

土木研究所資料 第1279号

マイクロフィルム 第 号

第 16 回

土木研究所研究発表会資料



昭和52年11月10・11日

建設省土木研究所

Copyright ©52年度 by P. W. R. I.

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

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

目 次

1. 電算機による特殊車輛通行許可業務……………システム課	齊 藤 健 吉…	1
2. 道路交通情報伝達システムの一考察……………新 交 通 研 究 室	門 脇 孝 男…	9
3. 富士海岸模型実験……………海岸研究室	高 木 守 夫…	17
4. 流砂量と河床波の関係……………河川研究室	山 本 晃 一…	25
5. 土石流の停止特性 —小豆島の災害を例として—……………砂防研究室	米沢谷 誠 悦…	33
6. 不飽和土のセン断特性……………土質研究室	齊 藤 義 章…	39
7. フィルダム材料の変形特性……………フィルダム 研 究 室	渡 辺 和 夫…	47
8. 斜面抑止工の外力算定に関する 二三の考察……………急傾斜地崩 壊 研 究 室	吉 川 正 徳…	55
9. くい基礎の設計に用いる横方向K値 の実用推定式……………基礎研究室	堀 部 正 文…	61
10. 路面凹凸が橋梁設計衝撃係数に 与える影響……………構造研究室	江 本 勝…	67
11. 鋼繊維補強コンクリートを用いた 梁の曲げひびわれ……………コンクリート 研 究 室	小 林 保…	77
12. 重力ダム放流管周辺に生ずる 応力集中の解析……………ダム構造 研 究 室	尾 川 友 義…	85
13. 水中換気塔の構造型式に関する考察……………ト ン ネ ル 研 究 室	木 村 美知秋…	91
14. 交通荷重による振動の伝播……………動 土 質 研 究 室	小笠原 久…	101

15. 加速度強震記録の統計解析……………振動研究室 常 田 賢 一… 111
16. 地震応答解析における地震動入力の設定法……………振動研究室 川 島 一 彦… 119
17. 活性汚泥によるアンモニア性窒素の硝化……………下水道落 修 一… 127
研 究 室
18. 硫酸バンド汚泥からのアルミニウム・リンの回収……………三次処理太 田 久 昭… 135
研 究 室
19. 都市域における雨水貯留の治水効果……………都市河川杉 山 勉… 143
研 究 室
20. 簡易波高計とその適用……………篠崎試験所 森 山 利 夫… 151
21. 荒川左岸扇状地の水循環……………水文研究室 北 川 明… 159
22. GMDH法による水質予測……………水質研究室 大 島 吉 雄… 169
23. コンクリート用防錆材の電気化学的作用と防錆効果……………化学研究室 守 屋 進… 177
24. アスファルト混合物のはくり問題と室内評価試験……………舗装研究室 小 島 逸 平… 185
25. デュアルモードバスの騒音……………交通環境荒 木 隆 雄… 193
研 究 室
26. 油圧式振動発生装置による鋼矢板打込み試験……………機械研究室 原 誠… 199

1. 電算機による特殊車輛通行許可業務

システム課

斉藤 建吉

電算機による特殊車両通行許可業務

システム課 斎藤 健吉

§1 まえがき

近年、社会構造の急激な変革により、車両の大型化、重量化が進み、交通の渋滞的増加と相まってこれらの大型車両が一般車両の進行を阻害しつつある。このような状態を緩和するため道路を通行する車両は、その大きさおよび重量等を制限し、これらの値を越える車両の通行については道路の保全と交通の安全を確保するため道路法により許可申請を義務付けている。

しかし、この許可業務は現在、手作業で処理しており、その申請件数は全国で50年度約80,000件(直轄は56,000件で伸び率15%)あり、これらに携わる取組(直轄では業務兼用含み180人)も年々増えているもの、多くの手間と日数(申請受理日より約20日間)を要しているのが現状である。

また、調査によると申請者の法令違反率は約60%(※0%は違法通行)であり、これは許可申請に対する処理の遅延に起因するところも多いと考えられている。

特殊車両通行許可業務の電算化は許可業務の迅速化および省力化を中心に許可の画一化、情報の全国一元管理化、申請車両の動向の一元的把握等も指向して開発したものであり、行政サービスの一層の向上に寄与することも目的としたものである。

以下特殊車両通行許可システム(以下「特認システム」という)の現状について報告する。

§2 特認システム概要

このシステムは各工事事務所(道路管理担当窓口)と土木研究所(略称:特認センター)間を建設省専用マイクロ回線を介したオンライン処理で許可審査をおこなうものである。特認センターには全国の道路網に基づき、道路諸元データすなわち、各交差点間スパン、幅員、上笠、曲線部、橋梁、交差点等の各情報を集中ファイル化(格納)しておき、各工事事務所からの申請入力データ(車両の長さ、巾、高さ、重量、通行経路等)に対し、特認センターでの特殊車両通行許可限度算定(算定システム)により電算処理をおこない、許可の可否条件等を算定し端末(工事事務所)に返送する。

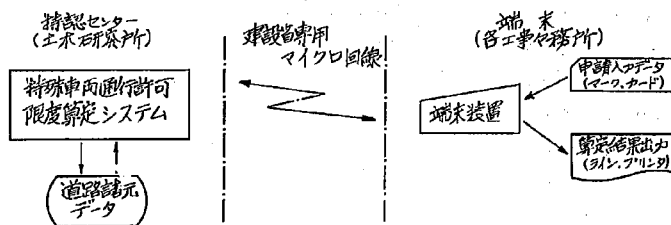


図-1 システムの系統図

§3 特認システムの位置付け

特殊車両通行許可システム(特認システム)は図-2に示すように、建設省全体の道路情報トータルシステムのうちの1つのサブシステムであり、さらに細部のサブシステム群により構成される。

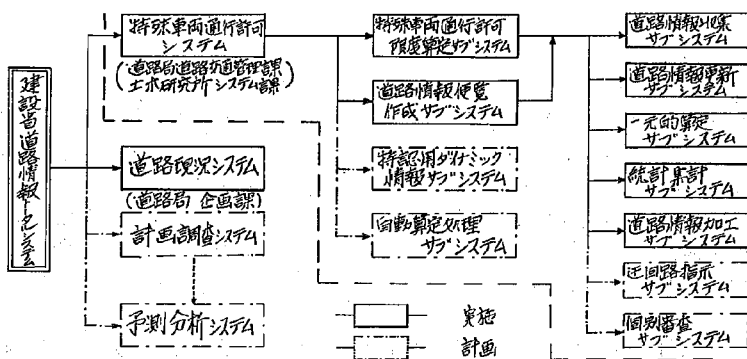


図-2 システムの位置づけ

§4 特認システムの体系および機能

特認システムの開発および処理業務は次の項目に分けられる。

- (1) 特認用データベース
- (2) 特殊車両用交差点番号地図
- (3) 算定処理システム

4.1 特認用データベース

特認システムのデータベースは道路情報閲覧(道路局編)を基に全国の国道、高速道路、主要地方道、市町村道の道路網を主体に許可条件算定に必要な道路諸元データも各道路管理者から収集しファイルに収録したものである。

4.1.1 収集データ

収集データの構成および量については、図-3に示したとおりである。各情報データの内容としては道路ネットワーク(道路網)を構成するためのデータとして交差点情報とスパン情報があり、道路スパンを連続的に結合し路線を表わす路線情報がある。

障害情報は各スパンにおける障害箇所情報をまとめたものである。

収集データ構成		収集データ量	
道路諸元データ	スパン情報	30,000スパン	
	交差点情報	2,100箇所	
	路線情報	6,885路線 (97,600Km)	
	障害情報	障害箇所データ	13,500
		上り障害データ	38,300
下り障害データ		12,000	
	橋梁箇所データ	7,500	
		16,100	

図-3 収集データ構成概要図

4.1.2 加工データ

許可算定の処理時間短縮等の知率的な条件判定をおこなうため、道路諸元データから路線別、スパン別に次のような加工データファイルを作成する。

イ) 路線最小値ファイル

各路線内に存在する障害を種類別(幅員、上空、曲線部、橋梁)、項目別に最小値ファイルとして整理したものである。

また、路線内の通行不可スパンについての情報および同一路線通行の交差点分類値等も路線最小値ファイルの内容に含まれる。許可算定時には、この最小値を用いて路線全体としての通行条件を求める。

ロ) スパン最小値ファイル

各スパン内に存在する障害を種類別、項目別に最小値を求めて、スパン最小値ファイルの内容とし、許可算定時に路線最小値ファイルで通行条件が決定できない場合に、このスパン最小値ファイルで通過スパン毎に算定をおこなう。

4.2 特殊車両用交差点番号地図

交差点番号地図は許可条件算定業務を電算処理する上で必要とする採択路線網と交差点を主体に作成したもので、申請者はこれにより特殊車両の運行経路を求め申請するものである。

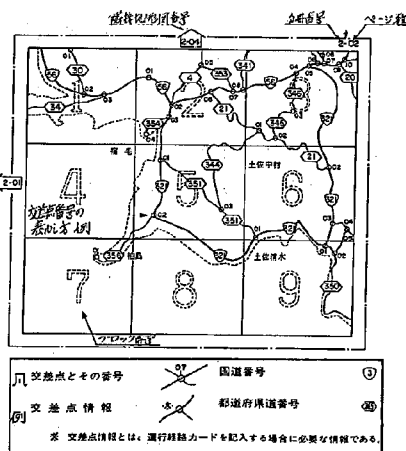
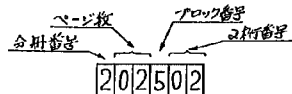
地図には採択路線網による基本番号地図と長距離運行経路の簡易にも許るため、高速国道、一般国道による路線網と交差点のみをまとめた主要交差点番号地図の二種類がある。

地図は5万分の1の地形図を縮写して、10万分の1の基本図を作り、全国(北海道、沖縄を除く)を6冊に区別し、さらに1ページは9ブロックに細分割し、ブロックの範囲内にある交差点を2桁(01~99)番号により表示したものである。

基本番号地図の一例は図-4のとおりである。

これにより全国の交差点はすべて6桁の番号により表示される。

(1) 交差点番号の表示方法

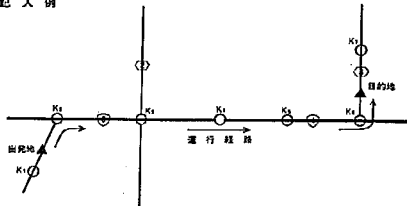


(2) 運行経路途中の交差点番号(コード)の選定方

申請者は出発交差点番号(コード) 記入例

から順次運行経路をたどっていく。原則として、路線がかわるごとに交差点番号(コード)を記載して運行経路とする。

したがって、同一路線を運行する場合途中の交差点番号(コード)は省略することができる。



記入する交差点番号: K1, K2, K3, K4, K5, K6, K7

この他に運行経路となる路線の交差点

以外で路線名がかわる等の場合(例: K4)、その交差点番号(コード)だけを順次記入しても運行経路の指定ができる。

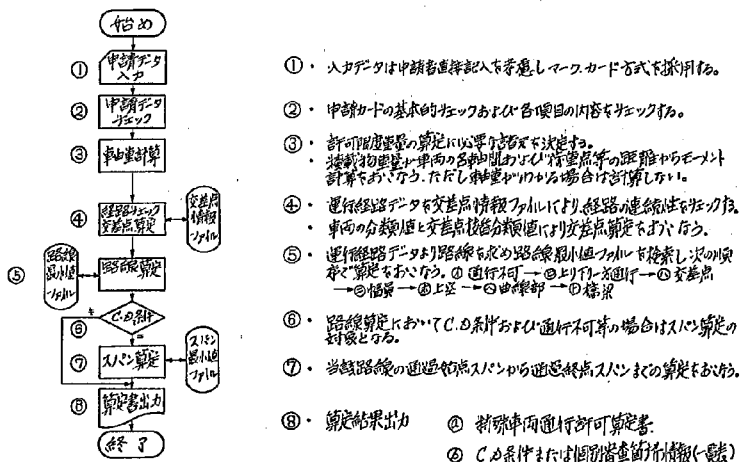
4. 3 算定処理システム

申請車両に対して、下記のような運行条件を算定処理システムにより求める。

- A条件 : 通行条件として特別の条件を附さないもの。
- B条件 : 除行+通行禁止の条件が附されたもの。
- C条件 : 除行+通行禁止+誘導車配置の条件が附されたもの。
- D条件 : 除行+通行禁止+誘導車配置+その他(夜間の通行、交通整理員の配置等)の条件を附されたもの。

4. 3. 1 処理概要の流れ図

工事現場からの特殊車両通行許可申請に対する算定処理の流れ図は次のとおりである。



4.3.2 試験運用

詳細業務の電算化は、47年度よりシステムの開発調査に着手し、51年度において処理件数の多い工事業務所2ヶ所を選定し端末機を設置、オンラインを含む総合的試験をおこなった。

52年度は各端末（工事業務所）での電算処理と手計算の併用により試行中であり、来年度からの本格動向に対応してシステムの安定化を計っている。

(1) ターンアラウンドタイム

2ヶ端末を一齐に稼働させ、申請内容の仲を一度に入力し算定リストの出力要求することと試験運用条件として設定しターンアラウンドタイム（申請カードを読取機にセットし算定の出力終了までの時間という。）を計測した。

	端末数	ターンアラウンドタイム	ターンアラウンドタイム内訳
専用系	13	13分36秒	中央演算処理時間 → 約25秒
汎用系	11	7分40秒	平均入力時間 → 約2秒 カード29枚 → 約1200字 伝送回線 → 1200ビット/秒 → 約28秒
計	24		平均出力時間 → 約1分45秒 行数 69行 → 約6,300字 ランプリタ能力 100行/分
平均ターンアラウンドタイム		10分40秒	ホーキングシステム待ち時間 → 最高 約12分 最低 約5分

(2) 電算処理結果内容

各障害に対する各項目算定内容の詳細分析については作業中であるが、概要分析では次のような傾向が見られる。

総合算定では各障害とも手計算より電算処理の方が条件として厳しい結果である。

各障害算定では差違点および橋梁等の原データが多少相違が見られる。

(3) 試験運用に対する考察

- イ. ターンアラウンドタイムについては、センター電算機を利用しているセ業務所との兼ねがあり、タイムは変動すると考えられるが当初予定したターンアラウンドタイムが認められた。
- ロ. 演算処理に比べて出力待ちが多く、通信回線、端末数等の全体システムのバランスを考慮する必要がある。
- ハ. 各端末に対する演算サービスがどのように運用面で考える必要がある特に専用系の端末については甚しい。
- ニ. センターでの処理時間は1日6時間とした推定処理可能件数は約1,080件となる。
- ホ. 試験運用中に回線障害が若干生じたが通信回線の異常時に対する連絡体制の確立が必要と思われる。

各地建設中の端末機の設置拡充にともない、道路管理事務所3ヶ所の計画については、国一車のおりであり、現在は秋田県定3ヶ所が増え3ヶ所増え(25%)より試行をおこなっており、3月1日には25%、4月には88%となり専用端末機から汎用端末機に変更する。

[illegible]

圖-5 道路管理事務所端末機增設計画

各地における愛算にはパツカ処理主体からオンラインによりリモート処理業務へと移行つゝある中で、招認業務は当初よりオンラインで全国ネットワークという方式を取組んで、調査、開票と連みよう年度からは本格稼働が予定されている。今後は、これまでの基盤をいふたてシステム改良に発展させるべく様々な検討を進めなければならぬ。

1. システム自体から見ると機械(電算機)主体の閉鎖傾向があり、一時的に効率の良いシステムに見えるが、別業種の立場に似て、異なる利用者主体のシステムとしてみ直す必要がある。

ハ、申請者が常に使用するコード体系として、現コードは総度、総産を基本としたメッシュコードの準用があるが、行政面で考慮したコード体系との互換性についても検討する必要があると考えられる。

ニ、現状の入力方式はマークカード方式であるが申請者に対する既算機の複雑さ意識を無くするた
めの方法として、音声入力によるOCR方式についても検討し申請の簡易化について検討する必
要がある。

2. 道路交通情報伝達システムの一考察

新交通研究室

門 脇 孝 男

道路交通情報伝達システムの一考察

新交通研究室

門脇孝男

1 はじめに.

道路の多岐複雑化、交通の過密化が進行し、また運転者の行動範囲の拡大に伴ない道路交通情報の伝達提供がさらに要求されるようになりつつある。従来、走行中に運転者への道路交通情報の伝達方式として、視覚式では道路交通標識板(固定式・可変式)聴覚式ではラジオ放送による道路交通情報が代表的なものである。出発前による方法としては、電話による問い合わせがある。標識板による情報内容は固定式の場合は経路案内、交通規制のための情報が中心であり、可変式の場合には混雑、気象、道路障害の情報を扱っているが、文字および簡単な図形を用いて表現しているため、表現する情報に限界がある。ラジオ放送の場合には、放送番組の合間合間に数秒程度のみの放送されているためやはり情報量は少ない。また、放送が広い地域に対して同一情報のため個々の運転車が必要とするきめ細かな情報を提供することにはできない。また速やかに目的地への道路運行を希望する道路利用者のニーズに応えるには不十分であり、この解決には交通に関する情報の伝達提供と更に拡充することが必要と考えられる。

2 目的

道路交通情報の内容は大きく渋滞情報、ルート案内情報、気象災害情報、規制情報に分類される。現在、これらの情報を伝達する手段として道路情報板およびラジオ情報が中心的であるが、利用者に各情報内容を適確に伝達するためにはそれぞれ一長一短がある。研究室においては、現在の伝達手段を補うものとして技術的可能性を探ると伴ない、ドライバーへの意識調査を行ない、将来、必要とされる実用的な道路交通情報システムについて考察することを目的とした。

3. 方法

現状調査を行ない、欠点を補うシステムとして試案システムを考え、試案システムが技術的に実現の可能性があるかの調査実験を行ない、また、平行して利用者の希望する情報内容と伝達手段についてアンケート調査を行ない、両者の結果より実用システムを組み立てる方法をとった。

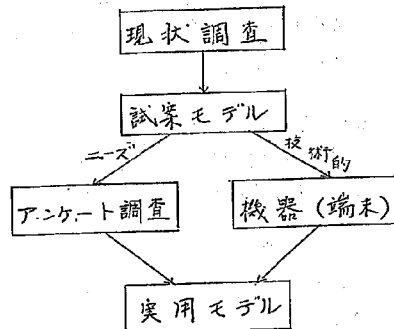


図-1 調査方法

4. 結果

4-1. 試案される道路交通情報システム

目的と必要性より道路交通情報システムを試案すると図-2に示すような構成が考えられた。各サブシステムの概要としては次の通りである。

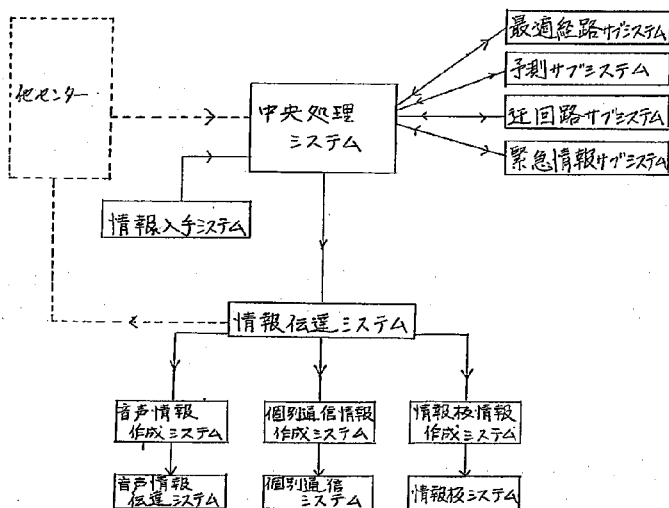


図-2 試案される道路交通情報システムブロック

(1) 情報収集システム

交通量、渋滞、道路障害、気象等の道路交通情報を収集するためのサブシステムであり、動的な交通量、渋滞は超音波式、ループ式等による交通感知器、気象は自動計測、道路障害については人による通報等で情報を収集する。

(2) 情報処理システム

情報収集されたデータおよび経路案内に必要なあらかじめ準備されている距離等のデータをもとに、最速経路選択、交通量予測等を行なうための機能を有するサブシステムである。

(3) 情報伝達システム

処理された情報をもとに道路利用者に情報を伝達するためのサブシステムであり、伝達形態に3つの方法が考えられる。

① 音声情報伝達システム

無線通信方式により車内へ音声で直接伝達する方式であり、処理システムの出力から伝達す

るための音声を作成する部分と、車内へ伝達する部分に分かれる。

② 個別通信システム

走行中以外の方法であり、ファクシミリ、ディスプレイ等のコミュニケーション手段を利用して道路利用者へ情報を伝達する方式である。高速道路ではサービス・ステーション、料金所、街路ではガソリンスタンド、ドライブイン等に機器を設置し、ある程度の選択手段をもたせ中央の情報伝達システムより選択した情報を送る。

③ 情報板システム

首都高速、建設省の一部事務所で既に収集システムと組合せ、渋滞等の伝達に利用化されているシステムである。伝達手段としては主に電光式等の可変標識板が使用されている。

(4) 他センター

警察、気象庁、道路交通情報センターのことであり、関係する情報交換を行なうためのシステムが必要である。

4-2 アンケート調査

試案されたシステムを実用化するための第一歩として、道路利用者（運転者）に道路交通情報伝達に関してアンケート調査を行なった。〈首都高の料金所で配布し、回収は約200であった〉

(1) 現状のシステムに対する利用度、信頼度

ラジオ放送は図-3に示すとおりであり、「多々参考にする」と「時々参考にする」を合わせると約90%になり、大部分の人は利用している。電話応答については図-4に示すとおりであり、「利用したことがない」が60%強であるが、これは電話による交通情報サービスがあるが答え方が少ないということと、走行中に情報が入手できないのが原因と考えられる。信頼度については、図-5に示す通りであり「全面的に信用する」と「大体は信用する」を合わせると市内の標示板・高速道路の標示板、ラジオ放送とも約80%であり信頼されていると考えられる。

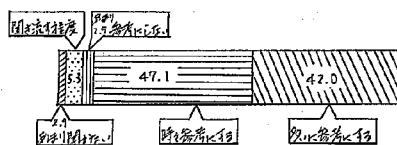


図-3 ラジオ情報利用度

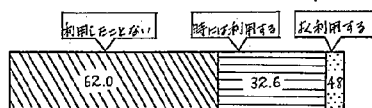


図-4 電話情報利用度

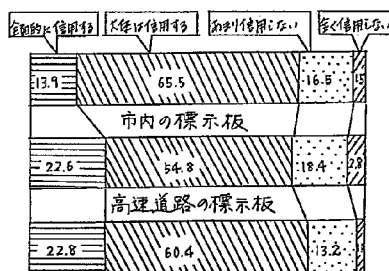


図-5 ラジオの交通情報信頼度

(2) 情報内容

交通情報に対する必要度は運転者が、どのような状況にあるかによって異なる。交通状況を「通りなれど道であるか」および「時間的余裕があるか」という2つの軸で考えれば、「渋滞情報」は、時間的余裕のない場合に必要とされており、「ルート案内情報」では知らな

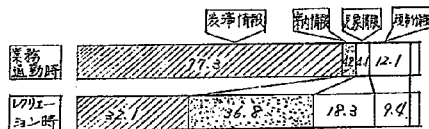


図-6 必要情報

(3) 情報と費用

情報の量、質と費用については図-7に示す通りであり、利用者は道路交通情報に関して、ある程度は費用を負担してもよいと判断していると考えられる。

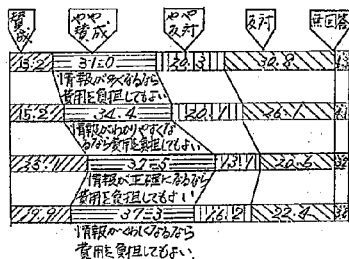


図-7 情報と費用

(4) 試案したシステムに対する評価

将来、考え得る新しいタイプの交通情報伝達システムに対する運転者の意識を分析するため、いくつかの情報伝達システムとして、交通情報を専門に放送する民間ラジオ局の設置、交通情報新聞、本試験調査を後述を進めている。車上に受信器を備えて、走行中に各種の交通情報を受信できるシステム等、5種類のシステムを提示した。この5つの新しいシステムのうち最も評価の高いのは交通情報専用ラジオ局の設置であった。本試験調査のわらうである専用受信機の設置に対しては「欲しい」とおよび「あればよい」という回答が約65%、「いらない」という回答が30%であった。

4-3 利用機器

情報の種類、内容および提供するための端末機器に各種の方式が考えられる。大別すると、提供を受ける場所により地上式と車上式があり、また認識の手段としては視覚式と聴覚式とに分けられる。

(1) 車上式

走行中の車上で情報の伝達を受けるもので、車上に設備した端末機器によるサービスする。

移動体通信であるため、電波(誘導通信)を
情報伝送路として使用する。

表-1 機器比較表

設置場所	認識方式	装置名	情報の自由度	情報の質	サービスの地域性	理解の容易性	運転者の負担
車上	視覚	ファクシミリ	大	不良	広域	中	大
		ディスプレイ	小	良	地点	大	大
	聴覚	放送	大	良	広域	大	なし
		誘導	大	良	広域	大	なし
地上	聴覚	自動車TEL	大	良	広域	大	小(操作)
		音声	大	不良	地点	大	なし
	視覚	ファクシミリ	大	良	広域	大	
		ディスプレイ	小	良	地点	大	大
地上	視覚	地図	固定	良	広域	中	足行中は大
		探検機	固定	良	地点	大	小

(2) 地上式

高速道路ではサービスエリア、駐車場、一般道路では、大規模ドライブイン、大駐車場等の特定地点に機器を設置し、伝達する方式である。

(3) 視覚式

認識手段として視覚を利用する方式であり、標識板、ディスプレイ、ファクシミリ等を利用できる。

(4) 聴覚式

聴覚は運転動作にあまり利用されていない感覚であるため、将来の伝達手段としては大いに利用される手段となる。自動車電話、誘導通信、放送等無線通信を利用した方式となる。

4-4 実用システムの検討

アンケート調査において、道路交通情報の必要性が確認された。では、もう一つの要因である技術的な可能性についても調査を行なった。図-2に3つの伝達手段の端末装置として表-1に示す機器が利用可能と考えられた。これら各端末の中で情報量、情報の多様性、個別性の面および技術の利用を考えると無線方式(誘導通信)が注目される。

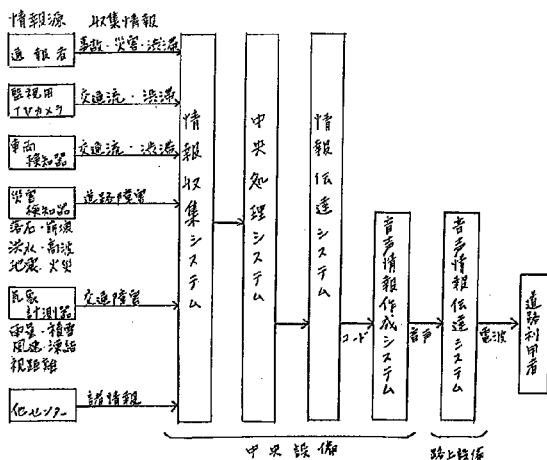


図-8 システム構成図

そこで第一段階としてはこの方式に着目して検討を行なつた結果、図-8に示すシステム構成となつた。通信は道路に設置する誘導線路(送信アンテナ)、送信機と車載受信機より構成される。誘導線路を交差点区間に個別に配置することにより区間毎に異なる情報を伝達することができる。

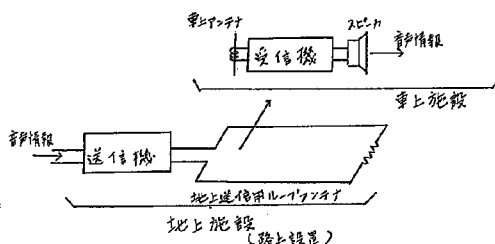


図-9 通信方式

音声作成については各種の方法があるが、計算機(ミニコン程度)を利用する録音編集方式が採用できる。録音編集方式とは、声を単位音声(語、句等)毎に高速度変換を行い、記憶装置に格納しておき、入力情報により必要音声と呼び出し結合、編集を行ない、再び変換して音声に復元して出力する方法である。

5. おわりに

この様な方式により道路交通情報を伝達することは、ハード面については既在の技術の応用で実現可能であると考えられたが、ソフト面つまり最適経路選択、交通流予測、等においては多くの問題を残している。従つて実用化を考えれば、ソフト面の研究、調達が特に要求される。また、今回は運転者を対象として考えただけ道路を利用するのは運転者(自動車)ばかりではなく、人(歩行者)も利用するので道路空間を利用し、これら歩行者に対する情報伝達を検討していく必要があると考える。

参考文献

- (1) エヌ研究所資料 1255号 「道路交通情報アンケート調査」 道路研究室
- (2) エヌ研究所資料 1262号 「道路管理者による交通情報の収集と提供」 道路研究室
- (3) エヌ研究所資料 1280号 「道路の交通管理(道路の運用)」 道路研究室
- (4) 「首都高速道路利用者意識調査報告書」 首都高速道路公団
- (5) 「道路交通情報の収集・提供システム開発に関する研究報告書」

日本自動車工業会 交通対策委員会

217

3. 富 士 海 岸 模 型 実 験

海 岸 研 究 室

高 木 守 夫

富士海岸模型実験

海岸研究室 高木 守夫

§1 まえがき

駿河湾は東側を伊豆半島に臨まれ、西側は御前崎を頂点とするほぼ北東にのびた海域である。この湾は非常に深海湾であり、湾口での水深は2000m強もあり、水深1000mの等深線も湾奥にまで深く入り込んでいる。従って湾内に侵入する波は、ほとんど減衰することなく沿岸に接近するため、湾奥に位置する富士海岸は富士湾と並び特に激浪が来襲する地区である。

同地区背後には太平洋ベルト工業地帯の一環をなす東駿河湾工業地帯や、東西日本を結ぶ幹線道路等ある重要地区でもある。また堤防背後には人口が密集しており、過去幾多の死者を含む災害にみまわれてきた。

最近富士海岸では富士川からの流出土砂の減少などから海岸侵食が進行し、前浜の狭小化が著しくなっており、防災上緊急にその対策を検討する必要がある。このため堤防背後への越波を防止し、海浜の安定化を図ろうと種々の対策の検討を重ねてきたが、侵食対策工法として離岸堤を設置することにより波浪の減殺を計り、越波を防止し、海浜に積極的に砂を堆積させるという方法が検討されている。

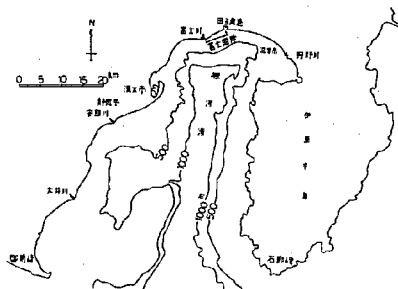


図-1 富士海岸の位置図

本報告はこの離岸堤の安定性、越波防止効果等の機能を明らかにするために実施した水理模型実験の結果をまとめたものである。

§2 実験目的

富士海岸の侵食および越波を防止するために、昭和50年度の「富士海岸保全対策委員会」において離岸堤工法が提案され、その際、離岸堤の越波防止効果と安定性などについて検討する必要があることが指摘された。この実験は固定床実験及び移動床実験により、離岸堤の形状、位置なども変え、越波量や打上高を測定し越波防止効果の検討を行うとともに、ブロックの安定性および沈下量、洗掘量の測定を行い、離岸堤の諸機能を検討する。

§3 実験方法

離岸堤の安定性と越波防止効果については固定床模型実験、また沈下および洗掘については移動床模型実験によって検討した。実験に使用した屋外大型水路は、延長112m、幅1.5m、高さ1.

5 mの一部がラス張りのコンクリート製水路であり、水路端にベンジウム式造波装置がある。ガラス張り部に縮尺1/50の波浪模型を設け、所定の位置にブロックを設置し、それに波を作用させて各種の測定を行った。

測定項目及び測定方法は次の通りである。

- (1) 入射波高 容量式波高計
- (2) 観測波量 観測波量測定箱による測定(10波)
- (3) 打上高 堤防斜面に取付けたスケールによる目視
- (4) 水位上昇量 離岸堤内観測水位のサイフォンによる測定
- (5) ブロックの安定性 転落したブロックの個数を数える。(50~60波後)
- (6) 地形測定 レベル及び砂面計による測定
- (7) 反射率 波高計を移動させて測定(Healeyの方法)

実験条件は次の通りである。

1. 固定床模型実験

- (1) 海岸形状 海岸形状として、前浜は広いが海底勾配のきつい離島地区と前浜は狭いが海底勾配のゆるい三軒屋地区を実験断面として選定した。
- (2) 波浪条件 周期 $T = 2.0 \text{ sec}$ 沖波波高 $H_0 = 1.0 \sim 2.6 \text{ m}$ 潮位 T.P. + 1.6 m
- (3) 使用ブロック テトラポッド 50x 六角ブロック 50x 六角ブロック 16x
(根固め工用)
- (4) 離岸堤構造 本堤部と根固め部を有するもの、本堤部のみのもの
離岸堤前面地盤高 T.P. - 6.8 m ~ + 1.6 m

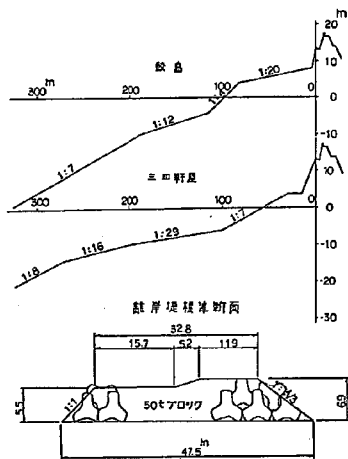


図-2 海岸形状と離岸堤標準断面

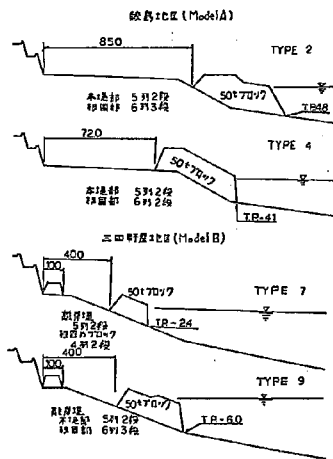


図-3 離岸堤実験断面の例

2. 移動床模型実験

- (1) 施設形状 固定床実験と同様
- (2) 波浪条件 周期 $T = 1.0, 1.4, 2.0 \text{ sec}$ 波高 $H_0 = 5.1, 10.1, 17 \text{ m}$
潮位 $T. P. + 0.63 \text{ m} + 1.6 \text{ m}$
- (3) 底質 $d_{50} = 0.22 \text{ mm}$ の砂
- (4) 使用ブロック テトラポッド 50個
- (5) 離岸堤構造 本堤部と根固め部を有するもの
離岸堤前面地盤高 $T. P. - 6.8 \text{ m} \sim +1.6 \text{ m}$

許容越流量と許容被食率の設定

許容越流量は、堤防の構造上の問題よりもその背後地の利用状況によって異なる。すなわち、田畑であるが、住宅地であるが、道路であるかなどにより設定すべきである。堤防の被食限界としての越流量は港湾構造物設計基準の中に示されているが、背後地の状況を考慮したものとして表-1のような値が提案されている。また離岸堤ブロックの安定性は、有義波高に対して0~1%の被食率で一般に設計されているが、まだ基準が決められていないのが現状である。

今回の実験では、現状の状況から許容越流量として $10^{-3} \text{ m}^3/\text{msec}$ 程度とし、ブロックの被食率は5%を基準に検討した。

表-1 越流量決定の目安

要 件	期待越流量 $q \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{Sec}$
背後に人家、公共施設等が密集しており、特に越波、しびき等の侵入により重大な被害が予想される地区	0.01程度
その他重要な地区	0.02程度
その他の地区	0.02 ~ 0.06

8.4 実験結果

1. 固定床模型実験

敷島地区の波高と越流量との関係を見ると、離岸堤の効果は少なく離岸堤のない場合と比較すると、越流量が増加することがある。これは離岸堤背後の水位が上昇するために、堤防前面での波高が減少しないためと考えられる。打上高についてみると波高が2.0m以下の場合に離岸堤の効果はあるが、それ以上波高が増大すると越波し効果はない。次に離岸堤の安定性についてみると、全体的に不安定であり、離岸堤前面地盤高を高くしても良くはならなかった。また六脚ブロックの50個ではテトラポッドより不安定であった。水位上昇量は離岸堤の天端高と関係があり、天端高が高くなると水位上昇量も大きくなっている。

三田新屋地区の波高と越流量の関係は、計画断面では離岸堤のない場合と比較して越流量は増加する。本堤のみおよび本堤の高さを低くした本堤部、根固め部を有する構造では、離岸堤のない場合と比較すると波高2.6m以下では越流量は減少する。堤防前面に16mの六脚ブロックによる根固工を設けると越流量は1/5~1/7程度に減少し、効果は著しい。離岸堤の安定性は、根固部が

よび離岸堤規模の小さい場合はかなり不定であった。打上高および水位上昇量は敵島地区と同様の傾向を示した。

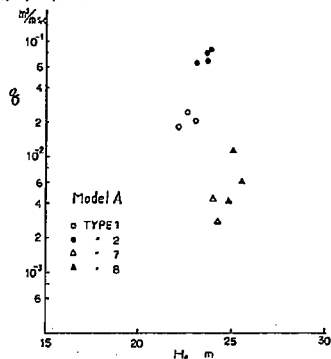


図-4 敵島地区の波高と越波量の関係

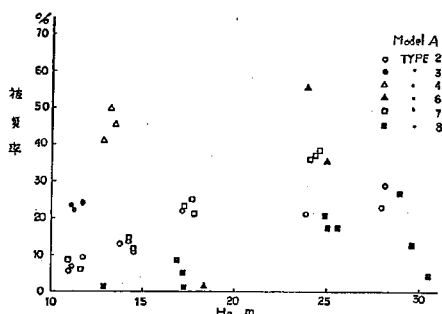


図-5 敵島地区の被食率

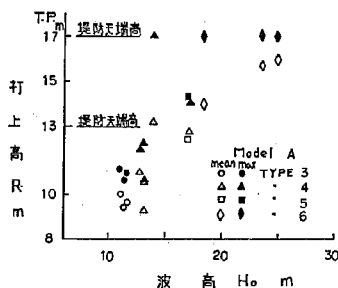


図-6 敵島地区の波高と打上高の関係

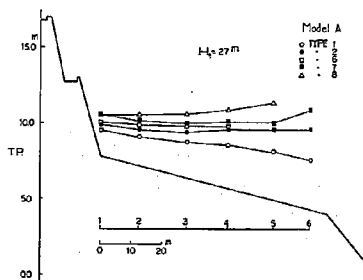


図-7 敵島地区の水位上昇量

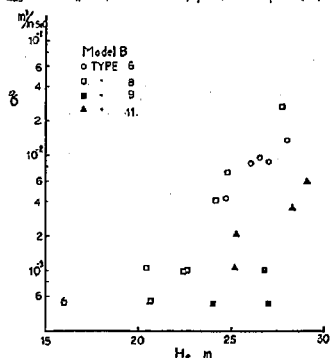


図-8 三田軒屋地区の波高と越波量の関係

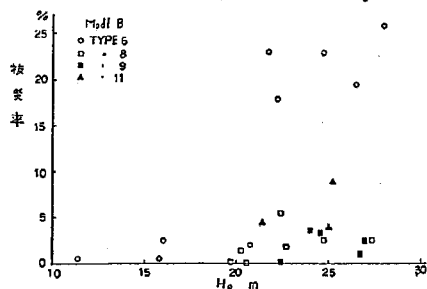


図-9 三田軒屋地区の被食率

222

2. 移動床模型実験

三田野屋地区の構造物のない場合の浸食形状は、 $H_0 = 5m$, $T = 10sec$ では少し侵食の傾向を示したが、現地地形とほぼ相似であった。離岸堤構造も計画案とし、 $H_0 = 5m$, $T = 10sec$ の波を作用させると根固が部から沈下し、10時間後では離岸堤前面の沈没もあった。 $H_0 = 10m$, $T = 14sec$ の場合は、 $H_0 = 5m$, $T = 10sec$ の場合よりも沈下速度がやや速い。 $H_0 = 17m$, $T = 20sec$ では離岸堤付近よりも砂浜付近の地形変化が著しい結果となった。

般島地区は来襲波に対して毎波形状が安定でないために離岸堤付近の砂が沖側へ移動する。離岸堤ブロックの沈下量は大きい。ブロックが散乱することはなかった。

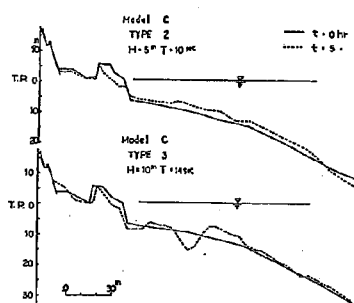


図-10 三田野屋地区の地形変化

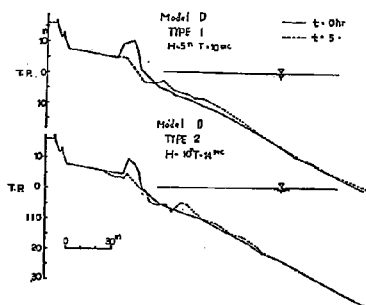


図-12 般島地区の地形変化

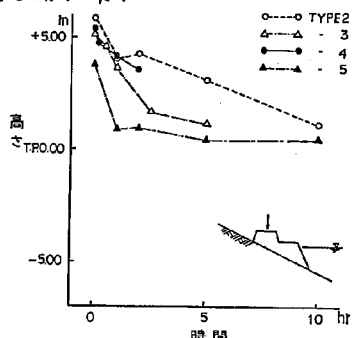


図-11 三田野屋地区の沈下量

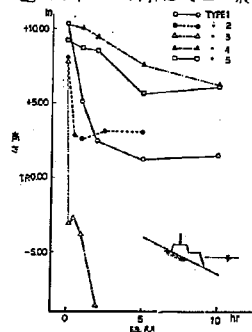


図-13 般島地区の沈下量

9.5 まとめ

離岸堤の位置や構造を決定する際には、侵食防止効果、越浪防止効果、離岸堤に使用するブロックの安定性、ブロックの沈下の防止、維持管理、施工性、工費、景観などを考慮しなければならない。この実験の結果によれば、離岸堤の規模を稍小し陸上部に消波堤に近い形で設置すると越浪量は少なくなる反面安定性に欠くようである。また離岸堤の高さを低くして海底地形に沿わせるようになる

と、離岸堤背後の水位上昇も減り、越波量は減らす。堤防前の根固工は越波防止に有効である。沈下沈没に對しては、勾配の折れるT. P. - 6m程度の深い所に離岸堤を設置すると、沈下沈没も少く安定性もよいと言えるが、移動底実験の現地との相似性には多くの問題があり考慮を要する。

今後の課題として、離岸堤による越波防止効果があまり期待できないのは、離岸堤によって波高が減少しても、離岸堤背後の平均水位が上昇するため、堤防前面での波高は減衰しないためである。また連続離岸堤の場合、離岸堤背後に沿う流れが生じブロックの被害率が増大することと考えられる。離岸堤背後の水位上昇を減少させる方法としては、離岸堤に開口部を設け不連続にすることにより可能となり、越波量の減少が期待できるため検討する必要がある。鯉島地区においては適合する断面が得られていないので実験をつづける必要がある。また、現地では施工上の関係から計画断面が完成するまでには数年を要するため、施工途中における断面の越波防止効果およびブロックの安定性に関する検討が必要となる。

参考文献

- 1) 富士海岸模型実験報告書 昭和52年3月 土木研究所資料第1242号 建設省土木研究所 橋本宏 川村公一
- 2) 越波による被害限界の越波流量 昭和45年 港湾構造物設計基準
- 3) 海岸保全施設築造上の技術的留意について 昭和49年 日本港湾協会 港湾行政(技術)研究会資料 永井康平
- 4) 富士海岸保全対策調査報告書(3) 昭和52年3月 建設省中部地方建設局沼津工事事務所 社団法人 全国海岸協会

4. 流砂量と河床波の関係

河川研究室

山本晃一

流砂量と河床波の関係

河川研究室 山本晃一

1. まえがき

河川の河道計画の策定に当っては、将来の河床の変動を予測し、維持が容易な河道計画をたてることが望ましい。特に河道堀削による河道改修方式や、放水路計画、ダム建設が河道の変動におよぼす影響を正しく評価することは大切なことである。この予測のためには、河川における土砂の流送過程、流砂量に関する正しい知識が必要である。ところで河川の流砂量については長年の研究努力にもかかわらず、その量的評価はむずかしく、多くの河川技術者は、現在ある種々の流砂量式と、実際の河川の流砂量の対応について疑問をいだきながら、土研式等の流砂量式を使って河床の将来予測等を行っているのが現状である。

流砂量の評価が難しい原因を挙げれば次のごとくである。

イ) 河床は流れの変化に応じて種々の河床波を発生させる。この河床波の発生は流れの抵抗を変え、また流砂量を変える。この河床波と流砂量の関係が明確でない。

ロ) 河床材料の流送型式は大きく分けると、掃流砂、浮遊砂、wash load の三つに分類される。これらの流砂型式の接続関係が明確でなく、流砂量を三つの型式に明確に分けられないこと。

ハ) 河床砂は種々の粒径からなる混合砂からなる。それゆえ粒径ごとに流れに対する移動機構が異なる。この粒径別の土砂移動量が明確でない。

等々である。ここでは上述の問題点の内、河床波と流砂量の関係についてほぼ均一砂で粒径0.02cm以上の場合について特に論じてみたい。なおロ、ハの問題については現在河川研究室、鹿島試験所で検討中である。

2. 流砂量を支配する要素

直線河道で側壁によって側方への河道の移動のない場合を考えてみる。このような河道の流れの場合の流砂量 Q_s 、河床形態を決める要素を拾い出すと次のごとくである。

流体の特性 ρ : 水の密度、 ν : 水の動粘性係数

底質の特性 ρ_s : 密度、 d_m : 平均粒径、 σ : 河床材料の径の標準偏差

流れの特性 U_b : まさつ速度、 H : 水深

水路の特性 B : 川幅

場の特性 g : 重力加速度

混合粒径河床の場合、粒度分布形そのものが流砂量、河床形態を決める一つの要素であるが、ここでは d_m と σ で分布形を代表しておく。

次元解析より 無次元流砂量は $S = (\rho_s - \rho)/\rho$ 、 $T_s = U_b^2 / g d_m$ とすると

$$\rho_s / U_b d = f(U_b d / \nu, T_s, H/d_m, B/H, S, g/d_m) \quad \text{----- (1)}$$

となる。右辺はまた河床形態を決める関数でもある。なお U_b 、 H は、もし河川流量 Q 、勾配 i を独立

変数とすれば、 U_b, H は状態量（従属変数）となるが、ここではあくまで U_b, H 、つまり I, H を知って、 Q 、河床形態、流砂量を予測するという立場をとる。

3. 河床波と流砂量 ($H/d_m < 2000$ の場合)

移動床水路では、水理条件と粒径に応じて河床面に各種の河床波が発生し、これが河床の抵抗係数や流砂量に大きな影響をあたえる。それゆえ初めに河床波について簡単に説明する。

○砂連 (Ripple)：砂連は河床近傍の水理量によ、支配される最も小規模な河床形態であって、その波長、波高は粒径と密接な関係があり、平均水深のような物理量にはほとんど影響を受けない。波長は粒径の 800~1500 倍ぐらいである。

○砂堆 (Dune)：砂堆は、その波長、波高が水深と密接な関係があり、その波長は水深の 3 倍から 10 倍ぐらいである。

○反砂堆 (Antidune)：反砂堆は、水面波（重力波）と強い相互干渉作用によ、て形成され、河床波と同位相の水面波を伴う河床形態である。

○砂州 (Bar)：砂州は、最も規模の大きい河床形態であって B/H があまり大きくなければ直線水路では交互に発生する。その波長は水路幅と密接な関係がある。

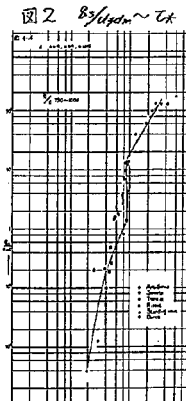
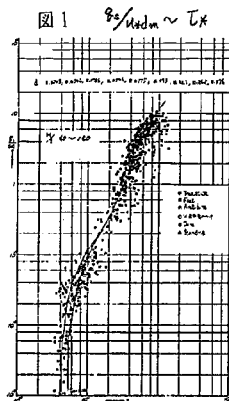
○平坦河床 (Flat)：一般には砂連、砂堆、反砂堆および砂州の伴わない河床形態であるが、ここでは小規模河床波を伴わなければ砂州が存在しても平坦河床とする。

○遷移河床 (Transition)：砂連や砂堆と平坦河床の遷移領域における河床形態である。

各河床波は、それぞれ異なる要因によ、て形成されるものと考えられ、水理量の変化に応じて河床形態を変化させ、それに応じて河床の抵抗、流砂量が変化する。

河床波と流砂量の関係を調べるために、筆者は内外の実験資料、実際の河川資料を集め、(1)式に従って資料を整理してみた。なお資料は S の変化ごとに、また沈降速度 w_0 が $\sqrt{g d}$ に比例する関係からすれば、 $U_b d_m / \nu$ の影響を受けると考えられる $d_m = 0.03 \text{ cm}$ 以下と上で分けて考える必要があると考えられるが、 $d_m = 0.02 \text{ cm}$ で分けた。ここでは、この粒径以上の均一砂の場合について報告する。

図 1 は、 $S = 1.65$ 、 H/d_m 50~150 の場合の $\frac{8s}{U_b d_m}$ と τ_x の関係、図 2 は $S = 1.65$ 、 H/d_m 750~1,000 の場合の $\frac{8s}{U_b d_m}$ と τ_x の関係を示したものである。この二つの図をみると、 $\frac{8s}{U_b d_m}$ は同一 τ_x でも大きな違いがあることがわかる。これは河床に生じる河床波が、同一 τ_x でも H/d_m によって異なること、流砂量が H/d_m に影響されるからである。 H/d_m が小さい場合は、流砂量が砂粒子の限界掃流力 $\tau_{xc} \approx 0.05$ を越えると流砂量が急激に増加し、河床は flat であるが H/d_m が大きい場合には限界掃流力を越えると、砂連が発生し、河床波によるエネルギー



一損失を生じ、 τ_{*} が0.2~0.3にならないと流砂量が増加しない。 τ_{*} が0.6~0.7になると河床波はduneとなり、 τ_{*} が1前後で、流砂量が急激に増加する。これは河床波がduneからflatになったためで、河床に働く有効掃流力が急増し、浮遊砂が多くなる。

上述のように流砂量は、河床波と密接な関係がある。図4は τ_{*} 、 H/d_m が変えることによって、どんな河床波が生じるかを示したものであり、図3は H/d_m が2,000以下の場合、 $q_s/undm$ が τ_{*} と H/d_m によってどう変わるかを(1)式に従って整理した結果をまとめたものである。河床波と流砂量は次のような関係にあるものと考えられる。

・Flat bed. 限界掃流力を越えた所で生じるflat bedの場合、河床砂は掃流形式で動き、また河床近の流速分布は、 u_{*dm} 、 u_{*c} によって決まってしまう。したがって $q_s/undm$ は τ_{*} と u_{*c}/u_{*dm} のみに支配される。粒径が大きくなれば u_{*c}/u_{*dm} の影響は小さく、 τ_{*} のみによって決まる。しかしtransitionからanti duneに移行する前に生じるflat bedの場合には、浮遊砂が大部分を占め、浮遊砂の存在する範囲が水深によって変わるため、 H/d_m の影響が大きくなる。

・Ripple bed. Ripple形状は主に τ_{*} 、二次的に u_{*c}/u_{*dm} に支配されると考えられるから、Ripple河床では H/d_m の影響は小さい。ただし H/d_m が500以下では表面波の影響を受けるようで、 H/d_m が大きいものに比し、同一 τ_{*} で $q_s/undm$ が大きくなる。

・Dune bed. Dune形状は、 τ_{*} 、 H/d_m に支配され、 H/d_m によってduneによる形状損失と表面まきつ損失の割合が変わるため、 $q_s/undm$ は τ_{*} と H/d_m の両方の影響を受ける。 H/d_m が大きい方が形状損失の割合が大きくなるため $q_s/undm$ は同一 τ_{*} に対して小さくなるようだ。

・Flat bed, Anti dune bed, この場合河床波による流れのはく離がなくなり、形状損失が減少するからduneに比較して $q_s/undm$ が大きくなるが、dune同様の形状損失、表面波による損失は τ_{*} 、 H/d_m に影響を受ける。また浮遊砂が多いため、 H/d_m が400以上では、 $q_s/undm$ が同一 τ_{*} に対して増加し、 $q_s/undm$ はほぼ τ_{*} の二乗に比例する。

以上のように河床波の違いによって、流砂量の τ_{*} に対する変化特性は異なり、

図3 $q_s/undm$ と τ_{*} 、 H/d_m

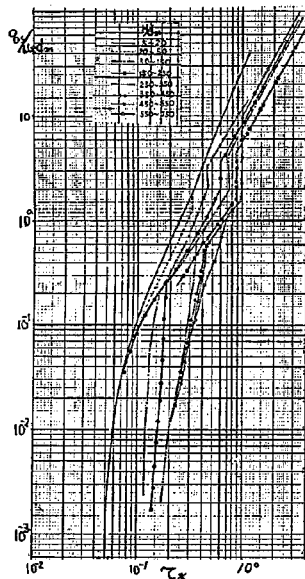
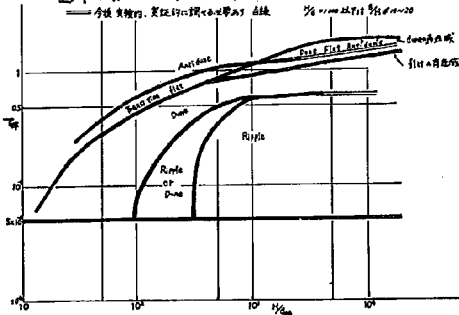


図4 河床波の領域区分



流砂量の評価に当っては、その河床に生じている河床被を予測する必要がある。

4. H_{dm} が 2000 以上の場合の流砂量

dm が 0.02cm 以上で、 H_{dm} が 2000 を越える場合の全流砂量の資料は無い。これは実験がむずかしいからだが、実際河川では H_{dm} が洪水時に 10,000 から 20,000 達する河川があり、このような所での全流砂量を知ることは必要である。 H_{dm} が 2000 以下の場合の流砂量から、 H_{dm} が 2000 以上の場合の流砂量は次のように考えられる。

・ Ripple bed この場合は $g_{s/uxdm}$ は H_{dm} によらないから、 $H_{dm} = 1000 \sim 2000$ の $g_{s/uxdm}$ と h_c の関係と同一となる。

・ dune bed . dune bed の場合、 H_{dm} が大きくになると、河床の抵抗にしろる表面抵抗の割合が減少するに、 H_{dm} が小さい時より同一 h_c で $g_{s/uxdm}$ が小さくになると考えられるが、 H_{dm} が 400 付近より dune 河床の無次元流砂量 $g_{s/uxdm}$ は H_{dm} の増加に対して減少が見られないことにより、 H_{dm} が 500 ~ 1500 の $g_{s/uxdm}$ とあまり変わらないと思われる。

・ Flat bed . Anti dune bed . この場合、有効掃流力が dune bed に比較して急激に増加し、浮遊砂の割合が大部分を占めるようになる。河床から $z=a$ の位置から水面までの浮遊砂量は、

$$g_{sf} = \int_a^H ucdz \quad (2)$$

と表わせ。流速分布に $u/H = 1 + \frac{1}{K} \frac{z}{H} + \frac{1}{K} \ln \frac{z}{H}$ 、濃度分布に $C/C_a = \exp \{ -\phi \omega_0 / KuH \cdot x - \alpha \frac{z}{H} \}$ を使えば、

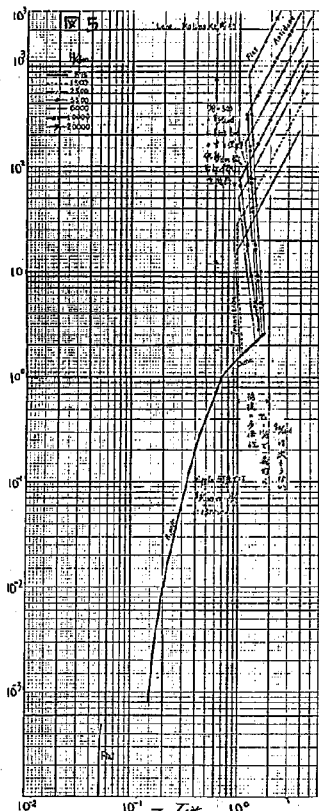
$$g_{sf} = \phi C_a \exp \{ \alpha \omega_0 / KuH \} \int_a^H \left(1 + \frac{1}{K} \frac{z}{H} + \frac{1}{K} \ln \frac{z}{H} \right) \exp \{ -\phi \omega_0 / KuH \} dz \quad (3)$$

となる。ここで z は河床よりの距離、 C は浮遊砂の濃度、 ω_0 は底質の沈降速度、 ϕ は流速係数で平均流速 $u_m = U_x$ 、 K はカルマン定数、 ϕ は単位幅流量である。Lane-Kalinske は $K=0.4$ 、 $\alpha=0$ として $g_{sf} = \phi \cdot C_0 \cdot P$ とした。ここで $P = \int_0^1 (1 + 2.5 \frac{1}{K} \eta + 2.5 \frac{1}{K} \ln \eta) \exp \{ -\phi \omega_0 / Ku \} d\eta$ であり、 $\phi = \phi U_x H$ であるので

$$g_{s/uxdm} = \phi \cdot H_{dm} \cdot C_0 \cdot P \quad (4)$$

となる。今 $\phi > 1$ で flat bed を考えてみよう。この場合、 P は ϕ の違いによって大きくは変化を受けない。 u_x/ω_0 により ϕ のみに変化を受ける。このことは、全流砂量は ϕ が同一なら $g_{s/uxdm}$ は $\phi \cdot H_{dm} \cdot C_0$ に比例することになる。ところで底面の濃度は ϕ の関数と考えられるので、同一 ϕ で $g_{s/uxdm}$ は $\phi \cdot H_{dm}$ に比例することになる。

$H_{dm} > 400$ 以上の場合 flat bed の $g_{s/uxdm}$ は図3を見ると、ある程度 $\phi \cdot H_{dm}$ に比例してい



るようだ。なお $H/d_m < 400$ 以下では H/d_m の増加に伴って同一 τ で $q_{s,bed}$ が減少するが、この原因は明確でない。にぶん相対水深が浅く、浮遊砂の濃度が濃くなることによる流速分布形の変化の原因しよう。図5に $H/d_m = 500$ 時の $q_{s,bed}$ の値を flat bed の φ を使い、 $H/d_m = 500$ の $q_{s,bed}$ を $\varphi \cdot H/d_m$ に比例させることによって、 H/d_m が大の時の flat bed、Anti dune bed の全流砂量の推定値を示しておいた。

図5の推定値を確かめるための正確な資料は無いが、冥河川の浮遊砂の観測例は参考になろう。図6はアメリカの Rio Grande 川の Benalillo 地点における浮遊砂量の観測結果を示したものである。この地点の河床材料は $d_m = 0.022 \sim 0.035 \text{ cm}$ のほぼ均一砂であり、浮遊砂は河床面より 0.3 feet 以上の $d > 0.0125 \text{ cm}$ の浮遊砂量である。河床面近くの流砂量が測定されていないこと、また d が 0.0125 cm を wash load と bed material load の区分粒径としたことより、測定された浮遊砂量を q_s とすることには疑問が大きい。dune から flat、anti dune になると H/d_m が大きい場合には、 $q_{s,bed}$ が10の乗から二乗に増加することは間違いが無い。

5. 流砂量の観測について

建設省の各工事事務所では河道計画策定のために、流砂量の観測を行う所が多い。これは現場技術者達が現在ある各種流砂量に対して、信頼感が薄いということの現われであると思われる。河川ごとに流砂特性が異なるのであるから現地資料を元にして各河川ごとの流砂量式を作れという声も強い。しかし現地資料というものが河川の流砂量の実体を反映しているものであろうか。

図7は、土雲工事事務所によって、斐伊川の流砂を掃流採砂器(幅30cm、長さ75cm、高さ20cm)で採砂(1回3~5分、5回観測)した結果を整理したものである。なお河床材料は $0.1 \sim 0.2 \text{ cm}$ の粗砂である。この図によると水深が浅くて τ が小さい場合には、ほぼ実験室内資料と合っているが、 τ が 0.3 を越えるときれは極端に大きくなり、掃流採砂器による流砂観測は、bed load の実体をほとんどつかんでいないと考えられる。他の河川の掃流砂観測資料も同様な結果を示し、掃流砂採砂器による bed load の把握は流速の遅い時のみ可能と考えた方が良さそうだ。掃流砂観測法に関する研究、採砂器の改良が今後必要であろう。

Ripple や dune の発生する河川では、河床波の形状、その移動速度を超音波河床高計によって測

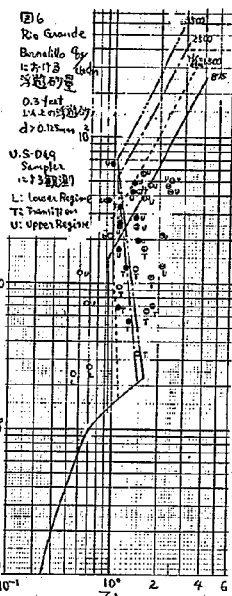
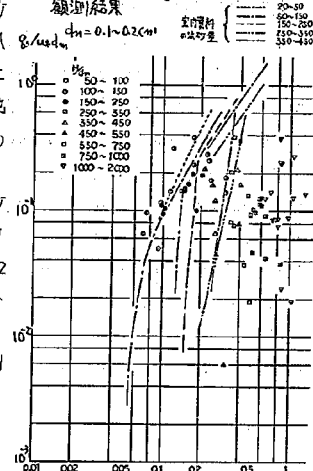


図7 斐伊川の流砂量観測結果



定することにより流砂量を推定した方がより精度の良い流砂量の把握が可能と思われる。河床材料が 0.5mm 以下の河川では、洪水時に河床は flat になる。このような場合の流砂量は浮遊砂量を測定することにより、ある程度の把握が可能であるが、流速が 3~4 m/s にも達するため、通常の観測法では採砂器を所定の水深に設置することが難しく特別な装置が必要であろう。

なお河川における抵抗係数の変化や河床波の変化を見ると、実験室資料より予測した値とはほぼ合っており、流砂量だけが違っているとは考えられず、図 3 の $\frac{d}{d_0}$ と τ_{*c} 、 $\frac{d}{d_0}$ の関係は、実河川でも適用可能と考えている。

6. あとがき

本報告において、ほぼ均一河床材料を持つ場合の流砂量と河床波の関係について述べたが、実河川、特に砂利河川における流砂量把握のためには、まえがきでも述べたが混合河床材料を持つ場合の流砂特性の把握が必要である。そのためには、室内実験による現象把握も必要であるが、実河川における河床波の観測、抵抗係数の把握、河床材料の縦断変化、ダム等の堆積物調査、掃流砂、浮遊砂の粒度分布、および調査が難しいが流砂量観測を行って、総合的に河川における土砂動態を把握していく必要があろう。今後の我々の課題としていきたい。

参考文献

- 1) 山本晃一：相似律の観点から見た移動床流れの水理〔Ⅰ〕、〔Ⅱ〕、〔Ⅲ〕、土木研究所資料第1059号 1074、1154号 1975、1976
- 2) 山本晃一：河川の抵抗係数の予測法、土木研究所資料 19-7 1977
- 3) 葛西敏彦：混合粒径砂の流砂量、第15回土木研究所研究発表会 1976
- 4) C. F. Nardin: Aspects of Flow Resistance and Sediment Transport Rio Grande near Bernalillo, New Mexico U. S. G. S. water supply paper 1498-H, 1964
- 5) 木下良作；石狩川河道変遷調査，科学技術庁資源課資料36号 1961
- 6) H. P. Guy, D. B. Simons & E. V. Richardson; Summary of Alluvial Channel Data From Flume Experiment, U. S. G. S. Professional Paper 462 1966
- 7) G. F. Gilbert; The Transportation of Debris by Running Water, U. S. G. S. Professional paper 86 1914
- 8) 佐藤清一，吉川秀夫，芦田和男；河床砂礫の拌流運動に関する研究，土木学会報告 98号 1958
- 9) W. E. S.; Studies of River Bed Materials and Their Movement with Special Reference to the Lower Mississippi River, U. S. Waterway Experimental Station, Vicksburg, Mississippi, paper 17 1935
- 10) その他、多くの文献を引用した。詳しくは D を参照されたい。

5. 土石流の停止特性

—小豆島の災害を例として—

砂防研究室

米沢谷 誠 悦

土石流の停止特性 —小豆島の災害を例として—

防衛研究所 米沢 誠哉

1. まえがき

最近の自然災害の中で、豪雨による崩壊や土石流等の土砂災害によるものが大まな比重を占めている。これらの被害の特徴は一瞬のうちに家屋を破壊し、死者・行方不明者を数多く出すということである。土石流は水と大量の土石が一体になって流動する現象で、流下時には、直径数メートル、重さ数トンの岩塊群が先頭に流れてくるから、その先端部に巨大な破壊力を持った流下し、流下部に激甚な被害をもたらす。土石流がどのような条件で発生し、どのような運動をし、どのような作用を及ぼすか等について、現地での実地調査や実験的・理論的研究が進められているが、発生機構や運動機構はまだほとんど判明していないのが現状である。

土石流災害の防止方法としては、土木的方法により土石流自体を制御することと、土石流の流下範囲から避難することが考えられる。まず、土木的方法による土石流の制御は、被害防止に必要であり有効ではあるが、いかなる方法でもかなり大がかりな土木工事の実施が前提となる。全国で数万台を超えたいわゆる危険な土石流のすべてに早急に適用することは、経済的にも、技術的にも難しい。したがって当面は、災害の起こる可能性のある崩壊地では、まず土地の総合的利用を考慮し、危険なところに住居をつくらないように土地の利用規制をし、すでに危険なところに住居域があるとすれば、危険は順位の低い対策工事を進めるとともに、豪雨時の安全な避難対策を立てるべきである。そして土石流危険区域設定に必要な資料（流下・堆積勾配、分散係、屈曲角、堆積土の重量等）の積み重ねのために、省川県小豆島の土石流災害の現地において調査を実施した。

2. 小豆島の地形・地質

小豆島における地質断面を図-1に示す。小豆島は大部分が200m以上の山地で沖積平野の発達がとげしい。標高200m以上にほぼ水平に分布する第三紀火山岩類地帯で、傾斜付の緩斜面とその周辺にみられる急崖が特徴的である。その代表例が、有名な有石の急崖である。これと対比的に、標高200m以下の花崗岩分布地帯では、細粒の凝結水が発達し、風化作用や侵食作用が現在も活発に進行中である。

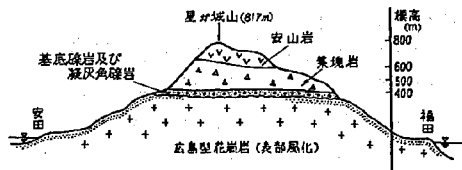


図-1 小豆島における地質断面図

今回の災害はほとんど中粒もしくは粗粒の花崗岩地帯で発生している。

3. 調査方法

調査項目としては、こゝまに多くの着書や論文などいわれている土石流の性質に着目して、次の項目を取り上げ各々の泥石流において調査した。

(1) 土砂の流下部平均勾配（元地形）

土石流が発生したと推定される点を発生地点とし、土砂の堆積がはじまる地点までを流下部とした。流下部の縦断平均勾配（元地形）を測定した。

(2) 土砂の堆積部平均勾配（元地形）

(3) 土砂堆積部上流（流下部）の河幅

土砂が実際に流下したと思われ河幅を測定した。

(4) 土砂堆積部の分散幅

土砂が堆積している最大の幅を測定した。

(5) 土砂堆積部直上流（扇状河近）の扇曲角

扇曲角と堆積部と堆積部直上流（流下部）において直線から次の直線部までの角度を測定したものである。

(6) 堆積土砂量

(7) 被害状況より衝撃力を推定する。

最初に泥石流の土砂災害が土石流によるものかどうかが、堆積物から判定し、土石流と土石流でない土砂の流（以下土砂流と呼ぶ）に分類した。ここで土石流とは集合運動で流れて、堆積形態がいちゆる層状を呈しない土砂堆といひ、主に掃流力によって運ばれて、堆積形態が層状を呈しているものを土砂流とした。泥石流の平均勾配の調査は、災害後の現地調査と災害直後撮影の空中写真の判読により土石流および土砂流による被害を受けた泥石流における土砂の流下部と堆積部を $1/5,000 \sim 1/10,000$ の地形図に写し入れて測定する手法を用いた。流下部の河幅・堆積土砂の分散幅・扇曲角・堆積土砂量は現地調査により測定した。被害状況については、現地調査と災害状況の聞き込みを行った。

4. 調査結果

4.1 流下部平均勾配

流下部平均勾配を図-2に示す。土石流は流下部の平均勾配が 1° （約 1% ）以上の泥石流で発生している。一方、土砂流は流下部の平均勾配が 2° （約 2% ）以上の泥石流で発生している。

4.2 勾配比

勾配比（流下部平均勾配と堆積部平均勾配の比）がどのくらいで土砂が堆積し

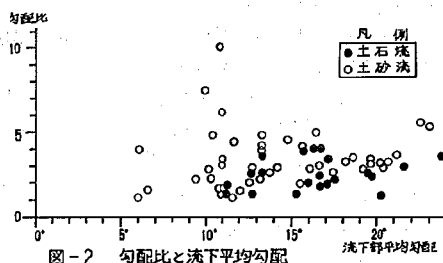


図-2

ているのを図-3に示す。勾配比は元地形の勾配が堆積にどのように影響しているのかを検討するものである。土石流では流下平均勾配に関係なく、勾配比の最大が4を限度としている。一方、土砂流では最大10を示し、大部分が3~5の値を示している。

4.3 堆積勾配

土石流と土砂流の堆積勾配の分布を図-3に示す。土石流の堆積勾配の下限値は約4であり、一方、土砂流は海まで流入している例もあり、土石流より緩勾配の区間に堆積している。4~8の間において土石流区域と掃流区域の接点があるのではないかと思われる。

4.4 分散幅

土砂が流下してまた河槽に堆積土砂の最大幅の比をとった分散幅比の分布を図-4に示す。土石流は流下幅の5~10倍程度分散している。土石流が堆積した後、流水によって、前方及び後方にくすいたものは約10倍程度まで分散している。一方、土砂流は、分散幅の分布は多様であるが、最頻値は土石流と同じ5倍程度である。流下幅の数倍に分散する場合もあり、扇状地の地形条件に大きく影響しているのではないかと思われる。

4.5 屈曲角

堆積跡直上流の扇頂付近の屈曲角と流下部の平均勾配を図-5に示す。流下部の平均勾配と屈曲角の間に相関は無いが土石流は40°付近に屈曲の限度があるのではないかと思われる。

4.6 堆積土砂量

堆積土砂量と堆積平均勾配を図-6に示す。土石流や土砂流の堆積土砂量と堆

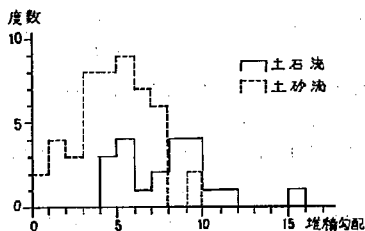


図-3 堆積勾配の分布

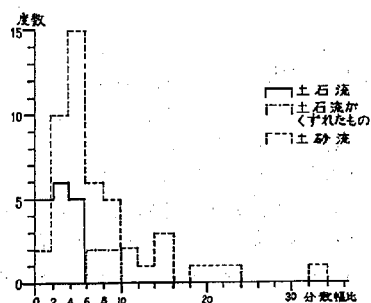


図-4 分散幅比の分布

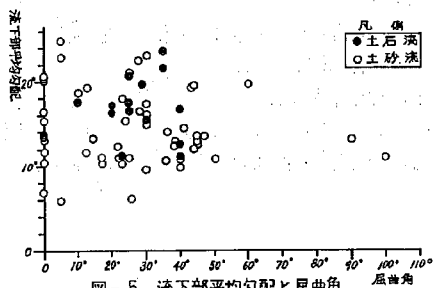


図-5 流下部平均勾配と屈曲角

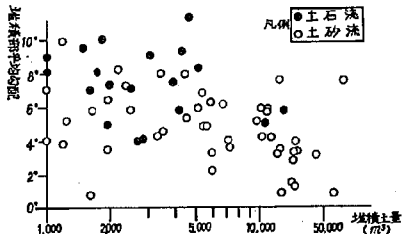


図-6 堆積平均勾配と堆積土量

積平均勾配の間には相関は得られないが、堆積土砂量が5,000 m³以上では、大部分が6°以下で堆積している。土石流の規模はまちまちであるが、1,000 m³~5,000 m³の規模の土石流が多い。土石流は数万m³というオーダーの土砂堆積がみられる。

4.7 衝撃力

土石流は流下した幅をコンクリート造りまで破壊し、急傾カーブ(66°)は曲り切らず対岸に乗り上げ巨礫の残積土($d_{max}=2.5\text{m} \times 2.0\text{m}$)を残す。一才、土石流は周囲一面、同じ高さで堆積し、ドア等から家の中に流入し使えものにやぶる。壁はくずれて柱は残り、未崩は堆積土砂が1.5m以上あり、壁もガラス一枚こわい。

5. まとめ

小豆島の災害調査から得られた結果をまとめると次のとおりである。

- (1) 11°(約1/5)以上の急勾配がないと土石流は発生しない。
- (2) 土石流は元地形勾配が4°(約1/14)以上で堆積する。
- (3) 土石流は元地形が8°(約1/7)以下の勾配において堆積する。
- (4) 土石流が堆積して分散する場合は、流下幅の10倍以下である。
- (5) 土石流が堆積した後、流氷によってくずれたものは流下幅の10倍程度まで分散する。
- (6) 谷の出口(扇頂部)において40°以上の急圧曲部を有する扇状地への土石流の流下は少ない。

参考文献

- (1) 沢谷浩・米沢有誠脱：小豆島の土石流災害における二、三の考察 昭和52年度砂防学会研究発表会要集 8.52.6
- (2) 付野義郎 他：砂防工学 朝倉書店 8.44
- (3) 山内修：土石流に関する調査研究の現状 土木技術資料 18-5 8.51
- (4) 田畑茂清・寺ノ瀬栄彦・尾鷲土石流災害発生の原因について 新砂防 Vol.25 No.3 8.48

6. 不飽和土のせん断特性

土質研究室

斉藤義章

不飽和土のせん断特性

土質研究室 斉藤義章

§1. まえがき

道路のり面や河川堤防など、土構造物の安定性を検討するとき、飽和状態における強度定数を用いて円弧すべり計算などによる安全側の安定解析を行なっているのが現状である。しかし、適度に湿った砂すべり不飽和状態になった砂は、見かけの粘着力をもった状態であるのに対して、乾燥状態および飽和状態では粘着力 $C=0$ となるので、飽和時の強度定数をとることか安全側の結果になることは予想できる。しかし、実際問題として降雨による雨水の浸透を考えた場合、土質研究室において行なわれた実物大模型堤防による降雨実験結果からも、土構造物の崩壊は必ずしも飽和したときにおいて生ずるとは限らないと思われる。

このようなことから、降雨時の斜面の安定性をさらに合理的に検討するためには、不飽和土のせん断特性を明らかにする必要があると思われる、三軸圧縮試験を実施した。その結果、飽和度とせん断強度の関係について、ある程度知ることができたので報告する。

§2. 不飽和土のせん断強度

飽和土の変形と強度が、その土塊に作用する有効応力に支配されることは、飽和土の有効応力の原理として知られている。不飽和土の場合にも同様に、乾燥した地域の盛土、斜面の安定、舗装板下の材料の安定性を検討するうえに、不飽和土に対する有効応力の原理の適用が考えられてきた。そして Bishop¹⁾ により、土中の間げき圧 u および有効応力 σ' は次式により提示されている。

$$\left. \begin{aligned} u &= u_a - \chi(u_a - u_w) \\ \sigma' &= \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \end{aligned} \right\} \text{--- (1)}$$

ここで、 σ は全応力、 u_w は間げき水圧、 u_a は間げき空気圧である。また、係数 χ は飽和度 S_r の関数であり、 $S_r = 100\%$ のとき $\chi = 1$ 、 $S_r = 0\%$ で $\chi = 0$ となる。したがって、不飽和土の強度定数は飽和土の場合と同様に三軸圧縮試験を行ない、試験中に発生する間げき水圧ならびに間げき空気圧を測定し、(1)式から有効応力を求めてモールの応力円を描き、その破壊包絡線から決定する。

§3. 不飽和土三軸圧縮試験機の概要

従来の三軸圧縮試験機では、不飽和の土の間げき水圧および間げき空気圧を別々に測定することが困難な場合が多いが、本試験機では図-1に示すように供試体底部のセラミックフィルタを通して間げき水圧を、供試体上部の金属性フィルタを通して間げき空気圧をそれぞれ別々に測定することができる。また、自動圧力調整装置(サフション制御部)により試験前の供試体のサフションをある一定の値にコントロールできるなどの特徴をもっている。

本試験機は図-1に示すように三軸室、載荷装置、自動圧力調整装置および計測装置とから成って

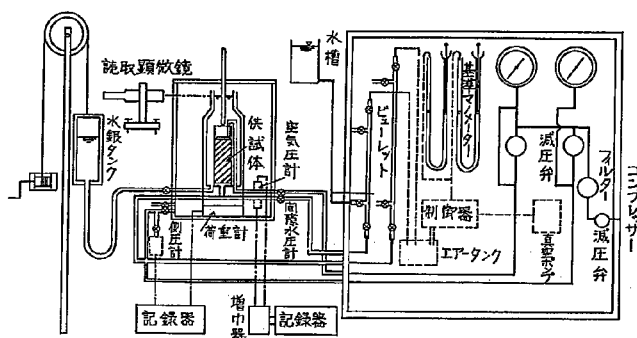


図-1. 不飽和土三軸圧縮試験機系統図

いる。

3-1. 三軸室

三軸室はアクリル製の二重セルから成っており、供試体の大きさは直径5 cm、高さ10 cmである。内側セルには従来の水に変えて水銀を使用し、ゴム膜を通して間ゲキ空気圧が消散するのを防止している。また、水銀面上に浮かべた鋼球の上下動を読取望遠鏡で観測し、試験中の体積変化を測定する。望遠鏡の精度はパーニアを使用することにより0.01 ccの単位まで読み取れる。

間ゲキ空気圧は供試体上端部に測定するが、金属フィルターにより供試体中の間ゲキ水の浸入を防ぎ、感圧部に空気圧が働くようにする。一方、間ゲキ水圧は供試体下端部に空気を通さないセラミックフィルタを通して測定する。一般に $U_a > U_w$ であるので、図-2に示すように、飽和したセラミックフィルタ上作用する空気圧はセラミック間ゲキにおける水の表面張力で受けもたれ、ある圧力まではセラミックフィルタを通らない。また供試体をセラミックフィルタに密着すると、土中の間ゲキ水の一部はセラミック中の水分と連続し、間ゲキ水圧はセラミック中の水に伝えられることにより測定される。

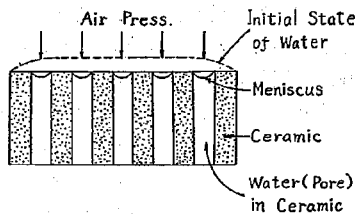


図-2. セラミックフィルタの働き

3-2. 自動圧力調整装置

自動圧力調整装置は供試体内のサクションを設定したある一定の値に保つための装置で、水銀マノメータ内にセットした電気的な端子と真空ポンプの働きとにより、供試体内のサクションを一定に保つことができる。すなわち、水銀マノメータ内の端子が水銀に接触しているときは真空ポンプが作動し、供試体に負の圧力が加えられる。そして負圧の増加に伴ない水銀の液面の位置が次第に低下し、電気的端子と離れることにより真空ポンプの作動は停止し、負圧は一定に保たれる。この繰り返しの繰り返しにより、供試体内のサクションは一定に保たれるが、その精度は水銀の高さにして ± 0.5 mmHg である。

§ 4. 試験方法および結果

試験方法は、密度が一定になるよう突き固めた直径5 cm、高さ10 cmの関東ロームの供試体を空気の出入りを許さない間ゲキ水圧測定用のセラミックフィルタ上に置き、間ゲキ空気圧測定用の上蓋を供試体の上に載せてからゴムスリーブをかぶせ、側圧を加える。不飽和土の強度は含水比の違い言い換えれば飽和度の違いにより大きく変化するので、側圧を変えた一連の試験における供試体の飽和度を一定にする目的で、軸圧を加える前に自動圧力調整装置の水銀マンノメータと真空ポンプとの働きにより、間ゲキ水圧測定回路に一定の負圧を加える。すると供試体自体がもつサクションと回路における負圧との差によってセラミックフィルタを通して供試体の間ゲキ水が流出する。そして、供試体のサクションが設定した負の圧力と等しくなり、平衡状態に達すると間ゲキ水の流出がなくなり、一連の試験における飽和度を一定にし、試験条件を同じにすることができる。後は飽和状態における三軸圧縮試験と同様に、軸圧を加えて圧縮試験を実施し、そのときの軸差応力、軸ひずみ、間ゲキ水圧、間ゲキ空気圧、体積変化をそれぞれ測定する。

以上の方法により、非排水状態、ヒズミ制御で行なった各飽和度に対する三軸試験結果を表-1に示す。また、軸差応力を載荷した場合のヒズミに対する応力および間ゲキ水圧、間ゲキ空気圧、体積変化率の等効の一例を図-3に示す。これらの試験結果から各飽和度ごとにモールの円

表-1. 不飽和土三軸圧縮試験結果

S_r	$\bar{\sigma}_3$	$(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)_f$	$(U_a)_f$	$(U_w)_f$
50 %	0.2	1.48	-0.02	-0.12
	0.4	2.16	0.00	-0.32
	0.6	3.05	0.01	-0.35
	0.8	3.52	0.07	-0.34
65 %	0.2	1.06	0.02	-0.13
	0.2	0.86	0.06	-0.04
	0.4	1.26	0.15	-0.15
	0.6	1.65	0.22	0.08
80 %	0.2	0.47	0.07	0.06
	0.4	0.78	0.16	0.14
	0.4	0.68	0.17	0.15
	0.6	0.93	0.29	0.27
	0.6	1.06	0.22	0.18
	0.8	1.34	0.34	0.32
	1.0	1.38	0.51	0.55

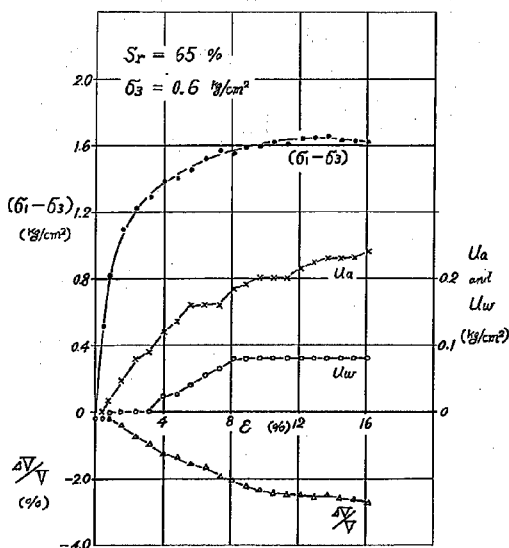
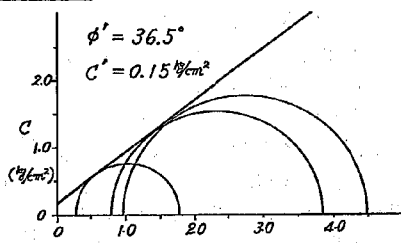
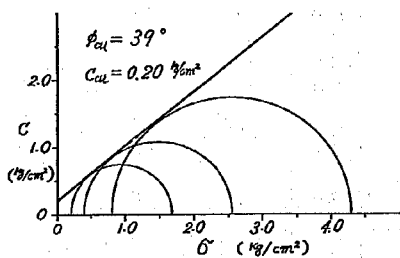


図-3. 非排水試験応力～ヒズミ曲線

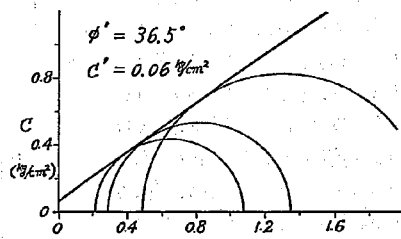
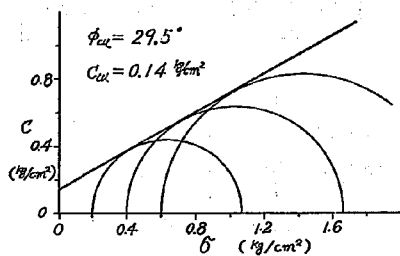
(全応力による)

(有効応力による)

$S_r = 50\%$



$S_r = 65\%$



$S_r = 80\%$

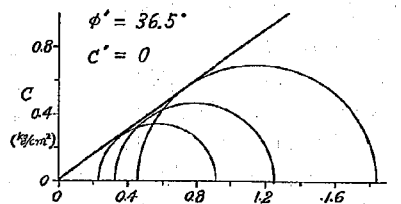
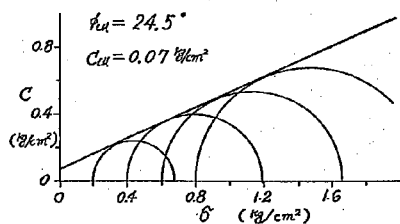


図-4, 不飽和土三軸圧縮試験結果

を描き、内部摩擦角および粘着力を求めると図-4のようになる。また、図-5、(a)、(b)は飽和度と内部摩擦角、粘着力の関係について示したものである。これによると、まず全応力についてみると飽和度 S_r が 50 % のときの粘着力 $C_{cu} = 0.20 \text{ kg/cm}^2$ 、内部摩擦角 $\phi_{cu} = 39^\circ$ 、飽和度が 65 % のとき $C_{cu} = 0.14 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi_{cu} = 29.5^\circ$ 、飽和度が 80 % においては $C_{cu} = 0.07 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi_{cu} = 24.5^\circ$ と、飽和度が上昇するにつれて粘着力、内部摩擦角ともだんだん低下している。次に、(1)式で示した有効応力の式を用いて整理したもののについてみると、内部摩擦角 $\phi' = 36.5^\circ$ と飽和度の変化に対して一定した値を示しているが、粘着力についてみると、飽和度 50 % から 80 % と上昇するにつれて $C' = 0.15, 0.06, 0 \text{ kg/cm}^2$ と全応力のときと同様に低下している。しかし、今回の実験に用いた関東ロームにおいては、表-1に示すように飽和度 80 % のときにおける間ゲキ空気圧と間ゲキ水圧が同じ値の値を示しているところから、係数 α の値はほとんど 1 に近いものではないかと思われる。このことは、斜面に降雨があった場合、その降雨により斜面が完全飽和するということはほとんどありえないことから、飽和度 80 % 値のとき言い換えればその土のもつ係数 α が 1 に近づいたときにおいて、崩壊が生じ易いのではないかと思われる。ただし、飽和度が 80 % で $\alpha = 1$ に近づいたといっても、それ以上の飽和度による試験ができなかったため、今回は図-6に示すところの Donald の理論値を利用して各飽和度における係数 α の値を求め計算を行ない、有効応力として整理した。

9.5. まとめ

降雨時における斜面の安定性を検討するためには、雨水の浸透に伴うせん断強度の低下について検討

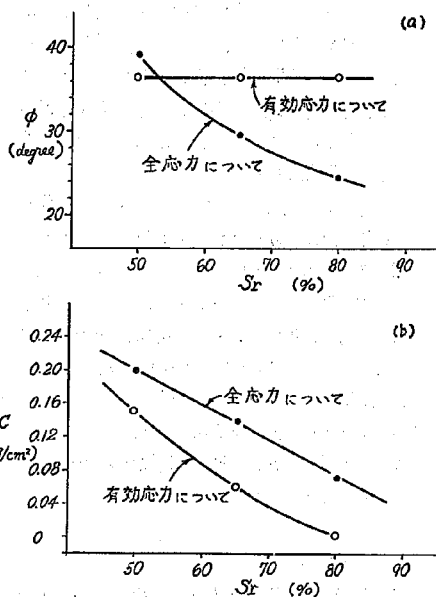


図-5. 飽和度と内部摩擦角、粘着力の関係

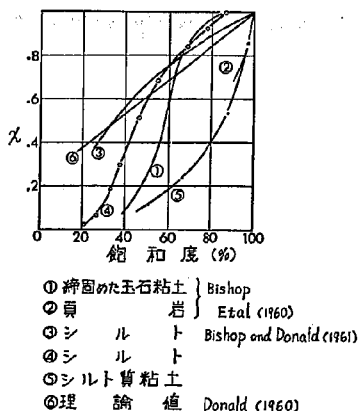


図-6. 飽和度と係数 α の関係²⁾

しななければならないと考え、関東ロームを用いて不飽和土三軸圧縮試験を実施した。その結果、

- i). 飽和度の上昇によるせん断強度の低下についてある程度知ることができた。
- ii). しかし、不飽和土と完全に飽和させることが困難であったため、Donald の理論値である飽和度と係数 α の関係を利用して、試験結果を有効応力で整理したが、この関係が関東ロームの場合に利用できるかどうかの疑問があり、少し無理があったのではないと思われる。

今後の問題点として、

- iii). 有効応力で整理するためには、供試体を飽和させた三軸圧縮試験を実施して、その結果から飽和度と係数 α の関係を知らなければならない。
- iv). 供試体を飽和するための手段として、Back Pressure を加えることが考えられるが、その加え方、大きさなどについて検討して、数多く試験したいと考えている。
- v). 任意の飽和度について試験を行なうためには、自動圧力調整装置による負圧の大きさと飽和度の関係をあらかじめ知る必要がある。

以上の問題点を、より多く試験することにより解決できれば、今回の実験により飽和度とせん断強度の関係についてある程度知ることができたので、今後は飽和度とせん断強度の関係より、時間的ファクターを考慮したのり面の安定計算を行ない、安全率と時間、安全率と降雨量などについて検討してやこうと考えている。

[参考文献]

- 1). Bishop, A. W. and G. E. Blight ; Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Géotechnique*, Vol. 13, no. 3, 1963.
- 2). Jennings, J. E. B. and J. B. Burland ; Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils. *Géotechnique*, Vol. 12, no. 2, 1962.

7. フィルダム材料の変形特性

フィルダム研究室

渡 辺 和 夫

フィルダム材料の変形特性

フィルダム研究室 渡辺和夫

§1 はじめに

現在、フィルダムの力学的な安定性を検討する方法としては「円盤すべり面法(スライス法)」が一般的に用いられている。この方法は、ダム堤体のすべり面とダム堤体の基礎におけるすべり面に対して作用する力の釣合によりすべりに対しての安定性を検討するものである。

従来、上記の方法によって力学的な安定性を検討すれば十分であるとの考えに基づいているが、この方法においては作用する応力に伴う使用材料の変形性を考慮できないという弱点が含まれている。

フィルダム材料とは、フィルダムを構成するロック、フィルターおよびコア材料の総称であるが、フィルダム材料の変形特性は本来、非弾性的であるため、各材料の変形性を把握して従来の検討方法に加えてダム堤体の変形性および内部応力の点からも安定性の検討を行なうことが望ましいと考える。

フィルダムはダムサイト近傍で得られる自然材料を利用することが大きな特徴の一つであり、当然、フィルダム材料としては種々なものが存在するわけである。フィルダム研究室では、主にダム体積の大部分をしめ、ダム堤体の力学的安定性に大きな影響を与えるロック材料についての三軸圧縮試験を行っている。以下にロック材料の変形特性を把握するために三軸圧縮試験結果より変形性について整理した結果を報告する。

§2 変形特性

2-1 試験の概要

三軸圧縮試験(側圧一定)は当研究室所有の大型三軸圧縮試験機を使用し、試験供試体の作成は振動締め試験機によって設定された間隙比となるように、載荷重、載荷時間、振動時間および締め層数を変えて行なった。尚、試験材料における最大粒径は60mm(供試体径の1/5)とし、粒度分布は現場における粒度分布曲線と相似になるように粒度調整を行った。試験方法は圧密排水試験(CD)を主とし、ひずみ制御法(1%/min)によって行った。試験機の概要と使用したロック材料の物性値および強度定数を表-1、表-2に示す。

表-1. 試験機の概要

大型三軸圧縮試験機		振動締め試験機	
最大側圧	30 kg/cm ²	最大載荷重	10 ton (≒14 kg/cm ²)
最大軸力	150 ton (≒212 kg/cm ²)	最大定荷重	400 kg
供試体寸法	φ300×H600 mm	振 中	±1 mm
ひずみおよび載荷重制御可能		載荷 時間	最大 180 sec

表-2 物理定数と強度定数

岩種	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮
	花崗岩	花崗岩	花崗岩	花崗岩	流紋岩	流紋岩	流紋岩	流紋岩	安山岩	安山岩	安山岩	安山岩	安山岩	安山岩	安山岩
内部摩擦角 ϕ (°)	47.25	41.32	46.46	44.20	40.51	38.39	37.46	37.21	45.30	45.00	44.00	39.41	39.57	39.55	36.14
粘着力 C (kg/cm ²)	0.3	0	0	0	0.6	0.6	0.6	0.6	0.8	0.6	0.6	1.4	0.7	1.66	1.15
圧密後の間隙比 e	0.26	0.38	0.24	0.35	0.46	0.61	0.64	0.48	0.41	0.65	0.23	0.32	0.45	0.36	0.53
見掛けの比重 G	2.758	2.758	2.758	2.758	2.35	2.35	2.35	2.14	2.611	2.611	2.173	2.236	2.238	2.243	2.246
吸水率 Q (%)	0.8	0.8	0.8	0.8	6.9	6.9	6.9	13.9	1.0	1.0	10.3	9.2	9.1	8.5	8.4
均等係数 U_c	27	27	27	4	2.4	2.4	2.4	2.4	17	17	53	20	7	20	6
乾燥密度 γ_d (g/cm ³)	2.194	1.999	2.230	2.047	1.610	1.463	1.436	1.446	1.855	1.701	1.767	1.672	1.546	1.646	1.491
備考	○	●	●	●	△	△	△	△	□	■	☆	◇	◇	供試体寸法 91.2×112.4cm 最大粒径200mm	

2-2 応力とひずみの関係

フィルダム堤体内のある部分について、ダム建設途中(築堤過程)の応力履歴を考えた場合、土載荷重によって応力がほぼ単調に増加すると考えられ、三軸圧縮試験時のように主応力の方向を一定として求められに応力とひずみの関係からフィルダム材料の変形特性を推定できると考える。

三軸圧縮試験(σ₃)より得られる主応力差(σ₁-σ₃)と軸方向ひずみ(ε)の関係は一般に、図-1のような曲線を程するが、これは供試体が塑性変形を生じていることを示すものである。

(σ₁-σ₃)~ε曲線よりその特徴を大別すると以下のように二つの傾向に分類することができる。

- I) ε≦15%において(σ₁-σ₃)の最大値が明確に現われる場合。
- II) ε≦15%において(σ₁-σ₃)の最大値が明確に現われずに増加の傾向を程する場合。

以上の特徴を体積ひずみ(ε_v)の変化と関連してみると、I)の場合は、(σ₁-σ₃)_{max}に至る間はε_v(圧縮を正とする)が増加するが(σ₁-σ₃)_{max}の現われたεよりも幾分小さなεの時点より一定または減少(膨張)の傾向を程する。II)の場合は、一般にε_vが増加のみの傾向を程する場合が多い。

そこで、これらの変形特性を、側圧(σ₃)とひずみ量の関係で整理してみよう。

13種類の実験結果を用いて、各側圧における(σ₁-σ₃)の最大値に対する軸方向ひずみ(ε_f)と体積ひずみ(ε_v)について整理した結果を図-2に示す。

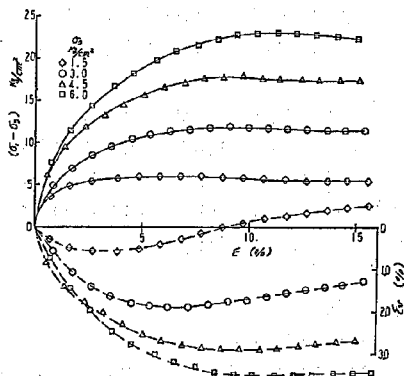


図-1 応力とひずみの関係

図-2より、13種類の実験結果に共通してみられることは、側圧の増加に伴って E_f および E_{vf} が増加する傾向が認められる。

同種類の岩において均等係数が同一で間隙比に差がある花崗岩(①, ②), 流紋岩(⑤~⑦), 緻密安山岩(⑧, ⑩)の各々について表-2と対応してみると、各側圧において $\bar{\sigma}_3$ に比例して E_f および E_{vf} が増加する傾向を示している。

次に、 $\bar{\sigma}_3$ が同程度で均等係数(ν_c)に差がある①と①①, ④と③, ⑤と③を比較してみると ν_c に比例して E_f および E_{vf} が小さく現われている。

以上の結果より(①-③)~Eにおける特性についてまとめると、 $\bar{\sigma}_3$ に比例して E_f

、 E_{vf} が増加する。又、各々の材料において均等係数が同一でも間隙比($\bar{\sigma}_3$)が大きい程、 E_f 、 E_{vf} が増加してII)の傾向を示し、間隙比が同程度でも均等係数が大きい程I)の傾向を示すものと考えられる。変形特性を支配する要因としては、粒子の強さ、粒子形状、間隙比(相対密度)および粒度分布等、その他多くのものが考えられるが、実験時における応力範囲(側圧)においては、間隙比および均等係数によって変形性が支配されるものと考えられる。

2-3 初期接線変形係数

応力~ひずみ曲線の形状変化を側圧とひずみの関係で整理した結果から供試体の間隙比および材料の均等係数に反比例および比例して各々の最大主応力差に至るまでのひずみ量が小さくなる傾向が認められた。ここでは、応力~ひずみ曲線の形状変化を初期接線変形係数に着目してその特性について整理してみる。

フィルダム材料の応力とひずみの関係は、図-1のような非線型性を示す。そこでこれら材料の非線型性を表現する一方法として三軸圧縮試験(側圧一定)より得られた応力とひずみの関係を双曲線で近似する試みがKondnerらによって行われている。又、双曲線近似した時の各側圧における初期接線変形係数は、次式のように表わせることがJanbuらによって実験的に明らかにされている。

$$E_t = K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\bar{\sigma}_3}{P_a} \right)^m \quad \text{----- (1)}$$

K, m : 実験から決められる定数 P_a : 大気圧
 $\bar{\sigma}_3$: 側圧 E_t : 初期接線変形係数

上記の方法を用いて、初期接線という意味から応力~ひずみ曲線においてひずみ量の小さな範囲での双曲線の近似度を重視して各々の材料について求めた各側圧と初期接線変形係数の関係を図-3に、又、(1)式における定数 K および m の値を表-3に示す。

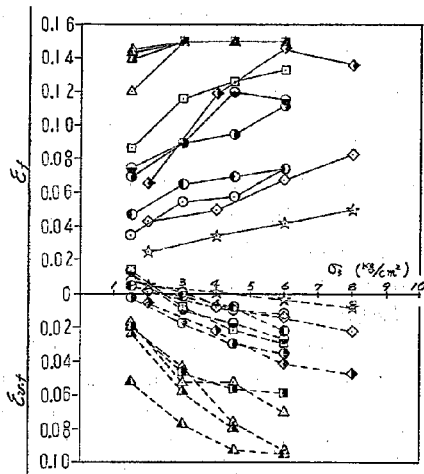


図-2 各側圧における E_f と E_{vf}

各材料の E_i と (σ_0/P_0) の関係を示す図-3についてみると、岩種および均等係数が同一で間隙比 e が違う場合については、 e の小さい方が E_i が大きな値を示し、 (σ_0/P_0) の増加による E_i の変化率は e の大きい方が増加する傾向を示す。

e が同程度で均等係数に差がある①と⑪、④と⑫、⑤と⑬と比較すると均等係数の大きい程に各側圧における E_i が大きな値となる傾向が認められる。

初期接線変形係数を表わす定数 K 、 n と間隙比、均等係数の関係を図-4、5に示す。

e と K 、 n の関係についてみると、 K については e が大きくなるにしたがって小さくなる傾向を示し、 n に関して 図-3 (σ_0/P_0) と E_i の関係

表-3 n および K の値

岩種	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮
圧密後の間隙比 e	0.26	0.38	0.24	0.35	0.46	0.61	0.64	0.48	0.41	0.65	0.23	0.32	0.45	0.36	0.53
均等係数 U_c	27	27	27	4	2.4	2.4	2.4	2.4	17	17	53	20	7	20	6
n	0.50	0.73	0.74	0.84	0.75	0.62	0.55	0.83	0.14	0.70	0.50	0.18	0.23	0.27	0.53
K	820	380	650	770	210	153	121	210	1170	250	940	930	570	1280	1100
備 考	○	●	●	●	△	△	△	△	□	□	☆	◇	◇		

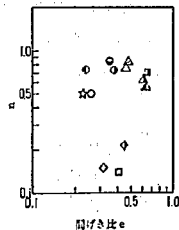
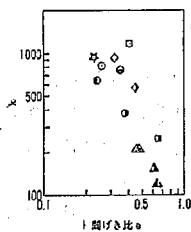
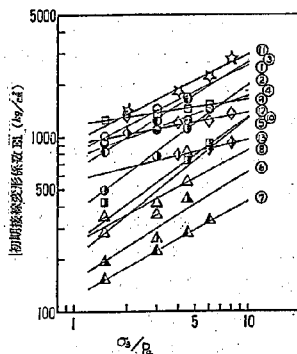


図-4 e と K 、 n の関係

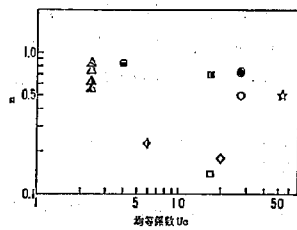
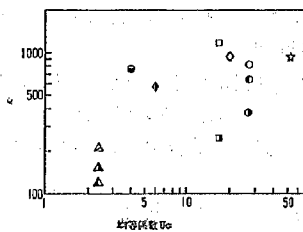


図-5 U_c と K 、 n の関係

248

は両者の相関性が乏しく顕著な傾向は認められない。

$\bar{\epsilon}$ と K の関係については、統体的に考えるとはっきりした傾向でないにしろ $\bar{\epsilon}$ が大きくなると K が大きくなり逆に $\bar{\epsilon}$ が小さくなる。ここで、両者の関係を $\bar{\epsilon}$ が同程度である①と⑪、②と⑨、④と⑫、⑤と⑬についてみると②と⑨を除いて K は $\bar{\epsilon}$ に比例し $\bar{\epsilon}$ は反比例した関係を示している。

以上の結果より、 K は $\bar{\epsilon}$ および $\bar{\epsilon}$ に $\bar{\epsilon}$ は $\bar{\epsilon}$ に支配され初期接線変形係数 E_0 が変化するものと考えられる。

2-4 軸方向ひずみと半径方向ひずみ

三軸圧縮試験(側圧一定)より得られる軸方向ひずみ (ϵ) と半径方向ひずみ (ϵ_r) の関係についても応力~ひずみ曲線の場合と同様な双曲線近似を行なう試みがなされ、各側圧状態での初期接線における ϵ_r/ϵ の関係は(2)式として表わされている(Kulhawy, Duncan, Seed)。

$$-\frac{\epsilon_r}{\epsilon} = G - F \log\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right) \quad (2) \quad \begin{array}{l} G, F: \text{実験から決められる定数,} \\ \epsilon, \epsilon_r: \text{圧縮方向を正とする}(\epsilon > 0) \end{array}$$

応力~ひずみ曲線の場合と同様に ϵ と ϵ_r の関係を初期接線における ϵ_r/ϵ に着目してその特性について整理してみる。

三軸圧縮試験時にはセン断過程における供試体の半径方向変位を測定していないため、下記の仮定に基づきセン断過程における供試体の体積ひずみ (ϵ_v) と軸方向ひずみより半径方向ひずみの算出を行った。

供試体に軸方向ひずみを与えると、半径方向ひずみは供試体の上下端より中央部に近づくに従って増加し、変形状態はびや樽型となることが多いが、軸方向ひずみを与えて体積変化を生じても供試体の形状が円柱状であるとして、 $\epsilon_r = (\epsilon_v - \epsilon)/2$ の式によって各々の ϵ に対する ϵ_r を求めた。

図-6に各材料の (ϵ_r/ϵ) と (σ_3/P_a) の関係を示す。

全材料において σ_3 の値に反比例した (ϵ_r/ϵ) との関係を示している。これは、 σ_3 の増加に伴ない半径方向の拘束が大きく作用するためである。

岩種および均等係数が同一で間隙比 ($\bar{\epsilon}$) の違う場合を対比してみると $\bar{\epsilon}$ が小さい程に同じ

(σ_3/P_a) に対して (ϵ_r/ϵ) が大きく現われ 図-6 (σ_3/P_a) と $(-\epsilon_r/\epsilon)$ の関係

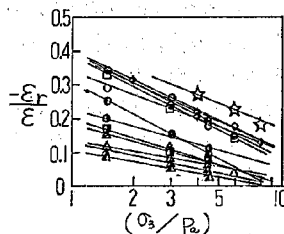


表-4 GおよびFの値

岩種	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮
圧密後の間隙比 $\bar{\epsilon}$	0.26	0.38	0.24	0.35	0.46	0.61	0.64	0.48	0.41	0.65	0.23	0.32	0.45	0.36	0.53
均等係数 U_0	27	27	27	4	2.4	2.4	2.4	2.4	17	17	53	20	7	20	6
G	0.34	0.23	0.31	0.39	0.14	0.13	0.11	0.18	0.39	0.20	0.42	0.40	0.39	0.28	0.25
F	0.36	0.29	0.55	0.53	0.18	0.21	0.19	0.30	0.50	0.31	0.40	0.45	0.43	0.33	0.34
備考	○	●	●	●	△	△	△	△	□	■	☆	◇	◆		

ている。表-4に(2)式の G と F の値を。図-7, 8に定数と $\bar{\epsilon}$, U_c の関係を示す。

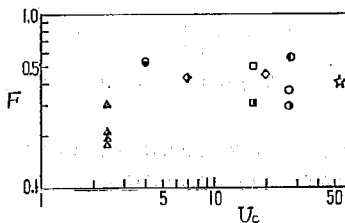
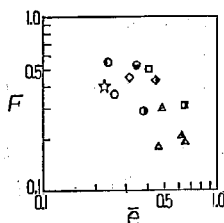
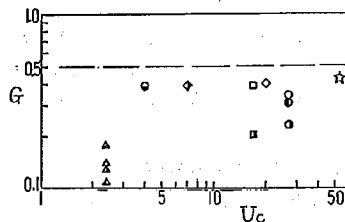
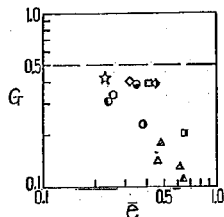
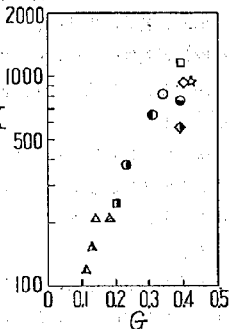


図-7 $\bar{\epsilon}$ と G , F の関係

図-8 U_c と G , F の関係

図-7, 8の関係は、 ϵ_r の精度とあいまってバラツキの多い結果となったが、 G , F とも $\bar{\epsilon}$ の値に反比例した関係が認められる。 U_c との関係については定性的な傾向が認められず何とも言えない。

ここで、 $E\epsilon$ と (ϵ_t/ϵ) の関連を知るために図-9に両者の定数 K と G の関係を示す。図-9においては、 K と G に比例関係が認められる。このことより、主応力差の小さい範囲においては初期間隙比が小さい程に $E\epsilon$ および (ϵ_t/ϵ) の値が増加することを示唆しているものと考えられる。



§3 おわりに

フィルダム材料の変形特性を把握するために、三軸圧縮試験の結果 図-9 K と G の関係をもとに、応力~ひずみの関係で整理した。ロック材料の変形特性については、初期間隙比および均等係数との間に一定の関係がありそうことが認められたので、今後これらに以下の項目を追加して、定量的に検討したい。

- 1) 試験時の密度と相対密度との関係。
- 2) セン断時における粒子破砕が変形性に与える影響。
- 3) 最大粒径の相違による変形性の変化。
- 4) ダム堤体内の実応力(応力履歴)に伴う変形特性

50

8. 斜面抑止工の外力算定に関する二三 の考察

急傾斜地崩壊研究室

吉 川 正 徳

斜面抑止工の外力算定に関する二、三の考察

鳥嶺斜地崩壊研究室 吉川正徳

1. まえがき

毎年梅雨時や台風時にくり返されるがけ崩れ、道路や宅地造成に伴う切土のり面等の斜面崩壊の問題は、国土保全あるいは開発において大きなウエイトを占めているにもかかわらず、降雨、地震等の諸因の多様さと斜面を構成している地山の地形、地質、土質条件等の素因の複雑さにより、その技術的水準は必ずしも満足のものではなく、従来の経験に頼る所が多い。

崩壊形態を正しく想定し、降雨による崩壊要因と検討し、その崩壊面（すべり面）の降雨時の強度を的確に把握できれば、自然斜面の崩壊対策工の設計外力を算定できるという観点から、基礎的な実験を行ない、これに基づいて、実地的な計算方法を開発した。

2. 目的

自然斜面の安定計算は、斜面崩壊対策工設計、斜面の危険度判定の基礎であるが、対象となる斜面の地盤条件の複雑さと降雨条件の計算式への導入の困難さ等により確立されておらず、一般約には、地山の均質の場合に地盤を構成する土のせん断特性が土質試験によって明らかにされている場合に限り安定計算を行なうことが出来るとされている（日本道路協会、のり面工と斜面安定工指針）。

将来も、従来の経験、実態、実績との対比や、現地踏査時の工学的判断（Engineering Judgment）に頼らざるを得ないにしても、計算による方策も合せてできるようにする必要があり、この目的で若干の検討を行なった。

3. 方法

がけ崩れ発生のもっとも大きな原因は降雨であり、降雨に関連した崩壊要因は、①表面流水による浸食②間げき圧の上昇、③含水による地盤の強度低下、④含水による地盤の重量増、⑤パイピングによる局部崩壊とそれ進行、⑥風化がある。この内①、⑤、⑥については風状では理論的取扱いが実際上ほとんど不可能である。これらは、通常のり面被覆工等により施工面で対処されるが、雨水の浸透は対象となる斜面からの浸透を防ぐ得たとしても地下水等の形で地中の進入があるから結果的には防ぎ得ないと思われるから、②間げき圧の上昇、③含水による地盤の強度低下が検討事項として残る。

斜面安定の基礎となる考え方は、斜面の土中に生じているせん断抵抗力が、その上のせん断抵抗力を越えはいうらは斜面は安定を保っているが、ある連続面で抵抗力の超過が生ずるとすべりが発生し崩壊が生ずるというものである。即ち、すべりに抵抗する力/すべりを起こそうとする力、の比が小さくなれば崩壊に近づくと考えられている。

土のせん断抵抗力（ τ ）は、周知のクーロンの式で一般的に与えられ、有効応力表示の場合、

$\Delta = C + (\sigma - u) \tan \phi$ で示される。

間ガキ圧の上昇、 C 、 ϕ の低下により、崩壊に近づくことになるのは、この式でも表わされていることであり、また、重量の増加は、すべりを起こそうとする力を増大させる。

降雨時の不飽和土の間ガキ圧の挙動については、従来あまり研究されていない。

実験土槽に試料をつめ、これに強い雨を降らせた時の間ガキ圧の挙動を調べた。

図-1は、実験結果の一例と示したものである。

一連の実験から、同じ降雨量でも、土(不飽和土)の飽和度によって発生する間ガキ圧の値は異なり、不飽和土がある飽和以上の飽和状態になっていると、ある量の降雨により、間ガキ中の空気を追い出して、間ガキは水で満たされる状態になりこの時、高い間ガキ圧(この場合は間ガキ水圧)が発生することが分かった。

また含水による強度低下は室内試験で、重量増は簡単な計算で求まりえる。

以上の考慮により、崩壊要因にもとづく設計外力の算定と次のような手順で実施することとした。

- (1) まず現地調査によって、どのような形態で斜面が崩壊するの想定する。この時には、過去の経験、資料、及び近隣地区での崩壊性状が参考になる。
- (2) 斜面は、少なくともこれまで崩壊しなかったのだから、過去の最も条件の悪かった時の安全率 $F_s = 1$ としても、その後風化や地震の影響を受けないとすれば安定側である。オウツォンは消失する迄含水したが、間ガキ圧は発生しない状態を過去の最も条件の悪かった時とし、想定すべり面に対して $F_s = 1$ として、分割法等従来から用いられている方法により強度定数(C 、 ϕ)を求める。
- (3) 今後起り得る最も条件の悪い時は、飽和度100%とし浸潤面は工学的判断により、考えられる最大限まで上昇するものとする。このとき強度定数の低下と室内試験で求まるのが妥当であるが、これが本来ない場合は土質を考慮して適当に定める。

この条件で、最少限の不安定土塊の除去及びこれに伴う斜面形状の改良が行なわれた斜面に対して所定の安全率($F_s = 1.2 \sim 1.5$)を確保するのに必要な抑止力 P を求める。

4. 結 果

横須賀市西処見地区に試験地(写真-1)を設け現地調査を行ない、試料を採取し三軸圧縮試験に

土の種類	縦	横	高さ	体積	単位重量	初期含水
関東ローム 試験用土	165 mm	140 mm	472 mm	115/31 cm ³	122.9% wet	4.0%

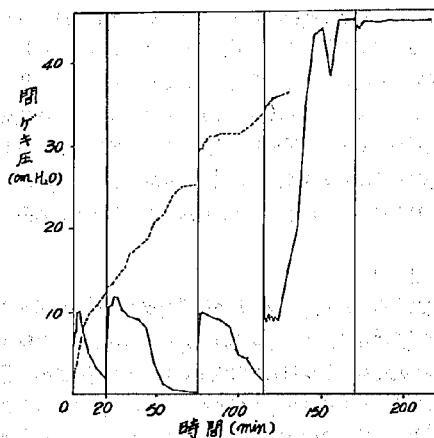


図-1

より強度定数 (C_u, ϕ_u) を決定した。(図-1、
図-2)、又比重量 $\gamma_s = 2.525$ 、間隙比 $e = 1.178$ 、乾燥密度 $\gamma_d = 1.160 \text{ g/cm}^3$ であった。

すべり面は、コンベントロメーターによる貫入
試験を行った結果、図-4のように決定した。

このすべり面に対して上記の方法に基づいて安定
計算を行なう。(安定計算は、一般によく用い
られる分割法による)

(1) 過水の最盛時の地盤性状

含水比 $W = 44.0\%$ (サツシ
0となる含水比と実験により求め
た) これより単位体積重量 γ を求
めると

$$\gamma_t = \gamma_d \cdot \left(1 + \frac{W}{100}\right) = 1.16 \times \left(1 + \frac{44.0}{100}\right) \\ = 1.670 \text{ (g/cm}^3\text{)} \text{ である。}$$

又この時の飽和度 S_r は、

$$S_r = W \cdot \frac{G_s}{e} = 44.0 \times \frac{2.525}{1.178} \\ = 94.3\%$$

この時の C_u, ϕ_u は図-2、図-
3の $C_u \sim S_r, \phi_u \sim S_r$ のグラフより
求めると $\phi_u = 3^\circ, C_u = 0.0419 \text{ t/cm}^2$
(0.44 g/cm^2) である。

$F_3 = 1.0$ として ϕ を仮定して C
を求めると

$$F_3 = \frac{\sum c l + W \cos \theta \cdot \tan \phi}{\sum W \sin \theta} = 1.0$$

$$\therefore C = \frac{\sum W \sin \theta - W \cos \theta \tan \phi}{\sum l}$$

より

$$\begin{cases} \phi = 3^\circ & \phi = 5^\circ & \phi = 15^\circ \\ C = 0.0474 \text{ g/cm}^2 & C = 0.0470 \text{ g/cm}^2 & C = 0.0445 \text{ g/cm}^2 \end{cases}$$

となり実験結果と $F_3 = 1.0$ としての計算結果がよく合う。

従って過水の最盛時の地盤性状は、 $PF = 0$ ($W = 44.0\%$)、 $S_r = 94.3\%$ 、 $C = 0.0474 \text{ g/cm}^2$ 、 $\phi = 3^\circ$ とする。



写真-1

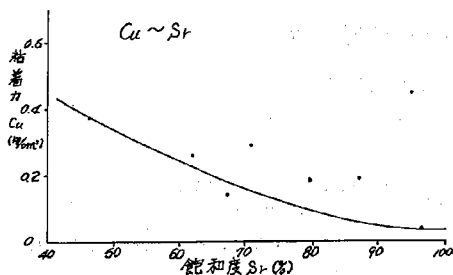


図-1

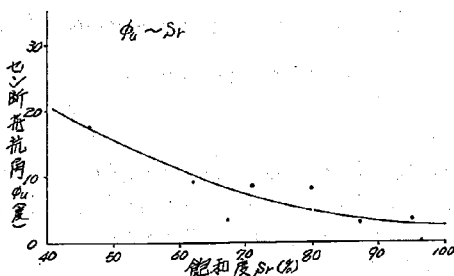


図-2

- (2) 今後起り得る最悪時の
地盤形状。

飽和度 S_r は 100% とす
る。強度定数は、図-2
、図-3 より $C_u = 2.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
、 $\phi_u = 2.5^\circ$ である。又、後
断面は地盤がひずるもの
とする。

$$W = S_r \cdot C_u \cdot \frac{1}{4.5} = 100 \times 2.35 \times \frac{1}{4.5}$$

$$= 52.2 (\%)$$

$$\therefore F_s = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{W}{100} \right) = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{52.2}{100} \right)$$

$$= 1.261 (\%)$$

これによつて安全率を
計算すると、

$$F_s = \frac{\sum C_u + \sum (W \cos \theta - U \cdot l) \tan \phi}{\sum W \sin \theta} = 2.673$$

となる。これより $F_s = 1.0$ となるに必要な抵抗力 P を求める。

$$F_s = \frac{\sum C_u + \sum (W \cos \theta - U \cdot l) \tan \phi + P}{\sum W \sin \theta} = 1.0$$

$$P = \sum W \sin \theta - \{ \sum C_u + \sum (W \cos \theta - U \cdot l) \tan \phi \} = 2.35 (\%)$$

である。この抵抗力 P に対して安全率が $F_s = 1.2 \sim 1.5$ になるよう対策工の設計を行なふ。

5. おとめ

崩壊要因に基づく設計外力の算定方法を提案した。不備な点はあるが、過去の経験、実績、現地踏
査等による工学的判断によりつくられた対策工を、この方法により計算して見るとともに、構造物に
及ぼす力の算定を更精し、これらの資料を累積して改良していけば、さらに合理的な方法になると思
っている。

参考文献

- (1) 高木、馬場：池中に及ぼる船直浸透の機構に関する研究、土木学会論文集第 144 号 (S42.8)
- (2) 小林、久美、川口：降雨実験からみた斜面の安定解析法、土木技術資料 Vol. 15, No. 3 (S48.3)
- (3) 安江、岡本、金内：斜面崩壊対策工の設計に関する一試論、第 9 回土質工学会研究発表会。

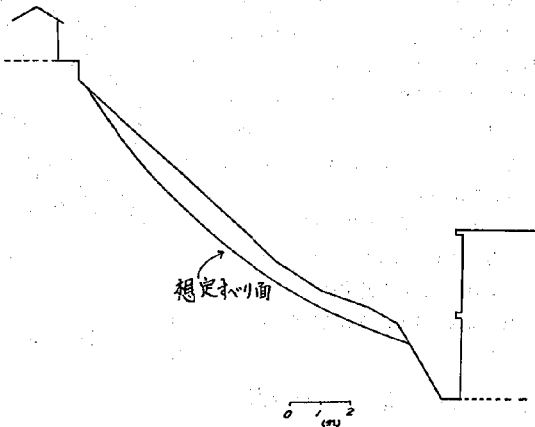


図-3

255

9. くい基礎の設計に用いる横方向K値 の実用推定式

基 礎 研 究 室

堀 部 正 文

くい基礎の設計に用いる横方向危値の実用推定式

基礎研究室 堀部正文

§1 まえがき

土木構造物の基礎の設計では、基礎の変位を推定する場合はもちろん、地盤反力を計算する場合でも地盤を種々のバネに置き換えて設計を進めることが多い。特にたわみ性基礎であるくい基礎においては、外力に対して、くい頭での水平バネ、回転バネおよび鉛直バネによってつり合わせるという方法がとられているため、設計精度は、設計の際に設定する上記バネ自身の精度に左右されると言える。したがって、くい基礎の設計精度を高めるためには、バネの推定精度を向上させることが必要である。

本文は、基礎研究室で収集した多数のくいの水平載荷試験例と統計解析によって分析し、くい基礎の設計で必要となるくいの横方向地盤反力係数(危値)について、主としてN値との相関を検討してみたものである。

§2 くい基礎設計における危値の取り扱いの現状

危値は、くいの任意深さにおける地盤反力度 α とその奥におけるくいのたわみ y との比 α/y で定義されるものである。危値は本来、地盤の性質によるほか、くい径、着目奥までの深さおよびその奥におけるくいの変位によって変化する値であると言われているが、これらの要素をすべて考慮してくいの挙動を解析することは非常に煩雑であるため、実用上は危値をくい深さ方向に一定と考えて処理している。危値を一定とし、くいを無限に長いものとした解析法はY.L.Changの方法と呼ばれており、地表面上の奥に、水平力 H を受けるくいのたわみ曲線は次式で表わされる。

$$\text{地上部 } y_1 = \frac{H}{6EI\beta^3} \{ \beta^3 x^3 + 3\beta^2 h x^2 - 3\beta(1+2\beta h)x + 3(1+\beta h) \} \quad \text{----- (1)}$$

$$\text{地中部 } y_2 = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{\beta x} \{ (1+\beta h) \cos \beta x - \beta h \sin \beta x \} \quad \text{----- (2)}$$

ここに、 $\beta = \sqrt[4]{kD/4EI}$ 、 EI : くいの曲げ剛性、 D : くいの径
上式より、くい頭変位(載荷奥変位) δ_r 、地表面変位 δ_0 は次のようになる。

$$\text{くい頭変位 } \delta_r = \frac{H}{3EI\beta^3} \{ (1+\beta h)^3 + 0.5 \} \quad \text{----- (3)}$$

$$\text{地表面変位 } \delta_0 = \frac{H}{2EI\beta^3} (1+\beta h) \quad \text{----- (4)}$$

危値は、くいの水平載荷試験による荷重 $\sim$ 変位の関係から逆算によって求めるのが最も望ましいが、一般には、現位置試験や室内土質試験の結果から推定している。この場合、土質資料としてN値を対象とすることが多いが、これはN値が唯一の土質資料である場合が多いこと、これまでの蓄積が豊富であるため他の土質常数との相関がとり易いなどの理由による。N値と危値との相関についてはこれ

まていくつか提案されているが、必ずしもその相関度は高いとは言えないようである。しかし、 ρ 値を一定とするChangの方法を設計に利用する以上、設計精度を高めるためには、 ρ 値の推定精度を向上させることが必要であると考えられる。

§3 ρ 値の推定式

今回使用した水平載荷試験のデータは表-1に示す150例であるが、実際には有限長のくいと考えられるもの（ ρ 値が3以下のもの）9例、データの一部が欠けていた4例を除いた137例がある。

逆算 ρ 値は、式(1)を ρ について整理し、載荷試験データを代入し、 ρ を求めた後、 $\rho = 4EI\beta^3/D$ を用いて計算した ρ を逆算 ρ 値とした。こうして算出した逆算 ρ 値とN値、くいの径、くいの曲げ剛性など載荷試験記録から判明している各要因との間の単相関をととり、これらのうち、相関の高い要因を組み合わせてることによって逆算 ρ 値を予測できるような推定式を作成した。

ρ 値とくいの地表面変位 δ とは図-1のような関係にあり、これは一般に $-1/2 \sim -1/3$ であると言われているが、今回の検討でもこの関係がほぼ成立していることが確かめられた。ここでは、現行の「道路橋下部構造設計指針、くい基礎の設計篇」とおり、

$$\rho = \rho_0 \delta^{-1/2} \quad \text{--- (5)}$$

とした。逆算 ρ 値（地表面変位1cmのときの逆算 ρ 値）を関係づけるものとして考慮した要因と逆算 ρ 値との相関係数を表-2に示す。この相関係数群から、くいの種類によってあまり差異がなく、最も相関の高いN/D ρ を定量的要因として取り上げることとした。また、 ρ 値は図-2に示すように、くいの種別や地盤種別など定性的な要因によって多少左右されると考えられるので、定性的要因としてくいの種、地盤種別を考慮した。以上から、 ρ 値の予測式として表-3に示す回帰式を作成した。

すなわち、 ρ はくいの種類、地表面からくい表までの1/3区間の地盤区分と当該区間の平均N値およびくいの径の4つを与えることによって推定できる。

表-1 データ(150例)の概要

くいの種類			地盤種別(地表面より 3区間を代表するもの)		
鋼管くい	106例	71%	砂礫層	21例	14%
			砂層	32	21
PCくい	16	11	互層	64	43
			ローム層	7	5
橋度打ちくい	28	18	粘土層	17	11
			シルト層	9	6

くいの外径(cm)		載荷点(地表面よりcm)	
30~40未満	9例	0.0	11例
40~50	10	0.0~10.0未満	0
50~60	42	100~200	20
60~70	25	200~300	26
70~80	6	300~400	12
80~90	10	400~500	13
90~100	1	500~600	35
100~120	32	600~800	22
120以上	15	800以上	9

くいの長さL(m)(地表面下)		平均N値(地表面より L/3区間の深さ平均)	
1.0m未満	9例	0.0~25未満	18例
1.0~2.0	33	25~50	40
2.0~3.0	45	50~100	41
3.0~4.0	36	100~150	19
4.0~5.0	24	150~200	7
5.0~6.0	1	200~250	10
6.0m以上	2	250以上	15

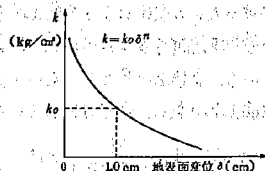


図-1 ρ と δ の関係

表-2 要因別相関係数

要因	高算値				逆算値			
	全体	鋼管	PC	橋度打ち	全体	鋼管	PC	橋度打ち
D	-	-0.33	0.19	-	log D	-	-0.32	0.44
I	-	-	0.50	-	log I	-	-	0.44
E	-	-	-	0.31	log E	-	-	-
N値	0.54	0.53	0.70	0.56	log N	0.48	0.42	0.42
E	-	-	-	-	log E	-	-	-
I	-	-	0.42	-	log I	-	-0.33	0.44
A	-	-0.35	0.47	-	log A	-	-0.33	0.44
1/D	-	-	-0.43	0.32	log(1/D)	-	-	-0.46
E I	-	-	0.42	-	log(EI)	-	-0.33	0.44
VEI	-	-0.33	0.46	-	log(VEI)	-	-0.40	0.34
VEI	-	-0.38	-	-	log(N/VEI)	0.44	0.39	0.55
3/VEI	-	0.41	-0.44	-	log(3/VEI)	0.51	0.52	-
N/VEI	0.40	0.35	0.75	0.63	log(N/VEI)	0.53	0.54	-
N/(VEI) ²	0.57	0.58	0.60	0.46	log(N/(VEI) ²)	0.51	0.52	-
D I	-	-0.34	0.30	-	log(DI)	-	-	-
N/D ²	0.60	0.60	0.19	0.55	log(N/D ²)	0.51	0.52	-

258

図-3に示す4ケースについて、式(6)による δ を用いて式(5)により荷重-変位曲線を計算し求め、実測値との突き合わせを行なつてみる。計算手順は次のとおりである。

- [illegible]

表-3 R_0 の推定式

$I_a = C_1 + C_2 + 1.089V \quad \text{--- (6)}$		
C_1, C_2 : 下記の値		
$X = \frac{N}{n}$		
N : 地表面下 $\frac{1}{3}$ 区間の平均 N 値		
D : $\frac{1}{3}$ の外値 (cm)		
n : 地表面単位 1 cm のときの λ 値 (kg/cm^2)		
C_1 の値	割合ぐい	1.073
	POぐい	0.440
	場所打ちぐい	1.149
	砂 灰 剤	0.866
	炒 炭 灰	0.217
C_2 の値	互 耐	0.255
	コ ー ス 層	-0.362
	粘土 土 層	-0.275
	結 石 土 層	0.0
	平均 N 値を求めた 区間を代表する地 帯区分によって定 まる値	

各ケースの屈の計算は図-3の中に示した。この屈を用いて図-4の計算チャートに従って計算した荷重-変位曲線と実測値とは、図-5～8の実線と破線と示される。ケースによって差異はあるが、N値しか判明していないような場合に、単くいの

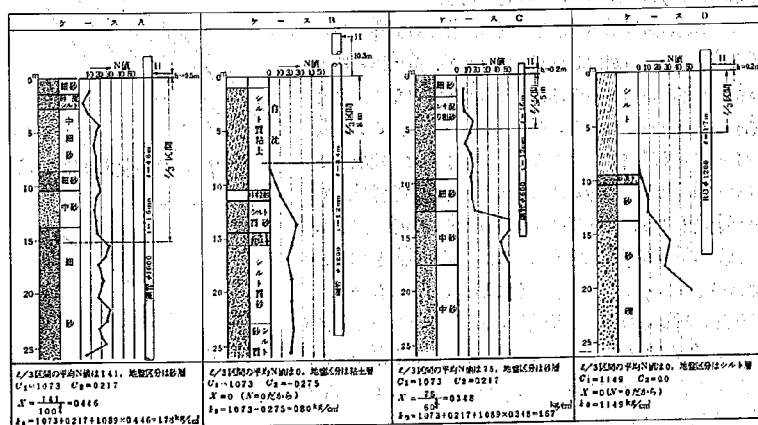


圖-3 計算例

荷重～変位の関係から、 κ の水平支持力や変位を推定する手法としては、今回設定した相関式および計算手法で十分採用できると思う。

§5 おとがき

今回作成した κ の推定式は、その基になった載荷試験のデータとして表-1に示すようなものを対象に統計手法により求めているため、推定式を使ううえでこれらのデータの範囲から逸脱している場合は使用すべきではない。特に、 κ の長い短い場合(β が3以下)は本式は使用できない。

また、地盤種別Cは6種類に区分されているが、土質柱状図から κ の上方1/3区間の土層を明確に判定できる場合は問題ないけれども、現実にはどの土層に区分するか迷う場合も多いと思われる(今回の検討では κ の上方1/3区間の単一層の占める長さなどを基に断定した)。これについては今後、用いた土質柱状図をさらに分析して行く所存である。

現在の κ の基礎の設計は、水平支持力、変位の計算において κ 値を前提とした設計法を採用しているが、載荷試験以外による κ 値の推定法については必ずしも十分ではなく、今後の研究テーマの一つとなっている。しかしながら、 κ の載荷試験を行なって設計を進めてゆくという手順は、現実にはなかなか困難であるため多くは推定によって κ 値を設定しているのが実情である。今回検討したものは単にN値、地盤区分といった最小限の土質資料を基にしたが、推定精度を向上させるためにはもっと多くの土質資料が必要とする。したがって、載荷試験と並行して各種の土質調査(特に、ボーリング孔による土の変形係数、乱さない試料の一軸、三軸圧縮試験および物理試験など)を行ない、載荷試験との対応を検討して、 κ 値の推定精度を向上させることが必要であろう。

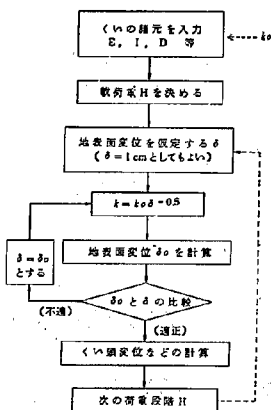


図-4 計算手順

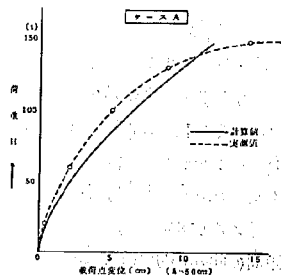


図-5 荷重～変位曲線(A)

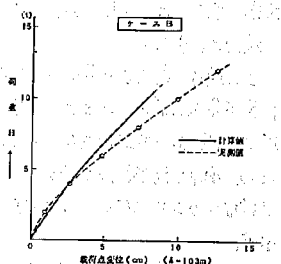


図-6 荷重～変位曲線(B)

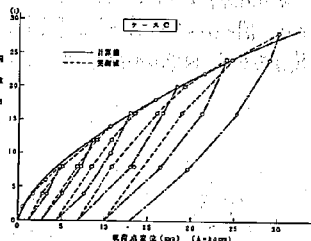


図-7 荷重～変位曲線(C)

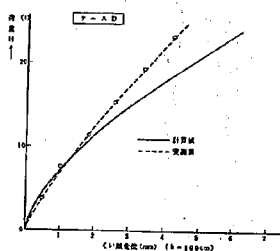


図-8 荷重～変位曲線(D)

10. 路面凹凸が橋梁設計衝撃係数に 与える影響

構 造 研 究 室

江 本 勝

路面凹凸が橋梁設計衝撃係数に与える影響

構造研究室 江 本 勝

§1 はじめに

経済の高度成長による需給の増大、道路網の整備により、自動車の大型化および走行速度の高速化が顕著な傾向にある。このため自動車が路面に加える荷重は益々苛酷となっている。また、最近の橋梁は新材料の開発および構造解析の進歩のため可撓性が増しつゝあり、振動しやすい性状をもつものがめだつ。そのため、時には舗装および橋梁床版の破壊を招くおそれがあり、また橋梁上の歩行者等に不快感・不安を抱かせるものもある。橋梁関係ではこれらの問題に対処するために、従来のけたの振動問題から進んで橋と車両の連成振動の問題にまで発展した研究が数多く行なわれている。具体的には、基本となる単一車走行の場合、または実際の設計活荷重に近い状態での橋けたの振動性状(動的応答)に関わる衝撃係数、疲労強度、および歩行者の振動感覚などに関して理論解析した研究成果がある。(1), (3), (4), (5)

さて、自動車が道路を走行すると、路面の凹凸あるいはたわみ性のために、自動車は上下・左右・前後に動揺し、自動車の各部には絶えず変動する力が作用する。この現象を道路側より見れば、路面にはタイヤ面を介して常に変動する自動車荷重(=自動車の静重量+動的付加荷重)が作用することとなる。この荷重は走行する自動車の構造特性(重量、バネ定数、振動の減衰性など)、走行速度、路面の凹凸度およびたわみ性の影響を受けるが、特に路面の凹凸の影響は大きく、段差部では大きな自動車荷重が発生するのは周知のとおりである。したがって自動車荷重の性質を考える際には、路面凹凸の性質との関係も明らかにする必要があり、当研究室では路面凹凸と動的付加荷重の実測調査を実施し、路面凹凸バースペクトルを用いた路面性状の評価、および路面凹凸と動的付加荷重の関係の把握を試み、その解析を行なっている。

また、さきに述べた道路橋の走行車両による動的応答の研究においては、その数値計算に際して路面の凹凸が考慮されているものも多いが、路面凹凸の良否が衝撃係数等に与える影響を扱ったものはほとんどなく、現道路橋示方書においても衝撃係数の算出式は支間長だけの関数で表わされており路面凹凸は考慮されていない。

以上から、路面凹凸の良否が自動車荷重の大きさに与える影響が大きく、したがって衝撃係数によらず影響も大きいと考えられるので、本論ではこの点を明らかにすることを目的とする。即ち、路面凹凸を有する単純桁橋上を、2自由度系に置換した車両1台が走行したときの主桁の動的応答および衝撃係数を数値計算で求め、路面凹凸、車両走行速度および橋梁長が衝撃係数に与える影響について考察を加えた。

§2 理論式の誘導

前章の目的を達成するために、シミュレーション法による数値計算を行なった。この章ではその理

論式の誘導を示す。

過去の論文では自動車を1自由度系のモデルに置換したものが多い。しかし普通に見られる滑らかな路面凹凸に伴って発生する自動車荷重は、バネ上質量の振動数(2~4 Hz)に相当するものが卓越するものの、段差部等で路面凹凸高が急激な変化を示すところではバネ下質量の振動数(10~15 Hz)に相当するものが卓越する傾向にある。したがって自動車モデルとして1自由度系を用いるのは妥当でなく、本調査では2自由度系を用いることとした。

路面凹凸をもつ単純桁橋(単位長当たり重量・曲げ剛性一定)上を2自由度系に置換した単一車が等速走行したときの、橋梁の任意着目点の応答および動的付加軸重(=自動車荷重-静重量)を求めるために座標を図-1のようにとる。ここで、

- m_1 : バネ上質量
- m_2 : バネ下質量
- k_1 : 懸架バネ定数
- k_2 : タイヤバネ定数
- C_1 : 懸架粘性係数
- C_2 : タイヤ粘性係数
- z_0 : 路面の凹凸高
- z_1 : バネ上質量の変位
- z_2 : バネ下質量の変位
- z_3 : 桁の変位

である。

単純桁の応答を一般座標 $q_n(t)$ と基準関数 $X_n(x)$ を用いて表わすと、

$$z_3 = \sum_{n=1}^{\infty} q_n(t) \cdot X_n(x) = \sum_{n=1}^{\infty} \dot{q}_n(t) \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (2.1)$$

となる。

つぎに自動車・橋梁系の運動方程式をエネルギー法より求める。車面・橋梁の位置エネルギーを V 、運動エネルギーを T 、散逸エネルギーを D とすれば、

$$V = \frac{EI}{2} \int_0^l \left(\frac{\partial^2 z_3}{\partial x^2} \right)^2 dx + \frac{1}{2} k_1 (z_1 - z_2)^2 + \frac{1}{2} k_2 (z_2 - z_3)^2 - m_1 g z_1 - m_2 g z_2 \quad (2.2)$$

但し、 EI : 曲げ剛性

$$T = \frac{1}{2} \frac{w}{g} \int_0^l (\dot{z}_3)^2 dx + \frac{1}{2} m_1 (\dot{z}_1)^2 + \frac{1}{2} m_2 (\dot{z}_2)^2 \quad (2.3)$$

$$D = \frac{1}{2} C_2 \int_0^l (\dot{z}_3)^2 dx + \frac{1}{2} C_1 (\dot{z}_1 - \dot{z}_2)^2 + \frac{1}{2} C_2 (\dot{z}_2 - \dot{z}_3)^2 \quad (2.4)$$

但し、 w : 橋の単位長当たり重量、 C_3 : 橋の減衰係数

となる。式(2.1)~(2.4)をラグランジュの運動方程式

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}} \right) - \frac{\partial T}{\partial q} + \frac{\partial V}{\partial q} + \frac{\partial D}{\partial \dot{q}} = 0$$

に代入すれば次の方程式を得る。

$$\ddot{q}_n + 2\beta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n + \frac{2g}{\omega_l} \{ k_2 (\bar{z} - z_2) - m_1 g - m_2 g + C_2 (\bar{z} - z_2) \} \cdot \sin \frac{n\pi x}{l} = 0 \quad (2.5)$$

ここで、
$$\beta_n = \frac{C_3}{2\omega_n(w/g)} \quad , \quad \omega_n = \left(\frac{n\pi}{l}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{w}}$$

である。一方車両の運動方程式より、

$$m_1 \ddot{z}_1 + C_1(\dot{z}_1 - \dot{z}_2) + k_1(z_1 - z_2) = 0 \quad \text{----- (2.6)}$$

$$m_2 \ddot{z}_2 + C_1(\dot{z}_2 - \dot{z}_1) + k_1(z_2 - z_1) + C_2(\dot{z}_2 - \dot{\bar{z}}) + k_2(z_2 - \bar{z}) = 0 \quad \text{----- (2.7)}$$

となり車両の動的付加荷重 P は次式で与えられる。

$$P = C_1(\dot{z}_1 - \dot{z}_2) + k_1(z_1 - z_2) - m_2 \ddot{z}_2 = -m_1 \ddot{z}_1 - m_2 \ddot{z}_2 \quad \text{----- (2.8)}$$

式(2.5)~(2.7)の多元連立微分方程式を解けば $q_n, \dot{z}_1, \dot{z}_2$ が求まり、これを式(2.1),(2.8)に代入することにより、橋梁の任意着目点の応答および車両の動的付加荷重を求めることができる。しかし、この微分方程式を解析的に解くのは困難であるので、ルンゲ・フッター・ギル法によって数値計算することとした。この時の初期条件としては、車両が橋梁片端部をスタートする $t=0$ のときに、自動車・橋梁系のいかなる部分も運動していないものと考え、

$$t=0 \text{ のとき} \quad z_1 = z_2 = q_n = 0$$

$$\dot{z}_1 = \dot{z}_2 = \dot{q}_n = 0$$

$$\ddot{z}_1 = \ddot{z}_2 = \ddot{q}_n = 0$$

とした。

表-1 橋梁諸元

スパン (m)	単位長さ 当り重量 (kg/m)	曲げ剛性 (kg-cm ²)	減衰 係数	固有振動数 (Hz)		
				1次モード	2次モード	3次モード
20	2420.0	6.21	0.02	6.230	24.922	56.074
30	2586.7	12.42	0.02	3.786	15.444	34.073
40	2670.0	24.41	0.02	2.934	11.754	26.446
50	2720.0	42.20	0.02	2.450	9.800	22.049
60	2753.3	65.78	0.02	2.111	8.445	19.001
80	2795.0	130.31	0.02	1.665	6.650	14.985
100	2820.0	218.01	0.02	1.367	5.459	12.304

§3 数値計算

(1) 衝撃係数の定義および着目点

主桁にわける衝撃係数は次式で定義した。

$$i = \frac{(\text{動的にわける最大値})}{(\text{静的にわける最大値})} - 1 \quad \text{--- (3.1)}$$

したがって、動的にわける最大値を示す時の車両位置と、静的にわける最大値になる時の車両位置は必ずしも一致しない。また、衝撃係数は橋梁上の着目点の位置によってその値が異なるが、今回の計算においては車両が進入する方の桁端部からの距離が $l/2$ の点 ($1/2$ 点, l : 支間長) および $l/4$ の点 ($1/4$ 点) を着目点とした。

(2) 橋梁諸元

数値計算に用いた単純橋の支間長は $l = 20, 30, 40, 50, 60, 80, 100$ m のものであり、 q_n の諸元は表-1にまとめた。これらの数値は文献(1)より引用したもので、一車線用に概算されている。

表-2 車体諸元とバネ定数

バネ上質量	m_1	8737/98 (kg-cm)
懸架バネ定数	k_1	220200 (kg/cm)
車架揺動性定数	C_1	12.630 (kg-s/m)
バネ下質量	m_2	1243/98 (kg-s/m)
タイヤバネ定数	k_2	845900 (kg/cm)
タイヤ揺動性定数	C_2	207.3 (kg-s/m)
バネ上振動数	$(\omega_1) : \sqrt{k_1/m_1}$	15.7 (rad/s)
車架揺動定数	$(\beta_0) : C_1/(2\omega_1 m_1)$	0.45
バネ下振動数	$(\omega_2) : \sqrt{k_2/m_2}$	81.7 (rad/s)
タイヤ揺動定数	$(\beta_0) : C_2/(2\omega_2 m_2)$	0.01
バネ上・バネ下質量比	$(R_{m0}) : m_2/m_1$	0.142

(3) 車両諸元

数値計算に用いた車両諸元を表-2に示す。この諸元は当研究室が実施した路板走行実験結果から定めたパラメータ²⁾を用いて、総重量10tonとなるように定めたものである。

(4) 路面凹凸

路面凹凸は文献3)を参考にして、平均値0の定常確率がウス過程としてモデル化した。すなわち路面凹凸高は、

$$Z_0(x) = \sum_{k=1}^N a_k \cos(\omega_k x + \phi_k) \quad (3.2)$$

但し、 $a_k^2 = 4 \cdot S_{Z_0}(\omega_k) \cdot \Delta\omega$

$S_{Z_0}(\omega)$: 路面凹凸パワースペクトル

$\Delta\omega = (\omega_u - \omega_d) / N$

ω : 路面凹凸の空間円振動数(rad/m)

$\omega_k = \omega_d + (k - 1/2) \cdot \Delta\omega$

ω_u, ω_d : ω 軸の上、下限値

N : 十分大きな正整数

ϕ_k : 0と2 π の間の一様乱数

で表わされる。今回の数値計算では、 $\omega_u = 10 \times 2\pi$, $\omega_d = 0.01 \times 2\pi$, $N = 1000$ を用いた。また $S_{Z_0}(\omega)$ は、路面凹凸パワースペクトルによる路面評価基準条(ISO/TC108/WG9)(図-2参照)を参考に次式を表わすこととした。

$$S_{Z_0}(\Omega) = a \cdot \Omega^{-2} \quad (3.3)$$

但し、 $\Omega = \omega / 2\pi$: 路面凹凸の空間周波数(C/m)

a : 路面凹凸の良否によって定まる定数

ここで、路面凹凸は3種類のものを用いるために、 a の値を表-3のように定めた。このようにしてシミュレートされた路面凹凸からBlackman-Tukey法によりパワースペクトルを求めた結果を図-2に示す。

(5) 積分の時間ピッチ

さて、実際の数値計算に際しては積分の時間ピッチ(Δt)が問題となる。この点を検討するために $l = 20m$ の橋梁、Cの凹凸を用いて計算を行った。この時、橋梁の振動モードは3次までを用いることとし、 Δt を3次固有周期(0.078秒)の $1/2, 1/4, 1/8, 1/16, 1/32$ に変化させて σ を求めた。結果を図-3に示す。この計算結果から、 $\Delta t = 0.002$ 秒であれば充分であると判断した。

表-3 aの値

路面凹凸の種類	aの値
A	0.05066
B	0.20264
C	0.81057

$S_{Z_0}(\Omega)$
(mm)²·m/c

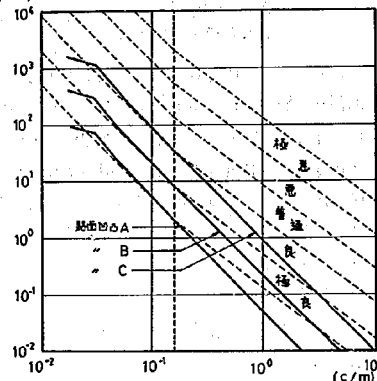


図-2 路面凹凸パワースペクトル(A,B,C)および評価基準(ISO/TC108/WG9 第5.1972)

(6) 路面凹凸の一様性の検討

(4)によりシミュレートされた路面凹凸は、その求め方から理解できるように200mの区間を1サイクルとした周期性をもつ。したがって、数値計算を行なう場合、この200mの長さの凹凸高シリーズのうちどの部分が橋梁上にあたるかによって、その値が異なる心配がある。そこで、 $l=20$ mの橋梁およびCの凹凸を用い、車両走行速度 $V=16$ m/sのときの1/2点および1/4点の衝撃係数を、橋梁上に想定する路面凹凸を図-4に示すように、 $X_s=0, 25, 50, \dots, 175$ mに変化させて求めた。その値を表-4に示す。本表からその値にバラツキが多く、同じパワースペクトルをもった路面凹凸であっても、橋梁支間長程度の短区間の路面凹凸が有する性質は一律でないことが理解される。

そこで、 $X_s = n \cdot \Delta X$ ($n=0, 1, 2, \dots, N$; ($N+1) \cdot \Delta X = 200$) のときの i を1つのサンプル値と考え、このサンプル値 $N+1$ 個から最大値(i_{max})、平均値($\bar{i}$)、最小値(i_{min})、標準偏差(σ_i)および変動係数(δ_i)を求めることとした。この場合でも ΔX の値をどの程度小さくとれば、 σ_i の値が安定するか検討する必要がある。この検討結果から $\Delta X=1$ mを用いることとした。したがって、200個のサンプル値から $i_{max}, \bar{i}, \dots$ を求めたことになる。(表-5)

表-4 路面凹凸の一様性の検討(X_s の影響)

X_s (m)	衝撃係数 i	
	1/4 点	1/2 点
0	0.379	0.298
25	0.429	0.298
50	0.814	0.863
75	0.439	0.439
100	0.186	0.202
125	0.556	0.614
150	0.510	0.402
175	0.549	0.519

$l=20$ m, 路面凹凸C, $V=16$ m/s

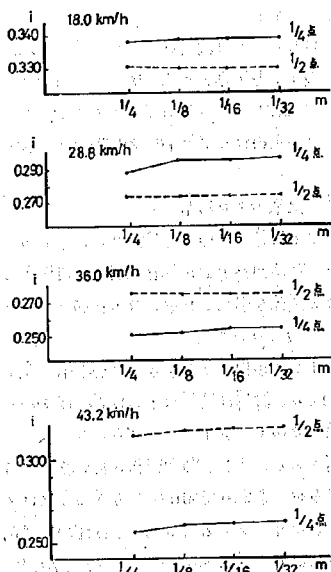


図-3 種々の時間ピッチ(Δt)の影響($l=20$ m, 路面凹凸C)
($\Delta t=0.0178 \times m^{1/2}$)

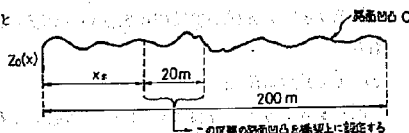


図-4 路面凹凸の一様性の検討

表-5 路面凹凸の一様性の検討(ΔX の影響)

ΔX (m)	i_{min}	$\bar{i}$	i_{max}	σ_i
0.25	0.090	0.456	0.854	0.1592
0.50	0.090	0.456	0.854	0.1591
0.75	0.125	0.461	0.848	0.1601
1.00	0.090	0.457	0.848	0.1601
1.25	0.145	0.457	0.848	0.1573
1.50	0.125	0.464	0.848	0.1625
2.00	0.156	0.455	0.824	0.1580
2.50	0.151	0.464	0.814	0.1584
3.50	0.125	0.483	0.784	0.1611
5.00	0.177	0.438	0.814	0.1441

$l=20$ m, 路面凹凸C, $V=16$ m/s, 1/4点

7) 本計算

以上のような設定のもとに、 $l = 20\text{ m}$ については路面凹凸3種×走行速度7種×着目点2ヶ所（ $1/4$ 、 $1/2$ 点）の42ケースの数値計算を行い、たが、計算時間が長くなることと、 $1/4$ 点の $\bar{\sigma}$ が常に $1/2$ 点のそれよりも大きいため、 $l \geq 30\text{ m}$ については $1/4$ 点のみに着目し、 $l = 100\text{ m}$ では走行速度 $V = 10, 20\text{ m/s}$ の2種のみを計算した。

8.4 結果および考察

前章で計算した結果を検討するにあたり、スパン長、路面凹凸および着目点別に走行速度と衝撃係数の関係を図化したたが、その一部を図-5に示す。

(1) δ_i について

サンプル値のばらつきを度合を示す δ_i に考察を加える。計算結果⁶⁾によれば δ_i は20~47%の間に分布しており、そのばらつきが大きいのが理解される。また、路面凹凸が良い程 δ_i は大きくなるが、車速の増加に伴う δ_i の変化は l によって異なり、 $l = 20, 30\text{ m}$ では増加の傾向を示すのに対し、 $l \geq 40\text{ m}$ では $V = 12, 10, 8\text{ m/s}$ のあたりが最大値をもつ。このように δ_i は路面凹凸、車速、および支間長の影響を受けて複雑な変化を示すが、その値が全般的に大きいのが注目される。

(2) $\bar{\sigma}$ と車速の関係

図-5のように、各図面から車速の増加とともに $\bar{\sigma}$ が単調増加しているのが読みとれる。また、その増加の割合は、高車速領域程ゆるやかである。

(3) $\bar{\sigma}$ と路面凹凸の関係

路面凹凸の良否が $\bar{\sigma}$ に与える影響は非常に大きいことが図-5からわかる。路面凹凸がBおよびCのときの $\bar{\sigma}$ の路面凹凸がAのときの $\bar{\sigma}$ に対する比を求めた結果が表-6である。この表から、車速および支間長の影響はあまり受けず、また路面凹凸高はBはAの2倍、CはAの4倍であるので、 $\bar{\sigma}$ の比率はこの倍率より大きい値を示している。このことから、いかに路面凹凸の影響が大きいかが理解できるとともに、衝撃係数の基準値を定める場合には、路面凹凸の良否というパラメータを加えるのが合理的と考えられる。

(4) $\bar{\sigma}$ と l の関係

図-6に $\bar{\sigma}$ と l の関係を図示した。不規則振動論を用いた従来の研究成果^{4), 5)}によれば、1台の

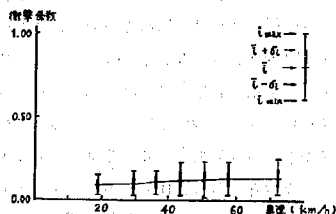


図-5(1) 衝撃係数
($l = 40\text{ m}$, 路面凹凸A, $1/4$ 点)

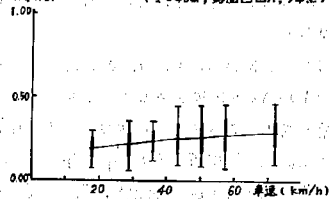


図-5(2) 衝撃係数
($l = 40\text{ m}$, 路面凹凸B, $1/4$ 点)

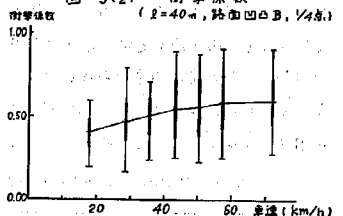


図-5(3) 衝撃係数
($l = 40\text{ m}$, 路面凹凸C, $1/4$ 点)

車両走行に伴う衝撃は、車両と橋梁の振動の連成を無視し車両の接地力を定常ランダム外力と仮定した場合、車両と橋梁の固有振動数比が1に近いときに橋梁の応答が実測データに合わないほど過度に大きくなるが、車両と橋梁の連成を考慮した場合には、両者の振動数比が1に近づくにつれて橋梁の応答は大きくなるものの、過度になることはないとされている。今回の数値計算では、その手法としてシミュレーション法を用いたが、図-6に結果を示すように車両バネ上質量と橋梁の固有振動数比が1近くなると思われる $l=40$ および 50 mにおいて、 $\bar{I}$ の増加はそれほど見られず、 $l \geq 60$ mでは l が大きくなるに従って減衰する傾向が見られる。

表-6 $\bar{I}$ への路面凹凸の影響(1/4点)
(路面凹凸Aのときの $\bar{I}$ を1とした比)

車速 (km/h)	18.0	28.8	36.0	43.2	50.4	57.6	72.0
B	20	2.11	2.14	2.14	2.14	2.13	2.06
	30	2.13	2.17	2.13	2.14	2.14	2.13
	40	2.15	2.13	2.16	2.17	2.15	2.11
	50	2.14	2.14	2.21	2.14	2.15	2.11
	60	2.14	2.15	2.14	2.13	2.09	1.79
	80	2.12	2.14	2.10	2.07	2.02	1.88
	100	—	—	2.03	—	—	1.79
C	20	4.47	4.57	4.53	4.53	4.59	4.42
	30	4.57	4.72	4.64	4.63	4.69	4.61
	40	4.54	4.62	4.62	4.76	4.65	4.43
	50	4.53	4.60	4.90	4.61	4.62	4.49
	60	4.52	4.62	4.67	4.59	4.47	4.35
	80	4.49	4.70	4.54	4.37	4.26	3.85
	100	—	—	4.30	—	—	3.64

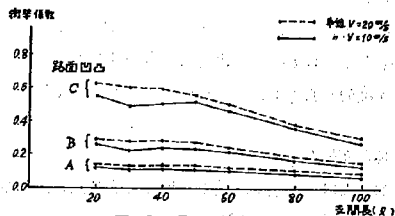


図-6 $\bar{I}$ と l の関係

§5 結論および今後の問題点

前章の考察から、単一車走行による橋梁の衝撃係数を以下のようにとりまとめた。走行速度については§4(2)より、 $V=72$ km/hの結果を用いれば十分安全であると考えられる。また(1)で述べたもののサンプル値のばらつきを考慮して、衝撃係数を $\pm 2\sigma$ で表わすことにする。この結果を図-7に示す。

また、今後検討すべき問題点として

- (1) 前章で衝撃係数に与える路面凹凸の良否がいかに大きな影響を与えるかを示したが、計算に用いた路面凹凸は仮想のパワースペクトルからシミュレートしたものであり、現存する舗装路面との対比が不十分である。

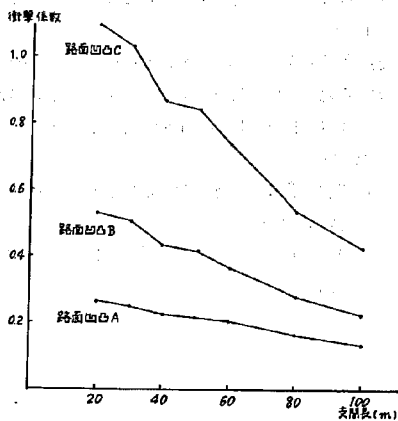


図-7 単一車走行時衝撃係数 ($l = \pm 2\sigma$)

したがって、完成直後の舗装路面のパワースペクトルが大体どれ位の値をもっているのか、またそれの経年変化による劣化がどの程度であるのか、さらに舗装面の悪化の限度等を明らかにすることにより、我々が考慮すべき衝撃係数の最大値が明確になるものと考えられる。

12) 今回は1台の車両が走行したときの衝撃係数を求めたものであり、この結果を設計に用いるべき基準として拡張するためには、載荷台数による衝撃係数の通減効果を明らかにする必要があり、現在々の数値計算を行なっている。

13) 今回の計算では、伸縮継手部に生じ易い段差を考慮に入れなかった。段差部を車両が通過したときに発生する自動車荷重は非常に大きく²⁾、これが床版を通して主桁に伝わるので主桁に与える衝撃係数に与える影響は小さいと考えられるものの、伸縮継手部付近の床版に対しては苛酷な荷重となる可能性がある。幸い今回用いた計算手法がシミュレーション法であり、この問題についての取扱いが簡単である。したがってこの点について検討を加える予定である。

があげられる。

あとがき

構造研究室においては以前から橋の構造特性に関する研究が行われており、将来は模型実験の計画も予定されている。最後に、本研究をすこめるにあたり成田信之構造研究室長および桂樹正隆研究員の援助を戴きましたことに對し、ここに謝意を表します。

〔参考文献〕

- 1) 山田・小堀：活荷重に対する道路橋の動的応答 — 衝撃係数 — に関する考察，土木学会論文集，No.148，1967-12
- 2) 成田・桂樹・野中：自動車走行にともなう道路の騒音と振動，自動車技術，Vol 30，No. 12，1976
- 3) 星谷・中根：橋の振動による心理的反應の理論解析，土木学会論文集，No. 246，1976-2
- 4) 小堀・堤川：単一動荷重に対する道路橋の振動感覺，土木学会論文集，No. 248，1976-4
小堀・堤川：振動感覺を評価するためのアーチ橋の動的スペクトル，土木学会論文集，No. 251，1976-7
- 5) 吉村・彦坂・内容：単一走行車両による道路橋の非定常ランダム応答の解析，土木学会論文集，No. 258，1977-2
- 6) 成田・桂樹・江本：橋の構造特性に関する試験調査報告書（Ⅱ-1976），土木研究所資料，No. 1233，1977-3

11. 鋼繊維補強コンクリートを用いた 梁の曲げひびわれ

コンクリート研究室

小 林 保

鋼繊維補強コンクリートを用いた梁の曲げひびわれ

コンクリート研究室 小林 保

1. はじめに

鋼繊維補強コンクリートは、均一に分散された鋼繊維の作用により、ひびわれ幅の拡大が抑制される効果が期待されている。鉄筋コンクリート床版、鉄筋コンクリート桁などの曲げ部材は一般に引張側断面のひびわれを許容する前提で設計されているが、ひびわれ幅が大きくなると鉄筋の腐食などが問題となる。そのために鉄筋の強度が十分に生かされない場合も起きているが、そのような場合に鋼繊維補強コンクリートを用いて鋼繊維が期待どおりにひびわれ拘束効果を発揮するならば、このような部材の設計に当って鉄筋の強度が有効に利用され得ると考えられる。この場合に曲げひびわれが発生するのは梁の下部だけであるので、この部分に鋼繊維補強コンクリートを用い、上部には鋼繊維を混入しない普通コンクリートを用いるのが合理的であると考えられる。本報告は、鋼繊維が期待どおりのひびわれ拘束効果を発揮するかどうかを確認するために、梁伏試体を制作し、静的載荷試験および繰返し載荷試験を行った結果をとりよめたものである。

2. 実験方法

実験は静的載荷試験と繰返し載荷試験の2系列の実験を行った。伏試体の種類としては、梁全体に1種類のコンクリートを用いた単一梁と、梁の断面の下部には鋼繊維補強コンクリートを用い、上部には鋼繊維を混入しないコンクリートを用いた複合梁を考えた。コンクリートの鋼繊維混入率は0%、1%、2%の3種類とした。これらの要因を組み合わせる図-1に示す4種類の断面を定めた。同一の試験に2体の伏試体を供した。伏試体には荷重の種類(S:静的, F:繰返し)、断面の種類(図-1参照)、伏試番号(1または2)を組み合わせる、例えばS-I-1のように記号をつけた。なお、伏試体F-Iについては2体とも試験機の操作を誤ってデータが得られなかったので追加実験を行い、その記号をF-IIとした。

使用したセメントは早強ポルトランドセメントである。使用骨材は表-1に示すものを用いた。鋼繊維の寸法は $0.25 \times 0.25 \times 25 \text{ mm}$ で、形状は波形、比重は2.85である。混和剤は空気非連行性の減水剤を用いた。鉄筋は異形鉄筋SD35のD10を用いた。

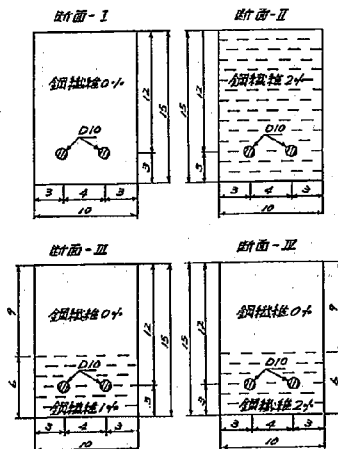


図-1 伏試体の断面図 (単位:cm)

梁の外形寸法、配筋はすべての梁について同一とした。幅10cm、高さ15cmで有効高さ12cmの位置に異形鉄筋D10を2本配置した。鉄

表1 使用骨材

		比重	吸水率 (%)	粗粒率	最大寸法 (mm)	産 地
静的載荷試験に用いた供試体	細骨材	2.50	5.3	3.01	—	久慈川, 川砂
	粗骨材	2.69	6.0	—	15	鹿島町, 陸砂利
繰返し載荷試験に用いた供試体	細骨材	2.55	1.67	3.33	—	鹿島町, 陸砂
	粗骨材	2.54	1.06	—	15	鹿島町, 陸砂利
追加実験に用いた供試体	細骨材	2.63	2.04	3.07	—	富士川, 川砂
	粗骨材	2.66	1.10	—	15	富士川, 川砂利

筋比は1.19%である。複合梁では下部6cmに鋼繊維補強コンクリートを、上部9cmに鋼繊維を混入しないコンクリートを打込んだ。スターラフは用いなかった。供試体の長さは180cmとした。コンクリートの配合はさまざまな鋼繊維混入率において圧縮強度とワーカビリティとを一定とするために、水セメント比およびスランプを一定として定めた。床版、桁などの部材を想定しているため、設計基準強度300~400 kg/cm²程度と考えて W/C=50%と定めた。これらの部材は配筋が複雑であると考えられるのでコンシステンシーの或る程度大きなコンクリートを打込む必要があると考えてスランプ8cmとした。追加実験では、骨材の比重による差異を補正して本実験と同じ配合で練り混ぜたがスランプ8cmのコンクリートは得られなかった。コンクリートの配合を表2に示す。コンクリートの圧縮強度

表2 コンクリートの配合

	鋼繊維混入率 (%)	粗骨材最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単 位 量					
						水 (kg/m ³)	セメント (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	鋼繊維 (kg/m ³)	減水剤 (cc/m ³)
静的載荷試験	0	15	8±1	50	47	152	304	900	1101	0	1943
	1	15	8±1	50	70	185	370	1244	531	77	2462
	2	15	8±1	50	70	211	422	1168	491	154	2737
繰返し載荷試験	0	15	8±1	50	47	152	304	900	1101	0	1943
	1	15	8±1	50	70	185	370	1244	531	77	2462
	2	15	8±1	50	70	211	422	1168	499	154	2737
追加実験	0	15	10	50	47	152	304	928	1059	0	1943

試験用供試体を各バッチに付き3本、鉄筋引張試験用試験片を1ロットに付き3本採取した。

コンクリートの練り混ぜには容量110ℓの傾胴式ミキサーを用いた。追加実験では容量100ℓの強制練りミキサーを用いた。鋼繊維補強コンクリートの練り混ぜには、細骨材、粗骨材、セメント、減水剤を溶かした水をこの順序でミキサーに投入し、約1分間練り混ぜた後、鋼繊維をすべてばらばら投入し、さらに約5分間練り混ぜた。鋼繊維を混入しないコンクリートは、鋼繊維の投入を除いて、これ

と同じ手順で練り混ぜた。型わくは木製のものを使用し、スパーサを用いて鉄筋を所定の位置に配置した。締め固めには外面バイブレータを使用した。複合梁の製作に当っては、下層6cm部分を打込んで約24時間気中養生した後、上層9cm部分を打継いだ。打継目は次の要領で十分な処理を行った。すなわち、ワイヤブラシで下層表面のレイタンスを取除き、水で洗い、布で水をふきとり、 $W/C=40\%$ 、 $C/S=35\%$ のモルタルを0.5~1.0cm程度の厚さに敷き、その上上層部を打込んだ。養生は材令2日または3日まで気中養生した後、型わくごと約20℃の水中に入れ、材令約2週間水中より取り出し、脱型し、気中に放置した。追加実験では材令2週間までぬれおとしたによる湿潤養生を行って、脱型し、気中に放置した。載荷試験は材令28日以後に行ったので材令の違いによる影響はないと考えられる。

伏試体への載荷は図2に示すように支間150cm、等曲げモーメント区間40cmの2点載荷とした。この試験では曲げひびわれの挙動解明を主目的としたことから、せん断支間比を $g/a=4.6$ と大きくし、せん断破壊が起らないように配慮した。

静的載荷試験では、荷重を0.2セずつ増加させ、荷重をいったん停めて梁中央断面のたわみを測定し、ひびわれ状況を観察した。ひびわれ状況の観察は等曲げモーメント区間内に限定して行った。

梁のこの部分の側面にあらかじめ5cm方眼を描いておき、各荷重段階ごとにひびわれをスケッチし、その先端に荷重値を記し、ひびわれ状況図を作成した。肉眼観察の判断によるひびわれ荷重および破壊荷重も測定した。

繰返し載荷試験では、上限荷重を引張鉄筋の応力度が許容応力度(2000kg/cm²)に相当する荷重(1/10)とし、下限荷重をその1/4の荷重とした片振りの繰返し曲げ載荷試験を行った。繰返し数50万回ごとにいったん運転を停めて、ひびわれ状況を観察し、繰返し数200万回までこれを続けた。ひびわれ状況の観察では梁の側面にあらかじめ5cm方眼を描いておき、所定の繰返し数ごとにひびわれをスケッチし、その先端に繰返し数を記入し、ひびわれ状況図を作成した。

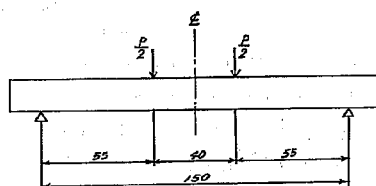


図2 載荷の方法 (単位: cm)

3. 実験結果

コンクリートおよび鉄筋の強度を表-3に示す。

静的載荷試験を行い、肉眼観察の判断によって求めたひびわれ荷重は表-4のようになってあった。鋼繊維を混入していない新

表-3 強度試験結果

	平均強度 (kg/cm ²)		
	静的載荷試験に 用いた伏試体	繰返し載荷試験 に用いた伏試体	追加実験に用 いた伏試体
コンクリート(鋼繊維0%)	522 (φ15×30cm)	529 (φ15×30cm)	478 (φ15×30cm)
コンクリート(鋼繊維1%)	493 (φ15×30cm)	561 (φ15×30cm)	—
コンクリート(鋼繊維2%)	543 (φ15×30cm)	525 (φ15×30cm)	—
鉄筋	4160 (降伏点)	3560 (降伏点)	3883 (降伏点)

面Ⅰの梁に比べて、鋼繊維補強コンクリートを用いた断面Ⅱ、Ⅲ、Ⅳの梁の方がひびわれ荷重がかなり大きく、鋼繊維のひびわれ拘束効果が認められる。引張鉄筋の応力度が許容応力度に相当する荷重は約1/10であるが、鋼繊維補強コンクリートを用いた梁のひびわれ荷重はいずれもそれより大きい。

表-4 目視ひびわれ荷重(t)

S-I-1	S-II-1	S-III-1	S-IV-1
0.78	1.40	1.22	1.22
S-I-2	S-II-2	S-III-2	S-IV-2
0.80	1.13	1.40	1.24

静的載荷試験における荷重と梁中央断面のたわみとの関係は図-3のようである。曲線はすべて荷重0.4~0.6t程度で折れ曲っており、この荷重でひびわれが生じたと考えられるが、これは表-4の値より小さい。この理由は、0.4~0.6tで生じた微細なひびわれが0.8~1.4tで閉眼で観察されるようになったためと考えられる。断面Ⅰ、Ⅲ、Ⅳの梁を比べると、ひびわれ発生後の剛性は鋼繊維混入率の大きなものほど大きい。また、断面ⅡとⅣの梁はほぼ同じ剛性を示しており、圧縮部コンクリートには鋼繊維補強コンクリートを用いても用いなくても曲げ剛性には影響しないことを示している。

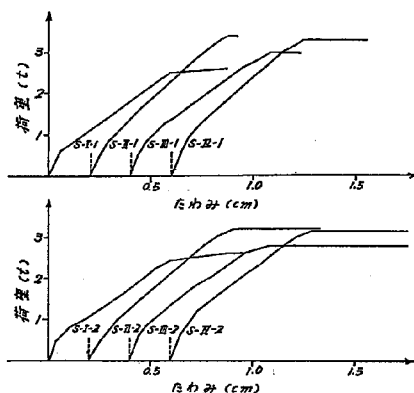


図-3 荷重と梁中央断面のたわみの関係

静的載荷試験におけるひびわれ状況の一例を図-4~図-6に示す。断面Ⅰの梁に比べて断面Ⅱ、Ⅳの梁はひびわれの上方への成長が遅いことが認められ、鋼繊維のひびわれ拘束効果が明らかである。また、鋼繊維補強コンクリートを用いた梁では鋼繊維を混入しない梁に比べてひびわれ本数が若干少ないようである。図-6には梁の下端から続いていないひびわれが見られるが、このようなひびわれは断面ⅡとⅣの梁にのみ見られ、鋼繊維補強コンクリートと鋼繊維を混入しないコンクリートとの接合構造としたためと思われる。

鉄筋コンクリート梁の曲げひびわれは、曲げによる変形量がコンクリートの伸び能力を越えたとき発生し、ひび

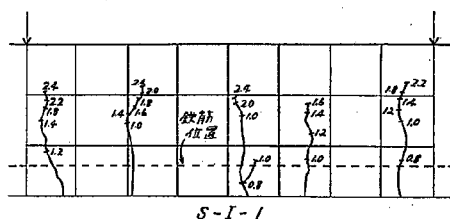


図-4 ひびわれ状況 (図中の数値は荷重, 単位:t)

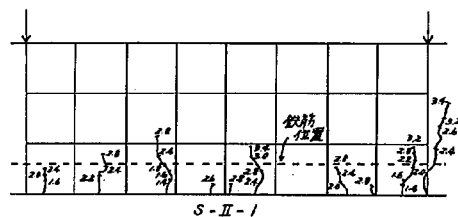
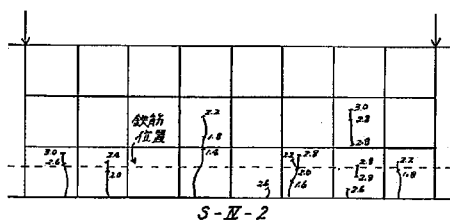


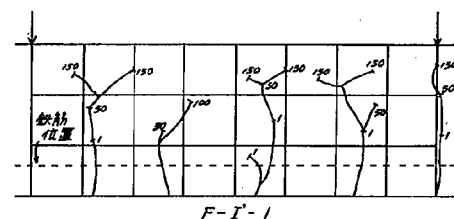
図-5 ひびわれ状況 (図中の数値は荷重, 単位:t)



てひびわれ本数が増加する傾向が認められた。鋼繊維補強コンクリートを用いた梁ではこのような2つの効果によってひびわれ1本当りの幅が小さくなっていると考えられる。

S-I-1 2.90	S-II-1 3.58	S-III-1 3.17	S-IV-1 3.44
S-I-2 2.83	S-II-2 3.37	S-III-2 2.99	S-IV-2 3.17

繰返し載荷試験におけるひびわれ状況の1例を図7~図9に示す。引張鉄筋の応力度が許容応力度に相当する荷重を載荷しても静的載荷では断面Ⅱ, Ⅲ, IVの梁にはひびわれが生じなかったが、繰返し載荷するにつひひびわれが生じてくる。



かし、F-II-2の梁では繰返し数100万回で、F-I'-1およびF-IV-1の梁では150万回でひびわれの成長が止まっている。このとき、ひびわれの上端はF-II-2およびF-IV-1の梁の方がF-I'-1の梁に比べて下にとどまっており、鋼繊維のひびわれ拘束効果が認められる。図-9には梁の下端から続いているひびわれが見られるが、このようなひびわれは断面IIIとIVの梁にのみ見られ、鋼繊維補強コンクリートと鋼繊維を混入しないコンクリートの複合構造としたためであると思われる。このひびわれの上端は鋼繊維を混入していないコンクリートの中にあるため、F-IV-1の梁ではF-II-2の梁に比べて、繰返し数50万回で既にかなり上方に達している。従って、鋼繊維補強コンクリートと鋼繊維を混入しないコンクリートとの複合構造は避け方をよいと

考えられる。

4. まとめ

鋼繊維補強コンクリートを用いた鉄筋コンクリート梁について次のような性質が明らかになった。

1) 静的に漸増する荷重によって肉眼で観察されるひびわれの生ずる荷重は著しく増大する。

2) 鋼繊維補強コンクリートを用いた梁では、静的に漸増する荷重を受ける場合、鋼繊維の働きでひびわれの成長が妨げられるために、ひびわれ発生後もコンクリートの引張応力がかなり有効に働き、梁の曲げ剛性および破壊荷重が増加する。

3) 鋼繊維がひびわれ幅を減少させる効果には、梁の剛性を増大させて曲げ変形を減少させる効果と、ひびわれを分散させてひびわれ1本当りの幅を減少させる効果の2つがある。

4) 鋼繊維補強コンクリートを用いた梁に引張鉄筋の応力度が許容応力度に相当する荷重を載荷する場合、静的載荷ではひびわれが認められなかったが、繰返し載荷するとひびわれが生じてくる。繰返し荷重によって生じるひびわれは或る繰返し数で成長が止まるが、このときのひびわれの上端は鋼繊維補強コンクリートを用いた梁の方が鋼繊維を混入しない梁よりも下側であり、鋼繊維のひびわれ拘束効果が認められる。

5) 梁の断面の下部に鋼繊維補強コンクリートを用い、上部には鋼繊維を混入しないコンクリートを用いて複合構造とした梁では両コンクリートの境目から上方に成長するひびわれが見られる。このひびわれの上端は鋼繊維を混入しないコンクリートの中にあるのでひびわれ拘束効果が有効に働かないと思われる。

5. おわりに

今回の試験により、鋼繊維が部材のひびわれを分散させ、その成長を抑制するのになり効果のあることが確かめられた。

建設省の高山国道工事事務所では、一般国道158号の足宗3号橋の側径間(曲線半径40mの曲線橋)の床版に鋼繊維補強コンクリートを試験的に施工したが、ここで述べた曲げひびわれに対する拘束効果の他に、曲線橋であるために生ずるねじり応力に対する補強効果、寒冷な気候のために受ける凍結融解の被害を防ぐ効果をも期待しているとのことである。試験施工では粗骨材最大寸法15mm、鋼繊維混入率1.5%、空気量約5%、スランプ約8cmのコンクリートをポンプを用いて打設している。

このような実験、試験施工の結果を検討することにより、鋼繊維補強コンクリートを構造物に適用する場合の利点、問題点が明らかになっていくものと考えられる。

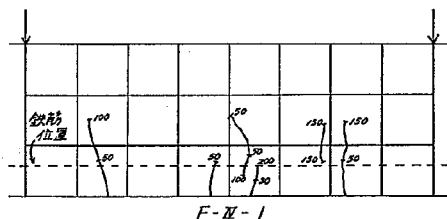


図9 ひびわれ状況 (図中の数値は繰返し数、単位: 万回)

12. 重力ダム放流管周辺に生ずる応力 集中の解析

ダム構造研究室

尾 川 友 義

重力ダム放流管周辺に生ずる応力集中の解析

ダム構造研究室 尾川 友義

§ 1. はじめに

ダム堤体内に設けられる、放流管、監査廊などの空洞部の周辺には局部的な応力集中が発生する。この応力集中に対処するため鉄筋を補強しなければならない。この空洞部が小さい場合には、有孔無限板の応力解を利用することにより、便宜的に補強鉄筋の量を求める事ができる。しかし、ダムの堤高が高い場合や空洞部の断面積が大きい場合には、引張応力の大きさ、その生ずる範囲が大きくなるため、引張応力の大きさ、生じる範囲を厳密に知る必要があり、厳密な応力解析を行なって補強鉄筋の量を定める必要がある。又、一般的には、放流管周辺の応力集中が問題になる場合、特に重力ダムの場合には、その解析断面が第1主応力の方向と直交するため解析法が複雑になってくる。したがって厳密には、重力ダム内に存在する放流管周辺の応力解析は、3次元解析をもって行なわれなければならない。ところが、3次元解析の場合、多大な労力と費用が必要になり、小さな断面の放流管周辺の応力解析、といった問題を解析するには不経済となるため、2次元解析による簡便法の開発が望まれてきた。

§ 2. 目 的

本報告の目的は、ダム構造研究室が開発した、3次元問題を2次元問題に還元して解く簡便法の紹介と、さまざまな仮定を含んでいる簡便法の精度をチェックする資料を得るため、3次元計算をおこない、その簡便法の検討を行なったものである。

§ 3. 方 法

3-1 2次元解析法

3-1-1 2次元解析法の理論的根拠

一般に重力ダムの解析は2次元問題として行なわれている。2次元解析による簡便法はこの事を利用することにより、放流管周辺の応力集中問題を近似的に2次元問題に還元するものである。重力ダムの応力状態は一般に平面応力状態と考えられる。今、重力ダムの1ブロックを取り出し、ダム軸に平行な厚さ ds スライスを考える(図-1(B))。

このスライスの面内の力の釣合式を考え $\tau_{xy} = 0$ を考慮すると次のようになる。ここで $\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x}$ は Λ 断面での値である。

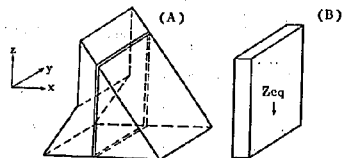


図-1 断面図

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \left(Z + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} \right) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

そこで等価物体力として

$$Z_{eq} = Z + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} \dots\dots\dots (2)$$

を考えれば、(1)式は2次元における力の釣合方程式と同値になる。これが2次元問題に還元するという簡便法の原理であり、この手法の成り立つ条件として Saint Venant の原理などにより

- ① 重力ダムが2次元応力状態を有する構造物であること。
- ② 解析断面 (B) の高さに比べて幅が十分小さいこと。
- ③ 空洞部の大きさが解析断面に比べて十分小さいこと。

以上の3点を満足する必要がある。

3-1-2 実際の解析にあたって

解析手法として2次元有限要素法を用いた。実際に解析する場合、等価物体力として(2)式の値を入力しなければならない。そのためには、まず断面A(図-1参照)の応力状態を求める必要がある。この場合、厳密には放流管による断面減少効果を考えて解析を行なうべきであるが、もし断面減少効果を考えて場合と、そうでない場合の両者の間に有意な差が認められない場合には、断面Aの解析は既に行なわれている堤体の応力解析結果を流用することができ、はるかに効果的であると考えられる。そこで図-2の断面A'の(Ⅱ)つまり

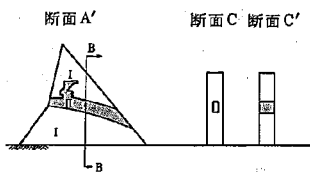


図-2 解析断面図

放流管の部分の弾性係数、自重に断面減少効果つまり有効断面率を乗じた場合について比較してみた。その結果を図-3に示す。この結果を見るかぎり有意な差は認められず、実際の解析には、堤体の応力解析の時に表われた値を使用すれば良いと思われる。

$$\text{有効断面率} = \frac{B-b}{B}$$

B:ブロック幅 b:放流管幅

実際の解析の場合はさておいて、断面減少効果を考慮した場合について報告を進める。等価物体力が求まると次にB断面での解析にうつる。これまで進めてきた解析は図-2の断面C'の状態での解析であって、断面Cの状態にするために空洞部の等価物体力を再配分しなければならない。ここでは、次に示す2ケースについて比較した。

- ① 放流管の側壁部に分散させる場合
- ② 放流管の周辺に分散させた場合

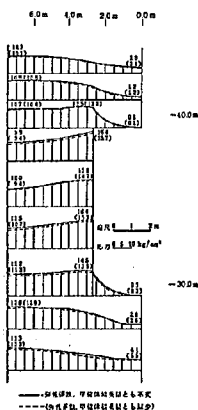


図-3 断面減少効果による鉛直方向応力の比較

結果は特に図を示さないが、両者の差は最大 0.2 kg/cm^2 (2%) であり、両者に差はあると言いがたい。従って再配分の簡単な①の方が優れていると思れ、以後3次元解析との比較には①の方法を用いた。

3-2 3次元解析

解析手法として3次元有限要素法を用いた。有限要素法の場合、3次元有限要素法と2次元有限要素法では、両者は理論的に精度の差は全くないが、実用上の制約、たとえば計算機の容量とか計算コストなどの制約から3次元有限要素法の精度は、2次元有限要素法の精度より劣る事は否めない。

解析したモデルは、放流管を含む1ブロックを取り出しその半分をモデル化した。岩盤については、ダム本体の下に1ブロックのみとした。要素分割については、単純に比較すると、3次元解析の要素分割は2次元解析の要素分割に比べて、はるかに粗である。3次元解析の節点数は2498点、要素数はダム本体が213個、岩盤が50個である。このモデルを図-4に示す。

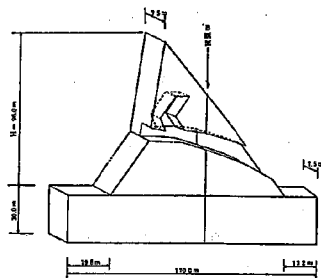


図-4 3次元解析モデル

§4. 結果

B断面について2次元解析と3次元解析の両者の応力値を図-5、図-6に示す。

結果を記述すると次の事が言えよう。2次元解析の応力値と3次元解析の応力値の両者の関係は、放流管の上部ではほとんど等しい値を示しているが、放流管の下部ではわずかが異なる値を示している。これは岩盤の要素分割が2次元解析に比べて3次元解析の方が粗であるために、その影響が

でていると思われる。

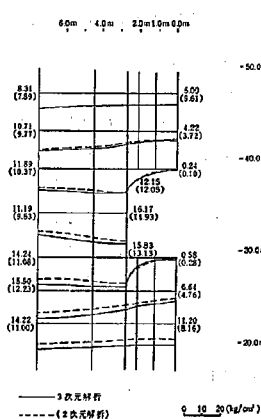


図-5 鉛直方向応力 σ_v

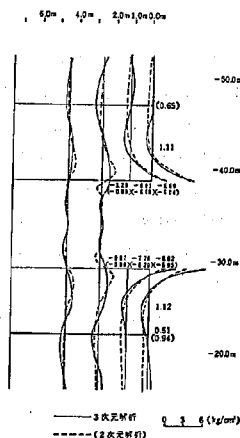


図-6 ダム軸方向応力 σ_x

鉛直方向応力では2次元解析、3次元解析ともに放流管周辺に最大値が出ており、2次元解析で 14.93 kg/cm^2 、3次元解析で 16.17 kg/cm^2 である。応力の流れは同じ傾向を示している。応力集中についても両者ともよく応力の変化を追いかけ、傾向も一致している。放流管下部の値の差は、前述した岩盤の影響であろう。

ダム軸方向応力についても、鉛直方向応力と同じ事が言え

よう。引張応力の最大値は放流管の周辺に出ており、その値は2次元解析で 6.04 kg/cm^2 、3次元解析で 8.82 kg/cm^2 である。2次元解析と3次元解析の間には、放流管下部で差が出ているが、これは岩盤の影響と思われる。又、放流管から離れる事によって両者の間に差がでてくるが、これは3次元解析の要素分割が粗である事の影響と思われる。しかし応力の流れは同じ傾向を示しており応力集中についても両者とも、よく応力の変化を追いかけている。

以上のことから、3次元解析の要素分割を密にすれば、3次元解析、2次元解析の両者の値は近付くと思われる。なお参考までに有孔無限板、2次元解析、3次元解析の値の比較を図-7に示した。

§ 5. 考 察

放流管周辺の応力集中の解析法として、有孔無限板による方法、2次元有限要素法、3次元有限要素法の3種類の方法を紹介したわけだが、これらの3方法の特長を述べると次のようになる。

(1) 有孔無限板

- ① 応力集中度の絶対値をつかむのみ適する。
- ② モデルが実際の放流管形状と異なるため、応力集中の範囲をつかみにくい。又、説得性がうすい。

(2) 2次元有限要素法

- ① 実際の放流管形状を表現でき、応力集中の範囲をつかむのに適する。
- ② 比較的簡単に計算できる。
- ③ 応力集中度の絶対値（最大引張応力値、最大圧縮応力値）が多少小さめに求められる。

(3) 3次元有限要素法

- ① 実際の放流管形状を3次元的に表現でき、応力集中を定性的につかむのに適する。
 - ② 計算コストが高いなど制約があり、あまり精度のよい結果は得がたい。
- これらの特長を考えると、堤高の小さいダム、放流管断面の小さなダムでは有孔無限板の応力解を代用して配筋の設計を行なってもさしつかえない。堤高の大きいダム、放流管断面の大きなダム、厳密な解析を行ないたい場合は、最も解析にふさわしい断面を選んで2次元有限要素法による解析をするのが好ましい。その際、放流管周辺はかなり細かい要素分割を行なわないと最大引張応力などの値は多少小さな結果となることに注意する必要がある。3次元有限要素法は理論的には最も適切な解法と思われるが、要素分割に余程注意して解析を行なわない限り、設計に適する結果を得ることはむずかしい。従って、3次元有限要素法による解析は推奨しがたい。

参考文献 永山 功、尾川友義、依光春央；土木研究所資料第1208号「重力ダムの放流管周辺の応力解析」。

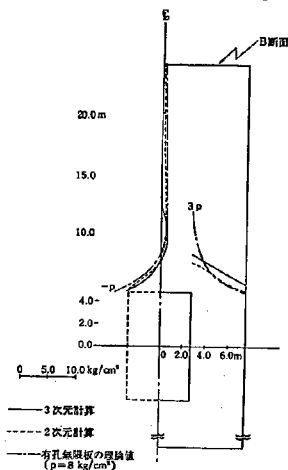


図-7 有孔無限板の理論値との比較

13. 水中換気塔の構造型式に関する 考察

トンネル研究室

木 村 美知秋

水中換気塔の構造型式に関する考察

トンネル研究室 木村 英知秋

§1. まえがき

沿岸地域の開発に伴い水底トンネルが数多く計画されているが、長大な道路トンネルにおいては同時に換気所を設ける必要がある。水底トンネルではこの換気所が水中に建設されるため、換気所と大気とを連絡する水中換気塔を設ける必要がある。水中換気塔は海洋構造物として波力、潮流力の荷重の他に船舶の衝突の影響を受ける可能性があり、これらの影響について十分な検討を行わなければならない。特に、船舶の衝突については、その発生確率はきわめて小さいが、衝突による外力は著しく大きい。一旦事故が発生すると、水中換気塔が大きい損害を被り、場合によっては、トンネル内への海水の流入など、衝突による被害は甚大なものとなることが予想される。したがって、船舶の衝突に対していかに対策を行うかは、水中換気塔の計画、設計を行ううえで最も重要な要素の一つである。

本文では、水中換気塔の各種構造型式について、特に船舶の衝突に対処しうる可能性を探るために行った予備的検討、設計検討および実験的検討の結果を報告する。

§2. 水中換気塔の各種型式案の検討

船舶の衝突の影響に対処する方法から水中換気塔の構造型式を大別すると基本的には次の2つのものが考えられる。

- ① 水中換気塔および換気所が船舶の衝突力に対して十分に耐えられる剛性を有する構造とする方法（剛構造タイプ換気塔）
- ② 船舶の衝突時に水中換気塔の一部が破壊あるいは柔軟変形して衝突力の影響を軽減することにより、換気所あるいはトンネル本体には破壊的な荷重が作用しない構造とする方法（柔構造タイプ換気塔）

2.1 剛構造タイプ水中換気塔

剛構造タイプ水中換気塔の建設方法には図-1に示す泥埋方式と図-2に示すケーソン方式が考えられる。これら2方式で建設される通常規模の換気塔について、許容できる船舶の衝突力を求めると表-1のようになる。泥埋方式についてみると、衝突力36,000tが許容できる最も大きな荷重となる。この荷重を実際に航行している船舶に換算すると、14,000 DWTの船舶が速度6m/sec (11.66 ノット) の速度で衝突した場合に相当する。また、ケーソン方式においては許容衝突

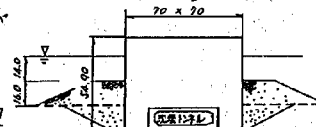


図-1 泥埋方式換気塔

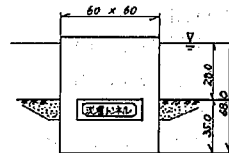


図-2 ケーソン方式換気塔

カが66,000tとなり、これは
64,000 DWTの船舶が速度6
m/secで衝突した場合に相当す
る。

さらに大型の船舶に対応でき

るようにするには、換気塔自体の形状寸法を拡大することにより剛性を増す方法、換気塔の周囲に防護・緩衝施設を設けて換気塔に作用する衝突力を軽減する方法などが考えられるが、経済性および施工技術などの点から限界があり、現在航行している数10万DWTの最大級の船舶に対しても耐えられる構造とすることは非常に困難である。また、このタイプの換気塔は、衝突船舶に対して剛構造で対抗するため船体にも大きな損傷を受けることになり、場合によっては大きな災害が発生する恐れもある。

2.2 柔構造タイプ水中換気塔

柔構造タイプ水中換気塔は、換気所の設備を水底に建設し、給排気のための換気塔のみを水中に突出させて、柔構造とする案である。これには、図-3に示すように、ゴムを主要材料とした構造と、図-4に示すように、鋼製（あるいはRC製）円筒の一部に破断継手と設けた構造が考えられる。

ゴムを主体とした換気塔は、剛性が非常に小さいため、船舶の衝突に対して柔軟変形をして回避できる構造とした案である。この換気塔は海面上にフロートを設けてゴム円筒を引張り上げ、また、水圧等の水平力に対しては水平リングビームを設けて抵抗する構造と

している。しかし、ゴム材を土木構造物の主体として用いることは未経験の分野であり、また、大口径のゴム円筒の製作方法など、現在の技術レベルでは非常に多くの問題が残されている。

一方、鋼製（RC製）換気塔は、浪力、潮流力、地震力などの外力に対しては、カンティレバーとして十分安全ように設計し、船舶の衝突力などにおいて一定限度以上の外力が作用した場合には換気塔の基部付近に設けた破断継手だけが破壊し、下部の換気所には破壊的な力が作用しない構造としたものである。なお、破断継手が破壊する事態に遭遇した場合にはトンネル内への浸水を防止するための止水装置を設ける必要があり、また、破断継手部付近およびその上部円筒の局部破壊または変形

表-1 許容衝突力の大きさ

許容衝突力の決定要素		許容衝突力	
RC製円筒	テコンボック	RC製円筒	テコンボック
換気塔基礎より船体の作用位置までの距離が5m以下	36,000 (ton)	66,000 (ton)	
・ 前面の受船土圧に対する安全率が1.1以上	46,000	100,000	
・ 前面の傾斜	1.2以上	50,000	100,000以下
・ 基礎の支持力	2.0以上	48,000	74,000

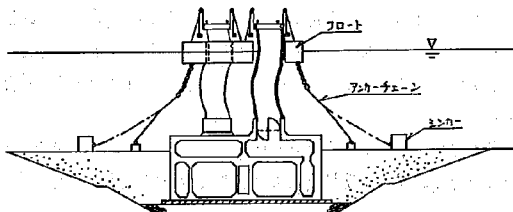


図-3 ゴム製換気塔

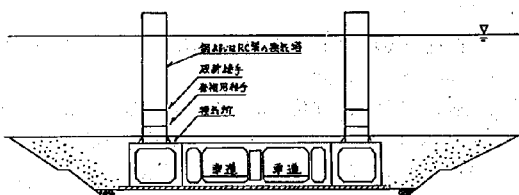


図-4 鋼製（RC製）換気塔

に対して交換が可能のように修復用の継手も必要であろう。

5.3 鋼製換気塔に関する設計検討

鋼製換気塔は、前節で提案した各種の構造型式のうちでは、比較的、同題の少ない構造であると判断される。そこで、鋼製換気塔の可能性をより具体的に検討するために試設計を行った。

5.3.1 設計条件

1. 水深 TP-30m, 2. 波高 8.24m
3. 波長 120m, 4. 潮流速度 0.4m/sec
5. 海水の単位重量 1.03 ton/m³
6. 海上風速 41m/sec
7. 地震による水平震度 KH=0.24
8. 鋼製換気塔の内径 5m

5.3.2 破断継手に作用する外力

以上の条件に基づいて鋼製換気塔の破断継手に作用する外力を求めると表-2 のようになる。このなかで波力は最も大きな断面力となり、

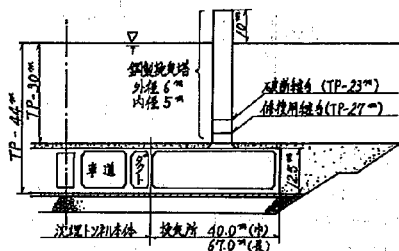


図-5 鋼製換気塔

表-2 破断継手に作用する断面力

これに対して部材の応力度が許容応力度以内となるように破断継手を設計しなければならない。

つぎに、船舶の衝突力に対しては換気塔の破断継手が破壊することにより

	M (t-m)	S (t)	備 考
洗水圧	16.74	1.46	予め算定された設計基準値
波 圧	2.725	190	$H=8.24m, V=0.4m/sec, \rho=1.03$ $K_H=0.24$
地震時動水圧	1.650	143	$K_H=0.24$
・ 横揺力	456	29.8	$K_H=0.24$
風 荷 重	124	4.4	$V=41m/sec$

対処するものと考えているが、この際に下部の換気所やトンネル本体に悪影響があってはならない。そこで、図-5に示す沈埋方式の水中換気所を例として、その安定を検討する。図に示す換気所はトンネル本体と一体化しているが、計算上は独立したものとして行った。

換気所の安定限界曲げモーメントは、鉛直方向力の合力が換気所底面の外縁端より、B/6の位置に作用する場合で、 $M_{rc} = 27,440 \text{ t-m}$ となる。安定限界曲げモーメントを生じさせる船舶の衝突力11. 海面上において $F = 623 \text{ t}$ であり、これは重量 67 t の船舶が 10.5 m/sec の速度で衝突した場合の力に等しい（東京湾横断道路設計基準（案））。この安定限界曲げモーメントと破断継手部（TP-23m）における値に換算すると、 $M_{rc} = 14,340 \text{ t-m}$ となる。したがって、破断継手はこの値より小さな曲げモーメントで破断するよう設計しなければならない。

5.3.3 破断継手の設計

1) 部材断面の設計

破断継手の破断部材として図-6に示すような破断継手板を用いる場合を例として設計を行った。上述した波力に対して部材の断面応力度を十分に許容応力度の範囲内に納めるためには、 $80 \times 12 \times 420 \text{ mm}$ の破断継手板を換気塔の周上に170枚設置し、これをM22 (F11T) のハイテンションボルト4本（破断継手1枚当り）で固定する必要がある。

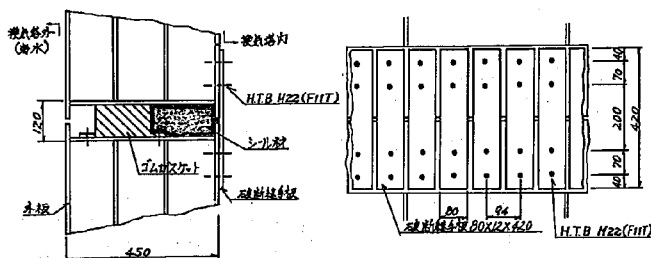


図-6 破断継手

2) 破断強度の検討

前項で決めた破断継手が船舶の衝突によって、最終的な破断に至るまでの挙動を以下に検討する。

破断継手の破壊形態としては、図-7に示すように、破断継手板がボルトの両側で引張り破壊をする場合 (A_n 面)、ボルトにより材端が破壊する場合 (A_z 面)、あるいはハイテンボルト自体がセン断破壊をする場合がある。それぞれのケースにおける降伏荷重および破断荷重は以下のとおりである。

継手板	A_n 面の降伏荷重	$P_{n1} = 16.8 \text{ ton}$ (破断継手 1 枚当り)
	A_n 面の破壊荷重	$P_{n2} = 27.1 \text{ ton}$ (破断継手 1 枚当り)
	A_z 面のセン断降伏荷重	$P_{z1} = 38.1 \text{ ton}$ (引張強度の $1/3$, 破断継手 1 枚当り)
	A_z 面のセン断破壊荷重	$P_{z2} = 42.5 \text{ ton}$ (引張強度の $1/3$, 破断継手 1 枚当り)
ハイテンボルト	セン断降伏荷重	$P_y = 41.7 \text{ ton}$ (破断継手 1 枚当り)
	セン断破壊荷重	$P_b = 48.3 \text{ ton}$ (破断継手 1 枚当り)

これらの値を用いて破断継手が全断面破壊するときの曲げモーメントを求めてみる。

図-8に示すように、船舶の衝突による曲げモーメントで、左縮域の全てのハイテンションボルトがセン断破壊応力に達し、引張域では全ての破断継手板が A_n において引張破壊応力に達したと仮定すると、そのときの曲げモーメントは $M_0 = 94.85 \text{ ton} \cdot \text{m}$ となる。

(したがって、仮定した破断継手は船舶の衝突力により、曲げモーメント $M_0 = 94.85 \text{ ton} \cdot \text{m}$ 以上の断面力を受け、場合には破壊して換気所の安定を阻害することはないと考えられる。なお、この曲げモーメントを生じさせる船舶の衝突力は海面上 ($TP \pm 0 \text{ m}$) において $F = 41.2 \text{ ton}$ となり、重量 44 ton の船舶が 10.5 m/sec の速度で衝突した場合の力に等しい。

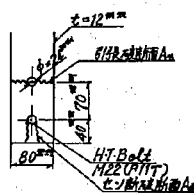


図-7 破壊の形態

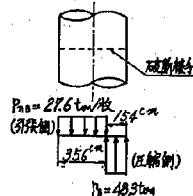


図-8 破壊時の応力分布

5.4 鋼製換気塔の破断継手に関する実験的検討

従来の構造物の設計方法は、基本的にはいかなる場合においても断面応力が弾性範囲内にある許容応力度以下に納まるように考えているのに対して、提案している破断継手は異常時には破壊してもよいという考え方も取り入れている。このため破壊のメカニズムを十分に把握しておくことが必要であるが、これに関連する資料は非常に乏しい。上述の予備検討においても破断継手の破壊形態については多くの仮定に基いている。これらの実を明らかにするため、模型による載荷実験の結果を以下に述べる。

4.1 実験方法

船舶の衝突力により破断継手に作用する断面力は、曲げモーメントとせん断力であるがその割合は衝突位置によって異なる。さらに、破断継手の周上に配置されている個々の破断継手板には種々の応力となって伝達されるが、基本的には引張り応力、圧縮応力、破断継手板の面内および面外のせん断応力とに分けることができる。

そこで、まず個々の破断継手板の破壊状況を知るために破断継手板単体について載荷試験を行った。つぎに、図-9に示すような8枚の破断継手板を持つ全体構造について載荷試験も行ない、その力学的な挙動、および破壊機構を調べた。試験項目は次のとおりである。

1) 継手板単体試験 ----- 引張、圧縮、面内せん断、面外せん断

2) 継手全体試験 ----- 曲げ試験、せん断試験

なお、試験に用いた破断継手板の材質はSS41であり、降伏応力度33.1kg/mm²、極限応力度46.8kg/mm²、伸び率27%であった。また破断継手板の固定に使用したハイテンションボルトはM16-F10Tである。

4.2 実験結果

1) 引張試験

実験結果と計算値とともに表-3に示す。極限荷重(破壊荷重)は計算値と良く一致しているが、すべり荷重、降伏荷重については計算値の方が大きくなっている。すべり荷重が小さくなった原因としては、ボルト軸力の所定の値よりも小さかったことが考えられる。また降伏荷重が小さいのは、計算値にボルト周辺の応力集中の影響を考慮しなかったこと、およびボルトの両側に均等に荷重が作用していないことに起因すると考えられる。

2) 圧縮試験

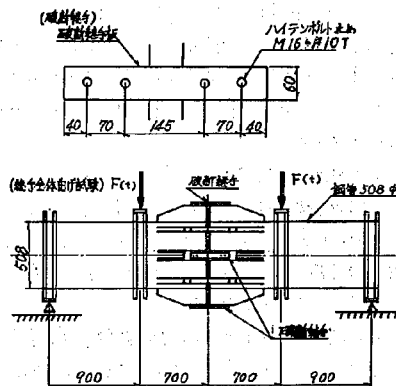


図-9 供試体

表-3 引張試験結果

すべり荷重		降伏荷重		極限荷重	
$F_B(t)$	比率	$F_y(t)$	比率	$F_u(t)$	比率
737	0.79	6.0	0.73	1224	1.05
936		8.22		1162	
$F_B = N \times T$		$F_y = A_y \times \sigma_y$		$F_u = A_u \times \sigma_u$	
ボルト軸力: 1176m					
摩擦係数 1.04					

上段: 実験値, 下段: 計算値

試験結果を計算値とともに表-4に示す。すべり荷重については、座屈長より所定の値より小さい。座屈荷重については、座屈長を内側ボルト間隔の145mmとし、両端をヒンジと仮定して計算した値よりも小さくなっており、座屈長、および両端の拘束条件等について、さらに吟味する必要がある。

3) 面内セン断試験

試験結果を計算値とともに表-5に示す。面内セン断力が作用した場合の破断は、内側ボルト位置における曲げ破壊によるものである。降伏荷重、極限荷重ともに実験値の方がやや大きくなっているが、計算仮定(梁理論)の誤差と思われる。また、破断時には3cm以上の変形が生じており、このため最終的には引張で破断している。

4) 面外セン断試験

破断継手板は面外セン断荷重に対してほとんど抵抗しない。このために大変形(約7cm)を伴うことになり、結果的には、引張り力($F_u = 14.3 \text{ ton}$)により破断したと判断された。

5) 継手全体による曲げ試験

曲げ試験によって破壊された破断継手板と写真-1に示す。この写真から判るように、左端域における破断継手板は座屈による破壊をしており、ハイテンションボルトのセン断破壊は生じなかった。表-6に試験の結果と計算値との比率を示す。表中の計算値は予備検討で行なった計算方法に基づき、ハイテンションボルトのセン断破壊荷重を座屈破壊荷重に置き換えて求めたものである。

材料強度に基いた計算値との比率Aについては降伏荷重が1.04、極限荷重が1.14となり比較的に計算値と一致している。1) 継手単体試験に基いた計算値との比率Bでは計算値がかなり小さくなっている。これは継手単体試験における

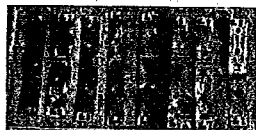


写真-1 継手板の破壊状況

表-4 圧縮試験結果

すべり荷重		座屈荷重	
$F_B(t)$	比率	$F_B(t)$	比率
$\frac{7.45}{9.36}$	0.80	$\frac{8.33}{9.98}$	0.83
$F_B = A \cdot T$		$F_B = \frac{(\pi x)^2 EI}{L^2}$ $L = 145 \text{ mm}$ $m = 1$	

上段: 実験値, 下段: 計算値

表-5 面内セン断試験結果

降伏荷重		極限荷重	
$F_y(t)$	比率	$F_u(t)$	比率
2.61	1.08	3.80	1.11
2.42		3.42	

上段: 実験値, 下段: 計算値

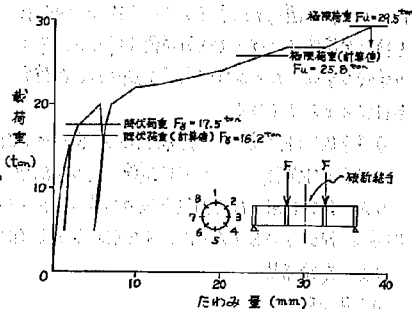


図-10 継手全体曲げ試験(M-I)

表-6 継手全体曲げ試験結果

供試体 No.	降伏荷重				極限荷重			
	$F_y(\text{ton})$	比率 ㉔	$F_y(\text{ton})$	比率 ㉕	$F_u(\text{ton})$	比率 ㉔	$F_u(\text{ton})$	比率 ㉕
M-1	17.5	1.08	17.5	1.51	29.5	1.14	29.5	1.24
	16.2		11.6		23.8		23.8	
M-2	16.0	0.99	16.0	1.38	29.5	1.14	29.5	1.24
	16.2		11.6		23.8		23.8	
平均	16.8	1.04	16.8	1.45	29.5	1.14	29.5	1.24
	16.2		11.6		23.8		23.8	

(注) 1. 荷重は、 $\frac{\text{試験値}}{\text{計算値}}$ を示す。

2. 比率㉔は、材料強度より計算した値に対する比率を示す。

3. 比率㉕は、継手全体試験結果より計算した値に対する比率を示す。

る引張試験が偏心載荷であったことに起因している。図-10に供試体中央部におけるたわみ量と載荷重の関係を示す。

4) 継手全体によるセン断試験

セン断試験によって破壊された破断継手板を写真-2に示す。試験装置の都合上、供試体にセン断力 F が破断継手に作用させることができず、曲げモーメントも同時に作用したため、破断継手板②③は曲げモーメントによる座屈破壊した。他の④⑤⑥⑦は、面外セン断、および面内セン断により破壊している。表-7に実験値と計算値との比率を示す。計算値は破断継手板の②③は座屈破壊、④⑤⑥⑦は面内および面外セン断力、あるいは曲げによる引張力を合わせた荷重により破壊されたとして、継手単体試験の結果を基に計算した。

表-7 セン断試験結果

ものであるが、実験値とよく一致している。図-11に破断継手部におけるたわみ量と載荷重の関係を示す。

供試体 No.	降伏荷重 F_y (ton)	比率	極限荷重 F_u (ton)	比率
S 1	13.0 14.8	0.88	25.5 23.7	1.08
S 2	13.0 14.8	0.88	26.5 23.7	1.12
平均	13.0 14.8	0.88	26.0 23.7	1.09

(注) 荷重は、試験値、計算値を示す。



写真-2 継手板の破壊状況

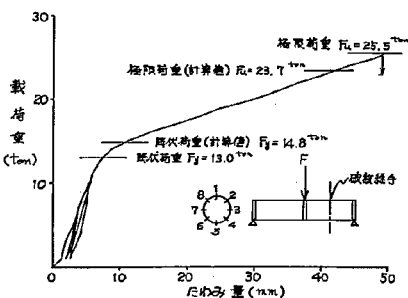


図-11 継手全体セン断試験 (S-1)

以上の比較検討により、破断継手の極限耐力 (破壊荷重) はその破壊形態を的確に判断すれば (例えば、曲げ破壊の場合には圧縮側にある破断継手の破壊が座屈によるものか、あるいはハイランションボルトのセン断によるものかという判断) 比較的簡単な仮定で予測できることが判った。

5.5. まとめ

以上の検討により、ある一定以上の荷重が作用すれば部分的には破壊するが、本体構造にはそれ以上の被害を与えないような構造 (例えば、鋼製水中環気塔) を設計することが可能であるということが明らかにすることができた。

今後の課題としては、次のものがある。

- リより確実な破断荷重が得られるような継手材料および構造の検討
- 破断継手が破壊したときの浸水を防ぐ、止水装置の検討
- 小型船舶の衝突防止用の施設 (ガードワイヤーなど) の検討
- 船舶の危険区域侵入感知などの防災、警報システムの検討

14. 交通荷重による振動の伝播

動土質研究室

小笠原 久

交通荷重による振動の伝播

動土質研究室

小笠原 久

§1. まえがき

交通荷重に起因する地盤振動の予測および対策について各方面で種々の調査研究がなされてきた。交通振動対策としては走行車両の速度、重量、走行車線等と制限する振動発生源対策、オーバーレイによる路面改良あるいは地盤改良、さらに環境施設帯による振動の距離減衰を期待する方法、溝、地中壁により振動伝播を遮断する方法等が考えられる。ここでは昭和51年度に全国で実施した道路交通振動調査に基づいて、地盤振動の距離減衰および地盤改良による振動軽減効果等について報告する。

§2. 調査目的

調査目的を以下に記す。

- ① 地盤振動の距離減衰特性を把握し、予測法を確立すること。
- ② 軟弱地盤改良による振動軽減効果を明らかにすること。
- ③ 車両振動と地盤振動の関係を把握すること。

§3. 調査方法

昭和51年度道路交通振動調査はA、Bの2種類に分れており、A調査は実交通を対象として、24時間11しほに1時間の調査時間帯に正時および30分毎に10分間連続して車種別、車線別交通量と公害用振動計を用いて地盤振動の振動レベル(VL)を測定した。A調査の調査地点は118ヶ所である。B調査は世用内路側の道路において、試験車(大型トラック)を用いて地盤振動を測定した。試験車の走行速度は20~70km/hの範囲で変化させた。また高さ18mm、24mmの人工段差(合板製)を用いて、段差走行試験を行なった。地盤振動の

表-1 調査地点の地盤土質条件等

測定は、公害用振動計を用いて加速度波形をデータレコーダーに記録した。割線は道路直交方向に設け、平面道路では外側車線中央、盛上道路では法尻を基準点として、そこから5、10、15、20、40m 地点および路肩における鉛直方向、水平割線方向の振動を測定した。同時に試験車のバネ上、バネ下の加速度も測定した。またB調査として重鉄落下試験も行なった。B調査の調査地点の地盤土質条件と自動車走行時の地盤の卓越振動数等を表-1に示す。

地点名	地盤	土質条件	振動数	地盤振動の卓越振動数(1/30)	試験車の卓越振動数(1/30)
埼玉 (坂本)	軟弱	N値0の時局上10m以上の深さまで連続してN値が20以下	卓越低下	10~12	—
埼玉 (伊勢)	・	N値0の時局上10m以上の深さまで連続してN値が20以下	卓越低下	10~12	1.15 1.04
福岡	・	N値0の時局上10m以上の深さまで連続してN値が20以下	・	3~5	0.97 1.60
新潟	一般	砂地盤でN値が30~50	・	25~30	—
奈良	・	砂地盤	砂地盤	20~25	1.40 2.40 1.40 1.60
福井	・	砂地盤でN値が30~50	・	15~20	1.40 2.40 1.40 1.60
山口	・	砂地盤でN値が10~30	・	20~30	1.40 2.40 0.97 1.60
秋田	軟弱	N値0の時局上10m以上の深さまで連続してN値が20以下	卓越低下	—	—

第4 調査結果および考察

4-1 距離減衰

① 理論的背景

a) 幾何減衰と内部減衰

交通荷重あるいは建設工事に伴う動荷重が地盤に作用し、時に発生する振動は、伝播距離の増大と共に振動振幅が小さくなる。この現象を一般に距離減衰と称してゐる。距離減衰は又刻して二つの要素からなっている。一つは幾何減衰で、他の一つは内部減衰である。幾何減衰とは振動が四方八方に広がる時、そのエネルギーの密度が薄められることによつて生ずる減衰であり、完全弾性体においては現れない。一方、粒子間の摩擦等によるエネルギーの損失によつて生ずる減衰が内部減衰である。

1904年、H. Lamb¹⁾は半無限弾性体の表面の1所に、上下方向の正弦波振動を加へた時の弾性体表面の振動振幅を求めた。それによれば、実体表面の振動振幅は振源からの距離の $1/2$ 乗に比例して減衰し、Rayleigh波のそれは $1/2$ 乗に比例して減衰する。従つて実体表面の距離の増大とともに急速に減衰し、その下ではRayleigh波が支配的となる。

1931年、G. Bornitz²⁾は幾何減衰と内部減衰の両方を含めた距離減衰の式として次のようになしを提案した。

$$A = A_1 \left(\frac{r_1}{r} \right)^n \exp[-\alpha(r-r_1)] \quad (1)$$

ただし A: 振源からの距離 r の点における振動振幅 (あるいは振動速度、振動加速度)

A₁: 振源からの距離 r₁ (この点の振動振幅は既知) における振動振幅 (あるいは振動速度、振動加速度)

α : 距離減衰係数

n: 定数

式(1)の中で $\left(\frac{r_1}{r} \right)^n$ の項が幾何減衰、 $\exp[-\alpha(r-r_1)]$ の項が内部減衰を表わしてゐる。nの値はRayleigh波の場合 $1/2$ となる。

b) 内部減衰と振動数の関係

距離減衰係数については運動方程式³⁾、あるいはエネルギー法による考察から次のように求められる。

$$\alpha = \frac{\omega}{2QU} \quad (2)$$

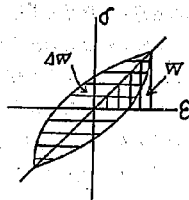
ただし ω : 振動数 U: 伝播速度 Q: Quality Factor

Qは振動の減衰の程度を表わす量で完全弾性体で無限大となる無次元量である。式(2)のQとUは、一般に ω の関数であるが、まずQと ω の関係を調べてみる。土の減衰は一般に履歴減衰であり、図-1に示すようなヒステリシスループが存在することが減衰の起る原因である。減衰の下まは、振動の一周の角に失われるエネルギー ΔW と、その時に持つ1)弾性エネルギーWの比で表わされる。

$$\frac{1}{Q} = \gamma = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (3)$$

γ : loss coefficient

土の履歴減衰については履歴非依存型であることが実験的に確かめられて 図-1 ヒステリシスループ



11. ω となる振動数が変わっても歪みは一定であれば、ヒステリシスループの形はほとんど変わらず Q は振動数には依存しない。

次に ω の関係とすると、半無限の均一弾性体における Rayleigh 波の伝播速度は ω に依存しないが、地盤が層構造の場合、Rayleigh 波の伝播速度も ω に依存する（分散性）ことが理論的に確かめられている。現実の地盤について Rayleigh 波の分散曲線を求めたものによれば、伝播速度は振動数の増加とともに単調に一定値（半無限弾性体の Rayleigh 波の速度）に漸近する。従って ω の増加とともに ω が単調に減少するものとするれば、式 (2) より ω の増加とともに β が増加する。これは振動数が 11 の程、内部減衰が大きくなることを意味する。また、同一地盤（ ω に依存しない）の表面を伝播する正弦波について式 (2) の意味を考えてみる。ある任意の距離に含まれる波数は傾角数の高い方が多く、一周波の間に含まれるエネルギーは振動数にかかわらず同じであるから、一定距離の間に大けられるエネルギーは振動数の高い方が大きく、従って距離減衰が大きくなる。

① 内部減衰と振動数の関係

地盤の表面の 1 所に正弦波の強制振動を加えたい場合には、入力力大きく加える。あるいは入力力振動数が大きくなると、地盤の加速度が大きくなると思われる。後者の場合に距離減衰が大きくなることは前述したので、前者について検討する。入力力大きく加えると地盤の発生する歪は大きく加えられ歪が増大すると土のヒステリシスループに囲まれる面積は大きくなり、その値も大きく加えることが実験的に確かめられている。従って入力力大きい振動数の方が距離減衰が大きくなることになる。

② 単一車走行による地盤振動の距離減衰

① 距離減衰と振動数の関係

静岡県の国道で付いた調査の結果について述べる。振動記録を 1/3 オクターブ分析法を用いて振動数毎の加速度レベル (VAL) を求めた。試験車重量は 1500 t、走行速度 40 km/h、後差なしの場合である。図-2 は振動数毎の距離減衰の一例である。図-2 は、地盤振動をばね式 (1) で近似することができ、振動数が大きくなる程、距離減衰が大きくなることを示している。図-3 は、図-2 より求められた α と振動数の関係と表わしているが、 α と振動数の間にはほぼ直線的な関係が見られる。従って、この場合にはばね式 (2) の Q と ω が振動数にあまり依存していないと考えられる。

② 距離減衰と地盤条件

地盤の土壌条件と単一車（大型車）走行による地盤振動の卓越振動数の関係を表-1 に示す。各地点で用いた試験車は同一のものであるが、重量は約 10~20 t の大型トラック、あるいは散水車である。また表-1 には静的試験による試験車のバネ定数が示されており、各地点で若干の差はあるが、概ね 11/100 t/cm の値をもっている。地盤振動の卓越振動数に取替地盤の力一般の地盤

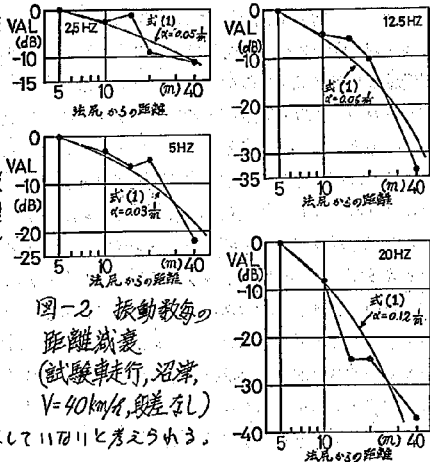


図-2 振動数毎の距離減衰
(試験車走行、沼津、 $V=40$ km/h、後差なし)

に比べて低くなっている。静震の振動数が特に低くなっているが、この地点は超軟弱地盤とも考えられる。このように軟弱地盤の方が地盤振動の振動数が低くなるので距離減衰も小さくなる。図-4にその一例を示す。

② 距離減衰と振動レベルの関係

図-5は新五果寺行にける単一直線に於ける地盤振動の距離減衰を示す。図より、基準点（この場合日本側車線中央より5m地点）の振動レベルの高さの差、距離減衰が入まりこむがわかる。この原因としては4-1-①のことで述べたこと等が考えられる。

③ 実交通に於ける距離減衰の距離減衰

76.4.1 調査では、外側車線中央から20mまでの距離減衰を測定した。今回はこのうちの2車線平面道路のデータについて解析を行った。データ数は31に個（41地点）であり、全てL₁₀（5秒間の平均）の果度減衰曲線の80%レゾナンス値である。今回の解析では②の結果に基づいて、地盤振動の振動数および基準点（外側車線中央より5m地点）のL₁₀と距離減衰の関係を求めた。以下に解析方法を記す。

まず基準所のL₁₀は下振35～65dBの範囲にあるのでこれを5dBを5dBに6つクラスに分類した。1地点の振動数測定は12～24時間以内で2700回にわたって行われ、これらのデータの平均から10秒間の大型車交通量計に基づく500回以内の平均値を、上記のクラスに3つずつのデータを任意に抽出した。こうして選んだデータを図-6に示すのは平均値がほぼ直線に近似した。直線に近似した理由は、データが20mまでの4個のデータあり、

のようは直線に近似することが困難なこと、および式(1)で $\alpha=0$ とした時の等価減衰率 α の場合、(-3dB/倍距離)よりもさらに減衰が小さい場合が数多く見られるので、この計算で2700回のことである。而して減衰率をRayleigh減衰を考へる限り、(-3dB/倍距離)よりも減衰は有り得ないが、実交通は何かの車両の振動の重ね合わせであり、また地盤の層構造によって減衰

● 山口 (No. 16719) V=20km/h, 積載, 振動, 12mm
一般道路, 振動数約20Hz
□ 越谷-B V=50km/h, 積載, 振動, 36mm
一般道路, 振動数約10Hz

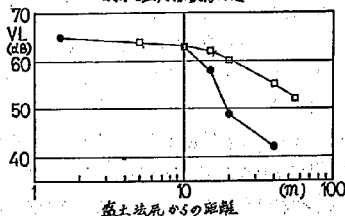


図-4 地盤条件による距離減衰の違い

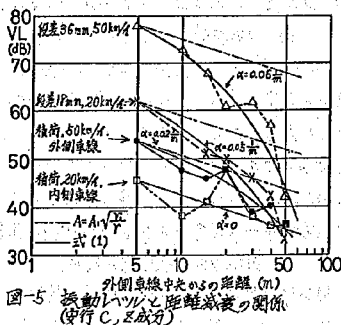


図-5 外側車線中央からの距離 (m) 振動レベルと距離減衰の関係 (走行C, 2成分)

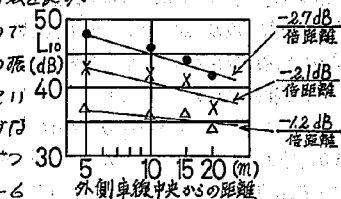


図-6 L₁₀の距離減衰の一例

より速い点の方が低い点よりも振動が入るに付ることも考えられる。従って今回調査したデータから（-3dB/倍距離）より小さい減衰を示したとしても考慮しなくてはならない。

表-2に振動数と基準点のL₁₀に基づいて分類した距離減衰を示す。表-2 距離減衰 (平均道路) (dB)

振動数 (Hz)	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-80
L ₁₀	4.83	4.20	4.47	3.33	4.90	-	-
L ₁₀ -20	4.17	4.86	4.92	4.07	4.11	4.18	-
20-30	2.77	2.65	4.70	4.00	4.22	4.07	-
30-40	4.77	-	-	-	-	-	-
40-50	-	-	4.50	4.10	4.50	-	-
50-60	3.07	4.17	4.2	-	-	-	-

振動の調査は、平均道路
7-7 振動数 20 (1/1000)

表-2より次のことが分かっており、
①振動数が高い程、距離減衰は大きい。
②基準点のL₁₀が大きい程、距離減衰は大きい。

また、今回用いたデータの振動数の分布は10~20Hzのところに全体の約63%が集中しており、我國の平均道路に於ける交通振動の振動数の半分以上は10~20Hzであると考えられる。

4-2 走行車線の影響

走行車線の速いによる振動レベルの相違を知ることは重要である。このことから、たとえば4車線道路があり、大型車は中央2車線だけを走行することになり、この場合は、どの程度の振動レベルの減少が期待できることがわかる。

7.6B調査のデータを用いて走行車線の速いによる振動レベルの相違について調査を行った。データとしては単一車の搭載および空車の状態での走行のものを用いた。走行速度は20~70km/hである。距離振動測定位置（点A）は各地面若干量に於ける外側車線中央より2.5~5mの範囲にある。ここでΔVLを次のように定義する。

ΔVL = (車両ガオ1車線（外側）を走行した時の点AのVL)

- (車両ガオ2車線（内側）を走行した時の点AのVL)

(4)

従ってΔVLが負の値の場合には2車線を走行した時の点AのVLが小さいことを示す。表-3は調査結果を示しているが、点AのVLが60dB以下ではΔVLは2~3.5dBとなり、60dB以上では6.5~7dBと非常に大きな値に付る。走行車線の速いによる振動レベルの相違が存在する原因は道路敷地内における振動の距離減衰であるか、または振動レベルが高い程距離減衰が大きいことを示している。

4-3 車両振動と地盤振動の関係

埼玉県越谷市の国道にかいて実施した試験車走行試験での、試験車のバネ下加速度と路面から伝来する振動レベルの関係を図-7(a)に示す。バネ下加速度が0.2~0.5gの範囲の測定値は振動レベルが空荷状態で走行速度20~60km/hの時のものであり、バネ下加速度が1.0~1.7gで振動レベル55~70dBの範囲の測定値は段差走行試験で、段差高18mm, 36mmの場合のものである。この図は地盤振動のVLとバネ下加速度の相違がほぼ直線関係にあることを示しており、バネ下加速度と地盤振動レベルの間にかなりの関連性があると思われる。図-7(b)に動的付加荷重と路面から伝来する振動レベルの関係を示す。動的付加荷重は次式で定義する。

$$\text{動的付加荷重} = m_1 \times a_1 + m_2 \times a_2$$

(5)

ただし a_1 : バネ上加速度 a_2 : バネ下加速度 m_1 : バネ上重量 m_2 : バネ下重量

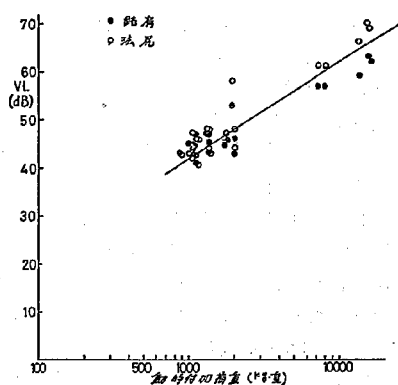
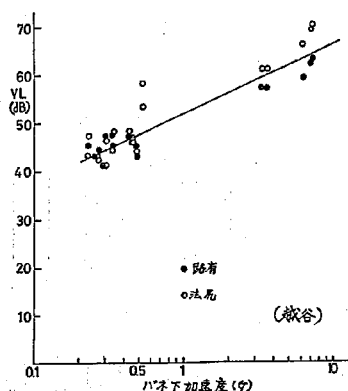
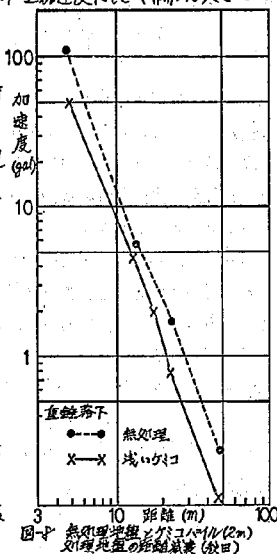


図-7(a) バネ下加速度と路肩および法尾の振動レベル 図-7(b) 動的付加荷重と路肩および法尾の振動レベル

図-7-(b)より地盤振動のレベルと動的付加荷重の相関も直線関係にあることがわかる。今回用いた試験車のバネ上とバネ下の重量の比は約7:3であり、運転時には約7:2である。誤差の大きい場合のバネ上、バネ下加速度は速度が20km/hの時はほぼ同じ大きさで、40km/h以上になると橋荷、空荷を問わずバネ下加速度がバネ上加速度の約2倍に達している。誤差定数では走行速度20~50km/hの範囲で、バネ下加速度がバネ上加速度の0.5~0.8倍であった。従って誤差のある場合は、運転時のバネ上、バネ下の重量の比が7:2であっても、バネ下加速度がバネ上加速度に比べ非常に小さくなるため、動的付加荷重に対する寄与率はバネ下の方が小さくなる。

4-4 地盤改良による振動軽減効果

本田果の国道予定地において、直轄路下にある地盤振動実験を行なった。現場は路床下で施工していた。用いた直轄路150kgと63.5kgの円柱形の鉄塊で、2mの高さより自由落下させた。現場は軟弱地盤(深さ4mのシルトと腐植土より成る)を有しており、6ヶ所の工区でそれぞれ異なる地盤処理(吹付けコバイル(2m)、深付けコバイル(4m)、トリカルネット敷設、PPTシート敷設、サンドコンパクションパイル、無処理)が実施されている。各工区の軟弱地盤処理前後の地盤の工区定数を比較してみると、一軸圧縮強度の値がコバイル、トリカルネットの施工によって若干増加している。振動測定は道路直前方向は6本の測線を取り、63.5kgの直轄路の場合振源より40mまで、150kgの場合80mまでの範囲で行なった。図-8は直轄路63.5kgの場合の無処理区間と吹付けコバイル処理区間の地盤振動加速度を比較したものである。この図では吹付けコバイルの区間について無処理より振動が小さくなっているが、その他の処理区間でも無処理区間と同様



あるいはそれ以上の振動とつていた。従って今回の実験データからこれらの工法、振動軽減効果を
 どのように判断することは困難である。また地盤処理の範囲、パイルの密度等を変えることによ
 り、軽減効果が大きくなる可能性も残されている。

5. あとがき

以上に述べた結果をまとめると以下のようになる。

- a) 交通荷重による地盤振動の距離衰減は、1/2 式 (1) で近似できる。また地盤振動の振動数
 が高い程、距離衰減が大きくなり、距離衰減係数と振動数には直線的な関係が見られる。
 - b) 地盤が軟弱な程、地盤振動の振動数が低くなるので距離衰減も小さくなる。
 - c) 基準点の振動レベルの高いもの程、距離衰減が大きまい。
 - d) 秋田の平面道路における道路交通振動の振動数の半分以上が 10~20 Hz であると考え
 される。
 - e) 走行車線内側を走行する場合、外側車線に比べて、外側車線中をより 2.5~5 m の範囲で
 は普通場合と 3 dB 小さい。
 - f) 地盤改良による振動軽減効果はメニユパイルによって若干異なるが、今後さらに調査
 する必要がある。
 - g) 自動車のバネ下の剛硬度と地盤振動の周長に強い相関が見られる。
- 最後に不調査に御協力いただいた近所地連のオウに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) H. Lamb: On the Propagation of Tremors over the Surface of an Elastic Solid, Phil. Trans. Roy. Soc. London, Series A. 203 (1904)
- 2) G. Bornitz: Über die Ausbreitung der von Grosskolbenmaschinen erzeugten Bodenschwingungen in die Tiefe, J. Springer (Berlin) (1931)
- 3) R. Sato: Attenuation of Seismic Waves, Journal of Physics of the Earth, Vol. 15, No. 2 (1967)
- 4) 沢田健吉, 谷口栄一, 小笠原久, 館山信: 軟弱地盤における道路交通振動調査 (計 1 報), 土木研究所資料 1151 号 (1976)
- 5) B. O. Hardin: The Nature of Damping in Sands, Proc. of ASCE, SM1 (1965)
- 6) H. Bolton Seed, I. M. Idriss: Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses, Report No. EERC 70-70, Col. of Eng., Univ. of Calif. Berkeley (1970)

15. 加速度強震記録の統計解析

振動研究室

常 田 賢 一

加速度強震記録の統計解析

振動研究室 常田 賢一

§1 まえがき

構造物の耐震設計を合理化し、より安全にするためには、強震時に構造物に作用する地震入力を適切に把握することが重要となる。このために、我国では各種の構造物およびその周辺地盤に強震計を設置し、強震時にあける地盤振動ならびに構造物の応答を観測している。

本報告では、地盤上を得られ加速度強震記録に対して、加速度特性値および応答スペクトル値に注目し統計解析を実施している。つまり、前者については、加速度強震記録(301記録)を統一的に整理し、加速度特性値(最大水平加速度、主要動の継続時間、鉛直加速度と水平加速度の比率)に及ぼす地震諸元(マグニチュード、震央距離)、地盤条件の影響を重回帰分析し、後者については、強震記録(272成分)の応答スペクトル値を求め、応答スペクトル値に及ぼす地震諸元、地盤条件の影響を数量化理論により解析した。

これらの解析により、地震諸元を与えて加速度特性値を算定する回帰式が地盤条件毎に得られ、また、地震諸元、地盤条件を与えて、粘性減衰を持つ1自由度線型系の応答加速度の平均値が得られた。

§2 解析手法

2-1 加速度特性値の統計解析

ここでは、加速度記録の波形特性値を、地震諸元および観測地点の地盤条件の関数として定量的に評価することを目的とし、重回帰分析を試みている。対象とした記録は、土木研究所等の諸機関が刊行した資料の内、マグニチュード $M \geq 5.0$ 、震源深さ $D \leq 60\text{km}$ の地震で加速度 50gal 以上の記録が少なくとも一つあるものとした。解析の対象とした資料の分類を表-1に示す。

解析に際して着目した事項は次の通りである。

- (1)地震諸元: マグニチュード M , 震央距離 Δ
- (2)地盤条件: 地盤種別は「道路橋耐震設計指針」に準拠し、次のように分類している。

- 第1種地盤: 岩盤地域
- 第2種地盤: 洪積地域
- 第3種地盤: 沖積地域(但し、第4種地盤を除く。)
- 第4種地盤: 軟弱な沖積地域

表-1 解析対象とした強震記録数の分布

マグニチュード M	地盤種別	震央距離 Δ (km)					小計
		20< Δ	205< Δ <40	605< Δ <120	1205< Δ <200	2005 Δ	
1.00< M <5.0	第1種地盤	2	3				5
	第2種地盤	3	12	3			18
	第3種地盤	4	16	5	2	2	29
	第4種地盤	2	5	7	1		15
5.00< M <5.5	第1種地盤		3	6	3	1	13
	第2種地盤		7	8	2	1	18
	第3種地盤		12	13	8	1	34
	第4種地盤		3	6	6	1	16
5.50< M <7.0	第1種地盤		1	2	1		4
	第2種地盤		1	6	6		13
	第3種地盤		1	5	10	1	17
	第4種地盤		1	4	6	4	16
7.00< M <7.5	第1種地盤			1			1
	第2種地盤				2	12	14
	第3種地盤				2	14	16
	第4種地盤			1	1	5	7
7.50< M <7.9	第1種地盤				1	2	3
	第2種地盤				3	8	11
	第3種地盤			2	6	15	23
	第4種地盤				1	11	12
小計		12	69	74	64	62	261

(注) 第1種地盤: 29, 第2種地盤: 74, 第3種地盤: 139, 第4種地盤: 68

(3) 波形特性値: (定義は図-1参照)

(a) 最大水平加速度: H_{max} (gal)

(b) H_{max} を示すときの周期: T_1 (sec)

(c) 主要動の継続時間: T_d (sec)

(d) 最大鉛直加速度と H_{max} との比:

$$V = V_{max}/H_{max}$$

(e) T_d 間のゼロクロッシング数: N_z

(f) T_d 間の波形の平均周期: $T_n = 2T_d/N_z$ (sec)

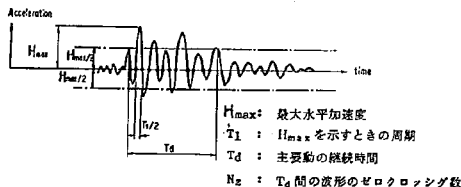


図-1 T_1, T_d, N_z の求め方

上記の波形特性値(Xとする)が次に示す2タイプの回帰式で表わされると仮定し、4種の地震とそれらの平均的地盤の地盤種別毎に回帰式を求めた。

$$\text{TYPE 1: } X = a \cdot 10^{bM} \cdot \Delta^c \quad (1)$$

$$\text{TYPE 2: } X = a + bM + c\Delta \quad (2)$$

ここに X: 波形特性値, M: マグニチュード, Δ : 震央距離(km), a, b, c: 定数

なお、 H_{max} については、既往の解析結果を参考にしてTYPE1のみとし、さらに Δ の項を $\Delta = \Delta_0 + \Delta_1$ として $\Delta_0 = 0, 10, 20, 30, 40$ kmの場合について解析を実施している。

2-2 応答スペクトルの統計解析

本解析は、地盤上を得られた加速度記録の内、 $M \geq 4.5$, $D \leq 60$ kmの地震を対象として計算された応答スペクトルを用いて統計処理を行ない、地震震元、地盤条件毎に応答スペクトル値の平均値を得ることを目的としている。解析の対象とした応答スペクトル値は、運輸省港湾技術研究所および土木研究所で計算されたものであるが、用いた資料の分類は表-2に示す通りである。

解析の際、着目した要因は次のようである。表-2 解析に用いた資料の分類

(1) 地震震元, (2) 地盤条件は前節に従う。

(3) 記録特性

(a) 最大水平加速度: A_{max}

(b) 加速度応答スペクトル値: S_A (gal)

ここに、 S_A : 固有周期 T ($=0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0$ 秒) および減衰定数 β ($=0.05$) に対する絶対応答加速度。

上記の記録特性 (A_{max} , S_A) に対して、地震震元および地盤条件から推定を行なう基本式として以下の推定式を考えている。

(1) 最大水平加速度の推定式

$$\log_{10} A_{max} = C(M) + C(\Delta) + C(S) \quad (3)$$

ここに A_{max} : A_{max} の推定値

$C(M), C(\Delta), C(S)$: マグニチュード

マグニチュード M	地盤種別	震央距離 Δ (km)					小計
		$\Delta < 20$	$20 \leq \Delta < 60$	$60 \leq \Delta < 120$	$120 \leq \Delta < 200$	$200 \leq \Delta$	
4.5 ≤ M < 5.4	第1種地盤	6	4				10
	第2種地盤	4	10				14
	第3種地盤	12	8	8	2		30
	第4種地盤	5					6
5.4 ≤ M < 6.1	第1種地盤		4	2			6
	第2種地盤	4	4	4			12
	第3種地盤	2	12	6			20
	第4種地盤	4	2	4			10
6.1 ≤ M < 6.9	第1種地盤		4	5			10
	第2種地盤		4	4	2		10
	第3種地盤	4	22	22	6	2	66
	第4種地盤	6	4	2	2	2	14
6.9 ≤ M < 7.5	第1種地盤			4	3	2	9
	第2種地盤			2	4	2	8
	第3種地盤				4	4	8
	第4種地盤					4	4
7.5 ≤ M < 7.9	第1種地盤				2	2	4
	第2種地盤				6	2	8
	第3種地盤		2	6	4	2	14
	第4種地盤				2	10	12
小計		42	52	72	39	32	277

(注) 第1種地盤: 39, 第2種地盤: 52, 第3種地盤: 140, 第4種地盤: 46

震央距離および地盤条件に関する重み係数

(ii) 加速度応答スペクトルの推定式

$$\log_{10} \bar{S}_A = C(M) + C(d) + C(s) \quad (4)$$

ここに、 $\bar{S}_A$: S_A の推定値 (gal)

$C(M), C(d), C(s)$: マグニチュード、震央距離および地盤条件に関する重み係数。

解析に関しては、応答スペクトル値のデータを用い、マグニチュード、震央距離および地盤条件の分類毎に重み係数を決定することになる。

表-3 重回帰分析の結果一覧表

§3 解析結果

3-1 加速度特性値の重回帰分析結果

重回帰分析の結果から得られた回帰式、偏相関係数および重相関係数の値を表-3に示す。ただし、表-3には重相関係数が0.5以上である波形特性値(H_{max}, T_d, N_z)のみ記載している。また、回帰式は、重相関係数の大きいTYPE Iのみを示し、 H_{max} については重相関係数が最も大きかつた $\Delta_0 = 10\text{km}$ の場合と $\Delta_0 = 0\text{km}$ の場合を表示している。図-4は、平均的地盤の H_{max} を例にとり、図示したものである。

重相関係数が0.5未満で特に明瞭な相関が見られない波形特性値(T_r, v, T_m)については、地盤種別毎に平均値と標準偏差を求めることとし、その結果を表-4に示す。

以上の解析結果から、加速度波形特性値と地震諸元および地盤条件との関係について次のことがわかる。

- (1) 波形特性値の内、地震諸元との相関が高いものは、最大水平加速度 H_{max} 、主要動の継続時間 T_d 、ゼロクロッシング数 N_z であり、各々表-3の関数式で表わされる。
- (2) 最大水平加速度 H_{max} は既往の解析結果と同様の傾向を示し、マグニチュードの増加および震央距離の減少に伴い大きくなる。また、震央距離の増加に伴う H_{max} の減少の割合は第1種地盤が最も少なく、他の3つの地盤種別ではそれ程大きな差異はない。
- (3) 主要動の継続時間 T_d は、マグニチュードおよび震央距離の増加につれて長くなる傾向が明らか

波 形 特 性 値	地 盤 種 別	回 帰 式	偏 相 関 係 数		重 相 関 係 数
			M	d	
A_{max}		$A_{max} = a \cdot 10^{bM} \cdot d^c$			
	1	$A_{max} = 2.65 \times 10^{0.397M} \cdot d^{-0.588}$	0.33	-0.47	0.48
	2	$A_{max} = 1.22 \times 10^{0.397M} \cdot d^{-0.588}$	0.50	-0.59	0.59
	3	$A_{max} = 3.21 \times 10^{0.397M} \cdot d^{-0.577}$	0.47	-0.51	0.61
	4	$A_{max} = 6.47 \times 10^{0.397M} \cdot d^{-0.577}$	0.55	-0.72	0.72
	全体	$A_{max} = 1.84 \times 10^{0.397M} \cdot d^{-0.580}$	0.51	-0.62	0.62
T_d		$A_{max} = a \cdot 10^{bM} \cdot (d+10)^c$			
	1	$A_{max} = 4.60 \times 10^{0.397M} \cdot (d+10)^{-0.686}$	0.33	-0.17	0.48
	2	$A_{max} = 2.65 \times 10^{0.397M} \cdot (d+10)^{-0.686}$	0.50	-0.59	0.59
	3	$A_{max} = 5.50 \times 10^{0.397M} \cdot (d+10)^{-0.686}$	0.48	-0.52	0.62
	4	$A_{max} = 1.28 \times 10^{0.397M} \cdot (d+10)^{-1.112}$	0.55	-0.71	0.72
	全体	$A_{max} = 3.41 \times 10^{0.397M} \cdot (d+10)^{-0.685}$	0.51	-0.62	0.62
N_z	1	$T_d = 3.89 \times 10^{-2} \times 10^{0.466M} \cdot d^{0.199}$	0.59	0.11	0.89
	2	$T_d = 1.37 \times 10^{-2} \times 10^{0.212M} \cdot d^{0.199}$	0.29	0.27	0.71
	3	$T_d = 2.75 \times 10^{-2} \times 10^{0.291M} \cdot d^{0.199}$	0.37	0.17	0.61
	4	$T_d = 2.28 \times 10^{-2} \times 10^{0.199M} \cdot d^{0.232}$	0.35	0.16	0.52
	全体	$T_d = 2.08 \times 10^{-2} \times 10^{0.274M} \cdot d^{0.199}$	0.32	0.23	0.65
	1	$N_z = 1.43 \times 10^{-2} \times 10^{0.410M} \cdot d^{0.199}$	0.41	0.22	0.75
	2	$N_z = 6.23 \times 10^{-3} \times 10^{0.201M} \cdot d^{0.199}$	0.11	0.35	0.66
	3	$N_z = 5.28 \times 10^{-3} \times 10^{0.272M} \cdot d^{0.199}$	0.39	0.02	0.54
	4	$N_z = 4.05 \times 10^{-3} \times 10^{0.199M} \cdot d^{0.199}$	0.22	-0.04	0.29
	全体	$N_z = 4.68 \times 10^{-3} \times 10^{0.249M} \cdot d^{0.199}$	0.30	0.12	0.54

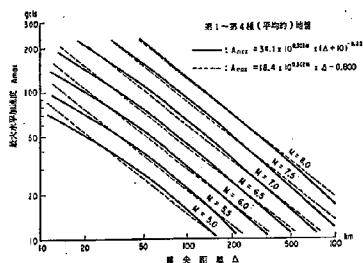


図-2 $A_{max}-M-d$ 関係図 [第1種(平均的)地盤]

表-4. T_1 , V/H , $2T_d/M_z$ の標準値および標準偏差

		地盤種別			
		第1種	第2種	第3種	第4種
T_1 (sec)	平均値	0.36	0.43	0.49	0.75
	標準偏差	0.02	0.03	0.30	0.42
V/H	平均値	0.34	0.33	0.34	0.32
	標準偏差	0.15	0.18	0.18	0.21
$2T_d/M_z$ (sec)	平均値	0.30	0.34	0.39	0.61
	標準偏差	0.06	0.22	0.22	0.35
$T_1 / \frac{2T_d}{M_z}$		1.20	1.26	1.26	1.23

となつた。 $\Delta-T_d$ の関係図および $M-T_d$ 関係図の一例を各々、図-3、図-4に示す。

(4) ゼロクロッシング数値は、地盤条件の違いにより、震央距離 Δ の影響の度合いが異なることが特徴である。すなわち、第1種、第2種のように比較的良質な地盤では Δ が大きくなるにつれて増加するが、軟質な地盤の第3種、第4種では Δ はほとんど影響せず、マグニチュードのみが影響することが明らかとなった。

(5) 波形特性値の内、最大水平加速度時の周期 T_1 、最大鉛直加速度との比および平均周期 T_m の地震諸元との関係に関する今回の重回帰分析の結果からは、それらの相関性は明確に表れなかった。しかしながら、表-4から次のことが指摘できる。

- 最大水平加速度時々の周期 T_1 、および主要動の継続時間内の平均周期 T_m の各平均値は地盤が軟質化することによって長くなり、この傾向は第4種の軟質な沖積地盤の場合に顕著となる。また、 T_1 は T_m の1.20~1.26倍となり、この倍率は地盤条件に大きく影響されない。
- 最大鉛直加速度と最大水平加速度の比の平均値は地盤条件による影響はほとんどなく、 $\mu = 0.32 \sim 0.34$ の値を示している。設計に用いる鉛直加速度として水平震度の1/2を採用しておけば、表-4より標準偏差程度の余裕をみていることになる。図-5にこの震央距離に対する分布状況の一例を示す。

3-2 応答スペクトルの統計解析結果

応答加速度の推定値 $\bar{S}_a$ を求めるのに必要な各要素(マグニチュード、震央距離、地盤条件)に対する重み係数、および L の計算結果の一部を表-5に示す。また、表-5をもとにして地震諸元、地盤条件の分類に応じて計算された $T-\bar{S}_a$ の関係図(応答スペクトル図)の一部を図-6、7、8に示す。

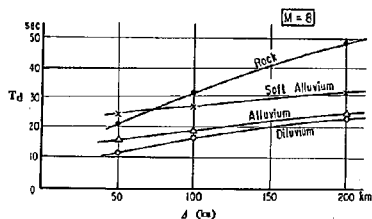


図-3 $\Delta-T_d$ 関係図例 ($M=8$)

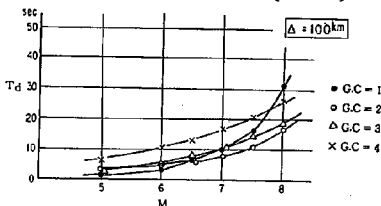


図-4 $M-T_d$ 関係図例 ($\Delta=100$ km)

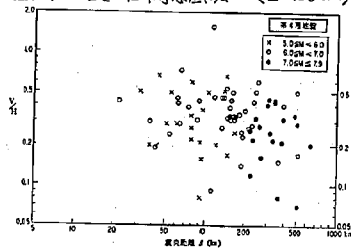


図-5 $V/H-\Delta$ 関係図例 (第4種地盤)

図-6, 7, 8にも示され

ているように、地震諸元、
地盤条件の分類に基いて最
大水平加速度の推定値 $\bar{A}_{max}$
も計算されているので、こ
れらの結果より、加速度応
答係率 β ($\bar{S}_a/\bar{A}_{max}$)のスペ
クトル図を求めることが
できる。ここで $\bar{A}_{max}$ の値は
あくまでも β を求めるため
の値であり、通常、地震加
速度の推定には、加速度特性値の統計解析の結果を用いるのがよい。

表-5

277成分による数量化理論を用いた解析結果 (一書)

No.	震源距離 71 (km)	震源深度 h (km)	震源機構 タイプ	マグニチュードM					最大加速度 $\bar{A}$ (m)					地震動の成分			
				I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV
				< 5.4	5.5 5.6	5.7 5.8	5.9 6.0	6.1 6.2	< 20	20 40	40 120	120 200	200 400	第1期	第2期	第3期	第4期
SA 1	010	010	震源機構 レンジ	-0.66	-0.56	-0.52	-0.45	0	0.71	0.62	0.51	-0.05	0	210	233	238	203
												0.71				0.68	
SA 2	015	010	震源機構 レンジ	-0.68	-0.56	-0.53	-0.35	0	0.69	0.68	0.53	0.05	0	219	211	218	210
												0.59				0.10	
SA 3	020	014	震源機構 レンジ	-0.73	-0.58	-0.54	-0.30	0	0.74	0.51	0.32	0.02	0	223	217	222	211
												0.74				0.12	
SA 14	150	072	震源機構 レンジ	-1.30	-0.86	-0.69	-0.27	0	0.64	0.34	0.16	0.02	0	152	175	184	133
												0.74				0.61	
SA 15	200	071	震源機構 レンジ	-1.22	-0.82	-0.67	-0.23	0	0.56	0.30	0.11	-0.03	0	139	157	164	166
												0.72				0.57	
SA 18	250	070	震源機構 レンジ	-1.23	-0.87	-0.74	-0.39	0	0.54	0.29	0.13	-0.02	0	134	151	155	152
												0.57				0.52	
SA 19	300	039	震源機構 レンジ	-1.16	-0.86	-0.71	-0.41	0	0.51	0.25	0.12	-0.05	0	127	142	145	142
												0.58				0.58	
SA 19	400	038	震源機構 レンジ	-1.18	-0.84	-0.72	-0.40	0	0.45	0.21	0.10	-0.10	0	119	131	136	128
												0.55				0.59	

次に、 $\bar{S}_a$ に及ぼす地震諸元、地盤条件の影響度(表-5中のレンジ)を図-9に示す。

以上の解析結果より次の事項が明らかとなった。

- (1) 震央距離が同程度の場合、マグニチュードが大きくなるにつれて、 $\bar{S}_a$ が増加する。
- (2) マグニチュードが同程度の場合、震央距離が大きくなるにつれて、 $\bar{S}_a$ は低下する。
- (3) $\bar{S}_a$ に及ぼす地盤条件の影響は、応答スペクトル曲線において等1種地盤が他の3つの地盤種別と大きく異なっていることが特徴である。つまり、等1種地盤の $\bar{S}_a$ の曲線は、短周期領域を除いて他の3種類の地盤の値よりも小さくなる。また、これら3種類の地盤の $\bar{S}_a$ の曲線を見ると、比較的中長周期の領域では、地盤が軟質ほど $\bar{S}_a$ が大きくなる傾向が認められる。
- (4) $\bar{S}_a$ に及ぼすマグニチュード($M=4.5\sim 7.9$ の範囲)、震央距離($\Delta=6\sim 405$ kmの範囲)および地盤条件(4分類)の影響については図-9より、各周期でマグニチュードの影響度が最も大きい。

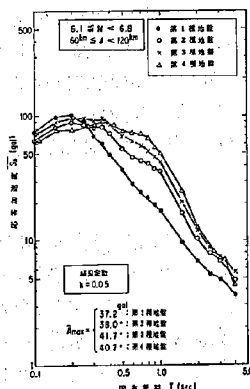


図-6 加速度応答スペクトル曲線
($6.1 \leq M < 6.8$, $60 \leq \Delta < 120$)

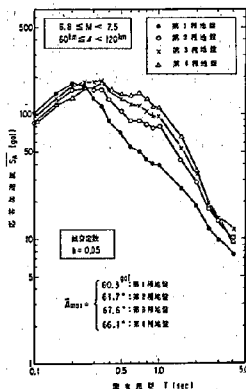


図-7 加速度応答スペクトル曲線
($6.8 \leq M < 7.5$, $60 \leq \Delta < 120$)

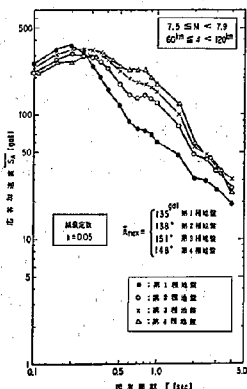


図-8 加速度応答スペクトル曲線
($7.5 \leq M < 7.9$, $60 \leq \Delta < 120$)

震央距離については、短周期ではマグニチュードとほぼ同程度であるが、周期が長くなるにつれてこの度合はマグニチュードに比べて減少する傾向を示す。また、地震条件の R_a に及ぼす影響度合は、マグニチュード、震央距離に比べて0.1~4秒の周期で全般的に小さくなっている。ここで取扱っているマグニチュードの範囲及び震央距離の範囲が相当広いことを考えると当然の結果と言える。しかし、 $T=0.5\sim 2$ 秒の範囲では地震条件の影響がかなり大きくなることが注目される。

(5) R_a の数量化理論による解析結果の重相関係数は、0.54~0.72で、長周期になるにつれて大きくなる。また、 R_{max} の数量化理論による解析結果の重相関係数は0.60であった。

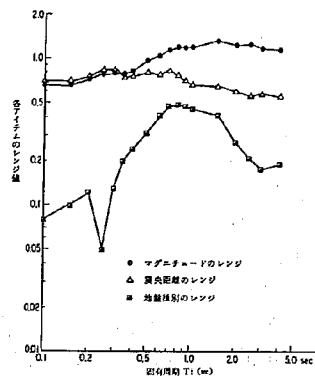


図9. 各アタマのレンジ値と固有周期との関係

4. まとめ

我が国における強震記録を統計的に解析した結果より、次のことが結論付けられる。

- (1) 地震動の加速度特性の内、水平加速度、主要動の継続時間、ビロクロッシング数は、地震種別ごとに、地震のマグニチュードと震央距離の関数として定量表示ができる。
- (2) 鉛直加速度の水平加速度の比は平均的に $1/2$ であり、設計上は $1/2$ を採用すれば安全側となる。
- (3) マグニチュード、震央距離および地震種別を与えて、線型系の応答加速度値を推定する標準スペクトル曲線が得られた。
- (4) 応答加速度値に及ぼすマグニチュード、震央距離および地震種別の各々の影響の程度については、マグニチュードの影響が最も大きい。震央距離の影響については、短周期ではマグニチュードと同程度であるが、長周期になるにつれて、相対的に影響は小さくなる。また、地震種別については、全般的に、影響程度は他の2者より小さい。しかし、固有周期0.5~2秒の範囲ではやや影響が大きくなる。この際、軟質な地盤ほど応答加速度が大きくなる傾向が認められる。
- (5) 以上の解析結果から、構造物の耐震設計に考慮する地震入力および地震荷重の特性を評価することがある程度可能となる。

本研究は、昭和51年度までに実施した建設省総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」の研究の一環として、土木研究所からの委託により、(財)国土開発技術研究センター内に設立された耐震技術開発研究委員会の広範囲の研究活動の一部として実施されたものである。同委員会の委員長である岡本舜三教授、本研究を担当した地震力地震部会の部会長の久保度三郎教授、部会長代行の白野元彦助教授および石原研而助教授、また、直接的に統計解析を実施、指導した片山恒夫助教授に対し感謝の意を表します。また、多量の実測資料へ処理は主に日本技術開発(株)の佐伯光昭氏にして頂きました。紙面を借りて御礼申し上げます。

16. 地震応答解析における地震動入力 の設定法

振 動 研 究 室

川 島 一 彦

地震応答解析における地震動入力の設定法

振動研究室 川島一寿

要旨

構造物の地震時の動挙動は周辺地盤の影響を受けることされている。一方、地震時に観測される地震動記録も地盤の影響を受けることが考えられる。これらを考えると、構造物の地震応答解析において、記録された地震動加速度記録をそのまま入力地震動として用いることは合理的とはいえない。建設省の新耐震設計法(第1)(1977)では、このような点を考慮し、地表近くの地盤の影響を受ける度合いの少ない地中の基盤面において入力地震動を与えることにより、地中の構造物および地表上の構造物のいずれに対しても同等な地震力を評価しようとする考え方が示されている。本報告では、このような耐震計算法をとるために必要となる地震動入力の設定法につき、具体的な手続きを述べるものである。

§1. はじめに

構造物の耐震設計に関連して地震応答解析を行なう際には、実際に地表面上もしくは地中で観測された地震動記録を入力として用いる場合が多い。しかしながら、地震動の観測結果および地盤の地震応答解析の結果によれば、一般に観測された地震動記録は、周辺の地盤の影響を受けていることが知られている。構造物の建設地点と地震動記録の得られた地点とでは地盤条件は異なるのが普通であるから、地盤条件の差異を念頭に置かないで地震動記録をそのまま地震応答解析に用いることは合理的ではない。このような点を正しく耐震計算に取り入れるための考え方の一つとして、建設省の新耐震設計法(第1)では地表面近くの地盤の影響が入らないか、もしくはその度合いの少ない面(以下、基盤面と呼ぶ)を地盤内に設け、その面において地震動を作用させることにより地盤の応答を求め、ひいてはこの地盤の応答を基として構造物の応答を計算する手法が示されている(図1参照)。ここでは基盤面以下の地盤における地震動は地表面近くの地盤の影響を受けないと仮定される。従って、構造物建設地点と地震動記録の得られた地点のような2点間の地震動を相互に関連づけるという問題は、結局、ある

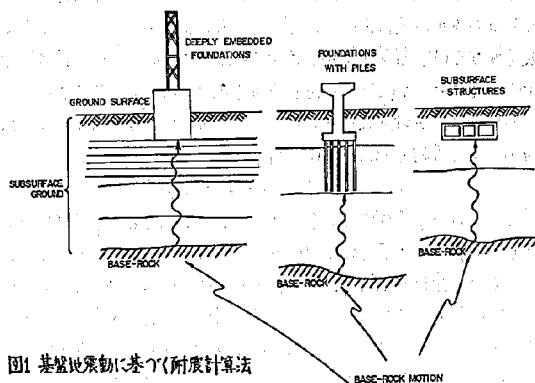


図1 基盤地震動に基づく耐震計算法

地震動にどのように地表に近い地盤の影響を考慮するかという手続きの問題に帰着させられる。

8.2. 耐震計算上の基盤の定義

地震時の地盤の運動はいろいろな要因に支配されていると考えられるが、大きく分けると、地震の発生そのものにかかわる特性と発生地点から当該構造物建設地点に至るまでの伝播にかかわる特性に分けて考えることができよう。前者は震源域から送り出される地震動の性質で、これに関係する要因としては、例えば、震源域の規模、破壊の生じた長さ、破壊面の滑り量とそれに要した時間といった諸々の条件が複雑にからみ合っていると考えられている。後者は震源域から送り出された地震動の減衰もしくは増幅にかかわる特性で、これに関係する要因としては、地震波の伝播経路、伝播距離、中間の地盤の特性等の条件を挙げる事ができる。いま、これらの2つの大きな要因が互いに独立であると仮定できるならば、この関係は次式によって表わすことができる。

$$M(\omega) = E(\omega) \cdot G(\omega) \quad (1)$$

ここで、

$M(\omega)$: 構造物建設地点における地震動の性質

$E(\omega)$: 震源域において送り出される地震動の性質

$G(\omega)$: 震源域から構造物建設地点に至るまでの伝播特性

ω : 振動数

震源域から出た地震波は伝播の途中経路において地盤、地層条件の非連続的な変化面を透過、屈折をくり返しながら次第にその性質を変えていくと考えられる。一般に、固い第一の物質から軟かい第二の物質に地震波が入射する場合、第二の物質の軟かければ軟かい程この物質への屈折波の振幅が大きくなる事が知られており、これが地表面に近い地盤内における地震波の重複反射と相まって地表層に大きな振動を引き起こすと考えられている。地震が発生する地殻内のせん断波速度は一般に3%程度の差といわれている。一方、地表近くの地盤ではそれが200%以下になる場合が少なくない。したがって、震源域から送り出された地震波は地殻から地表近くへ到達するにょんで、著しく堅さの違いのある地層面に出会い、この際に大きな特性の変化を生じるものと考えられる。こうした点を考慮するならば、震源域から構造物建設地点に至るまでの伝播特性 $G(\omega)$ をさらに二つに分けよう。すなわち、(2)式のように一つは地表面近くの地盤内を伝播する際の伝播特性 $G_0(\omega)$ 、他の一つは震源域から地表面近くの地盤に達するまでの伝播特性 $G^*(\omega)$ であり、 $G(\omega)$ はこの両者の重ね合わせであるとするのが工学的な取扱いは便利である。

$$G(\omega) = G_0(\omega) \cdot G^*(\omega) \quad (2)$$

ここには以下、 $G_0(\omega)$ を規定する地表面近くの地盤を表層地盤と呼び、表層地盤に深い地盤を耐震計算上の基盤、両者の境界面を耐震計算上の基盤面と呼ぶことにする。 $G^*(\omega)$ は震源域から構造物建設地点までの地震波の伝播経路の詳細を知らなければ求めることができないから、(1)、(2)式を組み合わせて $E(\omega)$ を手えることにより構造物建設地点の地震動を求めることは工学的には容易ではない。しかしながら、一般に耐震設計で考慮される地震動の主要動部分が主として地盤の下層から上層へと伝播するせん断運動によると考えるならば、為重複反射に基づく計算等の手続きをとれば、比較的精度良く表

層地盤の特性 $G_0(\omega)$ を評価することができる。したがって、このような理由から、(1)、(2)式を次のような形で取扱うのが便利である。

$$M(\omega) = E^*(\omega) \cdot G_0(\omega) \quad (3)$$

ここに、

$$E^*(\omega) = E(\omega) \cdot G^*(\omega) \quad (4)$$

いま、 $G^*(\omega)$ が地域的に著しい違いを示さないとの仮定を置くと、ある特定の地震に対して $G^*(\omega)$ を支配する主要な要因は震源域からの距離と考えることができる。したがって、このような場合には耐震計算上の基盤面における地震動の特性 $E^*(\omega)$ は、震源から同等の距離にある区域にあつてはどこをと、ても同じであると扱うことができる。

耐震計算上の基盤面という考え方は、(1)式で定義したように地表面近くの地盤の堅さがそれ以下の地盤の堅さに比較して著しく軟かいということに基づいているため、地盤の地質年代の条件をもとに定めるか、あるいは地盤の力学的特性をもとに定める事例が多いが、本質点にはそこで選定する地震動（基盤地震動）の具備する特性 $E^*(\omega)$ の問題としてとらえる方が考えやすい。すなわち、基盤地震動の具備すべき条件としては、地所において耐震計算に用いた地震動に対して特性およびレベルを相互に比較することのできる必要がある（基盤地震動に対する平面的な普遍性の追求）であり、同時に、地表上の構造物や地中に埋設された構造物のいずれに対しても統一した考え方で耐震計算上の入力地震動を取扱えるもの（基盤地震動を基にした鉛直面内における地震動の取扱いの正確さに対する追求）が都合が良い。これらの2つの条件は(3)式で表層地盤の影響を適切に取り入れるることによって達成することができる。したがって、このような考え方をとれば、表層地盤の影響の入っていない地震動が基盤地震動の条件であり、このような地震動を規定できる地盤であることが基盤の条件であるということができる。

3. 基盤地震動の具備すべき特性

基盤地震動が前節のような条件を満たして(4)式で与えられる場合には、その特性を支配する主要な要因は、地震の規模および震央から構造物建設地点の基盤までの距離であろう。地震の発生した場所から構造物の対象基盤までの距離が遠ければ地震動の強度は一般に低下し、反対に近ければ地震動の強度は強くなる。したがって、比較的小規模な地震であつて構造物から遠方で発生したような地震は、一般に耐震設計上考慮する必要は少ないであろうし、一方、大規模な地震の場合には比較的遠方で発生した場合であっても、なお、構造物に相当の影響を与える場合が少なくないため、耐震設計上考慮する必要がある。基盤における地震動をこのような地震の規模と震央から構造物建設地点までの距離によって分類すると、概念的には図2に示すようになり、図中の破線の上側に相当する規模および震央距離を有する地震動が、一般に耐震設計上考慮する必要がある基盤地震動ということができよう。具体的にどの程度のレベルの地震動を設計に想定するかは、構造物の性質や用途等によって定められるものである。ちなみに、現在までに建設された大規模な土木構造物のうち、長大吊橋の地震応答解析に選ばれる地震動は図3に示す興味にある。吊橋は高次不特定構造物であり、低次の振動モードから高次の振動モードまで広い範囲に固有周期の存在するのが普通である。したがって、地震応答解析

においては、2種類以上の地震動を考慮して卓越した振動数の領域が相互に補完的となるようにすることが望ましく、このような点を考慮して図2の破線の上側に相当する地震動を選定するのがよいと考えられる。

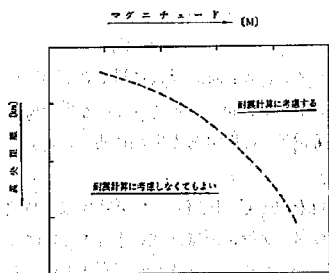


図2 耐震計算に考慮する地震動の概念図

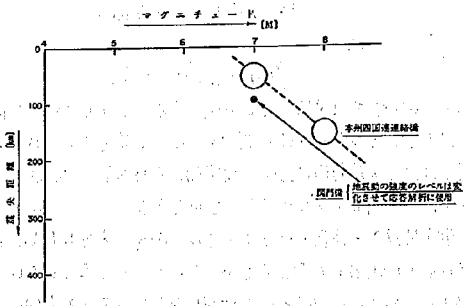


図3 現在までに建設もしくは建設が予定されている大規模吊橋の地震応答解析に想定された地震動

8.4. 耐震計算上の基礎の制約および基礎地震動

耐震計算上の基礎として考慮すべき条件を検討するために、図4に示すように水平に堆積する2層から構成される地盤モデルを考える。ここで、第1層が表層地盤、第2層が基盤、両者の境界面が基礎面であるとして以下検討を進めていく。地盤の堅さはそれぞれの層内では一様と仮定する。この仮定は基礎地震動に対する表層地盤の影響を調べるためには許されよう。地震時の地盤の運動として地盤下方から上方に伝播するせん断波動を取りあずると、運動方程式は次式で与えられる。

$$G_i \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j^2} = \rho_j \frac{\partial^2 u_j}{\partial t^2} \quad (i=1, 2) \quad (5)$$

ここで、 $j=1, 2$ は地層を表わすサフィックス、 G_j, ρ_j はそれぞれ第 j 層の地盤のせん断変形係数および密度である。

(5)式にフーリエ変換を施し、 u_j の周波数ごとの解 $\bar{u}_j$ を求めると次式となる。

$$\bar{u}_j = A_j \exp(-i\omega \frac{x_j}{v_j}) + B_j \exp(i\omega \frac{x_j}{v_j}) \quad (6)$$

ここに、

$$v_j = \sqrt{G_j / \rho_j}$$

ここで、 A_j, B_j は境界面 $x_j=0$ での下降波および上昇波の振幅であり、図4に示した境界条件および連続条件から任意の点における地盤の運動を手に入れることにより定めることができる。

いま、第2層の地盤の剛性が第1層の地盤のそれと比べて無限に大きい場合を考えると、この場合には第1層の地盤の運動は境界面で完全反射するため、第2層内の入射波 B_2 あるいは地震動 $\bar{u}_2$ に全く影響を及ぼさない。したがって、このような場合にはそれぞれ第2層を基盤、入射波 B_2 もしくは地震動 $\bar{u}_2$ を基盤地震動と考えることができる。また、第2層の剛性が無限に大きくなくても、第2

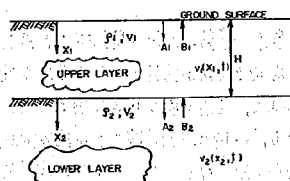


図4 地盤のモデル

層以下には性質を異にする地盤がないような場合には第2層内で震動の透過や反射が生じないため、境界面における入射波 B_1 は純粋に第2層の性質だけで決まるものである。したがって、このような場合にはそれぞれ第2層を基盤、入射波 B_1 を基盤地震動と考えることができる。以上をまとめると、上下方向のせん断波の伝播に基づく基盤の条件は以下の2つである。

(1) 表層地盤に比較して下方に連続的に無限大の剛性を有する地盤

(2) 無限大の剛性を有しなくても、下方に一樣な性質で連続する地盤

ここで、前者の場合には基盤における地震動および入射波の両方が、後者の場合には基盤の入射波がそれぞれ基盤地震動と考えることができる。しかしながら、現実には上に挙げたような地盤条件は厳

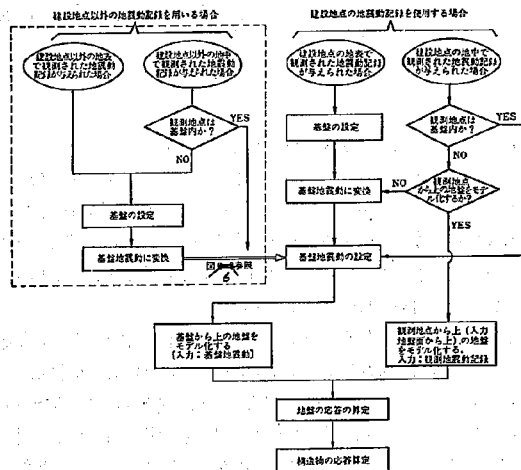
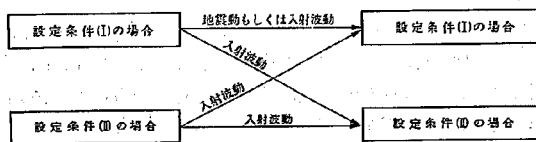


図5 入力地震動が与えられてからの解析手順

〔観測地点における基盤の設定条件〕

〔建設地点における基盤の設定条件〕



ここで、

設定条件Ⅰ：表層地盤に比較して下方に連続的に無限大の剛性を有する地盤

設定条件Ⅱ：無限大の剛性を有してはいないが、下方に一樣な性質で連続した地盤である場合

地盤動=入射波動+反射波動 (図5 参照)

図6 観測地点の基盤地震動から建設地点の基盤地震動への受け渡し

密な意味で存在しないため、検討の項目や精度との関連において上記の条件を緩和して実際の設計に適用していくことが必要であろう。例えば、上記(I)の条件では、表層地盤に比較して基盤の剛性が充分大であれば、基盤の地震動もしくは入射波に対する表層地盤の影響が小さいであろうし、(II)の条件では、下方に連続して一様でなくとも地震動の継続時間に比較して地震動の伝播時間が長いと見なせる範囲で下方に一様連続な地盤であれば基盤として取扱ってもよいであろう。

このような考え方を構造物の建設地点と地震動記録の観測地点の両方に適用すると、建設地点もしくは建設地点以外の地点における地震動記録が与えられてから、これを当該構造物の地震応答の算定に使用するまでの手順は図5のようにまとめられる。ここで、地震動記録観測地点の基盤地震動から構造物建設地点の基盤地震動への変換は上述した基盤の条件(I)、(II)に従い、図6のように分類することができる。

§5. 結 論

以上に示した結果から以下の結論と今後の問題点が得られた。

(1) 地盤内に表層地盤の影響を受けないかもしくはその度合いの少ない基盤面(耐震計算上の垂盤面)を想定し、入力地震動をこの面において設定するという考え方に基づくのは、地盤条件の異なる地点間の地震動特性をいかに同一等に評価することが可能である。また、基盤において設定した入力地震動が表層地盤の影響を正しく取り入れることにより、地表上の構造物および地中に埋設された構造物のいずれについても均等な入力地震動を与えることができる。

(2) 耐震計算上の基盤としては比較的広い範囲にわたって一様に分布するという条件を揃えているとともに、地盤の下方から地表面への地震波動(せん断波動)の伝播という観点から異なりべき条件をまとめると、(I)表層地盤に比較して無限大の剛性を下方に連続的に有する地盤であるか、もしくは(II)無限の剛性を有しなくても下方に一様な性質で連続する地盤であることと考えられる。ここで、前者の場合には、基盤における地震動および入射波の両方が、後者の場合には基盤の入射波がそれより上述した基盤地震動と見なすことができる。しかしながら、現実にはこのような条件を揃えた地盤は存在しないため、検討、項目や精度との関連において上記の条件をある程度緩和して実際の設計に適用していかねばならない。

(3) 基盤地震動が上述したような条件を揃えている場合には、その特性を支配する主要な要因は、地震の規模および震央から構造物建設地点までの距離と考えられる。したがって、耐震計算に際して基盤地震動を選定する場合には、このような地震の規模および震央距離による分類を念頭において、図2に示す線路上にある2種類以上の相互に特性を補完する関係にある地震動を設定するのがよいと考えられる。

参考文献

栗林、川島、宮田：地震動入力の設定法に関する研究、土木研究所資料第1192号、1977.2。

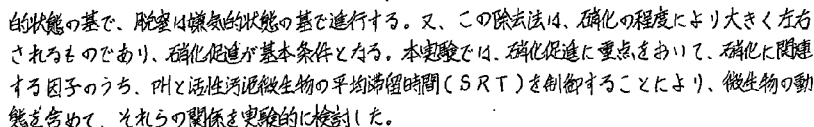
17. 活性汚泥によるアンモニア性窒素 の硝化

下水道研究室

落 修 一

下水道研究室 落修一

現在の下水処理施設では、密閉養化の主要な原因物質である窒素が充分除去されない。著者らは、この問題に取り組む、下水の二次処理段階における有機物と窒素とを同時に除去する可能性について研究を進めてきた。下水処理施設に流入する下水中の窒素は、特異的な例を除き有機性窒素とアンモニア性窒素である。これを二次処理した場合、その処理水中では大部分がアンモニア性窒素となっており、この二次処理段階までに除去される窒素は 30~50% であるといわれている。従って、この除去率を上げるにはアンモニア性窒素の除去を図るなければならない。それには、イオン交換法、アンモニアストリッピング法、不連続点塩素法入法等の物理化学的手法と、アンモニア性窒素の硝化、脱窒の系を踏む生物学的な手法が考えられる。二次処理段階で窒素の除去を図る場合には、後者の手法に拘らなければならない。生物学的な硝化、脱窒法は、次の反応系を踏むものであり、硝化は好気



実験の概要：実験は、図-1に示すエアレーションタンク容量60ℓ、沈殿池容量30ℓからなる押出し流れ方式の連続実験装置4台を用い、表-1に示す人工下水を連続添加しながら20℃の恒温室で実施した。実験は3段階より構成され、I)エアレーションタンク内をpH8にコントロールしながら各装置で異なるSRTを設定し、約24時間連続運転を行ない、処理効率、活性汚泥の性状等を調査した。II) pH7、III) pH6について同様の手法により実験した。尚、本実験ではDOが制限因子とならないよう充分供給することとし、エアレーションタンク内のpHコントロールは、PH自動制御装置（二点補正可能）を用い必要に応じて台数を変えた。PHコントロール用の海

図-1 連続実験装置概要

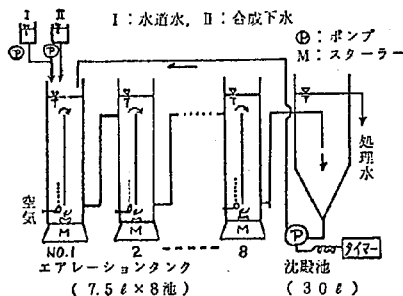


图-1 傳統実業装置概要

液は、 NaOH と HCl で水道水を pH 約13とりに調整したものである。又、各装置に付属するポンプ類の流量は定期的にチェックした。

SRTの設定法: SRTは次の手法を採用して間投的にコントロールした。流入下水の濃度、流量を全装置とも同一量に設定し、各装置のエアレーションタンク内のMLSSをそれぞれ500, 1000, 1500, 3000 mg/l を目標に維持管理することにより、各装置での負荷は異なったものになる。従って、各装置での負荷により増殖する活性汚泥量も異なり、その増殖分を引き抜くことによりSRTは設定されていることになる。ここでは、単位汚泥当りの有機物負荷をできるだけコンスタントに保つ必要がある。エアレーションタンク内MLSSのコントロールに重点を置き、可能な限り沈殿池には汚泥が残らないような運転をした。

試料の採取及び分析法: 経時的な水質の変化は、24時間のコムボジットサンプルとし、 pH , SV_{30} , MLSS, MLTVSS, SS, BOD, COD, K-N, $\text{NH}_4\text{-N}$, $\text{NO}_2\text{-N}$, $\text{NO}_3\text{-N}$ 等について行ない、別に週一回の割合いで他栄養細菌、硝化菌、原生、後生動物等も把握した。水質分析は、下水試験法(1974)。 NO_2 , NO_3 に関してはEPAの手法により、他栄養細菌は平板培養による計数法、硝化菌は、MPN法を用い100日以上の培養で計数した。原生、後生動物は検鏡により計数した。尚、細菌計数に用いた培地は次の通りである。

他栄養細菌 — トリアトンゲルコース培地($\text{pH}7$)

トリプトン 2g,	グルコース 1g,	寒天 9g
水 1Lにとかし、115°Cで30分間滅菌		

硝化菌定置用培地

亜硝酸菌 — $\text{A液} + (\text{NH}_4)_2\text{SO}_4 30\text{mg}$	} $\rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} 0.2\text{L} \text{ のメンブレンフィルターで} \\ \text{濾過} (\text{pH}7) \end{array} \right\}$
硝酸菌 — $\text{A液} + \text{KNO}_3 30\text{mg}$	
A液: $\left\{ \begin{array}{l} \text{KH}_2\text{PO}_4 100\text{mg}, \text{MgSO}_4 50\text{mg}, \text{CaCl}_2 20\text{mg}, \text{NaHCO}_3 200\text{mg}, \\ \text{EDTA-Fe} 6\text{mg}, \text{CaCl}_2, \text{FeO}_2 \text{ trace をイオン交換蒸留水 1Lにとかす。} \end{array} \right\}$	

8.3 実験結果及び考察

各実験装置における運転条件の基での代表値は、処理水質の経日変化、活性汚泥の性状、汚泥の増殖速度等から定常と考えられる期間の平均値とした。その結果、4台の実験装置による段階の実験で得られた12個の値は、有機物負荷で、BOD-SS負荷 0.17~0.54 $\text{g/SS} \cdot \text{g/日}$ 、COD-SS負荷 0.07~0.51 $\text{g/SS} \cdot \text{g/日}$ の範囲になり、SRTは2.7~22.4日の範囲に設定された。各実験でのエアレーションタンク内の pH は、設定値に近い範囲に制御された。SVIは、一般に言われているように有機物負荷に比例した傾向を示し、高負荷では最高2350になった。その原因は、2, 3種類の糸状性微生物によるものであった。

8.3.1 SRTの設定とコントロール

SRTは、処理系内における活性汚泥の平均滞留時間であり、又、処理系内における活性汚泥の交換率を表わしている。そして、それ40式で求められる。

$$\text{SRT} = \Sigma \text{SS} / \Delta \text{S} \quad \text{--- ①}$$

ここで、SRT: 活性汚泥の平均停留時間 (T)

MLSS: 処理系内の総汚泥量 (M)

ΔS : 活性汚泥の増殖速度 (M・T⁻¹)

処理系内における硝化現象に対するSRTの評価の必要性は、硝化菌自体が一般の細菌類(有機物酸化細菌)より増殖速度が非常に遅く、それ自体が持っている世代時間が長い為である。処理系内で硝化を期待するという事は、活性汚泥中に含まれる硝化菌に依存するということであり、活性汚泥のコントロールが硝化菌のコントロールにつながる。それは、処理施設の運転法により増殖した活性汚泥を引き抜く操作であり、その操作自体がSRTを決定している。一般に、処理施設の運転は、流入有機物のエアレーションタンク内に存在する活性汚泥に対する負荷をコントロールする方法が用いられ、これらの負荷と、それにより増殖した活性汚泥量の関係を把握することが、SRTの予測につながる。それは、以下の関係式を満足させることである。

$$SRT = (1 + \alpha) \cdot MLSS \cdot V / \Delta S \quad \text{--- ②}$$

$$= (1 + \alpha) \cdot F(\alpha)^{-1} \quad \text{--- ③}$$

ここで、MLSS: エアレーションタンク内活性汚泥濃度 (ML⁻³)

V: エアレーションタンク内容量 (L³)

α : 系内の総汚泥量をMLSSで表わしたときの係数

$F(\alpha)$: 増殖率を単位汚泥当たりの負荷量で表わしたときの関数 (T⁻¹)

SRTは、②式より増殖率($\Delta S / MLSS \cdot V$)の逆数による関数として表わされ、それは、増殖率と単位汚泥当たりの負荷量との関係が成立すると、③式で表わされる。

本実験の結果、溶解性CODを用いることにより、増殖率と単位汚泥当たりの負荷量の関係が、④式の通り得られ、それは最終的に⑤式の、SRTを予測する式となった。

$$\Delta S / MLSS \cdot V = 0.737 \cdot LCOD + 0.006 \quad \text{--- ④}$$

$$SRT = (1 + \alpha) (0.737 \cdot LCOD + 0.006)^{-1} \quad \text{--- ⑤}$$

ここで、LCOD: 単位汚泥当たりの溶解性COD負荷量

本実験では、 α を実験装置の沈殿池容量により近似させると、それは、 $\alpha = 0.5$ である。

⑤式で得られるSRTと、実際、実験装置の維持管理より分別計算されたSRTとを比較すると、図-2のような結果となった。ここでは、実験値とは若干ずれた傾向を示したが、それは、 $\alpha = 0.368$ を用いると実験値とはほぼ一致する。ここでの α のずれは、実験装置の維持管理上生じたものであると考えられ、沈殿池にできるだけ汚泥を留めたいような操作などによる影響と大きいと考えられる。

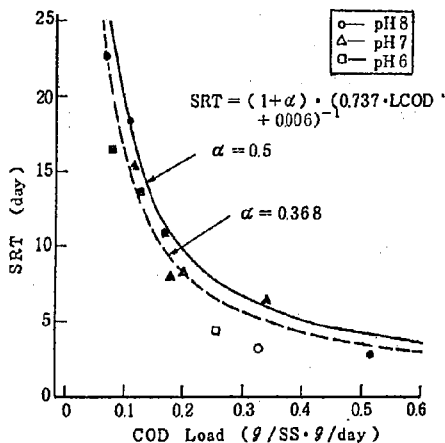


図-2 COD-SS負荷とSRT

実際、このように、SRTと負荷との関係は密接なものであり、①式から分かるように、SRTは汚泥の増殖速度に支配され、増殖速度は有機物の負荷に支配されるところが大きい。従って、SRTを設定するということは、処理施設における有機物負荷を設定することであり、負荷をコントロールすることが、SRTをコントロールすることにつながる。

§3.2 SRTと処理水質

設定されたSRTによる処理水質の状態をBOD、SSでおいたのが図-3、4である。SRTを高くとも低くとも処理水質は悪化する傾向にある。図-3で溶解性のBODがSRTに関係なく、ほぼコンスタントであることから、これには、処理水中のSSが影響している。この現象は、短いSRT側では糸状細菌によるバルキングにより、長いSRT側では活性汚泥の微小細化、脱絮集による沈殿池からの汚泥流出に起因しているものと考えられる。この結果より、これらを指標として処理水質からSRTを評価すると、SRTで5~10日の範囲が最も良い条件と考える。又、ここでのpH域におけるこれら処理水質への顕著な影響はみられなかった。

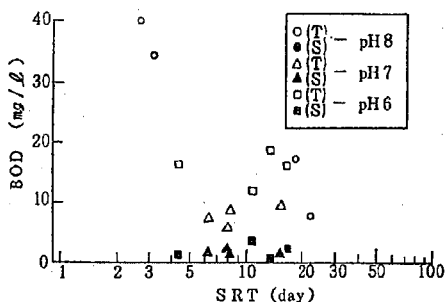


図-3 SRTと処理水のBOD

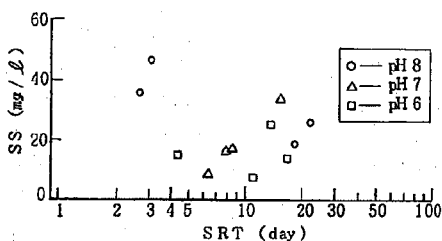


図-4 SRTと処理水中のSS

§3.3 SRTと硝化

エアレーションタンク内のpHとSRTと硝化の関係を図-5に示した。硝化は、SRTによりその程度が大きく変化している。これは

設定されたSRTにより存在する硝化菌の量が異なる為であり、SRTを高くすると起こりやすい傾向にある。低SRT側では、エアレーションタンク内のpHにより受ける影響が大きく、pH6~7附近ではSRT4~5日が硝化の限度であり、pH8附近では2日程度が限度である。設定されるSRTにより顕著な硝化が現われるのがpH8で6日、pH7で6日、pH6で11日附近であることからすると、このpH範囲では、SRTが短い場合、つまり有機物負荷が高い場合に、pHを8程度に制御することによって硝化活性を維持することができる。又、SRTを15日以上に保てる場合に、pHの影響は受けずに充分な硝化を期待することができる。

硝化活性に対するpHの影響に関して、最適pHについては、研究者によりその範囲に相違があるけれども、一般に7~8.5とされている。又、亜硝酸菌では8~8.4、硝酸菌では7.7~7.8とされている。硝化は、 $\text{NH}_4^+ + 2\text{O}_2 \rightarrow \text{NO}_3^- + 2\text{H}^+ + \text{H}_2\text{O} + 4\text{e}^-$ の反応と考えられ、硝化が進むに連れ H^+ の発生でpHの低下が起こる。従って、pHを維持しているには、それに見合った緩衝能を持たせろが、 OH^- が供給されていなければならぬ。一般に、アンモニア性窒素も硝化するのに

約7のアルカリ度を消費する。日本における流入下水のアルカリ度は、100 mg/L程度であり、非常に少ない。従って、充分な硝化を期待するには、本実験で分かった通り、アルカリ度を供給する（pHを上げる）か、SRTを高く保った運転が望まれる。しかし、pHをコントロールするには、それ相應の設備と処量の薬品を必要とし、SRTを高く保つには有機物負荷を低く抑える必要がある。低負荷で運転するには、流入水量をコントロールするか、或はエアレーションタンク内のMLSSを高く維持しなければならぬ。汚水処理量が増加してきている今日では、前者は困難であり、後者により可能な限りMLSSを高くすることになる。しかし、これらは、下水の処理施設が置かれた社会環境により、その選択性は異なってくる。著者が調査したプラントでは、非常に長いSRTをとっており、pH5附近でも充分な硝化が起っていることを確認している。従って、現場においては、これらを考慮して選択するか、組み合わせを行わなくてはならない。

ここで、エアレーションタンク内のpHをコントロールするという前提の基に、本実験での結果を硝化率で表わし、pHと硝化率の関係をSRTを加味して表わしたのが図-6である。これは、80%以上の硝化率を期待するとして、pH6~7附近では15日以上のSRTが必要であり、pH8附近になると6~7日程度のSRTで充分それに見合った硝化が期待できるということを表わしている。

§3.4 SRTと生物構成

図-7にSRTと細菌量の関係を表わした。他染菌は 10^3 個/ml程度で、下水処理場の活性汚泥中の存在量に近いものであり、SRTによる顕著な差はみられなかった。硝化菌は、 $10^2 \sim 10^3$ 個とSRTにより変化しており、エアレーションタンク内のpHによるSRTとのずれが現われている。この

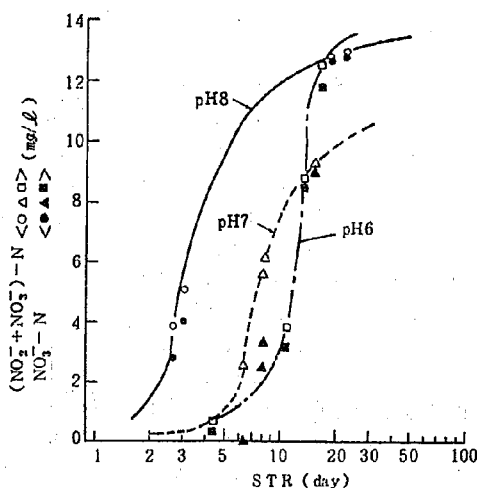


図-5 SRTと硝化量

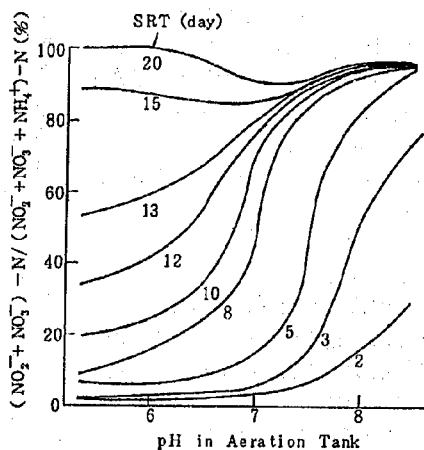


図-6 pHと硝化率とSRT

現象は、SRTの設定による単位汚泥当たりへの有機物負荷と、PHに対する硝化菌の活性の違いが影響しているものと考えられる。一方、低SRT側で、亜硝酸菌と硝酸菌の存在パターンが類似している。これは本実験の場合、流入下水は亜硝酸性窒素を含まない為、亜硝酸菌の存在量により、硝酸菌が影響されるためであると思われる。

鏡鏡による各SRTでの生物相は、後生動物、アメーバ類、活性汚泥性繊毛虫類に分類し、それぞれの群集とSRTとの関係を図-8, 9, 10に示した。生物相はいずれも高SRT側で個体数が増加する傾向がみられ、この傾向はPH7においていすれも著しかった。一方、アメーバ類は特徴的であり、このPHの範囲では、低PH域における存在量が著しく、逆に活性汚泥性繊毛虫類は、アメーバと異なりなかった。一般に硝化が起っている高SRT側では、原生、後生動物、特に後生動物が目立ち、定量的な関係はつかめなかったが、観察上これらは、硝化程度の定性的な予測の指標と成り得ると思われる。又、*Euglypha*, *Arcella*等の有殻アメーバ類も指標とすることができるともいえる。

§4 まとめ

- 1) 負荷と汚泥発生量の関係より負荷からSRTを予測することができる。ここでは分析上、最も容易であるCODを応用した。
- 2) 処理水質とBOD, SSで評価した場合、SRT5~10日が良い条件と云える。
- 3) 硝化は、SRTを高く維持する旨と進歩、それはPHにも影響され、PH8で3日、PH7で6日、PH6で11日附近より顕著な硝化が現れる。
- 4) 生物相は、他培養細菌を除き、SRTの長い条件で増加する傾向を示した。
- 5) 活性汚泥を鏡鏡することにより、後生動物や有殻アメーバ類は、定性的な硝化予測の指標となりうる可能性がある。

図-7 SRTと細菌存在量

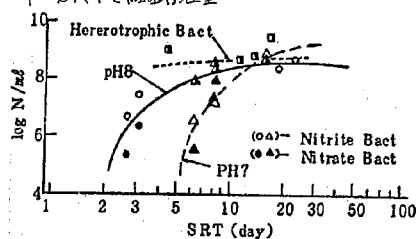


図-8 SRTとMetazon

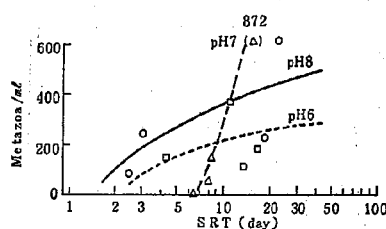


図-9 SRTとアメーバ類

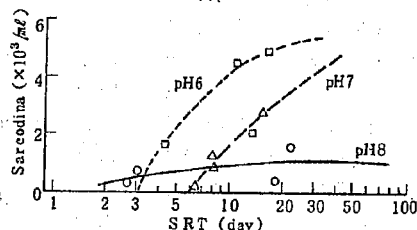
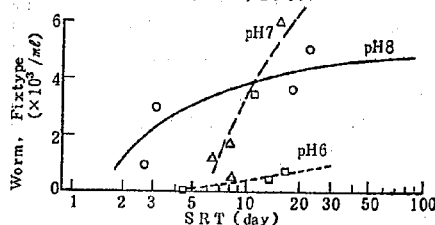


図-10 SRTと活性汚泥性繊毛虫類



18. 硫酸バンド汚泥からのアルミニウム・ リンの回収

三次処理研究室

太 田 久 昭

硫酸バンド汚泥からのアルミニウムとリンの回収

三次処理研究室 太田 久昭

§1.

水域の富栄養化防止を目的とし、リン除去のため下水に硫酸バンドを添加し、凝集沈殿することによって発生する汚泥中には、多量のリン、およびアルミニウムの反応物が含まれている。この硫酸バンド汚泥からリン、およびアルミニウムが回収できれば、資源の乏しい我が国において、資源の有効利用が図れ、さらに、下水処理で大きな問題となってきた汚泥の処理・処分の問題が軽減できる可能性がある。硫酸バンド汚泥からの回収方法はまだ確立していない。そこで、当研究室では51年度より硫酸バンド汚泥(バンド汚泥)からアルミニウム(Al)、およびリン(P)の回収方法について調査を行っており、若干の知見を得たのでここに報告する。

§2 回収の目標とその方法

§2.1 アルミニウム

(1) アルミニウムのリンに対する純度が高いこと、すなわち、 Al_2O_3 の比が大きいこと。

リン除去のためのバンド添加位置には、一次処理、二次処理、三次処理、および汚泥処理段階とある。バンド汚泥中の成分の割合はこの添加位置、下水の特性、バンド添加量等によって異なってくるが成分としてはリン酸アルミニウム($AlPO_4$)、水酸化アルミニウム($Al(OH)_3$)、およびアルミニウム、リンの回収からみると不純物である有機物、無機物等が考えられる。このうち回収の対象となる $AlPO_4$ 、 $Al(OH)_3$ は酸性域、およびアルカリ域でともに溶解する性質を持っている。すなわち、酸、あるいはアルカリで溶解した溶液中にはアルミニウムとリンが共に含まれる。これらをそのままリン除去に適用すると、添加再生アルミニウムによる下水へのリンの回帰という矛盾が生じる。したがってバンド汚泥からアルミニウム、およびリンを酸性法、アルカリ法で回収する際に解決しなければならぬ最も大きな問題は、溶解したアルミニウムとリンをいかに分離するかということであり、この点に関する現在考えられるいくつかの回収方法を表-1に示す。

(2) 回収アルミニウムの濃度が濃く、一定であることが要求される。

回収アルミニウムは、凝集剤として用いるので、凝集剤添加量を少量とすること、および定量とすることから回収アルミニウムは濃度が濃く、一定であることが必要である。このための方法も表-1に示す。

§2.2 リン

リンについては、回収したリンを肥料、あるいは原料として再利用することを考えているが、この点に関する調査はまだ行っていない。

§3. 回収実験の概要

表-1 現在考えられる回収方法と濃縮方法

表-1 現在行なわれる回収方法と技術

回収方法	酸性法 汚泥中のAl, PはpH3~4で溶解し、pH2で定着する	pH調整法	バンド汚泥中に含まれているAl(OH) ₃ とAlPO ₄ の溶解度の差を利用して、Alの溶解度がPの溶解度より大きい領域(pH3~4)にpHを調整し、AlとPを分離する。
		イオン交換法	バンド汚泥に硫酸を加え、pHを2まで下げ、AlとPをほぼ100%溶出させた酸処理液に、陽イオン交換樹脂に吸着させ、樹脂が飽和したところで濃縮水で再生するとPを含み、純度が高く、しかも高濃度で一定濃度の再生Alを回収する。
		鉄塩法	バンド汚泥に硫酸を加え、pHを2まで下げ、AlとPをほぼ100%溶出させた酸処理液に、Fe ₂ (SO ₄) ₃ 等の鉄塩を添加し、pH3~4に中和し、リン酸鉄を析出し、液相中のP分を濃縮させ、AlとPを分離する。
	アルカリ法 汚泥中のAl, PはpH10で溶解し、pH12で定着する	NaOH-Ca塩法	バンド汚泥に水酸化ナトリウムを加え、pHを13まで上げ、AlとPをほぼ100%溶出させたアルカリ処理液に、CaCl ₂ 等のCa塩を添加し、液相に形成したAlとPを析出し、液相中のP分を濃縮させ、AlとPを分離する。
濃縮方法	原汚泥濃度を高める方法	Ca(OH) ₂ 法	バンド汚泥に水酸化ナトリウムを加え、pHを上昇させるとともにCa塩を添加し、pH12で定着させ、pH10で定着させ、液相中のP分を濃縮させ、AlとPを分離する。
		遠心分離、高分子凝集剤、凍結融解等を用い濃度を高める。	
	回収後濃縮する方法	回収したアルミニウムにアルカリあるいは酸を添加してpH6~8とし、発生した水酸アルミニウムを沈降分離し、泥水は汚泥を硫酸に溶解して濃縮する。	

表-1に示す回収方法の実用性を検討するため、基礎的実験を行ってきた。本報文中では現在まで得られた結果について述べる。

実験には、3種類のバンド汚泥を用い、その性状を表-2に示す。横須賀パイロットプラント、および京都パイロットプラントにおいて、二次処理水にバンドをそれぞれ6.5、5.2 mg-Al/l 添加し、凝集沈殿から発生した汚泥を濃縮したものと、西山処理場でエアレーションタンクにバンドを4.0 mg/l 添加して発生した余剰汚泥を濃縮したものである。

表-2 バンド汚泥の性状

項目	横須賀	西山	京都
pH	6.94	6.87	7.00
SS (mg/l)	9,910	15,950	8,570
VSS (mg/g)	360	590	480
Al (mg/g)	175	90	170
P (mg/g)	32	42	55
Fe (mg/g)	62	27	67
含水率 (%)	98.2	98.2	99.1

§4. 回収結果

§4.1 pH調整法

実験結果から、pH3に制御すると、横須賀・西山・京都バンド汚泥ではAl/Pのモル比は、それぞれ原汚泥の1.2、1.2、2.1倍となるが、Alの溶出は原汚泥のそれぞれの83%、28%、65%である。このことからpHによる溶解度を利用してAlとPを分別すると、Alの溶出量を低くとるが、Alの純度を低下させるかしなければならぬのでこの点に大きな問題があると考えられる。

§4.2 イオン交換法

実験は、強酸性陽イオン交換樹脂IR-124を用いて、通液・逆流・再生・押し出し・洗浄の順で行った。実験条件と結果の総括を表-3に示した。再生により樹脂中のAlはNaと交換され $AlCl_3$ の形で溶出する。一方、Pはリン酸イオンとして存在すれば陽イオン交換樹脂に吸着しないが、再生Al中にPが溶出されるのは、酸処理溶液中のAl・Fe等の金属で錯体等を形成し、一部は樹脂にイオン交換されてAlとともに再生Al液中に溶出してくるためと考えられる。表-3より、酸処理溶液とAl濃度が4.00%以上の再生AlのAl%のモル比は5~18倍になっている。また、Alの濃度は3~5倍に濃縮された。以上より、イオン交換樹脂を使用することによって当初の目標であるAlとPの分別とAlの濃縮は十分期待できる。しかし、通液によ

て交換されたAlをすべて再生によって回収することはできない。再生されずに樹脂中に残存するAl量は、交換Al量、再生Al量がイオン交換樹脂を繰り返し使用することによって、どのように変化するかを調査するため、京都バンド汚泥で3回繰り返し実験を行った。表-3より、再生されずに吸着しているAl量は減少の傾向があり、再生Al量は樹脂を繰り返し利用すると一定レベルに落ち着くものと予想される。平均は79当量で、これは本来の交換容量2.2当量の81%にあたる。一方、横須賀バンド汚泥では再生されずに吸着しているAlは、繰り返しことによって再生されずに樹脂に吸着しているAlが増加する。これは樹脂のAlに対する交換容量を示すものである。また、再生できたAlは京都バンド汚泥と同様に一定レベルに落ち着くものと予想されるがはっきりとした傾向を見い出すには、さらに繰り返し実験を行わなければならない。

§4.3 鉄塩法

実験は、京都バンド汚泥を用い、酸処理溶液に塩化第2鉄をF%のモル比で2.0添加した。pHを2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0に調整するために中和剤としてMgOを用いた。その理由は、中和剤として適当なのは、MgO、NaOHが考えられるが、MgOを中和剤として使用するとNaOHに比べて極めて沈降性が良い汚泥が得られたためである。実験結果の例を図-1に示す。図より、pHが上昇すると、Pの除去率は増加しAlの溶出率はpH3.5までゆるやかに減少しpH3.5~4.0では、78%から27%と急激に減少している。下水のPと有効に反応するAl量を計算すると、pH2.5で最も高く、そのときのAl量は1.200%で、MgOの添加量は700%となる。また、このときのAl%のモル比は41.5

表-3. イオン交換による実験結果

項目	プラント名	横須賀	西山	京	都
実験条件	繰り返し回数 再生液濃度 (%) 再生レベル (mg/l) 脱イオン時のS.V. (%)	1 10 220 10	2 20 300 5	1 10 250 10	3 10 300 10
酸処理液	Al (mg/l) p (mg/l) Al/Pのモル比	1990 320 7.14	1860 320 5.67	1020 310 3.78	1470 370 4.56
再生	Al (mg/l) p (mg/l) Al/Pのモル比	5880 50 135	5710 190 34.5	5300 360 18.4	7080 350 22.6
イオン交換	通液によって交換したAl量 (g) 再生によって得たAl量 (g) 再生できなかったAl量 (g)	1.94 1.37 0.57	1.48 1.29 0.76	1.92 1.41 0.50	2.38 1.66 0.72
		1.84 1.87 0.68	1.78 1.83 0.63		

0 Al濃度が4.000 mg/l以上を平均したもの

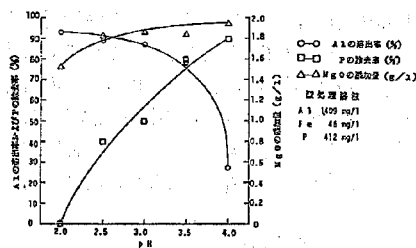


図-1 鉄塩法による回収実験

となる。

§4.4 NaOH-Ca塩法

実験は、京都バンド汚泥にNaOHを加えて遠沈後の上澄水に $\text{Ca}(\text{OH})_2$ と CaCl_2 をそれぞれ0.5, 1.0, 2.0, 5.0, 10.0, 20.0 g/l添加した。実験結果を図-2に示す。同図より $\text{Ca}(\text{OH})_2$ および CaCl_2 添加はPに対するCaの重量比が増加すると、汚泥量は増加し、AlとPの溶出率は減少している。Caの重量比が2と20のとき、Pの溶出率は $\text{Ca}(\text{OH})_2$ で77%から5%、 CaCl_2 は93%から1%で、Alの溶出率

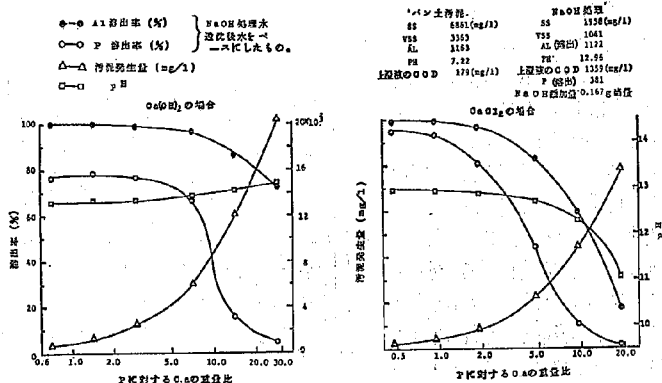


図-2 アルカリ法によるベントナイト汚泥の再生実験

は $\text{Ca}(\text{OH})_2$ では98%から68%、 CaCl_2 は95%から15%である。重量比が2以上になると CaCl_2 のAlの溶出率が、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ と比較して減少している原因は、pHが下がるためと考えられる。 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ と CaCl_2 によって、Alを回収する場合、Alの溶出率の高い $\text{Ca}(\text{OH})_2$ が有利である。下水のPと有効に反応するAl量を計算すると、重量比12.5の値が最も高くそのAl量は931 mg/lで $\text{Ca}(\text{OH})_2$ の添加量は17.8 g/lとなる。このときのAl/Pのモル比は14.6、COD(酸性法)は920 mg/l、汚泥発生量は10,800 mg/lとなる。

§4.5 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 法

京都バンド汚泥に、石灰を直接添加してpHを上昇させ、実験を行った。その結果を図-3に示した。図より、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ を5.0 g/l添加したときにAlの溶

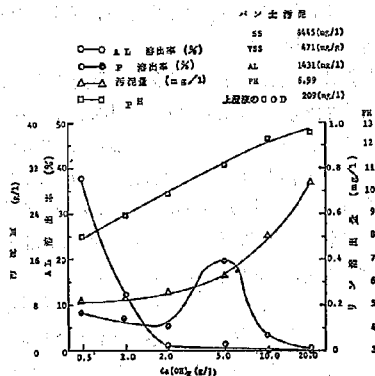


図-3 石灰の添加による再生実験

出率は19.5%で最も高かった。その時のAl/Pのモル比は13,300で、Pの溶出は押えられるが、Alの回収率が低いためCa(OH)₂のみでの回収は難しい。回収が低かった理由として、他のイオンと錯体等を形成し、Alも同時に沈殿したものと思われる。

§4.6 回収アルミニウムの凝集・リン除去効果
イオン交換によって得た3種類の樹脂質・西山・京都の再生Al、市販のバンド、市販のAlCl₃、NaOH-Ca法でCa(OH)₂を添加して得られたNaAlO₂、市販のNaAlO₂の7種類を凝集剤として、二次処理水を用いて凝集効果を比較した。

実験は二次処理水の全リンによりAlとPのモル比を1から6まで変化させて、ジャーテストを行った後、溶解性全リン(0.2μのミリポアフィルターで濾過)を分析した。図-4に、京都の再生Al、市販バンドおよびNaOH-Ca法でCa(OH)₂を添加したNaAlO₂を用いた、ジャーテストによる溶解性全リンの除去率を示した。3種類の再生Alはほぼ同じ除去率で、市販バンドとの凝集効果は同じである。また、NaOH-Ca法でCa(OH)₂を添加したNaAlO₂は最もよい除去率でも、モル比4で64.6%であることから、凝集効果はあまり期待できないが、西山処理場のように、エアレーションタンクにAlを添加し、さらに酸化まで期待する方法でアルカリ剤の補給が必要の場合に採用できる可能性がある。

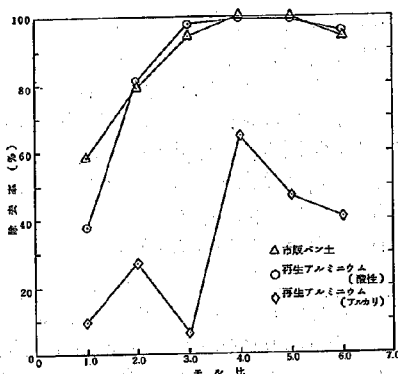


図-4 溶解性全リンの除去率

§4.7 回収アルミニウム中の有機物

バンド汚泥からAlを回収する場合、AlとPの溶出と同時に有機物も溶出する。表-4はイオン交換によって再生Alとして回収した溶液中に含まれるCODを示す。京都バンド汚泥を酸処理することによって、上澄水のCODは214%から1,224%へと約5.7倍になった。しかし、再生AlのCODは75%と少く、リン除去するためにこれを使用して、処理水量に対し再生Alの添加量は0.1%程度であるのでCODの付加に関する問題はない。

表-4 CODの溶出

項目 \ プラント名	西山	京都
上澄水のCOD (mg/L)	293.0	214.3
酸処理後のCOD (mg/L)	608.0	1224.0
再生アルミニウムのCOD (mg/L)	599.0	75.0

分析は酸処理後

西山バンド汚泥については、酸処理溶液と再生Alには約2倍溶出する。再生Al液中のCODが高いのは、液中の鉄の濃度が酸処理溶液の7倍になっているためではないかと考えられる。すなわち、2極の鉄が多量にあると、これが酸素要求量を有しているためCODが大きくなる。実際の溶出CODは599%より低い値と考えられる。

§4.8 酸性法・アルカリ法によるバンド汚泥量の変化

バンド汚泥に酸・アルカリを加え、pH3~4とpH10付近で水酸化アルミニウムおよびリン酸アルミニウム等が溶出するため汚泥量は減少するので、汚泥の処理・処分には有利な面がある。そこで

結果の一例を示すと、京都バンド汚泥(SSは8,300^{mg}/g)をpH 2.1で酸処理すると、SSは2,900^{mg}/gになり、酸処理することによってSSは36%に減少した。また、pH 13.0でアルカリ処理した後のSSは原汚泥の29%に減少している。このことから、酸処理およびアルカリ処理すれば大幅な汚泥量の処理・処分量の減少が期待できる。しかし、鉄塩法およびNaOH-Ca塩法・Ca(OH)₂法は、AlとPを分別する目的で、鉄塩・中和剤・Ca塩を添加するため、汚泥量は原汚泥と比較して増加するので、今後、汚泥量に関し経済的検討を必要とする。

§5. まとめと今後の課題

以上の結果をまとめると次のようになる。

- 1) 回収Alの凝集・リン除去効果については、イオン交換法による再生Alは市販バンドと同じ除去効果が期待できる。NaOH-Ca塩法による回収Alの凝集性は劣るが、アルカリ剤の補給が必要のプロセスに採用できる可能性がある。
- 2) 回収Al液中へのCODの溶出は凝集剤として再利用を考えるとそれぞれ問題にならない。
- 3) バンド汚泥の固形物量は酸処理すると36%に減少し、アルカリ処理すると29%に減少し、大幅な汚泥の処理・処分量の減少が図れるが、AlとPの分離のために、鉄塩・Ca塩を添加すると汚泥量が減少する。

現在考えられる回収方法について以上の実験結果をもとに最適条件においてとりまとめ表-5に示す。表-5の、Al 1kgの回収薬品費の積算に用いた単価は、物価資料1977年9月号による工業用硫酸は15^円/kg、工業用水酸化ナトリウムは63^円/kg、硫酸バンドはAl₂O₃(Alとして4.23%)で15^円/kg、塩化第二鉄は7月号より65^円/kg、石灰およびマクネシアは資料調査等よりそれぞれ20^円/kgと65^円/kgである。また、食塩は並塩大口で30.7^円/kgである。購入硫酸バンド費用(35.5^円/kg・Al)と比較すると、pH調整法と鉄塩法が安価である。そこで、両者を比較すると、Al/gのモル比が大きく、Al濃度が高い鉄塩法が回収方法として可能性があると考えられる。このため今後は鉄塩法を原汚泥の濃縮後、pH調整法、回収Alの濃縮などの面からさらに調査し、実用化へ一歩近づけたいと考えている。

表-5 現在考えられる回収方法のまとめ

回収方法	回収アルミナ中のAl/Pのモル比	Al回収率(%)	P回収率(%)	Al 1kgの回収薬品費(円)		汚泥量(mg/g)	回収アルミナ中のCOD (mg/g)	備 考
				回収したAl	溶剤をAl			
PH調整法	4.2	64.7	4.88	82	108	—	—	京都バンド汚泥、Pは3.0と推定
イオン交換法	20.2	68.4	8.45	663	693	—	75	京都バンド汚泥の平均
鉄塩法	41.5	87.3	9.17	292	300	—	—	Al/Pのモル比は1.6
NaOH-Ca塩法	1.46	85.0	7.85	777	834	10,800	920	0.2(0.3)の食塩・並塩は1.5
Ca(OH) ₂ 法	143.00	12.5	100	859	859	15,200	125	食塩法よりPの回収率

1) 下水のPと有機Pを回収するAl量

19. 都市域における雨水貯留の治水効果

都市河川研究室

杉 山 勉

§ 1 はじめに

都市化の要素のうち、雨水流出に關する要素をひらいてみると、1) 浸透能の減少 2) 浸透度の減少 3) 地表面貯留量(凹地貯留、動的貯留)の減少 4) 表面粗度の減少 5) 河道粗度の減少等が挙げられ、いずれも雨水流出波形と増大あるいは尖鋭化するものであることがわかる。このように都市化が進むにつれ、雨水はどの姿を大きく、鋭く変えて、下流の茨水に対し非常に脆弱な都市へと流出してくる。

一オ急速に都市周辺の宅地開発等が進んだがゆえに、下流水路の改修がこれに遅れをとてしまい、なだり層懸いことには、古くは河川のはんらん原であったところにも、住宅等が建設されるようになり、このため洪水被害は逆に増加するような状態にある。こうして現象は、一部の都市に過ぎたことではなく、今日、全国的に都市のもつ悩みである。

河道を拡張するという従来の方式だけでは、用地の高騰等により緊急に整備するというわけにいかないのが現状である。そこで、これに換わる、あるいは併行して進め効果をあげようであろう方法が種々提案されている。ここではそのうちの流域貯留といわれる、河道へ雨水が到達する前にこれを一時的貯留(地下浸透をあわせてはかる場合もあるが)させ、河川の負担を軽減する方法をとりあげることとした。この貯留方式による洪水緩和策はすでに、全国の公共団体で、新にに開発される地域に対しては、防災調整(節)池設置の指導等により義務付をしている。しかし、すでに都市化していて洪水被害に悩んでいるところ、または前述調整池の設置対象にならない小規模な開発の進行している地域については、調整池用地の取得、その建設費用の分担等、実現可能な調整池を設けることは難しい。

そこで、現在何らかの形で使用されている土地に、その用途がとこなわれない程度の貯留をする方法、たとえばフラットな屋根であれば屋根上に、駐車場に、また庭に、比較的実施が容易と思われる公用地(公園、学校、etc.)に、面的に貯留域をひろげ、水深は小さい貯留方法が考えられる。本法は現地貯留(on-site detention)と呼ばれる方法であり、土地の需要の高い都市域においては、土地の多目的利用を計るものであり、非常に有効な方法と思われる。

本報ではこの現地貯留の効果について検討した結果を報告する。雨水貯留の効果と表現する方法は、1) 単純な流量減少効果 2) 河川改修との費用比較、さらに詳細に 3) 実流域で河川改修および雨水貯留の実施の可能性までも調査し、その範囲内で両者の最適な組合せを検討し、いわば総合治水の実施戦略を提案する方法、などが考えられる。以上全部を実施する予定であるが、本報では第一段階として 1) について検討したことを報告する。

§ 2 検討方法

図-1、表-1に示すように、流域面積 40 km^2 、流域幅 2 km 、流域長さ 20 km の河川を想定し、 1 km^2 の単位排水区毎に、土地利用に施じた流出モデル、現地貯留については単位排水区モデル中の

有効降雨に適用させることとし、評価手法としては、河川沿い20kmの間の流量経断形をもって判断することにした。個々に説明を加える。

i) 対象降雨としては、30年確率(東京)の中央集中型降雨波形をとらんだ。これは東京都内河川の改修状況が5年確率規模に達していないことも考へ合わせ、これ以上の雨を対象とするのは現実からはなれると判断したからである。波形としては中央集中型とし、貯留については一番うまいパターンとした。本来24時間程度必要なのであるが、概略の効果を見るにはこれで十分と判断した。しかし、6時間降雨量92mmは予想に反して小さかった。

ii) 現地貯留の構造としては、鉋直の壁で仕切られたマスとし、その最下流部に断面積 a の穴があいているものとした。計算式は、表-1の式(i)に示すようにオリフスの式であらわされる。これを変形(i)式とる。ここで K は、

$K = A_r \cdot A / (25.92 \times 10^6 C \alpha^2 g)$ と表わされるが、本計算では、 K 値を先に与えて演算しており、 (A_r/a^2) は固定されるが、 A_r は一般的にまぎらないので貯留槽の構造は、この度俵の範囲内で任意ということになる。

iii) 単位排水区流出量については、本研究で開発した修正RRL法を適用することにした。比較的容易に流出量が算出でき、かつ現地貯留の適用工程でも考慮できるモデルという、この流出計算

図-1 流域モデルの概要図

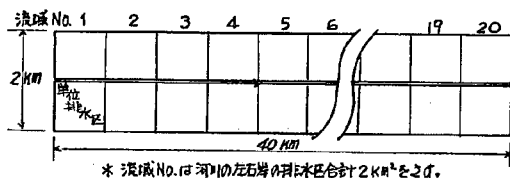


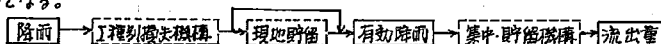
表-1

降 雨	中央集中型波形, 確率年30年, 継続時間6hr 総降雨量92mm
現地貯留	$Q' = C \alpha \sqrt{2gR} \quad \text{--- (1)'} \quad Q': \text{流出量(秒, m}^3\text{/s)}$ $\therefore S = K Q^2 \quad \text{--- (1)} \quad S: \text{貯留量(mm)}$ $K = A_r \cdot A / (25.92 \times 10^6 C \alpha^2 g) \quad A_r: \text{現地貯留地面積(m}^2\text{)}$ $dS/dt = I - Q \quad \text{--- (2)} \quad A: \text{現地貯留面積(m}^2\text{)}$ (1), (2) 式により流出量Qを求める。 $R: \text{貯留深(m)}$ 雨発前 --- 貯留関数法 ($S = 4.0 Q^{0.7}$, $f_1 = 0.7$, $T_L = 30 \text{ min}$) 雨発後 --- 修正RRL法 ($S = 0.9 Q^{0.7}$, 浸透能 10 mm/hr, 不浸透層率40% (このうち尾根は24%, 道路16%)) 現地貯留適用面積 ① 不浸透層の69% (尾根) ② 不浸透層の100% (尾根, 道路) 河道流水 河道延長 20km, 粗度(n) 0.025, 河床勾配(s) $1/500$, 上流端川幅 5m, 下流端川幅 50mで途中直線斜切断面 $\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = g \quad \text{--- (3)}$ $-S + \frac{\partial R}{\partial x} + \frac{R^2}{R^3} = 0 \quad \text{--- (4)}$ g: 流入量(単位排水区流出量) u: 流速 A: 流水断面面積 (3), (4) 式より 現地別 流出量を求める ($\Delta t = 1 \text{ sec}$, $\Delta x = 500 \text{ m}$)

が適している。なお本モデルの主要な要素である不透透面積率は、一般的市街地(主に住宅で構成されている)の値として、40%を採用した。このうち屋根は24%、道路は16%程度と考えられる(これらは主に本研究室の市街地構成工程の調査による)。参考までに南苑前も計算したが、これには、水文研究室の流出試験地での結果を用いた。いわゆる総合貯留効果よりは相当小さくなるが、流域面積が小さいので、それほど小さな値ではない。

iv) 現地貯留量を始めから与えるのは、試算の繰返しが必要となるので、降雨波形が一種であることも考慮し、上述のようにKの各種の値について演算し使用した(あるいはS)の最大値をもってこれに充てた。

v) 現地貯留の適用面積としては、実現性も考慮し、適用が容易なことから、① 屋根のみ(あるいは不透透面積の60%)、すなわち流域の24%と、② 不透透域全部、すなわち40%の2種とした。それ故、有効降雨は①の場合、不透透域から流出する分、不透透域から現地貯留を経て流出する分、浸透域で浸透損失をうけて流出する分の3種類となり、これが面積の加重を受けて有効降雨となる。



§3 検討結果

本題からはずれるが、まず未開発、開発および部分開発の比較図を図-3に示す。全域未開発状態から、上流端10km²の影響がいかに大きいかにおどろかされる。下流端のみでの開発は逆にピーク流量を下げることは通常指摘されている通りである。

現地貯留として、一応42mmと84mm(倍量)をえらび全域に配置した場合の結果を図-4、5中の①③に、

およびそのピーク減殺率を表-3に示す。

す。いわば24%の面積に適用して42mmで約20%、84mmで35%程度の減殺率となっている。なおこの場合42mm×24%≒10mm、つまり流域換算10mmであり、流域の10%に10cmのたまり水ということになる。また63mm付近(図中②)から貯留の効果が落ちはじめ様子もわかる。また84mmは、総降雨量から見ても全量カットに近く、比較の対象としてはよくないのかもしれない(図-2参照)。全量カットの特性は20km下流端でのハイドログラフ(図-6、7)にもうかがえる。ピークの減少はそれぞれ認められるが、ピークの移動がそれほど顕著でない。これはもちろん現地貯留の適用が全域でないことが大きな原因である。

貯留の配置による効果について、図-8、9、10に示す。上流に配置するほど、この河川延長の範囲では、貯留がより有効なこと、流域に同量を均等に配置するが意外に効果が小さいことなどが

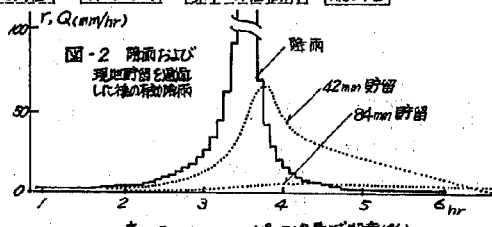
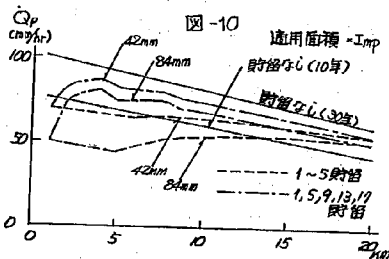
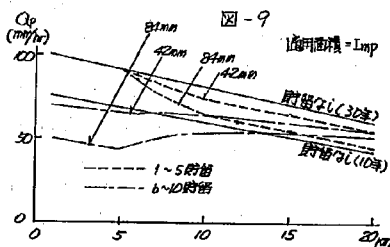
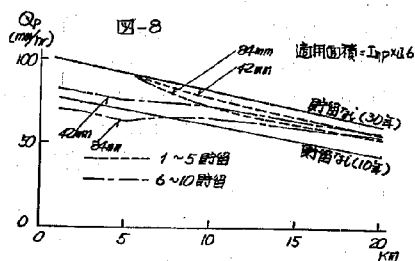
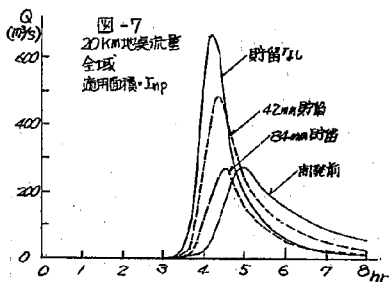
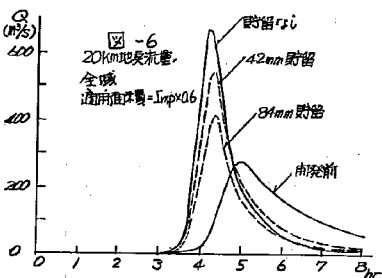
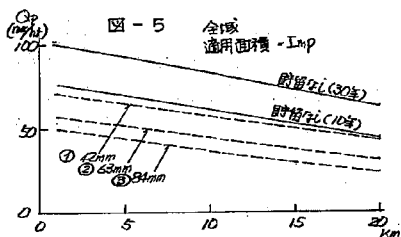
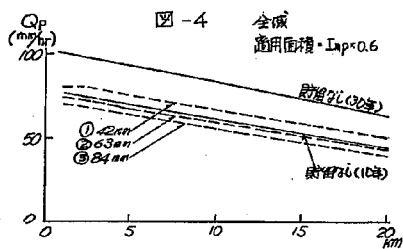
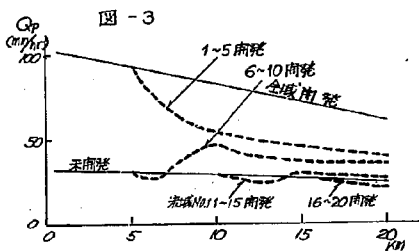


表-2 ピーク流量減殺率(%)

貯留量(mm)	60%		100%	
	10 km	20 km	10 km	20 km
42	20	18	30	28
63	31	30	46	48
84	34	37	56	61

* 60%、100%とはそれぞれ、不透透域の60、100%の区域に現地貯留をした場合を示す。



* 図-4, 5 はそれぞれ、全域(40km)の不透透域の60%, 100%に適用した場合

図-6, 7 は その時の20km地量流量

読みとれる。また流域中間で貯留した(6~10貯留)場合と、上流端の場合の下流端ハイドログラフの形状にさしたる差はなかった。このほか42mmを100%に貯留、と84mmを60%に貯留、となわら、総貯留量はほぼ同等でカットオフが違うのであるが、両者の差はあまり認められなかった。

また流域No. 6~15に現地貯留を設けることにより、下流端ハイドログラフにふた山が現われるかと思われたが結果は図-11の3とくである。

最後に各図とも右下りの傾向が目立つが、この原因としては河道の貯留がきいたものと判断されたので、下流端河幅を30mとして計算を行って見たところ、下流端でわずかに数%の上昇が見られたのみであった。これは河幅をせばめた分がほとんど水深の増加に吸収された結果のようである。

§4 おわりに

流域面積がそれほど大きくないので、大河川も含めた治水計画の参考にならない面が多いが、相応の効果があることは示せた。

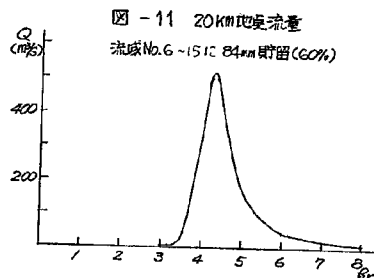
今後試みて面白いこととしては、河川延長をのばし、貯留の下流への影響(延長が長ければ、貯留の配置に関する考察はもと複雑になると思われる)を見ること、また不透透感のみ適用と、浸透感を含めた全流域適用の効果の比較などを見てみる必要があると思われる。

なお現地貯留全体としては、

①実際に貯留可能な箇所、量の把握……これは実流域あるいは既成市街地で、土地利用実態調査、それぞれの工種(土地利用)に応じた貯留深の検討等

②受け入れ側、とくに住民サイドの、それを受け入れる素地の有無あるいは程度の評価(その他、学校、公園など)。

③法的、経済的側面の検討などと思っている。



20. 簡易波高計とその適用

篠崎試験所

森山利夫

簡易波高計とその適用

森山利夫

§1 まえびき

水面測定は、水理実験や現場における水理観測の重要な測定項目である。水面には多くの状態があり、(1) 堰の上流とね、堰水槽の超流水深測定用のウエル内の水面のように極めて静かな水面、(2) 常流の流み等に見られる乱れの少ない水面、(3) フルード数ばかり大きな射流等に見られる激しく乱れた水面、(4) 水理構造物の付近やダム溢流池等に見られる激しく変動する水面、(5) 表面波や長波等の周期性の変動を伴う水面等に分類できる。また以上のような分類の他に、(4) 純粋な水面、(6) 空気を多量に混入した水面、(7) 成層密度流の境界面等に分類することができる。

水面の測定を行なう場合、測定目的に応じた資料として検出するために、上述したような水面の性質を考慮して計測器を選択することが必要になる。

水面測定方法としては、その目的に応じて様々な計測器が開発、使用されており、その方法を特性別に分類すると次のようになる。

a) 直接式計測法 — 水面を目視により直接検出し、計測しようとする方法であって、計測装置としては、標尺、ポイントゲージ、あるいはフックゲージ等がある。

b) フロート式計測法 — 水面に浮かべたフロートの位置により水面の位置を計測しようとする方法。

c) 圧力式計測法 — 流体中の静水圧は水面からの鉛直距離に比例するという静水圧の原理を利用して水面を計測しようとする方法。

d) 電気式計測法 — 水と空気の電導性等の電気的特性の差異を利用した計測法で、代表的な方法として、抵抗線式波高計、容量式波高計、誘導式波高計等があげられる。

e) その他の計測法 — その他の方法としては、受信された超音波が水面で反射されて受信されるまでに要する時間により水面位置を測定しようとする超音波式水位計、立体写真を用いて水面の形状を測定する方法等がある。

ダム水理模型実験等においては、ダム溢流池内の流況に見られるように、流れが速く、空気を混入した、激しく変動する水面を測定することが必要になるが、このような水面に対して、上述した計測法を適用する場合、以下のような問題点をあげる事ができる。まず直接式計測法では、激しく変動する水面を測定者の目で判断し、ある一定時間の代表水位(水深)として求めることになり、得られた資料は、客観性、信頼性のとほしいものとなる。フロート式計測法では、流れの中に直接フロートを浮かべることはできず、導通管等により静水面をつくる必要があり、たとえ導通管を設けた場合にも、多量に空気を混入した流れや急変流に適用することは困難である。電気式計測法では、抵抗線式波高計の場合、水位の変化による電極間の電気抵抗の変化によって水位を求めるもので、空気の混入等による水の電導率の変化による影響を受けやすく、また容量式の場合、そのような欠点がある程度除

くことができるが、電極を水中に挿入する必要があり、流れに対して影響を与えやすい。また、超音波式水位計等についても空気を混入した水面、水面勾配の急な水面への適用について問題がある。

以上のような背景があるため、すみ水理模型実験では、できるだけ外部より水面を測定する必要がある。ポイントゲージに簡単な電気回路を設定し、針先が水面に接触したかどうかの判定を電氣的な信号によって行おう。タッチインジケーターの方法の改良が考えられた。ここに述べる簡易液面計はこのタッチインジケーターに記録装置を付加したものと言える。

§2 簡易液面計の概要と機能

ここで紹介する簡易液面計(以下、液面計という)は、前述した内容を考慮し、当試験所が企画し、製作されたもので、測定装置は写真-1に示されている。測定装置は水面上に固定する水面検知電極(プローブ)の部分と変換・計測を行なう計器(カウンター)の2つの部分からなっており、プローブはポイントゲージの支持台に取り付けることができる。計測システムは図-1にダイヤグラムで示している。ここでは水を電導体として、プローブに流水が接触した

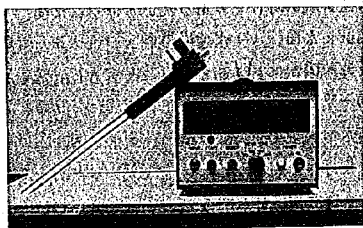


写真-1

した場合、水面検出回路から増幅回路に電流が流れ、増幅回路ではこれを一定電圧の信号に変換する。ゲート回路のは、計測時間設定回路で設定する時間によりゲートを開き増幅回路からの信号を通過させる機能を有するもので、ゲート回路のは、通過した増幅回路からの信号は、ゲート回路の、および度数計測表示部に送られる。度数表示部はこの信号を計数すること

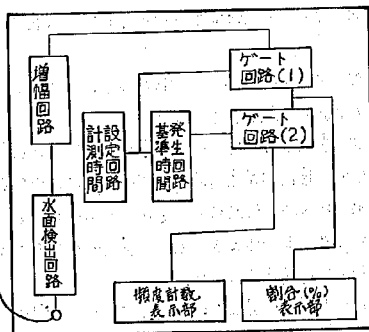
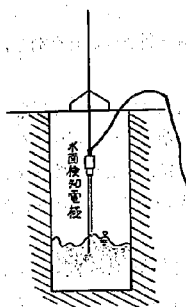


図-1 ブロックダイヤグラム

で計測時間内に流れがプローブに接触した回数を表示する。またゲート回路は、増幅回路からの信号によりゲートを開き基準時間発生回路からのパルスも通過させ、信号がたまれば自動的に閉じてパルスを通過させない機能を有する。この基準時間発生回路は、水晶共振装置により、計測時間の1/1000のパルスを発生して発生させる機能を有するもので、ゲート回路のを通って度数表示部に送られ

傾度表示部においてパルス数を計数し、計測時間に対する割合（パーセント）として表示される。

このような計測システムにおいては、水面検知電極部がある電導体によって接続されれば、増幅回路により一定の信号に変換されるため、水の電導率の変化や周囲の状況に影響を受けることなく、正確に水面の状態を検知するシレができる。

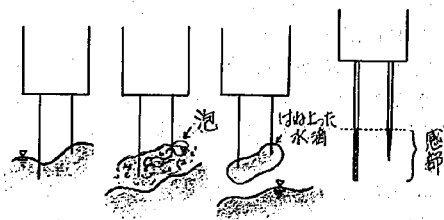


図-2 水面を検知する場合の模式図

図-2は、この装置が検知することが出来る水面の状態を模式的に示したもので、①のような純粋な水面以外に②のような気泡に空気を混入した水面を検知することが出来る。また③に示したような水面からの飛沫も検知することになり、このような飛沫が多く発生している水面では、その計測に注意を要する。

測定時間は、本装置においては3分、1分、30秒、10秒の4段階を設けできるようになっており、水面の変動状態に合わせて選択できる。

上述したように、本装置はプローブをある高さに設け、その高さにおける水面の変動状態を、計測時間中に水面がその高さに達した回数（傾度）、また計測時間中に水面がその高さ以上にあった時間の割合（%）として測定することが出来る。プローブが計測時間中に常に水面と接触していれば、傾度は1、割合は100%、全く離れていれば、傾度、割合とも0となる。

§3 簡易減勢計の適用

ダム減勢池は、ダムを越流した流水をダム本体周辺に悪影響を与えることなく安全に流下させるために、過剰なエネルギーの減勢を行なうもので、構造上は、設計の対象となる最大流量以下の流量に対して安全であり、かつ減勢が適切に行われることが重要で、一般には、水理模型実験により検証して定める。

水理模型実験では、減勢池内の水面について以

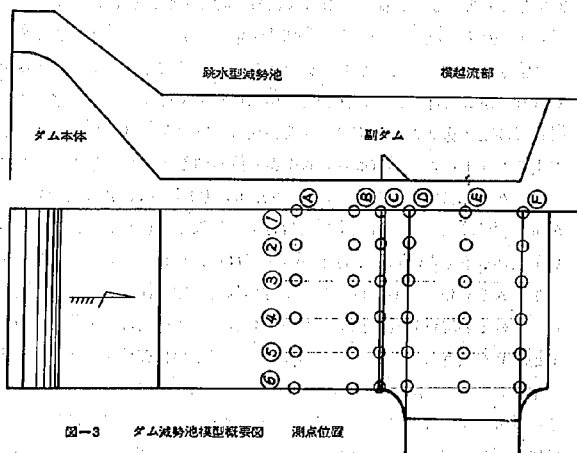


図-3 ダム減勢池模型概要図 測点位置

下のような諸量を計測する必要がある。

1). 代表水位——減勢池の底版、ガイドウォール等の水理構造物の安定計算等における基準となる水位であり、時間的は發生確率が50%の水位。あるいは時間的平均水位値などが使用される。

2). 最高水位——ガイドウォール等の設計においては、越波等による越流に対して考慮するための水位であり、時間的は發生確率が非常に小さい水位。あるいは瞬間的に發生する最高水位が参考とされる。

3). 減勢池内の流況——減勢池内の全体的、局所的な変動の様相等について測定を行い、減勢池の規模、形状を改善するための資料。あるいは測定された減勢池の流況資料とされ、水面の時間的な変動幅などがその指標となる。

前述した減勢池を写真-2、図-3に示したようなOダムの減勢池模型

はOダムの減勢池模型に適用し、その水面変動を測定した。本模型は副ダムを有する跳水型の減勢池であり、副ダムを越流した流水は、直下流で流れの方向を90°偏向する横越流型の構造である。写真-2にも見られるように、減勢池内では跳水現象を呈しており、その水面は空気を混入し、激しく変動している。その副ダム下流の横越流部において、その水面は変動を伴い、複雑な流れの状態となっている。

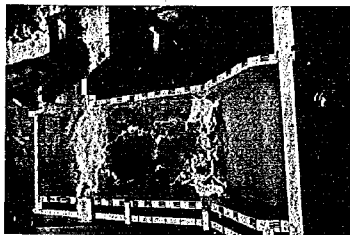


写真-2

測定は、図-3に示した36点について行っており、各測定点についてはその水面付近でブロープの位置を変えて、各々の高さにおける割合、傾度を測定した。ここで割合とは前述したように、ブロープをある高さに設置した場合、計測時間中に水面がその高さ以上に達した時間(%)を、計測時間(T)で割った値をパーセント表示したものであり、傾度は同様に、ブロープの高さを水面が越えた回数も示している。本装置は機能上、計測時に厳密に水面変動の上限、下限を測定することは困難であり、まず割合が100%に近い高さにブロープを設置し、計測を行なった後ブロープの高さを1cmから20cmの間隔で順次上げていき、割合が0%に非常に近い値を示す高さまで計測を行なった。

図-4は測定結果の1例であり、(a)、(b)、(c)はそれぞれ計測時間を3分、1分、30秒に設定し、各々の計測時間について数回測定を行なった結果を示している。図の右側に示しているのは、水理に対して水面がある水梁以上になる割合をプロットしたもので、計測時間が短くくばる程、データのばらつきが大きくなっていくが、全体的な傾向はほぼ一致しており、ばらつきを中心を連続した曲線が結び、この2曲線はほぼ一致したものと看做される。この傾向は他の結果についても同様である。この曲線は上述した内容から、水面がある水梁以上になる超過確率の分布を求むるものといえる。

また、図の左側に示しているのは、水梁に対して傾度をプロットしたものであり、データにはばらばらつきが見られるが、全体的な傾向としては、傾度は計測時間に比例して変化しており、傾度分布には明らかなピークが存在している。この傾向は他の結果についても同様である。

以上のような測定結果を各測定点についてまとめて比較すると、まず割合の分布(超過確率分布)形

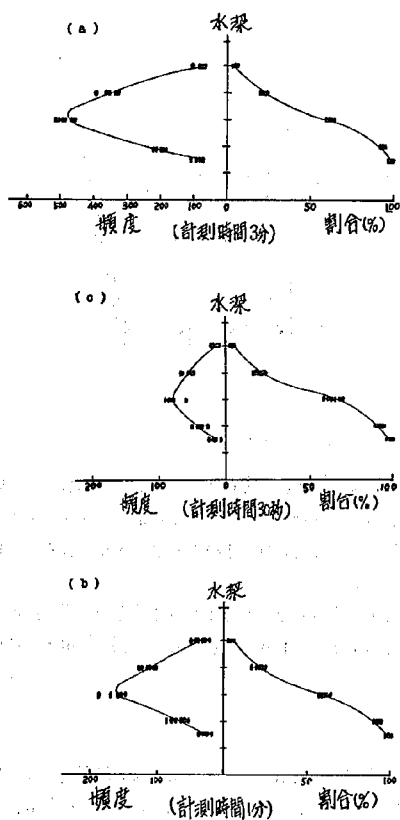


図-4 水深に対する割合と頻度の関係

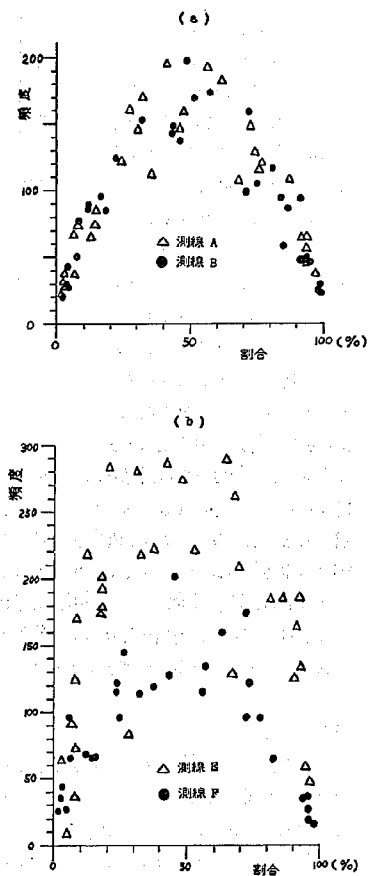


図-5 割合と頻度の関係図 (計測時間1分)

状については各測点とも同様な分布形状を示しており、これよりほぼ確率分布の形に変換すれば、ある水深に対してほぼ上下対称な形状をなしている。また図-4は、各測点の割合(%)と頻度との関係を示したもので、(a)は図-3に示した横断方向の測線A、Bの各測点、(b)は測線E、Fの各測点の結果を示したものである。(a)は各測点のデータのばらつきが少なく、割合が50%附近に頻度のピークを有する左右対称な分布形状をなしている。それに対して(b)は、特に測線Eの分布形状はA、Bのそれとはかなり違ったものとなっている。このことは、跳水終端附近の水面変動と横越流部の水面変動とは

その変動特性に相違があることを示すものと考える。

各測点について、図-4に示した超過確率の分布を求めることより、任意の超過確率を有する水位を推定することができる。前述した代表水位については、超過確率が50%の水位($\bar{x}_{50}$)、また最高水位については、例えば超過確率が10%の水位($\bar{x}_{10}$)として求めることができる。

図-6は、図-3で示した縦断方向の測線、1と3について各測点の $\bar{x}_{50}$ 、 $\bar{x}_{10}$ を求め図化したもので、導流壁沿(測線1)

の水位が、減勢地の中心付近の水位よりかなり高くなることを示している。ここでは最高水位を一応10%の超過確率を有する水位として定めたが、どの程度の超過確率までもが意義のある水位とするか今後検討が必要であろう。また超過確率の分布から、超過確率が100%となる水位を推定することができ、各測点の水面変動の幅についても推定することができる。

ここでは、簡易波高計をダム減勢地模型に適用して得られたデータをそのまゝ紹介し、減勢地の設計におけるデータの利用法等について簡単に述べるにとどめたが、今後さらに詳細な解析を行い、この試験装置の有効利用の方法を考える予定である。

§4 あとがき

本報告は、ダム減勢地等に見られるような、不規則な水面変動を測定するために当該研究所が企画し、製作させた簡易波高計について、その概要と機能を紹介するとともに、実際にダム減勢地模型に適用した結果について述べたものである。今後、この結果をもとに本装置の実験への適用方法および資料の収集、解析方法等についてさらに検討を行なっていきたい。

【参考文献】

- 1) 応用水理学 下1 「水理実験」
- 2) 土木計測便覧

本間 仁編
京都大学土木会編

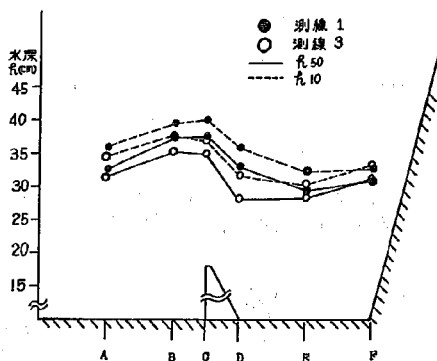


図-6 水面形状図

21. 荒川左岸扇状地の水循環

水文研究室

北川 明

荒川左岸扇状地の水循環

河川部水文研究室 北川 明

佐合 花造

はじめに

近年の水資源のひずみは、河川の水管理及び地下水管理の重要性が擧げられている。かかる管理のためには、地下水の流出機構はもちろんであるが、本川より取水された農業用水の還元量および他流域への流出量を定量的に把握されねばならない。灌漑という人為的な水の循環は降雨—流出といった自然の水の流動・循環機構に影響を与える。このような水循環の特性を明らかにすることは灌漑水の利用を把握する上で重要であり、立体的な地質・地質調査、水文観測が不可欠である。この水循環機構を明らかにし、調査・解析手法を確立することは、水資源の管理、有効利用を図る上で重要であろう。ここでは、以上のことを念頭に置き、荒川左岸扇状地をケーススタディとして、その水循環の調査、発表を行なったものである。

1 荒川左岸扇状地の概要

荒川左岸扇状地は、埼玉県北部に位置し、西縁は松久丘陵、南縁は荒川、北縁は利根川に囲まれる。形状は、寄居町で扇頂として半径約10km、標高100～35m、北東へ約90°の拡がりをもつ扇状地であり、段丘状である。段丘はそれぞれ地形的な時代区分に対応し、段丘Ⅱ面（武蔵野ローム面）、段丘Ⅲ面（立川ローム面）、段丘Ⅳ面が存在する。段丘Ⅱ面は扇頂部に向って、左側、扇状地の裾に到達し、土壌は乾燥し、かつてある。戦後開拓され、桑畑、樹園地、果菜畑として利用されている。用水路の整備によって、水田面積が拡大している。段丘Ⅲ面は、扇端に向って右側に位置する。小規模で低湿な谷底平野が数条存在し、古くから

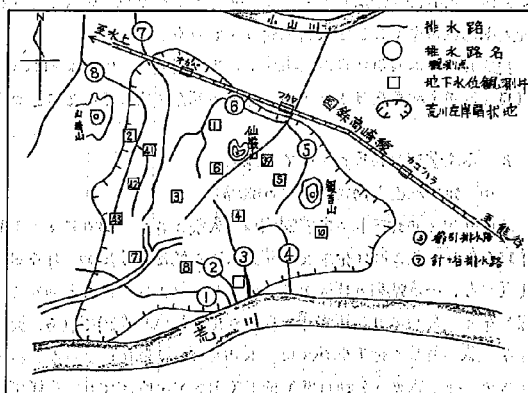


図-1 荒川左岸扇状地平面図

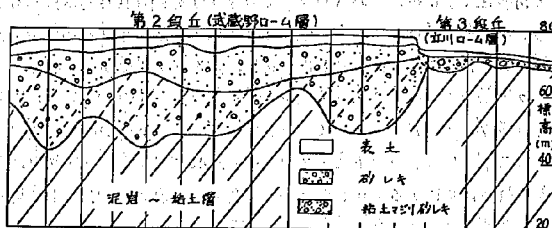


図-2 荒川左岸扇状地横断面図

稲作が行われている。段丘面は、荒川によって流われ、ロー層におおわれている。

本扇状地の地質的層状態は、地探資料によれば、おおむね関東ロー、砂礫層、粘土混り礫層、難透水性粘土層の順序であって、それ以降は透水性の小さい砂層と粘土層の互層を経て、第三紀の基盤面に致ることと予想される。砂礫の部分には良好な帯水層と形成している。ただし、粘土混り砂礫層は粘土層、砂礫層の互層であり、上層の砂礫層と連絡した不厚帯水層とみなしうるかどうかは、今後の調査が待たれる。段丘下面下では扇頂部から扇端部へ向う難透水性粘土層の各層が存在し、帯水層厚は最大25m〜30mに達しているのに比し、段丘下面下では、砂礫層が薄く低く薄くなっている。地下水の流動に変化をよそへておくことが予想される。扇端付近では、荒川寄りから、観音山、仙元山、山崎山で第三紀の基岩が同心円上に並んでいる。深谷断層を越え、それ以降の下流沖積平野での地質的な連絡はいまだ明確にされていない。

地下水のしみ出で段丘面上の狭い谷で水田、その他は茅畑、や菜畑、樹園地と地形にあった土地利用がなされていたが、国営灌漑水路の整備に伴い、浸透性の台地上に新しく水田が開墾された。荒川より最大7mが取水されて、水田から浸透し、扇状地の地下水流動に大きな影響をよそへている。さらに、用水路の整備とともに、排水路も整備され、雨水および地下水の流出の場として、この扇状地の水循環の中で大きな役割を担っている。

地下水の揚水は扇頂部に集中し、生活用水および工業用水として取水されている。台地上においては、浸透点が存在するものの地下水の賦存状況に変化をよそへるほどの揚水はなされていない。

2 水文観測結果についての考察

Ⅲ 地下水位変動についての概略

本扇状地の地下水の定常観測は、民家の井戸、15井によって行なわれている。また、下流域の沖積平野も含め、全体的な地下水の賦存状況を把握するために、今年、6ヶ所の井戸で一清観測を実施している。一清観測の結果から、地下水面は全体的に地表面とほぼ同形であり、扇頂と仙元山を結ぶ線と等しく、荒川寄りと北西部の二つの地下水域に分割される。地下水の変動状況もこの地下水域で異なる。荒川寄りの地下水域では、水田がかなり存在しているものの、帯水層が薄く、透水性が小さいため、地下水位の変動は年を通じて小さい。扇状地の北西部では地下水変動の大きいのが、扇頂から扇端に向ってほぼ直線上に並ぶ、難透水性の各層と一致しているようである。また、時間的な変動特性も、直線上で表れている。このような変動特性は排水路への流出状況とは無縁ではないであろう。帯水層が厚いことから、地下水の下流への流出量も多い地域と思われる。さらに、地下水面が上昇すると、ロー層によって水位が逆し、地下水が浅層から被圧されることとわかる。事実、雨水によって盛り上った水位が一日数回の遷変で低減されていることが観測されている。扇火郎の地下水面勾配は $1/100 \sim 1/150$ であって、ゆるやかに、ほぼ地形勾配と一致しているが、第三紀層の仙元山と境にして急になり、 $1/50$ に達している。難透水性粘土層の存在状況の変化（消滅あるいは深掘）による透水性の増大によるものと思われる。結局、本扇状地の地下水変動は概略的には、地形、地質構造によって規定されていると考えてよいであろう。

本扇状地の下流域に位置する利根川よりの沖積平野における地下水は、山川の流下方向に非常にゆ

らやが勾配としている。夏場の地下水位の高い時期では、小山川等の表流水面と連続していて、表流水の影響が強いようである。また、高崎線上の工場地域では、工場からの排水のため、地下水位の変動が激しいものの、変動域は扇端部と稲川の狭い範囲に限られていて、沖積平野での地下水位動は表流水との関わり合いが大きいことが示されている。

本扇地の地下水位変動について要約すると次のようである。

- ① 扇状地北西部の地下水位で変動が大きく最大6m以上に達する。この地域は帯水層が厚い。
 - ② 扇状地の荒川よりの地下水域では変動が小さく1m未満であり、大きい所で2~3mである。
 - ③ 利根川沿りの沖積平野では2~3mの変動のみみられるが、ほぼ表流水面と連続している。
- (2) 地下水位変動と灌漑用水および排水との関係

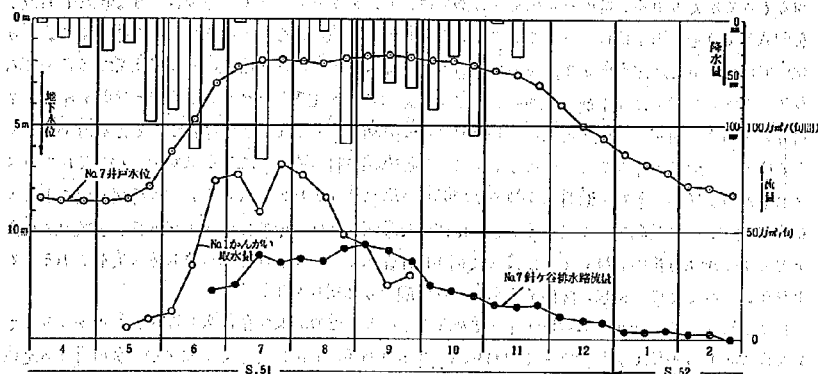


図-3 降水量、井戸水位、排水路流量、かんがい取水量関係グラフ

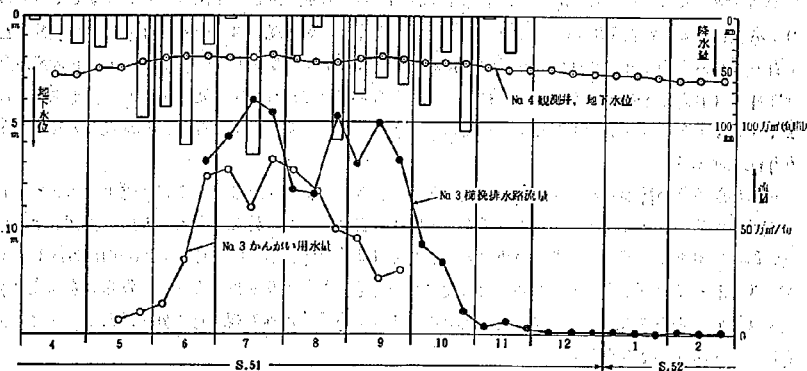


図-4 降水量、井戸水位、排水路流量、かんがい取水量関係グラフ

扇状地での地下水域は、寄居と仙元山を結ぶ線によって、二つの地下水域に分けることができる。図-3は、寄居町用土での地下水位の変動とその付近への灌漑用水量およびこの地域からの地下水流出と排水する針ヶ谷排水路での排水量を示す。ここの地下水変動は扇状地北西部の地下水域で代表的なものである。降雨量も併記してある。図-4は、荒川岸りの地下水域に位置する御引排水路脇の大部分の地下水の変動図を示す。

用土地区での地下水位は灌漑用水の開始とともに、降雨とも合って、急激に上昇をみている。これはこの地域での地下水貯留能が大きいことにはかならない。7月に最高水位に達した後9月11月中旬までの水位は、降雨とも荒閑地に一定に保たれている。11月以降は用水も止まり、降雨量も減少し地下水位は翌年の4月まで指数曲線的に低下する。排水量は6月にかなり地下水位の上昇とともに増加するものと考えられる。降雨の排水量への影響は8月から9月にかけて、多少みられる程度であり、表面流出よりもむしろ土壌によってフン・フン・タン置かれた流出が主体であることが予想される。この地域では地下水通が地表面まで達するということではなく、土壌がある程度の貯留能を有するたためであろう。このことは、地下水通が水田面と一致する荒川よりの地下水域からの排水量の季節比と比較して特徴的である。図-5の地下水位の変動量は夏の灌漑期と冬の非灌漑期ではほとんど差がない。このことは、この地域の帯水層の透水性が小さく、非灌漑期に排水路への地下水流出がきわめて小さいことに月がかならない。事実、御引排水路の12月以降の流出量はきわめて小さく、この時期の地下水位の低減と同じような状況を示している。この地域では灌漑期には、地下水通が水田面と連続する地点が見られ、新たな降雨に加えて、土壌の後衛作用は皆無であって、直接的に排水路へ流出されることになる。このことは、同国の降雨と流出量との相関からも明らかである。

以上をまとめると、扇状地北西部は帯水層が厚く、降水・灌漑用水の貯留能に富み、荒川から取水された灌漑用水は時間を要し、ゆっくりと荒川へ排水される。それに比べて、南東側の荒川岸りの地域では、帯水層は薄く、透水性は小さい。一月を通じて、地下水位の変動量もわずかで、排水路への非灌漑期の地下水流出は極めて小さい。夏の灌漑期には、水田水通と地下水通が一致するところがあり、流出はほとんど直接流出であろう。この地域に供給される灌漑水は、雨の少ない時は蒸発散をまき引いた分が、雨の多い時は全量が荒川へ還元されると考えてはまず間違いはない。しかも、非灌漑期の9月までに還元されてしまう。さらに、このような平坦な台地での流出現象において、土壌水分は重要な因子であるから、地下水位とその変動から、灌漑用水の還元までを含めて、流出現象を把握しうる可能性がある。

雨量強度の強い降雨に対して、観測井内の水位が鋭敏に反応している。こゝ土壌中の水みちによって圧力は伝達されるものの、雨水の浸透は土壌中の空気によって鈍化することにも、土壌中の空隙が充填されるために、観測井内の水位のみが上昇するものである。雨量強度の強い雨は浸透しにくいことを示していて、このような平坦な台地においても、雨量強度が強くなると、急激に表面流出が多くなるといわれており、このこととつながるものであろう。水文現象は短期の流出を含めて、立体的におさねるものであろう。

3 水収支に関する考察

(1) 流出特性について

対象地域の水の流動状況を把握するための最も一般的な方法は、降雨の流出特性を検討することであろう。図5は本調査地において排水路流量と降雨量の関係が10日単位でプロットしたものである。全域を対象とした図5(1)では、灌漑期において降雨量に関係なく排水路流量はほぼ一定値を示している。特に降雨量が少ない時期には、流出率は1以上または近傍の値を示す。これは灌漑期においては、一定量に近い余剰灌漑田水量が排水路に流れ込み、排水路流量がこの量によって左右されていることによると考えられる。しかしながら、これが通常、排水路に流出したものか、または一旦地中に浸透し地下水になった後、ふたたび地表に湧出し流出したものかは、図からは判断できない。

荒川側(No1~4)および利根川側(No5~8)の各排水路についても同様の傾向が認められるが、その他特に、灌漑期においてNo1~4排水路については、No5~8排水路に比較して流出高が大きくなっている。これは、灌漑用水の利用状況や浸透性の違いによるものと考えられる。またグラフにみられるように灌漑期、非灌漑期とも

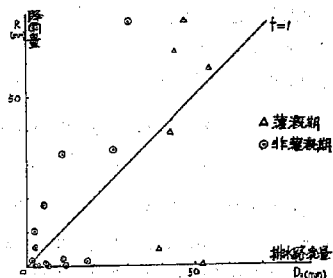


図5(1) 降雨量と排水路流量との関係(全域)

降雨量が排水路流量に与える影響はさほど顕著でない。この点については、放水時の水位観測が低水位と同等な時間間隔で行われており、精度上にも問題がある。

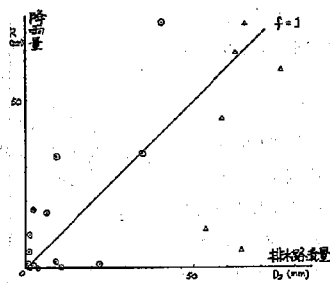


図5(2) 降雨量と排水路流量との関係(荒川側 No1~4)

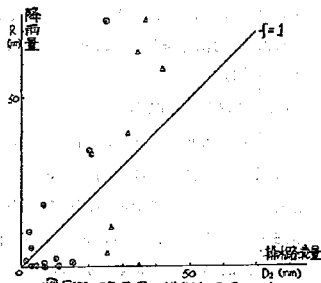


図5(3) 降雨量と排水路流量との関係(利根川側 No5~8)

以上のことから、地下水変動も含めてこれらの関係を定量化することにより、本地域の水循環をさらに明確にすることができよう。

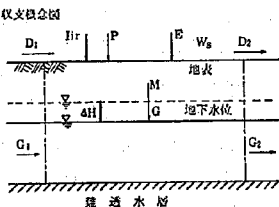
(2) 水収支法

これまでの結果からわかるように、本地域において水循環をより詳細に把握するためには、地下水、地表水、降水などを含めた一括的な検討を行っていく必要がある。しかしこのための解析手法は数少ない。これは地下水の流動量を算定することが困難な上、タイムラゲの異なる地表水と地下水とを統合して扱わなければならないなど、これまでの観測及び研究がこれに十分対応していないことによると考えられる。しかし、観測値が広範囲かつ連続的に得られていれば、一括した水の流動状況を概略的に定量化が可能な水収支法が利用できる。これによって、地下水貯留能力などの定量化も可能であり

灌漑用水が地下水かん養にはたす役割など、現在および将来にわたる本利用の有効性、合理性についても言及することができると考えられる。

水収支式は時間、区域

が限定されたなかでのみ適用できる。この際、上面の境界は地表面、下面の境界は最上部不透水層と帯水層下底の接するところとする。このような



・ 記号
P ... 降水量
D1 ... 地表水流入量
D2 ... 地表水流出量
G1 ... 地下水流入量
G2 ... 地下水流出量
ΔS ... 貯留域変化
Ws ... 地表における水量変化
M ... 不飽和土層内の土湿変化
Pa ... 地下水位変化部分の容水量
G ... 地下水補給
Ir ... かんがい用水量

図6 水収支概念図

境界の中で、各時期ごとに下記のよう水収支式が成立する。(図6参照)

$$R = (D_2 - D_1) + E + (G_2 - G_1) - Ir + \Delta S \quad (1)$$

$$\Delta S = Ws + M + Pa \Delta H \quad (2)$$

ここでR、(D2-D1)、Ir、ΔHは実測が可能であり、またEも既知量と考えることができる。すなわち、これらの値は入力と考えることができる。一方ΔS、(G2-G1)は未知量と求めたい出力となる。

さらにPaは未知パラメータであるが、この値は地質によりほぼ一定値ととり得ることがわかってい。また図からの推定も可能である。特にMおよびWsが無視できると仮定すれば、(2)式よりΔS、(1)式より(G2-G1)を求めることができる。また透水係数や地下水位の低減形状、水田の減水率などからこれらの値の検証が可能である。

(3) 水収支計算結果

本地域で得られている観測値をもとに、実際に水収支計算を行った。特に平面境界については、全域について計算を行うとともに荒川倒排水路流域(N01~4)と利根川倒排水路流域(N05~8)に分けてそれぞれ計算を行った。

まず、昭和51年7月から昭和52年3月までの9ヶ月について、時間間隔を10日として、Paおよび(G2-G1)の推定を行う。すなわち(1)式より、下記の関係が得られる。

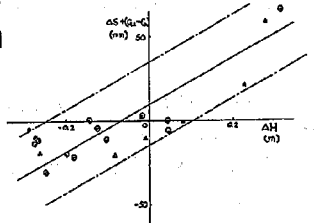


図7(2) $\Delta H \sim \Delta S + (G_2 - G_1)$ (N01~4)

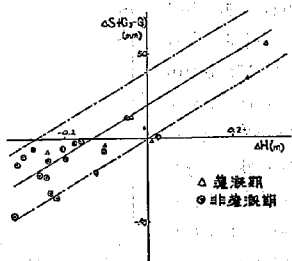


図7(1) $\Delta H \sim \Delta S + (G_2 - G_1)$ (N01~8)

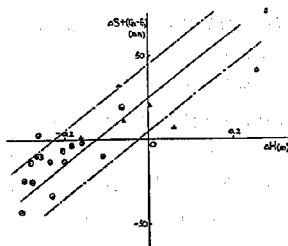


図7(3) $\Delta H \sim \Delta S + (G_2 - G_1)$ (N05~8)

$$(G_2 - G_1) + \Delta S = R - (D_2 - D_1) + T_{ir} - E = F \text{ (既知量)}$$

これより得られる $(G_2 - G_1) + \Delta S$ と ΔH の関係を図7に示す。これらの間には比例関係が認められる。

この関係は、 $M + W_0 \neq 0$ とすることにより得られる

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

から、 $(G_2 - G_1)$ が ΔH 、 H (地下水位) に関係なく一定と仮定すれば、勾配がそのまま P_a と表わし、また垂直軸切片の値が $(G_2 - G_1)$ を求めることになる。さらに表のバラツキは観測誤差以外に $M + W_0$ の変化を示す。以上のように図から得られた推定結果を表1に示す。 $M + W_0$ はバラツキをすべてこの変動量とみなすことにより得られた値である。

この表からもわかるように、個々の地域によって値に差異がみられる。特に $N05 \sim 8$ 流域では、 $N01 \sim 4$ 流域と比較して P_a が F の $(G_2 - G_1)$ が大きく、これより、この地域での地下水流動の強度や地下水貯留能力の大きさを示している。また $(G_2 - G_1)$ の値は、金子が過去に同一地域で示した値 $1 \sim 2 \text{ mm/日}$ によく一致している。さらに P_a 値についても砂礫層では一般に 0.2 程度と言われており、妥当な範囲にあると言えよう。

図8は地下水貯留量変化の旬別の値を示したものである。

以上の結果は、 $(G_2 - G_1)$ が年周通じて一定であることを前提とした議論であったが、物理的には地下水位 H に伴って変化するのは、これを確かめておくことがここでの結果にとって必要である。すなわち $\Delta S + (G_2 - G_1)$ より $\Delta S = P_a \Delta H$ を用いて $(G_2 - G_1)$ を求め、 H との関係を図9に示す。この図は特に $N01 \sim N04$ 流域のものであるが、これらに有意な関係を見いだすことはできない。他地域についても同様の結果が得られ、このような場合には $(G_2 - G_1)$ が一定と考えても大きな誤りはないであろう。

つきに上記の結果を用いて、たとえば水田の浸透量との関係を検討してみよう。灌漑期中7～8月では、全流域で平均 0.34 m の地下水位上昇がある。これは有効浸透率の関係から $\Delta S = 51 \text{ mm}$ となる。また、この間の全地下水浸透量は 120 mm で合計 171 mm となる。これは地表水の動きとも一致し、さらにこれがすべて水田によりかん養されたとすれば、約 25 mm/日 となり、概略的にはあるが、水田浸透量として妥当な値である。

表1 地域別の水文変換結果

	P_a	$G_2 - G_1$	$M + W_0$
$N01 \sim N04$	0.15	1.0 mm/日	$\pm 2.5 \text{ mm/日}$
$N05 \sim N08$	0.20	2.5 *	± 2.0 *
全 域	0.15	2.0 *	± 2.0 *

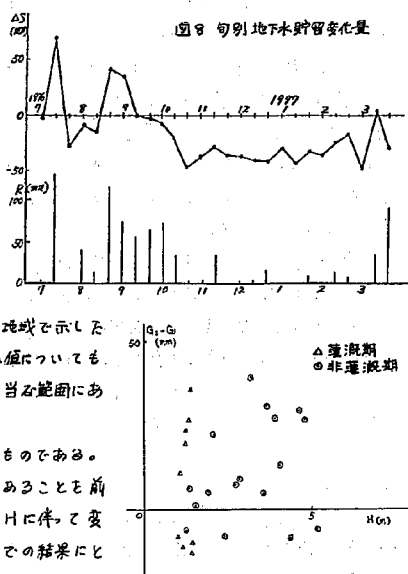


図8 旬別地下水貯留変化量

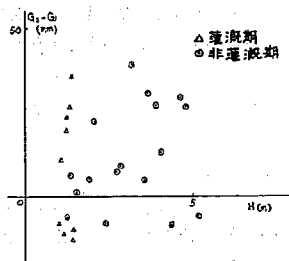


図9 地下水浸透量と地下水位の関係 (N01-N04)

- ① 本扇状地では、一般的に言われているように、地下水の賦存状況は地質構造によって複雑には規定されている。また、地下水面形状は地形面によく似ている。
- ② 本扇状地は奇居と仙元山と銘波線と境に二つの地下水域に分けることができる。この二つの地下水域での地下水位の変動、排水路からの流出は均等的である。さらに、地下水位の変動が排水路からの流出と非常によく対応している。地下水位およびその変動から流出現象を把握できる可能性がある。假してなれば、このような平坦な台地下の流出は、土壌の含水量が重要な役割を果し、地下水位およびその変動が、土壌の水分状態および地下水流出を規定する貯水層の透水柱に対して、有効な情報と提供してくれるからである。
- ③ 荒川沿りの地下水域では、地下の貯留能力が小さいことから、灌漑水および降水は、ほぼ直接均等に流出される。それゆえ、灌漑水は9月ごろまでに還元され、しかもこの地域への用水利用がわかれば、量的にも把握されるであろう。
- ④ 地下水をも含む水の循環を検討する場合、水収収率は複雑ではあるが少なくとも有効な手段である。特に今回行った水収収計算では、地下水流出量および有効空隙率に地下水域と差が見られ、地下水の流動状況の不均等性を定量的に認めることができた。この不均等性は、地質構造と十分関連している。
- ⑤ 地下貯留量、灌漑用水の還元量等の時々刻々の変化は、排水路への地下水流出機構、水田からの浸透機構が把握され、内部がさらに細分され、地下水の流動がシミュレートされなければならない。そのためには、その地下水域が、降雨、蒸発散量、下流域への地下水流出量として、この地下水域として早く外系との間に、水収収的にまず明確にされなければならない。このためにも、水収収を確立することは不可能である。さらに、水収収計算と並に、他の地下水域との境界条件を設定することが可能である。

(1) 農業水文學，金子良，共立出版

- 168 -

22. GMDH法による水質予測

水 質 研 究 室

大 島 吉 雄

GMDH法による水質予測

水質研究室 大島 吉 雄

§1. はじめに

現在、日本各地の河川・湖沼・海域等で種々の水質項目の測定が定期的に行われているが、ここで得られた水質データは、その水域の水質が環境基準を満たしているか否かの判定や、流域環境の変化に伴う水域水質の経年経月変化の把握や、各種アセスメントへの利用等に用いられている。しかし、その膨大なデータ量と考えると完全な有効利用をしているとは言い難い。同様な事は、全国各地の水域に設置されている水質自動監視装置から連続的に打ち出されている水質データについても言える。

したがって、建設省における水質担当部局においても、集積したデータの有効利用法についての調査研究が行われている。

§2. 目的

本調査では、時々刻々のデータを打ち出しながらも、そのデータが隠れた目を見る事が少ない水質自動監視装置の値を利用して、GMDH(Group Method of Data Handling)法を用いた短期的水質予測を行い、その手法の水質予測への可能性の検討、手法の若干の改善、応用について調査を行う。

用いたデータは、関東建設局が浦工事事務所が霞ヶ湖湖心に設置した水質自動監視装置より得られた昭和50年5月から12月までのものである。

§3. 霞ヶ湖湖心の水質自動監視データ

§3.1 水質自動監視データ

ここではまず、水質自動監視装置から打ち出されるデータの信頼性及び装置自体の性能について概観してみる。建設省では昭和50年度の資料に基づいて全国40ヶ所を対象に自動監視装置の調査が行われている。これによると、全観測所の平均稼働日数は264日であり、稼働日以外の故障については、採水部の故障(44%)・観測部の故障(40%)・排水部の故障(11%)・テレメータ装置の故障(5%)となっている。また水質データについては、データの収集日数は平均247日を稼働日数より下廻っている。測定水質項目については、実測値と最も相関が良いのは水温で、他の項目(電導度・DO・pH・濃度・ミアン・マンモニア・COD・ Cl^-)については相関が良くないか全くないという結果が示されている。

§3.2 霞ヶ湖湖心における水質自動監視データ

本調査で利用した水質データは日平均値であり、その項目はCOD・pH・DO・ NH_4-N ・ Cl^- ・水温の6項目である。用いた各水質項目とのデータと湖心で定期的に行う1回測定されたデータとの比較を表-1に示した。これを見て分かるように霞ヶ湖湖心の水質自動監視装置も、前述したように1週間

があり、定期的観測値との相関も水温

たびニミの項目を除くと決、して良い

とは言えない。

このように露々湖湖心で得られた連

続水質データも信頼性に疑問があるが

ここでは、GMDH法の水質予測への

適用自体にいくつかの問題があるかも知

れぬ中にあるので、あえてこのデータ

を用い、あわせて湖心における水質特性を探る事を試みている。

表-1 湖心における実測値と観測値との比較

項目 年月	COD (PPm)		PH		DO (PPm)		NH ₄ -N (PPm)		Cl ₂ (PPm)		水温 (℃)	
昭和50年	実	観	実	観	実	観	実	観	実	観	実	観
5月18日	5.0	4.0	9.2	8.5	8.8	8.6	0.07	—	2.96	—	20.0	19.4
6月18日	6.7	4.6	7.5	7.8	8.3	6.7	0.03	0.11	2.61	1.24	22.0	22.2
7月9日	7.3	6.6	7.7	8.2	9.2	7.8	0.11	0.14	2.15	1.30	26.0	24.9
8月12日	12.0	4.3	7.7	9.0	11.4	0.7	0.22	—	4.86	4.2	28.6	27.5
9月10日	10.3	3.8	8.5	4.2	4.6	6.5	0.04	—	1.87	0.7	20.5	27.4
10月15日	8.1	2.3	7.6	8.3	9.4	8.4	0.06	0.24	1.74	8.4	19.5	19.5
11月12日	7.6	—	8.0	7.6	10.3	10.6	0.07	0.01	1.53	—	13.2	13.7
12月10日	7.4	2.1	7.6	8.2	11.0	11.5	0.09	0.52	14.5	7.0	9.0	8.6

但し、実：予分析による値、観：自動監視による値

§4. GMDH法の概要とそのアルゴリズム

§4.1 GMDH法の概要

A. G. Ivakhnenko によって提唱されている GMDH 法は、人間の判断プロセスを原理として導入した Heuristic Self-Organization (発見的自己組織化法) のアルゴリズムであり、この予測手法は環境問題・自然の摂理・経済現象などのように、個々に関係する因子が多いという意味だけでなく、動的に相互に関係し合い、その相互関係を簡単なモデルに表現することができないようなシステムを解決するための手法である。

§4.2 発見的自己組織化法の原理

発見的自己組織化法の内容を簡単に説明する例として品種改良を挙げることができる。品種改良の出発点では、その後、全プロセスで完全に計画していたわけではなく、途中の段階である価値基準（案外に強い・早い・多収である）に基づいて取捨選択を行い品種改良を行っているが、この発展過程は自己組織化法と呼ばれる。この発展過程をモデル化すると図-1 のようになる。

第1段階として、因子の選択を行う。穀物と言えば収穫の多い品種・害虫に強い品種・病虫害に強い品種等、目的とするものに近いものを持つ品種を選択することに相当する。

第2段階は、第1段階でリストアップされた因子の中から有用な入力変数と無用ないしは関係のあまりない因子との分類を行う。有用か否かの判断基準の一つとして予測項目との相関をとる方法があり、何日前までのデータが影響を及ぼすかを知らために自己相関係数より、影響を及ぼす期間 (Prehistory Interval) を決定する方法がある。

第3段階は、入力変数を組み合わせで新しい因子

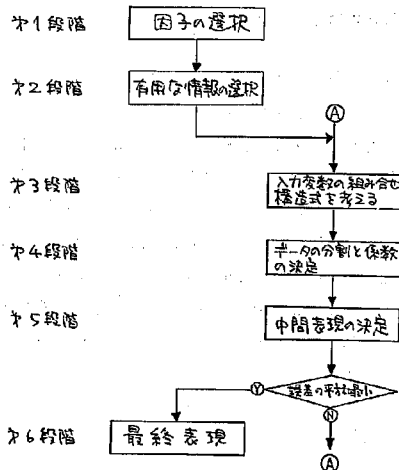


図-1 発見的自己組織化フロー

(中間変数)を作り出す処理である。品種改良の例で言えば種子の交配に相当するものであるが、数学的にはその結合関数を作ることに相当する。GMDH法では(1)式を繰り返し用いることにより一般的なN因子の多項式表現を行っている。中間変数 Z_i の総数は、入力変数Nの場合 nC_2 となる。この

$$Z_i = a_0 + a_1x_i + a_2x_j + a_3x_i^2 + a_4x_j^2 + a_5x_ix_j \quad \text{----- (1)}$$

ことは、任意の2つの種子を交配させることにより多数の新しい種子を作り、その中から劣性のものを除外し、優性なものの同量を再びかけ合わせてゆくプロセスのアルゴリズムと考えられる。

第4段階は、データを経験用と予測結果の適合性を調べるためのものとの2つに分割することである。(1)式の解を求めるためには6個のデータがあればよいわけであるが、普遍性を持たせるために母系列のデータを用い最小二乗法により係数を決定する。係数決定のためのデータをトレーニングデータと呼び、決定された構造式がどの程度の予測誤差をもつかを調べるデータをテスティングデータと呼ぶ。

第5段階は、テスティングデータを使用し、 nC_2 個の中間変数を作成し、その中から有用なものを次の世代の種子とする。有用か否かの判断基準として、予測値と実測値との差の平方和で予測誤差をみなし、その中から誤差の小さいものからいくつかを次の世代の入力変数とする。

第6段階は、このようにして誤差の最小なものを最終表現とする。

§4.3 GMDH法のアルゴリズム

$x_i (i=1, 2, \dots, N, \dots)$ を入力変数、 y を出力変数とすると入出力間に以下に示す非線形関係があると

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_n, \dots) \quad \text{----- (2)}$$

する。入出力関係 f の同定は次の手順で行われる。

STEP 1. y に関係する入力関係の Prehistory Interval (時定数あるいは y に影響を与える期間)を定めて、各々全て入力変数とする。($x_i (i=1, 2, \dots, T)$)

STEP 2. 出力 y と各入力変数との相関をとり、相関係数の大きいものを残し、小さいものを捨てる。この結果、入力変数を並びかえて $x_i (i=1, 2, \dots, N; N < T)$ となる。

STEP 3. 原データをトレーニングデータとテスティングデータとの2組に分割する。分割の方法は通常トレーニングとテスティングとを交互にする場合などが考えられる。

STEP 4. 入力変数 $x_i (i=1, 2, \dots, N)$ の2個の組み合わせ x_i, x_j に対して中間変数 $Z_i (i=1, 2, \dots, nC_2)$ を基礎関数によって作る。たとえば、基礎関数(1)式とすれば

$$Z_i = a_{i0} + a_{i1}x_i + a_{i2}x_j + a_{i3}x_i^2 + a_{i4}x_j^2 + a_{i5}x_ix_j \quad \text{----- (3)}$$

ただし、(3)式の右边における係数 $a_{ie} (e=1 \sim 5)$ はトレーニングデータに基づく二乗平均誤差

$$e_i^2 = \frac{(y - Z_i)^2}{n} \quad \text{----- (4)}$$

を最小とするように決定される。

STEP 5. STEP 4においてトレーニングデータに基づき決定された係数を使い、テスティングデータにより式(3)、(4)を計算する。その結果、テスティングデータによる二乗平均誤差の小さい順にM個中間変数を採用し、残りは捨てる。

STEP 6. 選ばれた中間変数 $Z_i (i=1 \sim M)$ を次の世代の入力変数として、 $x_i = Z_i, x_j = Z_j$ としSTEP 4へもどる。以下STEP 4からSTEP 6を繰り返す。

STEP9. STEP5においてフィッティングデータに対して計算された二乗平均誤差の最小のものがある場合、計算を停止する。前回までの計算された式(3)の2次式を次々に代入することにより完全記述式が定まる。

§5. 結果

表-2 条件一覧 (GMDH法)

ケース番号 (条件番号)	1	2	3	4	5	6	7	8
学習項目 (学習項目)	0, T	C, T	T, C	T, C	T, C	T, C	T, C	T, C
Pre-history	3	2	3	3	3	4	3	3
Max Generation	20	20	2	2	2	3	2	2
隠れ数	6	3	6	4	4	4	6	6
出力数	3	3	7	7	7	7	7	7
学習期間	夏20	夏40	夏40	夏40	冬20	冬40	夏40	夏40

§5.1 GMDH法の計算結果

本調査では、上記アルゴリズムに基づいて表-2に示す8ケースについて計算を行い、より良い予測値を得るための検討を行った。

ケース1. この条件で計算を行った所、予測1日目にDOに異常値が出現し、3日目の予測値では、いずれの項目でも満足した値を得ることができなかった。

ケース2. そこでケース2では、トレーニングデータとフィッティングデータとを入れ換え、また水質項目もCOD・pH・水温の3項目にしぼり、Prehistory Intervalも2日として計算を行ったが、2日目のCODの値に異常値が現れた。

ケース3. ケース1, 2では、予測式の同定の段階で世代交代を予測誤差が収束するまで繰り返していたが、それを2回で切り上げることに試みた。その結果、予測計算の途中での発散を防ぐことができた。比較的良好な結果を得ることができた。(図-2参照)

ケース4. 4項目の水質にしぼり計算を行ったのであるが、DOを除くと非常に良い結果が得られた。(図-2, 図-3参照)

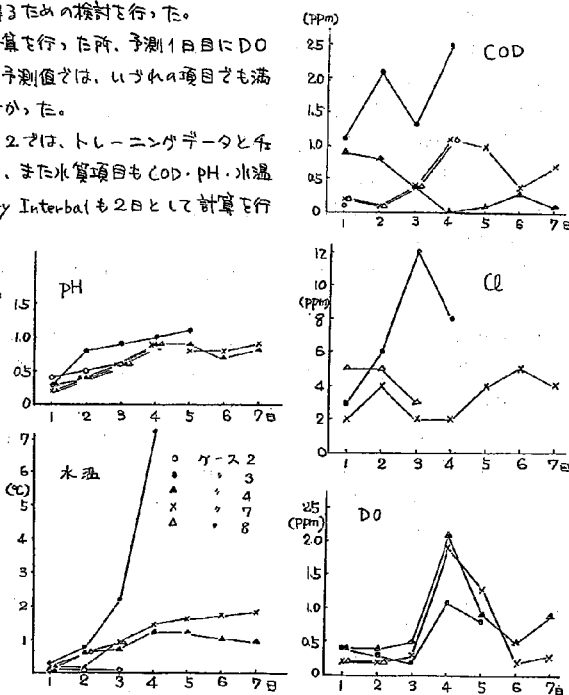


図-2 各ケース各項目の予測誤差

ケース5 ケース4と同じ条件と冬20日間のデータで計算を行った。結果も良好であった。

ケース6 ここでは、多摩川の河川水質を用いて計算を行った。結果は良好であったが、河川水質の予測を行う際には流量をデータとして組み込めばより良い結果が得られると思われる。

ケース7 計算条件はケース3と同じであるが、予測式の設定の第一段階の入力変数で、予測因子との相関の強いものから順に中間変数採用個数を抽出し、この中から2つも選ぶ最良の組合せを選択する方法で計算を行った。この方法によると、予測値は安定し計算時間も短縮された。(図-2、図-3参照)

ケース8 ここでは、原データの分布が対数正規分布に近いと思われる $\text{NH}_4\text{-N}$ を対数変換してケース7と同じ方法で計算を行った。しかし計算途中で発散が起り良い結果を得ることができなかった。(図-2参照)

5.2 考察

上記各ケースの中から、夏40日を対象として予測計算を行った5つのケースについて、各々の予測誤差の比較を図-2で行った。この図より明らかのように、ケース2・3では予測値が発散し、その要常値が次の世代で選択され他の項目の要常値発生の原因となり予測が困難となっている。

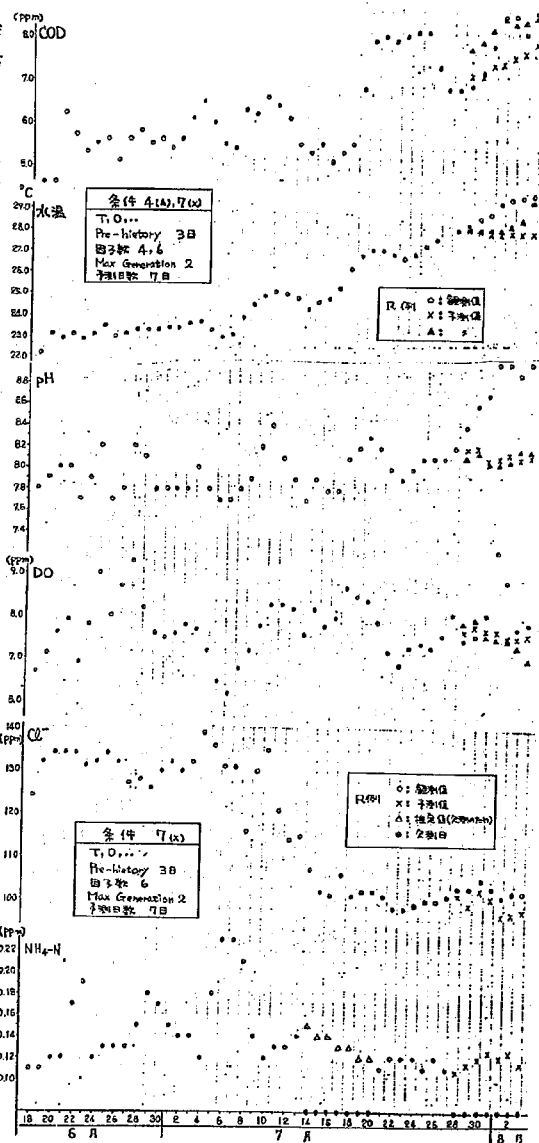


図-3 夏40日の観測値と予測値

ケース4及びケース7で用いた半一夕及び予測値を表-3 予測式固定の場合のCODの予測
(単位:ppm)

予測日	観測値	予測値	差(観-予)
8/6	7.0	12.0	-5
9	7.0	20.6	-13.6
12	9.3	8.1	1.2
15	9.7	9.3	0.4
18	9.1	11.0	-1.9
21	10.0	9.2	0.8
2日平均誤差			36.0

ケース8で用いた対象変換の手法は慎重な考慮を要
するといえ、危険であると思われる。

§5.3 季節別水質予測式決定の試み

GMDH法により予測式の記述が行えるわけである
が、各季節別に各水質の予測式を固定し、得られた予
測式に水質データを代入し水質予測を行うことが考えられる。

ここでは、試みとしてケース7の1日目(7月28日)のCODの予測式である(5)式を用い8月6日
から8月21日まで3日おきにCODの予測を行ってみた。

$$Z_1 = 51.2943 - 5.1622 \times (1\text{日前水温}) + 4.7883 \times (3\text{日前COD}) + 0.1542 \times (1\text{日前水温})^2 \\ + 0.3453 \times (3\text{日前COD})^2 - 0.3584 \times (1\text{日前水温}) \times (3\text{日前COD})$$

$$Z_2 = -24.7837 - 4.2299 \times (1\text{日前COD}) + 4.1136 \times (3\text{日前水温}) - 0.6327 \times (1\text{日前COD})^2 \\ - 0.1491 \times (3\text{日前水温})^2 + 0.5307 \times (1\text{日前COD}) \times (3\text{日前水温})$$

$$[\text{予測値}] = 22.5212 - 4.8813 Z_1 - 1.2092 Z_2 + 0.6918 Z_1^2 + 0.4762 Z_2^2 - 0.6326 Z_1 Z_2 \dots (5)$$

この結果を表-3に示した。この表を見て分かるように、適切な予測値を示すこともあるが、予測誤
差がかなり大きい場合もあり、固定した予測式で予測するのは危険であり考慮が必要である。

§6. まとめ

本調査で得られた結果をまとめると次のことが言える。

- (1) 水質自動監視装置より打ち出される半一夕の信頼性は、現在の所二、三の項目を除くとあまり良い
とは言えない。
- (2) GMDH法による水質予測は、たとえ水質監視装置の半一夕であっても、手法内部を若干改善す
ることによって、水質のダイナミクスを適度に捉え予測精度の向上を計ることが出来る。
- (3) 湖沼水質データを用いて予測計算を行、たのであるが、河川水質の予測(GMDH法で行う場合
には、流量をデータとして加える方がよい結果が得られる。
- (4) 湖沼水質の予測計算で行う際、予測対象日の気候条件をデータとして与えるならば、より興味あ
る予測値を得ることが出来ると思われる。
- (5) 河川・湖沼水質をGMDH法で行う際、予測日当日の水質データを組み入れることにより、予測
項目とより正確に把握出来る。
- (6) 予測式の固定化は、GMDH法の主旨にも反し、その値にも問題があるが、電算を使用しない簡
易水質予測法としては捨て難いものがあり、今後の課題と思われる。

23. コンクリート用防錆材の電気化学的 作用と防錆効果

化 学 研 究 室

守 屋 進

コンクリート用防錆剤の電気化学的作用と防錆効果

化学研究室 野 屋 達

1. まえがき

近年野村資源の不足のため、西日本を中心にすべて海砂がかなり利用されており、今後さらにその利用が増えると考えられるが、一方海砂に含まれている塩分による鉄筋の腐食が懸念されている。しかし、海砂を水で洗淨するには、相当の設備や労力を要するので、海砂を使えたコンクリート中の鉄筋の腐食を防ぐ混和剤としてコンクリート用防錆剤の利用が検討されており、現在そのJIS化の作業も進められている。すなわち、一般にコンクリート中は高アルカリ（pH約12.6）であるため鉄筋の表面は不動態皮膜で覆われており錆びにくくなっている。しかし、塩分があると不動態皮膜に欠陥部ができ鉄筋は錆やすくなる。防錆剤は、この不動態皮膜の欠陥部を修復するとされている。

本報告は、コンクリートをモデル化した溶液中に鉄筋を浸漬して、防錆剤の電気化学的作用とその効果について検討したものである。

2. 実験方法

2.1. 供試鉄筋

供試鉄筋には、目視検査の容易な磨き棒鋼（SGD-3）とコンクリート用棒鋼（SR-24）の2種類を用いた。磨き棒鋼（以下研磨鉄筋という）はφ10mm、長さ100mmのものを研磨布で400番仕上げを行ない、デシケータ中に保管し、試験直前に再度軽く400番研磨してアセトンで脱脂洗淨をしてから実験に用いた。また、コンクリート用棒鋼（以下黒皮鉄筋という）はφ9mm、長さ100mmの表面に錆きざねのものをアセトンで脱脂洗淨した後切断面をターエポキシ塗料でコーティングしてから実験に用いた。

2.2. 試験溶液

はば9ℓの純水に24.5gの塩化ナトリウム（NaCl）、111gの塩化マグネシウム（ $MgCl_2 \cdot 6H_2O$ ）、41gの硫酸ナトリウム（ Na_2SO_4 ）、1.2gの塩化カルシウム（ $CaCl_2$ ）、7gの塩化カリウム（KCl）を溶かし、全量を10ℓに調整して、人工海水（NaCl換算塩分濃度3.27%）とした。次いで、これを純水で希釈して、水セメント比60%のコンクリート（単位水量180kg、単位セメント量300kg、単位細骨材量700kg）の砂に対するNaClに換算した塩分の重量%で表わした各種塩分濃度に調整し、コンクリートをモデル化した水酸化カルシウム（ $Ca(OH)_2$ ）を飽和させ、さらに必要に応じて防錆剤を添加したものを試験溶液とした。

2.3. 電気化学測定

500mlビーカーに試験溶液を調整し、自然電位の測定は、整合電極（飽和甘汞電極）と供試鉄筋の間隔をほぼ2cmにして固定した。また、分極抵抗の測定は、ほぼ1.5cm間隔に3本の鉄筋を並べて固定し中央の鉄筋を試験電極とし、両側の鉄筋を対極及び整合電極とした。これ5本の鉄筋は約5cm

を試験溶液中に浸漬し、試験溶液の炭酸化及び水分の蒸発による塩分の濃縮を防ぐため、液面を流動パラフィンでシールした。この様子を図-1に示す。

自然電位は、内部インピーダンスの高いデジタルマルチメータ（結合電極と供試鉄筋との間の電位差を測定した。

分極抵抗は、低サイクルで矩形波電流を発生できる定電流パルス型ポテンシostatを用い周波数0.03 Hzで測定した。

定電位分極は、結合電極に飽和甘汞電極を用い人為的に供試鉄筋の電位を上下させて電位-電流曲線を求めた。

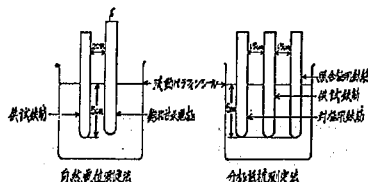


図-1 電気化学的性質の測定方法

2.4. 腐食量測定法

浸漬実験終了後の研磨鉄筋を、10%エロメックス2でモモウム水溶液に150 ppmの2-メルカプトベンゾチアゾールを加えた除錆液に1時間浸漬し、流水中でさび落としを行ないアセトンで水分を除いた後その重量を0.1 mgまで正確に秤量し、実験前の重量との差を求め、これを腐食量とした。

3. 結果及び考察

3.1. 電気化学的作用

3.1.1. 自然電位

研磨及び黒皮鉄筋の自然電位の経時変化と目視観察の結果を図-2に示す。この結果、鉄筋の表面性状や防錆剤の有無にかかわらず、発錆した鉄筋の自然電位は、いずれも時間と共に卑（マイナス方向）に向かって安定しており、みな-300 mV以下であった。一方、発錆しなかった研磨鉄筋は、貴（プラス方向）に向かって安定しており、黒皮鉄筋は、多少卑に向かいながらも安定しており、研磨、黒皮共に-300 mVより貴であった。

このことから、研磨、黒皮を問わずおよそ-300 mV以下の境界があり、これより貴であれば、鉄筋に発錆のなことがわかる。

つぎに、塩分濃度と自然電位の関係を図-3に示す。この結果、研磨鉄筋、黒皮鉄筋共に塩分濃度が高くなるにつれて自然電位は卑になる。また、研磨鉄筋は黒皮鉄筋より急激に変化し、0.03%以上では黒皮鉄筋より自然電位は卑であるが、-300 mVより

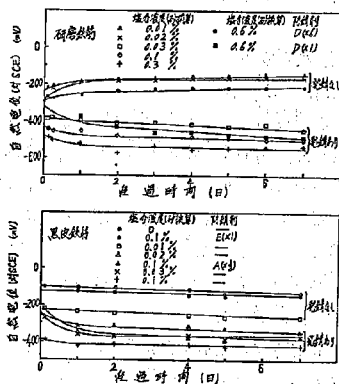


図-2 自然電位の経時変化

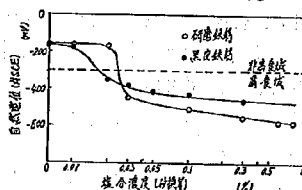


図-3 塩分濃度と自然電位の関係

単に与えるのは、研磨鉄筋では0.03%からであり、黒皮鉄筋では0.02%からであることがわかった。

このことから、鉄筋かさび始めの塩分濃度は、研磨鉄筋では0.03%、黒皮鉄筋では0.02%であると考えられる。これは、研磨鉄筋の表面が均一であるのに対して、黒皮鉄筋の表面にはミルスケールがあり、ミウロ腐食が生じやすいためと考えられる。

3.1.2. 高アルカリ域での分極抵抗法の適用性

鋼材表面の分極抵抗からその腐食量を推定する方法は、酸性及び中性域ではしばしば行なわれているが、高アルカリ域ではほとんど行なわれていない。

このため、研磨鉄筋でその腐食量と分極抵抗値の逆数の和との関係性を求め、高アルカリ域での分極抵抗法の適用性について検討した。その結果を図-4に示す。

この結果より、塩分濃度の違いや、防錆剤の有無にかかわらず、腐食量と分極抵抗値の逆数の和とほぼ比例関係にあることが明らかにされた。すなわち、高アルカリ域でも次式が成立し分極抵抗法が適用できることがわかった。

$$V = \frac{K}{S} \times \frac{AI}{AE}$$

ただし、Vは腐食速度 (mdd)

AIは印加電流値 (μA)

AEは分極電位差 (mV)

Sは供試鉄筋の表面積 (cm²)

Kは定数

なお、従来酸性及び中性域における定数Kの値として4.25が知られていながら、本実験で求めたKの値は5.7であった。これは、pHによる腐食形状の違いに基づくと考えられる。

3.1.3. 腐食速度

前節の結果に基づき、研磨及び黒皮鉄筋の分極抵抗値より腐食速度を求めた。その経時変化と日積算の

結果を図-5に示す。この結果、発錆しなかった鉄筋の腐食速度は、研磨、黒皮共に小さく恒時的に安定しているが、発錆した鉄筋の腐食速度は大きくバラツキが大きいのことが明らかとなった。また、研磨鉄筋では1mdd (mg/dm²/day) 以下であれば発錆はなく、黒皮鉄筋も3mdd以下であれば発錆がないことが明らかとなった。

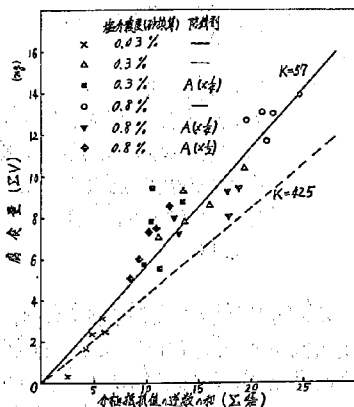


図-4 腐食量と分極抵抗値の関係

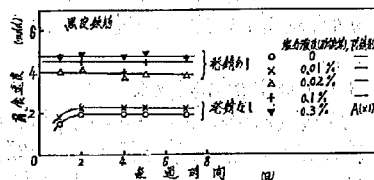
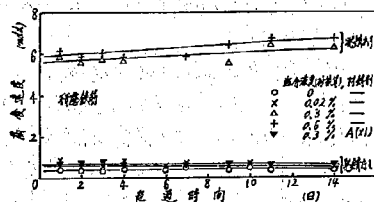


図-5 腐食速度の経時変化

3.1.4. 防錆率

防錆剤の効果を数値化するために、防錆率を次のように定義した。

$$Y = \frac{X_c - X_i}{X_c - X_0} \times 100$$

ただし、Yは防錆率(%)

Xは分極抵抗値の逆数($1/I / 1/E$)

X₀は塩分を含まない溶液中でのX

X_cは塩分濃度Cの溶液中でのX

X_iは塩分濃度Cで防錆剤を初めた溶液中のX

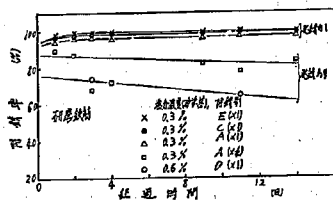
防錆率の経時変化と目視観察の結果を図-6に示す。この結果より、発錆しなかった鉄筋の防錆率は所定、黒皮を内包するずれも95%以上で安定しており、実験期間中の防錆率の不偏分散は0.05以下であった。一斉、発錆した鉄筋の防錆率は95%未満であり、バラツキも大きいことが明らかとなった。(不偏分散0.25以上)

3.1.5. 定電位分極

浸漬実験の経時測定終了後、鉄筋表面から分極定電位から、下ノードの定電位分極試験を行った。その結果を図-7に示す。この結果、所磨鉄筋も黒皮鉄筋も共に発錆のあるものとなつたと分極曲線の形に違いはあるが、これを数値化することは難しく、発錆の有無を分別する試験法には適さなかったことが明らかになった。

3.2. 市販防錆剤の防錆効果

塩分濃度と防錆剤添加量を変えた試験溶液に所磨鉄筋を浸漬して、電気化学的測定及び目視観察を行ない、現在市販されている4種類の防錆剤の防錆効果を比較した。その結果を図-8に示す。この結果より、塩分濃度0.02%以下では、防錆剤は必要ないが、0.03%から0.1%までは、いずれの防錆剤も標準添加量の1/6の量で防錆効果があり、0.3%までは標準添加量で防錆効果があるが、それより塩分濃度が高くなると、防錆剤の添加量を増す必要があり、また、防錆剤の種類によって必要量は異なることが明らかとなった。



4. まとめ

コンクリートをモデル化した高アルカリ塩水溶液中における各種浸漬実験より次のような結論が得られた。

(i) 自然電位は、 -300 mV を境にして、これより貴であれば発錆はなく、卑であれば発錆があることがわかった。

(ii) 分極抵抗法は、高アルカリ域でも適用できることがわかった。また、腐食速度を求める定数 K は 57 であることがわかった。

(iii) 腐食速度は、研磨鉄筋で 1 mdd 、黒皮鉄筋で 3 mdd 以下であれば発錆のないことがわかった。

(iv) 防錆率は、 95% 以上でその不偏分散が 0.05 以下であれば、発錆のないことがわかった。

(v) 定電位分極試験は、発錆の有無を知る方法には適さないが、分極曲線を解析することにより、防錆剤の防錆機構を知ることができることがわかった。

しかしながら、高アルカリ中での鉄筋の腐食傾向を測定する方法としては、いずれの手法にも長所短所があるので、状況により使い分けが必要がある。すなわち、自然電位の測定は、最も簡便な方法であり、発錆の有無を容易に知ることはできるが、腐食状態を知ることはできない。分極抵抗法は、高アルカリ域でも腐食速度を測定することができるが、測定は多少複雑となる。防錆率は、防錆剤の防錆効果を比較するのに適している。定電位分極試験は、測定は最も複雑で難しく、発錆の有無を知る方法には適さないが、防錆剤の防錆機構を知ることができる。

現在市販の防錆剤は、いずれも亜硝酸塩系薬剤を主成分とするので、薄まると効果はなくなり、また、塩分濃度が高くなるにつれ、添加量も大に増やす必要があり、防錆剤の種類によって防錆効果に差があることがわかった。

5. 今後の問題点

本研究は、コンクリートをモデル化した溶液中における実験であるので、実際のコンクリート中での防錆剤の作用とは必ずしも一致しないと考えられるので、現在コンクリート中での防錆剤の効果を調査中である。

また、本報告で取り上げた、現在市販の防錆剤は、いずれもアノード反応抑制型の薬剤であるが、今後、カソード反応抑制型の防錆剤も開発されると思われるので、それに適した効果判定法を検討する必要もある。

さらに、防錆剤は、コンクリート構造物の耐用年数以上その効果を維持することが必要であり、また、コンクリートのワーカビリティや耐久性などの諸性質に影響を及ぼしてはならない。しかしながら、これらの試験には、長期間を要するものもあり、今後の検討課題である。

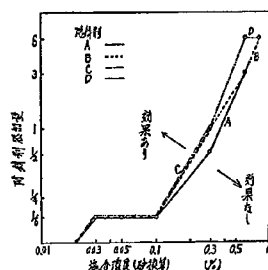


図-8 阴极防錆剤の効果

24. アスファルト混合物のはくり問題と 室内評価試験

舗装研究室

小 島 逸 平

アスファルト混合物のはく離問題と室内評価試験

舗装研究室 小島逸平

1. まえがき

アスファルト混合物が、水、温度、交通の相互作用を受けて、アスファルト被膜や骨材からはく離する現象をはく離 (Stripping) とよんでいる。建設省技術研究会昭和46、47年度に実施したアスファルト混合物のはく離現象に関する調査では、アスファルト舗装のまとして基層におけるはく離が全国的に認められ、かつ舗装の使用性に少なからず悪影響を与えているという実態が明らかとなった。アスファルト舗装のはく離防止対策は、過去に実施された鹿児島、宮崎、および熊本の名試験舗装の成果をもとにまとして実用性を中心とした防止対策基準 (案) が提案されるまでになっている。しかし、はく離防止対策を確立するためには、はく離の原因を定量的に明らかにし、発生機構についても解明される必要がある。したがって、その第一段階として、実際の舗装のはく離現象をシミュレートできる試験方法がまず必要となる。舗装研究室では、昭和49年に水浸ホイールトラッキング試験機を試作し研究を重ねた結果、実際の舗装のはく離現象を再現することができ、はく離に関する要因の検討が可能となった。本報告はこの水浸ホイールトラッキング試験機を用いてこれまで実施した検討結果と報告するものである。

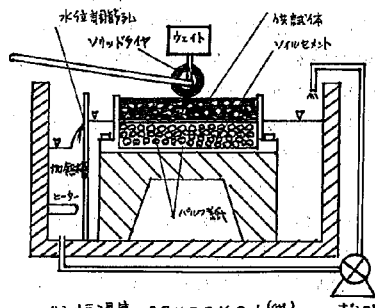
2. 目的

アスファルト混合物のはく離現象を評価する既存の試験方法としては (イ)、静的はく離試験 (アスファルト舗装要組付録4-6 法など) (ロ)、動的是く離試験 (マリソン試験など) (ハ)、化学的はく離試験 (リドルウエー試験など) (ニ)、水浸カ層試験 (水浸マーシャル試験など) (ホ)、水浸走行試験 (水浸ホイールトラッキング試験など) がある。しかし、これらの試験方法による結果は、相互の相関性、使用時のはく離との対応、という点で十分とはいえない面があった。したがって、実際の舗装のはく離現象と相関性のある試験方法を明らかにする検討を行なった。

3. はく離の実態

建設省技術研究会が実施したアスファルト混合物のはく離現象に関する調査研究では次の実態と報告している。

(イ)、はく離が認められる箇所 (NS) は全国平均



(1) 恒温槽 3.3 x 2.2 x 2.1 (m)

(2) 熱風送風機

ヒーター 2.5 kW x 2
温度 常温 ~ 70 °C

(3) 試験体型寸
300 x 500 x 100 (mm)

(4) 重荷車

ロードタイ、規格圧 4.0 ~ 6.0 kg/cm²
径深キヨリ 35 mm
トラバース巾 0 ~ 25 cm
トラバース速度 5 ~ 25 cm

図1 試験装置の概要

均で 16.3 % にすぎず、残り約 85 % は程度に差はあるものの、多少のはく離は認められる。

(ロ) はく離が一層進行して、混合物の安定性がまったく失われるという水準 (S3) に評価されるものは 17.1 % に達し発生頻度が高い。

(ハ) はく離が発生すれば、舗装の破壊を早め修繕の頻度も高くなる。特に NS、S1 に比べ、S2、S3 ではオーバーレイを行なう頻度が高くなる。

(ニ) はく離のレベルが NS から S3 に進行すれば、むき出し率は平均 4.5 % から 18.0 % に増加する路面性状の劣化がある。これは、路面のたれり量が 0.4 mm 未満から 0.8 mm 以上に増加した場合、また累計大型車交通量が 100×10^4 未満から 200×10^4 以上に増加する場合の影響が大きい。

このように、アスファルト舗装のはく離が全国的に認められ、かつ舗装の使用性に悪影響を及ぼしていることから、これを防止する対策が必要になる。鹿児島、宮崎、および熊本の名試験舗装の調査によれば、はく離を防止する要因として、表 1 に示す関係が認められている。さらに、これら実用性状の成果をもとに、はく離防止対策基準(案)の提案されて、部分的に運用されている。

4. 方法

使用時のはく離と相関性のある試験方法を検討するためには現場のはく離の発生状況をとらえる必要がある。試験舗装の観測結果からこれらの特徴として次のことがある。

(イ) はく離はアスファルト混合物と接する路盤が主として結合材を含まない粒状路盤であり、路盤の含水比が高いところで多く発生している。

(ロ) はく離は路盤と接する下層から発生し、表層に進行しているものが多い。

したがって、試験方法の検討では、交通の動的ファクターを与えてはく離を発生させる、アスファルト混合物が水を含んだ状態になる条件を与える、という基本条件を考慮してイギリス RRL で実施している水濡ホイールトラッキング試験を参考に図 1 に示すような試験機を製作した。試験機は、往復ならびに左右運動をする載有用硬質ゴム車輪を、水濡状態の一定温度に保たれた供試体表面上に走行させてはく離を起させるものである。試験機は恒温室内に納め、本体、熱風送風機、および操作盤から構成されている。

4-1. はく離を発生させるための検討

RRL 法による水濡ホイールトラッキング試験機では、アスファルト混合物供試体は湿り状態で行き来を続けアスファルト被膜はタイヤ走行による機械力で骨材表面からはぎとられるので、現場のはく離と異なる現象であると考えた。そこで、深さ 10 cm の型枠を用意し、型枠底板に穴を開けて水の供試体下層からできるように改良した。同時に、模似路盤として厚さ 5 cm のソールセメントを

表 1 はく離を防止する要因

要因	大 ← はく離 → 小	
アスファルト	針入度大	針入度小
骨材	安山岩、砂岩	石灰岩、玄武岩
石粉	炭酸カルシウム	炭酸カルシウム
粒径	粗粒	細粒
アスファルト量	少	多
消石灰	無	有
ゴム	無	有
はく離防止剤	無	有
防水シート	無	有

下層におき、上層にアスコン供試体を固定し、路盤までを厚に水湯状態において走行試験を行なうようにした。この結果、写真に示すように現場と類似したはく離を生ずることができた。すなわち供試体の上部はアスファルトは墨々として骨材にあらなく付着しており混合物は崩壊した状態(NB)である。しかし、下部へ移るに従ってアスファルトは茶褐色を呈し、最下層部分はアスファルトが全て骨材からはがれる粒状材料のようにみえる(S3)。

4-2 はく離の評価

はく離の評価は図2に示すように、供試体表面の变形量とはく離量を行なつた。变形量は横断方向2カ所(図2(A)の $a \sim a'$, $b \sim b'$ の各断面)でそれぞれ点ずつ測定しその平均値を用いた。測定は1時間内に行なつた。はく離は所定の載荷走行が終了した供試体を横断方向2カ所(A, B断面)と、縦断方向1カ所(C ~ C'断面)に分割し、断面のはく離を視察評価し次式によってはく離率を求めた。

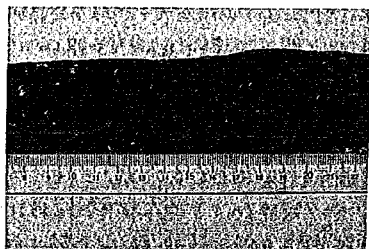
$$\text{はく離率} = \frac{S_a}{S_a + S_b} \times 100 (\%)$$

S_a : はく離していない部分の面積 (cm^2)

S_b : はく離している部分の面積 (cm^2)

4-3 試験条件の検討

はく離に関する要因としては前述の表1に示したような主として材料、配合など混合物の性状に関連する内部要因と、はく離を促進する荷重条件、温度条件などの外部要因がある。試験条件の検討は後者について行なうことにした。本試験機で検討を要する外部要因として (イ) トラバース巾 (ロ) トラバース速度 (ハ) 載荷速度 (ニ) 接地圧 (ホ) 試験温度 (ヘ) 載荷走行時間、がある。このうち、トラバース速度と載荷速度はホイールトラッキング試験の 10 cm/分 , 21 往復/分 にそれぞれ合わせることにした。この4世の条件を検討するために粗骨材に砂岩を用いた磨粒度アスコン (ストアス 80 ~ 100, A_s 量 =



磨粒度アスコン (ストアス 80 ~ 100, A_s 量 6.1%)
はく離率 69.3 (%)

水源養生	1時間	載荷速度	35往復/分
走行時間	7.5時間	トラバース速度	10cm/分
試験混合温度	60℃	接地圧	5.5 kg/cm ²

はく離の発生状況

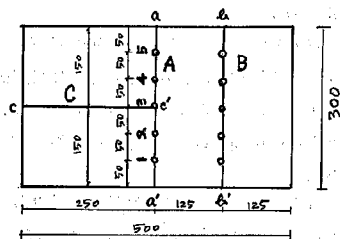


図2(A) 決り量測定位置



$$\text{はく離率} = \frac{S_b}{S_a + S_b} \times 100 (\%)$$

図2(B) 供試体断面

6.8%)供試体で試験を行ない表2,3の結果を得た。

トラバース中は、(イ)供試体全中(25cm)
(ロ)中心部5cm (ハ)中心部10cm (ニ)トラバース無し、の4つの状態のほく離試験を行った。結果は、(イ)以外は全てアスコンの流動が優先してほく離が十分発生しないことが明らかになった。(ロ)、(ハ)はほく離率が高いが供試体の破壊が著しいので部材トラバースは適当でない判断した。

荷重条件は、接地圧 6.0 kg/cm² とホイールトラッキング試験での 4.5 kg/cm² の2条件を検討した。試験温度 60℃で 6.0 kg/cm² の場合は6時間走行するとほく離はアスコン表面まで達し破壊が顕著である。しかし、4.5 kg/cm² では8時間走行で約12%と小さい。1日の試験サイクルを考慮して 6.0 kg/cm² で実施する方が能率的であると考えるに当たった。しかし、標準試験法として決めた時は建設省のホイールトラッキング試験法(案)の接地圧に合わせて 5.5 kg/cm² と修正した。

温度条件は 60℃と45℃の2条件を検討した。60℃の場合は6時間走行でほく離率36%になるが、45℃では0%となりほく離を評価できない傾向にあるので、試験温度は60℃とした。

走行時間とほく離率の関係から図3の結果を得た。ほく離は走行時間2〜3時間で発生し、6時間までは徐々に進行してゆくがこの時間を超えると急激に大きくなる傾向にある。ほく離が供試体表面にまで及ぶほく離率は45%〜55%であるので、目標とするほく離率15%〜20%に達する5時間を走行時間とした。

アスファルト混合物が水を含んだ状態になるためには、路盤を通過した水分をアスコンに浸透させることが必要である。このため車両走行を開始する前に水浸養生時間を設けることとしその検討を行った。0時間、1時間、2時間の3水準による試験から図4の結果を得た。1時間養生と2時間養生のほく離率の差は1.3%と小さい、しかし0時間と1時間の差は9.1%で1時間養生することの

表2. トラバース中とほく離および変形量の関係

トラバース 中 (cm)	接地圧 (kg/cm ²)	試験 温度 (℃)	走行 時間 (hr)	ほく離率(%)		変形量 (mm)
				全体	中心部	
なし	6.0	45	4	0	0	4.2
なし	4.5	60	4	3.1	8.7	12.7
5	6.0	60	3	21.6	92.5	32.7
10	6.0	60	4	28.1	92.5	25.3
25(全中)	6.0	60	4	9.0	15.7	2.3

* 接地圧は荷重で測定した

* 中心部とは45mm供試体中心10mm中での評価

表3 試験温度、接地圧とほく離率

接地圧 (kg/cm ²)	試験 温度 (℃)	走行 時間 (hr)	ほく離率(%)			変形量 (mm)
			No.1	No.2	No.3	
6.0	60	6	44.6	29.9	33.1	2.13
4.5	60	8	9.6	12.3	11.8	0.94
6.0	45	8	0	0	—	0.59

* 接地圧は荷重で測定

* ほく離率は A, B, C 断面の平均値

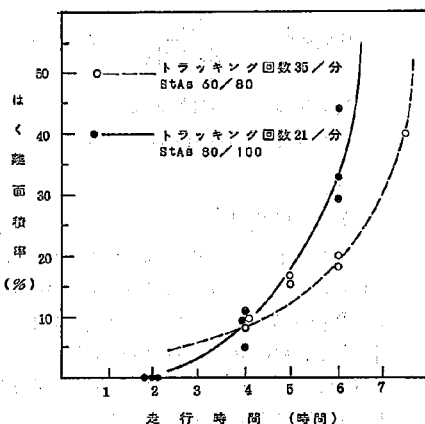


図-3 走行時間とほく離率の関係

効果が大きい。これは路盤を通過した湿水や水蒸気、アスコンの骨材周囲を水で飽和させる、アスファルト被膜を軟化させる、などの作用があるのではく離が発生しやすい条件を作り出していると推定された。これらの関係から水浸養生時間は1時間に決めた。

はく離は走行時間に比例して進行するが、試験精度に悪影響を与えない限り促進されるのが合理的である。トラッキング速度を速めることはこの目的にかなうので載荷速度を変えたはく離試験を行ない図5の関係を得た。はく離率は速度が21往復/分の時は約8%、35往復/分と約19%となり速度比1.7倍(35/21)以上の差があらわれた。35往復/分は試験機が果敢振動などが現れた限界の速さとして性能上から決めた条件であるが、はく離が促進されるので載荷速度はこれに決めた。これまでの検討から本試験機での水浸ホイールトラッキング試験の標準試験方法は表4に示す条件で実施することが良好と判断した。

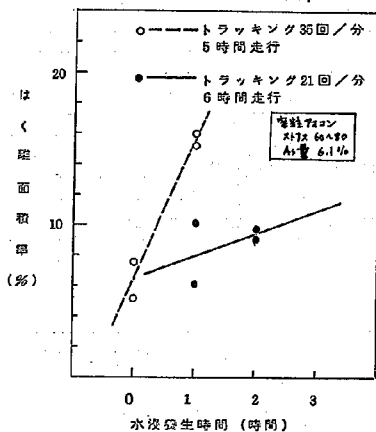


図-4 水浸養生時間とはく離面積率の関係

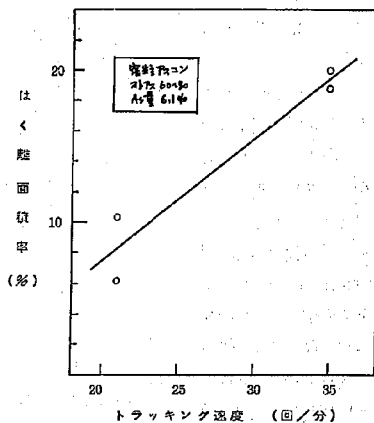


図-5 トラッキング速度とはく離面積率の関係

4-5 現場との相関性

標準試験方法によって得られる結果が現場の状態と対応するかどうかの確認が必要である。このため、はく離防止対策基準(案)が指示されている材料の中から(イ)針入度60以下のアスファルト(II)、消石灰およびセメントをファイラーの一部に用いる(ハ)、はく離防止剤、をとりあげてこれを組合せた保試体による試験を行ない図6の結果を得た。これによれば、消石灰セメントをファイラーの一部(今回は50%)におさえたものははく離率が0%であり防上効果が高いことがわかる。次に40~60のアスファルトを使用することの結果が良い傾向にある。はく離防止剤を使用したものははく離率は0%にはならないが防上効果は一応認められる。骨材が濡れた場合のはく離に与る影響を石灰質も使った混合物で試験した。ここで乾燥とは骨材を160℃で24時間乾燥したものを使用した混合物による保試体であり、湿潤は24時間吸水させた後100℃の熱湯で加熱した骨材を用いたものである。これによれば、濡れた骨材を使用することははく離に対して極めて悪いこと

がらうがえる。はく離率の大小の傾向は、熊本試験師長の中間報告と類似している。標準試験法が現場と相関性が高いといえる。したがって、本試験方法を各種の材料を試験すれば、はく離の予知がある程度可能になるものと見られる。

5. まとめ

新たに試作した水浸ボーラトラッキング試験機によるアスファルト混合物のはく離について検討した結果、次のような結論を得た。

(1). 水浸ボーラトラッキング試験によれば、現場と類似したはく離が再現できることが可能である。

(2). 標準試験方法が試験を行えばアスファルト混合物のはく離の予知が可能であり、結果は現場と相関が高い。

(3). 標準試験方法の条件は次のとおりである。

(イ). 60℃の養生時間

気乾養生 12時間以上
水浸養生 1時間

(ロ). 試験温度 60℃

(ハ). 試験全輪の接地圧

5.5 kg/cm² (60℃)

(ニ). トラバス中全中

(ホ). 載荷速度

35 回転/分

(ヘ). トラバス速度 10 cm/分

(ト). 載荷走行時間 5 時間

A, B, C 3 断面のはく離率を計算し、その平均値を はく離率 とする。

表-4 標準試験法

区 分	項 目	設 定 条 件
試験機の要項	タイヤ規格	ソリッドタイヤ幅60mm、直径200mm、ゴム厚15mm
	走行方法	直進
	トラッキング速度	35 回/分 (往復)
	トラバス走行	10 cm/分
	接地圧 (60℃)	5.5 kg/cm ² (全荷重49 kg)
養生	気乾養生	60℃, 12時間以上
	水浸養生	60℃, 1時間
	なじみ走行	5 分間
試験走行	試験温度	60℃
	試験走行時間	5 時間
	冷却方法	型わくにおおめたまま放置
取 扱	冷却時間	2 時間
	測定点	A, B (各5点)
	測定回数	試験走行1時間毎
評 価	はく離面積率	測定点 A, B, C 断面
	評価方法	断面積に対するはく離面積率

試 験 条 件				熊本試験機での測定結果		水浸ボーラトラッキング試験によるはく離率
試 験 機 の 種 別	試 験 材 料	試 験 温 度	試 験 時 間	上り車輪 はく離の走行長さ 1 2 3 4 5 (cm)	下り車輪 はく離の走行長さ 1 2 3 4 5 (cm)	はく離面積率 (%)
11	石粉	60/80 SMA	11	0	0	0
12	石粉	60/80 SMA	11	0	0	0
13	石粉	60/80 SMA	11	0	0	0
14	石粉	60/80 SMA	11	0	0	0
15	石粉	60/80 SMA	11	0	0	0
16	石粉	60/80 SMA	11	0	0	0
17	石粉	60/80 SMA	11	0	0	0
18	石粉	60/80 SMA	11	0	0	0
19	石粉	60/80 SMA	11	0	0	0
20	石粉	60/80 SMA	11	0	0	0

日本道路試験機の日野

1	0
2	0
3	0
4	0
5	0

表-6 はく離面積率と熊本試験機での測定結果との関係

25. デュアルモード・バスの騒音

交通環境研究室

荒 木 隆 雄

デュアルモード・バスの騒音

交通環境研究室 荒木隆雄

§1 さえがき

近年の、種々の交通問題解決のための一環として、建設省、(財)国土開発政策研究センター、および民間企業からなるデュアルモード・バス・システム研究会が、新交通システムであるデュアルモード・バス・システムの研究開発を行っている。これは、一般道路上もワンマンバスとして運行し、専用ガイドウェイに入ると完全自動運転になるという、ふたつの運行モードを有するシステムであり、フレキシブルな運行、高度なサービス、省コスト等、これまでの交通システムに比し、多くの面で新たな特長を有するものである。なかでも、近年の大きな社会問題である排気ガス、騒音等の交通公害に対する改善は、大きな意義を有するものといえよう。一般道路上は、バッテリーにて走行し、ガイドウェイ上では、拾電線から給電を受けて走行することにより、排気ガスは皆無といえようし、騒音についても、これまでの内燃機関によるものに比し、エンジン音、排気音等が削減されることから、特に、発進、加速時等における騒音低減が予想される。

そこで、ここでは、このデュアルモード・バス・システムの騒音の特性をとらえるために、茨城県筑波研究学園都市土木研究所構内にある実験用ガイドウェイと、一般道路として同構内試験走路とにおいて、騒音測定を行った。以下にその結果を報告する。

§2 測定方法

2-1 測定場所

ガイドウェイは、筑波研究学園都市土木研究所構内にあり、すでに走行実験に使われているものでその15mの直線区間の中点を測定位置とした。純粋には、そこを頂点(5m高さの盛土)とレタ上り下り連続勾配となっている。一般道路としては、やはり同構内にある試験走路(直線部 2,200m, 日地なし連続鉄筋コンクリート舗装)を使用した。この地区は、新都市の建設過程にあり、その工事音さえ避ければ、時騒音の小さな場所である。

2-2 測定対象車

測定を行ったデュアルモード・バスは、現在実用実験に使われている21号車と22号車の2台で、誘導分岐装置(写真-1)が誘導壁の柱目の段差から受ける衝撃も、前者は油圧で、後者はエアで伝える方式となっている。

また、一般道路において比較のために、これまでの内燃機関のものとして、ガソリンエンジンマイクロバスの騒音も同時に測定した。これは、エンジン音が小さく、一般車両としては、かなり静かなものである。

2-3 測定方法

車両中心から5.0mおよび10.0mの半径の半円状のポールを

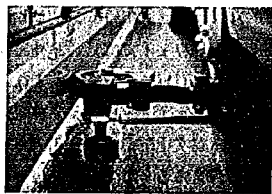


写真-1. デュアルモードバスの誘導分岐装置

作製し、これにマイクロホンを取付けて、22点の同時録音を行った。騒音計でC特性によって録音したものを、実験室内に持ち帰り、1/3オクターブ・リアルタイムアナライザーによって周波数分析を行った。

測定を行った車両速度は、ガイドウェイ走行時には、20, 30, 40 km/h、および最大速度(21号車では42.6 km/h, 22号車では44.3 km/h)であり、一般道路走行時には20, 30, 35, 40 km/h定常走行、および50 km/h

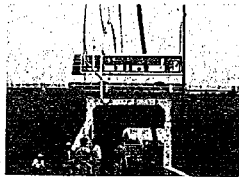


写真2 デュアルモード・バス騒音測定、ガイドウェイ走行時

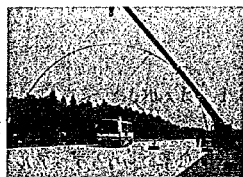


写真3 デュアルモード・バス騒音測定、一般走行時

加速走行である。ただし土研所有マイクロバスの場合、加速時を考慮して20, 30 km/h時は3速、35 km/h時は3速および2速、40 km/h時は4速、50 km/h時は4速および3速について行った。各測定とも3回測定を行い、その平均値を求めて以下の解析を行った。測定系統を図-1に、測定状況を写真-2および3に示す。

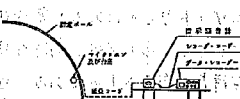


図-1 測定システム図

3. 測定結果

3-1 デュアルモード・バスのパワーレベル

$$PWL = SPL + 20 \log_r T + 8 \quad (1)$$

PWL: 音源のパワーレベル dB(A)

SPL: 音源から距離r離れた点の平均音圧レベル dB(A)

(1)式は騒音源のパワーレベルを求める計算

式であるが、ここでは、走行車を対象とする。ことから、先に述べたように、半円状の点で

の音圧レベル測定値からパワーレベルを算出した。図-2に車両中心より10 mの内周上での測定値から算出したものを示す。22号車のガイドウェイ走行の場合には誘導分岐装置の打撃音が一般路走行時に比べて約5 dB(A) 大きくなっているが、21号車の場合には、ガイドウェイ走行でも、一般路走行時とほとんど差がない(約40 km/h走行時で1.5~2.0 dB(A)程度大きい)。すなわち、デュアルモード・バスは、電気走行であることから、一般道路走行時には、タイヤ音が卓越するものと考えられるが、ガイドウェイ走行時においても、集電音、誘導装置打撃音は、dB(A) で表えればエネルギー的にはさほど奇異しないものといえよう。21号車のガイドウェイ走行と、21号車および22号車の一般路走行の3ケースのデータによる直線回帰を求めたものを図中に示すが、 $PWL = 0.32V + 80$ であり、現在一般の道路交通騒音予測に用いられているパワーレベル算出式が乗用車で $0.2V + 85$ であるから、例えば、速度40 km/hでは、デュアルモード・バスが42.8 dB(A) となり、43 dB(A) となる乗用車とほとんど差がないことになる。また土研所有マイクロバスは、35 km/h の2速、3速、および50 km/h における3速の加速においてレベルがかなり大きくなる。すなわち、高ギヤ段位における定常走行で

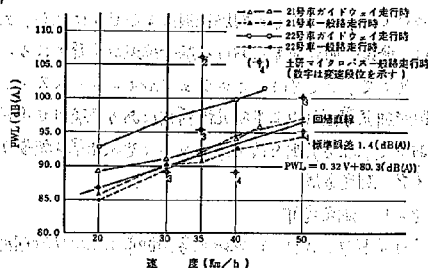


図-2 デュアルモード・バスおよび土研マイクロバスのパワーレベルPWL
車両中心より10 mの内周上3点での測定値より算出

は、デュアルモード・バスと同様に、かなりパワーレベルが小さいが、低ギヤ段位使用時、すなわち発進時、加速時において、デュアルモード・バスに比べ、かなり増大（エンジン音の増大）することが判る。

3-2 デュアルモード・バスの周波数特性

デュアルモード・バス（ガイドウェイ走行時と一般路走行時）および土研所有マイクロバスの周波数特性を速度 20 km/h 定常走行と 50 km/h 加速走行（デュアルモード・バスのガイドウェイ走行時には最大速度定常走行）について、代表 10 測点で求めた。図-3 に、速度 20 km/h 定常走行で、車両中心より 10.0 m におけるものを、図-4 には、速度 50 km/h 加速走行で車両中心より 5.0 m におけるものをそれぞれ示す。

まず、デュアルモード・バスとガソリンエンジンである土研所有マイクロバスとは、20 km/h、50 km/h と、どの測定においても、明らかに周波数特性が異なる。土研所有マイクロバスは、これまでの内燃機関の車両の平均的特性を示しており、63 Hz 程度の低周波域にピークを有し 500 ~ 2,000 Hz より高周波成分が落ちるという傾向である。一方、デュアルモード・バスのガイドウェイ走行時には、500 ~ 2,000 Hz 程度が相対的に大きくなっており、その範囲より低周波域がなだらかに下っている。また一般路走行時には、ちょうど、土研所有マイクロバスの 63 ~ 200 Hz の卓越した部分（エンジン音成分と考えられる）がなくなった形になっており、それより高周波域（主としてタイヤ音成分と考えられる）では、両者

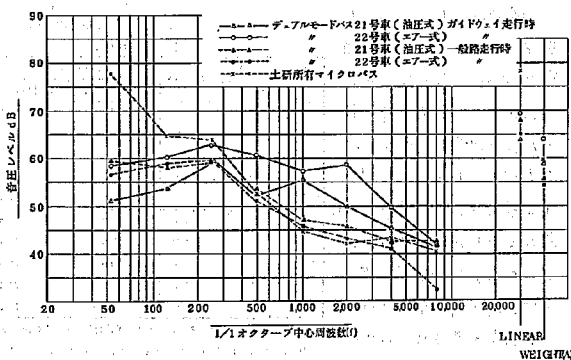


図-3 デュアルモード・バスおよび土研マイクロバスの周波数特性
：速度 20 km/h、測定点 B-3（車両中心より 10.0 m）

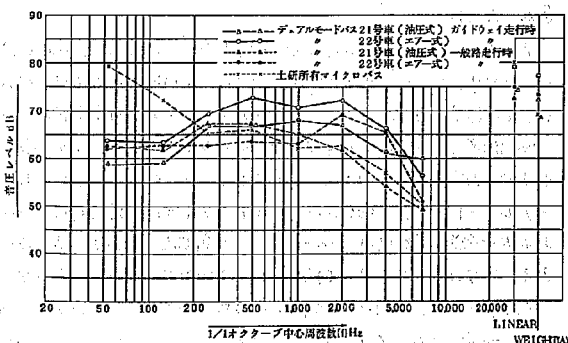


図-4 デュアルモード・バスおよび土研マイクロバスの周波数特性：
土研マイクロバス速度 50 km/h 加速走行
デュアルモード・バス、速度、一般路走行時 50 km/h
ガイドウェイ走行時約 45 km/h、測定点 A-3（車両中心より 5.0 m）

がほとんど差のないものとなっている。すなわち、デュアルモード・バスと土研所有マイクロバスとは、その周波数特性より、リニアで比較した場合には、低周波域の卓越した土研所有マイク

バスがかなり大きくなるが、これに低周波成分が減衰されるところの聴感補正A特性をかけることにより、両者の差が小さなものとなる。

3-3 車両保安基準による検討

車両の保安基準における測定方法にならって、一般道路（試験走行路）において、デュアルモード・バスと土研所有マイクロバスの定常走行騒音（速度 35km/h、車両中心より 20m）および加速走行騒音（速度 50km/h で接近、20m 区間加速、車両中心より 7.5m）の測定を行った。ただし、マイクロバスの加速減速は、定常、加速（ISOR 362、JISD 1024 と同、4段変速機のものについては、2速を用いることとしている）とも 3 速によって行った。結果を表-1 に示す。

加速走行においては、土研マイクロバスが 3 速で加速を行ったとしても、一般道路におけるデュアルモード・バスの加速時の方が 6~8 db(A) 小さいことが判る（実際には、せいぜい 40km/h 程度であるから、さらに小さくなる）。保安基準の値よりは、約 17 db(A) 小さい。

また定常走行についても、ガイドウェイ走行時で約 2 db(A) (21号車)；一般路走行時で約 3.5 db(A) デュアルモード・バスの騒音が小さい。

§ 4 まとめ

デュアルモード・バスの騒音を、ガイドウェイ走行時と、一般道路走行時とについて測定し、さらに、ガソリンエンジン車との対比のために、土研所有のマイクロバスの騒音を一般道路上で測定したが、その結果より要約すれば、デュアルモード・バスの騒音特性として次のように述べられる。

低周波域（63Hz 程度）にピークを有する（主としてエンジン音と考えられる）マイクロバス（これまでの内燃機関の車両では、ガソリン、ディーゼルとも、おおむねこの特性を有する）と異なり、デュアルモード・バスの場合には、ガイドウェイの高速走行時に 500~2000 Hz が山となるが、低速時および一般道路走行時は、2000 Hz 前後より高周波域が小さく低周波域はほぼフラットな周波数特性である。すなわち、リニアで捉えれば、土研所有マイクロバスがデュアルモード・バスに比べてかなり大きくなるが、低周波域が減衰される聴感補正A特性を通せば、加速時を除き、その差は小さくなる。加速時においては、db(A) で捉えても、マイクロバスのレベルがデュアルモード・バスよりもかなり高くなる。このことから、デュアルモード・バスの代表的通行体系となろうものが、例えば、団地内を小刻みに（サービス水準を高く）回り、その後ガイドウェイで最寄り駅まで連絡するというものであろうから、特にこうした団地内外における停止、発進、加速くり返し時の騒音が大幅に低減されるものと予想される。

表-1 車両保安基準測定方法に準じた土研所有マイクロバスとデュアルモード・バスの騒音レベルの対比

		土研マイクロバス	デュアルモード・バス（一般路）		デュアルモード・バス（ガイドウェイ）		保安基準
			21号車(他圧式)	22号車(エア式)	21号車(他圧式)	22号車(エア式)	
定常走行	1	69.9	66.9	67.1	68.0	71.9	77
	2	70.6	66.7	67.0	68.4	72.0	
	3	70.6	66.9	68.5	68.1	71.6	
	平均	70.4	66.8	66.5	68.2	71.8	
	最大	70.6	66.9	67.1	68.4	72.0	
加速走行	1, 2)	76.7	69.3	69.4			87
	2	77.5	69.8	69.7			
	3	—	69.1	71.3			
	平均	77.1	69.4	70.1			
	最大	77.5	69.8	71.3			

1) デュアルモード・バス、ガイドウェイ走行時の定常走行速度は 40 km/h である。

2) ISO R352, JIS D1024 と同 4 段変速機の場合 2 速であるが、ここでは土研マイクロバスを 3 速で行った。

dB(A)

26. 油圧式振動発生装置による鋼矢板 打込み試験

機 械 研 究 室

原

誠

油圧式振動発生装置による鋼欠板打ち込み試験

機械研究室 原 誠

§1 ましき

近年、騒音・振動公害が社会問題として広く注目をあびて来ており、従来、施工が比較的短期間で、かつ公益性があるための苦情が表に現われてこなかった建設工事に関しても、地域住民の生活環境の保全の観点から工事が進まず、さらに工事そのものに着手できない場合も生じてきている。現在、建設工事の騒音・振動に対する苦情の大半は基礎・土留工専用機械が原因となって発生しており、騒音規制法でもこれらの機械を使用して行う建設作業が規制の主な対象とされている。このような背景から基礎・土留工については、低騒音、低振動の工法及び建設機械と称されるものが既に数十種類以上に開発されて、今日の市街地における基礎・土留工事に使用されている。しかし現状の対策工法及び機械のほとんどは従来のものに比して施工能率、機械の信頼性、費用等の面でかなり劣っており、今後、更に技術開発や改良が必要である。

振動バイルドライバは低騒音で施工能率が良いこと等の理由により鋼欠板の打ち込みに多く使用されてきたが、最近、振動公害の点から市街地での使用が太く規制されてきている。しかし、外国では振動数を高くして振動バイルドライバの市街地での施工側が一掃報告されているが、機械の信頼性、施工能率等、実用面で問題が残っている。

機械研究室では低振動型く打機の開発を最終目的とした振動数、起振力の制御が容易な油圧式振動発生装置を試作し、試験を行ったのでその概略を報告する。

§2 試験目的

昭和51年度は、試作した油圧式振動発生装置の国産会上試験（性能確認試験）と本装置による打ち込み能力及び地盤振動の伝播状況等実用化の為の基礎資料を得ることを目的とした鋼欠板打ち込み試験を行った。この為、国産会上試験では発生装置の油圧と発生周波数及び加速度、起振器の油量と加速度の関係を調べた。打ち込み試験では従来の振動バイルドライバとの打ち込み能力の比較、振動数と地盤振動の減衰状況を調べることにした。

§3 試験方法

3.1 油圧式振動発生装置の概要

試験に使用した油圧式振動発生装置は、下記の設計条件で試作したもので、以下、装置の外観を図-1、仕様を表-1、

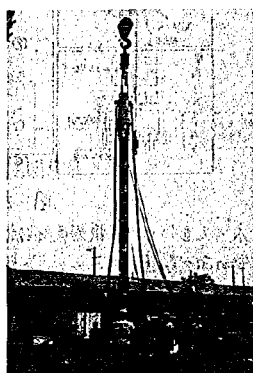


写真-1 試験状況

また、油圧系統図
を図-2に示す。

設計条件

(1) 周波数: 2.5

~100 Hz連続可変

(2) 起振力: 2.5

~13 t連続可変

現在の一般的な

油圧設計の考へに

よる油圧振動発生

システムでは、他

方に油圧ポンプ、

油圧サーボ弁等を

設け、発振、増幅、

切振を行ない油圧

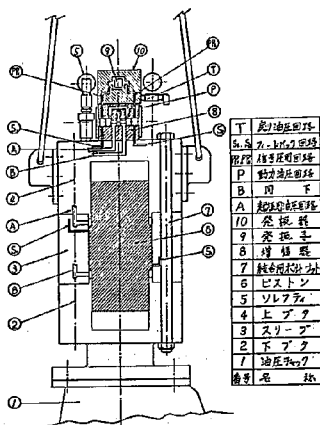


図-1 振動発生装置概略図

表-1 振動発生装置概略仕様

項目	記号	単位	数値
油圧ポンプ	周波数	Hz	2.5~100
振動発生装置	起振力	t	2.5~13
	片振幅	mm	1.9~7.9
	偏心モメント	kg·cm	31~120
	起振速度	g	1.9~7.6
	振動装置重量	kg	1650
	ピストン重量	kg	165
油圧ポンプ	ポンプ型式		ベン
油圧ポンプ	ポンプ吐出量	l/min	60
油圧ポンプ	モータ出力	kw	37.5
油圧ポンプ	油圧ホース	φmm	3/4 × 20
油圧ポンプ	油圧ホース	φmm	3/4 × 20
油圧ポンプ	ポンプ型式		ベン
油圧ポンプ	ポンプ吐出量	l/min	450
油圧ポンプ	エンジン出力	PF	160
油圧ポンプ	オイルポンプ容量	l	3000
油圧ポンプ	作動油		昭和工業油
油圧ポンプ	油圧ホース	φmm	2 × 20

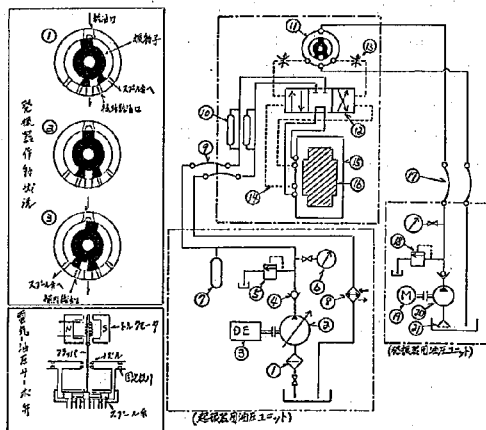


図-2 振動発生装置概略油圧系統図

ホースを介して起振装置と接続し、この方式では振動、ゴミの混入、操作制御、効率の面で問題が少く、とくに作業環境が悪く機械自身の振動が少く建設機械にあっては実用化が困難である。したがって我々は図-2に示すとおり、振動発生装置の上部に油圧式自動振振器（成蹊大学前田教授考案）を設け、スプール弁を切り換える方法を採用した。振振器の周波数は振振器用油圧ポンプ供給圧力によって制御する構造になっている。試験においては振動発生装置に油圧4ヶ口とショックアブソーバ（VM2-1200A）を取り付け、動力源として振振器用および起振器用

21	フィルター	ベン 60 l/min
20	油圧ポンプ	37.5 kw
19	振振器	1000 kg
18	リリーフ弁	200 kg
17	油圧ホース	φmm 100
16	ピストン	φmm 100
15	スプリング	φmm 100
14	振振器制御回路	φmm 100
13	流量調整弁	φmm 100
12	スプール弁	(φmm 100)
11	振振器	(φmm 100)
10	オイルポンプ	φmm 100
9	油圧ホース	φmm 100
8	オイルポンプ	φmm 100
7	オイルポンプ	φmm 100
6	圧力計	φmm 100
5	リリーフ弁	φmm 100
4	逆止弁	φmm 100
3	オイルポンプ	φmm 100
2	油圧ホース	φmm 100
1	フィルター	φmm 100

3.2 試驗場所

3.3 試験項目及び条件

測定項目は初速度（鋼皮板、振動発生装置、振動バイルドライバ）、歪（歪と断面積より振幅を算出）、打ち込み速度、発振器用油圧、起振器用油量について測定し、それぞれの計測方法は図-4に示すとおりである。図-3 土質調査結果

試験条件は固定値上試験の場合、振振器用油圧ユニットの圧力と起振器用油圧ユニットの油量（プランジャ・ポンプ開度と駆動エンジン回転数により変化）を変化させて行い、打ち込み試験の場合は起振力最大で行った。

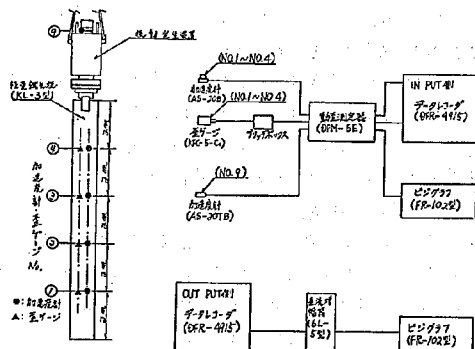
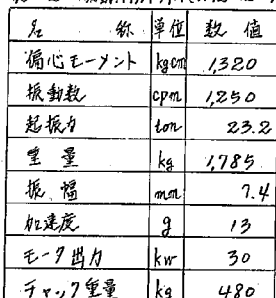


图-4 测定回路图

54 試驗結果

在来型振動パイルドライバで鋼矢

表-3 振動規制法

老渾	振動の	作業	日当りの	同一場所	日曜休日
見解作業の種類	大文文	室名	作業時間	合計作業時間	に休業日
くい掘機を主として用いる作業	75%を超える	午後	第2区域	第2区域	作業
掘削を主とする作業	大文文の60%でないこと	午後7時~9時	第3区域	第3区域	
		午後7時~9時	第4区域	第4区域	
		午後7時~9時	第5区域	第5区域	
		午後7時~9時	第6区域	第6区域	
		午後7時~9時	第7区域	第7区域	
		午後7時~9時	第8区域	第8区域	
		午後7時~9時	第9区域	第9区域	
		午後7時~9時	第10区域	第10区域	
		午後7時~9時	第11区域	第11区域	
		午後7時~9時	第12区域	第12区域	
		午後7時~9時	第13区域	第13区域	
		午後7時~9時	第14区域	第14区域	
		午後7時~9時	第15区域	第15区域	
		午後7時~9時	第16区域	第16区域	
		午後7時~9時	第17区域	第17区域	
		午後7時~9時	第18区域	第18区域	
		午後7時~9時	第19区域	第19区域	
		午後7時~9時	第20区域	第20区域	
		午後7時~9時	第21区域	第21区域	
		午後7時~9時	第22区域	第22区域	
		午後7時~9時	第23区域	第23区域	
		午後7時~9時	第24区域	第24区域	
		午後7時~9時	第25区域	第25区域	
		午後7時~9時	第26区域	第26区域	
		午後7時~9時	第27区域	第27区域	
		午後7時~9時	第28区域	第28区域	
		午後7時~9時	第29区域	第29区域	
		午後7時~9時	第30区域	第30区域	
		午後7時~9時	第31区域	第31区域	
		午後7時~9時	第32区域	第32区域	
		午後7時~9時	第33区域	第33区域	
		午後7時~9時	第34区域	第34区域	
		午後7時~9時	第35区域	第35区域	
		午後7時~9時	第36区域	第36区域	
		午後7時~9時	第37区域	第37区域	
		午後7時~9時	第38区域	第38区域	
		午後7時~9時	第39区域	第39区域	
		午後7時~9時	第40区域	第40区域	
		午後7時~9時	第41区域	第41区域	
		午後7時~9時	第42区域	第42区域	
		午後7時~9時	第43区域	第43区域	
		午後7時~9時	第44区域	第44区域	
		午後7時~9時	第45区域	第45区域	
		午後7時~9時	第46区域	第46区域	
		午後7時~9時	第47区域	第47区域	
		午後7時~9時	第48区域	第48区域	
		午後7時~9時	第49区域	第49区域	
		午後7時~9時	第50区域	第50区域	
		午後7時~9時	第51区域	第51区域	
		午後7時~9時	第52区域	第52区域	
		午後7時~9時	第53区域	第53区域	
		午後7時~9時	第54区域	第54区域	
		午後7時~9時	第55区域	第55区域	
		午後7時~9時	第56区域	第56区域	
		午後7時~9時	第57区域	第57区域	
		午後7時~9時	第58区域	第58区域	
		午後7時~9時	第59区域	第59区域	
		午後7時~9時	第60区域	第60区域	
		午後7時~9時	第61区域	第61区域	
		午後7時~9時	第62区域	第62区域	
		午後7時~9時	第63区域	第63区域	
		午後7時~9時	第64区域	第64区域	
		午後7時~9時	第65区域	第65区域	
		午後7時~9時	第66区域	第66区域	
		午後7時~9時	第67区域	第67区域	
		午後7時~9時	第68区域	第68区域	
		午後7時~9時	第69区域	第69区域	
		午後7時~9時	第70区域	第70区域	
		午後7時~9時	第71区域	第71区域	
		午後7時~9時	第72区域	第72区域	
		午後7時~9時	第73区域	第73区域	
		午後7時~9時	第74区域	第74区域	
		午後7時~9時	第75区域	第75区域	
		午後7時~9時	第76区域	第76区域	
		午後7時~9時	第77区域	第77区域	
		午後7時~9時	第78区域	第78区域	
		午後7時~9時	第79区域	第79区域	
		午後7時~9時	第80区域	第80区域	
		午後7時~9時	第81区域	第81区域	
		午後7時~9時	第82区域	第82区域	
		午後7時~9時	第83区域	第83区域	
		午後7時~9時	第84区域	第84区域	
		午後7時~9時	第85区域	第85区域	
		午後7時~9時	第86区域	第86区域	
		午後7時~9時	第87区域	第87区域	
		午後7時~9時	第88区域	第88区域	
		午後7時~9時	第89区域	第89区域	
		午後7時~9時	第90区域	第90区域	
		午後7時~9時	第91区域	第91区域	
		午後7時~9時	第92区域	第92区域	
		午後7時~9時	第93区域	第93区域	
		午後7時~9時	第94区域	第94区域	
		午後7時~9時	第95区域	第95区域	
		午後7時~9時	第96区域	第96区域	
		午後7時~9時	第97区域	第97区域	
		午後7時~9時	第98区域	第98区域	
		午後7時~9時	第99区域	第99区域	
		午後7時~9時	第100区域	第100区域	
		午後7時~9時	第101区域	第101区域	
		午後7時~9時	第102区域	第102区域	
		午後7時~9時	第103区域	第103区域	
		午後7時~9時	第104区域	第104区域	
		午後7時~9時	第105区域	第105区域	
		午後7時~9時	第106区域	第106区域	
		午後7時~9時	第107区域	第107区域	
		午後7時~9時	第108区域	第108区域	
		午後7時~9時	第109区域	第109区域	
		午後7時~9時	第110区域	第110区域	
		午後7時~9時	第111区域	第111区域	
		午後7時~9時	第112区域	第112区域	
		午後7時~9時	第113区域	第113区域	
		午後7時~9時	第114区域	第114区域	
		午後7時~9時	第115区域	第115区域	
		午後7時~9時	第116区域	第116区域	
		午後7時~9時	第117区域	第117区域	
		午後7時~9時	第118区域	第118区域	
		午後7時~9時	第119区域	第119区域	
		午後7時~9時	第120区域	第120区域	
		午後7時~9時	第121区域	第121区域	
		午後7時~9時	第122区域	第122区域	
		午後7時~9時	第123区域	第123区域	
		午後7時~9時	第124区域	第124区域	
		午後7時~9時	第125区域	第125区域	
		午後7時~9時	第126区域	第126区域	
		午後7時~9時	第127区域	第127区域	
		午後7時~9時	第128区域	第128区域	
		午後7時~9時	第129区域	第129区域	
		午後7時~9時	第130区域	第130区域	
		午後7時~9時	第131区域	第131区域	
		午後7時~9時	第132区域	第132区域	
		午後7時~9時	第133区域	第133区域	
		午後7時~9時	第134区域	第134区域	
		午後7時~9時	第135区域	第135区域	
		午後7時~9時	第136区域	第136区域	
		午後7時~9時	第137区域	第137区域	
		午後7時~9時	第138区域	第138区域	
		午後7時~9時	第139区域	第139区域	
		午後7時~9時	第140区域	第140区域	
		午後7時~9時	第141区域	第141区域	
		午後7時~9時	第142区域	第142区域	
		午後7時~9時	第143区域	第143区域	
		午後7時~9時	第144区域	第144区域	
		午後7時~9時	第145区域	第145区域	
		午後7時~9時	第146区域	第146区域	
		午後7時~9時	第147区域	第147区域	
		午後7時~9時	第148区域	第148区域	
		午後7時~9時	第149区域	第149区域	
		午後7時~9時	第150区域	第150区域	
		午後7時~9時	第151区域	第151区域	
		午後7時~9時	第152区域	第152区域	
		午後7時~9時	第153区域	第153区域	
		午後7時~9時	第154区域	第154区域	
		午後7時~9時	第155区域	第155区域	
		午後7時~9時	第156区域	第156区域	
		午後7時~9時	第157区域	第157区域	
		午後7時~9時	第158区域	第158区域	
		午後7時~9時	第159区域	第159区域	
		午後7時~9時	第160区域	第160区域	
		午後7時~9時	第161区域	第161区域	
		午後7時~9時	第162区域	第162区域	
		午後7時~9時	第163区域	第163区域	
		午後7時~9時	第164区域	第164区域	
		午後7時~9時	第165区域	第165区域	
		午後7時~9時	第166区域	第166区域	
		午後7時~9時	第167区域	第167区域	
		午後7時~9時	第168区域	第168区域	
		午後7時~9時	第169区域	第169区域	
		午後7時~9時	第170区域	第170区域	
		午後7時~9時	第171区域	第171区域	
		午後7時~9時	第172区域	第172区域	
		午後7時~9時	第173区域	第173区域	
		午後7時~9時	第174区域	第174区域	
		午後7時~9時	第175区域	第175区域	
		午後7時~9時	第176区域	第176区域	
		午後7時~9時	第177区域	第177区域	
		午後7時~9時	第178区域	第178区域	
		午後7時~9時	第179区域	第179区域	
		午後7時~9時	第180区域	第180区域	
		午後7時~9時	第181区域	第181区域	
		午後7時~9時	第182区域	第182区域	
		午後7時~9時	第183区域	第183区域	
		午後7時~9時	第184区域	第184区域	
		午後7時~9時	第185区域	第185区域	
		午後7時~9時	第186区域	第186区域	
		午後7時~9時	第187区域	第187区域	
		午後7時~9時	第188区域	第188区域	
		午後7時~9時	第189区域	第189区域	
		午後7時~9時	第190区域	第190区域	
		午後7時~9時	第191区域	第191区域	
		午後7時~9時	第192区域	第192区域	
		午後7時~9時	第193区域	第193区域	
		午後7時~9時	第194区域	第194区域	
		午後7時~9時	第195区域	第195区域	
		午後7時~9時	第196区域	第196区域	
		午後7時~9時	第197区域	第197区域	
		午後7時~9時	第198区域	第198区域	
		午後7時~9時	第199区域	第199区域	
		午後7時~9時	第200区域	第200区域	
		午後7時~9時	第201区域	第201区域	
		午後7時~9時	第202区域	第202区域	
		午後7時~9時	第203区域	第203区域	
		午後7時~9時	第204区域	第204区域	
		午後7時~9時	第205区域	第205区域	
		午後7時~9時	第206区域	第206区域	
		午後7時~9時	第207区域	第207区域	
		午後7時~9時	第208区域	第208区域	
		午後7時~9時	第209区域	第209区域	
		午後7時~9時	第210区域	第210区域	
		午後7時~9時	第211区域	第211区域	
		午後7時~9時	第212区域	第212区域	
		午後7時~9時	第213区域	第213区域	
		午後7時~9時	第214区域	第214区域	
		午後7時~9時	第215区域	第215区域	
		午後7時~9時	第216区域	第216区域	
		午後7時~9時	第217区域	第217区域	
		午後7時~9時	第218区域	第218区域	
		午後7時~9時	第219区域	第219区域	
		午後7時~9時	第220区域	第220区域	
		午後7時~9時	第221区域	第221区域	
		午後7時~9時	第222区域	第222区域	
		午後7時~9時	第223区域	第223区域	

板を打った場合の地盤振動の距離減衰は、次式の通りである。

$$L = 20 \log_{10} \frac{C}{12 \sqrt{A_0}} e^{-\alpha r} (2\pi f)^2 \quad (1)$$

ただし L: 振動源から r m での振動レベル (dB)

r: 振動源からの距離 (m)

C: 振動源における地盤の振幅

A₀: 加速度基準値

α: 地盤の減衰定数 = 0.06 ~ 0.2

f: 振動周波数 (Hz)

現状の振動バイロドライブでは約

10 m 以上敷地境界から離れて機械を設置しなければ規制以下にならず、市街地での使用は難しい。

この対策として鋼化板を弾性体と考へた場合、振動機の振動数と鋼板の固有振動周波数 (100 ~ 500 Hz) と一致したとき共振し、鋼板の伸縮が最大となる。また、この場合鋼板は土の弾性反力より速く動くので土

の分子は弾性的に反応することができず分子間の結合は一時的に破壊され、その土は流動化し鋼板のわきに押し出され、鋼板はわずかな荷重で変入する。また、土が弾性的に反応できなかったため周囲に振動が伝播しないと考へられている。これが共振くい打機とよばれるもので、今回の試験に使用する油圧式振動発生装置モンの考へて利用するものである。

4.1 固定台上試験

図-6 に発振器用ポンプ油圧と振動装置周波数の関係を示す。周波数は油圧に比例しほぼ直線的に増大し、最大 40 Hz まで確認されたが、発振器用ポンプ容量の不足のため油圧が 100 kg/cm² 以上にはならず目標とした鋼化板の共振周波数には達しなかった。

また、図-7 に発振器用油圧と振動発生装置の速度 (起振力) の関係を示す。圧力すなわち周波数が高くなると速度が下降する傾向を見出しているが、これは 4.3 で述べる振動発生装置の性能限界曲線から来ているものと思われる。

また、図-8 に起振器用ポンプ油量と加速度の関係を示す。図のように起振器用油量で加速度を制御することが確認できた。したがって発振器用油圧と起振器用油量の両方を操作するこ

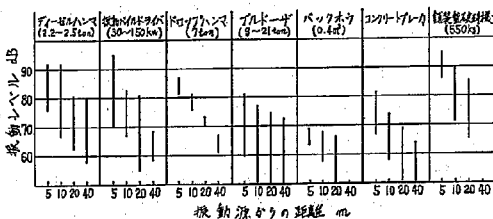


図-5 建設機械の振動レベル

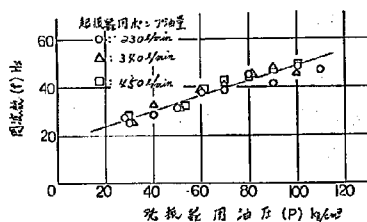


図-6 発振器用油圧と周波数

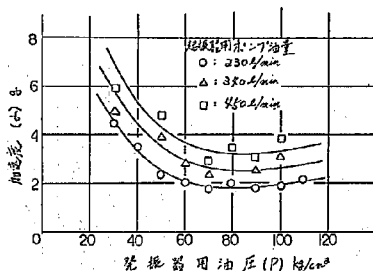


図-7 発振器用油圧と加速度

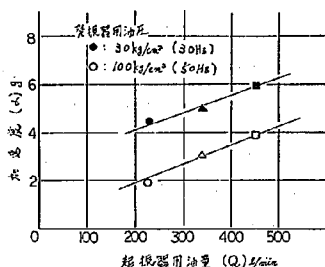


図-8 起振器用油量と加速度

これにより、周波数と加速度を自由に变化させ、土質条件に合った鋼板の打ち込みが可能と考えられる。一方、在来型振動パイルドライバは周波数、加速度がほぼ一定であり、適用土質が限定されている。

4.2 鋼板打ち込み試験

振動発生装置を使用して実際に鋼板を打ち込んだ場合の結果を図-9に示す。振動発生装置の周波数、加速度とも目標とした値に達せず、付近で打ち止り、それ以上打ち込むことができなかった。なお、矢板の歪の値がうまくとれなかったため起振力の換算は式(2)を利用して求めた。これととも比較試験の為、現状で使用されている機種の中から振動パイルドライバ(VM2-1200A)を用いて矢板を打ち込んで図-9に示す結果を得た。また、地盤振動伝播の計測は周波数が設計値まで得られなかったため行なわなかった。

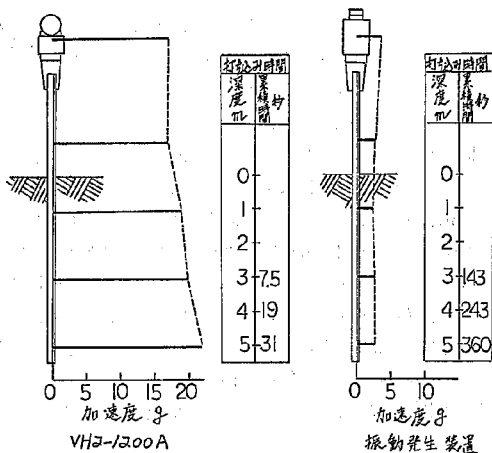


図-9 鋼板打ち込み試験結果

$$F = W' \cdot a \quad (2)$$

ただし F : 起振力 (kg)

W' : 振動発生装置 + 鋼板重量 (kg)

a : 加速度 (g)

4.3 考察

図-10は油圧式振動発生装置の性能限界内線を示す図で、限界は以下の要素で決められる。

(I) 最大ストローク限界(片振幅) S_{max} (cm)

$$F_{max} = \frac{Q_{max} \times 1000 \times \pi}{60 \times 100 \times \pi \times 2 \times f \times 2} = 0.75 \text{ cm} \quad (3)$$

ただし Q_{max} ポンプ流量 = 450 l/min

f : 周波数 = 25 Hz

(II) 最大速度限界 V_{max} (cm/sec)

$$V_{max} = 2\pi f \cdot F_{max} = 118 \text{ cm/sec} \quad (4)$$

(III) 振動発生装置起振力 F_{max} (kg) と重量 W (kg)

による加速度限界 a_{max} (g)

$$F_{max} = \frac{m}{g} (2\pi f)^2 \cdot F_{max} = 12,600 \text{ kg} \quad (5)$$

$$a_{max} = \frac{F_{max}}{W} = 7.6 \text{ g} \quad (6)$$

ただし m : ピストン重量 = 165 kg

g : 重力加速度 = 980 cm/sec²

W : 振動発生装置重量 = 1650 kg

S : 片振幅 = 0.19 cm (100 Hz)

f_0 : 周波数 = 100 Hz

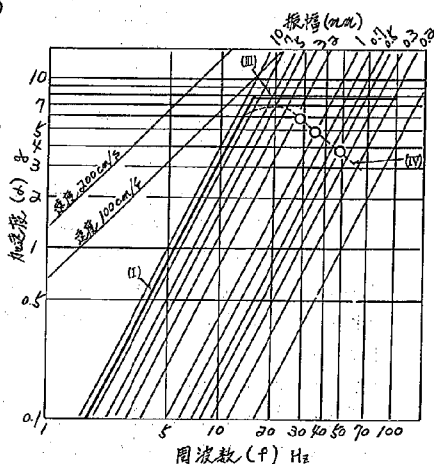


図-10 性能限界曲線

(IV) 発振器、スプール弁、ピストン部の周波数

特性による限界(試験結果より確認)

試験の結果、さらに高い周波数、加速度を得ることが必要であることが判明した。まず、周波数を高くするには、発振器用油圧ポンプの容量をアップして圧力を高める(圧力 210 kg/cm² まで約 80 Hz)ことが必要である。また、現在のままの振動発生装置で周波数を高くしていった場合、限界曲線から加速度が小さくなるものになってしまふと考えられる。この対策として式(5)の m の重量増加倍による(II)の限界を上昇させる。また、発振器、スプール弁、ピストン部間の配管を短縮させることによる周波数特性を改善する。また、現在、スプール弁の両端にかけているフィードバック機構の改良によるスプール弁の周波数特性の改良等の対策を行う必要があると考えられる。

5. まとめ

高周波振動による鋼板打ち込み機の開発を目的とした。油圧式自動発振器を利用した試作機による性能試験、鋼板の打ち込み試験を行った結果、目標とした周波数を得るには至らなかったが、高周波の振動機構としては、成立したことが、確認された。

今後、自動発振器、スプール弁の改良、発振器用油圧ポンプの容量アップ等残された問題を解決し、その性能を向上させてゆく必要がある。