

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第 1881 号
マイクロフィルム 第 号

第 21 回

土木研究所研究発表会資料

昭和57年12月 9日・10日

建設省土木研究所

Copyright © 1982 年 by P.W.R.I.

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

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

正 誤 表

	誤	正
目 次 No. 5	地盤動記録の 精度について	地盤動記録の 精度について
P. 83 P. 84	入 れ 替 え	
P. 103 P. 104	入 れ 替 え	

目 次

<指定課題：電算を用いた数値解析—適応性と問題点—>

1. 電磁波による岩石破碎	地質研究室	神 保 悟	1
2. 騒音予測における電算機の利用	交通環境 研究室	吉 川 良 行	5
3. シミュレーションによる橋梁活荷 重の解析	橋梁研究室	佐 藤 和 徳	9
4. ホイールロードの車体振動の発生 機構	機械研究室	多 田 和 弘	13
5. 地震応答解析に用いる地盤動記録 の精度について	振動研究室	相 沢 興	17
6. 遊水池越流堤の流量係数について	都市河川 研究室	谷 本 光 司	21
7. 流水モデルの適用方法とその評価	水文研究室	利根川 誠	25
8. 洪水流出モデルの自動同定とその 適用	水資源開発 研究室	松 下 越 夫	29

<自 由 課 題>

9. 耐流動・耐摩耗舗装用ゴム入りア スファルトの開発に関する研究	化学研究室	寺 田 剛	33
10. 高分子材料を用いた耐摩耗性舗装 の配合設計	舗装研究室	寺 島 憲 一	37
11. スラグ骨材コンクリートの特性に 関する研究	コンクリート 研 究 室	高 橋 正 志	41
12. 粉体噴射攪拌工法による地盤改良 実験	施工研究室	岩 瀬 真 二	45
13. 吸水による斜面の深層劣化につい て	地すべり 研 究 室	綱 木 亮 介	49

14.	猿供養寺地すべりにおける暗渠工 の効果について	新潟試験所	本 白 茂	53
15.	下水処理水の農業利用に関する研 究	三次処理 研究室	初 山 孝 一	57
16.	各種洗剤の下水処理に及ぼす影響	水質研究室	小 森 行 也	61
17.	ランドサット・MSSデータを用 いた水質観測に関する一考察	システム課	新行内 利 隆	65
18.	橋脚の局所洗掘に関する実験的考 察	河川研究室	坂 野 章	69
19.	緩傾斜堤の洗掘について	海岸研究室	田 中 茂 信	73
20.	流路工の湾曲部に関する実験的研 究	砂防研究室	鈴 木 浩 之	77
21.	角形高圧放流管の設計法に関する 研究	ダム水工 研究室	宮 脇 千 晴	81
22.	歩道条件が道路利用者に与える影 響に関する実験	道路研究室	落 合 綱 三	85
23.	道路の安全性評価モデルに関する 研究	交通安全 研究室	天 野 光 一	89
24.	道路植栽の生育判定法の検討 (その2)	緑化研究室	古 関 堅 治	93
25.	吹付けコンクリート覆工の耐荷力 試験	トンネル 研究室	大久保 雅 恵	97
26.	高盛土下におけるカルバートの作 用土圧	土質研究室	護摩堂 満	101
27.	低鉄筋コンクリートはりのせん断 耐力	基礎研究室	清 水 孝 男	105
28.	長大箱桁橋の耐風安定性について	構造研究室	湯 沢 聡	109
29.	沈埋トンネルの地震応答解析	耐震研究室	干 場 良 信	113
30.	ダムサイト岩盤における地震動の 特性	フィルダム 研究室	志 賀 三 智	117

1 まえがき

トンネルや岩石法面等の掘削には、現在ほとんど火薬が用いられている。火薬を用いた掘削は、建設公害と言われる騒音や振動等の原因となり、また一方では熟練したトンネル技術者も不足して来ている。このようなことから、公害対策や省力化を考慮した新しい掘削工法の開発が望まれている。近年これらの問題に対処できる一方法として、岩盤に電磁波(マイクロ波)を照射して破砕する方法の開発が進められている。しかし、電磁波による破砕の機構について検討した事例は少ない。

本報文は、電磁波照射による岩石の破砕機構を検討したものである。

2 目的

電磁波による岩石破砕は、誘電加熱によって生じるものである。電磁波を照射すると誘電加熱により岩石内部に著しい温度勾配を生じ、それによって発生する温度応力が破砕の原因となる。本研究では、数種の岩石を用いた電磁波照射実験を行い破砕形状や温度分布を測定し、有限要素法による温度応力解析を行って実験結果と比較し、電磁波照射による岩石破砕の機構を検討することを目的とした。

3 電磁波照射実験

3.1 実験方法

供試体岩石は図-1に示す形状寸法に整形し、図-2のように電磁波を照射した。電磁波発生装置の諸元は次のとおりである。

発振周波数	$915 \pm 25 \text{ MHz}$
出力	最大 100kW
発振管	マグネトロン
電源	交流 420V、3相、50Hz

温度は、供試体に細孔を設けて熱電対により内部温度分布を測定し、表面は赤外線放射温度計により測定した。

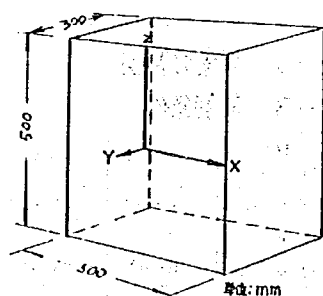


図-1 供試体形状

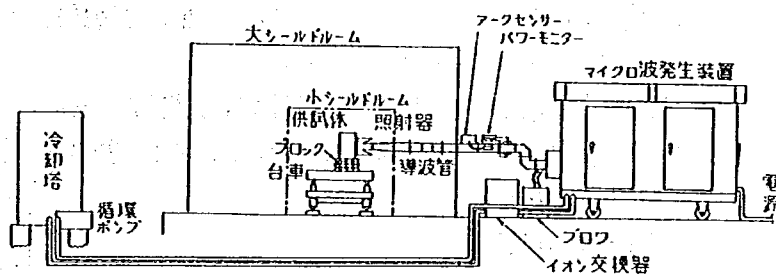


図-2 電磁波照射実験概念図

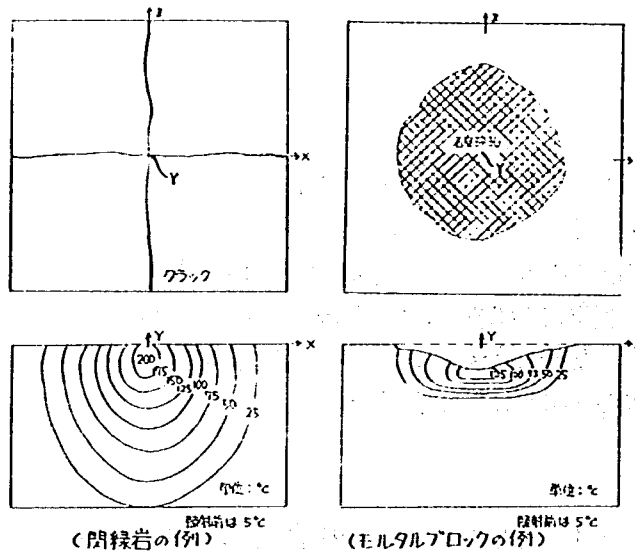


図-3 クラック型の
破砕と温度分布

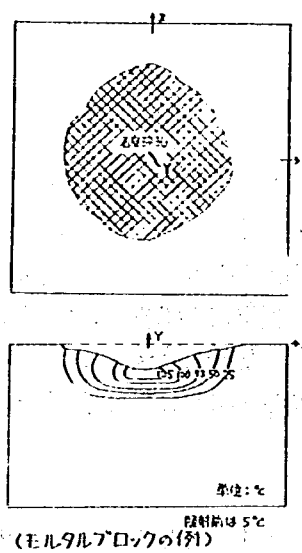


図-4 クレータ型の
破砕と温度分布

3.2 実験結果

実験の結果、破砕形状と温度分布は明確に2つのパターンに分かれた。1つは、クラックが外縁から中心方向へ十字型にはいり、温度分布が深いもの（クラック型と呼ぶ）で、閃緑岩に代表される（図-3）。他方は、ボンという爆発音と共に深さ5cm程度の破砕孔を生じ、温度分布は浅いもの（クレータ型と呼ぶ）で、モルタルブロックに代表される（図-4）。

温度分布は表-1に示す物性のうち電磁気的性質である誘電体力率に関係し、それが高いものほど電磁波の吸収性が良く、表面付近に加熱域が集中する。それゆえ、表-2に示すように最高温度は、閃緑岩と比べて誘電体力率の高いモルタルブロックの方が高くなる。

4 有限要素法による温度応力解析

解析は実験結果に基づいてクラック型、クレータ型の2種類とし、温度分布は図-3、図-4のものを与えた。

計算は軸対称定常温度応力解析とし、計算条件は閃緑岩、モルタルブロックの実測値を入力し、表-3に示した。要素分割は図-5に示すとおりである。

4.1 破壊要素の判定

解析によって得られるvon-Misesの降伏応力（ σ_v ）と岩石の引張強度（ σ_t ）と比較し、破砕か否かを判定した。

表-1 供試体の物性

破砕パターン	クラック型 (閃緑岩)	クレータ型 (モルタルブロック)
一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	1,363	475
引張強度 (kg/cm ²)	104.2	38.4
弾性係数 (×10 ⁵ kg/cm ²)	4.45	1.61
超音波伝播速度 (km/sec)	V _p 5.230 V _s 3.255	V _p 3.650 V _s 1.830
有効断面積 (%)	0.52	18.62
吸水率 (%)	0.17	9.05
密度 (g/cm ³)	2.95	2.22
比熱 (cal/g°C)	0.20	0.22
誘電体力率	0.013~0.018	0.024

表-2 エネルギー効率と最高温度

破砕パターン	クラック型 (閃緑岩)	クレータ型 (モルタルブロック)
0.5Hzエネルギー (Kcal)	459.11	545.19
総熱量 (Kcal)	369.69	232.23
エネルギー効率 (%)	80.52	42.89
最高温度 (°C)	30.1	94.0

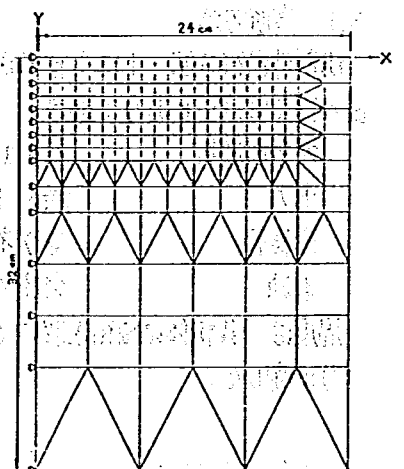


図-5 要素分割図

表-3 計算条件

破砕パターン	クラック型	クレータ型
入力条件		
弾性係数 E (kg/cm ²)	4.45 × 10 ⁵	1.61 × 10 ⁵
ポアソン比 ν	0.2	0.2
熱膨張係数 α (°C)	8 × 10 ⁻⁶	10 × 10 ⁻⁶
モデル寸法 (cm)	X:24 Y:32	X:24 Y:32

von-Misesの降伏応力(σ_0)は 次式で与えられる。

$$\sigma_0 = \left\{ \frac{1}{2} ((\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2) \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$\sigma_0 \geq \sigma_t$ で破壊する。

4.2 解析結果

① クラック型破碎

クラック型破碎の計算による破壊要素は図-6の太線内である。同図のコンターは σ_0 の分布を示したものであり、X軸13cm程度に最大値がみられ、この付近より破壊が発生するものと推測される。その付近の要素の応力状態について比較すると、図-7に示すとおり、X、Y方向の応力よりもZ方向の引張応力が卓越している。これは、X-Y面沿いに引張破壊することを示唆する。

② クレータ型破碎

クレータ型破碎の計算による破壊要素は図-8の太線内である。同図のコンターは σ_0 の分布を示したものであり、Y軸上深さ6cm程に最大値がある。この付近の応力状態をみると図-9に示すとおり、Y方向の応力はほとんどみられず、X、Z方向の圧縮が大きくなっている。これは、照射面下6cm付近でX-Z面沿いの圧裂破壊をすることを示す。

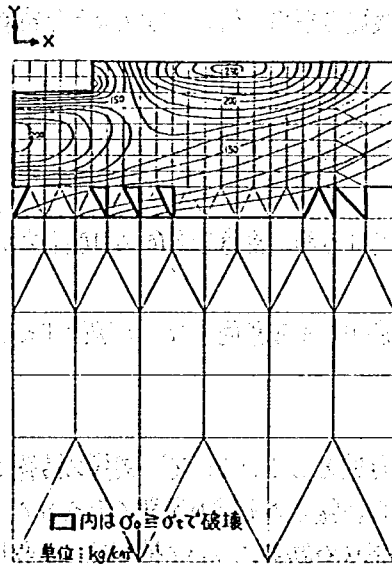


図-6 クラック型破碎の σ_0 分布図

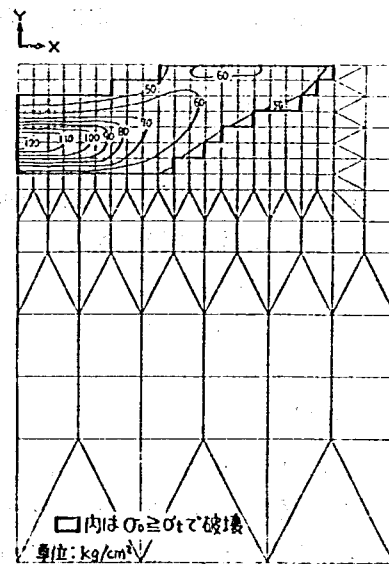


図-8 クレータ型破碎の σ_0 分布図

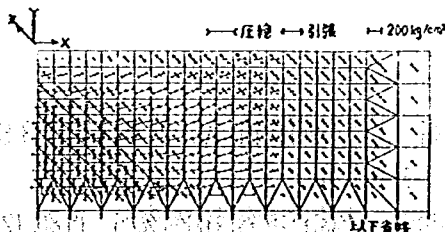


図-7 クラック型破碎の主応力

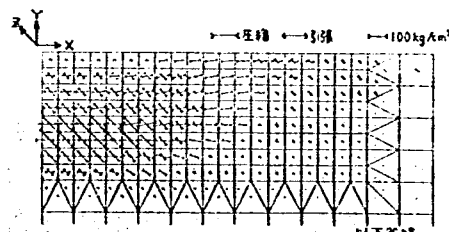


図-9 クレータ型破碎の主応力

4.3 実験における破碎と解析結果の比較

① クラック型破碎

クラック型破碎の実験での破碎は、図-3に示すようにクラックが左右および上下に開く方向にはいつている。これは解析結果から推測される引張応力によるX-Y面沿いの破壊面と一致している。

② クレータ型破碎

クレータ型破碎の実験での破碎は、図-4に示すように破碎孔内の岩石が前面に押し出されるように破碎している。これは解析による岩石内の応力状態から推測されるX-Z面沿いの圧裂破壊と一致している。

5 まとめ

数種の岩石に電磁波を照射した結果、その破碎形状や温度分布が2つのパターンに分かれることがわかった。

① クラック型破碎は十字型にクラックがはいり、温度分布は深く広い。

② クレータ型破碎は爆発的な破碎孔を生じ、温度分布は浅い。

電磁波の吸収性の違いから、誘電加熱による温度勾配の違いを生じ、温度応力の分布を変える。それによって破碎形状が異なると推察し、有限要素法による温度応力解析を行い、次のような結果を得た。

① クラック型破碎は、X-Y面沿いの引張破壊によって生じる。

② クレータ型破碎は、X-Z面沿いの圧裂破壊によって生じる。

実験結果と解析結果を比較すると次のように言える。

① クラック型破碎の十字型のクラックは、照射方向と平行する面に垂直な方向の引張応力が主たる原因となって破碎する。

② クレータ型破碎は、照射方向と直交する面沿いの圧縮応力が主な原因となって破碎する。

6 今後の問題点

電磁波による岩石破碎は、トンネル掘削等での岩盤破碎を目的としているので、実際の岩盤での破碎についての検討が必要であるが、現在のところ、そのような岩盤での実験が困難であるので、その代りに有限要素法を用いた温度応力解析を行い、岩盤の破碎形状や効率について検討する必要がある。

さらに、現場に本工法を導入するためには、電磁波遮蔽や装置の小型化を計る等の問題が残されている。

参考文献

菅原捷・神尾重雄・神保悟；マイクロ波による岩石の破碎 土木技術資料 Vol.21 No.6 1979.6

J.C.ジェーガー著・飯田淑事訳；弾性・破壊・流動論 共立全書

奥出律・高橋英俊；岩盤炭深における電磁波破碎技術の開発 運輸省港湾技術研究所 1980.12.

1. まえがき

道路交通騒音の予測には、等しい音響出力を持つ自動車等間隔で道路上を、一直線に並んで走行しているという前提で求められた計算式が、現在一般的に用いられている。しかしながら、この計算手法の適用条件として、道路構造や沿道条件が十分な距離にわたって直線に一致であるとか、交通流が定常であるとか種々の条件が満足されねばならず、実際の現場ではそれを適用しない場合も起こってくる。そこで、そのような場合の予測手法としては、無響室での縮尺模型実験や、電算機によるシミュレーションが考えられる。ここでは、道路構造や沿道地形が一致しない箇所での実験結果をもとに、電算機シミュレーションによる予測手法について検討を行う。そこで、それについて報告する。

2. シミュレーションと実験

2.1 シミュレーションモデル

先に述べたように、一般的に騒音の予測に用いられている方法は、等しい音響出力をもつ自動車等間隔で、道路上に一直線に並んでいくとして求められる計算式を基本とするものであるが、その方法によると、以下に掲げるような条件が、単独のかなりずいぶん組み合わせられている場合には適用できないことになる。したがって、それらの場合でも適用しうる予測手法としてコンピュータによるシミュレーション手法が必要となるわけである。その条件とは、

- 1) 道路構造、線形などが変化する場合
- 2) 沿道の地形、建造物の状況などが変化する場合
- 3) 複数の道路が種々の形態で、接近あるいは接続する場合
- 4) 加減速や一時停止などが加わり、自動車の走行形態が等速定常に保たれない場合

である。上述のような条件での騒音予測にあたっては、どのような要因をどのように考慮しなければならぬのか、その基本的な検討が必要である。モデルの設定にあたっては、実用性を勘案し、多くの要因の中から支配的なもの、および比較的よく解明され、その寄与度が大きいと考えられるものを取り入れており、現時点で不明な要因については考慮していない。一般には、観測点の騒音レベルに影響を及ぼす要因として以下に掲げるようなものが考えられる。

- 1) 音源の位置(車線)
- 2) 交通量と車種構成
- 3) 車頭間隔
- 4) 自動車による音響パワーのばりつき
- 5) 自動車による走行速度のばりつき
- 6) 走行形態(定常、加速、減速、アイドリング)
- 7) 道路構造、線形
- 8) 沿道の地形と地表面性状

9) 沿道の建物、遮音壁などの音響障害物

10) 受音点の位置

以下に示すシミュレーション手法では、上述した要因に対してモデル設定を行っているが、風、湿度などの気象条件、信号交差点での自動車の挙動、車線変更などについては触れていない。

シミュレーションモデルの基本概念は、自動車を移動する点音源とし、電算機上に設定した任意の断面、線形を有する道路上を所定の車頭間隔で次々と自動車が走行するという現象をつくることである。この場合、自動車の車頭間隔、車種、自動車による速度のばらつき、音響パワーのばらつきは乱数を用いて任意に与えるものとし、走行軌跡、走行状態、音の幾何減衰、回折減衰、地表面擦過などによる過剰減衰などは初期条件としてあらかじめ確定した値を与える。このようにしてモデル化された道路の対象区間内に存在する車の位置と走行状態から、対象受音点に達する一台の自動車による騒音レベルの時刻変動を求め、これにより L_{eq} 、 L_{day} などの任意の騒音レベルを算出するものである。このシミュレーション計算の流れの概略は図-1に示すとおりである。

スース シミュレーション手法

1) 計算対象領域：車両を走行させる区間の設定にあたっては、受音点の騒音レベルに及ぼす影響がないと考慮される範囲まで距離をとる必要がある。しかし、図-2に示すように、障害物もなく、地表面での擦過吸収もない理論空間に線音源を仮定した場合には、対象計算領域を受音点に正面から片側に受音点距離の5倍設定すれば、無限長線音源に対して0.6 dB小さな値となる。実際の現場においては、建物や地形による障害のため、ある有限の見通し長しか得られない場合がほとんどであり、かつ地表面の擦過吸収による減音効果などにより、遠くからの音の寄与度は非常に小さなものとなる。

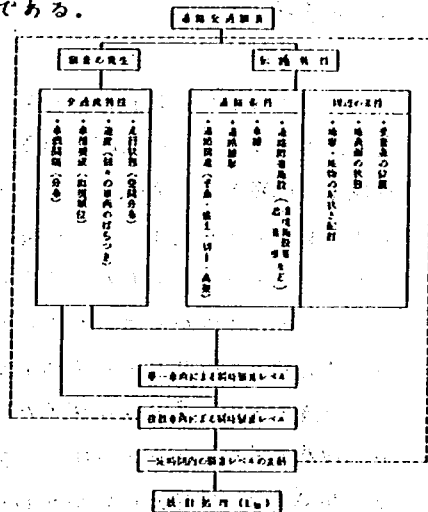
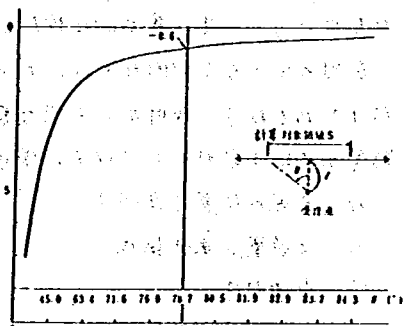


図-1、シミュレーションモデルの概要

2) 道路形状および地形の設定：道路線形を直線または円弧に分解して近似し、i)道路の平面線形および縦横断線形の変化する地点、ii)道路構造（平面、盛上、切上、高架等）の変化する地点、iii)減速、加速、停止など走行状態が変化する地点、の3次元座標を与える。また分割される区間毎に道路構造の複別、走行状態を定める必要がある。地形についても、直線の円弧近似により実際と相似する状況を設定する。



3) 音響障害物：音響障害物としては、高架道路での高欄、切上、盛上、道路の法肩など道路の横断形状や遮音壁、遮音築堤などの道路付帯施設あるいは山などの地形的なものがある。これらについても、道路からの音の伝播に障壁となる外部線の位置の形状を、前節と同様に直線または円弧に分解して近似し、その接点の3次元座標を予

える。

4) 交通条件：走行軌跡別の時間交通量，走行速度，車種構成（ス車種あるいは3車種分類）を設定する。

5) 受音点：計算すべき受音地点の3次元座標（ x, y, z ）および地上高を定める。

6) シミュレーションの実行：諸条件が入力されると走行コースの始端から車両を1台ずつ発生させる。その際，4)で設定された交通条件に対し，次のような分布を与える。車頭時間間隔（指数分布），速度（正規分布），車種分類別のパワーレベル（正規分布），車種混入率（一様乱数によりランダム配分）。車両が充分コース内に行き渡った後，騒音レベル瞬時値の計算を開始する。対象受音点における騒音レベル瞬時値 L_s は車両1台からの騒音レベル瞬時値を L_u として次式により求める。また所定の時間間隔，サンプリング数（ n ）で得られた n 個の L_s より騒音評価量 L_α （ $\alpha = 5, 10, 50, 90, 95$ ）， L_{eq} を算出する。

$$L_s = 10 \lg_{10} (\sum 10^{L_{ui}/10}) \quad (dB(A))$$

$$L_u = L_w - 8 - K \lg_{10} r - \Delta L_d \quad (dB(A))$$

ここで L_w ：1台の車両から発生する騒音パワーレベル（ $dB(A)$ ）

K ：減衰係数

r ：車両から受音点までの距離（ m ）

ΔL_d ：回折による減衰値（ $dB(A)$ ）

2-3 実測調査

シミュレーションモデルの精度を検証するために，やや複雑な地形を選び，騒音の実測を行った。測定現地の状況を図-3に，その概略の見取り図を図-4に示した。

対象道路は，直線部および緩い曲線区間があり，全区間的にス～3%の縦断勾配をもつ2車線道路である。周辺地形は，受音点4～14まで設定した箇所が，周囲が良く見渡せる高台（畑，墓地）となっており，高台正面の道路区間は深さ2～9mの切土構造である。高台より西側沿道に受音点3（路肩）および1，2を設定した区間の道路は約2mの高さの盛土構造で，受音点設定部はくぼ地（畑，草地）になっている。

騒音測定は，交通条件の異なる時間帯（約300台/時～2000台/時）で約10分間の全点同時測定を10



図-3 現地測定状況および受音点位置

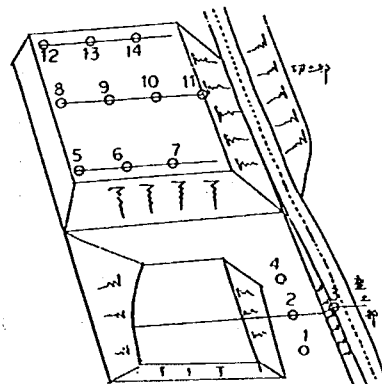


図-4 現地測定状況見取り図

回実施し、併せて交通流（車線別、車種別の交通量および走行速度、車線別車頭時間間隔）観測を行った。なお、騒音評価量は5秒間隔、100個のサンプリングで算出した。

3. 調査結果

実測交通条件、周辺地形条件より先に述べた電算機シミュレーションによる予測結果（L₅₀）、および現在用いられている予測手法による計算結果について実測値との差で、1～14までの全測点データについて度数分布として示したものが図-5で、各測定点ごとにそれを平均値と標準偏差の幅（σ）で示したものが図-6である。

これによると、シミュレーション結果の方が全体として等間隔モデルによる予測結果より良い精度で予測されていることがわかる。測定点ごとの結果をみると、受音点3、11のように路側における予測値はシミュレーションによって5dB(A)程度の誤差が出ており、受音点1、2、4、10においては従来の等間隔モデルとは大差なく、むしろ従来の等間隔モデルの方がやや良い予測がなされているところもある。受音点5、6、7、8、9、受音点12、13、14のように、従来の等間隔モデルではうまく扱えないような複雑な地形における測定結果では、はるかにシミュレーションによる予測結果の方が良い精度で予測されていることがわかる。

4. あとがき

道路線形、沿道周辺地形等が複雑な箇所における道路交通騒音の予測手法として、電算機によるシミュレーションを行うことにより予測精度をあげる事ができる場合があることが確かめられた。しかし、受音点1、2、4、10のように従来の等間隔モデルによる予測式と大差がなくむしろ精度が悪くなっている場合もある。このように電算機を使えば必ず精度が向上するということでもないことがわかる。したがって今後は、

それらの手法の使い分けを行

い、いかにして簡単な予測方法で精度の良い予測を行うかを研究することが必要である。

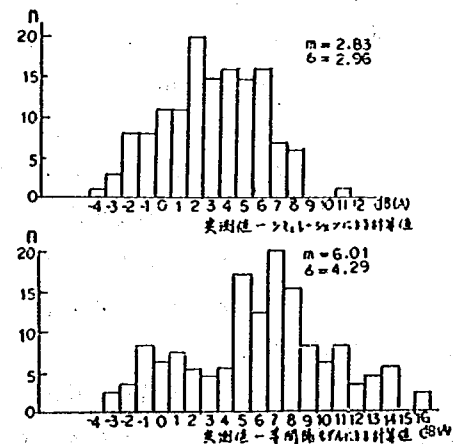


図-5 予測計算値の適合度の度数分布

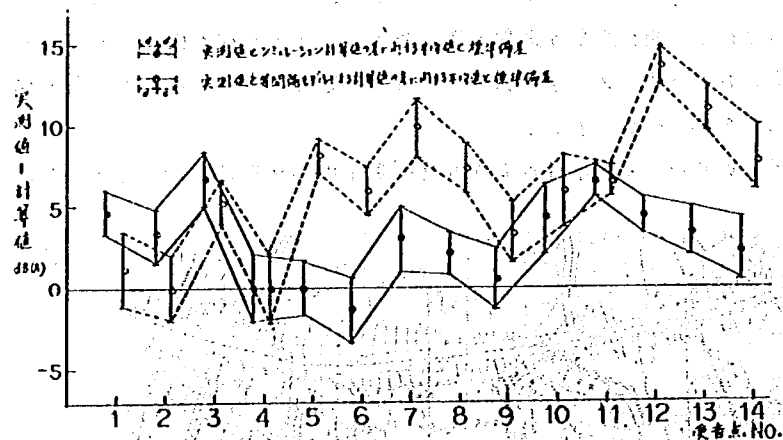


図-6 受音点による予測値適合度の変化

1. まえがき

現在我國の道路橋示方書では、床版、床組を設計する場合のT荷重と、主げたを設計する場合のL荷重の2つの設計活荷重を規定している。すなわち、T荷重は、総重量20トンの2軸大型車を想定したものであり、L荷重はそのような大型車両が連行した場合を想定した等分布荷重となっている。

しかしながら、車両の大型化、大型車両の増加はいぜんとして続いており、特に重車両は2軸、3軸のタンデム軸をもつようになり、そのうえ、過積載の重車両やトレーラー等も増加している現在、設計活荷重の信頼性を評価するためには、橋梁活荷重の実態を把握する必要が生じてきた。また、橋梁床版の破損など、活荷重に起因すると思われる橋梁部材の破損も見受けられ、維持、管理の面からも橋梁活荷重の実態を明らかにする必要がある。

しかし、短期間の交通量観測等の少ないデータで橋梁の供用期間に相当するような長期間にわたって活荷重の状況を推定することは通常の方法では困難である。このような場合には、電子計算機によるシミュレーションによる信頼性解析が有効である。以下にシミュレーションの方法および解析結果の概要を紹介する。

2. T荷重に関する検討

床版の縦げた等の支間の短い部材は、一つの車両の直下の断面力に対しては、その軸から3〜4m以上離れた軸は、ほとんど影響を及ぼさない。しかしながら、大型車両の後輪がタンデム軸であった場合、タンデム軸間距離が1.3m程度と小さいため、断面力は1軸の場合よりかなり大きなものとなる。特に、トレーラー等においては、総重量が大きく、2軸、3軸のタンデムが多用されており、橋梁部材への影響は大きいことが予想される。

2.1 T荷重に関する調査の概要

コンピュータシミュレーションにより、T荷重の信頼性解析を行なうために次のような調査を行った。

- 車両の車軸の配置と軸重：特にタンデム軸の軸間距離と軸重
 - 衝撃係数
 - 車輪の路面上の走行位置
- 以下にその概要を述べる。

表-1 T荷重

橋の等級	荷重	総重量 $W(k)$	前軸荷重 $0.1W(kg)$	後軸荷重 $0.4W(kg)$	前軸輪荷重 $a_1(cm)$	後軸輪荷重 $a_2(cm)$	車輪接地長 $a(cm)$
1等橋	T-20	20	2,000	8,000	12.5	50	20
2等橋	T-14	14	1,400	5,600	12.5	50	20

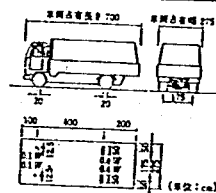
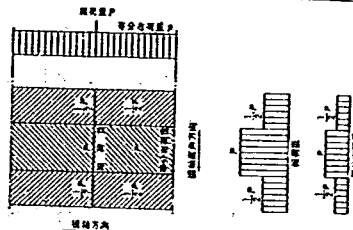


表-2 L荷重

橋の等級	荷 重	主観荷重面 (幅5.5m)				従観荷重面 主観荷重面の 60%
		線 荷 重 $P(kg/m)$	等分布荷重 $p(kg/m^2)$			
			$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$L > 130$	
1等橋	L-20	5,000	350	$430-L$	300	
2等橋	L-14		1等橋の70%			



(1) タンデム軸の事態

タンデム軸に関する調査は、後述するし荷重に関する調査と同時に、大型トラック、大型ダンプおよびセミトレーラーの軸配置と軸重を、国道4号、6号、246号、254号および16号の重量計測所で測定した。調査した車両は200台程度であるが、タンデム軸を有する大型車に積載状態にあるものに限って、47台分のデータを抽出した。データの中には、総重量60トン、軸重23トンという過積載車両も見受けられた。これらの車両が、文間5m、10mの縦げたおよび支間3mの床版の最もきびしい位置に載荷された時の曲げモーメントを計算し、それが、どのような確率分布に適合するか、モデル化を試みた。いくつかの確率分布のうち、図-1に示すように、二重指数分布が最もよく適合することがわかった。なお、図-1の縦軸は、調査した47台の車両が与える曲げモーメントをT-20による曲げモーメントで除して無次元化したものである。

(2) 衝撃係数

衝撃係数は、路面の不整、車両のバネ下荷重などにより変動することが知られており、ここでは、伸縮装置等により最大20mmの段差が生じることを考え、この場合の衝撃係数を実験により求めた。

衝撃係数は、踏み板の上を車両が走行した場合の動的ひずみと、車両を静的に

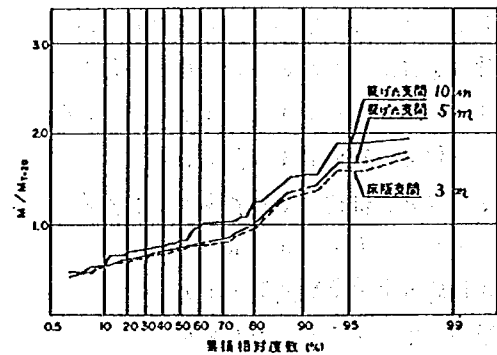


図-1 実車両による床版縦げたへの影響 (二重指数確率紙)

載荷した場合の静的ひずみを、鋼床版の縦りびにゲージを貼って計測し、その比から求めた。実験に使用した車両は、2軸トラック、3軸ダンプ、5軸セミトレーラーである。解析の結果は詳略するが、実験の結果、平均0.19、標準偏差0.054の正規分布でほぼ代表されることがわかった。

(3) 車輪の路面上の走行位置

これは、過去の実験データより、標準偏差30cmの正規分布で代表されることがわかっており、その結果を利用して、車輪の路面上の走行位置による曲げモーメントの低減係数を、支間5mおよび10mの縦げたおよび支間3mの床版について計算した。

2.2 シミュレーションによるT荷重の解析

以上の調査結果をもとに、縦げた床版に与えるT荷重の影響を、コンピューターシミュレーションにより解析する。すなわち、乱数により任意の車両(積載状態にある貨物乗用車)のタンデム軸による曲げモーメント、衝撃係数、走行位置による低減係数それぞれの確率分布から決定する。これにより、1台の大型車両が縦げた床版に与える影響を、衝撃や走行位置の影響も含めて再現することができる。この過程を数多く繰返すことによって、大型車両による縦げた床版の曲げモーメントのヒストグラムを求めることができる。またそのヒストグラムから、曲げモーメントの確率分布を得ることができ、極値理論により、使用期間中の最大活荷重を推定することができる。

シミュレーションにより求めた曲げモーメントの分布特性も二重指数分布によく適合することがわかった。結果を図-2に示す。また、極値理論により、再現期間1ヵ月、1年、50年における最大活

荷重を算出した。結果を図-3に示す。

シミュレーション結果によると、縦げた5mおよび床版支間3mの場合、積載状態にある大型車両の約10%がT-20とほぼ同等の、それ以上の曲げモーメントを与えることがわかる。縦げた支間が10mの場合は、約5%がT-20の1.5倍以上の曲げモーメントを与えよりきびしい状況にあることがわかる。しかしながら、縦げた支間10mというケースは、極端な場合であり、実際問題としてほとんど除外してもよいと思われる。

50年再現期間に対応する最大活荷重は、いずれの場合も、T-20の3倍を超える大きなものとなっているが、今回の解析では、データ数の絶対値が小さく、長い再現期間に対応する最大活荷重は誤差が大きく、信頼性は乏しいと思われる。しかしながら、1ヵ月程度の再現期間に対応する最大活荷重は、かなりの精度を期待できると考えられ、1ヵ月再現期待値である、T-20の2.5倍程度の荷重は実際に載荷されることと予想される。

3. し荷重に対する検討

現行の道路橋示方書では、表-2に示した連行自動車荷重を想定した設計荷重としてし荷重を規定している。しかしながら、過積載車両および大型車混入率の増加、さらに主要幹線道路では大型車による渋滞が橋梁上ではしばしば発生していることから、設計で考慮している連行自動車荷重は過小である可能性がある。このため、し荷重に対する信頼性を評価する必要がある。ここでは、支間20m、80m、120mの橋梁に着目し、1車線に載荷されるし荷重について、その信頼性を検討した結果を報告する。

3.1 し荷重に関する調査の概要

し荷重に関する解析を行うために、国道4号、6号、246号、254号において、車種別混入量、車種別総重量、車軸長の計測を行った。車種分類は、シミュレーションを正確に行うため、できるだけ細かい分類を行うこととし、軽自動車から、トラック、ダンプ、セミトレーラー等の空車、積載、過積載まで23に分類した独自の車種分類表を作成した。さらに、各計測地点では、各車種の混入率を48時間にわたって計測した。国道上では夜間の大型車の混入率が大きいため、シミュレーションには夜間12時間の車種別混入率を使用した。

3.2 シミュレーションによるし荷重の解析

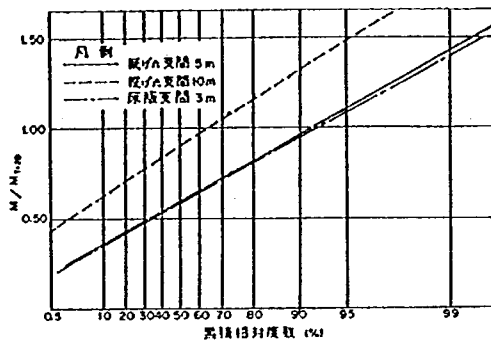


図-2 シミュレーション結果(二重指数確率紙)

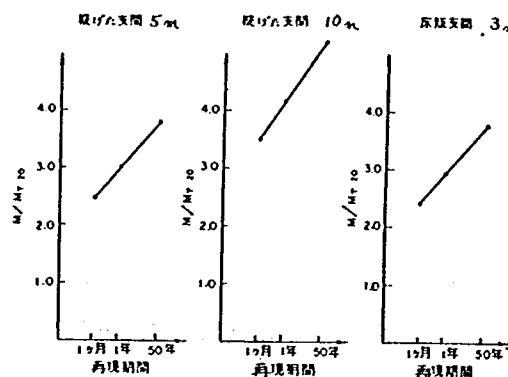


図-3 極値理論による最大活荷重

シミュレーションは、大型車混入率の高い夜間を対象に行い、完全渋滞時の主げたの曲げモーメントを再現した。これは、衝撃がゼロである、完全渋滞時の方が、通常の走行状態より大きな曲げモーメントを与えるためである。シミュレーションは、次のようにして行った。まず乱数により任意の車両の車種を、車種別混入率特性により決定する。つづいて、乱数により、その車両の積重量、車軸長も、調査結果から決定した分布特性に基づいて決定する。このようにして、定めた車両を橋げた上に配置して、1回の完全渋滞状態を再現することが出来る。コンピューターシミュレーションによる完全渋滞状態の出力結果を図-4に示す。このようなシミュレーションを多数くり返して、実車両が全支間にわたって完全渋滞した場合の主げたの曲げモーメントのヒストグラムを作成することが出来る。またその分布特性を用いて、極値理論により、供用期間中の最大活荷重を知ることが出来る。

1.05	1.06	1.11
TYPE 10 10 13 15 4 2 10 2 2 4	TYPE 4 1 6 4 10 10 2 2 2 2	TYPE 2 2 6 6 15 15 10 4 2 4
LENGTH 11.3 11.3 7.6 11.8 4.5 3.9 10.7 4.2 4.2 4.8	LENGTH 4.3 3.1 9.5 4.6 10.5 10.7 10.4 4.2 4.2 4.3	LENGTH 4.6 4.9 6.5 6.5 13.0 13.9 11.9 4.9 4.3 4.3
WEIGHT 12.4 24.7 22.7 38.0 3.5 1.4 7.2 1.0 1.7	WEIGHT 4.2 1.0 15.8 4.9 25.1 34.9 18.9 1.4 0.8 1.0	WEIGHT 0.9 0.9 8.3 8.3 33.0 33.9 11.9 4.9 0.9 4.3

図-4 シミュレーションによる完全渋滞状態

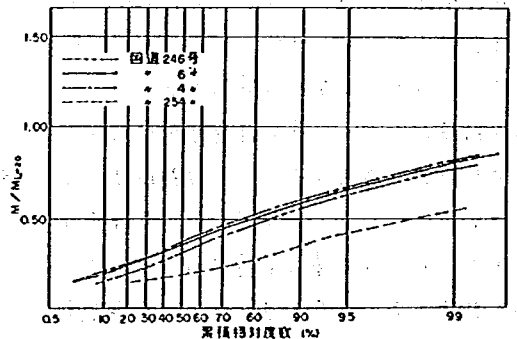


図-5 シミュレーション結果 (二重指数分布率紙)

解析の結果、シミュレーションによって得られた主げた曲げモーメントの分布特性は図-5に示すように二重指数分布によく適合する。また、渋滞回数もパラメーターとして、50年再現期待値を計算すると図-6に示すように、大型車混入率の大きな国道4号で、L-20の2.2倍程度であり、50年の再現期待値を考えるとあまり大きな値ではなく、設計荷重としてのL-20は、これらの路線に対しては十分妥当なものであるといえよう。

4. 結論

丁荷重に関しては、今回の解析だけでは長い再現期間に対応する信頼性を評価することは出来ないが、少なくとも1ヵ月に1回は、T-20の2.5〜3.0倍の曲げモーメントが作用している可能性が大であり、予想したように、我國の橋梁の床版や、縦げたは過酷な状況におかれているといえる。

乙荷重に関しては、過積載車両や大型車混入率の増加にもかかわらず、今回調査した主要幹線国道上を通行するような大型車混入率の大きな交通であっても、50年再現期待値は2.2倍程度であり、設計荷重としてのL-20は十分妥当なものであるといえる。

以上、シミュレーションによる活荷重の解析結果を紹介してきたが今後、さらに多くの活荷重に関するデータを集積し、解析をより有効なものとしている予定である。

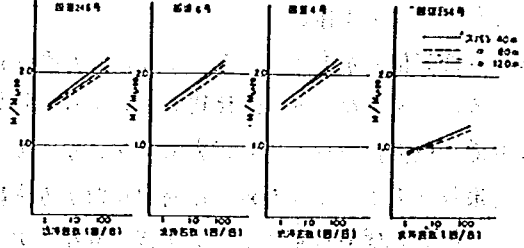


図-6 極値理論による最大活荷重

6. ホイールローダの車体振動の発生機構

機械研究室

多田和弘

1. まえがき

一般に、ブルドーザ、ローダ、振動ローラ等の車両系建設機械の運転員は、機械の構造およびその作業の性質上、比較的大きな振動にさらされている。

従来より、乗用車、船舶、航空機の分野においては、発生する振動の実態あるいは振動発生メカニズムに関する研究が比較的進んでおり、種々の振動対策が図られてきた。また、近年ISO（国際標準化機構）においても、人体に暴露される種々の振動の測定、評価に関する規格が審議、制定されつつある。一方、車両系建設機械に関しては、その施工能力向上に資するあまりに振動対策に関しては、やっと最近になって研究の緒についたばかりであるというのが現状である。

本研究では、車両系建設機械の中でもとりわけ車体振動が大きいとされているホイールローダ（車輪式トラクタショベル）に関して、車体振動発生メカニズムを振動モデルによるシミュレーション並びに実験により解明することとした。

2. 研究目的

建設機械の運転員へ伝達される振動の低減策の検討に資することを目的として、ホイールローダの車体振動発生機構を調査したものである。

3. 研究方法

研究は、図-1に示すフローで実施した。対象機種は、1.4t級（1種）後軸揺動型ホイールローダとした。

3.1. 諸物理定数、路面凹凸の計測

シミュレーションに必要となる物理定数として、車体各部寸法、重量、重心位置、重心回り慣性モーメント、タイヤバネ定数、減衰係数、各速度段における車速、路面凹凸を実測により求めた。

3.2. 振動モデルによるシミュレーション

ホイールローダを図-2に示すようなタイヤ-車体から成るバネ-質量系と想定し、運動方程式を提示し、3.1で求めた諸定数を与えることにより、車体の挙動（重心位置のバウンス、ローリング、ピッチング）を走行状態に関して計算した。

いま、図-2において、 $Z_1 + Z_2 = Z_3$ と置く、各車輪中心（ Z_1, Z_2, Z_3 ）の動きと重心（ Z, θ, ϕ ）の動きの関係は、幾何学的位置関係から、

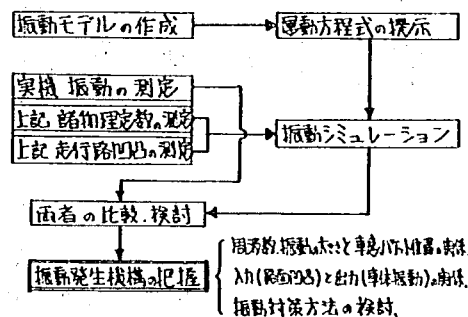


図-1 研究のフロー

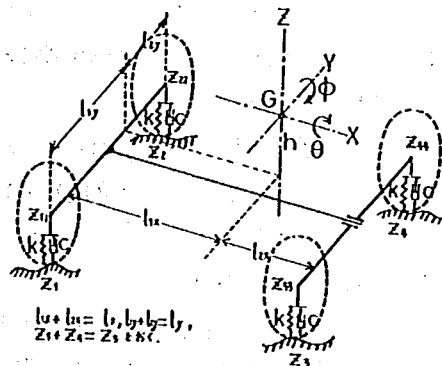


図-2 ホイールローダ振動モデル

$$\begin{bmatrix} \frac{l_{11} \cdot l_{12}}{l_1 \cdot l_2} & \frac{l_{11} \cdot l_2}{l_1 \cdot l_2} & \frac{l_{11}}{2l_1} \\ \frac{1}{l_2} & -\frac{1}{l_2} & 0 \\ \frac{1}{2l_1} & \frac{1}{2l_1} & -\frac{1}{2l_1} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} z_{11} \\ z_{22} \\ z_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} z \\ \theta \\ \phi \end{bmatrix} \quad \text{----- (1)}$$

の形で与えられる。ところで、各車輪に与えられる外力を F_i とするとき、重心位置のバウンシング、ローリング、ピッチングに関する運動方程式は、次のようになる。

$$\begin{bmatrix} \frac{dz}{dt^2} \\ \frac{d\theta}{dt^2} \\ \frac{d\phi}{dt^2} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{1}{m} & \frac{1}{m} & \frac{1}{m} \\ \frac{l_{12}}{I_x} & \frac{-l_{12}}{I_x} & 0 \\ \frac{l_{11}}{I_y} & \frac{l_{11}}{I_y} & \frac{-l_{11}}{I_y} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{----- (2)}$$

一方、各車輪に与えられる外力と路面凹凸の関係は次式で与えられる。

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{bmatrix} = c \frac{d}{dt} \begin{bmatrix} z_{11} \\ z_{22} \\ z_{33} \end{bmatrix} + k \begin{bmatrix} z_{11} \\ z_{22} \\ z_{33} \end{bmatrix} - c \frac{d}{dt} \begin{bmatrix} z_1 \\ z_2 \\ z_3 \end{bmatrix} - k \begin{bmatrix} z_1 \\ z_2 \\ z_3 \end{bmatrix} \quad \text{----- (3)}$$

(1), (2), (3) 式をまとめることにより、最終的に次に示す、運動方程式が得られる。

$$\begin{bmatrix} \frac{dz}{dt^2} \\ \frac{d\theta}{dt^2} \\ \frac{d\phi}{dt^2} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{1}{m} & \frac{1}{m} & \frac{1}{m} \\ \frac{l_{12}}{I_x} & \frac{-l_{12}}{I_x} & 0 \\ \frac{l_{11}}{I_y} & \frac{l_{11}}{I_y} & \frac{-l_{11}}{I_y} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 & \frac{l_{11}l_2 + 2l_{12}l_2}{2l_1} & l_{11} \\ 1 & -\frac{l_{11}l_2 + 2l_{12}l_2}{2l_1} & l_{11} \\ 2 & \frac{l_{11}(l_2 - l_2)}{l_1} & -2l_{12} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} c \frac{dz}{dt} + kz \\ c \frac{d\theta}{dt} + k\theta \\ c \frac{d\phi}{dt} + k\phi \end{bmatrix} \\ = \begin{bmatrix} \frac{1}{m} & \frac{1}{m} & \frac{1}{m} \\ \frac{l_{12}}{I_x} & \frac{-l_{12}}{I_x} & 0 \\ \frac{l_{11}}{I_y} & \frac{l_{11}}{I_y} & \frac{-l_{11}}{I_y} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} c \frac{dz}{dt} + kz_1 \\ c \frac{d\theta}{dt} + kz_2 \\ c \frac{d\phi}{dt} + kz_3 \end{bmatrix} \quad \text{---- (4)}$$

ホイールローダの振動挙動は、原理的には(4)式に路面凹凸に関する入力 (z_1, z_2, z_3) を与えることにより求められるが、(4)式を解くことは必ずしも容易ではない。また、路面凹凸に関して我々が一般に入手できる情報は、その路面の統計的性質、即ち路面凹凸のパワースペクトル密度関数 (P.S.D.)、ならびに左右数箇の凹凸のクロススペクトルである。さらに、本ラシミュレーション結果としての車体の振動挙動を、実機の振動低減策と関連付けて論ずる場合も、車体振動が P.S.D. で与えられるのが好都合である。

一般に、入力 $X(t)$ の P.S.D. を $S_X(f)$ とし、出力 $Y(t)$ の P.S.D. を $S_Y(f)$ とする時、式 $S_Y(f) = |H(f)|^2 S_X(f)$ を成立させる $H(f)$ をシステムの伝達関数と呼び、入出力のフーリエ係関数を $X(f)$, $Y(f)$ とすると、

$$H(f) = Y(f) / X(f) \quad \text{----- (5)}$$

の関係があることが知られている。

そこで、各輪から重心位置への振動伝達関数を $H_1(f) \sim H_4(f)$ とおくと、後軸揺動型の本機の場合 $H_3(f) = H_4(f) (= H_5(f) \text{ とおく })$ となり、重心の振動加速度 (及び回転角) P.S.D. $S(f)$ と路面凹凸 P.S.D. $S_X(f)$ 、左右数箇の凹凸クロススペクトル $S_c(f)$ との間に、次の関係が成立する。

$$S(f) = \{A(f) + B(f)\cos\alpha + C(f)\sin\alpha\} \cdot S_A(f) + \{D(f) + E(f)\cos\alpha + F(f)\sin\alpha\} \cdot S_C(f) \quad \text{---- (6)}$$

$$\text{ここに、 } A(f) = |H_1(f)|^2 + |H_2(f)|^2 + 2|H_3(f)|^2$$

$$B(f) = 2 \operatorname{Re} \{ H_1^*(f) \cdot H_3(f) + H_2^*(f) \cdot H_3(f) \}$$

$$C(f) = 2 \operatorname{Im} \{ H_1^*(f) \cdot H_3(f) + H_2^*(f) \cdot H_3(f) \}$$

$$D(f) = 2 \operatorname{Re} \{ H_1^*(f) \cdot H_2(f) + |H_3(f)|^2 \}$$

$$E(f) = 2 \operatorname{Re} \{ H_1^*(f) \cdot H_3(f) + H_2^*(f) \cdot H_3(f) \}$$

$$F(f) = 2 \operatorname{Im} \{ H_1^*(f) \cdot H_2(f) + H_2^*(f) \cdot H_1(f) \}$$

$$\alpha = 2\pi f l / V, \quad * : \text{共役複素数を示す。}$$

また、 $H_1(f)$ 、 $H_2(f)$ 、 $H_3(f)$ は、(5)式中の $z(t)$ 、 $\theta(t)$ 、 $\phi(t)$ 、 $z_1(t)$ 、 $z_2(t)$ 、 $z_3(t)$ のフーリエ像関数を $Z(f)$ 、 $\Theta(f)$ 、 $\Phi(f)$ 、 $Z_1(f)$ 、 $Z_2(f)$ 、 $Z_3(f)$ とおくとき、

$$(A) \text{ バウンシングに關して } H_1 = Z/Z_1, H_2 = Z/Z_2, H_3 = Z/Z_3$$

$$(B) \text{ ローリングに關して } H_1 = \Theta/Z_1, H_2 = \Theta/Z_2, H_3 = \Theta/Z_3$$

$$(C) \text{ ピッチングに關して } H_1 = \Phi/Z_1, H_2 = \Phi/Z_2, H_3 = \Phi/Z_3$$

で表わされる。求めるP.S.D.: $S(f)$ は、(5)式をフーリエ変換して得られる連立方程式より H_1 、 H_2 、 H_3 を求め、実験による $S_A(f)$ 、 $S_C(f)$ と共に(6)式に代入することにより、計算される。

3.3. 車体振動の計測

表-1に示す測定条件下での走行状態における車体振動挙動を記録し、そのP.S.D.を求めた。加速度ピックアップを重心位置に取り付けると共に、回転角(ロール、ピッチ)検出用にヴァーティカルジャイロを設置した。

表-1 測定条件一覧

条件番号	速度段	バケット位置	荷重状態
1	1速	走行姿勢(下り)	なし
2	2速	"	"
3	1速	最大高み(上げ)	"
4	2速	"	"
5	1速	走行姿勢(下り)	2.3tf
6	2速	"	2.3tf

4. 研究結果

4.1. 諸物理定数、路面凹凸測定結果

諸物理定数の測定結果の一部、並びに路面凹凸P.S.D.、左右軌間のクロススバクトルを、それぞれ表-2、図-3、4.に示す。

4.2. 振動モデルによるシミュレーション結果

測定条件2.及び6に關して(5) (6)式、並びに4.1.の測定結果を用いて、シミュレートした結果を図-5、6に示す。(図中の——で示す。)

4.3. 車体振動の実測結果

質量(バケット)	$m = 7480 \text{ kg}$
慣性モーメント(バケット)	$I_x = 11710 \text{ kgm}^2$
	$I_y = 21070 \text{ kgm}^2$
軸 距	$l_x = 2.50 \text{ m}$
輪 距	$l_y = 1.75 \text{ m}$
重心位置(バケット)	$l_x = 1284 \text{ mm}, l_y = 9875 \text{ mm}$
	$h = 0.507 \text{ m}$
バネ定数	$k = 500000 \text{ N/m}$
減衰係数	$c = 3.986 \text{ Ns/m}$

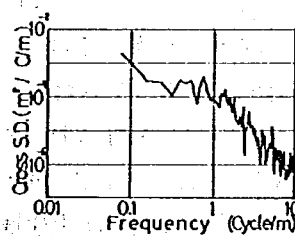
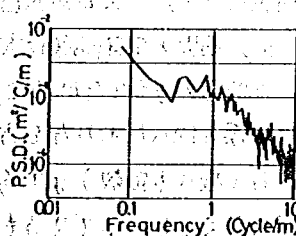


表-2 諸物理定数の例

図-3 路面凹凸P.S.D.

図-4 左右軌間凹凸クロスバクトル

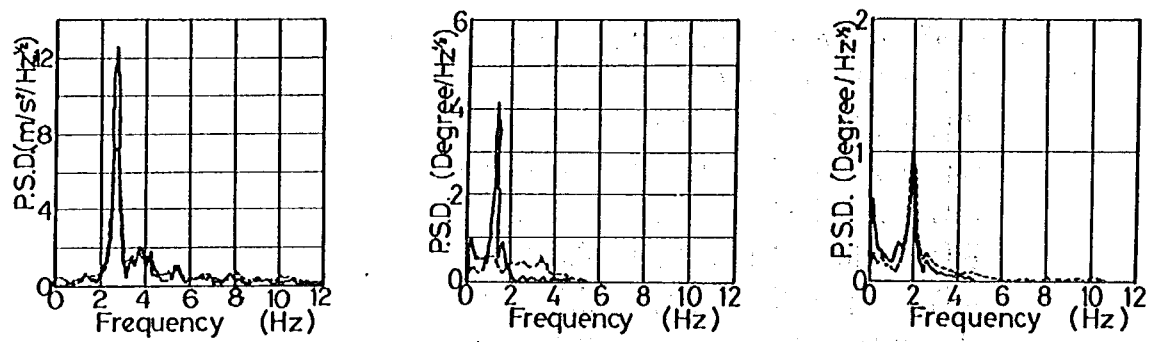


図-5 条件2における重心位置の挙動 (左:バウニング, 中央:ローリング, 右:ピッチング)

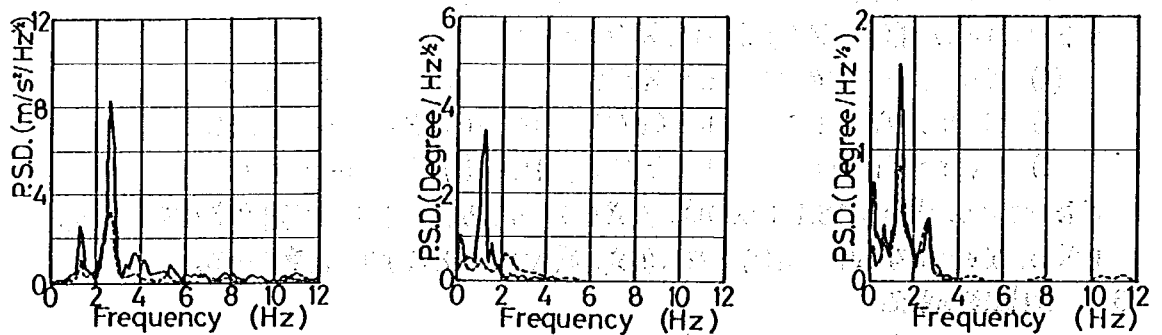


図-6 条件6における重心位置の挙動 (左:バウニング, 中央:ローリング, 右:ピッチング)

図-5、6に、車体振動の実測結果を併記する。(図中の-----で示す。) これら一連の結果により、ホイールローダの車体振動発生メカニズムに関して次のことが言える。

- (1) 路面凹凸のもつ直接的な振動波形よりも、これにより所起される機械自体のバネ-質量系による固有振動モードが著しく大きなウエイトを占める。従って、車速が変化しても振動の周波数構成には変化が殆んど見られず、その大きさが変化するのみである。
 - (2) 機械の姿勢が変わった場合、振動のピークと与える周波数が、バネ-質量系特性の変化に伴い若干変化する。特に荷重を積んだ場合は、振動の大きさそのものも小さくなる。
 - (3) ホイールローダの振動対策としては、そのバネ-質量系特性の改善、あるいは、振動が狭窄域に限られることから動吸振器を内蔵するサスペンションシステムの開発等が有効であると判断される。
5. まとめ

本研究により、ホイールローダの振動発生メカニズムが大旨明らかとなったが、ローリング(横方向振動)に関しては、シミュレーション結果と実測結果に大きな差異が見られた。これは、横方向振動がローリングに起因しているという仮定が妥当でなかったことを示していると判断される。即ちローリングを所起する力により、タイヤが横方向へたわみ左右方向の単純振動が発生している可能性がある。今後、タイヤの横方向へのたわみ(横バネ定数)まで考慮に入れた振動モデルを考えることにより、横方向振動の発生機構まで正確にシミュレートできるものと考えられる。

参考文献) J.S.Bendat, A.G.Piersol : RANDOM DATA: Analysis and Measurement Procedures

1. はじめに

近年、構造物の大聖化や複雑化に伴い、詳細に耐震性を検討することが求められるようになり、各所で地震応答解析が行われるようになった。これにより、従来の震度法等、静的な耐震計算では検討できない事項も詳細に検討することができ、しかしながら、地震応答解析では、入力地震動の特性が解析結果に忠実に反映されるため、入力地震動の“質”が解析結果を左右することとなり、現在、わが国で動的解析の入力地震動として用いられている強震記録の大部分は、SHAC型強震計によるものである。このタイプの強震記録は、ペンで記録紙に波形を描き、これをデジタイザーにより人為的に数値データに変換しているため、記録の精度は、数値化精度に大きく左右されることが予想される。従来、このようにして得られた記録が“真の地震動”であると考えて動的解析が行われてきたが、入力地震動の精度を検討しておくことは、解析結果を判断する上で基本的な情報を与えると考えられる。

本報告は、上記の観点から、SHAC型強震計記録の精度を検討し、これが最も簡単な自由変系の応答(応答スペクトル)にどのような影響を与えるかを検討するとともに、これらを総合して、SHAC型強震計記録を用いる際の実用上の適用範囲を検討したものである。

2. 研究目的

地震応答解析に用いる入力地震動の精度が、解析結果にどのような影響を与えるかを検討し、これより、SHAC型強震計記録を入力地震動として用いる場合に信頼できる周期範囲がどの程度かを実務的に推定する手法を提示することと目的とする。

3. 検討方法

SHAC型強震計によるアナログ(ペン書き式)記録を数値化する際に混入する誤差を分類すると表1のようになり、これらは、数値化のたびごとにランダムに発生する誤差と系統的に発生する誤差とに大別することができる。SHAC型強震記録はアナログ量であるため、読取りの対象とする記録(以下、原波形と呼ぶ)とこれを読取った記録(以下、読取波形と呼ぶ)とを直接比較することができない。そこで、ここでは既に数値化されている記録を、最小分解能 $1/10000$ のデジタラプロッターにより、太さ $0.3mm$ のボールペンを用いてマイラ紙上に書き、これを、読取りの対象の記録(以下、模擬波形と呼ぶ)と考え、この模擬波形の時間軸および加速度軸はSHAC-B₂型強震計を想定し、 $1cm = 1sec$ 、 $1mm = 12.5gal$ とした。表-1 数値化時の誤差の原因

分類	原因	備 考
人為誤差	単独の読取ミス	目視による原波形との重ね合わせにより検知可能
	波形の視準位置	波形の線が太い箇所などで読取りに誤差
	読取間隔	読取間隔の粗密による誤差
機械誤差	機械の分解能	最小分解能による誤差(公称値は $1/10000$ 以下)
	機械の故障	読取時あるいは点検時に検知可能
記録紙の特性	記録紙の伸び	温度・湿度変化に伴う記録紙の伸縮による誤差

検討に用いた記録は表2に示す地震波であり、これらは、いずれもSHAC-B₂型強震計により記録されたものである。これらをもとに最大加速度 A_{max} を

表2. 検討対象とした地震動の記録

NO	記録場所	記録地震	記録時間(秒)	卓越周期(秒)
1	開北橋(橋脚上, 北側)	1978.6.12(長野県震)	328.70gal	0.35, 0.8~1.0
2	伊達橋(橋脚上, 北側)	"	320.33gal	0.7, 0.18~1.3
3	新石井大橋(橋脚上, E-W)	1978.5.11(新潟県震)	170.88gal	0.9, 0.45~1.4

注1) —は最も卓越した周期を示す。

表3. 平均値 $\bar{R}$ と標準偏差 σ_R の誤差の分類

		平均値 $\bar{R}$	
		$\bar{R} \approx 1$	$\bar{R} < 1, 1 < \bar{R}$
標準偏差 σ_R	小	精度良好	系統的誤差の卓越
	大	ランダム誤差の卓越	ランダム誤差 + 系統的誤差

50, 150, 300galの3通りに変化させ、合計9種類(3地震動×3加速度)の模擬波形を作成した。これを3人の読取人に割当て、当所の標準数値化システムにより、各波形を5回ずつ数値化し、合計45波の読取波形を得た。

次に、これらの模擬波形および読取波形を用いて図1に示すような1自由度系の最大応答加速度を計算した。いま、模擬波形を入力した場合の固有周期 T 秒の1自由度系の最大加速度を $S_A^*(T)$ 、 i 番目の読取波形($i=1, 2, \dots, 5$)を入力した場合の固有周期 T 秒の1自由度系の最大加速度を $S_{Ai}(T)$ とし、両者の比を次式のように定義した。すなわち、減衰定数はいずれも5%とした。

$$R_i(T) \equiv S_{Ai}(T) / S_A^*(T) \quad (1)$$

ここで、仮に、読取精度が良ければ、 $S_{Ai}(T)$ は $S_A^*(T)$ をよく近似するはずであり、 $R_i(T) \approx 1.0$ となるはずである。また、 $R_i(T)$ が読取り回数 i によりランダムにばらつくのが、系統的に変化するのがを示すため、次式により、 $R_i(T)$ の平均値 $\bar{R}(T)$ 、標準偏差 $\sigma_R(T)$ 、変動係数 $\lambda_R(T)$ を計算した。

$$\bar{R}(T) = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^5 R_i(T) \quad (2)$$

$$\sigma_R(T) = \sqrt{\frac{1}{4} \sum_{i=1}^5 \{R_i(T) - \bar{R}(T)\}^2} \quad (3)$$

$$\lambda_R(T) = \sigma_R(T) / \bar{R}(T) \quad (4)$$

ここで、誤差の特性は $\bar{R}(T)$ 、 $\sigma_R(T)$ の関係は表3のように整理される。

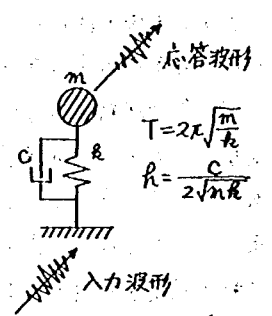
式(1)~(4)と ω 系の固有周期 T は、各種の構造物を考慮して、0.05秒, 0.07秒, 0.1秒, ..., 10秒の範囲を対象とした。なお、 $S_A^*(T)$ 、 $S_{Ai}(T)$ の値を対応する固有周期 T に持っていく結果は、一般に加速度応答スペクトルと呼ばれている。したがって、式(1)の $R_i(T)$ を以下、応答スペクトル比と呼ぶ。

4. 検討結果

式(1)で定義した応答スペクトル比の平均値 $\bar{R}$ 、標準偏差 σ_R 、変動係数 λ_R を示すと図2~4のようになる。また、模擬波形のフーリエ係数(最大加速度 A_{max} で正規化した) F/A_{max} を示すと図5のようになる。これより、以下の事項が指摘される。

(i) $\bar{R}$ は、全体として1.0に近く、 σ_R も0.1程度以下であることから、読取波形を入力とした解析結果は、模擬波形を入力とした解析結果をよく再現しているといえる。しかしながら、これを周期領域で評価すると、おおむね周期0.5~3秒の範囲では、 $\bar{R} \approx 1.0$ であり、また σ_R は小さいのに対して、それよりも長周期もしくは短周期になるに従って読取波形を入力した解析結果の精度は低下する傾向がある。

(ii) λ_R と F/A_{max} を比較すると、両者の間には顕著な相関が認められる。すなわち、図4, 5から同一周期の λ_R と F/A_{max} をプロットした一例を示すと図6のようになる。したがって、 λ_R が表



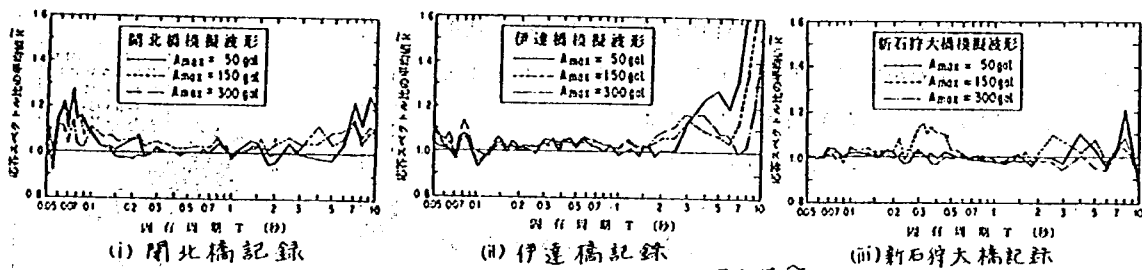


図2 加速度応答スペクトル比の平均値 $\bar{R}$

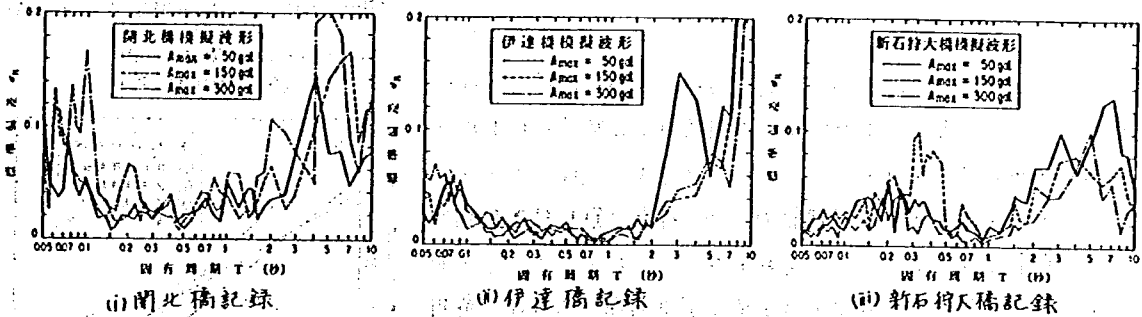


図3 加速度応答スペクトル比の標準偏差 σ_R

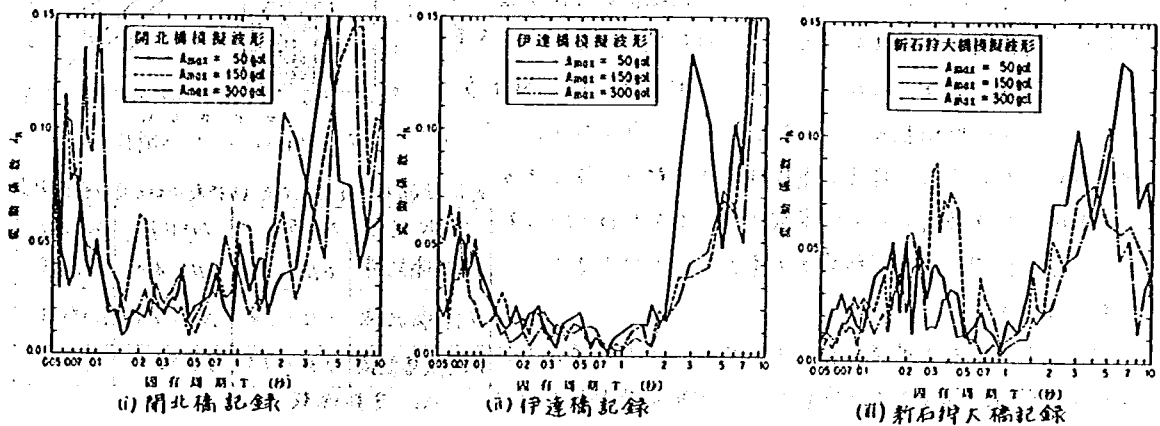


図4 加速度応答スペクトル比の変動係数 λ_R

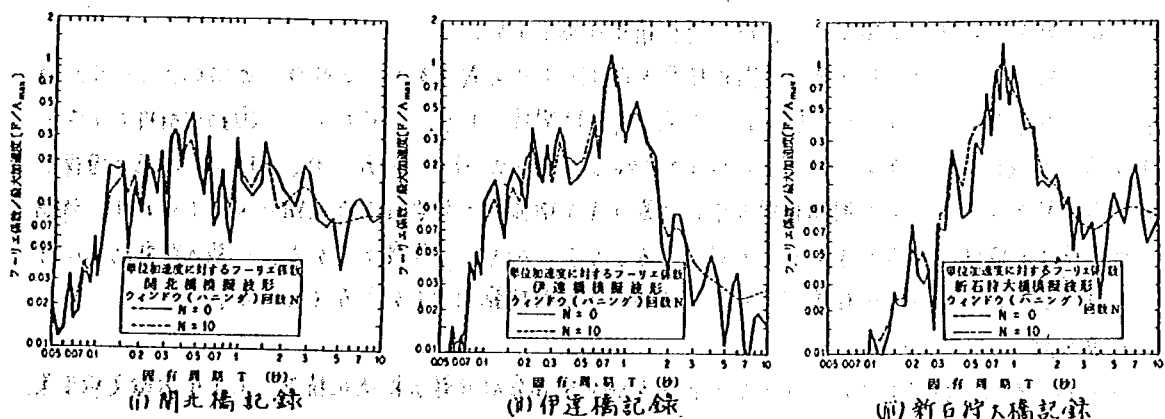


図5 最大加速度を除くフーリエ係数 F/A_{max}

わしに読取波形を入力とした場合の解析精度は、原波形（模擬
波形）に含まれる周期特性と密接に関係していることがわかった。

そこで、 F/A_{max} と λ_R との関係を式で表し、

$$\log_{10}(F/A_{max}) = a \cdot \log_{10} \lambda_R + b \quad (5)$$

未定係数 a, b を最小二乗法により定めると図7のようになる。
ここで、全体データから a, b を定める場合には式(6)が得られ
る。

$$\log_{10}(F/A_{max}) = -0.61 \cdot \lambda_R - 1.81 \quad (6)$$

以上のように、 λ_R で表わした読取波形を入力した場合の解析
精度と F/A_{max} で表わした原波形の周期特性との関係がわかれ
ば、所要の解析精度を決めることにより対応する F/A_{max} の値を知
り、この値が確保される周期範囲から、所期の解析精度を満足
する周期範囲を定めることが可能となる。したがって、この周
期範囲内に対象とする構造物の主要な固有周期が入れれば、解析
結果の精度は良好であるが、もし、この周期範囲外に構造物の
主要な固有周期が存在する場合には、解析精度が低いことを覚
悟しておかなければならない。なお、式(6)を用いて、 λ_R が5、
10、20%となる周期範囲を求めると表5のようになる。ここで、
動的解析において10%程度の解析結果の変動は許容できると
すれば、今回検討した地震波では、おおむね0.2~3秒

が、一応、信頼できる周期範囲と考えることができる。

5. まとめ

(i) 土木研究所の標準数値化システムにより数値化した
SHAC型強震計記録を入力地震動として地震応答解析を行う

と、構造物の固有周期が約0.5~3秒の範囲にある場合には、解析精度は良好である。ただし、これより短周期もしくは長周期になるに従い解析精度は低下する。

(ii) 読取波形を入力とした場合の解析精度を式(4)により定義すると、これは、原波形のフーリエ係
数（最大加速度で正規化した） F/A_{max} との間に式(6)の関係がある。したがって、①動的解析で必要と
する精度を λ_R によって与え、②これに対する F/A_{max} の値を式(6)から求め、③この F/A_{max} の値が確保さ
れる周期範囲を求め、この周期範囲の中に対象とする構造物の主要な固有周期が入っていれば、所期
の解析精度が確保されることが考えられる。なお、 λ_R を10%程度とすると、一般の強震記録に對
しては、おおむね0.2~3秒程度が、一応、信頼できる周期範囲であると考えられる。

参考文献

り川島, 高木, 相沢: デジタイザーによるSHAC型強震計記録の数値化精度, 土木学会論文報告集,
NO.323, 1982.7.

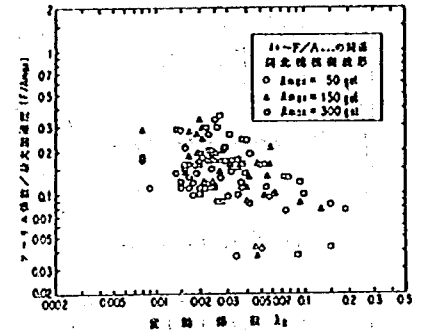


図6 λ_R と F/A_{max} の関係の一例
(関北橋記録の場合)

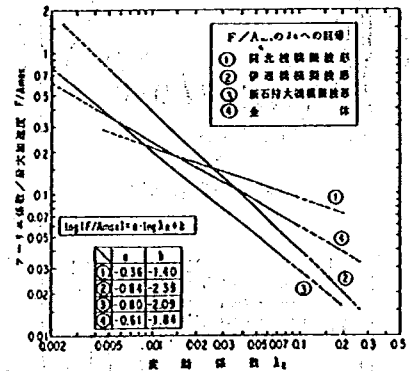


図7 $F/A_{max} \sim \lambda_R$ の関係

表5 変動係数とこれに対応する読取可能な周期範囲(秒)

読取記録	$\lambda_R = 5\%$	$\lambda_R = 10\%$	$\lambda_R = 20\%$
関北橋記録	0.12~3.5	0.11~4.8	0.09~5
伊達橋記録	0.12~1.8	0.1~2.5	0.09~3
新石川大橋記録	0.35~2.5	0.3~3.5	0.18~4

λ_R : 変動係数

遊水地越流堤の流量係数について

都市河川研究室 谷本光司

1 まえがき

近年、流域の都市化にともない、河川の治水安全度向上が一層重要となってきた。このため、有力な治水手段の一例として各種の遊水地や調節池の計画・建設がますます増加してきている。これら遊水地の多くは河川沿いに建設され、横越流型の堤防で取水する方式が採用されている。大規模な遊水地においてはほぼ必然的に長大な越流堤が建設されることになる。こうした越流堤は越流中に川中に比べて長い、越流水深が場所的に変化する、一般に堤高、天端中に比べて越流水深が小さい等の特徴をもち、その流量係数に関する研究事例は少ない。不等流、不定流計算により越流堤を計画・設計する場合、流量係数の推定方法がひとつの問題となっている。

本研究は、水理模型実験により長大越流堤における本川水位と越流量、流量係数との関係を検討した上で越流水深と流量係数の関係式を推定し、さらに電子計算機を用いた不定流計算により、この関係式の妥当性を検証しようとしたものである。

2 模型実験とその結果

土木研究所河川模型実験施設に設置されている河川模型（水平縮尺 $1/40$ 、鉛直縮尺 $1/40$ ）を用いて流量係数検討のための実験を実施した。模型の概要を図1に、主な実験ケースを表1に示す。実験結果は図2～4に示す通りである。ただし、図中の数値はすべて前述の縮尺により現地量に換算したものである。

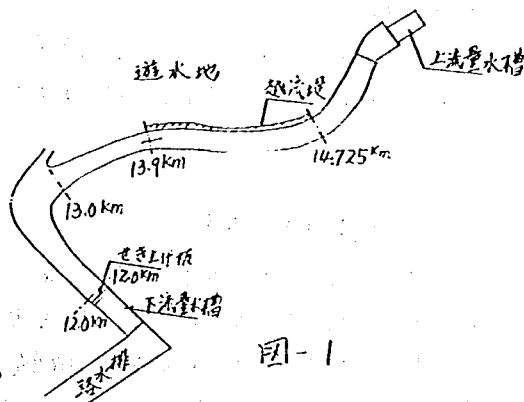


図-1

この実験結果から以下のようなことがわかる。

1) 7ケースの水位縦断はすべて類似の傾向を示している

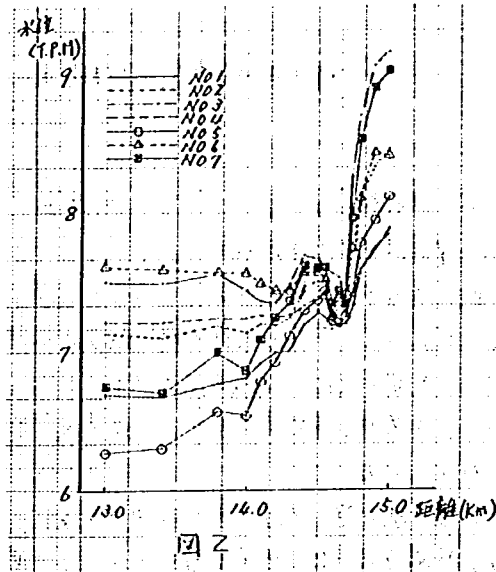
すなわち、14.65 K 地点で最低水位、14.5 ~ 14.4 K 地点で最高水位を記録する。また、下流水位操作の影響が現れるのは 14.4 K 地点より下流区間のみで、とくに越流区間より上流では下流水位に全く無関係に水位と流量とが対応している（図2）。

2) 本川内の流量変化を見ると、14.65 K ~ 14.5 K 区間の勾配が大きい。この間の越流量が 14.5 K より下流の越流量に比べて大きいことが推察される（図3）。

3) 本川の水位縦断（図2）と越流堤上で測定された水深流速より計算された単位巾越流量（図4）とを比較すると、①本川水位の高い 14.5 K 地点で越流量も多い、②下流水位を堰上げたり低下させた時の影響は、本川水位、越流量の両方において 14.4 K 地点より下流にのみ現われている等の共通

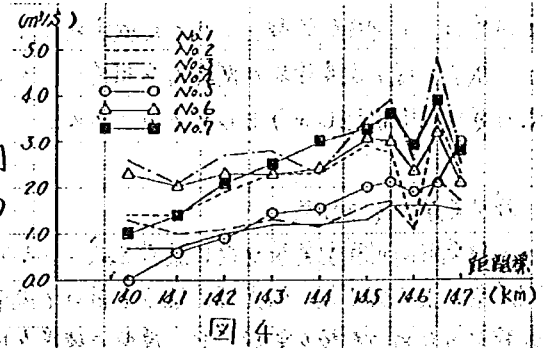
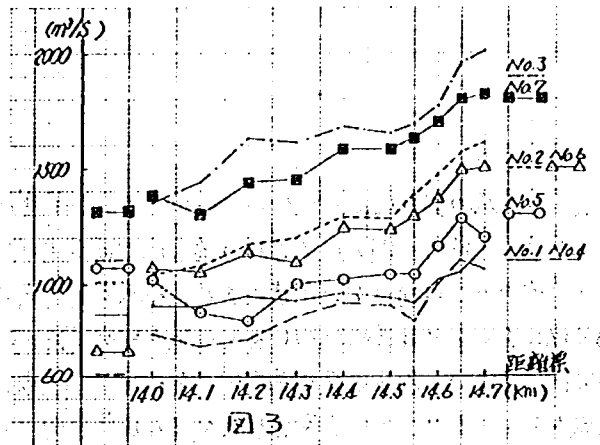
表1 主な実験ケース (単位 m³/s)

No.	上流流量	下流流量	越流量	下流水位
1	1100	873	227	
2	1500	1005	495	
3	1900	1190	710	
4	1100	605	495	堰上げ
5	1300	1073	227	低下
6	1500	790	710	堰上げ
7	1800	1305	495	低下



点が見られる。

これらのことから、横断流の場合も正面断流と同じように本川水位によって断流量が説明されるものと思われる。



3. 断流水深と流量係数の関係

正面断流時の断流量と断流水深の関係は $Q = \mu \sqrt{g} B h^{3/2}$ で示される。ただし、 Q : 断流量、 μ : 流量係数、 h : 断流水深、 B : 断流中、 g : 重力加速度である。

本間とは形状に於ける μ の一般形を $\mu = a \sqrt{H} + b$ とし、さきさなな堰形状に対する定数 a 、 b の値を実験により求めている。⁽¹⁾ したがって、 H : 堰高である。

ここで、横断流の場合にも正面断流と同じ関係式が成立すると仮定し、断流水深が局所的に変化することを考慮すれば、 $q_i = \mu_i \sqrt{g} h_i^{3/2}$ 、 $\mu_i = a \sqrt{H_i} + b$ 、 $Q = \sum q_i B_i$ とする。ただし、 q : 単位幅断流量、 Q : 全断流量であり、添字 i は地点 i における物理量であることを意味する。

表1に示した7ケースを含む21ケースの実験結果をもとに定数 a 、 b の値を求めたところ、 $a=0.46$ 、 $b=0.191$ が得られ、本間の正面断流実験結果に比べて a は1.2~1.3倍、 b は約1/2となった。

4. 不定流計算

3.で得られた流量係数と断流水深の関係式を検証し、遊水池の洪水調節効果を検討するために電子計算機による不定流計算を実施した。不定流計算法は種々あるが、ここでは①陽であるため計算上便利であること、②非常に強い安定性をもっていること、③質量及び運動量の保存則を正確に表現すること等の理由により、Two-Step Lax-Wendroff法を使用した。⁽²⁾

河川の不定流の方程式は(1)、(2)式、あるいはベクトル表示を用いた式で表わされる。Two-Step

Lax-Wendroff法とは、時間ステップをひとつ進めるのに中間値を挿入するやり方である。すなわち、オ1ステップとして地点*j*と*j+1*の中央地点で時刻*n+1/2*の水理量をまず求める(4式)、(4式)の*u*の値から*n+1/2*の*h*の値もすべて計算されるので、オ2ステップとして*n+1*の*u*の値を求めることができる(5式)、(5式)を再びスカラーに変換したものが(6式)である。

(6式)に現われる*q*は越流、支川合流等による横流入出の項(流入正)である。図1に示すように計算対象範囲(13.0km~15.0km)には支川流入はないので、越流区間以外では*q*=0であり、越流区間の*q*は(7式)で表わされる。おぐり越流については本間の研究を参考にした⁽¹⁾遊水池から本川への逆流入についても遊水池

地盤から越流堤先端までを*W*として(6式)をそのまま使用した。以上により、不等流計算により初期条件を与え、境界条件として上流端流量と下流端水位を与えれば、(6式)を繰返し計算することにより河道内各点の時刻々の水理量が算定される。ただし、計算条件として*Δt*、*Δx*を決定する必要がある。この計算においては、*Δt*はあまり長くとると越流区間内の計算地点数が少なくなること、短くすると計算時間が多くなることを考慮して約95mとした。計算時間短縮のためには*Δt*を大きくとることが望ましいが、そうすると計算水位が大きく振動したり、発散して計算不能になってしまう場合があるため、試行錯誤の結果*Δt*=0.5秒とした。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g \left(1 - \frac{n_0^2 u |u|}{R^{4/3}} \right) \quad (1)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2)$$

$$u_t + f_x = b \quad (3)$$

$$u = \begin{bmatrix} A \\ Q \end{bmatrix}, \quad f = \begin{bmatrix} (P/A)_x + Q^2/A^3 \\ (P/A)_x + Q^2/A^3 \end{bmatrix}, \quad b = \begin{bmatrix} gA(1 - n_0^2 |Q|/R^{4/3}) \\ gA(1 - n_0^2 |Q|/R^{4/3}) \end{bmatrix}$$

$${}_{n+1/2} u_{j+1/2} = \frac{1}{2} ({}_n u_{j+1} + {}_n u_j) - \frac{\Delta t}{2} ({}_n f_{j+1} - {}_n f_j) + \frac{\Delta t}{2} {}_n b_{j+1/2} \quad (4)$$

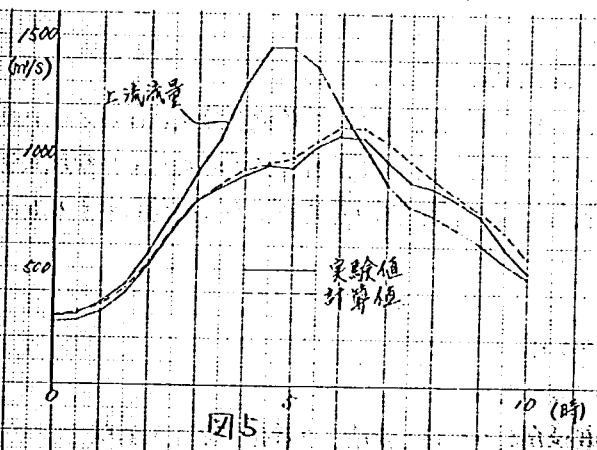
$${}_{n+1} u_j = {}_n u_j - \lambda ({}_n f_{j+1/2} - {}_n f_{j-1/2}) + \Delta t {}_n b_{j+1/2} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} {}_{n+1} A_j &= {}_n A_j - \frac{\Delta t}{\Delta x} ({}_n Q_{j+1/2} - {}_n Q_{j-1/2}) + \Delta t {}_n b_{j+1/2} \\ {}_{n+1} Q_j &= \frac{1}{1 + n_0^2 g \frac{{}_n u_j}{({}_n R_j)^{4/3}} \Delta t} \left\{ {}_n Q_j - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[{}_n \left(\frac{P}{A} \right)_{j+1/2} - {}_n \left(\frac{P}{A} \right)_{j-1/2} + \nu \right] + g {}_n A_j i \Delta t \right\} \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} {}_{n+1/2} q_j &= - {}_{n+1/2} \mu_j \sqrt{2g \Delta x} ({}_{n+1/2} h_j')^{3/2} \\ {}_{n+1/2} \mu_j &= a \frac{{}_{n+1/2} h_j'}{w_j} + b \end{aligned} \quad (7)$$

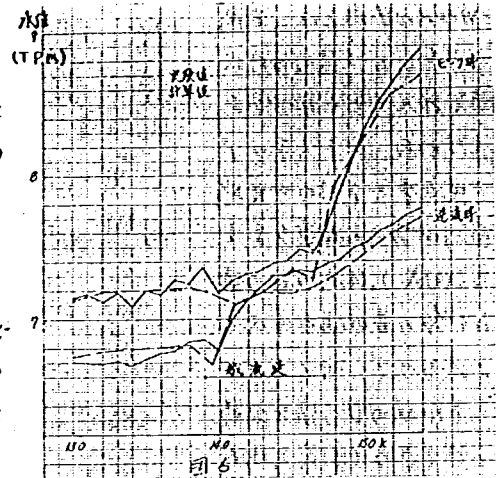
u: 平均流速 *i*: 河床勾配 *Q*: 流量
h: 水深 *n*: 粗度係数 *λ*: *Δt* / *Δx*
t: 時間 *R*: 径深 *ν*: 人工粘性
x: 距離 *A*: 断面積 *h'*: 越流水深
Δt: 時間間隔 *Δx*: 断面間距離 添字 *i, x*: *i, x* で偏微分
n: 時間ステップ *j*: 距離ステップ 分る

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{P}{A} \right)_b = gA \frac{\partial i}{\partial x}$$



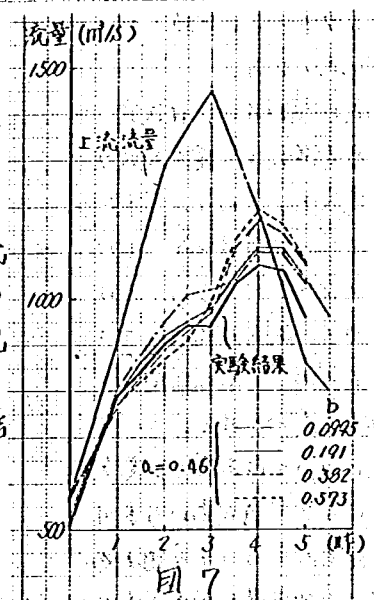
この結果11時間分の洪水計算に約15分を要することとなり、現在、計算時間短縮方法を検討中である。

図5、6は3の結果をもとに $a = 0.460$, $b = 0.191$ とし計算した結果と下流流実験結果とを比較したものである。下流流流量の計算値と実験値はよく一致しており、結果は良好といえよう。ピーク時の計算水位を見ると、下流部で交互に上昇、低下を繰返している(図6)。このように水位が振動する現象はTwo-Step, Lag-Rendroff法を用いた不定流計算結果によく見られるものであり、水位の平滑化手法の検討が今後の課題となっている。



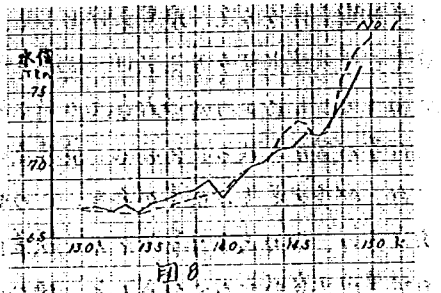
5. 流量係数の検証

不定流計算による流量係数の検証は、定数 a , b の値を適当に与え、その結果を実験結果と比較するという方法を行った。図7はその一例で、 $a = 0.460$ とし b の値を種々変えた場合の、下流(遊水地による調節後)の流量を比較したものである。然して上流流量ピーク後で実験結果との差が大きくなり、遊水地かきの逆流量の算定法に改善の余地があると考えられる。しかし全体を通じて見ると $b = 0.191$ とした場合が最も実験結果に近い。また図8は $a = 0.460$, $b = 0.191$ で上流流量を一定として計算した水面形を実験結果と比較した一例である。部分的には両者の差が20cm程度となるところもあるが、全体的には良い一致を示している。これらのことから3の結果がほぼ妥当なものであることが認められる。



6. あとがき

本文中で述べたように、不定流計算法にはいくつか改善の余地が残されている。不定流計算法の改良により横断流量における截流水深と流量計数の関係がさらに明確に出来るものと考えている。



参考文献

(1) 水理公式集

(2) 数値解析の応用と基礎、伊藤剛、マテネ出版

1. はじめに

河川の流量計画を策定する場合、一般に流出解析モデルを用いて計画洪水高水流量を算定することが多い。現在用いられている流出解析モデルには、1) 合理式、2) 貯留関数法、3) 特性曲線法等がある。このうち巨勢河川においては、降雨データ及び流量データがあれば容易にパラメータが決定できるため、貯留関数法がほとんどの流域に用いられている。

貯留関数法は、パラメータが容易に決定できる反面、このパラメータが流域特性との関連から必ずしも決定されないため、各流域でまちまちの値が用いられている。さらに中小河川等で流量データが限られていて、パラメータが決定できないところでは適用できないが、パラメータを経験的に決定せざるを得ない。また、合理式と貯留関数法、特性曲線法と貯留関数法との関連も明らかでないため、流域毎や上下流間で解析モデルが異なる場合、相互比較が難しいという問題点もある。

ここでは、貯留関数法のパラメータの統合化を行うことにより、その適用性を明らかにするとともに、貯留関数法と他の流域解析モデルとの関連を明らかにし、流出解析モデルの適用性を評価するものである。

2. 流出解析モデルの現状と問題点

合理式の基本式は、次式で表わされる。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} f_p \bar{F} A \quad (1)$$

ここで Q_p : ピーク流量 (m^3/sec)、 $\bar{F}$: 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/hr)、 A : 流域面積 (km^2)、 f_p : ピーク流出係数。

合理式は、中小河川等で観測データが少ない場合用いられるが、洪水到達時間やピーク流出係数の決定いかんで推定値が大きく異なる欠点がある。

貯留関数法の基本式は、次式で表わされる。

$$\begin{cases} S = K Q^P \\ \frac{dS}{dt} = I - Q \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 S : 貯留量 (m^3)、 Q : 流出量 (m^3/sec)、 I : 流入量 (m^3/sec)、 K 、 P : 定数。

貯留関数法は、前述したように、容易にパラメータが決定できることなどから、よく用いられているが、このパラメータは流域毎に大きくバラつく傾向にあり、さらに経験的にこの値を決定しているため、流域特性との関連が明確でない。

特性曲線法は、次式で表わされる。

$$\begin{cases} R = \alpha Q^P \\ \frac{dR}{dt} + \frac{Q}{Q_x} = I \end{cases} \quad (3)$$

ここで、 h ：雨水流の水深（ m ）， Q ：斜面単位偏流量（ $\frac{m^3}{sec}$ ）， I ：有効降雨強度（ $\frac{m}{sec}$ ）
 h, P ：変数。

特性関係法は、流域特性を表現し得るモデルであるため、都市化等による土地利用の変化による流出機構の変化に対し容易に対処できる特徴がある。その反面、流出を一樣な斜面における雨水の流出としているため、山地等の複雑な流出現象も表現しきれないことがある。

3. 流出解析モデルの適用性についての検討

今回検討に用いた資料は、全国流出試験地の主要洪水データであり、総数70洪水、流域面積1～50 Km^2 、観測所数14ヶ所、そのうち開発途上・市街化流域は5ヶ所である。直接流出高と水平分解法を用いて算定した結果、流出率は自然流域で0.1～0.7程度、開発途上・市街化流域で0.4～0.8程度と明らかに差異があった。

解析に当り、最適値を得るための評価基準には次式を用い、相対誤差 E_1 が0.0以下で、相対誤差 E_2 及びピーク誤差 E_p が小さくなるもののうちハイドログラフの再現性が高いものを最適値とした。

$$E_1 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_{ci} - Q_{oi}}{Q_{op}} \right)^2 \quad E_2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{|Q_{oi} - Q_{ci}|}{Q_{op}} \quad (5) \quad E_p = \frac{|Q_{op} - Q_{cp}|}{Q_{op}} \quad (6)$$

ここで、 Q_o ：△毎の観測流量、 Q_c ：△毎の計算流量、 Q_{op} ：観測ピーク流量、 Q_{cp} ：計算ピーク流量。

3. 1. 貯留関数の統合化

貯留関数法における (K, P) 値は、流域特性により定まる。このうち特に K は流域の土地利用状況や流域規模により大きく変化する傾向がある。また、 P によっても変化する。

ここでは自然流域を対象として、最適 (K, P) 値を求めた上で、流域特性との関連を検討した。最適 (K, P) 値と流域特性との重回帰分析の結果、 $K \sim (P, A)$ の相関が最も高く、相関式として次式を得た。（相関係数 0.957）（図-1）

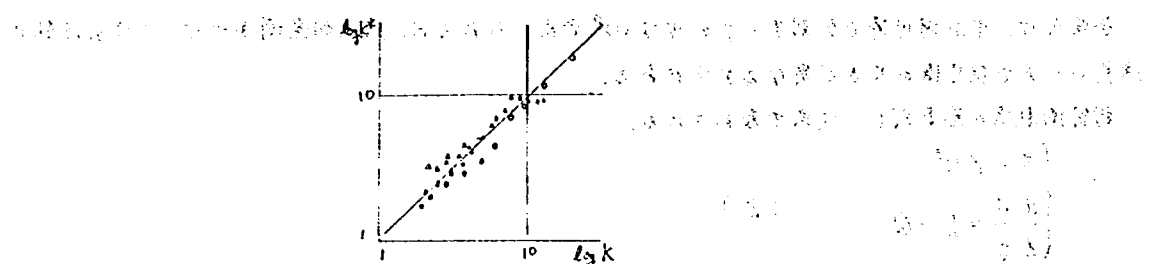


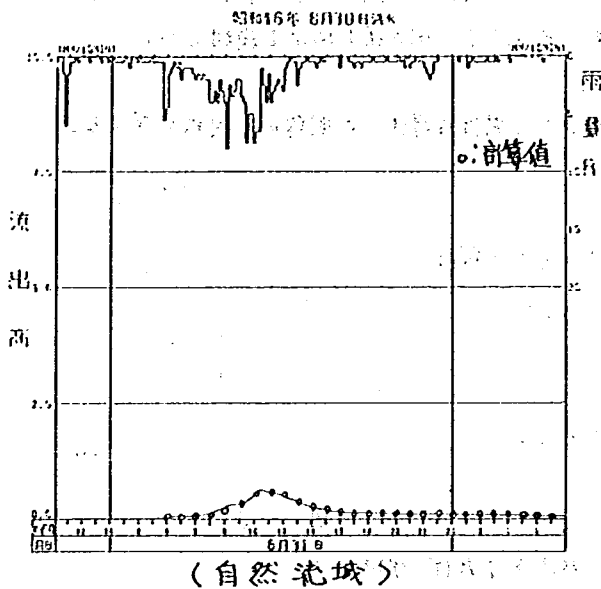
図-1 $K \sim (P, A)$ の相関関係

次に式(7)をもとに開発の影響について検討したところ自然流域に比べ開発途上・市街化流域では K は約1/5に減少することがわかった。よって、開発途上・市街化流域では

$$K^K = 0.42 P^{-1.3} A^{0.4P} \quad (8)$$

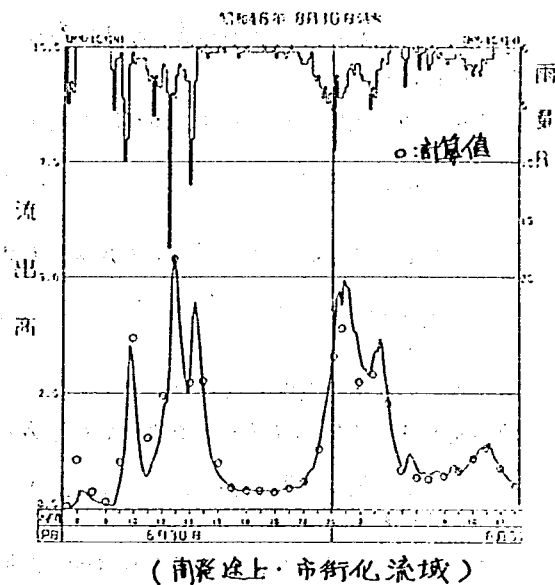
と表される。自然流域、開発途上・市街化流域それぞれについての洪水再現流量の一例を図-2、図-3に示す。両図とも良好な再現性を示しており、(7)、(8)式の推定式の適用性が確認できた。

図-2 山口川(山口)



(自然流域)

図-3 山口川(山口)



(開発途上・市街化流域)

3. 2. 特性曲線法に関する検討

特性曲線法において流れがManning 則に従うとすると、定数 n , p は

$$n = \left(\frac{N}{\sqrt{A}} \right)^p, \quad p = 0.6 \quad (9)$$

と表わされる。ここで N : 平均粗度、 A : 斜面勾配である。一般に N は、表-1のように表わされるが、この値は貯留関数法の (K, P) と同様に流域特性により大きく変化するため、留意する必要がある。

表-1

地	地	N (sec/m ^{1/3})
河川	河川	0.4 ~ 1.2
森林地、ブナ林、杉林	森林地、ブナ林、杉林	0.3 ~ 0.5
田舎の低い住宅地	田舎の低い住宅地	0.01 ~ 0.05
水田等	水田等	2 ~ 3

(4)~(6)式を用い、各治水について最適 N 値を求めた結果、 N の平均値は自然流域で0.3、開発途上・市街化流域で0.02となり、これは表-1と同様の結果であった。しかし、角屋らは、 N 値が流域規模に関連しており、 $N = 540 B^{-0.10}$ (B : 代表集水斜面長(m))であることを示している。ここでは、同様の関係を検討するため、Hackの法則($L = 1.4 A^{0.15 \sim 0.6}$, L : 河道長(km))を用いて、 $N \sim A$ の関係について整理すると、次式のようなになる。

$$N = 0.3 A^{-0.4} \quad (10)$$

図-4は $N \sim A$ の関係を図示したものであるが、かなりのバラツキがあるが、やはり一定の関係が見られる。同様に開発途上・市街化流域について図示したものが図-5であり、推定式は次式で表わされる。

$$N = 0.01 A^{-0.4} \quad (11)$$

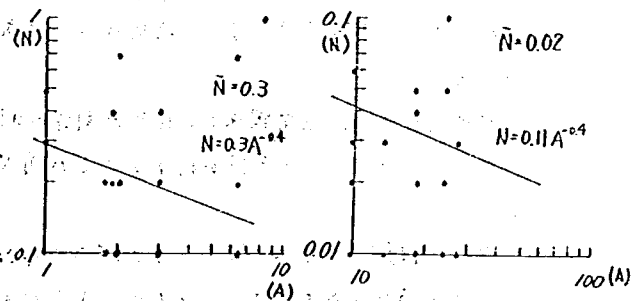


図-4

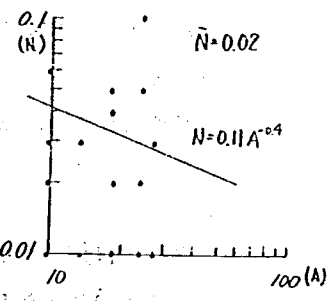


図-5

3. 流出解析モデルの相互関連についての検討

以上のように、各流出モデルのパラメータについて、流域特性との関係を求めた。つぎに比較的使用性が高いと考えられる野田粗度(N)に基づいて、流出モデル間の相互関連を検討した。

① 合理式について

合理式で特に問題となるのは、洪水到達時間であるが、特性曲線法との関係から次式が求まる。

$$t_p = \left(\frac{L}{m} r e^{1-p} \right)^{1/p} \quad (12)$$

さらに流れが Manning 則に従うとすれば、(9)式より(12)式は

$$t_p = L^{0.6} \cdot N^{0.6} i^{-0.9} r e^{-0.9} \quad (13)$$

と表わされる。

② 貯留関数法と特性曲線法について

特性曲線法と貯留関数法との関係は次式で表わされる。

$$K = \frac{m}{HP} \left(\frac{A}{2L} \right)^p \quad (14)$$

また、Hack の法則を用い、流れが Manning 則に従うとすれば、(9)式より

$$K = 3.74 N^{0.6} i^{0.9} A^{0.24-0.21} \quad (15)$$

と表わされる。

一方、貯留関数法において、 $p=0.6$ の場合の最適 K 値を求め、 $K \sim N$ の関係を図示したものが図-6である。(9)式に、対象洪水の平均の流域面積 $A = 11.0 \text{ km}^2$ 、平均勾配 $i = 0.016$ を代入すると田中の式となり、これはほぼ $K \sim N$ 関係の平均的な値となっており、推定した K 、 N 値はほぼ妥当と思われる。

以上のことから対象流域の流域規模が明らかであれば、 $K \sim N$ の変換は容易に行えることが明らかとなった。その模式図を図-7に示す。また、再現結果を図-8に示す。

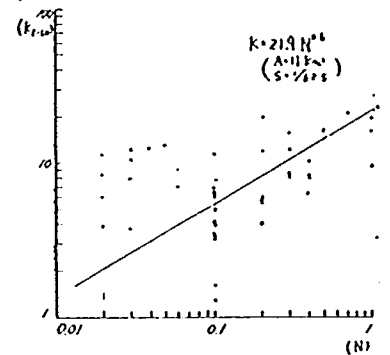


図-6

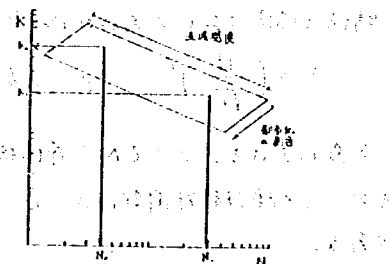


図-7

4. まとめ及び今後の課題

1) 貯留関数法におけるパラメータを比較的精度よく総合的に推定することが可能となり、推定式として式(10)、(11)を提案する。

2) 貯留関数法と特性曲線法との相互の関連が明らかとなり、容易にパラメータの変換が行えることが明らかとなった。

3) 今後の課題としては、①データのバラツキが多いため、データの精度の確認を行うとともに、さらにデータを付け加え、より精度良い推定式を導くこと、②合理式と他の流出モデルとの関連を明らかにすること、③各流出解析モデルの適用範囲とその再現性について把握することがあげられる。

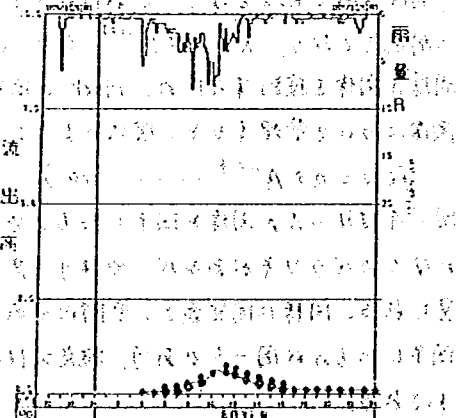


図-8

1. まえがき

洪水時のダム管理において任意時点の流域の貯留量および、そのうち直接流出としての短期的な流出量等が適確に推定できれば、ダムによる洪水調節をより確実かつ効果的なものにできると考えられる。このような、洪水時における流域内の水の状態とその動きを把握するにあたって、洪水流出モデルは重要な役割を果たすが、その適用にあたっては、精度と簡便さを兼ね備えた洪水流出モデルとその同定手法の検討が必要となる。本研究では、洪水流出モデルの未知パラメータを、時々刻々入手できる実測水文データのみから半ば機械的に逐次決定できるような方法論を開発し、これをダムによる洪水調節のうちの事前操作への適用を試みたものである。

2. 洪水流出モデルとその同定法

2.1 洪水流出モデル

ここで提案する洪水流出モデルは、降雨分離サブモデル、直接流出サブモデル、地下水流出サブモデルから構成されている。その構造式は次のとおりである。

① 降雨分離サブモデル

$$\begin{cases} r_1 = \left(1 - \frac{a_1}{1 + a_2 \cdot r_f}\right) \cdot r & \text{ただし、} r_1 \leq r \\ r_2 = r - r_1 \end{cases} \quad \text{----- (1)}$$

ここで、 r ；総雨量、 r_1 ；直接流出に寄与する降雨量、 r_2 ；地下水流出に寄与する降雨量（以上、mm/hr）、 r_f ；累加雨量（mm）、 a_1, a_2 ；定数である。

② 直接流出サブモデル

$$\frac{dS}{dt} = r_1 - q_1, \quad S = \frac{1}{m} q_1^p \quad \text{----- (3)}$$

$$\text{すなわち、} \dot{q}_1 = \frac{m}{p} (q_1^{1-p} \cdot r_1 - q_1^{2-p}) \quad \text{----- (4)}$$

S ；流域表面貯留量（mm）、 q_1 ；直接流出量（mm/hr）、 m, p ；定数

③ 地下水流出サブモデル

$$\dot{q}_2 = \phi (r_2 - q_2) \quad \text{----- (5)}$$

q_2 ；地下水流出量（mm/hr）、 ϕ ；定数

また、ダム流入量 $Q_i(t)$ 、（mm/hr）は次のとおりとする。なお、 t_d は滞り時間（hr）である。

$$Q_i(t) = q_1(t-t_d) + q_2(t-t_d) \quad \text{----- (6)}$$

2.2 モデルの同定手法

本研究では、準線形化手法と非線形最適化手法を組み合わせた方法を用いて、洪水流出モデルを構成するパラメータの自動的な決定を試みた。図-1に、そのモデル同定手法の手順を示した。すなわ

本手法は、まず、連立常微分方程式系として表現されたモデルに初期近似解を与える。その近似解のもとで準線形化手法により線形近似をした上で数値積分を行い、同定期間における流出量の実測値と計算値との χ^2 誤差が最小となるように未知パラメータ群($q_1(0)$, $q_2(0)$, a_1 , a_2 , m , ϕ)の新たな近似解を、非線形最適化手法により求める。以上のプロセスを繰り返すことにより、最適なパラメータを自動的に決定しようとするものである。ここでは、線形微分方程式系の数値積分において、ハミングの予測子・修正子法を、また、同定誤差関数を最小とするパラメータを決定する非線形最適化手法としては、コンプレックス法を用いている。なお、遅滞時間 t_d については、いくつかの値を仮定した上でモデル同定を行い、 χ^2 誤差を最小とするような t_d を、その洪水における t_d として求めることにする。

3. ダム操作への適用

ダムによる洪水調節は、事前操作→洪水調節操作→(異常洪水操作)→事後操作という一連のプロセスによって遂行される。このうち事前操作は、効果的な洪水調節を遂行するため、放流量を洪水調節開始流量までなめらかに増加させ、洪水調節操作への円滑な移行を可能にするための重要なプロセスである。そのとき放流開始時期および放流量の適切な決定が重要な課題となる。このような事前操作を確実にを行うための一方法として、流域に現在時点まで降った雨のうち洪水として短期的に流出してくる量(表面貯留量)を時々刻々推定し、それに基づいて放流量を逐次決定する方法について検討を行った。ここでは、次のような事前放流量の決定方法を考えることにする。すなわち

$$Q_{op}(t) = \min(Q_{o1}, Q_{o2}, Q_{o3}, Q_{o4}) \quad (7)$$

$Q_{op}(t)$: ある時刻 t における事前放流量, Q_{o1} : 流域の表面貯留量から決まる放流量, Q_{o2} : 貯水位すなわち貯水池貯留量 $V(t)$ から決まる放流量, Q_{o3} : ダム下流の水位上昇速度の制約を考慮した最大限可能な放流量増加率から決まる放流量, Q_{o4} : 流入量に等しい放流量

なお、流域の表面貯留量から決まる放流量 Q_{o1} の具体的な計算式は次のとおりである。

$$Q_{o1} = \max \left\{ Q_i(t) \times \frac{S(t) - (V_s - V(t))}{S(t)}, Q_{op}(t - \Delta t) \right\} \quad (8)$$

ここで、 $S(t)$ は、時刻 t における流域の表面貯留量であり、近い将来ほぼ確実に貯水池に流入するものと期待できると考えられる。 $V(t)$, V_s は、それぞれ貯水池貯留量、および制限水位に達した貯留量であり、 $(V_s - V(t))$ は利水容量の空容量を示している。 Δt (10分)は洪水調節における放流量決定の時間間隔である(ただし、表面貯留

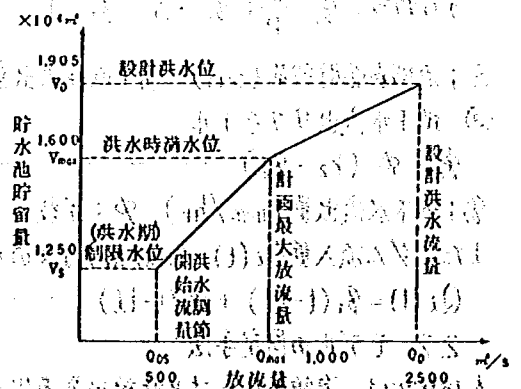


図1 モデル同定手法のフローチャート

量は1時間毎に当該時刻までの降雨流出量データを用いて洪水流出モデルの逐次同定を行い、その結果から式(3)によって推定するものとする。

洪水調節操作および異常洪水時の操作における放流方式として、本研究では、現在貯水位 $H(t)$ に対応して放流量 $Q_o(t)$ を決定する水位放流方式を用いた。図-2には、本研究で用いた貯水池野留量と放流量の関係を示した。

4. モデル・ダムにおけるケース・スタディ

4.1 洪水流出計算結果

2.1で提示した洪水流出モデルの実流域および洪水調節への適用を試みた。対象流域として、丁川流域(流域面積約250km²)を取り上げた。対象洪水は表-1に示す5洪水である。表-2は、表-1の各洪水についてモデル同定を行った結果の一覧であり、図-3は、ケースNo.5における洪水流出ハイドログラフである。表-2より、同定を試みた5ケースのうち、No.1を除いては各ケースとも10回前後の繰り返しにより、モデル・パラメータの収束値が得られている。また、計算時間については、モデル・パラメータ探索1回あたり、たかだか2秒程度(計算時間はHITAC M-180によるものである。)であるため本同定手法の収束性ならびに実用性も極めて高いものであると考えられる。絶対誤差、相対誤差は、大部分のケースで0.4 mm/hr, 10%以下であり、相関係数も極めて高い。さらに、図-3に示すハイドログラフの再現性もかなり良好であり、本洪水流出モデルは精度面からみても十分実用に耐えうるものと考えられる。

以上より、本モデル同定手法を用いた場合、任意の時刻においてモデル・パラメータ値を機械的に同定することが可能であり、流入量の構成要素(表面流出、地下水流出)の推定も容易に行うことができるといえよう。また、実流域での解析結果から、本モデル同定手法が実用上十分な妥当性・有用性をもっていると判断され、本モデルの同定結果を洪水調節の事前操作における基本情報として用いることが可能であると思われる。

4.2 ダム操作への適用

(ここでは、3.で提案した流域野留を考慮した事前放流方式のダム操作への適用を行い、その妥当性の検討を行った。対象洪水としては、4.1で示した解析データの中で、ケースNo.5の洪水データを用いた。計算は、流域表面野留量の有無の考慮および、貯水池の初期水位を変えた12ケースについて行

表-1 解析データの一覧

No.	月	日	時刻	降雨量 (mm)	流出量 (mm)	貯水量 (mm)	野留量 (mm)
1	5	29	9:28	151.2	22.5	30	99.7
2	6	5	27	125.3	11.1	34	375
3	7	18	13	154.9	15.2	35	502
4	7	22	13	132.7	10.5	35	520
5	8	7	3	319.0	35.0	51	1325

表-2 同定結果の一覧

No.	収束回数	計算時間 (hr)	絶対誤差 (mm/hr)	相対誤差 (%)	相関係数
1	35	20	0.398	0.126	0.985
2	42	11	0.153	0.076	0.988
3	39	9	0.245	0.076	0.980
4	31	7	0.325	0.082	0.964
5	22	6	0.333	0.125	0.986

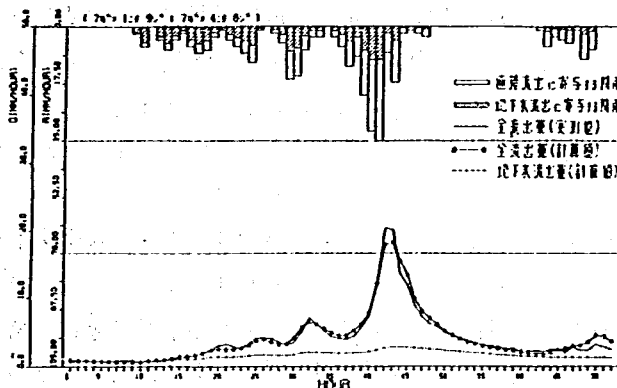


図 3. 洪水報告ハイドログラフ(ケースNo.5)

った。なお、流域貯留を考慮しないケースでは放流開始流量を50(m/s)とし、流域貯留を考慮するケースでは放流開始時期の制約は設けないものとした。図-4は計算結果を調節率および最大容量(最高水位)の観点から取りまとめたものである。図-5は洪水調節計算によるハイドログラフの一例である。これらの結果から次のことがわかる。

- ① 事前操作において、流域貯留を考慮しないケースでは、初期水位により調節率、最大容量に変化がみられる。すなわち、初期水位が低い位置にあるケースでは、調節率が高くなるものの最高水位が制限水位まで達していない場合が生じている。この原因としては種々の要因が考えられるが、その1つとして本計算ケースにおいては、放流開始流量が50(m/s)と小さく早めに事前操作に入ることにもよるものと思われる。
- ② 流域貯留を考慮したケースでは、初期水位がどのような位置にあっても、調節率、最高水位に大きな変化はみられない。多目的ダムにおいては効果的な洪水調節を行うだけでなく、一方では利水容量を確保することも要求されるが、流域貯留を考慮することによって、これらの目的をある程度達成できることがわかる。
- ③ 図-6に事前操作時における放流量の決定状況を示した。図-6より、流域貯留を考慮するケースでは、放流開始の初期段階において、ほとんど事前放流量は流域の表面貯留によって決定される傾向がみられる。すなわち、流域貯留量は放流時期決定のための有効な情報であると理解できる。以上のことから、流域貯留を考慮した事前放流方式は、利水容量の回復を保障しつつ、かつ洪水への対応をより安全かつ確実なものにすることが期待される。

5. あとがき

洪水流出モデルの自動同定により、流域貯留量を逐次的に推定し、それを洪水調節操作の一環である事前操作へと反映させた。これらの方法における有用性は、モデル・ダムによるケース・スタディによってある程度立証されたと考えられる。ここで取り扱った洪水調節方式は水位放流方式であるが、他の方式による検討も行っている。今後は、モデル・ダムならびに対象洪水をふやし本方法論の妥当性を検討していく方針である。

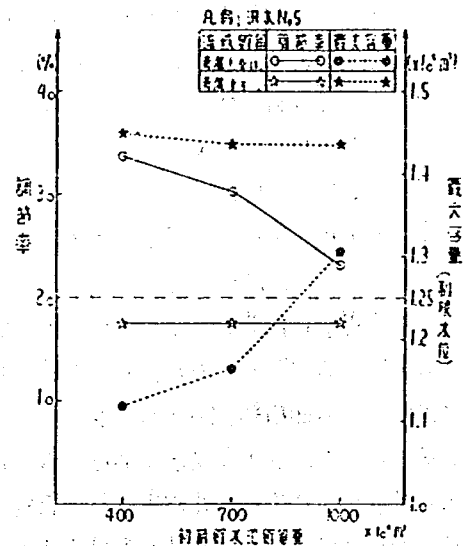


図-4 調節率・最大容量による比較

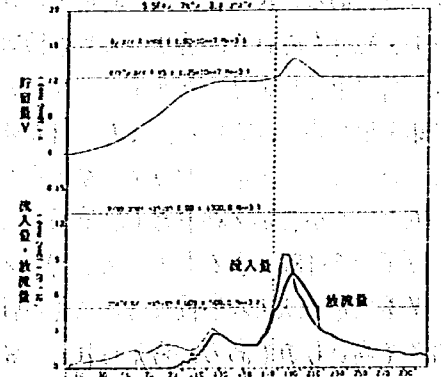


図-5 洪水調節計算結果の一例 (流域貯留を考慮する初期水位 $400 \times 10^6 \text{ m}^3$)

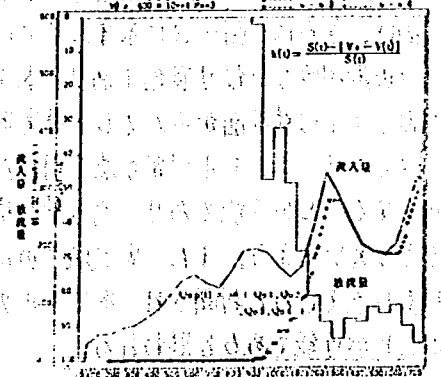


図-6 事前放流量の変化状況 (流域貯留を考慮する初期水位 $400 \times 10^6 \text{ m}^3$)

耐流動・耐摩耗舗装用ゴム入りアスファルトの開発に関する研究

化学研究所 青田 剛

1. まえがき

我が国における経済の著しい発展は、車両の大型化および交通量の増加をもたらし、道路は苛酷な条件で使用されている。このような使用条件のもとでアスファルト舗装は、温暖な地域で夏期の流動、積雪寒冷地で冬期のスパイクタイヤおよびタイヤチェーン使用による舗装表面の摩耗が問題となっている。

これらの防止対策の1つとして、アスファルトにゴムや熱可塑性樹脂などを添加した改質アスファルトが用いられている。改質アスファルトの使用性状は、適切な使用条件のもとでは一定の成果が得られているものの特に最近の重交通道路では必ずしも十分とはいえず、さらに高品質のアスファルト材料の開発が望まれている。

表-1 新規バインダーの供用性の目標

1) 耐流動性・耐ひびわれ性 (累積大車交通量1,000万台通過時)

項目	性状	試験所	現況	目標水準	備考
耐流動性	ひびわれ(mm)	交通点部	2.0①	1.0以下	現在のストレーテッドアスファルト舗装のひびわれは、概ね5mm程度である。
		車路部	1.2①	0.5以下	
耐ひびわれ性	ひびわれ率(%)	—	1.7①	0.5以下	

注) ①道路1951-1
②第29回建設省技術研究会報告

2) 耐摩耗性 (累積大車交通量100万台通過時)

項目	性状	試験所	現況	目標水準	備考
耐摩耗性	摩耗量(cc)	—	15①	1.2以下	現在のストレーテッドアスファルト舗装の摩耗量は、概ね15cc程度である。

注) ①道路1950-8 (供用年数3年7ヵ月、スパイクタイヤ率95%、S53年2月全北海道平均)

2. 研究目的

現在、舗装に用いられている改質アスファルトの品質性状を明らかにするとともに、さらにより耐流動・耐摩耗に優れたバインダーの開発を行うことを目的として研究を実施したものである。

新規バインダーの開発目標は、供用性とバインダーの物性の面から目標値を表-1と表-2に示すように設定した。

表-2 新規バインダーの物性目標

項目	単位	新規バインダー (ブレンドタイプ)		従来の代表的な (ブレンドタイプ)		改質ゴムアスの標準 (ブレンドタイプ)		本改質アスベスト (ブレンドタイプ)	
		目標値	備考	ブレンド	割合	60~80	80~100	I型	II型
針入度(25℃100g/5秒)		50~100		65	65	60~80	80~100	60~100	60~100
軟化点(R&B)℃		57以上	(P1+0.5 →+2.2)	50.5	57.0	45.0~ 50.0	45.0~ 54.0	55~65	60~75
伸び(7℃)cm		50以上		65	100以上 (25℃)	20以上	50以上	50以上	10以上
高粘度の針入度比%		110以下		102	—	110以下	110以下	—	—
高粘度の針入度変化率%		65以上	180℃ 2.5h	75.2	87.2	55以上	55以上	65以上 (180℃2.5h)	65以上 (180℃2.5h)
フローゼット化点℃		-12以下		—	-18	—	—	-12以下	-12以下
テンネス(25℃)kg/cm		100以上		91	138	60以上	50以上	120以上	30以上
テンネス(25℃)kg/cm		50以上		56	87	30以上	25以上	100以上	10以上
粘弾性	60℃ Phas	6000以上		4810	5750			4000以上	15000以上
	200℃ cat	300以下		71	120			200以下 (25℃)	200以下 (25℃)

3. 試験方法

耐流動・耐摩耗に優れたバインダーを開発するにあたり、まず始めに原料アスファルトの選定試験を行い、次に新規バインダーの試作および物性試験を行った。

3.1 原料アスファルトの選定試験

原料アスファルトの選定試験とは、新規バインダーの試作に用いる原料アスファルトを選定する試験のことで、一般物性試験と化学的性状試験を行った。

1) 一般物性試験

一般物性試験結果を表-5
に、組成分析結果を表-6に、
分子量分布測定結果を表-7
に示した。

一般物性試験の結果から伸
度(7℃)をみると、Aの40
~60が他と異なり、ゴム入り

表-6 原料アスファルトの組成分析結果

針入度 ノルマ	成分 ノルマ	40 ~ 60				60 ~ 80				80 ~ 100			
		アスファ ルテン	飽和	芳香	レジン	アスファ ルテン	飽和	芳香	レジン	アスファ ルテン	飽和	芳香	レジン
A		7.1	12.3	58.1	22.5	7.7	14.8	55.9	21.6	7.2	15.6	55.6	21.6
B		15.8	16.2	47.2	20.8	17.1	15.1	48.1	19.7	11.5	17.1	49.2	22.2
C		14.6	21.9	41.1	22.4	16.0	18.7	43.8	21.5	14.8	20.0	45.1	20.1
D		14.4	17.7	46.3	21.6	13.8	19.5	45.4	21.3	14.7	22.7	43.6	19.0
E						14.8	18.2	47.3	19.7	12.0	19.5	47.8	20.7

アスファルトの改質効果が認められない。また、蒸発後の針入
度比をみると、BとCの40~60と60~80の4試料が、アスファ
ルト舗装要綱規格の110%以下を超える値となっている。これ
は、原料アスファルトのメーカーにより、ゴムの相溶性が相違
していることを示している。また、組成分析結果をみると、
Aの40~60、60~80、80~100のアスファルテン量が他のメーカ
ーの $\frac{1}{2}$ 以下とされており製造方法の違いが明らかである。以上
のことより、新規バインダーの試作に用いる原料アスファルト
として、Dの40~60、60~80、80~100、Eの60~80の4試料が
あげられるが、①ゴムを添加することによって針入度変化の少
ないもの、②タフネス・テナシティが大きいこと、③全国的に
入手が容易でかつ均一な製品が多量に供給できること、の3点

表-7 原料アスファルトの分子量測定結果

試料	高沸点 平均分子 量 M_w	数平均 分子 M_n	分子量 分散度 PDI	アスファ ルテン量 (%)
A-I (40~60)	1040	465	2.23	7.1
A-II (60~80)	1083	474	2.28	7.7
A-III (80~100)	1036	458	2.26	7.2
B-I (40~60)	1544	606	2.55	15.8
B-II (60~80)	1521	554	2.75	17.1
B-III (80~100)	1303	474	2.75	11.5
C-I (40~60)	1335	480	2.78	14.6
C-II (60~80)	1441	551	2.62	16.0
C-III (80~100)	1392	520	2.68	14.8
D-I (40~60)	1259	501	2.51	14.4
D-II (60~80)	1326	554	2.39	13.8
D-III (80~100)	1311	516	2.54	14.7
E-II (60~80)	1317	540	2.44	14.8
E-III (80~100)	1287	534	2.41	12.0

表-8 新規バインダーの一般物性試験結果

ア ス フ ア ル ト	バ イ ン ダ ー	ア ス フ ア ル ト の 針 入 度	伸 度 (7℃)	伸 度 (25℃)	伸 度 (50℃)	伸 度 (75℃)	伸 度 (100℃)	伸 度 (125℃)	伸 度 (150℃)	伸 度 (175℃)	伸 度 (200℃)	伸 度 (225℃)	伸 度 (250℃)	伸 度 (275℃)	伸 度 (300℃)	伸 度 (325℃)	伸 度 (350℃)	伸 度 (375℃)	伸 度 (400℃)	伸 度 (425℃)	伸 度 (450℃)	伸 度 (475℃)	伸 度 (500℃)	伸 度 (525℃)	伸 度 (550℃)	伸 度 (575℃)	伸 度 (600℃)	伸 度 (625℃)	伸 度 (650℃)	伸 度 (675℃)	伸 度 (700℃)	伸 度 (725℃)	伸 度 (750℃)	伸 度 (775℃)	伸 度 (800℃)	伸 度 (825℃)	伸 度 (850℃)	伸 度 (875℃)	伸 度 (900℃)	伸 度 (925℃)	伸 度 (950℃)	伸 度 (975℃)	伸 度 (1000℃)	伸 度 (1025℃)	伸 度 (1050℃)	伸 度 (1075℃)	伸 度 (1100℃)	伸 度 (1125℃)	伸 度 (1150℃)	伸 度 (1175℃)	伸 度 (1200℃)	伸 度 (1225℃)	伸 度 (1250℃)	伸 度 (1275℃)	伸 度 (1300℃)	伸 度 (1325℃)	伸 度 (1350℃)	伸 度 (1375℃)	伸 度 (1400℃)	伸 度 (1425℃)	伸 度 (1450℃)	伸 度 (1475℃)	伸 度 (1500℃)	伸 度 (1525℃)	伸 度 (1550℃)	伸 度 (1575℃)	伸 度 (1600℃)	伸 度 (1625℃)	伸 度 (1650℃)	伸 度 (1675℃)	伸 度 (1700℃)	伸 度 (1725℃)	伸 度 (1750℃)	伸 度 (1775℃)	伸 度 (1800℃)	伸 度 (1825℃)	伸 度 (1850℃)	伸 度 (1875℃)	伸 度 (1900℃)	伸 度 (1925℃)	伸 度 (1950℃)	伸 度 (1975℃)	伸 度 (2000℃)	伸 度 (2025℃)	伸 度 (2050℃)	伸 度 (2075℃)	伸 度 (2100℃)	伸 度 (2125℃)	伸 度 (2150℃)	伸 度 (2175℃)	伸 度 (2200℃)	伸 度 (2225℃)	伸 度 (2250℃)	伸 度 (2275℃)	伸 度 (2300℃)	伸 度 (2325℃)	伸 度 (2350℃)	伸 度 (2375℃)	伸 度 (2400℃)	伸 度 (2425℃)	伸 度 (2450℃)	伸 度 (2475℃)	伸 度 (2500℃)	伸 度 (2525℃)	伸 度 (2550℃)	伸 度 (2575℃)	伸 度 (2600℃)	伸 度 (2625℃)	伸 度 (2650℃)	伸 度 (2675℃)	伸 度 (2700℃)	伸 度 (2725℃)	伸 度 (2750℃)	伸 度 (2775℃)	伸 度 (2800℃)	伸 度 (2825℃)	伸 度 (2850℃)	伸 度 (2875℃)	伸 度 (2900℃)	伸 度 (2925℃)	伸 度 (2950℃)	伸 度 (2975℃)	伸 度 (3000℃)	伸 度 (3025℃)	伸 度 (3050℃)	伸 度 (3075℃)	伸 度 (3100℃)	伸 度 (3125℃)	伸 度 (3150℃)	伸 度 (3175℃)	伸 度 (3200℃)	伸 度 (3225℃)	伸 度 (3250℃)	伸 度 (3275℃)	伸 度 (3300℃)	伸 度 (3325℃)	伸 度 (3350℃)	伸 度 (3375℃)	伸 度 (3400℃)	伸 度 (3425℃)	伸 度 (3450℃)	伸 度 (3475℃)	伸 度 (3500℃)	伸 度 (3525℃)	伸 度 (3550℃)	伸 度 (3575℃)	伸 度 (3600℃)	伸 度 (3625℃)	伸 度 (3650℃)	伸 度 (3675℃)	伸 度 (3700℃)	伸 度 (3725℃)	伸 度 (3750℃)	伸 度 (3775℃)	伸 度 (3800℃)	伸 度 (3825℃)	伸 度 (3850℃)	伸 度 (3875℃)	伸 度 (3900℃)	伸 度 (3925℃)	伸 度 (3950℃)	伸 度 (3975℃)	伸 度 (4000℃)	伸 度 (4025℃)	伸 度 (4050℃)	伸 度 (4075℃)	伸 度 (4100℃)	伸 度 (4125℃)	伸 度 (4150℃)	伸 度 (4175℃)	伸 度 (4200℃)	伸 度 (4225℃)	伸 度 (4250℃)	伸 度 (4275℃)	伸 度 (4300℃)	伸 度 (4325℃)	伸 度 (4350℃)	伸 度 (4375℃)	伸 度 (4400℃)	伸 度 (4425℃)	伸 度 (4450℃)	伸 度 (4475℃)	伸 度 (4500℃)	伸 度 (4525℃)	伸 度 (4550℃)	伸 度 (4575℃)	伸 度 (4600℃)	伸 度 (4625℃)	伸 度 (4650℃)	伸 度 (4675℃)	伸 度 (4700℃)	伸 度 (4725℃)	伸 度 (4750℃)	伸 度 (4775℃)	伸 度 (4800℃)	伸 度 (4825℃)	伸 度 (4850℃)	伸 度 (4875℃)	伸 度 (4900℃)	伸 度 (4925℃)	伸 度 (4950℃)	伸 度 (4975℃)	伸 度 (5000℃)	伸 度 (5025℃)	伸 度 (5050℃)	伸 度 (5075℃)	伸 度 (5100℃)	伸 度 (5125℃)	伸 度 (5150℃)	伸 度 (5175℃)	伸 度 (5200℃)	伸 度 (5225℃)	伸 度 (5250℃)	伸 度 (5275℃)	伸 度 (5300℃)	伸 度 (5325℃)	伸 度 (5350℃)	伸 度 (5375℃)	伸 度 (5400℃)	伸 度 (5425℃)	伸 度 (5450℃)	伸 度 (5475℃)	伸 度 (5500℃)	伸 度 (5525℃)	伸 度 (5550℃)	伸 度 (5575℃)	伸 度 (5600℃)	伸 度 (5625℃)	伸 度 (5650℃)	伸 度 (5675℃)	伸 度 (5700℃)	伸 度 (5725℃)	伸 度 (5750℃)	伸 度 (5775℃)	伸 度 (5800℃)	伸 度 (5825℃)	伸 度 (5850℃)	伸 度 (5875℃)	伸 度 (5900℃)	伸 度 (5925℃)	伸 度 (5950℃)	伸 度 (5975℃)	伸 度 (6000℃)	伸 度 (6025℃)	伸 度 (6050℃)	伸 度 (6075℃)	伸 度 (6100℃)	伸 度 (6125℃)	伸 度 (6150℃)	伸 度 (6175℃)	伸 度 (6200℃)	伸 度 (6225℃)	伸 度 (6250℃)	伸 度 (6275℃)	伸 度 (6300℃)	伸 度 (6325℃)	伸 度 (6350℃)	伸 度 (6375℃)	伸 度 (6400℃)	伸 度 (6425℃)	伸 度 (6450℃)	伸 度 (6475℃)	伸 度 (6500℃)	伸 度 (6525℃)	伸 度 (6550℃)	伸 度 (6575℃)	伸 度 (6600℃)	伸 度 (6625℃)	伸 度 (6650℃)	伸 度 (6675℃)	伸 度 (6700℃)	伸 度 (6725℃)	伸 度 (6750℃)	伸 度 (6775℃)	伸 度 (6800℃)	伸 度 (6825℃)	伸 度 (6850℃)	伸 度 (6875℃)	伸 度 (6900℃)	伸 度 (6925℃)	伸 度 (6950℃)	伸 度 (6975℃)	伸 度 (7000℃)	伸 度 (7025℃)	伸 度 (7050℃)	伸 度 (7075℃)	伸 度 (7100℃)	伸 度 (7125℃)	伸 度 (7150℃)	伸 度 (7175℃)	伸 度 (7200℃)	伸 度 (7225℃)	伸 度 (7250℃)	伸 度 (7275℃)	伸 度 (7300℃)	伸 度 (7325℃)	伸 度 (7350℃)	伸 度 (7375℃)	伸 度 (7400℃)	伸 度 (7425℃)	伸 度 (7450℃)	伸 度 (7475℃)	伸 度 (7500℃)	伸 度 (7525℃)	伸 度 (7550℃)	伸 度 (7575℃)	伸 度 (7600℃)	伸 度 (7625℃)	伸 度 (7650℃)	伸 度 (7675℃)	伸 度 (7700℃)	伸 度 (7725℃)	伸 度 (7750℃)	伸 度 (7775℃)	伸 度 (7800℃)	伸 度 (7825℃)	伸 度 (7850℃)	伸 度 (7875℃)	伸 度 (7900℃)	伸 度 (7925℃)	伸 度 (7950℃)	伸 度 (7975℃)	伸 度 (8000℃)	伸 度 (8025℃)	伸 度 (8050℃)	伸 度 (8075℃)	伸 度 (8100℃)	伸 度 (8125℃)	伸 度 (8150℃)	伸 度 (8175℃)	伸 度 (8200℃)	伸 度 (8225℃)	伸 度 (8250℃)	伸 度 (8275℃)	伸 度 (8300℃)	伸 度 (8325℃)	伸 度 (8350℃)	伸 度 (8375℃)	伸 度 (8400℃)	伸 度 (8425℃)	伸 度 (8450℃)	伸 度 (8475℃)	伸 度 (8500℃)	伸 度 (8525℃)	伸 度 (8550℃)	伸 度 (8575℃)	伸 度 (8600℃)	伸 度 (8625℃)	伸 度 (8650℃)	伸 度 (8675℃)	伸 度 (8700℃)	伸 度 (8725℃)	伸 度 (8750℃)	伸 度 (8775℃)	伸 度 (8800℃)	伸 度 (8825℃)	伸 度 (8850℃)	伸 度 (8875℃)	伸 度 (8900℃)	伸 度 (8925℃)	伸 度 (8950℃)	伸 度 (8975℃)	伸 度 (9000℃)	伸 度 (9025℃)	伸 度 (9050℃)	伸 度 (9075℃)	伸 度 (9100℃)	伸 度 (9125℃)	伸 度 (9150℃)	伸 度 (9175℃)	伸 度 (9200℃)	伸 度 (9225℃)	伸 度 (9250℃)	伸 度 (9275℃)	伸 度 (9300℃)	伸 度 (9325℃)	伸 度 (9350℃)	伸 度 (9375℃)	伸 度 (9400℃)	伸 度 (9425℃)	伸 度 (9450℃)	伸 度 (9475℃)	伸 度 (9500℃)	伸 度 (9525℃)	伸 度 (9550℃)	伸 度 (9575℃)	伸 度 (9600℃)	伸 度 (9625℃)	伸 度 (9650℃)	伸 度 (9675℃)	伸 度 (9700℃)	伸 度 (9725℃)	伸 度 (9750℃)	伸 度 (9775℃)	伸 度 (9800℃)	伸 度 (9825℃)	伸 度 (9850℃)	伸 度 (9875℃)	伸 度 (9900℃)	伸 度 (9925℃)	伸 度 (9950℃)	伸 度 (9975℃)	伸 度 (10000℃)	伸 度 (10025℃)	伸 度 (10050℃)	伸 度 (10075℃)	伸 度 (10100℃)	伸 度 (10125℃)	伸 度 (10150℃)	伸 度 (10175℃)	伸 度 (10200℃)	伸 度 (10225℃)	伸 度 (10250℃)	伸 度 (10275℃)	伸 度 (10300℃)	伸 度 (10325℃)	伸 度 (10350℃)	伸 度 (10375℃)	伸 度 (10400℃)	伸 度 (10425℃)	伸 度 (10450℃)	伸 度 (10475℃)	伸 度 (10500℃)	伸 度 (10525℃)	伸 度 (10550℃)	伸 度 (10575℃)	伸 度 (10600℃)	伸 度 (10625℃)	伸 度 (10650℃)	伸 度 (10675℃)	伸 度 (10700℃)	伸 度 (10725℃)	伸 度 (10750℃)	伸 度 (10775℃)	伸 度 (10800℃)	伸 度 (10825℃)	伸 度 (10850℃)	伸 度 (10875℃)	伸 度 (10900℃)	伸 度 (10925℃)	伸 度 (10950℃)	伸 度 (10975℃)	伸 度 (11000℃)	伸 度 (11025℃)	伸 度 (11050℃)	伸 度 (11075℃)	伸 度 (11100℃)	伸 度 (11125℃)	伸 度 (11150℃)	伸 度 (11175℃)	伸 度 (11200℃)	伸 度 (11225℃)	伸 度 (11250℃)	伸 度 (11275℃)	伸 度 (11300℃)	伸 度 (11325℃)	伸 度 (11350℃)	伸 度 (11375℃)	伸 度 (11400℃)	伸 度 (11425℃)	伸 度 (11450℃)	伸 度 (11475℃)	伸 度 (11500℃)	伸 度 (11525℃)	伸 度 (11550℃)	伸 度 (11575℃)	伸 度 (11600℃)	伸 度 (11625℃)	伸 度 (11650℃)	伸 度 (11675℃)	伸 度 (11700℃)	伸 度 (11725℃)	伸 度 (11750℃)	伸 度 (11775℃)	伸 度 (11800℃)	伸 度 (11825℃)	伸 度 (11850℃)	伸 度 (11875℃)	伸 度 (11900℃)	伸 度 (11925℃)	伸 度 (11950℃)	伸 度 (11975℃)	伸 度 (12000℃)	伸 度 (12025℃)	伸 度 (12050℃)	伸 度 (12075℃)	伸 度 (12100℃)	伸 度 (12125℃)	伸 度 (12150℃)	伸 度 (12175℃)	伸 度 (12200℃)	伸 度 (12225℃)	伸 度 (12250℃)	伸 度 (12275℃)	伸 度 (12300℃)	伸 度 (12325℃)	伸 度 (12350℃)	伸 度 (12375℃)	伸 度 (12400℃)	伸 度 (12425℃)	伸 度 (12450℃)	伸 度 (12475℃)	伸 度 (12500℃)	伸 度 (12525℃)	伸 度 (12550℃)	伸 度 (12575℃)	伸 度 (12600℃)	伸 度 (12625℃)	伸 度 (12650℃)	伸 度 (12675℃)	伸 度 (12700℃)	伸 度 (12725℃)	伸 度 (12750℃)	伸 度 (12775℃)	伸 度 (12800℃)	伸 度 (12825℃)	伸 度 (12850℃)	伸 度 (12875℃)	伸 度 (12900℃)	伸 度 (12925℃)	伸 度 (12950℃)	伸 度 (12975℃)	伸 度 (13000℃)	伸 度 (13025℃)	伸 度 (13050℃)	伸 度 (13075℃)	伸 度 (13100℃)	伸 度 (13125℃)	伸 度 (13150℃)	伸 度 (13175℃)	伸 度 (13200℃)	伸 度 (13225℃)	伸 度 (13250℃)	伸 度 (13275℃)	伸 度 (13300℃)	伸 度 (13325℃)	伸 度 (13350℃)	伸 度 (13375℃)	伸 度 (13400℃)	伸 度 (13425℃)	伸 度 (13450℃)	伸 度 (13475℃)	伸 度 (13500℃)	伸 度 (13525℃)	伸 度 (13550℃)	伸 度 (13575℃)	伸 度 (13600℃)	伸 度 (13625℃)	伸 度 (13650℃)	伸 度 (13675℃)	伸 度 (13700℃)	伸 度 (13725℃)	伸 度 (13750℃)	伸 度 (13775℃)	伸 度 (13800℃)	伸 度 (13825℃)	伸 度 (13850℃)	伸 度 (13875℃)	伸 度 (13900℃)	伸 度 (13925℃)	伸 度 (13950℃)	伸 度 (13975℃)	伸 度 (14000℃)	伸 度 (14025℃)	伸 度 (14050℃)	伸 度 (14075℃)	伸 度 (14100℃)	伸 度 (14125℃)	伸 度 (14150℃)	伸 度 (14175℃)	伸 度 (14200℃)	伸 度 (14225℃)	伸 度 (14250℃)	伸 度 (14275℃)	伸 度 (14300℃)	伸 度 (14325℃)	伸 度 (14350℃)	伸 度 (14375℃)	伸 度 (14400℃)	伸 度 (14425℃)	伸 度 (14450℃)	伸 度 (14475℃)	伸 度 (14500℃)	伸 度 (14525℃)	伸 度 (14550℃)	伸 度 (14575℃)	伸 度 (14600℃)	伸 度 (14625℃)	伸 度 (14650℃)	伸 度 (14675℃)	伸 度 (14700℃)	伸 度 (14725℃)	伸 度 (14750℃)	伸 度 (14775℃)	伸 度 (14800℃)	伸 度 (14825℃)	伸 度 (14850℃)	伸 度 (14875℃)	伸 度 (14900℃)	伸 度 (14925℃)	伸 度 (14950℃)	伸 度 (14975℃)	伸 度 (15000℃)	伸 度 (15025℃)	伸 度 (15050℃)	伸 度 (15075℃)	伸 度 (15100℃)	伸 度 (15125℃)	伸 度 (15150℃
----------------------------	-----------------------	--	----------------	-----------------	-----------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	-------------------

を考慮してEの60~80を選定した。

4.2 新規バインダーの一般物性試験

新規バインダーの一般物性試験

結果を表-8に示す。

一般物性試験結果の物性値を、あらかじめ設定しておいた新規バインダーの開発目標値と照合し、目標を満足するものを○、わずかにはずれたものを△、大幅にはずれたものを×印として評価した。その結果、○印の数が7個以上あったもの、または、使用形態、施工方法などによっては、十分使用が可能であると考えられるものを

選定して、原ゴムの種類、ムーニー値および添加量別に整理すると図-2のようになる。

これより、本研究の目的達成のために実現し得る可能性の極めて大きなものとして、新規バインダーの選択範囲を求めると斜線の部分となる。

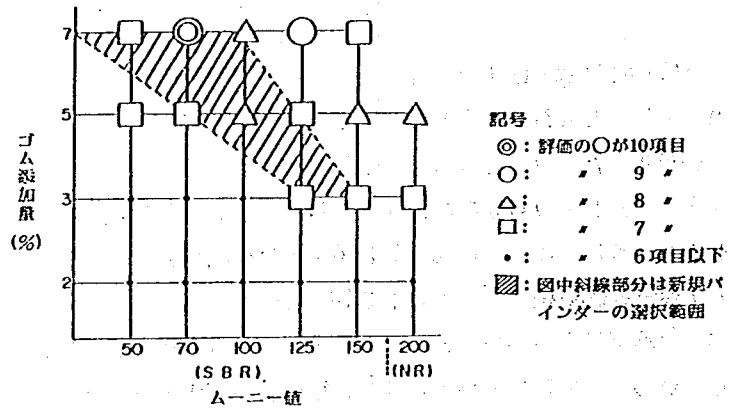


表-1 新規バインダーの選択範囲

5 結論

- 1) 原料アスファルトの選定試験から、ゴム入りアスファルトの性状は、原料アスファルトの相違により物性値が異なることが判明した。また、市販舗装用石油アスファルトの中で、組成の大幅に異なるものが認められた。
- 2) 新規バインダーの選択範囲として、次のものが考えられる。
 - ① SBR、ムーニー値100以下では添加量5~7%
 - ② SBR、ムーニー値125以上では添加量3~5%

6. あとがき

今回の研究では、新規バインダーの開発に関するバインダーの物性について研究したが、今後は、これらのデータをもとに、アスファルト混合物試験や使用性試験などの確認試験を行い、これらの品質基準、配合設計基準および施工基準の確立をはかっていく予定である。

おわりに、本研究は、昭和56年度に(財)土木研究センターおよび日本ゴムアスファルト協会と共同研究を行ったものであり、関係者各位に厚く謝意を表します。

〔参考文献〕

耐凍動・耐摩耗舗装用ゴム入りアスファルトに関する研究委員会：「耐凍動・耐摩耗舗装用ゴム入りアスファルトの開発に関する研究報告 1981年」 1982年3月

高分子材料を用いた耐摩耗性舗装の配合設計

舗装研究室 寺島憲一

1. まえがき

新交通システム用ガイドウェイ舗装は、車両走行軌道が固定されるため一般の舗装よりも耐摩耗、耐流動性に優れている必要がある。常温硬化性樹脂舗装は、このような目的にかなった舗装である。

しかし、樹脂は硬化反応が起きることから、マーシャル試験による安定度、フロー値が求まらないなど、ストレータスファルト混合物による配合設計法をそのまま適用できないので、新しい配合設計法が必要である。

本報告は常温硬化性樹脂舗装の配合設計法として、圧裂試験をとり入れた方法、VMAを考慮した方法等、新しい配合設計手法をとりまとめる、樹脂混合物の可使時間範囲の決定、使用材料としての骨材、樹脂の選定法などについて検討を行った結果を紹介するものである。

2. 研究方法

2-1 使用材料、混合物粒度

使用バインダー、使用骨材の性状を表-1及び表-2に示した。バインダーは樹脂の選定条件の目安として強度を3段階、 38.4 kg/cm^2 (樹脂A)、 191.1 kg/cm^2 (樹脂B)、 409.0 kg/cm^2 (樹脂C)のものを選定した。アスファルトは、ストレータスファルト Pen 4% (以下ストアス4%とする)を使用した。

骨材は研摩抵抗性の違いに着目して、天然骨材、硬質スラグ、エメリーの3種類をとりあげた。

混合物粒度は過去の研究結果より、耐摩耗性に関しては連続粒度の方がギャップ粒度よりも良く、各種混合物の中では細粒度アスコンが摩耗量が少ない等の傾向が得られているので、これらの成果をうけて細粒度アスコン13Fとした。

2-2 配合設計法の検討

樹脂混合物の配合設計法の検討として、マーシャル試験、圧裂試験を実施して、この試験結果より最適バインダー量 (Optimum Binder Content、以下OBCとする) を求めた。具体的には次の5方法による比較検討を行った。

1) マーシャル法 (その1法)

通常のアスコンと同様にアスファルト舗装要綱のマーシャル試験結果から求めた、空隙率と飽和度等の基準値を満足するアスファルト量の共通範囲の中央値をOBCとする方法。

2) マーシャル法 (その2法)

表-1 使用バインダーの性状

バインダー名	粘度 (20°C Poise)	比重
樹脂 A	7.37	1.145
樹脂 B	6.75	1.125
樹脂 C	6.08	1.134
ストレータスファルト 4%	100~500万	1.040

表-2 使用骨材の性状

骨材種類	研摩抵抗値	比重 (乾燥)
天然骨材	6号砕石	17.6
	7号 "	27.8
	粗砂	—
	細砂	—
	石粉	—
硬質スラグ	6号砕石	16.3
	7号 "	—
	スラグ	—
エメリー	10-3	14.4
	5-3	—
	3-1	—

表-3 α (補正定数) の数値表

	ストアス4%	樹脂A	樹脂B	樹脂C
天然骨材	0	-0.1	0.1	0.2
硬質スラグ	0.4	0.3	0.5	0.6
エメリー	0.8	0.7	0.9	1.0

マーシャル試験から求めた混合物の密度が最大値を示すバインダー量に注目してOBCを求める方法。

3) 圧裂法

樹脂混合物はマーシャル安定度が2000以上となるので、安定度が最大となるバインダー量が求まらない。これを補う方法として、圧裂試験結果から混合物の引張強度が最大となる点のバインダー量をOBCとする方法。

4) VMA法(第1法)

この方法は樹脂混合物といえども、アスファルト混合物と同程度の骨材間隙率まで十分締固めた状態でのバインダー量とするべきであるという考え方にもとづく方法である。すなわちアスファルト混合物を締固めた場合、バインダー量を増やせば空隙率が小さくなり、ある量を越えるとそれ以上いくらバインダー量を増やしても空隙率は下がらない値がある。図-1でバインダーで置換できない空隙率を限界空隙率、バインダーで置換できる空隙率で混合物に必要な空隙率を有効空隙率と表現する。図-2は各混合物のマーシャル試験より求めた、空隙率とバインダー量の関係を示すものである。ここで樹脂混合物の限界空隙率にストアス40%混合物の最適アスファルト量(以下OACとする)に相当する有効空隙率を求め、これを加えたものを樹脂混合物の空隙率とする、式(1)の関係により、OBCを求めようとする方法を第1法とした。

$$v = v_{cr} + v_{eff} \quad \text{----- (1)}$$

v : 樹脂混合物の空隙率 (%)

v_{cr} : 限界空隙率 (%)

v_{eff} : ストアス40%のOACにおける有効空隙率(%)

5) VMA法(第2法)

この方法はストアス混合物のマーシャル試験によるOACを基本に、±0.5%の補正により、OBCを求めようとする方法である。この根拠は空隙率-バインダー量の関係曲線の形状が、お互いに近似することにある。これらの関係を図-3に示した。これは粗骨材に天然骨材、スラグ、エメリーを使用した時の、空隙率-バインダー量の関係を重ね合わせたものである。これによれば樹脂混合物の空隙率をストアス40%混合物の空隙率よりも、樹脂A、B、Cの3者の平均値2.2%増して移動させると曲線が良く一致することがわかる。これよりOBCは、式(2)の関係で求めることができる。

$$OBC(x, y) = OAC(\text{ストアス, 骨材}) \pm 0.5 \pm 2.2 \quad \text{----- (2)}$$

ここで x : バインダー種類, y : 骨材種類, ± 0.5 : 補正定数であり±0.5を、各骨材ごとに求めると表-3のようになる。

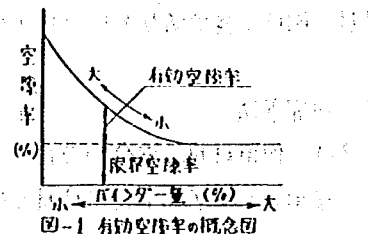


図-1 有効空隙率の概念図

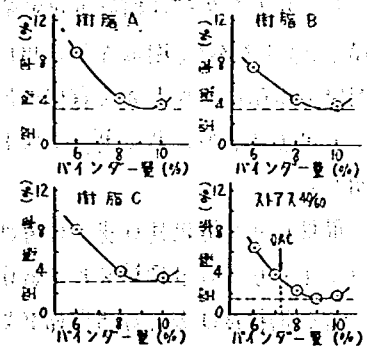


図-2 空隙率とバインダー量の関係(天然骨材)

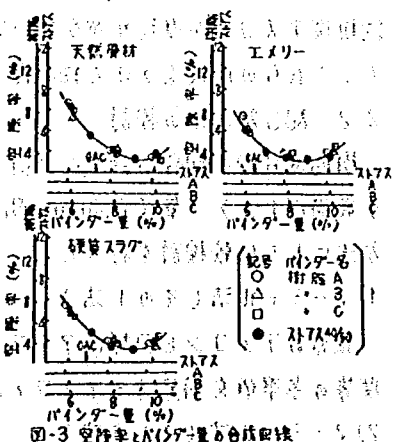


図-3 空隙率とバインダー量の合成図線

2-3 粘度試験、ジャイレトリ試験

樹脂及び樹脂混合物の可使時間を調べる為に、B型回転粘度計を用いて樹脂A、B、Cについて温度10、20、30℃における時間-粘度の関係を求めた。また混合物の場合は、一般の粘度計で粘度が測定できないのでジャイレトリ試験機を用いて、混合物の密度（見掛け）-放置時間の関係を求め、これより可使時間を推定した。

2-4 大型回転摩耗試験

樹脂舗装に用いる樹脂、骨材の選定法の検討を行う為に大型回転摩耗試験を実施した。大型回転摩耗試験の試験条件を表-4に示す。

表-4 大型回転摩耗試験条件

ドラム回転速度	20 km/h (35.4 rpm)
タイヤ	25 km/h (835 rpm)
タイヤの空気圧	2.2 kg/cm ²
載荷荷重	250 kg
注水量	50 ~ 100 cc/min
研摩材散布量	25 ~ 35 g/min

3. 研究結果

3-1 配合設計法の検討

前述した5方法による樹脂混合物のOBC算出結果を表-5に示す。表より次のことがいえる。

1) マーシャル法（その1法）

アスファルト舗装要綱の配合設計法からはOBCは求められなかった。これは(イ)樹脂混合物の限界空隙率が3.2~3.9%と大きい為、空隙率の下限値2%に相当するバインダー量の上限値が求まらない。(ロ)樹脂混合物のマーシャル安定度が、試験機の許容能力である2000kg以上になり、安定度が最大となる点のバインダー量が求まらない、等が原因であると考えられる。

表-5 各方式によるOBC算出結果

骨材	マーシャル法	圧裂法		VMA法 目標空隙率(%)					
		1法	2法	1法	2法	3	4	5	6
天然骨材	A	—	8.0	8.6	7.5	7.4	8.6	8.2	7.7
	B	—	7.6	9.0	7.3	7.2	8.3	7.9	7.4
	C	—	8.0	9.4	7.4	7.1	8.1	7.7	7.2
	平均	—	7.7	8.7	7.4	7.3	8.3	7.9	7.4
硬質スラグ	A	—	7.2	9.0	7.0	6.9	8.0	7.6	7.2
	B	—	6.7	9.5	7.0	6.8	7.7	7.3	6.9
	C	—	6.7	8.0	6.7	6.7	7.5	7.1	6.7
	平均	—	6.9	8.8	6.9	6.9	7.7	7.3	6.9
エメリー	A	—	7.0	9.4	7.1	6.5	7.9	7.5	7.1
	B	—	6.0	8.9	6.7	6.4	7.4	7.0	6.6
	C	—	6.7	9.6	6.4	6.3	7.3	6.9	6.5
	平均	—	6.5	9.0	6.5	6.5	7.5	7.1	6.7

2) マーシャル法（その2法）

マーシャル特性値のうち、密度の最大値に対応するバインダー量をOBCとする方法は、極めて簡便な方法ではあるがこれにより、求められるOBC6.0~8.0%という値はバインダー量が多く、締固めにくい難点がある。このようなことから樹脂混合物の配合設計法としては好ましくないと思われる。

3) 圧裂法

マーシャル法（その1法）の安定度の最大値が求まらないという欠点を補う為に圧裂試験を取り入れたわけであるが、この方法は試験値の変動が全体で5.3%と大きく、また求めたOBCの範囲は8.0~9.6%で、いずれの混合物もバインダー量が過剰で、同時に締固めが困難であり現場の施工性に問題があるように思われる。従ってこの方法も適切な配合設計法とはいえない。

4) VMA法（第1法）

この方法は骨材が変わると、空隙率は4.8~5.7%まで変化し、これに対応してバインダー量は6.4~7.5%に変化する。このように骨材が変化すると、空隙率の差が大きく一定の空隙率の混合物が得られないので、適切な配合設計法ではないように思われる。

5) VMA法（第2法）

この方法が現時点では樹脂混合物の配合設計に最も適した方法と思われる。これは各混合物とも

最もバインダー量が少なく、この配合でも混合物の物理性状が十分であるからである。またオ2法の結果は施工性を考えて計算上で求めた目標空隙率5%に相当するバインダー量に近似しており、実際の施工を考えた上でも適しているといえる。しかしオ2法は、ストマス40%をバインダーとして使用した混合物を基準としている為、アスファルトの種類が変った場合及び粒度が変化した場合に、この方法がこのまま適用できるかどうかという問題があると思われる。

3-2 粘度試験, ジャイレトリ試験結果

樹脂A, B, Cの粘度試験結果を図-4に示す。図より試験温度20℃では可使時間(図-4の粘度-時間曲線で粘度が急上昇する時間)は、A:37分<B:46分<C:53分の順で長くなっている。またこの時の粘度は、A:2.1 poise<C:2.6 poise<B:4.2 poiseとなっている。粘度変化については、樹脂A, B, C共に主として硬化剤を混合後、初期は樹脂の発熱の為、一旦粘度が低下し反応の進行にともないA<B<Cの順で粘度が急上昇して、ゲル化してくる傾向が認められる。また試験温度10℃では、可使時間は、A:128分<B:154分<C:186分、試験温度30℃では、A:14分<B:18分<C:22分、温度による可使時間の変化はひじょうに顕著である。

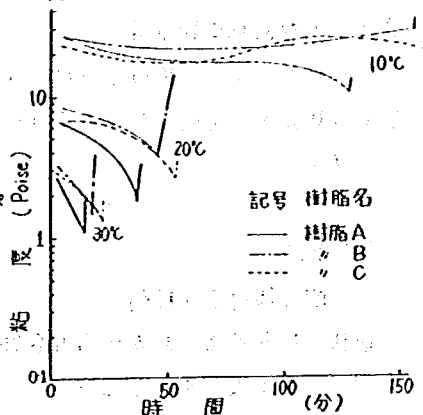


図-4 樹脂の粘度-時間曲線

次に混合物のジャイレトリ試験結果から密度(見掛け)-放置時間の関係を求めた。これよりBの例を除けば放置時間約40分で密度(見掛け)が最大となることがわかった。また混合物の力学性状を調べる為に、混合物の放置時間20, 40, 60分におけるマーシャル試験を実施して安定度を求めた。この結果、樹脂混合物の場合、放置時間の差による安定度の変化は殆どなかった。これは樹脂が硬化してしまうと、強度的に殆ど変化しない為であると思われる。以上をまとめると樹脂の場合は混合後発熱の為一旦粘度が低下し骨材との分離を起こし易いので、混合直後に締固める方法は好ましくなく、樹脂の硬化時間前後で骨材と混合するのが望ましい。

3-3 大型回転摩耗試験結果

表-6に大型回転摩耗試験結果の一覧表を示した。表より次のことがいえる。1)樹脂の種類別の摩耗量はA>B>Cの傾向がある。これより樹脂の選定には引張強度を目安とすることが良いようである。パラッキ、伸び率等を考慮するとBの品質が目安となる。2)摩耗量はバインダー量を多くすると小さくなる傾向がある。従って混合物の配合では施工に支障がない範囲で多めにすることが良い。3)骨材の種類別では天然碎石>スラグ>エメリーの傾向があり差が最も大きい。耐摩耗性の為には骨材選定が重要である。

4. まとめ

以上の試験結果より次の事が明らかになった。樹脂の配合設計法はVMA法のオ2法が混合物の品質、施工性の面で最適と思われる。今回取り扱った樹脂の範囲では、樹脂混合物の空隙率が5%に相当するバインダー量が良いようである。

表-6 大型回転摩耗試験結果

骨材	樹脂	骨材種類	骨材径(mm)	骨材体積(%)	摩耗量(mm)	平均摩耗量(mm)	平均摩耗率(mm)
天然骨材	A	天然碎石	6.8	7	2.1	1.16	1.63
		スラグ	2.7	5	5.7	1.16	1.70
		エメリー	8.6	3	4.8	1.22	2.03
	B	天然碎石	6.6	7	2.2	1.11	1.57
		スラグ	7.4	5	6.1	1.07	1.52
		エメリー	8.3	3	4.6	1.06	1.70
硬質スラグ	A	天然碎石	6.4	7	2.1	0.22	1.31
		スラグ	7.2	5	6.0	0.27	1.53
		エメリー	8.1	3	4.9	1.13	1.82
	B	天然碎石	6.3	7	7.0	0.35	1.37
		スラグ	7.2	5	5.3	1.10	1.77
		エメリー	8.0	3	4.8	1.15	1.94
エメリー	A	天然碎石	6.1	7	2.3	1.06	1.54
		スラグ	6.9	5	6.2	0.38	1.42
		エメリー	7.7	3	5.2	1.31	1.66
	B	天然碎石	5.9	7	7.2	1.09	1.41
		スラグ	6.7	5	6.1	0.86	1.28
		エメリー	7.5	3	5.2	1.03	1.52
エメリー	A	天然碎石	6.3	7	6.8	0.42	0.81
		スラグ	7.1	5	5.7	0.69	0.90
		エメリー	7.9	3	4.7	0.60	1.04
	B	天然碎石	5.8	7	7.7	0.53	0.95
		スラグ	6.6	5	6.2	0.82	0.99
		エメリー	7.4	3	5.9	0.52	0.99
エメリー	C	天然碎石	5.9	7	7.1	1.46	0.89
		スラグ	6.5	5	6.5	0.78	1.01
エメリー	C	天然碎石	7.2	3	5.1	0.51	0.83
		スラグ	7.2	3	5.1	0.51	0.83

1. はじめに

鉄鋼生産時の副産物として発生する高炉スラグ(以下、スラグと呼ぶ)は、資源有効利用のためコンクリート用骨材としてJISにも制定され、コンクリートにも次第に利用されるようになってきた。しかし、これらスラグ骨材をコンクリートに利用する場合、次のような点を明らかにしておく必要がある。

1) スラグ砕砂をコンクリートに使用した場合、比重・吸水率・洗い損失重量等を満足していれば凍結融解作用に対する耐久性が充分といえるかどうか。

2) スラグ骨材の強度は、天然骨材に比べて小さいため、これをコンクリートにして、強度試験を行った場合、骨材で割れることが多い。従って、スラグ骨材コンクリートの強度特性は天然骨材コンクリートの強度特性と同等といえるかどうか。

本研究では、スラグ骨材コンクリートについて、これらの疑問点を明らかにするために実験的検討を行ったものである。

表-1 細骨材の物理試験結果

	比 重 吸水率(%)	強 度	洗い試験 の損失量(%)	安定性試験 の損失量(%)	合格/不適合
スラグ砕砂A	2.85 0.81	2.60	4.9	1.1	合格
スラグ砕砂B	2.82 0.52	2.66	3.8	1.4	合格
天然砕砂	2.62 1.13	2.91	6.0	3.3	合格

2. 凍結融解試験

2.1. 使用材料

試験に用いた細骨材は、スラグ砕砂2種類と天然砕砂の計3種類とした。粗骨材は、スラグ碎石と天然碎石の2種類を用いた。これらの物理試験結果を、それぞれ表-1、表-2に示す。また、セメントは、普通ポルトランドセメントを、混和剤は、減水剤とAE助剤を用い、表-3に示す示方配合でコンクリート供試体を製作した。

表-2 粗骨材の物理試験結果

	比 重 吸水率(%)	洗い損失 (%)	安定性試験 の損失量(%)	単位容積 重量(t/m ³)	実積率 (%)
スラグ碎石	2.51 1.67	23.1	1.43	1490	59.4
天然碎石	2.67 0.45	11.9	2.99	1590	59.5

2.2. 試験方法

表-3 コンクリートの示方配合

配合	骨材の種類		骨材の 寸法(mm)	水セメン ト比(%)	s/a (%)	実 測 値		単 位 量 (t/m ³)				混和剤(X)	
	細骨材	粗骨材				スラグ(t/m ³)	天然(t/m ³)	W	C	S	G	減水剤	AE助剤
A	スラグ砕砂A	スラグ碎石	25	50	43.5	7.7	5.2	165	330	844	964	0.2	0.01
B	スラグ砕砂B	スラグ碎石			43.8	7.2	4.5	173	346	823	941	0.2	0.005
C	天然砕砂	スラグ碎石			44.0	7.0	5.0	177	354	762	929	0.2	0.03
D	スラグ砕砂A	天然碎石			44.0	7.4	4.8	170	340	844	1004	0.2	0.015
E	天然砕砂	天然碎石			44.0	7.0	5.0	180	360	757	780	0.2	0.01

凍結融解試験は

ASTM-C666「急速凍結融解に対するコンクリートの抵抗試験方法(方法A)」に準じて行い、供試体中心温度範囲 $4.4 \pm 1.7^{\circ}\text{C}$ に $-17.8 \pm 1.7^{\circ}\text{C}$ 、繰返し速度 $741^{\circ}\text{C}/\text{h}$ とした。供試体の測定は、JIS A

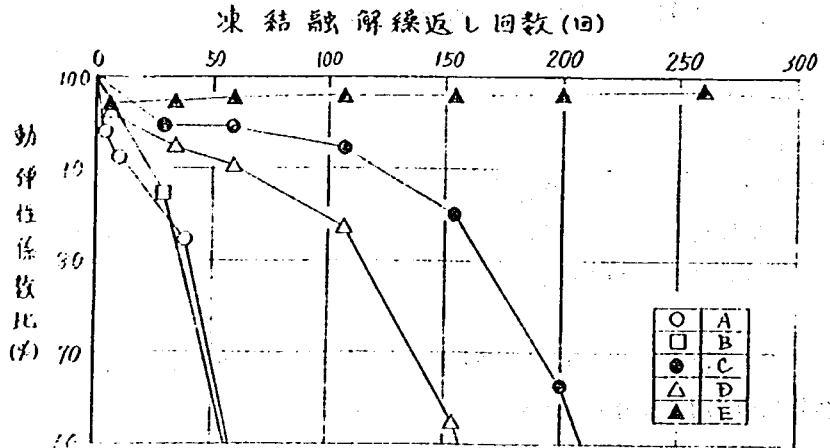


図-1 凍結融解試験の繰返し回数に伴う動弾性係数の変化

1127「共鳴振動による動弾性係数の測定方法(たわみ振動の場合)」による動弾性係数の測定をした。

2.3. 試験結果

凍結融解の繰返し回数に伴う動弾性係数の変化を図-1に示す。配合A、Bのように細・粗骨材の両方ともスラク骨材を使用した場合、凍結融解作用に対する耐久性は著しく小さい。また、配合C、Dのように細・粗骨材のどちらか一方を天然骨材にした場合も、配合A、B程ではないが、細・粗骨材ともに天然骨材の配合Eに比べて耐久性は小さい。このことより、スラク骨材をコンクリートに使用した場合、細・粗骨材のどちらの場合も凍結融解作用に対する耐久性が小さくなるといえる。スラク砕砂を用いたコンクリートの耐久性が小さかった原因としては、スラク砕砂を使用した配合A、B、Dのエントラップドエアーが、それぞれ13%、29%、14%と大きく、エントレインドエアーの混入が少なかったことが考えられる。スラク砕石を使用したコンクリートの耐久性が小さかった原因としては、スラク砕石が多孔質な骨材であるためと考えられる。スラク骨材コンクリートの耐久性を向上させるには、細・粗骨材のどちらか一方を天然骨材にすることによって、両方ともスラク骨材を使用した場合より耐久性が向上しているので、天然骨材とスラク骨材の両方を混合で使用するこことや、エントレインドエアーを増やすことが有効であると考えられる。

3. 強度特性試験

3.1 使用材料

粗骨材にはスラク砕石(比重2.56、吸水率1.8%)、天然砕石(比重2.67、吸水率0.5%)の2種類を、細骨材には川砂(比重2.63、吸水率2.2%)を使用した。セメントは、普通ポルトランドセメントを使用し、粗骨材の最大寸法 20mm 、水セメント比を50%、60%、65%、70%の4種類、スラン

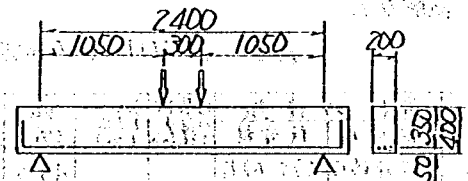


図-2 供試体の概要および載荷方法

3.2 実験方法

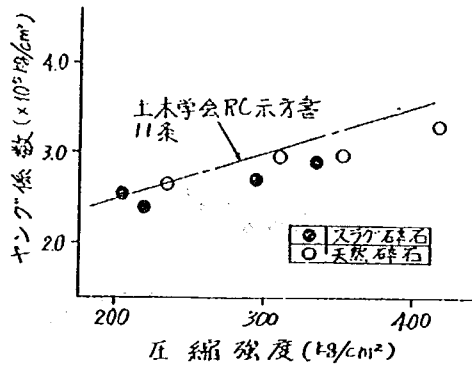


図-3 圧縮強度とヤング係数との関係

せん断試験に用いた鉄筋コンクリート供試体梁を図-2に示す。鉄筋はSD-30、D-19を3本配筋し、鉄筋比 $\rho = 1.23\%$ とした。載荷は図-2に示すとおり、2点載荷としせん断スパン比 $\alpha = 3$ となる長さとして載荷実験を行った。また、コンクリートの圧縮強度、引張強度試験も行った。

3.3 試験結果

1) コンクリートの変形性状および引張強度比

圧縮強度とヤング係数との関係を図-3に示す。スラック碎石コンクリートと天然碎石コンクリートとのヤング係数には明確な差が表われず、今回の実験範囲では、同等の変形性状を有していると考えられる。圧縮強度と引張強度との関係を図-4に示す。図からも明らかなようにスラック碎石コンクリートは、圧縮強度が大きくなるに従って天然碎石コンクリートよりも引張強度の比が小さくなっている。割裂面を見ると天然碎石コンクリートは、骨材とモルタルの付着でこわれているのに対し、スラック碎石コンクリートは、骨材でこわれているものがあった。従って引張強度比が異なるのは両コンクリートの破壊メカニズムの違いによるものと思われる。^{2), 3)}

2) 梁のせん断試験

コンクリートのせん断強度の正確な試験方法はないが、鉄筋コンクリートのせん断強度を求める場合には、一般に梁を作って載荷試験を行い、斜めひびわれの発生によって生ずる破壊をせん断強度と称しているのが今回の実験もその方法に従った。梁のせん断試験は主鉄筋量とせん断スパン比のとり方によって曲げ破壊となってしまうこともあるが、本実験では図-5に示すように①～③のよ

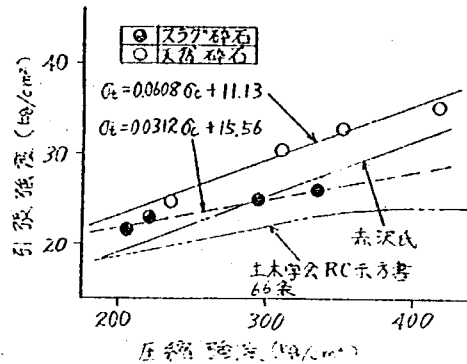


図-4 圧縮強度と引張強度との関係

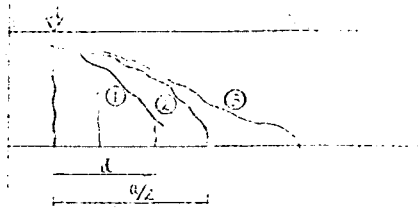


図-5 ひびわれ図

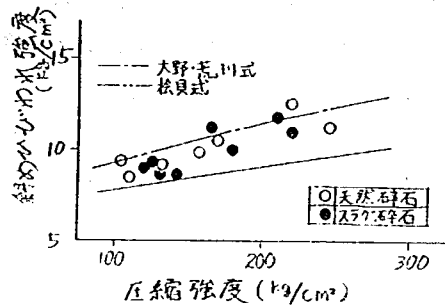


図-6 圧縮強度と

斜めひびわれ強度との関係

うな斜めひびわれが発生し、せん断破壊を示した。

斜めひびわれ発生強度は、スラグ碎石コンクリートと天然碎石コンクリートとの間に差が見られなかった。これは、図-4に示す圧縮強度と引張強度との関係からも明らかなように、今回行った梁のせん断試験は、圧縮強度の小さい範囲で行ったためであると考えられる。また、せん断破壊強度と圧縮強度との関係を図-7に示す。図からも明らかなようにスラグ碎石コンクリートのせん断破壊強度は、圧縮強度が大きくなると天然碎石コンクリートと比べ小さくなる傾向が見られる。これは、スラグ碎石の強度特性値が天然碎石よりも小さいため、斜めひびわれ発生後の骨材のかみ合い強度が小さく、このような結果になったものと考えられる。

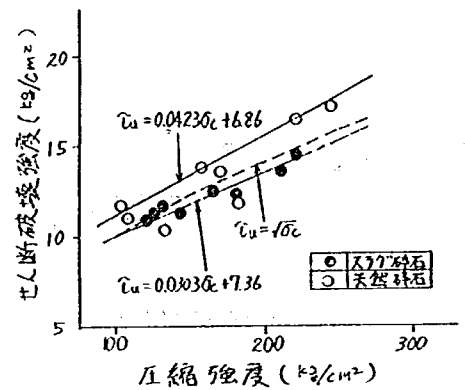


図-7 圧縮強度とせん断破壊強度との関係

4. おわりに

今回の研究では、スラグ骨材は、細・粗骨材のいずれも凍結融解作用に対して耐久性が低いことがわかったが、その原因がまだ明確になっていない。今後、スラグ骨材コンクリートと天然骨材の気泡組織の違いを調べる予定である。また、スラグ骨材コンクリートの耐久性が、エントレインドエアーを増やすことや天然骨材と混合で使用することで改善されるかを確かめる予定である。

梁のせん断試験では、斜めひびわれ発生強度は、スラグ碎石コンクリートと天然碎石コンクリートに差がでなかったが、せん断破壊強度では、スラグ碎石と天然碎石との骨材のかみ合い強度などの違いによって差が出るのがわかった。しかしながら、今回の実験は、圧縮強度の範囲が狭いので、今後さらに高強度のコンクリートについて検討する予定である。

参考文献

- 1) 小林、田中：高炉急冷スラグ砂を用いたコンクリートの気泡組織について、第2回コンクリート工学年次講演論文集
- 2) 森島、大内、綾、岩本：高炉スラグ碎石コンクリートの内部ひびわれ成長に関する実験研究、セメント技術年報35
- 3) 森島、大内、綾、岩本：高炉スラグ碎石の物性がコンクリートの圧縮強度に及ぼす影響に関する研究、第36回セメント技術大会講演要旨

粉体噴射攪拌工法による地盤改良実験

施工研究室 岩瀬 真二

1. まえがき

軟弱地盤上に構造物を構築する際にその沈下対策や長尺杭の側方移動防止の1つとして深層軟弱地盤改良工法が行われてきている。施工研究室では昭和52年度から、建設省総合技術開発プロジェクトである「新地盤改良技術の開発」の一環として、改良材を粉粒体のまま地中に供給し、軟弱地盤と混合する工法、すなわち粉体噴射攪拌工法の開発研究を行ってきた。本工法は、改良材を粉粒体のまま用いるので、改良材にセメントスラリーやセメントミルクを用いる従来工法のように地中に余分な水を加えないため強度発現が大きく、これまで地盤改良が困難とされてきた高含水比有機質土の改良にも有望である。このことから高含水比ピート層の改良をはじめ種々の地盤改良実験を行ってきた。ここではピート層の改良実験結果について報告する。

2. 本工法の構成

本工法に用いる機械装置は、図-1に示すように改良機本体と改良材フロントに入別される。改良機本体はリーグを有するベースマシンに本工法に必要な攪拌翼、攪拌軸、駆動装置などを取付けたものとなっている。改良材フロントは、改良材を貯蔵する改良材サイロ、地中へ改良材を送る改良材供給機、空気圧縮機からなる。改良材はタンクローリーから直接、改良材サイロに投入することができ、一貫したフローシステムになっているため、粉塵等の飛散の恐れがない。また改良機本体はエアホースの範囲内を自由に移動できるため作業性もよいのである。

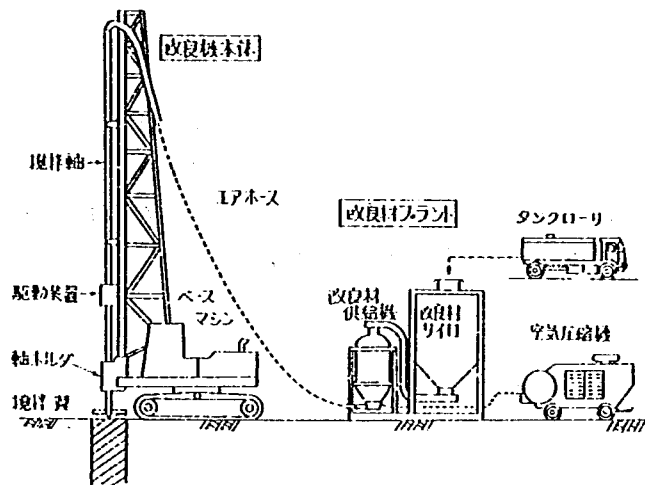


図-1 地盤改良機の構成

3. 本工法の原理と特徴

本工法は粉粒体の改良材を面的に散布し、かつそれを攪拌面の水分に付着させるという材料供給原理に基づくもので、改良材搬送用の空気の分離が良いばかりでなく、改良材を比較的均等に散布できる。改良材の散布方法を図-2に示す。図のように攪拌翼が地中で回転する際に翼の背面にできる空隙に改良材を噴射すると、翼の回転に伴って円

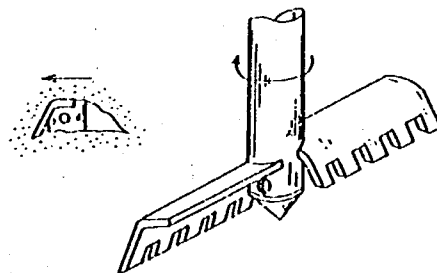


図-2 噴射攪拌翼

形断面全体に改良材が散布される。また本工法は圧縮空気を用いて改良材を地中へ送り込むためセメント、石灰、スラグ、砂など粒径5mm程度以下の粉粒体であればいいものを用いることができ、地盤条件と改良目的に応じて改良材を選定することができる。そこで一例として改良材の種類や性状を変え練り混ぜ時間が改良強度に及ぼす影響を調べるため行った室内配合試験結果を図-3に示す。試料は、含水比60%、湿潤密度1.6g/cm³の粘土である。改良材はスラリー状にして混合するよりも粉体のまま混合した方が強度発現は大きくなっている。また、セメントの場合、短時間の練り混ぜ時間において強度は練り混ぜ時間とともに増加しているが、石灰は練り混ぜ時間との関係はあまり見られずほぼ一定の強度を示している。このことは、セメント系の改良材は混合性が強度に大きく影響を与えるのに対し、石灰系の改良材の場合は混合性の影響をあまり受けないことを示している。更に、生石灰の特徴として海性粘土に効果的であることは今までの研究により確かめられており、本工法がドライ方式で生石灰を使用できることは大きな特徴といえよう。

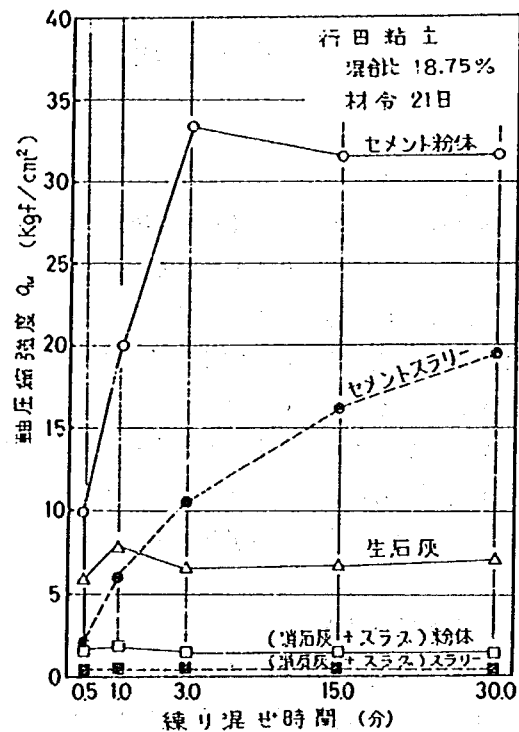


図-3 練り混ぜ時間と強度

4. ビート層改良実験

4.1 土質条件

実験対象の地盤は埼玉県与野市役所前のビート層で、 N 値が0、湿潤密度が1.05g/cm³、含水比が380~600%、一軸圧縮強度が0.3~0.5kgf/cm²である。図-4に原地盤の柱状図を示す。

4.2 施工方法

施工は攪拌翼を所定の深度まで貫入させ、引抜き速度、回転速度を設定し、所定の吐出量で噴射しながら攪拌翼を引上げ混合する。今回の実験では施工に際し、径80cm一段三翼の攪拌翼を用い、回転速度を60r.p.m.、改良材吐出量を50kgf/minに設定し、改良材の混合量、攪拌貫入回数、改良材供給回数を変え表-1に示すような8本の柱体を造成した。攪拌貫入回数とは、目標深度まで攪拌翼を貫入し改良材を噴射して引上げることを1回攪拌とし、再び攪拌翼を貫入引上げることを2回攪拌と呼ぶことにした。本実験では、改良材の混合量が多いため、2回攪拌によるもののうち柱体47以外は所定量を2回に分けて供給することにした。

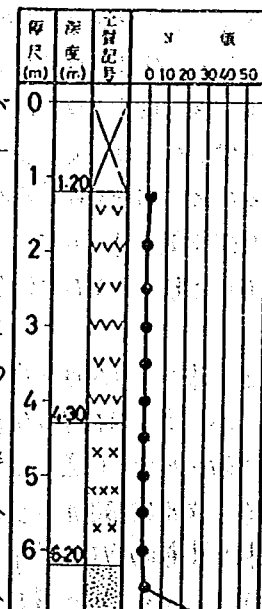


図-4 柱状図

4. 3 実験結果

表-1 実験条件、施工状況、改良結果の一覧表

改良効果確認として柱体No1~3ではサンアリングコアによる一軸圧縮試験を3ヶ月養生後に実施した。柱体No4~6では、柱体を掘出し、実物大柱体の圧縮試験を行い、さらにサンアリングコアによる一軸圧縮試験と実

柱体No	実験条件		施工状況		改良結果		改良結果			
	日原改良材配合量 (kg/cm ³)	砂配合量 (kg/cm ³)	掘削回数 (回)	改良材投入回数 (回)	実物の改良材配合量 (kg/cm ³)	混合度 (回/m)	実物大柱体の圧縮強度 (kgf/cm ²)	サンアリングコアによる一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	変動係数	試料数 (個)
1	600	0	1	1	573	286	—	26.3	0.794	27
2	600	0	2	2	590	272	—	20.9	0.258	28
3	500	250	1	1	977	522	—	25.9	0.305	31
4	500	250	2	2	765	371	22.1	15.5	0.318	35
5	400	200	2	2	664	316	11.4	13.0	0.240	28
6	400	0	2	2	556	157	11.0	11.8	0.207	28
7	500	250	2	1	892	575	—	35.3	0.207	12
8	500	250	2	2	823	411	—	35.0	0.140	13

施した。柱体No7.8ではサンアリングコアによる一軸圧縮試験を1ヶ月養生後実施した。

実験条件、施工状況、改良結果の一覧を表-1に示す。

4. 3. 1 セメント量・混合度と強度

セメント量と採取コアの平均一軸圧縮強度の関係と図-5(a)に示す。図には室内配合試験より得られた値を実線で記入しているが、すべての現場改良土の強度が室内配合試験値を上回っていた。この原因の一つとして図-6に示すように攪拌翼が回転することにより土を翼の中心から外側へ押し出そうとする力が発生し改良対象範囲の土を外へ押し出すため、対象土量が減少し、その分が改良材と置換えられることや、対象土内の水分の一部が外へ排除されたことなどによるものと考えられる。

また図-5よりセメント量の増加とともに強度の増加が見られるが、セメント量500~600kg/cm³のほぼ同一範囲で現場改良土の強度にかなりの差が生じている。そこで8本の柱体のセメント量はほぼ同一であると見なし、地中に投入された改良材に対し攪拌翼が深度1m当りに回転した回数を求めてみた。ここでは、その値を混合度と呼び、図-5(b)に示す。図より混合度の増加とともに改良強度が増加していることがわかる。このことは室内配合試験からも同様の結果が得られている。これにより改良土の強度はセメント量のみでなく混合度が大きく影響していることがわかる。

4. 3. 2 実物大柱体と採取コアの平均強度

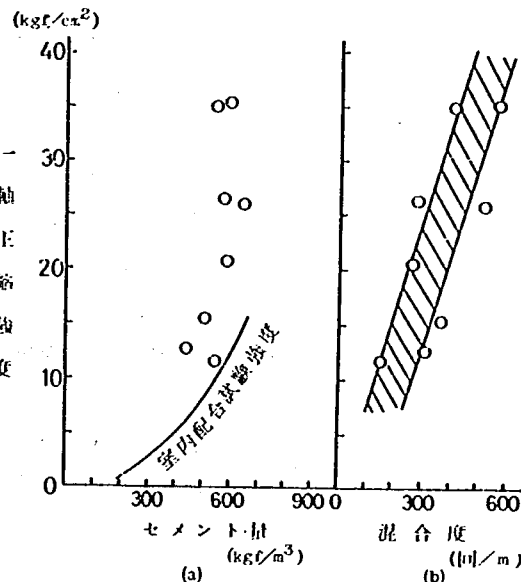


図-5 セメント量、混合度と強度

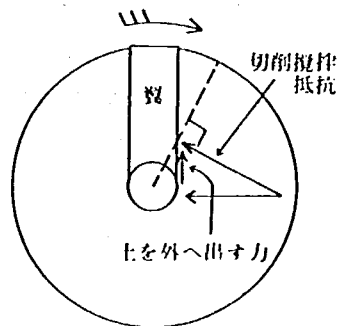


図-6 土の押し出し作用

実物大柱体の圧縮試験を3柱体行い、試験後採取した1柱体30本近いコアの平均一軸圧縮強度を比較すると、実物大柱体の強度は採取コアの平均強度の0.88~1.43倍の値を示している。

4. 3. 3 改良強度のばらつき

各柱体から各々12~35本の試料を取出し一軸圧縮試験を行、ているが、採取試

料の強度が正規分布するものとして、その変動係数を求めてみると、No.1の柱体以外は変動係数が0.3以下であり強度的に比較的均一な改良土が造成されているといえよう。なお、改良前のビート層の強度の変動係数は0.132であった。図-7には、柱体No.1,2の平面および深度方向のばらつきを示す。平面および深度方向のばらつきは、柱体中心、中心より12、25、37cmの計4ヶ所2mのボーリングコアから求めた。強度のばらつきは、1回攪拌で施工した柱体No.1では平面方向のばらつきより深度方向のばらつきの方が大きくなっている。これは図からもわかるようにセメント混合量の変動が影響しているものと思われる。一方2回攪拌で施工した柱体No.2では、セメント混合量がばらついていないものの、平面、深度方向ともかなり均一な強度の改良土が造成されている。このように1回、2回攪拌を問わず平面方向の強度のばらつきが小さいことは、改良材が全面散布され、改良材が翼背面の空隙の軟弱土周面に均等に付着するという本工法の材料供給原理を満足しているものと考えられる。また2回攪拌の場合には改良材の投入量に多少の変動が生じても、深度方向のばらつきは修正され、かなり均一な改良土が造成されるようである。

5. まとめ

以上の実験結果をまとめると次の通りである。① 改良土の強度は、室内改良土、現場改良土とも改良材の混合量と混合度の影響を大きく受ける。② 翼の形状の影響も考えられるが今回の条件では地中に投入された改良材に対して攪拌翼が深度1m当りに回転した回数、すなわち混合度が200~300回/mと越えると比較的均質な改良土が造成された。③ 改良土の強度評価は、一般にサンプリングした試料の一軸圧縮強度でなされているが、実物大柱体の強度を推定する際に採取コアの強度の変動係数が0.3以下ならば、採取コアの平均強度の8割程度の値を採用してもよいと考えられる。

6. 今後の課題

今後、各種の地盤条件における室内配合試験強度と現場改良強度のデータの蓄積とその相関性を見出すとともに施工管理手法として簡易な改良地盤の評価方法の検討がなされる。

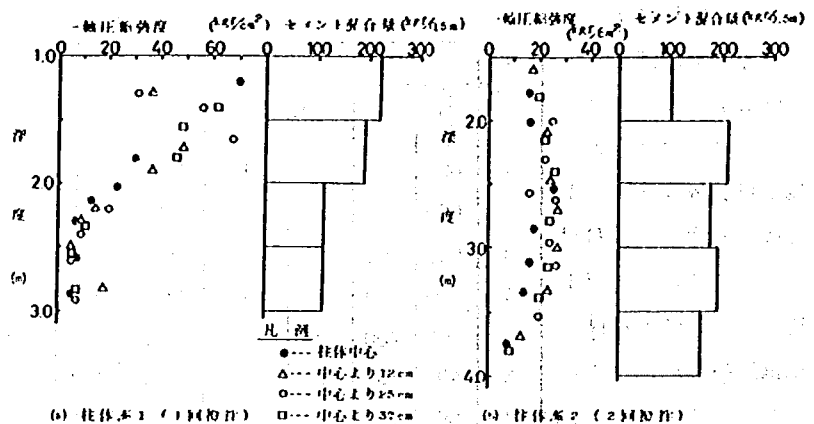


図-7 改良土の平面・深度方向の強度のばらつき

1. まえがき

近年の国土開発に伴う土木工事においては、地質的にせいで弱な斜面上で道路建設等のために大規模な切土工が施工されて長大な人工斜面が形成されるようなケースが増加してきている。それと同時に一方ではこのような斜面が崩壊に至るような事例も多く報告されており、人命や資産を常におびやかしている状況にある。

切土工事によって大きな除荷を受けた場合、斜面内部の応力状態はそれに伴って変化する。主応力差の発生などによって斜面内部にせん断応力が生じ、平均主応力の減少によって地山は容易に吸水膨張を起こすようになる。特にモンモリロナイトのような膨潤性の粘土鉱物を含む地質の場合には、切土後の斜面の安定性を詳細に検討する必要がある。

Skempton, Bjerrum 等は、過圧密粘土から成る地山の掘削が原因となって生じた地すべりの観察から「進行性破壊」の概念を導入してこれらの現象を説明している。ここでは一連の三軸圧縮試験を実施して吸水膨張による粘土の強度低下と進行性破壊を考慮した安定解析手法について検討した。

2. 進行性破壊と斜面内部の変化

掘削が原因となって過圧密粘土中に発生する地すべりは、時には掘削後数十年を経過してからすべり出す。これらの地すべりに関する安定解析に用いる土質定数は、図

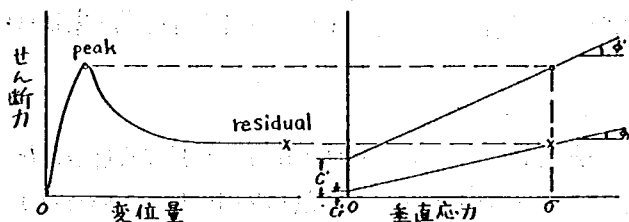


図-1

1に示すようにピーク強度 C 、 ϕ とするよりもむしろ残留強度 C_r 、 ϕ_r とした方が現実をより合理的に説明し易い場合が多い。この事実は進行性破壊の仮説によって説明することができる。Skemptonは進行性破壊の原因として、粘土中の亀裂やジョイントが応力集中を受けてピーク強度を越えて残留強度へ低下することを挙げ、一方Bjerrumは過圧密粘土中に蓄えられた歪エネルギーが斜面の力学的平衡の破壊によって進行性破壊の原因となるとした。

たとえばBjerrumに従えば、大規模な除荷の影響を受けた斜面内部の不連続面のある箇所において斜面方向の受働土圧が減少する（もしくは逆に等しくなる）ためにこの点に歪が集中し、最初の破壊が生ずる。その結果この破壊領域においてはせん断強度が残留強度へと低下する。次の段階として、この破壊のために破壊領域に隣接した部分にせん断応力が集中して新たな破壊を引き起こす。そのためこの領域においてもせん断強度は最終的に残留強度まで低下する。このような現象が次々と伝播することによって進行性破壊が面的な拡大を続け、ついには地すべりの推力がある範囲で破壊面のせん断強度を上回ってその発生に至る。

現存する斜面は、特にオミ紀層地帯などにおいては浸食等の作用によって多かれ少なかれ過圧密状態におかれている。このような斜面内のある点における堆積から浸食、さらに人為的な切土等による除荷を行なった場合の垂直応力とせん断強度の変化は次のようになる（図-2参照）。

1) 堆積作用の続く間は正規圧密状態と考えられるため、その点の非排水強度は直線 L_1 のように増加する。堆積の終了した点を P_0 とする。

2) その後隆起作用によってそれまで海底にあった堆積物が徐々に高度を増して陸地となって浸食を受けるようになる。この場合、垂直応力の減少が続くために過圧密状態となり、強度を減じながら現在の状態 P_1 に至る。 P_0 から P_1 への変化は L_2 のような曲線で表わされる。

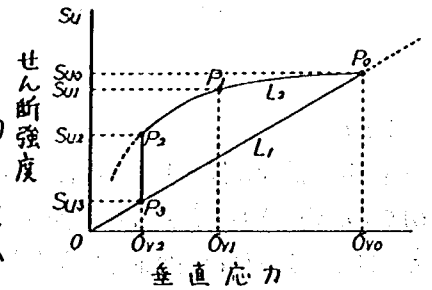


図-2

3) ここで切土等的人為的な作用によって垂直応力が減じられたとすれば、さらに P_1 から P_2 への変化が生じる。しかしながら急激で局所的な除荷のために進行性破壊の条件の満たされている斜面では応力状態の変化に伴って破壊が進行してゆくと考えられる。

4) このようにして最終的には破壊面の強度は残留強度まで低下する($P_2 \rightarrow P_3$)。

3. 実験の目的

除荷によって過圧密となった土塊の、吸水膨張による強度変化の特性、すなわち P_0 から P_1 、 P_2 への強度低下の割合を調べるために、さまざまな過圧密状態における一連の三軸圧縮試験を行なった。

4. 実験方法及び結果

実験にはA、B、C三種の地すべり地から採取した岩を砕いて作成したスラリー試料を用いた。これらのうち、A、Bは新第三紀層泥岩、Cは古生層粘板岩である。

供試体は直径5.0cm、高さ12.5cmの円柱形とし、ドレーンペーパーをつけた。これを圧密圧力 $\sigma_{v0} = 4.0 \text{ kg/cm}^2$

で24時間圧密した後、 σ_{v0} を σ_{v1} に減じる。そしてその

のまま吸水させずに非排水せん断を行なった場合と、減

圧後24時間吸水させて非排水せん断を行なった場合、及

び正規圧密状態での非排水せん断の場合のそれぞれの強

度について比較検討を行なった。ただしせん断速度はい

ずれの場合も $0.01\%/min$ とした。これらの結果を図-

3、(a)、(b)、(c)に示す。

一般に正規圧密粘土の場合、 $c' = 0$ とされており、

この実験の結果においても $c' = 0$ であることが認められ

る。さらに正規圧密状態と、減圧吸水状態の場合とを比

較すると、見かけの ϕ にはそれほど大きな差異が認められ

ないが、見かけの c は後者の方が幾分大きな値を示して

いる。また、減圧させて吸水しない場合は正規圧密状態に比して ϕ が減少する一方

c が増加する傾向が見られる。

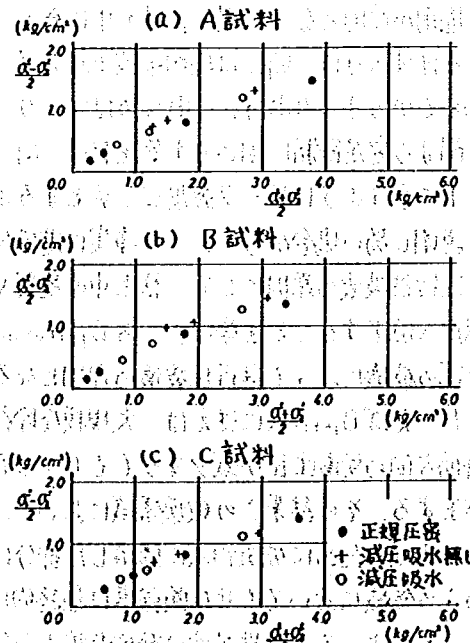


図-3 (有効応力表示)

次に、減圧後のせん断強度 S_u と、その時の測圧 σ_{vr} の比 S_u/σ_{vr} と、OCR (過圧密比 = σ_{vo}/σ_{vr}) との関係を図-4に示したものが図-4。

(a)、(b)、(c)である。過圧密比が高くなるにしたがって減圧後吸水させた場合とさせなかった場合の S_u/σ_{vr} の差が大きくなっており、たとえばAの場合、OCRが2のときその差は11%、8のとき31%、20のとき70%となる。現実の斜面で切土を行なった場合に即して考えれば、切土量が大きくなるほど切土直後と吸水膨張完了後の強度の差が大きいといえる。

さらに、減圧後吸水させた場合、 S_u/σ_{vr} と OCR は両対数軸上で直線関係を有しており、次のような形で表わされる。

$$S_u/\sigma_{vr} = a n^b \quad \text{----- (1)}$$

$$\text{または} \quad S_u = \sigma_{vr} \cdot a n^b \quad \text{----- (2)}$$

ただし S_u : ある OCR における非排水せん断強度

σ_{vr} : 減圧時の測圧

a : 正規圧密時 (OCR=1) のときの S_u/σ_{vr}

b : 両対数軸上における直線の傾き

n : OCR (= σ_{vo}/σ_{vr})

図-2と上式から、減圧吸水時の非排水強度は S_{u0}/σ_{vo} 、 σ_{vo}/σ_{vr} 、及び b の値から推定することができる。

$b=1$ のとき(1)式から $S_u = S_{u0}$ が得られ、強度変化の過程は P_0 から σ_{vr} 軸に平行な直線を描き、減圧吸水による強度低下は引き起こされない。

一方、 $b=0$ のときには $S_u = 1/n \cdot S_{u0}$ となり、減圧吸水後の非排水強度は $1/n$ に低下する。言い換えば、 $b=0$ のとき強度変化の過程は直線Lに一致することになる。このように、 b の値が大きいほど減圧吸水による非排水強度の低下割合は小さくなる。

今回行なった実験の結果を見ると b の値は A、C、B の順に大きくなっており、吸水による非排水強度の低下割合はこの順番に小さくなる。また、 a の値は 0.354 ~ 0.377 の範囲にある。ASCE の W. Mayne の行なった90余りの文献からの集計によれば、 a の値は 0.2 ~ 0.5、 b の値は 0.5 ~ 0.8 の範囲にあるものが多く、かなりのばらつきがある。

5. 切土工事を行なった場合の安全率の試算

大規模な切土工事を行なった斜面において前述したような進行性破壊のメカニズムで崩壊が発生したとすれば、図-2に示すようにすべり面強度は S_{us} にまで低下している。したがって安定解析を行なう際の土質定数としては残留強度を用いなければならない。

c' 、 ϕ' の決定は安定解析を行なう上で非常に重要なファクターのひとつであり、現在は一般に経験的知見から移動層の層厚から c' を決定した後、仮定した安全率に等しくなるように ϕ' を逆算してすべり面の平均強度とする方法がとられている。また、切土工事等が地すべり地内で実施されるような場合には現在の安全率を仮定して、次に切土による断面形の変化を考慮して切土後の安全率を算出して

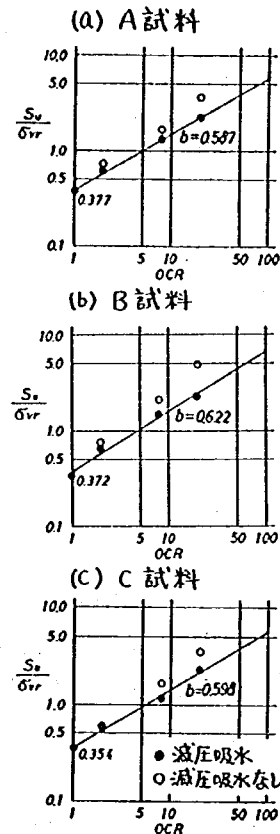


図-4

対策工事を決定している。しかしながらこの方法では切土前後の土質定数に同じ値を用いるために、進行性破壊に対しては所定の安全率を満たしているとは言い難い。

ある斜面で進行性破壊が発生したとすれば、切土前の破壊面の強度 S_{u1} から、切土後の終局的な強度 S_{u3} は近似的に次のようにして求められる。

$$(2) \text{式から} \quad S_{u1} = \sigma_{v1} \frac{S_{u0}}{\sigma_{v0}} \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v1}} \right)^b = \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v1}} \right)^{b-1} \cdot S_{u0} \quad (3)$$

$$\text{したがって} \quad S_{u0} = \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v1}} \right)^{1-b} \cdot S_{u1} \quad (4)$$

正規圧密粘土ではピークを示した後の応力の減少割合があまり著しくないことから次の仮定をおく。

$$S_{u3} \cong \frac{\sigma_{v2}}{\sigma_{v0}} \cdot S_{u0} \quad (5)$$

$$(4), (5) \text{式より} \quad S_{u3} \cong \frac{\sigma_{v2}}{\sigma_{v0}} \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v1}} \right)^{1-b} \cdot S_{u1} \quad (6)$$

図-5に示す地すべり末端部で切土工を行なったと仮定して、切土前の土質定数を用いた場合と(8)式からスライズごとに求めた強度を用いた場合について安全率を簡便法で算出した。現在の強度は $c' = 1.5 \text{ t/m}^2$ 、 $\tan \phi' = 0.266$ で安全率 $F_s = 1.0$ とし、 αR はすべり面全体にわたって2と仮定した。

a 、 b の値は今回の試験結果からそれぞれ0.35、0.6を用いた。

また、切取法面の勾配は1:1.0、1:1.5、1:2.0の3ケースを考え、

間隙水圧は安全側をみて切土前後で一定とした。その結果を図-6

に示す。切土前後で同じ土質定数を用いた場合と、(6)式から得られ

た結果を用いた場合の F_s を比較すると、最も切土量の少ないケ

ース①で3%、ケース③においては9%ほど後者の方が小さな値を与えている。

図-5

図-6

6. まとめ

(1)式の a 、 b の値を知ることによって除荷に伴う吸水膨張による粘土の強度低下割合が推定可能である。

その結果を基にして、切土工によって進行性破壊が生じたと仮定した場合には、切土前後とすべり面強度一定として算出した F_s と(6)式から得られたすべり面強度を用いて算出した F_s との比較を試みた。

今後はひ量と進行性破壊の関係、切土工がすべり面の強度低下に影響を及ぼす範囲、岩質による a 、 b の値の変化などの問題点を明らかにしてゆく必要がある。

【参考文献】(1)最上武雄編「土質力学」技報堂(2)Skempton, A. W. (1964) Long-Term Stability of Clay Slopes, Geotechnique, Vol. 14, 1964, 177-190

(3)Bjerrum, L. (1967) Progressive Failure in Slopes of Overconsolidated Clay, ASCE, Vol. 93, SM5, 1967, 105-124

(4)Mayne, P. W. (1980) Cam-Clay Predictions of Undrained Strength, ASCE, GT 10, 1980, 111-124

1. まえがき

地すべりの発生および運動の原因として地下水が重要な役割を果たしているといわれている。地すべり防止工事の中でも地下水排除を目的とした抑制工の施工件数は多く、全国の代表的な地すべり地の約60%において抑制工単独による防止工が施工されている(土木研究所資料第1121号)。しかし、地すべり防止工事施工前後における地すべり斜面の状況調査と対策効果についての追跡調査を行っている事例は少ない。そこで新潟県猿供養寺地すべりにおいて、地すべり防止工事の中で施工頻度の高い工法の一つである明暗渠工を取りあげ、防止工事施工前、施工中、施工後と調査観測を続け、暗渠の効果の検討を行った。

2. 目的

従来、明暗渠工は地すべり斜面内に枝暗渠を伴い施工されている例が多い。しかし、地すべり斜面に影響があると考えられる地下水は、降雨等の直接的な浸透により分布する地下水のみでなく、地すべり地外からも多量の流入があると考えられている。そこで、当調査斜面では試みとして、地すべり斜面へ流入しようとする水の排除を目的に、地すべり斜面を囲む馬蹄形状の明暗渠工を配置し調査観測も行ってきた。その結果、明暗渠工施工前に活発な移動がみられた当調査斜面が、工事完成直後から移動はほとんどみられなくなっている(図-1に地すべり平面図、観測計器の配置図、および主測線縦断面図を示す。また、図-2には明暗渠工標準横断面図を示した)。

今回報告するのは、現在まで得られた調査観測結果の中から移動量、間隙水圧を中心として以下について検討を行い、設計の合理化に資する資料として報告する。

- (1) 工事の進捗状況と斜面の移動、間隙水圧、安全率の変化について、
- (2) 馬蹄形状暗渠工の配置の有効性について、
- (3) 暗渠工による間隙水圧の低下量、影響領域について。

3. 調査方法

3.1. 調査斜面の概要

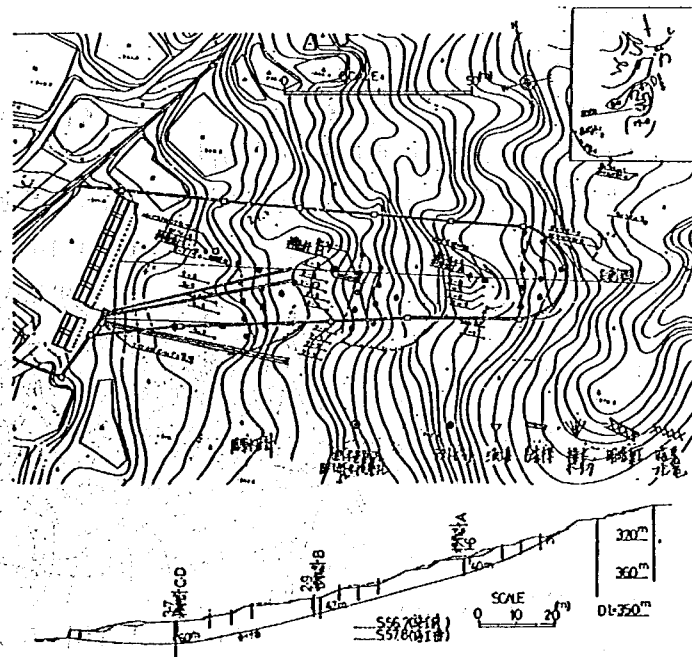


図-1 地すべり平面図・観測計器配置図・主測線縦断面図

猿供養寺地すべりは新第三紀層の寺泊層にあたる黒色泥岩地帯に発生しており、東・西のブロックに大きく分かれている。当調査斜面はその東部ブロック群内に発生した地すべりの一つである。活発な移動は昭和52年の秋霖期から昭和53年の融雪期にかけてみられ、現在地すべり規模は延長125m、幅40m、高低差30mで、約4mの滑落崖の下に平均12度の馬蹄形状の斜面を形成している。

滑落崖上部の冠頭部から左サイドは犬ヶム(5716m)から連なる尾根部に接しており、特にサイドクラックがシャープで地すべり頭部から末端部まで連続している。湧水、表面流出もサイドクラックに沿った地すべり境界付近で顕著にみられた。これら現地踏査と調査ボーリングの結果等に基づいて、今回は左岸側を主体とした調査を行ったものである。

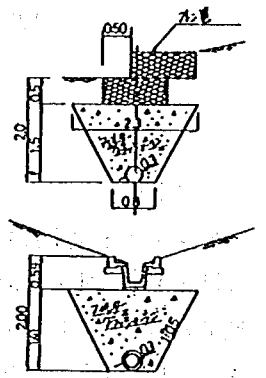


図-2 明暗渠工標準横断面図

3.2. 観測項目

地すべり挙動を明らかにするため、明暗渠工施工前に調査斜面を上部(1群)、中間部(2群)、末端部(3群)に分け、それぞれに移動計、間隙水圧計を配置して観測を行った。

移動計の設置は図-3に示す方法で各群に1基ずつ配置した。間隙水圧計の設置は図-4に示す方法で行い、左岸側明暗渠工を横断する方向に設置し、水位低下測定と斜面安全率算出を目的に各群において設置した。なお間隙水圧計の設置深度は地下水低下量、暗渠工の施工深度、安全率の算定も考慮して決定した。

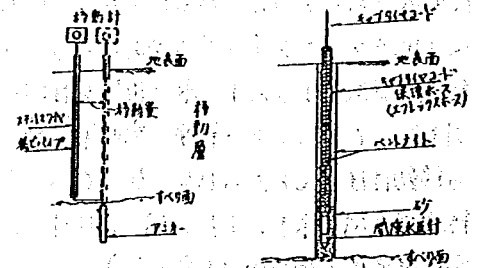


図-3 移動計設置図

図-4 間隙水圧計設置図

4. 調査結果

4.1. 地下水調査

左岸側地すべり境界で流動層が存在することは、明暗渠工施工前における斜面末端部からの排水ボーリングの排水流量調査、地下水追跡、地下水検層、地すべり斜面内外での調査ボーリング等により確認された。図-5に左岸側からの概略の地下水流動帯を示した。

4.2. すべり面調査

図-1に示した地すべり斜面主測線上でのすべり面深度は、パイプ歪計、テストピットによる観察等により、斜面上部で4m、斜面中間部で4.7m、斜面末端部で6.0mと確認された。

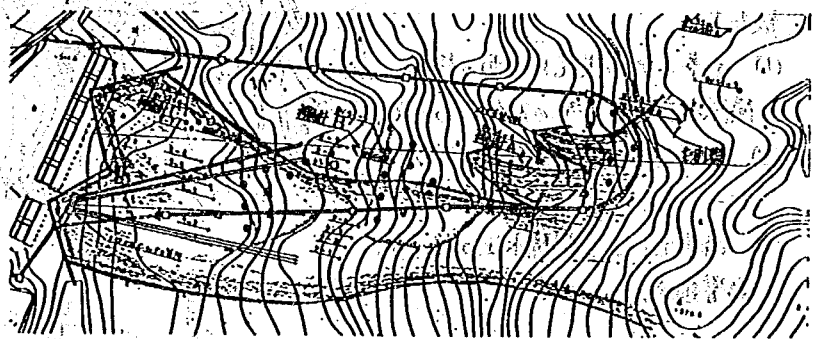


図-5 左岸側からの地下水流動帯推定図

4.3. 間隙水圧調査

間隙水圧計は図-1の地すべり平面図、観測計器配置図に示すとおり、斜面上部(1群)、中間部(2群)、末端部(3群)に配置し、明暗渠工施工前から観測を行った。

間隙水圧の低下状況により暗渠工の効果を検討するため、間隙水圧値と先行降雨量の相関関係を求めた。その結果、間隙水圧には当該日以前7日の降雨量が最も影響を

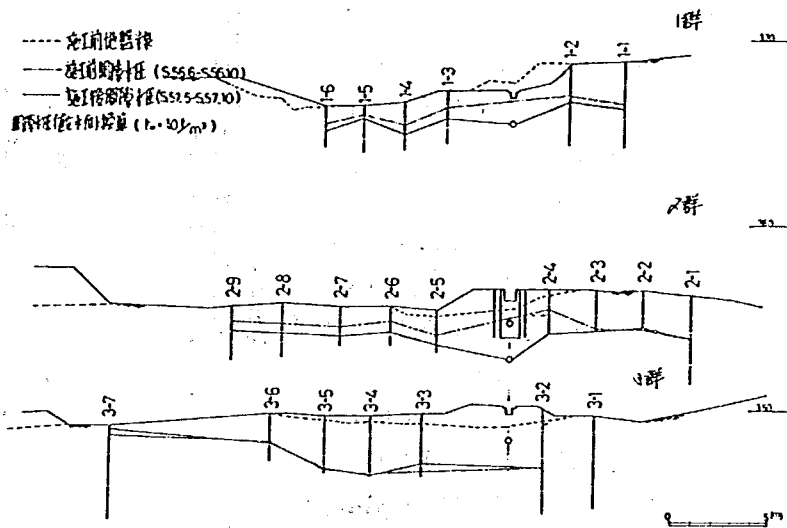


図-6 間隙水圧低下状況図

与えていることが明らかになった。図-6は以上の結果から、降雨量50%における明暗渠工施工前、施工後の各間隙水圧計の水圧値を結んだ図である。この図から明らかなように、各群で明暗渠工施工後間隙水圧が低下しているのがわかる。斜面上部(1群)、中間部(2群)では明暗渠工を中心に水圧低下がみられる。さらに側面からの浸透水が明暗渠工により排除されるため地すべり斜面内に流入する量が減少し、地すべり斜面内では全般的な水圧低下がみられる。末端部については明暗渠工に先立ち施工された排水ボーリングにより、すでに水圧低下がみられており、明暗渠工の効果も測定することができなかった。

図-7は明暗渠工からの距離と、降雨量50%における間隙水圧の低下量を示したものである。図-7から水圧の低下量と低下領域の主な変化点を推定すると表-1となる。

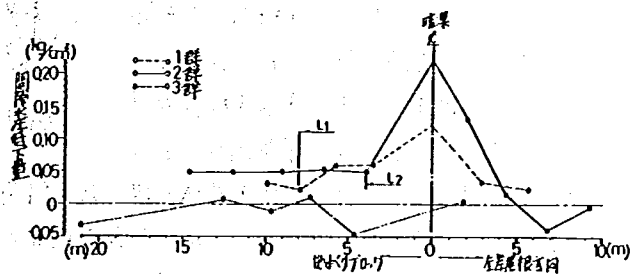


図-7 間隙水圧低下領域分布図

4.4.1 工事の進捗状況と斜面の移動、間隙水圧、安全率の変化

図-8に昭和55年7月から昭和57年9月の期間における対策工の進捗状況と累積移動量、間隙水圧、安全率の関係を示した。この図から対策工前では降雨の影響を強くうけた移動の発生がみられる。とくに、昭和55年12月での移動量は上部移動計(A)で400%、中間部移動計(B)で680%、末端部移動計(C)で580%の移動量がみられた。しかし、明暗渠工施工後の昭和56年12月から昭和57年8月までの9ヶ月間で移動計(A)で0.1%、移動計(B)で0.1%、移動計(C)で-2.5%の移動量が観測された。

表-1

	地すべり斜面内		左隣接斜面	
	L	ΔP	L	ΔP
1群	8 m	0.022 ⁹ cm ² (0.22m)	3 m	0.033 ⁹ cm ² (0.33m)
2群	4 m	0.046 ⁹ cm ² (0.46m)	4.5 m	0.015 ⁹ cm ² (0.15m)
3群	—	—	—	—

L: 暗渠工事排水低下領域変化点
 ΔP : 相対傾度変化点の累積量 (相対傾度)

にすぎず、ほとんど移動がなく、明暗渠工の効果が発揮されたものと考えられる。

対策効果を検討するため簡便法により、

$$F_s = \frac{\sum \{ c l + (W \cdot \cos \theta - U l) \tan \phi \}}{\sum W \sin \theta}$$

明暗渠工施工前、後の消雪、湯水、降雨期における安全率を求めた。土質学数として猿狹養寺地すべりにおいて現在までに土質試験で求められている値から、

$$(C_r \approx 0\%, \phi_r \approx 19^\circ, \gamma_r = 2.0 \text{ t/m}^3, U: \text{主割線上の空隙水圧の突刺値})$$

により計算を行った。安全率は明暗渠工施工前の湯水期 (S.56.8) 以前で $F_s < 1.0$ を示し、施工後では $F_s = 1.0 \sim 1.1$ の値を示している。

以上の結果から、対策工の効果により斜面の安全度が上昇してきていると判断できる。

5. まとめ

明暗渠工は多くの地すべり地で施工されているが、その大部分は地すべり斜面の中央部に枝暗渠を伴った配置で施工されている。しかし、粘性土の地すべり地の透水係数は 10^{-4} cm/s 以下のオーダーであり、深度 $2.0 \text{ m} \sim 2.5 \text{ m}$ に設けられた暗渠のみでは水位低下領域が限られ、斜面全体の水位低下には複数の暗渠工が斜面全体を覆う枝暗渠が必要となってくる。しかし当調査斜面で施工した明暗渠工では、地すべり斜面を囲むように配置されているので、地すべり地周辺から地すべり地内に流入する地表水、地下水を排除するため、水位低下の影響範囲が明暗渠工周辺にとどまらず、広がっているのが明らかになった。なお、地すべりに影響をおよぼす地下水は頭部だけでなく、サイドからも動き、すべり面におよぼす地下水の影響は側面からの方が距離的に短いこともあり、短時間に空隙水圧の上昇に結びつき、移動の原因になると思われる。これについても地すべり境界に沿って施工された明暗渠工は、サイドグラウトとすべり面との連続性を考えるとすべり面に供給される地下水を浅い位置で排除できる可能性も高く、本来浅い地下水の排除として用いられている本工法を有効に利用できると思われる。

今後の課題として、暗渠工から排出される流量をうがみ、水収支を考慮して流量、影響範囲、低下量との関係を明らかにすることによって、明暗渠工の合理的設計法の提案を行いたい。

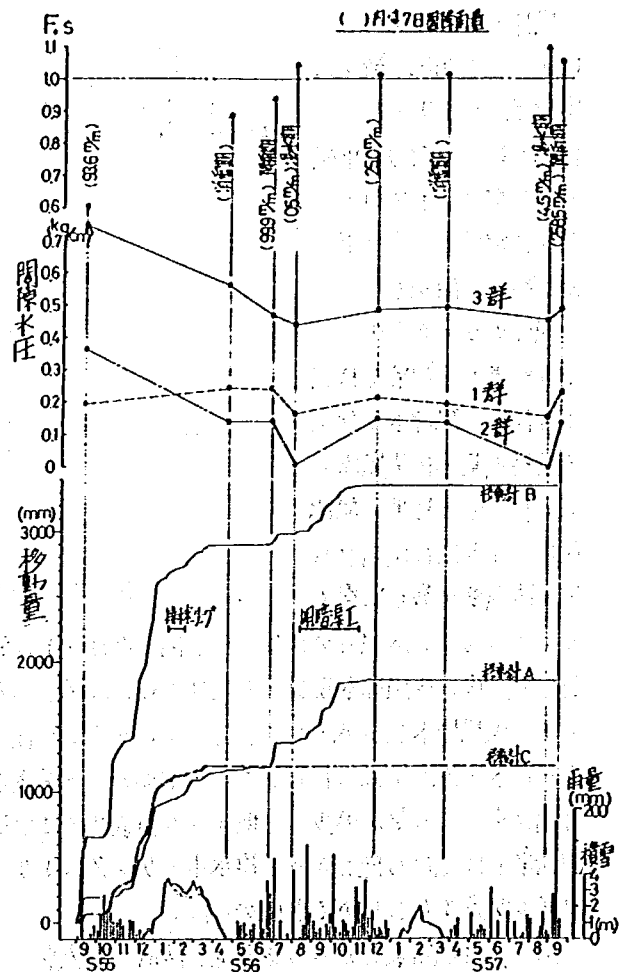


図-8 移動量・空隙水圧・安全率の変化図 (空隙水圧・安全率は時期別変化)

下水処理水の農業利用に関する研究

— 水稻栽培における窒素の影響 —

三次処理研究室 桐山孝一

1. まえがき

下水道の普及率の向上に伴い、下水処理水を直接あるいは間接的に農業利用される機会が今後増加すると予想されている。このケースで最も問題となるのは下水処理水中に存在する窒素化合物によ、て農業用水中の窒素濃度が増加し、これを水稻の灌漑水に用いて窒素過剰とな、た場合、青立ち、過繁茂、倒伏などにより収量減の原因となることである。本研究は灌漑水中の窒素が通常の稲作に影響を与えない濃度、および施肥法、水管理等栽培方法の改良により影響を吸収しうる濃度を明らかにすることにより、下水処理水を農業利用する際に下水処理場での目標水質を明らかにすることを目的としている。

2. 研究方法

本実験は通常の施肥条件（慣行施肥）において、灌漑水中の窒素の形態および濃度が稲の生育等にも与える影響の確認を目的として、56年度に実施したものである。

実験は1/2000アールのポットを用い、灌漑水として水道水（対照区）、二次処理水、水道水に塩化アンモニウムを添加して $\text{NH}_4\text{-N}$ を5、10、20、50mg/lに調整した溶液（アンモニア区）、および硝酸ナトリウムで $\text{NO}_3\text{-N}$ を5、10、20、50mg/lに調整した溶液（硝酸区）の10種を用い、1ケース3個のポットを用いて行、た。図-1に実験装置を示す。水管理は代かき時に水道水で灌水し、以後は先に示した各条件の水を日祭日および中干し期間を除く毎日、定時に1ℓ（灌漑水深として20mm）の補給を行い、下部からの流出も集水して測定を行、た。なお、中干し期間は7月26日から8月2日までの8日間とした。

栽培条件を表-1に示す。供試土壌は機耕地畑地土壌（茨城県豊里町内）とし、1ポットに乾土重量で4.74Kg充填した。栽培品種はコシヒカリとした。

3. 研究結果

(1) 水収支および窒素の挙動

移植日から収穫時までの水収支および流入、流出窒素量の測定結果を表-2に示す。蒸発・蒸散量は灌漑水中の窒素濃度が高いほど増加している。これは灌漑水中の窒素により稲の生育が促進され、繁茂することにより葉面からの蒸発（蒸散）量が増加したためであろう。アンモニア区は硝酸区に比較してやや高くなる傾向があり、蒸散量に対しては $\text{NH}_4\text{-N}$ の方が影響が大きいといえる。

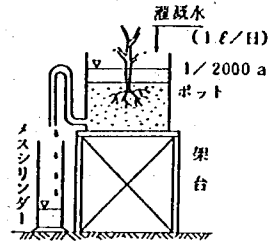


図-1 実験装置の略図

表-1 栽培条件

施肥の種類	施肥量			実施日	移植日	移植密度
	N (g/ポット)	P_2O_5 (g/ポット)	K_2O (g/ポット)			
基肥	0.30	0.60	0.40	6月1日	5月6日	1株/ポット
追肥(1)	—	—	0.15	8月3日	6月2日	5本/ポット
追肥(2)	0.20	—	0.15	8月11日		
計	0.50	0.60	0.70	—		

(注) Nは硫酸アンモニウムで調整
 P_2O_5 は過リン酸石灰で調整
 K_2O は硫酸カリウムで調整

表-2 ポットにおける水収支および窒素の挙動

項目 実験条件		灌 水 量 (mm)	平均灌漑水質			窒素流入量			流 出 水 量 (mm)	流出平均水質			窒素流出量			蒸 発 量 (mm)
			NH ₄ -N (mg/l)	NO ₃ -N (mg/l)	T-N (mg/l)	NH ₄ -N (mg)	NO ₃ -N (mg)	T-N (mg)		NH ₄ -N (mg/l)	NO ₃ -N (mg/l)	T-N (mg/l)	NH ₄ -N (mg)	NO ₃ -N (mg)	T-N (mg)	
アンモニア区	5mg/l	1640	4.0	0.2	4.2	324	16	341	1098	1.5	0.2	1.7	83	13	96	542
	10mg/l	1640	8.5	0.2	8.7	697	15	712	982	1.4	0.7	2.2	70	36	106	658
	20mg/l	1647	19.0	0.2	19.2	1566	14	1580	857	2.4	1.3	3.7	103	57	160	790
	50mg/l	1657	48.7	0.2	48.9	4014	16	4029	807	17.5	3.2	20.7	708	128	836	850
硝酸区	5mg/l	1650	0.1	5.5	5.6	10	450	461	1110	1.1	1.2	2.3	62	68	128	540
	10mg/l	1640	0.1	10.3	10.4	6	848	854	1044	1.0	1.9	2.8	50	99	148	596
	20mg/l	1640	0.1	18.8	18.9	6	1540	1546	1006	1.4	5.5	6.9	68	279	347	634
	50mg/l	1640	0.1	53.7	53.8	5	4404	4409	816	1.8	23.0	24.9	74	940	1014	824
二次処理水区		1630	2.0	13.9	16.0	166	1133	1304	962	1.6	1.3	2.9	79	64	141	668
対 照 区		1640	0.1	0.1	0.2	6	12	17	1206	2.2	0.1	2.3	134	7	141	434

(注) NO₃-N: NO₃-NとNO₂-Nの和, 但し NO₂-Nは検出されなかった

窒素の挙動であるが、流出時の窒素の形態では、流入時の主成分であつたものが主となっている。流出する窒素量はアンモニア区の方が硝酸区より少ない。これはNH₄-Nが土壌に吸着されやすいのに対し、NO₃-Nは土壌に吸着されにくいから生じたものであろう。しかしながら、対照区を除いた全区で、窒素流出量が施肥窒素量+灌漑水からの窒素流入量に対する割合には大差なく、その値も10~20%と小さいことから、同一濃度の窒素が流入する条件では窒素形態の差異によって生ずる窒素流出量の差は全体の窒素量から見れば小さいと判断できる。

(2) 生育結果および収量

生育および収量に関する結果を表-3 および図-2 に示す。窒素過剰による収量減は過繁茂、無効

表-3 生育および収穫物調査結果

調査項目	調査条件	アンモニア区				硝酸区				二次処理水区	対照区
		NH ₄ -N 5 (mg/l)	NH ₄ -N 10 (mg/l)	NH ₄ -N 20 (mg/l)	NH ₄ -N 50 (mg/l)	NO ₃ -N 5 (mg/l)	NO ₃ -N 10 (mg/l)	NO ₃ -N 20 (mg/l)	NO ₃ -N 50 (mg/l)		
草丈 (cm)		114.5	120.8	126.2	122.3	117.2	123.5	122.7	124.0	123.5	112.2
株高 (cm)		96.0	100.0	112.0	101.2	97.3	99.7	105.3	103.3	100.3	89.0
株数 (本)		16.7	21.3	28.0	31.0	15.7	19.7	22.0	29.0	20.3	15.0
一穂粒数 (粒)		78.3	75.4	75.0	75.9	76.0	77.6	85.9	92.3	91.5	59.2
わら重 (g)		49.3	67.3	83.1	82.5	46.5	60.3	63.3	85.0	71.7	36.5
株実歩合 (%)		95.3	97.9	96.7	96.9	97.2	92.3	96.4	98.6	93.7	93.7
粒歩合 (%)		92.1	91.8	92.5	91.7	91.2	85.2	92.7	95.1	90.3	90.3
収量 (g)		80.9	105.5	135.0	136.7	74.3	96.5	107.9	149.2	116.2	58.2
株もみ重 (g)		31.5	37.8	51.3	53.2	27.6	36.2	44.2	63.5	44.1	21.6
株もみ歩合 (%)		25.1	25.5	25.8	25.1	25.8	25.5	25.4	25.0	25.0	25.3
もみ歩合 (%)		64.9	56.4	61.9	64.4	59.1	60.3	171.1	75.0	61.6	59.7
玄米重 (g)		26.0	30.7	42.2	44.1	22.4	29.5	36.2	52.7	36.1	17.4
玄米歩合 (%)		14.9	17.6	24.3	25.3	12.9	17.0	20.8	30.3	20.7	17.4
稈の歩合 (%)		5.0	4.0	4.5	3.6	3.9	3.8	3.5	4.0	4.0	4.1
倒伏指数	A	155.3	239.8	333.8	384.3	182.1	253.2	324.6	342.5	286.4	125.4
	B	93.0	112.6	119.2	124.0	116.0	128.5	147.6	118.1	141.1	83.6

(注) 1) カッコ内は対照区を100としたときの割合

2) 株実歩合: $\frac{\text{株実重}}{\text{株もみ重}} \times 100$ 、但し、子実の肥大が認められないものを不粒粒とした。

3) 粒歩合: $\frac{\text{粒重}}{\text{もみ重}} \times 100$ 、但し、Aはもみ重について、Bは全粒重について。

4) もみ歩合: $\frac{\text{もみ重}}{\text{玄米重}} \times 100$

5) 稈の歩合: 第3節において、10cm幅で固定し、中央に稈重の歩合。

6) 倒伏指数: A = $\frac{\text{株重 (g)} \times \text{株高 (cm)}}{\text{稈の歩合 (g)}} \times 100$, B = A + 株数 (本)

分けつの増加による穂数減、同化産物の移行障害や着もみ数過多による穂実不良、徒長（特に下位節間の伸長）と組織の軟弱化による倒伏などによ、て生じるとされている。

穂数減についてであるが、アンモニア区、硝酸区とも灌漑水中の窒素濃度が高いほど穂数も増加しており、悪影響は認められない。

穂実不良については、穂実歩合においては大きな差はないが、登熟歩合においては $\text{NH}_4\text{-N}$ 50 mg/ℓ 区、および $\text{NO}_3\text{-N}$ 20 mg/ℓ 区で低下が見られており、精もみ千粒重では $\text{NH}_4\text{-N}$ 50 mg/ℓ 区、 $\text{NO}_3\text{-N}$ 50 mg/ℓ 区が対照区より低下し

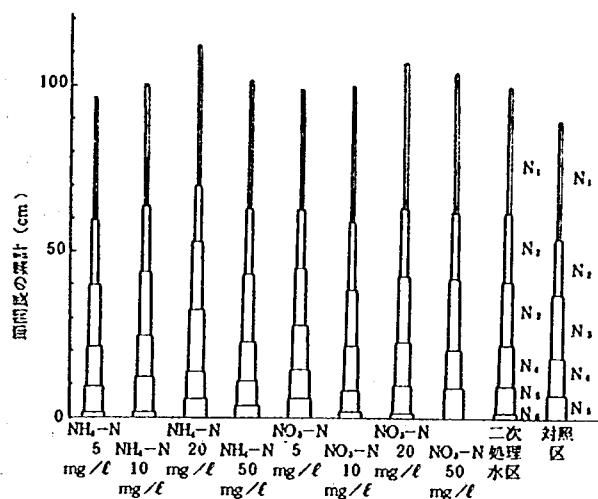
ており、灌漑水中の窒素が高濃度であればその影響が出てくる可能性は高いといえる。但し、上記二区を除けば登熟歩合、精もみ千粒重とも対照区を上まわ、ており、低濃度ならばこの面で好結果が期待できる。

徒長については、最高稈長が窒素濃度が高いほど伸長する傾向が見られ、影響が認められる。節間長に関しては、各節間とも最高稈長の伸びに比例して平均的に伸長する傾向があり、下位節間だけが特に伸長するとい、た傾向は認められない。組織の軟弱化については、稈の座折荷重が窒素濃度の増加に伴い低下する傾向が見られるものの、対照区に較べて大きく低下することはなく、影響は少ないといえる。なお、倒伏の危険性を表わすものとしては倒伏指数が用いられており、数値が大きいほど倒伏しやすいとされている。この結果において窒素濃度が高いほど倒伏指数も大となる傾向が認められる。

収量については精もみ重、玄米重とも窒素濃度が高いほど増加し、玄米重において $\text{NO}_3\text{-N}$ 50 mg/ℓ 区で対照区より303%の増収となった。したが、て倒伏への影響を除けば、灌漑水中の窒素の影響はプラス側に働くことが多いといえる。ここで注意すべき点はアンモニア区では一穂粒数がほぼ一定であり収量の増加の多くが穂数の増加によ、てもたらされたのに対し、硝酸区では窒素濃度の増加に伴い一穂粒数の増加が見られることに示されるように、穂重増も加わ、てなされていることである。これは、一般に硝酸性窒素肥料は生育初期の分けつ——穂数増への肥効は少なく、生育後期に大きく作用するとされており、灌漑水中の $\text{NO}_3\text{-N}$ においても肥料と同様、生育初期よりも後期に大きく作用するため生じたものであろう。穂重が増加することはそれだけ倒伏の影響を受けやすくなると考えられるので注意を払う必要があろう。

(3) 穂体の窒素含有量

各試験区の穂体各部位中の窒素含有量測定結果を表—4に示す。灌漑水中の窒素濃度と穂体各部位中の窒素含有量には明確な相関性があり、窒素濃度が高いほど各部位の窒素含有量も高い。なお、窒素含有量は灌漑水の窒素濃度が同一であれば存在形態にかかわらず同程度の値とな、ており、このことから判断すれば、穂体が吸収する窒素量については形態の違いによる影響は小さく、濃度による影



図—2 節間長の測定結果

響が大きいといえる。

各部位の含有量において、もみと葉は灌漑水中の窒素による増加が少なく、対照区と比較して最大20%程度しか増加してないのに対し、わらにおいては最大95%と倍近い含有量の増加が見られた。全国の水稲わらの窒素含有量の平均値は0.6%程度であるとされており²⁾、 $\text{NH}_4\text{-N}$ および $\text{NO}_3\text{-N}$ 50mg/l区の1.20、1.25%という数値はかなり高いものであり過剰に近いといえるが、20mg/l以下ではそれほど高いものではないといえる。

(4) 栽培土壌の窒素含有量

各試験区の栽培土壌の窒素含有量を表-5に示す。供試土壌は施肥前に採取したものであり、その他はいずれも収穫後採取したものである。

土壌中の窒素はその大部分が有機性窒素の形で保持されている。アンモニア区においては灌漑水中の窒素濃度が高いほど栽培土壌中の窒素含有量も高くなる傾向が見られる。これに対し、硝酸区では灌漑水中の窒素濃度にかかわらずほぼ一定である。これは前述したように $\text{NH}_4\text{-N}$ は土壌に吸着されやすいため、 $\text{NH}_4\text{-N}$ で流入した場合、土壌における滞留時間が長くなり、土壌中に固定される機会が $\text{NO}_3\text{-N}$ の場合と較べて増加することにより、生じたものと考えられる。

一般に稲の吸収する窒素は栽培土壌に由来するもの(地力窒素)の割合が高いとされており、土壌中に窒素が蓄積されてゆくと窒素過剰障害を助長するとされている。したがって、土壌への窒素の蓄積を少なくすることが長期的な窒素過剰障害を防止する上で重要であり、この面では $\text{NO}_3\text{-N}$ の方が影響が少ないといえる。

灌漑水が二次処理水の場合であるが、水質面では $\text{NO}_3\text{-N}$ 10mg/l区と20mg/l区の間であり、得られた結果も両区の間隔的なものであり、窒素以外の影響については特に認められなかった。

灌漑水中の窒素の影響は、収量面ではプラスに働き窒素濃度が高いほど収量は増加するが、反面倒伏の危険性も大となる。窒素の形態による影響については、同濃度では $\text{NO}_3\text{-N}$ の方が倒伏の危険性は大きくなるが土壌への窒素の蓄積は少なく、 $\text{NH}_4\text{-N}$ の方は倒伏の危険性は比較的小さいものの土壌への蓄積があるため長期的には窒素過剰障害を助長する可能性が高いといえる。したがって倒伏の問題を克服できるならば $\text{NO}_3\text{-N}$ の方が長期的に見て問題のおこる可能性が低いといえる。

本実験は気象条件に恵まれている温室内でポットで実施しており、一般の栽培条件に較べて窒素の影響が過少に出やすいなど解決すべき問題点が多い。このため本結果の確認および栽培方法の改良による影響の吸収方法については試験圃場を用いて検討を進めている。

参考文献 1) 水稲に対する硝酸態窒素の肥効について、昭和44年度新潟県報告16、12 2) 農業用水による灌漑水田の窒素濃度、東京農業大学研究報告、No. 22

表-4 稲体の窒素含有量

試験区	項目	も	み	わ	ら ¹⁾
アンモニア区	5mg/l	0.89	0.69	1.50	
	10mg/l	1.18	0.74	1.53	
	20mg/l	1.30	0.92	1.65	
	50mg/l	1.24	1.20	1.84	
硝酸区	5mg/l	1.20	0.70	1.51	
	10mg/l	1.13	0.82	1.69	
	20mg/l	1.32	0.85	1.60	
	50mg/l	1.33	1.25	1.86	
二次処理水区		1.00	0.69	1.37	
対 照 区		1.12	0.64	1.47	

(注) 1) 上位3葉 2) 全て風乾物当り (単位: %)

表-5 土壌の窒素含有量

試験区	項目	K-N	$\text{NH}_4\text{-N}$	$\text{NO}_3\text{-N}$	T-N
アンモニア区	5mg/l	218	0.93	0.37	218
	10mg/l	210	2.16	0.04	211
	20mg/l	234	0.95	0.25	234
	50mg/l	233	14.95	2.69	235
硝酸区	5mg/l	221	0.38	0.26	221
	10mg/l	210	1.09	0.55	211
	20mg/l	215	0.57	0.23	216
	50mg/l	204	1.06	0.37	204
二次処理水区		210	0.89	0.40	211
対 照 区		218	0.87	0.05	218
供 試 土 壌		190	0.77	2.40	193

(単位はmg/100g(乾土))

各種洗剤の下水処理に及ぼす影響

水質研究室 小 森 行 也

1. はじめに

現在、洗剤は洗濯用、台所用等、その用途に応じて各種のものが生産されており、その生産量は年々増大している。洗剤には、主成分であり洗浄力の主因子となる界面活性剤が含まれている。この界面活性剤によって、洗剤は陰イオン系、非イオン系及び脂肪酸系のものに分類されるが、昭和35年頃までは脂肪酸系の石ケンが主であった。昭和30年代の後半から合成洗剤が多く生産されるようになったが、昭和40年頃までは、合成洗剤に含まれる界面活性剤として、ほとんど陰イオン系のABSが使われていた。

ABSは、いわゆるハード型合成洗剤と称されるもので、生分解性が悪く、処理場、河川等における発泡現象等の問題が生じた。このため、昭和42年に、生分解性のよい界面活性剤への転換、いわゆる合成洗剤のソフト化が行政指導され、現在ではすべてソフト型洗剤となっている。また、合成洗剤にはビルターとして、リン酸塩を含んだものが多く使われている。

最近、湖沼、内湾等の閉鎖性水域における富栄養化防止が強く要請されているが、これら閉鎖性水域の富栄養化の原因は、窒素及びリンの濃度の上昇によるものと考えられており、富栄養化防止対策として、これらの流入防止が必要となっている。

このうち、リンについてその発生源は種々あるが、その一つとして合成洗剤中のリンの削減の必要性が議論され、昭和54年に滋賀県において、リンを含む合成洗剤の使用禁止が条例化され、その後、多くの地方公共団体で有リン合成洗剤の使用について行政指導が行われるようになった。このため、昭和50年頃より、リン含有量の少ない洗剤が生産されるようになり最近では、リンを含まない合成洗剤又は粉石ケンの生産量が増加しつつある。

現在、洗剤はその種類も成分も多種多様であるが、界面活性剤の生分解性は改善されてきている。しかしながら、洗剤の使用量の増大は、幾分、鈍化の傾向にあるもののなお続いており、また、別種のビルターなどを含むものも使われるようになってきているため、洗剤の流入による下水処理機能、管さよ内付着等の下水道施設に与える影響を子細に点検する必要があるが生じた。

本報告は、合成洗剤及び洗濯用石ケンを用いて行った活性汚泥処理実験と下水処理場における調査から、洗剤が下水道へどのような影響を与えているかを評価したものである。

2. 界面活性剤の下水処理場への流達率

合成洗剤から粉石ケンへ転換すると、下水処理場に流達する有機汚濁物質は増加するといわれている。この増加量を予測するためには、粉石ケンが汚水マスで沈殿したり、下水管へ付着するなどを考慮しなければならない。その結果、流達率が一定になるということは粉石ケンの沈殿、付着、脱離、生物学的分解が平衡になっていることを意味する。

表-1 F処理場の運転条件

処理人口	5700人
流入水量	12000m ³ /日
エアレーション時間	13.7時間
汚泥返送率	100%
最初沈殿池水面積負荷	6m ³ /m ² /日
最終	5.3m ³ /m ² /日

調査は、F市のF処理場において1981年3月に実施した。F処理場の運転条件を表-1に示す。また、図-1に処理場のフローシートを示す。F処理場は傾斜地にあるため、下水の流達時間は20分以内である。

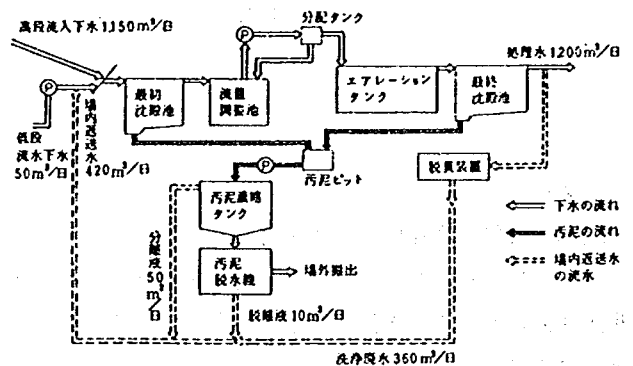


図 - 1 F処理場のフローシート

下水管内での付着物の調査も同様に実施した。これらの調査結果を表—2に示す。調査した汚水マスは5世帯分の家庭排水が流入している。一世帯の家族数を平均3.5人と仮定すると使用人口は17.5人である。この処理区のすべての汚水マスがこれと同等の機能をもつと仮定して、この処理区1日当り

表-2 汚水マスでの沈殿物及びヒューム質への付着物の測定結果

		COO _{Na}	TS	VTS	TP	KN	MBAS	CTAS	相对粘度
内 水 可 入	平 衡 式 粘 度 (g/3秒时)	11.5	1750	467	5.43	33.4	1.44	2.19	72.5
	2 秒 时 式 粘 度 (g/3秒时/2秒)	—	230	187	1.32	5.98	0.73	2.06	22.4
水 中 可 用 量	平 衡 式 粘 度 (g/cm ²)	12.8	55.3	30.3	1.09	3.4	0.83	0.18	0.35
	2 秒 时 式 粘 度 (g/cm ² /2秒)	1.06	11.9	6.4	0.33	4.53	0.054	0.025	0.10

表-3 TP、KN、界面活性剤の下木処理場への流達率

		TP	KN	MBAS	CTAS	相对粘度
1	高圧入までの最大粘度 (kg/cm ²)	0.2	1.0	0.12	0.31	3.43
2	高圧入直後の最大粘度 (kg/cm ²)	2.2	3.0	0.36	0.10	0.66
3	高圧入直後の粘度 (kg/cm ²)	11.1	47.0	1.51	2.74	3.76
減 速 率 (％) ($\frac{1}{1+2+3} \times 100$)		82.2	53.6	91.7	93.3	68.2

・ 1.3の速に処理人口 5,700人を乗じた値

の沈殿量を推定すると表-3 のようになる。また、下水管への付着量は汚水管総延長14,140 m 汚水管径250~400 mm^φ (平均300 mm^φ) であり、管壁に均一に付着していると仮定しこの処理区1日当りの付着量を表-3 に示す。さらに表-3 には、汚水マスでの沈殿量と下水管での付着量と流入下水の負荷量から算出した流達率を示している。下水管での最大付着量が過大に評価されている点を考慮するとTP、KN、MBAS、CTASの流達率は95%を超えるものと推定されるが、脂肪酸塩の流達率は下水管での付着量が過大であることを考慮しても70%程度である。

3. 下水処理プロセスにおける界面活性剤の挙動

F市F処理場において24時間の負荷量調査を実施した。その結果を表-4に示す。流入水の平均濃度は、BOD 201 mg/l、COD 91.4 mg/l、SS 219 mg/l、KN 44 mg/l及びTP 2.2 mg/lであり、団地の小規模な処理場としては平均的な値である。洗剤の成分に関する項目については流入下水中のMBASが3.6 mg/l、CTASが47 mg/l及び脂肪酸塩6.0 mg/lである。これらの成分のうち、固形物として流入水中に含まれる割合は、MBASはほぼ0%、CTAS 20%、脂肪酸塩56%である。MBASはほとんどが溶解性であるが、エアレーションタンク前での除去率が30%近くある。F処理場においては最初沈

表-4 24時間負荷量調査結果

	BOD	COD	D-COD	SS	K-N	D-K-N	T-P	D-T-P	MBAS	CTAS	FAS
流入下水	201 (47-387)	91.4 (37-262)	45.8 (17-101)	219 (49-468)	44.0 (19-124)	31.0 (10-107)	7.2 (2.9-14)	4.5 (2.1-10)	3.6 (1.2-11)	4.7 (1.6-12)	6.0 (0.7-45)
初沈沈出水	116 (95-133)	67.6 (55-78)	33.8 (28-39)	86.0 (77-104)	30.0 (26-35)	25.0 (22-27)	4.9 (4.4-5.2)	4.1 (3.6-4.7)	2.5 (2.4-2.7)	4.3 (4.2-4.5)	1.4 (1.0-1.6)
除去率	42.3	26.0	26.2	61.5	32.2	17.8	32.3	11.5	29.6	8.5	77.3
二次処理水	5.2 (3.0-6.2)	11.4 (11-12)	10.1 (9.6-11)	2.1 (0.4-3.8)	25.0 (24-26)	--	3.0 (3.0-3.0)	--	0.4 (0.4-0.4)	0.4 (0.3-0.5)	0.5 (0.1-0.7)
除去率	95.5	83.0	70.1	97.6	16.8	--	38.9	--	85.7	90.7	66.7
総合除去率	97.4	86.9	77.9	97.0	42.1	--	58.7	--	89.9	91.5	92.4

貯留池の滞留時間が9.3時間あり、さらに流量調整池での滞留時間を加えると13.7時間の平均滞留時間となるため、

かなりの生分解を受ける。脂肪酸塩についても、エアレーションタンク流入前で77%が除去されており、生物分解作用が関与している可能性がある。エアレーションタンク及び最終沈殿池ではMBASが86%及びCTASが91%の除去を示している。脂肪酸塩については、エアレーションタンク流入濃度が希薄であるため67%程度しか除去されないが処理フロー全体でみた総合除去率は92%である。また、MBAS、CTASについても総合除去率は90%、92%でありかなりの高率となっている。流入下水に関する各種項目の総流入負荷量を求め、処理人口で除した原単位を表-5に示す。

表-5 主な水質項目の1人1日原単位 (YR: 4/1・H)

BOD	COD	SS	T-P	K-N	MBAS	CTAS	脂肪酸
54.3 (11-81)	21.5 (22-42)	59.2 (19-20)	1.85 (1.4-2.2)	11.9 (12-11)	8.7	1.27	14

BOD及びCODの有機汚濁指標は「設計指針」の値と比べて、それほど大きい原単位を示していない。F処理場の処理区は、比較的粉石けんの使用率が高い処理区であるが大幅な原単位の上昇はみられない。逆にTPの原単位は合成洗剤の使用率が低いわりには低下する傾向はみられなかった。

4. 活性汚泥処理に対する洗剤の影響

エアレーションタンク内のDOは、活性汚泥処理に影響する重要な因子である。ここではエアレーションタンク内のDOが低い場合に活性汚泥処理に対して界面活性剤がどう影響するかを調査した。

実験は容器に活性汚泥を入れ、汚泥が沈降しないように攪拌し、DOコントロールはエアレーション強度により調節した。培養法は1日1回の回分式で行った。DOレベルは、空気量を2段階に変えて行った。高DOレベルの空気量は、基質添加後1〜3時間でほぼ飽和になるように約600 ml/minとし、低DOレベルは24時間後でDO飽和率が10〜20%になるように約300 ml/minとした。

界面活性剤はドデシルベンゼンスルホン酸ナトリウム(DBS)を使用した。BODが約150 mg/lの合成下水をベースに5 mg/l、10 mg/l

表-6 処理水の水質

	DBS	BOD	COD	D-COD	TOC	D-TOC	MBAS
低DO	7.2	4.6	6.8	6.1	7.6	1.7	0.32
	14.5	11.7	11.1	6.7	17.7	10.5	0.39
	29.0	16.7	19.3	16.6	32.6	23.9	7.75
高DO	7.2	6.1	9.3	5.5	8.0	6.7	0.34
	14.5	5.7	11.6	6.7	8.3	4.1	0.64
	29.0	4.6	9.9	7.3	11.2	3.2	1.39

20 mg/lの濃度で添加し実験を行った。これらはMBASの濃度に換算するとそれぞれ7.2 mg/l、14.5 mg/l、29 mg/lとなる。実験結果を表-6及び図-2に示した。低DOの条件ではDBSの添加濃度が高くなると、いずれも処理水中のDBSも高くなる傾向がみられた。

DBSを 29 mg/l 添

加した条件では、

処理水にDBSが
27%残留した。

低DO条件と高DO
条件を比較すると

DBSの添加濃度

7.2 mg/l 程度では

DOの影響はみられ

ないが、 14.5 mg/l

の場合にTOC及び

BODの処理水質に

差がみられた。

24時間中の経時

変化は図-2にみ

られるようにDBS

14.5 mg/l の添加でのTOCの除去は、5時間までは低DOの方がむしろ良好であったが、24時間で比較

すると高DOの方が良好であった。DBSは、いずれも同様の経時変化を示した。DBS 29 mg/l の添加

では、5時間までの経時変化はよく似た挙動を示したが24時間後の値は、DOが高い方がよく除去され

た。以上の結果からDBS 14.5 mg/l 以下の条件では処理水の水質に影響はなかったがDBS 29 mg/l 添

加の場合には、低DO条件で処理水中にMBASが残留する傾向がみられた。運転状況は、DOが高い

方が安定していた。通常、処理場に流入している程度のMBASの濃度では、DOの影響はみられない。

5. まとめ

本調査は、下水道に対する洗剤の影響を下水処理場の実態調査と室内実験により検討し、次の結果

を得た。

1) 汚水マスでの沈殿物と下水管への付着物の調査結果から、TP、KN、MBAS、CTASの流達率

は95%であるが、脂肪酸塩の流達率は70%である。

2) MBASとCTASは主にエアレーションタンクで除去され、脂肪酸塩は最初沈殿池で除去される。

3) DBS 14.5 mg/l 以下の条件では処理水の水質に影響はないが、DBS 29 mg/l の場合には低DO条

件で処理水中にMBASが残留する傾向がみられた。

参考文献

1) 下水道施設設計指針と解説

日本下水道協会発行

High DO condition

DBS 7.2 mg/l

○ MBAS in mixed liquor

△ MBAS in supernatant liquor

□ TOC

○ DO

Time (hours)

High DO condition, DBS 14.5 mg/l as MBAS

Time (hours)

High DO condition, DBS 29 mg/l as MBAS

Time (hours)

Low DO condition

DBS 7.2 mg/l as MBAS

Time (hours)

Low DO condition, DBS 14.5 mg/l as MBAS

Time (hours)

Low DO condition, DBS 29 mg/l as MBAS

Time (hours)

図-2 活性汚泥処理によるDBS除去に対するDOの影響

1. はじめに

近年、霞ヶ浦などの閉鎖性水域における富栄養化現象は、水中の動植物プランクトンを増殖させアオコの発生を促し我々の生活環境に影響を及ぼし大きな社会問題になっている。従来より、これらの湖沼の水質調査にランドサットMSSデータを利用する可能性が検討されており、このように広域な範囲を同時に遠隔計測できるランドサットMSSデータの利用は、今までの観測船による点の観測を平面的に捉えるという利点をもちた。

これまでに、飛行機による水質観測は環境庁国立公害研究所の安岡らや京都大学の井岡らによる可能性について検討を行っている。しかしながら、ランドサットMSSデータと地上データ（シートルース）との相関性については未だあまり明確にされていない。そこで、水質汚濁に特に関連のあるクロロフィル a と緑地検出によく使用されるパラメータとの相関性について調査し、さらにその相関性改善の一手法としてランドサットMSSデータの基準化を行ない、大気の状態にかかわらず同じ尺度で比較できるようMSSデータの加工を行った。これによって相関性はかなり改善されたものの普通回帰式を得るには至っていなかった。

そこで、本調査では従来と違ったパラメータを用いて季節ごとの回帰式を得ようと検討を行っている。

2. 調査目的

霞ヶ浦は茨城県東南部に位置し、その流域面積は茨城県全域の約35%（2167km²）を占め古来より飲料水、水産、農業用水などの供給地として大きな役割を担ってきた。また、海水浴場、ヨットなどのレクリエーション施設としても利用され人々と密接な関係をもっている。しかしながら、最近の流域開発とともに昭和43年頃より水質が悪化し湖の富栄養化が進み水道水にカビの臭いが生じたり、また、養殖魚の大量死といった現象を招き大きな問題となっている。

そこで、本報告ではリモートセンシングにより湖水域の水質分布を推定することを目的として、ランドサットMSSデータと湖上で実測された水質データとの回帰分析を行ない、季節ごとの水質推定回帰式を求めようとするものである。

3. ランドサットMSSデータの処理方法

図-1は、霞ヶ浦の概略図であり本調査の対象地域である。図中の○印は今回の調査の水質観測地点である。ほぼ全域にわたって8点設けられて

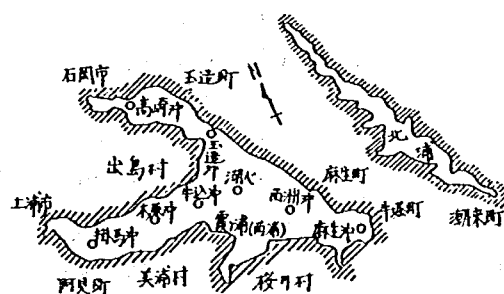


図-1 霞ヶ浦概略図

いる。図-2は、ランドサットMSSデータ(CCT)の処理のフローチャートである。図-1上のこれらの地点の地図座標(北緯、東経)とランドサットMSSデータの画像座標との対応は、MSS画像座標が、画素番号とスキャンライン番号で与えられるマトリクスとなっているので、これを(元々)

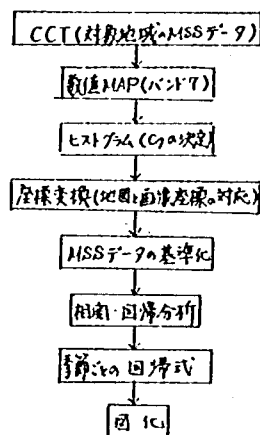


図-2 処理フローチャート

の相関性に入さぬ影響を受ける。そこで、MSSデータのバンド7は陸域・水域ははっきりわかれるので、図-3のようなヒストグラムを作り、図のC7を陸域と水域の境界値と決めこれより陸域と水域の境界線を明らかにした。次に、湖周辺の境界線上の数10点を選り、各バンドごとの境界平均値 α ($\alpha = 4, 5, 6, 7$) を用いて、次式のようにランドサットMSSデータをさらに加工処理した。

NO	ランドサット観測日	地上水質観測日
1	昭和 54 年 5 月 21日	昭和 54 年 5 月 21日
2	昭和 54 年 12 月 14日	昭和 54 年 12 月 10日
3	昭和 55 年 1 月 19日	昭和 55 年 1 月 14日
4	昭和 55 年 2 月 6日	昭和 55 年 2 月 12日
5	昭和 55 年 8 月 13日	昭和 55 年 8 月 6日
6	昭和 55 年 11 月 11日	昭和 55 年 11 月 10日
7	昭和 55 年 12 月 17日	昭和 55 年 12 月 8日
8	昭和 56 年 1 月 4日	昭和 56 年 1 月 7日
9	昭和 56 年 1 月 22日	昭和 56 年 2 月 4日
10	昭和 56 年 2 月 9日	昭和 56 年 2 月 4日
11	昭和 56 年 2 月 27日	昭和 56 年 3 月 4日
12	昭和 56 年 3 月 17日	昭和 56 年 3 月 4日
13	昭和 56 年 4 月 22日	昭和 56 年 4 月 29日

表-1 調査日時

とすると、次式のような座標変換により関係づけられる。

$$x_i = \sum_{k=1}^n \alpha_k U_k V_k + \varepsilon \quad (\varepsilon \rightarrow \text{minimum})$$

$$y_i = \sum_{k=1}^n \beta_k U_k V_k + \varepsilon \quad (\lambda = 4, 5, 6, 7)$$

測定可能な基準点を数10点選り、上式を求めれば8点の数値MAP上の対応点が見い出せる。また、MSSは1バンドにつき6個の検出器を有しており、その性能にバラつきがあるため、各々の対応点を中心とした(6×6)個の単位平均をランドサットMSSデータとして処理した。

さらに、ランドサットMSSデータは、湖上を反射あるいは放射する電磁波が伝播するとき気体分子や微小粒子によって散乱されるために大気の状態によって影響を受けたり、撮影時の太陽高度によりMSSデータが変動するためクロロフィルaと

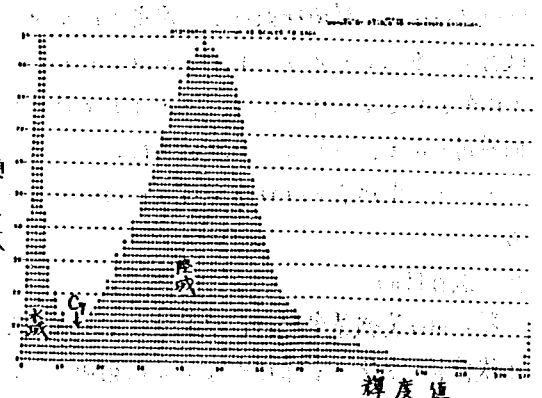


図-3 バンド7ヒストグラム

$$Xi = 100(\alpha - xi/\alpha)$$

$$(\lambda = 4, 5, 6, 7)$$

このデータを用いて、99種類のパラメータとクロロフィルa、透明度、SSとの相関係数について相関調査した。その結果はケースについて表-1に示すように、ランドサットデータ観測日と地上データ観測日は必ずしも一致していないが、リククダ年からの1981年までの5年においてデータを扱っている。

年	1979	1981	1981	1980	1981	1979	1980	1980	1980	1981	1981	1981	1981
年	5-21	3-17	4-22	5-13	11-11	12-14	1-19	2-6	12-17	1-4	1-22	2-9	2-27
X5-X7	-0.90	-0.37	-0.66	-0.03	-0.34	-0.74	-0.21	-0.08	-0.61	-0.13	-0.63	0.04	-0.64
X4/X6	-0.56	-0.43	-0.33	-0.54	0.26	0.55	-0.02	0.15	0.43	0.55	0.64	0.37	-0.03
X6(X7-X5)	0.77	0.84	0.96	0.67	0.12	0.65	0.17	-0.17	0.31	-0.37	0.11	-0.49	0.59
X4(X5-X6-X7)	-0.93	-0.63	-0.72	-0.77	-0.33	-0.73	-0.43	-0.22	-0.69	-0.15	-0.34	0.22	-0.53
X4(X7-X6)	0.07	0.53	0.93	0.65	-0.01	0.39	-0.63	-0.57	-0.27	0.15	0.58	-0.22	0.77
(X4-X6)/X6	-0.56	-0.43	-0.33	-0.54	0.26	0.55	-0.02	0.15	0.43	0.55	0.64	0.37	-0.03

表-2 相関係数 (6×6の主成分)

年	1979	1981	1981	1980	1981	1979	1980	1980	1980	1981	1981	1981	1981
年	5-21	3-17	4-22	5-13	11-11	12-14	1-19	2-6	12-17	1-4	1-22	2-9	2-27
X5-X7	0.93	0.45	0.71	0.02	0.33	0.74	0.15	-0.04	0.55	0.71	0.72	-0.21	0.68
X4/X6	0.92	0.44	0.83	-0.37	0.44	0.81	0.68	0.67	0.85	0.26	0.17	0.07	0.57
X6(X7-X5)	-0.77	-0.87	-0.90	-0.65	-0.10	-0.63	-0.11	0.29	-0.16	0.15	-0.10	0.64	-0.57
X4(X5-X6-X7)	0.92	0.66	0.88	0.10	0.32	0.77	0.32	0.04	0.65	0.06	0.26	-0.31	0.65
X4(X7-X6)	0.93	0.40	0.76	-0.38	0.45	0.81	0.71	0.82	0.86	0.66	0.13	0.03	0.51
(X4-X6)/X6	0.92	0.44	0.83	-0.37	0.44	0.81	0.68	0.67	0.85	0.26	0.17	-0.07	0.57

表-3 相関係数 (基準化式を利用)

年	1979	1981	1981	1980	1981	1979	1980	1980	1980	1981	1981	1981	1981
年	5-21	3-17	4-22	5-13	11-11	12-14	1-19	2-6	12-17	1-4	1-22	2-9	2-27
X5-X7	1.43	0.52	2.36	-0.02	1.02	1.12	0.69	-0.03	2.31	2.61	1.00	-0.33	0.72
X4/X6	3.44	37.6	3.36	-54.5	14.0	1.72	359	226	312	306	21.2	-3.72	79
X6(X7-X5)	-4.61	-1.51	-2.57	-2.31	-0.55	-2.10	-0.33	0.62	-1.04	1.63	-0.15	1.33	-1.15
X4(X5-X6-X7)	4.03	0.57	1.91	0.31	0.94	1.11	0.00	0.93	2.15	0.17	0.23	-0.32	0.65
X4(X7-X6)	5.24	0.37	3.31	-0.73	1.64	1.56	4.72	3.23	3.17	3.77	0.17	-0.03	0.31
(X4-X6)/X6	34.4	37.6	306	-54.5	14.0	126	353	226	312	306	21.2	-8.72	79

表-4 比例係数

4. 季節ごとの回帰式

従来より、クロロフィルαと相関が高くなるパラメータは可視域、テータと近赤外域、テータの比 (X_4/X_6) であるといわれているが、今回さらに良いパラメータを模索しようと99種類のパラメータを用いて調査した。その結果、クロロフィルαについてバケースについて調査したもののうち6ケース以上、つまり、10%の危険率で「相関あり」といえるものについて表-2、表-3に掲げている。(表中下線を示してあるのは相関係数が0.62以上のものである。)

同様に、透明度、SSについても調査したが良い結果が得られなかったため削除してある。表-2は(6×6)個の主成分の平均値を用いて相関性を調べたものである。表-3も同様にHSS成分の基準化式で修正されたテータを用いて算出したものである。各々の表は春、夏、秋、冬と季節ごとに分けてある。相関係数について表-2、表-3と比較すると、春期は若干改善されているものの、1981年4月22日に関する値は落ちはいる。しかし、全体的に見れば改善されているといえる。冬期については(X6(X7-X5))のパラメータを除くほかは顕著に相関係数が高くなっているものが多くなっている。全体の半数近くのケースが相関係数が0.62以上であり基準化式も効果が認められる。基準化式をとり入れた動機は、天候状態によって各観測日ごとの水成、輝度レベル値が違ってくる。そこで、水域内の最大輝度レベル値などの観測日も同一にし調査してみようと考えたわけである。

との結果、表-3、表-4のように相関係数の改善と回帰式の比例係数の安定に役立った。

表-4は回帰分析を行なった際、回帰式の比例係数である。相関係数が0.62以上のものの比例係数（表中下線と示してある）についてのみ見ると、春期は $(X_6+X_7-X_5)$ あるいは $(X_4+X_5-X_6-X_7)$ のパラメータが比較的安定している。冬期について見ると、比例係数が安定しているのは $(X_4 \times X_5 / X_6)$ または $(X_4 - X_6) / X_6$ のパラメータである。全体的に係数の変動および正負のバラツキが少なくなっていることがわかり季節ごとの回帰式が得られることを示している。特に春と冬についてはデータもあり高い確率で水質調査に役立つのではないと思われる。

調査した結果、相関が高く且つ比例係数の安定したものをしって回帰式を求めると春期と冬期については次式のようなになる。なお、夏期と秋期についてはデータが少なくなんともいえない。

$$\begin{aligned} \text{春期。回帰式} \quad Y_s &= -2.89(X_6 + X_7 - X_5) + 356 \\ \text{冬期。回帰式} \quad Y_w &= 3.17(X_4 \times X_5 / X_6) + 12.43 \end{aligned}$$

この回帰式をもとにクロロフィルaの推定を1980年2月6日について行なったものが図-4である。これはクロロフィルa 0~110 ppbを濃淡表示したものである。これより、霞ヶ浦でも特に流入河川のうち石岡市角端の山王川の付近が汚れているのがわかる。これは現場の状況と一致している。

5 まとめ

今回、クロロフィルaについては春と冬について回帰式を得ることができたが、透明度、SSについては良い結果が得られなかった。今後、クロロフィルaと透明度等の相関を調べることによってランドサットMSSデータとクロロフィルaとの回帰式をもとに透明度も推定可能であろう。また回帰式の精度を上げるためには、大気の影響を考慮したり、水質データの蓄積やランドサット米日同時観測日的一致、特に夏と秋のデータの蓄積等を行って総合的な判断をすることにより向上が望めるのではないと思われる。このような点に留意しながら空間分布を把握し、カラーデイズプロット等で細かい表示ができればさらに良い年間を通しての水質分布推定が可能と思われる。最後に、今回の調査に心よく資料を提供していただいた浅野、加賀谷両氏（河川研究室）ならびにまどめるにめたて、いろいろと御教示をいただいた池村課長、野口係長（システム課）に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 安岡：国立公害研究所研究発表会予稿集PP 96~106, 1979 2) 馬場、浅野、二階堂：土木学会関東支部年次研究発表会講演概要集PP 33~44, 1981 3) 馬場、池村、浅野、二階堂：工不技術資料29, 3 PP 29~43, 1981 4) 安岡、名研：国立公害研究所特別研究成果報告R-1 PP 43~66, 1979 5) 井岡、福岡：農業工不学会大会講演会講演要旨集PP 161~162, 1981 6) 村井、建石、河崎：生産研究19, 3 PP 4~12, 1980 7) 茨城県：昭和64、65年度公共用水域の水質測定結果, 1980, 1981

1. 予えがた

橋脚の被災原因として顕著なもの、橋脚周辺に生ずる局所洗掘と河床底下に打つる保護対策が不十分の場合である。このうち前者については従来から数多くの調査・研究が行われているが、現象を支配する多くの要素が複雑に影響し合うため、充分な精度をもち、知ることに困難がある。したがって種々の条件に対応しうる洗掘量の予測法に難を感ずる。洗掘範囲や防土工法等は経験的に処理されているものも多く、洗掘の予測や対策工法を明確にすることが重要となっている。

ここでは従来の円柱橋脚実験の研究成果の資料も含め、不足する領域の大規模橋脚実験により、より広範囲の水理的検討を行うとともに、これらの結果に基づいた洗掘量推定法について考察する。

2. 実験装置及び実験方法

実験に用いた水路は、長さ30m、幅0.6m、深さ0.5mの両面ガラス張りの鋼製可傾水路、長さ30m、幅2.0m、深さ1.5mのコンクリート製構造物水路、及び長さ100m、幅6.0m、深さ2.4mの大型水路である。構造物水路は中央部の長さ10m間にわたって、両面ともガラス張の観測部となっており、最大600%を通水することが可能である。大型水路は図-1に示すように、水路中央部10m間は水路底より下45cmの深さのピットが設けられている。この大型水路による実験は、現地河道データ領域の補足の意味から貴重なデータを収集することが出来る。

河床材料として、中央径径 $d_{50} = 0.22\text{mm}$ 、 0.47mm 、及び 1.5mm の3種類を用い、可傾水路で20cm他の水路は50cm厚に敷き移動床とした。ピア+のモデルは可傾水路で $\phi = 26 \sim 90\text{cm}$ 、構造物水路で $\phi = 20 \sim 320\text{cm}$ 、大型水路で $\phi = 9 \sim 100\text{cm}$ の塩化ビニール製及び鋼製の円柱を用いた。

実験方法は、通水初期の流れにより、砂粒が異常な動きをしないよう下流端を堰上げおき徐々に水路に水を張り、所定の流量を通くしながらゲートを所定の水位になるまで降下させ、流れが定常になった時点で実験開始とした。したがって、洗掘は開始以前に若干進行するため、洗掘開始時間やそ

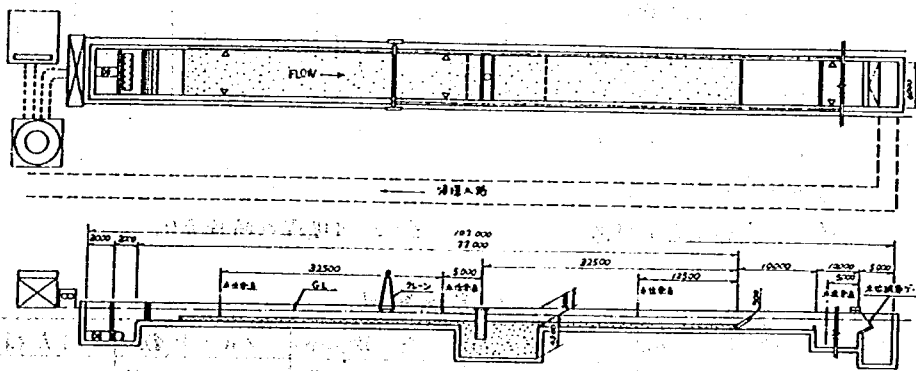


図-1 実験水路概略図(大型水路)

の変化特性は必ずしも正確には測定されてはいない。なお実験条件によらず、水面勾配にはほぼ一致するよう河床勾配を与え、また平均河床高が低下しないように給砂を行った。河床面の高さは砂連などを考慮して、内柱の上流側10～5.0m間断面の平均河床高を求め、この平均河床からの低下量を洗掘深とした。実験の行った範囲を表-1に示す。

3. 実験結果と考察

3-1. 橋脚周辺の洗掘特性

局所洗掘現象は、洗掘される領域からの流出土砂量 Q_{so} とその領域への流入土砂量 Q_{il} のアンバランスから生ずる現象である。と、 $Q_{so} = Q_{il}$ となるように洗掘形状が変化してゆく。 Q_{so} と Q_{il} との関係から局所洗掘は a) 固定床($Q_{so} = Q_{il} = 0$: No scour) b) 静的平衡($Q_{so} > Q_{il} \cong 0$: Clear water scour) c) 動的平衡($Q_{so} > Q_{il} > 0$: Scour with continuous sediment motion)の領域に分類される。a)は洗掘が起らない場合である。b)は限界掃流力以下の流れる河床が移動していない場合にある洗掘である。c)は限界掃流力を超える流れの場合をおこる洗掘を起している。

静的平衡状態の場合、従来の研究によらず知られているように、上流から洗掘口への土砂の供給がないために、図-2に示される通りかなりの長時間を経過しても洗掘深は大きくなり続け、ほぼ20時間を経過して洗掘深は一定値に近づいているように見える。しかし本実験では少量ではあるが大きな粒径のものも含んでいるため、アーメリシグによらず洗掘がほぼ収束してまた可能性もある。このように最終洗掘深に達するのに長時間を用いるのは、洗掘による生じた洗掘口に起因した渦の発達とその変動がさらに洗掘をひき起こすといったメカニズムが存在していると考えられる。したがって最終洗掘深もしくは平衡洗掘深は何等かの差を必要とする。本研究では便宜的に通水後2時間を最終洗掘深と定義し実験を行った。

一方、動的平衡状態の場合、Ripple、もしくはDuneの影響を受け図-2に示すように洗掘深が変動しつつ短時間で平衡状態に達する。また粒径が 0.22mm の場合には、内柱周辺の強い乱れにより洗掘口への埋めもとはは大きくなく、Ripple、Duneの波高より小さな変動しか生じない。これに対し粒径の大きい 1.5mm の場合、洗掘深は河床波の影響を顕著に受ける。これは粒径の小さい場合、流砂形態が砂粒

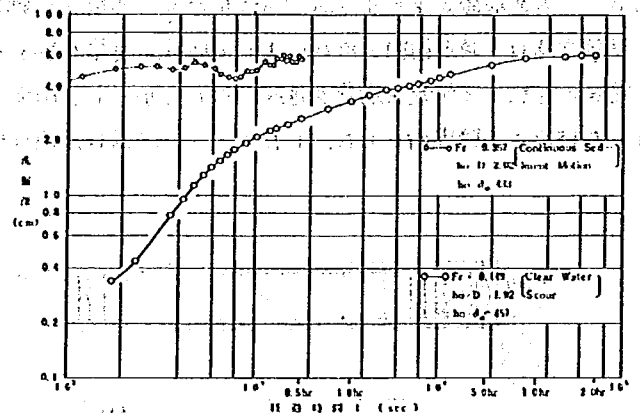


図-2. 洗掘深の時間変化

表-1. 実験範囲

実験水路	橋脚径(cm)	水深(cm)	流速(cm/s)	フルード数	河床材料
可傾水路(1)	5.0	39 ~ 253	9.3 ~ 88.5	0.11 ~ 0.87	$d_m \pm 1.5\text{mm}, 0.22\text{mm}$
“ (2)	26 ~ 89	5.0 ~ 100	30.1 ~ 56.7	0.43 ~ 0.81	$d_m \pm 0.47\text{mm}$
構造物水路	1.8 ~ 32	50 ~ 100	9.8 ~ 104.6	0.14 ~ 0.86	$d_m \pm 0.22\text{mm}$
大型水路	89 ~ 100	100 ~ 1500	26.9 ~ 124.0	0.11 ~ 0.74	“

状態になりやすいことに起因していると考えられる。

3-2. 最大洗掘深の推定

橋脚周辺の局所洗掘に影響を及ぼすと考えられる物理量について考察し、その関係を次元解析するとともに、従来の研究を考慮して最大洗掘深を次式のように表現した。

$$\frac{Z}{D} = f\left(\frac{h_0}{D}, \frac{h_0}{d_m}, F_r\right) \quad \text{--- (1)}$$

ここに Z : 最大洗掘深, D : 橋脚幅, d_m : 河床材料平均粒径, h_0 : 橋脚の影響を受けない断面における平均水深, F_r : フルード数, である。これより h_0/D を一定の範囲に分割して他の3要素を同一紙面上で表わした洗掘深推測図を作成するとともに、不足領域の補正と範囲拡大を行った。 h_0/D の範囲は、0.7以下, 0.75~1.25, 1.75~2.25, 2.75~3.50 の4分割にし、この結果のうち h_0/D が 0.75~1.25 と 1.75~2.25 について図-3, 4に示した。同図中で $\phi = 0.05$ の線は $\phi = \phi_{sc}$, $z_{sc} \cdot (h_0/d_m)^{1/2}$ より計算された限界掃流力を与える曲線を描いたもので Clear water の場合と Continuous Sediment motion の場合を分けるものである。 $\phi = 0.0125$ は円柱側面における流れて限界掃流力を与える線と近似的に No scour と Clear water scour を分ける線である。なお流速係数 ϕ および図中の河床形態分類は山本²⁾の資料を用いて示した。さらにこれらのデータより h_0/d_m 別による $Z/D \sim F_r$ の関係を示したのが図-5, 6である。以上の図から言えることは、

- ①. h_0/d_m が大きいほど小さなフルード数で洗掘が起り、 Z/D の値はピークを持つ。
- ②. h_0/d_m が小さい場合は、フルード数が大きくなって洗掘が起り、その増大は急激で Z/D はピークを持つ。
- ③. 同一 h_0/d_m , フルード数でも h_0/d_m が大きい方

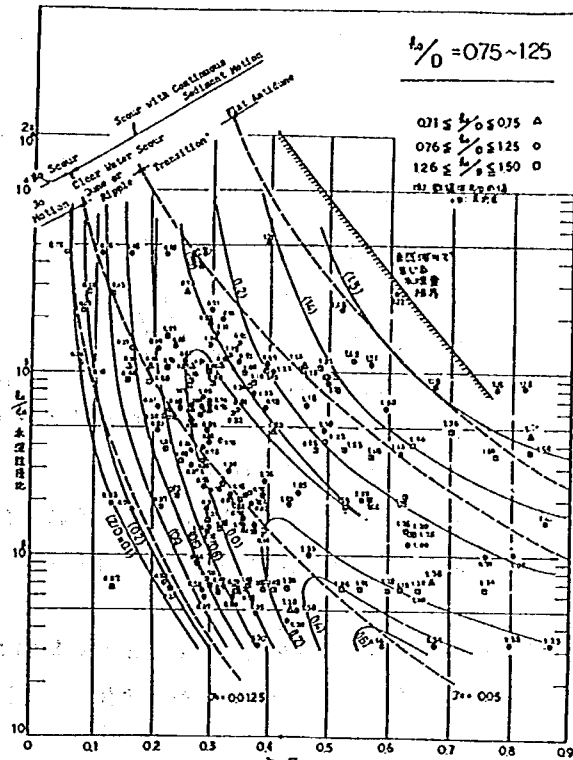


図-3 洗掘深推測図

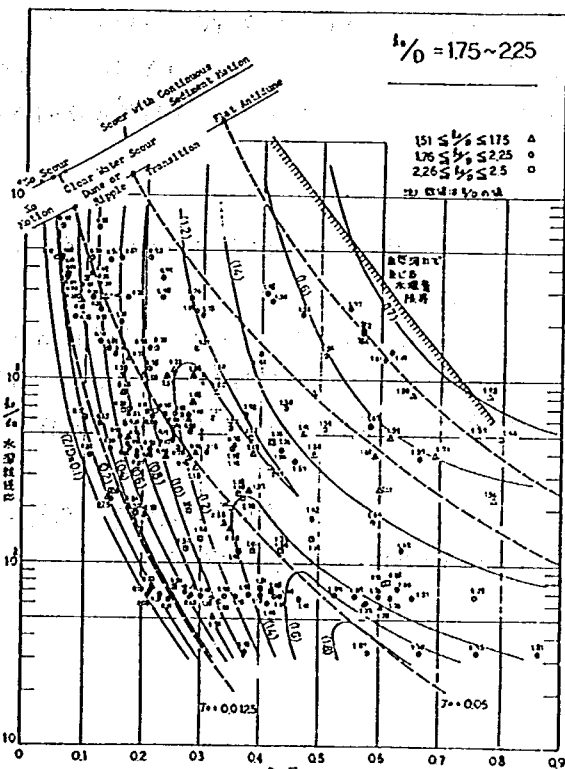


図-4 洗掘深推測図

が Z/b も大きい。(ピア-幅に
対する相対洗掘深が大きく
なることと洗掘深そのもの
が大きいとはではない。)

- ④. h_0/d_m の小さい範囲では、
洗掘深は掃流力に対し line-
ar に増加し、限界掃流力を
与える付近で最大値を持っ
て、その後は動的平衡領域に
入り、洗掘深は減少するが
さらに掃流力が増すと一定値に近づく。

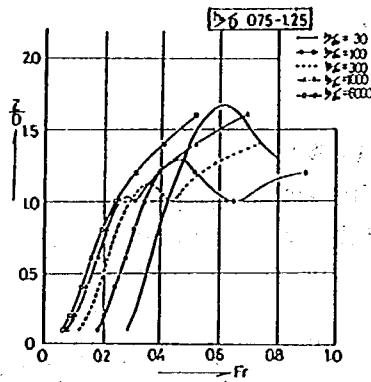


図-5. $Fr \sim Z/b$ と h_0/d_m 相関図

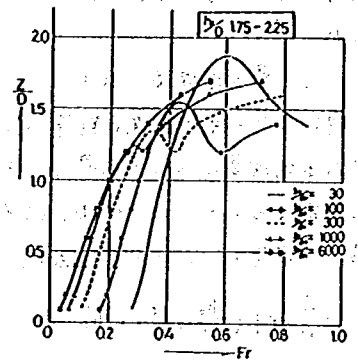


図-6. $Fr \sim Z/b$ と h_0/d_m 相関図

- ⑤. h_0/d_m の大きい範囲では、洗掘深はピークを持ち、その後若干減少し、再び増加に転じ、その後一定に
近づく傾向を示す。 h_0/d_m がさらに大きくなると、ピークはなくなり、つまり洗掘の増加率は小さく
なる。

- ⑥. 最大洗掘深を推定する場合、 h_0/d_m が小さい範囲では限界掃流力となる付近で最大洗掘を与えるが
 h_0/d_m が大きい場合には、フルード数の異なる限界と最大洗掘深を与える必要がある。

4. あとがき

円柱橋脚の大規模実験を行い、水深柱径比のより大きい領域の洗掘特性を明らかにするとともに、
広範囲な実験結果を基に洗掘深推定図を提案した。しかし実際の河川下流部ではさらに大きい領域での
推測も必要であり、これらについては実験による範囲拡大が今後必要である。また存在する橋脚は種
々の形状を持っており、形状による影響等の検討がさらに必要である。

参考文献

- 1) 中川博次、鈴木幸一：橋脚による局所洗掘深の予測に関する研究、京都大学防災研究所年報、17-B、1974
- 2) 山本晃一：河道特性論ノート(I) - 護岸論のために、土木研究所資料 7825号、1981/3/1
- 3) 須賀亮三：河床低下と橋脚の補強、第14回、日本道路会議特設課題論文、1981/10/10
- 4) 須賀亮三、高橋晃、坂野章：橋脚の局所洗掘に関する実験的考察、第26回水理講演会論文集、1982
- 5) 須賀亮三、西田祥文、高橋晃、坂野章：橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討、土木研究所資料 1797号、1982.3

1. はじめに

従来、海岸を守るために多くの堤防が建設されてきた。しかしながら暴風時における堤防前面の洗掘により、破壊した例が少なくない。海岸堤防前面の洗掘については、従来多くの研究が行なわれており、堤防による波の反射および堤防にうち上げた波の戻り流れが堤防前面の洗掘を支配する主要なパラメータであると考えられている。後傾斜堤は、堤防の法勾配を緩くすることによって波の反射を小さくし、戻り流れの流速を減じて堤防前面の洗掘を防ごうとするものである。従来の研究は安定海浜における直立堤および後傾斜堤の効果について行なわれているが、実際の海岸では暴風時に海岸付近の砂は沖へ移動し、静穏時に岸へ戻るといった運動を繰り返している。そこで本研究は、このような運動をしている海岸に後傾斜堤を設置した場合に後傾斜堤が岸沖砂に与える影響と堤防前面の洗掘について調べる。

2. 実験方法

実験は水理実験棟内の環流装置付水路(長さ33m、幅0.6m、高さ0.8m)で行なった。水槽の一端に1/20勾配の海浜を整形し他端のフラップ式造波装置を用いて表-1に示すように暴風波、静穏波を繰り返して作用させた。測定装置は図-1に示すように容量式波高計を用いて造波板の前面で入射波を測定し、1/20勾配の海浜のすぐ沖側で2本の波高計を用いて水位の変化を記録した。また海浜横断上の波高分布を測定するため、5cm/secで自走可能な台車上に波高計を取り付けた。海底形状は非接触連続計測式断面測定器を台車上に載せて測定した。測定データは海洋沿岸実験自動化装置を用いて、波高データは50msec間隔で400個、波高分布は100msec間隔で1200個、海底形状は約1cm間隔に水平距離と鉛直高さを10mの区間において収録した。波の反射率は海浜の沖側における2点の水位の時間変化から最小自乗法により、入射波と反射波を求め、入射波高に対する反射波高の比で反射率を求めた。

実験条件を表-2に示す。堤体を置かないケース、ブロックを法面に置かない1/5および1/3勾配の後傾斜堤、ブロックを

表-1 実験に用いた波

水深 (cm)	波高 (cm)	周期 (sec)	波の 波高勾配	作用時間
45	10	1.3	0.038	1時間
	2.5	1.5	0.007	10時間
	10	1.3	0.038	1時間

表-2 堤体の構造と設置方法

Case No.	堤脚水深 (cm)	ブロックの有無	法勾配
1	1.25	堤体は設置しない	
2		無	1/5
3		有	1/3
4	3.25	有	1/5
5		有	1/3
6		有	1/5
7	5.25	有	1/3
8		有	1/5
9		有	1/3
10	1.25	無	1/5
11		有	1/3
12		有	1/5
13	5.25	有	1/3
14		有	1/5
15		有	1/3
16	5.25	ブロックを法面に置かない	直立堤
17		ブロックを法面に置かない	1/5
18		ブロックを法面に置かない	1/3

※ ケース 16, 17, 18 は後傾斜堤の一部を砂中に埋めて実験を行なった。

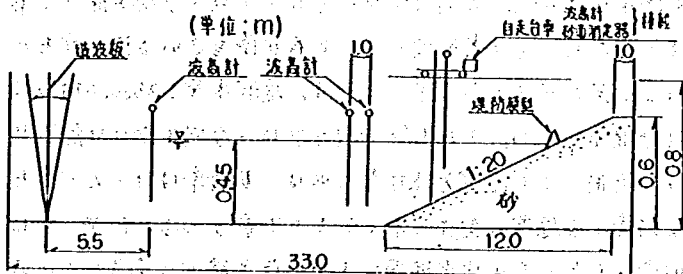


図-1 実験水路および測定装置

置いた $1/5$, $1/3$ 勾配の緩傾斜ブロック堤の4種類の堤防も堤脚水深 1.25, 3.25, 5.25 cm の3水深に置いて比較した。また直立堤と堤脚部を一部砂の中に埋めた緩傾斜ブロック堤の場合についても実験した。さらにブロックの種類や置き方による洗掘への影響についても比較した。

3. 実験結果

図-2は 各ケースの反射率の時間変化を示し、図-3は堤体前面の洗掘深を示したものである。図-2より堤脚水深が 1.25 および 3.25 cm の場合、緩傾斜堤およびブロック堤の反射率は直立堤のそれらに比べて小さく、堤体による違いが明確には現れていない。堤脚水深が 5.25 cm の場合は堤防の勾配およびブロックの有無、種類によって反射率は異なり、堤防の勾配が緩くなれば反射率が小さくなることかわかる。 $1/3$ 勾配ではブロックの効果は有るが $1/5$ 勾配では明確ではなくロータスブロックを用いた場合はブロック無の場合に比べて反射率が大きくなっている。またロータスを除いた $1/5$ 勾配のブロック堤および緩傾斜堤の反射率は堤脚水深 1.25, 3.25 cm の場合と同程度である。図-3より、堤脚水深が大きい場合、洗掘深が大きく、堤脚水深が小さい

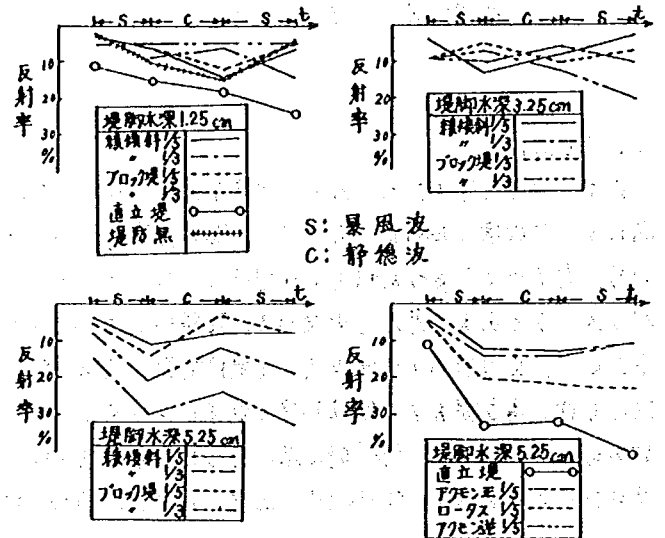


図-2 反射率の時間変化の比較

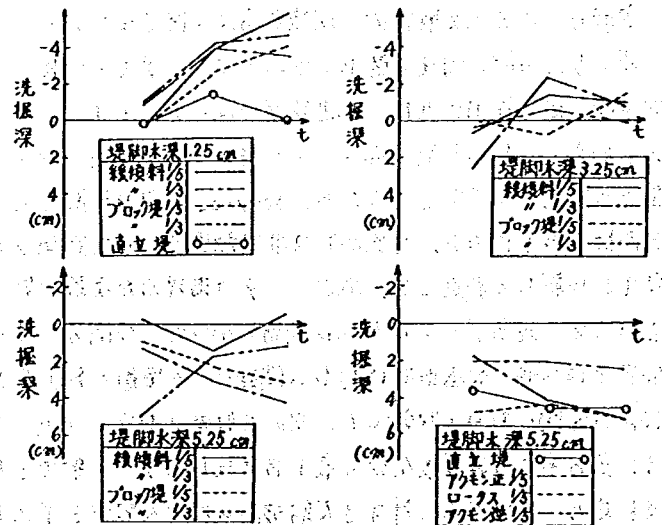


図-3 洗掘深の時間変化の比較

くなるにつれて堤防前面は洗掘されず砂が堆積するのがわかる。堤脚水深 1.25 cm の場合、直立堤を除けば砂の堆積高さはほぼ同程度である。堤脚水深 3.25 cm の場合は $1/5$ 勾配のブロック堤を除いて暴風波で侵食された海浜が静穏波によって埋め戻され、次の暴風波によって再び侵食される様子かわかる。これに対して勾配 $1/5$ のブロック堤は全く逆のパターンを示している。堤脚水深 5.25 cm の場合は $1/5$ 勾配の緩傾斜堤を除いて堤体前面に砂が堆積しない。また $1/3$ 勾配のブロック堤を除けば静穏波による埋戻しはほとんどない。同じブロックを用いても設置方法が異なれば、反射率はほとんど変わらないが洗掘深は全く異なる。図-4は反射率と洗掘深の関係を示したもので塗りつぶしたデータは最大洗掘深に対応するものである。反射率が大きくなれば洗掘深も大きくなる傾向にあるがその逆は真ではない。バウツキはあるが堤脚水深が大きくなれば洗掘深が大きくなることかわかる。

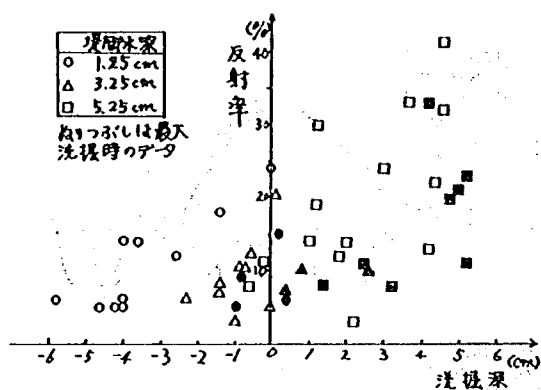


図-4 反射率と洗掘深の関係

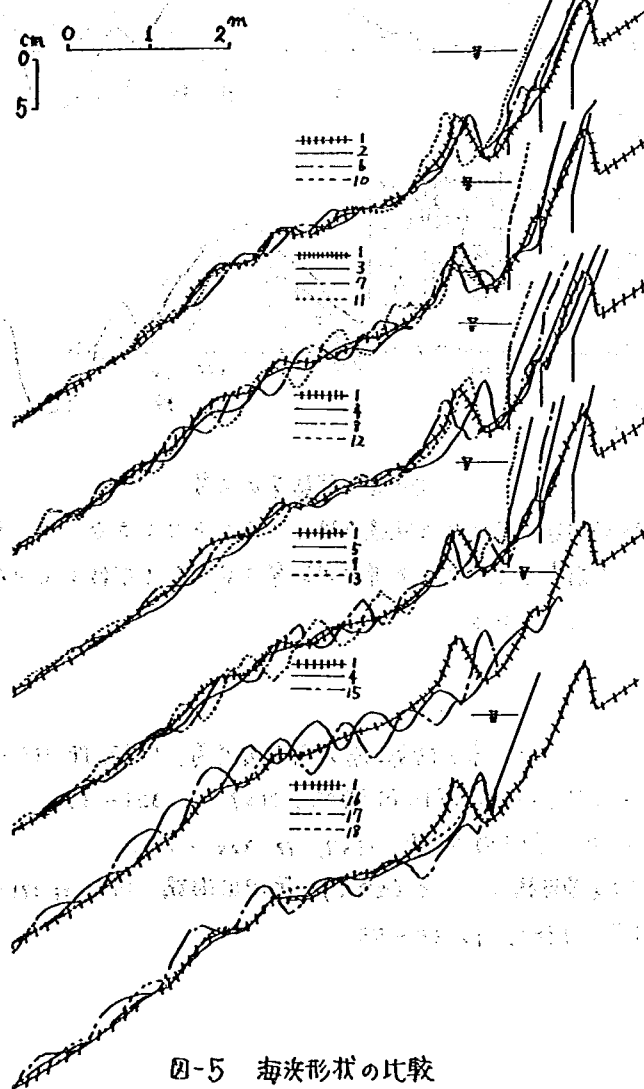


図-5 海況形状の比較

図-5は各ケースの最終海況形状を無堤時のケース1と比較したもので、図中には堤体の位置も示してある。図-5より堤体が無堤時の berm より岸側にある場合には、堤脚部は砂が堆積しており洗掘されていない。(ケース2, 3, 4, 5および14) また後傾斜堤の勾配に拘らず、堤体上に堆積した砂面の勾配は約 $1/5$ であって、砂が堆積した後では堤防の違いによる差はほとんど認められなくなる。(図-3) 堤脚水深が3.25cmの場合は無堤時の berm の先端に堤脚が位置しているが、最終形状には顕著な洗掘は見られない。堤脚水深5.25cmの場合は、無堤時の

bar と berm のほぼ中間に堤脚が位置しており、 $1/5$ 勾配の後傾斜堤を除いてすべて洗掘されている。ケース2~13は堤脚部の根入れは行なっていないが、ケース16~18ではプロック3~5段分根入れを施したが、根入れ部分は造波開始後十数分で露出した。ケース7, 9, 11, 13, 14, 15, 17では沖に約 $1/2$ 波長の間隔でbarが発達している。このbarは一般に反射が大きい場合に発達すると言われている。ケース17を除いて直立堤と $1/3$ 勾配の堤防であり反射率が高い。またケース17は $1/5$ 勾配のプロック堤であるが反射率が高いことがわかる。(図-2) このようにbarが発達する場合とない場合について岸沖方向の漂砂量を比較したものが図-6である。図中で縦軸は単位幅当りの玉味の沖向きに砂の移動量を(1-砂の空隙率)で割った値をなし、横軸は模型海況と水路底との交点と原点とする岸向きに測った水平距離を示す。図-6より堤脚水深が深い場合は堤体による漂砂量の違いは明確ではなく、無堤時と後傾斜堤設

置時の違いは小さい。堤脚沖程が深くなるにつれて後傾斜堤およびブロック堤の沖向き漂砂量が無堤時に比べて小さくなるのがわかる。この傾向は $1/3$ 勾配の方が $1/5$ 勾配の場合より強い。また、岸向きの漂砂量も減少していることがわかる。このように漂砂量が減少するのは bar の発達しているケースに一致しており、波の反射率を大きくした方が、岸沖漂砂量を小さくすることができる。

4. まとめ

後傾斜堤を動的に安定な方法に設置した場合の堤体前面の沈掘と岸沖漂砂量について検討してみたが、その結果をまとめると次のようになる。

堤防を可線近くに設置する場合には、岸沖漂砂量は無堤時とほぼ同じであり堤脚部の沈掘の方が卓越するので、直立堤より後傾斜堤の方が好ましい。

一方、堤防を沖に設置する場合には、後傾斜堤を用いても沈掘を防止することはできないし、岸向きの漂砂が堤防によって妨げられるため、反射率を大きくして岸沖漂砂量を減じた方が好ましいので後傾斜堤より勾配の急な直立堤の方がよいと考えられる。

参考文献

- 榎本享、川崎芳一；海岸堤防堤脚部の沈掘について、京大防災研究所年報第4号、1960、pp. 198-209。
 榎本享；海岸堤防基部の沈掘機構に関する研究(そのI)、第14回海議、1967、pp. 329-335。
 細井正延；堤防設置による海況変形について、第14回海議、1967、pp. 325-328。
 榎本享、高畑市三；海岸堤防堤脚部の局所沈掘機構について(そのII)、第18回海議、1971、pp. 371-375。
 野田英明；海岸堤防と前浜、海岸第21号、1981、pp. 48-55。

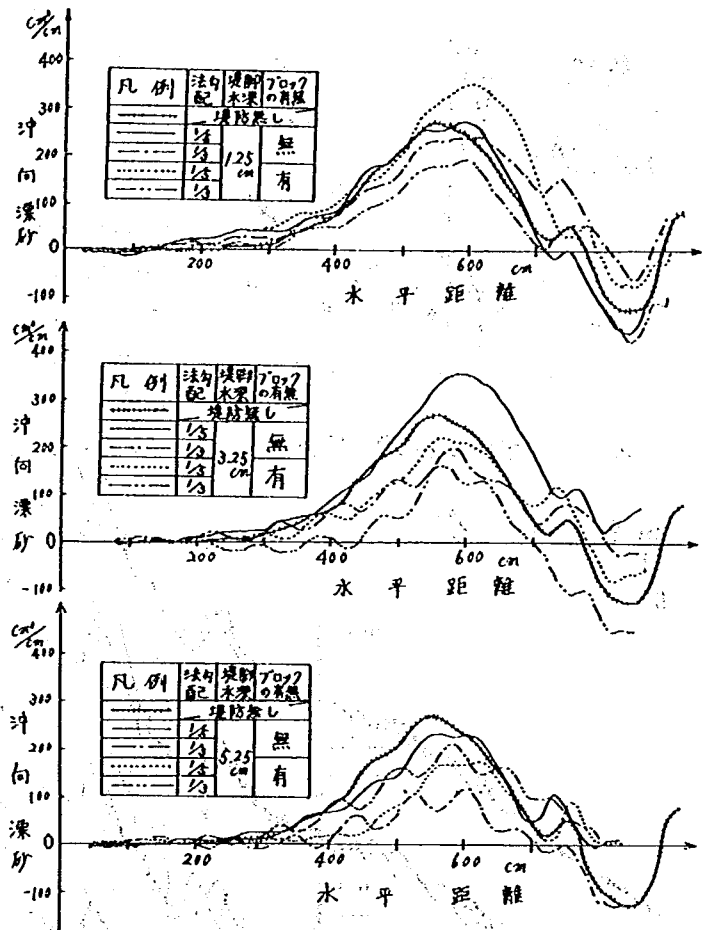


図-6 漂砂量の比較

流路工の弯曲部に關する実験的研究

砂防研究室 鈴木浩之

はじめに

弯曲がはなはだしいと流水の集中によ、護岸基礎が洗掘されたり、流水の偏流により、護岸天端を越流したりして、大きな災害の原因となることがあるので、流路工の法線形は極力直線とすることが望ましいと言われている。しかし、どのような法線形にするかと言うことになる、確立した基準がない現状であり、現場の技術者は苦勞しているところがある。

弯曲法線は幾何学的には、流路幅(B)、曲率半径(R)、交角(Q)、によ、決まるが、護岸根入深を計画する場合に、弯曲部のどの位置で、どの程度の洗掘深が生じているかを調べる必要があり、護岸高の決定にあつては、弯曲部の水位上昇量を知る必要がある。

本文は、 B/h_m (h_m :平均水深)をパラメーターとして、洗掘深と B/h_m と Q との関係について整理し、直線水路で形成される単列的砂洲の影響によ、主たる洗掘深と比較することにより、適正な B/h_m と Q の範囲を考察した結果について述べている。また、洗掘深を低減させるための横工の効果についても実験的考察をおこなひ、いろいろか、砂洲底、斜流域における水位上昇量を K_{app} の式と比較し考察を加えている。

1. 実験の概要

実験に用いた水路は、水路幅 $B=0.3m$ 、交角 $Q=60^\circ$ 、曲率半径 R は各々 $2.1m, 1.5m, 1.1m, 0.8m, 0.5m$ の5種類の弯曲水路及び水路幅 $B=1.0m$ 、交角 $Q=60^\circ$ 、曲率半径 $R=2m$ と $5m$ の2種類の弯曲水路で、これら各々の弯曲水路の上下流に直線水路を接続させている。河床に砂洲を形成させるために、 $1/10, 1/20, 1/40$ の3つの給分率で砂を供給し、河床材料は給砂材料は同一で $d_{50}=0.1mm$ と $0.2mm$ の2種類の砂を使用した。横工は、初期河床高に天端高を一致させた市工で、市工間隔は水路幅の2倍と1.5倍である。弯曲流入部におけるフルード数は $Fr=0.1 \sim 0.5$ 、水路幅と水深の比 B/h_m は5~10の範囲で実験を行つた。

なお、図中に示す記号 h_m は平均水深であり、工直線部における各断面の流水断面積を流路幅 B で除した値の縦断方向の平均値である。また、 HS_{max} は、横断面の最高河床高と最低河床高の差の実験シリーズの最大値であり、 ΔHS は、弯曲部の上下流に接続した直線水路の測定時における縦断的平均河床高(各断面の平均河床高を縦断方向に平均して求めた河床高)である。なお、この縦断的平均河床高は、通水初期の河床高にほぼ一致している)と最低河床高との差であり、各実験シリーズの ΔHS の最大値を ΔHS_{max} と定義する。

2. 実験結果と考察

(1) 流況観察の結果によると、 $Q=60^\circ$ 、 $B/h_m=1 \sim 1.5$ の幾何学条件で、 B/h_m が5~10の水理条件では砂州が固定されている。これに対して $Q=60^\circ$ 、 $B/h_m=3$ の幾何学条件下においても B/h_m が10より大きい場合は砂州が移動していることから、砂州の移動、停止の条件は B/h_m と Q の幾何学条件のほかには水理量としての B/h_m が関係することがわかる。

(2) 図-1は $Q=60^\circ$ における HS_{max} と B/h_m の関係については B/h_m をパラメーターとして整理し、直線水路における HS_{max} の値と比較して示したものである。図-1より B/h_m が10より小さい領域において、 B/h_m が

が40以上の Hs_{max}/h_m の値は、 $\%B=5$ の場合に直線水路と同程度となるが、 $\%B=3$ の場合に、直線水路の値を上まわっている。

(3) $Q=60$ の $\%B$ が 3, 5, 7 の弯曲部の Hs_{max} の値が、帯工を流路幅の2倍(既に直線部においては $\%B$ の間隔に帯工を設置すると砂礫堆の高さを制御できると報告されている)に設置することにより、どの程度減少するかを図-1に示す施設の場合の $\%B=3$ と $\%B=5$ の値と比較して示したのが図-2である。図-2より、 $B/H_m > 40$ の範囲で、 $\%B=3$ の場合を除いて帯工を設置しても $Q=60$ 、 $\%B \leq 7$ の弯曲部の Hs_{max} の値は減少していないことがわかる。

図-3(1)、図-3(2)は外弯側の河床高の縦断的変化を示している。帯工を設置しても、設置前と同じ区間の洗掘深が著しく、特に帯工を設置すると、流水の直撃を受けて帯工の直上流への洗掘が大きい。このように、 Hs_{max} の値を減少することはほとんどないが、むしろ洗掘深が小さくなり、全く帯工の効果がなびと云うことがわかる。

(4) 図-4は弯曲水路の上下流に接続された直線水路の各断面の平均河床高を縦断的に平均した平均河床高を基準とする各ケース年の ΔHs_{max} と Hs_{max} との関係を示したものである。図-4より、 ΔHs_{max} と Hs_{max} の関係は、(1)式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta Hs_{max} &\div 0.7 Hs_{max} \quad (3 \leq \%B \leq 7) \\ \Delta Hs_{max} &= Hs_{max} \quad (10 \leq \%B \leq 15) \end{aligned} \right\} \text{--- (1)}$$

(1)式より、 $\%B$ による ΔHs_{max} と Hs_{max} の関係が異なるのは後述する図-7および図-8に示すように、 $3 \leq \%B \leq 7$ の場合は、内弯側の土砂が堆積するのに対し、 $10 \leq \%B \leq 15$ の場合は前者にくらべて外弯側への流水のかたまりが少なくなり、内弯側では堆積が主として少なくなるという洗掘するたためである。なお、既往調査によれば直線部における ΔHs_{max} と Hs_{max} の関係は

$$\Delta Hs_{max} \div 0.8 Hs_{max} \quad \text{--- (2)} \quad \text{と云々という}$$

(5) 弯曲部の内弯側の砂州が固定する場合、弯曲部のどの位置に最大洗掘深が生じているかを示したのが図-

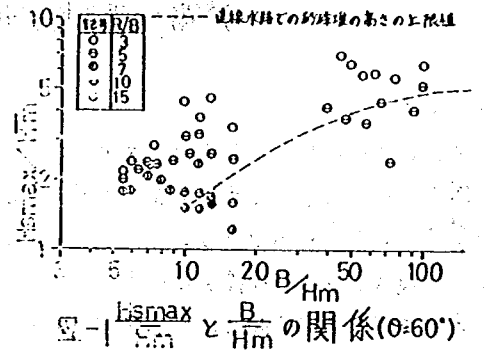


図-1 Hs_{max}/H_m と B/H_m の関係($\theta=60^\circ$)

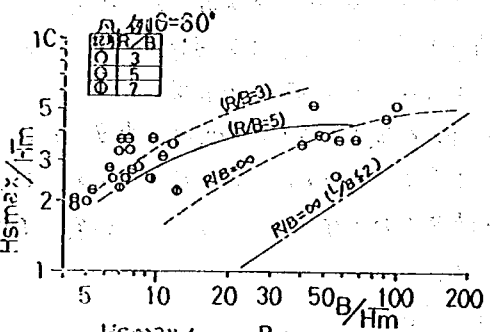


図-2 Hs_{max}/H_m と B/H_m (横工設置)

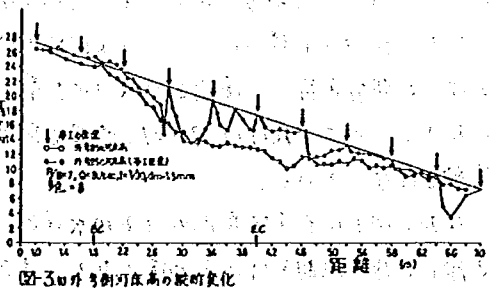


図-3(1) 外弯側河床高の縦断変化

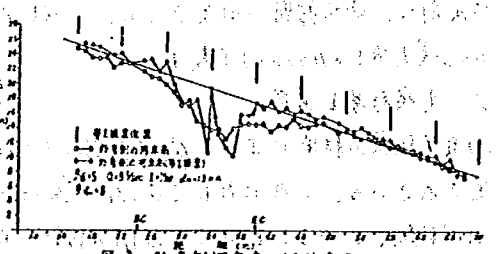


図-3(2) 外弯側河床高の縦断変化

とある。図-5より、 Hs は α が付近で H_m より大きくなり、最大洗掘深が付近で生じていることがわかる。この傾向は砂州が固定される条件の全2の実験について同様である。

(6) R/B と横工の有無をパラメータとして $\alpha=30^\circ$ と $\alpha=60^\circ$ の場合の H_{smax}/H_m と B/H_m の関係を比較して示したのが図-6である。○印で示す無施設の場合、 $\alpha=30^\circ$ における H_{smax} の値は $\alpha=60^\circ$ の場合にくらべて全体的に小さくなることがわかる。しかし、 B/H_m が15より小さい領域で、 R/B が7より小さい弯曲部での H_{smax} は直線部に比べて大きく、この領域で帯工を設置しても H_{smax} の値はあまり変化していないことがわかる。これに対して B/H_m が30より大きい領域で、 $\alpha=30^\circ$ 、 $R/B=3$ の弯曲部に帯工を設置するとさらに H_{smax} の値は小さくなって直線部に横工を設置した場合の値と同程度となっていることから、帯工の効果が大きいと言える。

(7) 図-7及び図-8は $R/B=5$ と $R/B=10$ の外弯側の水位と河床縦断形状を示したものである。

図-7の $R/B=5$ の場合の水位が上昇する区間は洗掘される区間とほぼ同じで、最大洗掘深が生ずる位置より上流で水位上昇が最大となり、EC点より下流(今回のモデルでは流路幅の約1.3倍)まで弯曲法線の影響による水位上昇がおよんでいる。EC点付近で水位が低下しているが、これはEC点付近に流水の剥離が生じているために流水が乱れたものである。外弯側の局所洗掘はEC点付近で最大となり、内弯側では逆に土砂が堆積している。また、EC点より下流の直線部の内弯側で洗掘されているが、これは弯曲部の内側に形成する砂州が影響している。

これに対して曲率半径の大きい、 $R/B=10$ の場合は、外弯側の河床が低下するのに従って水位も低下し、内弯側で河床の極端な上昇がみられ、水位も上がらない点が $R/B=5$ の場合の水位河床縦断形状と異なっている。

(8) 図-9は、Knapp²⁾による計算値と実測値(同一断面での外弯側水位と内弯側水位の差の各実験ケース最大値)との関係を示したものであるが、図-9より、計算値 $2B/R$ と実測値はほぼ一致していることがわかる。(V:流速)

以上のような実験結果より次のように考察される。

弯曲部において砂州が固定されている場合の最大洗掘深 ΔH_{smax} はB.C点を基準として $\alpha=40^\circ$ 付近で生じ、

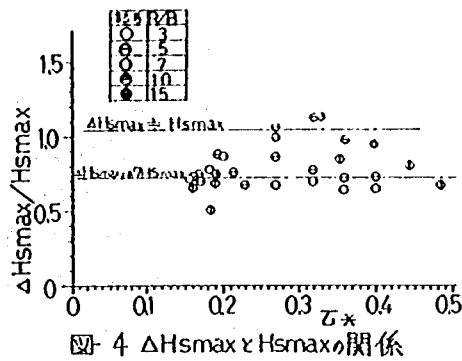


図-4 ΔH_{smax} と H_{smax} の関係

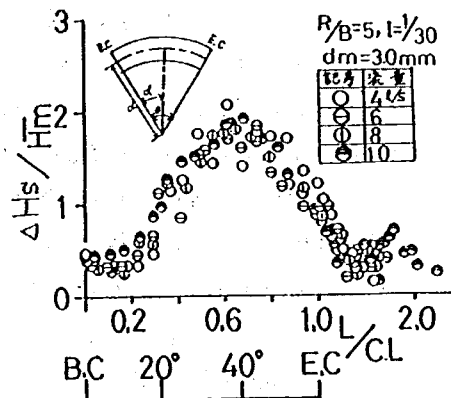


図-5 最大洗掘深が生じる位置

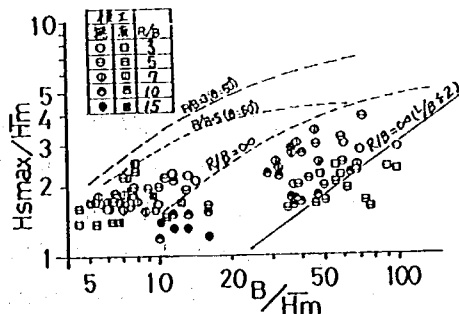


図-6 H_{smax}/H_m と B/H_m の関係($\theta=30^\circ$)

d が $20'$ 以下で洗掘深 d_f は水深以下となる。

また B/H_m が 15 以下の領域において、 $\theta=30^\circ$ 以上で R/B が 7 以下の弯曲法線を計画しようとする、横工を設置しても H_{smax} の減少は僅かであり、直線水路での H_{smax} の値に比べて大きいので B/H_m が 15 以下の領域において、弯曲部の護岸根入深を直線部と同程度におさえようとする、 R/B を 10 以上に計画することが望ましい。

B/H_m が 40 以上の領域においても、 θ が 60° で R/B を 5 以下とする弯曲法線を計画する場合は、 H_{smax} の値は直線部に比べて大きく、横工による H_{smax} の減少は僅かであるので、 θ は 30° 以下に計画することが望ましいと考察される。

B/H_m が 40 以上の領域においても、 θ が 60° で R/B を 5 以下とする弯曲法線を計画する場合は、 H_{smax} の値は直線部に比べ大きく、横工による H_{smax} の減少は僅かであるので、 θ は 30° 以下に計画することが望ましいと考察される。

θ を 30° 以下に計画すると、 B/H_m が 15 より小さい領域で、 R/B が 7 より小さい弯曲部を除いて、無施設および帯工を設置した場合の H_{smax} の値は、直線水路での H_{smax} の値と同程度になっている。

4. おわりに

以上の考察は、水理模型実験から得られた結果であり、本実験的研究の成果の適用に当たっては、実河川での検証が必要である。

また、本実験を検討した横工は、初期河床高に天端高を一致させた帯工であり、床固工や水制工の検討が行われていない。今後はこれらの横工が河床に与える影響及びS字弯曲水路における水位変動や河床変動についての実験的研究を進め、添路工における法線計画の考え方に役立たせたいと考えている。

5. 参考文献

- 1) 阿部宗平, 渡正, 泉朝, 池谷浩: 単列砂礫堆積形成領域での横工の効果, 新砂防(12), 昭和58年9月 P. 27~34
- 2) 土木学会: 水理公式集 P. 288: 昭和53年.
- 3) 阿部宗平, 鈴木浩之: 弯曲水路の河床変動に関する実験的研究, 昭和57年度砂防学会研究発表会概要集, 昭和57年5月: 砂防学会

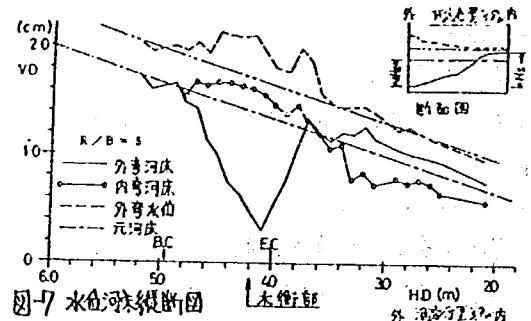


図-7 水位河床縦断面図

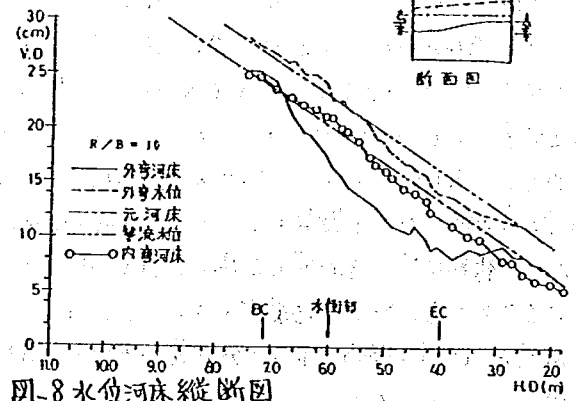


図-8 水位河床縦断面図

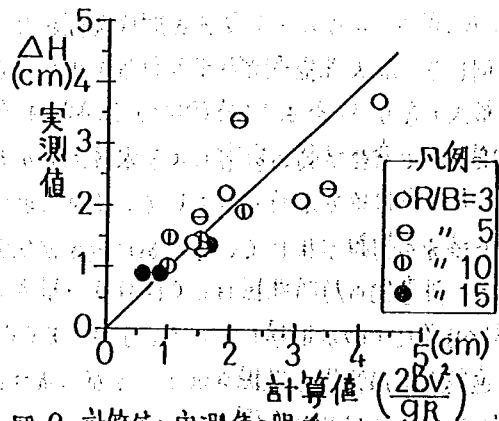


図-9 計算値と実測値の関係

1. まえがき

大ダムの洪水調節設備としての高压（設計水頭25m以上）放流管は、全管路型あるいは半管路型として設計され、放流条件を満たすとともに管内圧力が正圧に保たれることが必要である。

ここで、全管路型とは放流管の設置される堤体の横断面全長を管路として設計するもので、半管路型は横断面を管路と南水路とで設計する形状である。一般に前者では管径と管長の比が1〜3倍程度の圧管として設計される。また、これらの大容量の高压放流管は、円形と角形との組合せ、もしくは角形管路として設計される。したがって、この角形半管路型式の放流管を設計する場合、後述する細部形状についてその設計方法が解明されていないのが現状である。

本研究は、これらの細部設計に対する検討を加え、設計指針を明らかにしようとするものであるが現在、未だ実験を継続中であり、今回はこれまでに得られた結果について報告する。

2. 高压放流管の設計実績と問題点

前述の如く、高压放流管の設計は全管路型（図-1）あるいは半管路型（図-2）であり、予備ゲート（吞口部）は両型式ともコンスターゲートが使用され、末水調節用の主ゲート（吐口部）はラジアルゲートまたはローラーゲート（図-3）が使用される。ただし、ローラーゲートはゲート引き上げの機構を要するため全管路型式だけに使用されている。

ここで、既設ダムにおける高压放流管のうち、主ゲートにラジアルゲートが使用されている直轄および補助ダムごとにまとめたのがグラフ1、2である。また、グラフ3、4はそれぞれのラジアルゲートの木造方式が圧着か摺動式かを分類したものである。

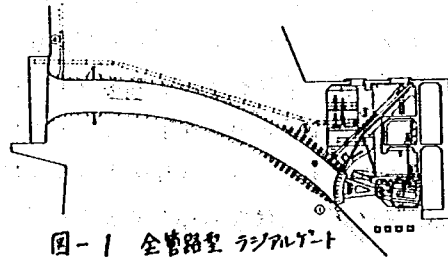


図-1 全管路型 ラジアルゲート

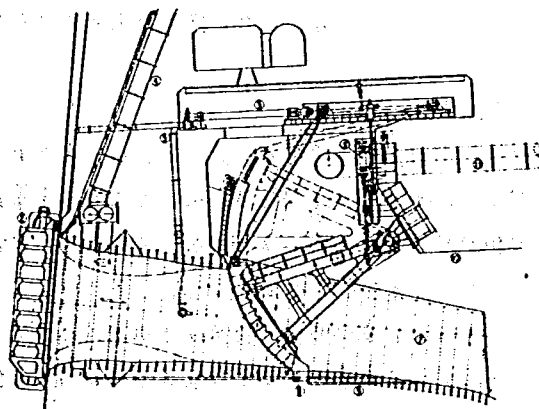


図-2 半管路型 ラジアルゲート

直轄ダムで全管路型および圧着方式を採用しているのは1例を除けば設計水頭(Hd)が45m以上である。補助ダムではHdが25m以上のほとんどが全管路型で半管路型の比率はわずかであり、圧着方式についてはHdが40m以上となっている。

しかしながら、現在、工事中または計画中のダムを含めると補助ダムでも半管路型式が増えているのも事実である。ここで、両タイプの設計が可能で重カダムの高压放流管についてガリットとデブリットをまとめたのが表である。

	設計 水理	製作 施工	経済性	維持管理
全管路型	香ロベルマウスは対称ヒート、圧力管としての設計が容易。他の放流設備とオーバーラップしないため問題点が少ない。	製作工数は少ないが、施工が難しい。	長大管となり、高価となる場合が多い。	主ゲートについては容易であるが、管路部は難しい。
半管路型	多くの場合、香ロベルマウスが非対称形となり圧力維持のため絞り形状を要する。オーバーラップタイプでHdが50cm以上では絞り形状が段落形状となる。	製作工数はかかるが、施工は容易。	短管で比較的安価である。	主ゲートが堤体内にあり、修理には多大な工費がかかる。管の維持管理は容易。

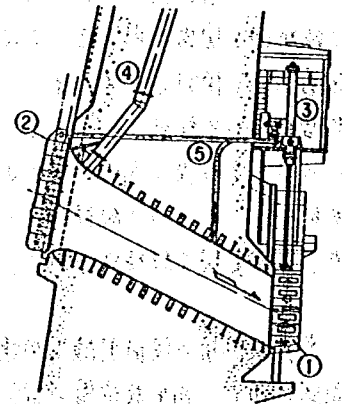
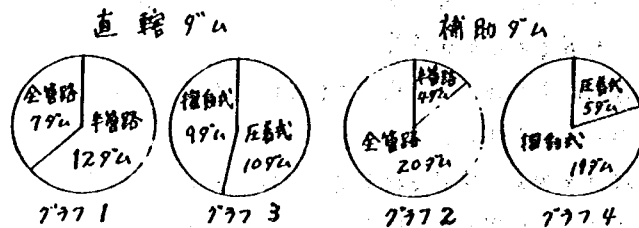
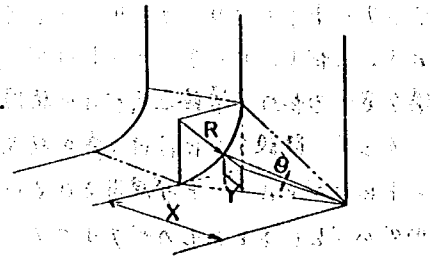


図-3 全管路型 ロータゲート

この表からも明らかとなるように、放流設備の配置計画にオーバーラップタイプとなるか、または施工経済性および維持管理等から半管路型式で高圧放流管を設計する場合、うぎにあげる細部形状での設計指針を用いる必要がある。

- 1) Hdが50cm以上で主ゲートが圧着方式となる場合の段落形状、給気装置および下流面のすりつけ形状の設計方法。
- 2) 放流管隅角部に負圧を生じないために設ける隅取円弧のうち下流両側については放流水脈を安定させるため、図-4に示すように隅取円弧を消去するが、この消去形状に対する検討。
- 3) 管の密接継目または下流導水路のコンクリート継目で生じるマビテーションの生じない許容段差とりの対策。



$$\theta = \tan^{-1} \frac{Y}{X} = \tan^{-1} \frac{R(12-1)}{X}$$

図-4 隅取消去形状図と解説

3. 実験方法

前述の問題点を解明するため、うぎに示すそれぞれのモデル実験を実施した。

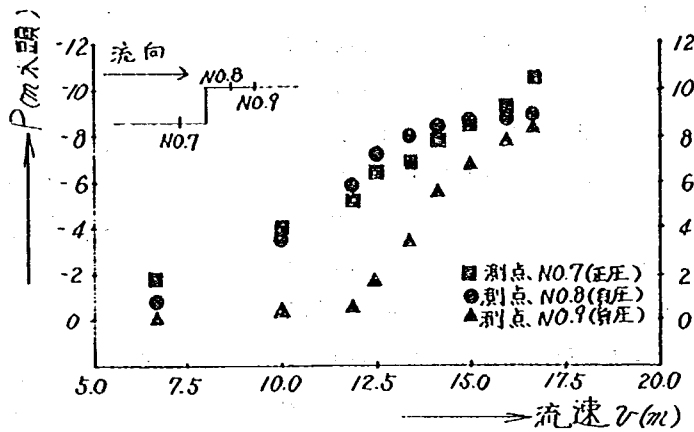
1)項に対する検討は図-2に示したような半管路型式の放流管模型と図-5に示すようなタイプの下流面形状模型を透明アクリル加工で製作し、設計水頭およびゲート開度をパラメータとして場合の圧力分布、水面形等を測定した。

尚、5つの下流面形状の特徴はそれぞれつぎのとおりである。

タイプ1は放流管のHdから求まる自由落下曲線で段差をうけつけない形状である。タイプ2は段差形状として垂直で25cm斜長で30cmを設け、タイプ1の曲線を下方にスライドしたタイプ3は段落形状をタイプ2と同様にし、下流曲線はタイプ1と同位置で段落部と曲線の間に小円弧ですりつけた

m水柱の負圧が発生するンとなり、消去形状によっては局所部にキャビテーション発生との恐れがあるといえる。しかし、今回の実験では耐圧管路の接続断面の仕上げ精度に問題があり、多少の誤差があったため、管内圧力が正常分布とならなかった。

3)項に対する検討結果では段差部の直下流(段差部コーナーより10mmおよび20mm下流点)で流線の剥離により局所的に負圧が発生する。この負圧の大きさと管内の平均流速との関係を図-6に示す。この図から明らかのように流速の増大とともに負圧も大きくなり、さらに範囲が下流に広がるンとがわかる。



また、キャビテーション現象の流況観察結果では、管内流速が10.8m以上になると段差点直下流底面に気泡の発生が認められ、段差コーナーの横断方向に白い帯状の気泡群が形成され発達して行く。

この気泡の発生する時点では負圧の値は-3mm水柱前後で、管内は振動が始まり、水流の音声もはっきり変化するンとがわかった。

したがって、段差の形状によっては負圧が-3mmまで低下するとキャビテーションが発生するといえる。この時のキャビテーション係数を次式によって求めると、 $K = (P - P_d) / (v^2 / 2g)$ 、 $K = 1.93$ なる値となった。ここに、 K :キャビテーション係数、 P :基準点の水圧力(mm水柱絶対値)、 P_d :当該温度の水の蒸気圧(mm水柱)、 v :管内の平均流速(m/sec)、 g :重力加速度(9.8m/sec²)である。

5. まとめ

これまでに実施した実験結果をまとめるのとつぎのとおりである。

- 1) 半管型角型角型放流管で段差形状とする場合は、段差傾斜面に水密ゴムおよび鉛板を設けられる位のスペースを取り、十分給気される形状とし、下流面の自由落下曲線は下方にスライドした形状が良好である。
- 2) 角形放流管の隅取円弧の消去形状としては、設計水頭により従来の設計値よりも消去距離を長く取る必要があるものと思われるが、さらに、 H_d と $\tan \theta$ の関係について詳細な検討を行わねばならぬ。
- 3) 高速水流にさらされる管路部および用水路部の施工時の許容段差の目安としては、USBRの実験値が適用できると考えられるが、さらに種々の段差形状に対する検討が必要と思われる。

形状である。タイプ4はタイプ3と同様ですりつけを大円弧とした。タイプ5はタイプ1と同様で段落形状の大きさを2倍とした。

2)項については既設の実績が $\tan \theta$ で $2^\circ \sim 8^\circ$ の範囲とっているが、 Hd と $\tan \theta$ との関係では相関性がない。したがって、 Hd と θ の関係で負圧の生じない実験値が求まれば安全設計が可能である。したがって、これらの関係を求めるには、モデル縮尺の小さい低圧実験では局所現象に対する相似性を含ませることができないので、管内のレイノルズ数を合わせた高圧実験を実施した。

実験は、耐圧矩形管路の隅取円弧を一定(60mm)とし、 θ は $3^\circ, 5^\circ, 7^\circ$ の3ケースについて、 Hd と隅角部での圧力の関係を調査した。

3)項に対する実験は高さ100mm、幅300mmの矩形管路の底面に5mmの段差(流れ方向で下流が高い)を設けた透明アクリル製の耐圧管路4mmを製作し、高圧実験によりキャビテーションの発生限界流速と段差付近の圧力分布の関係を調査した。

4. 実験結果

1)項に対する実験結果の一例を図5に示す。これらの図は放流条件をゲート全開で貯水位を Hd とした。各タイプの底面中央の圧力分布を示したものである。この場合、放流管内の圧はいずれの場合も上面中央の吐口付近を除いて正圧分布であった。

これらの圧力分布および流況観察結果から、形状の優劣順位をつければ、タイプ1、タイプ5、タイプ3、タイプ4、タイプ2となる。ただし、タイプ5の下流30m付近は負圧が発生しているが、この原因は開水路を途中の40mで切ったための水面低下の影響範囲のためと思われる。おのおの図示できなかったが、ゲート半開放時の圧力分布がこれらの順位は変りないことが確かめられた。

2)項に対する検討結果では、いづれがゲートでも隅取消去相端より直下流で縦水頭の10%~5%の負圧が発生することが確かめられた。したがって、 Hd が60mの場合には-1.2m水柱~-0.3

放流条件

貯水位：設計水頭(60m)、ゲート開度：全開

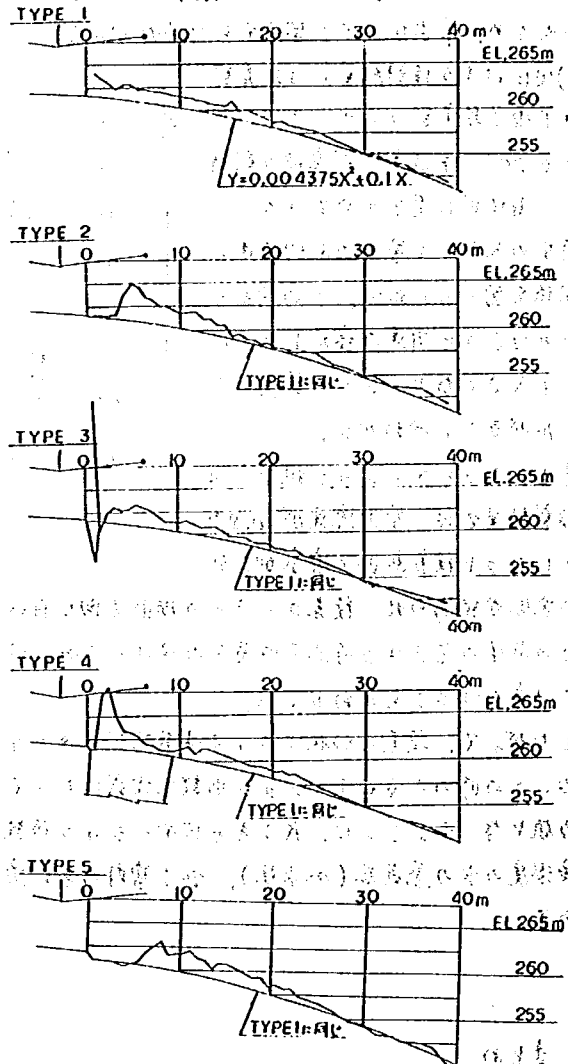


図-5 下流面圧力分布

歩道条件が道路利用者に与える影響に関する実験

道路研究室 落合 綱三

1. まえがき

道路構造が道路利用者（歩行者、自転車利用者、自動車の運転者）に与える影響は大きく、特に移動形態の全く異なる自動車と歩行者に関しては、その明確な分離（歩車道の分離）は理想的な道路構造・形態と考えられるのであるが、我国には狭隘な道路が多く、歩車道の完全な分離は困難な問題である。このため現在まで、道路側方、路肩部に歩道や自転車道を設けることによって自動車と歩行者または自転車利用者の分離を図ってきたが、道路の状況によっては側方に余裕がないため歩車道とも幅員を十分とることが出来ない場合があり、不完全な歩車道の設置がもたらす歩行者や自転車利用者および自動車の運転者に不安を与える可能性もある。そこで、狭い道路を対象とし、歩道として有効な幅員、形態を把握するため、模擬実験による調査を行ったのでその結果を報告する。

2. 目的

歩道形態、幅員および自動車の走行状態等が歩行者や運転者にどのような影響を与えているのかを模擬実験により把握し、道路構造設計のための基礎資料とする。

3. 実験および解析方法

実験は、土木研究所試験走路において図-1に示すような測定区間を設け、そこを歩行者に歩かせ、その横を自動車に走行させる。そのとき歩行者および自動車の運転者の不安感や歩きにくさ等をアンケート調査および生理的現象（皮膚電気抵抗：GSR）によって測定した。実験条件および測定データについては、表-1（表-2に示す通り）である。解析に当たっては、データの性質として実験毎に各々条件の組合せが異なること、歩道形態や車種などの質的データが含まれていること等から次のような方針をとった。

①単純集計では実験条件の組合せが各々異なるものをそのまま集計しているため、特定の条件が変化した場合の差異はとらえることができないので、実験全体を通して生じるような大きな傾向の

表-1 実験条件

要 因	水 準
歩道幅員	0.50, 0.75, 1.00 (m)
歩道形態	マーキング、緑石、歩道（マウンドアップ）
車道幅員	2.75, 3.00, 3.25 (m)
車 種	普通車（ニッサンプレジデント）、大型車（般水車）
速 度	20, 40, フリー (km/h)
運転経年	3年以下, 4年以上8年未満
年 数	8年以上
運転者数	13名
歩行者数	2名（GSR測定）、他数名

表-2 測定データ

運転者OSR（普通車のみ）
試験車速度
車両走行位置
歩行者OSR
歩行者危険感（アンケート）
歩行者歩きにくさ（ $\checkmark$ ）

*OSR：人間の発汗による皮膚の見かけ上の電気抵抗の変化を示す。一種のひや汗

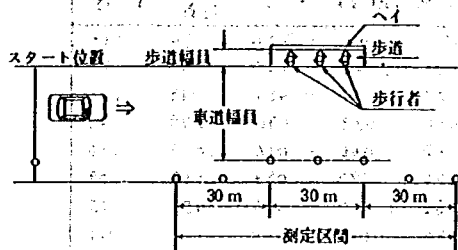


図-1 実験状況

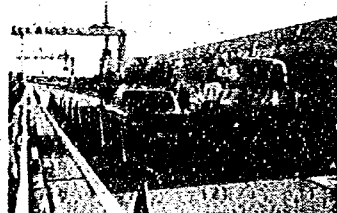


写真-1 実験風景

変化を把握する。従って極めて強い影響力のある実験条件と分析の中心とする。

②相関分析では数値のあるデータ、質的なデータを同時に扱うため実験条件毎にそれらを全て順序尺度に置きかえる。従って、厳密な相関係数というよりも、実験条件と指標のおおむね相互関係を表わしたものである。

③数量化(Ⅱ類)では実験条件の内容をカテゴリーデータ(例えば速度の場合、1.0~3.0、3.0~4.5、4.5~6.0、6.0%以上に分類)とし、質的なデータによる判別分析を行なう。

4. 結果

分析の視点として、歩行者の心身反応、危険感、歩さにくさ、運転者の心身反応、車両の走行特性に注目することとし、それぞれに対応する5つの指標を被説明変数として、単純集計、相関分析、数量化(Ⅱ類)による分析を行なった。

4-1 歩行者の心身反応について

単純集計で現れた実験条件と心身反応(人体の生理的現象をGSRによって検出し、その出現率で評価する。)の関係は、車道幅員が狭い、車両が大きい、また、速度が速いといった条件のとき歩行者の心身反応の出現率は多くなる。つまり、不安感が高くなる。次に相関分析で歩行者の心身反応と関係が深いと考えられた実験条件は、速度、車道幅員であり、これは単純集計の結果とほぼ一致する(表-3)。数量化(Ⅱ類)による分析では、速度と車道幅員の2変数で実験データの70%、これに車種と歩道幅員を加えた4変数で実験データの74.5%を歩行者の心身反応があったか否かについて正しく判別できる式を得た。その例としてその係数より各条件のカテゴリーを変更することによって得られる効果を推計して見ると以下の通りとなり、歩行者の心身反応を緩和する効果は、車道幅員の拡張の取り上げた方法の中で最も高いという結果が得られた。

$$\begin{array}{cccc} \text{車道幅員} & & \text{大型車} & & \text{歩道幅員} & & \text{減速規制} \\ 2.75 \div 3.00 & > & \text{通行規制} & > & 0.75 \div 1.00 & > & 50 \div 40\% \\ (214) & & (151) & & (131) & & (100) \end{array}$$

* ()内は数字は、速度規制を(50%より40%に減ずる)を100とした場合の指数

従って、速度や車種についてはある程度の効果は予想していたが、車道幅員の影響が意外に高い結果となった。ということは、自動車は徐歩を以て走っているか否かが歩行者心理に微妙な影響を与えているものと思われる。

表-3 測定項目間の相関行列

	アンケート 危険感	アンケート 歩さにくさ	歩行者 心身反応	運転者心身 反応	歩道幅員	車道幅員	速度	車両走行 位置	車種
アンケート危険感	1.000	.581	.552	.012	.105	.053	.141	-.726	-.194
アンケート歩さにくさ	.581	1.000	.261	-.153	.101	.356	.003	-.120	-.440
歩行者心身反応	.552	.216	1.000	.145	.017	.023	.197	-.451	.029
運転者心身反応	.012	-.158	.145	1.000	.130	.034	.033	.090	.279
歩道幅員	.105	.101	.017	.130	1.000	.062	.066	-.016	.063
車道幅員	.053	.356	.023	.034	.062	1.000	.082	.084	-.194
速度	.141	.003	.197	.033	.066	.082	1.000	.016	.958
車両走行位置	-.726	-.120	-.451	.090	.016	.084	.016	1.000	.107
車種	-.194	-.440	.029	.279	.063	-.194	.958	.107	1.000

4-2 歩行者の危険感について

アンケートによる歩行者の危険感と車両の速度の間には明確な比例関係が認められ、速度が速くなるほど歩行者の危険感が増大し、半数以上の歩行者が普通車で70%、大型車では50%以上の速度になると危険感を持つようになる。また、危険を感じた人の全歩行者に対する割合でラングづけし、速度との関係を図-2で見ると、同じ速度のとき普通車と大型車では、歩行者が感じる危険感は大い車の方が1ラング程大きい。

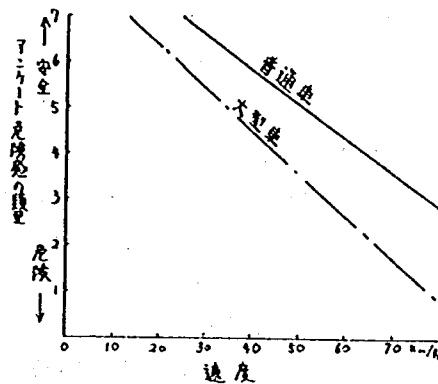


図-2 危険感と速度

また、相関分析の結果からは、歩行者の危険感に関連が深いと考えられる条件は速度と車種である。数値化Ⅱ類による分析では、速度だけでも実験データの87.3%歩行者の危険感を正しく判別できる式が得られ、速度が危険感に極めて強く影響を与えていることが明らかになった。またこれに車種、車道幅員の2つを加えると歩行者の危険感の有無を正しく判別できる割合は91.8%に達する。従って歩行者の危険感を緩和するには減速規制をすることが最も効果的である。

以上の諸点から、歩行者の危険感には、車速や車種によって支配されているものと思われる。

4-3 歩行者の歩きにくさについて

歩行者の歩きにくさについては、普通車が歩行者の横を通過したとき、歩きやすいと答えた人は全体の約50%以上であったのに対して、大型車が歩行者の横を通過したとき同じく歩行者に歩きにくさを感じた結果、普通車の時とまったく逆に約50%以上の人が歩きにくいと答えた。このような事から見るとやはり、歩行者に対して車種は大型になるほど歩きにくいということになる。また、歩きにくさと相関関係がある要因を見るとやはり車種、歩道幅員となり、大型車の通過、歩道幅員が狭くなるほど歩きにくいと感じている。次に数値化(Ⅱ類)による分析でこれを見ると車種、歩道幅員の2変数では、歩きにくさを正しく判別できる割合は85.5%であり、これに速度の条件を加えると89.1%になった。その効果の一例として、速度を用い50%から40%に変更する減速規制を100にした場合に対する指数を表わすと、

大型車 通行規制 (1168)	>	歩道幅員 0.5→0.75m (412)	>	減速規制 50→40% (100)
-----------------------	---	----------------------------	---	-------------------------

となり、歩きにくさを緩和するためには、大型車両の通行規制することがもっとも効果があると言えるようである。従って、歩行者の歩きにくさという面からは主として車種、歩道幅員、速度によって左右されるものと考えられる。

4-4 運転者の心身反応について

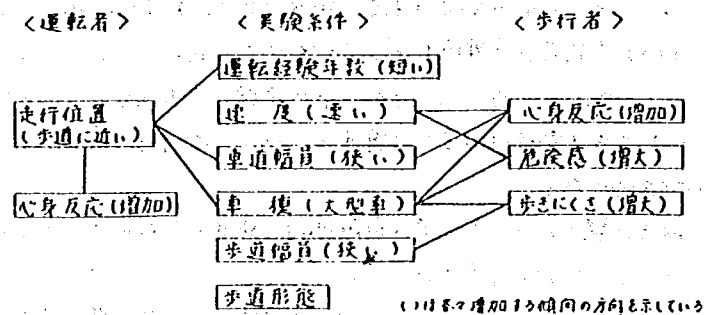
運転者の反応の面からは、経験年数が短いほど、歩車道の分離がはっきりしないほど、車道幅員が狭いほど反応は多く出てくる。運転者の心身反応と相関関係があると思われる要因は、車両走行位置、車道幅員である。つまり、車両走行位置が歩道に近いほど、車道幅員が狭いほど運転者の心身反応は増加する傾向にある。

4-5 車両の走行特性について

運転経験年数の短い運転者ほど、車両の走行位置（平均的）は歩道から遠くなる傾向にあり、特に車道幅員が狭くなるほど、その傾向は顕著に表われている。また、車両走行位置の安定性という点では、経験年数が短い運転者ほど、ラツキが大きく、縁石やマウンドアップされた歩道の場合に比べて、マーキングの場合の方がラツキが大きい。車両の走行位置と相関関係があると思われる要因は、運転経験、車道幅員、車種等が深い関係があると思われる。以上の結果、運転が未熟な者ほど、より安全側を通行しようとする傾向がある。（これは一般的に車両の走行の傾向と思われる）

4-6 5つの指標を通じて

5つの指標別に各々関係の深い実験条件を見てきたが、この中でその傾向がはっきりしているものをもとめて示すと図-3のようになる。しかしながら、図中、線で結びつけていないものもすべて関係がないのではなく、強い要因の陰にかくれてしまったため、解析できなかったものもあると考える必要がある。図より、速度や車道幅員、車種が心身反応、アンケート結果に強く結びついていると言える。従って道路構造の諸元を定める際に十分考慮すべき要因と言える。



4-7 整備効果について

図-3 5つの指標と関連が深い実験条件

以上の結果を利用して、整備効果を検討してみると、大型車の通行規制、車道幅員の拡中速度規制はよい効果が得られることがはっきりしているが、一方、歩道形態の変更は今回の解析で見ると大きな効果を期待することはできないが、少なくともマーキングより段差のある歩道の方が道路利用者にとっては安全かつ快適な歩行が得られるものと考えられる。

5. 今後の課題

今回の実験では数多くの条件を同時に変化させたため、実験全体を通じて強い影響力を持つ要因（例えば速度、車種）について扱ったが、他の要因の微妙的な傾向は其中に埋れてしまい歩道形態、歩道幅員については、おおよかにしか捉えることが出来なかった。これからの実験では、今回得られた知見をもとに、特定の条件に注目して実験を行わなければならないと思われる。また、心身反応（GSR等）の捉え方は、現在まだ不明確な点が多く個人差もかなりあり、反応のぶれと刺激の大きさには必ずしも比例関係にあるとは言えないが、今回の解析結果から見ても危険感、快適性を評価する尺度として十分とは言えないまでも一応信頼できるものと考えられる。なお、これがら心身反応（GSR等）に関する研究を随時行なって、その意味を明確にしていける必要がある。今回の実験は、車線の片側通行で、1台の車両が通過した場合の状況を再現したもので、実際の道路条件とはかなり違っている。道路利用者にとって、交通の流れや量、方向等が重要な要因と考えられ、今後現場調査等も行ない実際の状況と実験結果との結びつきについても検討を加える必要がある。

1. まえがき

昭和44年とピークに10年間減少の一途をたどってきた我国の道路交通事故は昭和54年度から増加傾向を示しはじめ、今後の動向が憂慮されている。かなりの安全施設が設置されている今日においては、交通安全に関する各種施策に対して、より高度なものが要求されるようになった。道路の安全管理については、優れた安全施設の開発が望まれると同時に、安全管理そのもののあり方、すなわち道路の危険箇所の発見、診断、安全対策の策定、実施、事後評価という一連の安全管理対策を整理し、個々の作業の合理化を図ることも重要な課題となってきた。ここで、この安全管理対策の一つである道路の危険箇所の発見のレベルについて、事故率の統計的性質、および個々の道路の平均的な危険度を算定する平均危険度算定モデルについて検討を行ったものである。

2. 事故率の統計的性質

2.1 単路区間

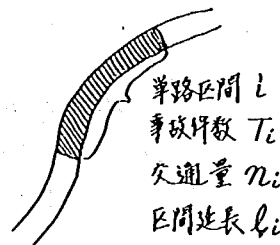
道路のある区間での単位延長当りの事故生起確率(単路区間の危険度と定義する)を p_i とすると、区間 i における事故生起確率は $p_i \times l_i = P_i$ となり、その区間で発生する事故件数は、

$$T_i = X_{i1} + X_{i2} + \dots + X_{in_i} \quad \text{--- ①}$$

$$\text{ここで } X_i = \begin{cases} 1, \text{事故が生じた時} & P(X_i=1) = p_i \\ 0, \text{事故が生じなかった時} & P(X_i=0) = 1-p_i \end{cases}$$

したがって、区間 i における事故件数 T_i の分布は次式で表される。

$$f(T_i) = \binom{n_i}{T_i} p_i^{T_i} (1-p_i)^{n_i-T_i} \quad \text{--- ②}$$



$p_i \ll 1$ と考えられるので、この二項分布はポアソン分布で近似することが可能であり、 $n_i \times p_i = \lambda_i$ とすると次式に書きかえることができる。

$$f(T_i) = \frac{\lambda_i^{T_i} \exp(-\lambda_i)}{T_i!} \quad \begin{aligned} E(T_i) &= \lambda_i \\ \sigma^2(T_i) &= \lambda_i \end{aligned} \quad \text{--- ③}$$

ここで、一般に用いられている事故率(危険度の観測値と考えられる) $\pi_i^* = T_i / l_i n_i$ の期待値、分散を考えると次のようになる。

$$E(\pi_i^*) = E\left(\frac{T_i}{l_i n_i}\right) = \frac{E(T_i)}{l_i n_i} = \frac{\lambda_i}{l_i n_i} = \frac{n_i p_i}{l_i n_i} = \frac{p_i}{l_i} = p_i \quad \text{--- ④}$$

$$\sigma^2(\pi_i^*) = \sigma^2\left(\frac{T_i}{l_i n_i}\right) = \frac{\sigma^2(T_i)}{l_i^2 n_i^2} = \frac{\lambda_i}{l_i^2 n_i^2} = \frac{n_i p_i}{l_i^2 n_i^2} = \frac{p_i}{l_i^2 n_i} = \frac{p_i}{l_i n_i} \quad \text{--- ⑤}$$

次に π_i^* を固定し、 p_i を変数とする尤度関数 L を考え、②式と同様に次式で表せらる。

$$L = \binom{n_i}{T_i} p_i^{T_i} (1-p_i)^{n_i-T_i} = \binom{n_i}{n_i l_i \pi_i^*} (p_i l_i)^{l_i n_i \pi_i^*} (1-p_i l_i)^{n_i(1-l_i \pi_i^*)} \quad \text{--- ⑥}$$

$\log L$ を p_i で偏微分して $\frac{\partial}{\partial p_i} \log L = 0$ とおくと p_i の最尤不偏推定量を求めることができる。

$$\frac{\partial}{\partial P_i} \log L = \frac{l_i n_i P_i^*}{P_i} - \frac{n_i l_i (1 - l_i P_i^*)}{1 - P_i l_i} = 0 \quad \text{--- ⑦}$$

$$\therefore P_i = P_i^* \quad \text{--- ⑧}$$

したがって、④式とあわせて考えると事故率 P_i は単位延長当り事故生起確率すなわち危険度 P_i の最も偏推定量となり、また⑤式より $n_i l_i$ (区間の走行台キロ) を大きくすれば、推定精度が高くなることがわかる。

2.2 交差点

交差点における事故生起確率 (交差点の危険度と定義する) を P_i とすると、次式で表される交差点事故率 P_i^* は単路区間と同様に P_i の最も偏推定量であることを導くことができる。

$$P_i^* = T_i / n_i \quad \text{--- ⑨}$$

ここで、 T_i は交差点 i で起きる事故件数、 n_i は交差点 i の総流入交通量である。また、 P_i^* の分散については次式のように求められる。

$$\sigma^2(P_i^*) = P_i^* / n_i \quad (\text{ポアソン分布適用}) \quad \text{--- ⑩}$$

⑩式より n_i (交差点 i の総流入交通量) を大きくすれば推定精度が高くなることがわかる。

3. 平均危険度推定のための統計モデル

3.1 モデルの構造

単路区間 (あるいは交差点) における道路交通条件に関する説明変数を $X_{1i}, X_{2i}, \dots, X_{mi}$ とすれば、単路区間の単位延長当りの事故生起確率は

$$P_i = \beta_0 + \sum_{j=1}^m \beta_j X_{ji} \quad \text{--- ⑪}$$

という一次線形のモデル式が一般的によく使われている。⑪式に示すモデル式は、 X_{ji} の変域をあらかじめ限定しないかぎり、 $0 \leq P_i \leq 1$ なる条件が満たされない場合があるので、 X_{ji} の変域を限定しなくても、 $0 \leq P_i \leq 1$ となる関数である確率分布関数 $F(t)$ を選び

$$P_i = F(\beta_0 + \sum_{j=1}^m \beta_j X_{ji}) \quad \text{--- ⑫}$$

というモデルを考えてみる。

確率分布関数がロジスティック関数、

$$L_0(t) = \frac{e^t}{1 + e^t} \quad -\infty < t < \infty \quad \text{--- ⑬}$$

によって与えられる確率分布のことをロジット分布といふ。この分布形は標準正規分布ときわめてよく似ている。そこで、⑫式の F を L_0 におきかえれば、

$$P_i = \frac{\exp(\beta_0 + \sum_{j=1}^m \beta_j X_{ji})}{1 + \exp(\beta_0 + \sum_{j=1}^m \beta_j X_{ji})} \quad \text{--- ⑭}$$

となり、⑭式を変形すれば、次式となる。

$$\log\left(\frac{P_i}{1 - P_i}\right) = \beta_0 + \sum_{j=1}^m \beta_j X_{ji} \quad \text{--- ⑮}$$

この場合 P_i が $(0, 1)$ で定義されていて、上記の変換 (ロジスティック変換と呼ばれる) を行えばその定義域は $(-\infty, \infty)$ に拡張される。

3.2 回帰方法

⑤式のモデルを確定するためには事故データをしとして β_0, β_j を求める必要があるが、このための回帰方法として以下の2つの方式を検討した。

3.2.1 最小二乗法(一般化最小二乗法を令じ)

標準線形回帰モデルを $Y = X\beta + \varepsilon$ と書くとき、 X と ε は次の仮定を満たさなければならない。

仮定1 $E(\varepsilon) = 0$

仮定2 $\sigma^2(\varepsilon) = \sigma^2 I$ σ^2 は正定数である

仮定3 $\text{rank } X = m$ ただし X は $n \times m$ 行列

⑤式の左辺において、 P_i を P_i^* におきかえて、マクローリン級数展開を行い第3項以下を無視すると

$$\log\left(\frac{P_i^*}{1-P_i^*}\right) = \log\left(\frac{P_i}{1-P_i}\right) + \frac{1}{(1-P_i)P_i}(P_i^* - P_i) \quad \dots \textcircled{6}$$

$$\text{よって } \log\left(\frac{P_i^*}{1-P_i^*}\right) = \beta_0 + \sum_j \beta_j x_{ji} + \varepsilon_i \quad \dots \textcircled{7} \quad (\varepsilon_i \text{ は誤差項})$$

$$\text{したがって } \varepsilon_i = \frac{1}{(1-P_i)P_i}(P_i^* - P_i) \approx \frac{1}{P_i}(P_i^* - P_i) \quad (\because P_i \ll 1)$$

となり、誤差項の期待値と分散は以下のようになり。

$$E(\varepsilon_i) = 0$$

$$\sigma^2(\varepsilon_i) = \sigma^2(P_i^*)/P_i^2 = \frac{P_i}{l_i n_i P_i^2} = \frac{1}{l_i n_i P_i} \quad (\text{交差点の場合 } \frac{1}{n_i P_i}) \quad \dots \textcircled{8}$$

したがって、仮定1, 3を満たすべ、誤差の分散が P_i によって変化し、誤差分散一定の仮定2を満たさない。したがって、 $\sigma^2(\varepsilon_i)$ を推定値 $1/(l_i n_i P_i^*)$ をもらいて次式のように分散を均一化し、単純な最小二乗法を行えばよい。

$$\sqrt{l_i n_i P_i^*} \log\left(\frac{P_i^*}{1-P_i^*}\right) = \beta_0 \sqrt{l_i n_i P_i^*} + \sum_j \beta_j x_{ji} \sqrt{l_i n_i P_i^*} + \varepsilon_i \sqrt{l_i n_i P_i^*} \quad \dots \textcircled{9}$$

このように分散を均一化して最小二乗法を行うことを、一般化最小二乗法という。

3.2.2 最大法

今、危険度 P_i が⑤式で与えられるとした場合、その観測値 P_i^* が P_i と一致して同時に得られる確率は

$$L^* = \prod_i \binom{n_i}{n_i P_i^*} P_i^{n_i P_i^*} (1-P_i)^{n_i(1-P_i^*)} \quad \dots \textcircled{10}$$

となる。これを尤度関数と考え、最大推定すなわち $\frac{\partial \log L^*}{\partial \beta_j} = 0$ ($j=1, 2, \dots, m$)と⑤式を連立させ、逐次近似法を用いて、 β_j を求める。この β_j の推定値は最大推定値となる。

4. 単路部の平均危険度推定モデル

単路部の平均危険度推定モデルとして、ロジットモデルを仮定し昭和48年のデータを用いて数種の要因の組み合わせにより回帰(一般化最小二乗法)を行い、要因の係数の t 値、相関係数、AIC基準により有効な要因を検討し、次式に示す平均危険度推定モデルを作成した。

①市街地 $Y = -0.0002869X_1 - 0.07093X_2 + 0.08522X_3 + 0.0001434X_5 - 11.867$

②非市街地 $Y = -0.0003293X_1 - 0.05495X_2 + 0.1026X_3 + 0.0004120X_4 - 12.226$

ただし事故率の推定値は次式による。

X_1 : 交通量/幅員 (台/m)

X_2 : 車道幅員 (m)

X_3 : 信号交差点密度 (ヶ所/km)

X_4 : 歩行者量 (人/日)

X_5 : 自転車+歩行者量 (人又は台/日)

$$p = \frac{e^x}{1 + e^x} \dots (20)$$

次に、S48年度に選定した要因を用いて、S49、S53、S55のデータに基づいて回帰係数を同様に求め、回帰係数の比較を行った。その結果を表-1に示す。これによると、交通量/燃費の係数が順次大きくなっているが、その他の要因については、大きな変化はなく、オーダー的には安定しているといえよう。また歩行者量、自転車+歩行者量ほどの年次でも説明力が弱いものである。

表-1 モデルの経年的傾向

年次	交通量/燃費	車道幅員	歩行者量	自転車+歩行者量	定数項	R
49年	-3.981×10 ⁻³ -3.8	-3.222×10 ⁻² -8.4	7.62×10 ⁻¹ 23.2	2.105×10 ⁻⁶ 0.3	-13.818 -177.4	0.997
53年	-1.589×10 ⁻⁴ -7.0	-5.841×10 ⁻² -6.7	3.921×10 ⁻¹ 10.2	7.545×10 ⁻⁶ 0.1	-13.51 -114.5	0.998
55年	-1.973×10 ⁻⁴ -6.3	-3.959×10 ⁻² -6.3	2.118×10 ⁻¹ 9.4	2.231×10 ⁻⁵ 2.9	-13.150 -61.1	0.995
59年	-2.337×10 ⁻⁴ -7.5	-4.07×10 ⁻² -3.4	3.949×10 ⁻¹ 6.1	4.037×10 ⁻⁵ 0.3	-13.45 -68.9	0.994
61年	-2.583×10 ⁻⁴ -7.7	-3.863×10 ⁻² -6.1	2.797×10 ⁻¹ 9.8	1.811×10 ⁻⁵ 1.3	-13.019 -58.6	0.993
63年	-4.540×10 ⁻⁴ -13.0	-3.828×10 ⁻² -3.9	1.976×10 ⁻¹ 3.5	1.053×10 ⁻⁴ 1.1	-12.91 -77.1	0.992

(上段: 回帰係数, 下段: t値)

5. 交差点部の平均危険度推定モデル

交差点部の平均危険度推定モデルとして、単路部と同様ロジットモデルを仮定し、説明要因として車道幅員、交通量/車道幅員を用いて、最小二乗法、一般化最小二乗法、最尤法により回帰を行った。ここでは交差点を表-2に示すように分類し、利々に回帰を行っている。また事故率の推定値は、(20)式のロジットモデルによって求められる。

a) 最小二乗法

- ① $Y = -13537 - 0.995 \times 10^{-2} X_1 - 0.996 \times 10^{-3} X_2$
- ② $Y = -13050 - 1.812 \times 10^{-2} X_1 - 1.059 \times 10^{-3} X_2$
- ③ $Y = -13199 - 1.818 \times 10^{-2} X_1 - 1.150 \times 10^{-3} X_2$
- ④ $Y = -12205 - 3.187 \times 10^{-2} X_1 - 1.649 \times 10^{-3} X_2$

b) 一般化最小二乗法

- ① $Y = -1324267 - 0.9004 \times 10^{-2} X_1 - 0.9416 \times 10^{-3} X_2$
- ② $Y = -1331414 - 0.70162 \times 10^{-2} X_1 - 0.7041 \times 10^{-3} X_2$
- ③ $Y = -13073 - 1.716 \times 10^{-2} X_1 - 0.9704 \times 10^{-3} X_2$
- ④ $Y = -1284989 - 1.69772 \times 10^{-2} X_1 - 0.9201 \times 10^{-3} X_2$

c) 最尤法

- ① $Y = -1430 - 0.2980 \times 10^{-2} X_1 - 0.7825 \times 10^{-3} X_2$
- ② $Y = -1427 - 0.2186 \times 10^{-2} X_1 - 0.5723 \times 10^{-3} X_2$
- ③ $Y = -1483 - 0.2191 \times 10^{-2} X_1 - 0.6130 \times 10^{-3} X_2$
- ④ $Y = -1347 - 0.2608 \times 10^{-2} X_1 - 0.6997 \times 10^{-3} X_2$

表-2 交差点の分類

道路状況	国道(国道1)	県道(国道2)
市街地	①	②
非市街地	③	④

- 1) 国道上の交差点をいう。
- 2) 主要地方道、一般県道上の交差点をいう。但し、国道との交差点は除く。

X_1 : 車道幅員 (各流入路車道幅員の合計 m)

X_2 : 交通量/幅員 (流入交通量の合計 / 車道幅員の合計 台/m/日)

6. まとめおよび今後の課題

本論で、事故率の統計的な性質および平均危険度を推定する際のモデルの構造、回帰をする際のデータの特徴などについて整理を行った。単路部のモデルの経年的傾向については、3年次のみを解析のため、モデルの経年性について言及しきれなかった。今後、年次をふやして、モデルがどの程度の経年性を持っているか検討する予定である。また3種類の回帰について事故件数0件のデータ、特異データの取扱いを検討し、精度のよいモデルの検討を行う予定である。

1. はじめに

近年、都市の過密化、車輦交通量の増大等による居住環境の悪化から、環境の保全、整備に対する国民の関心は、極めて高い。都市に於ける公共施設のなかでも、とくに道路は、大気汚染、振動等の主要な発生源の一つである自動車の通行に使用されるため、沿道住民から緑化等による環境保全対策の強力な推進と要求される事例が少くない。また、道路の緑化は、このような環境保全対策上からばかりでなく、より豊かで快適性の高い街づくりに必須であるとして、ますますその評価が高まりつつある。

しかし、道路敷内には、構造的制約の他に、架線、地下埋設物の設置等街路樹の生育に影響を与える要因が複合している事例が多い。そのため、街路樹等を良好な状態に維持管理する必要があるが、一般に生育状態の悪化した樹木を初期に発見することは困難である。しかも、現在までのところ、生育の不良な樹木を客観的に判定する手法並びに基準は定められていないところから、現場管理者からは簡便に樹木の生育状況を把握し、生育不良原因の改善対策を検討することのできる管理基準の策定が望まれている。

このような理由から、当研究室では道路樹木の客観的な生育判定法の開発を試みており、生育判定に有効な形質を整理することができたので報告する。

2. 調査方法

2.1 調査対象及び測定方法

調査対象樹木は、エンジュ、ケヤキ、スズカケノキ及びヒメウヤシダをはじめとする高木10種を同一路線内で素歴(樹令は10~20年と推定される)、形状、寸法等がほぼ同一と考えられる区間と東京都内及び横浜市内から選定した。測定・調査は、昭和56年8月4日~9月16日と同年12月1日~16日に行なった。まず、樹木に関する専門家により、生育健全木、生育不良木と判断されるもの各々本を樹種毎に選定して調査対象木とした。これらの各樹木について、現地での各種形質の測定を行なうとともに、室内での測定のために、樹冠頂端から新梢本を無作為に採取して研究室に持ち帰り、すみやかに所定の測定を行なった。調査項目は、全測定項目を各樹種に当てはめ、樹種の特性、調査対象地の状況に応じて適当でない項目を省いて検討した結果、表-1に示す新梢の幹重量、新梢の伸長量、樹高及び枝張りなどの項目となった。なお、樹木の専門家による活力評価値と一般の管理者の計測値との相関を検討するため、活力調査を調査項目に加えた。

2.2 解析方法

生育状態の判定に有効な形質は、次の3観点から検討した。

- (1) 比較による解析 生育健全木と生育不良木の生長量の差が有意であるかどうかを検定するため、有意性の判定した生育健全木と生育不良木の各種形質を詳細に測定し、その測定値に有意な差があるかどうかを危険率5%で検定した。

(a) 相関係数による解析 一般の管理者の計測と有識者の判断と相関のあり形態をみつけたため、各形質の測定値と活力評価値との相関係数を求めこれを検定して有意味相関があるかどうかを誤率5%で検定した。

(b) 分離性による解析 七検定及び相関係数で指標としての有効性が認められた形質の中から、さらに生育健全木と生育不良木の生長量の差の明確な形質を探索するため、分離性をみることにした。それは縦軸に活力評価値、横軸に形質の測定値をとった図上に各形質の測定値と活力評価値との関係をプロットし、それぞれのドットの分布の分離性をみる方法をとった。なお、その判定基準は、生育健全木の計測値にありうる最小値が生育不良木の計測値にありうる最大値よりも小さい場合を分離性がよいとした。

そして、各形質について各樹種ごとに前述の3視点からの解析結果をもとに総合判定を行なった。生育判定に有効な形質と選定した。すなわち、より多くの視点とより多くの樹種で有効性が認められた形質を生育判定に適切な形質としてとりあげることとした。

表一 七検定による解析結果 (数字はt値を示す)

形質	樹種	エンジュ	クスノキ	ケヤキ	シラカバ	スズカサ	ソメイシ	ヒメシダ	マダハシ	モミバヤ	ユリノキ
重さの多い生長量	新梢の総重量	4.96	5.05	5.73	6.73	2.07	3.07	7.45	4.17	4.09	4.96
	新梢の生重量	4.01	4.95	6.20	8.35	2.77	2.83	8.50	3.54	4.31	4.77
	新梢の乾燥重量	3.96	—	5.19	9.19	3.01	2.86	7.43	3.72	4.45	5.17
	新梢の葉部重量	4.26	5.21	5.40	4.37	2.05	3.16	6.73	4.10	3.94	4.10
大きな生長量	新梢の伸長量	5.52	5.04	6.10	6.22	5.04	3.10	4.36	3.30	3.73	4.19
	新梢の元口径	5.36	2.73	7.57	6.17	2.07	3.66	9.16	2.96	3.66	7.47
	新梢の葉の縦の長さ	5.16	4.16	7.04	2.33	7.10	3.24	2.08	3.76	3.78	6.77
	新梢の葉の横の長さ	5.04	5.94	5.87	3.20	2.99	2.78	—	2.57	2.68	5.30
	新梢の葉の縦の長さ	4.41	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	新梢の葉の横の長さ	2.38	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	新梢の葉面積	2.57	5.48	7.36	2.63	4.06	3.47	—	3.26	2.92	7.82
	新梢の葉の縦の長さ	3.28	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	新梢の葉の横の長さ	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	新梢の葉の面積	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
樹の生長量	樹高	2.91	4.52	3.81	3.87	1.85	3.19	7.10	4.85	—	—
	枝数(葉の長さ)	3.06	5.58	4.83	5.05	3.05	3.53	4.42	4.75	6.77	—
	枝数(葉の横の長さ)	3.58	2.88	7.70	2.87	4.59	3.18	3.47	7.28	9.38	—
	樹高幹周囲	2.77	4.45	2.46	2.05	2.05	2.05	4.63	7.64	7.22	—
数の多い生長量	樹高幹周囲	2.77	4.45	2.46	2.05	2.05	2.05	4.63	7.64	7.22	—
	主枝数	2.07	1.80	1.81	2.91	2.05	1.82	4.47	2.00	4.02	4.22
	新梢の枝数	—	—	3.78	4.74	1.84	3.37	—	—	—	4.52
	新梢の葉数	—	—	4.95	—	2.05	1.84	9.31	—	—	3.27
枝の生長量	新梢の葉数	—	—	—	—	2.00	—	5.10	—	—	—
	新梢の葉数	—	—	5.73	5.97	—	2.05	2.05	—	2.05	3.53
	枝の長さ	1.81	1.82	2.95	5.57	1.83	1.81	2.05	2.05	2.05	3.32
	枝の長さ	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
樹の生長量	樹高	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	枝数(葉の長さ)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	枝数(葉の横の長さ)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	樹高幹周囲	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

3. 解析結果と考察

3.1 七検定による解析

生育健全木と生育不良木の生長量から七検定と求め、さらにこの七検定を検定して有意味ものを抽出し、表一の結果を得た。この結果、10種のうち8種以上で有意味とされた形質は、1)新梢の総重量、2)新梢の枝部生重量、3)新梢の枝部乾燥重量、4)新梢の葉部重量、5)新梢の伸長量、6)新梢の元口径、7)新梢の葉の縦の長さ、8)新梢の葉の横の長さ、9)新梢の葉面積、10)枝張り(東西方向)及び11)枝張り(南北方向)であった。

3.2 相関係数による解析

各形質の測定値と活力評価値との相関係数を求め、さらにこの係数を検定して有意味ものを抽出し表二の結果を得た。この結果、10種のうち8種以上で相関の得られた形質は、1)新梢の総重量、2)新梢の枝部生重量、3)新梢の枝部乾燥重量、4)新梢の葉部重量、5)新梢の伸長量、6)新梢の元口径、7)新梢の葉の縦の長さ、8)新梢の葉の横の長さ、9)新梢の葉面積、10)枝張り(東西方向)、11)枝張り(南北方向)及び12)新梢の葉数であった。

4.95 有効性が認められた形質(2.31)以上 / 未調査
2.01 有効性が認められなかった形質(2.31)未満 — 該当樹種に存在しない形質

3.3 分離性による解析

解析方法に示した方法により解析を行ひ、分離性の有無を判定し、これを相違ごとにまとめて表-3の結果を得た。この結果、10種のうち8種以上で分離の可能性が認められた形質は、1)新梢の総重量、2)新梢の葉部重量、3)新梢の伸長量、4)新梢の元口径、及び分枝張り(東西方向)であった。

3.4 有効形質の選択

前述の3結果をもとに総合判定を行ひて表-4の結果を得た。すなわち、1)と決定による解析、2)相関係数による解析、3)分離性による解析をともに、1)、2)、3)のいずれの項目についても生長度を示す尺度としてその有効性があると認められた形質を◎印、1)、2)、3)のうち2つの項目について有効性が認められた形質を○印、1)、2)、3)のうち1項目について有効性が認められた形質を△印、1)、2)、3)のいずれの項目についても有効性が認められなかった形質を×印として表示し、とりまとめ

表-2 相関係数による解析結果(数字は相関係数を示す)

形質	樹種	エンジュ	クスノキ	ケヤキ	シラカバ	スズカケマ	ソメイヨシノ	ヒメシダ	マダハシイ	モミバヤ	ユリノキ
重さの異なる生長度	新梢・総重量	0.83-0.88-0.88-0.91-0.88-0.77-0.75-0.73-0.77-0.75									
	新梢・生重量	0.78-0.89-0.90-0.93-0.72-0.76-0.77-0.74-0.78-0.74									
	新梢・乾燥重量	0.77-0.89-0.93-0.73-0.77-0.75-0.73-0.78-0.77									
	新梢・葉部重量	0.83-0.88-0.87-0.84-0.82-0.79-0.73-0.71-0.77-0.75									
大きな生長度	新梢・伸長量	0.91-0.95-0.89-0.88-0.87-0.92-0.90-0.73-0.76-0.72									
	新梢・元口径	0.87-0.70-0.72-0.91-0.82-0.85-0.77-0.75-0.75-0.84									
	新梢・葉・枝・長さ	0.80-0.68-0.89-0.81-0.91-0.78-0.73-0.83-0.80-0.76									
	新梢・葉・枝・幅	0.82-0.78-0.87-0.72-0.71-0.75-0.76-0.67-0.89									
	新梢・小葉・枝・長さ	0.80-0.68-0.89-0.81-0.91-0.78-0.73-0.83-0.80-0.76									
	新梢・小葉・枝・幅	0.82-0.78-0.87-0.72-0.71-0.75-0.76-0.67-0.89									
	新梢・小葉・枝・長さ	0.80-0.68-0.89-0.81-0.91-0.78-0.73-0.83-0.80-0.76									
	新梢・小葉・枝・幅	0.82-0.78-0.87-0.72-0.71-0.75-0.76-0.67-0.89									
	新梢・葉面積	0.84-0.72-0.91-0.65-0.74-0.81-0.81-0.71-0.98									
	新梢・葉面積	0.75-0.68-0.88-0.83-0.83-0.81-0.81-0.71-0.98									
樹高	樹高	0.84-0.81-0.80-0.82-0.74-0.88-0.83-0.68-0.74-0.92									
	枝数(葉部)	0.67-0.89-0.88-0.81-0.84-0.78-0.86-0.81-0.89-0.90									
	枝数(葉部)	0.67-0.89-0.88-0.81-0.84-0.78-0.86-0.81-0.89-0.90									
	枝数(葉部)	0.67-0.89-0.88-0.81-0.84-0.78-0.86-0.81-0.89-0.90									
	枝数(葉部)	0.67-0.89-0.88-0.81-0.84-0.78-0.86-0.81-0.89-0.90									
主枝数	主枝数	0.63-0.88-0.80-0.78-0.86-0.80-0.87-0.64-0.84-0.88									
	新梢・枝数	0.63-0.88-0.80-0.78-0.86-0.80-0.87-0.64-0.84-0.88									
	新梢・枝数	0.63-0.88-0.80-0.78-0.86-0.80-0.87-0.64-0.84-0.88									
	新梢・枝数	0.63-0.88-0.80-0.78-0.86-0.80-0.87-0.64-0.84-0.88									
	新梢・枝数	0.63-0.88-0.80-0.78-0.86-0.80-0.87-0.64-0.84-0.88									
新梢・芽数	新梢・芽数	0.85-0.92-0.87-0.80-0.84-0.84-0.84-0.84-0.84-0.83									
	新梢・芽数	0.85-0.92-0.87-0.80-0.84-0.84-0.84-0.84-0.84-0.83									
	新梢・芽数	0.85-0.92-0.87-0.80-0.84-0.84-0.84-0.84-0.84-0.83									
	新梢・芽数	0.85-0.92-0.87-0.80-0.84-0.84-0.84-0.84-0.84-0.83									
	新梢・芽数	0.85-0.92-0.87-0.80-0.84-0.84-0.84-0.84-0.84-0.83									
枝葉・長さ	枝葉・長さ	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・長さ	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・長さ	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・長さ	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・長さ	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
枝葉・幅	枝葉・幅	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・幅	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・幅	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・幅	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・幅	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
枝葉・角	枝葉・角	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
枝葉・角(葉部)	枝葉・角(葉部)	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角(葉部)	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角(葉部)	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角(葉部)	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角(葉部)	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
主枝数	主枝数	0.63-0.88-0.80-0.78-0.86-0.80-0.87-0.64-0.84-0.88									
	主枝数	0.63-0.88-0.80-0.78-0.86-0.80-0.87-0.64-0.84-0.88									
	主枝数	0.63-0.88-0.80-0.78-0.86-0.80-0.87-0.64-0.84-0.88									
	主枝数	0.63-0.88-0.80-0.78-0.86-0.80-0.87-0.64-0.84-0.88									
	主枝数	0.63-0.88-0.80-0.78-0.86-0.80-0.87-0.64-0.84-0.88									
新梢・芽数	新梢・芽数	0.85-0.92-0.87-0.80-0.84-0.84-0.84-0.84-0.84-0.83									
	新梢・芽数	0.85-0.92-0.87-0.80-0.84-0.84-0.84-0.84-0.84-0.83									
	新梢・芽数	0.85-0.92-0.87-0.80-0.84-0.84-0.84-0.84-0.84-0.83									
	新梢・芽数	0.85-0.92-0.87-0.80-0.84-0.84-0.84-0.84-0.84-0.83									
	新梢・芽数	0.85-0.92-0.87-0.80-0.84-0.84-0.84-0.84-0.84-0.83									
枝葉・長さ	枝葉・長さ	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・長さ	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・長さ	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・長さ	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・長さ	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
枝葉・幅	枝葉・幅	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・幅	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・幅	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・幅	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・幅	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
枝葉・角	枝葉・角	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
枝葉・角(葉部)	枝葉・角(葉部)	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角(葉部)	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角(葉部)	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角(葉部)	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									
	枝葉・角(葉部)	0.84-0.81-0.88-0.80-0.82-0.82-0.84-0.80-0.83									

0.72 有効性の認められた形質10.63以上 / 未調査
0.52 有効性の認められた形質10.63未満 / 該当樹種に存在しない形質

表-3 分離性による解析結果

樹種		エンジュ	クスノギ	ケヤキ	シラカバ	スズカケマ	ソメイヨシノ	ヒメヤシダ	マダハシイ	モミバヤ	ユリノキ
形質											
重さの異なる生長度	新梢・総重量	○	○	○	○	×	○	○	×	○	○
	新梢・生重量	○	○	○	○	×	×	○	×	○	○
	新梢・乾燥重量	○	/	○	○	×	×	○	○	○	○
	新梢・葉部重量	○	○	○	○	×	○	○	×	○	○
大きな生長度	連年生長量	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○
	新梢・元口径	○	○	○	○	×	○	○	×	○	○
	新梢・葉・枝・長さ	○	○	○	×	○	×	○	×	○	○
	新梢・葉・枝・幅	○	○	○	×	×	×	○	×	×	○
	新梢・小葉・枝・長さ	×	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	新梢・小葉・枝・幅	×	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	新梢・葉面積	×	○	○	×	○	○	-	×	×	○
	新梢・小葉面積	×	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	樹高	×	×	×	○	×	×	×	×	○	○
	枝数(葉部)	○	○	×	○	×	○	×	○	○	○
	枝数(葉部)	×	○	×	○	×	○	×	○	○	○
	胸高幹周	×	×	○	×	×	×	×	○	○	○
	根元幹周	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○
	数から見た生長度	主枝数	×	×	×	×	×	×	○	×	○
新梢総数		/	/	○	○	×	×	/	/	/	○
新梢分枝数		/	○	/	×	/	×	○	/	/	×
新梢・芽数		/	/	/	×	/	○	/	/	/	/
新梢・葉数		/	○	○	×	×	×	/	×	○	○
枝葉・長さ		×	×	×	○	×	×	×	×	×	×
枝葉・幅		/	×	×	×	×	×	×	/	×	×
形質から見た生長度	樹頂角(葉部)	/	×	×	×	×	×	×	×	×	×
	樹頂角(葉部)	/	×	×	×	×	×	×	×	×	/

たものである。

この結果いずれの視察からも有効性が認められ、レカリ樹種への適応性も広い形質（8種以上◎印）は、1)新梢の総重量、2)新梢の葉部重量、3)新梢の伸長量、及び4)新梢の元口径であった。なかでも、新梢の伸長量はその傾向が最も強く生育判定の有効な形質になり得ると考えられる。他の3形質はスズカケノキに対する評価で有効性が下、たが、スズカケノキ特有の現象かどうか検討する必要がある。また、樹種への適応性もかなり広い形質（7種以上◎印）として、1)新梢の枝部生重量、2)新梢の枝部乾燥重量、3)枝張り（東西方向）、及び枝張り（南北方向）があり得る。

一方、有効性が低くレカリ樹種への適応性も狭い形質は、未調査があるものの、1)枝葉の密度、2)枝条角、3)樹冠頂角（東西方向）及び4)樹冠頂角（南北方向）の4形質であると考えることができると。

表-4 生育判定に有効な形質

以上の結果から概観すれば、生育判定に有効な形質は、新梢に関する形質と枝張りであることが判断できる。しかし、これまでの調査では、生育状態の判定に最も有効な形質は何か、あるいは樹種によってはどのような形質の組合せが有効かと結論づけるまでには至らなかった。

4. 今後の課題

今回の調査は、リデータ数が各樹種10本と少ない、2)樹令がばらばらである、3)多くの生育環境でのデータが得られていない等の問題点があるため、本調査で選定した形質の道路緑化一般への適用は、今後その有効性を検証したうえで、生育判定要領としてとりまとめることが必要である。

(参考文献)

- 1) 古閑堅治：道路植栽の生育判定法の検討，才19回土木研究所研究発表会資料，昭和55年12月
- 2) 芹沢，田中，田代，古閑：道路植栽の生育判定法の検討，土木技術資料才23巻2号，昭和56年2月
- 3) 芹沢，田代，古閑：道路植栽生育調査，道路專業調査報告，昭和54，55，56年度

樹種	形質	エンジュ	クスノキ	ケヤキ	シラカシ	スズカケノキ	ソメイヨシノ	ヒメヤナギ	マダバシイ	モミバシ	ユリノキ
		◎	◎	◎	◎	△	◎	◎	○	◎	◎
大 き さ の 長 み た 生 長 度	新梢・総重量	◎	◎	◎	◎	△	◎	◎	○	◎	◎
	新梢・葉部重量	◎	◎	◎	◎	○	◎	◎	○	◎	◎
	新梢・伸長量	◎	◎	◎	◎	○	◎	◎	○	◎	◎
	新梢・元口径	◎	◎	◎	◎	×	◎	◎	○	◎	◎
	新梢・葉の長さ	◎	◎	◎	△	◎	○	○	○	◎	◎
	新梢・葉の幅	◎	◎	◎	○	○	○	○	○	○	◎
	新梢・小葉の長さ	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	新梢・小葉の幅	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	新梢・葉面積	○	◎	◎	○	◎	◎	○	○	◎	◎
	新梢・葉の厚さ	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
樹 高 生 長 度	樹高	×	○	×	◎	◎	○	×	○	◎	◎
	枝張り(東西)	◎	◎	×	◎	◎	○	○	◎	◎	◎
	枝張り(南北)	×	◎	○	◎	○	◎	◎	◎	◎	◎
	胸高幹周囲	×	△	◎	×	×	×	×	◎	◎	◎
	樹元幹周囲	×	△	○	△	×	×	×	○	◎	◎
数 の 多 少 の 生 長 度	主枝数	△	×	×	○	×	×	○	△	◎	◎
	新梢総数	／	／	◎	◎	△	△	／	／	／	◎
	新梢の枝数	／	◎	／	△	／	×	◎	／	／	○
	新梢の芽数	／	／	／	／	×	／	◎	／	／	／
	新梢の葉数	／	◎	◎	／	×	△	／	○	◎	◎
形 質 の 有 効 性	枝葉の密度	×	×	○	◎	×	×	×	△	×	○
	枝条角	／	／	×	×	×	×	×	／	×	×
	樹冠頂角(東西)	／	×	×	×	×	×	×	×	×	×
	樹冠頂角(南北)	／	×	×	×	×	×	×	×	×	×

◎ 上記の項目は有効性が認められる
○ 上記の項目は有効性が認められる
△ 上記の項目は有効性が認められる
×

1. はじめに

最近、ロックボルトと吹付けコンクリートを主たる支保工材としたトンネル施工法が多く行われている。この工法は、掘削後ただちに支保を施し地山のゆるみを最小限に抑え地山が本来有する強度を利用した合理的かつ経済的なトンネル施工法である。この工法の成否を左右するのはいかにして地山のゆるみを最小限に抑えるかにあり、そのためには、地山の性状はもろろであるが各支保材の支持機構を把握しておき、対象となる地山に最適なロックボルトと吹付けコンクリートの組み合わせを決定し施工することが、重要となる。ロックボルトに関しては、過去多くの試験調査が行われ徐々に支持機構は解明されてきている。しかしながら吹付けコンクリートに関しては、現場における施工経験についての報告や支持機構についての簡単な机上検討がなされている程度である。

吹付けコンクリートの支持機構（作用効果）に関して、(1) 一部のゆるんだ岩塊の安定効果、(2) 掘削面全体の安定効果、の二つの観点から検討が提唱されている。

(1) の支持機構は、図1.aに示すようにゆるみ岩塊周辺の地山と吹付けコンクリートの付着力であると考えられている。しかし付着力が十分であっても、吹付け厚さによってはコンクリートのせん断により安定が壊される場合（図1.b）も生じる。したがってこの場合、吹付けコンクリートと地山の付着力と、吹付けコンクリートのせん断強度の整合が問題となってくる。

次に(2)のモデルとして、図2に示す軸力モデルと付着力モデルが考えられている。軸力モデルにおいて吹付けコンクリートに作用した荷重は、掘削盤面上で接触する脚部の反力によって支持される。これは従来の覆工コンクリートの支持機構と同様な考え方である。付着力モデルにおいては、吹付けコンクリートの脚部は拘束されておらず、作用した荷重は吹付けコンクリートと地山との付着力により支持される。現場での施工例を見ても付着力モデルと考えられる使用法がほとんどである。

このように吹付けコンクリートの安定効果を考えると、吹付けコンクリートの最大の特徴は荷重の伝達を地山との付着力によって行うことであることから、地山との付着力を知ることが重要となってくる。そこで吹付けコンクリートの合理的設計を行うには、(1) 付着力を始めとする吹付けコンクリートの強度を把握し、(2) ゆるみ岩塊の安定効果についての検討を行い、(3) 掘削面全体の安定効果を解明していく必要がある。トンネル研究室ではこれらの問題

について室内試験による調査検討を行っており、現在 (1), (2) についてある程度の成果が得られたのでここに報告する。

2. 吹付けコンクリートの強度特性

2.1 概説

吹付けコンクリートの支持機構を検討するには、まず第一に吹付けコンクリートの強度を把握しておかなければならない。またトンネル掘削サイクルより吹付けコンクリートの吹付け直後から作業員等はその下で作業を行うことが多い。さらに若材

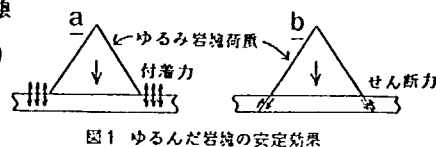


図1 ゆるんだ岩塊の安定効果

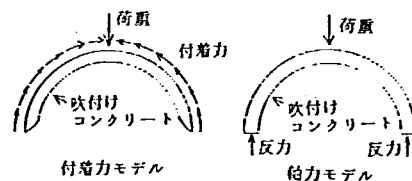


図2 吹付面全体の安定効果

令においては吹付けコンクリート自身の強度および地山との付着強度は発生途上であるため、発生過程により支持機構は大きく影響される。したがって施工の安全を保障するには各強度の発生過程を把握し経時変化による支持機構も検討しておかねばならない。以上の理由から、若材令における吹付けコンクリート強度の経時変化を試験した。

2.2 実験方法

表1に実験パラメータを示す。材令1~24時間において圧縮強度（一軸圧縮試験）・引張強度（圧裂試験）を10cm立方体コアにより試験した。付着強度（引張付着試験）は図3に示す装置の鋼板にコンクリートを乾式にて吹付け、吹付けコンクリートと鋼板をはく離させることにより求めた。また付着強度を低下させる要因として、発破に付随する衝撃荷重を加えたもの、表面水（湧水）を考慮したもの、および突隙の岩と鋼板との差を把握するため岩石についてのものを試験した。衝撃荷重は吹付け板裏側をハンマーで打撃し、30 kina（重量約1.7 kgの心抜き発破において約5 m離れた地点の推定振動速度）程度を目標とした。

2.3 実験結果

図4に付着強度の経時変化を示す。吹付け方法・吹付け板の表面性状等によりばらつきが大きく時間との相関を一律には決定しがたいが、8時間において約0.6 kg/cm²の強度となりその後は大きく増大しない。図5に圧縮強度と付着強度の関係を示す。圧縮強度約30 kg/cm²以上ではばらついてはいるもののほぼ水平に分布している。これらより、付着強度は24時間以内では約8時間以降一定となり圧縮強度にも影響されないと考える。図6に衝撃荷重の影響を示す。3時間・6時間において若干低下の傾向はみられるが、各供試体に与えた衝撃荷重の大きさは異なっておりその大きさ・方法も突隙の発破をうまく模擬できておらず、吹付け方法等によるばらつきも大きい。また、顕著な有意差は認められなかった。表2に表面水の影響を示す。吹付面上に少量でも水分が存在すれば付着強度は低下すること、水量にはあまり関係しないことがわかる。その低下の割合は3時間において約50%である。表3に岩石との付着強度を示す。鋼板に比べ3~5倍の付着強度が得られた。ただし大谷石については

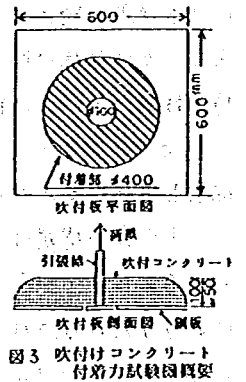


図3 吹付けコンクリート付着力試験図解

表1 実験パラメータ

材令	1	2	3	4	6	8	12	16	24
圧縮試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
引張試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
付着試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
表面水	○	○	○	○	○	○	○	○	○
岩石	○	○	○	○	○	○	○	○	○

表2 表面水の影響
(材令3 hr)

水 (ml/min)	付着強度 (kg/cm ²)
0	0.23
133	0.11
3250	0.10

表3 岩石との付着強度
(材令24 hr)

岩石	鋼板	0.56
大谷石	細目	3.07
	粗目	2.88
御影石	細目	1.81
	粗目	2.54

(kg/cm²)

顕著な有意差は認められなかった。表2に表面水の影響を示す。吹付面上に少量でも水分が存在すれば付着強度は低下すること、水量にはあまり関係しないことがわかる。その低下の割合は3時間において約50%である。表3に岩石との付着強度を示す。鋼板に比べ3~5倍の付着強度が得られた。ただし大谷石については

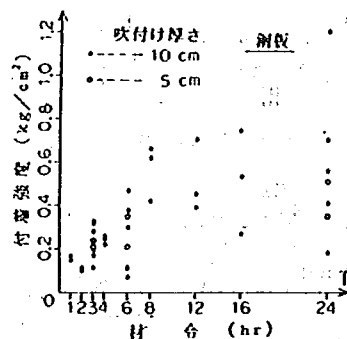


図4 付着強度の経時変化

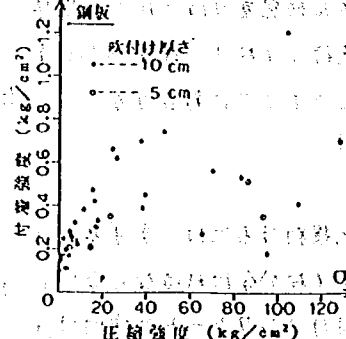


図5 圧縮強度と付着強度の関係

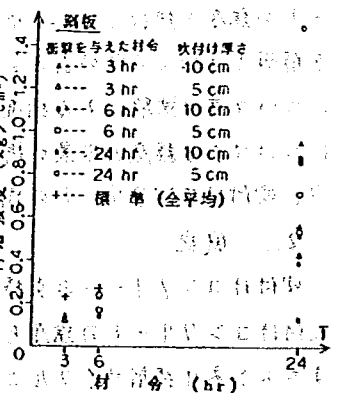
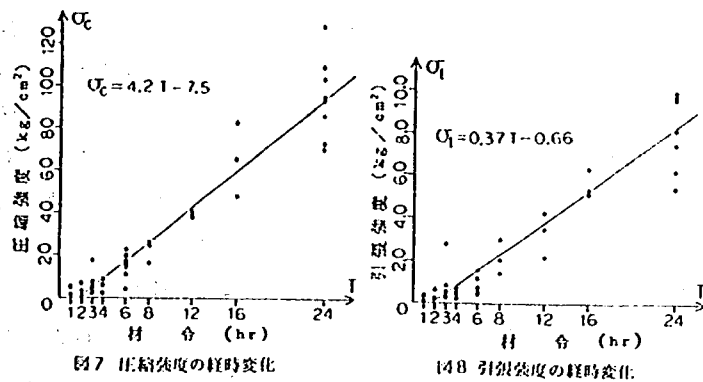


図6 衝撃荷重の影響

岩石とコンクリートがはがれるのではなく、岩石内部で岩石自体が引張破壊を起こしていた。

図7・8に圧縮強度・引張強度の経時変化を示す。約3時間まではほとんど強度の発生はなく、それ以降24時間までは直線的に増大している。なお図中実線は一回帰より求めたものである。



2.4 結論

(1) 吹付け後24時間以内における付着強度は、約8時間において一定となる。表面水により約50%減少する。岩石では鋼板の約3～5倍である。(2) 圧縮強度・引張強度はほぼ直線的に増大する。

3. 吹付けコンクリート押抜き模型実験

3.1 概説

節理等亀裂の多い地山では、一部のゆるんだ岩塊が落下する場合がある。この岩塊の落下を許せば周囲の岩塊も次々とゆるみ、掘削面全体が崩壊するようになる。したがってこのキーストーンとなる岩塊を抑えることは、一個のゆるみ岩塊落下防止に止らず地山全体のゆるみを防止する効果も期待できる。以上より、ゆるみ岩塊に対する吹付けコンクリートの支持機構（耐力・破壊形態）を把握しておくことは大切である。

3.2 実験方法

ゆるみ岩塊荷重が作用した場合の吹付けコンクリートの破壊形態に影響する要因は種々考えられるが、今回の実験では、吹付け厚さ・吹付け板折角・ロックボルトの有無・変位拘束の有無を選んだ。実験ケースを表4に示す。図9には試験機の概要を示す。吹付け板にコンクリートを乾式にて吹付け、背後から斜線で示す押抜き板を油圧ジャッキにより移動させ、押抜き試験を行った。吹付け板は鋼板で、裏面はグラインダで削り傷を付けている。載荷は一日一間のトンネル掘削サイクルを想定し、吹付け後約20時間で行った。

表4 実験ケース

ケース No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
目標吹付け厚さ (cm)	2.5	5.0	10.0	2.5	5.0	10.0	5.0	10.0	5.0	10.0	5.0
吹付け板折角(°)	0	0	0	20	20	20	0	0	20	20	20
ロックボルト							○	○	○	○	○
変位拘束											○

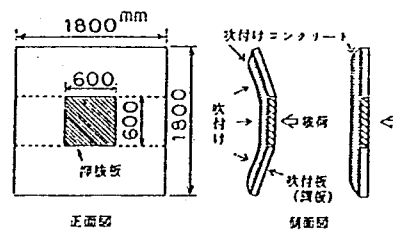


図9 吹付けコンクリート製工押抜き試験機概要

3.3 実験結果

実験より得られた最大荷重を図10に、荷重と押抜き板中央変位の関係を図11に示す。図中実線は目標吹付け厚さ10cm、一点鎖線は5cm、破線は2.5cmであるが、実際の吹付けでは吹付け厚さを均一にすることは難しかった。そこで、押抜き板周辺での実際の吹付け厚さの平均を図中に示しておく。なお、●は亀裂発生荷重である。

a. は吹付け板折角0°のものである。厚さ2.5cmではコンクリートは押抜き板そのままの形でせん断破壊されており、まわりの吹付け板とコン

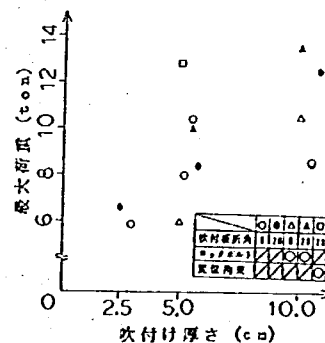


図10 最大荷重

クリートの付着が切れた部分はなかった。厚さ5cmでは押板の周辺から付着が切れはく離を生じ、表面で曲げ引張破壊を生じた。厚さ10cmではコンクリート表面には全く亀裂を生じないで、一体となって吹付板からはく離した。b.は吹付板を20折り曲げたものである。厚さ10cmにおいてのみ折り曲げた効果により最大耐力が増大している。c.はロックボルトを併用したものである。厚さ10cmにおいてのみ最大耐力・残留耐力とも増大している。d.は吹付板を20折り曲げロックボルトを併用した場合である。厚さ5cm・10cmとも最大耐力・残留耐力が増大している。ロックボルトを併用した場合、特に吹付け厚さが厚くなると、亀裂発生後もコンクリート同士がばらばらになることなく十分に拘束されているため、残留耐力が増大したと考える。e.は周方向の変位を拘束した場合である。厚さ5cmにもかかわらず、最高に近い耐力を示し残留耐力もかなりの大きさを保っている。これは、a.~d.では吹付板とコンクリートの付着力が反力となっているのとは異なり、吹付け端部での軸力が反力となっているという異なる支持機構のためだと考える。

3.4 結論

(1) 吹付けコンクリートの破壊形態は吹付け厚さが厚くなるにつれ、せん断破壊・曲げ破壊・付着破壊へと推移する。したがって吹付けコンクリートは、せん断破壊を起こすほど薄いものでは危険であるし、逆に極端に厚くしても付着破壊を起こすだけで意味のないものになる。つまり最適吹付け厚さは、せん断破壊から付着破壊へ推移する臨界から判断して決定できる。(2) 吹付けコンクリートと地山の変位を拘束しより多くの荷重を伝達させるように補強を行えば、耐力は増大する。

4. 今後の検討項目

吹付け厚さを決定するもう一つの重要な要因に、落下が予想される岩塊の大きさ・重量・作用時期がある。そこで3の模型実験について作用する荷重・各強度の経時変化を含めた解析を行い、岩材令における吹付けコンクリートの支持機構についての検討を行っていく。

また、残された問題に掘削面全体の安定効果がある。これについて全体系を考慮したモデルにより実験・解析を行っていく。

〈参考文献〉

- 1) 今田・水谷：トンネルの支保構造に関する研究報告，土木研究所資料第1702号，昭和56年6月。
- 2) 河野・大久保：吹付コンクリートによる覆工の押板耐力，第14回日本道路会議論文集，昭和56年10月。

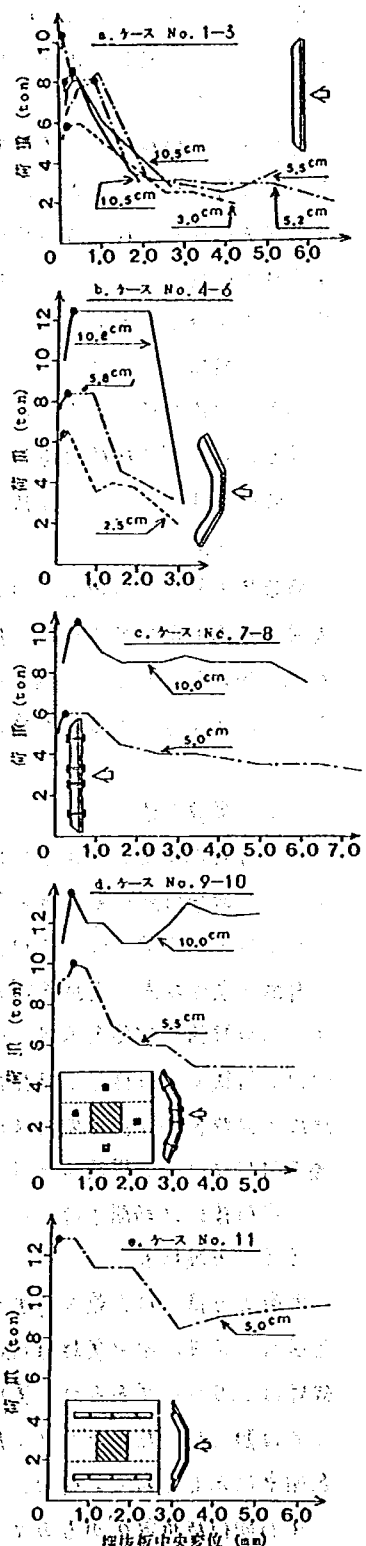


図1 荷重と押板中央変位の関係

1. まえがき

近年、交通需要の増加に伴い高速道路、バイパス道路等の建設がさかんに行われるようになってきており、それに伴い山岳道路などでは高盛土を築造せざるを得ない場合が多くなっている。従って、そのような高盛土でカルバートを構築する場合には、土かぶり高が10mを越える箇所も出てきている。現在、道路横断カルバートの設計は主に「道路土工-擁壁カルバート仮設構造物工指針」に基づいて行われているが、土かぶり高が10mを越える場合の土圧の算定法については必ずしも明確な規定がない。そこで、当研究室では、地方建設局と共同で10m程度の高盛土下に施工されたカルバートに作用する土圧の現地観測を行い、その作用土圧の算定方法について検討を加えてきている。今回、現地観測と有限要素法を用いた数値解析の結果から、高盛土下におけるカルバートに作用する土圧がある程度明らかとなったので、ここに報告する。

2. 現地観測

2.1 調査箇所のカルバートの概要

調査対象にしたカルバートは、秋田の昭和バイパスにおけるカルバート及び新潟の津川バイパスにおけるカルバートの2箇所である。図-1-a及び図-2-aに調査したカルバートと盛土の形状を示す。両者とも軟弱地盤上に構築されたカルバートで、基礎は杭で支持されている。カルバートの最終土かぶり高は、昭和バイパス及び津川バイパスともに8.8m程度となっている。

2.2 盛土材料の土質特性

昭和バイパスの盛土材料は風化泥岩であり、湿潤密度の平均は 1.68 t/m^3 である。また、津川バイパスの盛土材料は粘土質シルトが主であり、湿潤密度の平均は 1.71 t/m^3 である。

2.3 調査方法

調査項目は、カルバートに作用する土圧の他、カルバート周辺の土かぶり圧、カルバートの変位、地盤の沈下量等である。計測器は図-1-b及び図-2-bに示すような盛土の中央部に設置した。カルバートに作用する土圧を計測するための土圧計は、3断面についてカルバート上面に3台、側面に2台設置した。また、カルバート周辺の土かぶり圧を計測するために、カルバートの頂版と同一平面内に6台の土圧計を埋設した。さらに、盛土によるカルバート周辺地盤の沈下を計測するためにカルバートから2m間隔で合計6台の連続沈下計を埋設し、地盤の沈下量を

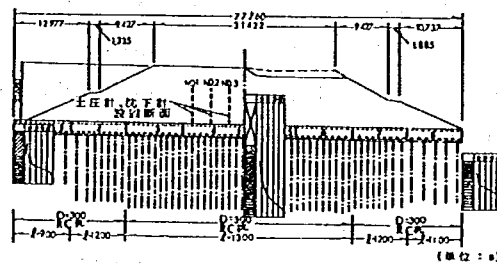
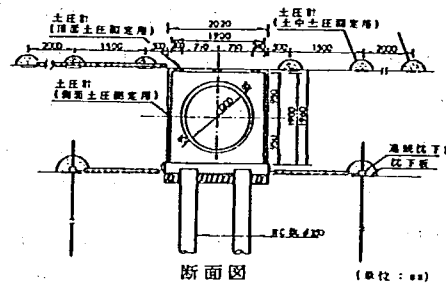
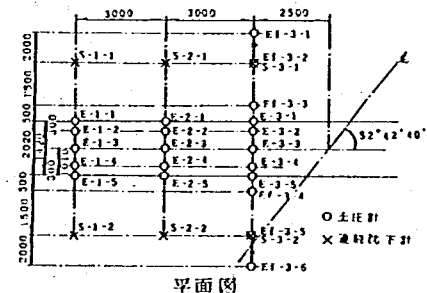


図-1-a カルバート及び盛土の形状



断面図 (単位: m)



平面図

図-1-b 計測器の設置状況 (昭和バイパス)

経時的に観測すると共にカルバートの変位量についても水準測量で経時的に測定することによって、カルバートと地盤の不同沈下量の時間的な変化を求めた。土圧線の観測は盛土高が1m上がるごとに行うのを原則とし、土かぶり高とカルバートに作用する土圧との関係を綿密に調査した。調査期間は昭和バイパスのカルバートで3年8ヶ月間、津川バイパスのカルバートは2年間である。

2.4 調査結果

昭和バイパスでのカルバートの作用土圧及び地盤とカルバートの沈下量の経時変化を図-3に示す。図よりカルバートの作用土圧ならびに地盤の沈下量は盛土高が高くなるに従って急激に増加していることがわかる。また、カルバートの作用土圧は盛土の施工を休止していても若干ではあるが時間の経過と共に少しずつ増加していく傾向がみられる。これは、地盤とカルバートの不同沈下が盛土の施工の休止中も増加していることが影響していると思われる。

次に、カルバートに作用する鉛直土圧及び水平土圧と土かぶり高との関係を図-4、図-5に示す。図において、現地で実測された鉛直土圧は土の湿潤密度に土かぶり高を乗じた土かぶり圧を大きく上回っている。最終盛土高で見ると昭和バイパスのカルバートにおける平均鉛直土圧は土かぶり圧の1.9倍程度、津川バイパスのカルバートでは1.5倍程度になっている。カルバート上部の鉛直土圧の分布に着目すると、カルバート両端部で大きく、中央部で小さい土圧分布をしている。これは、カルバートと地盤の不同沈下の影響で生じたものと考えられる。また、カルバート側面に作用する水平土圧については、昭和バイパスのカルバートでは土かぶり圧の0.75倍、津川バイパスのカルバートでは0.6倍程度である。カルバートの設計においては、通常水平土圧係数として0.5を用いている。従って、今回の観測結果はこれを上回っており、鉛直土圧と同様にカルバートと地盤の不同沈下の影響で水平土圧が大きくなっていると考えられる。

カルバートに作用する鉛直土圧に関して、実測値と道路土工指針による計算値とを比較した結果を図-6に示す。道路土工指針では、杭基礎のカルバートの場合にはカルバート幅Bと土かぶり高Hの比率 H/B で土かぶり圧に対する土圧の割増を定めているので、図-6にその値を併記した。図より

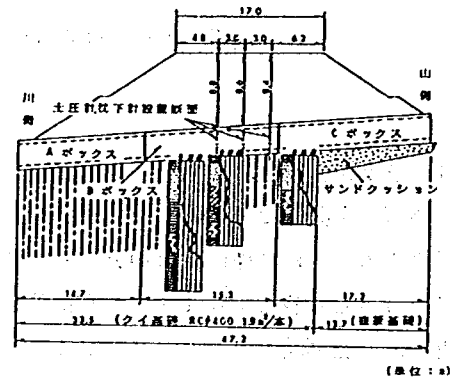


図-2-a カルバート及び盛土の形状

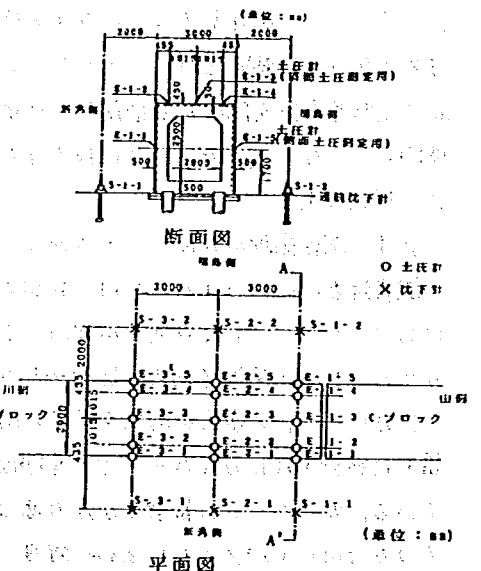


図-2-b 計測器の設置状況 (津川バイパス)

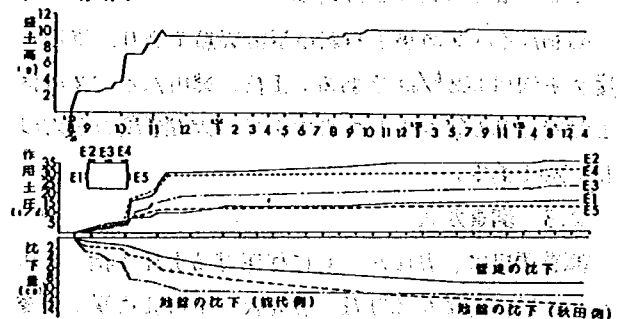


図-3 土圧及び沈下量の経時変化

津川バイパスのカルバートにおける実測平均鉛直土圧とno tention解析及び線形弾性解析による計算鉛直土圧との関係を図-8に示す。no tention解析の計算値は線形弾性解析に比べて実測値に近い値を示しており、no tention解析の実測への適合性が良いと言える。図-9には昭和バイパスのカルバートの横断面における実測土圧分布とno tention解析による計算土圧分布を示したが、両者の傾向はかなりよく一致している。すなわち、鉛直土圧がカルバートの両端部で大きく中央部で小さいという分布をしている。これは津川バイパスの例でも同様な傾向を示している。

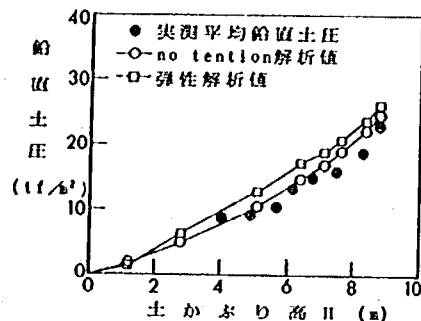


図-8 土圧の実測値とno tention解析値の比較 (津川バイパス)

以上述べた実測値との比較から、no tention解析の実測への適合性は良いといえる。そこで、 H/B の違いにより、土圧の割増係数がどう変化するかを明らかにするために、地盤の強度と H/B を種々に変化させたものについてno tention解析を行い、平均鉛直土圧を求めてみた。図-10はこの解析結果をまとめたもので、カルバートと地盤の不同沈下量をパラメータにして H/B と土圧の割増係数との関係をプロットしたものである。図より、割増係数は不同沈下量の増加に伴って大きくなる傾向にあることがわかる。また、図中には道路土工指針の割増係数の値を併記したが、no tention解析による割増係数の方が全体的に大きい値を示している。図-10の割増係数については今後データの集積が必要であるが、地盤の不同沈下が問題となるような高盛土下におけるカルバートの作用土圧については、数値解析などにより、あらかじめ盛土によるカルバートと地盤の不同沈下量を計算し、図-10から割増係数を求めて作用土圧を決めるのも1つの方法と考えられる。

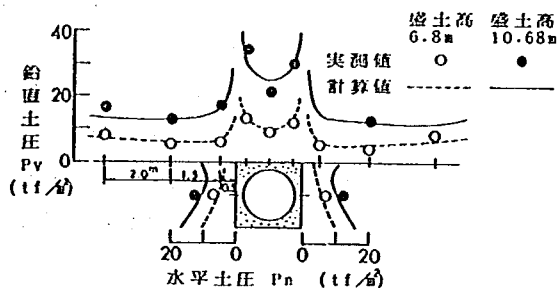


図-9 土圧の実測値とno tention解析値の比較 (昭和バイパス)

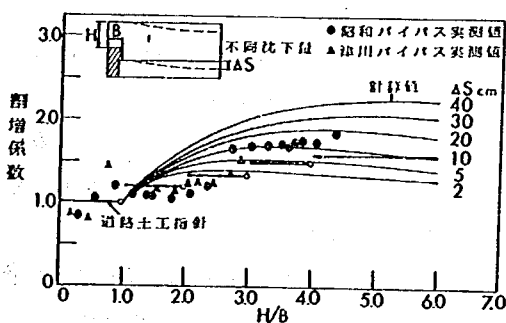


図-10 土圧の割増係数と H/B の関係

4. まとめ

今回、高盛土下に構築されたカルバートの作用土圧に関する現地観測の結果などから、従来あまり現況されていなかった高盛土下における杭基礎をもつカルバートの作用土圧について検討を加えた。特に、カルバートと地盤との不同沈下が発生し、しかも土かぶり高がカルバート幅の3倍以上となるような箇所では、カルバートに加わる作用土圧は従来の設計値よりも大きくなる場合があることが判明した。さらに、有限要素法を用いたno tention解析を行い、地盤とカルバートの間の不同沈下がカルバートの作用土圧に及ぼす影響を調べた。その結果、不同沈下量の増加に伴い、カルバートに作用する土圧は大きくなることが明らかとなった。最後に、この調査の実施に当り協力頂いた東北地建、北陸地建の関係各位に対し感謝の意を表す次第である。

津川バイパスのカルバートでは計算値と実測値とはほぼ一致しているが、昭和バイパスのカルバートでは H/b が3以上になると実測値は計算値を大きく上回る傾向を示しているといえる。

3. 数値解析による作用土圧の検討

カルバートに作用する土圧を計算する方法としては、道路土工指針による経験式から求める場合とMarstonの式を用いて計算する場合の2つの方法が一般に用いられている。しかし、道路土工指針については盛土高が10m以上、 H/b が4以上の場合の土圧の算定法が明確でないこと、またMarstonの理論についてはカルバートの側壁に沿ってセリ断面が鉛直にできると仮定しているため、地盤とカルバートの間に不同沈下が生じた場合の作用土圧の算定には問題があることが指摘できる。そこで、地盤の不同沈下を考慮した高強度土下のカルバートにおける土圧の算定法として、有限要素法による数値解析を試み、その適合性を検討した。

一般に土は圧縮力に対しては耐力をもつものであるが、引張力に対しては抵抗し得ないと考えられる。今回のようなモデルについて土を完全弾性体として解析した場合には、カルバート上部で大きな引張応力が発生し、カルバートに作用する土圧の計算値が大きくなる。実際は、引張応力が発生した領域ではゆるみのような現象が生じているはずであり、線形弾性解析ではこの特性を考慮することができない。しかし、土のような引張力に抵抗し得ない材料に対する有限要素法の適用方法としては、no tension解析の方法がある。この解析手法は、引張りが生じた部材の引張応力を他の部材へ再分配して引張部材のtensionを0に近づける繰返し計算を行うものである。今回の解析では、解析の収束性が良いZienkiewiczが提案したstress transfer法によってno tension解析を行った。

図-7に津川バイパスのカルバートにおけるno tension解析によって得られた主応力図を示す。図を見ると、最大主応力がカルバートに集中する傾向が認められる。また、図中には初期の引張応力の発生領域とno tension解析後の引張応力の発生領域とを合せて示したが、引張応力の発生領域は初期のものに比べてno tension解析後の方が減少していることがわかる。

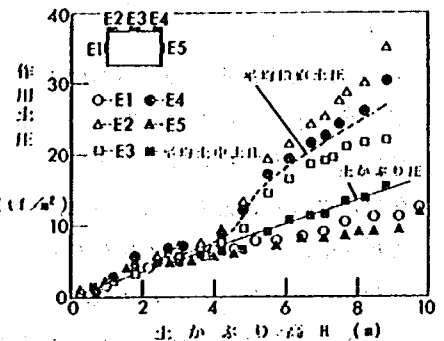


図-4 実測土圧と土かぶり高の関係 (昭和バイパス)

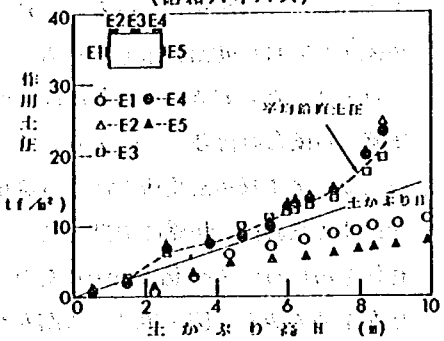


図-5 実測土圧と土かぶり高の関係 (津川バイパス)

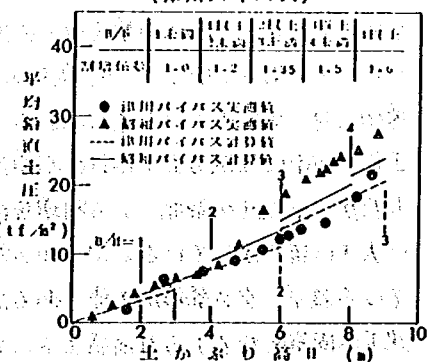


図-6 土圧の実測値と道路土工指針による計算値の比較

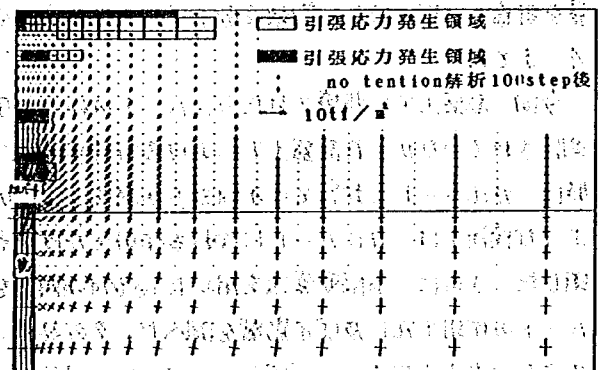


図-7 no tension解析による主応力図

1. まえがき

はりのせん断力に対する従来の照査法では、せん断応力度を中立軸上の応力として算定し、これに對してコンクリートの引張応力度から求めた許容値によって設計する方法がとられていた。しかし、近年の研究等によりせん断破壊の機構が明らかにされてくると、予想より低い荷重で破壊が生ずることが報告されるようになった。そこで、道路橋示方書Ⅳ下部構造編においても、許容せん断応力度の低減やせん断応力度の照査法の変更を行つたが、例えばカーキングのように低鉄筋比でせん断補強筋のない部材についての研究はあまり行われていないため、基準の妥当性について検討の余地が残されている。

そこで、今回低鉄筋比のはり部材の載荷試験を行い、その破壊特性を検討したものである。

2. 目的

低鉄筋比のはりの載荷試験として、次の項目について行うこととした。

i) 低い鉄筋比のはり部材の破壊性状の検討

- ① 曲げ破壊とせん断破壊とはどちらが卓越するか。
- ② 破壊時のじん性はどの程度であるか。

ii) 低い鉄筋比のはり部材のせん断耐力の検討

- ① せん断耐力に影響を及ぼす諸要因の調査。
- ② 現行示方書における許容応力度の妥当性について。

iii) デイープビームと呼ばれる、スパンに比して有効高の高いはり部材に対する許容応力度の割増規定の検討。

3. 実験方法

3.1 試験要因

実験は、2回にわたって計22体の供試体により、行われた。このときの試験要因を表-1に、寸法形状を表-2にそれぞれ示した。

1回目の実験では、低い鉄筋比のはり部材の破壊性状の調査と、デイープビームの割増規定の適合性の調査に主眼を置いており、鉄筋比を0.4%と低いものに統一して、せん断スパン比 a/d を変化させたモデルとしている。ただし、鉄筋比が0.4%という部材では、破壊が曲げによって生ずることが予想

表-1 供試体の試験要因

		せん断スパン比							鋼材比			RC	PC
		3.5	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0	0.75	0.4	0.6	1.0		
1回目	1A												
	2A												
	3A												
	4A												
	5A												
	6A												
	7A												
	8A												
	9A												
	10A												
2回目	1B												
	2B												
	3B												
	4B												
	5B												
	6B												
	7B												
	8B												
	9B												
	10B												

その他の諸元
コンクリート強度 1回目=270 kg/cm^2 , 2回目=240 kg/cm^2
鋼材 1回目 SD35 D13
 SDPD130/145 ϕ 2mm
 2回目 SD35 D16~D22
 SDPD95/110 ϕ 22

表-2 供試体の寸法形状

	記号	鋼材	寸法 (mm)									
			a	e	b	d	c	L	h	h ₀	h ₁	h ₂
1A	RC-3.0-0.4	S-D13	1200	—	400	400	300	4000	—	—	—	—
2A	RC-2.0-0.4	S-D13	800	—	400	400	450	3500	—	—	—	—
3A	RC-1.5-0.4	S-D13	600	—	400	400	400	3000	—	—	—	—
4A	RC-1.0-0.4	S-D13	400	—	400	400	350	2500	—	—	—	—
5A	RC-0.75-0.4	S-D13	300	—	400	400	450	2500	—	—	—	—
1B	PC-3.0-0.4	10- ϕ 9.2	1200	—	400	400	300	4000	—	—	—	—
2B	PC-2.0-0.4	10- ϕ 9.2	800	—	400	400	450	3500	—	—	—	—
3B	PC-1.5-0.4	10- ϕ 9.2	600	—	400	400	400	3000	—	—	—	—
4B	PC-1.0-0.4	10- ϕ 9.2	400	—	400	400	350	2500	—	—	—	—
5B	PC-0.75-0.4	10- ϕ 9.2	300	—	400	400	450	2500	—	—	—	—
6A	RC-3.0-0.4	S-D16	1800	—	415	600	400	5400	—	—	—	—
7A	RC-3.0-0.6	S-D19	1800	—	400	600	400	5400	—	—	—	—
8A	RC-3.0-1.0	6-D22	1800	—	385	600	400	5400	—	—	—	—
9A	RC-2.0-0.6	S-D19	1200	—	400	600	400	4200	—	—	—	—
10A	RC-2.0-0.6	S-D19	1500	1800	400	600	400	6000	—	—	—	—
11A	RC-2.0-0.6	S-D19	900	1200	400	600	400	4800	—	—	—	—
6B	PC-3.0-0.4	2- ϕ 23	1800	—	345	600	400	5400	—	—	—	—
7B	PC-3.0-0.6	4- ϕ 23	1800	—	460	600	400	5400	—	—	—	—
8B	PC-3.0-1.0	6- ϕ 23	1800	—	415	600	400	5400	—	—	—	—
9B	PC-2.0-0.6	4- ϕ 23	1200	—	460	600	400	4200	—	—	—	—
10B	PC-2.0-0.6	4- ϕ 23	1500	1800	460	600	400	6000	—	—	—	—
11B	PC-2.0-0.6	4- ϕ 23	900	1200	460	600	400	4800	—	—	—	—

れたため、鉄筋の代わりにP.C鋼棒を用いて、鋼材化を变化させずに曲げ耐力を増加させた供試体と同ケース用意して、せん断破壊の性状を調査するものとした。

2回目の実験では、前回の実験を参考にせん断耐力に影響を及ぼす要因の調査に主眼を置いて、鉄筋比を0.4%~1.0%まで変化させた場合と、せん断スパン比 a/d の考え方を検討するために支点が多点になった場合、のモデルについて実験を行うものとした。なお、1回目と同様にP.C鋼棒を用いることにより、曲げ破壊が予想される鉄筋の供試体についてはそのときのせん断耐力を、またせん断破壊が予想される部材については鋼材の違いによる耐力の差が生ずるかも調査することとした。ただし、P.C鋼棒は1回目のもより異形鉄筋に近い、ネジ状リブ付異形鋼棒を使用し、付着による差がなるべく小さくなるようにした。

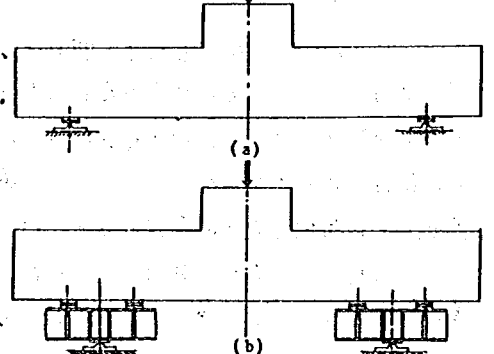


図-1 載荷状況図

3.2 載荷方法

載荷方法は、図-1に示したように供試体の中央部に鉛直方向の載荷を行うものとしている。

荷重は、鉄筋応力度が約400 kg/cm² ピッチで増大するような方法とし、設計荷重時（鉄筋応力度が2000 kg/cm² となる荷重）および鉄筋降伏荷重時（あるいは斜めひびわれ時）には荷重を一度ゼロに戻し、その後再び荷重を増加して破壊に至らせた。

支承については、供試体の移動を拘束しないものとして、単点の場合にはよく磨いた鋼同士で摩擦の減少をはかる方法を、また二点支承については、図-1(b)のようにH形鋼の補助支承によって二点の支点の反力が常に等しくなるようにした。

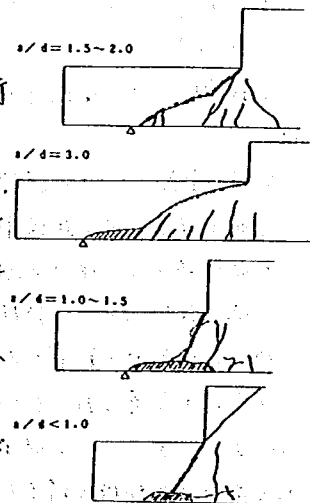


図-2 せん断破壊性状図

4. 実験結果

破壊状況の一部を図-2に、また実験結果の一覧表を表-3に示す。

4.1 破壊性状

鉄筋の降伏が先行したモデルのうち、1Aおよび6Aの供試体は、鉄筋が降伏した後にはりのはりたわみが進行し、じん性に優れたいわゆる曲げ破壊であった。

これに対して、2A~5Aの供試体では、鉄筋が降伏した後斜めひびわれが急速に発達し、斜め割裂の状態で破壊するじん性のないもので、外見はせん断破壊といえるもの

表-3 実験結果

	鋼材-A/鉄筋比	h (mm)	b (mm)	鉄ひびわれ		はりの鉄筋		はりの鉄筋	ねばり
				荷重 t	応力 kg/cm ²	荷重 t	応力 kg/cm ²	降伏 t	
1A	RC-3.0-0.4	400	400	15	4.7	20.0	6.3	17.0	○
2A	RC-2.0-0.4	400	400	21	6.6	27.0	8.4	25.0	×
3A	RC-1.5-0.4	400	400	22	6.9	34.2	10.7	35.0	×
4A	RC-1.0-0.4	400	400	42	13.1	42.0	25.6	50.0	○
5A	RC-0.75-0.4	400	400	66	20.6	47.7	24.3	66.0	×
1B	PC-3.0-0.4	400	400	14	4.4	23.0	7.2	—	×
2B	PC-2.0-0.4	400	400	15	4.7	70.0	21.9	—	×
3B	PC-1.5-0.4	400	400	64	20.0	66.0	20.6	—	×
4B	PC-1.0-0.4	400	400	118	36.9	128.0	40.0	—	×
5B	PC-0.75-0.4	400	400	136	42.5	136.0	42.5	—	×
6A	RC-3.0-0.4	600	415	24	4.8	26.6	5.3	25.3	○
7A	RC-3.0-0.6	400	400	26	5.4	30.0	8.5	—	×
8A	RC-3.0-1.0	400	335	32	6.9	34.0	7.4	—	×
9A	RC-2.0-0.6	600	400	37	7.7	44.0	9.2	—	×
10A	RC-3.512.5-0.6	600	400	28	5.8	29.0	6.9	—	×
11A	RC-2.581.5-0.6	600	400	35	7.3	51.0	10.6	—	×
6B	PC-3.0-0.4	600	345	23	6.0	27.0	6.3	—	×
7B	PC-3.0-0.6	600	460	33	6.0	35.0	6.3	—	×
8B	PC-3.0-1.0	600	415	33	6.6	35.0	7.0	—	×
9B	PC-2.0-0.6	600	460	—	—	56.0	10.1	—	×
10B	PC-3.512.5-0.6	600	260	36	6.5	36.1	6.9	—	×
11B	PC-2.581.5-0.6	600	460	41	7.4	65.0	11.8	—	×

であった。ただし、4Aの供試体は凸部内での特異な破壊を生じているため、ここでは考慮しない。

一方、鋼材の降伏まで至らない供試体のうち、2Bの供試体がPC鋼材の付着の剥離による破壊を生じた以外は、すべてコンクリートのせん断による破壊であった。すなわち、曲げひびわれが発生した後、斜めひび割れが生じて急速に拡大し、ひび割れが貫通するのとはほぼ同時に破壊に至る、めばりのない破壊の性状であった。

4.2 はりの終局耐力

図-3は、1A~11Aまでの鉄筋を使ったモデルの終局抵抗モーメントの示方書による計算値と実験値の比をとったものである。この表で、1以上の供試体は計算値を上回ったことを示すが、これをみると実験で鉄筋が降伏した1A~6Aは1以上、またそれ以前にせん断破壊を生じた供試体は1以下となっており、鉄筋が降伏した供試体では、破壊形態のいかにかわらず、計算上の曲げ耐力は確保されていることがわかる。

図-4は、同じ図を横軸に鉄筋比をとったもので、鉄筋比が小さくなるほど終局抵抗モーメントの計算値に対して実験値が近づいている傾向がある。このことは、耐力のみに主眼を置いて検討すると、低鉄筋比の部材のせん断破壊による耐力の低下は、高鉄筋比の部材ほど深刻な問題ではないともいえる。

しかし、逆に考えると曲げ耐力に対してせん断耐力がかなり近づくところにあるといえ、現行の設計法で終局時において曲げ破壊を想定した部材が、実際にはせん断破壊を生じる可能性がある。図-5は、表-3の終局時の耐力度を図に示したものだ。これをみても今回の実験でせん断スパン比が3程度のモデルでは、下方に示した道路橋示方書の許容値に対してかなり接近していることがわかる。ちなみにこのときの安全率をとると、1.70~2.45程度であり、地震時などの許容耐力度の割増しを考慮した場合、逆に下回る事になり、注意する必要がある。

ただし、図-5をみてわかるように、せん断スパン比の小さいいわゆるディ-アゴームに属するモデルでは、

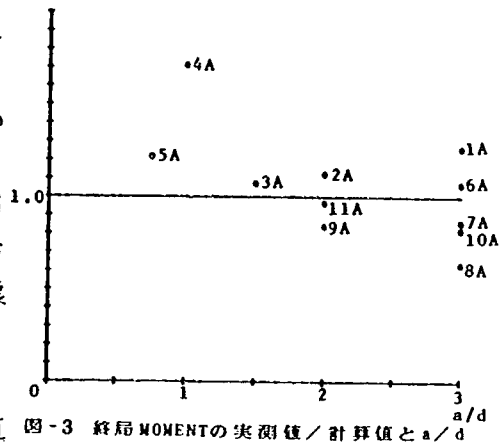


図-3 終局 MOMENT の実験値 / 計算値と a/d

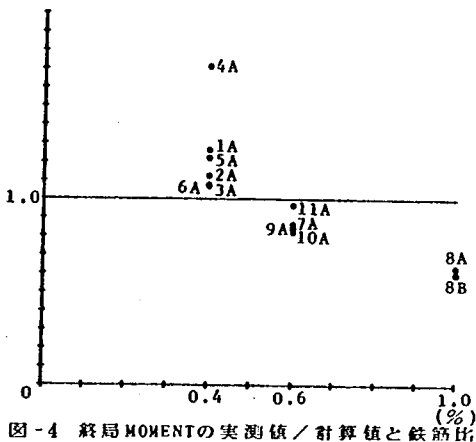


図-4 終局 MOMENT の実験値 / 計算値と鉄筋比

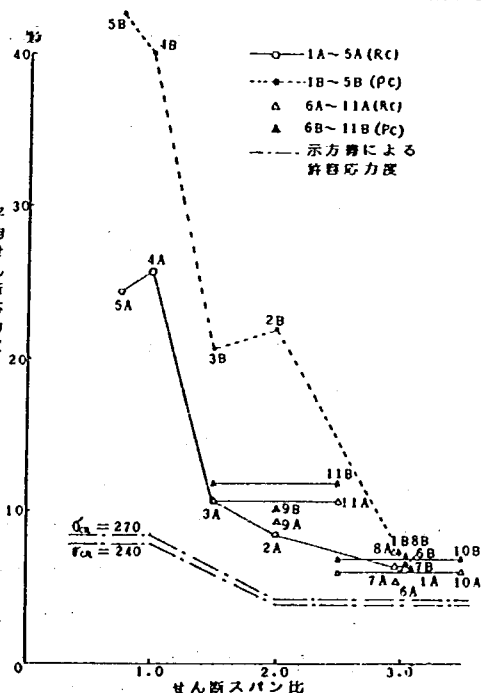


図-5 せん断耐力度と a/d

せん断スパン比が小さくなるのに伴って、せん断耐力が向上している傾向があり、ディープビームのせん断強度を割増しすることについては問題はないものと思われる。

4.3 せん断耐力と諸要因

せん断強度に影響を及ぼす要因は様々考えられるが、今回の実験結果からは次の検討を行った。

まず、図-6は α/d が3の場合の鋼材比とせん断強度を表わしたものである。これを見ると、0.6%から1.0%にかけてはせん断強度が増加する傾向がみられるが、0.4%の時のデータからははっきりした傾向を見ることができない。したがって、今回のデータのみでは鋼材比とせん断強度の関係を明示するのは難しく、今後の検討を要する。

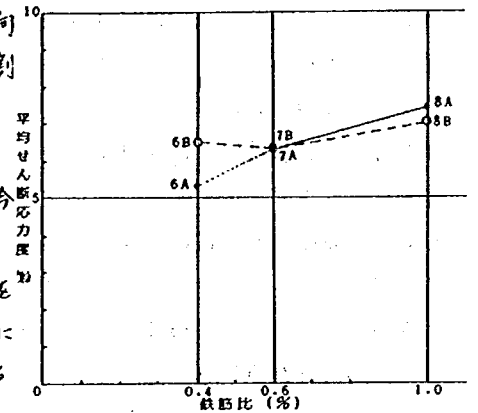


図-6 せん断耐力と鉄筋比

次に多点支点を有したせん断スパン比の考え方についてだが、図-5の中に示したように、せん断スパン比が2.5-2.5のモデルでは3.0との差はほとんど認められないものの、2.5-1.5のモデルでは2.0のモデルに対して明らかに差が生じていることがわかる。このことは破壊状況などから見て、多くの支点がある場合でも最内側の支点の α/d が2.5以上ある場合にはほとんど耐力に影響はないが、2.0程度以下になると、最内側支点の影響が耐力に表われてくるといえる。しかし、どの程度の影響を及ぼすかについては今後の研究を必要とする。

ところで、1回目と2回目では有効高が異なっているが、既往の研究等によれば有効高によってせん断強度も変化するとはいわれている。そこで1回目の結果と2回目の結果を比べてみると表-3参照)、1Bに対して6B, 7A, 7Bなどは明らかに小さいことがわかり、図-5などを見ても1回目にして2回目の耐力が下回っていることがわかる。このことから、有効高が高くなったことによる耐力の低下現象を表わした例と考えられる。

なお、鉄筋とPCC鋼棒の違いによる耐力への影響については、図-5などからわかるように、1回目の実験ではPCC鋼棒のモデルの耐力は小さくなっている傾向があるが、2回目の実験では有意的な差は認められないため、少なくとも2回目の実験では問題ないものと思われる。

5. おわりに

今回の実験結果から、低鉄筋コンクリートはりのせん断耐力について次のことがいえる。

- i) せん断補強筋の無い鉄筋コンクリートはりでは、鉄筋比が0.5%程度以上になると、じん性の無いせん断破壊を生ずる。
- ii) 鉄筋比が0.5%以下で曲げ破壊を生ずる部材でも、せん断スパン比が2以下になると、鉄筋が降伏した後、i)と同様なじん性の無い破壊を生ずることがある。
- iii) ディープビームでは、せん断強度は大きくなるため、設計に際して割増しをすることは妥当である。
- iv) くい基礎のフーチングなどのように支点が多くある場合は、最内側の支点の影響が大きい。
- v) 現行示方書の許容値では、 α/d が2.5以上で、鉄筋比が低い場合、危険域になることがある。

(参考文献) 日本道路学会：道路橋示方書Ⅱ，昭和55年1月；Ⅲ，昭和56年5月，他

1. まえがき

連続箱桁橋は、一般に吊橋や斜張橋に比べ剛性が高いため、風の動的な作用が問題となるようなことは従来ほとんどなかった。しかしながら、今回実験の対象とした4径間連続曲線箱桁橋(149m+189m+189m+149m)は、その鉛直たわみモードの固有振動数がかなり低いこと、また架橋位置の地理的条件よりかなり大きな吹き上げ角度を有する風の作用をうけることなど耐風設計上の不利な条件下にあるため、本橋におよぼす風の動的な作用について検討する必要があると考えられた。このため、4径間の3次元弾性模型と3次元地動模型を用いた実験を実施し、本橋の基本的耐風応答特性ならびに耐風安定化対策の効果などについて検討を加えたので、その結果について報告する。

2. 実験方法

2.1 使用模型および使用気流

実験対象とした橋梁は、4径間連続曲線変断面箱桁橋であり、その断面形状は図-1に示すとおりである。実験に使用した模型の縮尺は使用風洞の規模(測定部の高さ3m、幅6m、長さ24m)より1/20とした。また、模型の作製を簡単にするため、各スパンが実橋と等価振動特性を持つような仮想等断面橋を想定し、この仮想橋と同等の振動特性をもち、かつ外形は実橋と相似させた模型を作製することにした。

模型は橋桁断面中央に配置した鉄製の二本の角棒及びその周囲に分割して取付いた外形材により、剛性、質量、幾何学的形状と、また固定支承部に取付いたオイルダンパーにより減衰性能を相似させた。

このため、鉛直たわみモードは1次、2次、3次、5次の4つのモードに対してほぼ実橋と一致させることが出来たが、表-1に示したように風速換算比が振動次数により異なることになった。なお、4次モードは水平振動となるため除外した。

実験に使用した気流は、乱れのほとんどない一様流および模型の上流側20mの位置に5体の高さ2.4mのスパイアーを設置して発生させた乱流(1)であり、一部のケースにおいては模型の上流側15mに設置して発生させた乱流(2)を用いた。

なお、乱流(1)の気流特性は主流方向変動風速(U)の乱れ強さ I_U が9~14%、鉛直方向変動風速(W)の乱れ強さ I_W が6~10%であり、 U 、 W の乱れのスケールはそれぞれ0.7~0.8m、0.2~0.3mであった。

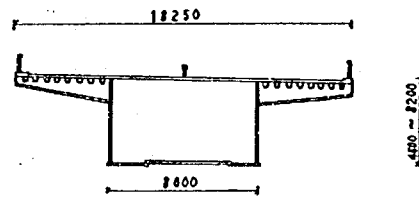


図-1 断面図

表-1 振動特性

振動次数	実橋振動数	模型振動数	風速換算比	振動モード
1次	0.40	5.6	8.6	
2次	0.57	7.3	9.4	
3次	0.81	9.9	9.8	
5次	0.99	11.2	10.6	

2.2 測定方法

風速の測定は、風洞内に設置されたピトー管と静圧微差圧計とを用いて行った。なお、乱流の風速は、別途術の位置に設置した熱線風速計での測定値とピトー管による測定値との相関関数を用いてピトー管による測定値を補正して求めた。橋脚の振動は、4台の光学式変位計を用いて、各4径間中央部に取付けた変位球の変位を計測することにより求めた。

3. 実験結果

実験結果の代表例をとりまとめて表-2に示す。発振モードにより最大振幅を生じる径間が異なるため橋全体としての最大振幅を示すように、表中の最大振幅は1次モードおよび2次モードの振動では中央径間の中央における最大振幅を、3次および4次の振動では側径間の中央における最大振幅で表示した。また、基本断面なりが基本断面にダブルフラップと断続下部スカートを取付けた断面についての最大振幅と風速との関係図もその代表例として図-2、図-3に示した。

図中の振幅は30秒間の観測データの中での最大振幅を橋桁幅員で除して無次元化したものである。なお、図中高風速域で生じている不規則振動は、通常1次モードが卓越している。

3.1 基本断面の対風応答特性

実験の結果、本橋は風速が17, 27, 32, 41 m/s前後の風が作用したときに、それぞれ1次, 2次, 3次, 4次の渦励振が発現する可能性が極めて高く、その振幅も1 m程度になる可能性が認められた。

また、36 m/s前後の風速において、ギャロッピングが発現する可能性も確認された。この実験結果では、ギャロッピングの発現風速より4次の渦励振の発現風速のほうが高いという結果になっているが、これは前述したように、模型製作の都合上各振動モード毎に換算風速が異なるため、このようになったものであり実際には風速が36 m/s以上になった場合には、ギャロッピングが発現するものと思われる。乱流中においては、渦励振の発現風速は一様流中のそれとほぼ等しいが、振幅は約1/3に減少し、また、高風速における振動現象も緩和される。

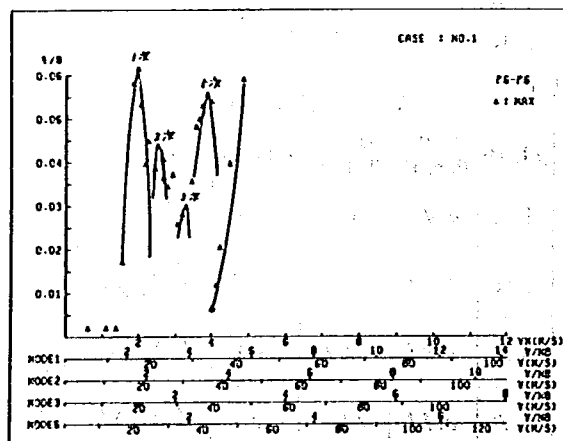


図-2(a) 風速-振幅曲線(基本断面、一様流)

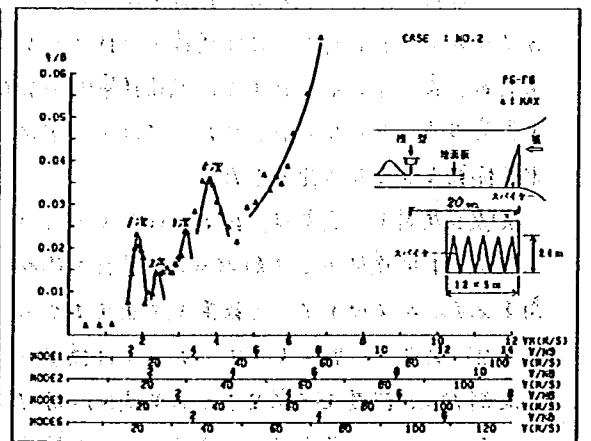


図-2(b) 風速-振幅曲線(基本断面、乱流:20m)

3.2 制振装置の効果

3.2.1 地形模型の影響

基本断面で地形模型がない場合には、地形模型がある場合に比べて渦励振の振幅は一樣流中および乱流中とも約 $1/2 \sim 1/3$ に減少するが、一樣流中でのギャロッピングの発現風速および乱流中での高風速域における不規則振動の振幅は、ほとんど変わらない (Case 1, 2, 3, 4)。

3.2.2 ダブルフラップの効果

ダブルフラップは、渦励振に対する制振効果は非常に高いが、ギャロッピングに対しての制振効果はわずかである (Case 1, 5)。しかしながら、背後に地形模型がない場合には渦励振、ギャロッピングともに完全に抑制する。

3.2.3 下部スカートの効果

下部スカートのみを $4m \sim 8m$ と断続に取付けても制振効果はほとんど見られない (Case 1, 6) が、下部スカートを連続することにより、高風速域での不規則振動は抑制される。

3.2.4 構造減衰率

構造減衰率を増加することにより、渦励振振幅も大幅に減少させることができる。また、構造減衰率を 0.1 とした場合にはギャロッピングを抑制する (Case 6, 8, 10)。

3.2.5 ダブルフラップと下部スカートの併用

ダブルフラップと下部スカートを断続に取付けた場合、一樣流中では渦励振振幅を大幅に減少させ、ギャロッピングを抑制するが、高風速域での不規則振動がわずかに残る程度になる (Case 1, 12)。また、下部スカートを連続にした場合には、高風速域での制振効果はあるが、渦励振に対しては効果が減少する (Case 12, 14)。

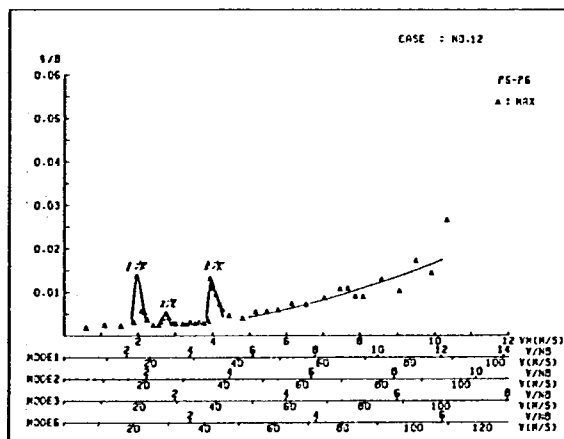


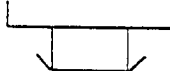
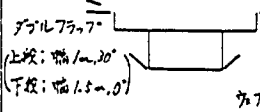
図-3 風速-振幅曲線 (基本断面+下部スカート断続)
+ダブルフラップ、一樣流

4. まとめ

今回の実験結果をまとめると以下のとおりである。

- 1) 4径間弾性模型および3次元地形模型を用いて本橋の耐風性を調査したところ、基本断面では、実橋風速約 $17m/s$ より低速たわみモードの渦励振が発現し、実橋風速 $36m/s$ 前後よりギャロッピングの発現のおそれがあることが明らかとなった。
- 2) 渦励振を抑制するためには、ダブルフラップを取付けること、あるいは、ダンパーにより構造減衰率を増すことが効果的であることが明らかとなった。
- 3) ダブルフラップと下部スカートを断続に取付ける制振手法が総合的にみて、一番効果が認められた。

表-2 実験結果

実験番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
橋桁形状	基本断面 				基本断面 + デザイルフラット 	基本断面 + 下部スカート 					基本断面 + 下部スカート + デザイルフラット デザイルフラット 上段: 幅1m, 20° 下段: 幅1.5m, 0°  下部スカート 幅2m デザイルの角度60°					
						下部スカート断続 幅2m デザイルの角度60° 4m 取付 - 8m 間隔					下部スカート断続 幅4m デザイルの角度60°	下部スカート断続 4m 取付 - 8m 間隔	下部スカート断続			
山模型の有無	有		無		有	有		有		有	有	有		有		
無風時河床減衰率 (1次モード)	0.02		0.02		0.02	0.02		0.04		0.10	0.02	0.02		0.02		
気流 (I_u : 水平風速の乱れ強さ I_w : 鉛直風速の乱れ強さ)	一様流	乱流 $I_u: 9 \sim 14\%$ $I_w: 6 \sim 10\%$	一様流	乱流 $I_u: 9 \sim 14\%$ $I_w: 6 \sim 10\%$	一様流	一様流	乱流 $I_u: 9 \sim 14\%$ $I_w: 6 \sim 10\%$	一様流	乱流 $I_u: 9 \sim 14\%$ $I_w: 6 \sim 10\%$	一様流	一様流	一様流	乱流 $I_u: 9 \sim 14\%$ $I_w: 6 \sim 10\%$	一様流	乱流 $I_u: 9 \sim 14\%$ $I_w: 6 \sim 10\%$	
ギャロピング 発生風速(7%) (振幅が幅員の1% = 19cm)	36	発生せず	37	/	43	37	/	38	/	/	/	/	/	/	/	
バリエーション 最大振幅 (cm)	$V=63\%$ 76 77 (設計風速)	110*	/	100*	/	100*	/	110*	20	16	20	90*	8	70	/	
		170*	/	160*	/	150*	/	160*	30	29	25	135*	12	105	/	
渦励振 上段: 最大振幅 標準偏差 (mm) 下段: 最大振幅時の 風速(7%)	1次	110	40	50	20	45	120	70	75	/	20	90	25	/	70	
		75	20	35	10	30	80	40	50		10	50	15		50	
	2次	17	15	12	14	16	17	16	17		15	18	17		17	
		110	30	50	10	25	105	45	25		15	70	10		25	
	3次	55	10	30	3	10	50	25	15		8	50	3		10	
		27	25	19	23	23	27	22	22		22	28	26		23	
	5次	120	70	55	30	30	95	60	10		9	67	/		/	
		75	35	35	15	15	75	30	4		2	43				
	5次	32	33	28	30	31	31	30	30		31	31	/		30	
		100	65	50	50	35	100	60	30		15	60	25		20	
	5次	65	25	35	10	20	65	25	20		8	40	15		39	
		41	40	33	40	38	40	41	38		37	39	42		39	

*印 推奨値

1. まえがき

近年、沈埋トンネルは海浜地区における道路事業において海底、河底を横断する工法として採用されてきている。しかし大地震の経験がなく、従来の地表上の一般構造物とは異なった構造特性を有しているため、既存の技術基準類をそのまま適用できない。そのため沈埋トンネルの地震時挙動を把握することは重要である。現在までに実施された調査・研究・実験の結果によれば、沈埋トンネルの地震時の挙動は表層地盤の運動とおおむね同じといわれている。また地盤の変形モードは一次のせん断振動で表わされることが多い。しかし、表層地盤が厚い場合や地盤条件が複雑な場合等では二次せん断振動モードまで考慮した方がより忠実に表層地盤の挙動を評価できると思われる。

本報告は沈埋トンネルに沿う表層地盤を一次せん断型(以下一質点系モデル)と二次せん断型(以下二質点系モデル)を考え、その違いが沈埋トンネル軸方向の応答特性に与える影響について計算した結果をまとめたものである。

2. 解析モデルおよび解析手法の概要

表層地盤は沈埋トンネル路線に沿ってスライス状に分割し、一質点系モデルは各々の断面で一質点に、二質点系モデルは二質点に置換を行い、それぞれの質点間および基礎とをバネとダンパーによって連結しせん断型振動離散型モデルで表示している。

沈埋トンネルはトンネルエレメントを適当に区切り集中質量とバネおよびダンパーによって曲げせん断型振動系にモデル化を行っている。図-1は地盤と沈埋トンネルの模式図を示す。

地震応答解析は表層地盤および沈埋トンネルに関して多自由度系振動解析で、その構造物が固有に持っている規準振動波形を利用して与えられた運動方程式を変換し、その微分方程式を解いている。式(1)に基本となる多自由度系の減衰運動方程式を示す。

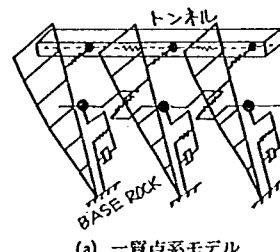
$$[M] \{\ddot{X}\} + [C] \{\dot{X}\} + [K] \{X\} = -[M] \{\ddot{E}\} \quad \text{--- (1)}$$

ここで

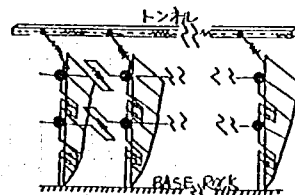
$[M]$; 質量マトリックス $\{X\}$; 質点の変位で構成されるベクトル

$[C]$; 減衰マトリックス $\{\ddot{E}\}$; 入力地震波の加速度

$[K]$; 剛性マトリックス



(a) 一質点系モデル

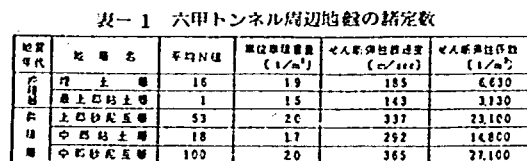


(b) 二質点系モデル

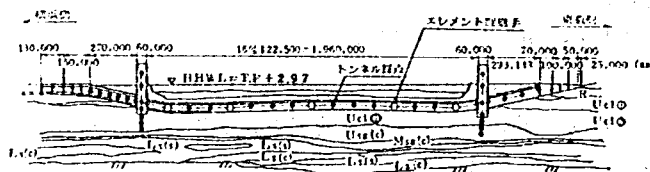
図-1 地盤へトンネルの模式図

3. 解析条件

対象とした沈埋トンネルは大阪湾岸道路の六甲アイランド～ポートアイランド間に計画されている沈埋トンネル(以下六甲トンネル)と東京湾環状道路に計画されている沈埋トンネル(以下多摩リットンネル)である。両トンネルの解析モデルを図-2に示す。表-1および表-2は表層地盤の諸定数



(A) 六甲トンネル



(B) 多摩川トンネル

図-2 対象とした沈埋トンネルの解析モデル

表-2 多摩川トンネル周辺地盤の諸定数

区 分	調査年度	世帯数(世帯数)	人口(人)	世帯平均人口 (人/世帯)	世帯平均人口 (人/世帯)
A	1. (上 部 部 分)	1.00	4	1.00	100-110 (平均人口)
	2. (中 部 部 分)	1.05	10	1.07	110-120 (平均人口)
	3. (下 部 部 分)	1.00	0	1.00	120-130 (平均人口)
B	1. (上 部 部 分)	1.05	0	1.05	110-120 (平均人口)
	2. (中 部 部 分)	1.05	0	1.05	120-130 (平均人口)
	3. (下 部 部 分)	1.05	0	1.05	130-140 (平均人口)
C	1. (上 部 部 分)	1.70	2	1.01	2570
	2. (中 部 部 分)	1.75	6	1.13	1092-1140
	3. (下 部 部 分)	1.75	6	1.13	8450
D	1. (上 部 部 分)	1.00	25	1.07	13162-14330
	2. (中 部 部 分)	1.70	15	1.02	11410
	3. (下 部 部 分)	1.05	35	1.14	10100-11010
E	1. (上 部 部 分)	1.00	59	1.04	10000-11000
	2. (中 部 部 分)	1.00	59	1.04	10000-11000
	3. (下 部 部 分)	1.00	59	1.04	10000-11000

4) 48-2の取組には行っていない

表一 3 入力地盤動の諸元

地震名	発生日月日	観測地	M ₂ = M ₀ ^{-1/2}	震央距離 (km)	最大変位 (cm)	断層時刻 (sec)	同相時間 at(sec)	震度 at(sec)
阿蘇山噴火	1913.6.17	新井(新大)	7.4	305	45	50~150	6.02	150
十勝沖	1918.5.16	戸部-N-S	7.9	190	145	10.0~32.0	6.02	150
磐城沖	1978.6.12	関北指(NR)	7.4	90	286	5.0~25.0	6.02	150

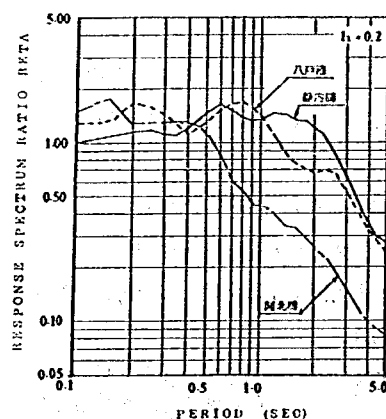


図-3 入力地震波の加速度スペクトル倍率曲線

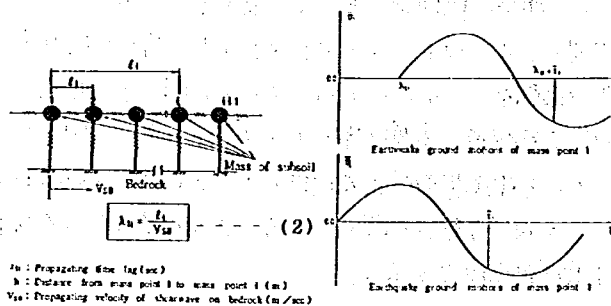


図-4 位相差の概念図

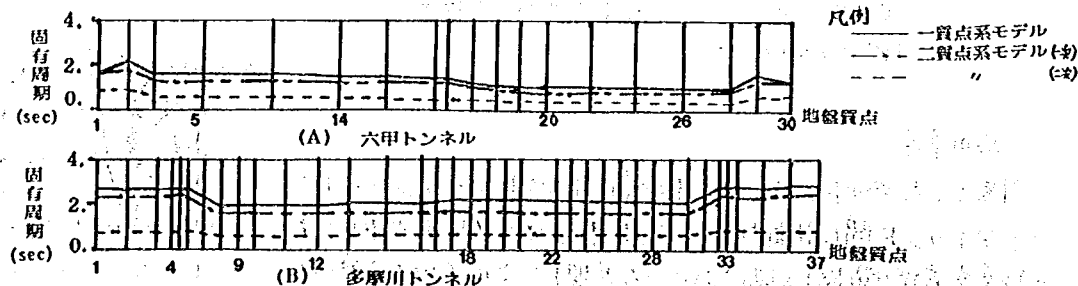


図-5 地盤の固有周期

を示す。

入力地震波は表-3に示す3種類の地震波を用いた。図-3はそれらの加速度倍率スペクトル曲線を示す。図より八戸港および静内橋は比較的長周期成分の多い地震波で、逆に開北橋は比較的短周期で卓越した地震波であることが確認できる。3つの地震波は一律に基盤で最大加速度が150galで入力した。また沈埋トンネルのように軸方向に長い構造物は、実際の地震時で地点間相互で波形に位相のずれ(以下位相差)が生じると考えられる。その影響を調べるため式(2)で示されるように距離に比例する位相差を設けた。本解析では位相差ありの場合として地盤のせん断弾性波速度 $V_B = 1000$ m/secと位相差なしの場合を $V_B = \infty$ で計算を行った。図-4は位相差の概念図を示す。

4. 解析結果

図-5は表層地盤の固有周期について示す。これより両トンネルとも全体的に二質点系モデルは一次固有周期が小さく評価されている。

図-6は3つの地震波による地盤の最大応答変位を示す。図より一質点系モデルの方が二質点系モデルより小さく、その度合は地層が厚く複雑な地盤構成で顕著である。多摩川トンネルでは両モデルとも静内橋による応答が全体を通して一番大きく、比較的短周期に卓越振動数がある開北橋で小さい値を示している。

図-7は3つの地震波による沈埋トンネルの最大軸力を示す。これより両トンネルとも、一質点系モデルおよび二質点系モデルで、軸力はいずれの地震波でも換気塔付近で大きく、航路部中央では小さい傾向にある。しかしながらモデルの違いによる影響は、対象トンネルおよび地点ごとでかなり異なっている。

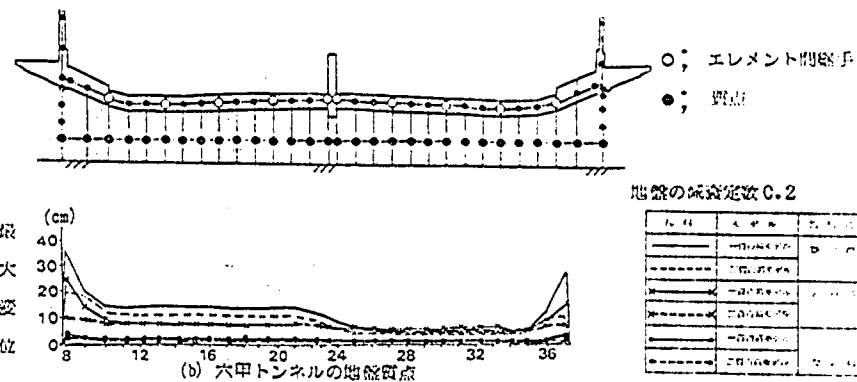
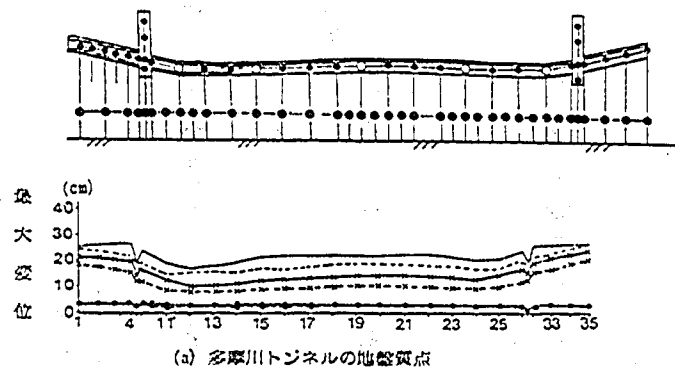
図-8は位相差入力の違いによる沈埋トンネルの最大応答変位を示す。これより多摩川トンネルの一質点系モデルでは位相差の影響は小さいが、二質点系モデルでは位相差がない場合の方がある場合より中央付近で約2倍程大きな値となっている。

図-9は地盤の減衰定数 α の1と0.3の場合による地盤の最大応答変位を示す。表層地盤の応答値のモデルの違いによる差は減衰定数を変化させても顕著な差は生じなかった。

5. まとめ

本来、地盤が均一で厚さが一定なモデルでは一質点系および二質点系モデルによる応答は同一となる。が本解析のように地盤構成が複雑な多摩川トンネルおよび中央付近で基盤が急変している六甲トンネルでは違ってくる。その影響について一質点系と二質点系モデルを考え、地震応答解析を行い上記の結果を得た。これらより以下のことが判明した。

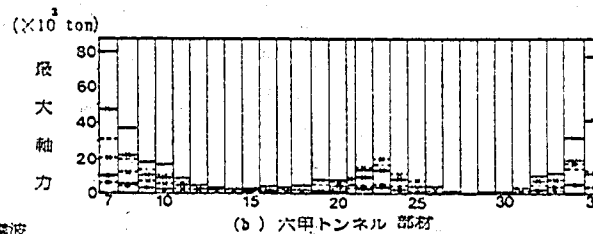
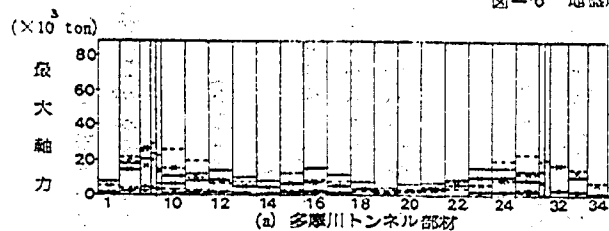
- i) 地盤の一次固有周期は二質点系モデルの方が全体的に小さく評価される。その値は、地層が厚く複雑な地盤構成程著しい。
- ii) 表層地盤の最大応答変位はモデルの違いによる影響は比較的小さい。
- iii) 沈埋トンネルの断面力はモデルの違いにより部分的にかなり差が生じる。



地盤の減衰定数 0.2

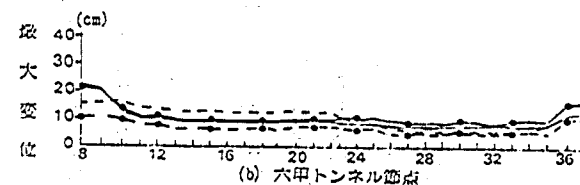
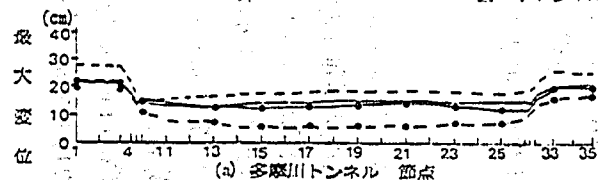
凡例	モデル	減衰定数
—	一般地盤モデル	0.2
- - -	二層地盤モデル	0.2
...	三層地盤モデル	0.2
...	四層地盤モデル	0.2
...	五層地盤モデル	0.2

図-6 地盤応答変位と地震波



凡例：図-6と同じ

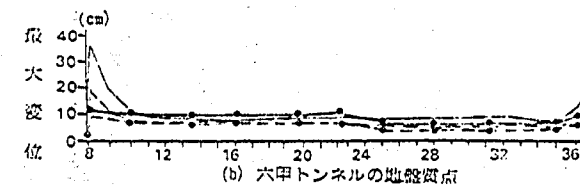
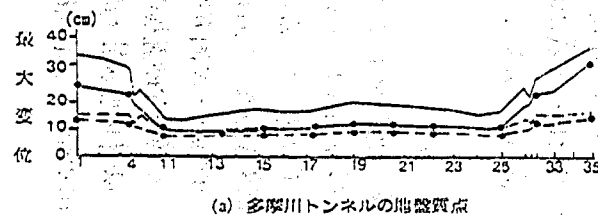
図-7 トンネル軸力と地震波



地震波：八戸港
地盤の減衰定数 0.2

凡例	モデル	減衰定数
—	一般地盤モデル	0.2
- - -	二層地盤モデル	0.2
...	三層地盤モデル	0.2
...	四層地盤モデル	0.2
...	五層地盤モデル	0.2

図-8 トンネルの応答変位と位相差



地震波：八戸港

凡例	モデル	減衰定数
—	一般地盤モデル	0.1
- - -	二層地盤モデル	0.1
...	三層地盤モデル	0.1
...	四層地盤モデル	0.1
...	五層地盤モデル	0.1

図-9 地盤の応答変位と減衰定数

ダムサイト岩盤における地震動の特性

フィルダム研究室 志賀 三智

1. まえがき

ダムサイトで地震動を観測する目的は、第1に基盤の地震動特性そのものを知ること、第2に基盤と堤体の地震動から堤体の地震時挙動を知りダムの耐震設計をより精度の高いものとするところにある。この報文は第1の目的と対象として1981年までに建設省関係のダムサイト岩盤で観測された加速度記録の特性を分析したものである。

ダムの基礎は他の構造物に比べて一般に良好な岩盤であることが多い。その理由は第1にダムサイトが河川の上・中流部に選ばれることが多く一般に沖積層や洪積層の地盤を基礎とすることは少ないこと、第2にダムは巨大な水圧を支える構造物であることから基礎の受ける大きな荷重強度に耐えるよう、また遮水処理上の点から風化岩等の不良岩は掘削除去されかつ必要な基礎処理が行われることにある。したがってダム基礎の地震動は他の沖・洪積層地盤の地震動とその特性を異にすることが予想される。

ある地点の基岩での地震動は地震の発震機構と途中の伝播経路により決まり、地盤表面での地震動は基盤上の被覆層の特性により定まる。ダムサイト岩盤は近似的に基岩とみなせるから、ダムサイト岩盤の地震動記録はこの意味であらゆる地盤の地震動記録の中で基礎的な資料となる意味をもつ。

また、わが国の地震の震央分布を見ると、大別して海洋性のマグニチュード8.0クラスの巨大地震と内陸部のマグニチュード6.5クラスのいわゆる直下型地震があるが、ダムサイトは一般には内陸の山岳部に位置しているから、内陸部の震央距離の近い地震を観測する可能性が多い。この点もダムサイトの地震記録も他の記録から特徴づける点のひとつである。

2. 収録した記録の概要

本報文に収録した地震記録のリストを表-1に示す。対象地震数は13であり、発生年月日の古いものから順に並べてある。地震名の欄には、気象庁「地震月報」により地震名が命名されているものはそれを、されていないものは()内におよその震央位置を記した。発生年月日およびマグニチュードは地震月報による。ダム名とは記録を採ったダムの名前であり、次にそのダムと地震の震央の距離を記載した。震央距離はダムサイトおよび震央の経緯度より球面三角形の法則を使い計算で求めた。記録した地震のマグニチュードは最小4.9, 最大7.9, 震央距離は最短7km, 最長235kmの範囲にある。

記録計器は大別してSMAC型(SMAC B₂, SMAC Q, SMAC E₂, SMAC D), 電磁型、石本式の3種類がある。

これらの強震計のうちSMAC B₂は周波数の高い領域で感度がわるいので後述のように感度補正を行っている。

成分の欄は加速度の記録方向を示すものでNS, EWは方位でそれぞれ南北、東西をX, Y, Zはそれぞれ上下、ダム軸、鉛直方向を意味する。

ダムによって地震計の設置
場所は異なる。

表-1 地震記録リスト

3. 記録の特性

記録はすべて加速度記録である。原波はまず不等間隔のデジタル値で読みとった後、SMAC型記録についてはペンの円弧補正をほどこし、 $\frac{1}{100}$ 秒間隔に直線補間した。

SMAC B₂型は公称、固有振動数7.14Hz、減衰定数1.0の強震計で、固有振動数が低いため入力波の高周波成分に対して感度が著しく低い、そこでこれに対して補正を行った。

地震名(震央位置)	発 生 日 時	マグニチュード	震 央 距 (km)	震 源 深 (km)	記録計型	感 度 (gal)	備 考
大 阪 湾 震 害	1946.5.23/14:23	4.9	17	1	SMAC B ₂	2.5	1.0
大 阪 湾 震 害	1946.8.23/10:10	4.9	17	1	SMAC B ₂	2.5	1.0
大 阪 湾 震 害	1947.12.9/11:10	4.4	17	1	SMAC B ₂	2.5	1.0
1948年十勝沖地震 (相 模 湾 震 害)	1948.5.18/ 9:43 1948.9.9/14:15	7.9 6.8	235 69	1 5	電磁式 SMAC B ₂	5 3	1.0 1.0
(長野県東部地方) (山 梨 県 震 害)	1948.9.6/10:20 1948.6.10/ 7:36	6.6 5.1	104 12	6 7-1	電磁式 SMAC Q	5 2.5	1.0 1.0
(大 阪 湾 震 害)	1948.7.6/22:43	5.9	122	3-1	電磁式	2	1.0
(大 阪 湾 震 害)	1948.7.22/13:31	6.2	140	3	SMAC B ₂	2	1.0
1948年東部地方地震	1948.6.12/17:14	5.4	147	10-1	電磁式	2	1.0
			148	10-2	電磁式	2	1.0
			149	10-3	SMAC B ₂	2	1.0
			149	10-4	電磁式	2	1.0
(相模湾東部)	1949.3.17/12:24	6.9	149	11	SMAC D	2	1.0
(伊豆半島地方)	1949.9.29/16:20	6.7	149	10-1	SMAC Q	2	1.0
				12-2	電磁式	2	1.0
(山 梨 県 震 害)	1949.4.16/10:09	6.9	149	13-1	SMAC Q	2	1.0
				13-2	電磁式	2	1.0

土木研究所振動研究室のSMAC B₂型強震計の試験結果によれば、振幅については理論式通りの感度であること、位相角についてはやや理論値とは偏りがある。地動加速度の振動数が5Hz、10HzのときにはSMAC B₂の加速度出力はそれぞれ振幅で67%、34%である。本報文では、この実験結果に基づき、SMAC B₂原波の周波数補正は、全体としては簡単な1自由度系の振動理論に基づいて行なってよいと考えた。

この他原波には長周期の補正も必要であるが、これは計器毎に適切な切断周波数を与える必要がある。しかし表-1に示すように多種の計器による記録が含まれているので各記録毎に紙送り速度等を考慮して切断周波数を与えることは現在の筆者の範囲を越えるので、あえて長周期の基本補正は行わなかった。ただし本報文で速度と変位を求めるときには基線補正を行った波を使っている。

4. 結 果

4.1 最大加速度

図-1は最大加速度を震央距離とマグニチュードの関係からみたものである。マグニチュードが大きくなると、震央距離が近いほど最大加速度は大きい傾向にあるが、これだけのデータでは、マグニチュードと震央距離から一義的に最大加速度を求める式を導くことは難しい。

ダムサイトにおける水平加速度 α_H と鉛直加速度

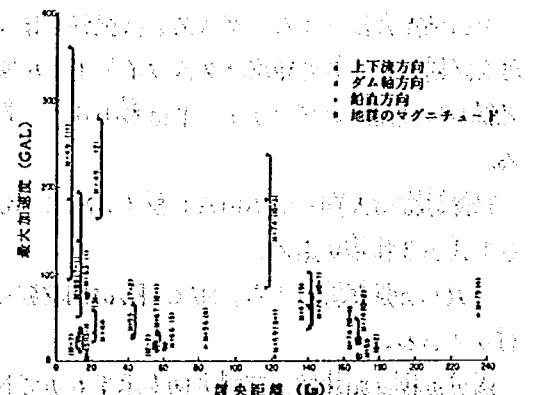


図-1 最大加速度と震央距離

α_v の最大値の比は大部分の記録が、

$$\frac{\alpha_v \max}{\alpha_H \max} = 0.25 \sim 0.50 \text{ --- (1)}$$

である。また α_H が大きいほど α_v/α_H は小さくなるようである。

4.2 周波数特性

加速度記録 (SMAC B2 記録については前記補正をしたもの、その他は原波) からパワースペクトルを求めた。

このときスペクトルに 0.4 Hz のバンド幅をもつ Parzen

のスペクトラルウィンドウをかけてスペクトルは平滑化してある。こうして得られたパワースペクトルの例を図-2 に示す。図-2 を見るとパワーが単一の周波数に集中することなく広帯域に分布していることがわかる。

図-2 は表-1 の加速度記録のうちの一例にすぎないが他の記録においてもこのような傾向が強い。沖積層地盤では地層の共振周期が存在し、これが地盤表面の地震動の卓越周波数となるから沖積層地盤のパワースペクトル図ではパワーが単一の周波数に集中しやすい。したがって周波数特性が広帯域であることは、岩盤における地震動の特性のひとつである。そこでパワースペクトル図において1位のピーク値の半分以上の値を示す最小、最大周波数間をもってその波の主要周波数範囲と定義し、図-3 に水平上下流方向成分の周波数範囲を示す。図-3 より卓越周波数は、他の岩盤以外の地盤の加速度波に比べ全体に高周波であることがわかる。周波数範囲は全体としては 0.4 Hz ~ 13 Hz であり算術平均は約 4 Hz である。

図-4 は卓越周期と震央距離の関係で、参考に Seed らの提案式を入れてある。これだけのデータでは定量的関係を得ることは難しいが全体としては、Seed らの提案式よりも卓越周期は短い側(振動数の高い)にあるようである。

以上のデータからは水平動の卓越周期は 0.08 ~ 1.25 秒、鉛直動は 0.07 ~ 0.99 秒の範囲にある。水平動と鉛直動の卓越周波数の関係より、P

波を主体とする鉛直動が S 波や表面波を主体とする鉛直動よりも常に振動数が高いとは言えない。

パワースペクトルのその他の特徴は第1に単一の卓越周期を示すものより、二山以上の山をもつものが多く、第2に特に鉛直動は、山の数が多く広帯域の2点が挙げられる。

4.3 継続時間

地震動の継続時間の定義は種々あるが、本報文では動的解析のための設計入力を作成するための継続時間と言う観点から最大加速度の 20% の加速度値がはじめて出現した時刻から最後に出てきた時刻までの間をもって継続時間と定義した。図-5 が表-1 の地震記録の継続時間である。

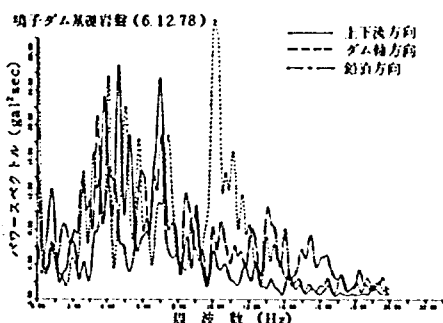


図-2 パワースペクトル

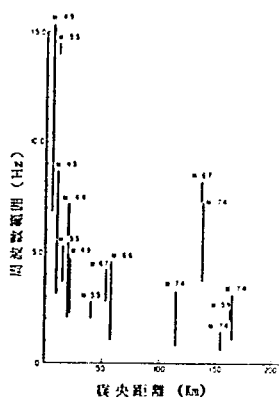


図-3 周波数範囲(上下流方向)

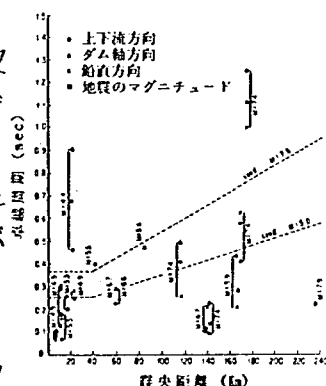


図-4 卓越周期と震央距離

図-5で継続時間 T (sec) を地震のマグニチュード M の指数関数で近似したとき最小2乗法を使うと次式を得る。図-5中の破線はこの式を示す。

$$T = 10^{0.024M^2 + 0.045} \quad \text{----- (2)}$$

4.4 速度と変位

地盤の速度と変位は原理的には加速度を数値積分することによって求まるはずであるが、加速度原状には地震時における記録装置自体の振動、記録紙のゆがみ等の原因により長周期の基線誤差が含まれており、積分するとこの誤差が大きく増幅されるため、基線の修正を行う必要がある。ここではM.D.Trifunacによって提案された方法を用いて基線修正を行った。

以上の手順により得られた最大速度、変位と震央距離の関係から最大速度は $0.2 \sim 20 \text{ cm/sec}$ 、最大変位は $0.05 \sim 3.4 \text{ cm}$ の範囲にある。最大加速度 $\alpha_{\max}$ と最大速度 $V_{\max}$ の関係は、

$$V_{\max} = \left(\frac{1}{40} \sim \frac{1}{10} \right) \alpha_{\max} \quad \text{----- (3)}$$

である。式(3)を更に変形すると、

$$V_{\max} = \left(\frac{1}{2\pi \times 6.4} \sim \frac{1}{2\pi \times 1.6} \right) \alpha_{\max} \quad \text{--- (4)}$$

であり、加速度の主要な周期が $1.6 \sim 6.4 \text{ Hz}$ であることを示している。

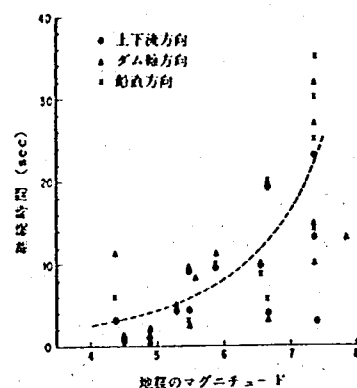


図-5 マグニチュードと継続時間

5. まとめ

1) 最大加速度と地震のマグニチュードと震央距離から求める経験式は数多く提案されているが、本報文の記録の範囲ではバラツキが多く定量的関係は得られなかった。バラツキの原因としては第1に、もともと最大加速度は短周期成分に大きく影響されバラツキやすいこと、第2にダムサイト岩盤が一般に良好といっても様々でないこと、第3にダムサイト毎に地形が異なることなどが考えられる。鉛直動の最大加速度は式(1)で表わされるように概ね水平動の最大加速度の25~50%程度にあった。

2) 岩盤ごの周波数特性は第1にピークを与える周波数が何回もあり比較的広帯域であること、第2に短周期であることに特徴がある。特に鉛直動は広帯域である。また同一サイトを得られた異なる地震に対する地震動の周波数特性は全く異なるものもあり、地盤ごの周波数特性は、地震の震源機構に直接結びついていると考えられる。したがって現在のところ設計地震動の周波数特性設定にあたっては、かなり広い周波数領域を対象として考慮すべきである。

3) 設計地震動の継続時間については、式(2)が目安となろう。

なお、末尾ながら加速度記録のデジタル化に御協力頂いた振動研究室に謝意を表します。

<参考文献> 松本・近藤・片平・志賀「ダムサイト岩盤における地震動」土木研究所資料第1789号、1982年2月等
(参考文献の全リストは土木技術資料 Vol.24 No.5 P20参照)