1 供試体諸元 図-1に

供試体の形状寸法を、表-1に
テストパネル部の主要な寸法を
示す。Bタイプ(供試体名:B-26,B-
27)は、テストパネル部に曲げ
モーメントのみが作用するよう

表-1 テストパネルの主な諸元と終局耐荷力

供試体 名	交差部の構造 (本パネル部以外の部分)	ウェブの 厚さ比 (b_v/t_v)	ウェブの 板厚 t_v (mm)	垂直補剛材 の配置 (h_v/a)	水平補剛材 の剛度 ($X Y_{xx}, I_{xx}$)	垂直補剛材 の剛度 ($X Y_{yy}, I_{yy}$)	テストパネル部の 単位重量 (kg/mm^2)	終局耐荷力 P_u (ton)	終局耐荷力 P_{ust} (ton)	終局耐荷力 P_{py}
B-26	溶接30mm	291	4.80	1.65	0.83	0.86	30.00	101.5	96.7	0.953
B-27	溶接	291	4.79	1.65	0.83	0.88	31.78	112.9	113.9	1.009
S-28	溶接30mm	303	4.60	1.65	0.88	0.99	28.70	176.2	137.9	0.783
S-30	溶接	291	4.79	1.65	0.78	0.87	31.78	203.1	141.8	0.690

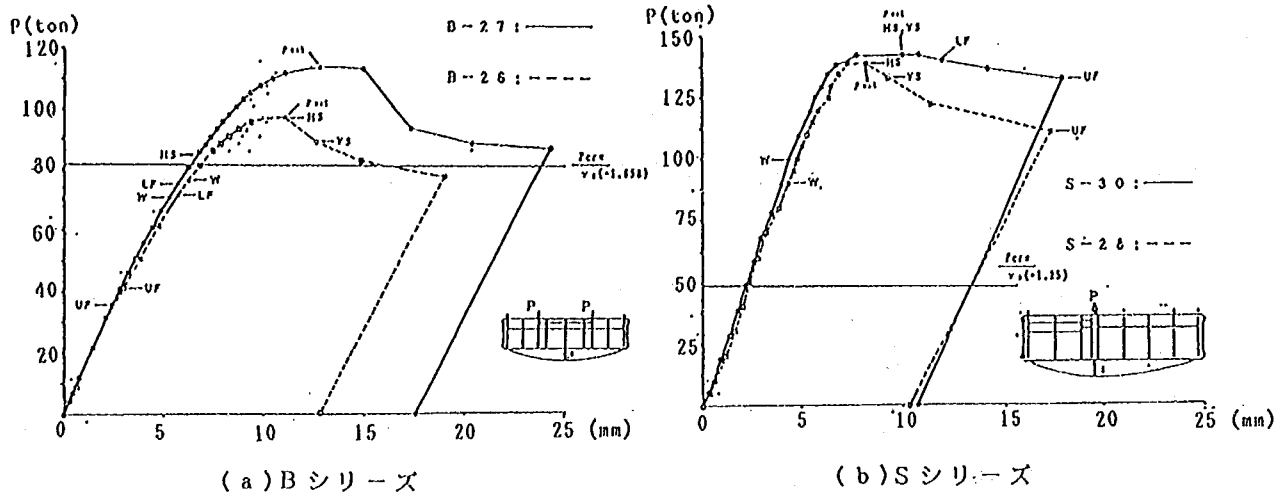


図-2 荷重と鉛直たわみの関係

にした供試体であり、Sタイプ(供試体名:S-28,S-30)はせん断力が曲げモーメントに卓越して作用する
ようにした供試体である。B-26とB-27およびS-28とS-30はそれぞれ図-1に示すように交差部の構造以
外は同一の諸元になるように製作した。供試体は両端を単純支持し、テストパネル以外の部分は終局
荷重載荷時に安定が保てるように十分剛な構造としている。上下のフランジは対称としており、テス
トパネル部の製作時における熱処理等のひずみ取りは行っていない。また、水平補剛材と垂直補剛材
の取り付けはウェブの片面のみとしている。

3. 2 載荷方法 Bタイプでは、テストパネルに純曲げを作用させるために2点載荷とし、Sタイ
プでは、せん断力を卓越して作用させるために支間中央から支点側にずらした位置に1点載荷として
いる。載荷は変位制御で行い各設定荷重ごとに断続的に載荷した。

3. 3 計測方法 テストパネルおよびその周辺にひずみゲージを貼付け、また供試体の支点間の下
フランジに数点変位計を取付け計測を行った。計測に当っては荷重を段階的に載荷し各段階ごとに変
位をとめた時点でひずみ、変位、荷重データを計測した。また、テストパネルの面外変位の測定はテ
ストパネルに120mm~160mmのメッシュを入れ載荷前と除荷の間の数回の荷重段階において変位計を用
いて行った。

4. 結果

4. 1 終局耐荷力 表-1にテストパネル部の主な諸元と実験結果を示す。 P_y は材料試験から得
られた値を元にした計算値であり、 P_{ust} は実験で得た静的な最高荷重である。 P_y で無次元化した終

局耐荷力はBシリーズでは溶接した方が約6%高く、Sシリーズでは逆に交差部を溶接した方が約12%低い結果となっている。これらの終局耐荷力の差が交差部の構造の違いによるものかどうかについては、供試体に用いた鋼板の厚さが小さく板厚の誤差や降伏点の違いが耐荷力に大きく影響していることもあり、ここでは断定的に結論づけることは避けたい。

4. 2 荷重と鉛直たわみ

図-2(a)(b)に各供試体の荷重と最高荷重時に最大の変位を示した測定位置における鉛直たわみ量との関係および破壊に至るまでの供試体の挙動を示す。図中のUF, LF, W, HS, VSはそれぞれ上フランジ, 下フランジ,

ウェブ, 水平補剛材, 垂直補剛材の一部が降伏し始めたときの荷重(ひずみの測定値から計算される応力が降伏応力に達したときの荷重)を示す。図中には供試体の諸元に対する設計荷重($\min(P_y/1.7, P_{erw}/\gamma_u, P_{erf}/1.7)$; フランジもしくはウェブが許容応力度に達する荷重の中の最小値。ここで P_{erw} , P_{erf} はウェブおよびフランジの座屈強度、 γ_u は座屈安全率である)を示す。ウェブの一部が降伏に至る荷重あるいは設計荷重程度までは、B、Sシリーズともに交差部の構造の違いによる鉛直たわみの差はほとんど見られない。Bシリーズについてはウェブが降伏するまでの荷重(約80tonf)あるいは設計荷重レベルまでは、交差部の違いによる荷重-たわみ曲線の差はほとんど見られないが、それ以上荷重が大きくなると水平補剛材端部を離れている方が鉛直たわみが大きくなる傾向にある。Sシリーズについては水平補剛材端部を溶接しているS-30の方が、終局耐荷力に達した後の耐荷力の低下が

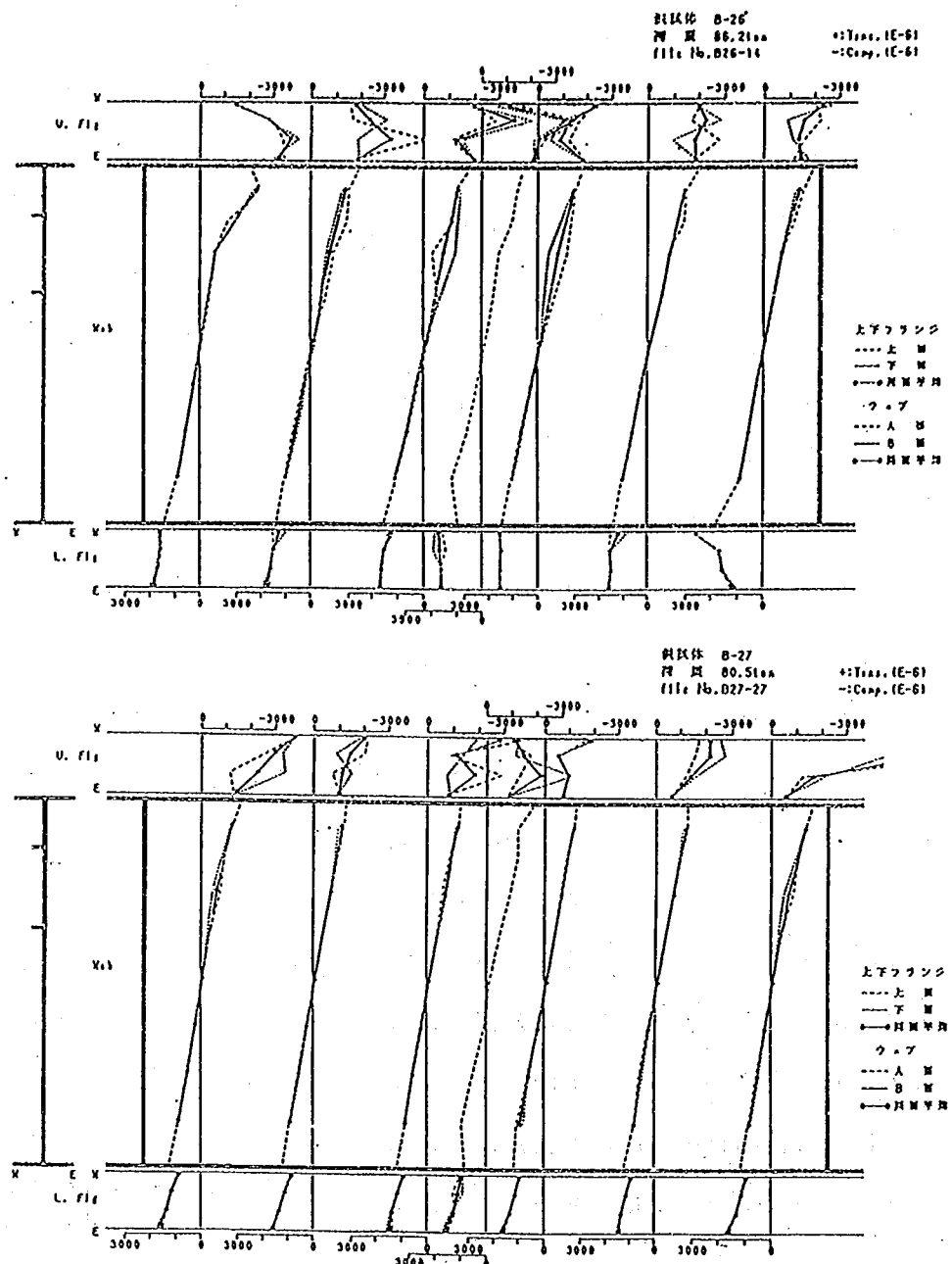
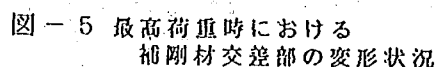
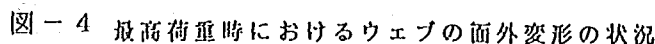


図-3 Bシリーズ曲げひずみの分布

4. 3 変形状況 図-4(a)~(d)に各供試体の最高荷重時におけるテストパネル部の面外変形の状況を示す。実線は補剛材の取り付けられていない面に凸であることを示しており、破線はその逆を示す。水平補剛材端部を離しているB-26では、垂直補剛材をはさんで左右のパネルの上側で等高線が密になっており、水平補剛材と垂直補剛材の間(離れ30mm)において面外に変形している。一方、水平補剛材端部を溶接しているB-27では、垂直補剛材をはさんで反対側に変形しており、交差部においても図-5に示すように水平補剛材の連続性が保たれている。Sシリーズについては、Bシリーズのような顕著な面外変形の差は見られなかった。



参考文献

- 耐荷力に及ぼす影響, 第19回日本道路会議一般論文

トンネル内における分合流区間の設計に関する研究

道路部道路研究室 松村 哲男
○福田 敬大
岩田 明

1. まえがき

近年地形等の制約により、分流部・合流部の一部または全部がトンネルにかかるようなインターチェンジを設置せざるを得ない状況が出現してきており、今後さらに国土を横断する道路の整備が進められていくことを考えると、トンネル内に分流部・合流部を有するインターチェンジの数が増加すると予想される。しかし、従来のインターチェンジの設計では、トンネル内での分合流は特に考慮されておらず、トンネル内の分合流部における設計の考え方について検討する必要がある。

2. 目 的

本研究は、トンネル近傍のインターチェンジにおける車両の走行挙動を観測し、さらにシミュレーションモデルを用いてトンネル内のインターチェンジでの車両挙動を解析することにより、トンネル内の分合流部における設計の考え方についてとりまとめることを目的としている。

3. 方 法

トンネル近傍に存在するインターチェンジとして、以下の2つを選択し、分流手前3 km地点から合流後2 km地点までの間の車両の走行挙動をVTRに記録し、分流車・合流車・本線直進車の車線別利用割合、車線別速度、車線別車頭間隔分布（車頭時間）、分流位置、合流位置、分流時の速度、合流時の速度、避走現象を再生画面から読取った。

①中央自動車道長野線岡谷IC（観測対象としたのは松本→岡谷方向）

②北九州自動車道大谷IC（観測対象としたのは門司→福岡方向）

車両の走行挙動シミュレーションプログラムについては、既存の分流部モデル及び合流部モデルを合体し、分流と合流を連続して計算できるように改造した。改造されたシミュレーションプログラムを用いて、トンネル内あるいはトンネル近傍のインターチェンジにおける車両挙動を各種の条件下で計算し、解析した。この結果を用いてトンネル内の分合流部における設計の考え方をとりまとめた。

4. 結 果

4. 1 トンネル近傍のインターチェンジにおける車両挙動の観測

調査対象のインターチェンジにおける調査実施日、交通量は表-1に示す通りである。

表-1 調査実施日及び交通量

調 査 地 点	調査日	対象時間	時 間 帯	交 通 量 (台/30分)
中央自動車道 岡谷IC 上り線（福岡方面）	H2.12.16	ピーク時	10:15～10:45	242
		ワビーク時	9:40～10:10	195
北九州道路 大谷IC 下り線（諏訪方面）	H2.12.4	ピーク時	7:45～8:15	683
		ワビーク時	12:30～13:00	344

4. 2 分合流シミュレーションプログラムの作成

(1) プログラムの作成

シミュレーションプログラムでは、道路を短いリンクの集りでモデル化する。図-1には、道路モデルを模式的に示した。

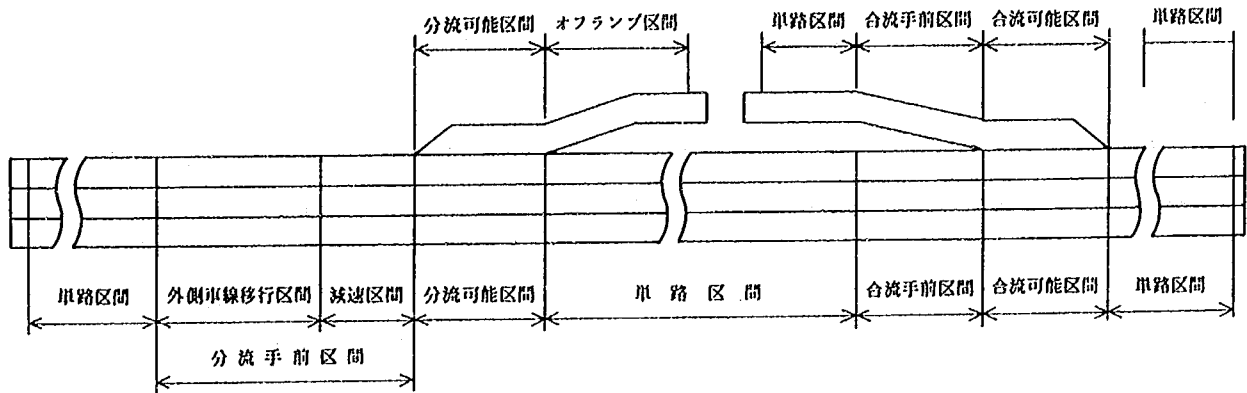


図-1 分合流シミュレーション道路モデル

本シミュレーションモデルの基本ロジックは次の通りである：

①道路の最上流端及び合流ランプの最上流端において車両を発生させる。発生した車両には、目的地を付与する。各車両は、その目的地に向かって走行する。

②合流部での合流は、次の手順により行う：

- ・合流ノーズに達した合流車は、本線の車頭間隔及び本線走行車との速度差をもとに判断を行い、加速走行／減速走行／等速走行のいずれかを選択する。
- ・本線走行車の車頭間隔、合流車と直前の本線走行車との車頭間隔、及び合流車と直後の本線走行車との車頭間隔から合流が可能か否かの判断を行い、合流が可能なら本線に合流させる。
- ・本線に合流できず合流ノーズに接近した車両は減速させ、合流が可能か否かの判断を行い、合流が可能ならば本線に合流させる。最後まで合流できなかった場合は、本線に割込ませる。

③単路部での走行は、前後を走行する車との車頭間隔あるいは縦断勾配の影響を受ける：

- ・前方に低速車が走行している場合には、隣接する車線の前方走行車及び後方走行車との間に一定以上の間隔がある場合に車線変更を行い、追越す。

④分流部での分流は、次の手順により行う：

- ・本線を走行している分流車は、分流手前区間（図-1参照）で外側車線に移行し、減速しながら分流可能区間で減速車線に車線変更し、ランプに進入する。
- ・車線変更には、隣接車線の前方走行車及び後方走行車との間に一定値以上の間隔が必要である。こうした間隔が存在しないため、分流ノーズに達するまで減速車線へ車線変更ができなかった車両は、分流ノーズ直前で減速車線に割込ませる。

⑤トンネル内及びトンネル近傍での走行状態を再現するため、トンネル内・トンネル近傍において以下の手続をとる：

- ・トンネル坑口での速度低下を表現するため、トンネル坑口手前の道路区間から単独走行車及び車群先頭車の希望走行速度を低下させる。
- ・トンネル内での追従車頭間隔は明り部よりも大きくなることが知られているので、トンネル坑口手前の区間から追従車頭間隔を増加させる。

- ・トンネル坑口での暗順応による車線変更判断の遅れを表現するために、トンネル部で合流に必要な車頭間隔を増加させる。

(2) プログラムの検証

作成されたプログラムを用いて、観測対象の岡谷 I C、大谷 I C における走行挙動を計算し、観測された結果と比較することにより、プログラムによる再現性を検証した。図-2、図-3 に大谷 I C の検証結果を示す。車線利用割合及び合流位置のシミュレーション値はいずれも観測値と比較的良好な整合性を示しており、プログラムは妥当なものであるといえる。

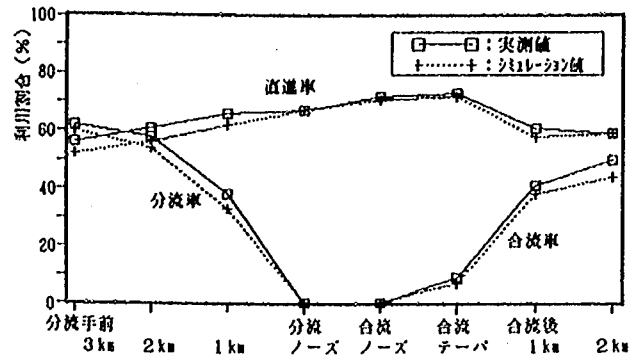


図-2 車線利用割合 (大谷 I C ピーク時)

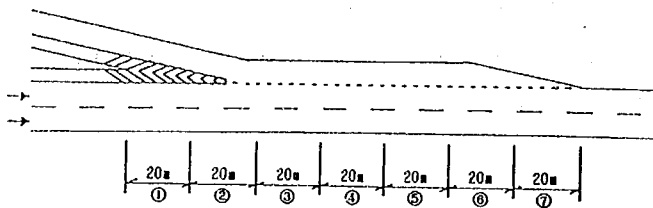
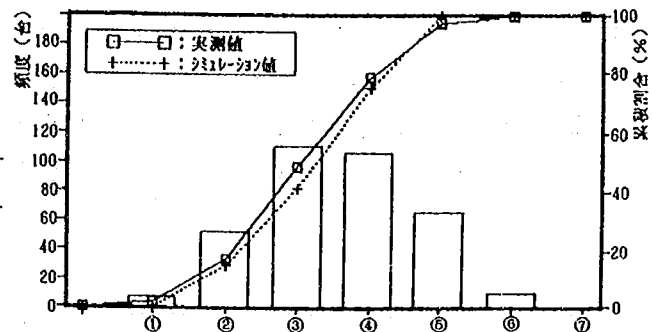


図-3 合流位置 (大谷 I C ピーク時)



4. 3 トンネル内分合流時の車両挙動

4. 2 で作成されたプログラムを用いてトンネル内での分合流時の車両挙動を計算した。演算条件は、表-2 に示した通りである。

表-2 演算条件

ランプ交通量 (台/h)	合流区間長 (m)	分流区間長 (m)	本線交通量 (台/h)
300	250	150	2000
		200	2000
600	300	150	1500
	350	200	2000
	400	250	2500
900	500	200	2000
		250	2000

合流区間長と合流位置85%タイル値との関係を示したのが図-4である。これによると、

- ・合流区間長が長くなるに従い合流位置は下流側に移行する傾向にある。
- ・本線交通量が多いほど合流位置は下流側に移行する傾向にある。

ことが分かる。

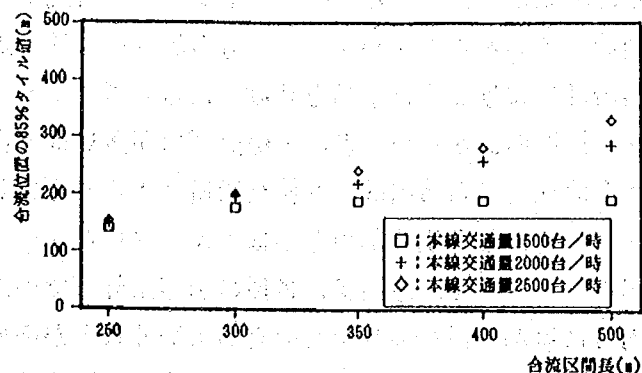


図-4 合流区間長と合流位置の関係

合流区間長と合流時速度との関係を示したのが図-5である。これによると、

- 合流区間長の変化にともなう合流速度の変化はほとんどない。
- 本線交通量による合流速度の差はほとんどない。

ことが分かる。

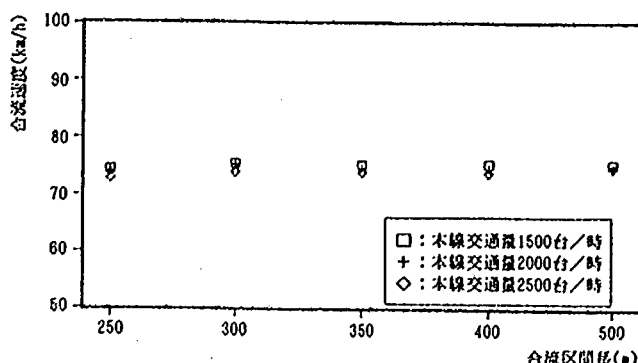


図-5 合流区間長と合流速度の関係

合流区間長と避走車の割合との関係を示したのが図-6である。これによると、合流区間長による避走車の割合の変化はほとんどないが、ランプ交通量の増加に従い増加していることが分かる。

トンネル部と明り部の合流位置85%マイル値及び合流時速度を比較したのが図-7である。これによると両者の合流位置85%マイル値及び合流時速度はほとんど変わらない。本来、トンネル部は明り部に比べ視認性が悪くなるため合流しづらいと考えられる。計算では、トンネル内の現象を再現するに当たってシミュレーションモデルの基本ロジック⑥を用いている。しかし、今回の演算結果で両者にほとんど差がなかったのは、トンネルではアクセプタブルギャップが大きくなるが、走行速度が相対的に低く、早めに合流できるためと考えられる。

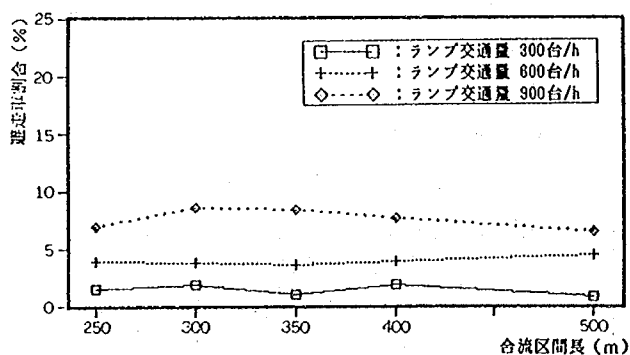


図-6 合流区間長と避走車の割合

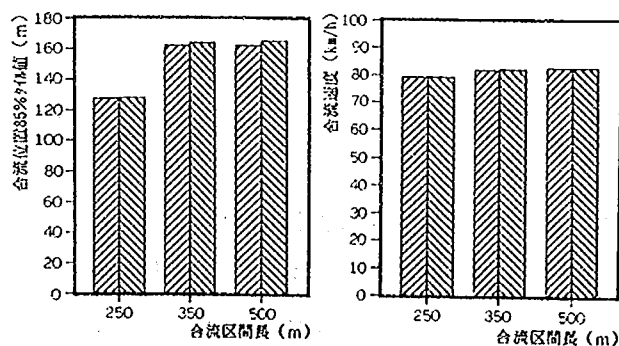


図-7 トンネル部と明り部の比較

5. まとめ

観測結果から、ほとんどの分流車がテーパ付近で分流していること、合流車は加速車線の中央で多く合流していることがわかった。分合流部における走行挙動シミュレーションプログラムを開発し、分合流部における走行挙動を計算によって再現することが可能になった。これにより、

- 合流区間長が長いほど、本線交通量が多いほど合流位置が下流に移行すること
- 合流速度は合流区間、本線交通量によらず変化しないこと
- トンネル部と明り部の差がほとんどないこと

が明らかとなった。今後は、各種の道路条件下での走行挙動についてより詳細な解析を行い、トンネル内分合流部の設計の基準を確立していくことが必要である。また、実際の走行挙動と計算結果の比較検討を引続き行い、計算精度を向上させていくことも必要である。

交通渋滞の対策とその効果

道路部新交通研究室 斎藤 清志

○伊藤 善裕

1. まえがき

近年、自動車交通量の増加は著しく、各地で発生している交通渋滞は、旅行速度の低下による時間の浪費、走行費用の上昇、道路周辺環境の悪化等の問題を発生させ、市民生活や都市活動に多大な影響を与え、深刻な問題となっている。このような状況から適切な渋滞の緩和策、解消策を推進していくことが急務となっている。このため建設省等により「渋滞対策推進計画」が策定され、各地において渋滞対策事業が進められている。しかし、今後とも自動車交通量の増加により、交通渋滞はますます激しくなるものと思われ、詳細な分析結果に基づく効果的な渋滞対策が必要となっている。

2. 目的

本研究では、適切な渋滞対策を実施する上で参考にするために、全国各地で実施された「交通渋滞実態調査」及び「交通渋滞対策アクションプログラム」を基にして、渋滞の現況を分析し、渋滞対策の方法と渋滞対策の効果の推計を行った。

3. 研究方法

表-1 渋滞調査データ項目

交通渋滞の実態を把握するために用いたデータは、地方建設局、地方自治体等が全国各地の一般道路における渋滞発生箇所として昭和63年度と平成元年度に実施した交通渋滞実態調査結果である。渋滞調査データは、表-1に示す内容を有し、フロッピーディスクに保存されている。集計においては各調査地点で最大渋滞長が発生した流入部の渋滞情報を当該地点を代表する情報と考え、1地点を1つのサンプルとして扱った。集計に用いたサンプル総数は1675であった。

データ種類	データ項目
基本データ	調査箇所名、種類(交差点、踏切・)、所在地(市区町村)、道路名、道路種別、交差道路名、交差道路種別
渋滞長調査データ	調査年月日、曜日、平日休日別、調査時間帯(ピーク時前後)、道路交通センサス(交通量、ピーク時交通量、混雑度、ピーク時旅行速度)、渋滞長(5分間毎)、渋滞通過時間(5分間毎)
交通量調査データ	調査年月日、曜日、平日休日別、調査時間帯(ピーク時前後)、方向別(対象道路、交差道路の全方向)自動車交通量、車種構成、二輪車、自転車、歩行者交通量(1時間)
交差点調査データ	渋滞原因(車線減少、信号交差点・)、交差点の大きさ、車線種類別車線数、右左折レーン長、横断歩道等の有無、信号現示、渋滞状況に関するコメント

また、渋滞対策の効果については、交通渋滞対策アクションプログラムの中で実施された事業のうちから事前・事後調査を行った69事業を分析対象とした。

4. 研究結果

4.1 交通渋滞の現況分析

交通渋滞実態調査地点の中では、交差点が全体の約95%と圧倒的に多く、渋滞のほとんどは交差点において発生しているといえる。しかし、図-1に示すように、調査担当者が挙げた渋滞発生の原因をみると、信号交差点が全体の約6割を占めているものの、合流、橋梁、車線減少等の渋滞原因が挙げられており、渋滞

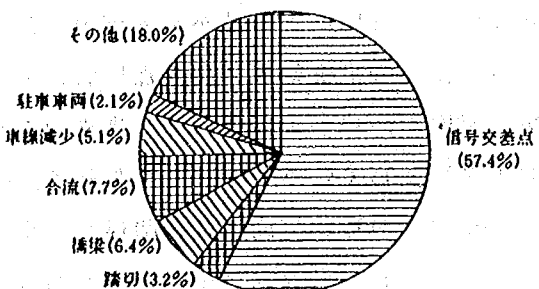


図-1 渋滞原因別地点数分布

地点は借号交差点であるが、渋滞原因は交差点に限定されるわけではなく、種々の原因により渋滞が発生しているといえる。また、図-2の渋滞原因別の渋滞長に見られるように、車線減少部や橋梁部での渋滞長は長くなる傾向がある。

4. 2 交通渋滞原因の分析

交通渋滞原因の定量的分析は、渋滞調査のデータから主要渋滞地点を選定し、各地点の交通容量と実際の交通量とを比較することによって行った。渋滞原因の把握フローを図-3に示す。主要渋滞地点の選定は、調査地点として最も多い交差点（4差路以下）に限定し、渋滞長が1 km以上、かつ渋滞通過時間が10分以上の状態が15分以上継続した流入部を持つ地点とした。交通容量は「道路の交通容量」¹⁾に示された算出方法を用い、渋滞調査で得られている交差点の車線構成、方向別交通量等を用いて車線毎に青1時間の交通容量を算出した。ただし、データの制約により車線幅員と縦断勾配による補正は行っていない。実際の交通量と交通容量の関係を図-4に示す。これより、渋滞交差点においては、実際の交通量は計算された交通容量をかなり下回ったものとなっている。これは先詰まり、駐停車車両など交通容量の算定に反映されていない要因による容量低下や、ある特定の車線のみが渋滞し、他の車線にはまだ容量に余裕があるといった効率的でない状態が生じているためと思われる。

この実際の交通量と交通容量の関係について、交差点の各車線構成別に回帰式を求めた結果が表-2である。ここで計算交通量Cの係数aに着目すると、aの値が小さいほど車線が有効利用されていないといえる。「全方向通行可」と「右折専用+直進左折混用」の車線構成の交差点においてこの傾向が強い。後者の車線構成における直進左折混用車線において、他の車線構成の直進車線よりもaの値が小さいことから、右折車の滞留により直進交通が阻害されていることが考えられる。図-5に右折専用+直進左折混用タイプの交差点流入部の実際の交通量と交通容量の関係を示す。なお、図中の黒四角点■は右折交通量から算定した必要滞留長より右折車線長が短い地点である。ここで、必要滞留長は以下の式(1)から算出したものである。

$$\text{必要滞留長} = \text{右折交通量} / (3600 \text{ 秒} / \text{サイクル長}) \times 8.0 \text{ m} \quad \dots \text{式 (1)}$$

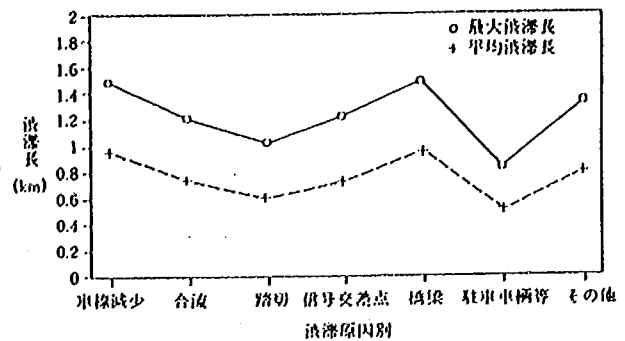


図-2 渋滞原因別渋滞長

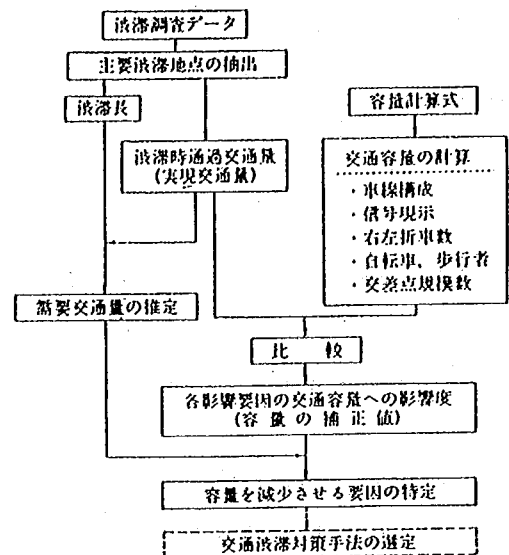


図-3 渋滞原因把握のフロー

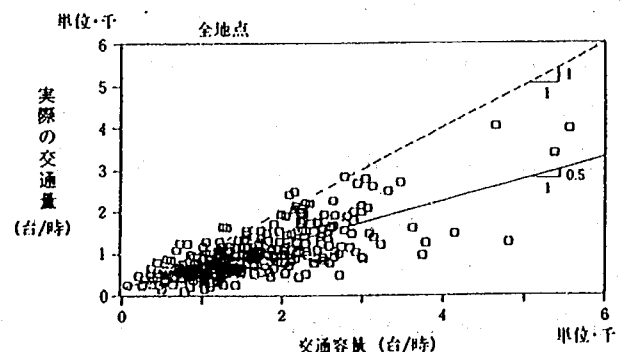
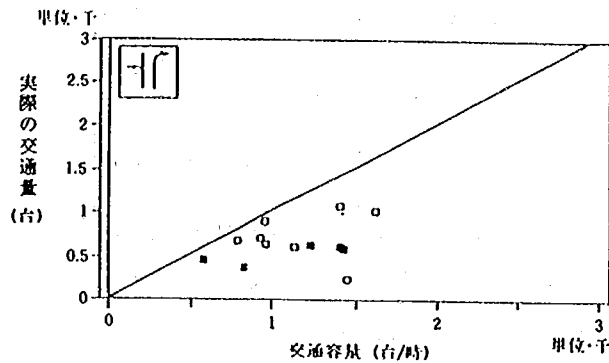


図-4 実際の交通量と交通容量

表-2 実現交通量予測式

車線構成	対象車線	サンプル数	回帰式	相関係数
全方向通行可	流入部計	149	$T=0.3425 \times C + 282.5567$	0.45
右折専用+直進左折混用	流入部計	91	$T=0.3195 \times C + 357.4224$	0.53
	右折専用	91	$T=0.3490 \times C - 11.3691$	0.47
	直進左折混用	91	$T=0.5593 \times C + 120.4647$	0.64
	流入部計	37	$T=0.4323 \times C + 209.1205$	0.56
右折専用+直進専用+左折専用	右折専用	37	$T=0.1321 \times C + 84.9594$	0.29
	直進専用	37	$T=0.7423 \times C - 20.2016$	0.75
	左折専用	37	$T=0.4836 \times C - 139.2313$	0.53
	流入部計	46	$T=0.5779 \times C + 311.9727$	0.60
右折専用+直進専用+直進左折混用	右折専用	46	$T=0.2012 \times C + 99.4317$	0.30
	直進専用+直進左折混用	46	$T=0.7324 \times C + 10.6907$	0.72
全信号交差点		394	$T=0.5152 \times C + 129.9417$	0.75

注: $T=a \times C + b$ T : 実現交通量 (台/時)
 C : 計算交通容量 (台/時)



(a) (右折専用+直進左折混用タイプ)

図-5 実際の交通量と交通容量 (車線構成別)

これによると、右折車線長の不足により、右折車線からの渋滞が直進交通を阻害し、大幅な交通容量の低下が起こっていることがわかる。

4. 3 交通渋滞対策事例

図-6は東京都足立区の西加平戸交差点で行われた、中央分離帯を撤去し右折車線を延長した事例である。この対策により、右折車の滞留による直進車の阻害が無くなったことにより、対策前に1,500mあった最大渋滞長が対策後には190mに、対策前18分あった通過時間が対策後1分に減少した。ここでの対策の費用と効果を、総遅れ時間から概算すると、対策費用が500万円に対し、年間

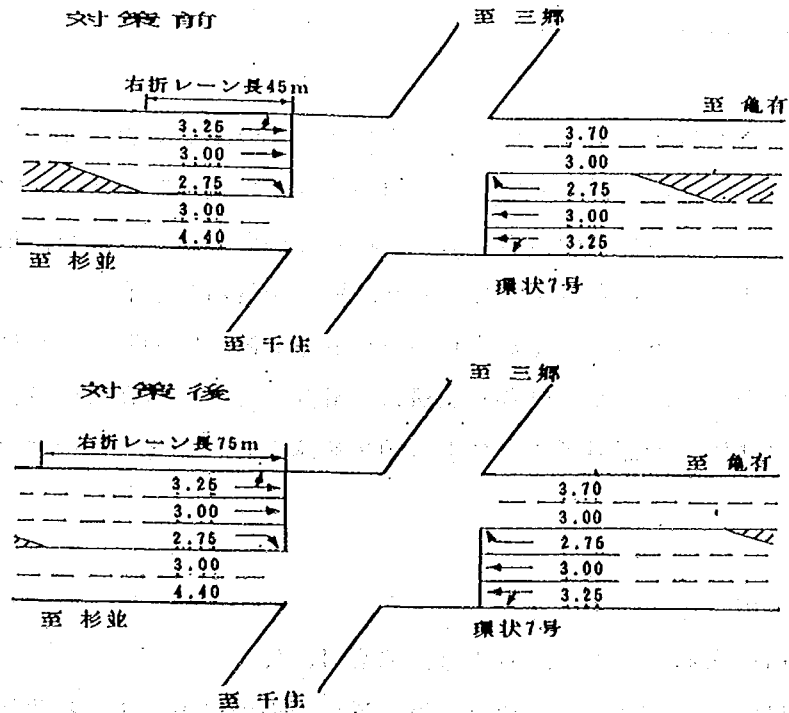


図-6 渋滞対策事業例

で約5億円（推計値）という極めて大きな効果が得られたことになる。

4. 4 渋滞による経済的損失

渋滞地点全流入部での調査時間（2時間）内における渋滞長の推移と渋滞区間の平均密度から滞留台数の時間変化を求め、各地点における1車線当りの総遅れ時間を算定することにより、道路にボトルネックが存在することによる経済的損失を推計した。なお、渋滞区間の平均密度は106台/km（関東地方建設局管内における実測値）、渋滞流入路の平均車線数は1.34（渋滞流入部約1,000箇所におけるサンプリング値）とし、以下の式（2）から総遅れ時間を求めた。

$$\text{総遅れ時間} = \sum_t (\text{渋滞長(km)} \times 106(\text{台/km}) \times \Delta t) \times 1.34 \quad \cdots \text{式(2)}$$

日本全国での総遅れ時間の合計値の算定結果を表-3に示す。この総遅れ時間と、道路交通センサスの一般道路での平均車種構成（乗用車60.1%、バス1.5%、小型貨物車24%、普通貨物車14.4%）より算出した時間便益2,749円/台時、アイドリング原単位2,645円/台時

（第10次道路整備五カ年計画に用いられた値）より算定される2時間当りの損失費用は、

40万台時 × (2,749円/台時 + 2,645円/台時) = 約22億円
と計算される。

ただし、ここでの計算は、一般道路における主要な渋滞地点のみの集計であり、その他の小規模な渋滞や高速道路における渋滞については考慮されておらず、また第10次道路整備五カ年計画に用いられた時間便益等は現在の値より低いと思われることなどにより、実際には渋滞によりさらに多くの損失があるものと推測できる。

5. まとめ

日々の交通渋滞による経済損失は相当な額にのぼり、現状では比較的簡単な対策で大幅な効果を発揮できる可能性が残されている。今回の分析により、容量低減要因として、右折車線または右折車線長の不足による右折車の滞留による直進車等へ影響を挙げたが、信号交差点は構造的な要因から渋滞時のボトルネックになる可能性があり、渋滞を解消し現有の道路施設を有効利用するためには主要交差点付近の車線数の増加や駐車車両等の容量低減要因の除去、更には交差点の立体化を計画的に推進する必要がある。また、有効な渋滞対策計画を立案するためには、継続的に渋滞発生モニタリングを行うと共に、渋滞対策事業による効果を調査し、今後の対策にフィードバックさせることが重要である。

<参考文献>

- 1) 道路の交通容量：(社)日本道路協会 1984、
- 2) 谷口栄一、斎藤清志、伊藤善裕：道路の渋滞対策 土木技術資料 1990.10、
- 3) 谷口栄一、斎藤清志、伊藤善裕：交通渋滞の現状とその対策について 土木計画学論文集 1991、

表-3 総遅れ時間の算定結果

総遅れ時間（台時）				
昭和63年度		平成元年度		合 計
東日本	西日本	東日本	西日本	全 国
122,700	122,800	58,600	95,900	400,000

* 東日本は関東、東北、北海道、西日本はその他

カーブ区間の危険度評価手法について

道路部 交通安全研究室

河島 正治

酒井 洋一

○ 赤木 幸靖

1. はじめに

交通安全対策を効果的に実施するためには、危険箇所を容易に抽出する手法の確立が必要である。現在は事故データを用いる方法が一般的であるが、この方法では必要なデータ数を確保するために時間がかかる。そのため、その間に道路状況や交通条件が変化する、交通安全対策の事前事後調査が迅速に行えない等の問題点がある。比較的短期間に結果を得るためには、交通流を観測する事により危険度を評価する方法がある。

2. 目的

一般に単路部では、直線区間よりカーブ区間の方が事故発生の危険度が高い。そこで、カーブ区間での事故発生要因を調べるため、ビデオカメラによる交通流の観測を行い、車両の挙動と事故との関係について分析した。

3. 方法

(1) 現地調査

1) 調査場所

関東地建 相武国道及び甲府国道工事事務所管内

一般国道20号 東京、神奈川、山梨県境及び山梨県内 54地点

2) 調査方法

①ビデオ撮影調査

各調査地点において、ビデオカメラを対象カーブの入口、最小曲線部、出口の3断面が入るように設置し撮影した。ビデオカメラは原則として1地点につき3台とした。撮影時間は各地点昼間の1時間とし、交通量、車両速度、車両走行位置を観測した。

②ブレーキ踏み状況調査

対象区間内でブレーキ操作を行ったものの台数と位置を調査員を配置して観測した。

③道路状況調査

対象カーブ入口部、最小曲線部、出口部の道路幅員構成を現地にて測定した。また、対象カーブの最小曲線半径と縦断勾配を図面より読みとった。

(2) データ解析

現地調査により得られたデータを用い、事故発生要因の分析を行った。

なお、上り車線と下り車線では縦断勾配、左右カーブ、速度、ブレーキ率などのデータが違っているので、それぞれ単独の地点とみなし、データ件数は108件とした。

4. 結果

(1) カーブ区間での事故の特性

カーブ区間での事故の危険度を、事故類型別、単独・連続カーブ別に分けて調べた結果を図-1に示す。

これより、正面衝突事故が最も多く、次いで側面衝突事故と上位2項目で80%を占めている。このことからカーブ区間では衝突事故が特徴的な事故であることが分かる。また、単独カーブは連続カーブに比べて事故の危険度が高いことが分かる。連続カーブでは、S字カーブなどで視距が長くなることや、速度が低くなることなどから単独カーブに比べて危険度が低くなっているものと考えられる。

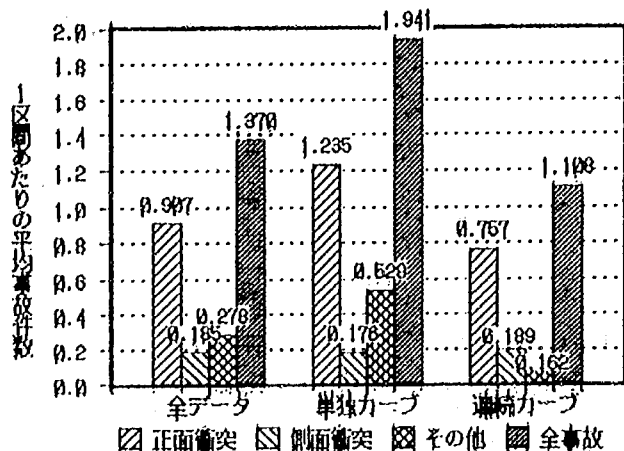


図-1 事故類型別、単独・連続カーブ別事故の危険度

(2) 曲線半径と事故件数との関係

曲線半径と事故件数との相関図を図-2に示す。この図から曲線半径が小さくなるほど事故件数は増加する傾向を示していることが分かる。このことから、曲線半径が小さくなると危険度が高まるものと考えられる。

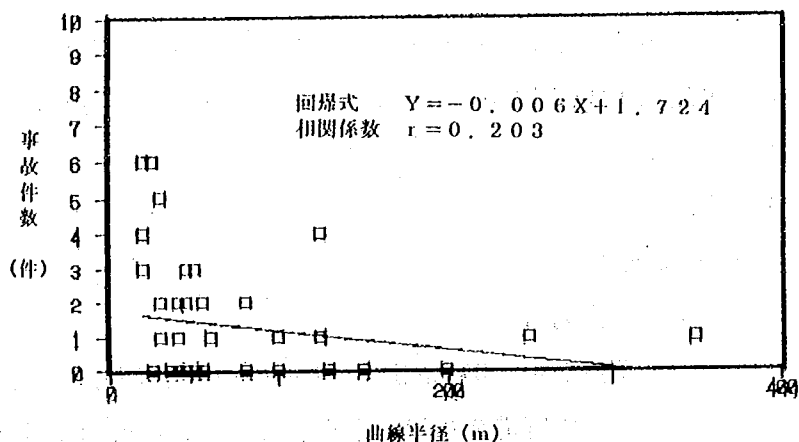


図-2 曲線半径と事故件数との相関図

(3) 曲線半径と各種要因との関係

事故の危険度を判断するための指標となり得るものとして以下のものが挙げられる。

- ・速度差 : 実走行速度と設計速度との差
- ・はみ出し率 : 反対車線にはみ出した車両台数/走行台数
- ・ブレーキ率 : ブレーキを使用した車両台数/走行台数

曲線半径とこれらの指標との関係を調査した結果、曲線半径が小さくなるほど速度差は大きくなり、はみ出し率、ブレーキ率は高くなることが分かった。このうち速度差（最小曲線部）と曲線半径との関係を図-3に示す。

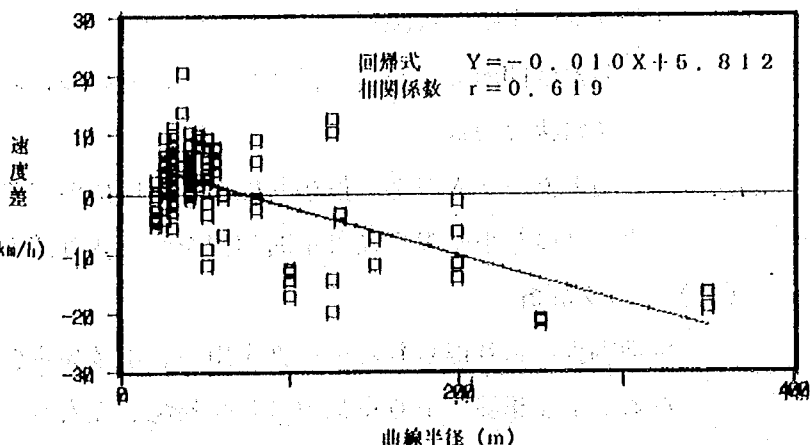


図-3 曲線半径と速度差（最小曲線部）との相関図

(4) 単独カーブでの事故件数と各種要因との関係

①はみ出し率と事故件数

単独カーブでののはみ出し率（最小曲線部）と事故件数との関係を図-4に示す。本線走行車両、対向車線走行車両のどちらがはみ出しても同様に危険であると考えられるため、はみ出し率は、上り車線と下り車線の平均をとった。

これによるとはみ出し率が高くなるほど、事故件数が増加する傾向のあることが分かる。

また、入口部、最小曲線部、出口部の3地点での観測データによるはみ出し率と事故件数との関係を比較した。その結果、最小曲線部のはみ出し率と事故件数との相関が最も高かった。以下の分析は、最小曲線部での観測データを用いて行った。

②ブレーキ率と事故件数

ブレーキ率については、上り坂と下り坂で特性に違いがあると考えられることから、上り坂・下り坂別にブレーキ率と事故件数との関係を調べた。その結果を図-5（下り坂）、6（上り坂）に示す。

これにより、下り坂、上り坂ともブレーキ率が高くなるほど事故件数が増えることが分かった。また、ブレーキ率が同程度であれば、下り坂より上り坂の方が危険であることが分かった。上り坂ではアクセルを戻すだけである程度速度が落ちるので、ブレーキを踏まなければならない様な状況は、非常に危険であると言える。上り坂の地点2は、ブレーキ率が非常に高いが、これは、図面から読みとった視距が16mと短いためであると考えられる。

(5) 勾配別の検討

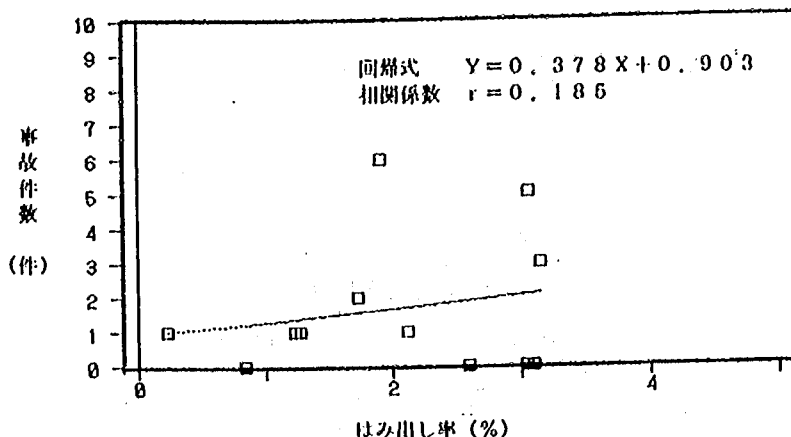


図-4 はみ出し率（単独カーブ）と事故件数

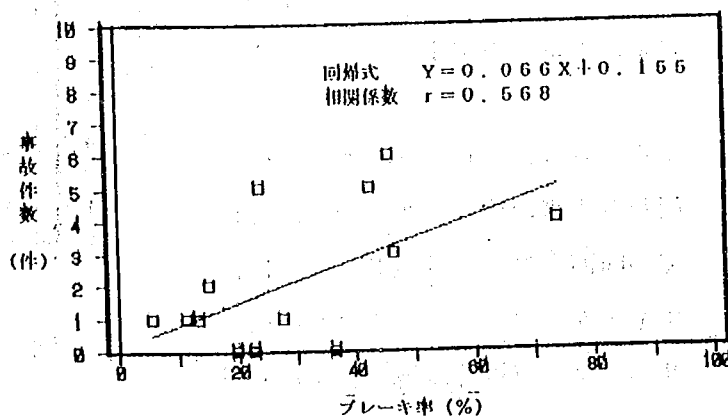
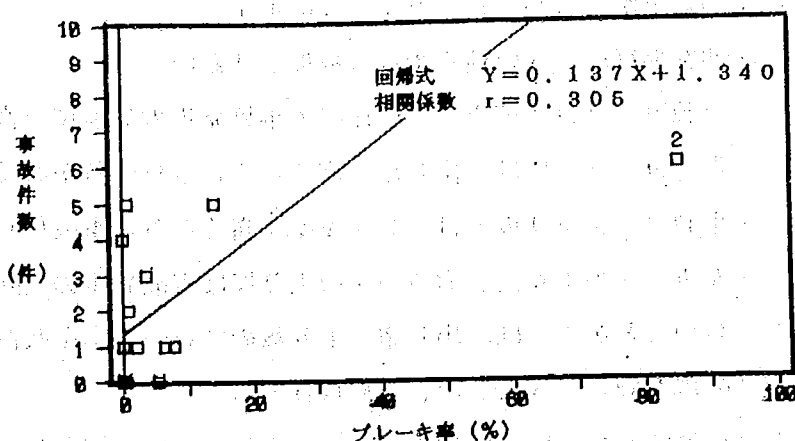


図-5 ブレーキ率（下り坂）と事故件数



(注) 回帰式、相関係数は地点2を除いたデータによる

カーブ区間での衝突事故は、速度超過により反対車線に飛び出すために起こると考えられる。

従って左カーブで速度超過になる時に反対車線に飛び出す危険が高くなるといえる。なお、右カーブで対向車線の車両が速度超過となる場合も対向車線の車両が、本線にはみ出す恐れがあるので、同様に危険であるといえる。本調査では、上り車線と下り車線を別々のデータとして処理しているので、左カーブの下り坂と右カーブの上り坂は同じ地点となる。図-7は、事故の危険度を下り坂と上り坂に分けて示したものである。これによるとカーブでの事故の特徴である衝突事故が、左カーブの下り坂（右カーブの上り坂）で発生し易いことが分かる。

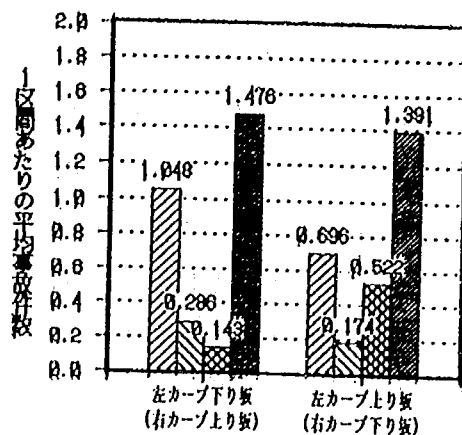


図-7 上り坂・下り坂別の事故の危険度

左カーブ下り坂でのブレーキ件数と衝突事故件数との相関図を図-8に示す。これより、ブレーキ率が高い地点では、衝突事故件数が多くなることが分かる。ここで、地点3、14、33はブレーキ率が高いにも関わらず事故件数が少ない。調査地点の図面を見ると地点3、14にはチャッターバーが、地点33にはデリネーター（視線誘導標）が取り付けられており、このため事故件数が少なくなったものと考えられる。

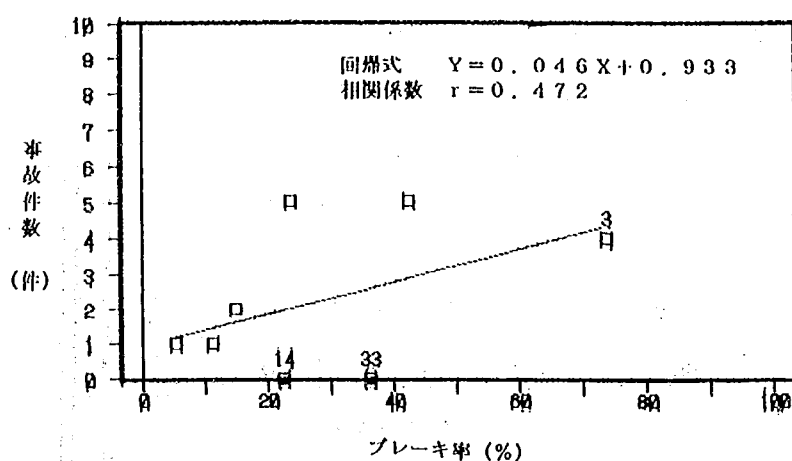


図-8 ブレーキ率（左カーブ下り坂）と事故件数との相関図

5. まとめ

以上の結果から分かったことを以下に示す。

- ・曲線半径の小さい地点では事故件数は多い。
- ・単独カーブは連続カーブに比べて事故発生の危険度が高くなる。
- ・単独カーブでははみ出し率が高くなると事故件数が多くなる。
- ・単独カーブ下り坂ではブレーキ率が高くなると事故件数が多くなる。
- ・左カーブの下り坂、右カーブの上り坂は事故発生の危険度が高い。

これらのことから、はみ出し率、下り坂のブレーキ率を観測する事によってカーブ区間での事故発生の危険度を判定できるものと考えられる。

今後の課題としては、連続カーブでの事故の特性を調査し、事故発生の危険度を判定することの出来る指標を見つけてゆく必要がある。さらに、今回の調査では、最小曲線部の観測値のみで分析を行ったが、カーブの曲がり方のパターンに着目して分析を行ってゆくことが必要である。

1. まえがき

道路は人の移動や物資の輸送に欠くことのできない最も基盤となる社会資本であり、交通機能のみならず、公共施設の収納、防災空間、景観への寄与などの他面的な役割を有し、国民生活に多大の利便をもたらしている。しかしながら、自動車交通の急速な増大や都市の過密化にともなって、騒音、大気汚染の公害が発生し、沿道地域の居住環境を阻害する要因ともなっている。建設省では、自動車構造の改善、交通規制の強化、バイパスや環状道路の整備、遮音壁の設置、沿道建築物の防音構造化など、公害を軽減する対策として種々の措置をとる一方で、正確な環境影響予測を実施するための手法の開発を行っている。

2. 研究目的

道路から排出された大気汚染物質濃度の予測は、現在、プルーム・パフ型モデルのように比較的単純な気流・拡散場で成立するモデルを用いて行われているが、道路構造や沿道建築物、周辺地形等が複雑な場合には、これらの解析解型モデルの適用は困難である。本研究では、このような複雑な場において、細かいスケールで精度良く大気汚染物質濃度を予測するために、数値シミュレーションモデルの開発を行っている。

3. 研究方法

近年、計算機の発達と乱流理論の進歩にともない、大型電子計算機を用いた数値シミュレーションにより大気汚染物質濃度を予測する試みがなされており、多くの成果が得られている。特に流れ場を乱流モデルを用いてシミュレートすることによりかなり複雑な気流も再現できることが報告されている。この乱流モデルと拡散方程式の数値差分解法を併用し、大気汚染物質濃度の各種道路構造におけるケーススタディーを行い、風洞模型実験結果と比較・検討した。

3.1 モデルの作成

(1) 基本式

1) 気流モデル

本研究では、複雑な道路構造や周辺建物、地形における気流を予測するためのモデルを作成するため、Navie-Stokes方程式および連続の式の数値解型のものとする。また、渦動粘性係数はMellor and Yamada¹⁾による $q^2-q^2\ell$ を用いた2方程式乱流モデルより計算する。方程式はそれぞれ次のようになる。なお、以下の式は全てテンソル表示($i=1, 2, 3$)である。

$$\frac{\partial}{\partial t} \rho V_i + \frac{\partial}{\partial x_j} \rho V_j V_i = - \frac{\partial P}{\partial x_i} - \frac{\partial}{\partial x_j} \rho v_i v_j + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\mu \frac{\partial V_i}{\partial x_j} \right) - g \cdot \delta_{i3} \quad (1)$$

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial \rho V_i}{\partial x_i} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial q^2}{\partial t} + v_i \frac{\partial q^2}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} (K q_i \frac{\partial q^2}{\partial x_i}) + 2 (P s - \varepsilon) \quad (3)$$

$$\frac{\partial q^2 \ell}{\partial t} + v_i \frac{\partial q^2 \ell}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} (K_i \frac{\partial q^2 \ell}{\partial x_i}) + \ell E_1 P s - \frac{q^3}{B_1} \{1 + E_2 (\frac{\ell}{\kappa L})^2\} \quad (4)$$

2) 拡散モデル

拡散モデルも気流モデルと同様に複雑な場における濃度予測を行うため、数値解型モデルを構築した。拡散方程式は次のようになる。

$$\frac{\partial}{\partial t} \rho c + \frac{\partial}{\partial x_j} \rho v_j c = \frac{\partial}{\partial x_j} (\rho K_j \frac{\partial c}{\partial x_j}) + q \quad (5)$$

(2) 離散化および解法

これらの式を、スタッガードスキームを用いたコントロールボリューム(以下CV)法により離散化し、SIMPLER法²⁾に従って解く。

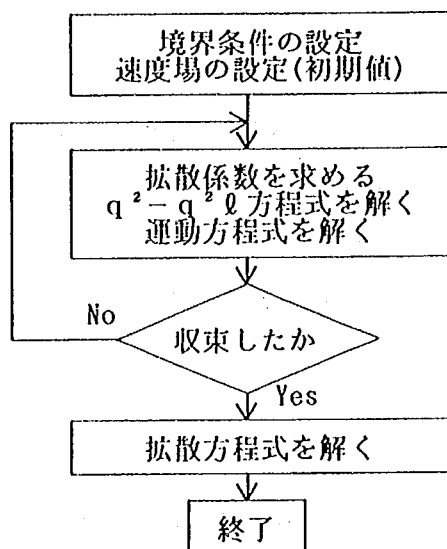


図-1 SIMPLER法のフローチャート

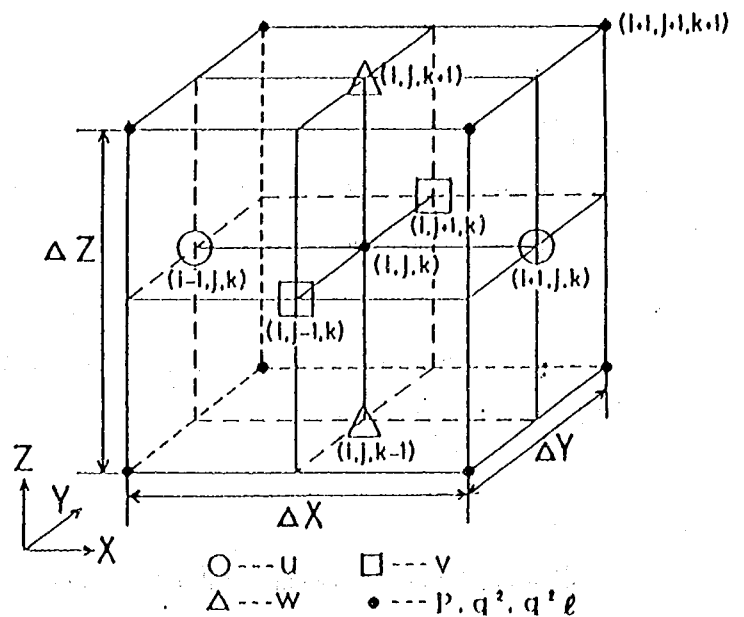


図-2 各変数の定義点

(3) 境界条件

1) 流速の境界条件

流入面②⑥	$U = U_{give}$ $V = V_{give}$ $W = 0$
流出面①③⑤	接線風速 = free slip
壁面④	接線風速: 対数則 法線風速 = 0

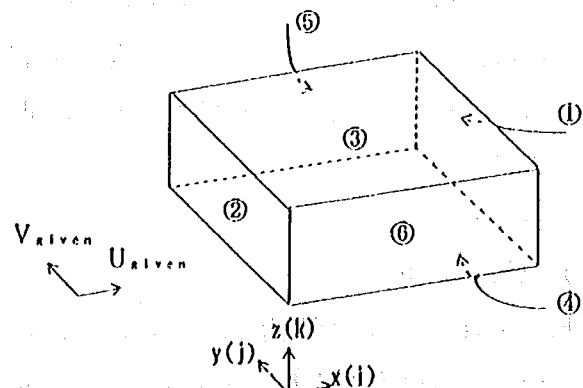


図-3 流速の境界条件

2) 圧力の境界条件

CVの外側境界において、法線方向の速度が与えられていれば、その境界の外側の圧力値は、与える必要がない。よって、圧力の境界条件が必要となるのは、流出面のみである。

$$P = P_{give} \quad \text{流出面}$$

3) 濃度の境界条件

壁における流量フラックスはゼロであるから、

$$c_{wall} = c \quad (\text{壁面の一つ手前})$$

3.2 風洞模型実験

モデルの検証は、昭和53年度からの建設省総合技術開発プロジェクト「沿道地域の居住環境整備に関する総合技術の開発」で行った風洞模型実験の計測結果を用いた⁹⁾。模型縮尺は1/100、道路直角方向の濃度分布を風速と排出量で基準化したものを基準化濃度CRとして整理し、数値シミュレーションの検証を行った。ケーススタディーは下図に示す3例について行った。

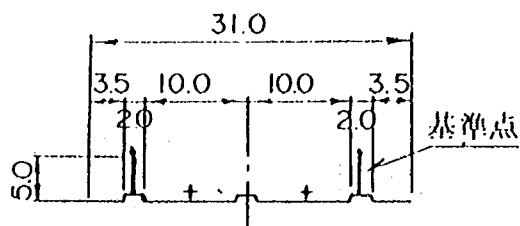


図-4 平面道路

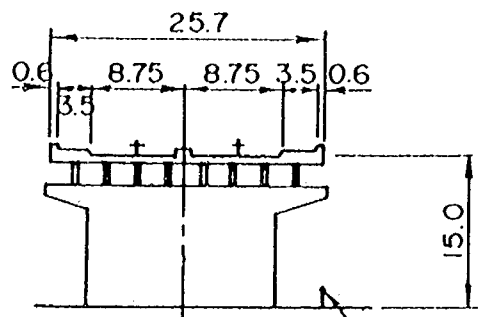


図-5 高架道路

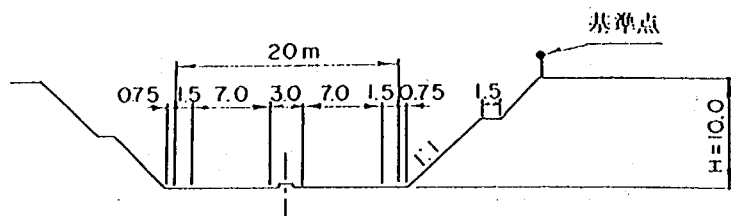


図-6 切土道路

4. 研究結果

数値シミュレーションモデルを用いた計算値と風洞模型実験値との比較したものを下図に示す。

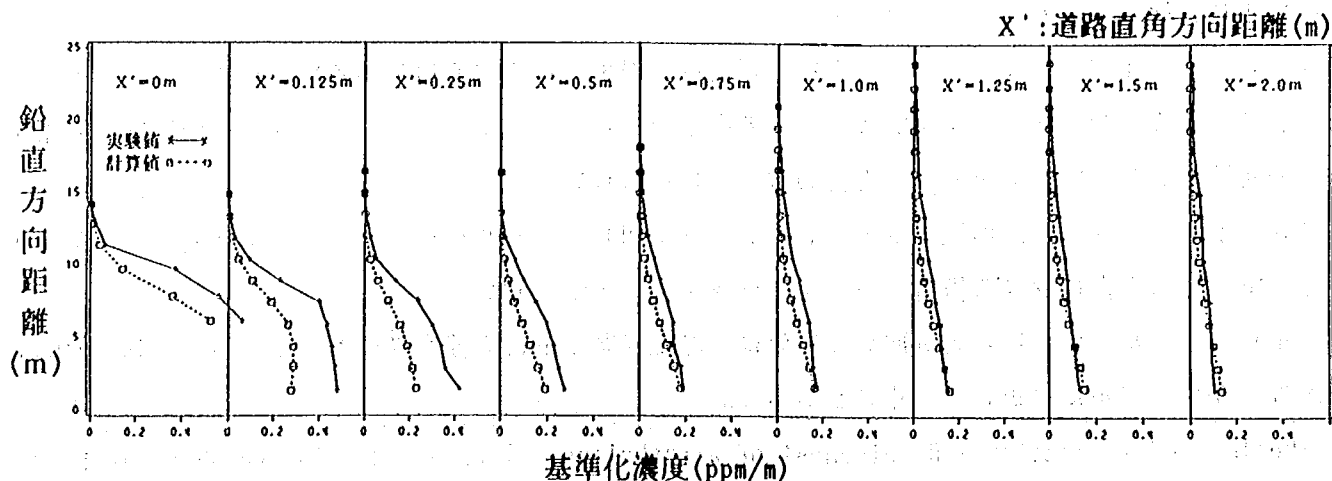


図-7 平面道路の濃度比較図

$$\text{基準化濃度 CR (ppm/m)} = \frac{\text{計測濃度 (ppm)} \times \text{風洞風速 (m/s)}}{\text{トレーサーガス排出量 (m}^2/\text{s)}}$$

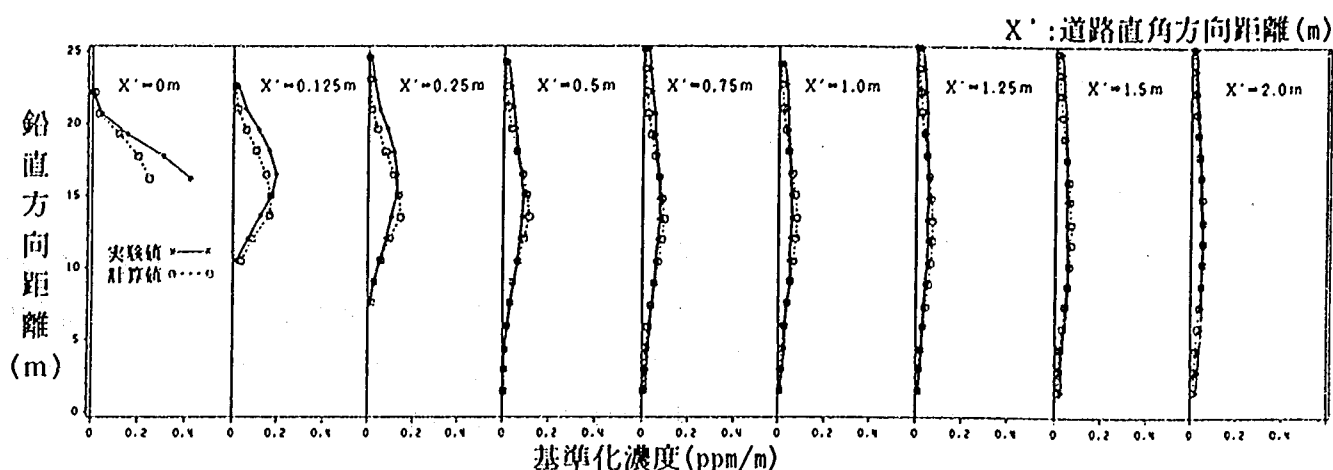


図-8 高架道路の濃度比較図

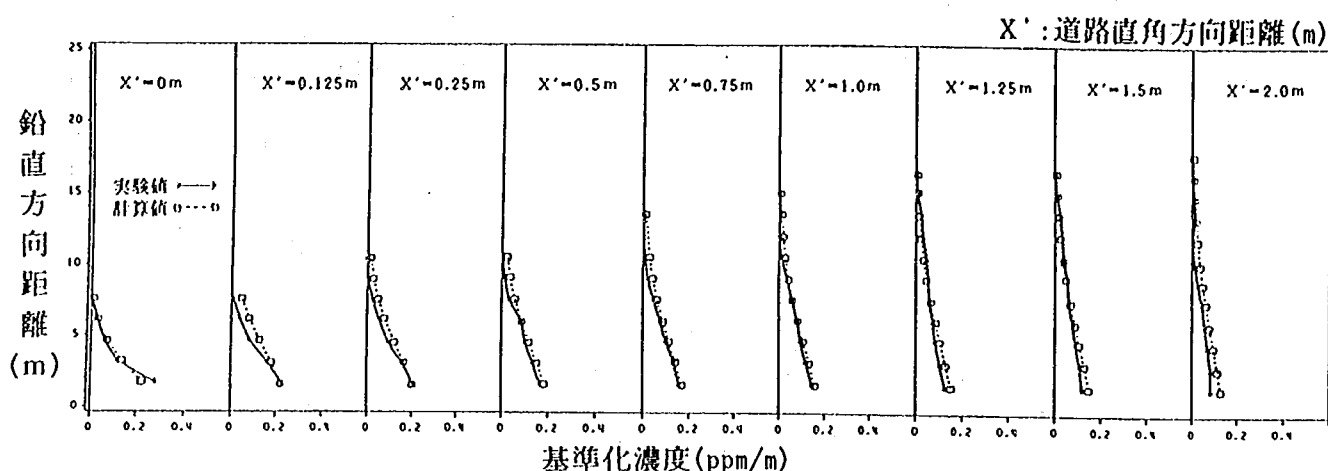


図-9 切土道路の濃度比較図

5. まとめ

(1) 本モデルを構築するにあたり、風洞模型実験データや現地実測データが少なく、十分な比較検討ができていないため、モデルは発展途上である。今後、モデルを確立するために、豊富な測定データにより、検証を重ねることが必要である。

(2) フィールドシミュレーションを行う場合は、対象となる場や目的が多様であり、それに合わせて、モデル構造やパラメータを的確に変える必要がある。従って、シミュレーションの目的、対象を予め明確にした上で、モデリングを行わなくてはならない。

(3) 本モデルは、沿道地域のシミュレーションに適したモデルになっており、より大きなスケールを対象とする場合は異なる構造のモデルを作成するのが望ましい。

(4) フィールドにおける大気拡散の現象は、温度成層の影響を強く受けているため、これに対応できるようなモデルに更新していく必要がある。

1) Mellor and Yamada(1982): Development of a turbulence closure model for geophysical fluid problems, Rev. Geophys. Space Phys., 20

2) S. V. Patankar(1980): Numerical Heat Transfer and Fluid Flow, McGraw-Hill Book Company

3) 建設省土木研究所(1983): 自動車排出ガスの拡散予測手法に関する研究

有限要素法によるトンネル内火災のシミュレーション

道路部 トンネル研究室 広瀬哲司

1. まえがき

都市内道路トンネルは、立地条件が厳しく交通密度が高い。またトンネル内での分岐・合流や縦断勾配の線形が複雑であるなどの特殊性がある。そのため、トンネル内において火災等の事故が発生した場合は被害が重大なものとなる可能性が高い。この被害を最小限にとどめ、人の避難環境を確保するためには、火災時に発生する大量の煙のコントロールが最も重要である。このため、熱気流に伴う煙の流れを十分な精度で把握する必要があり、シミュレーションプログラムの開発を行っている。

2. 目的

本研究は、道路トンネル内の避難環境に影響が大きいと思われる火災時の煙流動を把握するために有限要素法による三次元数値解析を行い、火災時の気流・熱の流動特性を把握するために基礎的資料を得ることを目的とする。

3. 解析方法

3. 1 基礎方程式

プログラムは、図-1に示すフローのように7本のプログラムから構成されている。プログラムは、火災で発生する熱気流の流れを非定常的に予測することから非定常三次元乱流数値計算を行う必要がある。このため①～⑥に示す連続の式、 x , y , z 方向の各運動量保存式、エネルギー保存式、密度を得る状態方程式の基礎式を用いて、有限要素法により方程式を解く方法を用いた。

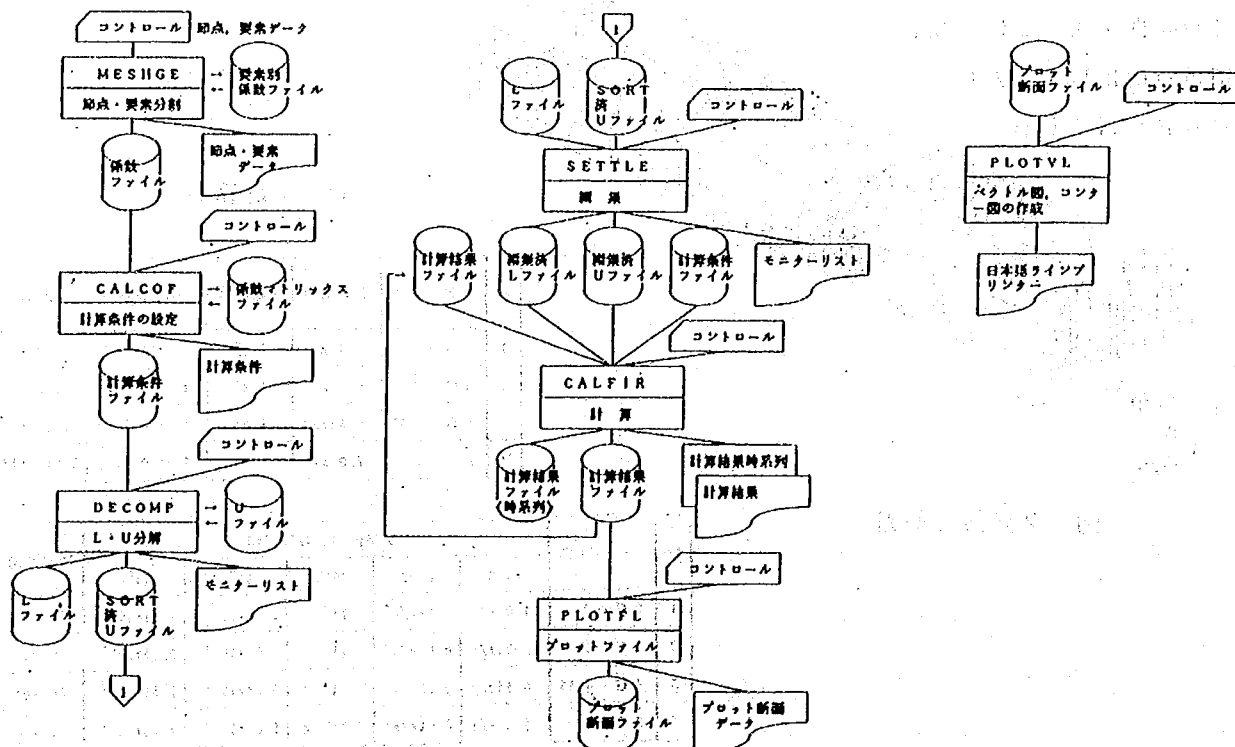


図-1 プログラムフロー

<連続式>

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (1)$$

<運動方程式>

$$\rho \frac{Du}{Dt} = -\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (2)$$

$$\rho \frac{Dv}{Dt} = -\frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (3)$$

$$\rho \frac{Dw}{Dt} = -\frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu \frac{\partial w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu \frac{\partial w}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \frac{\partial w}{\partial z} \right) \quad (4)$$

<エネルギー方程式>

$$\rho C_p \frac{DT}{Dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\kappa \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\kappa \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\kappa \frac{\partial T}{\partial z} \right) + \phi + Q \quad (5)$$

<状態方程式>

$$\rho = \rho_0 [1 - \beta (T - T_0)] \quad (6)$$

但し、 t : 時間、 u, v, w : 流速、 ρ : 密度、 p : 圧力、 ν : 動粘性係数、 T : 温度、 κ : 熱伝導率、 ϕ : 粘性による発熱量、 Q : 外部からの単位体積当りの熱量、 β : 体積圧縮係数、 C_p : 定圧比熱

解析は、乱流モデルを導入し u, v, w, P, T をそれぞれ時間平均値と変動値の和として表し、乱流動粘性係数 ν_t を下記に示した式による乱流運動エネルギーの k と粘性による乱流エネルギー散逸量 ϵ を用いて解く方法を用いた。また k, ϵ は、 u, v, w の変動値で表す物理量である。

$$\nu_t = C_0 \frac{k^2}{\epsilon} \quad \text{但し、} C_0 \text{ は定数}$$

3.2 メッシュ分割

計算の対象としたトンネルの形状を図-2に示す。計算領域はトンネル入口で x 方向に 10 m、 y 方向に 7 m、 z 方向に 450 m の範囲である。節点数は、約 3000 節点のメッシュを使用した。

3.3 計算条件

計算条件を表-1に示す。

使用電算機は HITAC M-680H である。

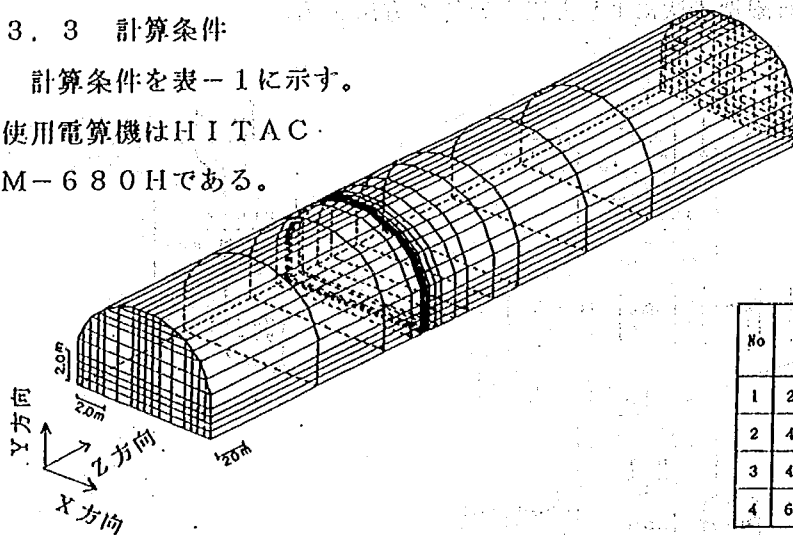


図-2 要素分割図

表-1 計算条件

No	ケース名	換気風速	火面面積	燃焼速度	発熱量
1	2G-1	1.0 m/s	2 m ²	5.3×10^{-2} m/s	3413 KJ/S
2	4G-0	0.0 m/s	4 m ²	4.0×10^{-2} m/s	5152 KJ/S
3	4G-0.65	0.65 m/s	4 m ²	4.9×10^{-2} m/s	6311 KJ/S
4	6G-2	2.0 m/s	6 m ²	6.7×10^{-2} m/s	12944 KJ/S

No	ケース名	初期値および境界値					計算時間
		風速	圧力	温度	k (m ² /s ²)	ϵ (m ² /s ³)	
1	2G-1	1.0 m/s	0.0 kg/m ²	24° c	1.25×10^{-3}	1.41×10^{-6}	60 sec
2	4G-0	0.001 m/s	0.0 kg/m ²	24° c	5.00×10^{-7}	2.25×10^{-11}	60 sec
3	4G-0.65	0.65 m/s	0.0 kg/m ²	24° c	5.28×10^{-4}	2.51×10^{-6}	60 sec
4	6G-2	2.0 m/s	0.0 kg/m ²	24° c	5.00×10^{-3}	2.25×10^{-4}	60 sec

3. 4 境界条件

トンネル壁に対する境界条件は、速度に対しては壁面で0.0、壁面摩擦による速度低下は考慮していない。壁面温度に対しては、断熱とした。トンネル入口及び出口の境界条件は、入口に車道内風速を与え、出口に圧力0.0を与えた。また、出入口は温度24°Cとした。火源の熱量は、実大トンネル火災実験の火皿発熱量を参考に与えた。

4. 研究結果

4. 1 風速ベクトル計算結果

トンネルの中心軸の鉛直断面の風速ベクトルを図-3に示す。計算初期で上昇流が発生し、徐々にこの流れが換気風に運ばれている様子が分かる。さらに、時間が経過すると天端付近から熱気流は流出し、地面付近から外気が流入すると思われる。

地面より1mおよび6mの水平断面での風速ベクトル図を図-4に示す。地面より1mの断面では、火炎付近では、トンネルの中心に向かって流れ、6mの断面では壁面に向かって流れている。これは、図-5の断面図のように火炎による上昇流によって循環流が形成されているためと考えられる。最大上昇速度はケース1で1.2m/s、ケース2で4.4m/s、ケース3で2.0m/s、ケース4で1.9m/sであった。

4. 2 上昇温度計算結果

計算結果から火炎源で最も温度上昇が大きく、鉛直方向上向きに熱が移動している。上昇した熱は換気風によって運ばれ、ほとんど対称に広がっていきその運ばれる速度は地表面付近より天端付近の方が大きい。計算結果では1分後で20度の温度上昇域は火炎源から約50mに達する。

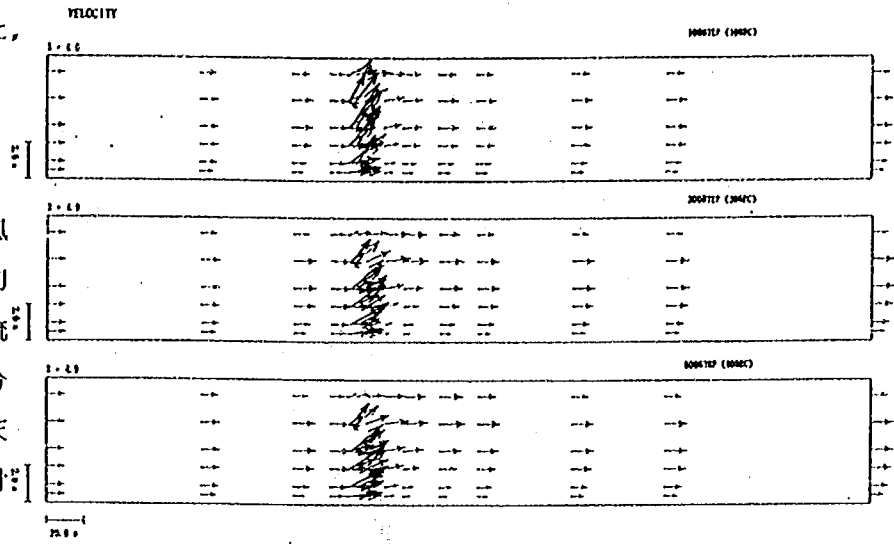


図-3 風速ベクトル図（中心軸鉛直断面）

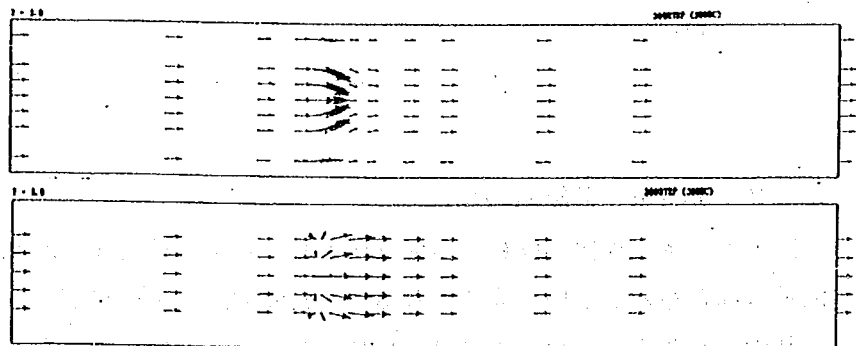


図-4 風速ベクトル図（水平断面）

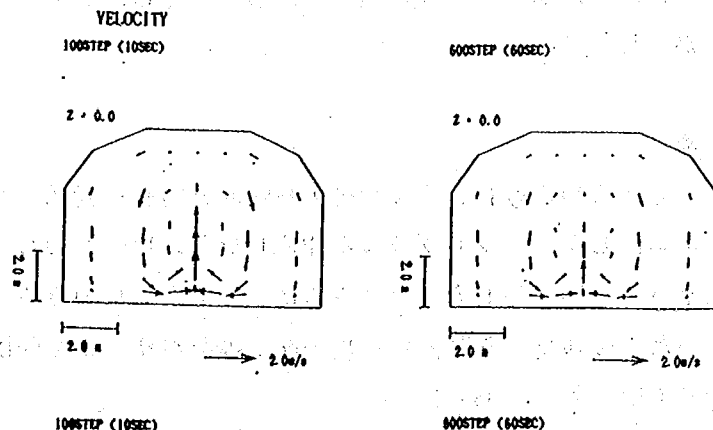


図-5 風速ベクトル図（横断方向の断面図）

最大上昇温度は火炎源でケース1で492°、ケース2で669°、ケース3で777°、ケース4で1171°であった。温度の計算結果の横断面図を図-6に示す。

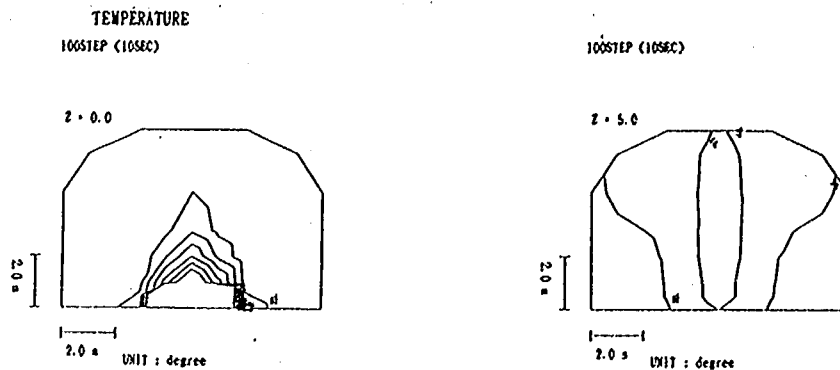


図-6 温度分布図（断面図）

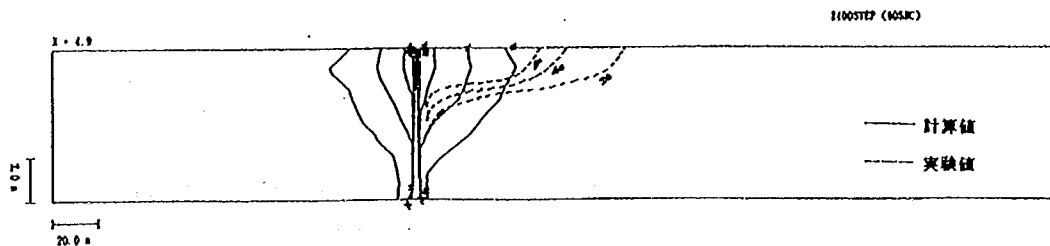


図-7 温度分布の比較図（CASE-2の場合）

4. 3 実験値と計算値の比較

実大トンネル火災実験による実験値と数値解析結果を比較した。風速分布を比較すると流下方向の流量はほとんど等しいと考えられるが、鉛直方向の天端付近は、全体的に少し実験値の方が計算風速より大きくなる。このことは計算に用いた渦動粘性係数が実験での渦動粘性係数より大きくなっているためと思われる。温度分布を比較すると実験値と比較して計算値の方が鉛直方向の拡散が大きく、地面近傍では、実験値より計算値の方が温度が上昇し、逆に天端付近では実験値の方が計算値と比較して温度が上昇する。

5. まとめ

実大トンネル火災実験は、多くの労力や時間と高価な費用がかかるため数多くのデータを得ることは困難である。しかし、プログラムを作成しシミュレートを行うことが出来れば多くのデータを得ることが出来る。今回開発したプログラムによって火災時の気流・熱の流れの定性的な解が得られることが分かった。今後はさらに解析精度の向上等を図り、また勾配等を考慮した解析が出来るような機能を追加していく予定である。

参考文献

- 1) 水谷敏則、堀内浩三郎「トンネル内火災実験報告書」土木研究所資料第1876号
- 2) 水谷敏則、猪熊明「3次元有限要素法による流れの数値解析」土木研究所資料第1719号

第30回 土木研究所研究発表会
論文集

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3040号
平成3年12月(1991)
建設省土木研究所
企画部企画課

要旨 本資料は、「第30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、土木研究所で実施している調査・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

41円切手を
はって下さ
い

305-□□

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3040号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印