

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第3457号

第 35 回
土木研究所研究発表会
論 文 集

平成8年12月6日

建設省土木研究所

Copyright ©1996 by P.W.R.I.

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

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

土木研究所資料
第3457号 1996年12月

第 35 回 土木研究所研究発表会 論 文 集

企画部企画課

要 旨

本資料は、「第35回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。この発表会は、土木研究所で実施している調査・研究を紹介するため、土木研究所において年1回開催している。

キーワード：環境保全対策，ダム湖，鳥類，土砂堆積，洪水，下水道，管渠，沈殿池，病原性微生物，コンクリート，魚道，溪畔林，地すべり，自動道路運転システム，舗装，排水機，ジオメンブレン，遮水，耐風安定性，床版，ATM，橋梁基礎，地盤流動，耐震性，雪崩

目 次

1.環境保全対策の総合評価手法に関する研究	交通環境研究室	小根山裕之.....	1
2.ダム湖に生息する鳥類の特徴と その利用形態及び環境選択について	緑化生態研究室	舟久保 敏.....	5
3.水路床に敷かれた薄い植生層が 細粒土砂堆積に果たす役割	河川研究室	塚原 隆夫.....	9
4.水路式魚道の粗度と魚類の遡上	土工水資源研究室	菅原 崇之.....	13
5.実時間洪水予測のための分布型流出モデルの開発 ...	水文研究室	鈴木 俊朗.....	17
6.小規模下水道の管渠設計・施工に関する調査	下水道研究室	小川 文章.....	21
7.最初沈殿池汚泥の消化特性と 病原性微生物の不活性化	汚泥研究室	北村 友一.....	25
8.ジオメンブレンを用いたダム・貯水池の 遮水構造に関する検討	土質研究室	野口 典孝.....	29
9.溪畔林の実態調査	砂防研究室	竹崎 伸司.....	33
10.数値地形モデルを用いた地すべり地形の 抽出に関する研究	地すべり研究室	萬徳 昌昭.....	37
11.補強土壁の耐震性に関する模型振動台実験	動土質研究室	堤 達也.....	41
12.積雪層内に形成される弱層の剪断試験について	新潟試験所	川合 康之.....	45
13.自動運転道路システムの開発と 今後の展開について	自動運転システム研究室	平沢 匡介.....	49
14.舗装における施工技術の合理化に関する研究	舗装研究室	瀧澤 剛.....	53
15.自動化排水機場の信頼性に関する研究	機械研究室	服部 達也.....	57
16.A T M網を用いたマルチメディア実験	システム課	澤田 雅孝.....	61

17. 高流動コンクリートの配合特性についての

実験的検討 ダム構造研究室 町田 宗久..... 65

18. 開口部を有する箱桁の耐風安定性に関する

基礎的研究 構造研究室 松藤 洋照..... 69

19. 「外ケーブルを用いた合成げた床版の打換え工法」

の定着部に関する研究および試験施工 ... 橋梁研究室 宮崎 和彦..... 73

20. 橋梁基礎に及ぼす地盤流動力の評価 防災技術課 濱田 禎..... 77

環境保全対策の総合評価手法に関する研究

交通環境研究室 小根山裕之

1. まえがき

自動車交通に起因する騒音や大気汚染等の問題は、道路整備を行う上で重要な課題の一つとなっており、これらの影響の軽減が求められている。沿道環境の保全を考える場合には、道路構造面での対策以外に自動車の走行方法の改善や低公害車の導入も含めて、環境保全手法の効果を評価することが必要である。本研究では、各種の環境保全対策の効果を総合的に評価することにより、合理的な環境保全方法について検討を行うものである。道路事業における各種の環境保全対策を行う場合の効果を、経済性を含め総合的に評価する手法を作成するとともに、ケーススタディによりその適用性を検討した。

2. 研究方法

本研究は以下の通り構成される。まず、各種の環境要素のうち道路の沿道環境に与える影響が明確であり、計量化が可能なものを環境評価項目として抽出し、環境評価値を与える環境価値関数を作成する。つぎに、環境評価項目間のウェイトを考慮した総合環境評価値を定式化する。また、様々な道路環境の保全対策に関して、環境評価項目に対する効果及び費用を検討する。また、総合評価手法を検討し、考え方を整理する。最後に、ケーススタディを行い、総合評価手法の適用例を示す。

3. 環境評価項目の抽出と環境価値関数の作成

本研究で対象とする環境評価項目は、道路環境影響の予測・評価方法に関する既往の知見及び建設省環境影響評価技術指針等をもとに、道路の沿道環境に与える影響が明確であり、計量化が可能なものを抽出することとした。その結果、大気汚染、騒音、振動、日照障害、緑化、景観、地域分断、圧迫感の8項目を対象環境評価項目とした。

次に環境価値関数であるが、これは環境評価項目毎に作成され、各項目の計測値を共通の環境評価値に変換するものである。ここでは0から10までの無次元の数値にて表現し、0は非常に悪い状態を、10はほとんど悪い影響がない状態を表すものとした。まず、定量化の可能な環境評価項目、大気汚染、騒音、振動、日照障害及び緑化については、次のような考え方で環境価値関数を求めた。

- ア. その環境計測値がとりうる範囲において、計測値の増減に対して限界効用が一定の割合で増加（あるいは減少）すると考える。つまり、価値関数は二次関数で表現できる。環境計測値が最小（あるいは最大）、最大（あるいは最小）となるところで、それぞれ評価値は0、10になること、さらに評価値が10のとき効用の増加も0となることから、価値関数は一義的に定まる。

- イ. 次に、環境基準等に対応する点を環境価値関数の曲線上に落とす。

ウ. この点と先述の最小値、最大値とを直線で結ぶ。(各直線区間では、計測値の増減に対して限界効用は便宜的に一定とした。)

なお、環境計測値としては、大気汚染はNO₂濃度 (ppm)、騒音・振動については騒音及び振動のレベル (dB)、日照障害は日照時間、緑化については緑化可能な道路幅を基準として示すこととした。

これら環境評価項目の価値関数として、大気汚染の例を表1、図1に示す。

また、残りの環境評価項目である、景観、地域分断、圧迫感については、道路構造を説明変数として、表2の通り環境評価値を離散的に設定した。

表1 大気汚染に関する環境評価関数

NO ₂ 濃度 (x ppm)	環境評価値 (y)
$0.03 \leq x < 0.04$	$y = -30x + 10.9$
$0.04 \leq x < 0.05$	$y = -110x + 14.1$
$0.05 \leq x \leq 0.09$	$y = -250x + 22.5$

0.03ppm: 平成5年度の東京都一般環境大気測定局における日平均値の年間98%値の最低値0.032ppmより0.03ppmを最小値とする。

0.04ppm: 環境基準のゾーンの下限値。

0.05ppm: 環境基準のゾーンの上限値。

0.09ppm: 平成5年度の東京都の自動車排出ガス測定局における日平均値の年間98%値の最高値。

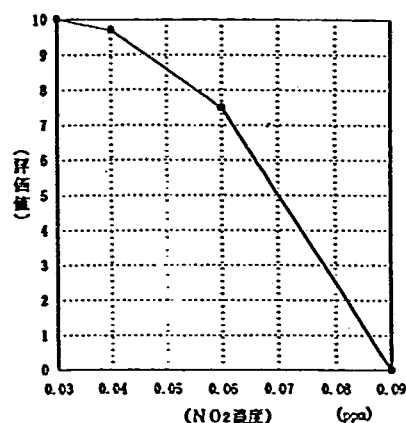


図1 大気汚染に関する環境評価関数

4. 総合環境評価の定式化

総合環境評価は、環境価値関数により求められる環境項目毎の環境評価値に、それぞれのウェイトを乗じて合計することにより得られる。

$$\text{総合環境評価値} = \sum X_k \cdot D_k$$

ここで、 X_k は項目kのウェイト、 D_k は項目kの環境評価値である。環境評価項目毎のウェイトは、平成4年度に行った住民アンケート調査に基づき、表3の通り得られている。また、同様な調査が学識経験者に対しても行われており、同じく表3に示す。これらのウェイトを見ると、本研究で得られた環境評価項目はいずれのアンケート調査結果でも上位を占めており、環境評価項目間のウェイトもよく似た傾向を示している。ただし、日照障害、緑化については後者の方が大きなウェイトを有しており、逆に大気汚染については前者の方が大きなウェイトを示している。

表2 景観、地域分断、圧迫感の

環境評価値

	平面	盛土	切土	高架	掘削
景観	5.5	2.0	6.0	3.0	6.6
地域分断	4.0	2.0	5.0	3.0	6.0
圧迫感	7.0	4.0	7.0	2.0	7.0

表3 環境評価項目のウェイト

	4年度調査 によるウェイト	(参考)*
騒音	0.282	0.237
大気汚染	0.261	0.168
振動	0.162	0.122
圧迫感	0.113	0.090
地域分断	0.098	0.114
景観	0.043	0.078
緑化	0.033	0.082
日照障害	0.008	0.109

* 学識経験者に対するアンケート調査によるウェイト。

5. 環境保全対策の効果及び費用の整理

各種の環境保全対策が、環境評価項目のそれぞれにどのような影響を及ぼすかを表4に整理した。

これらの関係を用いて、道路構造条件、交通条件を考慮して環境評価項目への効果を定量的に予測し、3、4で示した方法により環境評価値及び総合評価指標値を算出する。

表4 環境保全対策の環境評価項目への影響

		大気汚染	騒音	振動	日照障害	緑化景観	地味分断	圧迫感
自動車対策	騒音規制強化に伴う構造改良	—	O	—	—	—	—	—
	排出ガス規制強化に伴う構造改良	O	—	—	—	—	—	—
	タイヤカバー	—	O	—	—	—	—	—
道路構造改善	道路構造変更	O	O	O	×	O	×	×
	遮音壁設置	O	O	—	×	—	×	×
	排水性舗装	—	O	—	—	—	—	—
	環境施設帯の整備	O	O	O	O	O	×	O
	高架裏面等の吸音構造	—	O	—	—	—	—	—
沿道対策	バッファビル	—	O	—	—	—	—	—
	防音助成	—	O	—	—	—	—	—
	建物壁面の吸音構造化	—	O	—	—	—	—	—
交通規制	速度規制	O × 某	O	O	—	—	—	—
	通行規制	O	O	—	—	—	—	—

凡例 O：環境保全対策が環境項目に良いインパクトを与えるもの
 ×：環境保全対策が環境項目に悪いインパクトを与えることがあるもの
 —：環境保全対策が環境項目にインパクトを与えないもの
 某：速度規制の割合によりインパクトが異なる
 O 100km/h→80km/h
 × 60km/h→40km/h

また、環境保全対策の費用は、本研究では以下の考え方にに基づき試算を行うこととした。

- ア. 騒音、排出ガスの規制強化では、道路の一定区間を走行する車両の改造費用を対策費とした。
- イ. 道路構造の変更では、平面道路から他の構造の道路にしたときの工事費、用地費を対策費とした。
- ウ. 排水性舗装では、通常の密粒アスファルト舗装（2回／20年）と排水性舗装（10回／20年）の工事費の差を対策費とした。
- エ. 環境施設帯の設置では、幅員20mの環境施設帯の設置にかかる工事費と用地費を対策費とした。
- オ. 防音助成では、道路100mの沿道にある木造低層住宅10戸の防音対策助成費を対策費とした。

6. 総合評価手法の検討

上記のステップにより得られた環境保全対策毎の総合環境評価値及び費用を用いて総合評価を行い、最適な保全対策の選択を行う。その際の総合評価モデルの考え方は、以下の通りである。

- ア. 総合環境評価値の高い環境保全対策を抽出し、対策費用及び対策の適用性等の面から最適な保全対策を選択する。
- イ. 費用対効果率による方法
 高い費用対効果（総合環境評価値）率を有する環境保全対策を抽出し、対策の現場への適用性等の面から最適な対策を選定する。
- ウ. 費用対効果の散布図による方法
 ・費用・効果の平均値による評価

各種の環境保全対策案について、費用及び効果を変数とする散布図を作成し、個々に費用及び効果の平均値を記入する。この中で効果が平均以上、かつ費用が平均以下の象限に存する保全対策の内、現場への適用性等を考慮して最適なものを選択する。

・回帰直線による評価

複数の環境保全対策から求められた回帰直線を散布図に記入し、回帰直線より上に位置する対策の中から、現場への適用性等を考慮して、最適なものを選択する。

エ. 個々の環境評価項目にも注目する方法

上記の方法により抽出される複数の環境保全対策の中で、個々の環境評価項目が、環境基準等の最低限満たすべき基準を満足している対策を選択する。

7. ケーススタディ

道路機能、構造、沿道土地利用の異なる三つの道路を用いて、上記の総合評価モデルの適用性についてケーススタディを行った。ここでは、国道17号のバイパス（平面道路、商工業地区・住宅地区）での散布図を用いたケーススタディを図-2に示す。このグラフでは、原点は現在の道路の状況を示し、各対策による総合環境評価値の変化量と費用が表されている。評価値の変化量が平均以上で、費用が平均以下となる対策には遮音壁の設置（高さ3m、5m）、緩衝建築物の設置（住宅、事務所）がある。この中でも、遮音壁の設置（高さ3m）の費用対効果率が最も高くなっている。

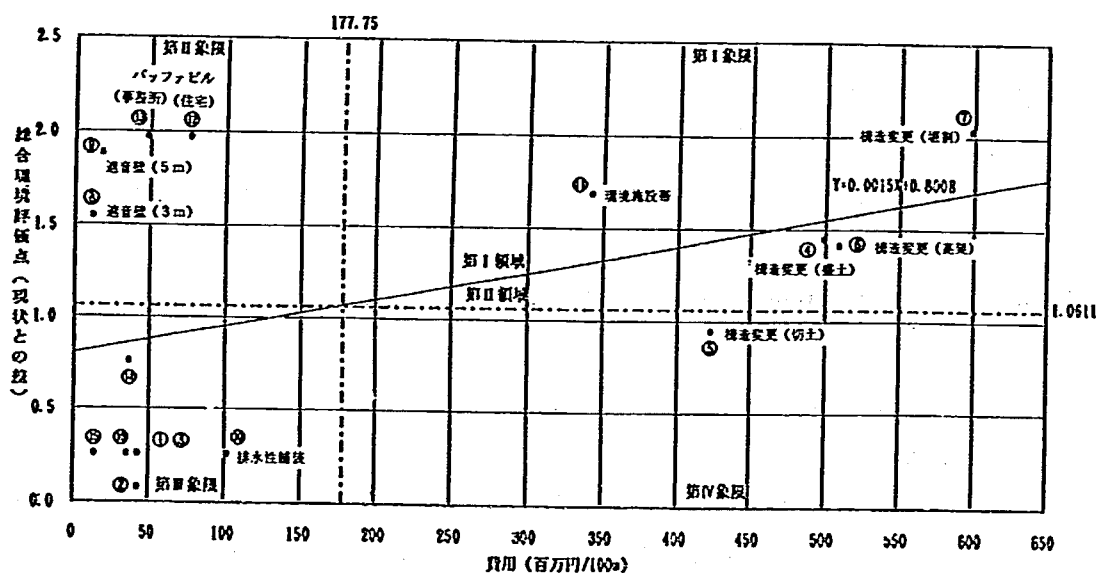


図2 環境保全対策の費用と効果

8. 今後の課題

総合評価モデルでは、費用と効果をそれぞれ金額と無次元の総合評価量で表し評価しているが、このモデルを真の意味での総合評価モデルとするには、環境評価値を費用に換算するか、費用を環境評価値で表現することが必要である。また、対策の実施に関しては、現場の状況等を勘案して実現性の難易度を計量化することが必要である。

ダム湖に生息する鳥類の特徴とその利用形態及び環境選択について

環境部緑化生態研究室 ○舟久保敏、藤原宣夫、田畑正敏

1. まえがき

ダムの建設は多大な環境の改変を伴い、既存の生態系を一変させるが、同時に湖沼という新たな環境を創出する。自然環境が貴重な現在、ダム湖のような広大な面積を持つ人造湖で、従来からいた生物相の回復に努めるとともに、これを新たに進出してくる生物の好ましい生息場所として積極的に環境整備していくことが、事業者の責務であると考え。その際、誘致し得る生物種の自然地での生態を学ぶとともに、現在のダム湖がいかなる生物にどのような利用をされているのかを把握することが、効率的な環境整備を進めていく上で必要となる。

本調査は、このような視点に立ち、生態系の上位種である鳥類にとって棲みやすいダム湖の整備のあり方を示すことを目的として、鳥類の環境選択と利用状況に関する実態調査を行ない、特に湖畔でみられる陸鳥と越冬期の主要な構成員であるカモ類についてダム湖の湖岸条件との関係を分析した。

2. 調査地

調査地は、栃木県的那珂川水系に位置する3ヶ所のダム湖（東荒川ダム、寺山ダム、塩原ダム）と、自然湖沼の湯ノ湖の計4ヶ所とした。各湖沼の概要を表-1に示す。これらの湖沼は起源は異なるものの、いずれも山間に位置する堰止湖である。

表-1 調査湖沼の概要

名称	所在地	成因・形式	完成期日	湖沼標高	湖沼面積	環境制限
東荒川ダム	栃木県塩谷町	重力式コンクリートダム	H23.29	523.1m*	0.37km ²	銃猟禁止
寺山ダム	栃木県矢板市	重力式コンクリートダム	S60.2.13	406.5m	0.16km ²	銃猟禁止
塩原ダム	栃木県塩原町	重力式コンクリートダム	S52.11.18	419.1m	0.41km ²	なし
湯ノ湖	栃木県日光市	堰止湖	—	1,475m	0.32km ²	銃猟禁止 (国立公園)

*ダム湖の場合は常時満水位を示す

3. 調査方法

3. 1 鳥類調査

越冬カモ類については、94年12月下旬から95年2月上旬にかけ、3ヶ所のダム湖を対象に延べ15回の湖面センサスを、また、陸鳥に

ついては、95年5月下旬から96年1月下旬にかけ、東荒川ダムと湯ノ湖の2ヶ所を対象に、季節別（繁殖期、秋の渡去・渡来期、越冬期）に延べ16回のラインセンサスを実施した。

湖面センサスでは、種名、数、行動（採餌・休息・整羽・睡眠・移動その他）及び湖岸環境（形態、植生の有無と種類等）と湖岸からの距離の違い（0～25m、25～50m、50m～）で区分したブロック毎の位置を記録した。これとは別に、夜間を含めた日中の行動を調べるために、12月下旬に1回、寺山ダムで日の出、日の入り前後の飛去・飛来数を記録した。一方、ラインセンサスでは、湖岸沿いを周回できるよう設定したセンサスルート歩き、左右50m以内に出現した鳥の種名、数を記録した。

表-2 ダム湖で観察されたカモ類

種名	採餌習性	個体数*		
		東荒川ダム	寺山ダム	塩原ダム
オンドリ	倒立・樹上型	0	4.4	29.0
マガモ	倒立・渚地型	106.7	1192.8	54.0
カルガモ	倒立・渚地型	86.7	266.2	14.7
コガモ	倒立・渚地型	89.7	283.2	1.7
トモエガモ	倒立・渚地型	0	20.8	20.0
オカヨシガモ	倒立・水面型	1.9	3.8	0
ヒドリガモ	倒立・水面型	0	0.2	0
オナガガモ	倒立・渚地型	6.0	110.8	1.0
ホシハジロ	潜水・水底型	1.7	0	0
キンクロハジロ	潜水・水底型	0.9	0	0
カワアイサ	潜水・採餌型	6.3	1.0	0.3
計		299.9	1683.2	120.7

3. 2 環境調査

各湖沼とも、現地踏査と空中写真の判読を通じ、湖岸の形態、植生の有無と種類等を全周に渡って記録するとともに、相親の異なる代表的な地点をいくつか選出し、簡単な水準測量を行って断面図を作成した。

4. 結果

4. 1 ダム湖における越冬カモ類の特徴と環境選択、利用形態

4. 1. 1 ダム湖でみられたカモ類の特徴

本調査では3ヶ所のダム湖で計11種のカモ類が観察された（表-2）。各種の採餌習性や食性を羽田¹⁾に従い分類すると、個体数の多くみられた種はいずれも渚地・倒立型

(湿地を主な採餌場所とし、水面で倒立して浅い水底の餌をとる)のカモ類であり、一般に内陸の貧栄養湖でみられる結果²⁾と類似していた。なお、湖沼間の個体密度の差は、主に狩猟の有無³⁾と供用後の年数の違い⁴⁾(表-1を参照)に依存しているものと思われた。

4. 1. 2 カモ類の個体数及び行動の日周変化

寺山ダムにおける飛去・飛来の観察では、カモ類は昼の間湖に滞在し、日の入り直後にほぼ全数が湖外へ飛去し、日の出前に再び湖に飛来することが示された(図-1)。また、日中のカモ類の行動を時間帯別にみると、いずれの時間帯も休息、睡眠が非常に多いことから(図-2)、カモ類はダム湖を主に休息、睡眠場所として利用していると考えられた。

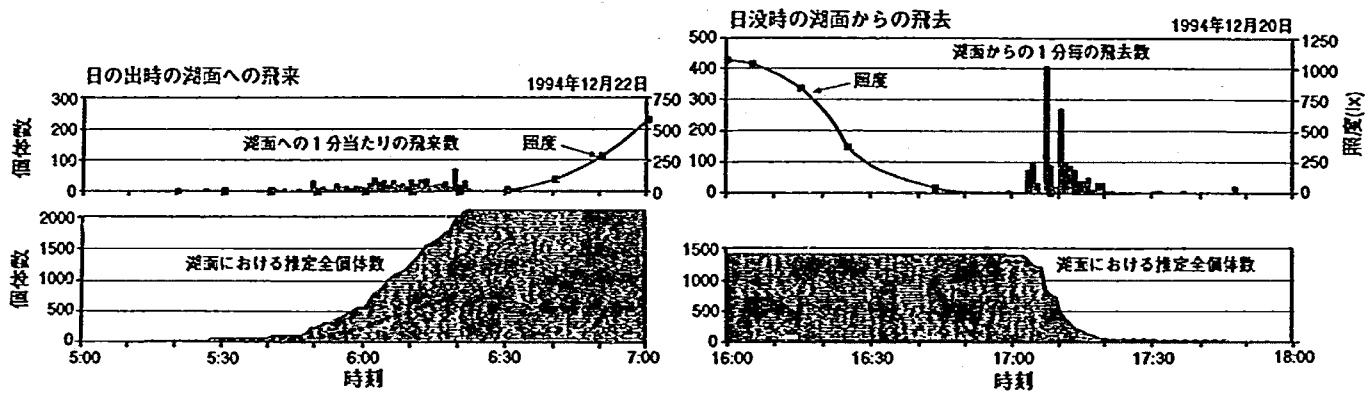


図-1 寺山ダムにおけるカモ類の飛去・飛来数の変化

4. 1. 3 ブロック別にみたカモ類の環境選択と利用形態

(1) 湖岸からの距離の違いと個体密度の関係

湖岸からの距離に応じてブロックを区分し、カモ類全種の個体密度を比較すると、入り江(幅100m以内の水面)や湖岸沿いに分布が集中していた(図-3)。これらのカモ類は人などが近づくと一斉に水面に泳ぎだして湖面の中央付近に避難するか、その場所から飛去した。

(2) 湖岸の植生タイプの違いと個体密度及び利用行動の関係

湖岸の植生タイプに応じてブロックを区分し、カモ類全種の個体密度を比較すると、ササ密生区と灌木区の間を除いて有意な差はみられなかった(図-4)。しかし、それらの行動はタイプ間で有意に異なっており、特に採餌行動が低茎草本区で多く観察された($\chi^2(1, 5) = 134.85, p < 0.01$; 図-5)。

(3) 種ごとの環境選択の違い

寺山ダムで個体数が多かったカモ類4種(マガモ、コガモ、カルガモ、コサギ)を対象に、ブロック別の個体密度をみると(図-3)、種により湖内での居場所は異なっており、特に体の大きさが似通っているマガモとカルガモは、明瞭に場所を分けて分布していた。即ちマガモは石組みの護岸や上流部のより自然性の高い湖岸に分布し、比較的多くの採餌行動がみられたのに対し、カルガモは南向きダムサイトのコンクリート護岸や越流堰の上など、日当たりの良い人工的な環境に分布し、採餌行動はほとんど観察されなかった。

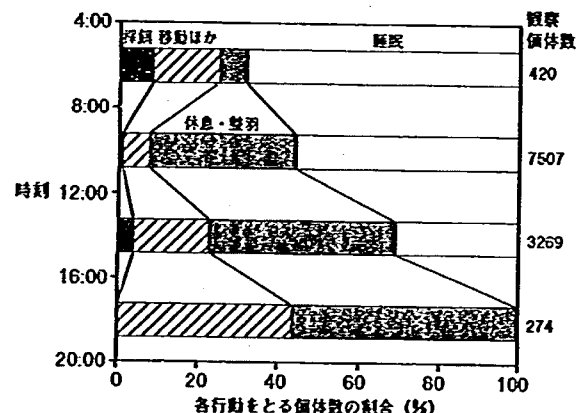


図-2 カモ類の行動の日周変化

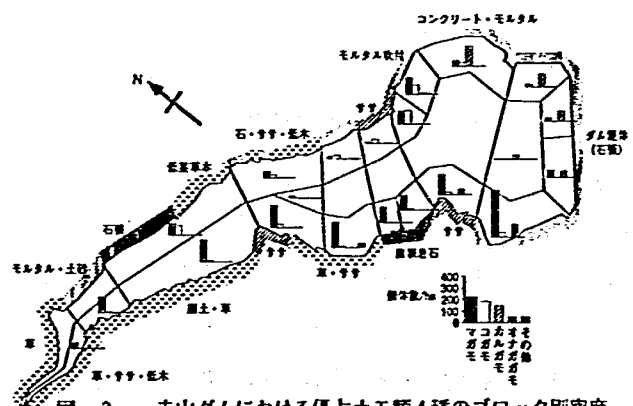


図-3 寺山ダムにおける優占カモ類4種のブロック別密度

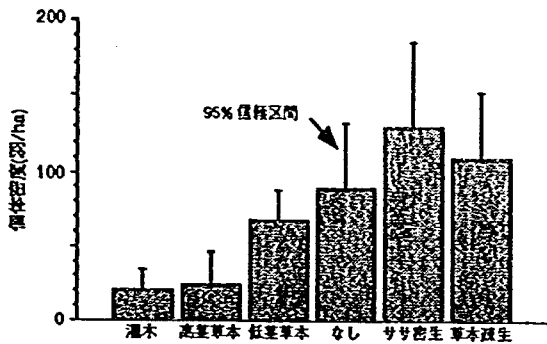


図-4 湖岸植生タイプ別のカモ類の密度

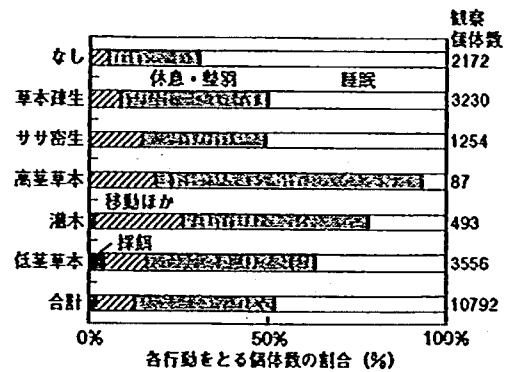


図-5 湖岸植生タイプ別にみたカモ類の行動

4. 2 ダム湖における陸鳥の特徴と環境選択

4. 2. 1 ダム湖でみられた陸鳥の特徴

本調査では2ヶ所の湖沼で述べ64種の陸鳥が観察された。両湖沼で年間を通しての種数はそれほど変わらない(東荒川ダム 51種、湯の湖 45種)が、実際に観察された種類はかなり異なっていた。また、種数の違いを季節別にみると、湯の湖では冬期の観察種数が非常に少なかった。このような違いは、ダム湖と自然湖沼の違いのほか、標高差に起因すると考えられる面もある⁹⁾ため、清棲⁹⁾に従い主な生息環境別(森林、草地・樹林地、水辺、その他)にグループ分けした後に、季節別の優占種構成を比較した(図-6)。ダム湖では、各季節を通じて草地・樹林地性の種が多くみられた。森林性の鳥類については、ヒヨドリやシジュウカラといった街中でもよくみられる環境適応性の高い種が主であった。また、越冬期のホオジロのように、特定の種がかなり優占的に出現する傾向がみてとれた。一方、自然湖沼については、各季節ともほぼ全て森林性鳥類が優占しており、極端に優占する種はみられなかった。

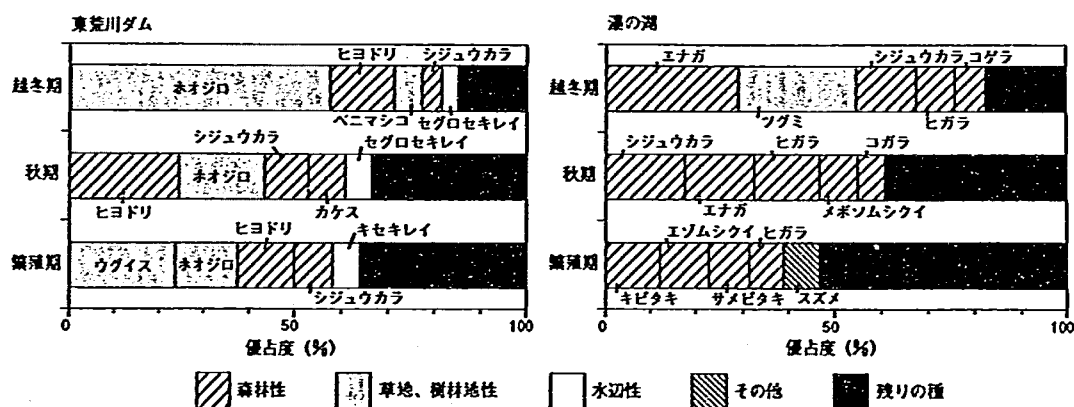


図-6 季節別にみた陸鳥の優占上位5種の種構成

4. 2. 2 湖岸植生と種構成及び個体数の関係

前項で得られた結果は、両湖沼の湖岸植生の違いに大きく関係していると考えられるため、典型的なダム湖の湖岸と自然湖沼の湖岸を対象に、植生断面を図化し、その違いと出現種の種構成と個体数の関係を比較した(図-7)。ダム湖の湖岸は、裸地もしくは草本、若齢の灌木が優占する斜面であり、本来の自然林は水際からかなり後退している。それに呼応するように、水際には草地、樹林地性の種が多くみられ、湖岸から離れるほど、森林性の種が個体数の増加に伴って優占した。一方、自然湖沼の湖岸は、発達した自然林が優占する。それに伴い、水際からすぐに森林性の鳥類が数多く観察された。

5. 考察及びまとめ

上記の結果から、ダム湖でみられる鳥類の特徴等について次のことがいえる。

- 1) 湖畔沿いは、草地、樹林地性の特定の種が、年間を通じて優占している。

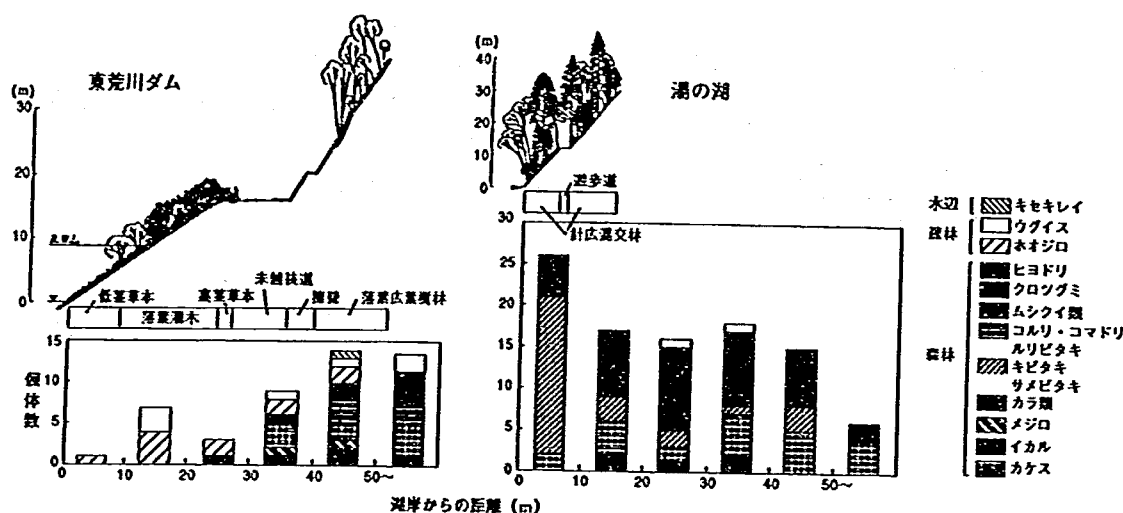


図-7 水際からの距離と陸鳥の種構成及び個体数

2) 冬期にみられるカモ類は、多くが湿地・倒立型（湿地を主な採餌場所とし、水面で逆立ちして浅い水底の餌をとる）の種であり、ダム湖を日中の休息場所として利用している。

3) カモ類の休息場所は、種による棲み分けがなされているが、総じて見通しのよい岸辺が好まれている。

4) カモ類の採餌の割合は全体では少ないものの、低茎草本の生えた湖岸で集中的に行われている。

これらはダム湖の湖岸環境の特徴に大きく関係している。即ち、ダム湖は湖岸が急傾斜であるとともに、造成時に最大水位付近まで樹木の伐採を行い、供用後は年間の水位変動が大きいために、階層を備えた自然林が回復しづらく、また湿地植生も成立しにくい。よって、陸鳥は開放的な環境を好む種が独占的に出現し、カモ類では餌場環境の少なさから採餌行動があまりみられない。一方で、人やキツネのような捕食者といった陸上からの接近者を発見しやすく且つ容易に逃避可能な広い水面に面した見通しのよい岸辺が確保されることから、安全性を求める多くのカモ類の休息利用を生み出している。

以上のことから、ダム湖をより鳥類の生息に適した場所とするための環境整備のあり方について、次のように提言したい。まず、陸鳥については、特に森林性鳥類を保全するために、造成時の伐採をできるだけ少なくするよう努める必要がある。また、造成後はできるだけ当該地の自然林の構成種を用い、湖岸の緑化を図らねばならない。河川流入口のような場所は積極的に副ダム化し、水位変動による浸食を防止した緩傾斜の湖畔をつくると効果的であろう。これは、カモ類の餌場環境の創出にもつながる。既に供用を開始したダムにおいても、水位変動に追従するような植生浮島を湖面に設けることにより、カモ類の餌場を部分的に創り出すことは可能である。また浮島は安全性の高い休息場所としても機能すると思われる。

今後は、これらの整備課題を実現化させるための具体的な手法、即ち構造・材料や工法等の検討を行っていくとともに、実際に現地で幾つかの整備を行い、その効果をモニタリングしていく必要があるだろう。

【引用文献】

- 1) 羽田健三：内水面に生活する雁鴨科鳥類の採食型と群集に関する研究 X 田雁鴨科鳥類の食物、生理生態10, pp. 181-212, 1962
- 2) 環境庁自然保護局野生生物課：第25回ガンカモ科鳥類の生息調査報告書, pp. 1-297, 1994
- 3) 樋口広芳、村井英紀、花輪伸一、浜屋さと子：ガンカモ類における生息地内の特徴と生息数との関係, Strix 7, pp. 193-202, 1988
- 4) 金井裕：東京都光が丘公園バードサンクチュアリ造成後の越冬ガモ類生息状況変化, Strix 10, pp. 127-139, 1991
- 5) 例えば、黒田長久：富士山地域の生物相、富士山総合学術報告書, pp. 723-1058, 1971
- 6) 濱棲幸保：野鳥の辞典, pp. 413, 1966, 東京堂出版

水路床に敷かれた薄い植生層が細粒土砂堆積に果たす役割

河川部河川研究室 塚原隆夫

1. まえがき

河川の水際は、土と水と植生が絡み合い、多様な特性を形成しており、多種多様な植物・動物が棲息している。一方、高水敷や河岸は治水上の安全から護岸等で被覆されることが多く、生態環境の回復が強く望まれている。そのため、河岸の土砂堆積を促進する水理環境を整えることにより、容易に良好な水際環境を形成できる手法を開発することが必要とされている。

このような水際環境が普遍的に見られる例として、自然堤防帯の河川の高水敷が挙げられる。このような高水敷の形成は、従来河床変動に寄与しないと考えられきたウォッシュロード成分であるシルト粒径以下の細粒土砂の堆積によることがわかってきた¹⁾。そして、このような細粒土砂の堆積が、植生がない状態では水理的に説明できず、水路の一部に非水没の植生群があることである程度説明できることがわかってきた¹⁾。

しかし、実際の河道では、非水没の植生だけでなく、背が低いため、あるいは倒伏するため洪水時に水没し、水深に比べて相当小さい厚さの植生群が水路床に敷かれた状態になることも多くある。

そこで、このような水没状態の植生に、細粒土砂を堆積させる効果があるかどうかを実験的に調べたので、ここに報告する。

2. 実験方法

図-1に示すように流体が循環する水路に一部の底面に、水路全幅(0.5m)、縦断方向 20m にわたり植生を模擬した多孔質体(空隙率 91%)を敷き詰め、静水状態での水深を 50cm とし、表-1に示す各 CASE で同じ流量になるように水を循環させた。そして、それぞれの CASE について図-2の粒度分布を持つ細粒土砂(関東ローム)を投入して十分に循環させて、土砂濃度が平衡になるようにした(初期濃度は表-1のとおり)。各 CASE の濃度は次の位置で測定: CASE1 水路床から 10cm、CASE2,3 植生領域上流端の植生上面)。土砂濃度が平衡になったことを確認の後、流速、水位、土砂濃度、堆積高さをそれぞれ計測した。なお、CASE2,3 については、初期平衡濃度をつくる間中、植生模型の表面を不透水シートで覆っておき、植生模型表面のシートを一気にはずしてから測定を開始した。

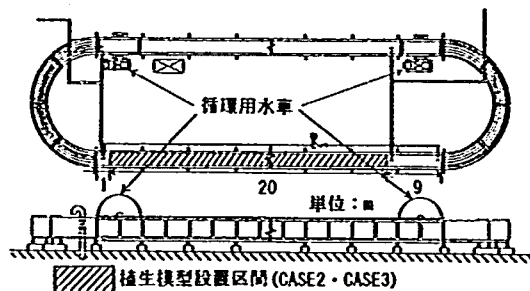


図-1 実験装置

表-1 実験条件

実験ケース	植生模型	初期濃度
CASE1	設置なし	1.881kg/m ³
CASE2	高さ 5cm	1.658kg/m ³
CASE3	高さ 10cm	1.736kg/m ³

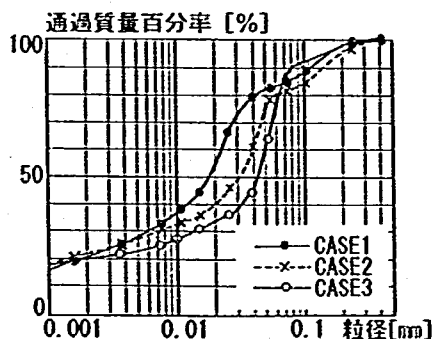


図-2 粒度分布

3. 実験結果および考察

3-1. 流速場

図-3はそれぞれのCASEにおける植生模型上流端から5m下流の位置(CASE1についてはCASE2,3と同じ位置)での流速の鉛直分布を示している。これらの流速分布から土砂堆積にとって重要な指標である底面摩擦速度をCASE1~3について算出すると表-2に示すようになり、順に1オーダーずつ低下していることがわかる。このことから、植生が水路床上にたとえ薄くともある場合、ない場合に比べて底面摩擦速度つまり底面せん断力を大幅に低減することとなり、さらに、植生の高さが高くなると、より底面せん断力を低下させることが認識できる。

3-2. 土砂濃度・堆積状況

図-4はそれぞれのCASEの図-3と同じ位置における土砂濃度の鉛直分布を示している。CASE1の鉛直分布はほぼ同じ値を示しており、この濃度のもとで48時間後の堆積状況を観察した結果、土砂が堆積した形跡は見られなかった。

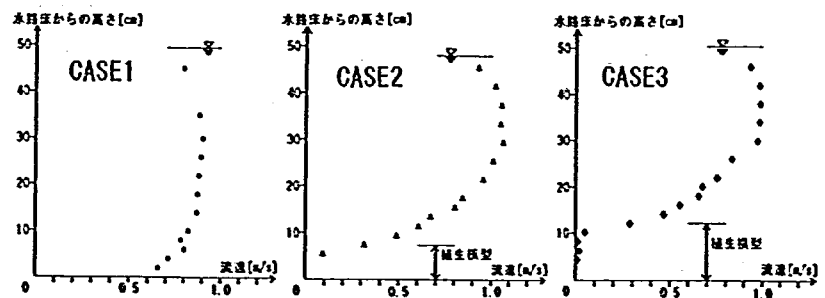


図-3 流速の鉛直分布(植生領域上流端から5m下流)

ここで、底面近傍の土砂濃度 C_b 、細粒土砂の沈降速度 w_0 、水路床からの細粒土砂の浮上能力 q_{ub} (q_{ub} は Itakura・Kishi の式²⁾から求める)から土砂堆積の有無の指標となる $(C_b w_0 - q_{ub})$ を求めた。その結果、細粒土砂に含まれるすべての粒径について $C_b w_0 < q_{ub}$ となり、このことから

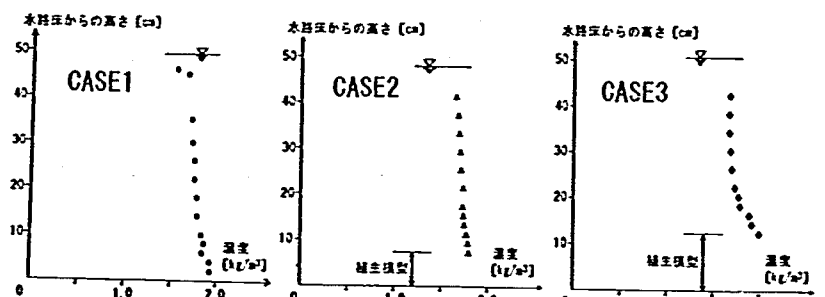


図-4 土砂濃度の縦断分布(植生領域上流端から5m下流)

ら細粒土砂はウォッシュロードとしての性質を持っており、植生がない場合には細粒土砂は堆積しないことがわかる。さらに、CASE2,3についても $(C_b w_0 - q_{ub})$ を計算すると、CASE2では35%粒径以上、CASE3では全粒径で $C_b w_0 > q_{ub}$ となる。これは、植生のために底面せん断力が著しく低下し、そのため浮上能力が低下したためであり、その結果図-5のように

表-2 底面摩擦速度

実験ケース	摩擦速度(m/s)
CASE1	2.52×10^{-2}
CASE2	3.66×10^{-3}
CASE3	3.36×10^{-4}

に植生模型内に土砂が堆積することになる。つまり、たとえ植生層が水没し非常に薄くとも、植生によって土砂浮上能力が細粒土砂の沈降の影響より小さくなるまで底面せん断力を低減することができれば、ウォッシュロード的挙動をしていた堆積土砂は堆積することになる。

また、図-5はCASE2,3の植生模型領域内における測定開始から50時間後の土砂堆積高さの縦断変化を示した図である。両CASEとも、縦断方向のあらゆる位置に極値(図中の『ギザギザ』)をとるのは、実験に用いた植生模型が糸状のプラスチックが絡み合った状態で多孔質体を形成しているため、空隙の存在する部分には土砂が堆積し、空隙が存在しない場合には土砂が堆積しないといった、多孔質体の空隙サイズの局所的な現象のためである。この極値を平滑化して大局的に見てみると、両CASEとも上流から下流に行くにしたがって土砂堆積高さが減少していることがわかる。これは、①植生模型領域では土砂が堆積してしまう(つまり、流水中の土砂がとられてしまう)ため、常に上流側の方が流水中の土砂濃度が高い、②土砂濃度が高い方が $C_b w_0$ が大きく堆積しやすい、ことが理由として考え

られる。

3-3. 細粒土砂堆積過程のモデル化

上述の実験の定量的な把握を目的として、水路床に薄く敷かれた植生による細粒土砂堆積過程を簡単にモデル化することを試みた。ここでは、図-6に示す植生領域

区間における検査断面での土砂収支から微分方程式を立て、解を求めた。解を求めるにあたって、①実験事実から細粒土砂堆積は植生領域のみに起こる、②一度堆積したら再浮上はしない、③ウォッシュロードの性質から細粒土砂の底面における濃度と鉛直平均濃度は同じである(式(2)中の α は1とする)、④流速・水位の植生領域の縦断方向変化は無視する、という仮定を行った。また表-1の初期条件と、図-1に示す実験装置の境界条件である「植生領域上流端の濃度は時間 t_s/v_s (記号説明は後述)前の植生領域下流端の濃度に等しい」という条件を与えて、式(3)および(5)を導いた。

$$\frac{\partial C}{\partial t} + v \frac{\partial C}{\partial x} = -\frac{w_0}{H} C_b \quad (1) \quad C_b = \alpha C \quad (2) \quad \therefore C = C_0 \exp \left\{ -\frac{v_s(l/l_s)\alpha w_0}{H(v_s(l/l_s) + v)} t - \frac{\alpha w_0}{H(v_s(l/l_s) + v)} x \right\} \quad (3)$$

$$\frac{dz}{dt} = \frac{1}{\rho_s(1-\lambda)} w_0 C_b \quad (4) \quad \therefore z = \frac{C_0}{\rho_s(1-\lambda)} \cdot \frac{H(v_s(l/l_s) + v)}{v_s(l/l_s)} \cdot \exp \left\{ -\frac{\alpha w_0}{H(v_s(l/l_s) + v)} x \right\} \cdot \left[1 - \exp \left\{ -\frac{v_s(l/l_s)\alpha w_0}{H(v_s(l/l_s) + v)} t \right\} \right] \quad (5)$$

ここで、 C : 鉛直平均濃度、 C_b : 底面近傍濃度、 C_0 : 初期鉛直平均濃度、 z : 土砂堆積高さ、 t : 時間、 x : 縦断距離、 w_0 : 土砂沈降速度、 v : 植生領域主流流速、 v_s : 非植生領域主流流速、 H : 静水深、 l : 植生領域区間長、 l_s : 非植生領域区間長、 ρ_s : 土粒子密度、 λ : 空隙率。

前述の図-5は植生模型領域内における測定開始から50時間後の土砂堆積高さの縦断変化の実験値と計算値を、図-7は初期濃度からの時間変化の実験値と計算値を、CASE2,3についてそれぞれ示している。濃度の時間変化については、細粒土砂の平均粒径で計算すると実験値と大きくずれるので、

①図-2の粒度分布を考慮し、各粒径の濃度成分の和として求める、②実験中の観察から、ウォッシュロードは最大粒径を超えない範囲で図-2の粒度分布より粗粒化している(細粒土砂は粒度分布

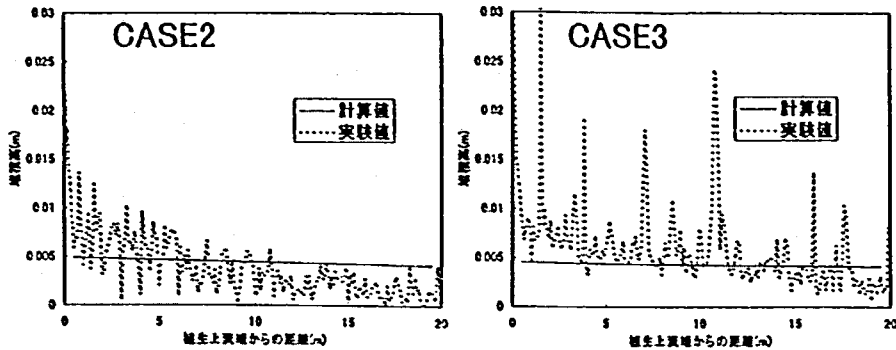


図-5 土砂堆積高さの縦断分布

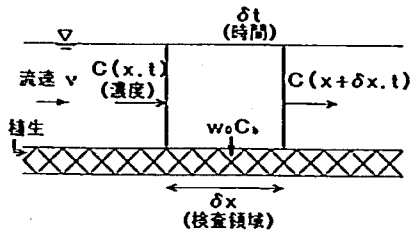


図-6 植生上の土砂収支

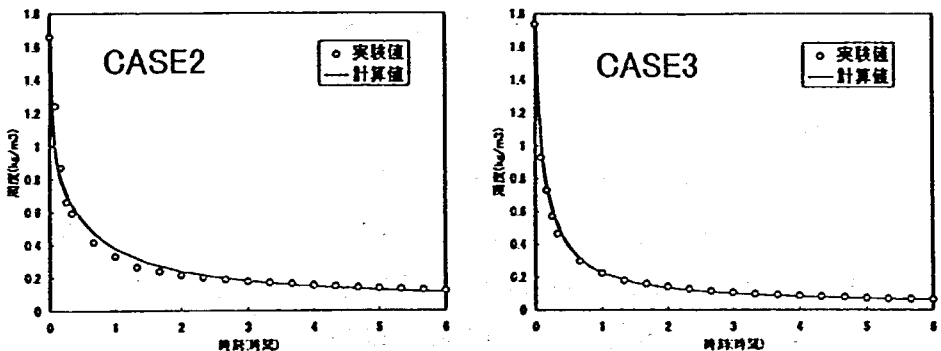


図-7 土砂濃度の時間変化

試験を行うときに塊をほぐして行うので、流水中に存在する粒径は粒度分布より大きくなる)、と仮定して求めた。その結果、図-7のように実験値と計算値はかなりの精度で一致した。このことから、濃度の時間変化に関しては式(3)に粒度分布と流水中の粒径を考慮することによって精度よく表すことが可能となる。また、土砂堆積高さの縦断変化については、細粒土砂堆積後の空隙率 λ を一般的に用いられている0.67として計算した。その結果、図-5のようにどちらも計算値の方が実験値よりも堆積高さの縦断変化が上流端近傍で極端に緩く、植生領域上流端近傍で実験値の方が計算値より極端に大きく、植生領域下流端近傍で計算値の方が実験値より大きくなった。この要因として、計算値では土砂堆積が沈降による影響(C_{bw})のみで評価されているのに対し、実験においてはそれ以外の影響により堆積量が増加するためと考えられる。つまり、植生領域上流端近傍においては上流端に土砂進入防止の措置を施したため、段落ち流れが生じ強制的に濁水が移流される影響が、植生領域下流端近傍では上流端近傍で多く土砂堆積があるため、その分土砂堆積が少なくなるためと考えられる。しかしながら、植生領域全体の土砂堆積量としては、どちらのCASEも実験値と計算値でほぼ同量と考えられ、土砂堆積量の見積もりにおいては式(5)は有用であると考えられる。

4. ま と め

本報告では、水深に対して植生高さが非常に薄い植生が水路床に敷かれた場合の細粒土砂堆積効果について検討した。その結果、次のことがいえる。

- ①植生がある場合、たとえそれが薄くても植生がない場合より底面に働くせん断力を著しく低減できる。
- ②そのため、植生がない場合はウォッシュロード的挙動をするシルトのような細粒土砂も植生がある場合には容易に堆積する。

さらに、実験の定量的な把握としてこの細粒土砂堆積過程の簡単なモデル化を行った。その結果、次のことがいえる。

- ③土砂濃度の時間変化はウォッシュロード成分の粒度分布と粗粒化した状態を適切に取り入れれば精度よく表現できる。
- ④細粒土砂の堆積高さの縦断変化は十分な精度で表現できないが、植生領域全体の土砂堆積量はおおむね表現することができる。

今後は、実際の河道の植生繁茂形態を意識した平面二次元実験と細粒土砂堆積モデルの拡張、さらに、実物植生を用いた実験を行うことが必要である。

<参考文献>

- 1) 藤田光一・J.A.Moody・宇多高明・R.H.Meade : 川幅縮小機構についての考察—パウダー川と川内川の観察結果から—, 河道の水理と河川環境シンポジウム論文集, 2, pp.183-190., 1995.
- 2) Itakura, T. and Kishi, T. : Open channel flow with suspended sediments, Proc. ASCE, Journal of the Hydraulics Division, 106, HY8, 1325-1343, 1980.

水路式魚道の粗度と魚類の遡上

ダム部土工水資源研究室 菅原 崇之

1. まえがき

本報告の対象とする水路式魚道とは、水路上に流れの抵抗となる凹凸(粗度)を設けて流速を低減させ、魚類の移動を可能にしようというものである。水路式魚道は、階段式魚道のようなプールを必要とせず構造が比較的単純なこと、水路底面が連続しており底生魚を含む様々な魚類の効率的な遡上が可能であることから今後の発展性が期待されている魚道形式の一つであるが、抵抗となる粗度の規模・形状と水理特性、魚類の遡上との関係があまり把握されていないのが現状である。

このことを踏まえ、今回は、球および円筒を粗度とした場合についてアユを用いた遡上実験を行ったのでここに報告する。

2. 実験の概要

実験に用いた模型の概要を図-1に示す。水路は、全長 $L=15.2\text{m}$ 、幅 $B=0.5\text{m}$ 、水路勾配 $S=1/20$ の直線水路である。また、本検討で使用した粗度(粗石)は、直径 $d=100\text{mm}$ の球および直径 $d=114\text{mm}$ 、高さ $h=300\text{mm}$ の円筒である。なお、遡上実験は、水路を下流する流れが下流プールへとスムーズに流下するよう、水路下流側 5m 区間を下流端の水位調節板により堰上げ、背水の影響区間とした。従って、 $1/20$ 勾配魚道としての流れの区間は 10m である。

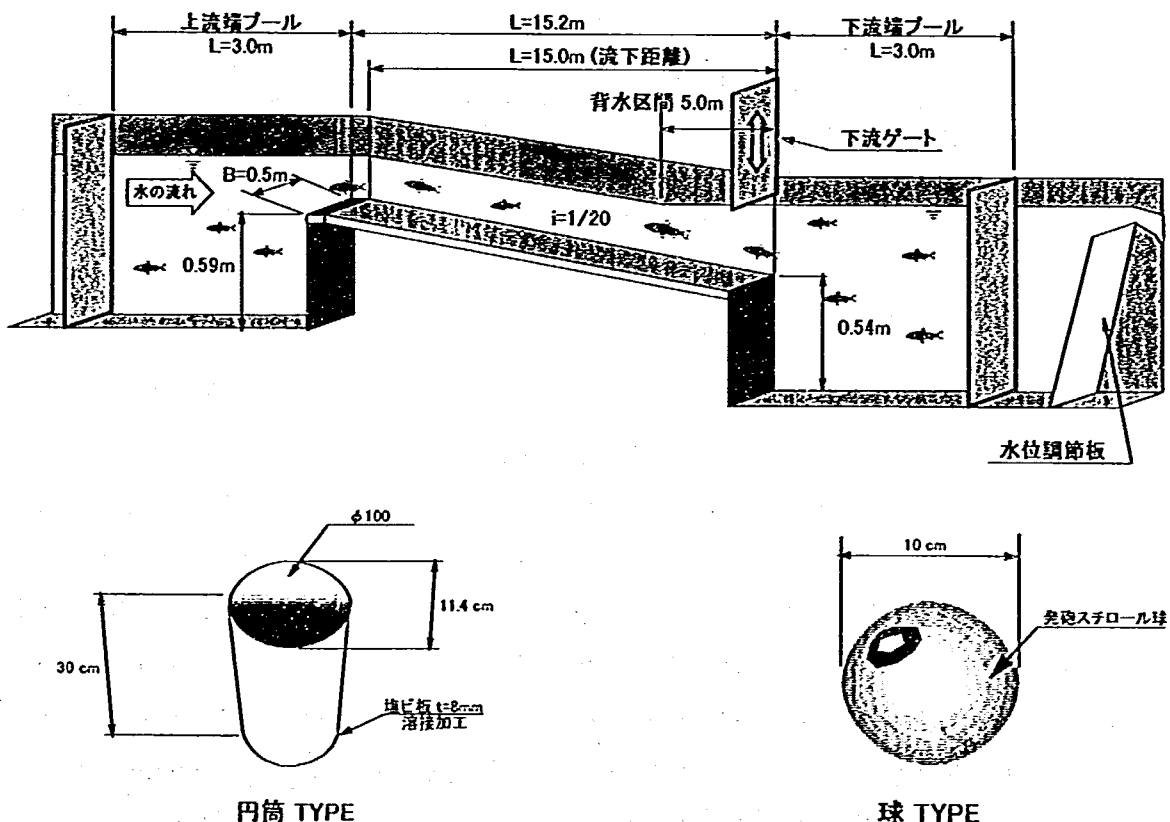


図-1 実験水路および粗度形状

表-1 に実験ケースを示す。遡上実験は粗度である球及び円筒の配置、水深をパラメータに行った。ここでの水深とは、上下流方向に水深の変化がなくほぼ一定となる流下始点から下流 5 m 地点での水深を示している。

CASE	粗度形状	粗度の配置 (図-2参照)	水深 h(m)	体 長 (cm)	体 重 (g)
1	球	A	0.10m	5.05 ~ 10.18	0.92 ~ 7.52
2			0.15m	4.45 ~ 10.38	0.60 ~ 6.83
3	円筒		0.10m	4.72 ~ 11.32	0.72 ~ 8.58
4			0.15m	4.32 ~ 10.28	0.51 ~ 7.16
5			0.30m	5.59 ~ 10.80	0.93 ~ 7.25
6			0.42m	3.82 ~ 11.75	0.45 ~ 11.12
7		B	0.10m	6.71 ~ 12.43	1.47 ~ 13.51
8	0.30m		5.40 ~ 11.75	1.33 ~ 10.61	

※水深hは、流下距離始点から5m地点の水深

表-1 実験ケース(対象魚アユ)

表中の A、B の粗度の配置(平面)を図-2 に示す。粗度は上下流方向および幅方向に格子状に配置し、上下流方向には 200 mm 間隔で固定、幅方向には粗度間の最小間隔が 50 mm 程度となるように水路底面に固定した。また、50 mm 程度の間隔により十分な遡上が得られた円筒粗度についてはこの他 100 mm 程度の場合についても実験を行った。なお、粗度の形状・規模および上下流方向 200 mm、幅方向 50 mm の間隔は、球及び円筒の抗力と重力が釣り合うものとして水路内の平均流速(粗度なし)を求め、魚類の遊泳に十分と考えられる水深 10~15cm 程度において、平均流速がアユの巡航速度である 30~60cm 程度以下に収まるよう設定したものである。試算での球および円筒での抗力係数は無限領域内の値として与えられている実験結果を用いている。

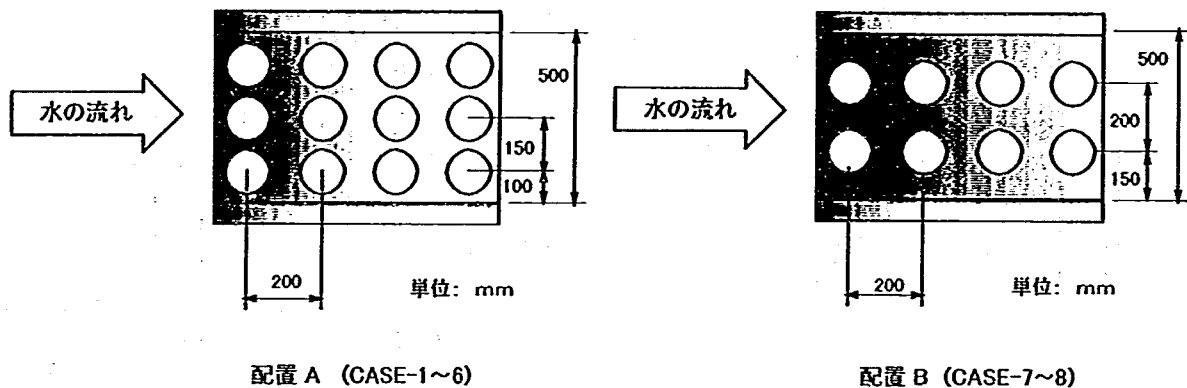


図-2 粗度の配置

遡上実験はアユの遡上性を考慮し、午後 4:00~翌午前 9:00 の間に実施した。これまで水工水資源研究室において実施した実験結果によれば、アユは日没および日出を挟む時刻、特に日出付近に遡上活動が活発化する事が示されており、今回の観察でも同様の結果が得られている。実験時間の午後 4:00~午前 9:00 はこのことを考慮した設定であり、実験は午後 3:00 にあらかじめ 100 尾程度のアユを水路下流のプールに放流し、放流時のストレスを緩和するため 1 時間プール内で遊泳させた後ゲートを開放し、遡上実験の開始とした。なお、遡上魚の捕獲は実験終了時刻の午前 9:00 のみに実施しており、遡上したアユの内、実験中に降下するものが観察されている。しかし、降下したアユの追跡は困難であるため、実際にはこれより多くの個体の遡上があったことが推察されるが、遡上個体数は午

前 9:00 において上流端プールで遊泳している個体数とした。なお、今回の実験で用いたアユは、体長 3.8~12.4cm、体重 0.45~13.51g の養殖魚である。

3. 実験の結果

図-3 に各ケースの遡上率および遡上魚と実験魚全体の体長分布を示す。

粗度形状が球の場合、遡上率は水深の影響を大きく受け、水深 10cm では 70% 近くの遡上率が得られるとともに、実験魚全体と遡上した魚の体長分布がほぼ一致するのに対し、水深が球径より大きい 15cm では、遡上率が 18% と非常に小さく、かつ、遡上したアユの大半が 9cm 以上の比較的大きな個体となっていることがわかる。後にも示すが、水深が球径より大きくなれば流速が急激に大きくなり、このことが小さなアユの遡上に影響したと思われる。勿論、今回の実験では球径および配置は固定しており今後いくつかのケースについて検証する必要があるが、球の粗度では魚道として機能し得る水深範囲がかなり限定されることが予想される。

一方、円筒形の場合には、遡上率にばらつきが見られるものの、全ケースを通じ 44~72% の比較的高い遡上率が得られており、水深変化に対してある程度の対応が可能である。CASE-6 は円筒間隔が小さい配置 A で水深が円筒高より高いものであるが、球のケースと異なり、遅い流速領域が円筒高以下の広い範囲に存在するため、64% という比較的高い遡上率が得られたものと思われる。実際、遡上時の観察によれば、アユは円筒間を主体に遡上しており、円筒上方の流速の速い領域については、短時

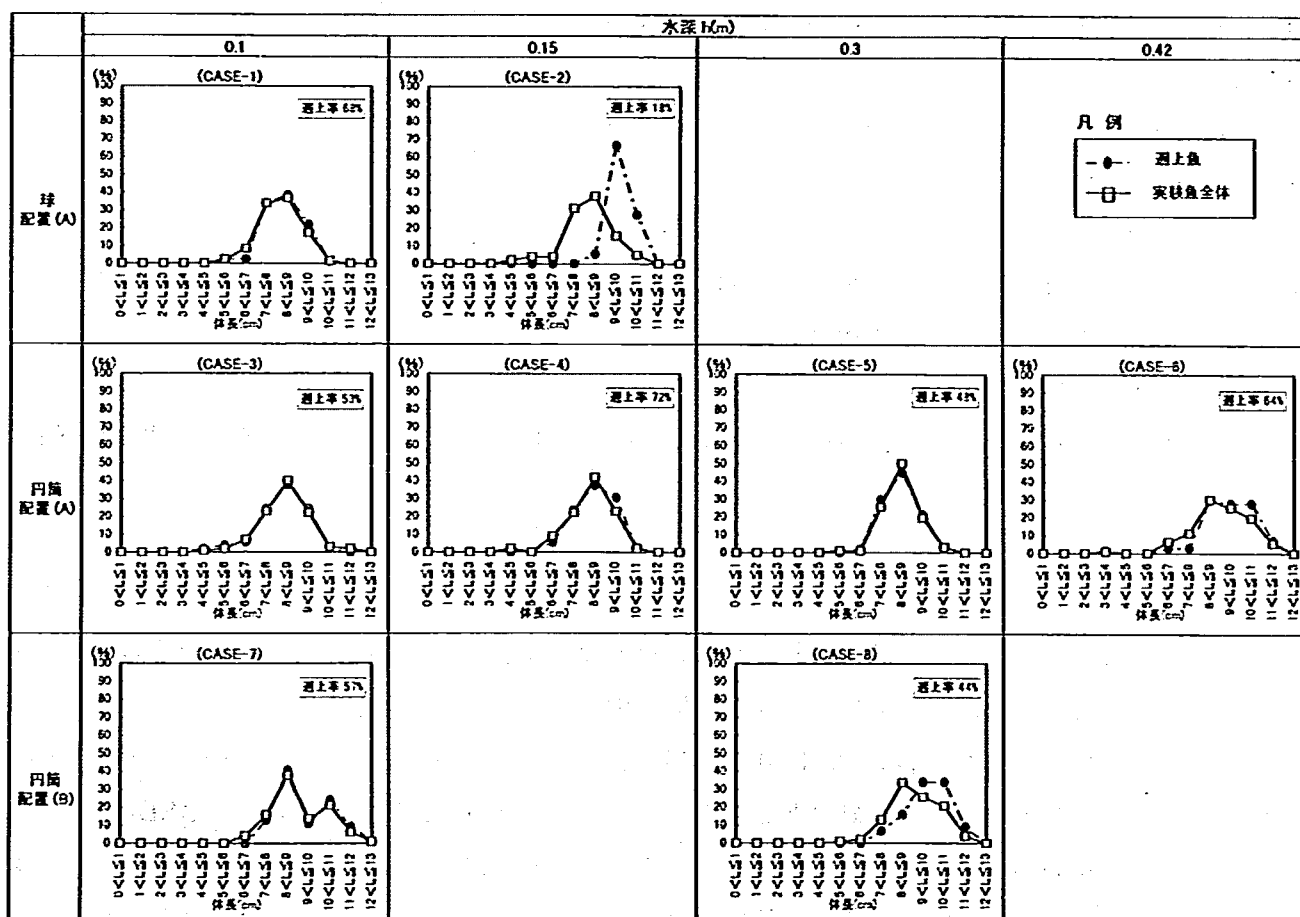


図-3 遡上率および体長の分布

間(短距離)遡上するのみであったことを確認している。円筒間隔が大きい配置 B で水深が円筒高と等しい CASE-8 では、遡上率が 44%と円筒の他のケースと較べて小さくなるとともに、実験魚全体に対し遡上魚の体長が大きい傾向が見られており、流速が速いことの影響を受けていると考えられる。しかしながら、比較的小さいアユの遡上も確認されており、影響はそれほど大きくないと思われる。

図-4には平均流速 $v(=Q/A$; Q は流量、 A は粗度のない断面での流積)と遡上率の関係を示す。先にも述べたように、CASE-6 では水深が円筒より高く、円筒高以上と以下の領域では流速が大きく異なり、アユは主として円筒高以下を遡上している。したがって、CASE-6 については平均流速による評価は問題があると考えられ、今、CASE-6 を除いて考えるものとする。遡上率は v が大きくなるに従って低減する傾向があるが、 0.6 m/s より小さければ比較的高い遡上率が得られていること、 0.6 m/s を超えるとかなり急激に低下していることが分かる。なお、何れの粗度形状、配置においても水深が大きくなれば流速も大きくなる傾向が見られるが、円筒では水深が円筒高より低ければ v の変化は小さく、水深 $0.1\sim 0.3\text{ m}$ において配置 A では $0.2\sim 0.26\text{ m/s}$ 、配置 B では配置 A の約 2 倍の $0.44\sim 0.57\text{ m/s}$ 程度の v となっている。

図-5には、 v より求められるマンシングの粗度係数 n を示す。円筒で水深が円筒高以下の場合、 n は水深の増加に伴い増加する傾向を示しており、円筒による抵抗が水深の増大に伴う流速の増大を抑える方向で作用していることが分かる。また、当然のことながら水深が円筒高より高くなれば n は急激に減少する。また、今回用いた球の水深 0.1 cm での n は円筒の配置 B の場合とほぼ同様の値であった。

4. あとがき

今回の検討は、アユの遡上実験により、水路式魚道の粗度と遡上率の関係を調査した。検討した粗度の内、円筒によるものについては、大きな水位変化に対しても、高い遡上率が得ることが可能と思われ、今後、更に水位変化の追随性や 1/10 勾配等の急勾配水路での適用性などについて検討していきたい。また、今回の実験はアユを対象として実施したものであるが、円筒を用いた CASE-3~6 の実験では、オイカワの幼魚や底生魚であるウキゴリの混入があった。これらは全数の遡上を確認しており、本形式の魚道が底生魚などの他の魚種についても有効であることが期待でき、これについても今後検証していきたい。

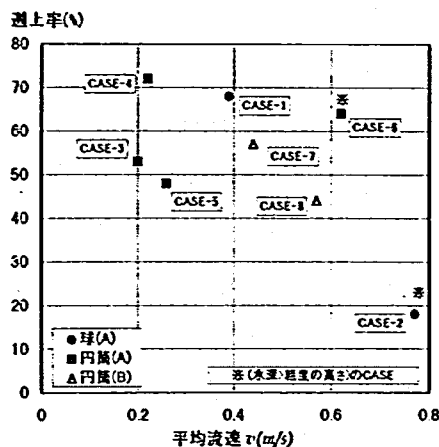


図-4 平均流速 v と遡上率の関係

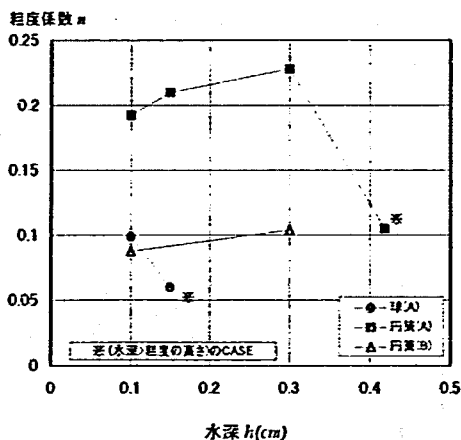


図-5 水深とマンシングの粗度係数の関係

実時間洪水予測のための分布型流出モデルの開発

河川部 水文研究室 鈴木俊朗

1. まえがき

従来、洪水予測や河川計画のための流出解析には、流域を支流域ごとにブロック分割してモデル化する集中型モデル(concentrated model)が用いられている。しかし、集中型モデルでは流域内の局所的土地利用変化や地形改変の影響、及び降雨の面的分布等を考慮したきめ細かい流出解析を行い難い。一方で、近年レーダ雨量計やリモートセンシング技術により観測された、降雨や流域状況についての面的情報の入手が可能となるとともに、流域の地形、土壌及び土地利用等のGIS情報も整備されてきており、これらを流出解析に有効活用できるようになってきた。

こうした課題と現状に応える一つの手段として、流域特性の面的分布を反映させ、かつ流出の主要な物理機構を取り入れた分布型モデル(distributed model)の導入が考えられている^{1) 2) 3)}。ただし分布型モデルでは、同定すべきパラメータ数が増えることや、モデルが複雑になると計算所要時間が長くなり水文予測実務への適用性が低下することが問題点として挙げられる。そこで、国土数値情報を用いてパラメータ同定作業をできるだけ客観化・簡素化するとともに、実河川の実時間洪水予測への活用を念頭に置き、モデル構造を簡素化した実用的分布型モデルの開発を行った。

2. 方法

2.1 分布型流出モデルの構造

今回開発したモデルは、土木研究所が開発した分布型モデル⁴⁾をベースに改良を加えたものである。このモデルは流域をメッシュ分割し、各メッシュにタンク型のモデルを配置してメッシュからの流出量を計算し、この流出を河道モデルに入力して河道追跡を行うものである。

2.1.1 流域モデル

各メッシュに配置する流出モデルは2段タンクモデルとした。上段タンクにより、表面流出、早い中間流出、表面および浅層土壌中の貯留および地下浸透を表現し、下段タンクにより不圧地下水流出、被圧地下水流出、地下水貯留を表現する。上・下段タンクの模式図を図-1に示す。

上段タンクへの流入は降水量 R (mm/時)で、流出は表面流出 Q_{sr} (m³/秒)、早い中間流出 Q_i (m³/秒)および地下水浸透 Q_o (m³/秒)で構成される。基礎式は次の通りである。

$$\begin{aligned} Q_{sr} &= L/n \cdot (h_u - S_{sr})^{5/3} \cdot i^{1/2} \\ Q_i &= A \cdot \alpha_i \cdot f_o (h_u - S_i) / (S_{sr} - S_i) \\ Q_o &= A \cdot f_o (h_u - S_i) / (S_{sr} - S_i) \end{aligned}$$

ここで、 L はメッシュ1辺の長さ、 n は粗度係数、 h_u は上段タンクの水深、 S_{sr} は表面流の発生する水深、 i は導水勾配、 α_i は地下浸透に対する横方向浸透能の比、 A はメッシュ面積、 f_o は最終浸透能、 S_i は中間流の発生する水深である。

下段タンクへの流入は上段タンクからの地下水浸透 Q_o であり、流出は不圧地下水流出 Q_{o1} 、被圧地下水流出 Q_{o2} により構成される。基礎式は下記の通りである。

$$Q_{o1} = A \cdot A_u^2 \cdot (h_L - S_o)^2, \quad Q_{o2} = A \cdot A_o \cdot h_L$$

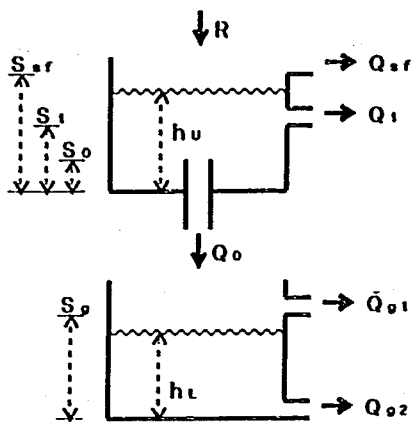


図-1：流域のモデル化

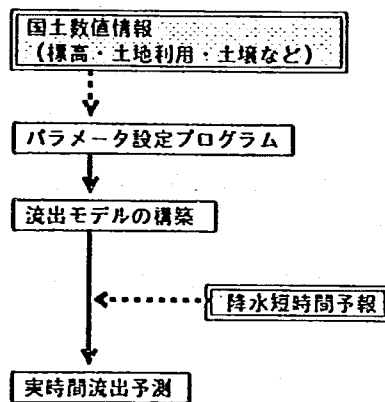


図-2：流出モデル構築から実時間流出予測まで

A_u は流出係数、 h_d は下段タンクの水深、 S_d は不圧地下水流が発生する水深、 A_d は流出係数である。

なお実際のシミュレーションに用いた計算式では、上記の基礎式の単位系を合わせている。

2.1.2 河道モデル

河道流は、各メッシュ中央点を流下方向に結んで河道網を作成し、この河道網上の流れとしてモデル化した。各メッシュからの流下方向は、当該メッシュと隣接メッシュの中央点とを結んだ8線のうち最急下降勾配となる方向を採用し、メッシュ中央点間を結ぶ各河道区間に対して、Kinematic Wave 法を適用した。基礎式は下式の通りで、 Q は流量($m^3/秒$)、 A は通水断面積(m^2)、 x 、 t はそれぞれ距離(m)、時間($秒$)方向の座標、 k 、 p は定数である。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0, \quad A = k Q^p$$

更に Manning 式が成り立ち、河幅が水深に比べ十分に広い場合を仮定して下式のように設定した。

$$k = n^{3/5} \cdot i^{-3/10} \cdot B^{2/5}, \quad p = 3/5$$

n は粗度係数($m^{-1/3} \cdot 秒$)、 i は導水勾配、 B は河幅(m)である。

また、多くの実河川におけるデータにより裏づけられている水理幾何学⁵⁾の関係式 $B \propto Q^b$ (b は定数)をもとに、更に Q が流域面積 A' (km^2)の指数乗に比例すると仮定し、下式の通り設定した。

$$B = c A'^d \quad (c, d \text{ は定数})$$

2.1.3 治水ダムモデル

治水ダムモデルには各ダムごとの操作ルールを反映させる必要があるが、今回は初期貯水量を $0m^3$ 、貯水可能量を治水容量の全量とし、満水に達するまで洪水開始前の放流量を維持しつつ貯水し、満水後は流入量と同量を放流するものと仮定した。

2.2 分布型モデルの構築

流域モデルのパラメータは、できる限り物理性を反映させつつ、国土数値情報を利用して設定することとした。従って、パラメータ設定手法を確立してパラメータ設定プログラムを作成すれば、国土数値情報をパラメータ設定プログラムに入力するだけで流出モデルを構築できるようになる。これによりパラメータ設定過程を簡素化かつ客観化できるとともに、例えば流域の土地利用変化等の影響を事前評価する流出モデルの構築も、その変化に対応する国土数値情報を仮定してパラメータ設定プロ

グラムに入力する作業となる。図-2にモデル構築から実時間流出予測までの流れを示した。

分布型流出モデルのメッシュ分割は、国土数値情報と降水短時間予報のメッシュ分割仕様および計算時間を考慮し、国土数値情報第3次区画(約 $1 \times 1 \text{ km}$)に合わせた。これにより落水線図の作成やモデルパラメータの同定に国土数値情報を活用できるとともに、気象庁の降水短時間予報値(メッシュ境界は国土数値情報のそれと重なっている)をそのまま入力値として利用することが可能となる。

2.3 富士川流域におけるケーススタディ

2.3.1 富士川モデルのパラメータ設定

モデルパラメータは、小流域における分布型流出モデルの構築例⁴⁾を踏まえ、土地利用・表層土壌毎にパラメータ値の大小関係を考慮して一次同定した。上段タンクの L はメッシュ1辺のおよその長さの 1.0 km に、 i は落水線の勾配値に設定した。また S_{er} 、 S_i 、 S_o 、 f_o 、 α_i 、 n は、国土数値情報の土地利用データを用い、土地利用別に設定した。また下段タンクの S_o 、 A_o 、 A_e についても、国土数値情報の表層土壌データを用い、表層土壌別に設定した。河道モデルの i も落水線の勾配値に設定し、 n は $0.035(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{秒}^{-1})$ 、 c は 7.0 、 d は 0.5 に設定した。なお、今回は全河道区間について一律の値を用いた。治水ダムモデルとしては、治水容量を有するダムとして大門ダム($3,600 \text{ 千m}^3$)、広瀬ダム($14,300 \text{ 千m}^3$)、荒川ダム($10,800 \text{ 千m}^3$)、芦川ダム($2,220 \text{ 千m}^3$)の4ヶ所を組み込んだ。

2.3 富士川流域を対象としたケーススタディ

シミュレーションは、1995年台風12号による降雨時(9/13 0:00~9/19 23:00)の北松野地点(流域面積 $3,536.0 \text{ km}^2$ 、河口からの距離 10.5 km)における流量を対象とした。各メッシュのタンクモデルの上段および下段タンクの初期水深は、降雨開始前の流量の計算値と実績値とを比較し、 h_u は $0.0(\text{mm})$ に、 h_l は $100.0(\text{mm})$ にそれぞれ設定した。これらも、今回は全メッシュについて一律の値としている。入力データは、次の4通りの降雨データを用いた。

- (1) レーダアメダス合成図
- (2) 時刻 t 時までのレーダアメダス合成図+時刻 t 時における1時間後の短時間降雨予報値
- (3) 時刻 t 時までのレーダアメダス合成図+時刻 t 時における1~2時間後の短時間降雨予報値
- (4) 時刻 t 時までのレーダアメダス合成図+時刻 t 時における1~3時間後の短時間降雨予報値

3. 結果

3.1 計算所用時間およびモデルの適合度

実測流量($H-Q$ 換算)およびレーダアメダス(2.3の(1))を入力した計算流量を図-3に示す。7日の流出計算に要した時間はWS(SuperSPARC+, 50MHz)上で1.5分程度であり、実時間流出予測への適用上問題ないと考えられる。一方、モデル適合度は現状では最適とはいえない。これは、今回のモデルパラメータが一次同定段階の値であるためで、現在更にパラメータの最適化を進めている。

3.2 降水短時間予報の適用性

2.3の(1)、(2)~(4)をモデルに入力して計算流量、予測流量(1~3時間後)を計算し、次に水位上昇期間(9/16 12:00~9/17 12:00)について表-1の通り誤差2乗平均値を計算したところ、実測流量に対する計算流量の誤差2乗平均値に比して、計算流量に対する予測流量の誤差2乗平均値は大幅に小さい値となった。このことから、モデル適合度を向上すれば予測精度も更に高まるものと予想され、

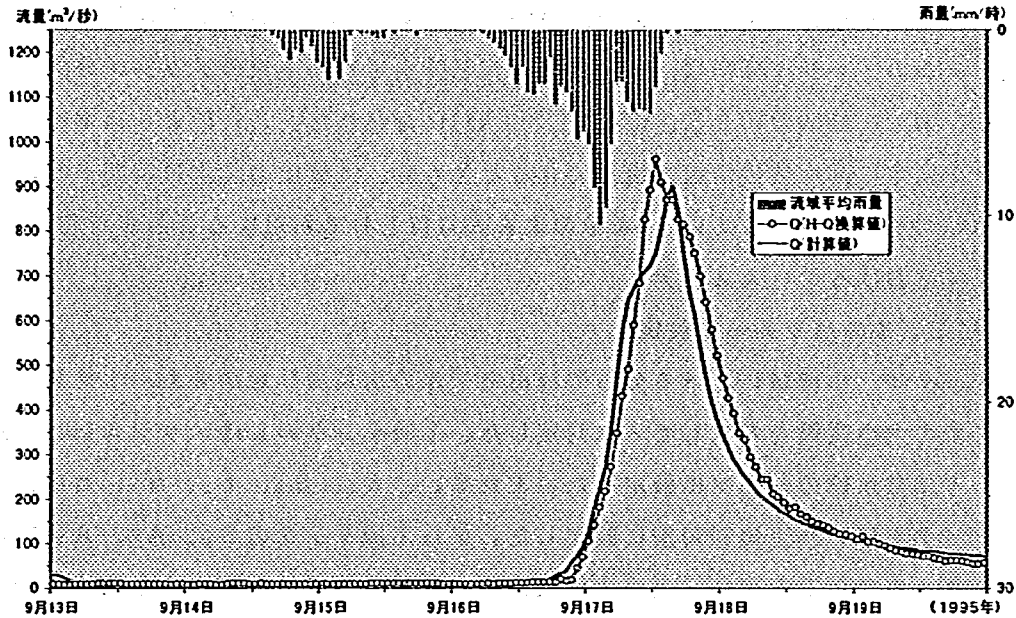


図-3：北松野地点における実測流量と計算流量

	計算流量	1時間後予測流量	2時間後予測流量	3時間後予測流量
対 実測流量	6955.66	6963.51	7379.55	10417.91
対 計算流量	---	1.09	41.82	841.88

表-1：計算流量および予測流量の誤差の2乗平均値

富士川下流域を対象とした実時間洪水予測への降水短時間予報の適用性は高いと考えられる。

これは、富士川下流部までの洪水流下時間が、予測降雨のリードタイムに比べて充分長いためと推察される。洪水流下時間は、流域面積や土地被覆等の流域の水文特性と、雨域の分布特性に依存するので、今後はこれらの特性値と予測精度の関係について調査を進めることも必要である。

4. まとめ

流域特性の面的分布を考慮し、かつ流出の主要な物理機構を反映させた分布型流出モデルを開発し、富士川流域を対象としたケーススタディを行った。国土数値情報をモデル構築に活用することで、モデルパラメータ同定作業の客観化、簡素化を図るとともに、実河川における実務水文予測への応用の観点からモデル構造を簡素化し計算所要時間の短縮を図った。

今後は3.の結果および考察を踏まえ、流出モデルの適合度を高めるために下記の(1)~(4)を行うとともに、分布型流出モデルを用いて実時間流出予測システムを構築するために(5)を行うこととしたい。

- (1) 富士川流域においてパラメータ設定手法を確立する
- (2) ダムによる洪水調節をより現実に即した形で取り込む
- (3) パラメータ設定手法を他流域に適用し、適合度を調査する
- (4) 洪水流下時間が流出予測精度に及ぼす影響を調査する
- (5) 降水短時間予報値の実時間受信データを用いて実時間流出予測を実行する

参考文献

- 1) Bathurst, J.C.: Physically Based Distributed Modeling of an Upland Catchment Using the System Hydrologique Européen, J. Hydrology, vol. 87, pp. 71-102, 1991.
- 2) Beven, K., Calver, L. and Morris, K.M.: The Institute of Hydrology Distributed Model, Technical Report, No. 88, Institute of Hydrology, Wallingford, 1987.
- 3) Yoshino, T.: Areal Modeling using Remote Sensing Data and GIS, Report for the WHO 10th session of the Commission of Hydrology, 1991.
- 4) 吉野文雄, 吉谷純一, 堀内輝亮: 分布型流出モデルの開発と実流域への適用, 土木技術資料 32-10, pp. 51-59, 建設省土木研究所, 1999.
- 5) 高山茂美: 河川地形, pp. 117-118, 共立出版, 1974.
- 6) 中野秀章: 森林水文学, p. 53, 共立出版, 1976.

小規模下水道の管渠設計・施工に関する調査

下水道部下水道研究室 小川文章

1. まえがき

全国下水道普及率が50%を越え、下水道の整備対象が中小市町村へシフトしてきている。下水道施設の建設費のうち管路施設の建設費は全体の7～8割¹⁾を占めており、今後中小市町村における小規模下水道事業の進展を図るためには敷設コストを低減させることが必要である。本研究は、管路施設の既存の設計・施工法を再検討し、コスト低減が可能となる方法を提案しようとするものである。はじめに、小規模管路施設に求められる規模や形態等を明らかにするため、都道府県が策定した全県域污水適正処理構想を集計整理した後、工事延長の大半を占める開削工事を対象として、コスト削減が必要な部位を抽出分析した。

2. 全県域污水適正処理構想の集計整理

(1) 全体の傾向

構想策定済みの16府県のうち、処理区域毎の事業種、人口、面積などが明示されている12県について集計整理をおこなった。総処理区数は7,435箇所である。図-1に示すように、人口や面積では公共下水道が全処理区の80%前後を占め、処理区数では農林漁業集落排水事業が73%を占める。また、1処理区当たりの平均規模は、表-1に示すように、面積、人口は公共下水道が大きく、人口密度はコミプラ等が大きい。

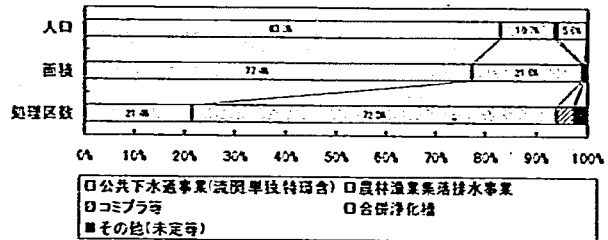


図-1 事業別割合

表-1 1処理区当たりの平均規模

	公共下水道事業 (流渠・単独・特設)	農林漁業 集落排水事業	コミプラ等	その他(未定等)
処理区面積(ha/処理区)	43.1	36	14	28
処理区人口(人/処理区)	14,035	533	559	347
人口密度(人/ha)	31.0	25.8	54.1	55.0

処理区面積(図-2)は、公共下水道は小規模な特定環境保全公共下水道から大都市の下水道までを含むため、平均的に分布している。一方、農林漁業集落排水事業、コミプラ等では100ha以下の規模のものがほとんどを占め、特に10～20haの規模が多い。処理区人口(図-3)は、公共下水道では半数以上が3,000人以上の規模であるのに対し、農林漁業集落排水事業は採択基準の目安である1,000人以下のものが約8割を占め、なかでも100～200人の規模が多い。処理区人口密度(図-4)は、公共下水道では25～30人/ha、農林漁業集落排水事業では15～20

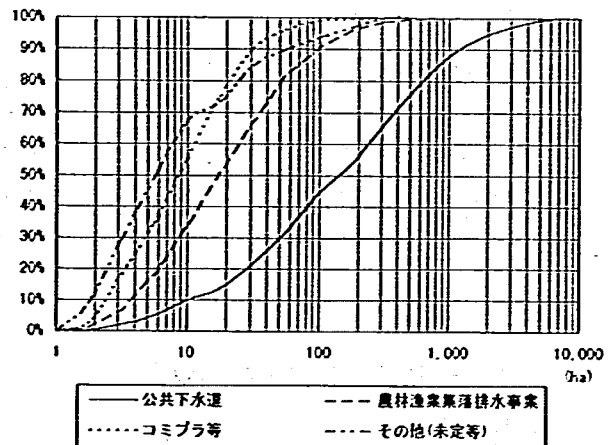


図-2 累積分布図(処理区面積)

人/ha、コミプラ等では30~35人/haの処理区が多い。

(2) 公共下水道処理区の種類別特性

公共下水道処理区は処理場の有無や設置区域の違いにより、流域関連、単独、特定環境保全公共下水道の3種類に分類することができる。表-2にこれらの面積、人口、人口密度の平均値及び標準偏差を示す。

人口、人口密度の平均値は単独処理区で最も大きく、面積の平均値は流域関連処理区で最大であった。一方、特定環境保全公共下水道の人口、面積の平均値は他より1オーダー小さいが、人口密度に関してはほぼ等しい。

(3) 小規模処理区のタイプ別分類

地形特性が大きく異なる茨城県と群馬県の処理人口10,000人以下の小規模処理区を、集落特性や家屋分布形態別に分類した。それらを最終的に3つのタイプに整理したものを表-3に示す。

主に都市近郊集落から成る処理区は、人口、面積、人口密度がいずれも大きく、業種は公共下水道(特環含)が多い。一方、都市域から離れ、農業集落から山間集落へ移るにつれて、処理区の規模は小さくなり、農業集落排水事業が増加する。ただし、人口密度は山間集落でも10~20人/haと、農業集落と大差がない。この理由として、山間集落では土地の制約から、比較的狭い地域に家屋が密集して存在しているためと考えられる。

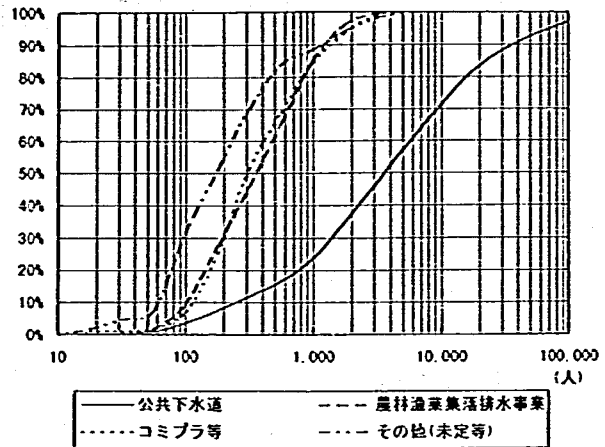


図-3 累積分布図(処理区人口)

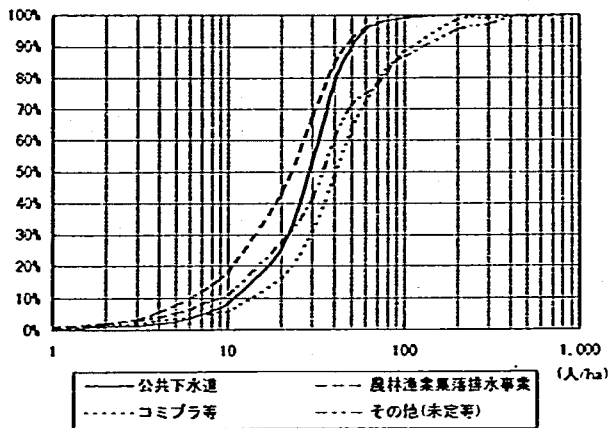


図-4 累積分布図(処理区人口密度)

表-2 公共下水道の種類別諸元

	人口(人)		面積(ha)		人口密度(人/ha)	
	平均	標準偏差	平均	標準偏差	平均	標準偏差
流域関連	21,545	20,347	790	657	25.5	9.5
単独	26,150	28,640	725	714	34.1	13.7
特定環境	2,344	1,821	99	83	31.5	12.8

表-3 小規模処理区域のタイプ別分類

集落の性格	地形条件	家屋分布形態	人口規模(人)	人口密度(人/ha)	面積規模(ha)	主要事業種
都市近郊集落	平地	密居	1000~数万	20~40	100~5000	公共下水道、特環
農業集落	平地	集居	~3000	10~20	~300	農業集落排水、特環
山間集落	山間地	集居	~1000	10~20	~200	農業集落排水

3. 管路施設のコスト削減要因の調査

(1) 調査項目

開削工法による枝管敷設工事のコスト削減可能性を検討するため、コストが割高な部位とその削減可能性を調査した。調査項目は、以下の通りである。

1) 検討対象部位の抽出

コスト削減が必要な管路施設の部位を把握し、調査対象の絞り込みをおこなう。

2) コスト削減要因の検討

現行の施工法のコストアップ要因を把握する。

(2) 調査結果

1) 価値分析 (VE) による検討対象部位の抽出

価値分析 (VE) の手法²⁾を用いて、管路を構成する基本的な部位 (管渠、マンホール、取付管、ます) ごとに、必要な機能に対するコストの評価を行った。VEでは、コスト (C) に対する機能 (F) を「価値 (V)」($=F/C$) と定義しており、この C/F が高いほど相対的にコストが高いことを意味する。コスト算出にあたっては、管渠、マンホール、取付管、ますの4部位を含む8件の工事の平均値を用いた。またFには、下水道関係者20人 (うち有効回答18人) が一対比較法で求めた各部位の重要度 (%) を用いた。以上より求めた各部位の工事費シェア、重要度及び C/F を表-4に示す。なお、工事費シェアでは、管路機能に関係しない要因でコストが変化する付帯工を除外している。結果として、管路施設のうち、「管渠」がその機能に対してコストが高い評価となっている。このため、何らかの管渠敷設コストの削減が必要である。

一方、マンホールと取付管は評価者により、その評価程度に差があった。これは、マンホールの機能評価が両極端に分かれ、それに追従するかたちで取付管の評価も変動したためである。マンホールの機能としては、第一に「地上と管渠を結ぶ」ことが挙げられるが、実際には段差、方向・勾配・管径の変化点、また会合点等において「流れを円滑」にしたり、維持管理作業のために「人を入れる」スペースとしての機能も果たしている。マンホールの評価程度の違いは、これらの機能をどのように評価するかの違いとなって現れたとみられる。

以上の結果から、主として「管渠」をコスト削減の検討対象とした。

2) 管渠コスト削減要因の検討

① 管路敷設コストの影響因子

「管渠」部位に着目し、敷設コストへの影響因子を検討した。現行の開削工法の設計手法と積算法に基づくと、管渠敷設コストへの影響因子及びそれらの主要費目への影響関係は、表-5に示すようになる。

ここで、コスト割合が特に高い仮設的作業に着目し、最大の影響因子となっている掘削幅と掘削深 (土被り) が土工コストに及ぼす影響を検討した。なお、掘削深の仮設工 (土留工等) への影響を除き、両因子の他のコストへの影響は特にない。

② 掘削幅および掘削深 (土被り) の影響

図-6(a)は、掘削幅が大きくなるにつれ、最小掘削幅 (0.7m) の場合と比べ、どの程度土工コストが上昇するかをいくつかの土被りについて算定したものである。また図-6(b)は、土被りが大きくなる

表-4 部位別のコスト評価

部位名	工事費シェア (%) (C)	重要度 (%) (F)	(C) / (F)
管渠	74.8	48.3	1.55
マンホール	17.3	25.1	0.69
取付管	5.8	18.8	0.31
ます	3.0	16.7	0.18

表-5 管渠コストへの影響因子および試算上の条件一覧

影響因子	費 目				試算の設定条件一覧
	土工	管布設工	仮設工	付帯工	
管種	○	○	○	○	BP, VU, FRP, ポリエチレン管
管径	○	○		○	200~1350mm
土被り	○	○	○		1.00~5.00m 0.5m
土質条件			○		粘性土、砂質土
管基礎形式	○	○	○	○	選定条件：砂基礎、7/7材基礎
掘削深	○		○		選定幅 : 1.32~2.91m
掘削幅	○	○	○	○	選定幅 : 0.70~7.01m
仮設工法	○	○	○	○	選定条件：簡易土留~鋼矢板

につれ、最小土被り(1.0m)の場合よりも、どの程度土工コストが上昇するかをいくつかの掘削幅について算定したものである。

図-6(a)から、掘削幅が1.45m以下、土被り2m以下であれば、土工コストの上昇は最大でも1.28倍に抑制され、増加傾向もみられない。一方、図-6(b)から、土被りが1mから2mになると土工コストは1.62~1.74倍に上昇する。また、図-6(a)から、掘削幅が0.7mから2.05mになると土工コストは1.78~2.34倍、図-6(b)から、土被りが1mから3mになると土工コストは1.83~2.48倍になる。

したがって、土工コストへの影響は、土工量が大い場合には土被りの方が掘削幅よりも若干大きな影響が出る程度であるが、枝管工事のように土工量が小さい場合には、土被りの影響の方が顕著になる。このため、土被りをできるだけ抑制することが求められる。特に、掘削幅0.7~1.45m(現行の積算基準では塩ビ管φ200mm~鉄筋コンクリート管φ600mmの管布設時掘削幅に相当)のもとで土被りを2m以下にすることができれば、土工コストへの影響を小さくすることができる。

4. まとめ

全県域汚水適正処理構想の集計分析より以下の知見が得られた。

- ①全事業種を含む小規模処理区では、面積10~20ha、処理区人口100~200人、人口密度20~25人/haのカテゴリーに含まれるものが最も多い。
 - ②一般に、都市中心部から離れるにつれ、処理区の人口、面積、人口密度は小さくなり、特定環境保全公共下水道や農業集落排水事業が多くなる。
- また、管路施設のコスト削減要因の調査より以下の知見が得られた。
- ③必要とされる機能に対する現状のコストから、管路施設の部位のうち、特に管渠のコスト削減が求められる。
 - ④管渠敷設工事では、土工や土留工などの仮設的作業の低減が求められる。特に、枝管工事のように土工量が小さい場合には、掘削幅よりも土被りの影響が顕著になるため、土被りをできるだけ抑制することが必要である。

今後は、本年度の調査で得られた処理区特性やコスト削減要因等を参考にしながら、小規模管路施設の設計・施工方法の再検討を行う予定である。

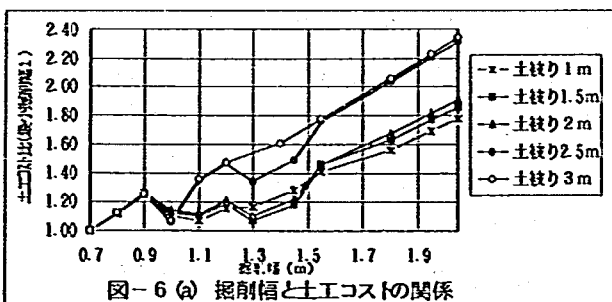


図-6(a) 掘削幅と土工コストの関係

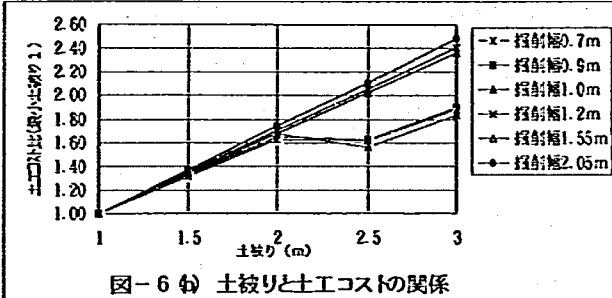


図-6(b) 土被りと土工コストの関係

- <参考文献> 1) 田中、北川：下水道施設の維持管理・更新費の低減手法に関する調査、平成5年度下水道関係調査研究年次報告書、土木研究所資料第3294号、平成6年10月
- 2) 田中雅康、VE(価値分析)－考え方と具体的な進め方、マネジメント社

置の運転は、消化槽内を常時器内ガスで攪拌するとともに、1日1回所定量の汚泥の引き抜きと投入を行った。実験に用いた最初沈殿池汚泥は、K下水処理場から採取したものである。実験における試料の分析方法は下水試験方法（1984年版）によった。

3. 2 嫌気性消化による病原性微生物の不活性化に関する実験

実験は、3. 1 実験中の35℃(中温嫌気性消化)と55℃(高温嫌気性消化)の違いによる病原性微生物の不活性化の程度を調べた。病原性微生物の不活性化の程度は、投入汚泥と消化汚泥中の病原性微生物を計数することにより比較した。調査対象とした細菌は、糞便性大腸菌群、サルモネラ菌、腸球菌である。測定方法を表-1に示す。

表-1 病原性微生物の検出方法

細菌名	測定方法
糞便性大腸菌群	Standard Methods for Examination of Water and Wastewater, Part 9221 E, 18th edition, American Public Health Association, Washinton, DC, 1992.
サルモネラ菌	Standard Methods for Examination of Water and Wastewater, Part 9260 D, 18th edition, American Public Health Association, Washinton, DC, 1992.
腸球菌	下水試験方法(1984) 日本下水道協会 第2編 生物学的試験 第9節 腸球菌群

4. 実験結果及び考察

4. 1 最初沈殿池汚泥の嫌気性消化特性

本実験の平均的な消化成績を表-2に示す。図-2は消化温度と消化率、消化ガス発生率及び消化槽内の揮発性脂肪酸(VFA)濃度の関係を示したものである。

消化率やガス発生率は、消化日数10日のケースでは、35℃のケースが最も良く、消化温度を高く設定するほど低下するものであった。そして、消化率やガス発生率が低い程、揮発性脂肪酸が多く蓄積していた。しかし、消化日数を20日に設定したケースでは、消化温度55℃の消化成績は、10日の場合に比べて格段に向上していた。

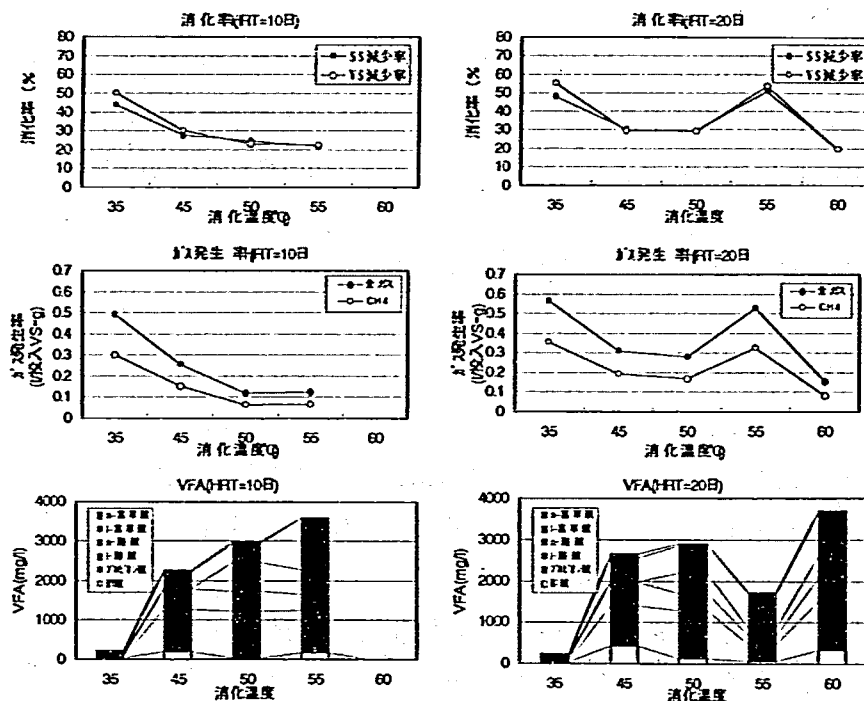


図-2 消化温度と消化率、消化ガス発生率及び消化槽内揮発性脂肪酸の関係

本実験からは、最初沈殿池汚泥の嫌気性消化は、消化温度35℃が最も良い条件と考えられた。しかし、消化温度が55℃、消化日数20日の結果は、高温域での消化の可能性を秘めたものであり、今後、この領域の酸発酵とメタン発酵の関係を詳細に調べる必要がある。

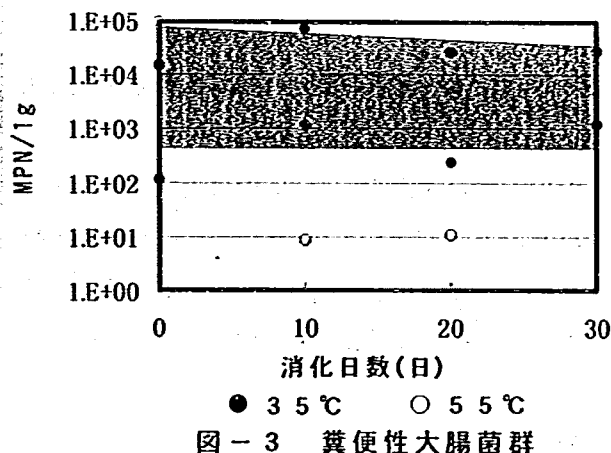
表-2 最初沈殿池汚泥の嫌気性消化・連続実験による平均的な消化成績

消化温度	(℃)	35			45		50		55		60		
消化日数	(日)	10	20	30	10	20	10	20	10	20	10	20	
投入汚泥	TS(g)							273					
	VST(g)							803					
	SS(g)							248					
	VSSSS(g)							814					
消化汚泥 ↓ 溶解性	pH	6.98	7.08	7.15	7.00	7.08	6.98	6.98	6.98	7.28	6.98	6.98	
	M-77/78(mgCaCO ₃ /g)	216	230	240	198	214	183	189	189	210	194	186	
	TS(g)	161	148	121	206	204	220	203	230	155	235	251	
	VST(g)	685	666	671	742	757	765	765	742	661	752	746	
	SS(g)	140	129	104	179	173	187	174	194	122	200	211	
	VSSSS(g)	683	662	670	742	756	770	769	742	630	744	730	
	TOC(mg)	287	288	261	140	156	182	160	162	120	217	228	
	DOC(mg)	477	487	500	294	318	263	273	238	425	214	208	
	NH ₄ -N(mg)	461	519	558	600	688	704	675	668	668	370	77	
	PO ₄ -P(mg)	201	21	191	27	370	316	211	357	208	341	32	
	酢酸(mg)	325	376	336	181	425	454	132	167	449	388	531	
	7日分(mg)	310	298	294	108	988	1176	1186	1076	429	1188	888	
	1日分(mg)	204	599	329	523	588	500	413	413	208	548	588	
	n-ブタン(mg)	210	306	225	197	175	731	494	620	188	536	538	
	i-ブタン(mg)	453	510	230	411	576	460	672	1308	830	1074	1124	
	n-ヘキサン(mg)	685	176	503	478	803	514	519	169	239	250	70	
	TVA(mg)	227	219	192	2661	2692	2983	2908	3696	1721	3688	3688	
消化ガス	全ガス発生量投入VS-g	0.466	0.566	0.466	0.256	0.31	0.118	0.279	0.127	0.558	0.156	0.138	
	CH ₄ 発生量投入VS-g	0.302	0.363	0.312	0.156	0.191	0.0619	0.109	0.0678	0.325	0.0830	0.071	
	CH ₄ (%)	610	624	630	608	625	524	606	534	616	532	51	
	CO ₂ (%)	37.7	36.7	36.1	36.1	34.4	39.3	39.3	40.0	37.5	39.0	37	
消化率	TS減少率(%)	41.1	46.9	56.7	24.4	25.2	19.3	25.7	22.3	53.3	13.9	82	
	SS減少率(%)	43.5	48.0	58.1	27.7	30.2	24.6	29.7	21.7	50.7	19.4	150	
	VSS減少率(%)	49.9	55.1	62.9	30.2	29.5	23.2	28.9	22.3	53.3	19.4	148	

4. 2 嫌気性消化による病原性微生物の不活性化

3. 1実験において消化が順調に進行していた35℃(中温嫌気性消化)と55℃(高温嫌気性消化)の条件から、病原性微生物の不活性化の程度を調査した。調査回数は、約1ヶ月間隔の2回である。

糞便性大腸菌群の結果を図-3に示す。中温嫌気性消化汚泥中の糞便性大腸菌群数は、消化日数によらず10²~10⁴MPN/gオーダーであった。これに対し、高温嫌気性消化汚泥中の菌数は、10⁰MPN/gオーダーであり、高温嫌気性消化することにより菌数が顕著に減少することがわかる。腸球菌の結果を図-



4に示す。腸球菌は、中温嫌気性消化では、 $10^2 \sim 10^5$ MPN/gオーダーであり、高温嫌気性消化すると、 10^0 MPN/gであった。サルモネラ菌の結果を図-5に示す。サルモネラ菌は、中温嫌気性消化では、 $1.8 \sim 30$ MPN/4gであったが、高温嫌気性消化では、 1.8 MPN/4g以下であった。以上のことから、病原性微生物の不活性化は、高温嫌気性消化が有効であることがわかった。

以上の結果を、表-3に示した米国の病原性微生物に対する規制 (EPA PART503) から評価すると、糞便性大腸菌については、中温嫌気性消化だけでは、クラスAレベルまで達しないが、高温嫌気性消化することにより、クラスAを十分に満足するレベルまで達する。サルモネラ菌についても、中温嫌気性消化だけでは、クラスAレベルは得られないが、高温嫌気性消化することによりクラスAを満足するレベルまで達した。

5. まとめ

(1) 最初沈泥池汚泥の嫌気性消化は、 35°C の中温嫌気性消化において安定した処理が行えた。しかし、 55°C の高温域においても消化日数を20日程度にすれば消化成績は良くなる。

(2) 病原性微生物の不活性化には、高温嫌気性消化が有効であった。

以上の実験結果から、最初沈泥池汚泥を 55°C 付近において、安定して嫌気性消化できる条件を確立することにより、エネルギー回収と病原性微生物の不活性化が同時に可能なことが示された。

【参考文献】

金子光美：水質衛生学，報堂出版，pp. 229-252，1996

渡部春樹：下水汚泥の利用と処分に關する米国EPAの規制，再生と利用，Vol. 17, No. 64, pp. 46-52, 1994

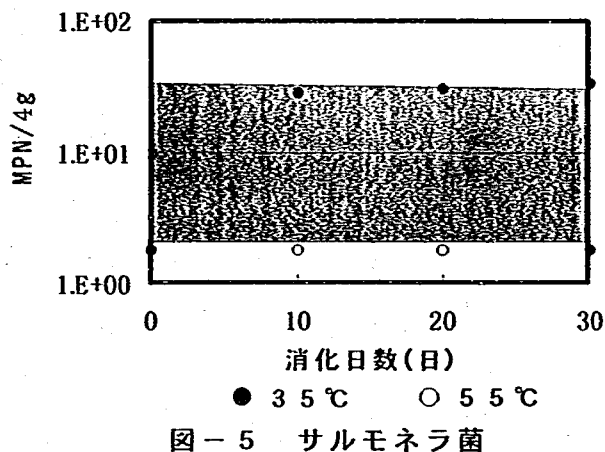
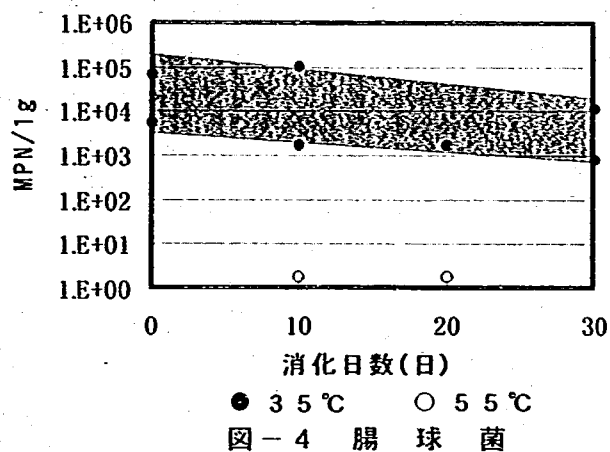


表-3 病原性微生物に対する米国の規制

クラス	パラメーター	規制値
クラスA	糞便性大腸菌群 Fecal coliform	1,000 MPN/g DS以下
	サルモネラ菌 Salmonella sp.	3 MPN/4g DS以下
	腸内ウイルス Enteric virus	1 PFU/4g DS以下
	生きている寄生虫卵 Viable helminth ova	1個/4g DS以下
クラスB	糞便性大腸菌群 Fecal coliform	2,000,000 MPN/g DS以下

1. まえがき

最近、農業用ため池やダム堤体等の遮水材料として土木用遮水シート（ジオメンブレン）の利用可能性が注目されている。ジオメンブレンをほぼ池全域に敷設して貯水などに供しているため、被覆面積に応じたジオメンブレン枚数が必要になり、接合部が生じる。また、ジオメンブレンを高水圧のかかる場所に利用する場合には、突き破りによる損傷を生じ、ジオメンブレンの遮水性を損なうことがある。そのため、ジオメンブレンをダム・貯水池等の高水圧の作用する重要施設の遮水材料として利用する場合に、安全性に充分留意した適切な材料の選定方法、構造設計・施工法を検討する必要がある。

2. 目的

現在、ジオメンブレン被覆面積のうち接合部は、溶着をしているが、多大な時間と労力がかかるため、溶着のない重ね合わせで対応できないかといった施工の合理化の検討が行われている。また、万一ジオメンブレンの破損が生じたときの安全対策として、突き破りに対する保護材としてジオメンブレンとベントナイトシートを併用する方法が注目されている。本研究では、ベントナイトシートを併用し、接合部を重ね合わせで対応する新しい遮水構造に関する提案を行うため、大型耐水圧試験装置を用いてジオメンブレンの材質と敷設構造に関する検討を実施した。

3. 試験結果

3.1 重ね合わせ幅を変化させた場合の耐水圧試験

試験方法は図-1に示すような直径 0.6m、高さ 0.15m の円形の銅製円筒を垂直に重ねた大型耐水圧試験装置を用いた。試験方法は、容器内に下地地盤材料、ジオメンブレン、上載地盤材料の順にセットし、上部円筒と下部円筒の間より漏水がないようにボルトを用いて固定し、容器内に上下部から注水し

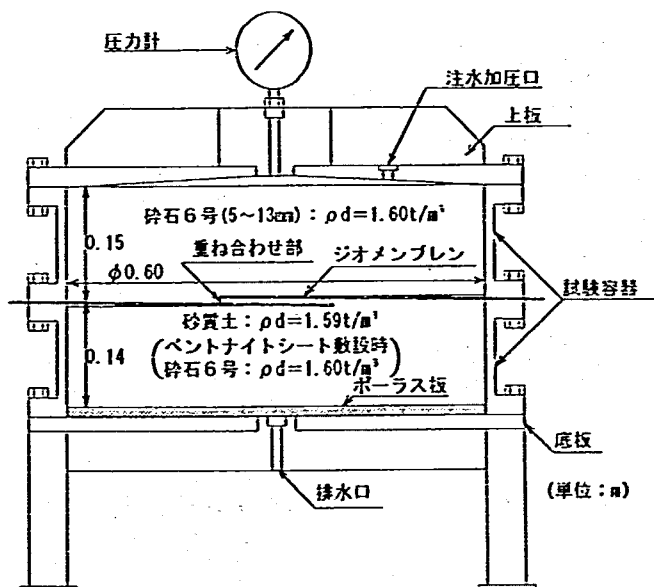


図-1 大型耐水圧試験装置

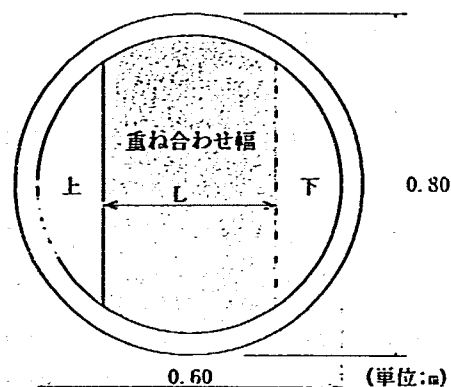


図-2 ジオメンブレンの重ね合わせ

飽和させた。試験に用いたジオメンブレンは、現在市場に出回っている代表的な合成ゴムシート（厚さ 1.5mm）、アスファルトシート（厚さ 1.5mm）、塩化ビニルシート（厚さ 1.5mm）の 3 種類及び特殊なジオメンブレンであるベントナイトシート（厚さ 5mm）である。図-2 に示すように供試体は重ね合わせ幅が供試体中央部にできるように 2 枚のジオメンブレンを重ね合わせて作成した。合成ゴムシート及びアスファルトシートの重ね合わせ幅は 10、20、30cm の各 3 ケースとし、塩化ビニルシートの重ね合わせ幅については、10、15、20cm の 3 ケースとした。また、ジオメンブレンの下にベントナイトシートを敷設した場合にはジオメンブレンの重ね合わせ幅を 10cm とした。

水圧の負荷方法は、0、0.2、0.5、1.0、2.0kgf/cm² と増加させ、その後 2.0kgf/cm² ずつ 20.0kgf/cm² で増加させ、それ以降は 25.0、30.0kgf/cm² と加圧し、各段階の水圧で 10 分間放置した。その際の漏水部からの漏水量を経時的に計測するものとした。

尚、上載地盤材料には碎石 6 号（5～13mm）を用いて密度 $\rho_d=1.60\text{t/m}^3$ に統一した。下地地盤材料はジオメンブレン単体では砂質土（ $\rho_d=1.59\text{t/m}^3$ ）を用い、ベントナイトシートと組み合わせた場合には透水性のよい碎石 6 号（ $\rho_d=1.60\text{t/m}^3$ ）を用いるものとした。

3.2 損傷部を設けた耐水圧試験

試験方法は図-1 に示すような大型耐水圧試験装置を用いて試験容器内に下地地盤材料、ジオメンブレン、上載地盤材料の順にセットし飽和させた。ジオメンブレンの漏水部の破損形態としては、漏水しやすいように円形状（ $\phi=2\text{mm}$ ）と鉤裂状（1 辺 5mm の L 型）、過去の突き破り抵抗試験により、合成ゴムシートは線状に裂けることから線状（5mm）にあらかじめ中心部に 1 箇所（1 箇所）の漏水部を設けた。下地地盤材料と上載地盤材料には碎石 6 号（5～13mm）を用いて密度 $\rho_d=1.60\text{g/cm}^3$ に統一した。水圧の負荷方法は 3.1 と同様とした。

4. 試験結果

4.1 重ね合わせ幅を変化させた場合の耐水圧試験結果

合成ゴムシートの耐水圧試験結果を図-3 に示す。重ね合わせ幅が 10、20、30cm の 3 ケースとも低水圧の 1 kgf/cm² 以下では水圧の増加にともない漏水量が増加する。それ以降水圧を増加させると漏水量は減少し、10kgf/cm² 付近まで

漏水量の増加はわずかである。これらは、合成ゴムシートの表面の特性と関係しており、密着されるまでの水圧が 1 kgf/cm² 程度ではないかと考えられる。10kgf/cm² 以上の水圧になると、漏水量が増加する傾向を示している。また、下地地盤の良くない碎石 6 号を用いてベントナイトシートを合成ゴムシート下に敷設した場合には、水圧が増加するとわずかではあるが漏水量がある。しかし、他の 3 ケースと比較して漏水量は減少しているので抑制していることがわかる。

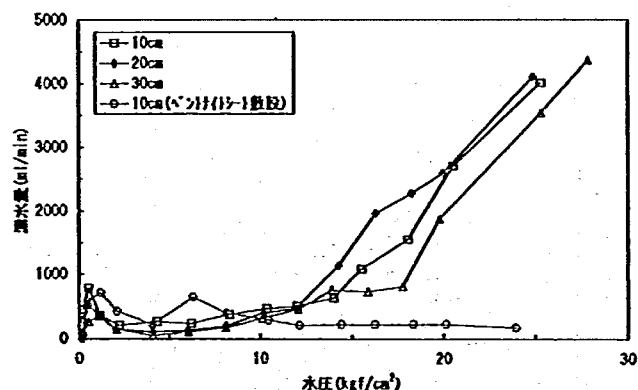


図-3 合成ゴムシートの耐水圧試験結果

アスファルトシートの耐水圧試験結果を図-4に示す。合成ゴムシートと似た傾向を示している。重ね合わせ幅が10,20,30cmともに低水圧の1 kgf/cm²以下では水圧の増加に伴わない漏水量が増加する。それ以降は10kgf/cm²まで漏水量が500ml/min～1000ml/minで安定している。重ね合わせ幅が10cm,20cmでは水圧が10kgf/cm²以上になると漏水量は急激に増加し、重ね合わせ幅が30cmでは漏水量が安定傾向を示している。また、ベントナイトシートをアスファルトシートの下に敷設した場合、水圧が増加すると、漏水量は敷設しない場合に比べ抑制されているのが分かる。

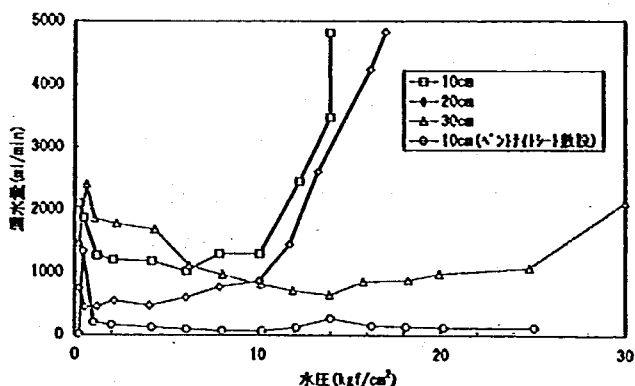


図-4 アスファルトシートの耐水圧試験結果

塩化ビニルシートの耐水圧試験結果を図-5に示す。重ね合わせ幅10cmでは、水圧6kgf/cm²までは漏水量はほとんどないが、それ以降は水圧が増加すると漏水量も増加している。また、重ね合わせ幅10cm、20cmでは水圧が増加されても漏水量はわずかである。したがって、砂質土地盤では重ね合わせ幅20cm以上あれば漏水量を減少させる効果がある。また、ベントナイトシートを塩化ビニルシート下に敷設することにより、重ね合わせ幅10cmであっても漏水量を減少させる効果がある。

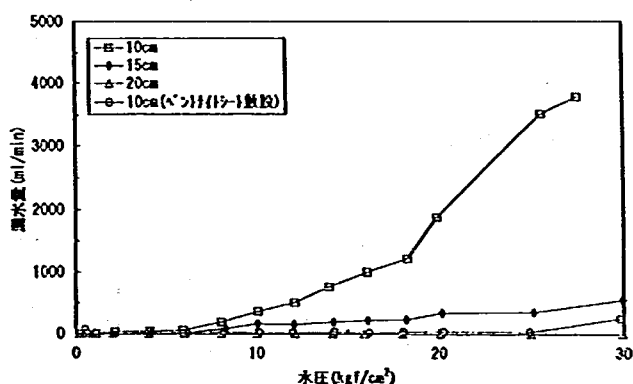


図-5 塩化ビニルシートの耐水圧試験結果

4.2 損傷部を設けた場合の耐水圧試験結果

図-6の合成ゴムシートでは、漏水部が円形状の場合には水圧が増加するにしたがって漏水量も増加している。鉤裂状の場合には初期に水圧の増加とともに漏水量も増加するが、水圧が1.0kgf/cm²を過ぎると漏水量は減少する。線状の場合には水圧が上昇しても漏水量はあまり増加しない。また、試験後の合成ゴムシートは漏水部以外の数ヶ所で5～10mm程度の線状に碎石の空隙部に入り込むような形で伸びによる破損をおこしており、最終的にすべての漏水形態で14kgf/cm²の水圧で破損した。これらは、合成ゴムシートの伸びに関する材料特性と関係しており、円形状に漏水部が円形状に抜かれているために伸びによって穴が収縮せず漏水

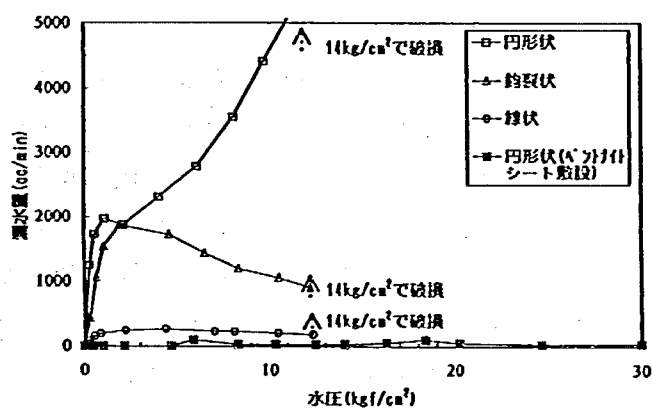


図-6 損傷部を設けた場合の合成ゴムシートの耐水圧試験結果

量は増加し、鈎裂状や線状では水圧により伸びが発生したため漏水部の隙が収縮し漏水量が減少していると考えられる。

次に、ジオメンブレンの下にベントナイトシートを敷設した場合には、ベントナイトシートを敷設しない場合に比較して漏水量が減少している。これはベントナイトシートを敷設することによりベントナイト粒子が水を吸収して膨潤し、ジオメンブレン漏水部と下面の砕石との間隙を充填するため漏水量が減少したと考えられる。また、合成ゴムシート単体の場合には漏水部以外にも破損を生じたが、ベントナイトシートを敷設した場合には破損がみられなかったことからクッション材としての効果もあるのではないかと考えられる。

5. まとめ

ジオメンブレンを溶着させないで重ねるだけで用いた場合の漏水状況を評価するため、重ね合わせ部の幅を変化させた耐水圧試験を実施した結果、以下のことが明らかになった。①合成ゴムシート及びアスファルトシートは下地地盤に関わらず 30cm 以上の重ね合わせとし、ベントナイトシートを併用し、10kgf/cm²以下の水圧で用いることが望ましいと考えられる。②塩化ビニルシートは下地地盤が粘性土もしくは砂地盤の場合には、重ね合わせ幅を 20cm 以上とし、下地地盤が礫混じりの場合には、ベントナイトシートを併用することが望ましいと考えられる。③ジオメンブレンを溶着させないで重ねるだけで用いた場合のジオメンブレンの材質ごとの適合範囲の目安をまとめると表-1 のようになる。

表-1 ジオメンブレンの重ね合わせの適応範囲の目安

地盤条件 材質	粘性土 D ₁₀ =0.02mm	砂質土 D ₁₀ =0.2mm	砕石6号 D ₁₀ =5.0mm	水圧範囲 (kgf/cm ²)
合成ゴムシート (重ね合わせ幅)	単体+ベントナイトシート →			1~10
アスファルトシート (重ね合わせ幅)	単体+ベントナイトシート →			1~10
塩化ビニルシート (重ね合わせ幅)	単体 → 単体+ベントナイトシート			0~25

次に、ジオメンブレンに破損が生じた場合の漏水状況を調査するために、代表的なジオメンブレンの漏水箇所の破損形態を変化させた試験を実施した結果、以下のことが分かった。①漏水形状によって材料特性が漏水量に関係している。②漏水箇所のあるジオメンブレンの下にベントナイトシートを敷設することによって、水圧が増加しても漏水量を減少させる効果がある。③ベントナイトシートがクッション材としての効果もある。

以上より、ジオメンブレンの材質と敷設構造に関して、以下のような結論が得られた。

1)ジオメンブレンを溶着しないで重ねるだけで使用できる可能性があり、所定の重ね合わせ幅をとり、ベントナイトシートと組み合わせることにより所定の遮水性を期待できる。

2)ジオメンブレンの下にベントナイトシートを敷設することにより、万一ジオメンブレンの破損等により漏水が生じてても漏水を抑制でき、破局的な被害に至るのを防止できる。

今後、ジオメンブレンを敷設する場合には敷設面積と重ね合わせ部を設けたジオメンブレンの要素の出現率を考慮して総合評価をしていく必要がある。

溪畔林の実態調査

砂防研究室 竹崎 伸司

1. まえがき

これまで砂防事業において、砂防工事施工区間の植生の多くは流木災害や洪水時の河道断面不足の原因と見なされ伐採されることが多かった。近年、溪流沿いの林（溪畔林）の果たしている役割についての研究が進み、その重要性が明らかになりつつあることや、砂防事業にも環境に対する配慮が求められていることなどから、溪畔林の保全や植生を活用した砂防工事等が試みられている。

本研究では、現地調査によって砂防河川における溪畔林の実態を把握した。

2. 目 的

2.1 調査目的

これまで砂防河川での溪畔林の実態は、ほとんど調査されていなかった。今回現地調査を行い、砂防河川において溪畔林がどのような場所に成立しているかを調べるとともに、砂防ダムや流路工といった施設が溪畔林に与える影響を検討することを目的とする。さらに、溪畔林を保全することが可能な砂防工法について検討することとした。

2.2 砂防溪畔林の定義と機能

本研究で溪畔林として扱うのは、以下の条件に当てはまるものをいう。

- ① 溪床や溪岸にあり、冠水を受ける可能性のある不安定な土地に生育する植生
- ② 冠水を受ける可能性が低い箇所に位置しているが、溪流に物理的・化学的・生物的影響を与えうる範囲に分布する植生
- ③ 防災上溪流周辺に維持されている樹林（例えば水防林）

一般には①②の条件を満たす植生を溪畔林と定義することが多いが、今回は植栽した樹林である③も含むので、それと区別するため特別に「砂防溪畔林」として定義する。本報告で言う「溪畔林」は、この「砂防溪畔林」を指している。

現状において溪畔林の機能として想定されるものを表－1にまとめた。ただしこのような機能発現は主に平常時または、中小洪水に発揮されるものと考えられる。

3. 方 法

3.1 現地調査の方法

砂防施設があると同時に溪畔林の存在が予想された、3溪流において調査を行った。調査対象溪流はそれぞれ山形県立谷沢川、栃木県大谷川、三重県五十鈴川である。調査内容は、それぞれの溪流の数地点で横断方向に簡単な地形測量と植生状況の把握をおこなった。調査箇所は砂防施設のある箇所・ない箇所、

砂防施設が施工され長期間が経過した箇所・短期間の箇所である。

4. 結 果

4.1 立谷沢川

立谷沢川は、山形県の北部に位置し、幹川流路延長約39km、流域面積163.8km²、流路工部の勾配約1/30、川幅約50～150mの荒廃河川である。

ここでは、流路工施工後短期間の箇所と長期間経った箇所とを比較した。流路工整備後6年が経過した（短期間）地点では、河床が平坦になっており、流水が拡散しているため、植生はほとんど確認できない。小規模な砂州に小さな草本が見られる程度である（写真－1）。

その地点より数キロ上流で、流路工整備後11年が経過した（長期間）地点では、100m下流に床固工があり寄州が形成されている。寄州の上には樹高2m程度のヤナギの一斉林が形成されている（写真－1）。

また空中写真により流路工施工前と施工後の溪畔林の状態を比較した。流路工施工前は、川幅も変化に富み、溪畔林も多く存在していた。しかし流路工施工後は、川幅は一定の幅に規制され、工事の際の河床整形により河道内の砂州も少なくなっている。また護岸はコンクリートブロックで施工され、陸域と水域が分断されてしまっている（写真－2）。

4.2 大谷川

大谷川は、栃木県日光市の中禅寺湖より源を発し、鬼怒川に合流するまでの流路延長29km、流域面積125.5km²、平均河床勾配は1/33である。

ここでは、低水護岸を施工して高水敷整備をした箇所では、河床整形の影響でほとんど植生が存在しなかった。一方、長期間経過し、低水護岸を未施工の箇所では、樹高3～4mのヤナギ、ハンノキが成立している（写真－3）。この流路工で特徴的なのは、川幅が広く、床固工の袖が長いために複断面形状になっていることである。溪畔林の成立にはこれらのことが大きな影響を与えている。まず袖が長いこと、その背後に土砂移動の少ない安定帯が形成され、そこに溪畔林が多く侵入している。また、複断面の高水敷部分には二次林が成立している（写真－4）。

4.3 五十鈴川

五十鈴川は、三重県中部を貫流する1級河川の宮川の支川であり、流域面積49.7km²、平均河床勾配約1/120である。

ここでは、砂防ダムの堆砂域での溪畔林に着目した。満砂して、その後の土砂移動が抑えられた箇所では、溪畔林が成立していた。砂防ダムの堆砂域では、乾燥しているため乾燥に強い種類のニセアカシアやヤマザクラ等の植生が多かった。大暗渠をもつ砂防ダムでは、流入土砂が比較的粒径の小さいマサ土であるため、堆砂域の河床変動が激しく、植生の侵入は困難であった（写真－5）。

4.4 総合結果

現地調査より、砂防施設施工区間の溪畔林について次のことが確認された。

①流路工施工後短期間の箇所では、植生はほとんど成立していなかった。その主原因として、

工事に伴う河床整形が挙げられる。河床整形を行うことで植生は伐採され、河床が平坦になり流水が拡散し、植生の再生を妨げることが多い。また、流路幅および河床勾配が一定となるため流路の変化もしにくくなる。

②流路工施工後長期間が経過した箇所では、上流からの土砂が流路工内に堆積し、砂州上にヤナギ・ハンノキ等が成立しているのが確認された。

③複断面形状の流路工では、高水敷と袖の背後に溪畔林が成立していた。

④流路工のコンクリート護岸工により、施工前の溪畔林が分断され、堤内側が乾燥域となっている箇所があった。

⑤砂防ダムの堆砂域で、満砂後安定した箇所では植生の回復がみられた。植生の種類は乾燥に強いものが主であった。

これらより、砂防施設のある区間で、溪畔林が再生するには安定帯を確保することが重要であるといえる。

5. まとめ

今回の現地調査結果をもとに、溪畔林が再生しやすい砂防の工法に関する知見を以下に述べる。

①流路幅に変化をつけ死水域を取り入れた流路工形状とすることで、土砂の堆積空間ができ、溪畔林の生育場所が確保される。

②流路工の複断面化を行うことにより、高水敷の部分に植生を残すことが可能になる。ただし常水路と分離すると、攪乱を受けにくくなるので、地形等の条件によっては低水護岸を用いない構造を考えるべきである。

③砂防ダムの設置による急激な堆砂の影響を緩和するためには透過型の施設を用いるのが有利であるが、中小出水でも閉塞する構造の場合はかえって堆砂面の変動を激しくしてしまい不利になることがある。

表－１ 溪畔林の機能

機 能	内 容
土砂生産抑制機能	溪床や溪岸にある堆積物の侵食を抑制する機能
土砂流出抑制機能	掃流、土石流、土石流などの形態で流出する土砂を抑制し減少させる機能
土砂流出調整機能	細粒土砂を堆積させる機能
土地利用誘導機能	溪畔林を保全することにより、結果的に安全な生活生産空間を誘導する機能
生物的多様性の維持	多種類の生物の生育、生育基盤提供
生態的機能	日射量、水温を緩和し、魚類、流下昆虫の生活の場を提供
景観機能	周囲と異なった色調、四季変化、水との密接度の高い林の形成
憩い(レクリエーション)機能	河川空間に結びついた特徴的な親水(レクリエーションを含む)の場の提供
水質浄化機能	ヨシ・アシなどの根がフィルター効果とし、水質を浄化し、水質を浄化している



①流路工施工後 短期間経過



②流路工施工後 長期間経過

写真－１ 立谷沢川流路工の植生状況



①流路工施工後 短期間経過

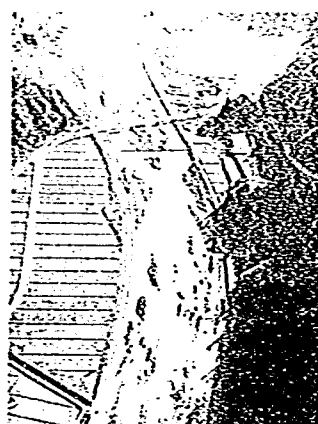


②流路工施工後 長期間経過

写真-3 大谷川流路工の植生状況



①昭和55年撮影



②平成5年撮影

写真-2 立谷沢川の流路工施工前・施工後

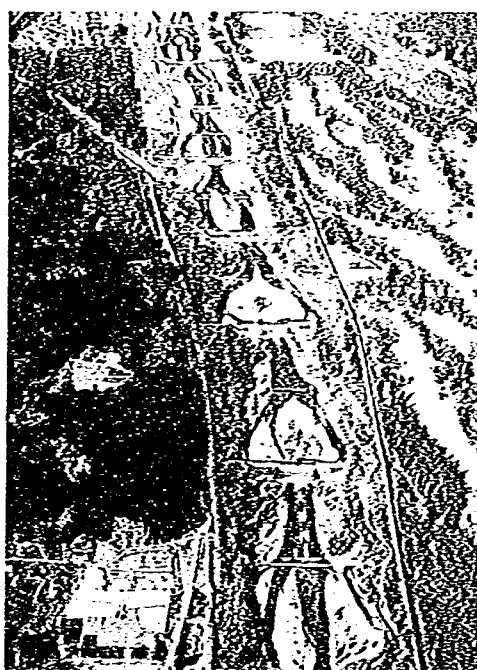


写真-4 大谷川流路工の空中写真



①満砂状態



②堆砂後流出

写真-5 五十鈴川の砂防ダム堆砂域

数値地形モデルを用いた地すべり地形の抽出に関する研究

砂防部地すべり研究室 萬徳昌昭

1. まえがき

近年、ダム、道路、都市近郊における国土開発の進展等に伴い、こうした地域における地すべり災害が増加する傾向にある。このような地すべり災害を未然に防止するためには、地すべりの発生を予測し、事前にハード・ソフト両面の対策を行うことが重要であり、特にソフト対策における地すべりの危険度判定に関する研究については、強く望まれる状況にある。現在、地すべりの危険度判定に関する手法については、航空写真、地形図等からその地すべり斜面の地形的要因の特徴を判読し、地すべり分布、地質、運動形態等の知識を加えて、地すべり危険度について検討しているのが通例である。しかしながら、航空写真、地形図等の判読には地すべり斜面に関するかなりの知識が必要とされ、またこの手法はその判読結果の定量的表現において困難性を伴い、広く現場の技術者が均質な評価を行うことが難しい状況にある。したがって、地すべりの斜面に関して経験を有していない者でも簡単に地すべり斜面の地形的特徴を客観的に把握する手法の確立が強く望まれることとなっている。

本研究においては、これらの目的に従い、客観性を有した地すべり地形の抽出を行うための基礎的検討を行い、今後の調査解析に資するよう報告するものである。

2. 目的

現在広く行われている地すべり斜面を抽出するための方法としては、航空写真、地形図等を判読して地すべり斜面とそうでない斜面との地形的要因の特徴の違いを地すべり分布、運動形態、地質等の面から得て地すべり斜面の判読を行っているものであるが、これについては前述のように数多くの経験を必要とすること並びに判読者の個人差が大きいこと等から、客観的に事象を把握することに最適であるとはいえない。したがって、客観性を有した地すべり斜面の抽出を考える場合には何らかの定量的な事象の把握のもとにその基準に基づいて抽出する方法を検討する必要がある。たとえば、地すべりの斜面の形成過程を考えてみると地形、地質、土壌、地下水などの要因が互いに密接に関連しているものと思われるが、中でも地すべりの地形が非常に重要であると考えられる。また、地すべり地形のうち、最も地すべりの特徴をよく表現しているものとして、滑落崖などの微地形いわゆる線状構造が挙げられる。本研究においてはこの線状構造に着目し、その抽出手法については、近年、多方面での利用が進んでいる数値地形モデル (Digital Terrain Model) を活用することとし、線状構造の抽出手法の検討を行った。

3. 方法

研究対象とする地すべり地については、静岡県口坂本地すべり、新潟県トチ山地すべり、新潟県沖見地すべりを選定した。これらの地形図をドラムスキャナーにより読み込み、デジタルデータ化し、ラスター型グリッドマップを作成した。1984年から国土地理院により公開され始め、現在、各方面で利用されている細密数値情報も同じラスター型グリッドマップであるが、これは 50 m グリッドで作成されているために地すべり斜面の微地形の把握には適していない。今回作成した各地すべりのグリッドマップについては、地すべり斜面の地形変化が一般に数m以内であることが多いため、グリッド間隔をできるだけ小さくすることを考え、試行錯誤の結果 5 m とした。この 5 m メッシュのグリッドマップから誘導される量としては、広がりを持った地域の代表値として定義される量 (地域地形量)

と、隣接あるいは近傍点の標高との関係で定義される量（局所地形量）とがある。本研究においては、この地域地形量及び局所地形量を算出し、それぞれを熟練技術者による写真判読結果と対比することによりその適合度を調べることにした。また、局所地形量計算の中で最も滑落崖の線状構造との対応が高いと考えられたスキューネスの計算結果に対してはフーリエ変換を適用し、その結果であるパワースペクトルから線状構造の抽出を試みた。

4. 結果

4. 1 地域地形量

まず、最初にグリッドマップから滑落崖の自動抽出を試みるために、空中写真判読に基づく地すべり滑落崖の分布と地域地形量の起伏量及び開析度を指標としたDTMデータの計算によって抽出した滑落崖の比較検討を行った。起伏量を指標とする滑落崖の自動抽出の手法については、図-1のような流れを考えた。この手法による滑落崖の自動抽出率は47%~65%程度となった。開析度については、空中写真判読の結果を基に①明瞭な滑落崖、②不明瞭な滑落崖、③侵食の進んだ滑落崖に区分し、これのDTMデータ上での特徴を観察したが滑落崖の明瞭な把握は困難であった。

4. 2 局所地形量

次に、局所地形量（平均、分散、スキューネス、パワー、エントロピー、値域）を利用した地すべり滑落崖の線状構造把握のための基礎的な検討を加えた。局所地形量の計算については、 9×9 ($45\text{m} \times 45\text{m}$) グリッドを用いている。局所地形量による3地区の計算を行ったところ、特にスキューネスの計算において、空中写真判読の結果に非常に近い結果が得られた。中でも沖見地すべりの計算結果では顕著に現われている。また、標高値の変化の大きい部分が強調されており、滑落崖を含む逶急線及び逶緩線が他の計算結果に比べてかなり明瞭に抽出されている。図-2に沖見、図-3に口坂本のスキューネス画像を示す。

局所地形量の計算結果は、大小様々な起伏が重なって複雑な地表面の凹凸を形成しているために特定の地形を傾斜角の違い等の比較的単純な基準で抽出しようとしても種々のサイズの起伏まで誤抽出してしまい、良好な結果が得にくくなっている。このため、地表面の起伏を単純な正弦波の組み合わせとしてとらえて特定周期の波形のみを抽出する手法として、DTMデータをフーリエ変換してパワースペクトルを求める方法を適用することとした。

4. 3 パワースペクトル

DTMデータとしてはもっとも滑落崖との対応が高いと考えられたスキューネス画像の数値を用い

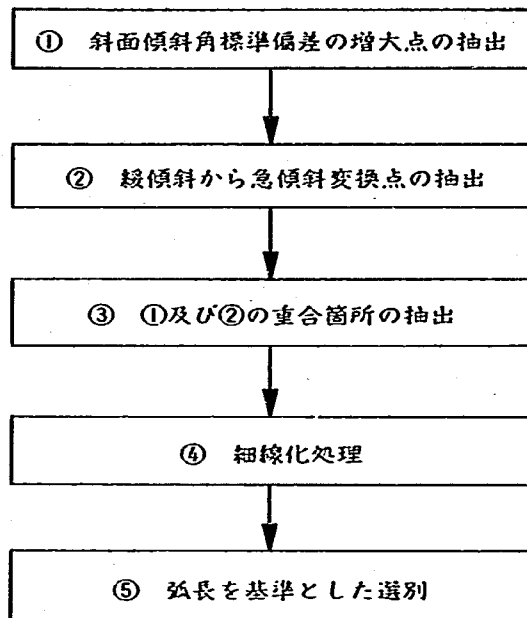


図-1 滑落崖の自動抽出の流れ



図-2 沖見スキューネス画像

た。パワースペクトルのX軸及びY軸はそれぞれ原画像の縦・横方向と対応している。(沖見のパワースペクトル画像を図-4に示す。)また、画像上の濃淡は、ある周波数成分の振幅の強度に対応している。3地区のパワースペクトル画像を視覚的に比較した場合には顕著な差異が認められないが、周波数領域でのフィルタリングを行うことにより特定周波数の起伏を抽出した。具体的には、ローパス(高い周波数領域のカットを行う)、ハイパス(低い周波数領域のカットを行う)の効果を持つドーナツ状のバンドパスフィルタを適用したものであるが、その結果、概ね0~100次程度の領域に対象地域内の大局的なスキューネスのパターンが含まれ、それよりも高次の領域には微細な変化のパターンが含まれているように考えられた。この結果に基づいて、0~100次の周波数を中心として滑落崖の線状パターンの抽出を試みた。

4. 3 特定周波数領域の抽出結果と滑落崖の対応

トチ山地すべり(図-5にトチ山の写真判読結果を図-7にパワースペクトルのフィルタリング効果を用いた線状構造の抽出結果を示す。)においては、人手による判読で明瞭に識別できる滑落崖に該当する箇所は概ね計算結果でも抽出されている。主滑落崖に関しては計算結果の中で最も明瞭で、他の箇所に比べて大きな値を示している。微小な起伏によるノイズ状の細かい誤抽出箇所は少なくなっている。口坂本地すべり(図-6に口坂本の写真判読結果を図-8にパワースペクトルのフィルタリング効果を用いた線状構造の抽出結果を示す。)においては、トチ山地すべりと同じく人手による判読で明瞭に識別できた滑落崖に該当する箇所は、概ね計算結果でも抽出されている。しかし、その形状はトチ山地すべりに比べて断線が多く、明瞭な線状パターンを成していないものが多い。沖見地すべりにおいては、人手による判読で明瞭に識別できた滑落崖に該当する箇所は、比較的よく抽出されている。しかし、口坂本地すべりの場合と同様に断線や形状の不一致が多くなっている。これはスキューネスの計算結果の時点で滑落崖該当箇所が広範囲な数値を有しているため、フィルタリングによる情報の欠落が発生するためであると考えられる。

5. まとめ

局所的な地形特徴量を用いた滑落崖の自動抽出に関しては、局所地形特徴量のうちスキューネス計算が概ねどの地すべり地に対しても人手による判読結果と類似した線状パターンの抽出に適しており、他の地すべり地への適用も十分有効であると考えられるが、問題としては、地形単元の相互関係を考慮したものとはなっていないために自動抽出結果と空中写真判読の結果に差異が生じることとなっている。地形単元の相互関係を考慮した解析手法は地すべりの分野では比較的新しい分野であると言われているが、技術的にはエキスパートシステム等のAI手法による地形区分手法の導入等が考えられ



図-3 口坂本スキューネス画像

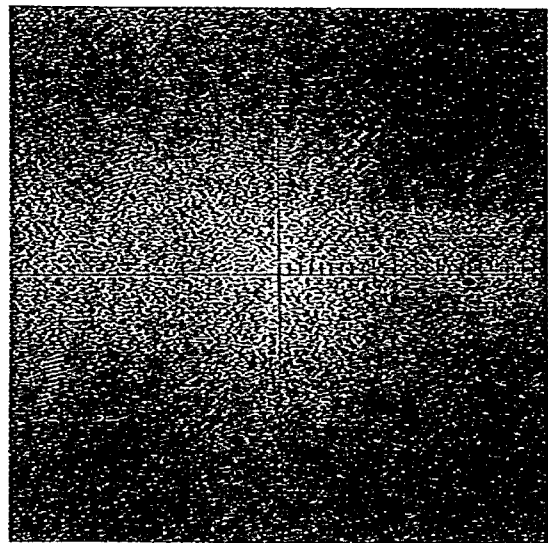


図-4 沖見パワースペクトル画像

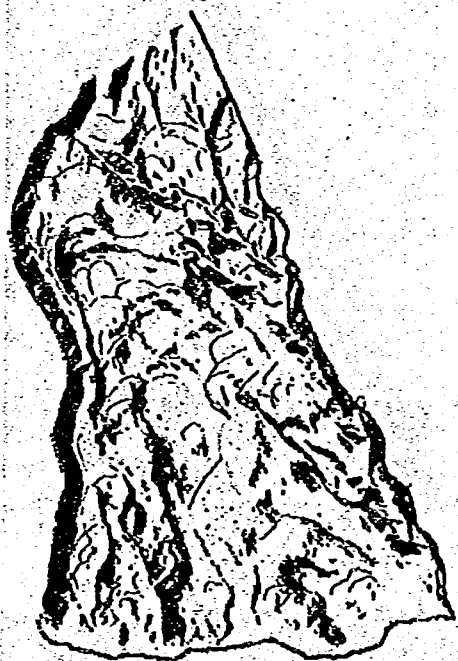


図-5 トチ山写真判読結果



図-6 口坂本写真判読結果



図-7 パワースペクトルのフィルタリング
効果を用いた線状構造の抽出結果 (トチ山)



図-8 パワースペクトルのフィルタリング
効果を用いた線状構造の抽出結果 (口坂本)

ることから、今後はこうした技術の導入による様々な地すべり形態に対応する滑落崖認識手法について検討を加える必要がある。また、将来的には地すべり地形をブロック単位で自動抽出することにより、地すべり地域での地すべり危険度が算出できる可能性があるので、さらに検討を進める必要がある。

補強土壁の耐震性に関する模型振動台実験

耐震技術研究センター動土質研究室 堤 達也

1. まえがき

兵庫県南部地震により多くの土留構造物が被害を受けたが、その大部分が耐震設計を行っていないブロック積（石積）擁壁や背面の土圧に対して擁壁の自重で抵抗するコンクリート擁壁であった。コンクリート擁壁は兵庫県南部地震のような大きな地震の際には、大きな土圧が作用するとともに擁壁躯体に大きな慣性力が作用し、転倒・傾斜するケースが見られた。

一方、擁壁背面の盛土内に補強材を敷設し、盛土のせん断強度を増加させることができる補強土壁はほとんど無被害だった。補強土壁は、従来のコンクリート擁壁に比べて外力の増加につれて急激に変形を生じることはないため、設計地震力を超えるような地震に対しても致命的な被害にはつながりにくく、非常にねばり強い構造物といえる。しかし、補強土壁の地震時の挙動、補強メカニズムについては十分に明らかになっていない。また、補強土壁の耐震設計についてはマニュアル¹⁾に提案されているが、その妥当性についてもまだ十分に確認されていない。

そこで、ジオグリッド補強土壁の模型振動台実験を行い地震時の挙動を確認するとともに、マニュアルの妥当性について検討を行ったので報告する。

2. 模型振動台実験

2.1 実験方法

図-1に実験模型断面および条件を示す。補強土壁模型は分割型パネル形式の木製壁面工（厚さ4cm、高さ20cm）とし、補強材の敷設長および盛土高を変化させて3ケース実施した。支持地盤は含水比 $w=16\%$ の砂質シルトを20cm厚に締め固めた。

盛土は壁面を支保工で固定した状態で気乾状態の豊浦砂を乾燥密度 $\rho_d=1.50\text{g/cm}^3$ （ $Dr \approx 60\%$ ）になるように10cmごとに締め固めて作成した。補強材は20cm間隔で敷設し、かみ合わせ加工した壁面工に金具で連結した。加振は、5 Hz、20波の正弦波波形を用いて段階的に行った。計測項目は、加速度、補強土壁の変形、ジオグリッドのひずみおよび壁面・土中土圧であり、すべて模型築造時より計測した。また、アクリル面側の色砂メッシュで加振中の変形を観察した。

2.2 実験結果

加振によるケース3の破壊形状を図-2に示す。すべり面は、補強領域

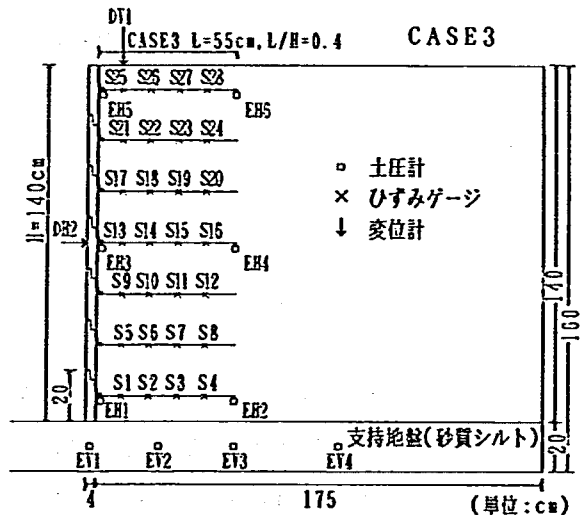


図-1 実験模型断面および条件

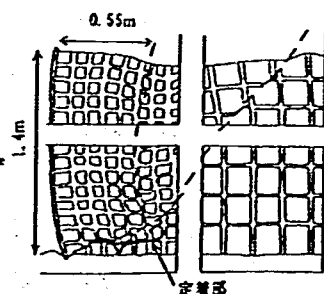


図-2 変形状況 (CASE3)

外側から補強領域内の下層の補強材と補強材の間を通り抜ける形状であり、 $L/H=0.4$ であるケース1とケース3では350gal程度で、 $L/H=0.7$ であるケース2では550gal程度でそれぞれ生じ始めた。さらに加振を行うと、補強領域が一体となって前面側に動き、その背後がくさび状に落ち込む様子を確認できた。壁面の変位は最下段の壁面が支持地盤にめり込みつつ前傾し、盛土中央付近の壁面で変位が最大になるようにはらみ出す形状であった。

加振加速度と壁面工の水平変位/盛土高の関係を図-3に示す。変位が生じる加速度は、ケース1とケース3より L/H が大きいケース2の方が大きかった。また、 $L/H=0.4$ であるケース1とケース3では、ケース1より盛土高を高くしたケース3の方が変形は小さかった。これは2ケースが完全に相似ではなく、ケース3の方が補強材の枚数が多いためと考えられる。

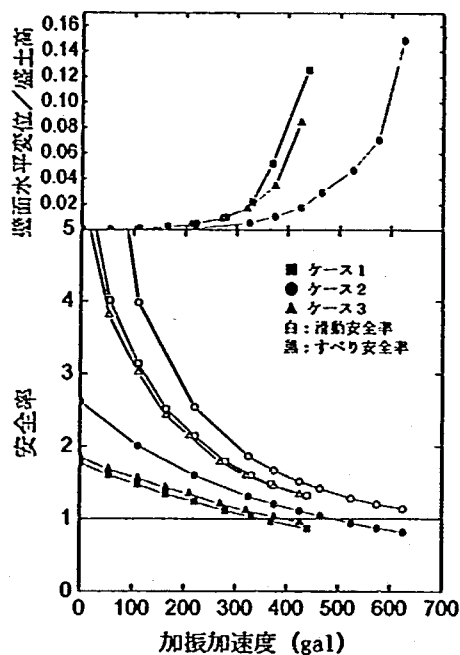


図-3 加振加速度と変形量・安全率の関係

ケース3の各加振後の土圧分布を図-4に示す。盛土地盤内の水平土圧は天端からの深度が深くなるほど大きく発生し、同一深さ位置では、補強領域の背面側より壁面側の土圧の方が大きく発生した。支持地盤内の鉛直土圧は補強領域のつま先部では他の位置より大きく発生した。これは変形の進行に伴って盛土荷重が補強材、壁面工を介して最下段の壁面に集中したことによるものであると考えられる。

ケース3の盛土内の各位置における補強材に発生した累積ひずみ分布を図-5に示す。ひずみ分布は土圧の分布と同じく上層の補強材では小さく、下層の補強材ほど大きく発生した。また、同一の補強材においては壁面に近いほど大きくなる傾向があった。これは、壁面に近い補強材の張力は壁面への土圧に比例し、背面側にいくにつれて補強材と盛土材との摩擦により張力が減少していくためと考えられる。

土圧分布、ひずみ分布についてはケース1、2も同様の傾向が見られた。

3. マニュアルとの比較検討

3.1 マニュアルを用いた安定計算

3.1.1 計算方法

マニュアルによる安定検討の考え方は、内的安定として、補強材の破断および引抜けの検討（震度法による円弧すべりを基本）によって補強材の敷設間隔と敷設長の基本を求め、外的安定として補強領域を擬似的な重力式擁壁として滑動、転倒、支持力の検討および全体としての円弧すべりの検討によって、補強仕様を決定する。実験結果より内部摩擦角

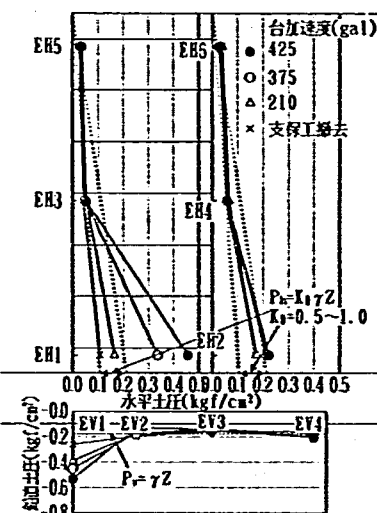


図-4 土圧分布 (CASE3)

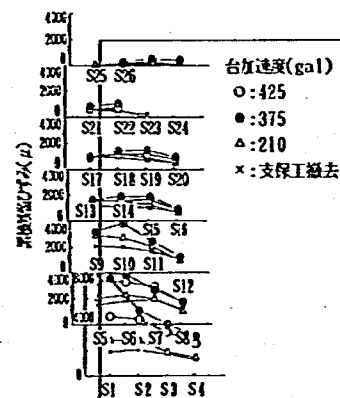


図-5 補強材のひずみ分布 (CASE3)

$\phi' = 42^\circ$ とした。

3. 1. 2 計算結果

表-1 に各破壊モードにおける限界状態の加速度を示す。いずれのモードにおいても L/H が大きいケース 2 は耐震性能が増加することが評価されている。3 つの破壊モードにおいて、限界状態においてはいずれのケースも円弧すべりが安定を支配しており、実験結果と整合す

表-1 各破壊モードにおける限界状態の加速度

破壊モード	CASE 1	CASE 2	CASE 3	備考
円弧すべり	348	490	394	$F_s=1.0$
滑動($\mu=0.9$)	>440	>625	>425	$F_s=1.0$ (限界状態)
($\mu=0.6$)	(364)	(432)	(356)	$F_s=1.2$ (設計許容状態)
転倒	>440	>625	398	$e \leq L/2$ (限界状態)
	(260)	(625)	(223)	$e \leq L/3$ (設計許容状態)
実験における破壊加速度	330	525	320	すべり・転倒・滑動のいずれも
	~ 370	~ 575	~ 375	77%以上

る。しかしながら、マニュアルの設計許容状態においては、 $L/H = 0.4$ では転倒モードが、また、 $L/H = 0.7$ では滑動モードが安定性を支配することになっている。すなわち、マニュアルではこれらの破壊モードに対して補強材の敷設仕様が決定されることになることから、限界状態に対してはある程度安全度を有するものと評価できる。また、最終の加振条件におけるすべり安全率 F_{sa} はそれぞれ 0.87、0.82、0.95 であり、 $F_{sa} = 1.0$ を下回っても壊滅的な破壊は生じていないことから、補強土壁はねばり強い特性があるといえる。

表-2 壁面工の勾配増分と安全率の関係

	CASE 1	CASE 2	CASE 3
はらみだし量(mm)	15	15	21
加速度(gal)	300	390	310
すべり安全率 F_{sa}	1.1	1.2	1.1
$F_{sa}=1.0$ 時の勾配(%)	7	7	9

図-3 は加振加速度と円弧すべりおよび滑動の安全率の関係並びに壁面部の水平変位の関係を整理したものである。同図から、円弧すべりの安全率が 1.0 となる加速度レベルから変位量が大きくなる傾向がわかる。ここで、仮に壁面中央のはらみ出しの勾配増加が 3% を越えたときに補修が必要とすれば、これに対応する各ケースの水平変位、加速度およびすべり安全率は表-2 のように示される。同表には $F_{sa} = 1.0$ の限界状態における壁面工の勾配増分も参考に示している。この結果から壁面工の有害な変位を避けるためにある程度の安全率の余裕が必要であることが示唆される。

3. 2 補強材の張力分布

補強材の張力分布について実測値とマニュアルによる計算値とを比較した結果を図-6 に示す。なお、実測値は各補強材の長さ方向に数点測定したうちの最大張力を採用している。またマニュアルでは、深さ方向に等間隔に補強材を敷設した場合、補強材に発生する引張力の深さ方向の分布は図-7 に示すように常時は三角形分布、地震時の増分は等分布になると仮定している。点線が計算値、実線が実測値を表すが、いずれのケースもほぼ中段を境に盛土上部では計算値の方が大きく、下部では実測値の方が大きくなる傾向が見られる。地震時の増分のみに着目した場合にも同様の傾向である。これらの傾向は壁面に作用する土圧の実測値とも対応している。下部において実測値が計算値より大きいのは、現行設計法が危険側であることを示唆する。これは、破壊すべり面が最下部の補強材付近から発生しており、補強材先端が定着し完全に引き抜けていないのに対し、その他の補強領域は一体となって比較的自由に動けるため、補強土壁が主働崩壊するときには最下部のみに受傷側の土圧が作用したためと考えられる。

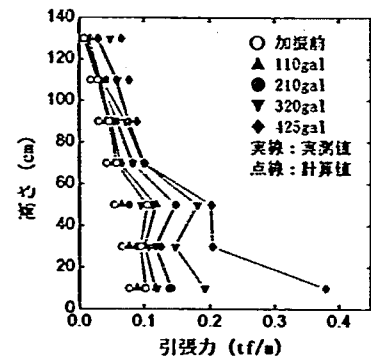


図-6 補強材の張力分布 (CASE3)



図-7 マニュアルにおける張力分布

4. まとめ

- (1) すべり面は、補強領域外側から補強領域内の下層の補強材と補強材の間を通り抜ける形状で現れ、 L/H が大きい方が発生し始める加振加速度が大きかった。すべり面発生後、さらに加振を行うと補強領域が一体となって前面側に動き、その背後がくさび状に落ち込む様子を確認できた。
 - (2) 壁面の変位は最下段の壁面が前傾し、盛土中央付近の壁面で変位が最大になるようにはらみ出す形状であった。
 - (3) 盛土高が同一ならば L/H を大きくすると補強効果が得られることを確認した。
 - (4) 土圧分布と補強材のひずみ分布とも下部、あるいは壁面に近いほど大きく発生した。
 - (5) マニュアルによる外的安定性の検討を行った結果、現行設計法は破壊状態に対してはある程度の安全率の余裕を含んでいるが、復旧対策を必要としない使用限界の変形状態に対する安全率の設定が重要であることを示した。
 - (6) 補強材に発生する深さ方向の張力分布は、ほぼ中段を境に盛土上部では実測値より計算値の方が大きく、下部では計算値より実測値の方が大きくなる傾向が見られた。このことについては、全体的な安定性に問題があるか、さらに検討を続ける必要がある。
- 今後は、実験を対象に有限要素解析を行い解析手法の適用性を確認した上で、実物大規模の補強土壁を対象に解析を行い、地震時の挙動、メカニズムを解明するとともに、耐震設計法の見直しを検討する予定である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル、土木研究所資料、第3117号、1992.

積雪層内に形成される弱層の剪断試験について

新潟試験所 川合 康之

1. まえがき

発生形態に着目して雪崩を大別すると、全層雪崩と表層雪崩の2つに分けられる。全層雪崩は地表面に達するオープンクラックや雪しわの出現といった前兆現象の後に発生するため、ある程度の発生予知が可能である。しかし、表層雪崩に関しては積雪内に形成される滑り層（弱層）の強度とその上部に載る積雪荷重とのバランスが崩れたときに発生するため、全層雪崩のような前兆現象が現れずその発生を予知することは難しい。表層雪崩の危険があるかを判断するためには、積雪層の形成過程を究明し、弱層上部の積雪荷重と弱層の強度との関係を明らかにする必要がある。

2. 目 的

現在、積雪層内に形成される弱層の強度を求める方法としては、シアーフレームによる試験方法が主流である。この試験方法は、剪断箱の面積が100cm²もしくは250cm²と小さく複雑な積雪の環境下では、試験者の雪氷業務経験や寸法効果によって測定値が大きくばらつく。このような試験方法の欠点を改善し、自然斜面における正確な弱層の強度を求めることを目的として、斜面軸に対し縦2m、横1mのブロック（雪柱）を用いた現地剪断試験を行った。

3. 試験方法

3. 1 試験概要

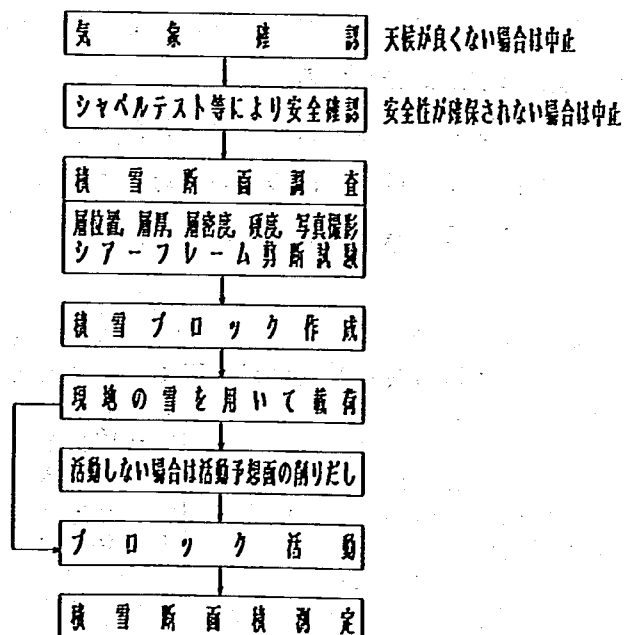
本試験は、新潟県中頸城郡妙高村関地先及び新井市大字両善寺地先の自然斜面において行った。

試験項目、試験フローは以下の通りである。

【試験項目】

- ①積雪断面観測
- ②密度試験
- ③硬度試験
- ④シアーフレーム剪断試験
- ⑤ブロック剪断試験

【試験フロー】



3. 2 シアーフレーム剪断試験

シアーフレーム剪断試験は、図-1に示す有効面積 250cm^2 または 100cm^2 の剪断箱を弱層の少し上(5cm以内)まで差し込み、剪断破壊が3秒以内におこるような速度で力計で引き、剪断強度を求める方法である。今回の試験では 100cm^2 のシアーフレームを用いて試験を行った。

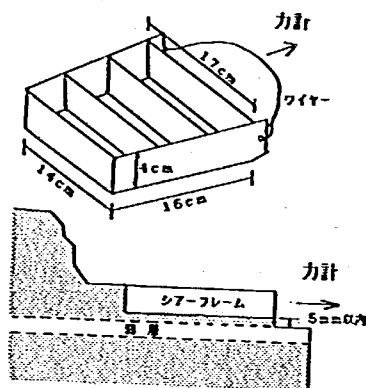


図-1 シアーフレーム剪断試験の模式図

3. 3 ブロック剪断試験

ブロック剪断試験は、図-2に示すように斜面軸に対し、幅約1m、奥行き約2m、高さ弱層下がり30cmの雪柱を整形し、上載荷重を加えることにより滑動させ弱層上の上載荷重と滑動勾配により剪断抵抗力を求める方法である。上載荷重だけで活動しない場合は、弱層断面をシャベル等で削り断面積を少なくしながら剪断抵抗力を求める。

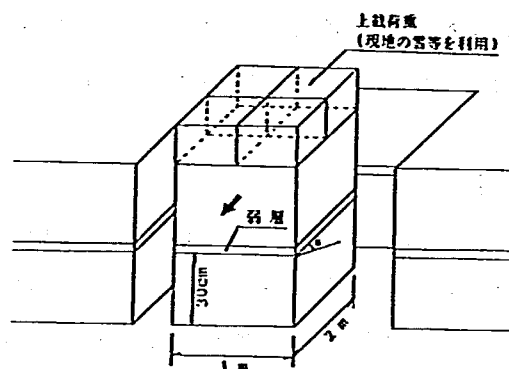


図-2 ブロック剪断試験の模式図

試験に当たってはシャベルテストを行い、弱層の位置、ある程度の強度を確認し十分に安全性を確保して行った。

4. 試験結果

斜面上での積雪の安定性は、図-3に示すような力関係によって表される。斜面勾配を θ 、弱層上の上載荷重を W とすれば、駆動力は $w \cdot \sin \theta$ である。斜面抵抗力を P と考えれば、 $P \geq w \cdot \sin \theta$ であれば斜面は安定し雪崩の発生はなく、 $P < w \cdot \sin \theta$ であれば斜面の安定は崩れ雪崩が発生する。

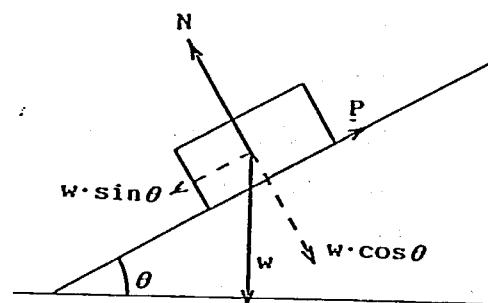


図-3 斜面上の積雪安定モデル

この関係から、試験によって得られたデータを以下の計算方法で算出した。また、自然斜面における剪断抵抗力試験は、1回の試験に対して1層ないし2層行った。また、1層に対し試験は2回行った。試験結果の一覧表は表-1に示す。

・荷重合計 (kgf)	$W = W1 + W2$
・上載荷重 (積雪荷重) (kgf)	$W1 = \sum (h_n \times \rho_n)$
・載荷荷重 (kgf)	$W2 = w \times N$
・駆動力 (kgf)	$F = W \times \sin \theta$
・ブロック剪断抵抗力 (kgf/m ²)	$\tau = F / A$
・斜面抵抗力 (kgf)	$P = p \times A$
・積雪安定度	$SI = P / F$

h_n : 各層厚 (m)
ρ_n : 各層密度 (kgf/m ³)
w : 土嚢袋1つ当たりの重さ (kgf)
N : 土嚢の個数
θ : 斜面勾配 (°)
p : 剪断抵抗力 (kgf/m ²)
A : 抵抗面積 (m ²)

実験 年月日	上載荷重 kgf	載荷荷重 kgf	荷重合計 kgf	斜面勾配 °	実験時 駆動力 kgf	自然時 駆動力 kgf	ブロック 剪断抵抗力 kgf/m ²	シ-フル- 剪断抵抗力 kgf/m ²	載荷面積 m ²	抵抗面積 m ²	S自然時 斜面抵抗力 kgf	B自然時 斜面抵抗力 kgf	斜面安定度 S I シ-フル- SFIB	ブロック BSIB
W7.1.26	832.3	450	1282.3	30	641.1	416.1	457.9	375	2.1	1.4	787.1	951.2	1.8	2.3
	832.3	450	1282.3	30	641.1	416.1	478.5	375	2.1	1.3	787.1	1004.3	1.8	2.4
W7.2.3	1712.5	0	1712.5	35	982.2	982.2	1091.4	305	2.5	0.9	762.5	2728.5	0.7	2.7
	1712.5	0	1712.5	35	982.2	982.2	909.5	305	2.5	1.1	762.5	2273.7	0.7	2.3
W7.2.4	1345.2	500	1845.2	30	923.1	673.1	573.3	250	4.7	1.6	1177.8	2701.0	1.7	4
	1585.7	500	2085.7	30	1043.3	793.3	790.4	250	5.6	1.3	1388.2	4389.0	1.7	5.5
W7.2.20	560.0	500	1060.0	35	608.0	321.2	339.7	180	3.4	1.6	610.5	1322.8	1.9	4.1
	659.8	450	1109.8	35	636.6	378.5	378.9	180	4.0	1.7	719.8	1515.3	1.9	4
W7.2.23	250.0	100	350.0	40	223.0	160.7	178.6	120	2.5	1.3	300.0	446.4	1.8	2.7
	250.0	160	410.0	40	263.5	160.7	134.8	120	2.5	2.0	300.0	337.0	1.8	2
	398.5	130	528.5	40	179.0	256.2	117.4	80	2.5	1.5	200.0	293.5	0.7	1.1
	398.5	250	648.5	40	256.2	256.2	162.6	80	2.5	1.6	200.0	406.6	0.7	1.5
W7.3.7	616.0	200	816.0	42	546.0	412.2	501.8	400	2.0	1.1	800.0	1003.7	1.9	2.4
	616.0	0	616.0	42	412.2	412.2	424.9	400	2.0	1.0	800.0	849.9	1.9	2
E8.2.8	2485.3	0	2485.3	28	1167.3	1167.3	1155.7	815	3.5	1.0	2860.7	4056.5	2.4	3.4
	2744.9	0	2744.9	28	1288.7	1288.7	1073.9	815	3.9	1.2	3158.1	4161.3	2.4	3.2
E8.2.21	179.9	0	179.9	35	103.2	103.2	322.5	250	1.4	0.3	350.0	451.4	3.3	4.3
W8.3.1	405.3	305	710.3	38	437.3	249.5	470.2	180	2.7	0.9	480.0	1253.9	1.9	5
	419.9	170	589.9	38	185.4	258.5	403.0	220	1.9	0.5	418.0	765.7	1.6	2.9

表-1 試験結果一覧表

図-4は、自然斜面におけるブロック剪断抵抗力とシアーフレーム剪断抵抗力の関係を示したものである。ブロック剪断抵抗力は、シアーフレーム剪断抵抗力より常に大きいことがグラフから読み取れる。シアーフレーム剪断試験による抵抗力が小さくなる原因として、一つめに雪は外気に触れると性質が急変するため強度低下が生じやすい、二つめにシアーフレーム挿入時に自然積雪の構造形態を乱してしまうためと考えられる。これに対しブロック剪断試験は供試体が大きく静的崩壊機構をとるため上記の影響が少ないものと思われる。

図-5は、積雪安定度S Iと剪断抵抗力の関係を示したものである。ここで、SFIBはシアーフレーム剪断抵抗力値による自然斜面安定度、BSIBはブロック剪断試験剪断抵抗力値による斜面安定度である。雪崩は斜面安定度が1.0未満になると弱層強度と上載荷重のバランスが崩れ発生する。SFIBについて見ると駆動力が斜面抵抗力よりも大きくなり安定度が1.0以下となる場合があるが、実際には斜面に雪崩は発生していない。これに対しブロック剪断試験では斜面安定度は全てが1.0以上であることから少なくともシアーフレーム剪断試験よりは斜面の状態を正確に把握していることになる。

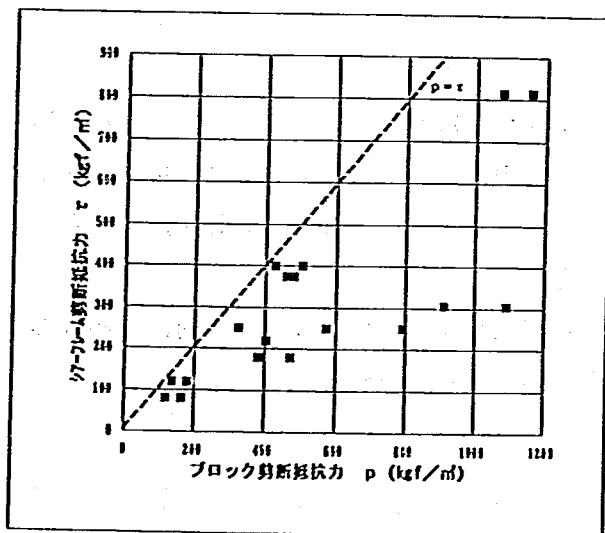


図-4 ブロック剪断抵抗力とシアーフレーム剪断抵抗力の関係

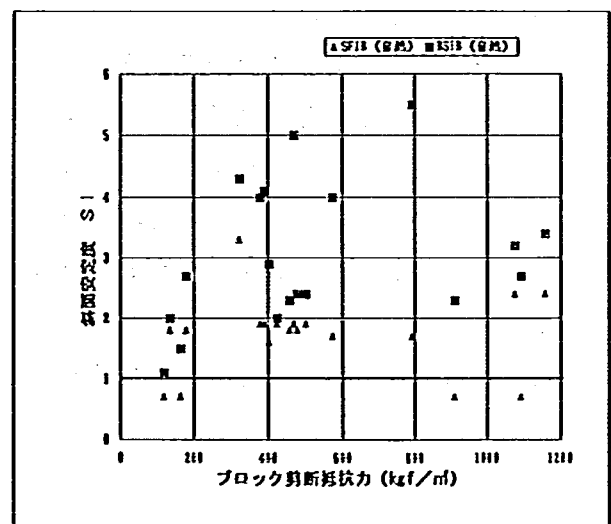


図-5 ブロック剪断抵抗力と斜面安定度との関係

図-6はブロック剪断抵抗力値と密度の関係を示したものである。試験ケースが少ないため一概にはいえないが、ブロック剪断抵抗力が大きくなると密度も大きくなる傾向にある。ただし、今回の試験では弱層を構成する雪質は、こしもざらめ雪、こしまり雪、しまり雪、ざらめ雪が見られたがそのほとんどがざらめ雪であったこと、滑り層自体の厚さがわずか10mm以下で構成されているため現状の密度測定方法では真の値を採取しているとは言い難い等の問題点が挙げられる。今後、弱層の正確な密度測定方法を見いだすとともにいろいろな積雪ケースでの試験を行いブロック剪断抵抗力と物性値の関係を明確にしていく必要がある。

図-7はブロック剪断抵抗力値と積雪硬度の関係を表したものである。全体的には剪断抵抗力が大きくなるにつれて硬度も大きくなる傾向があるが、密度測定と同様の理由から一概に両者の間に明確な相関関係があるとは言い難い。

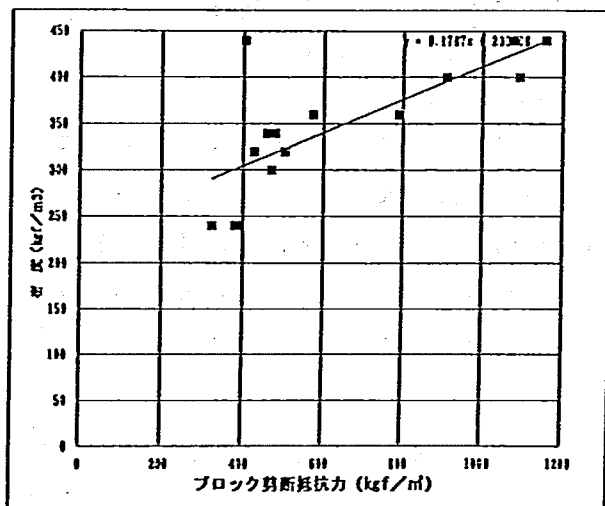


図-6 ブロック剪断抵抗力と密度の関係

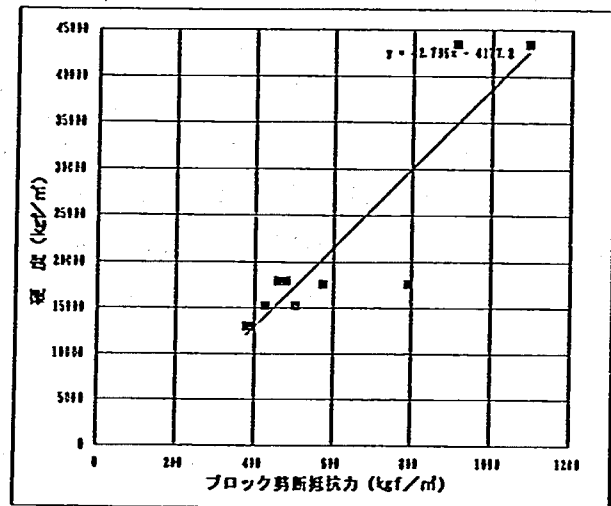


図-7 ブロック剪断抵抗力と硬度の関係

5. 今後の課題

以上の結果から、ブロック剪断試験により弱層の剪断抵抗力を調査することによって、弱層の傾斜とその上に乗る積雪荷重が解れば雪崩が発生するかを推定する事が可能である。また、この試験方法は横方向の拘束力を取り除いた条件下での試験方法であり、実際の斜面における雪崩の危険を評価する指標としては安全側に働いている。

しかし、ブロック剪断試験は試験が大がかりなために1試験当たりの時間が準備も含めると2時間程度かかり数多くのデータを得ることは難しいことや、雪崩の危険性がある斜面では直接ジャストポイントに行き測定することは不可能に近いと思われる。また、積雪荷重として土嚢袋を用いるため、新雪内等に形成された弱層のテストが困難であると考えられる。

よってこれらの欠点を克服するため、この分野に関する研究を推進していき、短時間に正確な多くの積雪情報、強度情報を得られる試験方法を見いだす必要があると思われる。

自動運転道路システムの開発と今後の展開について

高度道路交通システム研究室 平沢 匡介

1. まえがき

高度道路交通システム（ITS：Intelligent Transport Systems）とは、最先端の情報通信技術を用いて、道路と車と人を一体のシステムとして構築し、道路交通の安全性、輸送効率、快適性の向上や環境保全を図る新しいシステムであり、21世紀の道路交通問題解決の切り札として期待されている。ITSの中の「安全運転の支援」に含まれる自動運転道路システム（AHS：Automated Highway System）は、事故を未然に防ぐために図-1に示すように道路及び車両の各種センサにより道路や周辺車両の状況等の走行環境を把握し、車載機・道路情報提供装置により、リアルタイムで運転中の各ドライバーに走行環境情報の提供、危険警告を行う。さらに車両に自動制御機能を付加することにより、自車両及び周辺車両の位置や挙動、障害物を考慮して危険な場合には自動的にブレーキ操作等の速度制御、ハンドル制御等の運転補助を行い、ドライバーの運転操作を支援するシステムである。

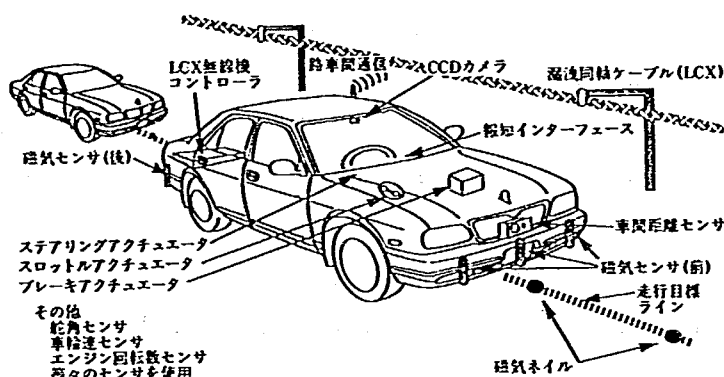


図-1. AHSのシステム概要

このような背景の中、昨年、我が国において初めてA H Sの車両が土木研究所試験走路を走行し、平成7年11月1日に公開された。また今年度は9月19日から10月31日までの期間で供用前の上信越自動車道の小諸I C～東部湯ノ丸I Cの内の往復約11kmにおいて公開実験を行う予定である。

本報告は、昨年度の土木研究所における研究開発実験とAHSの今後の開発・展開目標を報告するものである。

2. 土木研究所における研究開発実験

平成7年11月に土木研究所試験走路において、AHSの研究開発実験を、民間企業25社と共同研究で実施した。実験は、自動運転基礎実験と前方道路危険警告機能実験を行うことを目的としている。

2-1. 実験概要

図-2に土木研究所試験走路における実験施設の配置を示す。また実験施設の概要は、以下の通りである。

① L C X (Leakage coaxial cable: 漏洩同軸ケーブル) と下位・上位情報処理装置

試験走路には路車間連続通信用のLCXが1区間500mで合計6区間、3km（現在は12区間、6.2km）に渡って設置した。このLCXから車両に対して指示速度や道路上の事故などの情報を伝達し

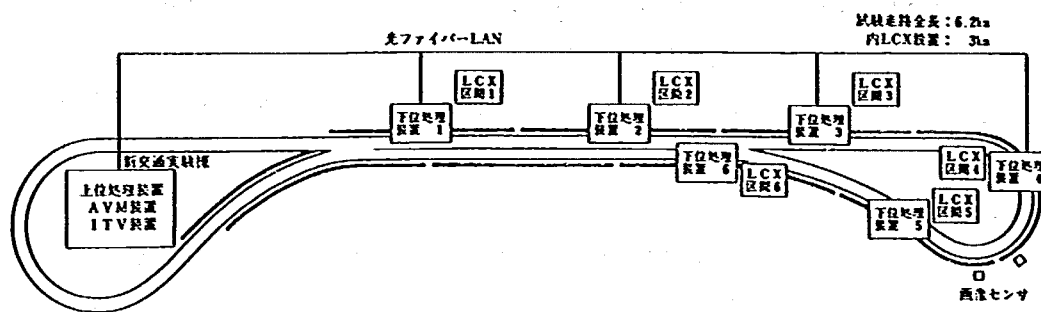


図-2. 土木研究所試験走路における実験施設の配置

たり、車両から送信される位置や速度を受信する。通信周波数は準マイクロ波の2.6GHz帯を使用している。それぞれのLCX区間には下位情報処理装置が付属し、各下位情報処理装置は光ファイバーで、隣接する下位情報処理装置や新交通実験棟の上位情報処理装置と接続した。

②磁気ネイル

自動運転車両の制御を行う機器として磁気ネイルを1m間隔で路面に埋設した。このネイルから発生する磁界パターンを自動運転車両の磁気ネイルセンサが検知し車線横方向の位置制御を行った。

③画像情報処理装置

道路上で発生した車両停止（事故等）、渋滞、落下物等を画像で検知し自動判断を行う画像センサと情報処理装置をLCX区間5に設置した。自動判定を行った情報は下位情報処理装置に伝達されLCXから車両に提供した。

④AVM (Automatic Vehicle Monitoring System), ITV装置

実験を実施するに当たり各実験車の効率的な管理のために各実験車の位置、速度を把握する。

2-2. 自動運転基礎実験

自動運転基礎実験は、LCXから道路構造・路面状況・車両密度等を考慮した速度指示情報を与えられた実験車が2~3台の車群走行を行い、車載情報処理装置の処理によりアクセル・ブレーキの制御を自動で行う。また横方向の制御は、路面に埋設された磁気ネイルを磁気センサと小型CCDカメラによる白線検知によって行われた。

(1) 速度制御

LCXから送信される区間毎の指示速度情報をもとに加減速を行った。車両とLCXの間の通信については良好な状態が確保された。

(2) 車線内制御

磁気ネイルの磁気パターンを車両に搭載された磁気ネイルセンサーで検出し横方向の制御を行った。全体的に見て横おれの極めて少ない良好な走行位置制御が行われた。しかし、次のような問題点が明らかになった。

- ・車体構造（特に車体前部の金属）によっては磁気ネイルセンサが金属に反応し正確なデータがとれない。
- ・局所的な路面の凹凸によって車体が上下し磁界パターンが検知不能になる。
- ・路面下部の配筋（連続鉄筋を用いた舗装区間）磁気ネイルの磁界を乱す。

(3) 進行方向制御

L C Xからの道路線形情報、道路外側線（白線）のC C Dカメラによる検知によって走行した。L C Xからの道路線形情報については速度制御で述べたごとく良好な通信が確保されたが、C C Dカメラによる外側線認知では太陽光が直接カメラに入射した場合のハレーションの発生、路面と白線の輝度差が少ない場合の検知ミス、路面が冠水し白線が埋没した場合、検知不能等の問題が発生した。

(4) 前車との車間制御

同一の車両構造を持った実験車（2～3台）で、晴天時1秒、雨天時1.5秒の車頭時間を確保し車群の制御を行うため、各社毎に車車間通信装置を搭載し前車のブレーキ情報、アクセル情報、ステアリング情報等の通信を行った。通信機器としては特定小電力無線機や光通信無線機を使用した。その結果、車群内の通信は概ね良好に確保されたが、特定小電力無線装置は他の電波ノイズや併走車等、障害物の妨害を受けやすい、光通信は曲線部でビーム方向の制御が困難であること等が問題点として発生した。

2-3. 全車一斉停止実験

自動運転基礎実験車を用いてL C Xからの停止信号により一斉停止させ、再度走行指示により再発信する機能の検証を行った。この機能により重大事故発生時の道路側からの車両制御の可能性が検証された。ただし、L C Xの不感地帯（区間の接合部約10m）に車両が停止した場合は、再発進が不可能な状態が発生したためL C Xの接合部の電波伝搬特性の確保等が課題としてあげられた。

2-4. 前方道路危険警告機能実験

前方道路危険警告機能は、道路側のセンサで発生した事故や落下物の情報を、瞬時に自動検知・自動判定し、下位情報処理装置に伝達しL C Xを通して後続車に伝達する機能である。実験は特定の区間に設置された道路側の画像センサが車両停止を自動判定、後続の実験車の車内C R T等に情報表示を行う。

インフラ情報収集装置が設置されている区間5のコース上に事故車両を模擬した車両を停止させ、インフラ情報収集処理装置で自動検知した事故を下位情報収集処理装置を経由して後続車に伝達した。後続車は事故車両を目視発見する以前に車線変更による回避が可能となり、多重衝突事故の被害軽減効果が検証された。ただし、ドライバーに対する情報提供のヒューマンマシンインターフェースの最適形態が今後の課題としてあげられた。

2-5. 通信システムの機能評価

①システム性能評価

情報伝送時間と処理能力の評価を行った。路側のインフラ情報収集装置が事故を検知し、車両に危険警告情報を伝達するまでの所要時間は0.5～1.1秒であった。また事故車両から上位情報処理装置まで非常時通報に要する時間は約0.5秒であった。

これらの伝送時間に関してはシステム設計時の想定通りであった。ただし、全体の通信に要する時間中大部分が通信スロット待ち時間に占められており、この点は車両から下位情報処理装置への通信を短期通信データ（0.1秒単位）で送信する等の改良の必要がある。

②処理方式に関する評価

各処理装置の情報処理方式、エアフォーマットでは特に問題は見られなかった。ただし、車載無線機と車両情報処理装置間のインターフェイスについては異常処理時の表示警告方法等に改良の必要があると思われる。

③車両登録動作確認評価

車両登録動作はLCXから連続送信されている同期信号に同期を取り、登録用スロットの位置に合わせて車両から仮IDを送信する。送信は6個のタイムスロットから自動車がランダムにアクセスした1個のスロットを用いて行う。6個のタイムスロットは4組（4登録回数）ありこの動作を4回繰り返す。よって、4回の内、1回でもLCXに仮IDが伝達されれば登録は成功したことになる。従って、複数の車両が同時に登録を行ってもスロットが重なり通信が終わる確立は少ない。

実験は車両の登録動作の確認については問題は発生しなかったが、LCXの接続部での電波混信エリア（約10m）で通信不能が発生し、登録動作が不可能になる場合があった。

3. 今後の開発展開

AHS実現のために以下の分野の研究が必要である。また図-3に今後のAHS実用化シナリオを示す。自動走行の実用化のステップの途中では、安全走行システムが順次実用化される予定である。

- ①システムコンセプトに関する研究（AHSの基本方針および研究開発計画の策定）
- ②情報収集・処理道路システムに関する研究（障害物検知および路面状況監視のためのセンサの性能調査）
- ③走行車両制御支援道路システムに関する研究（車群制御方法や分合流制御に関する制御アルゴリズムを設計）
- ④最先端の通信方式を利用した道路システムに関する研究（通信媒体の比較検討およびAHSの通信方式の概略設計）
- ⑤AHS道路構造（AHS用の道路構造に対する要求要件の抽出および単路部道路構造の検討）

4. まとめ

AHSの実現には、高度な技術が要求され、新技術の開発や既存の技術の高度化が大前提となる。早期実用化のために今後官民一体となって、研究・開発を強力に推進して行く次第である。

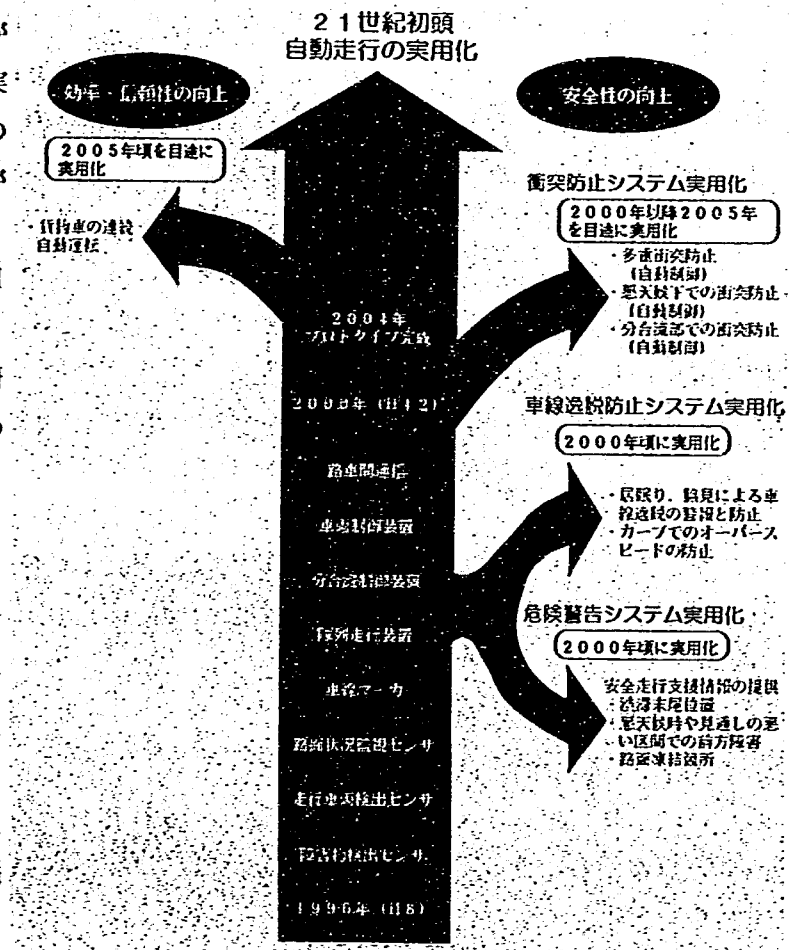


図-3. AHSの実用化シナリオ

舗装における施工技術の合理化に関する研究

道路部 舗装研究室

瀧澤 剛

1. まえがき

道路舗装工事においては、材料の製造やその施工においてかなり機械化が進んでいるが、補助的作業や施工管理等に多くの人手や時間を必要としており、施工の精度や効率は熟練技術者や一般労働者に依存しているのが実状である。一方、我が国の建設業界における労働事情は、一般労働者の不足や高齢化、熟練技術者の不足等非常に厳しい状況であり、こういった状況を改善するため、施工機械の自動化や施工管理の簡略化が強く望まれている。

2. 目的

本研究は、アスファルト舗装工事において、熟練技術者の不足への対応と施工の省力化を図ることを目的としている。そこで、従来のアスファルト舗装工事における施工作業を見直し、施工機械の自動化および施工管理の簡略化を推進するために「センサ活用型舗装施工システム」の開発を行った。

3. 研究開発の概要

本研究で開発したシステム（「センサ活用型舗装施工システム」）は、施工機械の自動制御や測定結果を施工機械にフィードバックしてオペレータへのリアルタイムの情報提供を行うことで、施工の省力化と管理の簡略化を可能とするものである。

開発は、平成2年度から（財）先端建設技術センターをはじめ民間12社との共同研究として進められてきた。開発の対象としたのは、位置、高さの情報を得て走行経路および数均し高さの自動制御を行う「3次元位置自動制御型フィニッシャ」と、走行型R1を搭載して転圧状況を即時に把握できる「締固め力自動制御型ローラ」の2つであり、それぞれフィニッシャ班、ローラ班に分かれて開発を進めた。

4. システムの概要

4.1 3次元位置自動制御型フィニッシャ

3次元位置自動制御型フィニッシャとは、図-1に示すとおり、自動追尾式トータルステーション（自動搜索および自動追尾可能な測量機械）を用いたシステムである。当システムは、平面線形、縦断線形、横断勾配等のデータを入力することによりフィニッシャの3次元位置（平面位置と高さ）をリアルタイムで把握し、自動制御により設計計画画面のとおり施工が可能なフィニッシャである。

4.2 締固め力自動制御型ローラ

締固め力自動制御型ローラは図-2に示すとおり、振動ローラ本体、位置を測定するエンコーダとジ

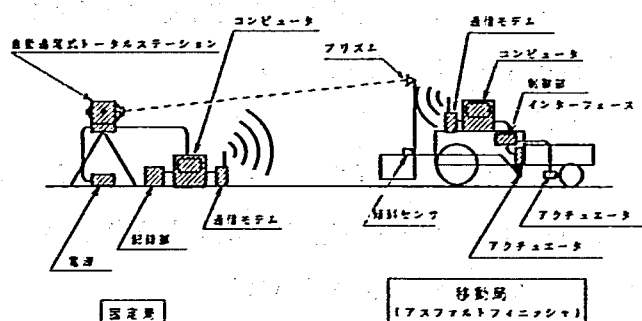


図-1 フィニッシャの概念図

ャイロおよび締固め度を測定する走行型R I 測定器で構成されている。R I 密度測定器とは放射性同位元素 (Radioisotope) を用いて対象物の密度を測定するものである。従来のR I 密度測定器は、1 分間程度路上に定置させて測定を行うものであったが、これを非接触で走行しながら測定可能なように改造し、オペレータが締固め度を確認しながら転圧作業をできるようにした。

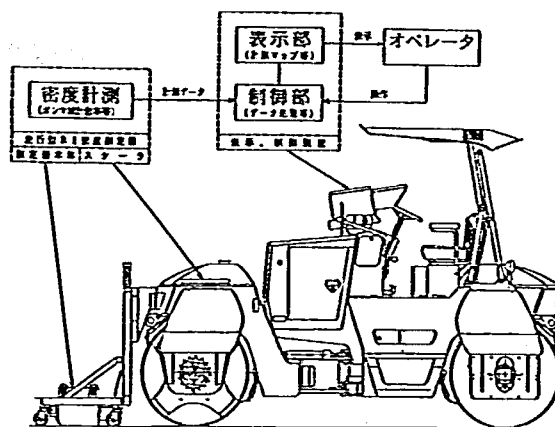


図-2 ローラの概念図

5. 試験施工

5.1 施工個所の概要

これまでに、「センサ活用型舗装施工システム」による試験施工は、建設省の直轄国道において4 箇所で開催されており、それぞれの施工規模は表-1のとおりである。また、箇所ごとの特徴は(1)～(4)に示すとおりであり、この中には縦断勾配が大きい箇所やクロソイド曲線が含まれる区間等、自動施工としては難易度の高い箇所も含まれている。

表-1 試験フィールド施工規模

試験施工箇所	事務所名	施工区間	延長 (m)	幅員 (m)	面積 (㎡)	厚さ (mm)
国道51号	常陸工事	本線	200	8.55	1,900	100
国道新4号	宇都宮国道	副道	200	7.25	1,450	90
国道116号	新潟国道	ランプ	320	7.30	2,300	50
国道8号	福井工事	本線	300	7.00	2,100	50

(1) 国道51号 (東バイパス)

場所：茨城県稲敷郡東村八筋川

特徴：既に暫定2車線で供用されており、残り2車線を完成させるための新設施工区間において実施した。この区間は平地の田園地帯にあり、施工延長は200m、平面線形はほぼ直線で縦断勾配もほとんど無いので施工は比較的容易であるといえる。

(2) 国道新4号 (砂田高架橋副道)

場所：栃木県宇都宮市砂田

特徴：施工場所は平地で施工延長は200m、立体交差部の副道ということもあって、平面線形はR=2,000mの緩い単曲線で縦断勾配もあまりない。

(3) 国道116号 (新潟西バイパス)

場所：新潟県新潟市新通

特徴：施工場所は平地で施工延長は320m、立体交差部のオンランプおよびオフランプで平面線形はほぼ直線であり、縦断勾配は4～5% となっている。

(4) 国道8号 (敦賀バイパス)

場所：福井県敦賀市椋曲

特徴：施工場所は山間部で施工延長は300m、平面線形は単曲線と緩和曲線の組合わせでそれぞれR=

5,000m、クロソイド曲線A=250、300 となっており、これまでに比べると難易度はかなり高いといえる。また、縦断勾配は1.5～3% となっている。

5.2 試験施工結果

5.2.1 3次元位置自動制御型フィニッシャ

(1) 平面誤差

平面誤差とは、平面方向の設計計画面と実際にフィニッシャが施工する位置のずれをいう。当システムは、フィニッシャの制御と同時に2秒間隔で誤差が監視されており、1mごとに平均を算出してその区間の平面誤差とした。これまでの試験施工における結果は図-3、4 に示すとおり3cm程度の範囲に収まっており、熟練オペレータに劣らない施工精度であるといえる。

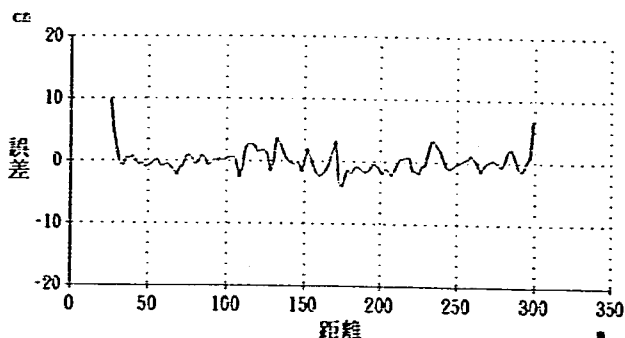


図-3 平面誤差（基層）

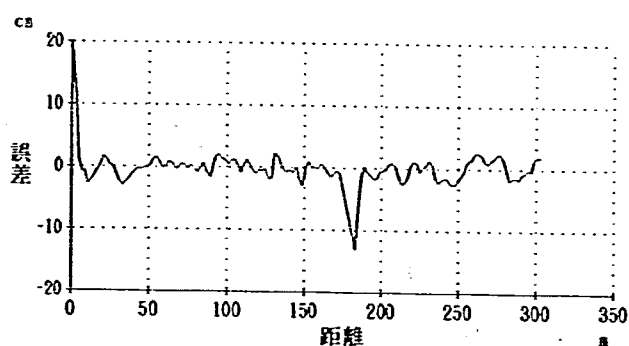


図-4 平面誤差（中間層）

(2) 敷均し高さの誤差

敷均し高さの誤差は平面誤差と同様、2秒ごとに計測したデータを1m間隔の平均で算出したスクリードの高さの誤差である。結果は図-5、6に示すとおり±10mm程度に収まっており、実用上問題の無い精度である。

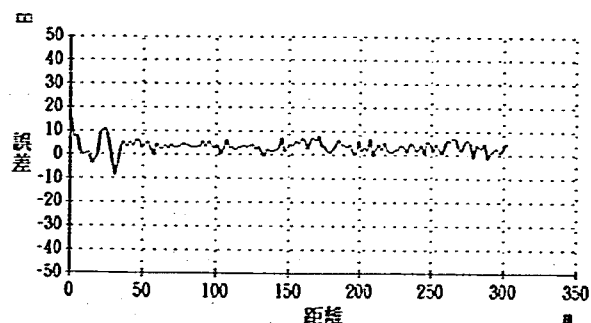


図-5 高さ誤差（スクリード左側）

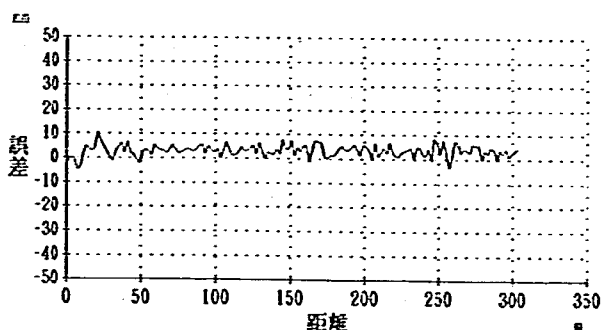


図-6 高さ誤差（スクリード右側）

(3) 平坦性

ローラによる転圧後の平坦性の測定結果は表-2のとおり表層の合格判定値 $\sigma=2.4\text{mm}$ を十分に満たす値であり、表層においても十分適用可能であると思われる。

表-2 平坦性測定結果

工事場所	工種	材 料	平坦性(mm)
国道51号	基 層	再生粗粒アスコン	1.24
国道新4号	上層路盤	再生アスファルト安定処理	1.64
国道116号	基 層	再生粗粒アスコン	1.33
国道8号	中 間 層	再生粗粒アスコン	1.07

5.2.2 締固め力自動制御型ローラ

走行型R Iによる密度の測定値と定置型R Iおよびコアによる密度を比較した結果、図-7のようになった。グラフから、走行型R Iによる密度の測定結果はコア密度に比べるとそれほど差はなく、定置型R Iに比べると走行型R Iの方が良好な結果となっている。また、ばらつきは比較的少ないため、密度を算出する際の変換係数を見直すことにより、さらに測定精度の向上が図れると思われる。

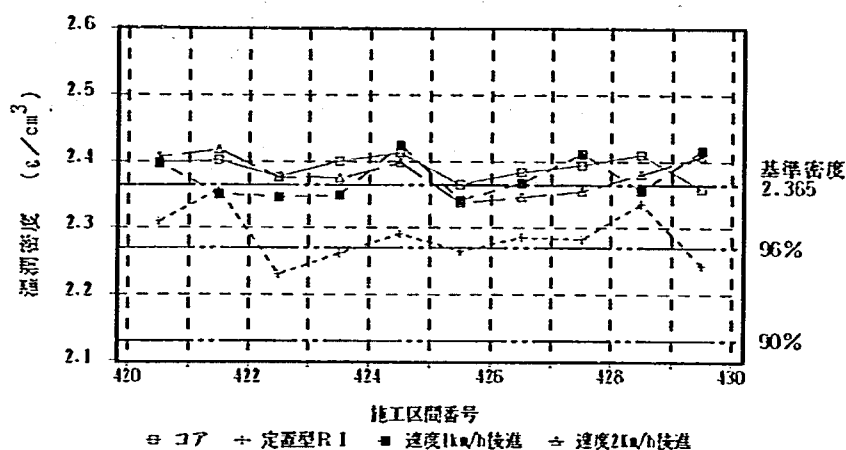


図-7 コアおよび走行型、定置型R I密度測定器による密度測定結果

6. システムの問題点と対策

試験施工において抽出した問題点については、フィニッシャ、ローラそれぞれ以下のとおり改善を行い、より扱いやすく高精度なものとなった。

(1) 3次元位置自動制御型フィニッシャ

- ① 雨、埃等に耐え得る対環境性の高いコンピュータの使用
- ② 通信障害の対策として通信モデムの高性能化
- ③ ソフトの見直しとして設計計画線のデータ入力方法の簡略化および計算ソフトの高度化
- ④ 施工精度向上のため高さデータのフィードバック機能の追加とアクチュエータの制御感度の調整

(2) 締固め力自動制御型ローラ

- ① オペレータの作業性を損なわないためコンピュータ本体を制御装置ボックスに収納
- ② 測定精度向上のため光ファイバージャイロおよび転圧マップのマス目の大きさを変更
- ③ 走行型R I密度測定器の信頼性向上のため基礎的測定実験の実施やセンサボックスを改良

7. まとめ

「センサ活用型舗装施工システム」の開発は、今年度で共同研究が終了し、一応の区切りとなるが、これまでに試験フィールド制度に基づいて4箇所の実道において試験施工が行われており、当システムの有効性が実証されている。また、これらの試験施工によって得られたデータを蓄積し、試作機の改良を進めたことにより、かなり高精度で省力化の期待できるシステムに仕上がったといえる。今後、当システムの普及のために、さらに使いやすいシステムになるよう改良を加えるとともに、技術活用パイロット事業での試験施工等の実施も検討しており、さらに技術の改良が進むと思われる。

自動化排水機場の信頼性に関する研究

材料施工部 機械研究室 吉田 正

森下 博之

○ 服部 達也

1. まえがき

排水機場は、内水排除の有効な手段として治水事業の一翼を担っている。近年、河川周辺への人口集中、資産集中あるいは都市化の進展など治水環境が変化し、出水時間が短縮化の傾向にあり、排水運転においても益々迅速かつ的確な運転操作が必要になってきている。排水機場の運転は、運転操作員に負うところが多い一方で、年間を通じてその運転時間は短い。また、運転員が非常駐である場合が多いため、運転・管理業務の熟練度を高めることが難しい。一方、運転員の高齢化により、熟練者不足も深刻化している。

これらに対処するため、排水機場の排水運転の信頼性の確保、向上、操作方式の簡素化等の方策として排水機場を自動で運転させる技術が検討されている。原子力発電所や污水处理設備等、既に自動運転を実施している設備もあり装置的には可能であるが、信頼性の観点から排水機場の自動化が現実的に可能であるかについて検討する必要がある。

2. 調査目的

自動化排水機場は、構成機器の違いや操作場所の違いにより、いくつかのモデルに分類できる。その信頼性評価は、現在運転されている排水機場と比較して調べる必要がある。

そこで本調査は、複数のモデルシステムを設定した上で、排水機場の自動化の可能性、その問題点、そして自動化に適した排水機場のシステム構成を知るために信頼性の検討を行った。

3. 調査方法

本調査は、まず既存のものから将来のシステムまで比較できるような排水機場のモデルシステムをいくつか設定して、それらについての FT 図の作成、信頼性評価の手順で検討し、望ましいシステムの提案を行った。この信頼性解析には、FTA (Fault tree analysis : 故障の木解析) 手法を用い、機器の信頼性データは、平成 2 年に土木研究所機械研究室でまとめた「機械設備の信頼性評価に関する調査資料集」を利用した。また、この「資料集」に入っていない機器の信頼性データ収集も併せて行った。

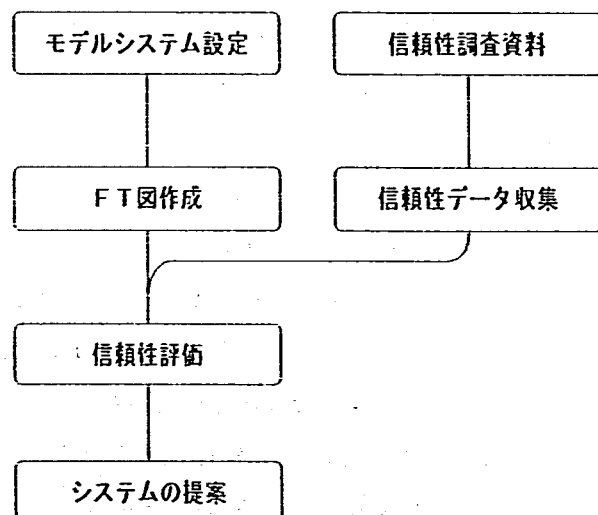


図-1 調査方法

4. 調査結果

4-1 モデルシステムの設定

排水機場を含めた河川管理施設の将来的な形態としては、対象河川流域の雨量から、雨水流出量を予測し各河川管理施設の運転操作を事前に予測する“広域河川施設運転監視システム”さらに、各施設の情報を一元化することにより、設備の全体計画までもを統括する“広域河川施設統合運転管理システム”が考えられている。

そこで排水機場のモデルは、これら将来システムを構成することを念頭に置き、補機の合理化技術、自動化技術を導入した検討モデルシステムを表-1のように設定した。以下にその概要を示す。

表-1 検討モデルシステム

		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
		従来型排水機場	合理化排水機場	従来型の自動化排水機場	合理化型の自動化排水機場
主ポンプ	形 式	縦軸斜流	縦軸斜流	縦軸斜流	縦軸斜流
	水中軸受	軸受け軸受	軸受け軸受	軸受け軸受	軸受け軸受
	軸 封	無給水軸封	無給水軸封	無給水軸封	無給水軸封
原 動 機	形 式	ディーゼル	2 軸式 M/B	ディーゼル	2 軸式 M/B
	冷却装置	管内クーラ	—	管内クーラ	—
減 速 機	形 式	直交結傘歯車	直交結傘歯車	直交結傘歯車	直交結傘歯車
	冷却方式	水 冷	空 冷	水 冷	空 冷
制 御 器	形 式	PLC+PLC	PC+PLC	PC+PLC	PC+PLC
	操作方式	手 動	手 動	自 動	自 動
補機の常用、予備切替		手動切替	手動切替	自動切替	自動切替
自家発電の常用、予備切替		手動切替	手動切替	自動切替	自動切替
セ ン サ ー		一 重	一 重	三 重	三 重
主 要 機 器 仕 様	主ポンプ	φ1500 2台	φ1500 2台	φ1500 2台	φ1500 2台
	主原動機	410ps 2台	410ps 2台	410ps 2台	410ps 2台
	歯車減速機	410ps 2台	410ps 2台	410ps 2台	410ps 2台
	発 電 器	62.5KVA 2台	62.5KVA 2台	62.5KVA 2台	62.5KVA 2台
管 理 体 制		・ 機操には、運転操作員、原動機・ポンプ・電気のメンテナンス要員を配置する。 ・ 故障発生時には機操内の人員で応急処置を行う。		・ 中央管理所には、監視員を配置し、運転中の点検は巡回員が対応する。 ・ 故障時には巡回員が応急処置をし、点検員がその後の機操の点検を行う。 ・ ポンプの始動・停止は水位又は吐出量によって自動運転される。	
安 全 体 制		・ 操作員が目視点検を行い機操にて安全確認を行う。		・ CCTV や警報設備等を設置し、中央管理所にて安全確認を行う。	

・ CASE1 (従来型排水機場)

現在運転されている機場の代表として、近年導入事例の多い“ディーゼルエンジン+セラミック軸受け+管内クーラー方式”を導入したものである。

・ CASE2 (合理化排水機場)

故障事例の多い補機類を省略するため“ガスタービン駆動方式”を導入し、制御に PC (programmable controller) を導入したものである。

・ CASE3 (従来型の自動化排水機場)

従来型排水機場に自動操作制御システムを導入し、制御機器に PC を導入した場合である。

・ CASE4 (合理化型の自動化排水機場)

合理化型排水機場に自動操作制御システムを導入したものである。(図-2 参照)

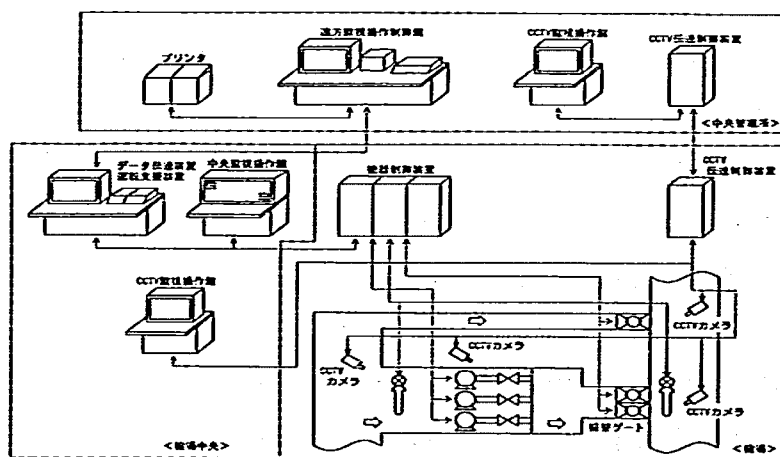


図-2 自動化排水機場システム構成図 (情報信号系)

①表-3 より、CASE1 の機側修復と CASE3,4 の機場中央のアンアベイラビリティを比べると、ほぼ同じである。しかし、CASE3,4 で中央管理所から始動する場合、遠隔制御装置の故障率が入るため、信頼性は低下し、CASE1 と同程度の信頼性を維持するには、管理運転間隔を短くする必要があることが分かる。

②表-3 表-4 より、排水ポンプ設備の故障発生は、連続運転失敗による故障よりも始動失敗による故障に大きく支配されている。

③図-4 において、CASE1,2(機側修復)を比べると、ガスタービン及び空冷減速機を採用した場合、原動機設備と系統機器設備が簡素化され、アンアベイラビリティが約 25%改善される。

④図-4 より、CASE1 で機場中央運転から機側修復運転にすると、発電機・原動機の予備機の立ち上げや、軽故障の修理が行えるためアンアベイラビリティが約 50%改善される。

5. まとめ

今回の信頼性解析の結果、以下のようことが分かった。

- ・システムの合理化や巡回等の管理体制を考慮することで、従来と同等の信頼性を持つ排水機場の自動化は可能である。
- ・始動失敗の信頼性向上が、ポンプ設備全体の信頼性向上につながる。
- ・機側修復作業の自動化は、排水機場の信頼性向上に重要である。
- ・排水機場の信頼性を考慮した自動化モデルシステムとしては、CASE4 が一例となり得る。

表-3 始動失敗時のアンアベイラビリティ

操作場所	管理運転間隔(日)	設備のアンアベイラビリティ ($\times 10^3$)			
		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
機場中央	14	0.745	—	0.384	0.248
	30	1.60	—	0.823	0.532
	90	4.79	—	2.47	1.60
	180	7.58	—	4.93	3.19
機側修復	14	0.330	0.248	—	—
	30	0.704	0.532	—	—
	90	2.11	1.60	—	—
	180	4.23	3.19	—	—
中央管理所	14	—	—	0.864	0.728
	30	—	—	1.30	1.01
	90	—	—	2.95	2.08
	180	—	—	5.41	3.67

表-4 連続運転時のアンアベイラビリティ

操作場所	連続運転時間(hr)	設備のアンアベイラビリティ ($\times 10^3$)			
		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
機場内	10	0.0829	0.0364	0.0801	0.0364
	20	0.166	0.0728	0.160	0.0728
	30	0.248	0.109	0.240	0.109
	40	0.331	0.146	0.320	0.146
	50	0.414	0.182	0.398	0.182

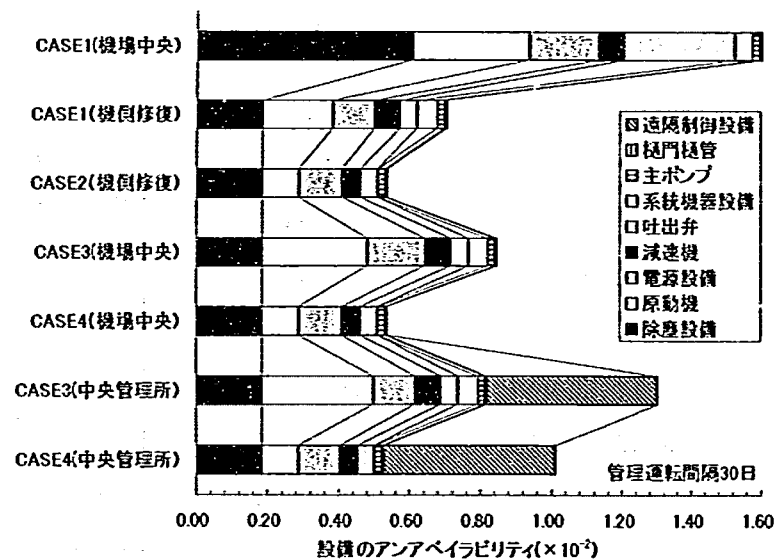


図-4 始動失敗における各サブシステムのアンアベイラビリティ

A T Mを利用した防災情報システムの開発

積算技術研究センターシステム課 澤田 雅孝

1. はじめに

震災発生直後の応急対策体制の確立には、被災状況の把握が急務である。

平成7年1月17日の早朝に発生した阪神淡路大震災では、6千人以上の死者・行方不明者の他、莫大な住宅・社会資本の被害をもたらした。発生直後は各種情報伝達手段の断絶のため混乱し、政府としての災害現地の状況把握や初動期対応に対して、多方面から非難を受ける結果となった。そこで、南関東直下型地震等が懸念される中、建設省の他、関係各機関も含めた非常災害に対応した防災体制の充実を図り、地震データ・被害状況等の各種情報について迅速に収集・伝達・処理を行える防災情報システムの構築に着手することとなった。

現在の各公共機関の防災情報システムは、災害の種類の違いや主務組織、関係組織の違いによって個々に整備されてきたものが多く、また、現状の通信ネットワーク容量では、高品質画像伝送等のニーズを満たすQ O S (Quality of Service: サービス品質)を提供できない等の問題点がある。そこで、今回の防災情報システムの構築にあたっては、プラットフォームにN T Tとの共同利用実験による高速・広帯域バックボーンネットワーク(A T M網)を利用して、既存システムのアプリケーションの利用を可能にし、画像・音声・データ等を統合して扱うことのできる大容量マルチメディア環境を整備した。特に、震災発生時において、画像による被災状況の把握が、効果的な災害対策の遂行に有用であると考え、V O Dを活用したシステムの構成となっている。

2. 目的

近年の情報通信分野の急速な発展に伴い、パーソナルコンピュータの高性能化・通信回線の高速化・光ファイバの利用等が進んでいる。また、先の阪神・淡路大震災に見られるように、災害時における防災行政機関としての建設省の役割が非常に重要となっている。

本論文は、現在開発中である次世代の高速ネットワーク技術(A T M)を利用した防災情報システムについて紹介するとともに、このシステムの導入効果及び今後の課題等について述べるものである。

3. 防災情報システムを構成する要素技術

(1) A T M (Asynchronous Transfer Mode: 非同期転送モード)

A T Mとは、すべての情報を「セル」と呼ばれる固定長のブロックに分解・多重化して、高速での情報のやりとりを可能とする次世代のネットワーク技術である。画像・音声・データなどの情報をセル化することで、すべての情報を統一的に扱うことができ、柔軟なネットワークの構築、効率的な情報転送、オペレーションの向上が可能となる。

(2) VOD (Video On Demand: ビデオ・オン・デマンド)

VODとは、デジタル化したさまざまな映像データをサーバに蓄積しておき、複数のクライアント端末から必要な画像を選択して見ることができる次世代のCATV技術である。本システムでは、リアルタイムで被災地から送られてくるヘリコプター画像や地上画像をMPEG符号化方式で蓄積し、同時に各機関への画像配信が可能である。多少のタイムラグが発生する(約20秒程度)が準リアルタイムで画像を見ることができる。

(3) LANエミュレーション (Lan Emulation)

LANエミュレーションとは、ATM端末と既存LAN端末とをシームレスに相互接続する技術である。ATMネットワーク上で、既存ネットワーク環境のアプリケーションを利用することができ、マルチプロトコル通信環境の提供が可能となる。

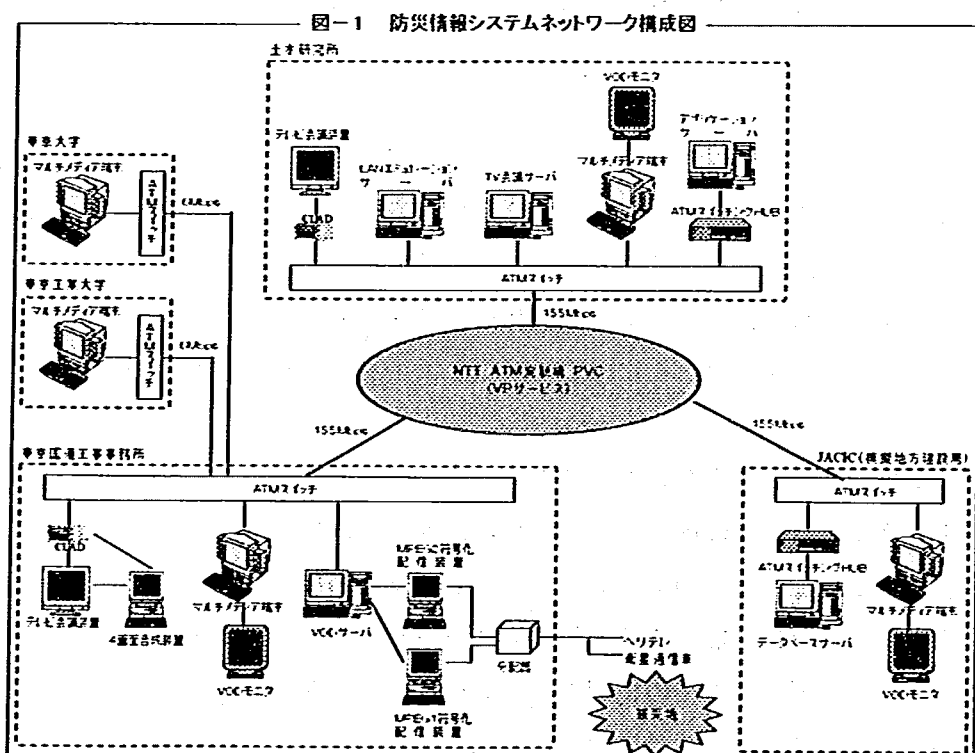
(4) 動画像圧縮方式

動画像圧縮方式には、MPEG1、MPEG2などの国際標準規格がある。MPEG1はVTR品質動画程度、MPEG2は現行テレビ受信品質動画程度のQOSを提供できる。動画像圧縮方式MPEG1、MPEG2の伝送に必要な伝送容量は、それぞれ1.5、6Mbps程度である。

4. 防災情報システムの構成

防災情報システムのネットワーク構成は、図-1に示すように、土木研究所、東京国道工事事務所及び日本建設情報総合センター(JACIC)間を155MbpsのATM回線を用いてループ状に相互接続している。また、東京国道工事事務所から東京大学および東京工業大学へは6Mbpsの通信回線を用いて接続し

ている。各機関にはATMスイッチを設置し、情報通信のための超高速バックボーンを提供する。また、各々には遠隔会議や遠隔診断を行うためのTV会議サーバ、ビデオオンデマンドを行うためのVODサーバ、各種データを管理するデータベースサーバを分散して配置し、各々がその役割を効率よく遂行できるようシステムを構築した。



5. 本システムの機能と導入効果

本システムは、主に以下の2つの機能から構成される。

(1) ヘリコプター画像による被災状況把握

本機能は、被災地上空から送られてくるヘリコプター画像（準リアルタイム）を利用してマクロ的な状況把握を行うものである。その画像情報をもとに、TV会議を利用して、各機関間で協議を進めながら、デジタル地図上へ被災箇所をマーキングし、被災マップおよび被災構造物の一覧表の作成を行う。

ヘリコプター画像による被災状況把握実験の流れを図-2に示す。

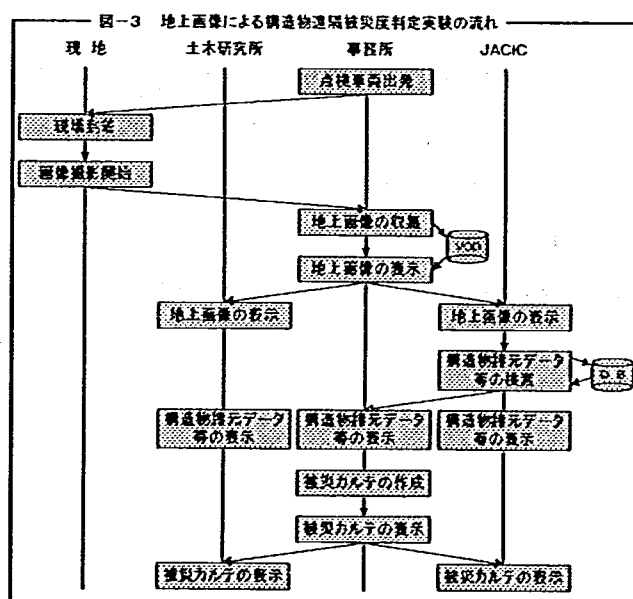
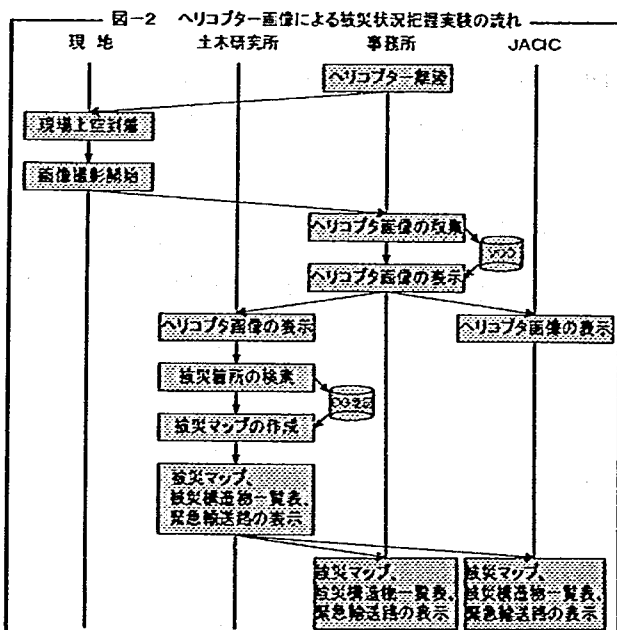
本機能の実現により、効率的な被災地の情報収集ができ、迅速な被災状況把握が可能となる。また、作成した被災マップに緊急輸送路のレイヤを重ねることによって、緊急輸送路の選定が可能となり、災害時においても道路を有効に機能させることができる。

(2) 地上画像による構造物遠隔被災度判定

本機能は、被災地から送られてくる構造物の画像（準リアルタイム）を利用して、データベースに蓄積されている構造物の設計書や過去の被災事例等を参照しながら、遠隔地にいる専門家とTV会議を通して、構造物の被災度判定（車両通行の可否、二次災害発生の危険性等）や復旧方法の協議を進め、被災カルテを作成するものである。

地上画像による構造物遠隔被災度判定実験の流れを図-3に示す。

現在の構造物被災度判定方法は、専門家が被災地に出向き被災構造物をみて判定を行っている。本機能の実現により、専門家が被災地に出向くことなく、複数箇所の被災度判定が可能となる。また、各機関が最新情報を共有して、TV会議での協議が可能なので、情報の混乱を避けることができ、迅速かつ的確な災害対策を遂行できる。



6. 機能確認実験結果と考察

現在（8月末）、本システムの機能毎の確認実験を行っており、画像品質の実用性の評価および被災マップ・被災カルテ等のアプリケーションソフトウェアの修正をしているところである。

ヘリコプター画像による機能確認実験に関しては、気象条件・昼夜等に左右されるものの条件さえ良ければ、短時間に広範囲の状況把握が可能である。また、MPEG-2の画質であればある程度細かな状況把握（交通状況等）が十分可能である。また、被災マップの作成することで、大略的な被災状況把握が可能となり、復旧体制および復旧方法等の判断材料（例 緊急輸送路の選定）と成り得る。

地上画像による構造物被災度判定実験に関しては、初動期においてデジタルカメラによる写真電送、次の段階で衛星通信車による準動画伝送が有効な情報収集手段であり、今後このような情報収集方法の使い分けが必要である。また、被災画像をVODに登録しておくことで、遠隔地にいる専門家が現地に向かわなくても、複数の構造物の被災度判定が可能である。

両実験に言えることであるが、同一の情報（被災画像、構造物データベース等）を共有してのTV会議が可能のため、このようなマルチメディアを活用したシステムは、災害時には非常に有効である。

9月以降、全体を通してのシステム自体の効果、有用性の評価を行い、防災情報システムのあり方についてもさらに検討・考察する予定である。また、震害予測システム、高解像度の衛星データの利用や橋梁の地震挙動詳細分析システム等新たなアプリケーションの開発も進んでおり、それらを統合していくことも重要である。

6. 今後の課題

今後、地建等にこのようなシステムを導入していく際には、各機関が光ケーブルで相互に接続されていることが前提となるが、地震時には光ケーブルが切断する恐れがあるので、バックアップや迂回などの検討を十分に行わなければならない。また、光ケーブルがネットワーク化されれば、その大容量性から、画像情報等が頻繁に利用されると思われるので、その管理手法についても検討する必要がある。ATM技術についても、現在ITU-T（International Telecommunication Union - Telecommunication Standardization Sector：国際電気通信連合-電気通信標準化部門）によって標準化作業が行われている途中であり、今後の動向が注目される。

今回は、震災時に注目しての防災情報システムの開発を行っているが、今後は地震災害に限らず、降雨等の気象に起因する水害、土砂災害などの他の自然災害にも対応可能な総合的な防災情報システムの構築を進めていく予定である。

高流動コンクリートの配合特性についての実験的検討

ダム構造研究室 町田宗久

1. まえがき

高流動コンクリートとは、自重により型枠内や鉄筋配置部に自己充填されるような高い流動性と間隙通過性を有し、かつ流動中に過度の材料分離を生じないで、均一性が保たれるような締固めを必要としないコンクリートをいう。

近年、コンクリートダムの施工においても作業の省力化を目指して高流動コンクリートを使用することが強く望まれている。しかし、高流動コンクリートの配合設計法はいまだ大系化されておらず、配合設計手法の確立が大きな課題となっている。

2. 目的

本実験は、高流動コンクリートの単位ペースト量と単位モルタル量およびモルタルの性状に着目し、材料分離抵抗性が良好なフレッシュコンクリートが得られる配合条件の検討を行うことを目的とした。

3. 実験方法

高流動コンクリートには配合中の粉体量を高めた粉体系高流動コンクリートと増粘剤を添加した増粘系高流動コンクリートの2種類がある。本実験においてはそれぞれのコンクリートの特性について検討するものとした。

粉体系高流動コンクリートについては、表1のように水粉体比と細骨材率を一定とし、粉体量とセメント粉体比がスランプフロー（流動性）と材料分離抵抗性に与える影響を求めた。増粘系高流動コンクリートについて

は、表2のよう

に、粉体量、水粉

体比、細骨材率を

一定とし、セメン

ト粉体比と増粘剤

添加率がスランプ

フローと材料分離

抵抗性に与える影

表1 粉体系高流動コンクリートの実験ケース

粉体系の種類	2成分系
粉体の種類	セメント、フライアッシュ
粉体量(P) (kg/m ³)	400、450、475、500
水粉体比(W/P)	35%
セメント粉体比(C/P)	25、50、75
骨材最大寸法	40mm
細骨材率(s/a)	45%
空気量	5±2%(AE剤使用)
混和剤添加量	高性能 AE 減水剤(P×1.4%)

表2 増粘系高流動コンクリートの実験ケース

粉体の種類	セメント、フライアッシュ
粉体量(P) (kg/m ³)	300
水粉体比(W/P)	55%
セメント粉体比 (C/P)	33%、50%、67%
骨材最大寸法	40mm
細骨材率(s/a)	50%
空気量	6±2%(AE剤使用)
増粘剤添加率(%/W)	0.1、0.2、0.3
混和剤添加量	高性能 AE 減水剤(P×1.4%)

表3 試験材料の物性値

使用材料	種類および特性
セメント	中庸熟ポルトランドセメント(比重=3.22、比表面積=3,180cm ² /g)
フライアッシュ	電発フライアッシュ(比重=2.28、比表面積=3,310cm ² /g)
細骨材	笠間産砂岩(比重=2.615、吸水率=1.24%、FM=2.77)
粗骨材	笠間産砂岩(比重=2.670、吸水率=0.47%、Gmax=40mm)
高性能 AE 減水剤	ポリカルボン酸塩と変成リグニン
増粘剤	水溶性セルロースエーテル
AE 剤	アニオン系界面活性剤

響を求めた。増粘系の高流動コンクリートについてはセルロース系の増粘剤を用いた。また、今回の試験に用いた材料の物性を表-3に示す。

コンクリートの練り混ぜには容量110リットルの傾胴式ミキサーを使用し、粗骨材、細骨材（半分の量）、セメント、混和材、増粘剤（増粘系の場合のみ）、細骨材（半分の量）の順に材料をミキサー内に投入して1分間の空練りを行い、その後、混和剤（高性能 AE 減水剤、AE 剤）を添加した水を投入して4分間の練り混ぜを行った。フレッシュコンクリートの試験として、練り上がり直後にコンクリート温度と空気量の測定を行った。また、練り上がり30分後にスランブフロー試験を行い、引き続いて3分後に材料の分離状態（①性状良好、②分離あり）を目視で観察した。また、増粘系高流動コンクリートの場合には、モルタルのフロー測定（JIS R 5201-1981）を行い、その時、モルタルの分離状態を観察した。

4. 実験結果

4.1 粉体系高流動コンクリート

図-1に単位ペースト量（コンクリート1m³あたりのセメント、フライアッシュ、混和剤、水の質量）とスランブフローの関係を示す。図によれば、いずれの配合とも単位ペースト量の増加とともにスランブフローが増加する傾向がある。しかし、セメント粉体比によってスランブフローの値が異なり、単位ペースト量とスランブフローの相関はやや低い。一方、図-2は、単位ペースト容積（コンクリート1m³あたりのセメント、フライアッシュ、混和剤、水の容積）とスランブフローの関係を示したものである。図によれば、セメント粉体比によらず、単位ペースト容積とスランブフローの間には高い相関関係があり、単位ペースト容積が増加するとスランブフローも大きくなる。また、単位ペースト容積が多すぎると材料が分離する傾向が見られ、材料分離に関して限界単位ペースト容積（本実験の配合では340ℓ/m³程度）が存在している。図-3は単位モルタル量（コンクリート1m³あたりの細骨材、セメント、フライアッシュ、混和剤、水の質量）とスランブフローの関係を、図-4は単位モルタル容積（コンクリート1m³あたりの細骨材、セメント、フライアッシュ、混和剤、水の容積）とスランブフローの

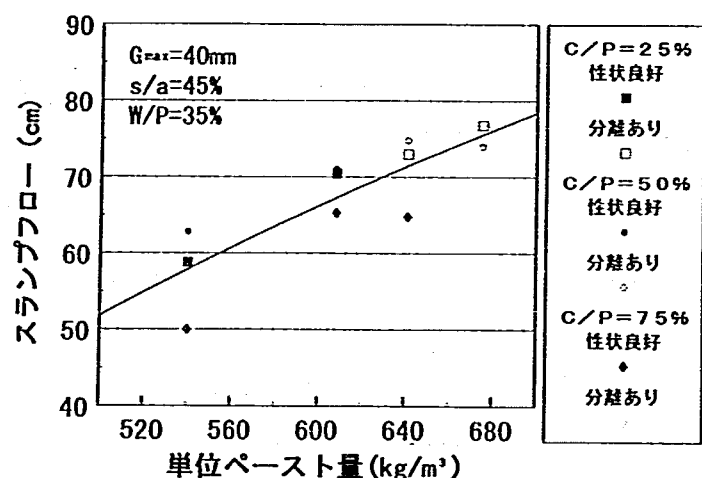


図-1 単位ペースト量とスランブフローの関係

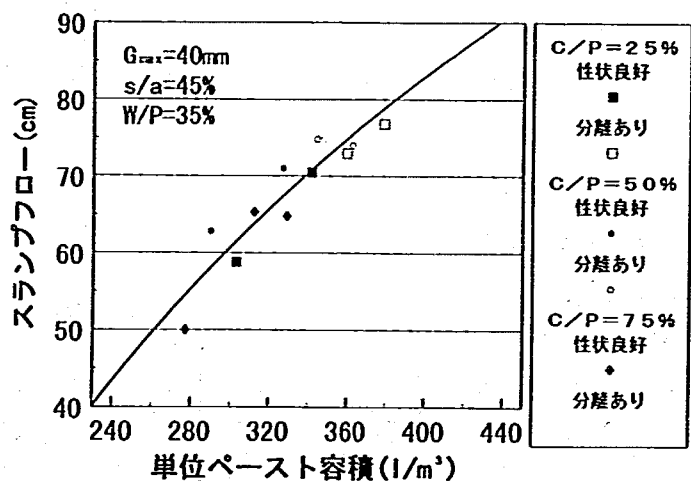


図-2 単位ペースト容積とスランブフローの関係

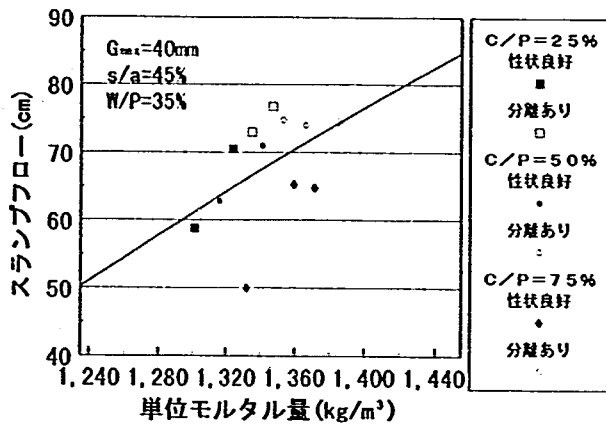


図- 3 単位モルタル量とスランプフローの関係

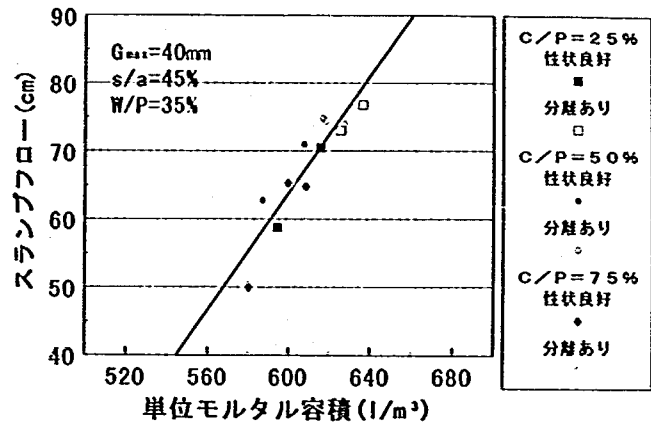


図- 4 単位モルタル容積とスランプフローの関係

関係を示したものである。図- 3によれば、いずれの配合とも単位モルタル量の増加とともにスランプフローが増加する傾向がある。しかし、セメント粉体比によってスランプフローの値が異なり、単位モルタル量とスランプフローの相関はやや低い。一方、図- 4によれば、セメント粉体比によらず、単位モルタル容積とスランプフローの間には高い相関関係があり、単位モルタル容積が増加するとスランプフローも大きくなる。また、単位モルタル容積が多すぎると材料が分離する傾向が見られ、材料分離に関して限界単位モルタル容積（本実験の配合では 620 l/m^3 程度）が存在している。

なお、今後は細骨材率を変化させることで単位ペースト容積と単位モルタル容積のどちらがスランプフローにより大きな影響を及ぼすか検討していく予定である。

図- 5はスランプフローと 50cm 到達時間（スランプコーンを引き上げてフローが 50cm になるまでの時間）との関係を示したものである。図より、セメント粉体比 C/P に関係なくスランプフローが増加すると、50cm 到達時間は減少する傾向がある。

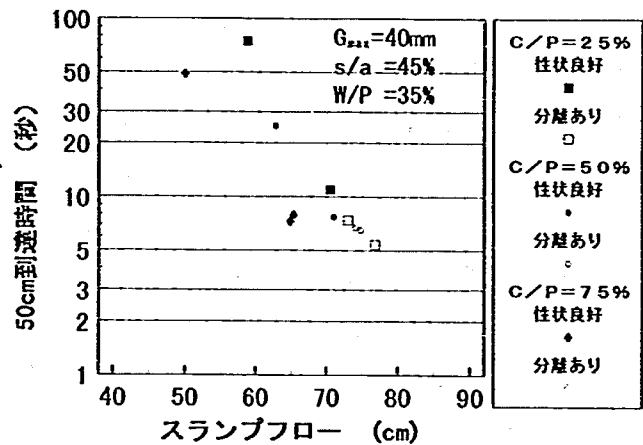


図- 5 スランプフローと 50cm 到達時間の関係

4. 2 増粘系高流動コンクリート

図- 6に増粘剤添加率とスランプフローの関係を、図- 7に増粘剤添加率と 50cm 到達時間の関係を示す。増粘剤添加率が同じ場合、セメント粉体比 C/P が大きくなる（ペースト容積は小さくなる）とスランプフローが減少し、50cm 到達時間は増加している。一方、増粘剤添加率を増加するとスランプフローが増加する傾向が現れている。また、増粘剤添加率 0.1% に比べて増粘剤添加率 0.2% と 0.3% で材料分離抵抗性が向上する傾向がみられる。

次に、フルサイズの高流動コンクリートから、ウェットスクリーニングで 5 mm 以上の粗骨材を除いたモルタルのフロー値を測定した結果を図- 8 に示す。図- 6と図- 8 から、フルサイズの高流

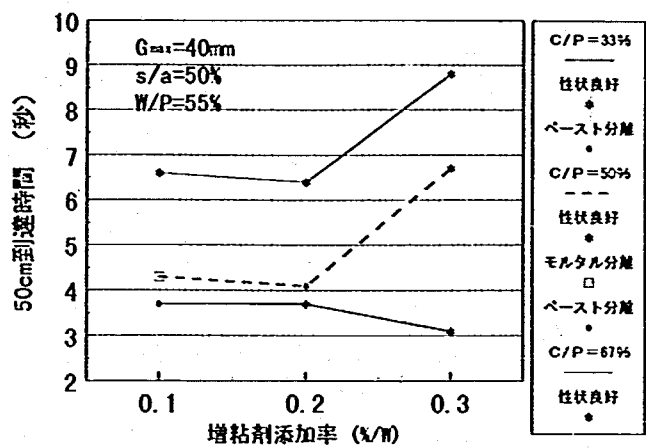
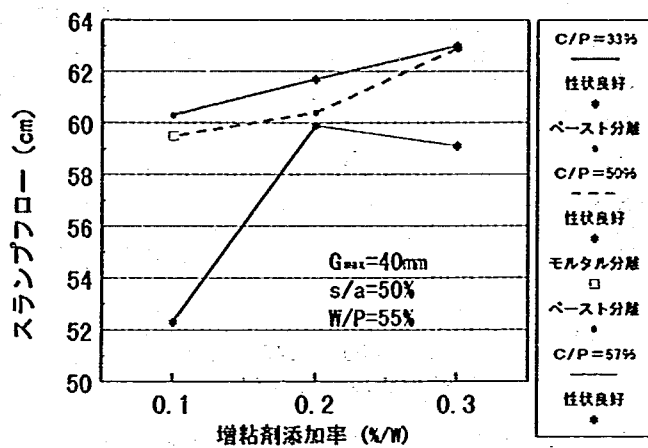


図- 6 増粘剤添加率とスランプフローの関係

図- 7 増粘剤添加率と 50cm 到達時間の関係

動コンクリートで求めた増粘剤添加率とスランプフローの関係とウェットスクリーニングしたモルタルから求めた増粘剤添加率とモルタルフローの関係はよく一致している。また、モルタルフローの試験結果で材料分離を生じなかった増粘剤添加率とスランプフロー試験で材料分離を生じなかった増粘剤添加率は良く一致していることがわかる。以上の試験結果より、モルタルの性状が高流動コンクリートの材料分離抵抗性に関係していることが考えられる。

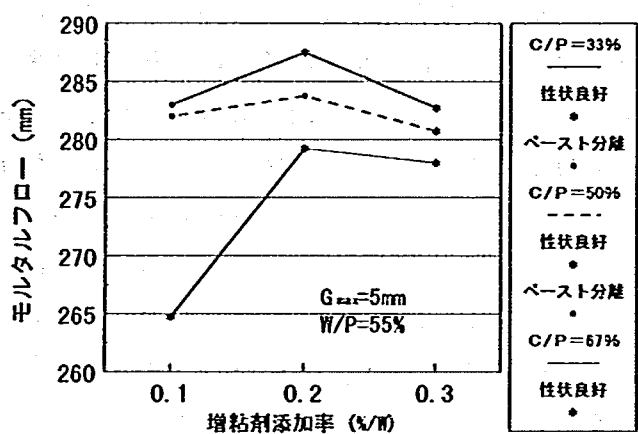


図- 8 増粘剤添加率とモルタルフローの関係

5. まとめ

本研究は高流動コンクリートの流動性と分離抵抗性に関する基礎的な配合特性に関する検討を行った。まとめると以下になる。

- ①粉体系高流動コンクリートのスランプフローは、単位ペースト量または単位モルタル量よりも単位ペースト容積または単位モルタル容積に大きく影響される。また、材料分離に関して限界単位ペースト容積と限界単位モルタル容積が存在する。
- ②増粘系高流動コンクリートでは増粘剤添加率を高めるとスランプフローは増加し、材料分離抵抗性が向上する傾向がある。また、セメント粉体比を増加するとスランプフローは減少し、流動速度が遅くなる。
- ③増粘系高流動コンクリートの流動性はモルタルの流動性に依存する。

今後の課題としては、粗骨材最大寸法、細骨材率、水粉体比が与える影響などがあげられ、さらに配合設計の確立のため詳細な検討を進めて行く必要がある。

開口部を有する箱桁の耐風安定性に関する基礎的研究

構造橋梁部構造研究室 松藤洋照

1. まえがき

1940年、アメリカのタコマ・ナローズ橋が風により励起された振動により落橋し、これ以降、耐風安定性が長大橋梁を計画施工する上で重視されてきた。現在、全国各地で海峡部を横断する海峡横断道路プロジェクト構想されている。このプロジェクトには、現在、建設が進められている世界最大支間 ($L=1,990\text{m}$) を有する明石海峡大橋を上回る超長大橋が含まれる可能性がある。明石海峡大橋を越える超長大橋では、風による静的変形が大きく、風荷重により主要な部材の断面が決定される可能性がある。また支間長が長くなるに従い、固有振動数が下がり、フラッターと呼ばれる風による振動が発生しやすくなる。フラッターは自励振動のひとつで、構造物の運動を成長あるいは持続させる周期的な外力（風）が運動自体によって供給される振動で、風速がある値を越えると、ねじれ振動を主体として振幅が発散的に増加し、やがて破壊に至る危険な振動である。さらに、超長大橋が建設される海峡部では、陸上より高い風速が予想される。このことから、超長大橋の実現には耐風安定性の確保が極めて重要な課題である。

超長大橋の桁形式としてトラス桁と箱桁が考えられるが、維持管理の容易さ、経済性などの観点では、箱桁が望ましいと考えられる。しかし、従来の箱桁形式はフラッター発現風速が低く、所要の耐風安定性を確保するのは難しい。そこで、本研究は、開口部を有する箱桁に着目し、その耐風安定性について検討を行った。

2. 開口部を有する箱桁のフラッター特性

2. 1 検討対象・手法

超長大橋として中央支間長3,000m級の吊橋を想定し、桁剛体模型を用いた二次元パネ支持風洞実験を実施し、主として橋桁の開口位置が耐風性に与える影響について調査した。二次元パネ支持実験とは、図-1に示すように風洞内に模型をパネで支持し、実橋と固有振動数などの諸元を相似さ

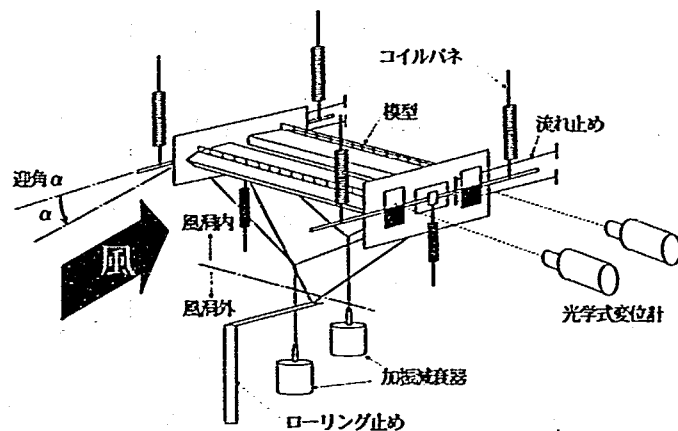


図-1 パネ支持実験概要

せた状態で風を流し橋桁の耐風性を検証する実験である。風洞模型は、想定吊橋の縮尺1/100の桁剛体模型とした。質量、振動数を表-1に、断面寸法を図-2に示す。A-MODELは桁の上下面に開口部を有する箱桁断面とし、開口部をトラス構造で補強したタイプである。この模型では、上下別々の位置に開口部を設けることができるので、開口位置を様々に組み合わせて実験を行い、その影響を調べた。

B-MODELは複数の箱桁が適当な間隔で横方向に連なり、吊り位置の横桁に支えられた構造を持つタイプである。この模型では、2～4連の箱桁を持つ断面について箱桁の桁の数、開口部の位置および大きさ等を変化させて実験を行い、その影響を調べた。

表-1 実験諸元

	A		B	
	想定吊橋A	A-MODEL	想定吊橋B	B-MODEL
縮尺	—	1/100	—	1/100
質量	4.693tf・m ² ・s ²	0.4570kgf・m ² ・s ² (0.4600)	4.693tf・m ² ・s ²	0.4603kgf・m ² ・s ² (0.4600)
極慣性モーメント	1280tf・m・s ²	0.0131kgf・m・s ² (0.013)	1620tf・m・s ²	0.0161kgf・m・s ² (0.016)
振動数 (Hz)	たわみ	0.050 1.16 (1.16)	0.050	1.16 (1.16)
	ねじれ	0.105 2.47 (2.47)	0.105	2.49 (2.49)
構造減衰	たわみ	—	—	0.0065
	ねじれ	—	—	0.0067
桁幅	40m	0.40m	45m	0.45m
桁高	4m	0.04m	3m	0.03m
模型長	—	0.98m	—	0.98m

*1、*2) 想定吊橋の質量、極慣性モーメントはm単位、模型の極慣性はkgf・m単位
注) 模型の質量、極慣性モーメント、振動数について、() 内の値は模型要求値

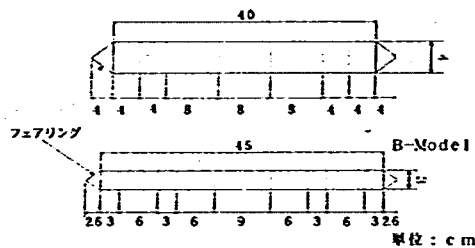


図-2 実験使用模型

2. 2 実験結果

実験に使用した気流は一様流で、実験ケースと実験結果は表-2に示す。

表-2 実験結果

2. 2. 1 結果考察

1) A-MODEL

フェアリング（整流板とも呼ばれ、桁端部の気流の剥離を抑える部材）を有する開口部の全くない基本断面のフラッター発現風速が39m/s(CASE1)であるのに対し、桁中央に開口部を設けると51m/s(CASE5)に上昇し、桁上下面のどちらかにだけ開口部を設けた断面(CASE2, 3, 4, 6)では、フラッター発現風速が殆ど変わらなかった。これにより、開口部からの気流の吹き抜けが耐風性に影響していることがわかる。一方、桁端部に開口部を設けたところ、ねじれ振動の卓越したフラッターが生じ、発現風速は25m/s(CASE8)と低下した。桁端部と中央部の両方に開口部を設けた断面は、たわみ振動とねじれ振動とが連成したフラッターの振動状態が現れ、フラッター発現風速は19m/s(CASE10)とさらに低下した。このことにより、開口部は中央にまとめた方が有効

実験 CASE	MODEL	断面形状	迎角(度)	開口率	フェアリング	フラッター発現風速 (m/s)
1	A		0°	0%	有	39m/s
2	A		0°	0%	有	38m/s
3	A		0°	0%	有	37m/s
4	A		0°	0%	有	37m/s
5	A		0°	20%	有	51m/s
6	A		0°	20%	有	37m/s
7	A		0°	20%	有	47m/s
8	A		0°	20%	有	25m/s
9	A		0°	20%	有	21m/s
10	A		0°	40%	有	19m/s
11	A		0°	20%	有	18m/s
12	A		-3°	20%	有	53m/s
13	A		+3°	20%	有	53m/s
14	A		0°	0%	無	27m/s
15	A		0°	20%	無	16m/s
16	B		0°	0%	有	39m/s
17	B		0°	13%	有	38m/s
18	B		0°	20%	有	54m/s
19	B		0°	33%	有	51m/s
20	B		0°	47%	有	80m/s
21	B		0°	26%	有	62m/s
22	B		0°	40%	有	57m/s
23	B		0°	13%	有	46m/s
24	B		0°	47%	有	64m/s
25	B		0°	23%	有	74m/s
26	B		0°	33%	有	68m/s
27	B		0°	40%	有	69m/s

であり、中央開口部は、ねじれ振動を抑える効果があることがわかる。中央に開口部を有する断面は迎角を $\pm 3^\circ$ (CASE12, 13)としても、フラッター発現風速の変化は少ない。ただし、フェアリングの無い断面では、開口部が無い場合にはフラッター発現風速が27m/s (CASE14)であるのに対し、桁中央部に開口部を設けると、18m/s (CASE11)と低下した。これより、開口部を設けることは、断面形状によっては逆効果となることもあり、フェアリングなど桁端部の形状を適切に設定する必要があることがわかる。

2) B-MODEL

A-MODELと同様に開口部のない基本断面のフラッター発現風速が39m/s (CASE16)であるのに対し、桁中央に開口部を設けると54m/s (CASE18), 80m/s (CASE20)と上昇し、開口幅が大きいほどフラッター発現風速が高くなっている。一方、80m/sと最もフラッター発現風速の高い断面 (CASE20)と同じ開口率で位置を分散させて設けた断面で実験を行ったところ、フラッター発現風速は70m/s (CASE24)弱となった。したがって、A-MODELの結果と同様に、開口部は分散させず、中央にまとめた方が有効であることがわかる。

3) 開口部の効果

A-MODEL、B-MODEL共に、開口部を中央に設けることにより耐風性が向上し、ただし、この場合、フェアリング等により桁端部の形状を適切に設定する必要がある。開口率が大きいほど耐風性が向上することが明らかとなった。

3. 耐風対策部材の適用

前述の実験結果から、開口率は大きいほど空力特性は良いが、あまりに開口率を大きくすると実際に施工不可能な断面となったり、主塔や基礎も大きくなり、全体的な建設コストが高くなったりして、超長大橋の実現は難しくなる。施工性、経済性の観点からできるだけ開口率の小さい断面を選定すべきである。そこで、開口率を20%

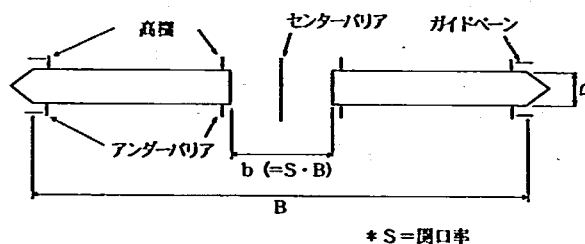


図-3 耐風対策部材

とし、空力特性をさらに改善するために、図-3に示す幾つかの耐風対策部材を用いて二次元バネ支持実験を行った。桁構造は前述の実験結果より耐風性の向上性の大きかったB-MODELを使用した。

3. 1 耐風対策部材の効果

前述の実験結果より中央開口部がねじれ振動を抑える働きがあることから、開口部の空気の流れを促進させるためにセンターバリアと呼ばれる部材を開口部に設置し、実験を行った。センターバリアの突出量をD/4とし、迎角 0° 、 $\pm 3^\circ$ を実験した結果を図-4に示す。Y軸のフラッター発現風速比とは対策を施した断面と基本断面とのフラッター発現風速の比である。図より 0° 、 $+3^\circ$ のフラッター発現風速は上昇しているが、 -3° の時のフラッター発現風速は他の2つの迎角に比べてそれほ

ど上昇していないことがわかる。そこでガイドペーンと呼ばれる桁端部より剥離を抑える働きのある部材を設置したところ、図-5に示すように -3° における耐風性はわずかではあるが向上した。また、基本断面、センターバリア付断面で観測された、高風速時におけるたわみ振動が減少する効果も得られた。しかしながら、 -3° におけるフラッター発現風速は迎角 0° 、 $+3^\circ$ に比べまだ低かった。これは、桁断面が上下対称でないためと考え、桁下面に高欄型部材（アンダーバリア）を取付け実験を行ったところ、図-6に示すように -3° の迎角においてフラッター発現風速が上昇し、 0° 、 $\pm 3^\circ$ において良好な耐風性を得ることができた。

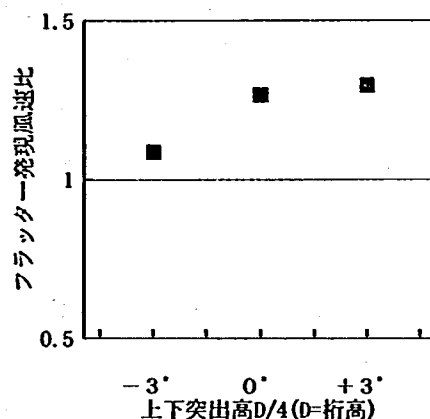


図-4 センターバリアの効果

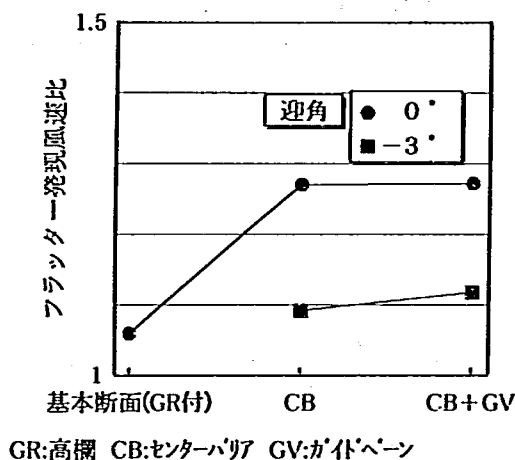


図-5 ガイドペーンの効果

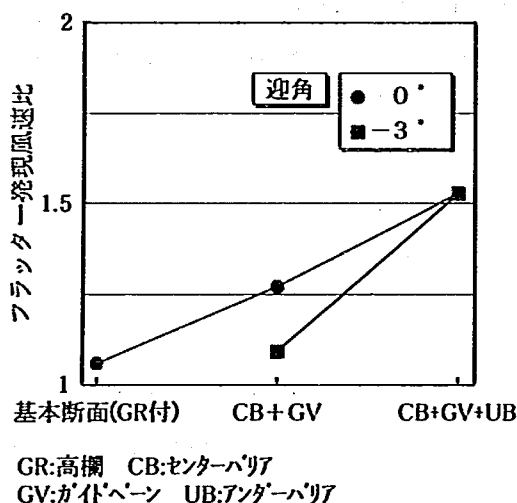


図-6 アンダーバリアの効果

4. まとめ

これまでに明らかになった主な事項を以下にまとめる。

- 1) 橋桁に開口部を設ける場合、開口位置は中央に設け、開口幅を大きくするほど耐風性は上昇する。ただし、この場合フェアリングなどにより桁端部の形状を適切に設定する必要がある。
- 2) 開口部にセンターバリア、桁端部にガイドペーン、そして桁下面にアンダーバリアを設置し上下対称断面にすることにより、耐風性をさらに向上させることができる。

参考文献：佐藤、荻原ほか：超長大橋の耐風安定性に関する調査研究報告書、土木研究所資料第3429号、平成8年3月

「外ケーブルを用いた合成げた床版の打換え工法」 の定着部に関する研究および試験施工

橋梁研究室 宮崎 和彦

1. はじめに

従来、鋼合成げた橋の床版打換えは、けたの座屈現象や応力超過を防ぐために支保工や全面通行止めを行って施工する方法が用いられている。しかしながら、従来の方法では、けた下条件や交通状況等によっては施工が困難な場合があり、これらに対処する新しい工法として外ケーブルを用いた床版打換え工法の開発を行ってきた。〃〃〃

2. 外ケーブルを用いた合成げた床版の打換え工法の概要

本工法は、主げたの下側に設けた外ケーブルに緊張力を導入するという比較的簡便な方法によりこれらの問題を解決して合成げた床版を打換え、けたと床版の合成作用を確保する工法である（図-1参照）。また、主げたと定着装置の連結には高張力万力を使用することによって、主げたに溶接跡やボルト孔などを残さずに施工できることが特徴の一つである。

一方、本工法においては、外ケーブル緊張により主げたに逆モーメントを生じさせることとなるが、主げたは本来このような荷重を想定していない。そこで、本研究では、緊張時に主げたに過大な負荷が生じるおそれのある主げたの安全性を確認をすることを目的として、実橋での試験施工に先立ち、定着装置付近の実物大供試体による載荷試験およびFEM解析を行った。また、これらの結果を踏まえて建設省東北地方建設局技術活用パイロット事業の一環として実橋における試験施工を実施し、橋梁各部材の変位や応力等の計測を行った。これにより本工法の安全性が総合的に確認されたため、ここで報告する。

3. 外ケーブル定着部の検討

3. 1. 実験概要

供試体は、図-2に示すように試験施工を行った実橋と同様の寸法であり、水平な台座上にウェブ面が水平になるように設置し、反力壁に固定した。また、反力壁背面のセンターホールジャッキにより外ケーブル（PC鋼棒）を緊張する方法を採用した。試験施工ではウェブに垂直補剛材による補強が行われたが、その効果を確認するために、図-3に示すように主げたウェブに垂直補剛材がない場合（CASE1）とある場合（CASE2）、

外ケーブル緊張により引張応力を作用させ、断面力を軽減させる

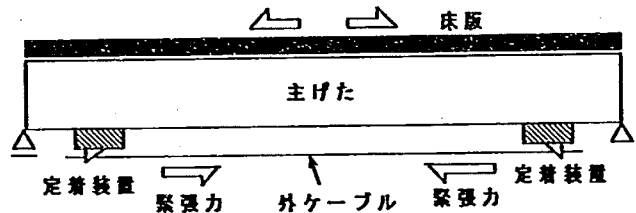


図-1 工法概念図

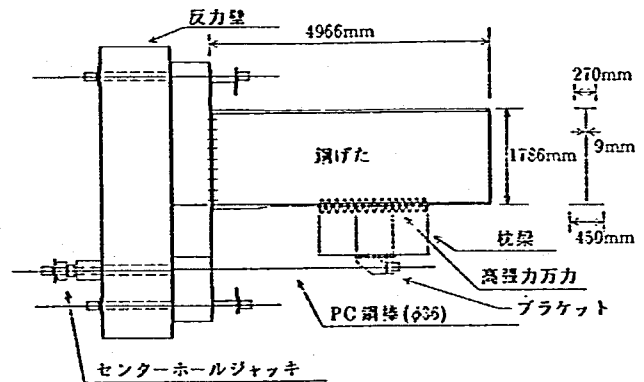


図-2 実験供試体

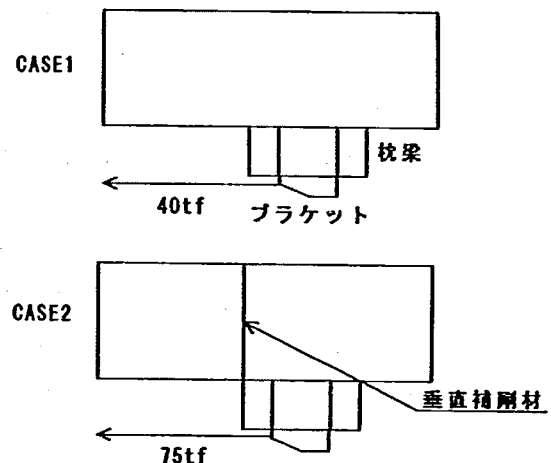


図-3 実験ケース

また高張力万力の特性を確認するためにCASE2の高張力万力を30本から16本に減らした場合 (CASE3) の3ケースについて行った。試験施工でのPC鋼棒の最大設計張力65tfに対する主げたの安全性の確認がこの実験の目的であることと、供試体の破壊まで载荷を行うのは危険であることから、载荷は終局状態まで行わず、CASE1で40tf、CASE2で75tf、CASE3では主げたと枕梁のすべりが発生するまで载荷を行った。なお、外ケーブルに用いるPC鋼棒の降伏引張荷重は88tfである。

3. 2. 実験結果

図-4は、CASE2の载荷荷重75tfにおける主げたの応力分布である。最大の主応力が生じた測定位置④での最大主応力は -348kgf/cm^2 、最小主応力は -1179kgf/cm^2 であり、死荷重による応力を無視した場合でも許容応力度 ($\pm 2100\text{kgf/cm}^2$) 以下であった。また、CASE1では40tf、CASE2では75tfまで载荷を行ったが、荷重-ひずみ関係は線形であり応力集中によって鋼材が降伏することはなく、高張力万力によって取り付けられた主げたと枕梁がすべることもなかった。図-5は、高張力万力を減じたCASE3における主げたと枕梁のすべり量を示している。载荷荷重48.7tfとき、すべりが発生した。この実験値は、設計値36.8tfを十分に満たしており、高張力万力による枕梁定着の設計方法は妥当であることがわかった。

3. 3. FEM解析

主げたの局部座屈に対する安全性はFEM解析を行って検討した。解析は、実験ケースのCASE1,2について行った。なお、応力のFEM解析値については実験値と十分よく一致した。CASE1における主げたの局部座屈強度は、図-6に示すように、65tfとなり実橋での設計荷重レベルとなった。座屈モードは、主げたウェブの中央部がだ円形状に膨らむ形であり、座屈の起こりうる影響範囲が大きいことがわかった。

同様にCASE2の場合は、図-7に示すように座屈モードが垂直補剛材を挟んで両側ウェブが膨らむような形となり、局部座屈強度は設計荷重の2.7倍の175tfと垂直補剛材設置により座屈荷重は大幅に向上し、構造物として十分に安全なものとなった。

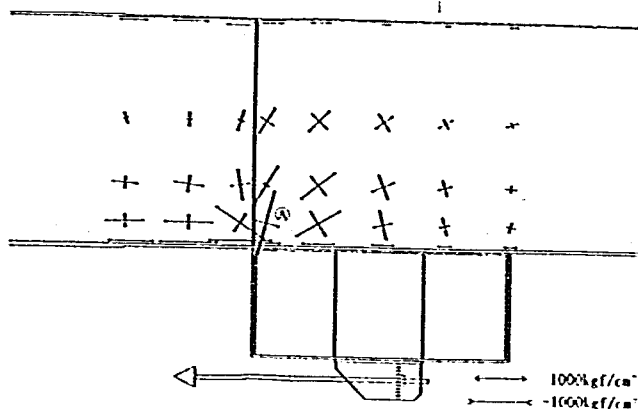


図-4 CASE2応力分布

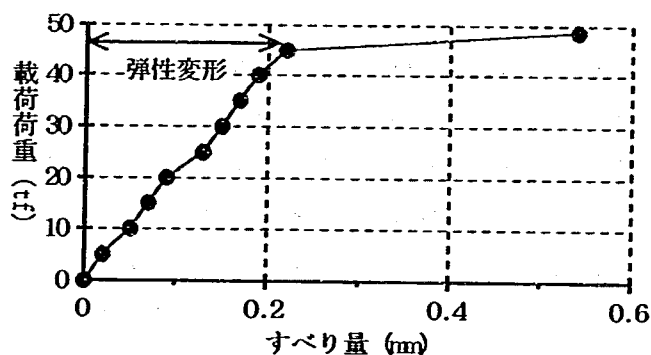


図-5 CASE3 荷重-すべり量

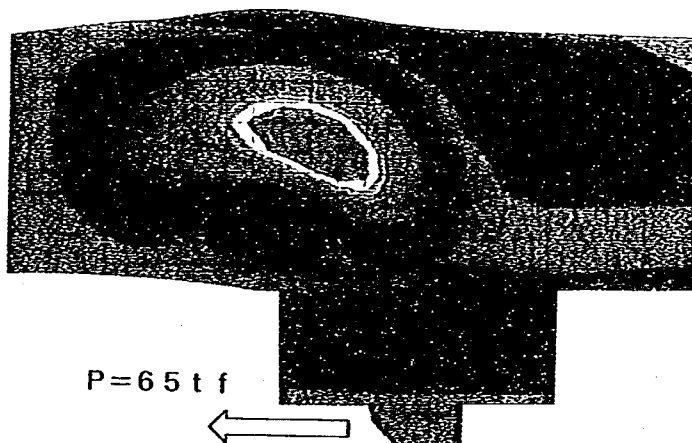


図-6 CASE1座屈荷重

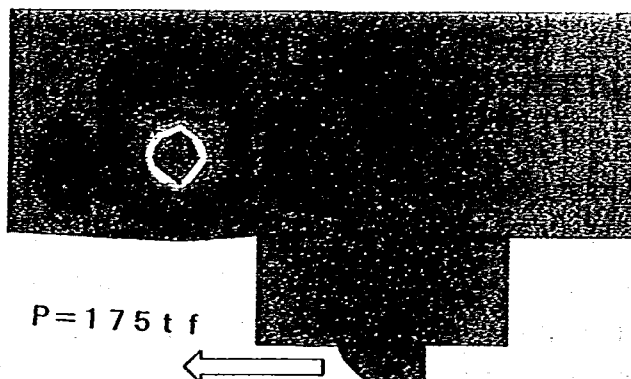


図-7 CASE2座屈荷重

4. 実橋での試験施工

4. 1. 試験施工概要

試験施工は平成7年9月～12月東北地方建設局山形工事事務所管内国道113号桜川橋において実施された。桜川橋の橋梁諸元を表-1、施工手順を図-8に示す。

本橋は、豪雪地帯という厳しい

気象環境にあり、また、大型車混入量の多い路線に位置している。さらに、縦断勾配の影響により雨水が滞水し易い状況にあるため、床版の劣化損傷が顕著であった。既設のRC床版には遊離石灰や格子状のひび割れが発生し、部分的に抜け落ち補修されている箇所もあった。本工法は、RC床版の打換えにも十分対応することができるが、今回の試験施工ではより耐久性の高い床版を架設する目的からPC床版を採用した。

床版の架設は、施工時の主げたのたわみや応力、外ケーブルの緊張力の変化等を確認し、施工性についての比較検討を行うため、前半の片側車線の施工を一次施工、後半の片側車線の施工を二次施工と呼び、異なる架設方法を採用した。一次施工側は部分的に旧床版を撤去し逐次新床版に置き替える方法、二次施工側は一度に旧床版を撤去し新床版に置き替える方法とした。

外ケーブルに導入する緊張力は、事前の解析結果から、全ケーブル一律50tfとした。外ケーブルの緊張力は施工の各段階毎に確認し、その都度50tfの緊張力を維持するよう微調整を行った。

4. 2. 計測方法

計測は、工事の着工前、外ケーブル緊張前後、床版撤去時、主げたと床版の合成前後、外ケーブル緊張力解放前後等の施工段階で20tfの載荷車両2台を使用して行った。載荷は、一次施工側1台、一次施工側2台直列、二次施工側1台、二次施工側2台直列および両車線並列の5種類のパターンで行い、主げた、床版、二次部材のひずみ測定および主げたの鉛直変位を計測した。また24時間の応力頻度測定も併せて行った。計測状況の例として一次施工側の床版架設状態を図-9に示す（図-8*印の施工段階）。

表-1 橋梁諸元

構造形式	単純合成1げた（4主げた）
支間長	32.20m
全幅員	11.80m
適用示方書	昭和47年 道路橋示方書
竣工年	昭和49年

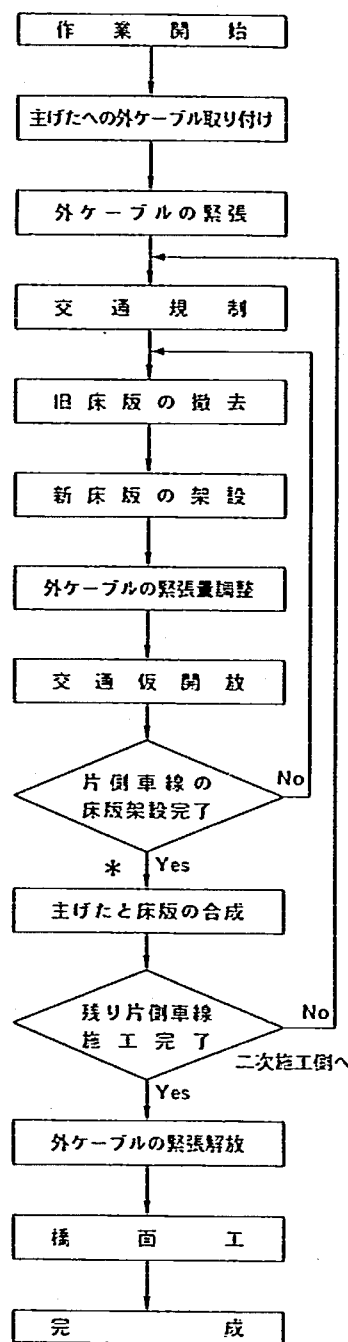


図-8 施工手順

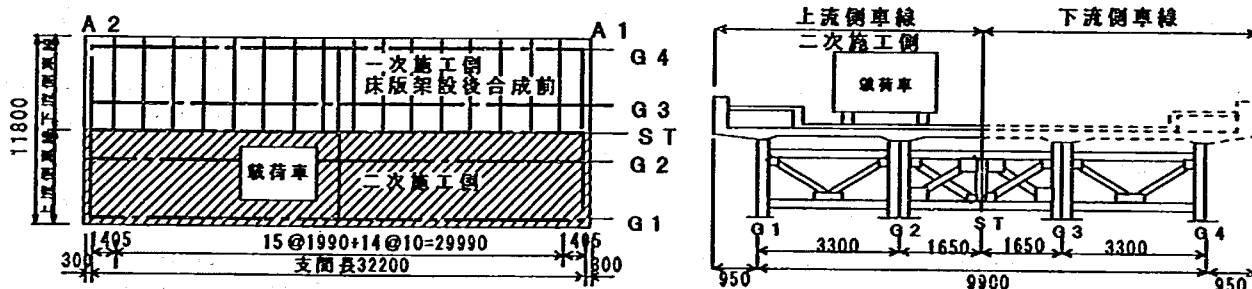


図-9 計測状況（二次施工側1台載荷の例）

4. 3. 計測結果

各施工段階における主げた支間中央のたわみの実測結果と計算値との比較の例を図-10～図-12に示す。

図-10の外ケーブル緊張前の片側荷状態では計算値と実測値を比較すると、計算値の主げた間のたわみの差が実測値よりも大きい。これは実際の横げたによる荷重分配が計算値より大きなものとなっていることを示している。

図-11は一次施工側合成前の片側荷状態の挙動を示している。計算値は荷重車両の荷重については分配効果を考慮しているが、外ケーブルの緊張力についてはこれを考慮せず単独のけたとして計算しているため、非合成部ではそりが過大に評価されている。実橋においては、横げたの荷重分配作用により全体的に均一化された挙動を示したと考えられる。

図-12は一次施工合成後の片側荷状態の挙動を示している。全体にわたり実測値は計算値よりたわみ量が小さい。これは図-11のような非合成部が合成部の影響を受け、変形が拘束された状態で合成を行ったため実測値が計算値を下回る傾向を示す結果になったと考えられる。

また、実測値により外ケーブルの緊張力解放時には、床版と主げたの合成作用により床版の上縁に 6.2kgf/cm^2 、下縁に 4.3kgf/cm^2 の付加応力が導入されたことがわかった。

5. おわりに

外ケーブル定着部の検討では、主げたウェブが局所的に降伏することなく、高張力万力の安全性も確認できた。

また、垂直補剛材を取り付けることによって主げたの座屈に対して十分な安全性が確保できることがわかった。試験施工においては、試験施工時に行った挙動計測の結果は計算値とほぼ一致し、施工も順調に行われたことから本工法の安全性が確認できた。さらに、外ケーブルの解放時にキャンバーが戻ることで床版に若干の付加応力が導入されたが、これにより床版の耐久性の向上を期待することができる。

今後、これらの結果を踏まえて、「外ケーブルを用いた合成げた床版の打換え工法」の確立を目指し、同工法についてのマニュアルを作成する予定である。

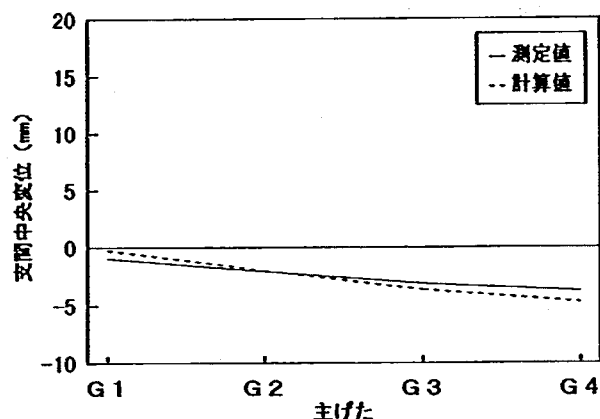


図-10 外ケーブル緊張前 (G3,G4側1台)

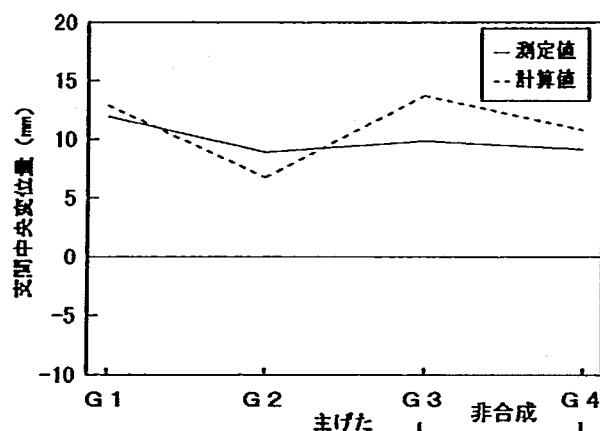


図-11 一次施工側合成前 (G3,G4側1台)

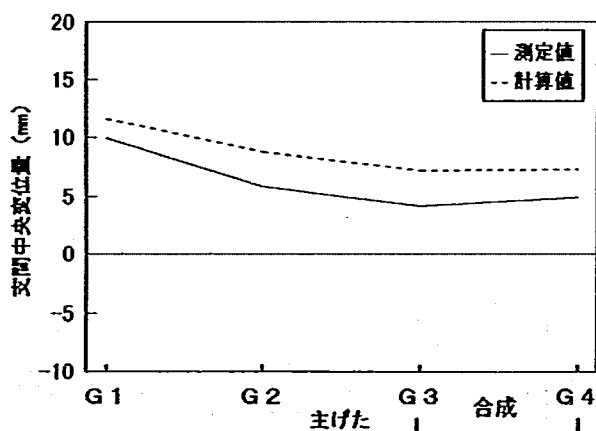


図-12 一次施工側合成後 (G3,G4側1台)

- 【参考文献】 1) 西川, 神田, 堀地: 合成げた橋の床版打換え工法に関する試験調査, 第21回日本道路学会論文集, 一般論文集 (B), 1995
 2) 鈴木, 丸山, 高田: 外ケーブルを用いた合成桁の補修・補強工法, 第21回関東支部技術研究発表会講演要集, V-1, 1994
 3) 中村, 丸山, 高田, 原田: 外ケーブルによる鋼・コンクリート合成桁の補強効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.1, 1994

橋梁基礎に及ぼす地盤流動力の評価

耐震技術研究センター防災技術課 濱田 禎

1. はじめに

1995年1月に発生した兵庫県南部地震において、臨海部の人工埋立地で、水際線構造物の移動と背面地盤の液状化に伴う地盤流動によって、道路橋の基礎に大きな変位が生じた。道路橋の地盤流動による被災例としては、1964年の新潟地震の際の事例が報告されているが、このときは地震動や液状化の影響も大きく、地盤流動が橋梁にどれほどのダメージを与えたのかは明確に解明できていない。本研究では、地盤流動による被害の様子を紹介するとともに、地盤流動が橋梁基礎に及ぼす力を被災事例に基づいて推定した。

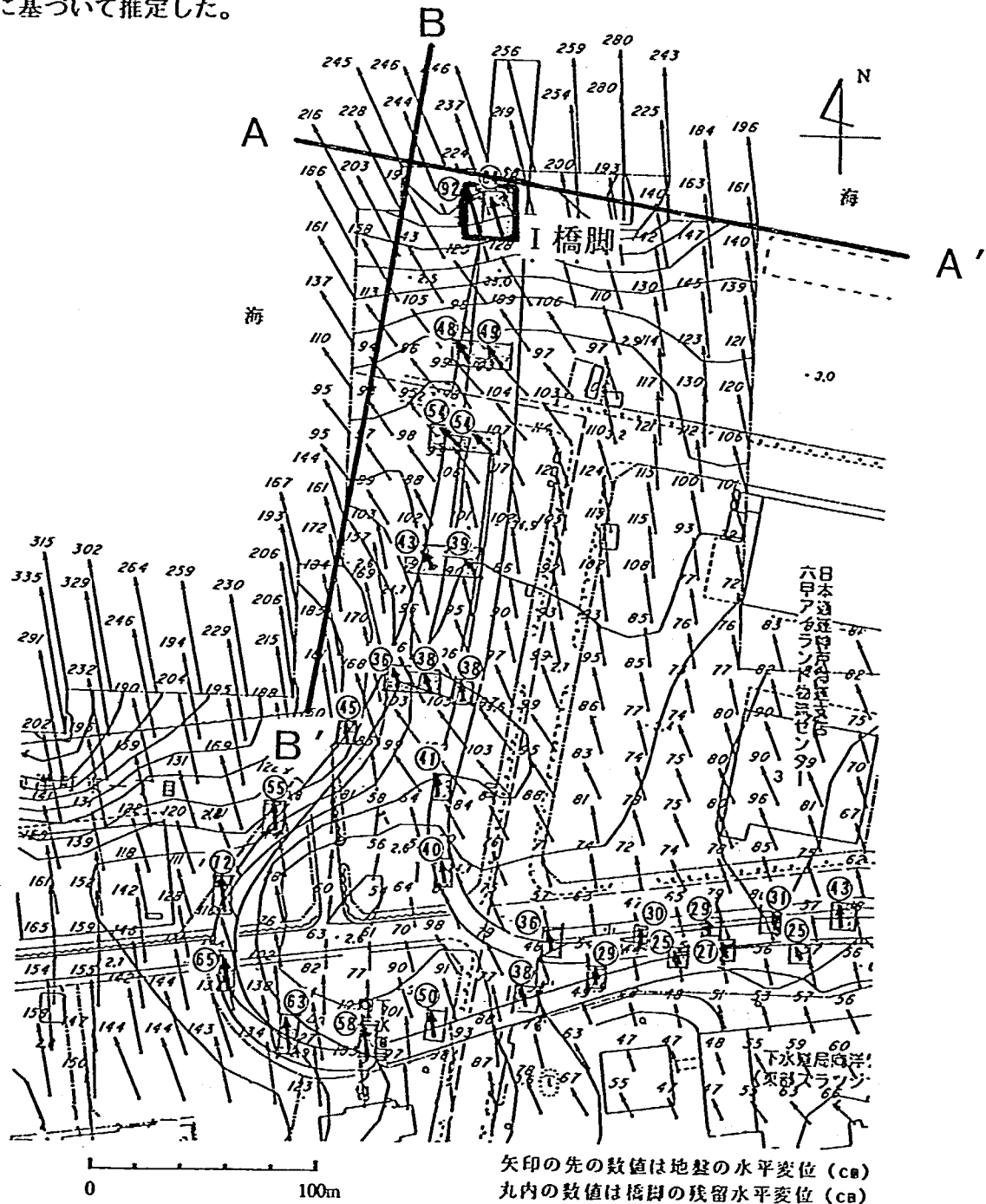


図-1 六甲アイランドにおける地盤の水平変位および橋脚の残留水平変位図
(地盤の水平変位は濱田ら¹⁾による測量結果を補正。

2. 地盤及び橋脚の残留変位

兵庫県南部地震では、臨海部の人工埋立地において多く液状化が発生した¹⁾が、この地域の埋立地のように平均粒径の大きな土層は、従来液状化しないものと考えられていた。

液状化の発生した地域では地盤面が沈下するなどの被害が出たが、特に水際近くにおいては、液状化と水際線構造物の移動に伴う地盤流動が発生し、水際線構造物のみならず、その背後の構造物にも被害が及んだ。

地盤流動の影響を定量的に把握するため、航空写真測量を行い、地盤の残留変位を計測した。計測は次のような手順で行った。

- ①道路の白線等地盤流動以外の要因で地震前後の位置が変化していない点を測定点として選定する。
- ②航空写真測量により測定点の地震前後の座標を求める。
- ③地震前後の座標の差をとり、移動量ベクトルを求める。

このようにして求められた計測点の移動量ベクトルから、各地点の移動量ベクトルを推定して地図上にプロットし、併せて阪神高速道路公団が5号湾岸線について測量した橋脚の移動量を重ねたものが図-1²⁾である。

図-1は六甲アイランド北岸付近について示したものであるが、東西に連なる岸壁(A-A')と南北に連なる岸壁(B-B')がそれぞれ北と西に移動したため、背面の地盤が北西方向に移動しているのがこの図からわかる。水路の直近では、地盤の移動量が2m以上にも達し、その影響が水路から300m程度離れた場所にまで及んでいる。

また、橋脚の移動量についても、水路の直近で最大の92cmが計測されている(1橋脚)ほか、水路から150m離れた場所でも63cmが計測されており、地盤流動が橋梁基礎に対して広い範囲で影響を及ぼすことがわかる。

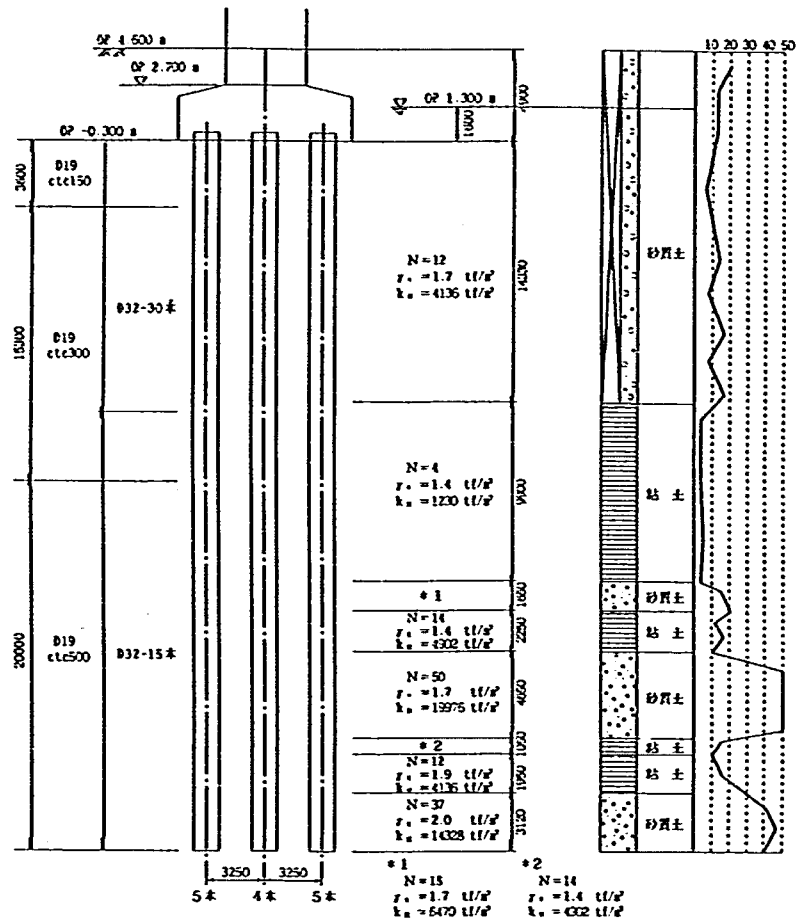


図-2 地盤条件図

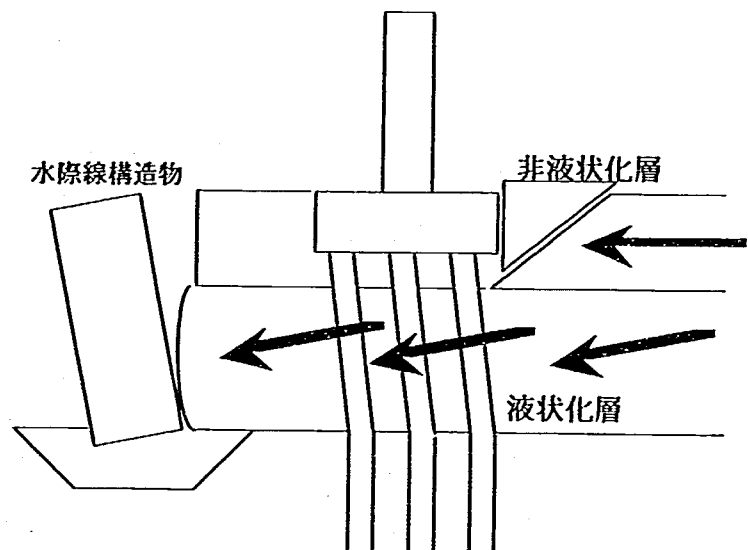


図-3 流動力の発生モデル

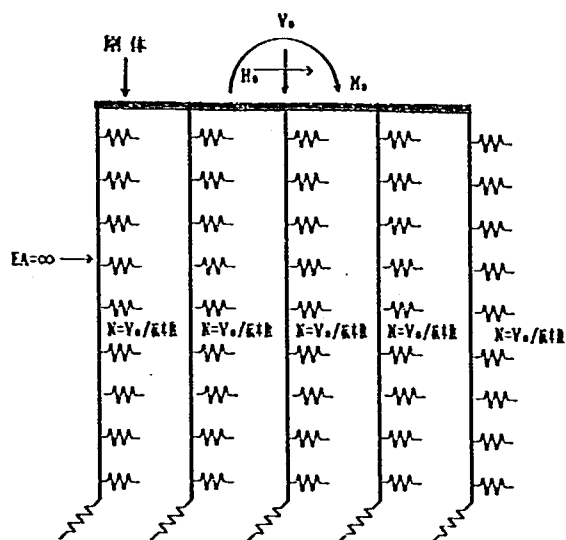


図-4 杭基礎の非線形性を考慮した照査モデル

	I	II	III	IV
計測変位 disp (cm)	90	100	56	62
受働土圧係数 K_p	4.14	4.14	4.14	4.14
γ (tf/m ³)	1.7	1.7	1.7	1.7
液状化層厚 HNL (m)	3.3	3.7	3.6	2.86
液状化層厚 HL (m)	15.9	15.3	9.7	16.15
7-7' 幅 Bf (m)	18	53	22	22.5
橋脚幅 (m)	2.5	3	3	2.5
橋脚数 np (本)	2	4	2	2
杭径 d (m)	1.5	1.5	1.5	1.5
杭本数 m × n (本)	14	52	15	22
Pp (tf)	578.1	2069	893	504.6
Ptotal (tf)	2256.0	3680.8	1560.2	2362.9
Pp/Ptotal	25.6	46.0	52.8	21.4
$\Sigma \sigma A$ (tf)	5206.2	13762.0	2325.0	6106.0
$\Sigma p / \Sigma \sigma A$	0.32	0.13	0.29	0.30

表-1 計算結果集計表

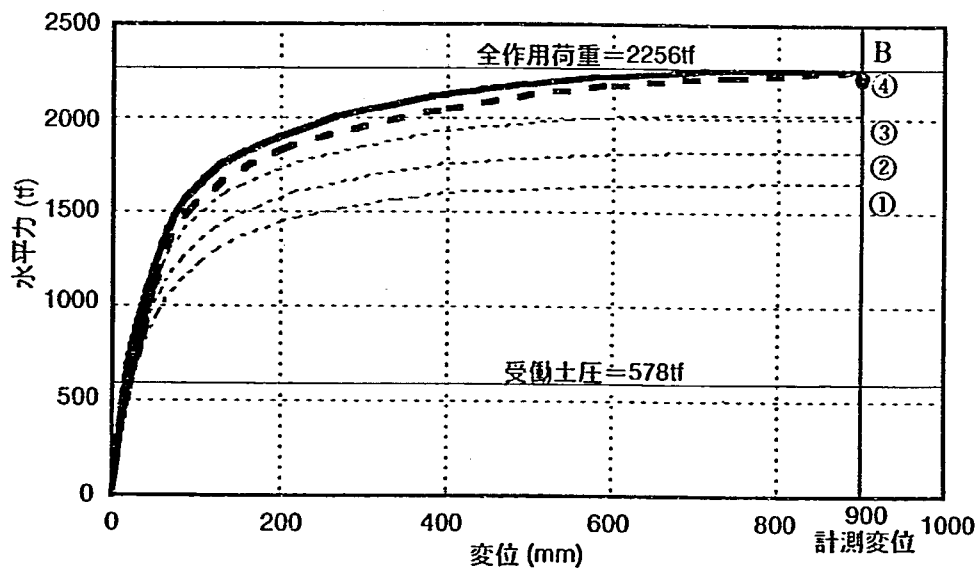


図-5 荷重-変位曲線

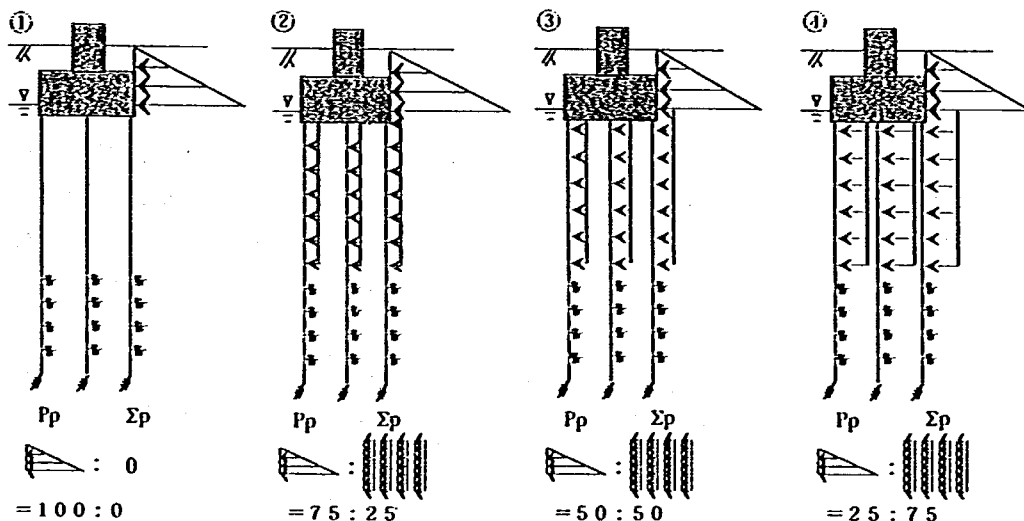


図-6 荷重の载荷パターン

3. 逆解析による流動力の推定

1 橋脚の基礎の概及び地盤条件を示すと、図-2のようになる。この橋脚は鋼製の2層ラーメンで、上部工の支障条件は片側が固定、片側が可動である。また基礎は杭径1.5m、杭長39mの場所打ち杭が14本からなる。地盤条件は、地表面から19.2mの深さまで埋め立てによる砂礫層が続き、19.2mから29.1mの深さまでは沖積の軟弱粘土、それより深は洪積の砂質土層と粘性土層が互層になっている。地表面から3.3mのところに地下水位があり、これより深い場所の砂礫層では液状化が発生したと考えられる。先にも述べたように、この橋脚の基礎は水際線構造物から約20m離れた場所に位置し、平均90cmの残留変位を生じていた。また、周辺地盤には2m以上の残留変位を生じていたところもあった。

地盤流動はこのような条件下で発生したわけであるが、液状化層のうえに乗っている非液状化層が、液状化層の流れに伴って動き、基礎を押した場合には、基礎に最大で受働土圧相当の力を作用させると考えらる。また、液状化層も基礎をすり抜けるときに基礎に力を作用させると考えられる(図-3参照)。これら二つの力の合力が流動力であると仮定した場合、実現象を説明しうるかどうかが解析を行った。

解析にあたっては、復旧仕様³⁾に掲載されている杭基礎の非線形性を考慮した照査モデルを用いた(図-4)。パラメーター設定は、軸力を除いて復旧仕様に準拠した。軸力は、押し込み側、引き抜き側に関わらず全ての杭に均等に鉛直力を分配した。なお、地表面から沖積粘土層の上面までの杭体前面の地盤バネについては、流動により杭体に抵抗しないと考えることを期待しないこととした。

図-5の曲線①~④は、次の4種類の分布形の荷重を上記のモデルに作用させた場合の荷重-変位曲線である。4種類の分布形とは、非液状化層には受働土圧(三角形分布)を、また、液状化層には等分布荷重を想定し、各々の総和の比をそれぞれ、100:0、75:25、50:50、25:75に設定した計4パターンである(図-6)。図-5の曲線①~④は、これらの比をそれぞれ一定に保ったまま荷重を漸増させて得られたものである。図-5の点Bは、計測された変位90cmに相当する荷重を示す点で、このとき、全荷重は2256tf、このうち液状化層分の荷重は578.1tfになる。この荷重は、杭基礎全体を仮想ケーソンとみなした場合に、仮想ケーソン前面に作用する全応力(泥水圧)の32%に相当する。

同様の解析を他に3ケース行い、それぞれのケースにおける全荷重、液状化層分の荷重、前面に作用する全応力に対する比率をまとめたのが表-1である。前面に作用する全応力に対する液状化層分の荷重の比率は、概ね30%程度になっていることがわかる。

4. 検討結果のまとめ

杭基礎の非線形性を考慮した照査モデルを用いて被災事例の静的逆解析を行った場合、非液状化層が受働土圧、液状化層が泥水圧の3割程度を基礎に対して作用させたと考えた荷重が、計測された変位に概ね等しい変位を与えることがわかった。この結果は、非液状化層が受働土圧を作用させるという現象を説明する十分条件にはならないが、大変位を生じる地盤流動が発生し、基礎がそれに抵抗する場合に作用する荷重の大ききの指標にはなると考えられる。

兵庫県南部地震において地盤流動が生じた箇所は、いずれも埋め立てによって人工的に作られた地盤で、非液状化層厚や液状化層厚が似ているが、地盤の移動量や流動の影響範囲、また橋梁基礎に及ぼす地盤流動力は地盤条件によって全く変わってくると考えられる。したがって、今後は、地盤条件による地盤の移動量、流動の影響範囲、流動力の差を検証できるような実験を多数行い、様々な地域での橋梁基礎の設計に地盤流動の影響を適用出来るよう検討を進めていく必要がある。

参考文献

- 1) The 1995 Iiyogoken-Nanbu(Kobe) Earthquake Liquefaction, Ground Displacement and Soil Condition: 平成7年8月、濱田 政則ほか
- 2) 「兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書」: 平成7年12月、兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会
- 3) 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案): 平成7年6月、日本道路協会

第35回 土木研究所研究発表会
論文集

ISSN 386-5878
土木研究所資料第3457号
平成8年12月(1996)

建設省土木研究所
企画部企画課

要旨

本資料は、「第35回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。
この発表会は、土木研究所で実施している調査・研究を紹介するため、土木研究
所において年1回開催している。

キーワード：環境保全対策，ダム湖，鳥類，土砂堆積，洪水，下水道，管渠，
沈殿池，病原性微生物，コンクリート，魚道，溪畔林，地すべり，
自動道路運転システム，舗装，排水機，ジオメンブレン，遮水，
耐風安定性，床版，ATM，橋梁基礎，地盤流動，耐震性，雪崩



郵便はがき

50円切手
をはいて
下さい

305-□□

建設省土木研究所

企画部企画課
御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名



配布先住所

土木研究所資料第 3457 号 部
(平成 8 年土木研究所発表会)

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

土木研究所資料第 3457 号

第35回土木研究所研究発表会論文集