

ISSN 0386-5878

土木研究所資料 第2151号

第 23 回

土木研究所研究発表会資料

昭和59年12月11日・12日

建設省土木研究所

Copyright © 1984 by P. W. R. I

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

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

目 次

1.	人工リーフによる波浪と漂砂の制御	海岸研究室	筒井保博	1
2.	護岸近傍の局所洗掘	河川研究室	林正男	5
3.	一面ベルマウス形式ダム放流管の水理特性	ダム水工研究室	中西徹	9
4.	区画線の夜間の視認性の改善	交通安全研究室	金子英雄	13
5.	段差状の路面凹凸に起因する自動車荷重	構造研究室	永原隆	17
6.	ハンプにおける車両の走行挙動実験	道路研究室	山崎茂	21
7.	現地のり面内への雨水の浸透に関する計器観測	土質研究室	関一雄	25
8.	自然河川における水とのふれあい実態調査	都市河川研究室	小栗幸雄	29
9.	軟岩におけるルジオンテストとその数値解析についての一考察	ダム構造成研究室	増田基晴	33
10.	流域治水対策施設の費用便益分析の検討	総合治水研究室	中島輝雄	37
11.	樹脂塗装鉄筋を用いたコンクリート部材の特性に関する実験的検討	コンクリート研究室	高橋弘人	41
12.	既設コンクリート橋の補修方法に関する実験	橋梁研究室	井川敏正	45
13.	岩石材料の暴露試験による劣化	地質研究室	長沢政和	49
14.	舗装廃材の再生利用	舗装研究室	植田清	53

15.	扇状地における土石流の堆積氾濫	砂防研究室	下 東 久 巳	57
16.	雪崩発生時の気象要因からみた予測式の作成	新潟試験所	酒 井 洋 一	61
17.	砂質崩土が擁壁に及ぼす衝撃力に関する実験	急傾斜地崩壊研究室	右 近 則 男	65
18.	R C 橋脚模型の動的繰返し載荷実験	耐震研究室	小 山 達 彦	69
19.	大型繰返し三軸試験機による粗粒材料の動的変形特性	フィルドム研究室	安 田 成 夫	73
20.	橋梁取付け盛土の地震時被害に関する調査	動 土 質 研究室	森 下 義	77
21.	地震時地盤ひずみの解析	振動研究室	田 村 敬 一	81
22.	代表的な実験設備の故障例とその対策	施 設 課	古 沢 正 紀	85
23.	振動ローラの施工管理手法に関する考察	施工研究室	中 田 公 基	89
24.	道路交通騒音の模型実験に関する基礎的検討	交 通 環 境 研究室	宮 川 隆 己	93
25.	長毛ろ過法による二次処理下水のろ過	三 次 処 理 研究室	小 越 真佐司	97
26.	地下横断歩道の出入口の構造解析	システム課	樋 口 洋 一	101
27.	国道バイパスにおける景観の変遷	緑化研究室	二 上 克 次	105
28.	下水処理水中の大腸菌群	下 水 道 研究室	小 沢 登	109

1. まえがき

我国では近年侵食傾向を持つ海岸が多くなり、その対策として離岸堤や突堤などの海岸構造物が築かれてきた。しかしながらこれら構造物は、近縁近くに設置した場合、景観を損なうきらいがある。このため海中に没したままで景観を損なうことなしに侵食防止効果を持つ構造物の開発が検討されている。その中に例えは兵庫県慶野松原海岸における人工リーフ計画がある。

人工リーフはサンゴ礁をもとに考案されたもので、破波点付近を捨石等で浅くし、高波浪を強制的に破波させることにより人工リーフ背後の波高及びうち上げ高を低減させるとともに、侵食を防ごうとするものである。人工リーフで保護された砂浜は防災機能を有するのみでなく、リクリエーション等にも安全に利用できるものであることが理想である。本研究は人工リーフの波浪減衰機能と侵食防止機能を実験的に調べたものである。

2. 実験方法

本研究では2次元の固定床、移動床実験及び移動床平面実験を行った。2次元実験では図-1に示す長さ3.3m、幅0.6m、高さ0.8mのフラップ型造波水路を用いた。固定床実験では1/50勾配にモデル土を上げた海浜を用いた。人工リーフの模型は8g程度の砕石を用いて図-1に示すように製作した。水路には入射波高、反射率測定用の容量式波高計、人工リーフ周辺の波高分布を測定するために自走台車に載せた波高計、及び平均水位測定用の20本のマノメータを利用した水位計を設置した。実験条件としては、表-1に示すように沖波波高を4cmから8cmまで5種類、波形勾配を0.02より0.04まで5種類変え、全体で25種類の波浪条件を選定した。またリーフの模型形状は図-2に示すように、リーフ無しを含めた4種類を対象とした。

2次元移動床実験では中央粒径0.28mmの砂で1/50勾配の海浜を造り、表-1において●印で示した4組の波浪を10時間作用させて人工リーフ背後の砂浜の安定性及び人工リーフ沖側の洗掘を調べた。海浜形状は自走台車に連続計測式砂面計を取り付けて1cm間隔で測定した。測定は造波後0、1、

表-1 波浪条件

H_o/L_o	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0
0.020	○	○	○	○	●
0.025	○	○	○	○	○
0.030	○	○	●	○	○
0.035	○	○	○	○	○
0.040	●	○	○	○	●

注：●印は移動床実験の条件

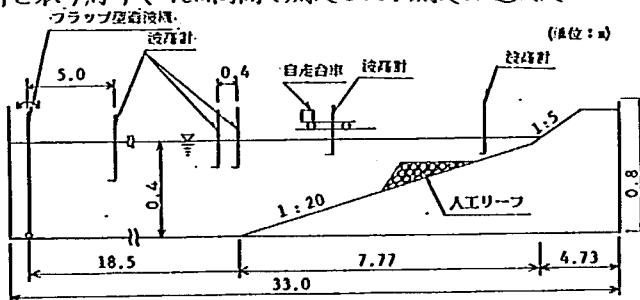


図-1 実験水路

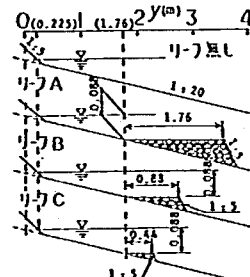


図-2 人工リーフの種類

3、6、10時間に行、た。人エリーフの形状は図-2に示したリーフA、Bであり、比較のためにリーフ無しの場合も実験した。

移動床平面実験では、長さ21m、幅6mの平面水槽を中央部に仕切り水路幅を8mとした水槽を用いた。人エリーフの形状は2次元実験で比較的良好な結果が得られたリーフAとし、初期勾配 $1/10$ の海浜上に88程度の礫石で製作した。沿岸方向の長さは2mである。波浪条件としては、沖波波高を6.0cm、周期を1.13秒とした。実験ではこの波を10時間作用させ、進波後0、3、10時間に入射波高、砕波波高、平均水位分布、波峰線形状、状況、海浜形状及びうち上げ高を測定した。

3. 実験結果と考察

3.1 2次元固定床実験

2次元固定床実験では主に人エリーフの波浪減衰機能について調べている。図-3はリーフAを設置した時のリーフ周辺の波高分布を示している。リーフの天端水深は沖波波高 $H_o = 6\text{cm}$ の波が $1/10$ 勾配の斜面に入射した時の砕波水深に等しい。図-3より明らかなように、リーフ上で砕波が生じない $H_o = 4.3\text{cm}$ 及び $H_o = 4.9\text{cm}$ の場合リーフによる波高の変化は顕著ではない。沖波波高が6.0cmより大きいときはリーフによって減衰しており、リーフ背後での波高分布は $H_o = 6.0\text{cm}$ のものとほぼ等しい。人エリーフによって波が強制的に砕波させられる場合、砕波点はリーフの沖側の肩の部分より少し岸側になる。ここには示していないが、リーフの天端幅が異なる場合もほぼ同様な結果が得られた。

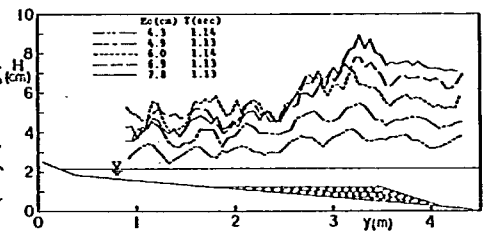


図-3 波高分布図(リーフA)

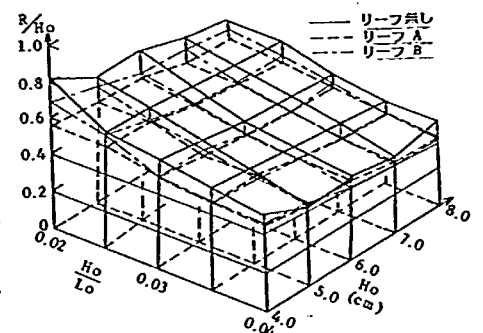


図-4 相対うち上げ高

図-4はリーフA、B及びリーフ無しの場合のうち上げ高を比較したものである。横軸は波形勾配と沖波波高であり、縦軸は沖波波高に対するうち上げ高の比 R/H_o である。

なお、横軸の一つに次元量である沖波波高を用いているので普遍性に欠けるきらいがある。本来ならば天端水深 d によって無次元化パラメータなどを用いるが、実験において天端水深を多数変えることができなかったため、沖波波高を λ のまま独立変数に選んだ。図-4によると、波形勾配が小さい場合 R/H_o が大きくなるが、ここではリーフの効果も大きく現われている。波形勾配が大きくなるとリーフの有無によるうち上げ高の差は認められるが、リーフの形状の違いによる差は小さい。

3.2 2次元移動床実験

2次元移動床実験では人エリーフの侵食防止効果を調べた。実験は表-1に●印で示す4ケースの波浪条件のもとで行、たが、ここでは代表例について説明する。図-5は沖波波高6.0cm、周期1.13秒の波を10時間作用させたあとの海浜形状を、リーフ無し、リーフA及びリーフBについて比較したものである。リーフ無しの場合、 $0.2\text{m} \leq y \leq 2.8\text{m}$ の範囲が侵食され大部分の底質は沖方向へ移動した。天端長さの短いリーフBの場合、海浜形状は堆積性に変わっており汀線が前進していることが

わかる。しかし、リーフ岸側の底質の一部はリーフ上に運ばれてもいる。また、リーフ沖側には顕著な洗掘が見られる。天端長さの長いリーフAの場合も海底形状は堆積性となっているが、リーフBと比較してリーフより岸側の地形変化は小さく、リーフ上にも底質の流出した形跡はない。またリーフ沖側の洗掘も小さい。

以上のようにリーフを設置すると岸沖方向漂砂を相当良好に制御できること、またリーフ岸側の底質がリーフ上へ流出さないようにするにはある程度の長さのリーフを必要とすることがわかる。なお、10時間波浪を作用させたあとの反射率はリーフ無しが0.05、リーフAが0.014、リーフBが0.078であり、リーフAの場合反射率が極めて低いことがわかる。

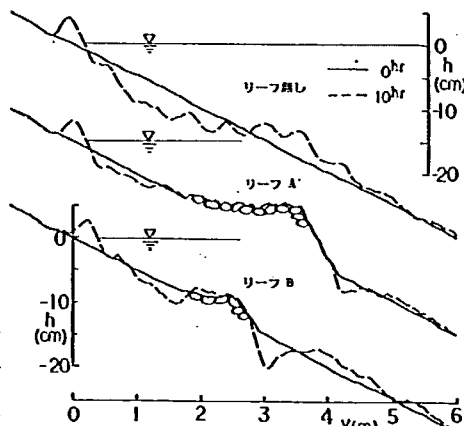


図-5 海底形状の比較

3.3 移動床平面実験

2次元実験の結果によると人工リーフは波浪や漂砂の制御に相当有効であることがわかった。しかしながらこれは幅が無限に長いリーフを考えているのであって、このような人工リーフを現地海岸に造る場合、リーフは当然有限の幅とせざるを得ないことに注意すべきである。有限幅の人工リーフの場合、リーフの周辺とくに端部の流れや漂砂について調べておく必要がある。このため本研究では移動床平面実験を行った。用いた人工リーフは2次元実験で比較的良好な結果の得られたリーフAである。波浪条件としては沖波波高が6.0cm、周期1.13秒の波を選んだ。

図-6は造波後10時間における平均水位の分布を示す。横軸Xは右岸方向距離で水槽内側の導波板はX=0m、8.0mにある。縦軸Yは岸沖方向距離で初期汀線を0mとして沖向きにとっている。平均水位分布はリーフ中央を境にしてほぼ左右対称となると考えられたので、左半平面のみ詳しい測定を行った。リーフ中央のX=4m断面ではリーフの沖側の肩の部分でwave set-downが見られる。またそれより岸側ではwave set-upが生じている。リーフ外のX=1.5m断面ではY≧2.5mの範囲においてwave set-downが生じている。またそれより岸側では急激なwave set-upが生じ、汀線での水位上昇量はリーフ背後よりずっと高い。このような特徴は2次元実験におけるリーフAとリーフ無しの水位分布特性と良く一致している。さらに図-6において汀線付近の水位分布と調べると、X=1.5mよりX=2.5mまで水位上昇量が減じ、さらにXが大きくなると再び水位上昇量が増加することがわかる。このような水位分布の場合、X=2.5m付近では両方向からの流れが集まり、離岸流が形成され易いと考えられる。

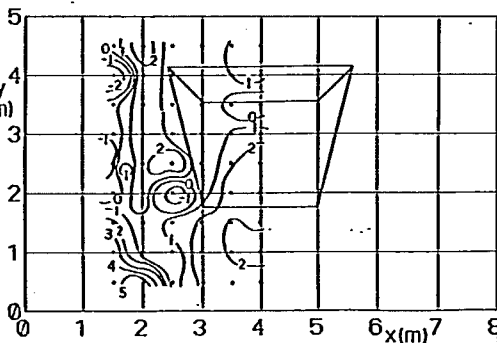


図-6 リーフ周辺の平均水位分布(10時間後)

図-7は10時間造波後の海底地形とフロートを追跡して得られた流跡線を示す。図の上方の大きな

矢印は波の入射方向を表わす。図よりリーフ両側にリーフ岸側の端部から水深の比較的大きい部分が存在することがわかる。海浜流の特徴としてまずリーフ上では岸方向流れが発達している。この流れはリーフの隅で方向を変え、深いトラフの縁に沿って離岸方向へ流れる。全体としてはリーフの端部に1対の循環流が形成される。また図-7では明らかではないが、観察によると $0\text{ m} \leq x \leq 2\text{ m}$ の辺線近くには反時計回りの循環流が、また $6\text{ m} \leq x \leq 8\text{ m}$ の辺線近くでは時計回りの循環流が見られた。図-7と図-6の平均水位分布と比較するとリーフ上の岸向き流れが離岸流となっており、流出する位置で平均水位勾配が見られ、流れと水位分布とが良く対応していることがわかる。

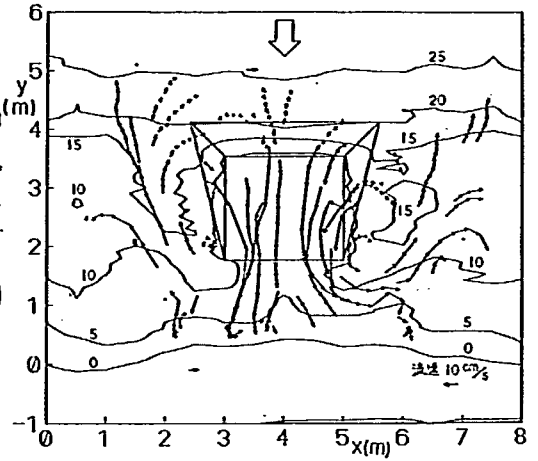


図-7 流速と水深図

4. まとめ

本研究では人工リーフの波浪減衰機能及び侵食防止効果について、二次元固定床、移動床実験及び移動床平面実験を行った。その結果、人工リーフが波浪制御及び侵食防止に有効であることを明らかにした。最後に得られた主要な要点をまとめておく。

(1) 人工リーフの天端水深で規定される限界波高より大きい波はリーフ上で碎波し、リーフ通過時にはほぼ限界波高となる。

(2) $1/50$ 勾配斜面上にリーフを設置した場合、リーフ無しの場合に比べてうち上げ高が低下する。リーフの効果は波形勾配が小さいとき顕著に現われ、リーフの天端幅が長くなるほどうち上げ高減効果大きい。

(3) 一様勾配斜面において沖波波高 H に対する碎波水深を h_b 、碎波帯幅を X_b としたとき、天端水深を h_b とする人工リーフの天端幅が X_b 程度あれば人工リーフによる侵食防止効果が期待できる。

(4) 人工リーフの反射率はリーフ無しの場合の反射率よりも小さく、かつうち上げ高も低いので、人工リーフは波浪エネルギーを良好に減衰できる。

以上、人工リーフ工法が波浪減衰、うち上げ高低減及びリーフ背後の侵食防止に有効であることがわかった。だがリーフ両端付近の離岸流はリーフ周辺海域の利用に際して問題となると考えられる。また、ここでは人工リーフの沿岸方向の長さの決め方については詳しい検討を行うことができなかった。さらに波が斜めに入射する場合の人工リーフ周辺の流れや漂砂についても調べる必要がある。今後これらの問題について検討を加えて行きたいと考えている。

参考文献

- 1) 梅田千秋・荒原 平：慶野松原海岸人工リーフに関する二次元模型実験、海岸、第23号 pp 145～155, 1983
- 2) 宇々高明・田中茂信・筒井保博：人工リーフによる波浪と漂砂の制御、第31回海岸工学講演会論文集, pp. 94～98, 1984

護岸近傍の局所洗掘

河川部河川研究室 林 正男

1. まえがき

近年、河川では治水・利水の両面から、ダムの建設や土砂災害防止のための砂防ダム建設、河積を確保するための河床掘削、また環境的見地から河道整備が盛んに行われている。このようなことは治水安全性の面からは望ましいことである。反面、河川がこれまで保持していた平衡状態が崩れ、河川の持つ「あるがままの姿」、河相が大きく変化している。その一例として、河床の低下、局所洗掘の進展という現象が挙げられる。局所洗掘の進展とは、洗掘そのものの発生、洗掘箇所の拡大・移動、あるいは最深河床高の低下を意味し、既存構造物の安全性、および新たな構造物の設計等の検討においては十分な考慮が必要である。

このような状況に鑑み、河相の変化を予測するとともに、河相条件に応じた局所洗掘現象の構造を明らかにし、局所洗掘の予測手法の開発とともに、局所洗掘の対策工について、さらに検討を加えることが重要である。

2. 実験目的

本研究はこれまでに、護岸近傍の流水としての二次流の解明、直線部・弯曲部において、護岸勾配が局所洗掘に与える効果について検討を行ってきた。そして、今年度は河床形態の変化に伴う局所洗掘について検討を行なうこととした。

局所洗掘に入きな体ゆりをもつ因子は河相により異なり、たとえば急流河川では河床形態が、緩流河川では河道の平面形状(わん曲、蛇行)が重要となる。本年度は、局所洗掘と河床形態との体ゆりを明らかにしようとする立場から、河床勾配がおおむね $1/500$ より急な河川を対象として、その関係を定量的に検討するものとした。

3. 実験方法

実験装置は図-1に示すように、幅 60cm 、深さ 50cm 、長さ 30m の鋳鉄両面ガラス張りの可傾水路(水理共同実験棟内 流砂実験水路)に、均一砂(平均粒径 1.6mm と 1.5mm の2種類)を厚さ 10cm で敷き均したものである。護岸勾配による局所洗掘への効果は、従来の研究¹⁾において顕著でないことから、今回は長方形断面について実験を行なった。

実験条件の選定にあたり、河床勾配がおおむね $1/500$ 以上の砂利河川を対象とすることから、後述する河道条件の無次元水理量 川幅・水深比 B/h

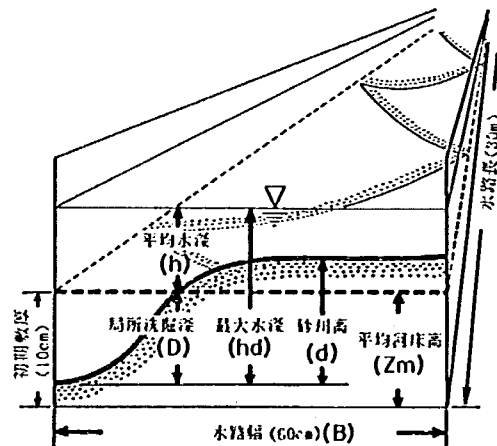


図-1 実験装置概要図

水深・粒径比 h/d_m 、無次元掃流り τ を重要視し、その3種がほぼ対応するように努力した。

現地で3種の無次元水理量は、 $20 \leq B/h \leq 300$, $5 \leq h/d_m \leq 35$, $0.05 \leq \tau \leq 0.15$ に分けており、²⁾に對して実験では、 $20 \leq B/h \leq 120$, $3.5 \leq h/d_m \leq 30$, $0.03 \leq \tau \leq 0.1$ である。

なお、実験においては現象の再現性を考慮して、同一条件で3回の通水を行い、 τ 、1回の通水時間は、予備実験の結果から90分とした。また、給砂については、土研式によりその量を求め、上流端で補給を行い、 τ 、

測定は水路下流端から8.5m, 9.5m, 10.5mの3断面について、左右岸水位、河床高横断分布(平均 d_m 間隔)を通水開始から15分間隔で行い、 τ 、 τ とし、以下の解析には、河床形態が平衡に達したとみられる75分後、90分後のデータのみを使用している。

表-1 実験条件一覧表

川幅水深比 (B/h)	1/50	水路 1/71	勾配 1/100	12 1/111	1/200	1/233	河床粒 d_m
120 100 80 60 40 20	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	1.0mm
120 100 80 60 40 20	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	1.5mm

4. 実験結果

一様砂を用いた移動床上の平衡流れを考えた場合、独立した水理量として、河幅 B 、水深 h 、河床勾配 I_b 、砂粒径 d_m 、砂の水中比重 $S(=2.65-1)$ が挙げられる。通常 S は定数1.65として扱われるため、ここでもそれに従った。そして、基本水理量として水深 h を選定し、上記水理量を無次元化すると、3種の無次元量、すなわち 川幅水深比 B/h 、水深粒径比 h/d_m 、無次元掃流り $\tau(=h \cdot I_b / (S \cdot d_m))$ が得られる。一方、局所洗掘に係わる水理量としては、局所洗掘深 δ (平均河床高と最深河床高の差)、最大水深 h_d 、最深部の河岸からの距離 l が挙げられる。これらの水理量についても基本水理量 h で無次元化し、検討を加えることとする。なお、局所洗掘深 δ と h_d は

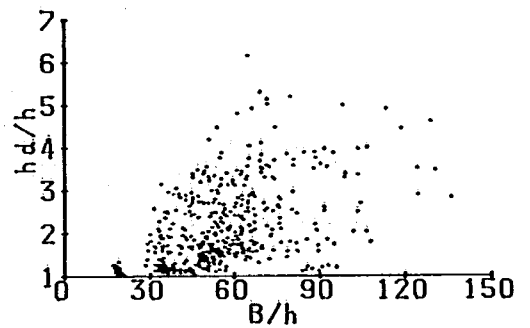


図-2 $B/h-h_d/h$ 相関図

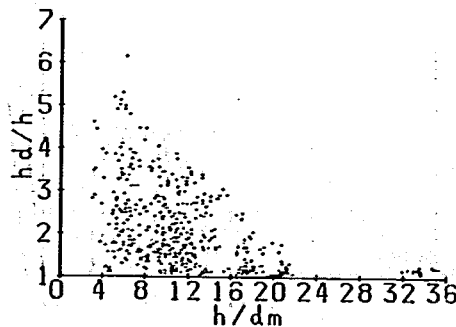


図-3 $h/d_m-h_d/h$ 相関図

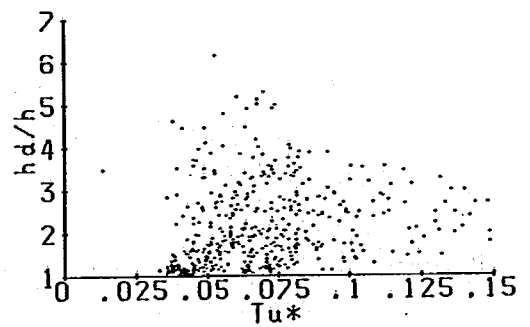


図-4 $\tau-h_d/h$ 相関図

と最大・平均水深比 hd/h は $B/h=hd/h-1$ の関係にあることから、ここでは主に最大・平均水深比 hd/h を用いることとした。

実験において得られた負荷データ（通水3分後と9分後のみ）全てを用いて、図示したのが図-5～-7である。 hd/h は大きくバラツキているものの、川幅水深比 B/h あるいは水深径比 h/dm に対して若干の領域傾向を示している。したがって、ここでは従来の研究²⁾に従い、川幅水深比 B/h を第1因子と考え、さらに検討を加えた。

まず、局所洗掘深の検討として、データのバラツキに対数正規分布を仮定し、整理を行ったのが、図-5と図-6である。図-5は標準偏差も含めて示したもので、 hd/h は B/h の増加とともに増加することが知られ、 B/h より hd/h が推定可能となる。図-6は標準偏差を用いて、 hd/h の超過確率を示したものである。これにより、河川の重要度に応じて、超過確率を選定し、 hd/h を推定することができる。なお、図中の直線は局所洗掘深 D と川幅 B の比 D/B が一定となる値を連ねたものであり、川幅 B が一定の河川の場合、直線と曲線の接点で局所洗掘深 D が最大となる川幅水深比 B/h 、すなわち水深 h を与えている。

図において、このような川幅水深比 B/h は、いずれの超過確率についても、40～50をとっており、このような領域は従来の研究²⁾による河床形態が単列となる領域と対応している。したがって、特定の河川を対象とした場合（すなわち、川幅 B を一定とした場合）、川幅水深比 B/h が40～50となる水深（単列河道）において、局所洗掘 D も、とも著しいことを示しており、従来から指定されてきた定性的特性が定量的にも説明されたこととなる。

次に、局所洗掘箇所について検討を行った。

局所洗掘が生じても、その位置が川の中央付近であればその危険性が無いのに対し、河岸近くでは浅い洗掘でも危険性が大きい。本研究では、横断面内での最深河床高の発生位置に近い方の河岸からの距離 L で評価し、川幅 B あるいは水深 h を用い、無次元化して検討を行った。結果を示すと、図-7あるいは図-8のようになる。

図-7は川幅 B を基本物理量としたものであり、 B/h の増加はそのまゝ水深 h の減少と対応される。 $L/(B/2)$ は川幅水深比 B/h の増加とともに減少し、 $B/h=40\sim50$ で最小値をとる。したがって、若干の増加傾向を示している。したがって、最深箇所は $B/h=40\sim50$ となる水深 h のとき最も河岸に近づくこととなる。

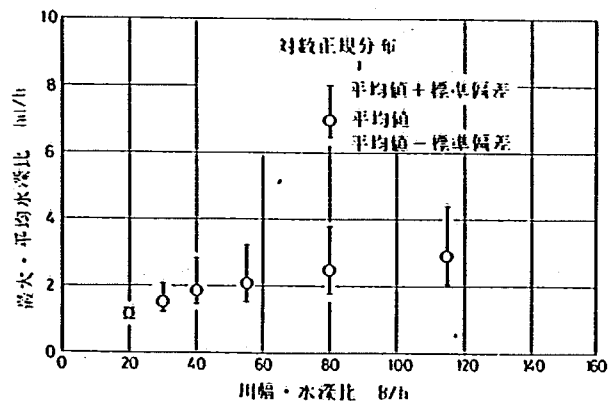


図-5 $B/h-hd/h$ 平均図

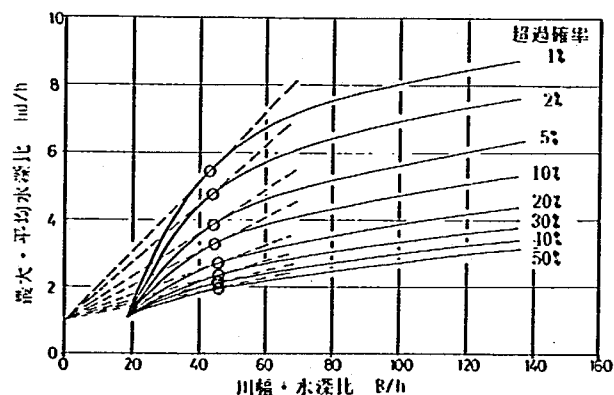


図-6 超過確率線図

図-8は水深 h を基本物理量としたものであるが、これも同様に l/h は B/h の増加とともに減少し、 $B/h=40\sim50$ で最小値をと、たのち、増加の傾向を示している。つまり、 $B/h=40\sim50$ となるような川幅のとき、最深部は最も河岸に近づくこととなる。これより、最深部の位置 l は、川幅水深比 B/h が $40\sim50$ の値をと、た場合に最も河岸に近づくことが分かる。また、図-7からこのとき局所洗掘深が最も大きくなることが分かる。つまり、川幅水深比 B/h が $40\sim50$ の値の領域、河床形態が単列となる領域において、局所洗掘が最も危険な状態が生じることが定量的に証明されたこととなる。

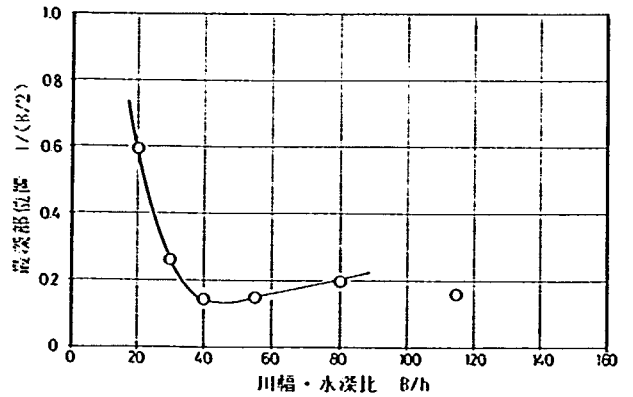


図-7 $B/h-l/(B/2)$ 相関図

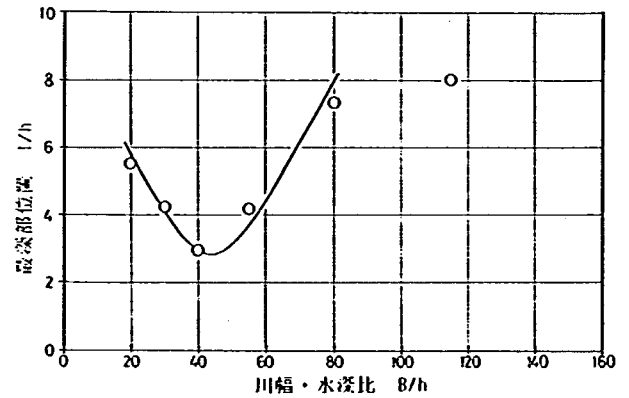


図-8 $B/h-l/h$ 相関図

5. まとめ

今回の実験結果から次の点が求められた。

- (1) 急流河川(河床勾配 $1/500$ 以上)を対象とした場合、局所洗掘に影響する無次元量として、川幅・水深比 B/h 、水深・粒径比 h/d 、無次元掃流力 τ_0 が挙げられるが、実験範囲においては、 B/h が第1因子となり、他の因子の影響は無視される。
- (2) 川幅・水深比 B/h と最大・平均水深比 hd/h との相関を平均化したものを用いることにより、局所洗掘深の予測が可能である。
- (3) 超過確率曲線を用いることにより、河川の重要度に応じた hd/h が求められる。
- (4) 局所洗掘の発生位置 l (近くの河岸からの距離)の無次元量 $l/(B/2)$ あるいは l/h は、 B/h の増加に伴い、減少し、 $B/h=40\sim50$ で最小値となり、たのち、若干の増加傾向を示す。
- (5) 局所洗掘は、川幅水深比 B/h が $40\sim50$ の領域(河床形態が単列河道となる領域)において、深さ・位置とも最も危険な状態となることが、定量的に求められた。

× 参考文献

- 1) 建設省土木研究所：昭和59年度河川事業調査報告
- 2) 建設省：第36回建設省技術研究会 河川部明暗渠課題論文集 (1992.10)
- 3) 山本晃一：「河道特性論」(11) 土木資料1625 (1991.3)
- 4) 深見親雄 坂野 章：土木学会第33回年次学術講演会講演概要集第2部 (1978.9)
- 5) 池田 宏：「実験水路に利用される河床の形成条件」地理学評論 第46巻 7号 (1973)

1 まえがき

ダム放流管の流入部形式は、呑口でのエネルギー損失を少なくし、流水の付着によるキャビテーション損傷を防ぐためにベルマウス形式とされる。ベルマウス形式は流入部での急変流に沿った形状とされ、一般に鋭縁噴出口からの自由噴出流形状を近似させた長円形状が用いられている。

長方形断面放流管のベルマウスは通常、上、下、側方の4方向の流線の曲がりに対して用いる四面ベルマウスが用いられているが、今回対象とした一面ベルマウスは上方のみの曲がりに対して曲線を用いるものであり、他の3方向に対しては、上流への張り出し部と設けて流れの急変部と流速が遅く、圧力の高い場所が生じさせて対応させるものである。一面ベルマウスは四面ベルマウスと比べ、管入口幅および予備ゲート幅を小さくできる利点がある。従って、多数の放流設備を地形や下流河道幅等により制約された所定の洪水吐き幅の中に収めなければならぬ場合、予備ゲートの格納スペースと越流頂やオリフィスとの取り合いも容易にでき、近年高圧放流管の流入部として用いる必要性が高まってきている。しかし、その水理特性、水理設計法についての十分な資料は得られていないのが現状である。本報告は、高圧放流管流入部として的一面ベルマウス形状について放流能力、管壁面圧力調査により検討を行うとともに、張り出し規模の影響も調査したものである。

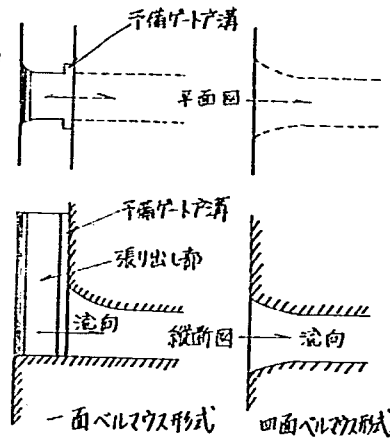


図-1 流入部形式

2. 実験概要

実験を行ったベルマウス形状を図-2に示す。図の α , α_1 , α_2 はタイプ1, タイプ2, タイプ3の呑口高, X は上面ベルマウス曲線の水平長, X_1 は $Y'=0.4$ における X の値, θ は管傾斜角, d はベルマウス終端部の管断面高, L は下面水平長であり、長さの代表値としてタイプ1の呑口高を用い無次元化してある。各タイプの特徴は以下に述べる通りである。

(1) タイプ1

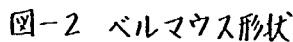
実験で求められた張り出しのある場合の鋭縁噴出口からの自由噴出流形状の近似曲線で式(1)(2)で表される。

(2) タイプ2

上面形状はタイプ1と同形状であるが、下面形状は、タイプ1の放物線を入口位置に移動させたもので式(3)で表される。比較案としてタイプ1の呑口高を縮小したものである。

(3) タイプ3

上面形状はタイプ1と同形状であり、下面形状は、放物線終端と上面曲線終端に合わせたもので



形状の $\tan \theta$ と 0.443, 0.327, 0.226, 0.140, 0.071, 0 と変化させ放流能力と管壁面の圧力を調査した。この時の張り出し規模はベルマウス内の流れに張り出し規模の影響のない十分大きいものである ($h/a = 1.0$, $h/b = 1.33$)。張り出し規模の影響は、 $\tan \theta = 0$ のベルマウス形状を用いて行い、張り出し長さ、張り出し高さとそれぞれ 0 ~ 25 cm と変化させ放流能力、管壁面圧力を調査した。また、張り出し先端形状として $r = 4$ cm の $1/4$ 円弧形状、 $r = 0$ cm の角形形状の 2 種を用いその影響を調査した。なお、模型の出口断面は 15 cm $\times$ 15 cm とし、ベルマウス内に出口の影響のないようにベルマウス終端から 1 m の直管を設け、ベルマウス終端断面として流入口からの水平距離 2 α の上面位置を通過する断面を考え、以下の検討を行った。

$$\left. \begin{aligned} y' &= (0.4 - X_1 \tan \alpha) \sqrt{1 - (X_1' / x_1 - 1)^2} + x_1' \tan \alpha \\ x_1' &= 1.2 - 1.7 \tan \alpha \\ x_1 &= x_1' \\ k &= 0.7 \quad (\tan \alpha \geq 0.1802) \\ k &= 0.7 + 0.3(L' - 0.5) / 0.7 \quad (\tan \alpha < 0.1802) \\ L' &= 12 - (\tan \alpha / 0.327)^{1.47} \end{aligned} \right\} (1)$$

$$\left. \begin{aligned} 7172. \quad Y - a' &= 2.5 \tan \alpha (X - L')^2 \\ a' &= 1 + \tan \alpha \cdot L' \end{aligned} \right\} \text{--- (3)}$$

$$\left. \begin{aligned} & y - a'_2 = A(x' - L')^2 \\ & \quad (\tan \theta \geq 0.1802) \\ & a_2 = 1 + \tan \theta \left\{ (\tan \theta / 0.327)^{1/4} - 0.595 \tan \theta - 0.88 \right\} \\ & A = \tan \theta / 1.4 (1.2 - 1.7 \tan \theta) \\ & \quad (\tan \theta < 0.1802) \\ & a_2 = 1 + \tan \theta / 0.7 \left\{ (0.52 + 0.255 \tan \theta) (\tan \theta / 0.327)^{1/4} - \right. \\ & \quad \left. - 0.595 \tan \theta - 0.49 \right\} \\ & A = \tan \theta / 2 \left\{ 1 - (0.3 / 0.7) (\tan \theta / 0.327)^{1/4} \right\} (1.2 \\ & \quad - 1.7 \tan \theta) \end{aligned} \right\} (4)$$

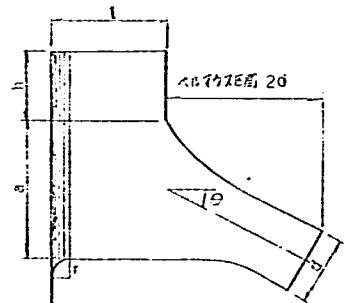


圖-3 記号説明圖

3. 實驗結果

3.1 放流能力

ベルマウス終端断面で大気中に放流したと仮定して定義される流量係数 C は次式に示す。

$$C_o = Q / A_o \sqrt{2gH_o}$$

ここに、 Q :放流量、 A_0 :ベルマウス終端断面積、 g :重力加速度、 H_0 :出口中心を基準とした全水頭から摩擦損失を除いたものでベルマウス終端で大気中に放流したと仮定して定義される全水頭である。各タイプの C_d と d/H_0 の関係を図-4~6に示す。 C_d と d/H_0 の関係は一次式で表せることが知られており、本実験でもほぼ直線となることがわかる。図中の直線は各測定から最小二乗法で求めたものである。タイプごとに θ によるバラツキはあるもののどのタイプもほぼ同じ放流能

力も有していることがわかる。θによるバラツキはタイプ1が最も大きく、図中の式で推定されるC_dに対し約±3%の誤差がみられる。また、タイプ2, 3では約±2%, 約±1%の推定誤差となっている。四面ベルマウス形式の放流管の流量

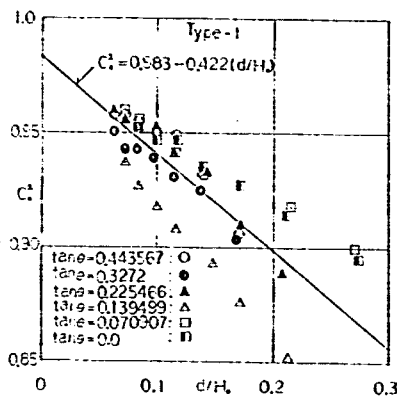


図-4

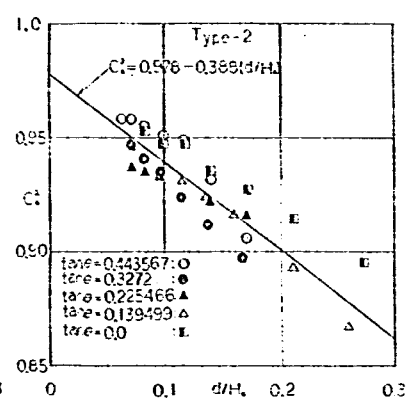


図-5

係数C_dは0.94~0.98であり、今回実験した一面ベルマウスも同程度の放流能力を有していることがわかる。

2.2 圧力特性

管断面における管壁面圧力測定位置は図-7に示す通りである。放流管入口形状の圧力分布は、次に示す圧力降下係数を用いて無次元表示することによりうまく表される。

$$C_d = H_d / (v^2 / 2g)$$

ここに、C_d: 圧力降下係数、H_d: 貯水位と対象地質のピエゾ水頭との水頭差(圧力降下量)、v/2g: ベルマウス終端断面での流速水頭である。

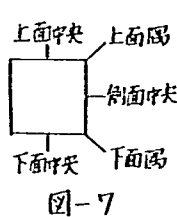


図-7

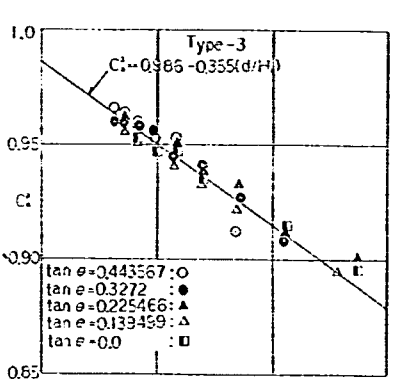


図-6

本実験においては、(貯水位とベルマウス下面始端の標高差H)/(流入口高さa) > 2.0において同一測定の圧力降下係数(貯水位に関係なくほぼ一定)となることが確認されており、以下ではH/a > 2.0の場合を対象に報告する。測定の結果、ベルマウス内の壁面最低圧力は上面中央又は下面中央の曲線部で生じることがわかった。その位置は形状により異なるがいずれも曲線部中央(上下流方向)より下流で生じている。上、下面隅の隅角部では、四面ベルマウス形式放流管に生ずるような圧力降下はみられず、四面ベルマウスで用いられるような隅角での圧力降下を小さくするための隅取円弧は必要ないものと思われる。上、下面中央それぞれにおける最低圧力発生位置での圧力降下係数を表-1に示す。C_dはθにより変化しており、全タイプ共、θが小さくなるとC_{dmax}の発生位置が下面から上面に移る傾向がある。tan θ = 0.443ではいずれも下面のC_dがかなり大きい。tan θ < 0.327ではC_{dmax}は1.3程度以下と小さくなっている。特にタイプ3でのC_{dmax}はtan θ < 0.327で1.2以下となっており、四面ベルマウスにおける1.15~1.20の値とほぼ同程度のC_{dmax}値を示している。

タイプ別 測 定	1		2		3	
	上面中央	上面隅	上面中央	上面隅	上面中央	上面隅
0.443	1.172	1.453	1 と 同じ	1.125	1.328	1.168
0.327	1.169	1.331	1.212	1.239	1.151	1.168
0.225	1.114	1.214	1.267	1.098	1.170	1.076
0.140	1.163	1.170	1.300	1.098	1.200	1.081
0.071	1.151	1.098	—	—	—	—
0	1.196	1.039	1 と 同じ	1 と 同じ	—	—

表-1 タイプ別に於ける圧力降下係数

2.2 張り出し規模の影響

流量係数に対する張り出し規模の影響を図-8, 9に示す。張り出し長さ l は、文献¹⁾で考察されたように底辺における流線の曲がりおよび乱れの影響が支配的と考えられることから唇口高 a で無次元化してある。また、張り出し高 h は張り出し上辺からの影響が支配的であると考えられることから管幅 b で無次元化した。張り出し先端が角形形状の場合 l/a の増加とともに流量係数が大きくなるが $l/a=1.0$ の時でも流量係数は先端が円弧形状の場合よりも劣っており、また増加傾向にあるものと思われる。張り出し先端が円弧形状の場合、 l による(本実験では $l/a > 0.2$)変化はみられず角形形状と比較して大きな流量係数を示す。これより円弧を用いることの効果が大きいことがわかる。また、 h については $h/b \geq 1.0$ の時流量係数がほとんど変化しないことがわかった。

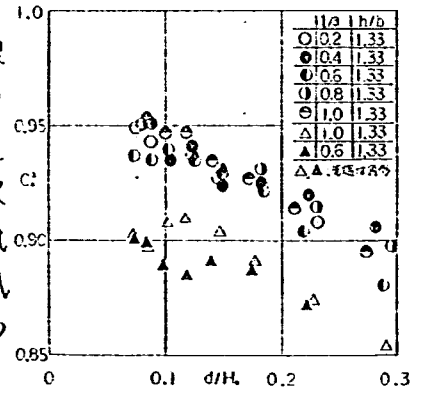


図-8 張り出し長の影響

次に $h/b=1.0$ として l を変化させ、その圧力分布を調査した。張り出し先端が円弧形状で $l/a < 0.6$ の場合、 l が大きしていくと張り出し先端位置の圧力が上昇するとともに、ベルマウス上面の圧力が下がっていく。張り出し先端が円弧形状の場合圧力分布は $l/a \geq 0.6$ において l の影響を受けなくなる。しかし、先端が角形形状の場合 $l/a=1.0$ の時でも影響が残っている。また、 $l/a=1.0$ とし、 h を変化させた場合の管内圧力分布への影響は上面隅にのみ生じ、 h が小さい時唇口直下流の上面隅の圧力が高くなる。圧力分布は $h/b \geq 1.0$ において h の影響を受けなくなる。

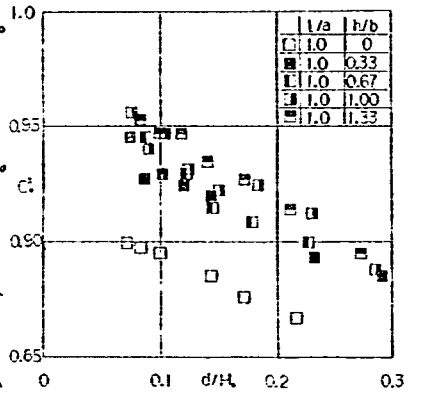


図-9 張り出し高の影響

4. まとめ

以上の実験により利便した一面ベルマウス形式ダム放流管の水理特性は次の通りである。

- ① 四面ベルマウス形式放流管と比較し、放流能力、圧力降下係数とも同程度となる。また、隅角部での圧力降下は角隅取円弧による隅角の処理に依らない。
- ② 上、下面ベルマウス形状としては、放流能力、 Cd_{max} の θ によるバラツキが少なく、圧力降下が他のタイプに比べて小さいタイプが優れている。この場合、流量係数は図-6の式、圧力降下係数は表-1の値を用いて設計を行えばよい。
- ③ 張り出し規模は、張り出し先端が円弧付きの場合、 $l/a \geq 0.6$ 、 $h/b \geq 1.0$ であればベルマウス内の水理特性に対する張り出しの影響を考慮不要。円弧を付けない場合は、 $l/a=1.0$ でもまだ影響が残る。円弧を付けることにより張り出し規模をかなり小さくできることがわかる。

参考文献

- 1) 柏井, 中面「張り出し部を有するダム放流管の入口形状」土木技術資料 25-10 (1983)

区画線の夜間の視認性改善

交通安全研究室 金子 英樹

1. まえがき

区画線は道路標示や道路標識とともに道路交通に関する規制、警告、案内、指示等の種々の情報を道路利用者に適切に与えるための重要な施設であり、運転者の注意を必要の場所に集中させる効果が大きく、その設置は交通の安全と円滑にとって非常に効果的な手段である。

区画線はその機能から視認性に富むことが重要であり、標示方法や材料の改善により通常の視認性は昼夜を問わず十分満足されるものとなっている。しかし、夜間に雨が降っていたりその直後で路面がぬれている場合には極めて見えにくく、数メートルの距離に接近しないと見えにくいということがある。

夜間に区画線が見えるのは塗料に含まれたガラスビーズが車の前照灯からの光を運転者に反射（再帰反射）しているからである。しかし、降雨等によってガラスビーズがぬれると前照灯からの光はガラスビーズ表面の水膜で反射し、再帰反射されにくくなる為に運転者は区画線を見ることができなくなる。

当研究室では、夜間降雨時等で視認されやすい区画線を検討する為に数種類の供試体を試作し、降雨時における視認性、現道での耐久性を調査した。その結果、夜間降雨時等における区画線の視認性改善方法としては球径の大きなガラスビーズを添加することが簡便であり、効果の高いことを知る事ができた。

2. 降雨強度と視認性

図-1に降雨強度と区画線の見え方との関連を示す。これは当所、屋内標識実験施設で降雨強度15mm・30mmの降雨を再現し、各種区画線の見え方を10人の運転者にアンケートした結果である。

雨の降っていない時は、ガラスビーズを散布していい区画線は「見える」よりもやや低い評価となっているが、他の区画線は全て「見える」

以上の評価となり、ガラスビーズの有無が夜間の視認性を左右していることがわかる。

雨が降ると各区画線の見え方評価は著しく低下し、とくにガラスビーズを散布していい区画線は降雨強度15mmで10人の被験者全てが「見えにくい」と評価している。また、現行仕様のガラスビーズは散布量による見え方の評価に差は無く、降雨強度15mm程度でそれぞれに「見えるが、降雨

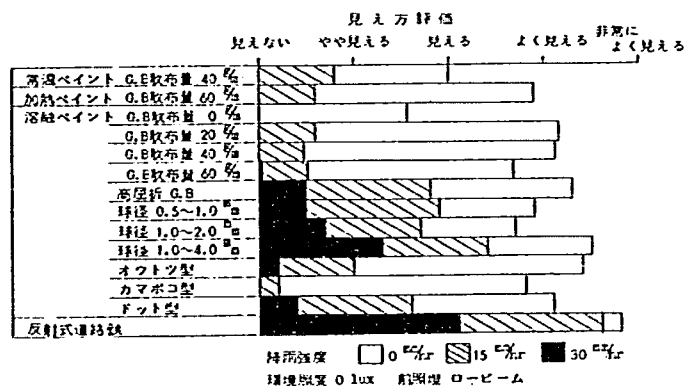


図-1 降雨強度と区画線の見え方

強度が $\frac{1}{5}$ の $\frac{1}{5}$ ではまったく見えなくなり区画線としての用をなさなくなる。

球径の大きいガラスビーズまたは、屈折率の高いガラスビーズを用いると降雨時の視認性は良くなり、降雨強度が $\frac{1}{5}$ の $\frac{1}{5}$ の場合の評価は「見える」程度と視認性としてはほとんど問題がなく、降雨強度 $\frac{1}{5}$ の $\frac{1}{5}$ の場合にも視認することが可能である。

①塗膜表面の排水をうけやす、②光の入射角を小さくする、等の効果を期待して区画線の塗膜形状を変えてみた。アウトツ型、ドット型にはその効果が見られ、降雨強度 $\frac{1}{5}$ の $\frac{1}{5}$ の場合でもなんとか見えている。しかしカマボコ型にはその効果が見られず降雨強度 $\frac{1}{5}$ の $\frac{1}{5}$ でもほとんど見えないうと評価されている。これはカマボコ型は施工が難しく設計よりかなり偏平したものとったことや、中央部と側方部との膜厚の差により塗料の固化時間に差が生じ中央部の散布ガラスビーズが沢みすぎたこと等に原因がある。

反射式道路線の視認性は極めて良好であり、降雨強度 $\frac{1}{5}$ の $\frac{1}{5}$ で降雨のない時とほとんど変わらない評価となっており、降雨強度 $\frac{1}{5}$ の $\frac{1}{5}$ でも「見える」という良い評価が得られている。

2. 耐久性に関する現道調査

2.1 調査方法

前項の降雨実験で視認性が良好であった区画線を、当所構内道路および一般国道408号(茨城県筑波郡大穂町)に試験設置し、各区画線の見え方および塗膜状態の経時変化を調べた。

区画線の仕様と配置を表-1および図-2に示す。

見え方は、区画線表面が乾いている場合とぬれている場合とについて区画線の手前30m地点から見た時の見え方を10人の運転者にアンケートした。このとき評価する区画線以外には覆いをして他の区画線の見え方が影響しないようにした。

塗膜状態に関しては、塗膜表面の拡散反射率、夜光反射率およびすべり摩擦抵抗値の計測と塗膜の外観観察(汚れ、変色、クラック、ハク離れおよびガラスビーズの固着状況等)を行った。

2.2 調査結果

本調査で試作した区画線は、材質や形状から次の4種類に大別できる。

表-1 区画線の仕様

土木研究所 構内道路						一般国道 408号					
区画線	ポイント	形状	膜厚	ガラスビーズ	割合	区画線	ポイント	形状	膜厚	ガラスビーズ	割合
1	溶融式	1.5mm	JIS R 3301-1	20%	15%	1	溶融式	1.5mm	JIS R 3301-1	20%	15%
2	溶融式	1.5mm	JIS R 3301-1	40%	15%	2	溶融式	1.5mm	φ1.1~0.4 φ1.1~1.9	30%	30%
3	溶融式	1.5mm	JIS R 3301-1	40%	25%	3	溶融式	1.5mm	φ1.5~2.0 φ1.1~1.9	100%	30%
4	溶融式	1.5mm	φ1.1~0.4 φ1.1~1.9	40%	0%	4	溶融式	2.0mm	φ1.0~2.0 φ1.1~1.9	25%	30%
5	溶融式	1.5mm	φ1.5~2.0 φ1.1~1.9	100%	15%	5	溶融式 (SMA)	2.0mm	φ1.1~0.4 φ1.1~1.9	25%	30%
6	溶融式 (エポキシ)	2.0mm	φ1.0~4.0 φ1.1~1.9	25%	0%	6	溶融式	φ1.0~2.0 φ1.1~1.9	φ1.1~0.4 φ1.1~1.9	30%	30%
7	溶融式	2.0mm	φ1.0~4.0 φ1.1~1.9	25%	15%	7	溶融式	φ1.0~2.0 φ1.1~1.9	φ1.1~0.4 φ1.1~1.9	30%	30%
8	溶融式	φ1.0~2.0 φ1.1~1.9	JIS R 3301-1	40%	15%						
9	溶融式	φ1.0~2.0 φ1.1~1.9	JIS R 3301-1	40%	15%						
10	溶融式	φ1.0~2.0 φ1.1~1.9	JIS R 3301-1	40%	15%						

※: ガラスビーズの粒径 (mm)

※: ガラスビーズの固着率

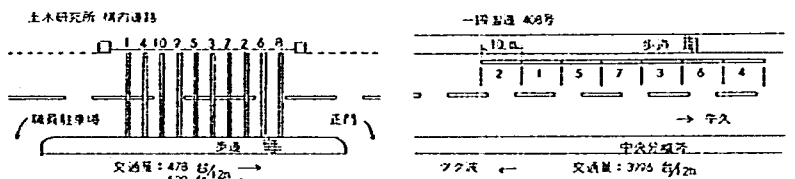
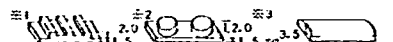


図-2 区画線の配置

① 現行仕様のガラスビーズで量を増した区画線

② 現行仕様のガラスビーズより屈折率の高いガラスビーズを使った区画線

③ 現行仕様のガラスビーズより球径の大きいガラスビーズを使った区画線

④ 塗膜の断面形状を変えた区画線

以下これらの分類別に視認性、耐久性の調査結果を示す。なお見え方の経時変化と反射率の経時変化を図-3・4および図-5・6に示す。

1) ガラスビーズを増した区画線

施工直後はガラスビーズの散布量が多い区画線の方が拡散反射率は低く、現行仕様の区画線よりもやや灰色がかった見える。また、経時とともに砂等がガラスビーズの取れた跡や塗料とガラスビーズとの境に堆積することから、ガラスビーズの多い区画線の方が昼間の見え方は劣る。

夜間反射率は施工直後はガラスビーズの散布量が多い区画線の方が高い値を示し経時1年後からは、表面の磨耗が進むにつれて混入量の多い区画線の方が高い値を示す。レオレコの差見え方の評価には表われていない。また、降雨時の見え方は、設置から1年間は現行仕様の区画線と同等の低い評価であるが、経時2年目及び3年目は比較的良い評価がされているが筆者等が3ヶ月ごとに観察していた結果では、常に現行仕様の区画線と同様の視認状態であった。

2) 高屈折率ガラスビーズ

塗膜状態はガラスビーズの量を増した区画線と同じであり、降雨時の視認性も現行仕様の区画線と同様の低い評価となっており、高屈折率ガラスビーズは降雨時の視認性改善には効果が無いといえる。

3) 球径の大きいガラスビーズ

球径の大きいガラスビーズの区画線は現行仕様の区画線およびガラスビーズの量を増した区画線よりも灰色がかった見える。また、経時とともに砂等がガラスビーズの取れた跡や塗料とガラスビーズとの境に堆積することから昼間の視認性は現行仕様の区画線よりも劣っている。

夜間の視認性は乾燥状態は現行仕様の区画線と同等かやや劣る程度で著しい差は無い。降雨時の視

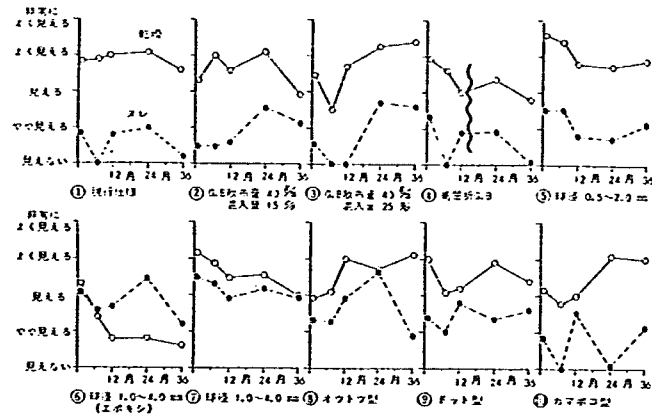


図-3 見え方の経時変化(土木研究所 構内道路)

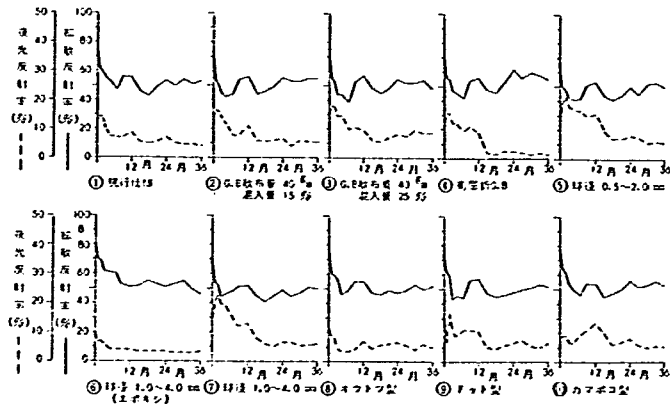


図-4 反射率の経時変化(土木研究所 構内道路)

視認性は球径の大きいガラスビーズを用いた区画線の方が良くなる傾向が見られる。球径が0.5～2.0mmの区画線は、構内道路、国道ともにやや見える前後の評価ではあるが、現行仕様の区画線と比較するとその視認性ははるかに良く、球径1.0～4.0mmの区画線の視認性は、構内道路の場合、ガラスビーズの欠けが取れてしまっているが、経時・年目でも「見える」と評価されており、長期間の耐用が望める一方ガラスビーズが少量でも良い視認性が得られることがうかがえる。

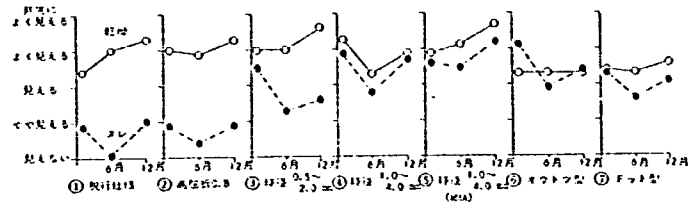


図-5 見え方の経時変化(一般国道408号)

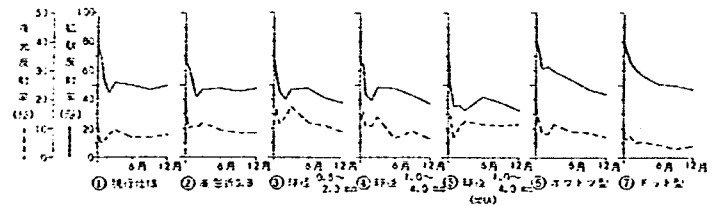


図-6 見え方の経時変化(一般国道408号)

4) 塗膜形状を変えた区画線

3種類とも施工直後の塗膜状態は現行仕様の区画線と変わらないが、ドット型、オウトツ型は経時とともに塗り重ねた部分と下地との境に砂が溜り昼間の視認性は現行仕様の区画線よりも劣る。また塗り重ね部分はハツ離しやすい傾向がある。

夜間の視認性で路面が乾いている場合、ドット型、オウトツ型は塗膜の低い部分が影により連続した線として見え、ここから現行仕様の区画線よりは視認性があるが、カマボコ型は現行仕様の区画線とほとんど変わりがない。降雨時等では、ドット型、オウトツ型は塗膜の出張った部分が見えることから視認性は良いが、乾燥時と同様に連続した線として見え、ここから運転者の評価に差がある。全体的に構内道路の場合よりも一般国道の方が評価は良く、また、カマボコ型は細心の注意を払ったにもかかわらず、設計よりも偏平した断面となったことから現行仕様の区画線と変わらぬ評価となった。

4. まとめ

以上の調査結果をまとめると次のことがいえる。

- ① 現行仕様のガラスビーズでは総量を増しても降雨時等を含めた夜間の視認性改善には効果的で無い。
- ② 屈折率の高いガラスビーズでも現行仕様のガラスビーズと同じ球径では降雨時等を含めた夜間の視認性改善には効果的で無い。
- ③ 球径の大きいガラスビーズは夜間降雨時等の視認性改善に極めて効果的である。本調査で試作した区画線の中で球径1.0～4.0mmのガラスビーズを散布した区画線が最も夜間降雨時の視認性に優れていた。
- ④ 塗膜形状ではドット型、オウトツ型に夜間降雨時の視認性改善の効果がみられ、施工方法の簡略化により、実用化も考えられる。

段差状の路面凹凸に起因する自動車荷重

構造研究室 永原 隆

1 才 元 成 考

橋梁の伸縮装置および床版は、維持管理上の簡便とよりよい部材であり、橋梁の大きな要因の一つとして路面凹凸に起因する走行車両の衝撃が考えられる。橋梁の伸縮装置部直下の舗装面は、地盤盤差、地盤の不備、走行車両のタイヤによる磨耗、アスファルトの流動性等により極端な段差が生じていることが多い。そのため、走行車両による衝撃力は一般路面に対するよりも大きなものとなる。この衝撃力を正しく評価するために当研究所では、昇降段より梁橋の伸縮装置において衝撃力の実測調査を行い、大きさが、路面凹凸の形状が複雑であることにより、路面凹凸と衝撃力の関係が十分に求められていない。これに対処するため、路面凹凸の形状を簡易化した車両衝撃力測定装置を製作し、トラックの走行実験を実施したので、その結果を以下に報告する。

2. 研究目的

- (1) 伸縮装置(段差)部に作用する自動車荷重を計測し、次の要因を明らかにする。
(2) 走行車両からの動荷重測定の検証を行う。その動荷重記録より、伸縮装置(段差)部通過時の荷重分布を求める。

3. 車両衝突力測定装置の概要

車両衝撃力測定装置（以下、装置と略す）は、試験走行路内に埋設した一組の衝撃測定器である。図-1に示すように、水平・鉛直両方向の衝撃力を測定することができ、衝撃力の大きさに影響をおよぼす要因と考えられた段差量および道間量と段差傾、道間スベールにより変えられ

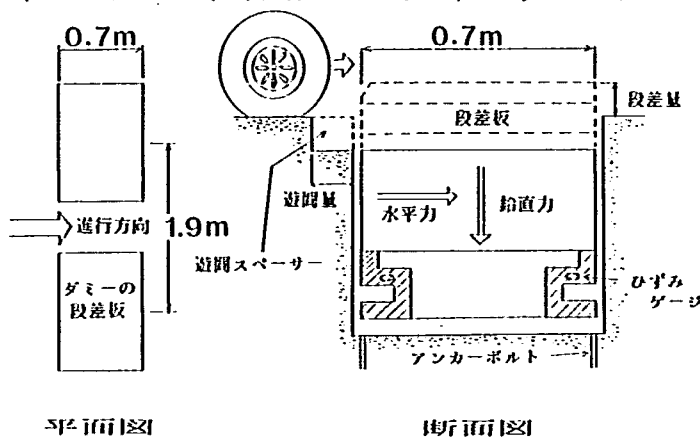


圖-1 車兩衝擊力測定裝置

る。また、走行車両の左右輪に対し 図-1 車両衝撃力測定装置
で路面状況を同一にするため、右車輪通過位置にダミーの段差板を設けている。

4. 実験および解析の概要

衝撃力の要因を明らかにするために予備実験を行ったが、タイヤの径が1mに対し遊間量が6cmと小さいこと、またタイヤの接地長が負荷の場合においても18cmあることにより遊間量による衝撃力の差は見られなかった。これにより今回の実験では、トラックの積載荷重 W (0~10ton)、走行速度 V (20~75Km/h)、路面の凹凸量 H (-30~+30mm)をパラメータとした。そして各実験ケースにおいて、装置側より水平・鉛直の衝撃力も、トラック側(後2軸、最大積載量10ton)よりバネ上4ヶ所、バネ下6ヶ所の車体加速度も測定した。また、トラックの走行速度、位置を検出し、トラック側と装置側のデータを同期させるためにロードスイッチの信号も同時に測定した(図-2)。

解析にあたって装置側、トラック側共にA/D変換時のサンプリングタイムを2 msecとした。

装置側データについては、時系列の荷重データもプロットした結果、図-3の細線に示すように装置のもつ固有振動成分(水平90Hz, 鉛直120Hz)がのっているのが明らかになった。今回の実験では、対象とする荷重の周波数が走行速度70km/hにおいても13Hz程度であり、ローパス・フィルターで処理を行えば荷重値に影響がほとんど考えられる。そこで、影響範囲を取り除くためにスペクトル解析を行い、鉛直・水平共に50Hz以上の振動数成分を除去し、図-3の太線とした。

トラック側に関しては、図-4に示すようにトラックの車体に取り付けた加速度の記録より、以下のように入力側の路面に働く動的付加荷重(加速度が0の場合が静荷重であるので変動成分を動的付加荷重とする)を求めた。まず、各軸においてバネ上2ヶ所、バネ下2ヶ所の加速度記録より、左右の懸架バネ上およびタイヤ中心の加速度を求める。求められた加速度を用いて、車輪の動的付加荷重、軸の動的付加荷重は次式のように加速度と質量の積、すなわち慣性力として表すことが出来る。

$$F_L (\text{左車輪の動的付加荷重}) = m_u \cdot \ddot{z}_{uL}/2 + m_L \cdot \ddot{z}_{LL}/2$$

$$F (\text{軸の動的付加荷重}) = F_L + F_R$$

m_u ; バネ上質量 m_L ; バネ下質量
 $\ddot{z}_{uL}$; 左バネ上加速度
 $\ddot{z}_{LL}$; 左バネ下加速度
 F_R ; 右車輪の動的付加荷重

⑤ バネ上、バネ下共に質量が左右に2等分されると仮定している

5. 実験結果および考察

以上の解析手法により得られた結果を(中軸の鉛直荷重に着目)パラメータ別に表示。ここに動的

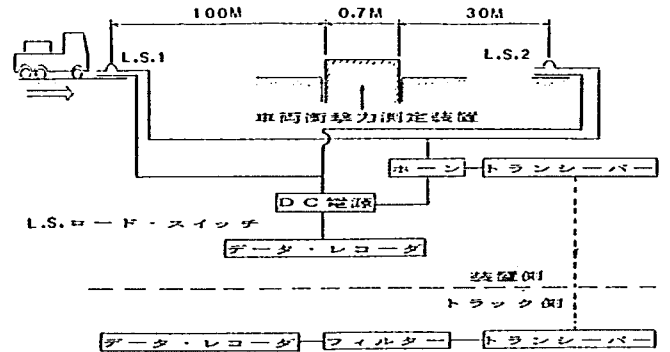


図-2 東線システム

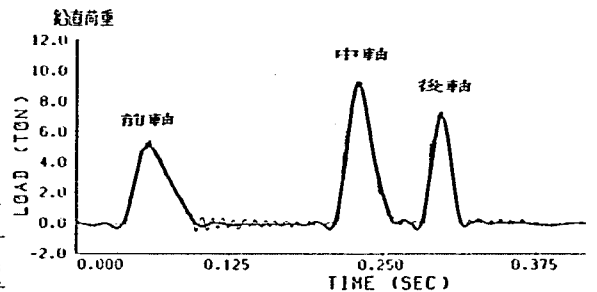
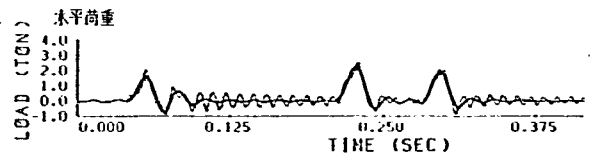


図-3 装置側の時系列荷重データ

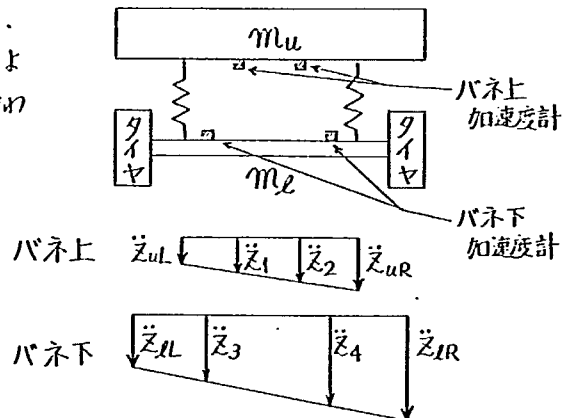


図-4 トラック側の動的付加荷重求め法

係数を以下のように入力した。

$$\text{動的係数 } i = F_{d\max} / F_s - 1$$

$F_{d\max}$: 各車輪の最大荷重

F_s : 各車輪の静荷重

5.1. 段差部に作用する自動車荷重 (装置側より)

(1) 段差量の影響: 段差量に関しては、図-5に示すように積載荷重、走行速度の変化に関係なく、段差量が大きくなるにつれて動的係数も直線的に増大する。

(2) 走行速度の影響: 走行速度に関しては、図-6に示すように高速になるにつれて動的係数も増大するが、高速時(50km/h以上)で増加の割合が示っている。これは、段差幅、走行速度とトラックの固有振動数の関係によるものと考えられる。

(3) 積載荷重の影響: 積載荷重に関しては、図-6に示すように積載荷重が増すと動的係数は増減している。荷重値をオマオすると、積載荷重の増加と共に衝撃力も増加するが、段差量が大きくなり、高速になるにつれてほぼ同じくらいの荷重値となる。これは、図-7よりバネ上よりもバネ下荷重の変動が顕著していること、また図-8に示しているが、バネ上質量が増すとバネ下の荷重変動が減少する傾向にあるためといえる。

なお、水平荷重も鉛直荷重と同じようにパラメータの影響を受けており、鉛直荷重に対して2~3割の荷重値を示している。

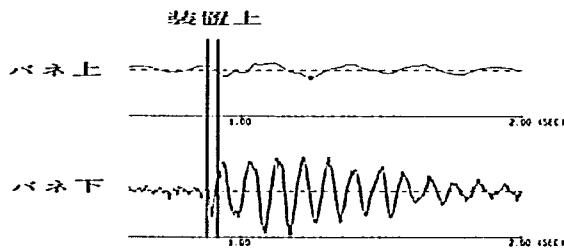


図-7 トラック側の荷重変動図

5.2. トラック側の動的荷重測定法の検証

トラック側と装置側の荷重値比較も装置上最大値で行った(図-8)。装置側の荷重値が7tonを越えろあたりからトラック側が大きい値を示す傾向にはあるが、相関係数: 0.98, (トラック側荷重/装置側荷重の)平均値: 1.048, 標準偏差: 0.086 とかなり良い結果を示しており、ト

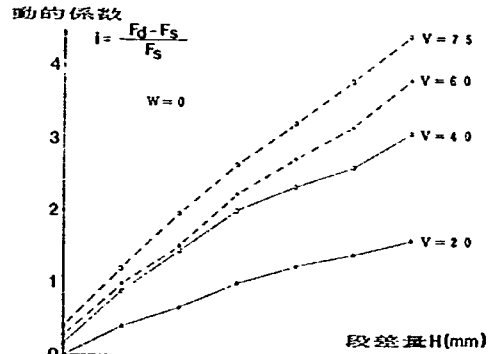


図-5 段差量(H)の影響図

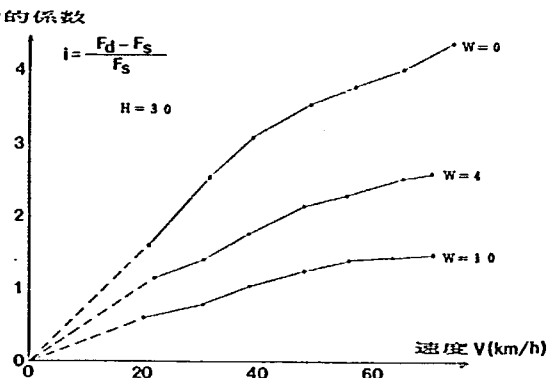


図-6 積載荷重(W)、走行速度(V)の影響図

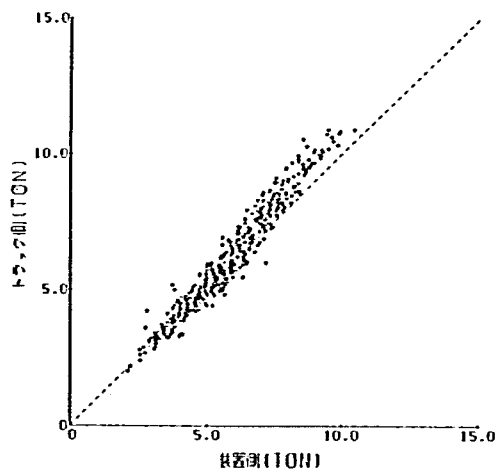


図-8 トラック側と装置側の比較図

グラフからの動荷重測定法が妥当であることを確認できた。

5.3. 段差部通過後の荷重分布（トラック側より）

段差部通過後の荷重分布が、荷重の影響範囲を積載荷重10ton（軸重4070kg）について図-9・10に示す。斜線部は段差板（装置）上であり、次の後方の路面には段差部よりも大きな荷重が作用していることがわかる。今回の実験条件では、段差部から2m、8mに荷重のピークがあり、次の後は減少している。また、段差量に着目すると、荷重値に差があるものの影響範囲はほぼ一致しているが、走行速度に着目すると、高速に行きつれて影響範囲は広がり荷重分布の形状も変化している。

5.1.で述べたが、これも段差量と走行速度による周波数とトラックのバネ上振動数、バネ下振動数の関係が微妙に影響していると考えられる。

仮に段差量20mm、制振係数 $i=1$ を考えると影響範囲は15m近くまで及んでおり、短スパン橋梁の伸縮装置部に20mmの段差があるとスパン全体にわたって静荷重の2倍以上の動荷重が作用する可能性があるといえる。

6 おわりに

(1) 段差部に作用する衝撃力（鉛直・水平）を測定し、段差量、積載荷重、走行速度による影響を明らかにした。今回だけ1種類のトラックのみの実験であるが、今後路面凹凸の波長と車両の走行速度による周波数とバネ上、バネ下の固有振動数の関係の影響も考慮する必要がある。

(2) トラック側の動荷重測定法の検証として、装置制振率と車速による比較を行ないかなり良い結果が得られた。今後は、荷重の波形の比較についても検討していきたいと考えている。

(3) 段差部通過後の影響範囲、荷重分布を明らかにした。橋梁の構造上、オレ路面凹凸等の問題により、橋梁端部の床版を厚くしたり、補強するという対応策が取られている。今回の実験では段差が奥側の路面凹凸ではなく橋端部段差であるが、荷重から見た場合予想以上に影響範囲が広いといえる。

参考文献＝道路局長通達「道路橋設計」コンクリート床版の設計・施工指針（59.2）

成田・桂樹・江本・藤城：橋梁の設計動荷重に関する試験調査報告書（正-1978）

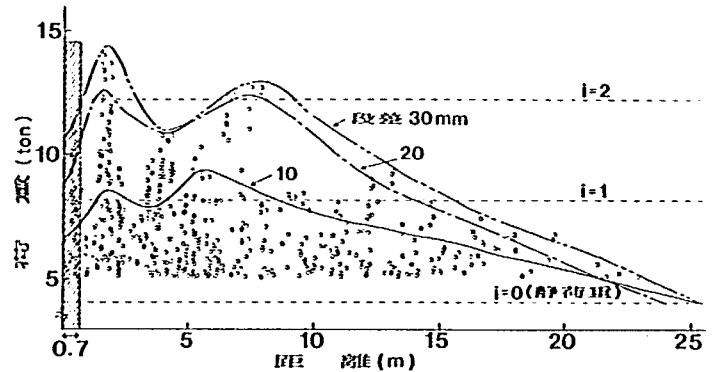


図-9 段差部通過後の荷重分布および段差量の影響

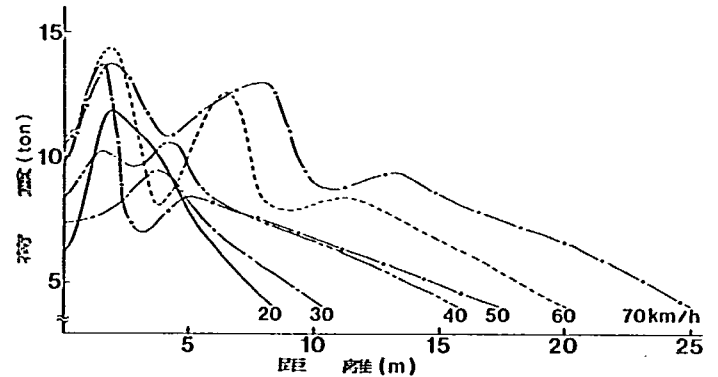


図-10 走行速度の影響

ハンプにおける車両の走行挙動実験

道路研究室 山崎 茂

1 まえがき

近年、我国では地区住民が安全かつ快適に通行出来るよう地区交通環境を改善又は向上させるため自動車交通を制御する手法がいろいろ検討されている。スピードコントロールのためのハンプはその一つとして期待されているものではあるが、その物理的効果や心理的効果はまだ追求すべき点が多い。

本研究は、ハンプ形状と自動車の挙動、運転者の感じ方との関係を調査、検討し最適なハンプ形状の設計手法のための資料を得ることを目的とするものである。

2 実験

2.1 ハンプ構造

車両の受ける振動

表-1 ハンプ形態と寸法

は、ハンプ構造の長

さに特に大きく左右

されると思われる。

ハンプは長さ10cm

の凸形と3~6mの

山形などで用いられ

ている山形をとりあげ、表-1に示した5形状のものを建設省土木研究所試験走路の一部に設置し

た。

2.2 実験方法

走行挙動実験では車両の一部に加速度

計を取りつけ、車両がハンプ上を一定速

度で走行したときの上下振動を測定した。

その時の実験条件、車両の諸元等は表-

2、3に示す通りである。

形態	名称	寸法		備考
		長さ	高さ	
凸形	1	10cm	5cm	8バゴム
	2	5"	10cm	
山形	3	10"	10cm	アスファルト コンクリート
	4	3"	10cm	アスファルト コンクリート
	5	3"	7.5cm	アスファルト コンクリート

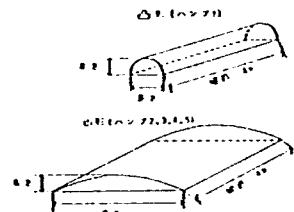


表-2 実験条件

要 因	条 件
ハンプ	5種 (形1種,山形4種)
車 種	5 種 (貨物2種,乗用車2種,軽四輪1種)
速 度	10,20,30,40,50,60 (KM/H)
路 面	アスファルト路面

表-3 車両の諸元一覧表

	車 同 諸 元						タイヤサイズ		加速度計 設置位置
	車両重量	車両総重量	長さ	ホイールベース	全長	全幅	前輪	後輪	
乗用車	1800KG	2200KG	5.04M	1.79M	1.48M	2.85M	7.50-14	前輪に同じ	シフト レバー後方
ライトバン	1390KG	1775KG	4.69M	1.59M	1.49M	2.70M	185SR14	前輪に同じ	
軽乗用車	570KG	790KG	3.18M	1.39M	1.32M	1.91M	145-SR10	前輪に同じ	
2トトラック	5110KG	11075KG	6.78M	2.35M	2.55M	4.10M	8.25-20	前輪に同じ	運転席床
5トトラック	1840KG	4005KG	5.69M	1.98M	2.04M	3.10M	7.50-15	前輪に同じ	

アンケート調査は被験者に3種類の車両でハンプ上を走行してもらい、視認、速度調整、衝撃などについて答えてもらった。実験条件は表-4の通りである。しかし、実際に利用している交通環境の模擬設定はしてないため、

環境に多く左右される視認、速度調整については実際の道路上あてはまるものではない。

表-4 実験条件

要 因	条 件
ハンプ	5種(形,山形)
車 両	3種(乗用車,原動機付自転車,自転車)
速 度	乗用車,自転車は速度自由,原動機付自転車は目標速度30KM/H

※なお被験者は60~70人である

3 実験結果

3.1 車両の挙動

ハンプの設置目的である車両の走行速度の抑制を考えた場合、車両の上下加速度が大きいほど効果は大きい。あまり大きすぎると車両の損傷、荷物の破損も考えられる。そこで上下加速度を中心に測定解析を行った。

図-1~2は車両の上下加速度の測定結果の例として、ライトバンと2TONトラックの測定値を示したものである。図を見てわかるようにハンプ形状や走行速度、車両特性によって上下加速度の大きさが違う。

上下加速度と速度の関係を見ると、ハンプの長さが短い場合は上下加速度が急な立ち上がりとなり、ハンプの長さが長くなると上下加速度もゆるやかな立ち上がりとなる傾向を示している。しかし、凸形形態の場合は速度の増加に対し、上下加速度は横ばいか、または低下している。低速時には衝撃が少なく、速度を増すのにもよって衝撃も大きくなるハンプが自動車の減速の手法として好ましいとの観点から考えるとこの形状のハンプは好ましくないとされる。

3.2 アンケート調査

図-3は被験者が自動車、原動機付自転車、自転車によってハンプ上を走行したときの不快感を調査した結果を示したものである。図を見るとハンプ1を自動車に乗った被験者は60%以上

上の人が感じないというのに比べ原動機付自転車、自転車に乗った被験者は100%近くの人が非

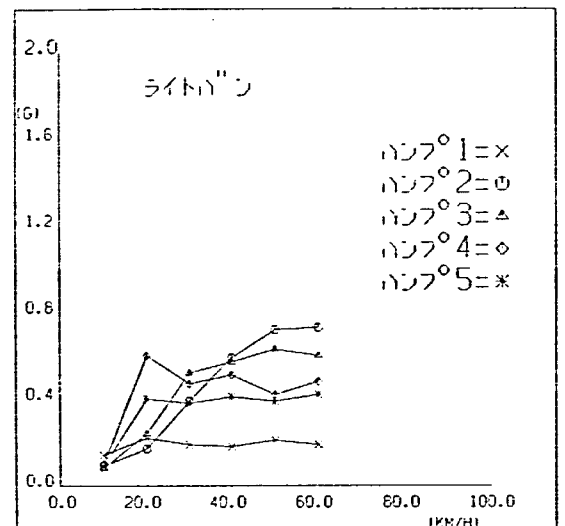


図-1 バネ上、上下加速度

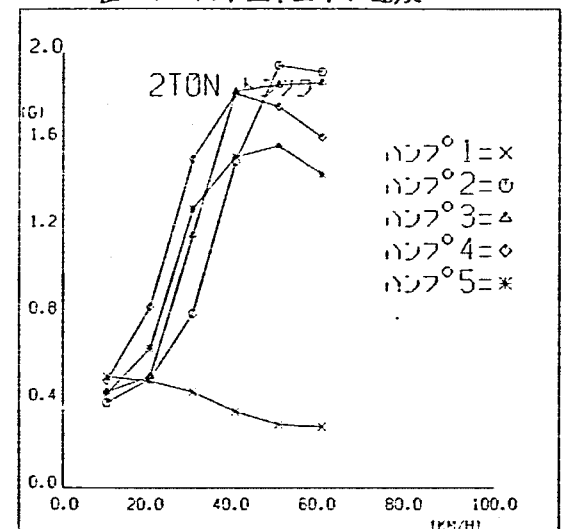


図-2 バネ上、上下加速度

常に不快または不快と答えている。これにより、ハンプ1は自動車より、2輪車の方が強く不快を感じると思われる。

ハンプ1に対しハンプ2～5は自動車に乗った被験者の場合は非常に不快、不快と答えた人が多いのに、原動機付自転車では約半数、自転車では自動車とは逆に不快と感じないと答えた人が多くなっている。

次に、被験者が乗用車で山形ハンプ上を走行したときの速度と不快感との関係を図-4に示す。このときの走行速度を被験者の自由速度としたため、被験者すなわち運転者の特性(スピード感、振動感などの個人差)の影響が加わり、車両の振動結果と直接比較は出来ないがハンプ形状の違いによる比較は可能である。

ハンプ形状と不快感との関係について高さ10cmのハンプ2、3、4を見るわかるように非常に不快と答えている最大値は、ハンプの長さが短いとき走行速度が低いところに位置している。しかし、ハンプの長さが長くなるにしたがって走行速度も高いところに移ってきている傾向にある。ハンプ5の場合には、速度の増加とともに不快感を感じないという人の割合が増加してきている。

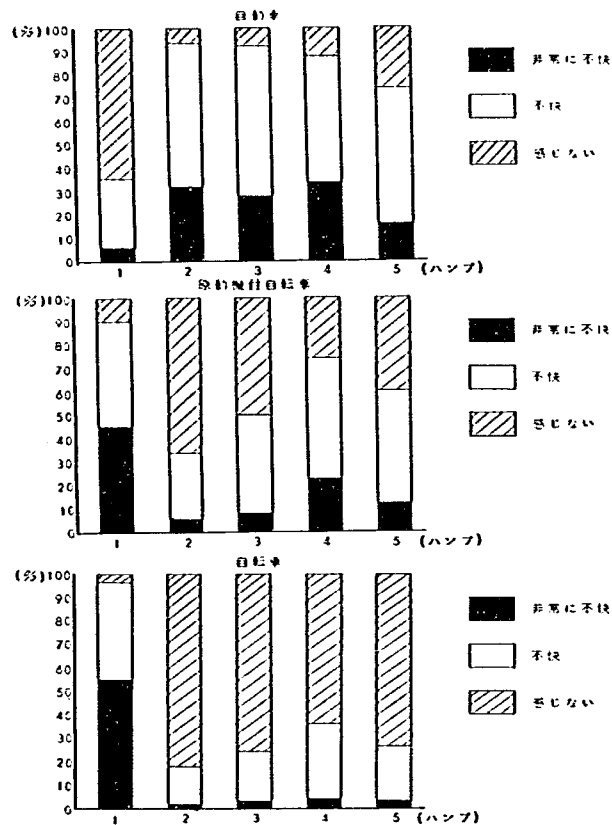


図-3 車両別被験者の反応(不快に対する意見)

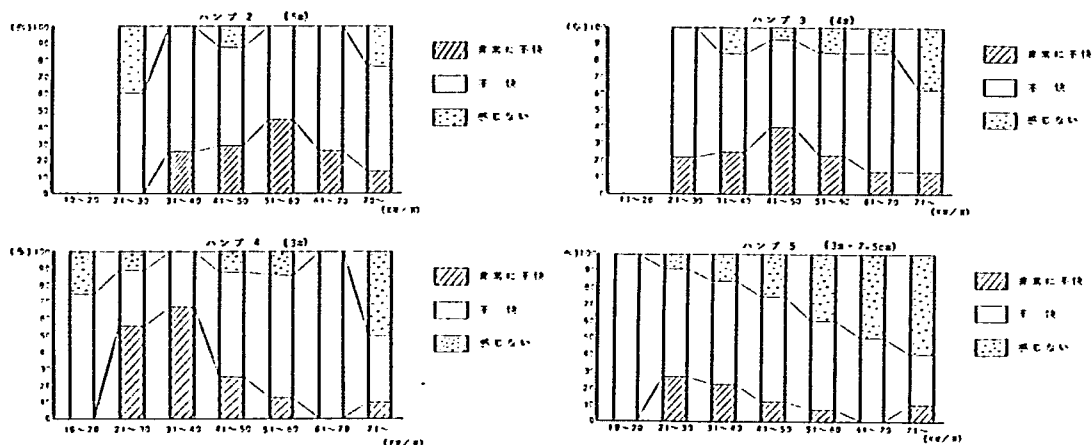


図-4 ハンプ別被験者の反応(不快に対する意見)

乗用車でハンプ上を走行した被験者にハンプの減速効果（ハンプ別）について答えてもらった結果の例（ハンプ1、2、4）を図-5に示した。図を見て分かるように全体的にハンプ2、4については被験者の大部分の人が有る、まあまあと答えているがこれに比べてハンプ1は無いと答えている人が多いためである。速度別にみるとハンプ2は低速から高速時まで比較的安定して有ると答えており、これは上下加速度が速度の増加とともに大きくなり衝撃が増すため高速になっても減速効果が多くあると答えているのだと思われる。これに対しハンプ4は低速時には100%近くの人があるが速度が増加するのにもとない少なくなっていく。これは上下加速度がある一定速度から横ばいまたは小さくなり、衝撃が増さないため少なくなったのだと思われる。

一方、ハンプ1は低速時には有ると多くの人が答えているが高速になるにつれ、無いと答えている人が多くなっている。これは上下加速度が速度の増加とともに横ばいまたは小さくなるため衝撃が増さず無いと答える人が多くなるのだと思われる。

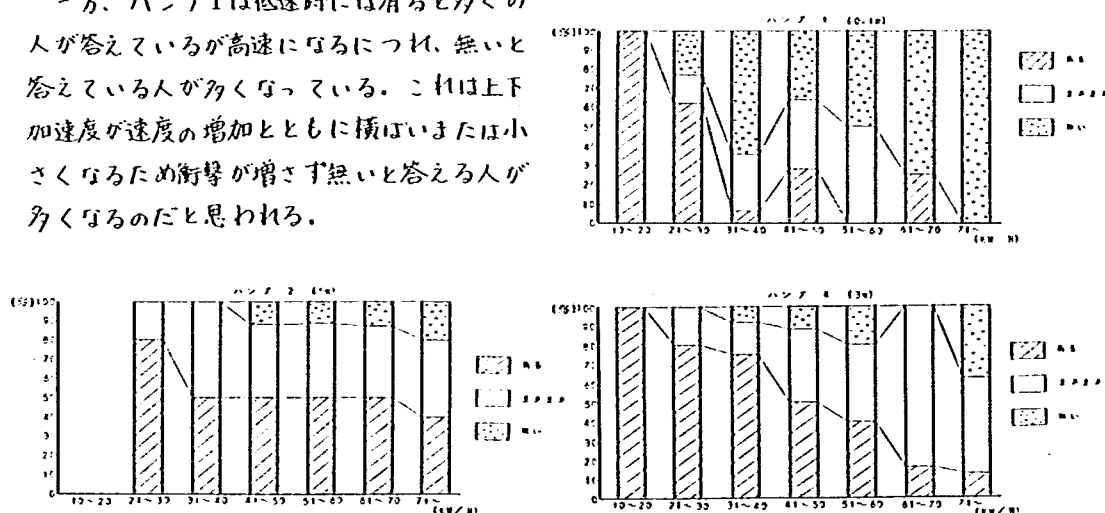


図-5 ハンプ別被験者の反応（効果に対する意見）

4 まとめ

今回は2形態のハンプについて実測調査を行った。2形態を総合的に見ると、2形態とも低速時には同じぐらいの振動を自動車に与えている。しかし、速度が増加するにしたがい傾向が違っていた。凸形形態は速度が増加しても振動は横ばい、または小さくなり衝撃は増さない。また2輪車に対しては不快を与える。山形形状では自動車に与える振動は、ハンプの長さが短い場合は低速時に効果が現われ、ハンプの長さが長くなると効果は高速に現われる傾向にあった。このことから山形形態では目的に応じて適切なハンプ長を選べば良いと言える。また、2輪車に与える不快感は少ない。2形態のハンプについて一連の実測調査を行ったが現在他の形態などを設置しているところもあり、今後は他の形態についても調査していく予定である。

現地のり面内への雨水の浸透に関する計器観測

土質研究室 関 一雄

1. まえがき

本報告は、豪雨時における現地のり面の安定性の評価に役立てるための一つの試みとして実施した現地のり面内への雨水の浸透に関する計器観測の結果をとりまとめたものである。

観測は、各種の土質よりなる7箇所の盛土および切土のり面に土壌水分計と雨量計を設置して実施した。約一年間にわたる観測の結果、土質ごとの降雨の浸透特性に関していくつかの知見を得たので報告する。なお、今回報告するのは、観測を行った7箇所のうち、切土のり面の3箇所の結果である。

2. 調査方法

2.1 観測方法

現地のり面において観測した測定項目は、次のとおりである。

①のり面の表面から50cm間隔で3m深度まで埋設した土壌水分計による土中のサクション（毛管吸引圧）の経時変化の測定。②観測のり面付近に設置した自記雨量計による雨量の測定。

③ボーリング孔を利用した地下水位の測定。土壌水分計の設置位置とその計測システムを示すと、図-1のようになる。ここで、土壌水分計とは、図

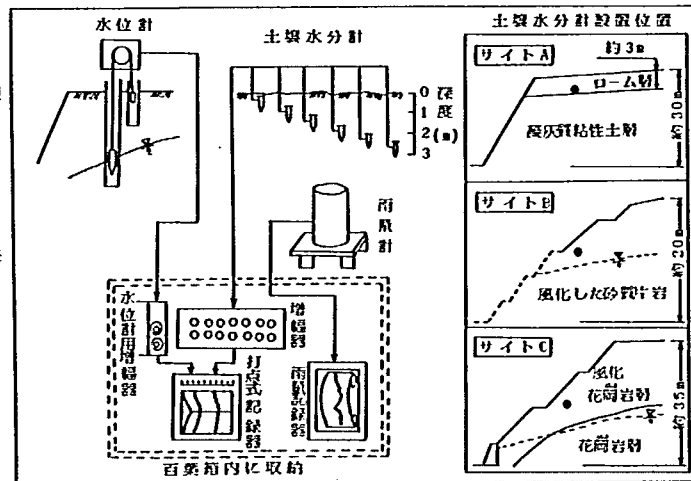


図-1 計測システムの概念と土壌水分計設置位置

-2に示すようなアクリル製パイプ先端部に多孔質のポラスカップを取り付けた中空の管である。この管内に水を満たし、土中に埋設すると、土のサクションにより管内の水が土中に引かれ、管内に負圧が発生する。この負圧を圧力計で検知することにより、土中のサクションを測定するものである。

土壌水分計の設置にあたっては、掘削前の地山の状態をできるだけ再現するように、掘削した土は何層かに分けて掘削土量と同量を埋め戻した。

このようにして、現地のり面に設置した土壌水分計による土中水の変化と雨量の記録の関係を主として述べると、以下のようになる。

2.2 調査地の土質条件

現地のり面の土質条件を明らかにしておくため、ボーリング孔を利用したサンプリングならびに地表面からのブロックサンプリングを行ない、土質試験を行った。その結果を示すと表-1のようになる。なお、表-1の土質条件は、詳細にみると試料別、深度別に多少のばらつきがみられるが、各サイ

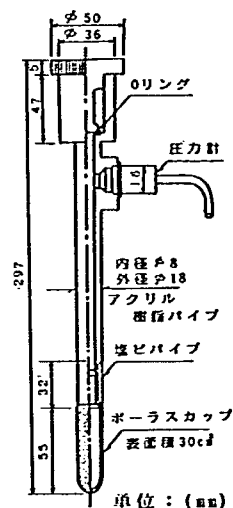


図-2 土壌水分計

トの代表値と考えられる土質についてまとめた。

まず、サイトAは、粘性土からなる切土のり面で、のり面上部はほぼ均質な関東ロームで覆われている(図-1参照)。次にサイトBでは、のり面全体が風化の進行した砂質片岩である。礫分が約30%と多く含むりには、不攪乱試料を用いた室内の土質試験から得られた透水係数は $1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ のオーダーの値を示している。サイトCの表層付近は、表中に示すように、比較的透水性の良い風化花崗岩で覆われているが表層より数10cm以深になるとN値が15~20程度の値を示し、風化がそれほど進んでいない固結度の高いものが存在するようになる。従って、のり面の表面から深度が増すにつれて、風化花崗岩の透水性は小さくなるものと判断される。

上記の各サイトにおける土が持つ保水性について述べると、次のようになる。図-3は、各サイトから採取した試料を用いて求めた土のサクションと飽和度の関係を示したものである。サイトAの粘性土は、土の粒子が細かく、しかも密実なため、土の保水性は強く図に示すようにサクションの増加に対して飽和度の変化は小さいことがわかる。一方、サイトCのような砂質土では粘性土とは逆に土の粒子が粗いため土の保水性は弱く、サクションの増加にともなう飽和度の変化は著しいことがわかる。

3. 観測結果

3.1 観測結果の一例

サイトAで得られた観測結果の一例を図-3に示す。観測例は、約23日間の降雨のない気象が続いた後、約290mmの連続降雨量があった時のものである。まず降雨前の土中のサクションの変化に着目すると、地山の乾燥によりサクションの値は徐々に増大し、深度の浅いものほどその傾向は大きいことが認められる。すなわち、降雨前の8月21日についてみると、深度0.5mのサクションは深度3.0mのものに比べてかなり大きい値を示している。次に降雨があると雨水の浸透により、深度の浅い水分計から順次サクションの値が低下していき、ほぼゼロに近づいていくことがわかる。従って、現地でこのような観測記録を得ることにより、降雨時の土中への雨水の浸透速度をよみとることができる。

表-1 現地のり面の土質条件

サイト名	A	B	C
土質名	関東ローム (粘性土)	風化した 砂質片岩 (シルト質粘土)	風化花崗岩 (砂質土)
粒度特性 (%)			
レキ分	0	32	41
砂分	65	25	49
シルト分	22	31	8
粘土分	13	12	2
自然含水比 (%)	120	13	11
透水係数 (cm/s)	1.0×10^{-5}	1.4×10^{-5}	5.8×10^{-4}
乾燥密度 (g/cm ³)	0.55	1.75	1.59
のり面勾配	1:10以上	1:1.5	1:1.5
地 被 物	なし (畑地)	なし	種子畑付工

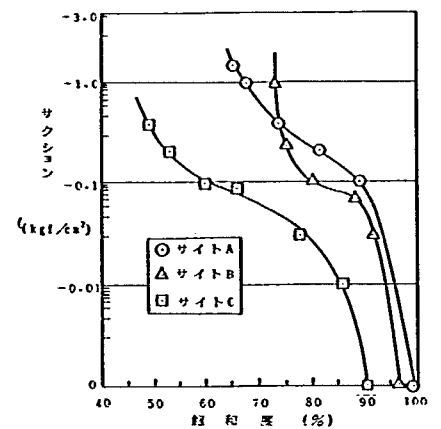


図-3 各サイトの水分保持曲線

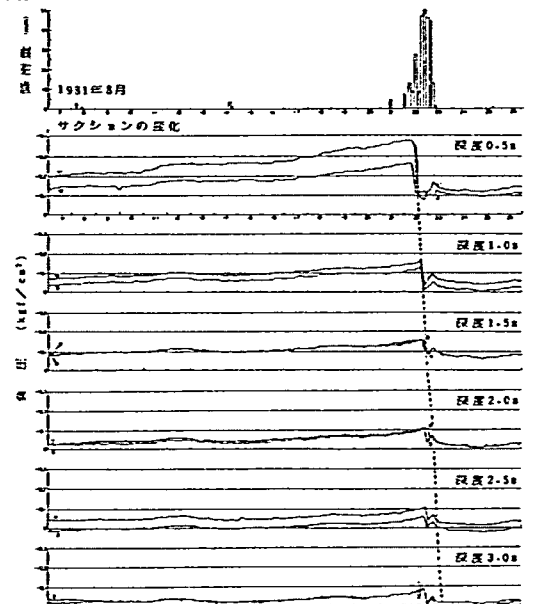


図-4 観測結果の一例 (サイトA)

3.2 降雨量と雨水の浸透の関係

図-5は各サイトで得られた図-4と同様の観測記録をもとに、代表的な降雨に着目し、連続降雨量と雨水の鉛直浸透深さの関係を整理したものである。図から、まずサイトAでは、降雨に伴う雨水の鉛直浸透深さは、50mm程度の連続降雨量の場合に約1mとなっている。さらに、連続降雨量が100mm程度になると、雨水の浸透深さは約2.5m程度に達している。サイトBでは、降雨のパターンにより異なるが、連続降雨量が50~100mmで、雨水の浸透が約3.0mまで及んでいることが認められる。一方、サイトCでは、約230mm程度の豪雨でも雨水の浸透深さは約1.5m以内に止まっている。

以上のことから、降雨によるのり面への雨水の浸透深さは、降雨量や降雨継続時間などの降雨特性の他に、のり面の土質、透水性、岩の風化の程度などが大きく影響していると考えられる。すなわち、サイトBでは前述のように地山の風化がかなり深部に及んでおり、のり面内の透水性がサイトAやCののり面に比べて大きいため、雨水の浸透が深部まで及んでいるが、サイトCののり面では風化の影響がごく表層部のみで受けているため、雨水の浸透は豪雨の場合でも表層部の1.5mまでとなっている。

3.3 地山の乾燥の違いが雨水の浸透に及ぼす影響

図-6は、図-5に示した各サイトの降雨直前の土中のサクションの深度分布について整理し、土中の乾燥状態を表わしたものである。まず、各サイトが乾燥の影響を受ける深さをみると、サイトA、Cのように土質は異なるが、地山の状態が均質で密実なのり面では、乾燥によるサクションの変化は約1mの深さまで及んでいることがわかる。一方、風化が深部にまで及び、地山の透水性が良いとされるサイトBでは、乾燥の影響をかなり受け、サクションの変化は約2mの深さまで及んでいることが認められる。次に、図-6に示す降雨直前のサクションを初期飽和度と呼ぶことにし、この初期飽和度が雨水の浸透に及ぼす影響について考察を加えると次のようになる。すなわち、図-5に示した連続降雨量と浸透

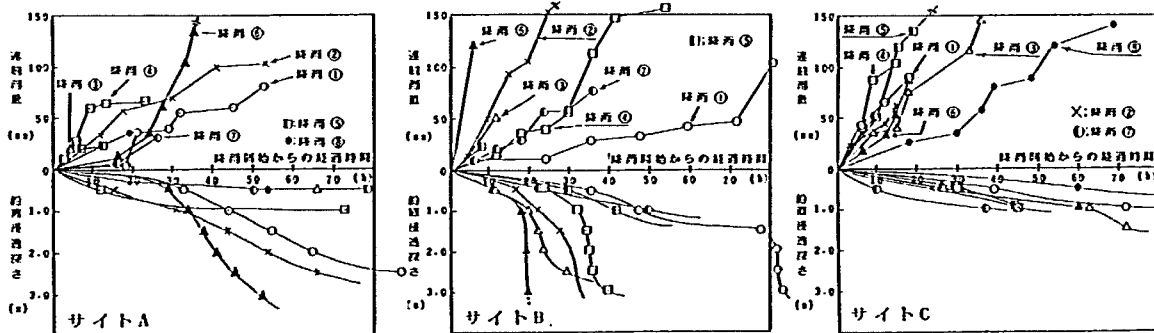


図-5 各サイトにおける連続降雨量と鉛直浸透深さの関係

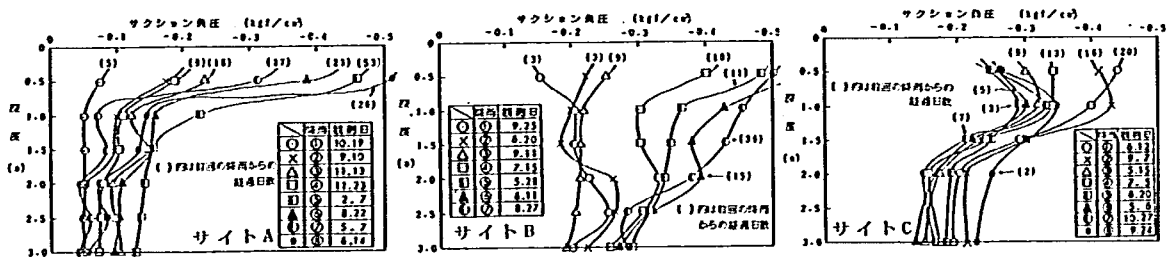


図-6 図-5に示した降雨直前の土中のサクション分布

深さの関係を比較すると、サイトAとCでは強雨強度の大きいものほど、雨水の浸透深さが大きくなる傾向にある。他方、サイトBでは乾燥による地山の初期飽和度の違いによって、図-5に示したように同程度の降雨においても雨水の浸透深さに違いがあり、初期飽和度の影響が認められる。

3.4 降雨強度と雨水の浸透速度の関係

雨水の浸透速度に及ぼす降雨強度の影響をみるために図-5から0.5mの深さまで雨水が浸透する時間をよみとり、平均降雨強度の関係で整理したものが図-7である。図から、各サイトに共通して、平均降雨強度の増加とともに雨水の浸透速度が速くなることが認められる。そして、平均降雨強度が約5mm以上になると浸透速度は一定になる傾向が認められる。

3.5 累計降雨量と鉛直浸透深さの関係

各サイトにおける雨水の鉛直浸透深さと連続降雨量の対数との関係を示したものが、図-8である。図において各サイトでかなりのばらつきがあるが、鉛直浸透深さと連続降雨量の対数との間には、図中の実線に示すような傾向が認められる。すなわち、雨水の鉛直浸透深さは降雨量の増大とともに進行するが、その浸透深さが深くなるにしたがい、降雨量のかなりの増大がないと進行しなくなる。従って、図-8に示したようにのり面の地層構成や降雨特性なども関係するが、大まかには雨水の浸透深さは連続降雨量の対数にほぼ比例して進行すると考えてもよさそうである。なお、今回の観測結果からすると、サイトA、B地点のようなのり面では、100mmの降雨で鉛直浸透深さ2.5m~3.0m、200mmの降雨で3.0m~3.5m程度になっている。

4. まとめ

切土のり面の安定性には、切土のり面内の土質や地質の不規則性、不均質性が大きく関係するため、それらを定量的に把握してその安定性の検討を行うことが通常困難であり、経験的なものにとらざるを得ないのが現状である。そこで本研究では土質や地質の違いによる降雨時の切土のり面内への雨水の浸透挙動を把握し、それらのり面の安定性や崩壊の予測に役立てることを目的として現地のり面の観測調査を実施した。その結果、降雨時の切土のり面への雨水の浸透深さは図-2に示すような土壌水分計を現地のり面に埋設して測定することができ、連続降雨量と雨水の浸透深さの間には図-8の結果に示したような関係があることが判明した。

今後、他の4箇所ののり面の観測結果も合わせて、降雨による雨水の浸透特性を明らかにするとともに、雨水の浸透と切土のり面の崩壊の関係についても究明を加えていく予定である。

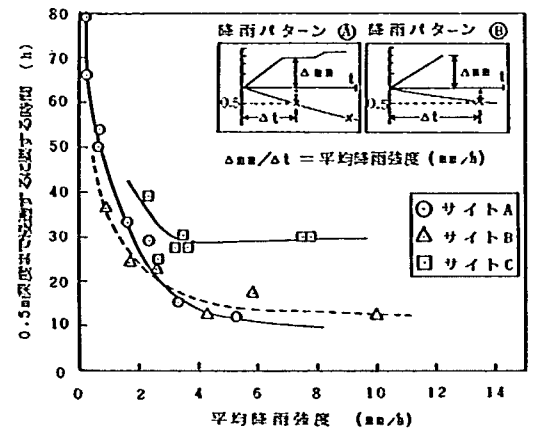


図-7 深さ0.5mまでの雨水の浸透速度と平均降雨強度の関係

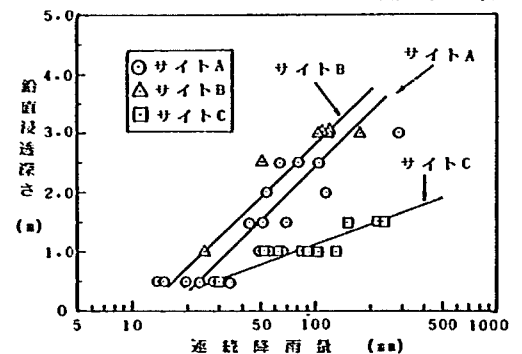


図-8 降雨の鉛直浸透深さと連続降雨量の関係

自然河川における水とのふれあい実態調査

都市河川研究室 小栗孝雄

1. はじめに

近年、生活のうらおいを求める社会の要求に応え、都市部の河川を中心として環境整備が行われている。しかし、その整備をみると、特に河川にその場を求めなくてもよい野球場、河川の公園等が数多く設置されている。また、河川との結びつきが強い施設、それは親水施設といってもよいが、これをもて造園的装飾で整備されているものがほとんどである。しかし、河川の持っている自然条件を基に、河川の魅力を前面に出した整備方法があると考えられる。その必要があると判断している。本レポートでは、このような基本認識の下に親水施設が整備されている河川（自然河川）を取り上げ、人々が何を楽しんでいるのか、どんな活動があるのか、そしてその場所と一体化したところが多いのか、といった調査をおこなった。つまり親水活動における河川の魅力を検討したものである。今後の親水施設を考える場合の基礎資料となることを望んでいる。

2 調査目的と方法

都市住民が余暇に河川でどのように活動しているのかを調べるのが目的である。方法としては、具体的に調査河川を平地部に選び、その河川を縦断的に見て歩き、人々がいる所の河道状態や活動状況を調査した。また、必要に応じ測量、流速測定等をおこないデータを収集した。対象区域は平地部に限り、親水活動が特に盛んに行われている夏を中心にして調査を行った。

3 調査対象河川

対象河川を選ぶ条件は次の三つである。オ1として、人工的親水施設を設けておらず、自然的要素を多く残している河川。オ2として、その川の近くに都市があるか。都市の中を流れている河川。オ3として、日曜日や夏休みには人が川に出て活動している河川。以上の点を考慮して那珂川、又荒川に調査対象河川を設定した。

3.1 那珂川の概要（図-1）

那珂川は、その源を栃木県那須岳に発し、各支川を合わせ、小間地から平地を流下して水戸市内に至り、太平洋にそそぐ流域面積3270km²、幹線流長150kmの一般河川である。天然の鮭が遡上する河川で、水質は清流リ部類に入る河川である。だが最近においては、上流部の河床の右に付着微生物などが多く生産され、清水性の肉食性魚類が減り、藻類食性魚類が増加

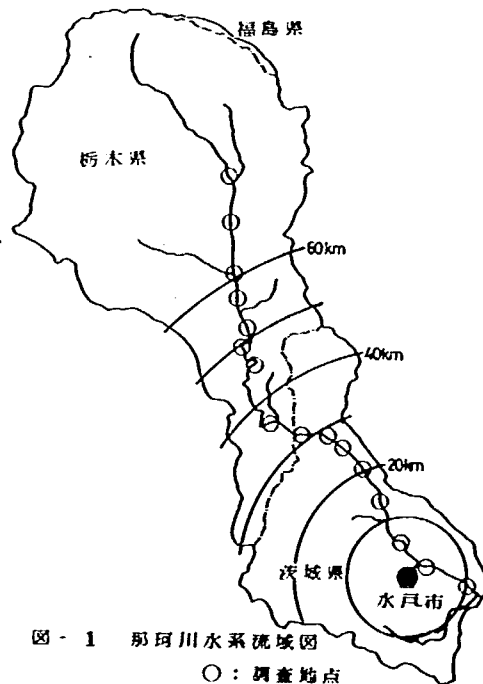


図-1 那珂川水系流域図
○：調査地点

の傾向にある。山地部の地質は、火山性岩石の火山碎屑物、ローム、安山岩等より成り、地質年代は洪積世である。

3.2 ス忍川流域の概要(図-2)

ス忍川は、福島・茨城の県境、八溝山の付近に源を発し、南流して日立市南部のス忍町で太平洋にそそぐ流域面積1490 km²、幹線流長124 kmの一級河川である。矢祭付近の溪谷や、袋田の滝などの景勝地もあり、水質は清冽で、上流部ではアユ、ヤマメが釣れる。また、那珂川同様に鮭が遡上する河川である。山地部の地質は、羊頭嶺～国結堆積物の砂岩、粘板岩の互層等で、地質年代は中生代から古生代のものである。

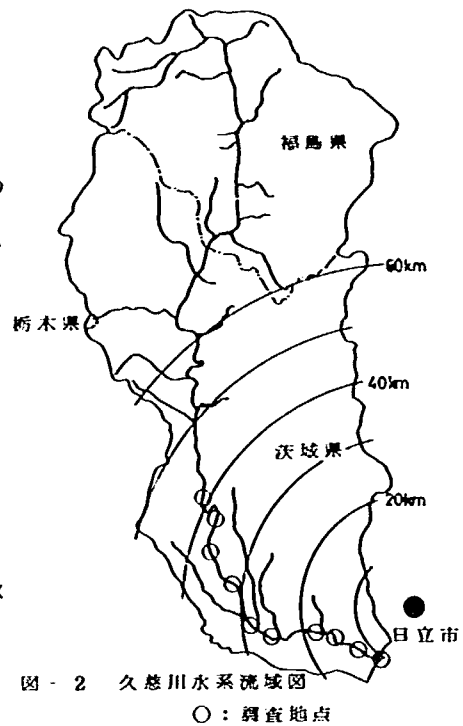


図-2 久慈川水系流域図

○：調査地点

4. 調査結果

親水活動が最も盛んに行われている夏期に平地部河川を、縦断的に見て歩いたのであるが、人々が最も集まり、そして多様な活動が見られたのは、砂州が良く発達している中間地河道(砂泥帯河道とも言われる)である。本レポートはこの中間地河道における人間活動を報告する。

4.1 河道条件(図-3、図-4)

中間地河道では砂州のわかれ天然の高水敷がよく発達している。砂州には人頭大の石から砂まで河床材料が幅広くみられ、高水敷には草などが生えている。また、井戸前は瀬、淵が交互に表われ、流速は速いところ、遅いところと多様である。上流の扇状地河道あるいは下流の三角州河道に比べ、多様な自然条件をもっており、これが人々をたくさん集め、また、多様な活動が行われた理由と考えられる。

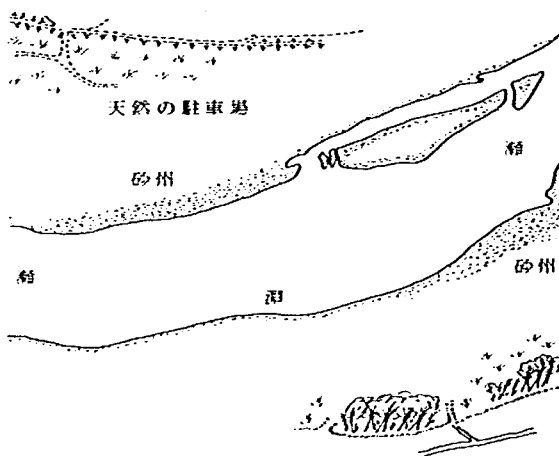


図-4 中間地河道の平面図

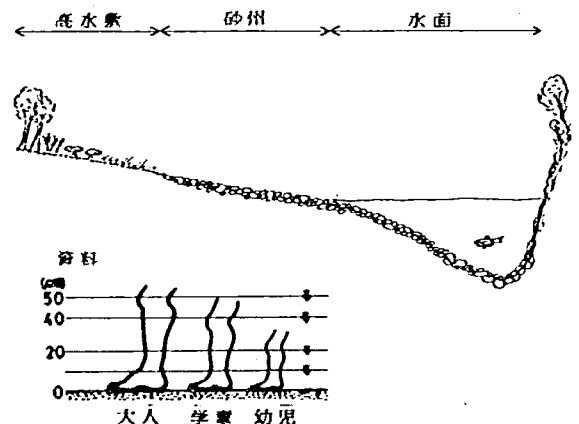
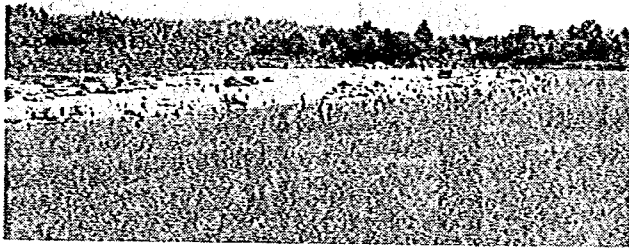


図-4 中間地河道の縦断面図



左の写真は、那珂川28.5K地点の状況である。砂州が発達し、そこは天然の駐車場となりたくさんの人を集めている。水辺に特に人気がある。

4.2 人間活動

表-1は人間活動を整理したものであるが、自然条件の多様に応じて人間活動も人々の年齢、性別に応じて多種にわたっている。河川へのアクセスには車が使われているが、高水敷が駐車場のかわりになっている。活動のためには食事をとったり、休息のための拠点が必要であるが、テントを張ったり、ビーチパラソルを立てる場所として砂州が使われている。砂州には多種の石があり、食事のためのかきどけたり、水遊びをしたり、水遊び後の冷えたい体をあかためたりする材料として使われる。人々は砂州を拠点として、水遊びをしたり、釣りをしたり、あかいか高水敷で虫とりや石ひろいをしている。川では流速、水深に応じて遊びを行っている。流速は、0.5m/sec以上になると大人でも立っているのがつらくなり、だいたい1m/sec以下の流速の所で、活動しているようである。自然と一体となって人々は創意工夫をして楽しんでいる。

4.3 その他

人の集まった州には、その場所の上下流のいずれかに、橋のかかっている所が多い。また、橋の下には必ず人が集まっている。

表-1 人間活動と活動区域

人間活動	高水敷	砂州	水空間
水あそび			○
水泳			○
魚とり			○
えびとり			○
虫とり			○
ボート			○
釣		○	○
舟釣			○
投網			○
食事	○	○	
テント	○	○	
駐車	○	○	
石あそび		○	○
石ひろい		○	
水きり		○	
花火	○	○	
水辺で休む		○	
日光浴	○	○	

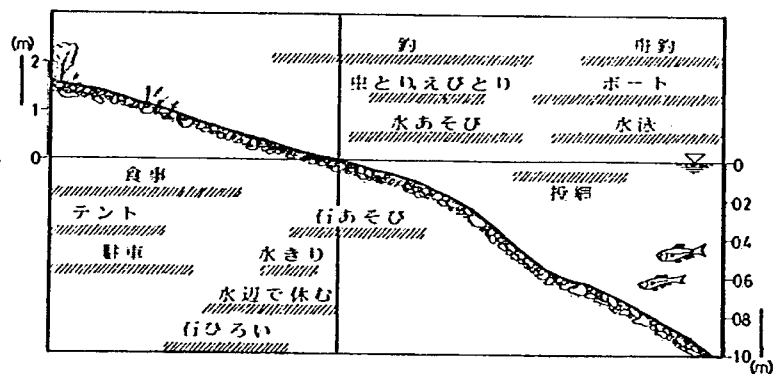
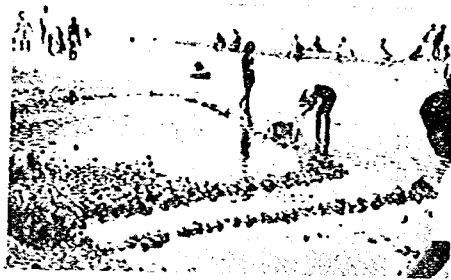


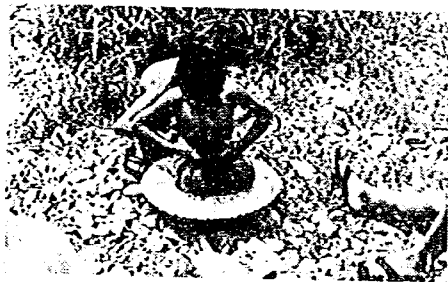
図-5 活動種別と活動区域



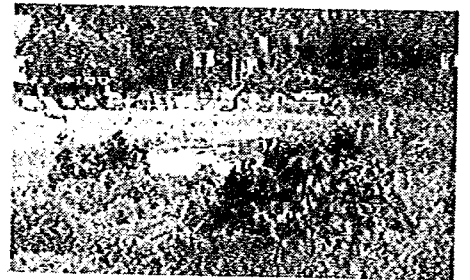
河床材料と魚とり



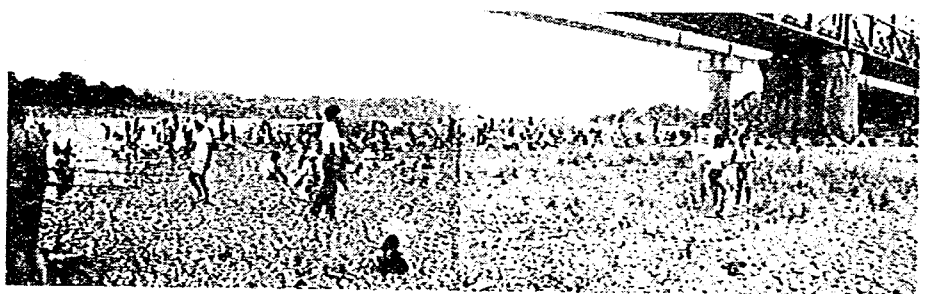
幼児の遊んでいるようす



石でお腹をおかきあわ



キャンプ場となった川



たくさんの人が集まり、橋の下

5. すゝめ

自然河川には、現在人工的に整備されている河川には見られない魅力がある。その基本は、人々が自己の個性に応じて活動できることであろう。人々の創意工夫できる材料が自然河川にはあり、人々はその材料を使って自己の要求に基づいて創造していく。つまり河川は創造発揮の場所となっているのである。都市住民にとって人工物ばかりでいる都市生活を離れ、自然と親しむ活動として河川活動が位置づけられているのである。

河川活動の場をみると、砂川が人間活動の拠点等として重要な役割を果たしている。砂、礫が表面を覆っている砂川は、年に何度か洪水にみまわれ、草木が生えない区画である。ここが中心となって人間活動が展開されている状況は、創造性が魅力となっている河川活動をあわせて考える時、親水施設の整備に対して重要な示唆を与えていると考察される。

1. まえがき

近年、良質なダムサイトの不足により固結度の低い軟岩系の岩盤上にダムを建設するケースが増えている。ダム基礎としての軟岩は強度が小さいため、高い圧力によるグラウチングが困難であり、透水性の改良が難しい。またルジオンテストを行った場合に低い注入圧力で限界圧力が生じるため正確な透水性の評価ができない等の問題がある。

ここでルジオンテストとは、ボーリング孔内に圧力水を注入して、注入圧力と注入量の関係から岩盤の透水性を調べる試験であり、10kg/cm²の注入圧力のときのボーリング孔1mあたりに1ℓ/min注入されるとき透水性を1ルジオン(1Lu)として表す。この試験はもともと硬岩(キレツ性岩盤)の透水性を調べるために考え出されたものであるため、この方法をそのまま軟岩に適用した場合に適性な注入速度・注入圧力・限界圧力の発生状況等について不明な点が多い。しかし、ルジオンテストはボーリング孔を利用してグラウチングと同じしくみで行われるためグラウチング計画のデータとして岩盤深部の透水性を調べるのに適している。軟岩の透水性を正しく評価できるルジオンテストの研究の手始めとして、軟岩におけるルジオンテスト時の注入水の浸透状況調査及び数値計算による浸透流解析を行い、それらの問題点について検討を行った。

2. 軟岩(マサ)におけるルジオンテスト

2.1 試験方法

試験は注入パターンを3ケース設定した(表-1)。

ケース1は従来の注入パターン、ケース2は注入時間の影響を調べるための長時間透水試験、ケース3は昇圧ステップの影響を調べるために行った。また各ケースとも同一試験孔においてそれぞれ2回ずつ試験を行い、繰り返し試験時の影響を調べた。

従来のルジオンテストは岩盤の透水性を調査するのが目的であるため注入圧力と注入量しか計られていない。そこで今回の試験では、キレツ性岩盤への注入とは異なると考えられる軟岩の浸透性を把握するため試験孔付近の岩盤内に間隙水圧計と岩盤変位計を埋設し、試験孔周辺の注入水の浸透状況及び限

表-1

試験ケース	昇圧ステップ	各圧力ステップの注入時間
1	0.5kg/cm ²	30分
2	0.5kg/cm ²	昇圧時 5時間 降圧時 2.5時間
3	0.25kg/cm ²	30分

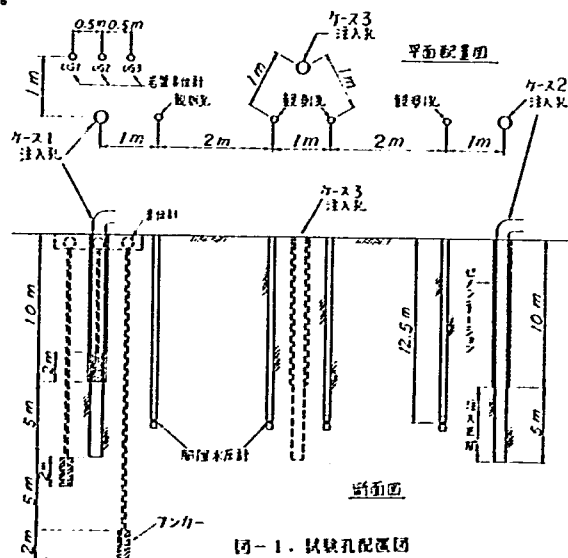


図-1. 試験孔配置図

界圧力発生時の挙動を調べた。試験孔及び測定計器の配置を図-1に示す。岩盤変位計はそれぞれ異なる深さに3箇所設置し、各々の変位計間の相対変位を計れるようにした。間隙水圧は試験孔から1mと3mの地点に設置して、注水による間隙水圧の変化、飽和領域の拡がる範囲が計れるようにした。

試験の対象となったダムサイトの地質はかなり風化の進んだ

マサであり、岩というよりは土に近い性質を持っている。室内試験によるマサの物性値を表-2に示す。また試験区間は地下水位よりも約3.5m上にあるため試験孔付近は不飽和状態である。

2.2 試験結果

各ケースの注入圧と注入量を図-2に示す。これを見ると注入圧力が一定であるにもかかわらず、注入量が減少していることがわかる。これは、軟岩の他ダムの透水試験にも見られる特徴である。また、ケース2の長時間試験の結果から注入量の減少は約1時間程度で収まることがわかる。

つぎに各ケースのP-Q曲線を図-3に示す。各ケースとも1回目と2回目の試験の限界圧力の大きさにほとんど差がない。ケース1の1、2回目とケース3の2回目は昇圧時と降圧時の曲線がほぼ同じ経路を通ることがわか

表-2 土質試験結果

土粒子の比重	2.6~2.7
湿潤密度	1.7~1.8 g/cm ³
乾燥密度	1.5~1.6 g/cm ³
含水率	13~14%
固結率	40~45%
透水係数	$k=1\sim4\times10^{-3}\text{cm/sec}$
変形係数	$E_{10}=102\text{kg/cm}^2$ (割圧 2kg/cm ²)

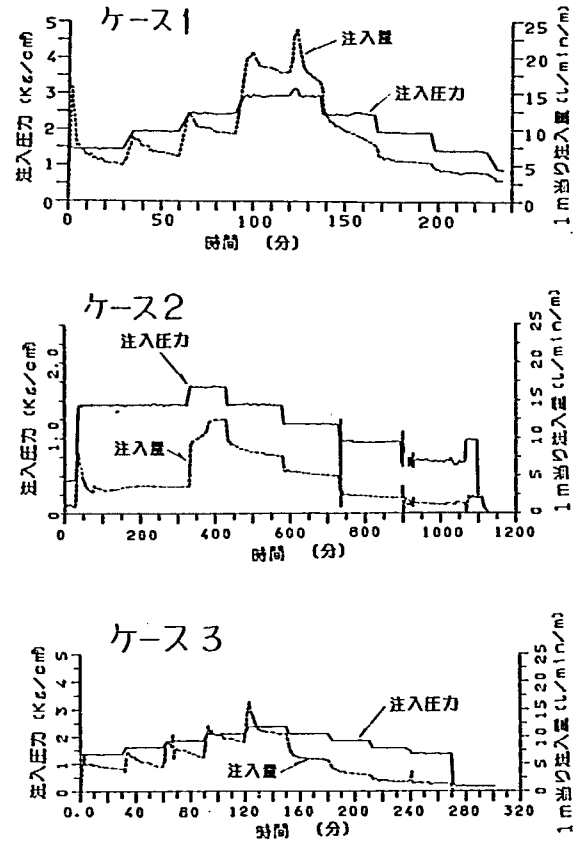


図-2. 注入圧と注入量の変化

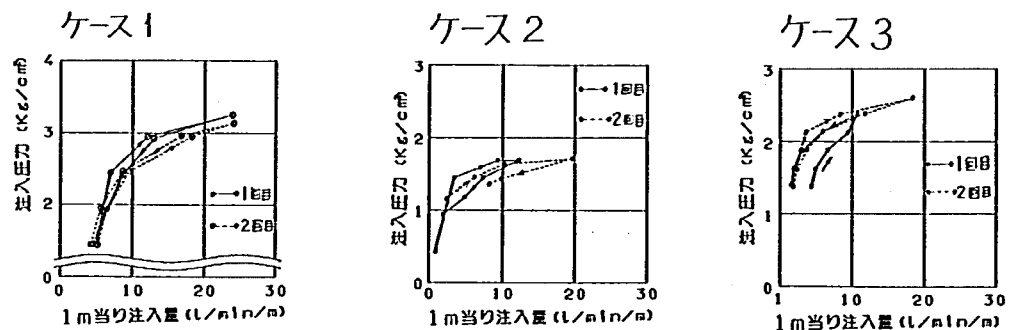


図-3. P-Q曲線

る。

ルジオンテスト時の岩盤変位について従来は地表面の浮上りとしてとらえていた。しかし、今回の計測について地表面の浮上りはほとんど生じていないことがわかった。岩盤変位の関係は図-4に示

す。岩盤変位の結果は注入区間では膨らみ、その上下区間は縮んでいることを示している。また2回目の注入による岩盤変位は1回目の約2倍にもなっている。岩盤変位は時間が経過すればある程度回復する傾向を示している。特に注入区間より上(0~10m)の変位は注入圧と連動しているように見える。今回の試験からわかったことをまとめる。

- ① 定圧注入時において、注入量の減少傾向がある。
しかし、約1時間で収束する。
- ② 繰り返し試験による限界圧力の低下は見られない。
- ③ 地表面の浮上りは生じない。岩盤変位は注入区間付近の変形によるものである。
- ④ 岩盤変位は回復性がある。(弾性的である)

3. 数値解析

3.1 目的

ルジオンテスト時の試験孔周辺の応力状態を調べ、試験結果に理論的解釈を与える。

3.2 方法

有限要素法による浸透流解析を行い、それから得られる浸透力を外力と考えて弾性計算による応力解析を行った。

3.3 結果

図-5~8に注入孔周辺の応力分布を示す。その結果、注入孔を膨らげようとする方向に引っ張り応力が生じていることがわかり、鉛直方向応力も浸透力によって圧縮応力が減少していることがわかる。また、浸透力による応力変化の影響を

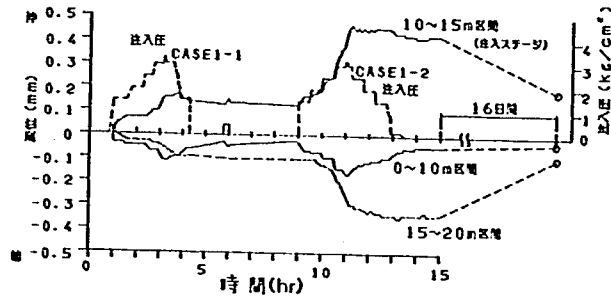


図-4. 岩盤変位 (変位計間の相対変位) の変化

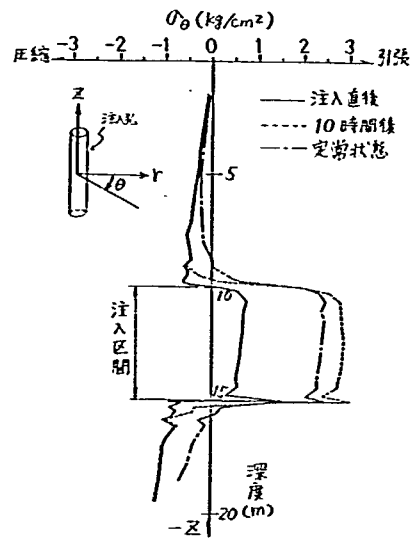


図-5. 注入孔壁沿いの応力分布; σ_θ
(注入圧力 $P = 5 \text{ kg/cm}^2$)

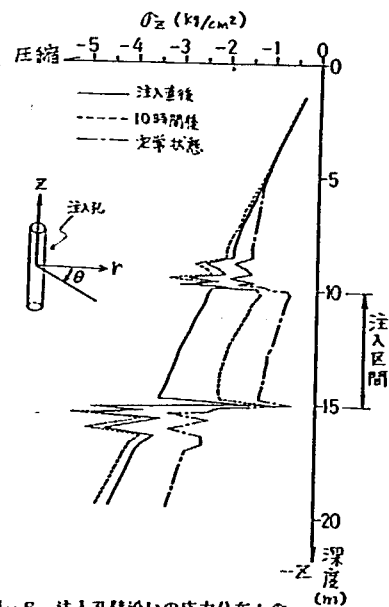


図-6. 注入孔壁沿いの応力分布; σ_z
(注入圧力 $P = 5 \text{ kg/cm}^2$)

受ける範囲は注入孔から半径2 m以内であることもわかる。

4. まとめ

以上の結果に考察を加えまとめると、

- ① 今回の試験地点のマサについてルジオンテストを行う場合、注入量が安定するのにかなり時間がかかり、今回の試験から1時間程度で安定することがわかった。このことは、従来の20分程度の注入時間では大きめのルジオン値を与えることになる。今後のデータの実績により適性な注入時間を検討したい。
- ② 同一試験孔に対して繰り返し注入を行ったが限界圧力の低下が見られず、昇圧時と降圧時のP-Q曲線が同じ経路を通る。これは、限界圧力発生時に開いた割れ目が圧力の低下とともに再び閉塞するものと思われる。このことは、グラウチングを実施する場合の注入圧力設定について重要な示唆を与えているものであり、今後更にデータを増やし検討して行きたい。
- ③ 注入区間の岩盤は圧力水の注入によって膨張し、その周辺部は収縮すると考えられる。このとき最深部の変位計にはほとんど変位が現れていない。このことからグラウチングにおいて岩盤変位を管理する場合、変位計の固定部の深さに注意する必要があると考えられる。
- ④ 数値解析の結果から、限界圧力発生時に孔壁に鉛直方向のキレツが生じる可能性があることが確かめられた。また、注入孔周辺の各方向応力は圧縮方向から引張方向へ変化する傾向を示している。これは注入孔周辺の岩盤にひずみが生じる要因と考えられる。

5. 今後の課題

今回の数値解析は、入力データを仮定している。従って、実際の岩盤特性と合っていない部分があるため定量的な解答は得られなかった。今後は現場計測により岩盤の特性を調査し、それを入力データとしてより精度の良い解析を行いたい。

また、現位置試験のデータが少ないため、より多くの試験データの収集を行う方針である。

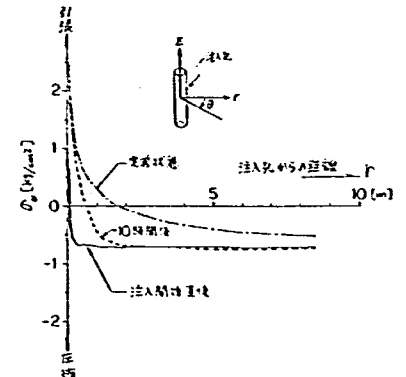


図-7. 注入区間中央での水平方向の応力分布; σ_r
(注入圧力 $P = 5 \text{ kg/cm}^2$)

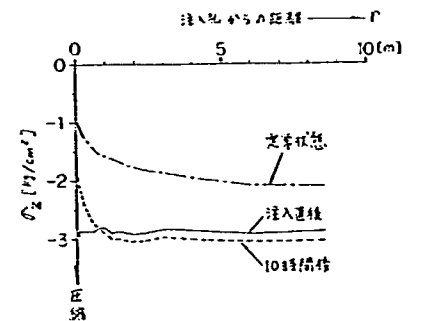


図-8. 注入区間中央での水平方向の応力分布; σ_z
(注入圧力 $P = 5 \text{ kg/cm}^2$)

1. はじめに

昭和30年代後半より始まる高度経済成長に伴い、都市への人口・資産の急激な集中が相次ぎ、都市及び都市周辺部においては、著しい市街地化現象が生じ、種々の都市問題が起った。その中でも、都市の雨水排水問題が解決が困難な問題である。都市の雨水排水問題が生じた背景としては、従来は氾濫原であった低地や保水・遊水機能を持っていた土地の開発及び開発地における生活環境等の改善・向上と目的とした積極的な雨水排水施設の整備と最終的に雨水排水を受け持つ河川整備のアンバランスによるものである。

一般に流域の都市化に起因する流出現象の変化及びその要因として言われるものに、

・ピーク流量の増大——→不透水面積の増大、・流出波の尖鋭化——→流域の排水路網整備と挙げることである。ピーク流量の増大は、開発による保水・遊水機能の低下により、流出量の相対的な増加によるものであり、流出波の尖鋭化は、従来長時間を要した河川への流入時間、開発に伴う側溝・下水道その他の排水路網促進により、流入時間が短縮されたこと及び河道改修による流下時間の短縮によるものである。

上述のような現象の一例として、東京都内と流れている目黒川について以下に示す。

1.1 目黒川流域における浸水状況の変遷

目黒川は、流路延長30.1km(本川28km)、流域面積45.8km²の既成市街地を貫流する二級河川で、東京都の代表的な都市河川である。当流域は、昭和45年までに流域の93%程度が宅地化されており、その後現在までわずかに上昇している。

同流域における治水・排水整備状況については、以下の通りである。

- ・河川——→大正12年に改修が行われ、昭和40年代後半に30m/sr対底の河床掘削工事を行った。現在、50m/sr対底の工事を一部実施している。
- ・下水道——→昭和30年代後半から整備され始め、現在で上・下流域において、ほぼ整備終了。上流域で幹線沿いに整備を進められている。

このような状況における目黒川流域の浸水などのように変遷してきたことを図-2に示す。同図は、下水道整備等を考慮して浸水区域を三時代に区分している。各洪水の降雨規模が異なるため、一概には言えないが、次のような傾向が伺える。

・昭和45年以前の浸水区域は(下水道整備状況は昭和40年)、河川改修、下水道整備があまり行われておらず、流域全体に浸水区域が見られるが、特に上流域に集中している。

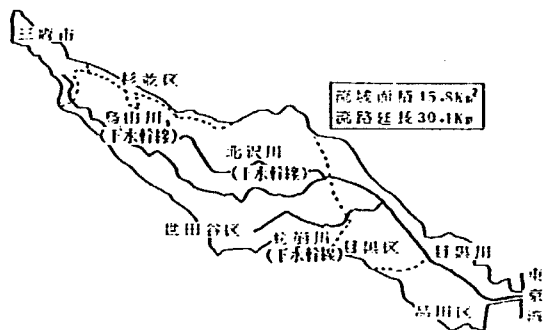


図-1 目黒川水系流域概要図

・昭和46~50年にかけては(下水道整備昭和45年)、河道は30m/sr対底の工事が完了し、下水道も下流域で整備がほぼ終了し、中流域で一部整備され始めた時期で、期間内に大規模洪水が発生して、

いたため、浸水区域は比較的小さいが、下水幹線沿いに浸水区域が目立つ。

・昭和51年以降は（下水道整備昭和56年）、下水幹線沿いの浸水は少なくなっているが、目黒川沿い及び、合流点付近に浸水区域が集中している。また、下水道整備地区においても局所的な浸水区域が見受けられる。

上記のように目黒川流域においては、都市化により、上流域の浸水が下流域に移り変わり、てきなことかわかる。

2 流域対策の必要性と浸透型流出抑制施設の奥徳

上述のような現象は、目黒川に限ったことではなく、都市河川全般に言える現象である。このような問題に対する対策としては、河川改修、下水道管渠の能力増強、調整池等が考えられるが、現在の財政状況・事業の進捗率、土地の高度利用化では、短期間に対策を実施することは現実的に困難である。そのため、河川・下水道においては、流出の尖鋭化・増大を防ぐ一手法として、流域における流出抑制対策（流域対策）を実施することと計画している。

流出抑制施設の中で貯留型施設については、昭和40年以降全国で数多く設置され、その奥徳についても報告されている。一方、浸透型施設は近年調査・研究され始めにともあり、貯留型施設に比べそれほど多くは設置されていない。しかし、総合治水対策河川においては、その設置費用が安いこともあって、各戸貯留浸透対策の一手法として浸透型施設の設置が望まれている。現在、下水道では、都を中心として雨水流出抑制型下水道の実施がけられ、昭和59年までに22箇所施工されている（費用としては、通常の2割増）。その他に、住宅都市整備公団、地方自治体等で実施されている。全国における実施数は未だ把握されていないが、一部の地域において調査されており、その結果と図-3に示す（同調査は、対象とした地域の実施数を全て把握してはいない）。

3 浸透型流出抑制施設の治水経済評価

本検討では、経済的に見れば、流域に流出抑制施設のようば小規模な対策を実施することの方が良いのか、それとも河川改修等基本的な対策一本による方が良いのかと検討することとを目的に、施設の経済効果及び河川改修との経済性を比較した結果を報告する。なお、対象とした流域は、上記の目黒川流域とは異なるが、同様な問題が起きている首都圏を流れる都市河川であるI川（総合治水河川）の支川A川流域とした。

3.1 設定条件

・流域対策として貯留型施設及び浸透型施設、②の検討においては、河川改修（掘削方式）として、総合治水の暫定河道を改修する改修I（延長45km）と上流域の指定区間で改修する改修II（延長

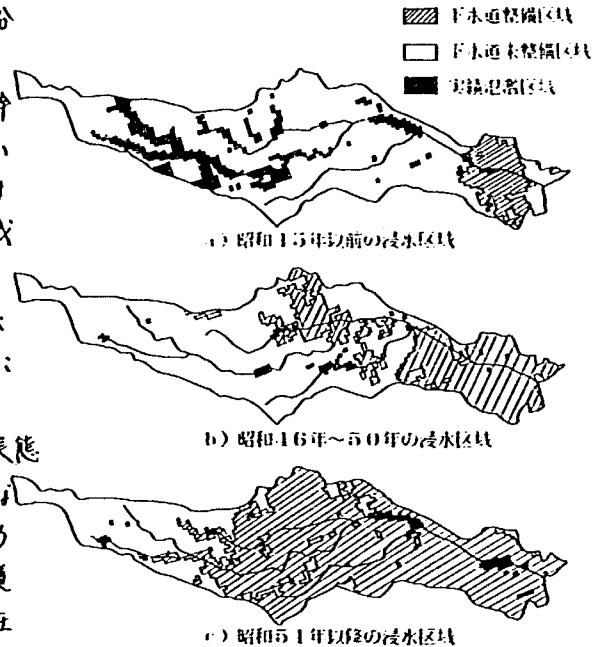


図-2 浸水区域の変遷

6.63km)とした(図-4)。

・対策の規模としては、A川流量分担計画中の保水地域流量($9\text{m}^3/\text{s}$)と確保する。

・施設の設置は、昭和54～65年までの新規開発地(3.93km^2)の6割とし、学校・公園(0.13km^2)と個人住宅(2.23km^2)に設置する。

・各土地利用の敷地面積は、学校・公園については既往敷地面積の平均、個人住宅は 150m^2 と仮定した。

・施設の対策量は、貯留型施設では総合治水で定められている開発面積に対する必要容量に基づいた(表-1)。浸透型施設については、河川基準地点において貯留型施設と同等の効果をもつものとし、計画浸透量と 25mm/hr と設定した(浸透能力は表-2に示す値と設定している)。

3.2 費用便益分析

一般に河川改修等の治水対策の経済的妥当性を評価する方法として、費用便益分析による方法が採られている。同分析では、対策の実施前後における被害額を算定し、年便益を算出する。一方、対策に用いる費用を算定し、年間当りの費用に換算し、年便益と比較することにより経済的に成り立つものと評価する。費用便益分析の流れを図-5及びその内容を以下に示す。

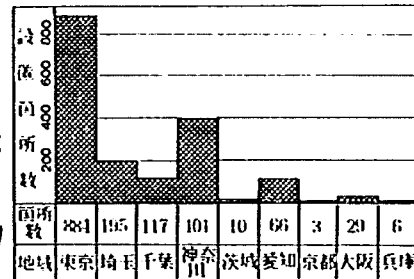


図-3 地域別施設数

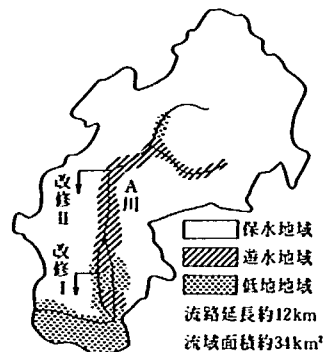


図-4 A川流域図

表-1 設置場所毎の対策量

設置場所	対策量	面積×面積当り対策量
個人住宅	8.25 m^3	150 $\text{m}^2 \times 550 \text{ m}^3/\text{ha}$
学 校	2,610 m^3	18,000 $\text{m}^2 \times 1,450 \text{ m}^3/\text{ha}$
公 園	523 m^3	9,500 $\text{m}^2 \times 550 \text{ m}^3/\text{ha}$

i) 資産額調査

総理府統計局のメッシュ統計データと基に、氾濫域内の一般資産・農作物資産を算出した。

ii) 流出・氾濫計算

降雨確率 $1/5, 1/10, 1/50, 1/100$ の降雨を対象に、流出計算は貯留関数法、氾濫計算は勾配の急い上流は貯留関数法、下流は次元の不足流計算。

表-2 設計浸透能力

	トレンチ	樹
ケース 1	300 t/m	560 $\text{t}/1\text{t}$
ケース 2	150 t/m	280 $\text{t}/1\text{t}$

iii) 被害額算定

i)で求めた資産データと治水経済調査要綱の被害率及びii)の結果を用いて算定した。

iv) 事業費積算

3.1の設定条件と基に各施設のモデル施設を想定し、事業費を積算した。

v) 便益比算出

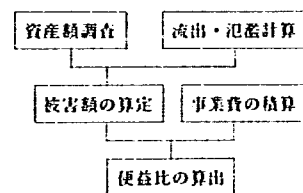
iii)の被害額より年便益bとiv)の事業費より年費用Cを求め算出した。

4 検討結果(表-4)

4.1 施設の経済効果

・施設の建設費と比べると(表-3)、個人住宅では貯留型施設に比べ、浸透型施設が安価であるのに対し、学校・公園では貯留型施設が安価である。貯留型施設では、個人住宅で平均約26万円の費用に

図-5 費用便益分析の流れ図



対し、学校約89千円/m²、公園で約65千円/m²の費用である。また浸透型施設について、1m²当り個人住宅で約41万円、学校・公園で約68千円/m²の費用がかかる。これより施設規模が大きくなるにつれ、貯留型施設の方が安く済む傾向が伺える。

・施設の耐用年数などの程度とるの問題があるが、貯留型施設で耐用年数20年以上とすると、1/10以上、浸透型施設では、浸透能力の低いケース2においても耐用年数

表-4 各治水対策の便益比

治水対策	施設	耐用年数	工事費 (百万円)	年費用C (百万円)	維持費M (百万円)	被害軽減額 (百万円)	年便益B=B-M (百万円)	便益比 B/C	その他
河川改修	1	50	2,808	112.1	14.0	102.0	388.0	2.73	改修延長1.75km 6.43km
	2	50	5,145	275.5	27.2	302.1	274.9	1.40	
貯留型施設	1	30	3,463	212.6	17.3	271.1	253.8	1.20	個人住宅3.25m ² 学校2610m ² 公園523m ²
	2	20	3,463	296.3	17.3	271.1	253.8	0.96	
浸透型施設	1	30	1,761	108.1	8.8	388.9	380.1	3.52	浸透能力 トレンチ300mm マス 500mm
	2	20	1,761	135.4	8.8	388.9	380.1	2.81	
浸透型施設	1	30	3,288	200.7	16.3	388.9	372.6	1.38	浸透能力 トレンチ150mm マス 280mm
	2	20	3,288	251.3	16.3	388.9	372.6	1.13	

あり、貯留型施設より浸透型施設の方が大きな確率の雨に対し有効であると言える。

4.2 河川改修との比較

・河川改修では、暫定河道を改修するⅠ及び上流指定区間を改修するⅡとも1/10以上に及び、保水地域流量も河川改修によって対処することも経済的に十分成り立つことが裏づけられる。しかし、改修ⅠとⅡと比べた場合、改修延長の長いⅡの方が1/10は低く、河川改修延長が長くなるほど相対的に改修による経済効果は減っており、このように検討により経済的に改修区間の推定ができる。

・施設と河川改修と比較すると、施設の耐用年数と家屋の建て替え等を考慮し貯留型施設で30年、浸透型施設で20年とすると、最も経済的なのは河川改修Ⅰ（浸透型施設のケース1は、浸透能力が初期の浸透量300%/m²、500%/m²としており、現実的ではないので除外）で、次に浸透型施設である。また、費用についても最も安いのは河川改修であり、貯留型施設と浸透型施設については余り変わらない（この結果は当流域のみである。多くの都市河川においては河川改修は幅幅による方法が多く、用地費等ばかり事業費は莫大なものとなる）。

5 結語

本検討の3.4章は、流出抑制施設を限られた範囲内により、行なうものであり結果に汎用性があるとは言いがたく、対象流域のみの結果である。また、治水対策として河川改修のみを考えており、下水道に対する検討を行っておらず、十分なものはない（しかし、都市域においては、河川と下水道は一体として考えることが多く、河川改修は下水道において能力増強した場合と同様なものと考えられる）。その他に、費用負担の問題等重要な課題も残っているが、現在の財政状況等を考えると、都市のようには資産ポテンシャルの高い地域においては、流域対策と実施していくことは、経済的にも十分成り立ちうるものといえる。

参考文献 1) 吉川勝彦：都市における雨水浸透対策の実態，都市における雨水浸透講演概要集，1994

樹脂塗装鉄筋を用いたコンクリート部材の特性に関する実験的検討

コンクリート研究室 高橋弘人

1. まえがき

近年、海洋環境下において鉄筋の腐食を原因とするコンクリート構造物の劣化が問題となっており、その早急な対策が望まれている。鉄筋の腐食を防止する手法としては、コンクリートの品質を高めかぶりを増す方法、コンクリート塗装による方法などがあるが、防食加工した鉄筋を用いる手法は、メンテナンスが不要になることなどの利点を有した優れた方法である。防食加工鉄筋のなかでは、鉄筋自体の防食性能、曲げ加工性およびコンクリートとの付着性能などの面からエポキシ樹脂塗装鉄筋（以下塗装鉄筋とよぶ）が現在のところ最も有効と考えられている。

塗装鉄筋の品質については化学研究室が調査を進めた結果、塗料の種類として粉末エポキシ樹脂塗料、塗膜厚として180 μ mの知見を得ている。しかし、塗装鉄筋は塗装をしていない鉄筋（以下無処理鉄筋とよぶ）に比べてコンクリートとの付着強度が低下することが知られている。

本報は塗装鉄筋を実際の構造物に適用するにあたり、塗装鉄筋を用いたコンクリート部材の載荷実験の結果と塗装鉄筋の施工性についてとりまとめたものである。

2. 実験目的

鉄筋の継手には重ね継手が従来から広く用いられているが、塗装鉄筋は無処理鉄筋に比べて付着強度が低下することから、継手長や定着長の設計には、この付着強度の低下を考慮する必要があるため、塗装鉄筋からびに無処理鉄筋を用いたRC梁の載荷実験を行い、塗装鉄筋を用いたコンクリート部材の力学的特性を知るとともに、塗装鉄筋の運搬、曲げ、組立てなどの施工性を調査する。

3. 実験方法

3.1 塗装鉄筋の施工性調査

載荷実験用の供試体製作時に①運搬 ②加工 ③塗膜の補修 ④組立て の各項目について塗装鉄筋の施工性を調査する。

3.2 RC梁の載荷実験

鉄筋の付着強度や性状は種々の要因によって変化するものであるが、今回の実験では主鉄筋の種類（SD30 D16、横フシ）、塗膜厚（200 μ m）、コンクリートかぶり（2.5cm）を一定とし、重ね継手長、部材形状、載荷方法等を変化させた。塗膜の品質測定結果を表-1に示す。

表-1 塗膜の品質測定結果

	硬 度		付着性	膜 厚 (μ)		ピンホール数 鉄筋1m当り平均
	0℃	20℃		目 標	実 測	
D 6	2 H	H	100/100	200	230~320	多 数
D10	・	・	・	・	170~210	・
D13	・	・	・	・	180~210	1~2
D16	・	・	・	・	180~210	10~15

実験1次の3シリーズについて行った。

(1) 供試体シリーズI

重ね継手長を4、8、12、16、20φ(6.4~32cm)の5段階に変化させたRC梁(図-1)に3等分曲げ載荷を行い、塗装鉄筋と無処理鉄筋について重ね継手長と継手部強度との関係を求める。

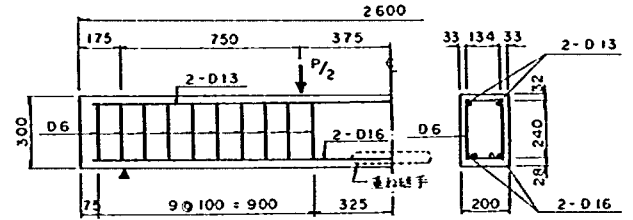


図-1 梁供試体の形状と寸法(単位mm)

(2) 供試体シリーズII

シリーズIと同様の供試体で重ね継手長を16、24φとしたものについて、主鉄筋の引張応力度 $\sigma_s = 1800 \text{ kg/cm}^2$ (上限、4.7t)~ $\sigma_s = 300 \text{ kg/cm}^2$ (下限、0.8t)として、6.2Hzの正弦波で200万回繰返した。途中、1、5、10、20、50、100、200万回に達した時点で疲労載荷を停止して測定を行った。

(3) 供試体シリーズIII

塗装鉄筋と無処理鉄筋を用いた重ね継手をもたない供試体をそれぞれ1体ずつ製作し、2点載荷により、供試体が破壊するまで漸増繰返し載荷を行った。供試体の形状寸法を図-2に示す。

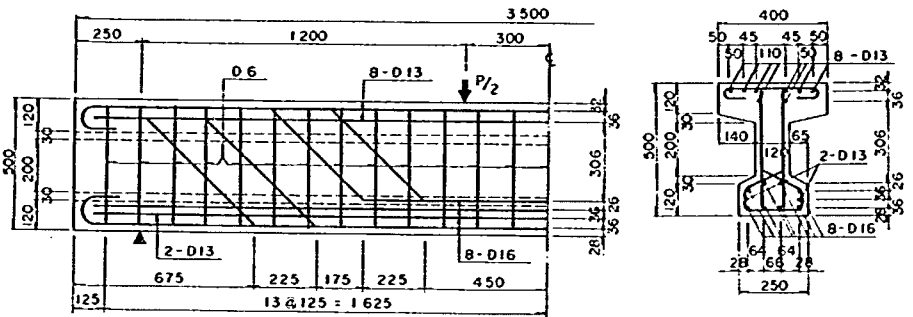


図-2 T形断面RC梁供試体の形状寸法(単位mm)

4. 実験結果

4.1 塗装鉄筋の施工性調査

塗装鉄筋の施工性は、塗膜の補修を除いては無処理鉄筋とほぼ同等であるが、①運搬時にはワイヤーに布を巻くなどする ②切断箇所などの補修塗りをする面は、ヤスリがけなども行い、接着性を高める ③鉄筋の結束にビニール被覆鉄線をを用いる場合は滑動しないよう緊結するなど等に注意を要する。

4.2 RC梁の載荷実験

(1) 供試体シリーズI

重ね継手長 l_L と σ_s 、 τ との関係を図-3に示す。供試体はすべて継手部で破壊していた。図中の σ_s は継手部付着破壊時の引張鉄筋応力度であり、 τ は次式により求めた継手部平均付着応力度である。

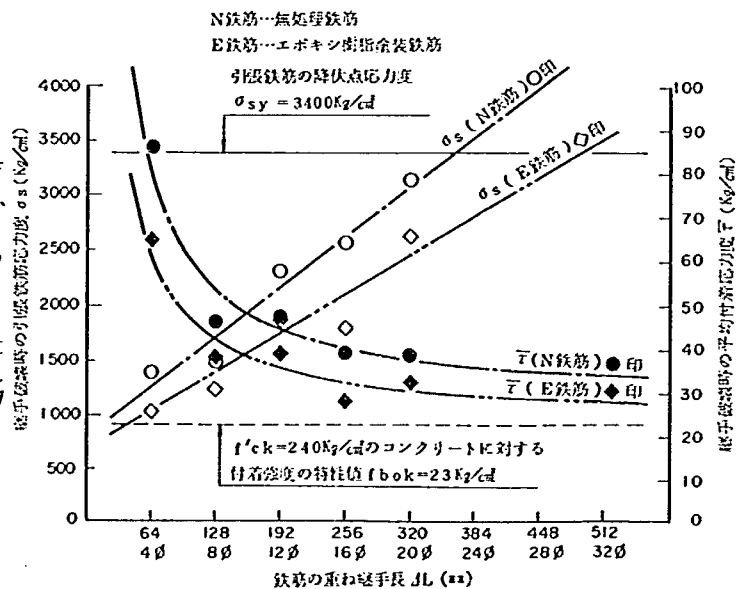


図-3 重ね継手長と引張鉄筋応力度及び平均付着応力度の関係

$$\tau = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{U \cdot \Delta L} \text{ ----- (1)}$$

ここに、 A_s : 鉄筋断面積 (cm²)

U : 鉄筋周長 (cm)

ΔL : 継手長 (cm)

重ね継手長 ΔL と σ_s 、 τ との関係を図-3に示す。この図から ΔL と σ_s は比例していることから、重ね継手長を長くすれば破壊形式を継手破壊から鉄筋降伏破壊へ移行することができる。

図中の破線は、土木学会「コンクリート構造物の限界状態設計法試案」に示されている付着強度の特性値 $f_{ct} = 240 \text{ kg/cm}^2$ に対して $f_{bx} = 23 \text{ kg/cm}^2$ が与えられている。実験結果はすべてこの値を上回っているが、塗装鉄筋は無処理鉄筋に比べて付着強度が低下しており、その平均低下率は21%である。

(2) 供試体シリーズⅡ

重ね継手長を14φとした供試体のうち塗装鉄筋を用いた供試体は初載荷の4.0ヒで破壊し、無処理鉄筋を用いた供試体は繰返し回数 $N = 7100$ 回で破壊した。重ね継手長を24φとした供試体は塗装鉄筋および無処理鉄筋を用いた供試体とも200万回の疲労載荷に耐えた。

図-4、5に重ね継手長を24φとした供試体の繰返し回数とスパン中央の変位増分およびコンクリート上縁ひずみ増分との関係を示す。これらの図より塗装鉄筋を用いた供試体は無処理鉄筋を用いた供試体に比べ、変位、ひずみともそれぞれ約10%大きい。載荷試験終了後、鉄筋継手部のコンクリートをはつて鉄筋の表面を観察したが、塗装鉄筋の塗膜に損傷はなく、防食効果に影響はないと考えられる。

(3) 供試体シリーズⅢ

図-6に荷重とスパン中央のたわみ量との関係を示す。塗装鉄筋を用いた供試体は無処理鉄筋を用いた供試体に比べ、同一荷重に対するたわみ量が若干大きく、約10%の剛性低下が認められる。しかし、供試体破壊時の最大たわみ量および最大荷重に大きな差はない。

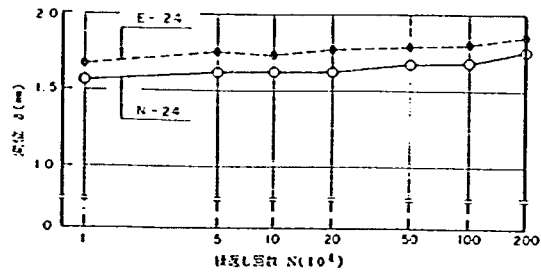


図-4 上下限荷重間の支間中央変位増分と繰返し回数

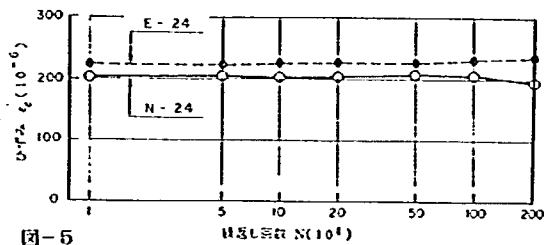


図-5 上下限荷重間の上縁コンクリートひずみ増分と繰返し回数

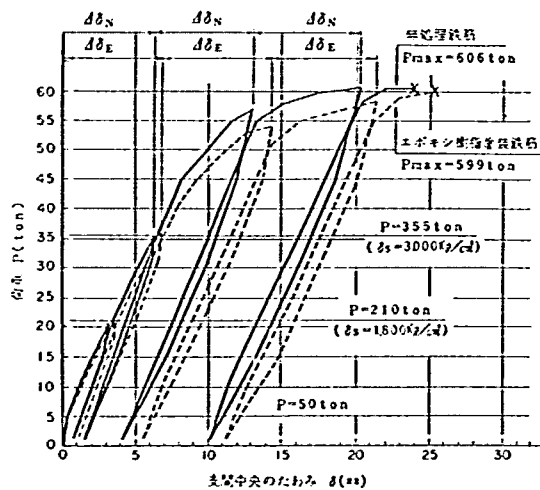


図-6 支間中央の荷重-たわみ曲線

曲げひびわれおよびせん断ひびわれ発生荷重にも大きな差はなく、曲げひびわれは3~4ミリのせん断ひびわれは9ミリの前後を生じている。

図-7にひびわれ発生状況を示す。この図から、塗装鉄筋を用いた供試体の方がひびわれ間隔が若干大きくなり、ひびわれ幅もひびわれ間隔が大きいために10%程度増加する傾向がある。しかし、鉄筋自体が防食されていることを考慮すれば、このひびわれ幅の増加は実用上はさほど問題にならないと考えられる。

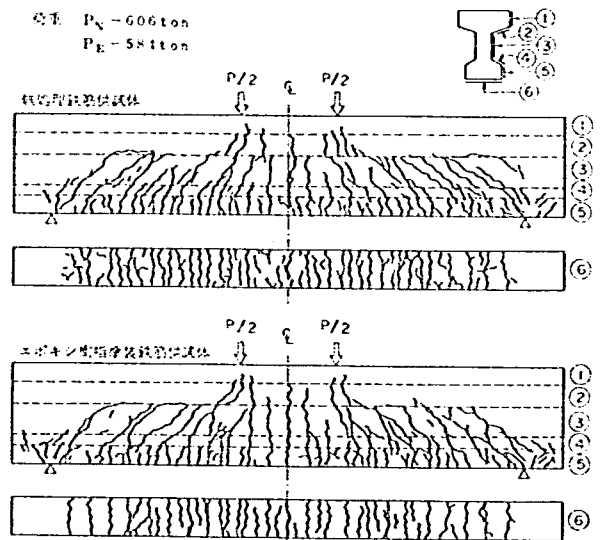


図-7 ひびわれ展開図

5. まとめ

- (1) 塗装鉄筋の付着強度は無処理鉄筋に比べて約20%低下するので、塗装鉄筋を用いる場合は現行の許容付着応力度を20%程度減少させ、重り継ぎ長および定着長を20%程度長くすることに対処するのが適当と考えられる。
- (2) 塗装鉄筋を用いた梁の曲げ耐力は無処理鉄筋を用いた梁に比べ、約10%低下するが、破壊荷重に大きな差はない。
- (3) 塗装鉄筋を用いた梁は無処理鉄筋を用いた梁に比べてひびわれ間隔、ひびわれ幅、および若干大きくはる傾向があるが、鉄筋自体が防食加工されていることを考慮すれば、実用上耐食性に対して特に問題は無いと考えられる。

おわりに

塗装鉄筋の防食効果と天然の腐食性環境において確かめるため、塗装鉄筋を用いたRと梁を製作し、静岡県大井町の沖合に建設された海洋技術総合研究施設に設置して、本年8月より曝露試験を行っている。曝露供試体は曝露後2年および5年後に取り外して解体調査を行う予定である。

最後に、本文をまとめるにあたり御指導・御協力下さった化学研究室、コンクリート研究室から関係者の皆様に感謝致します。

参考文献

- 1) コンクリート研究室「樹脂塗装鉄筋に関する調査及び試験(1)」、「同 (2)」 土木研究所資料第1819号、同第2041号
- 2) 小林、高橋他「エポキシ樹脂塗装鉄筋の重り継ぎ長に関する実験的検討」第38回土木学会年次講演会概要集 1983年

一 追加鉄筋とエポキシ樹脂プレパックドコンクリートによる断面整形 一

1. まえがき

このような状況の中で、橋梁研究室では、コンクリート内部に多量の塩分が浸透し、かつ鋼材が腐食、破断したようなコンクリート橋を対象とする一補修方法について検討を始めている。本文では、その中で昭和58年度に実施した実験の概要について報告する。

今回取り上げた補修方法は、鋼材破断部に所要量の追加鉄筋を配置し、エポキシ樹脂プレバックドコンクリートで断面整形をしようとするものである。

(1) エポキシ樹脂プレバックドコンクリートの温度依存性とセメントコンクリートおよび鉄筋との付着性

- (2) 追加鉄筋の効果を発揮させるに必要な既存鉄筋との重ね継手長および補修部分のはつり深さ

実験は、エポキシ樹脂プレパックドコンクリートの圧縮強度、引張強度、セメントコンクリートとの付着強度、鉄筋との付着強度、およびそれらの温度依存性等の力学的基本物性を定量的に把握するための材料試験と追加鉄筋を施して断面整形を行った梁供試体による曲げ載荷実験より構成している。

表-1 および図-1 に材料試験の概要を示す。また、表

試験項目	試方 法	試体形状 (図-1参照)	引合 (目)	試験時温度 (°C)			数 (ヶ)	量
				-20	20	42		
圧 強 試 験	JIS A 1103 に準拠	円柱 φ100mm × 200mm	3	○	○		3	15
引 強 試 験	JIS A 1113 に準拠	円柱 φ100mm × 200mm	28	○	○	○	3×3=9	
引 強 試 験	JIS A 1113 に準拠	円柱 φ100mm × 200mm	7	○	○	○	3×3=9	15
付 着 試 験	JIS A 1116 に準拠	角柱 100mm × 100mm × 400mm	28	○	○		3	
付 着 試 験	JISの 付着試験 に準拠	引張150mm × 150mm × 150mm	D13 019 075	○	○	○	3×3=9	15
引 強 試 験			2	○	○		3	

主 剤 (エポキシ樹脂)	ビスフェノールA型
組 骨 材 の 最 大 寸 法	10mm (天然産)
エポキシ樹脂と 組骨材の重量配合比	エポキシ樹脂:組骨材 = 1 : 3.5
目標圧縮強度 (材料中)	50N/cm ²

セメントの種類	普通ポルトランドセメント
粗骨材の最大寸法	10mm (天然産)
スランプ	10.6cm
圧縮強度 (28日)	37.0N/cm ²

鉄筋の種類	熱延圧延異形棒鋼2種
降伏点または耐力	37.0kg/cm ²
引強強度	55.0kg/cm ²

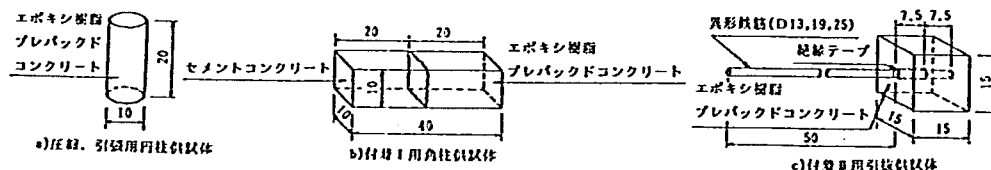


图-1 材料試驗用試體 (寸法單位mm)

ー2から表ー4には、供試体の製作にあたって使用した各材料の主要諸元を示す。

3.2 曲げ載荷実験

表ー5および図ー2に梁供試体の寸法諸元を示す。なお、供試体の製作にあたっては、前記の材料試験用供試体と同様な品質、強度を有する材料を用いている。ただし、セメントコンクリートの圧縮強度およびスランプは、配合設計を変更しているため、それぞれ413、4kg/cm²、7.0cmとなっている。

載荷方法は、図ー3、4に示す通りである。

4. 実験結果と考察

4.1 材料試験

(1) 各強度の温度依存性

表ー6および図ー5に、各強度の試験結果とそれらの温度依存性をまとめて示す。圧縮強度、引張強度、付着強度Ⅱは、試験時温度が20℃以上になると、 $\sigma(20^\circ\text{C})$ 基準強度にしめる割合は小さくなっている。なお、付着強度Ⅰは、他の強度と異なり、20℃以下でもその割合は小さくなっている。ただし、これは、セメントコンクリートとエポキシ樹脂プレパックドコンクリートの付着切れではなく、両者境界部近傍におけるセメントコンクリートのひびわれ発生、進展によるためと考えられる。

(2) 各強度の材令による変化

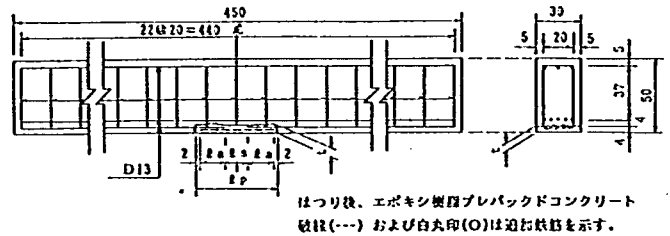
図ー6に、圧縮強度、引張強度および付着強度Ⅰと材令の関係を示す。圧縮強度は、材令7日で、引張強度、付着強度Ⅰは、材令3日ではほぼ最終強度に近い強度となっている。

(3) エポキシ樹脂プレパックドコンクリートと鉄筋とのすべり量

図ー7は、付着強度Ⅱ試験結果に関する荷重とすべ

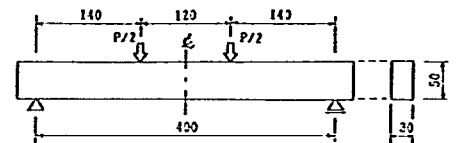
表ー5 供試体の諸元 (補修部分)

TYPE	供試体名	数	切 断 長 $l_s(\text{cm})$	重ね継手長 $l_a(\text{cm})$	は っ り 長 $l_p(\text{cm})$	は っ り 深 さ $t(\text{cm})$	主鉄筋欠損数 過お鉄筋数
I	基準 供試体	1	なし	なし	なし	なし	欠損 0 過お 0
II	補修 供試体	2	10 D = 13	10 D = 13	43	4.7	欠損 5 過お 5
III		2	10 D = 13	20 D = 25	63	4.7	欠損 5 過お 5
IV		2	10 D = 13	10 D = 13	43	7.4	欠損 5 過お 5
V		1	10 D = 13	なし	43	4.7	欠損 5 過お 0

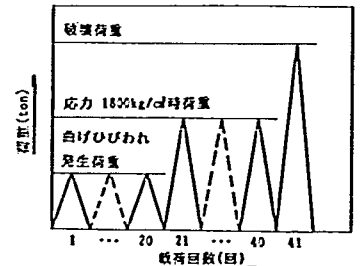


注) 1. 鉄筋の欠損部(l_s)は、所要断面をはり後デスクランダーで切断した。
2. 過お鉄筋は、D13(S D 33)を使用し、フックは設けなかった。

図ー2 補修供試体の概要 (寸法単位cm)



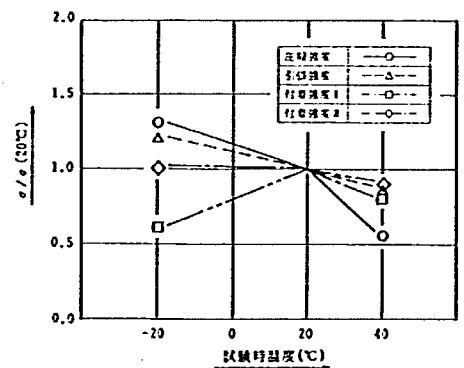
図ー3 載荷位置



図ー4 載荷パターン

表ー6 材料試験結果(平均値) 単位: kg/cm²

試 験 項 目	材 令 (日)	試 験 時 温 度 (℃)	-20	20	40
圧 縮 強 度	3	—	529	—	—
	7	—	823	625	342
	28	—	—	630	—
引 張 強 度	3	—	57.9	—	—
	7	—	65.4	54.6	48.2
	28	—	—	57.2	—
付 着 強 度	3	—	54.4	—	—
	7	—	34.0	55.5	44.4
	28	—	—	52.9	—
付 着 強 度	D13	7	224	220	199
	D19	7	—	298	—
	D25	7	—	303	—



図ー5 各強度の温度依存性

り量との関係を示している。D13のみについてみると、試験時温度が20℃以下の場合、最終すべり量はほぼ同じであるが、40℃の

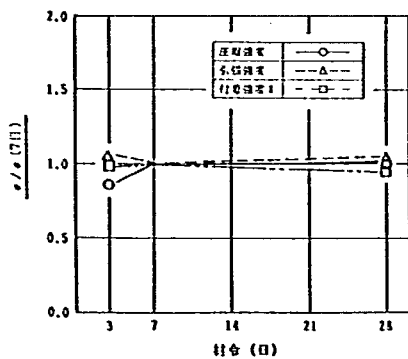


図-6 各温度と割合の関係

高温下では、約0.3mm付近ですべり量が急激に増加し、正確な値を測定できなかったがおよそ1.5mmで、20℃以下の場合の11倍程度となっている。ただし、最大付着強度は、表-6に示すように、試験時温度によって大きな差異は認められていない。また、鉄筋径別にみると、試験時温度が20℃と同一であっても、最終すべり量は、その径によって異なっている。すなわち、D19のときが最も大きく、次いでD25、D13となっている。これは、主に表-7に示す破壊性状の相違による影響と思われる。

4.2 曲げ載荷実験

表-8に曲げ載荷実験結果の概要を示す。

タイプII～Vのa、b、c点での曲げひびわれ発生荷重は、cPcrが実測値と計算値が比較的近い値となっているのに対し、aPcrは、全般的に計算値が実測値を大きく上回り、一方、bPcrは、その逆になっている。これらの原因としては、a点にひびわれが発生する前にb点あるいはc点にひびわれが発生したため、計算値を求める場合の全断面有効の仮定が、満足されなかったことと補修部分(エポキシ樹脂プレパックドコンクリート)が、b点のひびわれ発生を拘束したことによるものと考えられる。

また、既存および追加鉄筋応力が1800kg/cm²時荷重(PsaおよびPsa')をみると、Psaが、実測値と計算値が比較的近い値となっているのに対し、Psa'は、実測値が計算値を5～7割程度上回っている。このことは、a点での曲げひびわれ発生荷重が、大きかったことによ

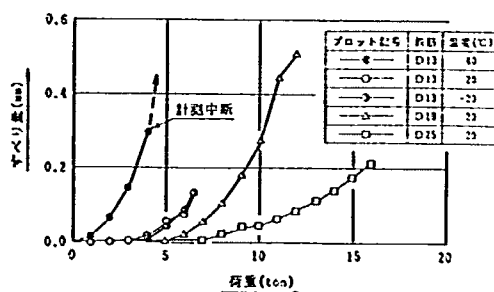


図-7 荷重-すべり曲線比較図(付着強度試験II)

表-7 付着強度試験IIの鉄筋径の相違による破壊性状

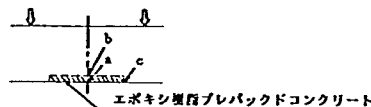
D13	鉄筋の破断による破壊
D19	鉄筋の抜け、あるいは、エポキシ樹脂プレパックドコンクリートの破断による破壊
D25	エポキシ樹脂プレパックドコンクリートの破断による破壊

表-8 曲げ載荷実験結果

TYPE		I	II	III	IV	V
aPcr	Pc	6.7	28.9	24.6	24.5	25.6
	Pa	aPi=6.85	18.03	15.59	20.03	12.11
	Pu/Pc	1.02	0.62	0.67	0.82	0.47
	Pu/aPi	1.00	2.64	2.42	2.93	1.77
bPcr	Pc	—	6.5	7.5	5.1	5.6
	Pa	—	11.0	18.0	20.0	11.0
	Pu/Pc	—	1.69	2.40	3.28	1.95
	Pc	—	6.2	6.9	5.3	5.8
cPcr	Pa	—	5.93	6.93	7.01	4.93
	Pu/Pc	—	0.97	1.01	1.32	0.85
Psa	Pc	11.2	11.2	11.1	11.1	5.3
	Pa	11.83	11.9	12.01	12.03	11.02
	Pu/Pc	1.06	1.07	1.03	1.03	2.03
	Pc	—	11.2	11.1	11.1	—
Psa'	Pa	—	17.5	16.0	19.5	—
	Pu/Pc	—	1.56	1.44	1.76	—
Pu	Pc	25.7	25.6	25.6	25.6	12.0
	Pa	Pi=30.01	26.16	30.87	27.94	16.18
	Pu/Pc	1.17	1.02	1.21	1.09	1.35
	Pu/Pi	1.00	0.87	1.03	0.93	0.54
破壊形式	コンクリートの圧縮破壊	鉄筋部の破壊	コンクリートの圧縮破壊	鉄筋部の破壊	鉄筋破断による破壊	

注) ① タイプII～IVは、2体の平均値

- ② ここに
aPcr: a点での曲げひびわれ発生荷重 (ton) (全断面有効)
bPcr: b点での曲げひびわれ発生荷重 (ton) (全断面有効)
cPcr: c点での曲げひびわれ発生荷重 (ton) (全断面有効)
Psa: 既存鉄筋応力1800kg/cm²時荷重 (ton)
Psa': 追加鉄筋応力1800kg/cm²時荷重 (ton)
Pu: 終局荷重 (ton)
Pc: 計算値による荷重 (ton)
Pa: 実測値による荷重 (ton)
Pi(aPi): 基準供試体の実測値による荷重 (ton)
*: 上段鉄筋の降伏荷重を求めている(表中)



るものと考えられる。

図-8, 9は、継手長の相違（実線）およびはつり深さの相違（破線）によって各荷重が変化することを表している。継手長の相違（タイプIIとタイプIIIの相違）に関して、各荷重は、一部で短い継手長の方が大きくなっているものがあるが、全般的に長い継手長の方が大きくなっている。このことは、タイプIIIが、タイプIと同様な圧縮縁のセメントコンクリートの破壊であったのに対し、タイプIIは、継手部のエポキシ樹脂プレパックドコンクリートの破壊であったことが大きく関係していると考えられる。したがって、継手長としては、20φ程度必要であると思われる。ただし、継手長を決定する場合、材料試験結果により、エポキシ樹脂プレパックドコンクリートと鉄筋との付着強度の温度依存性は、かなり高いことが確認されており、この点も考慮する必要があると思われる。また、はつり深さの相違（タイプIIとタイプIVの相違）に関して、各荷重は、すべてはつり深さの大きい方が大きくなっている。このことは、材料試験結果から確かめられたように、鉄筋を取り囲むエポキシ樹脂プレパックドコンクリートの部分が薄くなるにしたがって、破砕が生じやすくなっているためと考えられる。したがって、はつり深さは、なるべく大きくとる方が望ましいと思われる。

5. まとめ

今回の実験で得られた結果を要約すると、次の通りである。

- (1) エポキシ樹脂プレパックドコンクリートの圧縮強度および引張強度は、温度依存性が高く所要の強度を得ようとすれば7日間程度の養生が必要である。
- (2) セメントコンクリートおよび鉄筋とエポキシ樹脂プレパックドコンクリートとの付着強度は、実用上十分である。ただし、鉄筋に関しては、細径を用いる方が効果的である。
- (3) 継手長は、曲げ載荷実験結果では、20φ程度必要である。ただし、継手長を決定する場合、材料試験結果から得られた温度の影響も考慮する必要がある。
- (4) 鉄筋を取り囲むエポキシ樹脂プレパックドコンクリートの部分が薄くなると、その部分で破砕が生じやすくなる。したがって、はつり深さは、なるべく大きくとる方が望ましいと思われる。

6. あとがき

今回の実験を通して、概ね本補修方法の実用性が示された。しかし、本補修方法を使用する場合の施工時温度、損傷コンクリート表面の状態等の施工条件、補修後のひびわれ発生荷重、終局荷重等の計算方法、および疲労による継目部分の変化など、まだ明らかにする点が多い。したがって、今後は、これらの点について引き続き検討していく予定である。

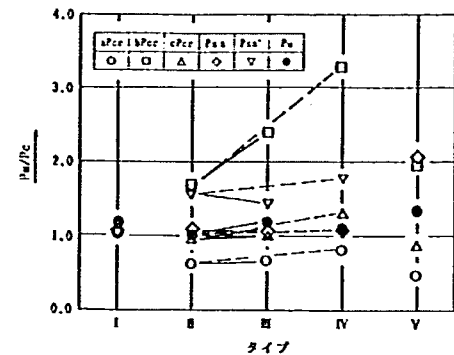


図-8 白げ載荷実験結果

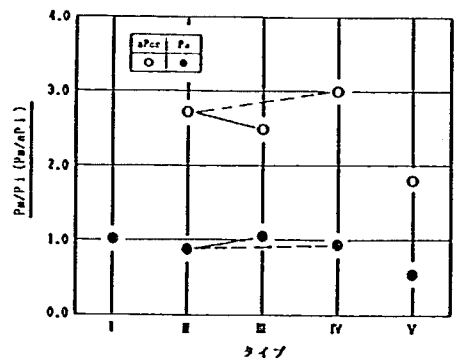


図-9 白げ補修効果

岩石材料の曝露試験による劣化

地質研究室 長沢政和

1. まえがき

ファイルサムのロック材、岩石切土法面等は、自然環境下において時間の経過とともに各種の風化作用を受けて劣化してゆくため、長時間経過後の耐久性に問題が生じてくる。そこで法面の設計や岩石材料を使用する場合、耐久性を判定することが必要となり、ところが、岩石の劣化にはいろいろな要因が複雑に關与しているため、耐久性の判定と遠隔に行う方法がなか、た。当研究室では、岩石の耐久性試験方法の開発、劣化特性の解明を目的に各種試験を実施しているが、ここでは、その一環として行っている曝露試験による岩石材料の劣化について凍結融解試験との比較を加え、報告する。

2. 試験方法

2-1. 供試体

試験に使用した供試体は、表-1に示す採取地より採取した7岩種で長さ10cm、直径5cmの円柱状に整形して用いた。

2-2. 曝露試験

土木研究所土質共同実験棟屋上に曝露試験台を設置して、曝露を行い、所定の日数を経過する毎に、重量損失、乾燥密度、有効間隙率、吸水率、弾性係数等の物理量の測定を行、た。

2-3. 凍結融解試験

供試体をゴム容器中に水浸状態で入れ下記の条件下で360サイクルまで試験を実施した。測定項目は曝露試験に準じ、0・12・24・36・72・108・144・216・244・360サイクル経過毎に測定した。

槽内最高・最低温度：+20℃・-20℃

温度上昇・下降速度：40℃/時間

最高・最低温度保持時間：2時間

1サイクル当り時間：6時間

3. 試験結果

3-1. 各物理量の経時変化から見た劣化のタイプ

図-1は、各岩種の重量損失の経時変化にストグラムを示したも

表-1 供試体一覧

分類	採取地	岩種	供試体本数		試験結果	
			30 (本)	90 (本)	30 (サイクル)	30 (サイクル)
火成岩	下板	花崗岩	27	27	75	30
		花崗岩	9	18	54	30
		花崗岩	9	18	54	30
	片麻岩	花崗片麻岩	27	27	75	30
		花崗片麻岩	9	18	54	30
		花崗片麻岩	9	18	54	30
変成岩	片麻岩	花崗片麻岩	27	27	75	30
		花崗片麻岩	9	18	54	30
		花崗片麻岩	9	18	54	30
	片麻岩	花崗片麻岩	27	27	75	30
		花崗片麻岩	9	18	54	30
		花崗片麻岩	9	18	54	30

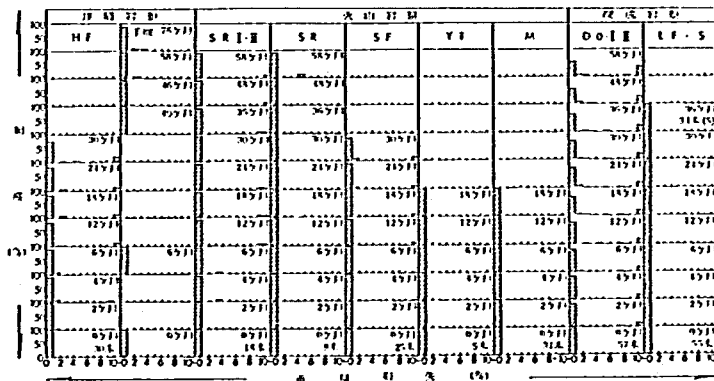


図-1 曝露試験での重量損失の経時変化ヒストグラム

のである。HF, SFは、初期に急激な重量損失をしているが、これは、これらの供試体が亀裂に沿って分割するためである。手取, SR, SR・IIは、基質が徐々に劣化するため、時間の経過に従って重量損失量が大きくなる、という。DI・II・Oは、前2者の複合型を示している。YT, M, LF・Sは、亀裂がなく基質も新鮮なため、重量損失に変化がない。このようにロスグラム上での変化は、岩石の劣化のタイプを良く表わしている。

図-2は、各物理量の経時変化のタイプを時間を横軸にとり、模式的に示したものである。経時変化が与えた劣化の傾向は次の5タイプと1サブタイプに区分される。

- A). 物理量が時間経過に伴い良好となるもの。
- B). 変化しないもの。
- C). 徐々に劣化してくるもの。
- C'). 急激に劣化してくるもの。
- D). 階段状に劣化してくるもの。
- E). 試験中に破壊して測定不可能となるもの。

YT, M, LF・Sの劣化は、新鮮な岩石を試験しているのと動弾性係数の変化を除くとほとんどがBタイプである。以下の議論では、様々な劣化度の供試体を試験したHF, SF, DI・II・Oのデータを取りこなしにする。

3-2 劣化のタイプと初期物理量の関係

図-3, 4は、初期吸水率-初期動弾性係数図上に重量損失、動弾性係数からみた劣化のタイプを示したもので

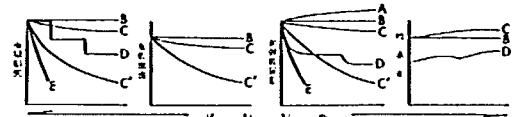


図-2 各物理量の経時変化からみた劣化のタイプ

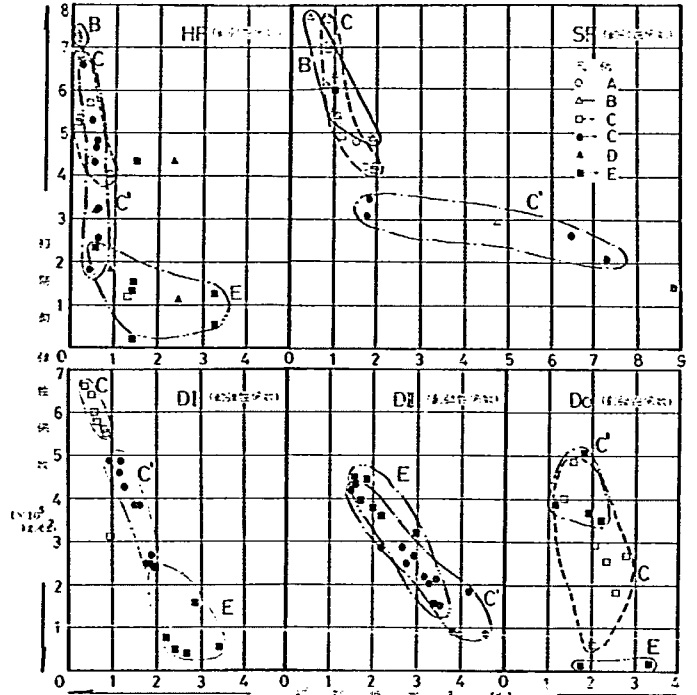


図-3 初期吸水率-初期動弾性係数と動弾性係数からみた劣化タイプとの関係

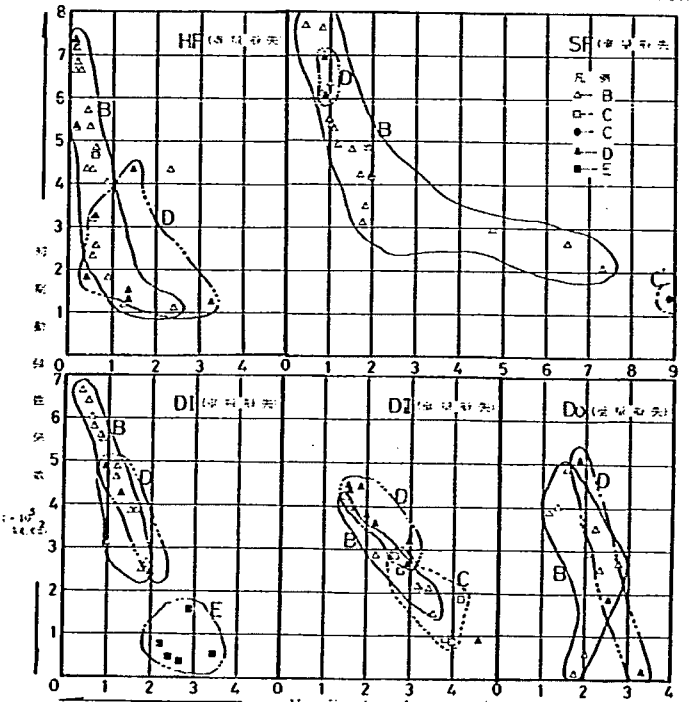


図-4 初期吸水率-初期動弾性係数と重量損失からみた劣化との関係

ある。両図の1つに初期物理量と劣化タイプとの間には、概ね関係が認められる。すなわち、初期物理量の異なる個体がある方へB、C、Dタイプと配列しており、初期物理量と劣化タイプとは密接な関係がある。このように、初期物理量がわかれば、ある程度の劣化の予測ができる。また、DI・II・0は、同一岩体から採取された供試体（構成鉱物の量比、粒度が異なる）であるが、初期物理量がほぼ同一である。でも岩質が違えば劣化タイプは異なる、という。すなわち、劣化タイプは物理量の初期値ばかりでなく、岩質にも大きく左右されている。

3-3 凍結融解試験との比較

3-3-1 劣化経路の比較

図-5は、吸水率-動弾性係数図上での曝露試験、凍結融解試験に示す劣化経路を示したものである。

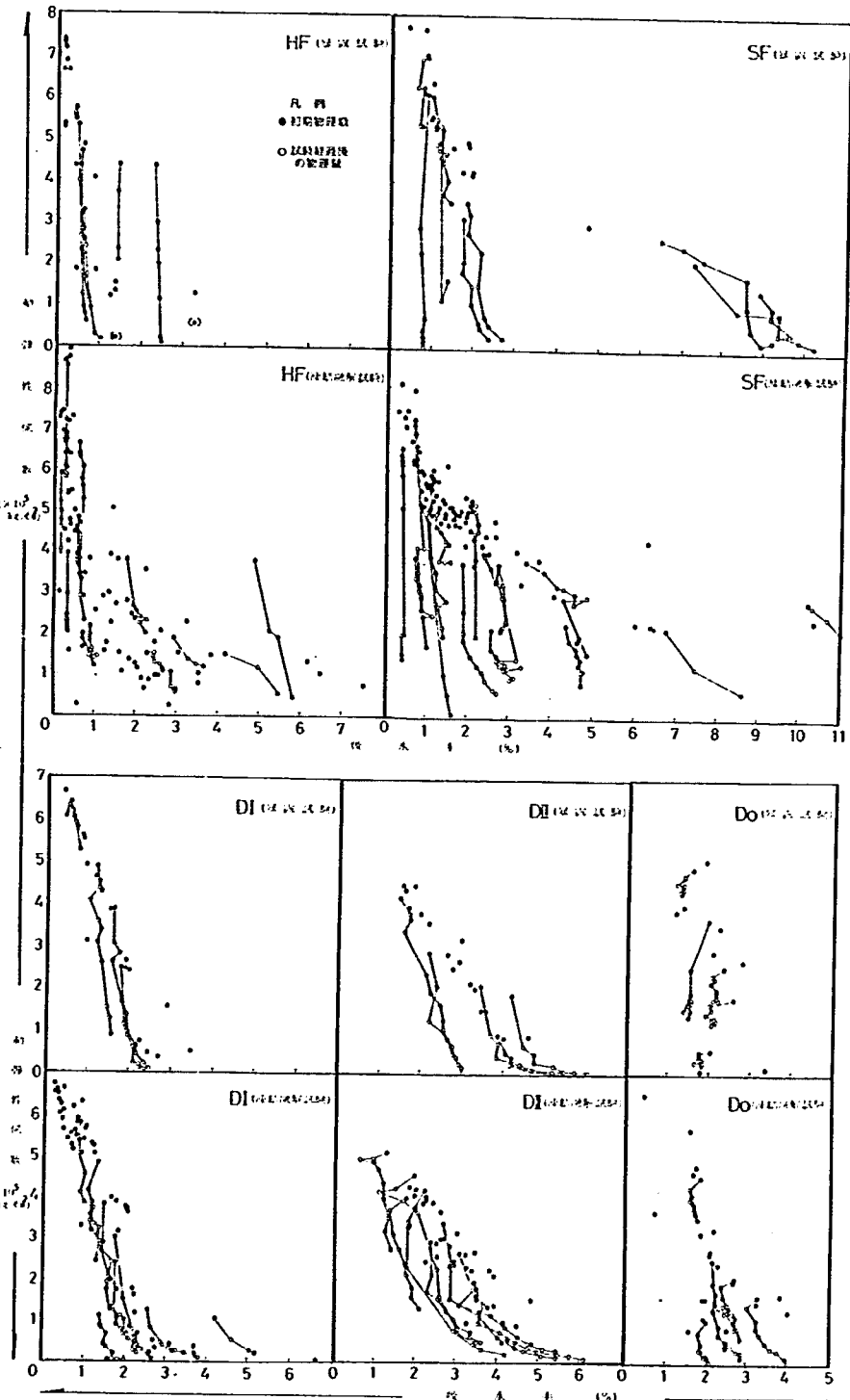


図-5 吸水率-動弾性係数図上での劣化経路（曝露試験・凍結融解試験）

る。HF, SF, DI・IIの物理量の低下には、次のタイプがある。初期物理量の比較的良好な供試体では、吸水率がほとんど変化せず、動弾性係数のみが低下している。一方、初期物理量が劣る、とくに低い動弾性係数が低下するとともに吸水率が増加するようになる。以上のことは、曝露試験、凍結融解試験の両試験に共通している。また、累年で見られる天然の劣化傾向と両試験による劣化経路との間には、明らかに相違が認められる。

3-3-2 曝露期間と凍結融解サイクルの比較

図-6は、重量損失-初期吸水率図上で曝露期間と凍結融解サイクルの比較をしたものである。HFでは、曝露期間と凍結融解サイクルの1ヶ月は、概ね対応をしている。SF, DI・Oでは、凍結融解サイクルの増加に伴い重量損失量も比較的に増加しているが、曝露期間との対応は、供試体本数が少ないことおよび曝露期間が短かいためとらえづらく、難しい。しかし、全般的には、凍結融解の108サイクルが曝露の30ヶ月にあおよそ対応しているようである。

4. まとめおよび今後の課題

- 1) 各物理量の経時変化タイプは供試体の劣化状況を反映している。
- 2) 同一岩質内での重量損失、動弾性係数の経時変化からみた劣化のタイプは、物理量の初期値によ、異なる、といえる。よ、て、初期値から劣化のタイプがある程度予測できる。
- 3) 岩質が異なる（鉱物の量比、粒度等）と物理量の初期値が同一であ、ても劣化のタイプは異なる。
- 4) 曝露試験による劣化と凍結融解試験による劣化とは比較的良好な対応関係にある。
- 5) 曝露試験、凍結融解試験にあらわした劣化経路は、天然状態の劣化傾向とは異なる。
- 6) 試験は今後も継続してゆく予定であるが、さらに岩種を増加せるとともに、同一岩種でも天然のあらゆる状態の試料について行う必要がある。

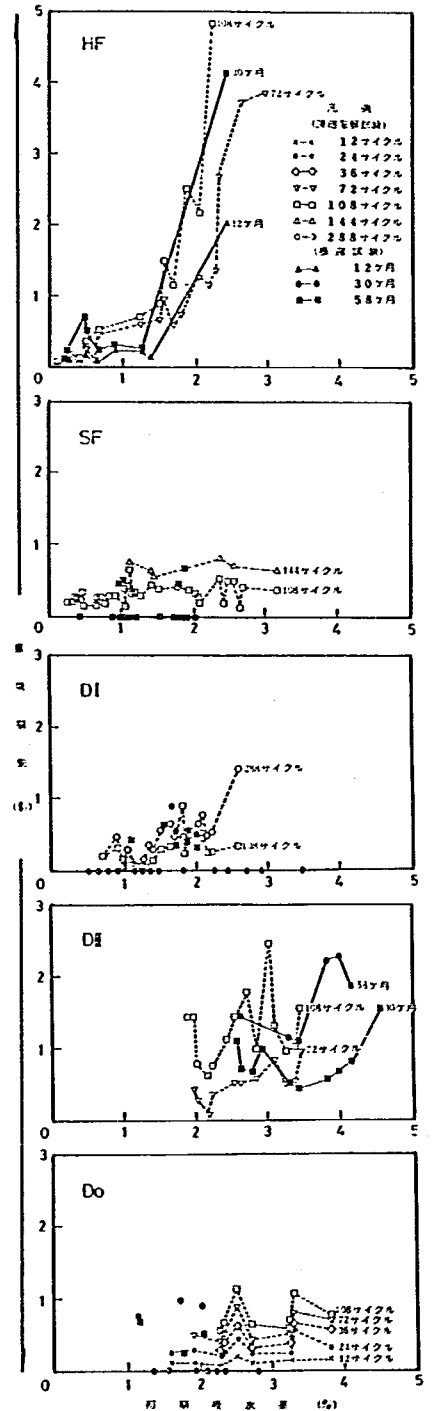


図-6 曝露期間と凍結融解サイクルの比較

舗装廃材の再生利用

舗装研究室 植田 清

1. まえがき

舗装廃材の再生利用は、廃棄物の適正処理、資源の有効利用、エネルギー削減による経済性等を考慮すると、今後益々必要になる舗装技術である。この意味から舗装廃材の再生利用技術を普及させるためには道路の機能、地域性、舗装の種類に応じて使用基準を整備して行く必要がある。そのため、建設省では、技術研究会の指定課題として57年度から59年度までの3年間「舗装廃材の再生利用に関する研究」をとりあげ、各種再生工法の技術的な問題点の解明を図った。

本報告は、その再生工法の中から再生加熱プラント方式をとりあげ、再生加熱アスファルト混合物の再生処理の限界を調査したものである。

2. 目的

新アスファルトを薄膜加熱したものを用いて、再生処理（再生用添加剤により目標針入度50または70にするこ）を行った後さらに薄膜加熱を行う操作を繰り返すことによって、再生処理の限界を探った。

3. 試験方法

リサイクリング試験として、図-1に示すフローに従った試験を行った。以下にその手順を示す。

- ① 新アスファルト40/60, 60/80について、物性試験（針入度（25℃）、軟化点（R&B）、比重（25℃）、伸度（15℃）、60℃粘度（減圧毛管式）および組成分析（石油学会法））を行う。
- ② TFOT後①と同様の試験を行い、劣化後のアスファルトサンプルとする。
- ③ TFOTにより劣化したアスファルトを、再生用添加剤により針入度50, 70に調整する。
- ④ 調整したアスファルトの物性試験を行う。ただし、再生用添加剤を添加した後の物性試験は、針入度・軟化点・伸度のみにする。
- ⑤ ③で針入度調整を行ったアスファルトについてTFOTを行う。（1回目TFOTとする）
- ⑥ ⑤のTFOT後のアスファルトについて、物性試験および組成分析を行う。
- ⑦ その後、③～⑥の操作を2回繰り返す。（TFOTは合計4回）

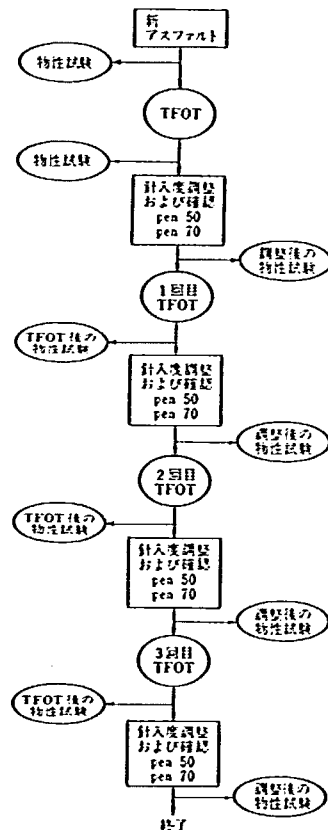


図-1 リサイクリング試験フロー

⑧ 3回目TFOT後、③～④の操作を行い、再生用添加剤添加率と針入度の関係を求める。

4. 再生用添加剤

再生用添加剤A, Bを使用して、それぞれ針入度を50, 70に調整した時の針入度と再生用添加剤添加率の関係を回帰分析した結果を図-2に示す。

TFOTを行う事により、再生用添加剤の組成がどのように変化するかを組成分析を行って検討した。

再生用添加剤の組成分析および1～3回TFOT後の組成分析結果を図-3～4に示す。

再生用添加剤Aは、植物油系であるため、飽和分が65%, 芳香族が30%であり、両者で約95%を占め、アスファルテンはほとんど無い結果となった。

また、3回のTFOTが、各組成に与える影響はほとんどないものと推定できた。

再生用添加剤Bは、アスファルト系であるため、芳香族と飽和分がそれぞれ42%, 37%を占め、両者で約80%を占める。

TFOTが組成に与える影響は、その回数が増えるに従って芳香族が減少し、アスファルテンが増加する傾向にある。しかし、その傾向はむしろの再生用添加剤と3回目TFOT後と比較しても2%程度であり、大きな差とはみられない。

5. 試験結果および考察

5. 1. 物性試験

図-5に再生用添加剤Bを用いた場合のTFOT回数と針入度の関係を示す。

図より、針入度50, 70への4回にわたる調整がうまくいっていること、またTFOT後の針入度が徐々に上がっており、針入度変化率がTFOT回数が多くなるに従い小さくなる傾向にあることがわかる。

これらの事より針入度に関しては、再生処理を3回程繰り返しても、新アスファルトの針入度低下率とほぼ同じか、むしろ良くなる傾向にあり問題は無いものと推定される。

図-6にTFOT回数と軟化点の関係を示す。

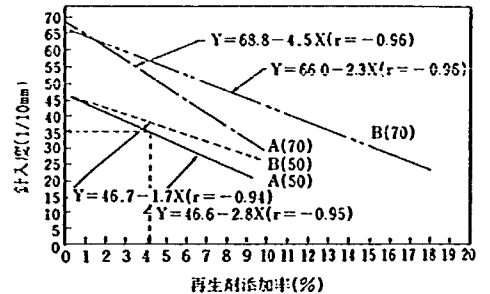


図-2 再生用添加剤添加率と針入度の関係

	0	20	40	60	80	100(%)	
アスファルテン	0.2%	64.1%			30.1%	4.4%	A
飽和分							ロス
芳香族	0.3%	64.1%			29.3%	4.5%	TFOT-1
アスファルテン	0.3%	62.3%			28.6%	5.1%	TFOT-2
飽和分							
芳香族	0.4%	62.1%			29.0%	5.1%	TFOT-3
アスファルテン							

図-3 再生用添加剤分析結果 (A)

	0	20	40	60	80	100(%)	
アスファルテン	6.0%	37.4%		42.3%	13.3%		B
飽和分							ロス
芳香族	5.4%	33.5%		41.9%	12.1%		TFOT-1
アスファルテン	6.3%	37.0%		40.7%	13.4%		TFOT-2
飽和分							
芳香族	8.1%	35.9%		40.1%	12.4%		TFOT-3
アスファルテン							

図-4 再生用添加剤分析結果 (B)

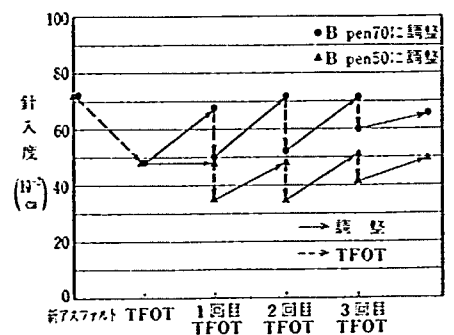


図-5 TFOT回数と針入度の関係
(新アスファルト60/80)

新アスファルトのTFOT後の軟化点の上昇が4℃程度に対し、50、70いずれへの調整でも、それ以降のTFOT後の軟化点の上昇が3℃未満となり変動が小さくなっている。また、70に調整した場合をみてわかるように、3回目のTFOT直前の調整値でも新アスファルトの48℃程度を保っている。したがって、軟化点は3回程度再生処理を行っても問題はないと考えられる。

図-7にTFOT回数と伸度の関係を示す。

図で針入度を70に調整した場合、2回目までは基準値の100⁺になっているが、3回目以降は100未満で徐々に値が小さくなっており、TFOT後の値も同様の傾向を示している。一方、針入度を50に調整した場合は、基準値が10以上のためか、4回目の調整後でも15程度で基準値を満足しているが、やはり処理回数が増すとともに伸度が低くなる傾向を示している。

針入度と軟化点の値から計算されるアスファルトの針入度指数(PI)については次の傾向がわかった。

すなわち、針入度調整を行った時のPIは、調整回数にはほとんど影響されず、また新アスファルトと比較してもほとんど差がなく、全マ-1.3~-0.7の範囲にあった。

このことから、針入度調整を行う事により新アスファルトに近似したPIの変化を示し、TFOT回数に従いPIは、やや大きくなる傾向にあることがわかった。

以上のことから、3回程度再生処理してもPIは新アスファルトと同程度の変化を示すものと判断される。

図-8にTFOT回数と粘度の関係を示す。

再生用添加剤無添加の場合、TFOT回数に従い60℃粘度は指数的に大きくなる傾向にある。一方、針入度調整を行ったアスファルトの粘度は、TFOT回数に従って低下する傾向にある。いずれにせよ、再生用添加剤によって針入度の調整を行うことは、加熱劣化後のアスファルトの60℃粘度を極端に大きくしない効果があることがうかがえるので、再生アスファルトの使用にヒッて添加剤の吟味は重要なことであろう。

5. 2. TFOT後の組成分析結果

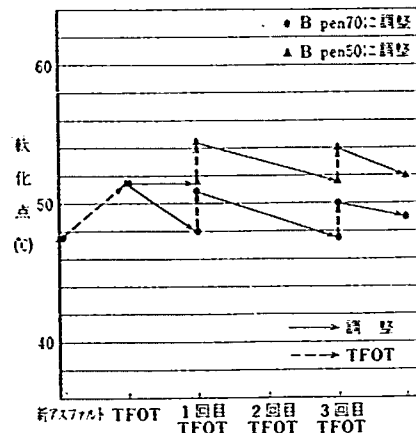


図-6 TFOT回数と軟化点の関係

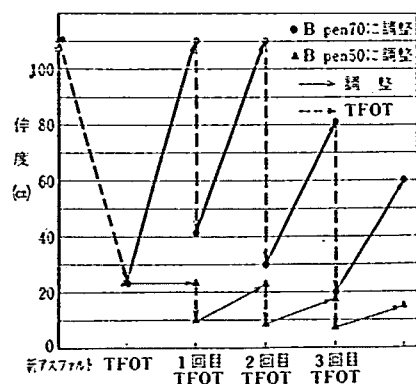


図-7 TFOT回数と伸度の関係

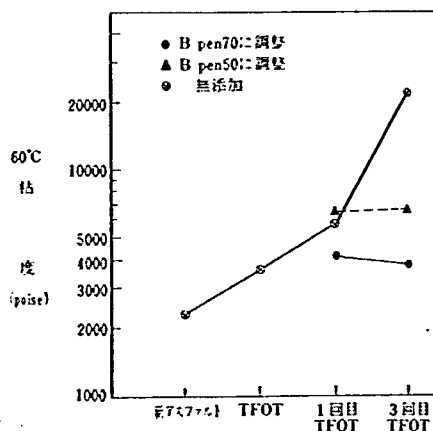


図-8 TFOT回数と粘度の関係
(新アスファルト60/80)

新アスファルト60/80のTFOT後の組成分析結果を図-9に示す。

再生用添加剤無添加のアスファルトは、TFOT回数が増えると飽和分・芳香族分が減少し、アスファルテンが増加する傾向にある。これはTFOTによる熱劣化によって、組成変化が進んだためと予想される。

レジンがあまり変化していないのは、レジンからアスファルテンの移行とともに、芳香族からレジンの移行も同時に行っているためと考えられる。

3回TFOT後の再生用添加剤を添加した各アスファルトの組成は、無添加のアスファルトのそれと比較して飽和分が多くなっている。

そこで、再生用添加剤無添加の3回TFOT後のアスファルトの組成比率を基準とし、これに各アスファルトに添加した再生用添加剤量を考慮し、TFOT後の各組成の算出を試みた。

計算式は、次の方法によった。

$$\text{組成}(\%) = (\text{3回TFOT後のアスファルトの割合} \times \text{アスファルト中の組成比}) + (\text{3回添加した再生用添加剤の割合} \times \text{再生用添加剤中の組成比})$$

ただし、計算に用いた再生用添加剤の組成は3回TFOT後のものを使用した。また、再生用添加剤の割合は外%を内%にして計算し、()で示した。

これより、分析結果と計算より求めた組成はほぼ同じであるといえる。

このことから、アスファルトの組成は再生用添加剤の種類および添加量によってほぼ推定可能であるといえる。

6. ま と め

新アスファルトをベースに、TFOTと針入度調整を繰り返すことにより、再生アスファルトのリサイクリングの限界を探る試みを行った結果、次のことが指摘できる。

- ① 針入度調整は、再生用添加剤の量をコントロールすることによって、精度良く調整することができる。それらのアスファルトの軟化点のバラツキも小さい。しかし、針入度調整後のアスファルトに舗装用石油アスファルトの規格(JIS K 2207)を適用すると、伸度はリサイクリングが2回以降で不合格になるものが現われる。
- ② 再生アスファルトのTFOT後の性状は、伸度と60℃粘度で明瞭な変化が現われるので、これらの特長値に着目して、再生用添加剤の材料選定や、アスファルトの品質管理を行えば良いものと判断される。
- ③ 再生アスファルトの組成変化は、再生用添加剤の組成に対応した変化をするので、新アスファルトに近似した組成に回復できるように再生用添加剤を使用すれば、リサイクリングは3回程度まで可能といえよう。

	0	20	40	60	80	100(%)	
アスファルト	17.0%	45.2%	25.1%	17.7%	15.0%	13.4%	アスファルト
レジン	17.3%	42.2%	23.3%	17.7%	15.0%	13.4%	レジン
TFOT	17.3%	42.2%	23.3%	17.7%	15.0%	13.4%	TFOT
15.8%	20.5%	38.7%	25.4%	17.7%	15.0%	13.4%	A-50
(17.0)	(20.0)	(37.0)	(22.0)	17.7%	15.0%	13.4%	A-70
15.1%	21.2%	37.1%	22.3%	17.7%	15.0%	13.4%	A-70
(16.9)	(21.6)	(35.0)	(22.0)	17.7%	15.0%	13.4%	B-50
16.2%	16.9%	35.6%	23.1%	17.7%	15.0%	13.4%	B-50
(17.3)	(19.2)	(35.7)	(21.9)	17.7%	15.0%	13.4%	B-70
16.3%	17.6%	33.2%	22.7%	17.7%	15.0%	13.4%	B-70
(15.6)	(20.6)	(33.5)	(21.5)	17.7%	15.0%	13.4%	レジン
13.4%	17.4%	35.5%	23.4%	17.7%	15.0%	13.4%	レジン
	0	20	40	60	80	100(%)	

図-9 新アスファルト(50/80)のTFOT後の組成分析

扇状地における土石流の堆積氾濫

砂防研究室

下栗 久巳

1. はじめに

平地面積の少ない我が国では、山間部の小規模な急勾配の扇状地を耕作地や居住地として積極的に利用している。ところが、昭和57年の長崎災害、昭和58年の新潟災害等全国各地で土石流や氾濫による土石災害が近年頻発しており一つの社会問題となっている。

土石流の堆積氾濫するいわゆる土石流扇状地における危険区域については、高橋¹⁾、池谷²⁾らにより研究されてきたが、これらは区域内の危険度の差については検討されていない。建設省では、土石流の危険区域に関する情報と地域住民に提供し、人的被害を減少させる目的で危険区域の調査を進めている。土石流の堆積氾濫を考える方法には、実験的に調べる方法と数値計算による方法がある。前者は、時間と場所を必要とするが、視覚に訴えることができる。後者は、多くの条件に対して短時間に検討することができる。また、ダムや導流堤等の砂防施設を設置した場合の効果についても示す必要がある。

そこで、今回は長崎県の地形図より約500箇所の土石流危険区域を拾い出し土石流扇状地の地形的特徴を調べ、平均的形状の扇状地模型を製作し、土石流の堆積過程について実験的に調べた。また、高橋³⁾により研究されている土石流氾濫数値モデルによるシミュレーションの適用を試みた。

2. 扇状地模型による土石流堆積実験の概要と結果

実験で使用する扇状地模型を手図-1に示す。扇状地上流の水路は、ラワン合板とアクリル板で製作し、土石流流下部勾配の資料⁴⁾を基に平均勾配21度、長さ12m、幅20cmの2次元水路とした。扇状地の模型は、扇頂部の収角を60度、長さ10m、平均勾配5.5度とし、モルタルで製作した。土石流の流下堆積する横断形状は、一般的に中央部の盛り上げ、凸形であるとされている。しかし、人家等の存在する扇状地では人工的に手が加えられている場合が多いので、扇状地模型の横断形状は水平とした。

実験材料には最大粒径20mm、平均粒径2mm、最小粒径0.1mmの混合砂を使用した。土砂量は0.12m³(ケース1)、0.24m³(ケース2)、0.36m³(ケース3)の3通りとした。流量は全ケース1.5ℓ/secである。給水時間は土石流の堆積及び侵食過程の時間的变化をとらえるため0.5分間、0.5分間、1分間、2分間の4回に分け、重ね合わせた。

扇状地の状況は35mmMDカメラにより平面的に追跡する一方、各ケースの実験終了後に横断形状を測定した。

実験結果を図-1に示す。上流水路から土砂の供給が十分有り土石流の濃度が高い場合、先端部は直線的に流下し9度付近

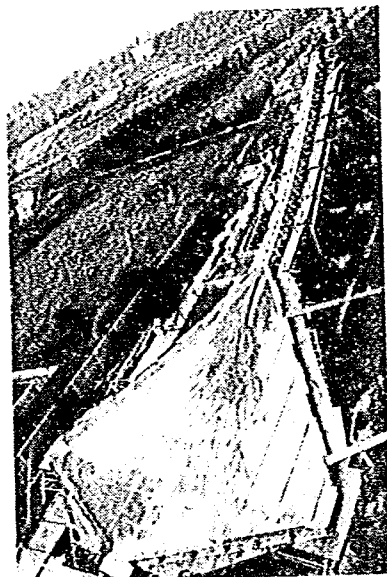


写真1 土石流流下と扇状地の模型

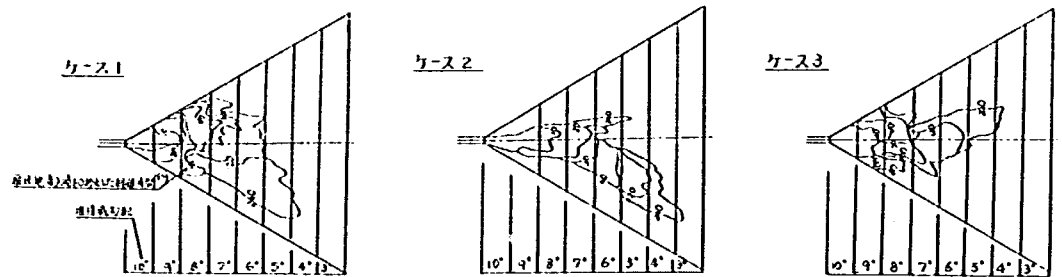


図-1 土石流堆積形状の時間的平面変化

近で停止する。その後、左右に首を振り、9度より上流は全域に土砂が堆積する。横断形状は中央部の高い凸型となる。7から8度付近ではほぼ中央寄りに土砂が堆積し、側壁近傍での土砂堆積は少ない。6度より下流は、二次侵食土砂による堆積であり、その方向は偶然性に支配される。給水量に比べて土砂量が少ない場合、土石流先頭部は7度付近で停止し、幅広を伴わず棒状に堆積する。給砂が無くなると9度までは直線的な侵食水路を形成し、8度以下になると方向は偶然

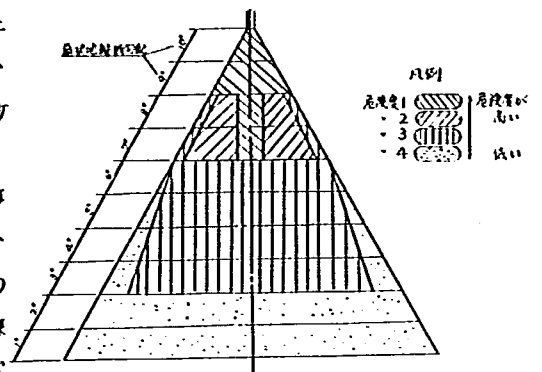


図-2 土石流扇状地における侵食域の概念図

性による。本実験は固定床によるものであり、侵食水路の形成過程についてはさらに検討する必要がある。これらの結果と総合し概念図として示すと図-2のようになる。

3. 土石流堆積氾濫数値モデルによるシミュレーション

扇状地に流入した土石流は、停止過程に入るまで土砂と水が一体となり、混合流体と考えると、運動の基礎方程式は、

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad \text{--- (1)}$$

となる。ここに、 h :土石流の流動深、 M : x 方向の流量、 N : y 方向の流量である。上式は、ある地点における土石流流動深の時間的変化を表している。 x 及び y 方向の運動の基礎方程式は、

$$x\text{方向: } \frac{\partial M}{\partial t} + \beta \frac{\partial (Mu)}{\partial x} + \beta \frac{\partial (Mv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{F_x}{\gamma} \quad \text{--- (2)}$$

$$y\text{方向: } \frac{\partial N}{\partial t} + \beta \frac{\partial (Nu)}{\partial x} + \beta \frac{\partial (Nv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{F_y}{\gamma} \quad \text{--- (3)}$$

である。ここに、 u : x 方向の平均流速、 v : y 方向の平均流速、 β :運動量補正係数、 H :流動高(h +流動底面の標高)、 γ :土石流の密度、 F_x : x 方向の摩擦抵抗力、 F_y : y 方向の摩擦抵抗力である。上式は、土石流流量の時間的変化を表したものであるが、右辺の摩擦力の作用により、流速が停止してしまう要素を含む。土石流が高濃度を維持しているとき、河床底面に作用する抵抗を規定するのは、砂礫同士の衝突による摩擦力和、流速の2乗に比例する流体運動による摩擦力であると考える。摩擦抵抗力を、次式で表す。

$$F_x = (\sigma - \epsilon) \gamma g (d_n \cos \theta_x \tan \phi + k (D/d) u^2) \quad \text{--- (4)}$$

$$F_y = (\sigma - \rho) \ell g C_{dn} \cos \theta_y \tan \alpha + \ell (D/d) v^2 \quad \text{--- (5)}$$

ここに、 σ : 砂礫の密度、 ρ : 土石流中の微細土砂の影響で増加する水のみかけ密度、 C_{dn} : 土石流中で浮遊せず摩擦抵抗に寄与する粗粒分の容積濃度、 $\theta_x \theta_y$: x または y 方向の堆積域の勾配、 $\tan \alpha$: 砂礫の衝突条件に基づく動摩擦係数、 ℓ : 定数、 D : 堆積域での粗度、 d : 土石流中の砂礫の代表粒径である。(1)から(5)までの基礎式を解く方法に、岩佐らによつて考案された河川堤防の破壊による洪水の氾濫解析法を用いた。

土石流の氾濫現象は、洪水氾濫と殆ど同じ取り扱いが可能と思われる。しかし、土石流の場合、停止→堆積→遡上といふ過程があり、土石流自体により地盤状況と時々刻々変化させる点が洪水と大きく異なる。つまり、連続の土石流は、変化していく地盤上を流下するといふ計算が必要になってくる。そこで、土石流を運動エネルギー伝達率の高い土砂と水の混合体として単純化する。実際は、先頭部が停止しても後続流は流動していることを考えられるが、計算では先頭部にある停止条件を設定して、先頭部の停止とほぼ同時に堆積域の土石流が停止すると考える。土石流が停止したら、流動深から次式により地盤高の増分 ΔZ を計算する。

$$\Delta Z = \ell (C_{dn} / C_x) \quad \text{--- (6)}$$

ここに、 C_x : 堆積層の砂礫の容積濃度である。上式は、土石流停止の際微細土砂を含む水だけは流下していくことを考慮したものである。扇頂部の勾配変化点付近では常に流動を続け、底面近傍で一部分の土砂堆積が進行すると考えられる。勾配変化点の一定流動深 ℓ_c は常に次式で与えられるとする。

$$\ell_c = \ell u \times (\cos \theta_u / \cos \theta_d) \quad \text{--- (7)}$$

ここに、 ℓu : 流下域の流動深、 θ_u : 流下域の勾配、 θ_d : 氾濫域の勾配である。扇頂部勾配変化点の流動深 ℓ_c が ℓ_c より大きい場合 $\ell_c - \ell_c$ 分のみ地盤に変換され、それより上部は流動を続けると考える。そこで、扇頂部地盤高の増分 ΔZ_t は(8)式で与え、他の地点については(9)式で地盤高の増分を与えた。

$$\Delta Z_t = (\ell_t - \ell_c) (C_{dn} / C_x) \quad \text{--- (8)}$$

$$\Delta Z = (\Delta Z_t / \ell_t) \ell \quad \text{--- (9)}$$

扇頂部勾配変化点の堆積深 Z_t がエネルギー線の高さ H_{max} より大きくなると、土石流は氾濫域へ流下できなくなり、土石流の堆積現象は上流水路へ遡上していくと考える。 H_{max} は次式で表した。

$$H_{max} = 0.8 (\alpha V^2 \cos \theta_u / z_g + h_u) \quad \text{--- (10)}$$

ここに、 α : エネルギー補正係数、 V : 流下域の土石流の平均流速である。流下域での遡上過程において、それより急に堆積することのない限界勾配 θ_d を次式で与えた。

$$\tan \theta_d = \frac{C_x (\sigma - \rho)}{C_x (\sigma - \rho) + \rho (1 + \ell/d)} \tan \phi \quad \text{--- (11)}$$

ここに、 $\tan \phi$: 堆積砂礫の内部摩擦角である。

計算では、堆積形状に及ぼす影響が大きいと考えられるパラメータについて調べた。流体抵抗に関する定数 ℓ を0.01から0.05まで変化させると、 ℓ の値が小さいほど平面的な堆積形状は僅かに広がる傾向にあり、堆積深の変化は少ない。流動状態の土石流を地盤に置き換えるための判定を行う時間間隔 t_d を2秒、10秒、30秒と仮定して行つたシミュレーションの結果を図-3に示す。これは t_d の値によつて堆積形状がかなり異なってくることを意味しており、土石流災害の再現計算を行う場合は

取り扱い易いパラメータとなるが、不確定な要素と多少に含んでおり、土石流氾濫区域の予測計算としては十分な結果が得られない恐れがある。

計算と実験結果と比較し、数値モデルによるシミュレーションの適合性を検討する。各々の結果を平面的に表現したものを図-4に示す。計算条件の内、流体抵抗に係る定数は0.05、堆積利定時間間隔 Δt は10秒とした。土砂の拡散状況や堆積厚には違いが見られるが、堆積長はほぼ一致している。土石流氾濫計算と停止堆積モデルにより土石

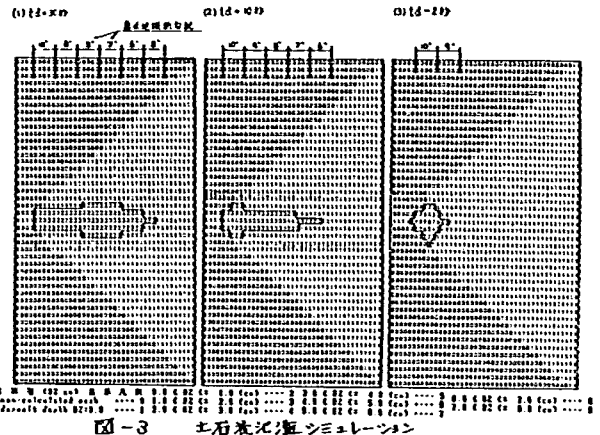


図-3 土石流氾濫シミュレーション

流の堆積氾濫をおおよそ説明できるが、以下の様な問題が残された。

- 1) シミュレーションでは、土石流を砂礫と水が混合一体となす、流体物体と考えたが、実際は勾配に応じて濃度の変化が考えられ、砂礫と水各々についての連続式を立てる必要がある。
- 2) 土石流危険区域の予測計算の際、諸定数は重要なポイントとなるにも拘らず、物理的根拠のない仮定により計算を行っている。
- 3) 氾濫域での侵食、再堆積過程を計算できない。
4. 結

扇状地形の性質を基に大型の模型を製作し、土石流の堆積過程に関して実験を行った。土砂の堆積過程及び形状は、土砂供給量によりかなり異なることが観察された。土砂の供給が無くなると、1時間後、氾濫域では侵食路が形成され、下流域では土砂液扇状地が発達する。本実験により土石流扇状地における危険度の概念を得た。

洪水氾濫計算の考え方を基に土石流氾濫追跡計算を行った。実験の結果と比較すると、本シミュレーションで扇状地における土石流の堆積過程を捉えて表すことができた。しかし、定数等の理論的説明がなされておらず、よみかたの問題として残されている。土石流の堆積氾濫については、今後も実験及び数値計算を併用して、さらに研究を進める必要がある。

参考文献

- 1) 高橋 保: 洞谷土石流について, 新砂防118, 1981
- 2) 池谷 浩: 土石流危険区域設定に関する実験的研究, 新砂防112, 1982
- 3) 高橋 保, 辻本浩史: 土石流氾濫シミュレーションとその適用性, 土木学会関西支部講義, 1984
- 4) 長崎大学学術調査団: 長崎豪雨による災害の調査報告書, 1982
- 5) 岩佐 義朗他: 氾濫水の水利の数値解析法, 京大防災研究所年報, 23号B-2, 1980

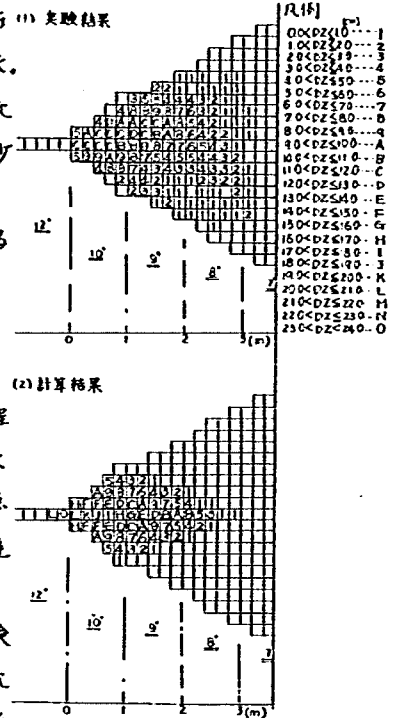


図-4 実験と計算の土石流堆積状況

雪崩発生時の気象要因からみた予測式の作成

——国道41号線（岐阜県神岡—富山県境間）——

新潟試験所 酒井 洋一

1. まえがき

我が国の日本海側一帯は世界的にみても稀な豪雪地帯で、冬期間の多量の積雪は、生活・産業に多大な影響を及ぼしている。その中でも雪崩は、交通の阻害要因となるばかりでなく、人的にも大きな被害をもたらす可能性が高い。特に昭和58年度は、異常豪雪に見舞われ、大規模な雪崩が各地で発生し、道路等をいたる所で寸断したばかりでなく多くの犠牲者を出した。雪崩災害の軽減には雪崩発生の予測が重要な手段であり、当試験所では雪崩発生事例を基に予測式を作成したので、本稿で紹介する。

2. 研究目的

本研究は、雪崩の発生が気象要因に大きく影響されることに着目し、雪崩発生事例とその時の気象との関係から、雪崩発生予測のための手法を開発することを目的として実施しているものである。

3. 研究方法

国道41号線の中部地建高山国道工事事務所管内の神岡—富山県境間（Cf. 図-1）で、過去10年間に発生した雪崩事例及び、気象観測データ（神岡維持出張所・茂住除雪センター）を使用し、以下に示す手順で解析を行った。

- ① 雪崩の発生日を含む前一週間のデータを、表-1に示す要因についての分類整理
- ② 各要因の特性を把握するため、①で分類したデータの因子分析
- ③ ②の結果に基づく要因の選定
- ④ ③の要因による判別解析
- ⑤ 判別式の検証

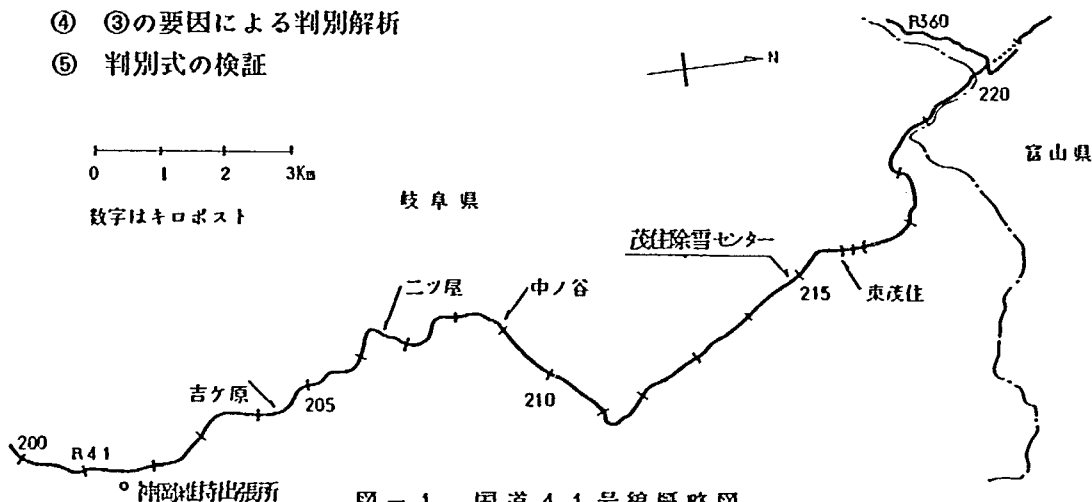


図-1 国道41号線概略図

4. 研究結果

4-1 地区概要

国道41号線の神岡-富山県境間の標高は200~400m程度で、道路の平均縦断勾配は1%と比較的緩やかな所である。しかし、道路沿いの斜面は、昭和55年度の雪崩実態調査によると斜面勾配が35~50°とかなり急で雪崩災害を起こしやすい地形となっており、そのほとんどが沢筋に集中し毎冬数多くの雪崩が発生している。この区間の平年積雪深は神岡で60~100cm、茂住で80~120cm (Cf. 図-2)、59豪雪時でも150cm程度であり、平均気温は、神岡で最も低い1月中旬から2月中旬でも-1℃前後と比較的温暖であり、斜面が急で且つ危険な地山のため、斜面上の積雪は、降雪後比較的短期間の内に崩落する傾向にある。したがって、表層雪崩の発生しやすい状態とはいえ、発生形態のほとんどが全層雪崩である。また雪崩は、降雪期だけでなく融雪期における発生する件数も非常に多くなっている。

4-2 要因特性

要因特性を把握するために、昭和48~58年度の間で雪崩の発生が確認された101日(雪崩発生総数 430件分)の気象要因を分類した。この中で雪崩発生予測式の安定性を図るため、1日に2件以上の雪崩が発生した45日分(雪崩発生数 374件)のデータ

表-1 因子分析要因一覧表

X1	発生前々日降雪量
X2	発生前日降雪量
X3	発生日降雪量
X4	発生前々日・前日の降雪量の和
X5	発生前日・発生日の降雪量の和
X6	発生前々日~発生日の降雪量の和
X7	発生前一週間降雪量の積算値
X8	発生前々日積雪深
X9	発生前日積雪深
X10	発生日積雪深
X11	発生前々日・前日の積雪深の差
X12	発生前日・発生日の積雪深の差
X13	発生前々日平均気温
X14	発生前日平均気温
X15	発生日平均気温
X16	発生前々日・前日の平均気温の和
X17	発生前々日・前日の平均気温の差
X18	発生前日・発生日の平均気温の和
X19	発生前日・発生日の平均気温の差
X20	発生前々日~発生日の平均気温の和
X21	発生前々日最高気温
X22	発生前日最高気温
X23	発生日最高気温
X24	発生前々日・前日の最高気温の和
X25	発生前々日・前日の最高気温の差
X26	発生前日・発生日の最高気温の和
X27	発生前日・発生日の最高気温の差
X28	発生前々日~発生日の最高気温の和
X29	発生前一週間最高気温の積算値
X30	発生前々日最低気温
X31	発生前日最低気温
X32	発生日最低気温
X33	発生前々日~発生日の最低気温の和
X34	発生前一週間最低気温の積算値
X35	発生前々日日較差
X36	発生前日日較差
X37	発生日較差
X38	発生前々日・前日の日較差の和
X39	発生前日・発生日の日較差の和
X40	発生前々日~発生日の日較差の和

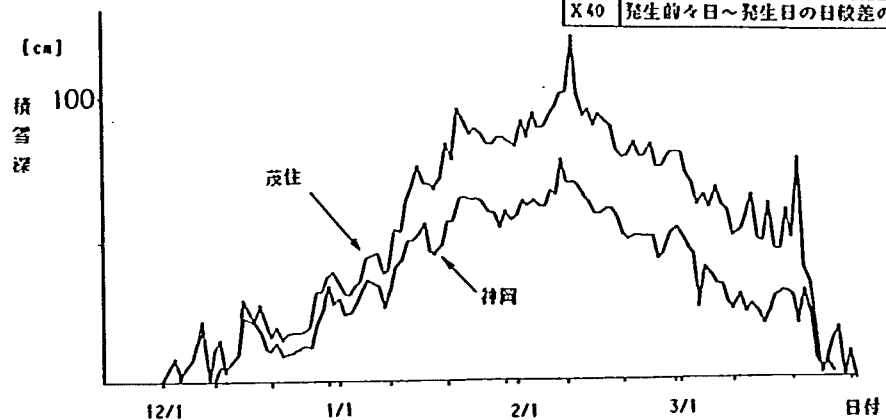


図-2 神岡・茂住 積雪深 (10年平均)

を使用し因子分析を行った。表-2は因子分析結果をまとめたものである。その結果第9因子(T9)で累積寄与率が90%を超えたが、第6~9因子(T6~T9)については因子負荷量の高い変数があり表れなかった。各共通因子の特徴をみると気温和・日較差(日最高気温-日最低気温の差)・気温差のような気温関係因子が、降雪深・積雪深のような積雪関係因子に比べ高い寄与率を示した。このためこの地区の雪崩は、降雪等によって発生しやすい表層雪崩ではなく、気温要因に深い関係を示す全層雪崩であることを裏付けているものと考えられる。また日較差の寄与率が比較的高い傾向を示したことについては、地元でも1日の

表-2 因子分析結果

	累積寄与率	因子負荷量		
		0.9~	0.8~0.9	0.6~0.8
T1	40.6	X20X16	X33 X14 X18 X31 X24	X13 X32 X28 X21 X34 X15 X22 X26 X30
T2	57.1		X39 X36 X40	X38
T3	65.7	X19		X27
T4	72.8		X6 X5 X2 X4	X3 X7
T5	78.1	X8	X9 X10	
T6	82.8		X35	
T7	86.5		X25	
T8	89.3		X11 X12	
T9	91.8		X37 X29	

気温の変動の大きい日に雪崩が発生しやすいと考えていることなどからみても、この地域における雪崩発生時の気象特性を表していると思われる。

4-3 判別解析

判別解析を行うための要因は、因子分析結果の共通因子及び因子負荷量を考慮して選定した。また、共通性の高い要因については、因子負荷量の高い方を選定した。その結果、X8・X11・X19・X20・X33・X39(Cf.表-1)の6要因を選定し、判別解析を行った。この際に使用したデータは、発生時が45日分、非発生時には雪崩が一週間以上の長期間にわたって発生しなかった64日分を選定した。また、判別式は下記に示す。

$$Z = 0.01321 X8 + 0.00088 X11 + 0.04953 X19 + 0.09091 X20 + 0.03148 X33 + 0.00290 X39 - 1 \quad \dots (式-1)$$

(式-1)により内部検証を行った結果の判別率で、発生時が100%、非発生時が92%を示し、トータルでは95%とかなり精度は高いものと推定できる。また、現場サイドでの使いやすさを考え、変数数を2変数と少なくした場合について検討を行った。その結果、内部検証で最高80%以上の判別率得られることも解った。

4-4 検証結果

(式-1)に昭和55年度冬期(56豪雪時)の各気象条件を代入し、グラフ化したのが図-3である。尚、図中Z値は+側になるほど雪崩が発生しやすいことを示している。また、数字及び矢印は、雪崩が昭和55年度に発生した回数と発生日を示している。さらに、図中の→印で1を示しているものは、因子分析・判別分析の使用

データから除外してあるため外部検証用として用いた。この図から雪崩は、概ねZ値が2を超えたピーク付近で発生していることがわかる。また、外部検証用として用いた図中の矢印の1についてみるとほぼピーク時に一致しており、精度はかなり高いものと推定できる。図でZの値が高めになっているのは、平年に比べ積雪深が非常に多く1.5~2.0倍の値を示していたためと推定される。3月上旬から中旬のピーク時で雪崩が発生していないが、これはこの時期の降雪量が少なく2月中旬に雪崩が集中していることを考えると、雪崩の発生するほどの雪が斜面に積っていなかったものと思われる。

5. まとめ及び今後の研究課題

以上の研究結果より、雪崩の発生予知を行う場合、発生日直前の気象条件や雪崩発生事例の蓄積により、各地域ごとにしぼって考えてみると90%程度以上の精度で予知することが可能であることが解った。

さらに今後は、要因選定の基準、外部検証による精度の確認、地形・

植生等の要因の導入の検討を行うと共に、運用方法についても検討を行う予定である。また、他地区との比較を行うため観測データの収集、雪崩発生データを収集し総合的な雪崩発生予知式を作成し、精度の向上を図る予定である。

*参考文献

- 1) 昭和58年度 試験研究費報告 「なだれ発生予知に関する研究」
- 2) 高山国道工事事務所 国道41号線気象データ
- 3) 奥野忠一著 「多変量解析法」 日科技連

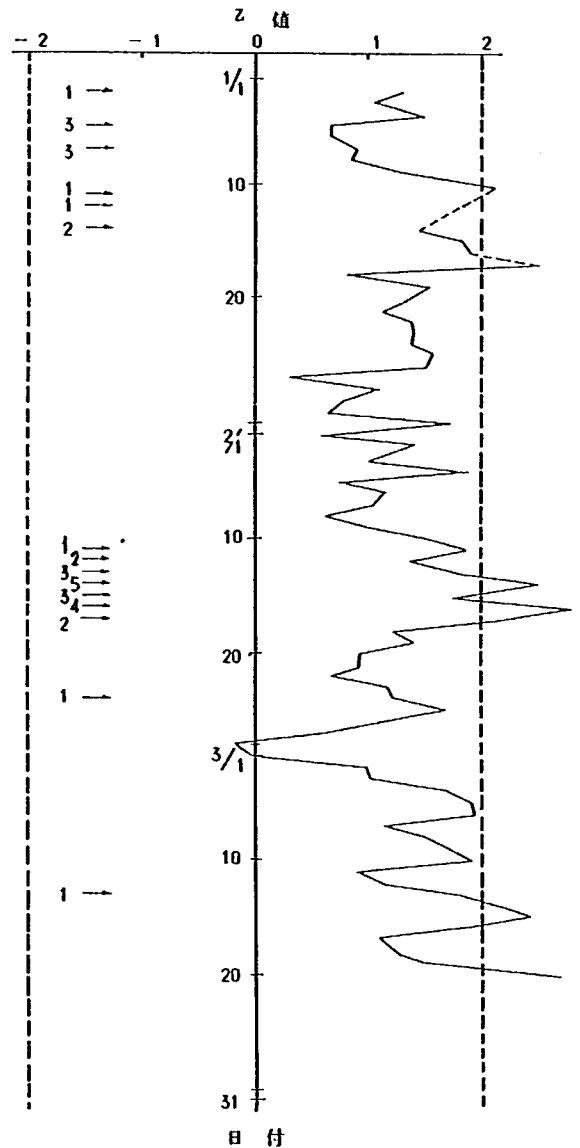


図-3 昭和55年度判別図

1. まえがき

急傾斜地崩壊対策、特に長大斜面对策で待受け式擁壁工が計画される事例が増加している。この工法は斜面の崩壊を直接抑止できない場合に、斜面の下端に重力式擁壁を設置し、そのポケット部に崩壊土砂を待ち受ける工法である。これらの待受け式擁壁工の設計法を合理的なものにするには、崩壊の発生位置、規模、材料等の予想される諸元を精度良く推定するとともに、崩土の運動状態や崩土が擁壁に及ぼす力を推定することが必要となる。本研究では、崩土の速度と崩土が擁壁に与える衝撃力に焦点をあてて実験的な検討を試みた。

2. 実験方法および測定結果

2.1 実験装置

実験装置は崩土発生・流下装置、映像記録装置および土圧計測装置に大別できる(図-1)。崩土発生・流下装置は、崩土材料を詰めるための崩壊箱、それを設置するための崩壊箱設置タワー、崩壊した土砂をすみやかに流下させるための流下斜面および導流壁からなる。崩壊箱は長さ2.0m×高さ0.6m×幅1.0mの鋼製箱である。流下斜面の勾配は 30° 、 40° 、 50° の3段階に可変であり、各勾配での斜面長は各々6.9m、7.9m、9.5mとなる。映像記録装置は16mm高速カメラとビデオカメラを用いた。土圧計測装置は擁壁と土圧計よりなる。擁壁躯体は高さ1.5m、幅2.5m、天端幅0.15m、底面幅0.4mのモルタル製で、受圧面、上下面および側面は鉄板で覆われており、アンカーボルトでコンクリート床に固定されている。土圧計は図-1に示されている位置に設置されており、受圧面の直径は7.5cm、最大測定容量は 5 kgf/cm^2 である。

2.2 実験手順

実験は平均粒径の異なる2種の砂(A砂、B砂)を用いて行った。各々の粒度分布、平均粒径、均等係数を図-2に示した。また、土量はすべての実験ケースにおいて 1 m^3 である。実験は砂を詰め崩壊箱を所定の角度に設定し、土層全体を同時に滑り出させる為に崩壊箱底面に少量の地下水を与えた後、崩壊箱前面の扉を開き崩壊を発生させた。崩土が流下して擁壁に衝突する状況を映像記録するとともに、土圧計出力を動ひずみ測定器を介してデータレコーダに記録した。

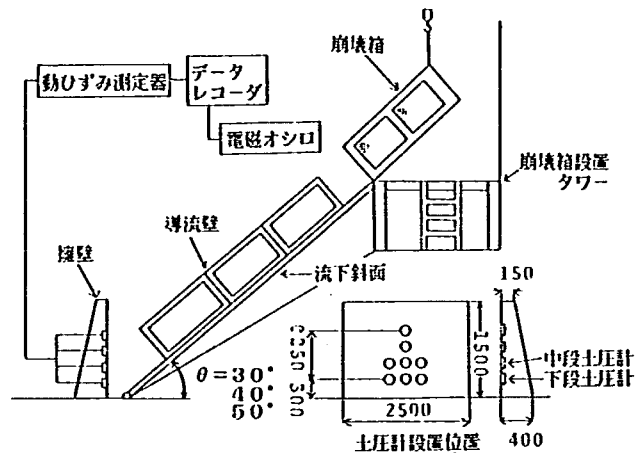


図-1 実験装置の概要及び土圧計設置位置

2.3 測定結果

実験条件および測定結果を表-1に示す。また、代表的な例として、A砂ケース④の土圧測定波形ならびにピーク土圧出現時の崩土の衝突状況を図-3に示した。

表-1中の流下速度、流下深、流下時の単位体積重量(以下、流下時の密度)は映像記録から読みとった。流下速度は崩土の先端部が導流壁下端から擁壁に達するまでの平均速度であり、流下深は導流壁下端での崩土通過初期1秒間の平均値である。また、流下時の密度は、崩土の全重量を導流壁下端断面での全通過容積で除した値である。

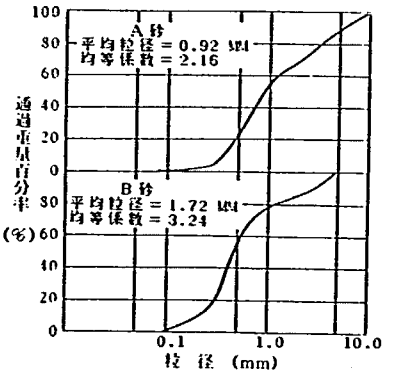


図-2 試料の粒径分布

表-1 測定結果一覧表

実験 ケース	斜面 勾配 (度)	最大土圧		収束土圧		流下 速度 (m/s)	到達 時間 (s)	流下深 (鉛直) (cm)	流下時 の密度 (tf/m ³)	試料
		下段 (kg/cm ²)	中段 (kg/cm ²)	下段 (kg/cm ²)	中段 (kg/cm ²)					
1	50	0.372	0.230	0.076	0.042	9.14	1.3	11.3	0.78	A砂
2		0.325	0.270	0.107	0.055	9.28		12.2	0.51	
3		0.281	0.139	0.101	0.081	9.33		11.7	0.31	
4		0.250	0.196	0.154	0.071	9.50		12.5	0.43	
5	40	0.188	0.096	0.059	0.042	7.20	1.4	12.0	0.70	
6		0.236	0.167	0.069	0.046	7.40		11.6	0.76	
7		0.216	0.136	0.077	0.044	7.20		11.4	0.80	
8	30	0.138	0.046	0.040	0.016	5.20	1.5	14.0*	0.90*	
9		0.160	0.087	0.048	0.027	5.30		14.0	0.90	
10		0.066	—	0.047	—	5.00		14.0*	0.90*	
1	50	0.517	0.555	0.272	0.098	9.20	1.3	14.9	1.11	B砂
2		0.412	0.425	0.258	0.137	9.30		17.3	0.94	

* 測定不能のためケース⑧の値

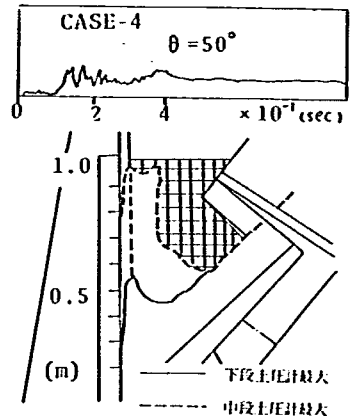


図-3 代表的な土圧波形と衝突状況

3. 崩土の流下速度の検討

Voellmy¹⁾は、雪の流動問題に定常流の流体力学の方程式を応用し、流れる雪のある体積には重力による牽引作用、係数 μ 分の底面摩擦、流れの速度 v の2乗に比例する乱流消滅項が作用するとして単位重量当りの運動方程式を(1)式で表わした。

$$\frac{dv(t)}{dt} = g(\sin \theta - \mu \cos \theta) - \frac{1}{(\xi/g)h} v^2(t) \quad \text{----- (1)}$$

ここで $v(t)$ は時間 t でのなだれの流れの速度 (m/s), g は重力加速度, θ は斜面の勾配, μ はなだれ底面と斜面との摩擦係数, h はなだれの鉛直高さ (m), ξ は粘性, 空気抵抗あるいは他の類似のタイプのエネルギー損失すべてを含む乱流損失係数 (m/s²) である。崩壊直後の崩土の挙動が不明のため、崩土の初期速度をゼロと仮定し、(1)の微分方程式を $t=0$ のとき、 $v=0$ の初期条件のもとで解くと、その解は(2)式で表わされ、収束速度 V_f は(3)式で表わされる。

$$V(t) = V_f \tanh \left[\left(g V_f / \xi h \right) t \right] \quad \text{----- (2)}$$

$$V_f = \sqrt{\xi h (\sin \theta - \mu \cos \theta)} \quad \text{----- (3)}$$

この(2),(3)式を適用する際に問題となるのは2つのパラメータ μ , ξ にどのような値を用いるべきかである。

Voellmyは種々の実例から $\mu = 0.5\gamma$ (γ : なだれの密度), $\xi = 500 \text{ m/s}^2$ を用いることを提案しているが、今回の実験条件で計算してみると実測値の3~5割程度の値にしかならず、なだれに対して一般的に用いられている値

をそのまま崩土にまで適用するのは不適当な結果となった。そこで計算速度が実測値に最も近くなるような μ , ξ の組み合わせを検討したのが図-4である。

本実験のように崩土材料や斜面粗度が同一の条件下において μ , ξ が流下時の密度によって変化するべきものか否かの判断材料は十分ではない。しかし、図-4において実測値と計算値との差の大きさから判断する範囲では、前者の考え方に相応する傾向が認められる。また、流下斜面の勾配が緩い程即ち、崩土の密度が大きい程、摩擦係数 μ に比例する抵抗力が大きくなり、 (g/ξ) を係数として速度の2乗に比例するエネルギー損失も大きくなる傾向が読みとれる。なだれの速度式は単純な質点力学モデルに比べ、土塊が運動することによる内部エネルギーの損失をも考慮した、より実際現象に近いモデル化となっている。したがって、主に斜面の表面の状態から判断される定数 μ と、不安定土塊を構成している物質に支配される ξ を、崩土材料や斜面の粗度条件を変化させてそれらのとり得る範囲を実験的に検討するとともに、 μ , ξ の物理的な意味の理論的な検討も進める必要がある。

4. 衝撃土圧の検討

なだれの分野では、なだれが壁面側に及ぼす衝撃力を(4)式で推定することが多い。²⁾(4)式は流速 v をもつ噴流が面に当って90°方向を変える際の面に与える流体圧の算定式を応用したものである。

$$P = \frac{\gamma}{g} v^2 \cdot A \cdot \sin^2 \alpha \quad \text{----- (4)}$$

P : なだれの衝撃力(tf) γ : なだれの単位体積重量(t/m^3)
 v : " の速度(m/s) A : " の作用面積(m^2)
 α : " の進行方向と壁面とのなす角

実測値と(4)式による計算値とを比較したのが図-5である。計算にあたっては表-1に示されている諸量を用い、また影像記録での衝突状況から $\alpha = 0$ と仮定した。これを見ると、実測値が計算値を大きく越えることはなく、計算値の0.5~1.0倍の範囲に入っている。本実験は限られた条件下において実施したものであり、この結果をただちに種々の現地に適用することは妥当でないが、本実験と

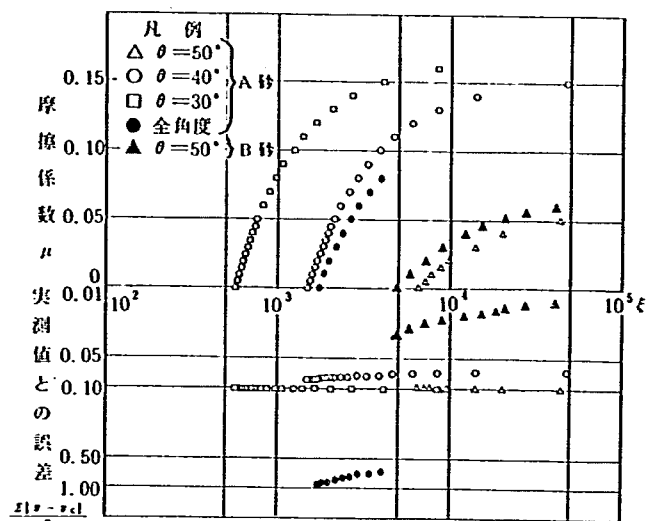


図-4 最小誤差となる μ , ξ の組合せ

類似した条件の現象において崩土の衝撃圧を推定する場合には、安全側を考えて(4)式で与えられる値を目安とすることは許されるであらう。

図-6は擁壁の設置位置を斜面下端から0m, 0.7m, 1.2mと変化させて衝撃力の緩衝効果を調べたものである。緩衝効果の有無については擁壁躯体の設計に大きな影響を与えることから、その定量的な評価が望まれるところである。B砂を用いたこの結果を見ると、崩土が斜面から直接擁壁に衝突する場合に比べ、ある程度斜面から離して設置した方が、擁壁に作用する土圧が少ないことがわかる。これは、流下時の抵抗に比べ、崩土が斜面から平坦部へ移動する際に、大きなエネルギーの損失を受けるものと思われるが、実際の現場においては崩土の流下深や材料等が異なることから、崩土の運動をも含めた上での評価が必要となろう。擁壁前面に40cm厚で砂を盛ったサンドクッションによる緩衝効果については、更に緩衝効果が大きいことがわかるが、待受け式擁壁工の利点であるポケット容量の減少となることから、現場での諸条件を加味する必要がある。

衝突終了後の堆積土圧に関して表-1のA砂ケース①~⑩についてクローンの土圧式で検討した結果、50°については若干、主働土圧より大きい傾向を示したが、30°、40°では概略クローンの主働土圧で評価できることがわかった。

5. あとがき

今回の限られた条件下の結果を一般的な諸問題に拡張することは出来ないが、以上の結果を踏まえた上で、今後は種々の崩土材料の違いによる流下現象の違いおよびそれらを支配するパラメータの考察、あるいはスケールフェクト等の基本的な問題に検討を加えたい。衝撃力についても実験規模の影響や材料の影響を定量化するとともに、衝撃力の作用過程と擁壁の変位をも含めた形でモデル化することにより(4)式の適用性を検討する必要がある。また、擁壁の設計に直接役立つ緩衝効果についても更に検討を加える予定である。

〈参考文献〉 1) A.Voellmy: On the Destructive Force of Avalanches, Alta Avalanche Study Center, Wasatch National Forest Translation No.2, 1964 2) 日本建設機械化協会編: 新防雪工学ハンドブック, 森北出版, 1977 3) 土木研究所: 崩土の衝撃力実験報告書(I), 土木研究所資料第2131号, 1984.8

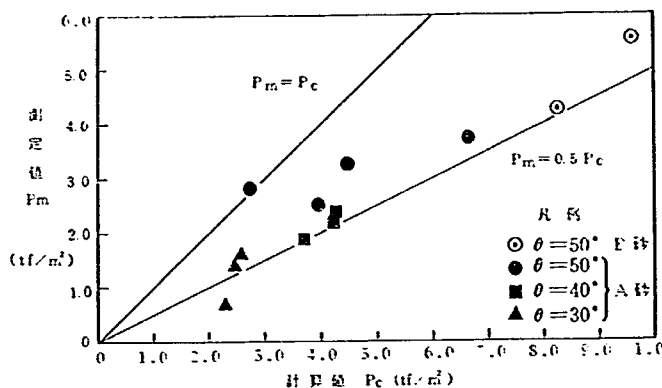


図-5 衝撃圧の実測値と計算値の比較

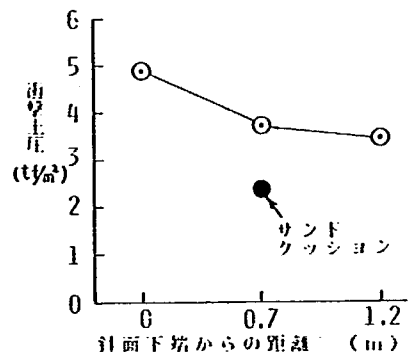


図-6 擁壁設置位置による緩衝効果

RC橋脚模型の動的繰返し載荷実験

耐震研究室 小山達彦

1. まえがき

RC橋脚の耐震設計においては、橋脚が大地震時においても上部構造を安全に支持し得るように、十分なじん性（変形性能）を有することが必要とされている。RC橋脚の耐震性は、その構造特性・入力地震動特性などに影響を受ける。この内、構造特性としては、せん断支間比、軸方向鉄筋比、帯鉄筋の配置などが、入力地震動の特性としては、その強度、周期特性、継続時間、入力方向などが、それぞれ重要と考えられる。

本報告は、RC橋脚のせん断支間比（柱高 h と柱断面の有効高 d の比）と入力地震動の継続時間が、RC橋脚の地震時変形性能などに及ぼす影響について実験的に検討したものである。

2. 研究目的

RC橋脚の地震時挙動を解明し、耐震性向上のための基礎資料を得ることを目的とする。

3. 研究方法

地震の規模が大きくなると一般に地震動の継続時間が長くなり、地震荷重の載荷繰返し回数も多くなる。ここでは、せん断支間比の異なる3種類のRC橋脚模型を用い、載荷繰返し回数を3種類に変えた実験により、RC橋脚の耐力、変形性能、破壊性状等に及ぼすせん断支間比および載荷繰返し回数の影響を調査した。

3.1 実験の概要

図-1に示すようにRC橋脚模型の頭部に加振負荷装置（最大加振力 ± 125 t、最大振幅 ± 125 mm、最大速度 1 m/sec）を取付け、載荷速度振幅を一定（ 25 cm/sec）として、正弦波を入力とした動的正負交番載荷実験を行った。

図-2に供試体の諸元と載荷方法を示す。柱断面を同一として、せん断支間比の異なる3種類の供試体（ $h/d=5.4, 3.8, 2.2$ ）を用いて、 $N\delta y$ （ δy =降伏変位、 $N=1, 2, 3, \dots$ ）の変位振幅で載荷繰返し回数を、 $n=10$ 回、3回、5回（ $h/d=5.4$ のケースのみ）と変化させて実験を行った。

3.2 計測

計測は、載荷点の荷重、柱の水平変位（載荷点、柱の中央および基部の3箇所）

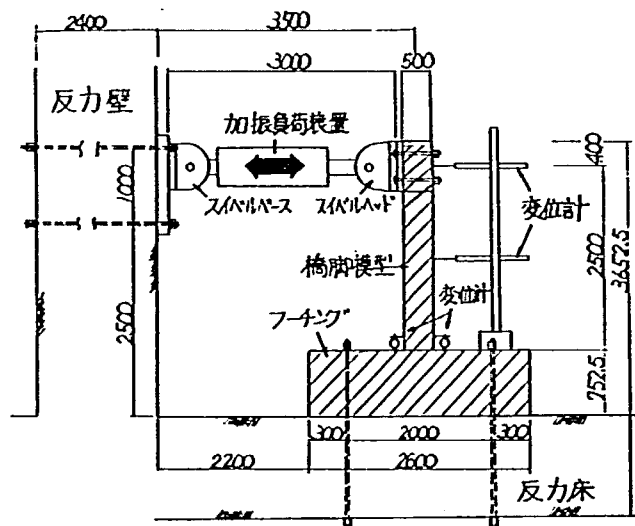


図-1 載荷状況図

柱基部の回転角、軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみを測定している。また、慣性力の影響を考慮して、橋脚に対する作用力を補正するため柱頭部の加速度を測定している。

各載荷段階においては、ひびわれ分布、損傷状況等を記録している。

4. 研究結果

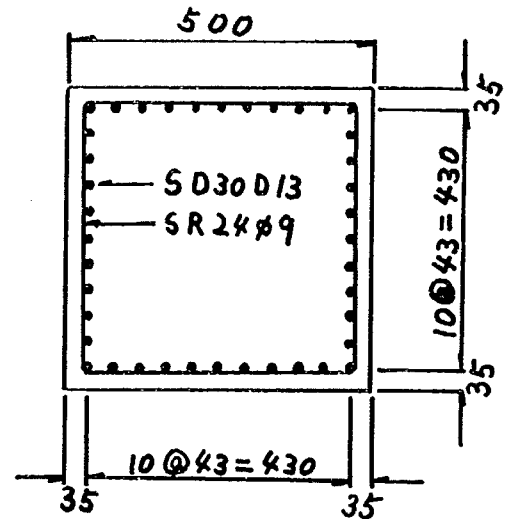
各載荷実験より得られた荷重-変位履歴曲線の一例を図-3に、荷重-変位包絡線を図-4、図-5に、荷重-変位包絡線より求めた、耐力・変形性能をまとめた結果を表-1にそれぞれ示している。

ここで、RC橋脚の降伏点は外縁軸方向鉄筋の荷重-ひずみ包絡線の勾配が、顕著に低下し始める点、また、終局変位は、荷重が降伏荷重まで低下した時の変位とそれぞれ定義した。

4.1 破壊性状

載荷繰返し回数 n の影響は、かぶりコンクリートがはく離するまではほとんど現れていない。しかし、かぶりコンクリートのはく離後は、軸方向鉄筋の破断に至るまでの過程において、載荷繰返し回数の多い供試体ほど、早期に軸方向鉄筋の破断が生じている。

せん断支間比 h/d が 5.4 および 3.8 の場合はともに、ほぼ同様な破壊性状を示し、柱基部で曲げ破壊した。これに対し、 h/d が 2.2 の場合は、斜めひびわれが大きく進展しその幅は最大 5 mm に達してせん断破壊した。かぶりコンクリートのはく離も、 h/d が 2.2 の場合は、 h/d が 5.4 と 3.8 の場合とは大きく異なり、載荷方向に平行な面のコンクリートがはく離し、軸方向鉄筋の破断は生じなかった。



柱部断面図

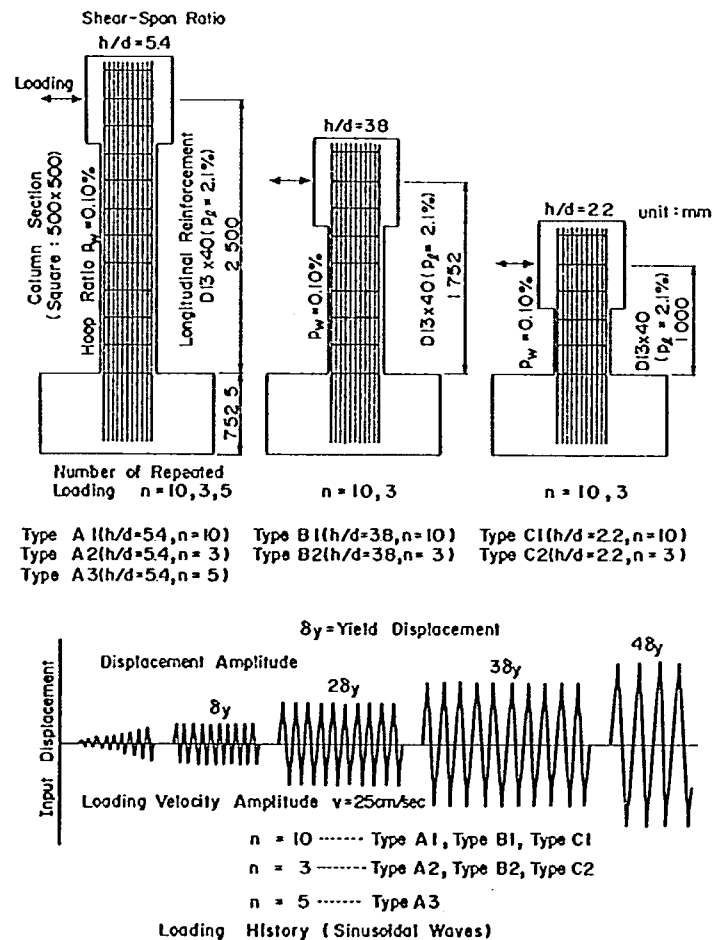
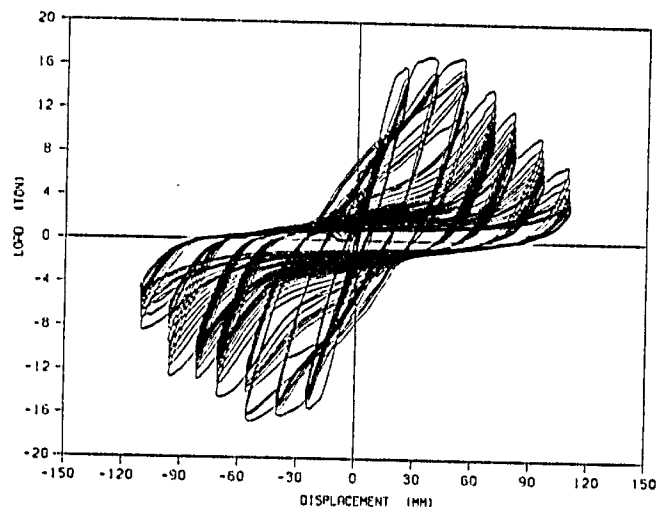
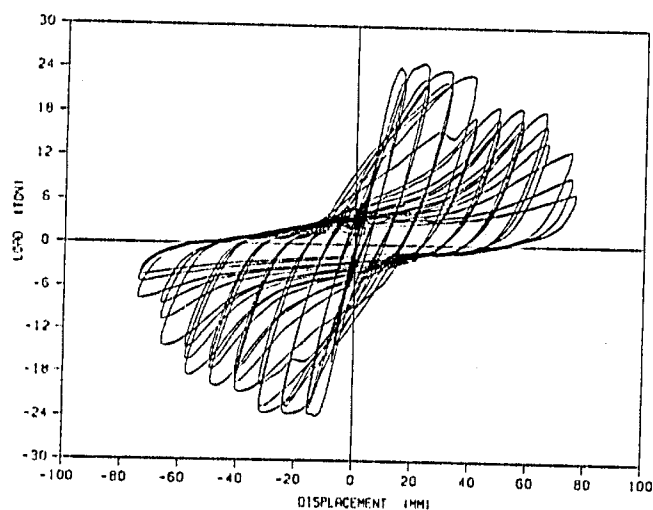


図-2 供試体の諸元と載荷方法



(a) せん断支間比 $h/d = 5.4$, 載荷繰返し回数 $n = 10$



(b) せん断支間比 $h/d = 3.8$, 載荷繰返し回数 $n = 3$

図-3 荷重-変位履歴曲線の一例

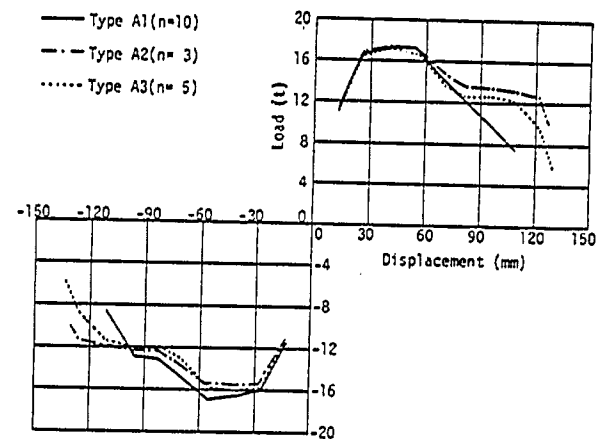


図-4 荷重-変位包絡線 (載荷繰返し回数 n の影響, $h/d = 5.4$)

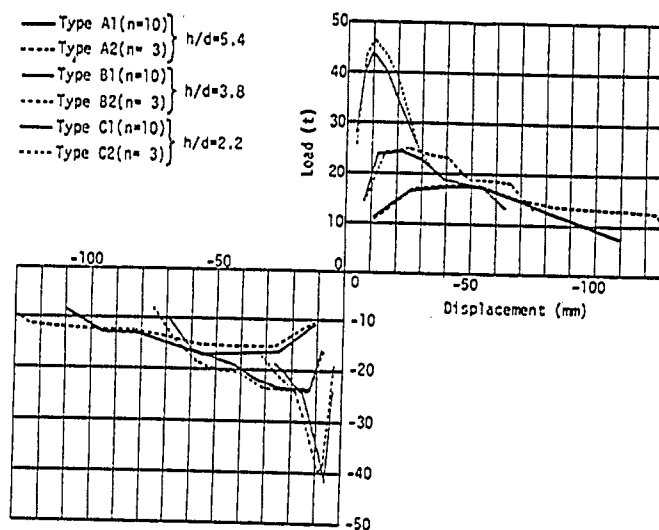


図-5 荷重-変位包絡線 (せん断支間比 h/d 、載荷繰返し回数 n の影響)

4.2 耐力と変形性能

図-4によれば、かぶりコンクリートがはく離するまでは載荷繰返し回数による明確な差は認められず、ほぼ同様な耐力を保持している。ただし、載荷段階を進めていくに従って、載荷繰返し回数の多い供試体は

表-1 耐力と変形性能

供試体	h/d=5.4			h/d=3.8		h/d=2.2	
	A1(n=10)	A2(n=3)	A3(n=5)	B1(n=10)	B2(n=3)	C1(n=10)	C2(n=3)
降伏耐力 $P_y(t)$	13.9	13.6	13.0	21.7	22.1	37.8	40.0
終局耐力 $P_u(t)$	17.0	16.7	16.7	23.8	24.2	41.1	42.6
P_u/P_y	1.22	1.23	1.28	1.10	1.10	1.09	1.07
降伏変位 $\delta_y(n)$	15.4	16.4	16.4	10.1	11.1	6.0	6.7
終局変位 $\delta_u(n)$	74.1	72.3	73.0	33.1	40.4	11.2	11.1
じん性率 δ_u/δ_y	4.81	4.41	4.45	3.28	3.64	1.87	1.66

ど耐力の低下が早く生じている。また、表-1からわかるように、載荷繰返し回数によりじん性率はほとんど変化しない。

上述したように、せん断支間比 h/d が5.4 および3.8の場合は曲げ破壊しており、ともに比較的粘りのある耐力低下の傾向を示すが、 h/d が2.2の場合はせん断破壊し、耐力の低下が急激である。また、せん断支間比が大きいほどじん性率は大きくなっている。

4.3 等価減衰定数

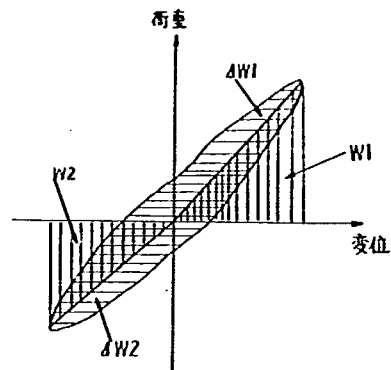
図-6に示す方法により求めた等価減衰定数を、図-7に示す。等価減衰定数に対する載荷繰返し回数の影響は、荷重-変位包絡線と同様な傾向を示しており、載荷段階を進めていくに従って載荷繰返し回数の多い供試体ほど減衰定数が小さくなる傾向がある。

せん断支間比による影響は、 h/d が5.4 および3.8の場合はほぼ同様な傾向であるが、 h/d が2.2の場合は各載荷段階とも、0.1程度の比較的小きな値を示す。

5. 結論

以上の実験結果より以下のことがわかった。

- 1) じん性率に関しては、載荷繰返し回数の影響は大きくない。
- 2) 終局変位以後の耐力に関しては載荷繰返し回数の影響が顕著である。

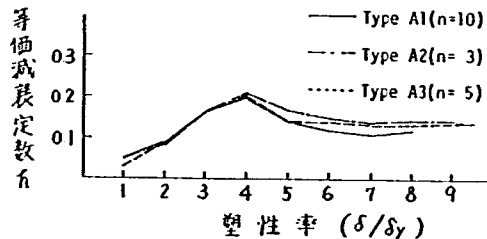


$$\text{正荷重時等価減衰定数 } h_1 = 1/2\pi \cdot \Delta W_1 / W_1$$

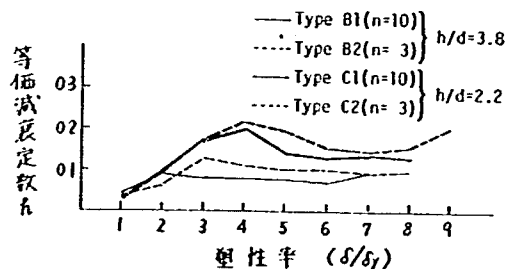
$$\text{負荷重時等価減衰定数 } h_2 = 1/2\pi \cdot \Delta W_2 / W_2$$

$$\text{等価減衰定数 } h = h_1 + h_2 / 2$$

図-6 等価減衰定数の求め方



(a) $h/d = 5.4$ の場合



(b) $h/d = 3.8, 2.2$ の場合

図-7 荷重-変位履歴曲線より求めた等価減衰定数

大型繰返し三軸試験機による粗粒材料の動的変形特性

フィルダム研究室 安田 成夫

1. まえがき

一般に土質材料は繰返し荷重に対して強い非線形性を示す。材料の物性値に影響を及ぼすものとしては、主として材料のひずみ・拘束応力・間隙比等が挙げられる。ロックフィルダム堤体と構成する粗粒材料についても同様であり、ダムの耐震設計を実施する上で、繰返し荷重に対する粗粒材料の動的物性を把握することは重要である。

繰返し三軸試験は材料の物性を室内で簡便に求める試験ではあるが、粗粒材料の動的物性に関する研究事例は、大型の試験機を必要としかつ大がかりな実験になることから、土質材料の場合に比べてそれほど多くはなく、一層の調査研究が望まれている。

2. 目 的

本実験に用いた大型繰返し三軸試験機は、昭和57年度に改良を施した。ここでは、この試験機による粗粒材料の動的物性値（剛性率、減衰定数）について、試験機の改良による1)試験値の精度の向上、2)試験値の再現性、および昭和57年度において供試体寸法 $\phi 40\text{cm} \times h 80\text{cm}$ の大型多目的三軸試験機を製作したが、その試験値に対して3)供試体寸法の相違による影響、物性値に及ぼす4)ひずみ、拘束圧の影響について検討した。

3. 実験方法

3.1 試験機の改良

改良前は、変位計および荷重計が三軸セルの外に取付けられており、ピストン部のがた・摩擦あるいは、接触型変位計の機械的誤差およびヒステリシス特性の影響は免れなかった。そこで、これらの誤差の要因を取り除くために、非接触型変位計および荷重計を三軸セル内に取付け、供試体近くでの計測を可能にした。また、従来軸圧が圧縮側の片振り試験であったのが、ピストンと供試体のキャップとを剛結することにより両振り試験もできるようになり、種々の主応力比について調査が可能になった。

3.2 試験方法

はじめに豊浦標準砂により予備実験を行った。標準砂は重量を6等分し、一層毎にハンドバイブレーターで締め固めた。粗粒材料については、現在東北地方建設局が阿武隈川水系白石川に建設中のセキ宿ダムから採取した。材料は、石英安山岩の貫入岩体で物理的性質は表-1に示す。

供試体は、直径 $\phi 30\text{cm} \times$ 高さ $h 60\text{cm}$ で重量 33kgf ・全負荷打撃数 950打/分 の電動ランマーにより全体を6層に分けて締め固め、相対密度 85% の供試体を作製した。図-1に試料の粒度分布を示す。

表-1 試料の物理的性質

項目	ロ ッ フ 材 (ありや山)	
	R - 7	R - 12
最大粒径	0.84 ~ 35.1 mm	0.42 ~ 3.5 mm
平均粒径	7	12
最大間隙比	0.775	0.735
最小間隙比	0.369	0.327
含水比率	2.573	2.575
含水比	2.11	2.23

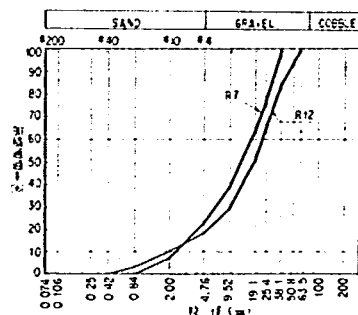


図-1 粒度分布曲線

均等係数12の材料は、試験機改良前に七ヶ宿ダムロック材の繰返し三軸試験を実施しており、その際の粒度分布を採用している。また、均等係数7の材料については、大型多目的三軸試験($\phi 40\text{cm} \times h 80\text{cm}$)結果との比較のためこの粒度分布を用いた。

試験はまず小さい方の拘束圧から始め、その拘束圧で一定時間圧密を行い、その後繰返し軸荷重を与えた。試験は、応力制御でひずみが 1×10^{-3} 近くに達したなら次の拘束圧段階へと進んだ。

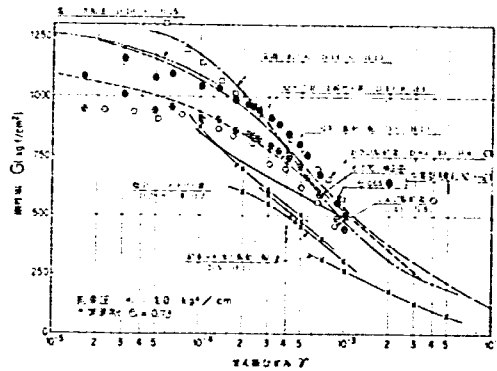


図-2 本試験と他の研究による剛性率Gのひずみ依存性の比較

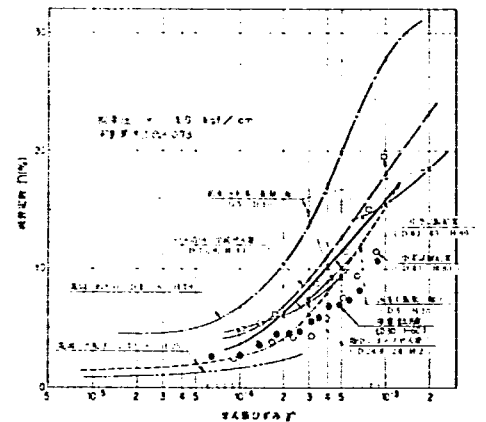


図-3 本試験と他の研究による減衰定数hのひずみ依存性の比較

4. 試験結果

4.1 改良前後の比較

豊浦標準砂による試験機改良後の剛性率、減衰定数についてひずみ依存曲線を図-2に示す。図中には標準砂を用いた既往の研究も示してあり、拘束圧 1.0kgf/cm^2 ・初期間隙比 0.73 で整理してある。標準砂による予備試験結果は従来の研究(特に国生らの結果)に良く合っている。減衰定数については(図-3参照)、 5×10^{-4} 以上のひずみ領域では、従来の研究よりも小さめになっているが、試験値の増加の程度は他の研究と同様の傾向にある。剛性率・減衰定数ともに定性的には従来の研究に一致しており、本三軸試験機の精度は保たれていると言えよう。

図-4は改良前後の剛性率~ひずみの関係を示している。主応力比 $\sigma_1/\sigma_3=2$ で平均主応力は $1.3, 2.0, 4.0\text{kgf/cm}^2$ の3段階である。白抜きは改良後の中塗り、改良前の試験結果である。 5×10^{-5} 以上のひずみにおいて両者の剛性率~ひずみ依存曲線は一致しており、今回の改良によって微小ひずみ領域の剛性率が得られるようになった。一方減衰定数については、図-5に示すように大きな相違が見られ、改良前の値は改良後の値よりも全体的に大きめである。これは、測定計器を

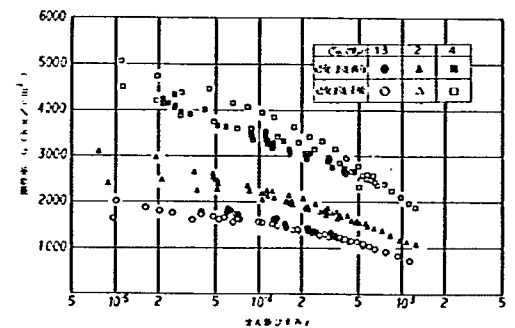


図-4 改良前後の剛性率の比較

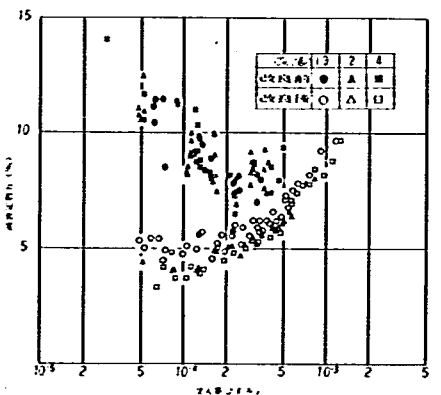


図-5 改良前後の減衰定数の比較

三軸セル内に取付けたことにより、がた・摩擦といった機械的誤差が排除され、変位や荷重伝達の損失が軽減されたためと考えられる。但し今回の改良により減衰定数はひずみの増大に伴い大きくなってはいるが、拘束圧については減衰定数は剛性率ほどには依存性が表われていない。

4.2 試験値の再現性

試験値の再現性は、剛性率では(図-6参照)大きな拘束圧で若干のずれが現われているが、全体的には一致していると考えられる。減衰定数(図-7参照)は再現性が良くはなくひずみの増大とともに帯状に増加する傾向にある。しかしながら1供試体の減衰に着目すれば、拘束圧の増加とともにひずみ依存曲線が下方へシフトしており、国生らの豊浦町による結果と一致している。

4.3 供試体寸法の相違による影響

寸法 $\phi 40\text{cm} \times h 80\text{cm}$ の供試体を用いた三軸試験結果との比較を示したのが図-8, 9である。使用した材料は何れも均等係数7, 最大粒径38.1mmの同一材料である。剛性率のひずみ依存曲線は、 5×10^{-5} 以上のひずみ領域では供試体寸法に依らず一致している。減衰定数はばらつきがあり、帯状の分布となっているが、ひずみ依存の傾向は何れも同様である。同一材料を用いた場合、供試体寸法の相違による影響はないと言えよう。

4.4 ひずみ・拘束圧の影響

剛性率～ひずみ曲線は図-6に示したように微小ひずみになるに従って、ある値へ収束する傾向が得られるようになった。図-10は4供試体について平均主応力 $\sigma_m = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ に着目し、 G_0 (ひずみが非常に小さいときの剛性率)で除した G (剛性率)で示してある。また図中の曲線は、Hardin²⁾が提案した双曲線関数に依っている。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}}$$

ここで γ_r は γ (ひずみ)が非常に小さいときの G であり、

実用上 $\gamma = 1 \times 10^{-6}$ のときの G と考えてよく、 $1/G \sim \gamma$ (双曲線関数を $1/G = 1/(G_0 \cdot \gamma_r) \cdot \gamma + 1/G_0$ に変形)に直線をあてはめ、直線の γ 切片の値から求めた。また規準ひずみ γ_r は直線の勾配から G_0

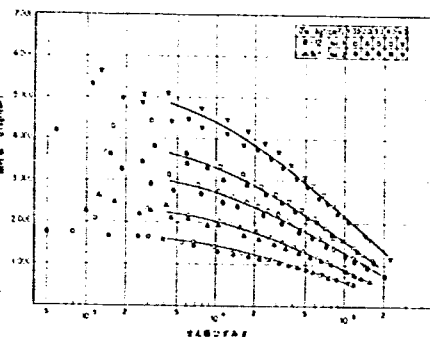


図-6 剛性率～せん断ひずみ

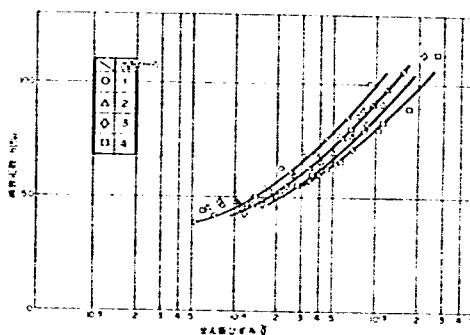


図-7 減衰定数～せん断ひずみ

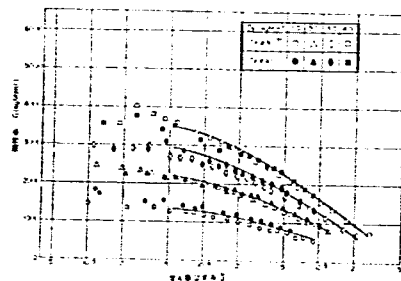


図-8 剛性率～せん断ひずみ ($\phi 30$, $\phi 40$)

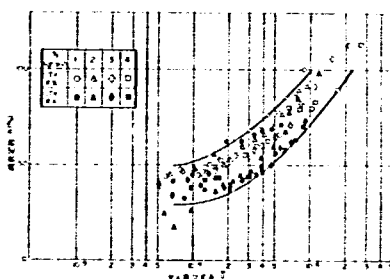


図-9 減衰定数～せん断ひずみ ($\phi 30$, $\phi 40$)

を用いて求めた。図により G/G_0 は、 5×10^{-4} 以上のひずみでは、低下の状況が Hardin・Drnevich の式に一致していることがわかる。

同一の間隙比に対する G と平均主応力 σ_m の関係は図-11に示すようにほぼ直線関係にあり、ひずみの増加に伴い傾きは増加してゆくことがわかる。

また、標準砂と粗粒材料について $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線を比較したのが図-12であるが、粗粒材はひずみの増加に伴う減少の割合が標準砂に比べて大きいことがわかった。

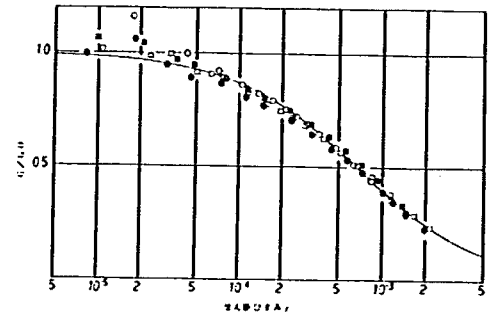


図-10 $G/G_0 \sim \gamma$ ($\gamma_m = 3$)

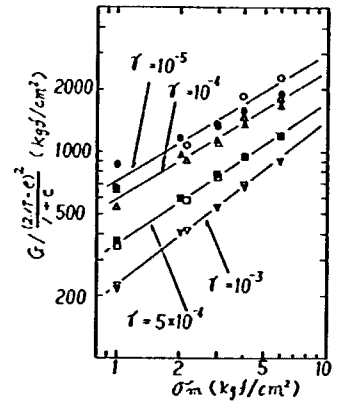


図-11 G と σ_m との関係

5. まとめ

荷重・変位計を三軸セル内に設置した結果、

- 1) 剛性率は 5×10^{-5} 以下のひずみ領域でも得られるようになり、
- 2) 減衰定数は、 5×10^{-5} 以上のひずみ領域において、ひずみの増加に伴い増加し、1供試体に着目すれば僅かながら拘束圧の依存性が見られるようになった。

この他にも粗粒材料の動的物性値について以下のことが分かった。

- 3) 剛性率の供試体寸法の相違 ($\phi 30 \times h 60$ と $\phi 40 \times h 80$) による影響はない。
- 4) G/G_0 は 5×10^{-5} 以上のひずみでは、低下の割合が Hardin・Drnevich の式と一致した。
- 5) 平均主応力の増加に伴い剛性率は大きくなり、ひずみレベルが大きいほど増加の割合も大きくなる。

<参考文献>

- 1) 大岡弘・伊藤幸爾郎：乾燥砂と正規圧密粘土を用いた動的一斉試験結果，日米天然会議 耐風耐震構造専門部会，第11回 合同部会，1979
- 2) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. : Shear modulus damping in soils, Design equations and curves, Jour. SMFD, Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692, 1972
- 3) 松本徳久・安田成夫・境野典夫：大型繰返し三軸試験機を用いた粗粒材料の動的物性試験，土木研究所資料，第2146号，1984-11
- 4) 飯田隆一・松本徳久ら：ロック材の大型動的変形特性試験，日米天然会議 耐風耐震構造専門部会，第16回 合同部会，ワシントン D.C. 1984

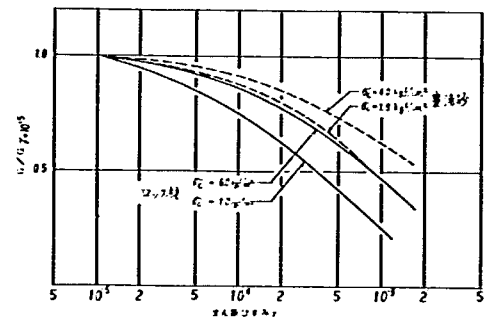


図-12 標準砂とロック材の比較

橋梁取付盛土の地震時被害に関する調査

土工質研究室 森下 義

1. まえがき

過去の大地震のときに道路盛土、河川堤防、アースダム等の土構造物は沈下、クラック、崩壊などの被害を受けている。本報告はこのような土構造物の被害のうち、昭和58年5月26日に発生した日本海中部地震によって生じた道路盛土の橋梁取付部（以後、橋梁取付盛土という）の被害の特徴と被害に対する各種の要因の影響についてとりまとめたものである。橋梁取付盛土は橋台や翼壁等の剛な構造物と、柔な構造物である盛土が接合しているために、地震時に盛土と橋台との段差が生じやすいという特徴を有している。

2. 調査目的

本調査の目的は橋梁取付盛土の地震時被害に影響のある要因を見出し、それらの要因を分析して橋梁取付盛土の地震時沈下量の予測手法を作成し、地震時沈下の防止対策を立てるための基礎資料を得ることである。

3. 調査方法

3.1 調査対象

本調査の対象は青森県と秋田県内にあり一般国道、主要地方道、一般県道の橋長15m以上の橋梁への取付盛土で、盛土の高さが1m以上のもの全数とした。即ち今回の地震による被害の有無に係わらず、上の条件に当てはまる橋梁取付盛土の全数を調査した。

3.2 調査内容

建設省東北地方建設局青森・能代・秋田の各工事事務所、青森、秋田の両県に本県道路局道路防災対策室より調査を依頼した。調査票を昭和58年6月末に発生し、8月末に回収した。回収した調査票で不明の項目について昭和59年度に追加調査を行った。

調査項目は盛土の性状に関するもの（盛土の高さ、盛土の土質など）、地盤の性状に関するもの（微地形分類、地盤の土質、地下水位など）、橋台に関するもの、被害のあった地点では被害の形態を調査した。なお1つの橋梁の両側に取付盛土がある場合は2地点と数えている。

4. 調査結果

4.1 調査結果の概要

調査地点数を表1に示す。ここに次のいずれかの条件に当てはまる地点を被害有りとした。

- ① 盛土天端の最大沈下量が5cm以上、あるいは幅5cm以上のクラックが生じたもの。
- ② 盛土のり面が崩壊したもの、あるいは

表1 調査地点数

機関	A 被害無し	B 被害有り	A+B 合計	B/(A+B) 被害率(%)
建設省工事事務所	120	0	120	0.0
秋田工事事務所	100	3	103	2.9
能代工事事務所	56	4	60	6.7
建設省 小計	276	7	283	2.5
秋田県	991	35	1026	3.4
青森県	309	55	364	15.1
計	1576	97	1673	5.8

幅5cm以上のクラックが生じたもの。

- ③ 盛土を構成する擁壁がはらみ出したり倒壊したものの、あるいは幅1cm以上のクラックが生じたもの。

表1によると、全調査地点数は1673地点でありその内97地点で被害があったので、全体の被害率は5.8%である。なお、以後用いる橋梁取付盛土の被害率（以下では単に被害率と称する）を式1のように定義する。

$$\text{橋梁取付盛土の被害率} = \frac{\text{被害のあった地点数}}{\text{橋梁取付盛土の全数}} \quad \text{----(式1)}$$

被害を受けた盛土の横断方向と縦断方向の被害形態をパターン分類すると表2、3になる。表2より横断方向の被害形態は路面の様な沈下が最も多く、通行不能となる車道の全面崩壊は11地点であった。縦断方向のパターン分類はクラックのみの被害を除いた85地点について分類した。表3より縦断方向の被害パターンは橋台と盛土の相対的な沈下量の差により、7生じる段差沈下が多く発生している。

4.2 各種の要因と橋梁取付盛土の被害率の関係

各調査地点の震央距離と被害率の関係を図1に示す。今回の調査地点の震央距離は80kmから240kmの間にあり、被害の生じた地点の震央距離の最大は219kmであった。図1より震央距離が170km以上の地点では被害率が5%以下になっており、今回の地震では震央距離が170km以内の地域において橋梁取付盛土に多くの被害が発生したといえる。

盛土の高さと被害率の関係を図2に示す。図2より盛土の高さが2m以上/2m未満の地点では被害率は大概5%程度であるが、2m未満の地点では10.2%と被害率が高く、1/2m以上の地点では被害率は0%であった。

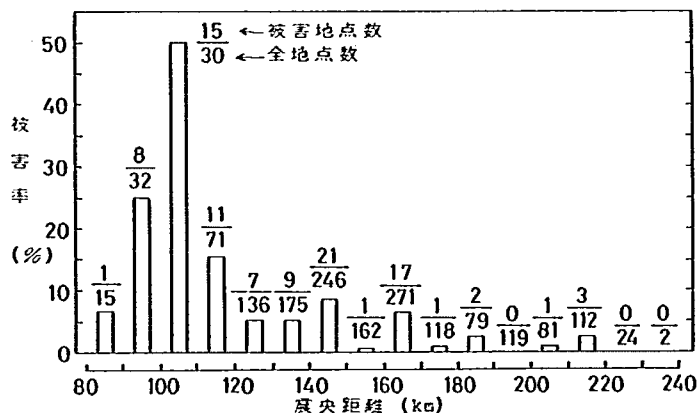


図1 震央距離と被害率

表2 横断面被災パターン

横断面被災パターン	被災地点数
路面、法面、擁壁のみクラック	12
路面一様沈下	44
法面のみ沈下、破損	2
車道を含む沈下、破損	4
車道全面崩壊	11
不明	24

表3 縦断面被災パターン

縦断面被災パターン	被災地点数
段差が生じた	33
すりつき沈下	17
不明	35

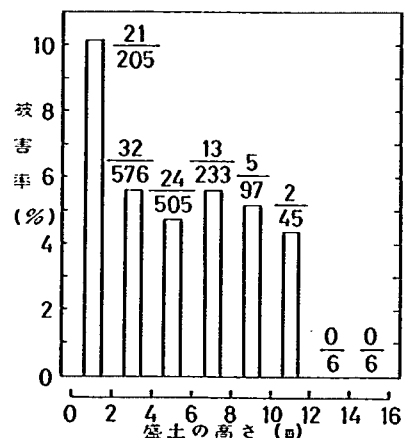


図2 盛土の高さと被害率

盛土のり面の勾配と被害率の関係を図3に示す。盛土のり面の勾配は盛土の左右を別に分類した後図に合せて表示した。図3より、り面勾配が0.3割以上2割未満の地点では被害率は全略6%以下であるが、0.3割未満と2割以上の地点では被害率が高く、なっている。

盛土の土質と被害率の関係を図4に示す。図4より盛土の土質を粒径によって分類すると、粒径が小さくなると被害率が高くなる。

盛土の基礎地盤の主な土質と被害率の関係を図5に示す。基礎地盤が岩盤の地点は図中の礫粒土に分類した。図5より高有機質土の地盤では特に被害率が高い。

微地形分類と被害率の関係を図6に示す。微地形分類は国土地理院による「治水地形分類図」にある地点はこの図を用い、この図に無い地点は経済企画庁による「土地分類図」を用いて全地点を10種類に分けた。図6より干拓地、湿地・旧湿地、氾濫平野、旧河道・旧落堀の地点は被害率が高くなっている。これらの地形は通常軟弱地盤と呼ばれており、過去の地震においても盛土構造物に被害が多発している。また砂丘での被害率が高いが、これは今回の地震被害における地形的な特徴を表わしていると考えられる。

盛土の基礎地盤の軟弱層の厚さと被害率の関係を図7に示す。軟弱層の厚さは橋台の建設時に行われた標準貫入試験の結果から次のように定義した。

軟弱層の厚さD：地盤面から深さ10m以内におけるN値10以下の地層の厚さの総計(単位m)

図7より軟弱層の厚さが4m以上の地点では被害率が10%を越しており、基礎地盤が軟弱な盛土は地震時に多くの被害が発生すると予想される。

盛土に暗渠、カルバートなどの横断構造物の有る盛土と無い盛土に分けた場合の被害率を表4に示す。表4より横断構造物の有る地点では被害率が高くなっているが、このような傾向は橋梁取付盛土以外の一般的盛土においても同様である。

橋台の基礎の種類と被害率の関係を表5に示す。表5より直接基礎では被害率が低い。杭とケーソン基礎では被害率が高い。これは橋台の基礎型式が盛土の基礎地盤の強度に

表4 横断構造物の有無と被害率

横断構造物の有無	全数	被害地点数	被害率(%)
有	20	7	35.0
無	1653	90	5.4

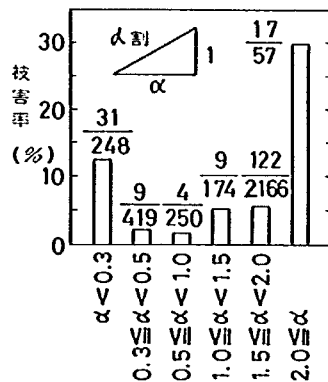


図3 盛土のり面の勾配と被害率

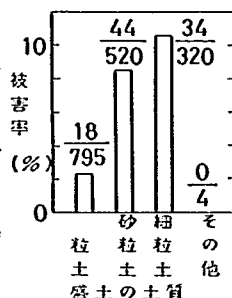


図4 盛土の土質と被害率

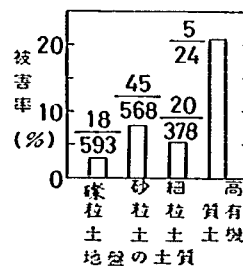


図5 地盤の土質と被害率

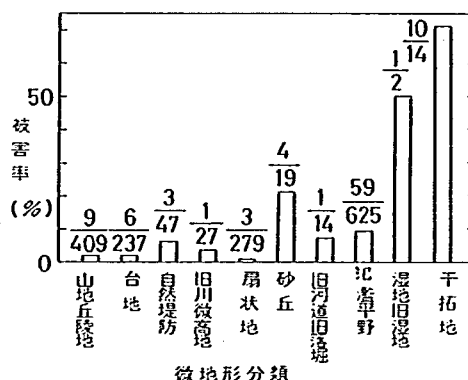


図6 微地形分類と被害率

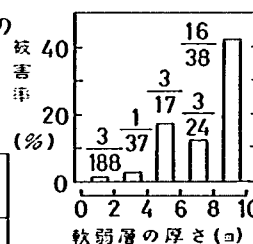


図7 軟弱層の厚さと被害率

よ、て選択されるためと考えられる。

4.3 橋梁取付盛土の沈下被害

橋梁取付盛土の地震時被害の大きさを表わす尺度として盛土天端の最大沈下量が上げられる。図8に沈下量と盛土の高さの関係を示す。今回の調査地点における最大沈下量は80cmであった。図8より沈下量 δ が盛土の高さ H の10%以下のものが全体の約90%であり、 δ/H が20%を越えた地点は1件のみであった。

表6は踏掛版による橋梁取付盛土の地震時沈下防止効果を示している。踏掛版とは図9に示すような鉄筋コンクリート版で、盛土部分の沈下によって生じる橋台と盛土の間の段差をすりつけるために設置されている。表6より踏掛版の有る地点と無い地点に分けた場合、橋台近くの車道での沈下発生率は大差無いが踏掛版のある盛土で交通不能となるような段差が生じた地点は無かった。このことから、踏掛版は橋梁取付盛土の地震直後の交通確保に有効であると言える。

5. まとめ

調査結果をまとめると

① 橋梁取付盛土に多くの被害が見られた範囲は震央距離が170km以内の地域であった。

② 橋梁取付盛土の被害率と軟地型分類の関係を見ると通常軟弱地盤と呼ばれる地点において被害率が高くなっている。また盛土の基礎地盤の軟弱層が厚い地点では被害率が高い。

③ 横断構造物の有る盛土は無い盛土に比べて被害率が高い。また橋台の基礎が杭とケーソン基礎の地点では被害率が高い。

④ 盛土の沈下量が盛土の高さの10%以下の地点は沈下の被害が生じた全地点の約90%を占めている。

⑤ 橋梁取付盛土の地震直後の交通を確保するために踏掛版が有効であることが認められた。

本報告は当初の調査目的のうち、橋梁取付盛土の地震時被害に影響のある要因を見出すまでにとどめた。今後は複数の質的データ、数量データについて要因分析を行い、橋梁取付盛土の地震時沈下量の予測式を求め、日本海中部地震以外の地震被害についても予測式の妥当性を検証したいと考えている。

謝辞 地震後の工構造物の被害調査を行うに当たって多大の御協力をいただいた建設省道路局道路防災対策室、東北地方建設局企画部、道路部、青森工事事務所、能代工事事務所、秋田工事事務所、青森県、秋田県の関係各位に心から感謝の意を表す。

表5 橋台の基礎の種類と被害率

橋台の基礎	全数	被害地点数	被害率(%)
直接	907	19	2.1
杭	522	51	9.8
ケーソン	10	1	10.0
不明	234	26	11.1

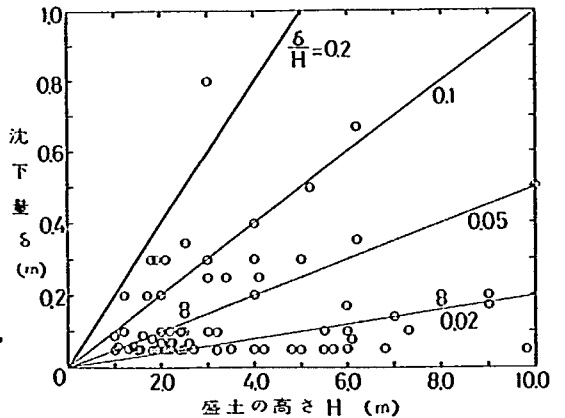


図8 沈下量と盛土の高さ

表6 踏掛版による地震時沈下防止効果

踏掛版の有無	全数	車道に沈下を生じた地点数	沈下発生率(%)
有	55	2	3.6
無	1607	79	4.9
不明	11	4	36.4

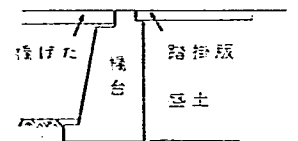


図9 踏掛版の概念図

地震時地盤ひずみの解析

振動研究室 田村敬一

1. はじめに

応答変位法に基づく地中構造物の耐震設計では、地震時に地盤に生じる変形を正しく評価することが重要である。従来、地盤ひずみのうち鉛直面内のせん断ひずみに関しては、地中地震観測やせん断波の多重反射理論に基づく解析により詳細な検討が加えられてきているが、地中構造物の耐震設計上重要な水平面内の伸縮ひずみおよびせん断ひずみに関しては、実測資料が皆無であったこと等からほとんど研究されていないのが実情である。本小文は、以上のような観点から、土木研究所構内の三次元同時地震観測（図1参照）による記録をもとに、地震時の地盤ひずみを試算し、これと地盤の速度との関係について検討した結果を報告するものである。

2. 地盤ひずみの計算法¹⁾

地盤ひずみの計算には地震動の変位が必要であるが、観測では加速度記録が得られるため、これを以下のようにならび積分して変位を求めた。すなわち、観測された加速度記録を $a(t)$ とすれば、そのフーリエ変換 $F_a(f)$ は次式で与えられる。

$$F_a(f) = \int_{-\infty}^{\infty} a(t) e^{-i2\pi ft} dt \quad (1)$$

これに強震計の特性を補正するためのフィルター $F_c(f)$ を見込むと、変位 $d(t)$ は次のように求められる。

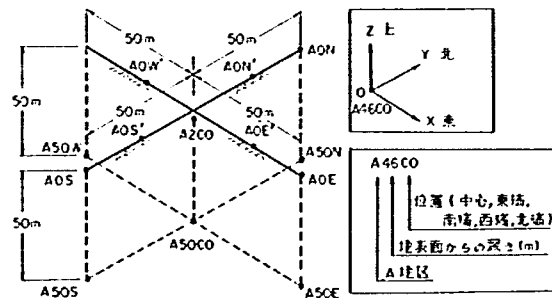
$$d(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{F_a(f)}{-4\pi^2 f^2} e^{i2\pi ft} df \quad (2)$$

ここで、

$$F(f) = F_a(f) \cdot F_c(f) \quad (3)$$

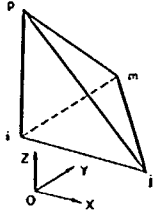
$$F_c(f) = \begin{cases} 0 & f < f_{L1} \\ \frac{f - f_{L1}}{f_{H1} - f_{L1}} \cdot \frac{\exp\{\phi(f)\}}{R(f)} & f_{L1} \leq f \leq f_{H1} \\ \frac{\exp\{\phi(f)\}}{R(f)} & f_{H1} < f < f_{L2} \\ \frac{f_{L2} - f}{f_{L2} - f_{H2}} \cdot \frac{\exp\{\phi(f)\}}{R(f)} & f_{L2} \leq f \leq f_{H2} \\ 0 & f_{H2} < f \end{cases} \quad (4)$$

ここで、 f_{L1} および f_{L2} は、それぞれ、低振動数側および高振動数側の遮断振動数であり、また、 f_{H1} および f_{H2} は、それぞれ、 f_{L1} および f_{L2} に対応する補正フィルター倍率が0となる振動数である。本解析では、 $f_{L1} = 1/5$ (Hz), $f_{L2} = 1/6$ (Hz), $f_{H1} = 20$ (Hz), $f_{H2} = 21$ (Hz) とした。また、 $R(f)$ および $\phi(f)$ は、それぞれ、強震計の振幅特性および位相特性の補正関数である。



式(2)により、時刻の同時性を有する変位が求め 図1 三次元同時地震観測点の配置 (A地E)

られれば、地盤中に生じるひずみを以下のように求めることができる。すなわち、いま、図2に示すようにXYZ座標系をとり、i, j, m, Pの4点から構成される四面体を考え、4点でのX, Y, Z方向の変位がそれぞれ与えられているものとする。ここで、四面体内の変位 $u(x)$, $v(x)$, $w(x)$ と次式のようにX, Y, Zの1次関数で仮定する。



(5) 図2 4観測点から構成される四面体

$$\begin{pmatrix} u \\ v \\ w \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} a_4 & a_5 & a_6 \\ a_7 & a_8 & a_9 \\ a_{10} & a_{11} & a_{12} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x \\ y \\ z \end{pmatrix}$$

$a_i (i=1 \sim 12)$ は未定定数であるが、4点の座標を与えらることにより定めることができ、式(5)は次のように変形される。

$$\begin{pmatrix} u \\ v \\ w \end{pmatrix} = \frac{1}{\delta V} \begin{pmatrix} u_i & u_j & u_m & u_P \\ v_i & v_j & v_m & v_P \\ w_i & w_j & w_m & w_P \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_i + b_i x + c_i y + d_i z \\ a_j + b_j x + c_j y + d_j z \\ a_m + b_m x + c_m y + d_m z \\ a_P + b_P x + c_P y + d_P z \end{pmatrix} \quad (6)$$

ここで、 a_i, b_i, c_i, d_i は、 x_k, y_k, z_k と点($k=i, j, m, P$)のX, Y, Z座標として次式で与えられる。

$$a_i = \begin{vmatrix} x_j & y_j & z_j \\ x_m & y_m & z_m \\ x_P & y_P & z_P \end{vmatrix} \quad b_i = - \begin{vmatrix} 1 & y_j & z_j \\ 1 & y_m & z_m \\ 1 & y_P & z_P \end{vmatrix} \quad c_i = - \begin{vmatrix} x_j & 1 & z_j \\ x_m & 1 & z_m \\ x_P & 1 & z_P \end{vmatrix} \quad d_i = - \begin{vmatrix} x_j & y_j & 1 \\ x_m & y_m & 1 \\ x_P & y_P & 1 \end{vmatrix} \quad (7)$$

他の定数 b_k, c_k, d_k ($k=j, m, P$)は、j, m, Pの順に添字を変化させることにより求められる。また、 δV は次式で与えられる。

$$\delta V = \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i & z_i \\ 1 & x_j & y_j & z_j \\ 1 & x_m & y_m & z_m \\ 1 & x_P & y_P & z_P \end{vmatrix} \quad (8)$$

地盤ひずみ $\{\varepsilon\}$ は、次のように定義される。

$$\{\varepsilon\} = \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \end{pmatrix} \quad (9)$$

したがって、 $\{\varepsilon\}$ は式(6)と式(9)に代入することにより求められる。なお、 $\{\varepsilon\}$ は、式(5)のように変位を座標の1次関数で表わしているため、i, j, m, Pの4点から構成される四面体内では一定となり、この意味では、本解析で求められるひずみは四面体内の平均的なひずみに相当する。

3. 地盤ひずみの試算

以上の手法により、土木研究所構内の三次元同時地震観測記録とともに、地震時に地盤に生じるひずみを計算した。計算に用いた記録は、昭和59年3月現庄までで得られている合計45記録であり、表1に示すように、マグニチュード6以上の比較的規模の大きい地震による記録も6例含まれている。

地盤ひずみは、地表面下50m付近のひずみ(下部ひずみ)と地表面付近のひずみ(上部ひずみ)の2種類に分けて計算した。下部ひずみの計算においては、図3(a)に示すように、A2CO, A46CO, A50E, A50N, A50W, A50Sの6点をもとに4個の四面体を想定した。上部ひずみの計算においても同様に図3(b)に示す4個の四面体を想定した。このようにして求めた地盤ひずみの一例としてEQ-28の場合について、A2CO, A46CO, A50E, A50Nの4点から計算された下部ひずみの波形およびこのもととなった加速度記録の一例としてA2CO点の波形を、それぞれ、図4および図5に示す。これによれば、地盤ひずみの最大値は、東西方向の伸縮ひずみ ϵ_x では 34.7×10^{-6} 、南北方向の伸縮ひずみ ϵ_y では 30.0×10^{-6} 、水平面内のせん断ひずみ γ_{xy} では 48.9×10^{-6} である。これらの値は、現在までに土木研究所構内で得られている地盤ひずみ(下部ひずみ)としては大きなものに属する。

4. 地盤ひずみと速度の関係

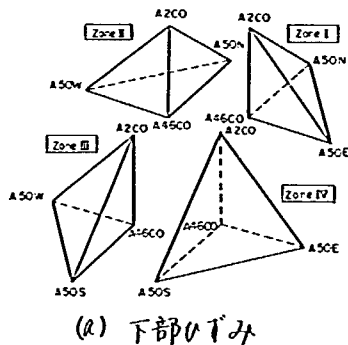
地盤ひずみと地盤の応答との関係を検討するために、いま、座標軸スに沿って波動が速度 V で伝播するものと仮定する。波動の変位振幅を $d(x, z)$ とすれば、時間微分と空間微分の互換性により伸縮ひずみ ϵ_x は次のように表される。

$$\epsilon_x = \frac{\partial d}{\partial x} = -\frac{1}{V} \frac{\partial d}{\partial t} = -\frac{v}{V} \quad (10)$$

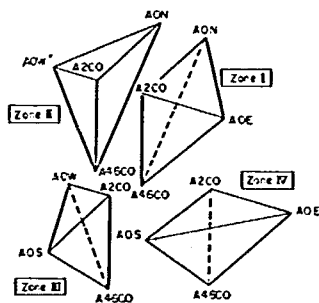
したがって、ひずみ ϵ_x は速度 v に比例することになる。

表1 観測記録例(マグニチュード6以上)

記録No.	発生年月日	震源	深さ (km)	震源距離 (km)	M
EQ-10	1980.6.29	伊豆半島東方沖	10	154	6.7
EQ-13	1980.9.25	千葉県中部	80	89	6.1
EQ-22	1982.7.23	茨城県沖	30	169	7.0
EQ-28	1983.2.27	茨城県南部	72	22	6.0
EQ-39	1984.1.1	東海道伊豆沖	400	425	7.4
EQ-45	1984.3.6	鳥島近海	460	745	7.9



(a) 下部ひずみ



(b) 上部ひずみ

図3 地盤ひずみ計算用の四面体

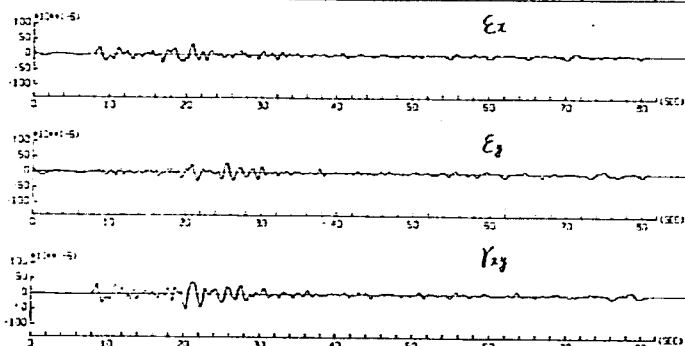


図4 下部ひずみの試算例(EQ-28)

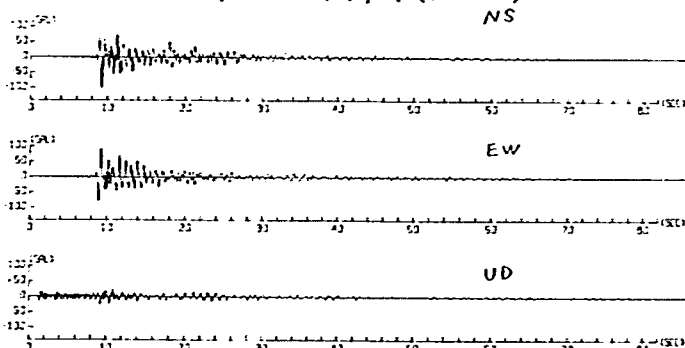


図5 図4のもととなったA2CO点の加速度波形(EQ-28)

同様の関係は他のひずみ成分についても成り立つ。本解析では、ひずみとしては、下部ひずみおよび上部ひずみのそれぞれに対して、図3に示した4個の四面体におけるひずみの最大値と平均した値を用いる。また、速度としては、下部ひずみの場合にはA460点、上部ひずみの場合にはA260点における最大速度を用いるものとして、最大ひずみと最大速度との関係と求めると図6に示すようになる。ただし、ここでは紙面の都合上、下部ひずみに対する結果のみを示した。図6より、ひずみと速度の間には多少のばらつきが認められるが、最小二乗法により、下部ひずみについて、最大ひずみと最大速度との関係と求めると次のようになる。

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= 13.3 \times V^{0.427} \times 10^{-6} \quad (V = V_{EW}^{A460}) \\ \epsilon_y &= 14.7 \times V^{0.553} \times 10^{-6} \quad (V = V_{NS}^{A460}) \\ \gamma_{xy} &= 19.5 \times V^{0.531} \times 10^{-6} \quad (V = \frac{V_{EW}^{A460} + V_{NS}^{A460}}{2}) \end{aligned} \quad (11)$$

同様にして、上部ひずみについて、最大ひずみと最大速度の関係と求めると次のようになる。

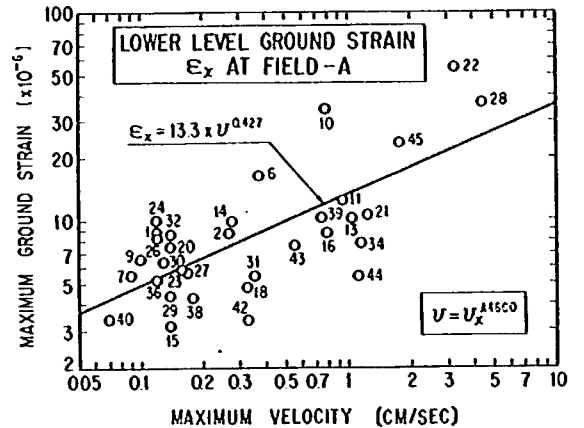
$$\begin{aligned} \epsilon_x &= 20.1 \times V^{0.817} \times 10^{-6} \quad (V = V_{EW}^{A260}) \\ \epsilon_y &= 16.8 \times V^{0.878} \times 10^{-6} \quad (V = V_{NS}^{A260}) \\ \gamma_{xy} &= 23.9 \times V^{0.911} \times 10^{-6} \quad (V = \frac{V_{EW}^{A260} + V_{NS}^{A260}}{2}) \end{aligned} \quad (12)$$

5. まとめ

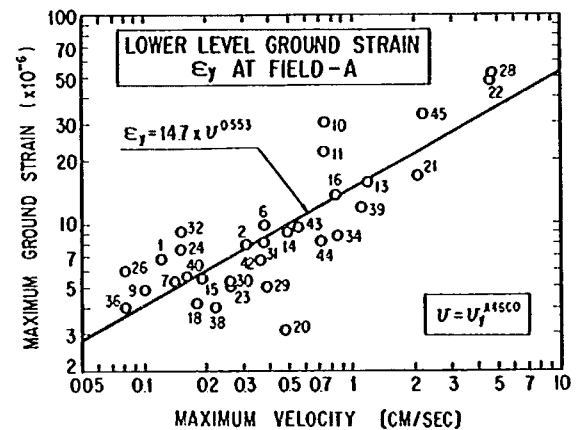
地震時に地盤に生じるひずみの大きさを計算し、最大ひずみと地震動の最大速度との関係式を求めた。この結果と用いれば、既往の強震観測記録の統計解析から得られる最大速度の推定式と結びつけることにより、地盤のひずみレベルを推定することが可能となる。ただし、現在までのところ、ひずみレベルの大きい記録が少ないため、今後の記録の蓄積が必要である。

参考文献

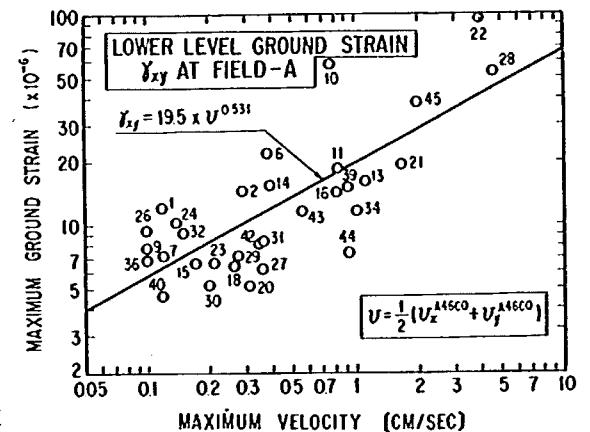
- 1) 大久保忠良、荒川直士、川島一彦：地震時の地盤ひずみの解析、土木技術資料、第24巻、第11号、昭和57年11月
- 2) 建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法（その4）、土木研究所資料、第1993号、昭和58年3月



(a) 伸縮ひずみ ϵ_x



(b) 伸縮ひずみ ϵ_y



(c) せん断ひずみ γ_{xy}

図6 最大ひずみと最大速度の関係（下部ひずみ）

1. はじめに

工本研究所が保有する各種の実験設備は、研究業務の性格上、長期間の休止、あるいは短期間における集中的使用など不規則な稼働をすることが多い。管理面から見るとこれは好ましい状態とは言えないが、ともあれ円滑なる研究業務の遂行を計る上で、実験設備は常に本来の機能を発揮できるように維持しなければならない。これらの実験設備は、筑波移転時に導入したものが多く、既に5年を経過しているものがほとんどである。導入直後の初期故障は比較的軽微なものであったが、経過年数とともに、主として油圧機器類に大きな故障が顕著に現われてきた。故障内容を見ると、使用時間の経過に伴う摩耗・劣化等によるものの他に、管理上の不備によると考えられるものもある。これらを改善するためには、効果的な対応策を早急に確立する必要がある。

本報告は、代表的な2件の故障例を紹介し、維持管理に必要な留意点を整理したものであり、類似する他の実験設備に対して今後の参考に供するものである。

2. 故障事例

2.1 疲労試験機(150 $\times$ 200 $\times$) (昭和53年10月完成)

1) 設備の概要

橋梁等の構造部材の繰返し荷重に対する耐荷力を確認するための電気油圧式の試験機である。荷重：静的 $\pm 250t$ 、動的 $\pm 200t$ 、ストローク：150 mm (全310 mm)、繰返し速度：0 $\sim$ 10 Hz
制御方式：荷重・変位・ひずみ、波形：正弦波・三角波・台形波・矩形波・ランダム波

2) 故障状況

昭和58年9月(稼働累計15,160 h)の保守点検中、油圧系統(図-1参照)において作動油が白濁しているのを発見した。これは表-1に示すように水分混入によるものであり、調査の結果、オイルクーラーの故障が発見された。

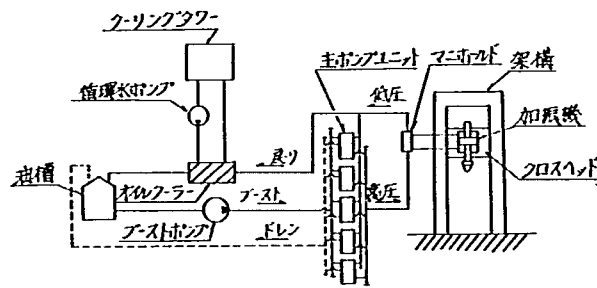


図-1 油圧系統図

3) 故障原因

オイルクーラーの管板とバフプレートを支持しているタイロッドは、溶接で接合されているが、長期使用により水室側管板の腐食が進み溶接箇所にも及んだため、タイロッドと管板の隙間を通して油室側へ水が入ったものと推測された(図-2参照)。溶接上の問題も考えられたが、第1の原因は著しい腐食進行であり、次のような腐食促進要

採油箇所	水分 PPM
油槽内	600
加振機の手前	497
参考 正 常 油	40 $\sim$ 100

表-1 作動油分析結果

因が推定された。

- (1) 冷却水の塵埃等汚染物質を含んだ状態での循環使用による腐食成分の濃縮化。
 - (2) 銅管と管板(S.S41)という異種金属による異常電食の進行。
- 4) 二次的故障の発生

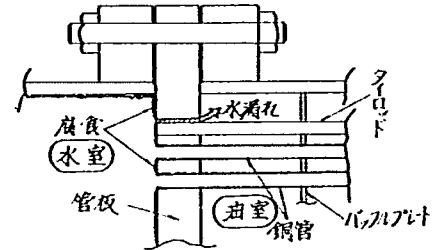


図-2 オイルクーラー部分詳細図

作動油に水が混入したことにより、スラッジの発生と錆の発生につながり、その結果として下記の故障を誘発した。

- (1) 油圧ポンプ(5ユニット×2台)の回転部構成部品に傷・割れを生じた。
 - (2) クロスヘッド固定用の油圧シリンダ(鉛直用2台、水平用16台)の関節部に傷を生じた。
- 5) 故障対策

故障箇所の復旧とともに、下記の対策を実施した。

- (1) オイルクーラーの水室壁面の塗装(タールエポキシ樹脂塗料)と、管板の銅管取付面へのシール材(シリコン)の塗布。
- (2) オイルクーラーの水室への防食材(マグネシウム)の取付。
- (3) フーリングタワー及びフィルター等循環水系統の洗浄と、循環水への防錆・防藻剤の添加。
- (4) 試験機起動時における油圧ポンプと循環水ポンプの運転順序変更。

これは、試験機稼働中のオイルクーラーの油圧は水圧より高いが、循環水ポンプが先に起動するようになっているため、万一このような故障が再発しても被害を最小限に押えるために行うものである。

- (5) 作動油管理の強化。

2.2 振動実験設備(昭和55年4月完成)

1) 設備の概要

任意波形による二軸加振を行い、模型の振動性状、破壊状況を調べるための電気油圧式の設備である。振動台の大きさ:長さ4m×幅4m,最大載荷量:40t,加振方向:水平・垂直二軸同時加振,最大加振力:水平59tG,垂直108tG,ストローク:水平100mm,垂直100mm
周波数:0~40Hz,

2) 故障状況

昭和58年4月(稼働累計1,937h)の実験中、下記の故障現象を生じた。

- (1) 入力信号「0」でも振動台テーブルが水平方向に2~3mm,鉛直方向に2~5mm,0.2~3Hzで動く。
- (2) 水平方向を加振停止しても約2Hz,50~100galでテーブルが動き続ける。
- (3) 水平方向2Hz,20galのバースト波形入力を入れるとテーブルが発振する。
- (4) 5Hz以上で加振すると加速度波形が乱れる。

3) 故障原因

振動台テーブルを取り外し、加振機単体を調査した結果、下記の理由によりサーボ弁の不良と推測された。

(1) サーボ弁のゼロ点の狂いが当初設定値1%に対して大きい。(表-2参照)

(2) サーボ弁のメインスプールに傷があり、端部が約0.2mm摩擦している。(図-3参照)

サーボ弁の不良は、摺動部であるメインスプールが、表-3に示すとおりの作動油が汚染されたことによる油中のコンタミネーションにより劣化したものと考えられた。

区分	加振機	測定値
水平方向	X ₁	23.2%
	X ₂	39.2
鉛直方向	Z ₁	2.0
	Z ₂	12.0
	Z ₃	8.0
	Z ₄	18.8

表-2 サーボ弁のゼロ点の電気補正量に対する狂い

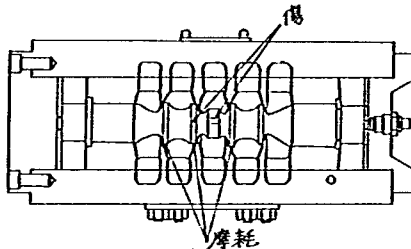


図-3 サーボ弁詳細図

項目	区分	使用油	新油	使用基準
全酸価 mg KOH/g		0.5	0.2	0.3以内
動粘度 cst 40℃		54.71	56.32	±10%以内
汚染度(重量%) %		12.0	1.0	10.0以内

表-3 作動油分析結果

本実験設備では振動台と加振機、振動台の側面ガイドに振動抵抗の極めて小さい静圧軸受連結継手を使用している。図-4に示すように、作動油の経路の中で静圧軸受に供給された油は、ドレン回収用オイルタンクに一時溜めた後メインのオイルタンクに戻すシステムとなっている。

作動油がこのような著しく汚染されたのは、以下の2つの理由によるものと言える。

- (1) 静圧軸受部分の油は直接大気に散れる状態にあり、実験材料(土砂等)の取扱い不良で大気が汚染され、その結果油汚染につながった。
- (2) ドレン回収用オイルタンクにはフィルターがあり、目詰りを制御盤上で警報する形となっているが、それを無視したため、汚染された油がバイパスされてメインのオイルタンクに戻ってしまった。

4) 故障対策

不良部品の取替え等故障箇所の復旧とともに、下記の対策を実施した。

- (1) 側面ガイド防塵対策用ゴムシートの取付。(図-5参照)
- (2) フィルター目詰りの警報についての周知徹底。
- (3) 環境整備。(実験材料の適正な使用、防塵シートの使用、大形掃除機による頻繁な清掃等。)
- (4) 作動油管理の強化。

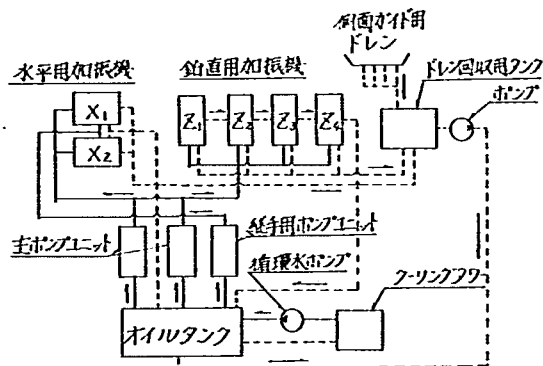


図-4 油圧系統図

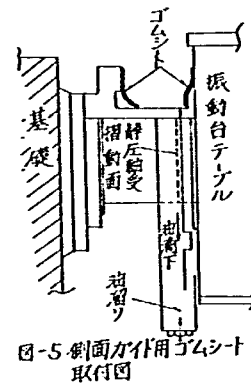


図-5 側面ガイド用ゴムシート取付図

3. 考 察

本文で取り上げた故障例は、両方とも作動油の汚染(水・塵埃)に係るものであり、人間に置き換えると血液にあたる油圧装置の重要な油が、大事故発生に深く関与する確率が高いことを示している。

一般に各種装置の故障は、装置自体の稼働による摩擦・劣化等機能ストレスと温度・湿度・汚染等環境ストレス及々人為的な誤操作によるものが挙げられる。2件の故障例は、それらの故障要因の相関作用によって誘発されたものであり、これは、大事故と呼ばれるものの一般的パターンであると思われる。

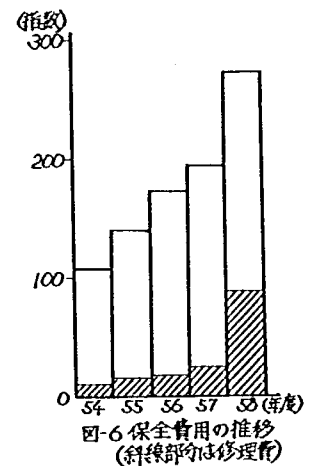
4. 今後の保全のあり方

2件の故障例を教訓として保全のあり方を見直すと、次のように要約できる。①日常の管理を怠さない。②運転操作を適正に行う。③巡回及び定期点検整備を適確な周期と適正な内容を伴って行う。これらのどれか一つが不十分でも直接故障につながるものと思われる。最適な保全システムの確立のためには、管理者・使用者・整備者が保全業務の重要性を認識し、一環した考えのもとに業務を実施していくことが肝要である。

以上の観点から、主要な実験設備について次の事項を検討している。

- (1) 保守管理、運転操作、安全管理に関し、最小限に必要な事項をまとめたマニュアルを作成し、関係者に周知徹底させる。
- (2) 従来からの点検業務内容に、作動油・騒音・振動・温度等の変化を調査する業務を加え、蓄積されたデータを分析し利用する故障予防診断システムを確立する。
- (3) 主要な実験設備の稼働・整備等の実績を記録するための履歴簿を作成し、実験設備ごとの稼働特性等を明確にしていく。
- (4) 各実験設備ごとに部品等の交換周期を明らかにし、年度ごとの必要経費を積上げて、長期的な保全費用を算出し、予算確保の基礎資料を作成する。

なお、今後における効果的な保全業務に向けて、現在、これらを実現すべく作業中である。



5. おわりに

現在迄の主要な実験設備(約40設備)の保全費用の推移は図-6に示すとおりであり、筑波移転後ほぼ施設整備された昭和54年度に比し、4年後の昭和58年度は約3倍にも急上昇している。今後も増加していくことが予測されるが、前述のように体系的な保全システムが確立していけば、効率的な対策が講じられ経済的にも大きな効果が上がるものと思われる。現有の実験設備を研究業務に十分活用していくために、関係者との緊密な関係を保ちながら、引き続き努力していく所存である。

振動ローラの施工管理手法に関する考察

施工研究室 中田 公基

1. まえがき

本研究の目的は、振動ローラを対象とした盛土の締固め管理の合理化である。盛土の締固め作業は、材料のまきだし厚、締固め速度、締固め回数などの施工条件をもとにして、地盤の支持力と密度で施工管理されている。しかし、締固めムラのない施工管理はむずかしく、オペレータの経験によるところが大きいので新しい管理手法が望まれている。ここでは、振動ローラの振動特性の変化を施工管理に利用する方法を取り上げ、その適用性を調べるために実験と計算によるシミュレーションをおこなったので、結果を報告する。

2. 実験方法

本実験は、実験地盤上に前輪起振型の振動ローラ（図-1）を走行させ、その振動特性と締固め効果の関係を調査したものである。

実験地盤は、安定処理地盤上（平板載荷試験による地盤係数； $K_{30}=50\text{kgf/cm}^2$ 以上）に十分に締固めた厚さ50cmの基礎地盤（ $K_{30}=45\text{kgf/cm}^2$ 程度）を作成し、その上に実験材料を厚さ50cmで敷きならし、振動ローラを無振動で1回走行させて作成した。なお、実験材料には図-2の粒度分布をもつシルト質砂（SM）を使用した。

実験に使用した2種類の振動ローラは、一般の土木工事に使用されているもので、その諸元は表-1に示すとおりである。なお、振動ローラの締固め作業時における走行速度は1.6~1.9 km/hとした。

実験では、振動輪の軸中央に取付けた加速度計により振動を計測した。また、締固め効果を確認するため所定の締固め回数ごとに、平板載荷試験（直径30cm）、曲板載荷試験、密度と含水比の測定（砂置換法、ラジオアイソトープ法）などをおこなった。なお、ここでいう曲板載荷試験とは、平板載荷試験における平板のかわりに曲率半径40cm、幅50cmの曲板を用いて平板載荷試験と同じ要領で載荷試験をおこなうもので、振動輪と地盤の接触面が曲面であることを配慮した載荷試験である。

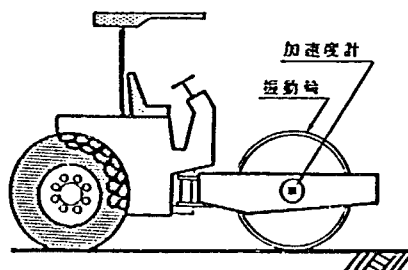


図-1 振動ローラ

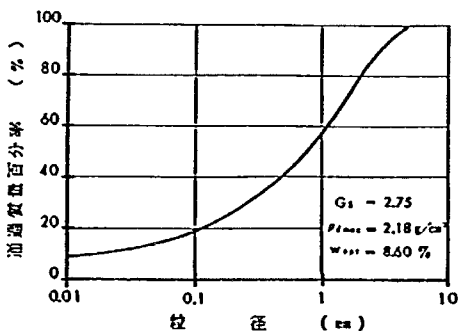


図-2 粒径加積曲線

表-1 機種別の諸元

機種 (type)	A	B
起振力 (kgf)	6000	11000
振動数 (rpm)	1800	1800
輪幅 (b) (mm)	1700	1700
輪半径 (r) (mm)	625	625
バネ上重値 (kgf)	860	860
バネ下重値 (kgf)	2340	2340
ローラのバネ定数 (kgf/cm)	1640	1640

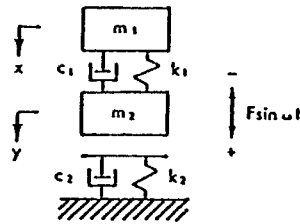


図-3 解析モデル

BALANCE

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{x} + c_1 (\dot{x} - \dot{y}) + k_1 (x - y) &= m_1 g \\ m_2 \ddot{y} + c_2 \dot{y} - c_1 (\dot{x} - \dot{y}) + k_2 y - k_1 (x - y) &= m_2 g + F \sin \omega t \end{aligned} \quad \dots (1)$$

$$\begin{aligned} c_1 &= 2 f_1 \sqrt{m_1 k_1}, \quad f_1 = \sqrt{\frac{m_1}{2 m_2 (1 + m_1/m_2)}} \\ y \leq 0, U, -c_1 \dot{y} &\geq k_2 y \\ c_2 &= 0, \quad k_2 = 0 \end{aligned} \quad \dots (2)$$

$$\begin{aligned} y > 0, D, -c_1 \dot{y} &< k_2 y \\ c_2 &= 2 f_2 k_2 \\ k_2 &= \alpha \frac{BK_0}{Y} \left[r^2 \sin^{-1} \frac{\sqrt{2xy - y^2}}{c} - (x - y) \sqrt{2xy - y^2} + 2\theta y \right] \end{aligned} \quad \dots (3)$$

3. シミュレーション方法

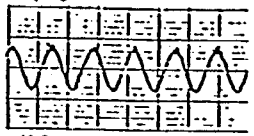
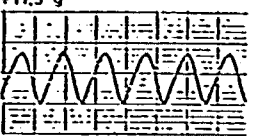
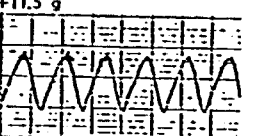
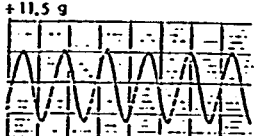
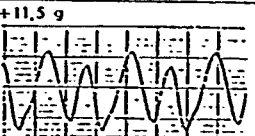
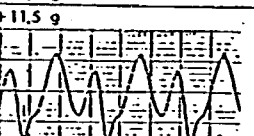
振動輪が強制振動しているときの振動輪～地盤系のモデルを図-3に示す。2自由度振動系の運動方程式は上の釣合式のように表現されるが、この振動系では振動輪と地盤を接続してないので非線形振動となり、振動輪が地盤と接するときと離れたときでは異なる条件が必要となる。ここでは、地盤の復元力がマイナスになるとき、または地盤の復元力と減衰力の和がマイナスになるときに振動輪と地盤が離れるようにしてある。 k_2 は平板載荷試験から得られる地盤係数 K_{30} と曲板載荷試験から得られる断面形状の補正係数 β (3.1cm)より振動輪の沈下体積を考慮して求めることができる。また、補正係数 α は静的定数を動的定数におきかえる係数である。なお、振動ローラの減衰定数(粘性減衰)は土のパネ定数の変化に対して振幅が安定するように設定し、地盤の減衰定数(非粘性減衰)は定常解が得られる範囲でなるべく小さく設定した(0.002程度)。このような条件の下で、振動輪が静止した状態からシミュレーションを開始して、安定した解がえられるまで実行した。

4. 結果と考察

締固めの進行による加速度波形の変化を表-2に示す。地盤が締固まってないときには両機種とも正弦波に近い波形を示すが、締固めの進行により波形は乱れてくる。しかし、両機種の波形の乱れは性質が異なり、機種Aは締固めが進行しても1サイクル(振動輪の偏心荷重の1回転)に1ストローク(振動輪の地盤への1打撃)を保つが、機種Bは2サイクルに1ストロークの波形に移行していく。この性質のちがいは振動輪の重量と起振力の関係から生じるものと考えられる。

図-4に機種A、図-5に機種Bの加速度のフーリエスペクトルを示す。両機種とも毎秒30サイクルで強制加振力が作用しているために30Hzのスペクトルが卓越しているが、締固めが進むにつれて基本周波数以外のスペクトルが成長してくる。機種Aは1サイクルに1ストロークの波形を保つために基本周波数の整数倍の位置のスペクトルしか成長しないが、機種Bは通過回数が3回に達したときから2サイクルに1ストロークの波形に移行しはじめるので基本周波数の1/2とその整数倍の位置のスペクトルが成長してくる。次に、振動ローラの通過回数と K_{30} の関係について述べる。機種Aは通過回数が9回を超えたあたりから K_{30} の増量が小さくなる。しかし、機種Bにそのような傾向はみられない。この結果は、機種Aで効率良く締固め作業できるのは $K_{30} = 13 \text{ kgf/cm}^3$ までが限界で、機種Bでは少なくとも $K_{30} = 17 \text{ kgf/cm}^3$ までは効率良く締固め作業できることを示しており、適切な機種の選択が締固め作業の施工性に大きく影響することがわかる。次に、シミュレーション結果について

表-2 実測による振動輪の軸中央における加速度波形 (200 msec)

	Pass 1	Pass 6	Pass 12
type A	+11.5 g  -11.5 g	+11.5 g  -11.5 g	+11.5 g  -11.5 g
type B	+11.5 g  -11.5 g	+11.5 g  -11.5 g	+11.5 g  -11.5 g

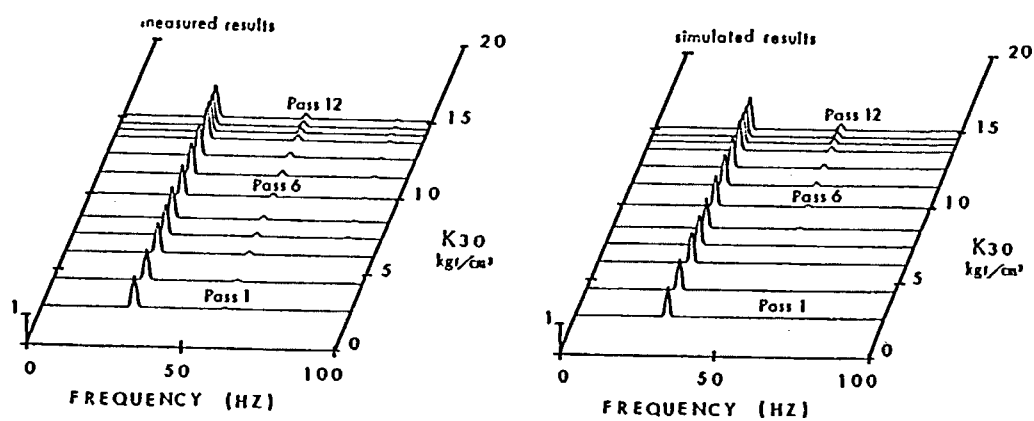


図-4 機種Aのフーリエスペクトル (基本周波数の実効値を1に基準化してある)

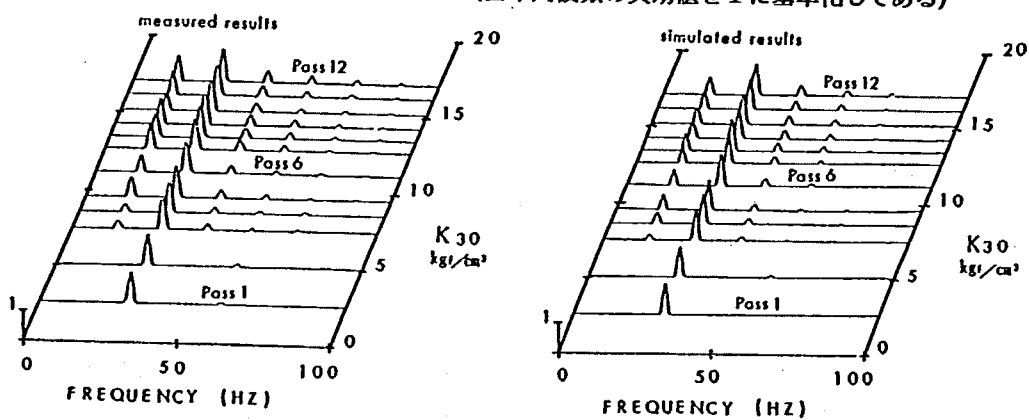


図-5 機種Bのフーリエスペクトル (基本周波数の実効値を1に基準化してある)

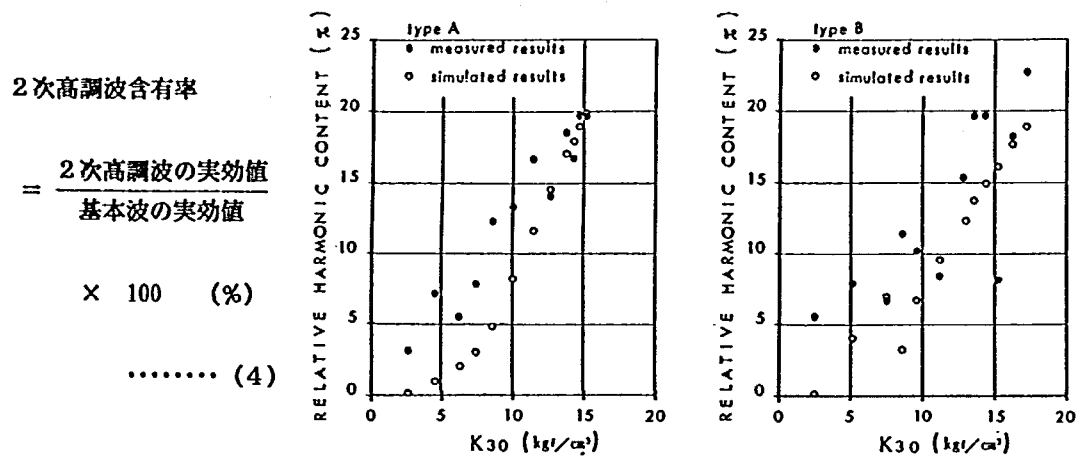


図-6 2次高調波含有率と K_{30} の関係

述べる。補正係数 α は実験的に求められなかったので、機種Bの実験結果に適合する値(1.65)に設定した。その結果、高調波成分のスペクトルが基本周波数のスペクトルと比較して少し小さくなったが、締固めの進行により加速度波形が変化する過程を精度良く表わすことができた。

波形の乱れを表わす方法としてはひずみ率が一般的である。ここでは、次数の高い高調波の影響は小さいと判断し、2次高調波だけに注目して2次高調波含有率を求めた。図-6は2次高調波含有率と K_{30} の関係を示したもので、実験結果とシミュレーション結果の2次高調波含有率はともに K_{30} と強い正の相関をもっていることがわかる。シミュレーション結果では2次高調波含有率と K_{30} は非線形の関係にあるが、実験結果では値にバラツキがあるため線形近似が妥当と思われる。以上の結果から、2次高調波含有率によって地盤の強度を管理することが可能と考える。

5.まとめ

本研究により、振動輪の軸中央の加速度より求まる2次高調波含有率を施工管理のための指標として利用できることがわかった。しかし、現段階では盛土材料の種類や締固め厚の影響などについては、未解明のため施工前に較正をとる必要があると思われる。シミュレーションについては、定数の設定方法などに問題が残されているものの、地盤強度と振動特性の変化の過程をうまく表現することができたので、今後は異なる施工条件での検討に活用したいと考えている。

【参考文献】

- 1) 嶋津, 見波, 足立; 振動ローラによる盛土締固めの施工管理, 第37回土木学会講演集
- 2) 足立, 嶋津, 見波; 振動ローラによる盛土締固めの施工管理(第2報), 第39回土木学会講演集
- 3) T.William Lambe, Robert V. Whitman; Soil Mechanics SI Version (Page 232 ~ 235)

1. まえがき

道路交通騒音の予測は、理論に基づく計算式と実測値より得られる経験式を利用して行うことが可能であり、現在両者を合わせた一列等間隔等パワーモデルが広く用いられている。しかし、複雑な沿道条件や道路構造などが混在する場合には、このモデルを適用するにあたって、諸条件を整理の上簡易化してゆく必要があり、騒音の予測可能性を左右する。これに対して、模型実験は道路構造など騒音の伝播過程に介入する諸要因の設定が可能であるため、模型と実物の相似条件を満足させれば計算による予測手法を適用し難い条件の場合に有効な予測手法となる。

ここでは、実験結果に影響を与えられと考えられる相似条件として、音源の周波数特性と地表面の物理的特性について検討したので以下に報告する。

2. 調査目的

道路交通騒音の周波数特性は、現在、実測結果 (L_{50} 値) の平均値が用いられており、交通条件が異なっても同一のものを採用している。しかし、車速や大型車混入率により周波数特性が変化すると考えられ、これらの要因の影響を検討する必要がある。また、騒音の伝播に大きく影響する地表面の音響特性を忠実に再現することは、精度の高い模型実験を行う上で重要な課題である。

そこで、単独で走行している自動車の周波数特性を調査し、任意の交通条件における道路交通騒音の周波数特性を算出する方法を検討した。また、地表面の音響特性を再現する模型材料を検討する基礎データとして、代表的な地表面の残響室法吸音率および距離減衰特性を測定し地表面の音響特性を把握することとした。

3. 調査方法

3.1 道路交通騒音の周波数特性調査

現地実測は2車線の平坦道路を対象として、周囲に反射物や遮へい物がないこと、自動車の走行状態が定常であること、道路端から受音位置まで地表面が完全反射面とみなせることなどの条件を満足する5地点で実施した。測定方法を図-1に示す。受音点は車線中

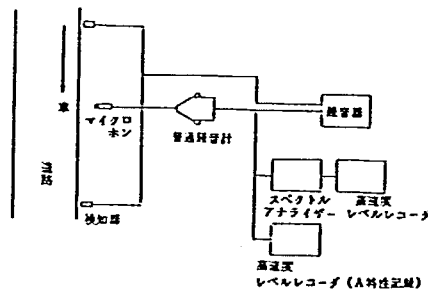


図-1 現地測定方法

心より7.5 m、地上高さ1.2 mの地点に配置し、車両通過に伴う騒音レベルの変化を測定した。測定に際しては騒音レベルの時間変化をレベルレコーダーで監視し、測定対象車の騒音レベルが他車の影響を受けていないことを確認した。また、2地点に配置した車両検知器により平均速度を求めた。

3.2 地表面の音響特性調査

(1) 吸音率の測定

吸音率の測定は残響室内に実際の地面を10 m²移設し、JIS A 1409「残響室法吸音率の測定法」に基づいて行った。まず、移設した試料が音響的に野外の地面と等価であると見なすた

めに必要な土の厚さを決めた。これは、試料厚を10、20、30cmと変化させて吸音率を測定したものである。次に、その実験で決った試料厚で地表面の状況を変化させて、各条件別に吸音率を測定した。移設した代表的な地表条件は、(1)芝地、(2)背丈の低い草地、(3)背丈の高い草地、(4)砂利面、(5)軟い土の地面、(6)堅い土の地面、(7)通常地面(人が軽く踏み固めた状態)の7種類とした。なお、地面のかたさは単位体積重量(乾燥時)および含水比を測定して判断した。

(2) 距離減衰の測定

(1)の芝地を採取した同一場所およびコンクリート面において無指向性音源(12面体スピーカ)とマイクロホンを図-2に示す位置に設置し、距離減衰の測定を行った。実験は音源から発生する音を、各マイクロホンで同時にデータレコーダに記録した。これを周波数分析器により63Hz～4kHzの周波数帯域で分析し距離減衰特性を算出した。

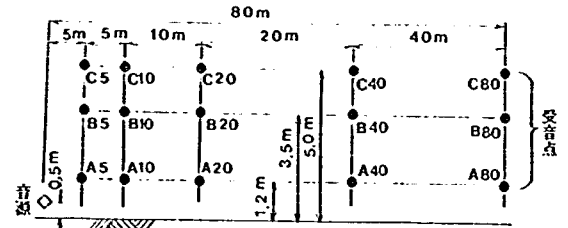


図-2 実験状況

4. 調査結果

4.1 道路交通騒音の周波数特性

総サンプル数は2001台で、車種の内訳は乗用車類50.8%、小型貨物車類20.8%、大型車類28.4%である。また、車速は30～90km/hまでばらついており正規分布をなしていた。

速度と音圧レベルの関係を車種および周波数別に整理すると、個々の自動車のばらつきが影響し、速度との関係を決定

周波数 (Hz)	傾き	切片
100	-0.055	7.24
125	-0.160	11.06
160	-0.095	2.27
200	-0.095	6.52
250	-0.073	4.84
315	-0.072	2.18
400	-0.051	2.42
500	-0.073	2.95
630	-0.038	2.25
800	-0.012	1.64
125 K	0.013	-2.79
1.6 K	0.026	-3.20
2.0 K	0.007	-4.67
2.5 K	-0.002	-5.14
3.15 K	-0.010	-7.77
4.0 K	-0.004	-10.25
5.0 K	-0.017	-11.09
6.3 K	-0.003	-12.91
8.0 K	-0.037	-13.07

表-1 回帰直線 (乗用車類)

周波数 (Hz)	判定周波数 (Hz)	判定
63	500	○
80	630	△
100	800	△
125	1,250	△
160	1,600	○
200	2,000	△
250	2,500	○
315	3,150	○
400	4,000	○

○ 異なる母集団である
△ 同一 "

表-2 F検定の結果 (危険率5%)

するまでには到らなかった。そこで、この影響を除くために各周波数で1kHzを基準とした相対音圧レベルを算出し、周波数別に速度との回帰直線を求めた。この結果の一例を表-1に示す。これによると、回帰直線の傾きが小さく車速の変動が周波数特性に特に影響していないと判断できる。これは、他の車種についても同様の結果であった。一般に乗用車類の場合、速度が高速になるに伴い騒音の寄与がエンジン音からタイヤ音へ移り周波数特性も変化するとされているが、一般道路を走行する場合の速度の変動程度では周波数特性に変化は特に生じないと考えられる。

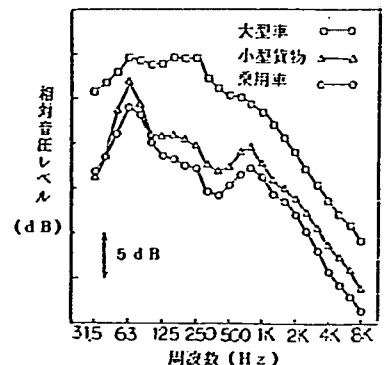


図-3 車種別の周波数特性

次に、車種によって周波数特性が異なるかどうかを検討するため、各車種別に実施されたデータ

が同一母集団のものであるかどうかをF検定によって判定した。この結果を表-2に示す。ほとんどの周波数において危険率5%で異なる母集団とみなせることがわかり、道路交通騒音の周波数特性は各車種別に設定することが妥当であると考えられる。実測データをもとに車種別に設定した周波数特性は図-3に示す通りである。

本調査で得られた車種別の周波数特性に基づいて、任意の交通条件における道路交通騒音の周波数特性は、車種混入率により重みづけし、エネルギー平均して得られる。すなわち、

$$\bar{L}_f = 10 \log_{10} \left(\sum_{i=1}^n 10^{\frac{L_{f(i)}}{10}} \times \alpha_{(i)} \right) \quad \text{----- (1)}$$

ここで、 $\alpha_{(i)}$: 任意に設定した車種混入率

$\bar{L}_f$: 周波数 f における平均相対音圧レベル (dB)

$L_{f(i)}$: 周波数 f における車種別の相対音圧レベル (dB) (図-3に示す通りである。)

なお、 i は車種分類を示しており、 $i=3$ の時は3車種分類となる。この方法を利用して計算した2車種分類での平均相対音圧レベルの一例を図-4に示す。

4.2 地表面の音響特性

(1) 吸音率の測定

予備実験において残響室内に移設する試料厚を決定した結果、試料厚が10、20、30 cmと厚さが増すにつれて250 Hz以下の周波数でわずかに吸音率が増加する傾向にあるが、ほぼ飽和点に達しているとみなすことができた。したがって、吸音率測定の実験は試料厚さを30 cmとして実施した。

実験は3.2 (1) で示した7種類の地表条件で測定を行った。まず、砂利敷地面の吸音率を図-5に示す。これは、通常地面の上に粒径1.5~4 cmの碎石を3~5 cm厚さに敷きつめた状態で測定したものである。測定は2回行い、2回目の測定は1回目に設置した碎石を取り去った後にあらたに敷き直して行ったものである。このように、砂利の設置条件が同一であっても、表面の形状変化が1 kHz以上の周波数に影響しはらつきを生じている。また、個々の碎石が反射性であるにもかかわらず、砂利の間接きの影響により高域の周波数で高い吸音率を示すことがわかる。

図-6は芝地および草地の吸音率を示したものである。630 Hz付近の中音域に吸音率のピークが現れる特性は

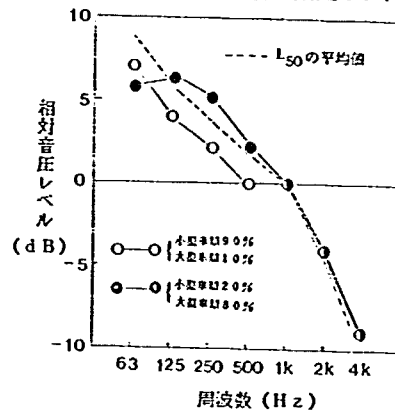


図-4 平均相対音圧レベル

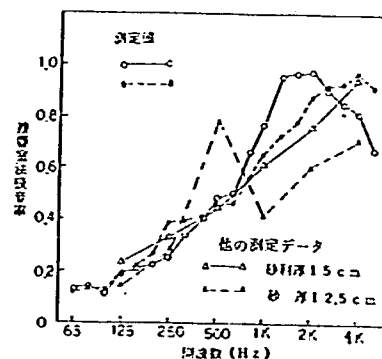


図-5 砂利の吸音率

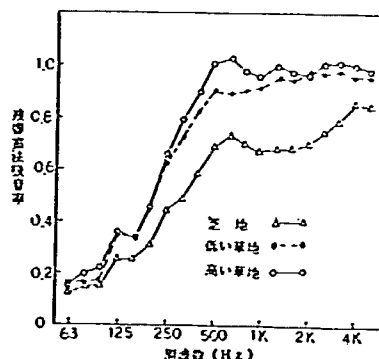


図-6 草地の吸音率

多孔質材料の示す特徴と類似しており、草地在騒音の伝播経路上で多孔質材料として作用していることを示している。また、草丈が高くなるにつれ中高音域を中心に吸音率が増加する傾向にあった。

裸地の吸音率は、裸地の締め固めの程度により大幅に変化していた。締め固めの悪い畑地に相当する条件では250 Hz以上の周波数で0.8程度と高い吸音率を示すのに対して、締め固めの最も強いグラウンドに相当する条件では0.2程度の吸音率にとどまっていた。

(2) 距離減衰の測定

芝地およびコンクリート面において距離減衰の測定結果を音源パワーレベルと合わせて図-7に示す。これによると、芝地、コンクリート面とも125 Hz付近でピークとなり、高周波数域になるにともないレベルが低下し630 Hz前後で最低レベルとなっている。また、レベルの低下量は芝地がコンクリート面に比べて大きく、芝地の吸音効果が大きいことがわかる。

各測点における伝播音の測定値を利用して、距離減衰と空気吸収による減衰を除いて地表面の影響でおこると考えられる伝播音の過剰減衰を抽出した。その結果の一例を図-8に示す。芝地では受音点の地上高さが低いほど、また音源から離れるほど過剰減衰は大きく、地上1.2 mの受音点では音源からの距離にかかわらず630 Hz前後の周波数を中心に落ち込みが見られる。これは、(1)で測定した芝地の吸音率のピークが630 Hz付近に出現したことに対応しているものと考えられる。コンクリート面では、芝地に比べ減衰量が少なく、受音点の地上高さによる過剰減衰の差もあまり認められなかった。

5. まとめと今後の方針

以上の結果より、次のことが明らかとなった。

- ① 道路交通騒音の周波数特性については、速度による変化は少ないと考えられ、車種別に設定して、それを実験に反映してゆく必要がある。
- ② 草地は騒音の伝播経路上で多孔質材料として作用している。また、裸地の吸音率は締め固めの程度により大幅に変化している。この性状を模型実験上で再現してやる必要がある。
- ③ 一般に沿道に存在する地表条件ではアスファルトあるいはコンクリートで舗装された場所を除いてほとんどの地表面で騒音の減衰に大きく寄与しており、この性状を加味して実験する必要がある。

今後は、模型材料についての音響特性を調査し、各地表条件を再現するために最も適した材料を模型の縮尺別に調査する予定である。

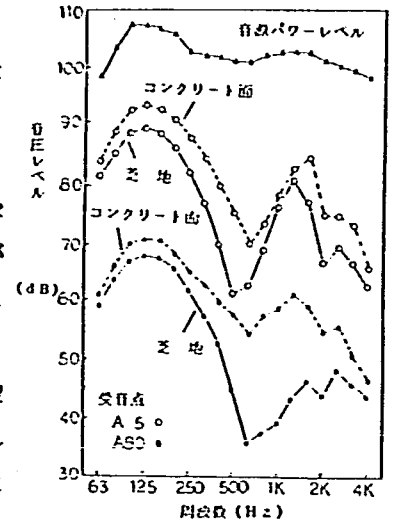


図-7 距離減衰特性

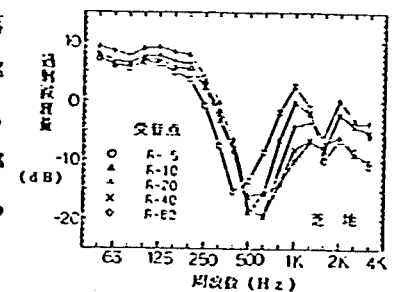


図-8 過剰減衰

長毛ろ過法による二次処理下水のろ過

三次処理研究室 小越真佐司

1. はじめに

生活環境の保全に係る水質環境基準は、主として、水域の溶存酸素不足をまねくBOD、およびCODによって定められ、一部の水域については、富栄養化をまねく窒素・リンによっても定められている。このような環境基準を達成するためには下水処理場等からの放流水中の有機物濃度や窒素・リンの濃度を低く保持することが必要である。しかし、従来の活性汚泥法を中心とする二次処理では窒素・リンの除去能力には限界があり、放流水域によっては高度処理施設への改造や付加的な処理が必要とされる。このため、窒素・リンをも除去することができる新しい活性汚泥法が研究されているが、その処理効果を安定させるためには、従来法にくらべ処理水中に残存しやすくなる浮遊性物質を十分に除去することが必要である。

また、近年、水の供給関係の不安定な地域が増加しており、これらの地域では水資源確保の方策の一つとして、排水を再利用し、水の循環利用率を高めることが検討されている。この排水再利用については、既にビルや下水処理場において、一部実用化が行われているが、利用可能な水質と確保するためには浮遊性物質を除去することが必要である。

このように、処理水に要求される質が高度化するにしたがって、浮遊性物質除去の要求は高くなるが、反面、処理に掛る費用は増大するので、個々の工程に対しては、より一層の効率化が要求されることになる。下水二次処理水中の浮遊性物質の除去方法としては、急速砂ろ過法がその代表的な方法であるが、洗淨設備が必要であるために、施設の小型化、簡素化には限界がある。そこで、水質的には必要最低限度が満たされるもので、より小型化、簡略化の可能なろ過法が要求されるに至る。

現在、急速砂ろ過法に代替可能なろ過方法として、微細目スクリーン法、建杭移動床式砂ろ過法、長毛ろ過法などが存在している。ここでは、これらのろ過法のうち、長毛ろ過法の実用性について、京都三次処理パイロットプラントで行った実験について述べる。

2. 長毛ろ過法概説

長毛ろ過法は砂のかわりに長毛ろ布をろ材として用いるろ過法である。下水二次処理水等のろ過に用いられる長毛ろ布は表-1に示すような仕様のものである。長毛ろ過法のろ過と洗淨の機構は次のようである。図-1は長毛ろ過機の概要を示したものであるが、周囲に長毛ろ布を張った回転ドラム、中空シャフト、ろ過圧力調節用補助タンク、ろ布洗淨用ホッパーおよび洗淨排水弁などによって構成されている。回転ドラムは原水中に水受しており、低速で回転するとドラム上の長毛は回転方向と逆方向に最も重なりあい、ろ過圧に近い圧力で圧迫されることになり、密度の高いろ過層を形成する。原水はろ過圧によってドラムの外側から、ろ過層を通してドラム内側に流入し、中空シャフトを経て補助タンクに入り、その後儀外へ流出する。ろ過が進むとろ布による圧力損失が大きくなり、ろ過圧力が増大して設定値を超過すると洗淨排水弁が開く。そうすると、洗淨ホッパー部分ではドラム内の水（ろ過処理された水）がドラム内側から外側へ（ろ布の基布側から長毛側へ）、ろ過圧力より相当大

表-1 長毛ろ布の性状

ろ布の種類		A	B
長毛の太さ(μm)		19	24
長毛の長さ(mm)		55	55
長毛の密度 (本/cm ²)		4000	2000
乾厚さ (mm)	抑之圧 20g/cm ²	9.9	10.0
	“ 50g/cm ²	7.5	8.0
湿厚さ (mm)	抑之圧 20cmHg.	9.3	9.5
	“ 50cmHg.	7.3	7.7

- (1) 3 通抵抗が小さく処理能力が大きい。
- (2) 構造が単純で維持管理が容易。
- (3) (1), (2) から、設置面積が少く、設備費も安い。
- (4) 連続して処理水が得られる。
- (5) 金属スクリーンでは除去困難な壊れやすいフロックも除去可能である。
- (6) 特別な洗浄設備を必要としない。
- (7) 木材が合成繊維であるため、寿命が長い。

長毛ろ過法では次の4つの操作因子とろ布の種類、計5つの因子で原水の性状に適合したろ過条件を設定することができる。

- (1) 最大3過壓力 (設定損失水頭)。
- (2) 洗淨水流量
- (3) 洗淨時間
- (4) ドラム回転数

ろ布を通過する水の量は、ろ布の種類とろ過圧力で決まるが、長毛ろ布の場合はろ過圧が増加すると長毛が圧縮されてろ過抵抗が増加する場合がある。長毛ろ過法ではろ過圧力を

洗淨水の流量はろ布の洗淨流速を定める。洗淨流速が速いほど捕捉された粒子の洗い出し効果は大きく、ろ布の洗淨間隔が長くなる。洗淨時間はドラム回転数との関係で、1回の洗淨でろ布全体が何

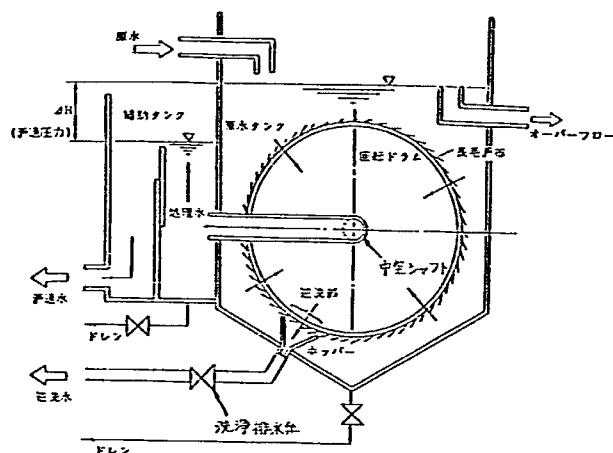


図-1 長毛石調機の概要

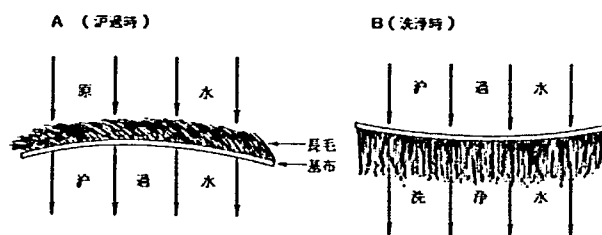


図-2 ろ過時および洗浄時のろ布の状態

回洗浄されるかと決定し、最小限ドラムが1回転するのに要する時間が必要であるが、時間が長くなれば洗浄効果は大きくなる。すなわち、(2)～(4)は洗浄効果を決定する因子で、ろ布の洗浄が効率良く行われると洗浄間隔が長くなり、洗浄に使用される水量も減少するので処理水量が増加する。

京都ロイロットプラントに設置した長毛ろ過機の仕様は表-2に示すとおりである。ろ布は表-1のAを用いた。本実験に入る前に実験機の運転条件を定めるため、予備実験を行った。図3～5はその結果を示したものである。図の縦軸はすべて洗浄水量比率(洗浄水として使用した処理水の量の流入水量に対する割合)である。なお、予備実験、本実験を通じて、ろ過圧力は25.5 cm aq.に設定した。図-3は1洗浄時間内でのろ布洗浄回数は何回が良いかを知るために洗浄時間を倍増させた時の結果である。ろ布はほぼ10秒で1回洗浄される。本図より1洗浄時間内でのろ布洗浄回数が増しても洗浄効率は上がりず、逆に著しく洗浄水量を増やすことがわかる。図-4は洗浄時間一定で洗浄水流量を変えた時の結果である。洗浄水流量を増加させると洗浄効率が高くなって洗浄水量比率が改善されることわかる。図-5は洗浄水流量一定でドラム回転数を変化させ、洗浄時間ろ布全体が1洗浄時にほぼ1回洗浄される程度の時間になるように変化させた場合の結果である。このような場合には、洗浄水量比率が最低となるドラム回転数が存在することが判明した。

以上の予備実験の結果から、本実験における長毛ろ過機の運転条件を表-3の通りに設定した。

表-2 実験機の仕様

有効ろ過面積	0.1 m ²
最大ろ過圧力	45 cm aq.
最大洗浄水流量	106 l/min.
ドラム回転速度	2.5～12 rpm
洗浄制御	レベル・タイマー方式 (但し、洗浄水ポンプのON・OFF制御)

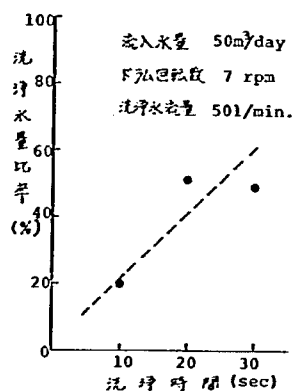


図-3 洗浄時間と洗浄水量比率の関係

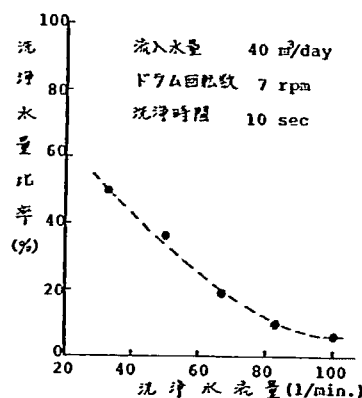


図-4 洗浄水流量と洗浄水量比率の関係

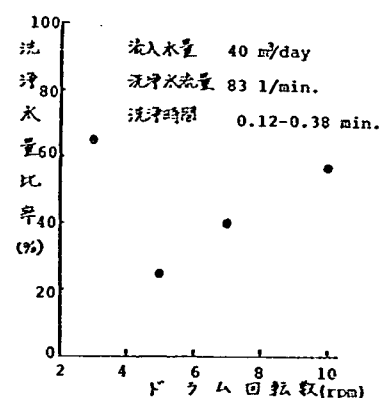


図-5 ドラム回転数と洗浄水量比率の関係

4. 実験結果

本実験では長期の連続運転によって、定常ろ過と変動ろ過の比較、急速砂ろ過法との比較およびろ布の耐用期間調査等を実施した。

表-4は流入水量が50 m³/dayで流入水量が常に一定の場合

表-3 実験機の運転条件

洗浄水流量	83 l/min.
洗浄時間	0.23 min.
ドラム回転数	5 rpm
最大ろ過圧力	25.5 cm aq.

合と、図-6に示すような変動パターンで変化した場合について、処理水の水質と洗浄水量比率を比較したものである。各々の実験期間は約2ヶ月で、数値は全期間の平均値である。表-4から、流入水量の変動があっても処理水の水質に対しては影響が無く、少し悪化する程度であるが、洗浄水量比率は高くなることわかる。

表-5はろ過速度が300m³/m²/dayで流入変動がある場合に、同じ原水を用い、同じ流入条件として急速砂ろ過法とろ過性能を比較した結果である。比較実験の期間は約7ヶ月である。処理水の水質の点では両者の差はほとんどなく、洗浄水量比率が本法の方が約3倍大きいという結果となっている。図-7は二次処理水、急速砂ろ過処理水および長毛ろ過処理水に含まれる浮遊物の粒度分布の一例を示したもので、1μ以下の粒子の除去性に開きがあることわかる。

急速砂ろ過法との比較実験では定流量ろ過との比較実験の場合より洗浄水量比率が約4分の1に減少した。これは、急速砂ろ過との比較実験期間中の流入水の浮遊物濃度が低かったことに流入水量を60%に減じたことが加わって濁質負荷量が著しく減少したためであると考えられる。

また、定流量ろ過との比較実験の際には190日で使用不能となったろ布が、急速砂ろ過との比較実験の際は300日以上使用することができた。この原因としては、洗浄頻度の低下によるストレスの減少、2日に1度の塩素洗浄による生物スライムの付着防止効果あるいはろ布の個体差によるものが考えられる。なお、塩素洗浄によるスライム防止効果は先に述べた洗浄水量比率の減少にもつながっているものと思われる。

5. おわりに

以上の実験の結果から長毛ろ過法は適切に設定された運転条件のもとでは急速砂ろ過法と同程度のろ過性能を有することが判明した。したがって簡易ろ過法として十分実用的であると考えられる。

今後は原水性状の違いによるろ過性の変化や経年性の検討を行い、総合的に実用性の判定を行う予定である。

表-4 定流量ろ過と変動ろ過の比較

	定流量ろ過	変動ろ過
処理水濁度(mg/l)	3.4	3.3
濁度除去率(%)	17.2	28.3
処理水SS(mg/l)	3.1	3.4
SS除去率(%)	56.2	54.2
処理水BOD(mg/l)	6.6	7.0
BOD除去率(%)	44.0	35.3
洗浄水量比率(%)	10.3	17.7

表-5 急速砂ろ過法との比較

項目	急速砂ろ過		長毛ろ過	
	平均	標準偏差	平均	標準偏差
濁度	1.69	1.67	1.45	1.32
SS	1.36	0.65	1.41	1.11
BOD	4.2	1.97	4.1	2.11
洗浄水量比	1.55(%)	0.69	4.11(%)	4.55

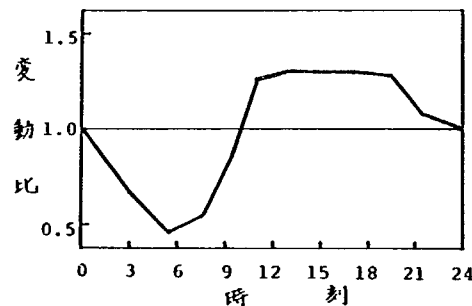


図-6 流入水量の変動パターン

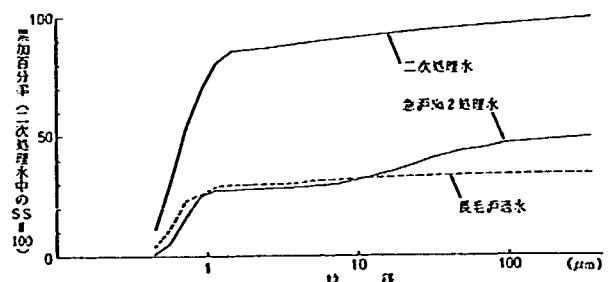


図-7 粒度分布の例

地下横断歩道の出入口部の構造解析

システム課 樋口 洋一

1. まえがき

自動車交通量の増加に伴い、道路交通の混雑と交通事故の発生は深刻な社会問題となっている。こうした情勢に対して、自動車交通の混雑の緩和、歩行者の安全保護をはかるため、立体横断施設の設置は、従来から要望の強いものである。

立体横断施設のうち、道路の下を潜る形式の地下横断歩道は、最近のバイパス建設の増加と共に施工件数が多くなっている。この形式は、横断歩道橋に比べ昇降高が比較的低くでき歩行者が心理的に利用しやすいこと、道路景観を損なわないことなどから採用される場合が多くなっているもので標準化に対する強い要望があった。また、道路等を跨ぐ形式の横断歩道橋は、昭和42年に制定され【日本道路協会発刊】これまで広く利用されていたが、その内容が現状にそぐわない点が生じており、利用者から改定に対する要望が寄せられていた。このようなことから横断歩道橋の改定作業を含めて今回地下横断歩道の標準化作業を行った。

本報告は、このうち地下横断歩道の標準化作業の中から出入口部の構造解析について述べるものである。

2. 目的

地下横断歩道は、一般に図-1の構造となっており、出入口部、連結部、ボックス部で構成されている。さらに出入口部は、昇降形式や現場条件によって異なるが、図-2に示すようなボックスカルバート、胸壁及びU型擁壁などの組合せになっている。このような構造にもかかわらず、ボックスカルバートによる変位拘束を考えずに従来U形擁壁として設計されるなどその解析方法と構造が整合していない点がありこれらを明確にする必要がある。

3. 構造解析の方法

出入口部は、前項で述べたような構造であり数密には複雑な

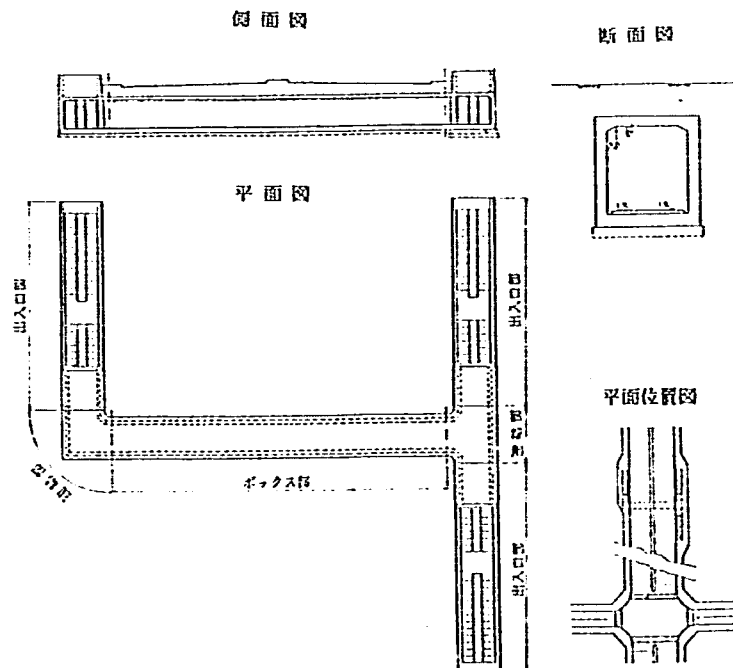


図-1 一般図

解析が必要となる。そこで有限要素法を利用して断面力を求める。一方、従来の簡易的な考え方であるU形擁壁（片持ばりとして設計）とした場合の断面力についても求め、これら両方法の比較を行いその整合を図るように設計方法を検討する。なお、比較検討に用いた設計条件及び解析モデルの考え方は、以下の通りである。

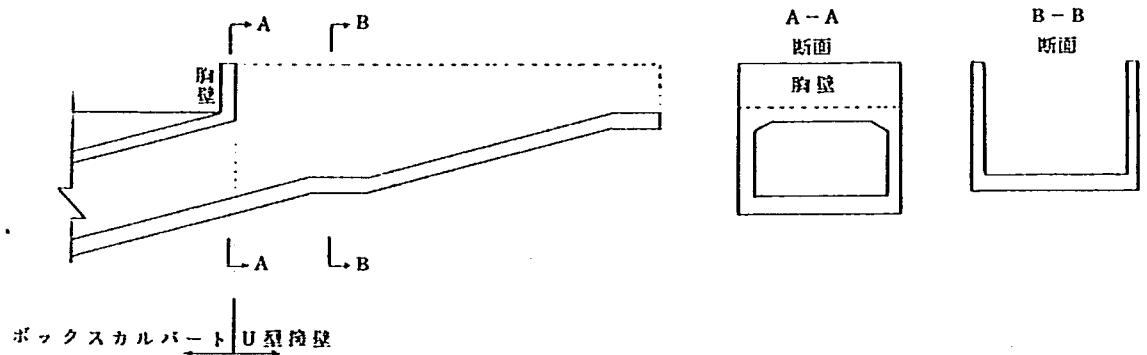


図-2 出入口部の構造

(1) 設計条件

a. 出入口の形状は、図-3のように階段形式、斜路付階段形式、斜路形式の3種類とした。

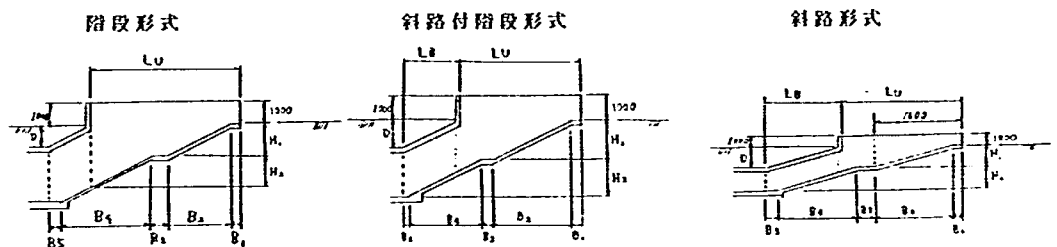


図-3 出入口の形式

b. 荷重条件は、上屋、土圧力、水圧、載荷荷重、アスファルト舗装、地震力を考慮して、図-4のように作用させた。

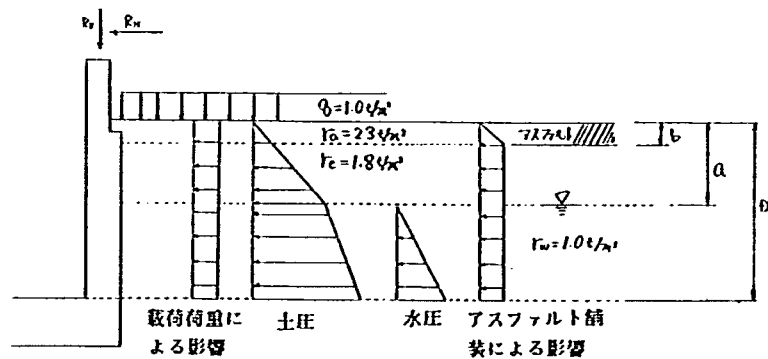


図-4 作用荷重

(2) U形擁壁部の計算は、片持ちばりとした。

(3) 有限要素法によるモデルとしては、図-5に示すような平面解析モデルとして側壁下端、ボックスカルバート上下端、胸壁部を変位拘束した。なお、計算プログラムは、当所の総合構造解析プログラム（ISASⅡ）を使用した。

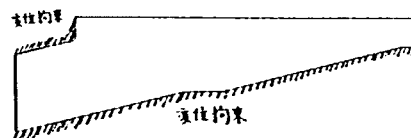


図-5 拘束条件

4. 片持ちばりの場合と有限要素法の解析結果

片持ちばりとしての曲げモーメントは、図-6に示すとおりで土盛り深さが増すごとに増加する。

有限要素法による斜路付階段形式の場合について解析を行った主応力図例を示すと図-7のとおりであり、一般的に想定される位置に応力集中が起っている。側壁下端の曲げモーメントについては、図-8のとおりであり片持ちばりとした場合と異なり土盛り深さと共に増加してこない、むしろボックスカルバート部に近くなるにつれて減少してくる。このことは、ボックスカルバート及び胸壁によって変位拘束されているために、その影響を受けているものと思われる。

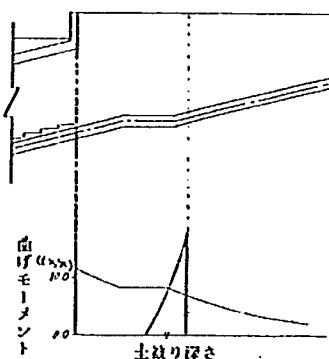


図-6 片持ちばりの側壁下端の曲げモーメント(斜路付階段)

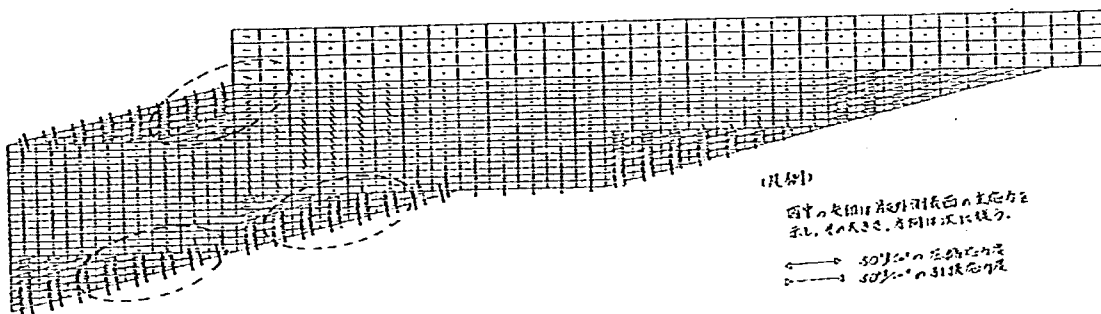


図-7 斜路付階段形式の応力図例

5. 片持ちばりの場合と有限要素法の解析結果の比較

片持ちばりと有限要素法の解析結果を用いて、昇降形式別に両者の側壁下端の曲げモーメントを比較してみると図-9のとおりであり、70°付近で曲げモーメントが整合している。

出入口部の形式によって多少整合する位置が異なっているが、これは昇降部の勾配と踊り場の位置による影響と思われる。

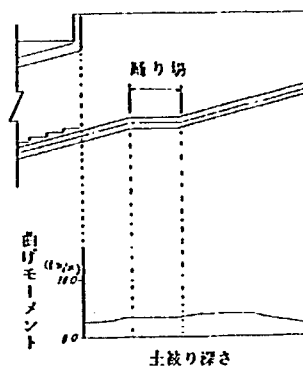


図-8 有限要素法による側壁下端の曲げモーメント(斜路付階段)

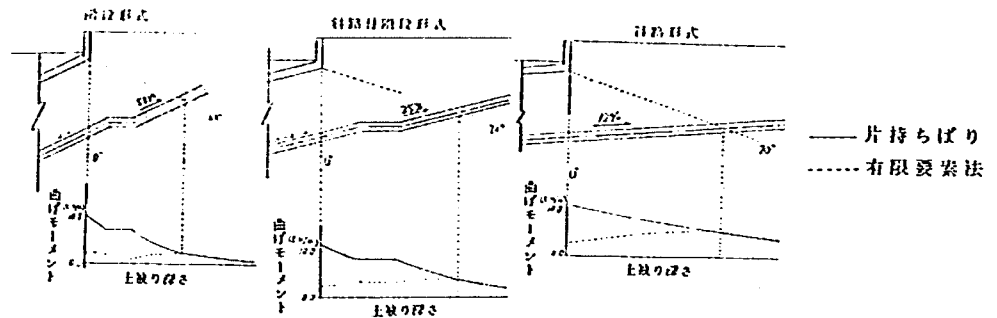


図-9 U形擁壁と有限要素法の側壁下端の曲げモーメントの比較

G. 出入口部の設計の考え方

前項で述べたように両者の計算結果は、 70° 付近で整合しており計算方法の変化点の目安と思われる。しかしながら、図-10のようにb-b断面に目地を入れることもあり、安全側を考慮して 45° の位置までその変化点を移動させて考えることとし、図-11に示すように設計の区間を考えることとした。

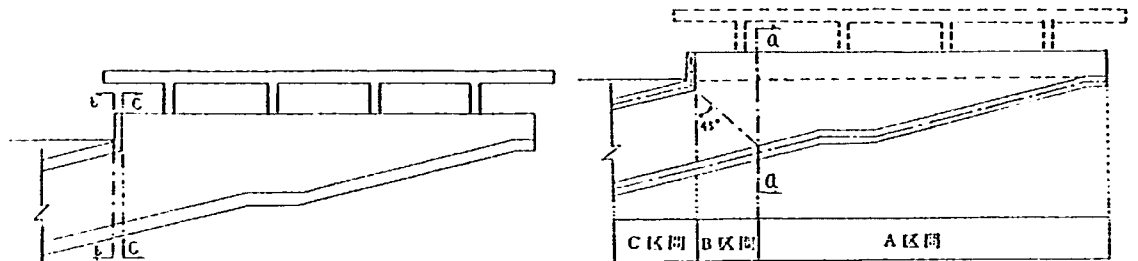


図-10

図-11

すなわち、

- ① A区間に対する部材の設計計算においては、それぞれの断面における片持ちばりとしての設計を行う。
- ② B区間に対する部材の設計計算においては、a-a断面での片持ちばりとしての断面力を用いて設計を行う。
- ③ C区間に対する部材の設計計算においては、ボックスカルバートの設計を行う。ただし、階段形式で土被り深さが小さく出入口部がU形擁壁のみで形成されている場合は、C区間はない。

なお、既往の設計例の中に図-10に示すc-c断面の位置に目地を設ける例（応力集中が生じない構造及び構造の簡素化のため）があったが、このような構造とするとc-c断面付近では、上記の方法で設計した鉄筋径と比較して2ランク上の鉄筋径が必要となる。したがって、施工上からこの付近に目地を設ける場合は、胸壁部の拘束条件を考慮することができるよう図-10のb-b断面とすればよく、このような方法で経済的な設計が可能となる。

7. あとがき

以上、出入口部については、複雑な解析を必要とせずに容易に設計を行うことができる方法について明確にすることができた。また、この方法と従来の設計方法との整合を図ることができた。

国道バイパスにおける景観の変遷

绿化研究室 二上卓次

1. 2 元 可 逆

緑化研究室では、昭和56年度以来国道バイパスを対象に取上げ、道路景観を保全、整備して行くための道路の計画、設計法および景観的観点から沿道の規則・誘導を行う方法について検討するための調査を行っている。本研究は、調査の一環として56年度に実施したバイパス景観のタイプ分類、及び評価規定要因の分析結果を踏えて、バイパスが供用当初から現在に至るまで道路景観がどのように変遷して来たかを景観タイプの変化として捉え、変遷パターン¹⁾の類型化、変遷期の位置づけ、景観保全要因の抽出を行なったものである。

2. 調查對象

56年度に調査を行なつた関東地区管内の国道バイパス25路線の中から、記録写真の有無、供用後の経過年数などを勘案して、藤沢バイパス（国道1号）、草加バイパス（国道4号）、新4号バイパス（国道4号）、水戸バイパス（国道6号）、軽井沢バイパス（国道18号）、甲府バイパス（国道20号）の6路線を調査対象とした。対象とした路線の諸元を表-1に示す。

3. 調査・分析の方法

調査、分析の口-を圖-1に示す。

まず始めに、調査対象としたバイパスの路線における供用時以後の記録写真、都市計画図、空中写真等を収集し、時点別に整理した。第2に、記録写真は路線ごと地点と同定し、現地へ赴いて昭和57年、58年における現在の景観を同一地点から撮影した。第3に、これらの収集、撮影した写真を図-2に示す景観変遷の捉え方に従って整理した。つまり供用開始時を時点1とし、それから数年後を時点2とし、この間を変遷Ⅰ期とした。以下同様にしてⅡ期、Ⅲ期と変遷期を設定した。さらに、各地点の各時点における道路景観写真の景観タイプを表-2を用いて判定し、これらの比較分析するという方法を取った。第4に、これらの調査と併行して各バイパスが通過する都市の供用前からの都市計画図を収集し、

表-1 調查對象路線

路線番号	バスの名	区間	延長 (km)	車 線 数	市 街 区 間 別 乗 降 数	計画 用 途 別 乗 降 数	区域 別 乗 降 数	延長 別 乗 降 数	利用 状況 係 数	所要 時間 係 数	近隣 市 街 区 間 別 乗 降 数	近隣 市 街 区 間 別 乗 降 数
1号	東武バス	横浜駅西口～新横浜駅	5.3	4	4	2	0	0	338.6	20	横浜駅西口～新横浜駅	横浜駅西口～新横浜駅
4号	東武バス	足立区保木間～足立区保木間	14.2	4	9	11.5	5.0	0.2	342.3	16	足立区保木間～足立区保木間	足立区保木間～足立区保木間
6号	東武バス	東武東上線西武池袋線	11.8	4	6	8	5.0	0.0	345.4	13	東武東上線西武池袋線	東武東上線西武池袋線
20号	東武バス	東武東上線西武池袋線	14.4	4	8	9	6.5	0.0	346.3	12	東武東上線西武池袋線	東武東上線西武池袋線
4号	東武バス	東武東上線西武池袋線	82.0	2	6	9	3	0	353.12	5	東武東上線西武池袋線	東武東上線西武池袋線
18号	東武バス	東武東上線西武池袋線	5.9	2	0	5	0	0	347.7	11	東武東上線西武池袋線	東武東上線西武池袋線

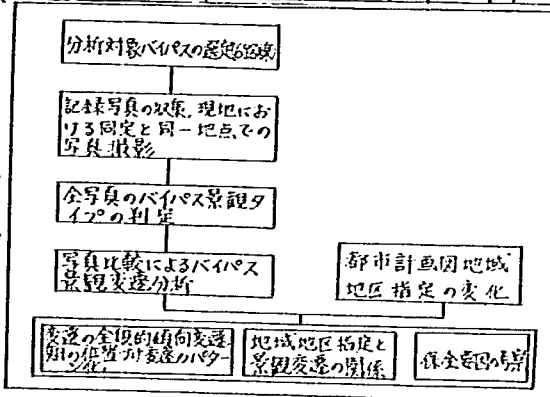


図-1 調査・分析フロー

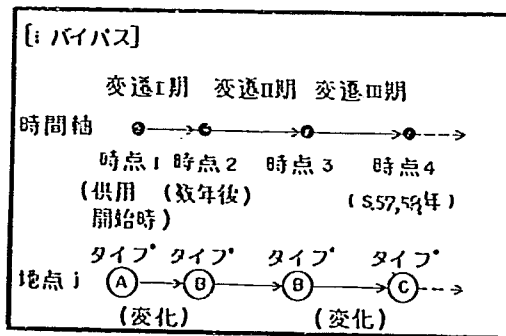


図-2 道路置換交通の捉え方

表-2 数量化Ⅳ類に基づくタイプ分類(56年度調査結果)

収集、撮影した写真を路線ごとに時点別に整理した。図-4、5に水戸バイパス、甲府バイパスの例をそれぞれ示す。図の上部は図-2に示した捉え方に従う各バイパスの時点、変遷期であり、図の下部は、得られた写真の景観タイプの組を時点間別に集計した値である。なお、時点間を直線で結んであるものは景観タイプが変化しない場合、折れ線になっているものは変化した場合を示している。

水戸バイパスの各変遷期の動きを追って見ると、時点1と4でサンプルの得られた9例の中で、時点1で田園型と判定された7例のうち4例が多少変化し田園+施設型に推移している。しかし、全体を通してほとんどタイプの変化は見られず、供用当初からの田園型、住宅地型が現在においてもよく残っており、各期を通じて安定していることがわかる。

甲府バイパスでは、まず変遷I期を見るとI期の動きを表す直接的なデータ、すなわち同一地点での時点1、2の組のデータが得られなかったため、時点2においてデータが得られた49例のタイプで推定することとする。時点2では田園+施設型が16例、住宅地型が8例、工場型が1例、混在型、自動車関連型がそれぞれ22例、2例となった。バイパス供用前の沿道の土地利用は、一般に田園型、住宅地型が多いと考えると、変遷I期（供用後2～3年）ですでに景観タイプの変化が起きていることがわかる。また変遷II期でも同様に、景観タイプの変化が見られる。変遷III期では既に時点3で混在型、自動車関連型に画一化しているため、変化の見られない安定した傾向を示している。以下同様にして各バイパスの変遷パターンについて推定を行うと、藤沢バイパス、新4号バイパス、軽井沢バイパスでは、水戸バイパスと同様に、各変遷期を通じて供用当初の景観タイプである田園型、自然風景型が多く、タイプの変化は見られない安定した傾向を示している。また、草加バイパスでは変遷I期（供用後1年）においては供用当初の田園型からタイプの変化は見られないが、変遷II期（1年後～11年後）では、混在型、自動車関連型へのタイプ変化が顕著であり、変遷III期では甲府バイパスと同様に混在型、自動車関連型が増え、この他大きな変化は認められなかった。

4.3. 景観変遷パターンの類型化

上記結果を整理し、類型化すると図-6のようになる。変化パターンは大きく分けて、景観タイプが変化する場合と変化しない場合に別れる。非変化の保全型とは、バイパス沿道の開発が行われていないか、あるいは4.1項の中で述べた要因等によって初期に一般的と思われる田園型、自然風景型が保全されたパターンとした。この類型は、水戸、藤沢、新4号、軽井沢バイパスに多い。フライマ

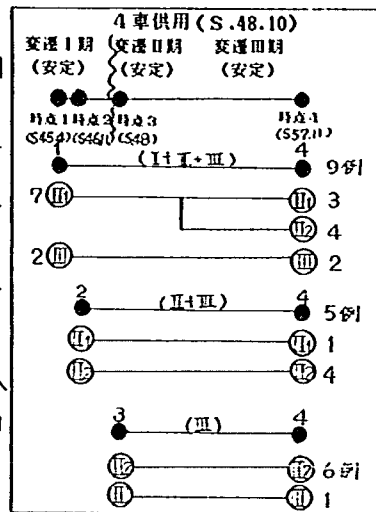


図-4 景観タイプ変遷パターン（水戸バイパス）

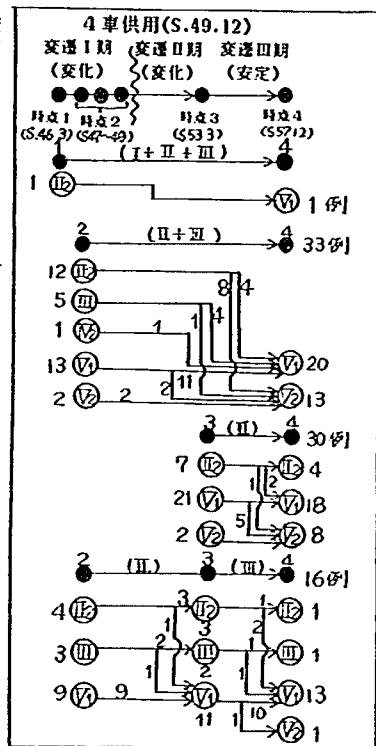


図-5 景観タイプの変遷パターン（甲府バイパス）

ックス型とは、甲府、草加バイパスの愛選Ⅲ期に見られたように、既にタイプ変化が終了してそれ以上のタイプ変化が起らないものであり、混在型、自動車関連型が終局の姿となるものである。一方、景観タイプが変化するパターンとしては田園型、田園+施設型、住宅地型から、混在型、自動車関連型への変化が最も一般的である。これは、沿道に並地が377棟、雑多な建物、施設、占有物が増大するものであり、混在型と名づけた。また、例はやや少ないが諸要素が入り混じる混在型から特に自動車関連の建物、施設が卓越する自動車関連型へ変化するパターンがあり、これを特化型と名づけた。写真-1に混在型の例を示す。

4.4 沿道の用途指定変化と景観タイプの関係

各路線における供用前から時点Aに到る都市計画用途指定の変更を調査した結果、各路線ともに住居地域あるいは準工業地域に指定された区間が多数あった。しかし、水戸バイパス、軽井沢バイパスでは、第2種住居地域に、新4号バイパスでは、工業地域、工業専用地域に指定された区間も見られた。また、用途指定の変更は、準工業を商業、第2種住居を住居に変更した例が藤沢バイパス、軽井沢バイパスにそれぞれ見られた。更に、これらの用途指定とバイパス景観の対応関係を追うために、新4号バイパスで一部対応関係(工場型)は見られたものの、一般には有意な関係は見い出せなかった。これは、現行の用途指定の特因では、住居、準工業、商業地域の別を問わず、沿道指向型の種々な建物、施設が並地可能であったため、景観タイプの差となって現れにくいことの反映であると考えられる。

まとめ

- (1) 沿道開発の進行が顕著な草加、甲府バイパスでは、田園型、住宅地型から混在型、自動車関連型へのタイプの推移が見られるのが一般的である
- (2) 田園型、自然風景型の景観タイプが保全された例は、道路構造が高層上、切土区間、及び高層部、副道併設区間であり、沿道からのアクセスが難しい所であることがわかった。
- (3) 沿道の開発が進んでいる草加、甲府バイパスにおいては、供用後数年で景観タイプの変化が起っている。なおその後は、両バイパスとも混在型、自動車関連型に安定してそれ以上の推移は見られない。
- (4) 変遷パターンを類型化すると非変化、保全型など4つのタイプに分類された。
- (5) バイパス沿道地域における用途指定と景観タイプの関係には、有意な対応関係は認められなかった。

参考文献 1) 井澤誠、藤原修、二見次：写真判定によるバイパス景観のタイプ分類と評価、土木技術資料、vol.25-5、1983、5

2) 井澤誠、藤原修、二見次：バイパス景観の変遷分析、土木技術資料、vol.26-3、1984、3

A. 非変遷パターン

- ・保全型 a. Ⅱ1→Ⅱ1
b. Ⅱ2→Ⅱ2
c. Ⅲ→Ⅲ
- ・クライマックス型 α. V1→V1
β. V2→V2

B. 変遷パターン

- ・混在化型 イ. Ⅱ1→Ⅱ2
ロ. Ⅱ1, Ⅱ2→V1, V2
ハ. Ⅲ→V1, V2
- ・特化型 あ. V1→V2

図-6 変遷パターンの類型

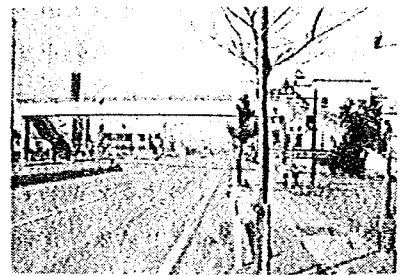
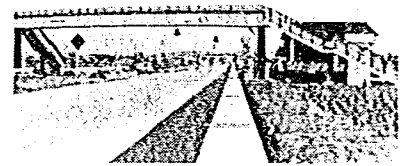


写真-1 変遷パターン(ロ)Ⅱ2→V1
甲府
バイパス S・46.9～S・57.11

1. まえがき

下水処理場において処理された下水は河川、湖沼などの公共用水域に放流される際に排水基準をクリアしていなければならない。この排水基準の中に大腸菌群数が1ml当たり3000個未満でなければならないという基準がある。既存の下水処理場では大腸菌群数に関する排水基準をクリアするために塩素により消毒を行っている状況であるが近年、塩素消毒により生成されるトリハロメタン等の有機塩素化合物による変異原性問題となっており、塩素の使用自体が危ぶまれてきている。

このようなことから下水道事業を促進する上でも早急に塩素消毒に変わる新しい消毒法を開発し、実用化する心算があり当研究室でもそれに関連した調査を行っている。本研究はこの調査の中で現在の大腸菌群数として計数されているコロニーの細菌相を明らかにしようとしたものである。

2. 目的

現在下水処理場からの放流水に適用される大腸菌群数の排水基準に係る測定法は、テスオキシコール酸塩寒天培地（以下テソ培地と略す）により35~37℃で18~20時間重層平板培養したときに出現する赤色及び深紅色を呈する定型のコロニー数をもって大腸菌群数とすることとなっている。

このことから大腸菌群数を減少させるためにはテソ培地上に出現する赤色及び深紅色を呈するコロニーが消毒する際にターゲットになり、より効果的な消毒法を見出すためにはそのコロニーを形成している細菌相を明らかにし、その構成比から主要なターゲットとなる細菌を見出す心算がある。

3. 調査方法

表-1 細菌目録

1. <i>Aerobacillus limosus</i>	31. <i>Providencia alcalifaciens</i>
2. <i>Aerobacillus anit</i>	32. <i>Providencia rettgeri</i>
3. <i>Aerobacillus suis</i>	33. <i>Providencia stuartii</i>
4. <i>Aeromonas caviae</i>	34. <i>Salmonella anatum</i>
5. <i>Aeromonas hydrophila</i>	35. <i>Salmonella choleraesuis</i>
6. <i>Aeromonas salmonicida</i>	36. <i>Salmonella gallinarum</i>
7. <i>Campylobacter coli</i>	37. <i>Salmonella muenchen</i>
8. <i>Campylobacter jejuni</i>	38. <i>Salmonella pullorum</i>
9. <i>Campylobacter lari</i>	39. <i>Salmonella typhimurium</i>
10. <i>Campylobacter fetus</i>	40. <i>Salmonella enteritidis</i>
11. <i>Campylobacter coli</i>	41. <i>Salmonella enteritidis</i>
12. <i>Campylobacter coli</i>	42. <i>Salmonella enteritidis</i>
13. <i>Enterobacter aerogenes</i>	43. <i>Serratia flexuosa</i>
14. <i>Enterobacter cloacae</i>	44. <i>Serratia fonticola</i>
15. <i>Enterobacter cloacae</i>	45. <i>Serratia liquefaciens</i>
16. <i>Enterobacter cloacae</i>	46. <i>Serratia marcescens</i>
17. <i>Enterobacter cloacae</i>	47. <i>Serratia marcescens</i>
18. <i>Enterobacter cloacae</i>	48. <i>Serratia marcescens</i>
19. <i>Escherichia coli</i>	49. <i>Serratia marcescens</i>
20. <i>Escherichia coli</i>	50. <i>Serratia marcescens</i>
21. <i>Escherichia coli</i>	51. <i>Serratia marcescens</i>
22. <i>Escherichia coli</i>	52. <i>Serratia marcescens</i>
23. <i>Escherichia coli</i>	53. <i>Serratia marcescens</i>
24. <i>Escherichia coli</i>	54. <i>Serratia marcescens</i>
25. <i>Escherichia coli</i>	55. <i>Serratia marcescens</i>
26. <i>Escherichia coli</i>	56. <i>Serratia marcescens</i>
27. <i>Escherichia coli</i>	57. <i>Serratia marcescens</i>
28. <i>Escherichia coli</i>	58. <i>Serratia marcescens</i>
29. <i>Escherichia coli</i>	59. <i>Serratia marcescens</i>
30. <i>Escherichia coli</i>	60. <i>Serratia marcescens</i>
31. <i>Escherichia coli</i>	61. <i>Serratia marcescens</i>
32. <i>Escherichia coli</i>	62. <i>Serratia marcescens</i>
33. <i>Escherichia coli</i>	63. <i>Serratia marcescens</i>
34. <i>Escherichia coli</i>	64. <i>Serratia marcescens</i>
35. <i>Escherichia coli</i>	65. <i>Serratia marcescens</i>

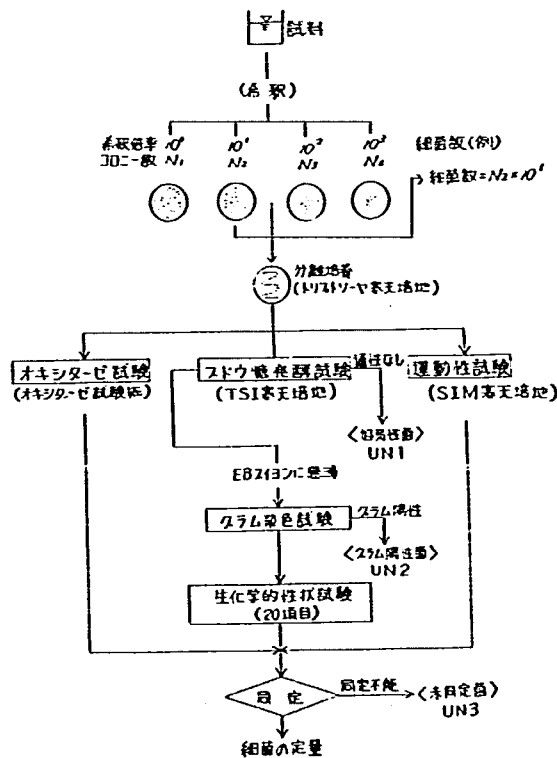


図-1 細菌の同定法フローチャート

調査は試料として下水処理場の流入水、処理水及び河川水を用いテソ培地を選択培地として最適計数希釈倍率(100~300個/平板)の平板に出現した赤色コロニー及び非赤色コロニーの中からそれを任意に25個ずつを取り出し、その細菌の同定・定量を行った。水質分析は下水試験方法¹⁾によった。

本調査において対象とした細菌はBergey's manual²⁾におけるFamily(科)I. Enterobacteriaceaeを中心に19属66種の細菌を対象とした。調査対象細菌を表-1に示す。尚、ここでふん便性大腸菌群の簡易同定法として知られているIMViC反応は*Escherichia coli*, *Escherichia freundii*及び*Aerobacter aerogenes*の3種に大別しているが本調査の対象細菌(表-1)では*E. coli*がNO.18に、*E. freundii*はNO.10に、*A. aerogenes*はNO.13に相当する。

本調査における細菌の同定法は日本製菓の同定キット³⁾によった。細菌同定法のフローを図-1に、試験項目を表-2に示す。図-1のフローに従って細菌の同定を行うと試料採取後5日目に定量結果がでる。

4. 調査結果

調査した4処理場の水質分析結果及び細菌定量結果を表-3及び表-4に示す。今回調査した4処理場のすべてがBOD, COD_{Mn}, SSともに除去率90%を得ており、ともに良好な処理状況にあった。流入水の大腸菌群数は平均 9×10^4 個/ml、処理水の大腸菌群数は平均 5.3×10^2 であった。また流入水の大腸菌群で種の確認ができたものは表-1のNO.18の*E. coli*, NO.4の*A. caviae*, NO.6の*A. sobria*, NO.14の*E. agglomerans*, NO.20の*K. oxytoca*, NO.22の*K. pneumoniae*, NO.48の*S. freundii*の5属7種であった。また処理水の大腸菌群で種の確認ができたものは表-1のNO.18の*E. coli*, NO.4の*A. caviae*, NO.5の*A. h-*

表-2 細菌同定に用いる分析項目

コード表示	群	点 数	分 析 項 目	方 法
Y	1		グラム染色	ビクトリアンブルー・フクシン法
			通性嫌気性	TSI培地
0~7	2	1	炭 化 水 素	NH ₄ 培地微量法
		2	エスクリン	-
		4	フェニルアラニン デアミナーゼ	-
0~7	3	1	インドール	-
		2	フェーグス プロスカウセル	-
		4	クエン酸	-
0~7	4	1	リ シ ン	-
		2	アルギニン	-
		4	オルニチン	-
0~7	5	1	ターガラクトシターゼ	-
		2	尿 素	-
		4	マ ロ ン 酸	-
0~7	6	1	アドニット	-
		2	イノシット	-
		4	ラフィノース	-
0~7	7	1	ラムノース	-
		2	ソルビット	-
		4	白 糖	-
0~7	8	1	マンニット	-
		2	アラビノース	-
		4	運動性	SIM培地
+ or -	9		オキシダーゼ	ろ紙法

注) 各群のコードは次の様式による。

① 第1群: グラム陰性通性嫌気性の場合にYとする。

② 第2群: 陽性の場合+、陰性の場合-とする。

③ 第2~8群: 分析項目が陽性の場合に+表示してある点数を合算する。

表-3 流入下水の水質分析結果及び細菌定量結果

項 目	処理場	M	B	G	T	平均
BOD (mg/l)		102	140	143	110	123
COD _{Mn} (mg/l)		77	96	77	75	81
SS (mg/l)		75	218	252	117	155
pH (-)		6.3	7.1	8.7	7.4	7.4
水温 (°C)		22.5	10.5	11.4	17.4	15.5
大腸菌群数 (赤色コロニー)		1,900	443	443	630	900
その他の細菌数(その他コロニー)		2,300	650	830	1,430	1,300
デソ細菌数 (IT)		4,200	1,090	1,300	2,230	2,200
ふん便性細菌数		150	84	130	73	110
45℃その他の細菌数		36	11	4	23	19
45℃細菌数		196	95	134	102	130
<i>E. coli</i>		730	120	110	310	330
<i>A. caviae</i>				38	60	25
<i>A. sobria</i>			120		65	46
<i>E. agglomerans</i>		150		38	120	80
<i>K. oxytoca</i>		320	160	38	32	140
<i>K. pneumoniae</i>		160	39	110	100	100
<i>S. typhimurium</i>					11	3
UN 1					15	4
UN 3		470		110	120	180
<i>A. caviae</i>		150		210	350	150
<i>A. hydrophila</i>		180	130		19	83
<i>A. sobria</i>		350	390	410	170	330
<i>C. freundii</i>		130				45
<i>E. agglomerans</i>		150				45
<i>E. cloacae</i>		350			130	120
<i>E. sakazakii</i>		350				88
<i>H. alvei</i>			65		14	20
<i>K. oxytoca</i>					45	11
<i>K. pneumoniae</i>				68	96	41
<i>P. multocida</i>					100	25
<i>P. vulgaris</i>				68	53	30
<i>S. typhimurium</i>		130				45
UN 1				66	150	55
UN 3		350	65	68	200	170

注) 細菌の単位は100個/ml。UN1は好気性菌。UN3は未同定菌。

hydrophila, NO. 6の*A. sobria*, NO. 14の*E. agglomerans*, NO. 15の*E. cloacae*, NO. 20の*K. oxytoca*, NO. 22の*K. pneumoniae*, NO. 28の*P. multocida*の5属9種であった。

今回の調査で表-3, 表-4からもわかるように同一菌種が赤色コロニーを生じたり非赤色コロニーを生じたりする結果となっている。しかし、大腸菌群の中でも代表的な*E. coli*は下水処理場系入水、処理水ともに赤色コロニーのみを生じている。

図-2は処理場別処理水の大腸菌群中の細菌相を示したものである。この図から、調査した4処理場において比較的優占して出現している菌は*Escherichia coli*, *Klebsiella pneumoniae*, *Klebsiella oxytoca*, *Aeromonas sobria*, *Aeromonas caviae*であることがわかる。

図-3はT処理場の処理水中の細菌相の季節的变化を示したものである。この図からT処理場処理水の細菌相は季節的变化がみられるものの図-2に示すような菌が優占して出現している傾向がうかがわれる。

このことから新しい消毒法を開発する際にターゲットとなる菌は*E. coli*, *K. pneumoniae*, *K. oxytoca*, *A. sobria*, *A. caviae*などの*Escherichia*属, *Klebsiella*属, *Aeromonas*属として良いものと思われる。

図-4は、下水及び河川水中の大腸菌群数とそれに対する*E. coli*の比率を示したものである。この図からもわかるように全試料とも*E. coli*の比率は50%以下と低く、とくに河川水

については大腸菌群数としては多く検出されているものの*E. coli*が全く検出されていない場合もあり、今回調査した3河川ではふん便性汚染をさほど受けていないものと思われる。

下水処理場においては系入水の*E. coli*の比率が20~40%であるのに対し、処理水の*E. coli*の比率はほとんどが20%以下となっている。このことは下水処理場のエアレーションタンク内においてH-

表-4 処理場の水質分析結果及び細菌定量結果

項目	処理場	M	B	G	T	平均
BOD (mg/l)		6.6	7.1	8.0	3.5	6.5
CO ₂ (mg/l)		8.0	9.1	5.2	6.9	7.3
SS (mg/l)		5	9	9	4	7
pH (—)		6.1	7.0	7.1	6.9	6.8
水温 (℃)		22.9	10.8	11.5	17.8	15.0
大腸菌群数 (赤色コロニー)		370	200	1,120	450	530
その他の細菌数 (その他コロニー)		1,200	1,400	9,600	2,400	3,700
デシ菌数 (計)		1,570	1,600	10,720	2,850	4,200
ふん便性細菌数		15	27	89	35	42
45℃その他の細菌数		4	1	11	9	6
45℃細菌数		19	28	100	44	43
<i>E. coli</i>		61	36	430	64	143
<i>A. caviae</i>		61			250	73
<i>A. hydrophila</i>					14	4
<i>A. sobria</i>			55	200	47	76
<i>E. cloacae</i>					13	3
<i>E. agglomerans</i>		61			10	18
<i>K. oxytoca</i>		92	36		1	32
<i>K. pneumoniae</i>		92	36	200	20	87
<i>P. multocida</i>					15	4
UN 3			36	330	28	91
<i>A. liquefaciens</i>				800	33	220
<i>A. suis</i>					130	33
<i>A. caviae</i>		450	473	4,800	660	1,600
<i>A. hydrophila</i>		150	150		76	100
<i>A. sobria</i>		180	620	3,200	550	1,200
<i>E. cloacae</i>		92			93	45
<i>E. agglomerans</i>		92				23
<i>K. oxytoca</i>					25	6
<i>P. gallinarius</i>				800		200
<i>P. multocida</i>					120	36
<i>P. pneumotrophicus</i>					65	17
<i>S. pneumoniae</i>			150			42
UN 1		92			160	63
UN 3		92			120	53

注) 細菌の単位は個/100ml, UN 1は好気性菌, UN 3は未同定菌

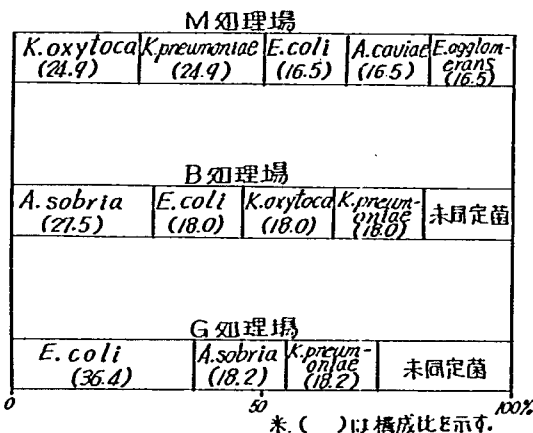


図-2 テリ培地で大腸菌群として計数されたコロニーの細菌相の構成比 (処理場別)

istriculus vorax, *Epistylis plicatilis* 等の原生動物が *E. coli* をよく捕食するといわれており⁴⁾。本調査結果にもこれらの捕食作用が反映されているものと思われる。

5. まとめ

今回の調査でテソ培地による大腸菌群数として計数されているコロニーの細菌相を明らかにした結果、以下のような知見が得られた。

- 1). テソ培地上に出現した菌の中で赤色コロニーと非赤色コロニーの両方を生じる菌種があったが、大腸菌群の代表菌と考えられる *E. coli* は赤色コロニーのみを生じた。
 - 2). 下水処理水、河川水とも大腸菌群数に対する *E. coli* の比率は小さく、今回調査した桜川、新川、境川の3河川のみん便性汚染は小さいものと考えられる。
 - 3). 新しい消毒法を開発する際にターゲットとなる菌は *E. coli*, *K. pneumoniae*, *K. oxytoca*, *A. sobria*, *A. caviae* などの *Escherichia* 属, *Klebsiella* 属, *Aeromonas* 属として良いものと思われる。
- 59年度はこれらの菌に対するオゾン、過酸化水素、UV などによる消毒実験を行っている。

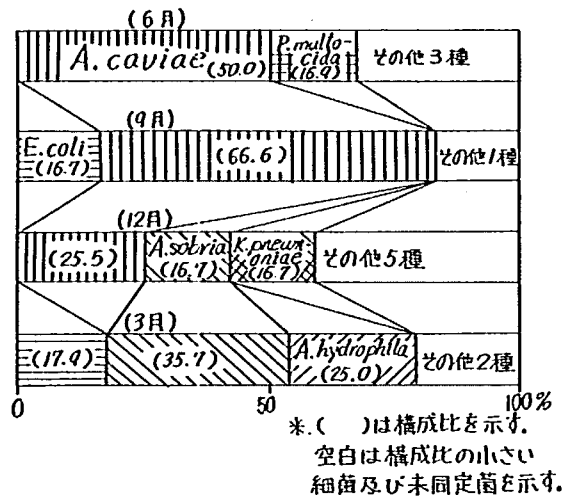
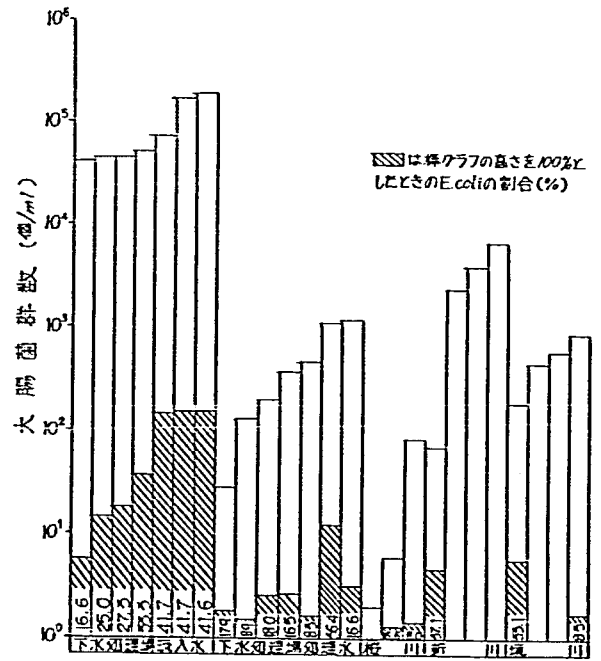


図 3 テソ培地で大腸菌群として計数されたコロニーの細菌相の構成比(季節変化)



<参考文献>

- 1). 下水試験方法, (社)日本下水道協会, (1974)
- 2). R. E. Buchanan & N. E. Gibbons, *Bergey's Manual of Determinative Bacteriology* (Eighth Edition), Williams & Wilkins, Baltimore, (1974)
- 3). ID・EB-解析マニュアル, (1981), 日本製薬
- 4). 須藤隆一著, 排水処理の生物学, P142, 産業用水調査会, (1977)