

I S S N 0386—5878
土木研究所資料 第 2 2 6 4 号

第 24 回

土木研究所研究発表会論文集

昭和60年12月10日・11日

建 設 省 土 木 研 究 所

「 Copyright © (1985) by P. W. R. I

All right 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.	斜面におけるトンネル掘削に関する基礎的研究	トンネル研究室	真 下 英 人	1
2.	融雪地すべり発生予測の一手法	地すべり研究室	吉 田 克 美	5
3.	振動式貫入試験結果による原位置液状化特性	動土質研究室	伊 藤 良 弘	9
4.	逆T型擁壁の土圧特性	施工研究室	藤 川 昌 幸	13
5.	地すべり地における遮水壁工の効果	新潟試験所	横 山 正 一	17
6.	フィル堤体の盛土に伴う基礎岩盤の変形と透水性の変化	フィルダム研究室	山 口 嘉 一	21
7.	ゴム堰の倒伏時の水位変動計算	河川研究室	加賀谷 均	25
8.	トンネル内の空気連行流の特性	ダム水工研究室	村 岡 敬 子	29
9.	人工リーフによる波浪減衰機構	海岸研究室	小 俣 篤	33
10.	流域における砂防ダムの土砂調節効果	砂防研究室	大 場 章	37
11.	広域都市圏土地利用予測モデルの開発	システム課	市 村 靖 光	41
12.	高齢者・外国人から見た案内標識のわかりやすさ	交通安全研究室	安 藤 和 彦	45
13.	路側放送システムにおける放送文作成自動化手法の検討	道路研究室	今 長 信 浩	49
14.	貯水池の実操作に関する考察	水資源開発研究室	須 田 孝 行	53

15.	都市における水空間の微気候への 影響についての実証的分析	都市河川 研究室	渡 辺 裕 二	57
16.	浄化工による河川水質の改善	水質研究室	森 田 弘 昭	61
17.	道路交通騒音の伝播に及ぼす風の 影響	交通環境 研究室	阪 井 清 志	65
18.	晶析脱リン法の影響因子に関する 検討	三次処理 研究室	諏 訪 守	69
19.	実験設備の最適保全の一手法	施設課	坂 本 崇	73
20.	下水汚泥の重力濃縮の改善	汚泥研究室	白 石 隆	77
21.	コンクリート床版防水材の接着性 に関する試験	化学研究室	小 川 功	81
22.	路上再生路盤工法の現況調査と構 造解析	舗装研究室	樋 野 義 周	85
23.	打撃式杭打機における緩衝機構	機械研究室	持 丸 修 一	89
24.	開水路電磁流量計の開発研究	水文研究室	早 川 信 光	93
25.	スリットを有する鋼床版横リブの 疲労特性	橋梁研究室	滝 沢 晃	97
26.	塩害の実態及び整理方法に関する 研究	コンクリート 研究室	丹 野 弘	101
27.	橋座の設計法に関する実験	基礎研究室	田 口 敬 二	105
28.	鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力 に及ぼす断面形状の影響	耐震研究室	長谷川 金 二	109

1. まえがき

近年、ルート選定の制約などから地山条件の悪い場所での山岳トンネルの施工が増える傾向にある。特に坑口部においては土盛りが薄く、地形が傾斜しているなどの地形的条件、あるいは産層、強風化層により非常に軟弱化しているなど地質的条件が悪いために地表沈下、斜面崩壊、偏土圧の発生などの悪い影響の生じる例が極めて多くなってきている。こうした問題に対して現場では個別に種々の対策が採られているが、必ずしも必要かつ十分であるとは言えないのが現状であり、坑口部における合理的な設計、施工法の確立が望まれている。本研究は、このような問題に対処するための基礎的データを得ようという目的で、地質的条件が悪い場合を想定して乾燥砂を用い、土盛りが薄い斜面下にトンネルを掘削した場合の地山の挙動を調べる模型実験を行なったものであり、以下その結果に関する中間報告を行なう。

2. 研究方法

2.1 実験概要

実験には図-1に示されるような幅150cm、奥行き30cm、高さ可変で側壁面が透明なアクリル板から成る砂箱と円筒状のチューブを用いており、実験は以下の方法に従って行なった。まず、砂袋に地山材料を詰め込み、一定の高さから落下させることにより、所定の性状を有する地山を形成する。地山作製時には、空気圧により直径を9.8cmにまで膨張（大気圧状態では直径7.3cm）させたゴムチューブを所定の位置に埋め込んでおき、また、地山にはアクリル板に接して標点を埋め込んでおく。地山の作製が完了した後、ゴムチューブを収縮させてトンネル掘削をシミュレートさせ、トンネル直径の収縮量 δ がほぼ0.3、0.8、1.3、1.8、2.3、2.5mmの時に写真撮影を行ない、写真から地表面および各標点の変位を求めた。なお、トンネル掘削に伴い地山材料がアクリル板とゴムチューブのすき間からもれるのを防ぐために

ゴムチューブの周りにはゴムスリーブが取り付けられており、また、地表面には測定位置の精度は十分ではないが、約5cm間隔で変位計が設置されており、変位計によってもある程度地表面沈下が計測できるようになっている。地形条件としては、トンネル天端から地表面までの距離 H （土盛り）を10.1cm、20.1cm、30.1cmと変化させ、さらに各土盛りに対して傾斜角 α も 0° 、 15° 、 30° と変化させた。

2.2 地山材料特性

地山材料としては、地質条件が非常に悪い場合を想定して気乾状態にある標準砂と珪砂4号の2種類を用いており、これらの物理的特性を表-1に、また、粒径加積曲線を図-2に示す。図-2からわかる

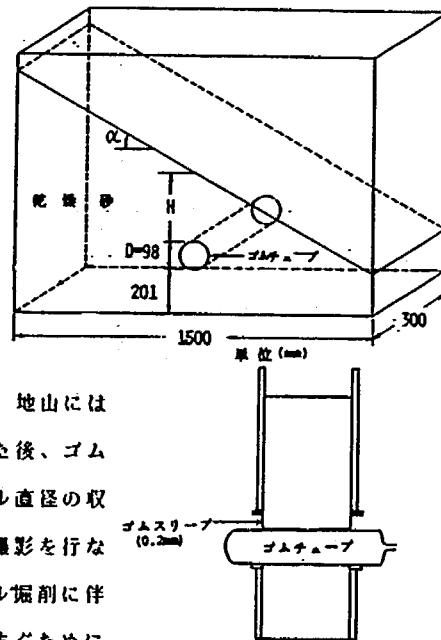


図-1 模型実験装置概要図

ように、標準砂と珪砂-1号では粒径が大きく異なっており、トンネルを掘削した場合の地山の挙動も異なることが十分に予測される。本研究では、このように予測される地山の挙動の違いが、標準砂と珪砂4号におけるどのような力学的性質の違いに起因するのかを検討する目的で2種類の地山材料を用いた実験を行なった。

表-1 地山の物理的特性

	標準砂	珪砂4号
比重 G_s	2.643	2.636
含水比 W (%)	0.2	0.1
空隙比 e	0.77	0.77

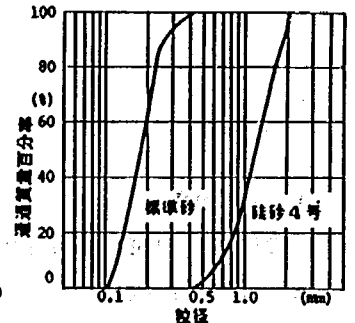


図-2 地山材料の粒径加積曲線

3. 実験結果

3.1 地表面沈下

地山が水平な場合の地表面沈下曲線としては正規分布曲線がよく知られているが、地山が傾斜している場合には実測例が少なく、理論的にもどのような曲線になるのかあまりよく知られていない。図-3は標準砂の H/D (土被り比) ≈ 1 のときの地表面沈下曲線を写真から読み取ったもので、 $\delta = 8, 18, 25$ mmのときの結果である。 $\alpha = 0^\circ$ の場合には沈下曲線は正規分布曲線に近い形状となっているが、傾斜角がつくことにより最大沈下量を与える点がトンネル中心軸より谷側へ移動し、山側の沈下領域が広くなるのに対して谷側の沈下領域が狭くなる傾向が見られる。とくに α が 30° にもなると山側においてはトンネル半径の5倍程度の領域まで影響が及ぶのに対して、谷側においては影響が及ぶ領域は半径程度となり、山側と谷側では大きな違いが見られる。標準砂 $H/D \approx 2, 3$ の場合の地表沈下量は小さいため、写真からは $H/D \approx 1$ の場合ほど明確な沈下曲線を得ることはできなかった。つぎに、地表面に設置された変位計から得られた結果を用いて、地表面最大沈下量について若干の検討を加えてみる。表-2は変位計から得られた標準砂の鉛直方向地表面最大沈下量 U_{smax} とトンネル直径収縮量 δ との比 U_{smax}/δ を示したものであり、変位計は約5 cm間隔で設置されているため変位計測定結果における最大沈下量を与える点と実際に最大沈下量が現われる点が必ずしも一致するとは限らず、また変位計の構造上、大変位の測定精度は不十分であるが、それでも以下の傾向が見られる。まず、傾斜角 α と U_{smax}/δ との関係については、土被り比が同一ならば U_{smax}/δ 値は α の値にかかわらずほぼ一定となっている。ここで、収縮量 δ を天端の沈下量と考えるならば、傾斜地山中にトンネルを掘削したときの U_{smax}/δ は、土被り比が同一の水平地山にトンネルを掘削した場合の U_{smax}/δ と同一になるわけで、天端沈下量が求めれば水平地山の沈

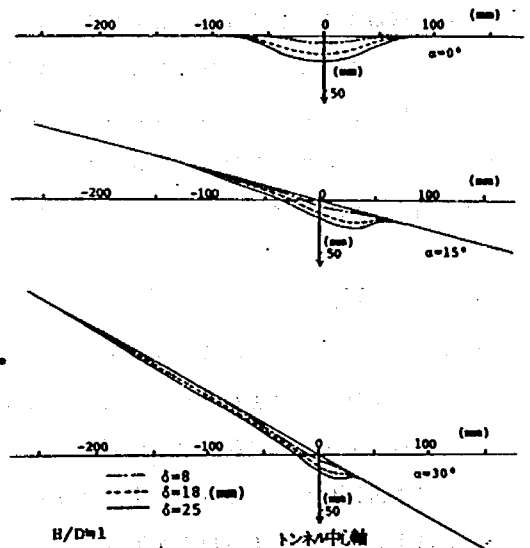


図-3 地表面沈下曲線(標準砂)

表-2 地表面最大沈下量 U_{smax} とトンネル収縮量 δ との比 (U_{smax}/δ)

α	H/D	δ	3	8	13	18	23	25
0	1	0.31	0.51	0.63	0.56	0.56	0.60	0.61
0	2	0.43	0.26	0.27	0.28	0.32	0.33	
0	3	0.26	0.16	0.15	0.15	0.16	0.17	
15	1	0.43	0.55	0.54	0.51	0.52	0.50	
15	2	0.57	0.23	0.22	0.26	0.31	0.34	
15	3	0.25	0.14	0.11	0.11	0.11	0.11	
30	1	0.55	0.52	0.56	0.52	0.53	0.54	
30	2	0.23	0.23	0.27	0.33	0.37	0.38	
30	3	0.31	0.21	0.20	0.19	0.21	0.21	

下曲線を用いて傾斜地山の地表面最大沈下量を予測することはある程度可能となる。土波り比と U_{smax}/δ との関係は、土波り比が増加することにより明らかに U_{smax}/δ は減少しており、天端沈下量が同一であれば土波り比が大きいほど地表面沈下量は減少すると言えよう。なお、珪砂4号の実験から得られた地表面沈下に関しては、各ケースとも沈下量は標準砂に比べると非常に小さくなっているものの、定性的な傾向は標準砂の場合とほぼ同様の結果が得られている。

3.2 トンネル周辺地山の挙動

図-4は、写真から読み取った変位を用いて、三角形要素内ではひずみ一定の仮定のもとで求めた標準砂の主ひずみの方向と大きさを示したもので、図中実線は引張、点線は圧縮を表わし、トンネル収縮量 δ はいずれも18mmである。図-4に見られるように、主ひずみ（あるいは最大せん断ひずみ）が卓越している領域は各ケースとも線状となっており、これらの領域ではすべりが発生しているものと考えられる。そこで、本研究ではこのひずみが卓越している領域をすべり線と呼ぶことにする。斜面の傾斜角 α が 30° の場合、発生するすべり線の形状は土波りによって大きく異なり、 $H/D \approx 1, 2$ の場合にはトンネルから山側に傾斜して地表面に到達する形状となっている。ここで、すべり線の方に土圧が発生するものと考えらるならば、これらのケースにおいては偏土圧が作用することが十分に予想される。これに対して、 $H/D \approx 3$ の場合に発生するすべり線の形状は、トンネル両側壁より鉛直に伸びて波りが2程度の深さのところで閉じるアーチ形状のものとなっており、この場合には偏土圧は作用しないものと考えられる。また、発生するひずみの大きさも、波りが大きくなるにつれて小さくなることが特徴となっている。 $H/D \approx 2$ で α が 15° の場合に発生するすべり線の形状は、やや山側に傾いているものの、 α が 0° の場合に比較的近いものとなっており、 H/D が2であっても 15° 程度の傾斜角では偏土圧は発生しないことがわかる。図-5は、標準砂の場合と同様の手法によって求めた珪砂4号の主ひずみ分布図であり、 δ はやはり18mmのときの結果である。トンネル周辺地山の挙動は標準砂の場合とかなり異なることがわかる。 $H/D \approx 2$ の水平地山の場合、発生するすべり線は鉛直に伸びて地中で完全に閉じるアーチ形状のものとなっており、アーチの高さは標準砂に比べると、明らかに低くなっている。このアーチの高さは、砂質地山に掘削されたトンネルに作用する土圧を算定する上で非常に重要となるため、砂の内部摩擦角 ϕ や土波りの関数として表わす研究も多くなされている。本研究では ϕ との関係を検討する目的で要素試験として表-1と同様の特性を持つ供試体に対して側圧 0.1 kgf/cm^2 の3軸圧縮試験を行なっているが、その結果によれば ϕ は標準砂で 40.7° 、珪砂4号

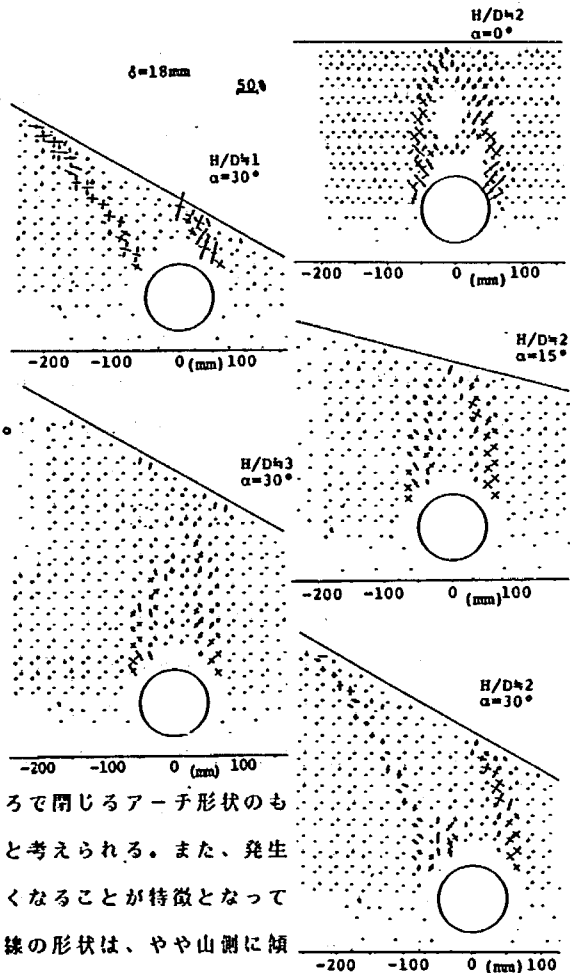


図-4 主ひずみ分布（標準砂）

で39.5°とほぼ同様の値となっており、この要素試験から得られたμだけでこのアーチの高さの違いを説明するのは難しいと考えられる。しかし、実験地山に発生している応力レベルは、0.1 kgf/cm² よりもはるかに低く、例えば初期応力状態におけるトンネル周辺の垂直応力は大きい所でも40 cm (土盛り) × 0.0015 kgf/cm³ (単位体積重量) = 0.06 kgf/cm² 程度にしかならないこと、また、トンネル周辺の応力状態は伸張状態となっており、しかも平面ひずみ状態であることなどを考え合わせると、要素試験が不十分であった可能性も考えられる。この問題については今後の検討課題としたい。

$\alpha = 30^\circ$ の場合に発生するすべり線については、 $H/D \approx 2$ であっても、アーチ形状の閉じた形のものが認められ、標準砂の場合と異なったものになっているが、 $H/D \approx 1$ になると山側に傾いて地表面に到達するものとなり、 $H/D \approx 1$ の場合にはやはり偏土圧が作用することが予想される。このように、斜面下にトンネルを掘削した場合に発生するすべり線の形状は、土盛り、傾斜角および地山の物性によって異なるが、図-4、5から判断する限り、地山が傾斜していても、掘削に伴い発生するアーチ形状のすべり線が地中で閉じるだけの土盛りがあれば、傾斜したすべり線は発生しないものと言えよう。図-6は、珪砂4号、 $\alpha = 30^\circ$ 、 $H/D \approx 1$ の地山に発生する最大せん断ひずみの分布を各収縮量に対して求めたものである。

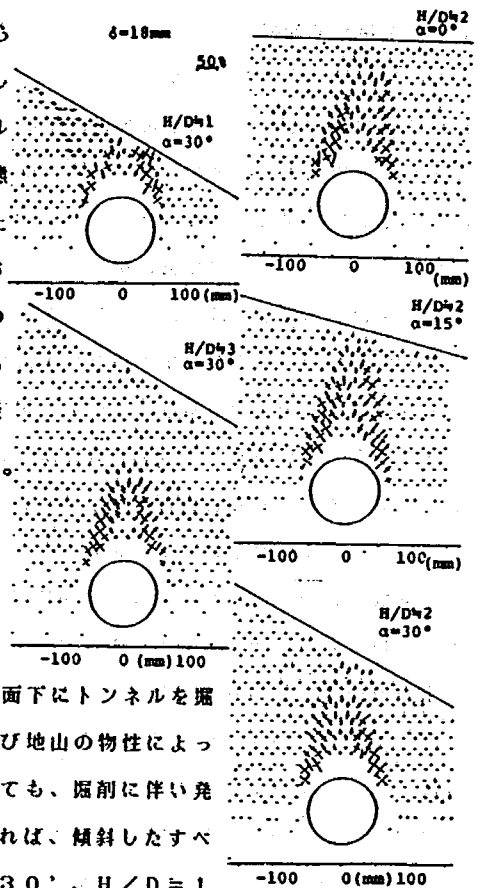


図-5 主ひずみ分布 (珪砂4号)

このケースでは最終的には地表面にまで到達する傾斜したすべり線が発生することになるが、収縮量が小さい段階においては、発生するすべり線は鉛直に伸びるアーチ形状のものとなっている。しかし、さらに収縮量が増加すると鉛直に伸びるすべり線は地表面に到達してアーチの形成は不可能となり、山側にすべりが発生し始める。したがって、この場合、掘削に伴って発生するゆるみ量を最小にとめることができれば、大きい土圧の作用および偏土圧は発生しないと言える。

4. まとめ

1). 斜面下にトンネルを掘削した場合の地表面沈下曲線は、最大沈下量を与える点が谷側へ移動し、沈下領域は山側が増大、谷側が減少する。また、鉛直方向最大沈下量と天端沈下量との比は土盛り比が同一ならば斜面の傾斜角にかかわらず、ほぼ一定となる。

2). 斜面下にトンネルを掘削した場合にも、初めは鉛直に伸びるアーチ形状のすべり線が形成されるが、土盛りが薄いあるいはゆるみ量が多いなどですべりが地表面まで到達すると、山側にすべりが発生し始める。

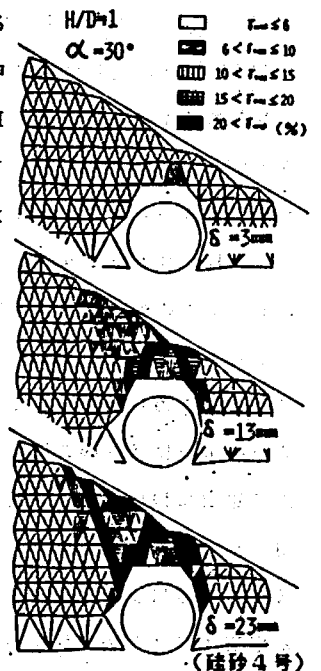


図-6 最大せん断ひずみ分布 (珪砂4号)

融雪地すべり発生予測の一手法

地すべり研究室 吉田 克美

1. まえがき

一般的に地すべりの発生原因はその地域のもつ素因と災害の直接的なきっかけとなる誘因とに区分される。最も大きな素因として地質構造が考えられ、過去の崩壊によって生じた地すべり地形もその一つと言えるであろう。一方、誘因としては、降雨や誘雪による間隙水圧の増加、地すべり末端部の河川侵食、人為的な切土・盛土、地震等が挙げられる。

新潟県上越地方は地すべり多発地帯であるが同時に国内でも有数の豪雪地帯であり、全地すべり発生箇所の約半数が誘雪期に集中している。誘雪と地すべりの関係を究明することは災害防除の上で重要なことであり、種々の報告^{1)~6)}がされているがその研究が十分には進んでいないのが現状である。

本報告は、融雪地すべり発生予測手法確立を目的とし、積雪深及び気温変化と地すべり発生との関連性について、上越市の周辺（上越市、新井市、東頸城郡）で昭和54~60年に融雪により発生した55ヶ所の地すべり地を取り上げ、検討を行ったものである。

2. 積雪深による発生予測

2. 1. 発生予測の考え方

誘雪地すべり発生は、誘雪水が斜面に供給されることによって間隙水圧が増加し、それが原因となって起こるものと考えられる。この原因を細分類すると、a). 融雪水量の多少、b). 融雪水の供給時間の長短、c). 誘雪水の斜面への供給速度等が考えられるが、これらは積雪深の変化より概略的に知ることができる。上記a)~c)に関係するであろう積雪深変化、1). 最大積雪深、2). 最終最大積雪深、3). 融雪速度、予測に用いる日数として、4). 積もり初めから発生までの日数、5). 最大積雪深から発生までの日数、6). 最終最大積雪深から発生までの日数の6項目について、気象庁高田測候所で観測している積雪深データ⁷⁾、また、県砂防課の地すべり災害箇所別一覧表⁸⁾より求めた。ここでいう最終最大積雪深は降雪がなくなり主として融雪活動が促進されると判断される直前の積雪深、融雪速度は最終最大積雪深を融雪継続日数で除したものとする。

2. 2. 解析結果

解析は1)~3)と4)~6)の各々、合計9通りについて相関を求めた。その結果、最終最大積雪深とそれから発生までの日数の相関が一番高く($r=0.9644$)、次いで最終最大積雪深と積もり初めから発生までの日数($r=0.9281$)、最大積雪深と最終最大積雪深から発生までの日数($r=0.8664$)の順になる。したがって融雪地すべり発生に最も関係が深いのは最終最大積雪深とそれから発生までの日数(

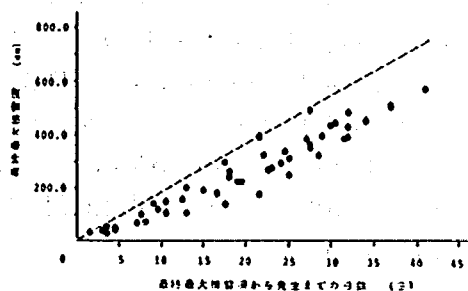


図-1 最終最大積雪深と最終最大積雪深の日から発生日までの日数の関係

図-1) となり、これより予測する場合一番安全側の破線を用い、最終最大積雪深を求めることによって、最終最大積雪深から発生までの日数を求めることができる。

3. 気温による発生予測

3. 1. 発生予測の考え方

融雪期に入ると多量に積もった雪が融け、降雨(長雨)とおなじ状態となり、地中に浸透して間隙水圧が増加し、これが融雪地すべり発生の直接の原因であると考えられる。雪が融ける気象条件として、気温が 0°C 以上の時とする。

新潟地方気象台において、時間気温を観測しており⁹⁾、このデータより一日の間で 0°C 以上の時間がどの程度か、また平均気温などを調べ、それらが直接融雪量に関係するものとして融雪量を算出し、これより地すべり発生に影響すると思われる前期実効融雪量¹⁰⁾を求めた。また、この結果を発生箇所の標高別に比較・検討を行った。

3. 2. 気温日数

融雪に対して最も重要な気象要素である気温より日数をもとめ、融雪量の算出を行った。気温日数とは融雪に関与する有効な熱量を表す指標であって、通常 $(0^{\circ}\text{C}$ 以上の日平均気温) $\times$ (日数)で計算される(図-2)。また、気温日数 $1^{\circ}\text{C}\cdot\text{day}$ 当りの融雪量を気温日融雪率といい、これによって融雪量を求めることができる。

土木研究所新潟試験所構内において、昭和58年より融雪量を観測しており、気温データより気温日数が求まっているので、これらより気温日融雪率を逆算した(図-3)。多少バラツキが見られるが各年ごとにだいたいまとまっており、年別に近似したものを実線で示してある。これによると年によって融雪期が違い、気温日融雪率が一致しない。そこで融雪開始日(最終最大積雪深の日を融雪開始日とする)をそろえることによって融雪期のズレを解消したもの(図-4)を平均し、その値を気温日融雪率として気温日数に乘じ、融雪量を算出した。融雪量のシュミレーション結果の一例を図-5に示す。気温日融雪率を近似したため、実測値に対して高い所は低く、低い所は高く出る傾向にあるが、良い結果が得られた。

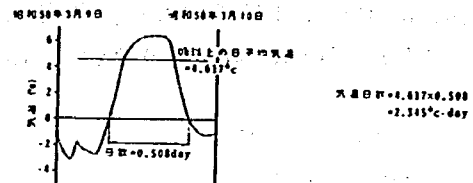


図-2 気温日数の一例

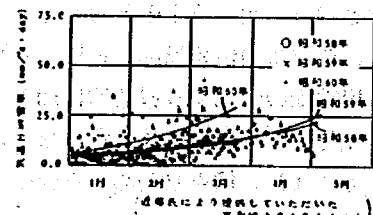


図-3 気温日融雪率(1)

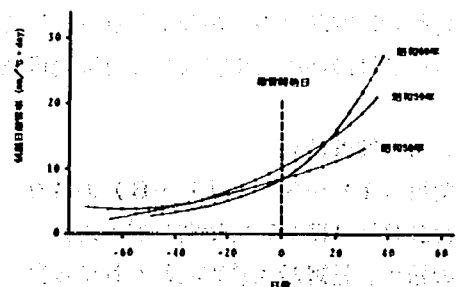


図-4 気温日融雪率(2)

3. 3. 前期実効融雪量

融雪地すべり発生は、前期融雪量の影響を受けているとし、この影響の度合は発生日と時

間差が大きくなる程減少するものと考え、発生日の1日前の24時間融雪量についてはその α_1 倍、2日前については α_2 倍というように、 t 日前の24時間融雪量に係数 α_t を乗じその和を前期実効融雪量(RWA)と定義する。

$$RWA = \sum_{t=1}^T \alpha_t \cdot Q_t \quad \dots\dots(1)$$

ここで、 α_t は減少係数、 Q_t は融雪量であり、 t 日前の減少係数は次式により求められる。

$$\alpha_t = 0.5^{t/T} \quad \dots\dots(2)$$

t : t 日前, T :半減期の日数

3.4. 解析結果

T を1, 1.5, 2, 2.5, 3と変化させ、当日を除く前一週間が発生に関係するものとして解析を行った。 $T=2$ 日の時の前期実効融雪量の経日変化を図-6に示す。ここでいう標高は地すべり地が高くなるほど雪が融けにくくなるものとし、100m上昇するごとに気温が0.6℃低下すると仮定して行ったものである。これより発生日の前期実効融雪量を標高別に示したものが図-7である。 T を変化させると前期実効融雪量にかなり影響するが、どの場合でも発生している点としない点の分離性が非常によく、破線のような警戒ラインを引くことができる。また、このラインの前期実効融雪量と T の関係を図-8に示す。 T の変化により図のような差があらわれ、実際どの程度半減するのかわからないため T を決定することはできないが、仮に2日とすると前期実効融雪量が60mmとなり、これを越えたと発生し初めるといえる。

T が2日のときの前期実効融雪量と発生前一週間の0℃以上の日平均気温の関係を図-9に示す。これは前期実効融雪量がどの程度かを示したもののだが、3.3℃の場合が一番安全側の値であり、気温データからも予測は可能である。なお破線より上のは発生日近くで急に気温が上昇したものであり、今回はこのデータを除外した。また、0℃

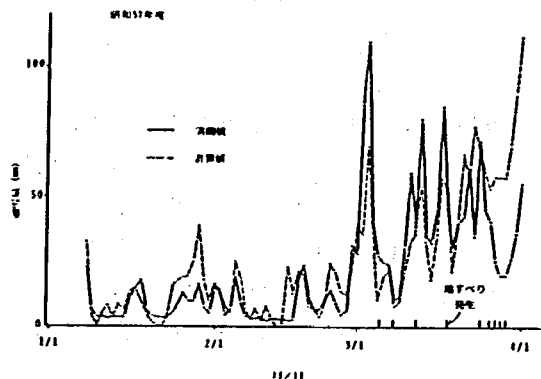


図-5 融雪量シミュレーションの一例

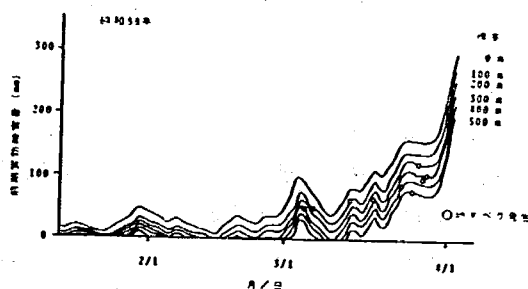


図-6 前期実効融雪量の経日変化図

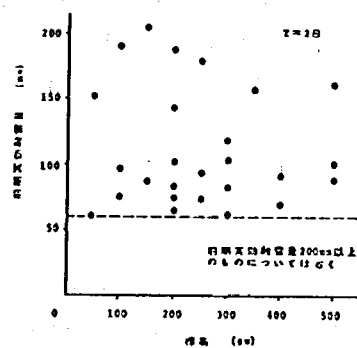


図-7 前期実効融雪量と標高の関係

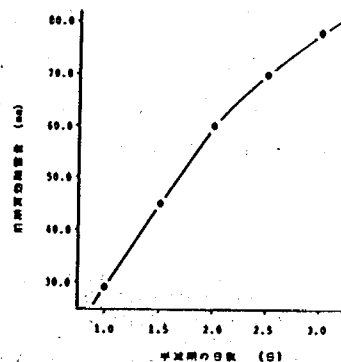


図-8 前期実効融雪量とTの関係

以下も含む日平均気温が4℃前後になると発生しており新聞等の気象情報から融雪地すべりを容易に知る目安になりそうである。

融雪開始日から発生までの日数と標高の関係を図-10に示す。これは標高が0～99mに発生したものについては0m、100～199mに発生したものについては100mというように100mきざみの標高とした。これから破線のようなクリティカルラインが得られ、標高が100m上昇するごとに約2日発生が遅れていることがわかる。破線より前に発生しているものについては、融雪開始日以降気温の高い日が続いた年があり、そのため早く発生したものと思われる。

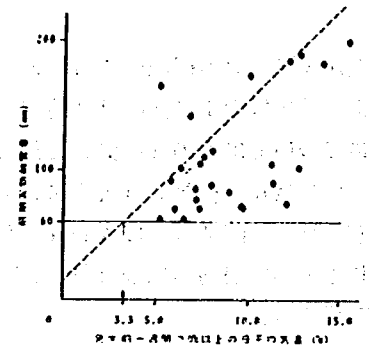


図-9 前期実効融雪量と発生前一周間の0℃以上の日平均気温の関係

4. まとめ

- 1) 最終最大積雪深とそれから発生までの日数の相関が非常によく、最終最大積雪深を求めることによって最終最大積雪深から発生までの日数を予測することができる。
- 2) 気温データより融雪量のシュミレーションを行い、その結果から前期実効融雪量を求めた。前期実効融雪量(T=2日の場合)が60mm以上になった時発生している。
- 3) 発生前1週間の0℃以上の日平均気温が3.3℃以上になった時発生する。0℃以下も含むデータでは4℃前後の時と言える。
- 4) 標高が100m上昇するごとに約2日発生が遅れる。

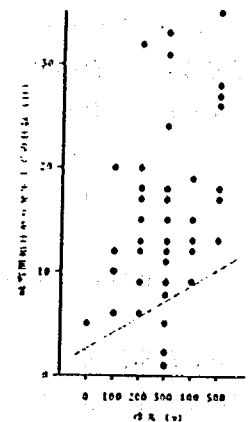


図-10 融雪開始日から発生までの日数と標高の関係

5. あとがき

本報告は、積雪深及び気温データの検討・解析によって融雪地すべり発生予測の方向づけを得たものと考え、箇所数も少なく、他の年では行ってないので、今後はさらにデータの蓄積を得て、この結果を実証するとともに降雪地帯のどの地点でも適用できる発生予測手法の確立を図るべく研究を進めていくものである。また、これらの結果を合わせて行うことによって、より実証性の高いものになると思われる。

最後に、本報告にあたって快く未公表の資料を提供してくださった新潟試験所近藤主任研究員に心から感謝いたします。

【参考文献】

- 1) 高野秀夫：地すべりと防止工法、地球出版 P67～91
- 2) 青木滋：第6回地すべり対策技術講習会テキスト P27～33
- 3) 山内修、近藤政司、丸山清輝：新潟県上越地方の融雪地すべり特性、土木技術資料、26-9、1984、P29～34
- 4) 中村浩之、白石吉信：雪の地すべりに与える影響について、地すべり Vol.10 No.1 P6～16
- 5) 近藤政司、清水清文：積雪地帯における融雪と地すべり発生、土木技術資料 19-1 1977 P26～31
- 6) 建設省土木研究所：地すべり発生に及ぼす融雪誘発特性に関する研究、昭和58年度試験研究報告書 P133～138
- 7) 気象庁新潟地方気象台：気象月報 昭和54～60年
- 8) 新潟県防衛課：地すべり災害箇所別一覧表 昭和54～60年
- 9) 日本気象協会：アメダス気象データ(時間) 昭和54～60年
- 10) 建設省土木研究所砂防部砂防研究室：土石流の警戒・避難基準雨量の設定に関する研究 土木研究所資料 第2215号

振動式貫入試験結果による原位置液状化特性

動土質研究室 伊藤 良弘

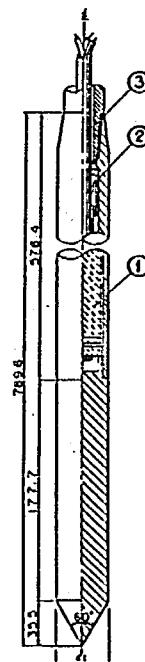
1. まえがき

地盤の液状化強度の推定には、標準貫入試験から得られるN値等を用いて間接的に推定する方法、原位置から不攪乱試料を採取して繰返し三軸試験を行って直接的に推定する方法等がある。動土質研究室では、現場で簡易に液状化の可能性の高い土層を見出し、さらに概略の液状化強度を推定することを目的として振動式貫入試験機を開発し、現在までに土槽を用いた室内実験、砂質地盤における現地試験を行っている。

本報告ではこの試験機を用いた測定結果と地震時の盛土の沈下量の関係及び、詳細な液状化調査法である繰返し三軸試験結果との間に予測される関係の若干の理論的考察、現地測定結果に基づいて導いた振動式貫入試験結果から液状化強度を推定する関係式についてとりまとめたものである。

2. 振動式貫入試験機の概要及び試験方法

振動式貫入試験機はオランダ式貫入試験機（グッチコーン）の先端コーンと同じ先端角（60°）をもつ先端コーン直上部にコンクリート締固めに用いる電気式高周波棒状バイブレーターを接続したものである。このバイブレーターを作動させると貫入コーン全体が振動し、飽和した砂地盤ではコーン周辺の間隙水圧が局部的に上昇することにより、バイブレターの作動時の貫入抵抗は作動させなかった時の貫入抵抗より低下する。この差により液状化のしやすさを判定する。このバイブレターの作動による貫入コーン周辺の地盤に与える影響は実際の地震によるものとは異なるが、コーン周辺の地盤に発生する間隙水圧は地盤の原位置での液状化特性を反映したものと考えられる。図-1に貫入コーンを示す。今回使用したコーンは、貫入抵抗をロッド上部の押し込み装置の反力から求める型式のものである。バイブレーター用の電源コードは中空の円筒ロッドの中を通し地上まで導いている。本試験はバイブレーターを作動させない静的貫入とバイブレーターを作動させた振動貫入を1箇所につきそれぞれ1本ずつ行う。なお、コーンの外径は41mm、バイブレターの振動数は200Hz、加振力は80kgfであり貫入速度は1cm/secで行う。



3. 試験結果の整理方法

本試験の結果は、静的貫入抵抗（以下 Q_c^s とする）、振動貫入抵抗（以下 Q_c^v とする）をロッド上部の荷重計で計測して、これらの値から貫入抵抗低下の程度を次の式で定義される貫入抵抗低下度Dとして求める。

$$(Q_c^s - Q_c^v) / Q_c^s \quad \text{-----} \quad (1)$$

盛土の沈下量との関係を得る地点においてはDを地下水位以下で深さ方向に加えたものを計算し、貫入抵抗低下層厚（以下 $\Sigma D \cdot \Delta Z$ とする）とする。これは液状化層の厚さとしての意味をもってくる。また、被害地点については、

- ① バイブレーター
 - ② バイブレーター用電源コード
 - ③ 貫入ロッド
- 図-1 貫入コーン

堤防管理者の資料等から求めた沈下量 (δ) を盛土高 (H) で割ったものを沈下率 (以下 δ/H とする) として求めておく。さらに既往の地盤液状化強度と本試験結果を対比させる箇所では、不攪乱試料の繰返し三軸試験結果のある調査位置の近傍において実施した振動式貫入試験結果について、三軸試料採取位置と同深度の区間の Q_c^s 、 Q_c^v を平均し、その値を用いて計算した。

4. 結果

図-2 は秋田県内の堤防において本試験を実施した例であり、日本海中部地震時に噴砂が認められ、堤防沈下の被害の著しかった地点である。この図には、 Q_c^s 、 Q_c^v 、 D を柱状図、標準貫入試験結果、不攪乱資料採取位置と合わせて示している。この図からわかるように Q_c^s から地盤の強度が連続的に得られること、さらに、砂層から粘土層に変化すると直ちに D が低下し、液状化しにくくなることわかる。この図の砂層部分は D の大きい部分が連続しており、堤防に生じた沈下が大きかったこと、堤防周辺で噴砂が観察されたことから考えるとこの土層で液状化が生じたと判断される。さらに、この地点を含め、本試験結果と盛土の沈下量について、沈下量の大小に応じて15地点を整理した。今回の調査地点の成層構造は各地点毎に異なり、これに伴い D の鉛直分布も各地点毎に異なるため、これを次の3種類に分類してみることにする。タイプⅠは、 D の大きさは一様に1.0 近くが連続しており、液状化の程度、液状化層の厚さとも大きいと思われるものである。図-2 はこのタイプである。タイプⅡは、 D は全体的に大きい、深さによって D の変動が著しいものである。タイプⅢは、 D の変動は著しいがその大きさは全体的に小さく、液状化の

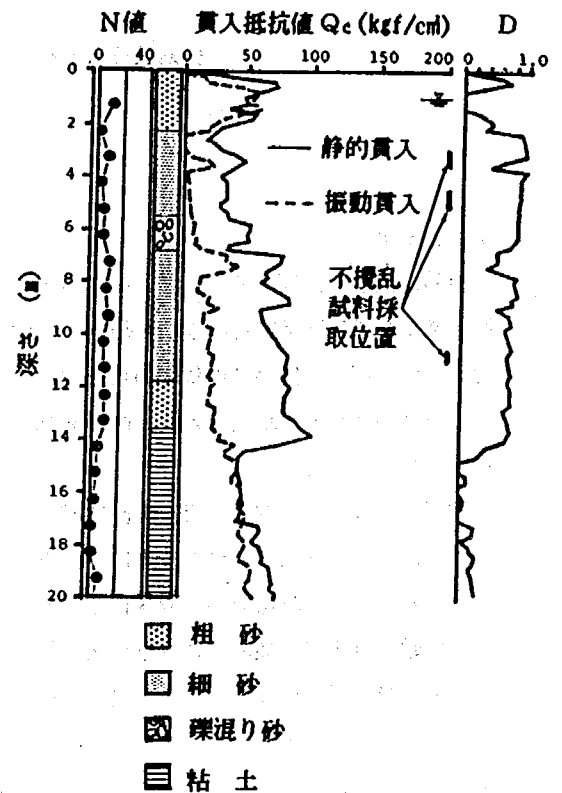


図-2 深さ方向のN値と貫入抵抗の関係

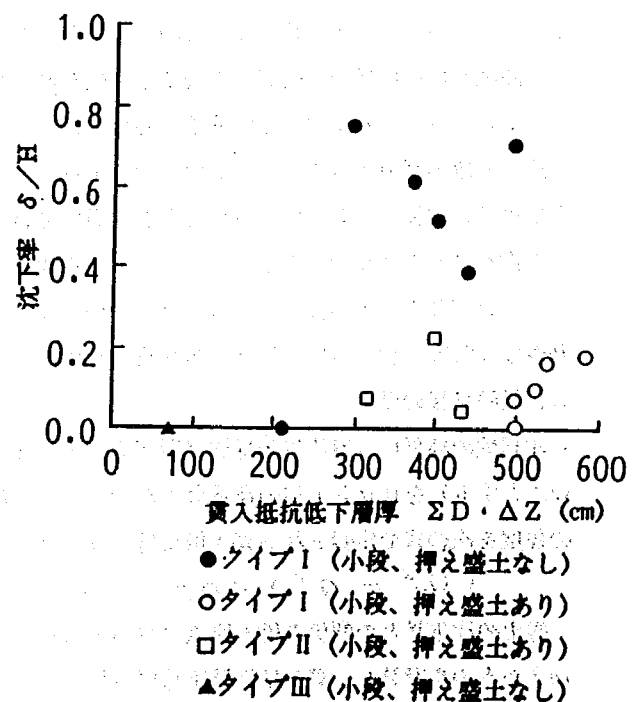


図-3 貫入抵抗低下層厚と沈下率の関係

程度、液状化層の厚さとも小さいと思われるものである。分類した結果は全15地点でタイプⅠ-11地点、タイプⅡ-3地点、タイプⅢ-1地点となった。

図-3は調査を行った全地点の $\Sigma D \cdot \Delta Z$ と δ/H の関係であり、Dのタイプ別、さらに小段あるいは押え盛土の有無の別に整理して示している。この図から小段あるいは押え盛土のあるものの方が同じ $\Sigma D \cdot \Delta Z$ の値であっても δ/H は小さいことがわかる。

振動式貫入試験結果を繰返し三軸試験結果と対比させる上で整理した地点は、青森、秋田、宮城、新潟、愛知、三重県内の24地点であり、繰返し三軸試験結果のデータは63個である。

液状化強度比 R_{L20} （以下 R_{L20} とする）とDとの関係では、 R_{L20} のDに対するばらつきが大きい。地盤と振動式貫入試験について次に述べる仮定から、土かぶり厚による鉛直有効上載圧（以下 σ_v とする）を考慮した液状化強度 τ_{L20} （ R_{L20} に σ_v を乗じたもの、以下 τ_{L20} とする）の方がDとの関係がより明確になると考えた。

仮定-1 液状化強度 R_{L20} と繰返し回数 N_L の関係は両対数紙上において直線関係である。（その勾配を $-b$ とする）

仮定-2 液状化過程における間隙水圧比 u/σ_v は繰返し回数比 N/N_L に比例する。

仮定-3 貫入抵抗はコーン周辺有効拘束圧に比例する。

仮定-4 振動貫入ではコーン周辺地盤に対して深度に無関係に一定せん断応力 τ 、一定繰返し回数 N の作用を与える。

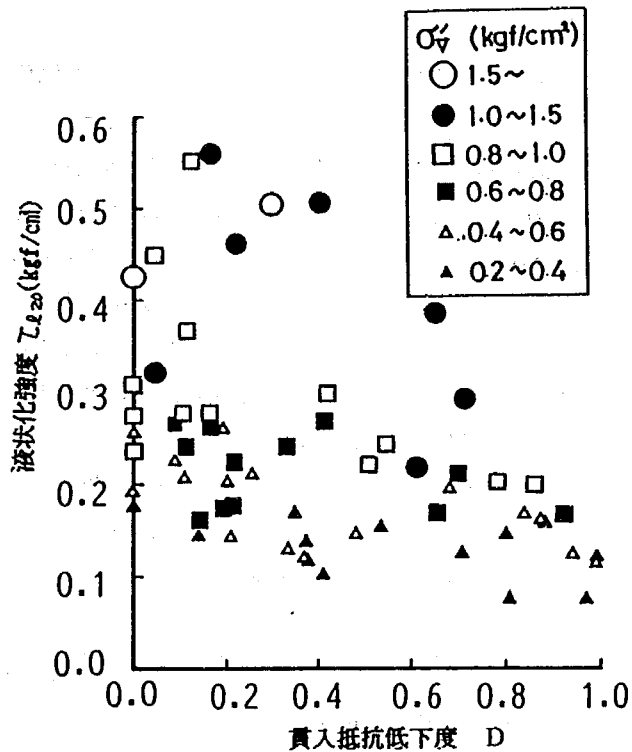


図-4 貫入抵抗低下度と液状化強度 τ_{L20} の関係

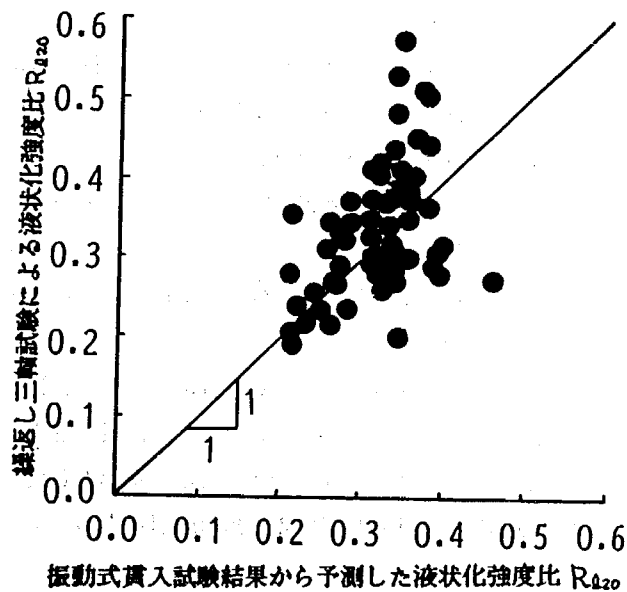


図-5 振動式貫入試験結果から予測した液状化強度比 R_{L20} と繰返し三軸試験による液状化強度比 R_{L20} の関係

これらの仮定により τ_{L20} と D とが次式により関係づけられる。

$$\log \tau_{L20} = -b \cdot \log D + \left(\log \tau + b \cdot \log \frac{N}{20} \right) \quad (2)$$

先に導いた予測関係に基づき τ_{L20} と D の関係について整理したものが図-4であるが、両者は予測されるような一義的な関係ではなく、図中に区分して示したように上載圧の影響を受けているものと思われる。これは、今述べた仮定-3, 4は十分検証されておらず、省略された因子があることが考えられる。例えば、測定深度の増大により、コーン周辺地盤への振動エネルギーあるいはせん断応力の伝達が一定でなくなること、ロッド上端で貫入抵抗を測定しているため貫入抵抗にロッド周辺の摩擦の影響を受けること、コーン周辺において必ずしも非排水状態とは限らないこと、貫入に伴って発生する間隙水圧成分があることなどである。

これらのことを考慮して、 $\tau_{L20} \sim D$ の関係に σ'_v の影響があるものとして $\tau_{L20} \sim D, \sigma'_v$ の関係を求め、さらに $R_{L20} \sim D, \sigma'_v$ の実験式に直した。実験式は τ_{L20} を D の2次曲線、 $D=1$ のときの σ'_v に対する τ_{L20} を双曲線で与え、 τ_{L20} を σ'_v で除すことにより次式のようになる。

$$R_{L20} = \left\{ 0.2 \cdot \sigma'_v{}^2 \times (1-D)^2 - \left(\frac{0.144}{\sigma'_v + 0.4} \right) + 0.3 \right\} / \sigma'_v \quad (3)$$

(3) 式を用いて振動式貫入試験結果の D から R_{L20} を予測した結果と、対応する位置で繰返し三軸試験から求めた R_{L20} の比較を図-5に示す。

5. まとめ

- (1) 振動式貫入試験では、連続的に貫入抵抗が測定できるため N 値より微妙な土層の変化をとらえることができる。
- (2) 一般に振動貫入抵抗値 (Q_c^v) は静的貫入抵抗値 (Q_c^s) より小さく、その差の程度を表わす貫入抵抗低下度 (D) を深さ方向に加えた貫入抵抗低下層厚 ($\Sigma D \cdot \Delta Z$) が大きいほど地震時の沈下量が大きい傾向がある。
- (3) 盛土に小段または押え盛土のあるものの方が同じ貫入抵抗低下層厚 ($\Sigma D \cdot \Delta Z$) でも地震時の沈下量は小さい。
- (4) 貫入抵抗低下度 (D) は液状化強度 τ_{L20} との間に相関があるが、その間には上載圧 (σ'_v) の影響が認められる。
- (5) 液状化強度比 R と貫入抵抗低下度 (D) との間には (3) 式で表わされる関係がある。

以上のことから、振動式貫入試験では地盤状態を連続的に把握でき、さらに、液状化強度の概略的ではあるが定量的な推定ができることが示された。今後は、データの集積に努め、実験式をより確かなものにし、実用に供するための問題点を考えていきたい。

参考文献

伊藤、古賀、島津；振動式貫入試験結果と原位置液状化強度の関係について、第20回土質工学研究発表会 1985, 6

逆T型擁壁の土圧特性

施工研究室 藤川 昌幸

1. まえがき

擁壁の設計において最も基本的な外力である土圧の算定には、テルツァギ・ペックの土圧図表、クーロン土圧公式、ランキン土圧公式及びクーロン系の図解法である試行くさび法などが適宜用いられる。一方、実際の擁壁では裏込め土の施工方法、気象条件、擁壁が設置される箇所の地形や地盤の状況などにより、作用する土圧が異なるであろうことは容易に想像される。しかしながら、擁壁に作用する土圧の実態が解明されていないため、これらの要因が土圧に与える影響の度合は勿論のこと、各種の土圧算定法の適用性に関しても不明の点が多い。これらのことから、実物大の模型擁壁を設置し、裏込め盛土施工時を含めた擁壁の挙動並びに壁面に作用する土圧などの測定を行った。ここでは盛土開始から約1年10ヶ月間の土圧を中心とした測定結果及び若干の解析結果について報告する。

2. 実験概要

実験に用いた擁壁は、図-1に示すように比較的適用範囲の広い逆T型鉄筋コンクリート擁壁である。擁壁の長さは8mであり、その中央には土圧測定のための受圧板(1.0m×1.0m)がたて壁に6枚、かかと版に2枚の計8枚設置されている。これらの受圧板は壁面に作用する土圧の水平成分と鉛直成分を同時に測定することが可能である。擁壁の基礎は、原地盤を厚さ1.5mにわたって砂で置換えた置換え基礎である。また、

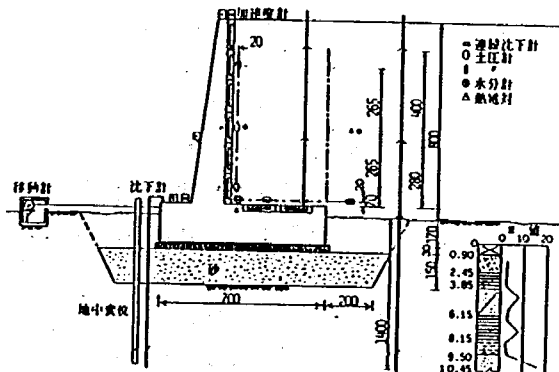


図-1 擁壁の諸元と計測器埋設位置

基礎地盤は砂質土と粘性土の互層をなし、深さ10m程度までN値が10以下の比較的軟弱な層が続いている。盛土材には山砂(SM, $G_s=2.75$, $\rho_{dmax}=1.64t/m^3$, $w_{opt}=21.4\%$)を用いた。表-1に現場密度及び三軸試験結果を示す。盛土の施工に際しては、ブルドーザによるまきだし(仕上り厚25cm)を行ない、振動ローラによる締固めを行なった。

表-1 現場密度と三軸試験結果

	範囲	平均値
$\rho_t (g/cm^3)$	1.45~1.93	1.69
$w (\%)$	21.0~29.2	26.4
$C_u (kgf/cm^2)$	0.10~0.65	0.29
$\phi_u (^\circ)$	21.0~25.9	23.5

3. 測定結果

3.1 常時土圧

たて壁、仮想壁面(かかとを通る鉛直面)及びかかと版に作用する土圧の状態と盛土高さの関係を、それぞれ土圧の水平成分、鉛直成分及び相対作用位置について整理した結果を図-2、3、4に示す。なお、盛土高4mで不連続点があるのは、この間に約6ヶ月の放置期間があったためである。また図-2、3には現行の設計土圧として使用されているテルツァギ・ペックの土圧も併せて示した。

たて壁及び仮想壁面に作用する土圧は、水平成分、鉛直成分ともに盛土高が高くなるに

従って二次曲線的に増加する傾向にあるものの、各成分ともたて壁に比較して仮想壁面の方が大きくなっている。この差は後述するように、かかと版上面の摩擦力や盛土と擁壁の相対変位に起因するものと考えられる。また実測された土圧の水平成分は、たて壁、仮想壁面ともにテルツァギ・ベックの土圧より大きく、さらにテルツァギ・ベックの土圧では鉛直成分は存在しないが、実際には壁摩擦角にすると約 27° 前後に相当する大きな摩擦力が作用している。相対作用位置は、たて壁については一般に盛土高の $1/3$ よりやや低い結果となっているが、仮想壁面については盛土高の $1/2$ 程度とかなり高くなっている。このことは、盛土施工時の土圧分布は、たて壁では三角形分布に近いのに対して、仮想壁面ではむしろ矩形分布に近いことを示すものである。なお、盛土高が 2 m 程度までは相対作用位置が高くなっているが、これは締固めの影響によるものと考えられる。

かかと版に作用する土圧は、鉛直成分・水平成分とも盛土高が高くなるに従ってほぼ直線的に増加する傾向が見られ、僅かではあるがたて壁に向かう摩擦力（水平成分）が存在することに注目される。また鉛直成分はかかと版上の裏込め土の重量より大きい傾向にあるが、これは仮想壁面に作用する摩擦力に起因するものと考えられる。さらに、たて壁と仮想壁面における鉛直成分の影響を受けて、相対作用位置はかかと版中央よりもやや後方になっている。

表-2は、たて壁、仮想壁面及びかかと版について、 8 m までの盛土終了直後の土圧の実測値と現行の土圧算定法による計算値を対比して示したものである。なお、高さ 8 m 程度までの擁壁については、目安と

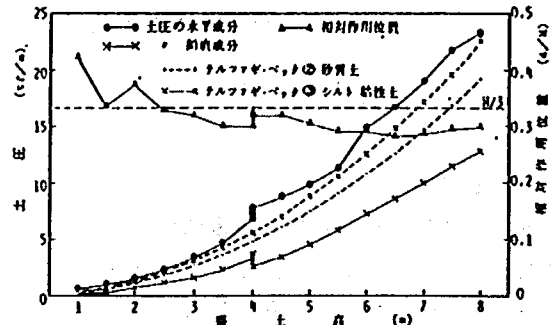


図-2 たて壁に作用する土圧

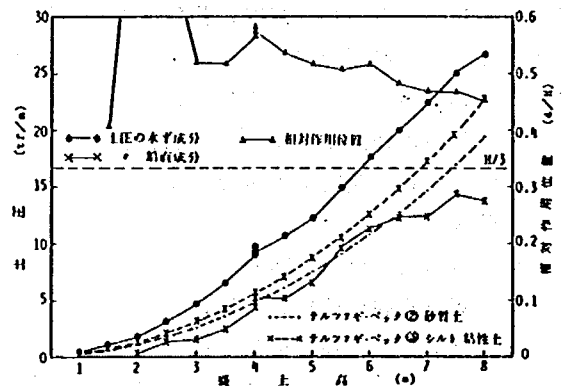


図-3 仮想壁面に作用する土圧

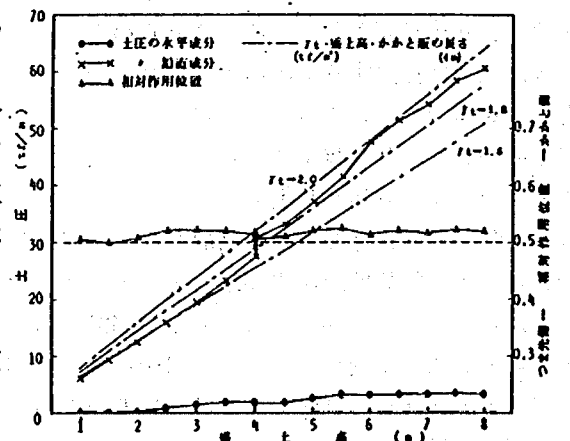


図-4 かかと版に作用する土圧

表-2 現行土圧算定法との比較(盛土高 8 m)

土圧	たて壁(11=8m)			仮想壁面(11=8m)			かかと版(8=8m)		
	実測値	テルツァギ・ベック	クローン	実測値	テルツァギ・ベック	クローン	実測値	テルツァギ・ベック	クローン
土圧	28.42	19.20	18.08	30.63	19.20	20.25	57.05	66.00	69.88
土圧	23.18	19.20	16.97	26.66	19.20	20.25	3.50	0	0
土圧	12.97	0	0.10	12.79	0	0	56.94	66.00	69.88
作用方向									
相対作用位置	0.297	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.550	0.500	0.500

注) テルツァギ・ベック: 土圧係数 $K=0.5$ クローン: $\phi=27^\circ$, $\gamma=1.8\text{ t/m}^3$

して与えられた土質定数を用いて土圧を算定する場合が多いので、計算値は注)に示す条件に基づくものを示している。実測値と計算値を比較すると、土圧合力の実測値はたて壁及び仮想壁面において、計算値をかなり上回っている。さらに、これまでに実施された重力式擁壁の現場実験の結果と比較しても実測値はかなり大きい。これらのことは逆T型擁壁においては、壁体の安定性のみならずたて壁などの部材設計についても十分な注意が必要なることを示すものと考えられる。また実測値の土圧の作用方向は、計算値と異なり全ての面である傾きを持っているが、土質試験で得られる土質定数との対応は明確ではない。

盛土完成後、擁壁に作用する土圧は時間の経過とともに変化する。表-3は、土圧の水平成分、鉛直成分及び相対作用位置について、盛土完成直後と観測期間中に記録された最大値及び最小値を比較して示したものである。なお、変化状況を明確にするために、各項目毎の最大値、最小値を示している。盛土終了後、土圧は仮想壁面の鉛直成分やかかと版の水平成分を除き、一般に+10%〜5%程度の幅で変化している。一方、たて壁及び仮想壁面の相対作用位置はかなり低下する傾向が見られるが、これらの変化は擁壁や地盤の沈下及び盛土の圧縮などに起因するものと考えられる。ちなみに盛土終了直後からの観測期間中の擁壁の変位は、傾斜角はほとんど変化せず、つま先方向への水平変位が約6mm、沈下が約4cmであった。また原地盤では約5cm、盛土についても6cm前後の沈下があった。

表-3 土圧の変化

土圧成分	測定値(tf/m)	最大値		最小値	
		測定値(tf/m)	増減率(%)	測定値(tf/m)	増減率(%)
たて壁 水平成分	23.18	25.28	100.0	21.90	94.5
たて壁 鉛直成分	12.87	13.41	100.0	12.10	93.9
たて壁 相対作用位置	0.287	0.298	100.0	0.238	83.3
仮想壁面 水平成分	26.68	28.32	100.0	26.24	98.4
仮想壁面 鉛直成分	13.78	16.23	100.0	13.29	95.7
仮想壁面 相対作用位置	0.452	0.452	100.0	0.396	87.6
かかと版 水平成分	3.50	4.51	100.0	3.44	98.3
かかと版 鉛直成分	56.84	58.16	100.0	56.84	99.8
かかと版 相対作用位置	0.550	0.554	100.0	0.548	99.6

3. 2 地震時土圧

盛土完成後、かなりの数の地震が観測された。図-5は、主な地震について、たて壁に作用する地震時土圧の常時土圧からの増加量と擁壁つま先の最大水平加速度の関係を示したものである。図中には、物部一岡部の地震時主働土圧についても、実測値と同様に常時の主働土圧からの増加量として示した。図-5から明らかなように、地震時の土圧合力の増加量は、物部一岡部の地震時土圧と比べて非常に小さい。水平加速度が103galと観測された中で最も大きい地震においても、増加率は2.6%程度であり、先に述べた常時土圧の変化率の方が大きい。さらに、実測された土圧合力の増加量と水平加速度の間には線形関係が認められるが、これは慣性力の影響の大きいことを示すものと考えられる。これらのことから、本実験に用いたような擁壁については、地震時の土圧増加量は非常に小さく、物部一岡部の地震時主働土圧とはかなり異なることが分かる。また、常時の土圧は現行の設計土圧よりもかなり大きいことから、現状では常時の土圧を精度良く推定することが重要であり、このことが地震時の擁壁の安定性確保にも役立つと思われる。

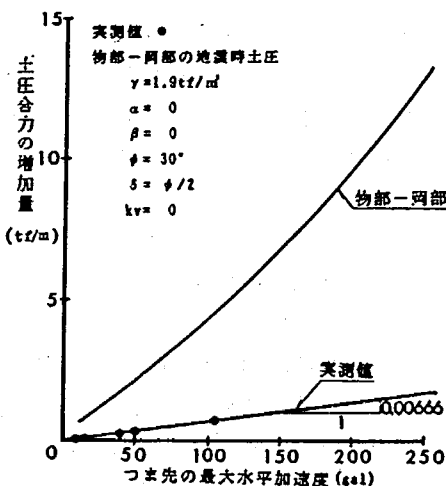


図-5 地震時の土圧増加量

4. 数値解析

擁壁に作用する土圧は、擁壁・裏込め土・基礎地盤の三者の相互作用の結果生じるものと考えられるが、現行の土圧算定法ではこの相互作用は考慮されていない。このためここではDuncan-Changの双曲線型応力-歪曲線及びGoodmanのジョイント要素を用いた有限要素法により擁壁と裏込め土の築造過程を追跡した。図-6に解析モデルを示す。また解析ケースは次の2ケースを設定した。

① 実験条件に基づいたケース (ケース1)

② 堅固な地盤を想定したケース (ケース2)

表-4にケース1で用いた物性定数を示す。ケース2は置換砂以下を中砂層とし、他はケース1と同じである。

表-5は解析結果を実測値と対比して示したものである。ケース1と実測値を比較すると、たて壁での作用方向や仮想壁面での相対作用位置を除けば全体に良く対応しており、表-2に示した現行の設計土圧よりもかなり良い精度で土圧を推定できることが分かる。なお、ケース1では擁壁や盛土の変位についても実測結果に近い値が得られた。次にケース1とケース2を比較すると、たて壁及び仮想壁面に作用する土圧合力及び水平成分についてはケース2が大きい結果となっている。一方、鉛直成分はケース2の方が小さく、仮想壁面については特にその傾向が強い。ケース1とケース2では基礎地盤の性状が異なるのみで、その他の解析条件は同一である。従って、これらの相違は基礎地盤の違いに起因すると考えられ、基礎地盤の性状が土圧に及ぼす影響がかなり大きいことが分かる。またこのことは、擁壁に作用する土圧を考える場合、単に擁壁と盛土の関係のみでは十分でなく、基礎地盤も含めた三者の相互作用として取扱う必要があることを示唆するものと思われる。

5. まとめ

本実験では、逆T型擁壁に作用する土圧の実態や土圧に影響を及ぼす要因をある程度明らかにすることができた。しかしながら、擁壁の設計に用いられる土圧は多分に経験的要素を含む現状にあり、しかも擁壁の構造形式や地盤条件によっても土圧は異なることから、今後も実測結果の蓄積を図ることが重要であると考えられる。

(参考文献) 1) 土木研究所：現場擁壁における土圧測定実験，土木研究所資料第1116号

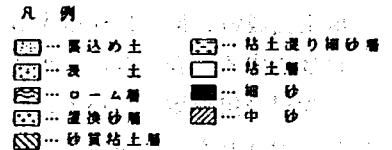
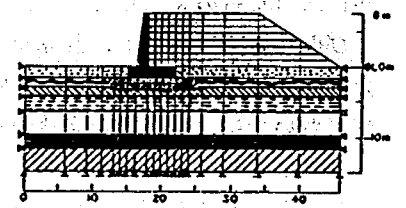


図-6 解析モデル

表-4 解析に用いた物性定数(ケース1)

層名	土質	単位重 (γ)	圧縮係数 (μ)	せん断係数 (μ)	せん断角 (ϕ)	せん断力 (τ)	せん断力 (τ)	せん断力 (τ)	せん断力 (τ)
盛土	砂	1.87	0.5	28.0	1170	330	330	0.45	0.875
裏込め土	砂	1.9	0	35.5	2500	2000	2100	0.54	0.91
基礎土	砂	1.4	3.0	5.0	2000	200	200	0	0.90
ローム層	砂	1.4	3.0	5.0	2000	200	200	0	0.90
置換砂	砂	1.4	7.5	0	6300	400	400	0	0.93
砂質粘土	粘土	1.7	0	25.0	350	295	1090	0.85	0.90
粘土	粘土	1.8	7.9	0	6000	400	400	0	0.94
中砂	砂	1.8	0	35.0	1200	2000	2100	0.54	0.91
粗砂	砂	1.8	0	60.0	2500	2000	2100	0.54	0.91
粗砂	砂	2.3	-	-	1.4×10^4	-	-	-	0.95

表-5 実測値と計算値の比較

土質	土質	たて壁 (H=6m)		仮想壁面 (H=6m)		かかと (B=4m)	
		実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値
土	合力	28.42	27.42	36.95	30.02	34.50	38.04
土	水平成分	23.18	26.94	36.50	26.68	30.71	38.70
土	鉛直成分	12.97	8.83	5.70	13.78	15.72	5.12
土	作用方向	28.05°	16.43°	8.87°	27.37°	27.11°	7.54°
土	相対作用位置	0.297	0.307	0.324	0.452	0.317	0.328

地すべり地における遮水壁工の効果

新潟試験所 横山正一

1. はじめに

地すべりの原因の一つに、降雨・融雪等の浸透水の作用による地下水の上昇が上げられる。この現象に対する対策工として地下水排除工がある。現在主に用いられている地下水排除工としては、集水井工、水抜きボーリング工、暗渠工、遮水壁工があり、今回の検討の対象としたのは遮水壁工である。ここでいう遮水壁工とは、図一3に示す構造であり、暗渠工の規模の大きなものを指し、一般に遮断工といわれているものとは異質のものである。この遮水壁工は、主に粘性の強い地質で移動層が比較的薄く、地下水位の高い地すべりに対して用いられている。今回は、この遮水壁工の地下水位低減効果について検討したので報告する。

2. 目的

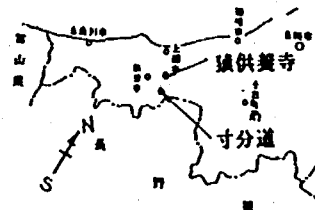
遮水壁工の地下水排除効果を明らかにするためには、地下水位低下の影響範囲、その低下量、排水量を定量的に把握する必要がある。今回は、これら上記の課題について新潟県上越地方に広く分布する第三紀層地すべり地の中から代表的な地すべり地を取り上げて検討を加え、当地方における地すべり対策工の設計施工の一指標を見いだそうとするものである。

3. 地すべり地の概要

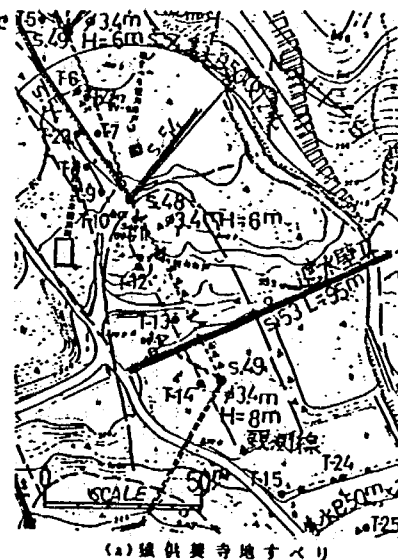
今回検討の対象とした地すべり地は、猿供養寺地すべり地と寸分道地すべり地である。この2箇所の地すべり地の概要を以下に述べる。

3. 1. 猿供養寺地すべり

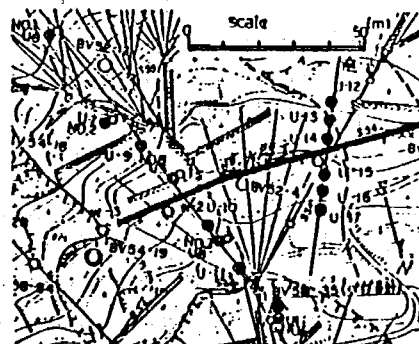
猿供養寺地すべり地は、新潟県中頸城郡板倉町大字猿供養寺地内に位置し、主要な移動地の面積は24haであるが現在安定している旧地すべり地を含めると43.2haとなる。すべり層厚は4mから厚い所で15m内外、平均7m程度であり、地すべり幅50m~100m、地すべり延長は1.5kmに及ぶ規模の地すべり地であり、主に田畑として利用されている。現在顕著な地すべりの活動の報告は無く、対策工事により安定化しているものと思われる。地質は新第三紀中新世の黒色泥岩地帯であり、背斜構造は存在しないが、ひん岩岩脈が黒色泥岩層を貫入し上昇した独立峰(571.6m)の両側に放射状に分布する地すべり群の一つである。ちなみに、当地すべり地は昭和35年より新潟試験所の試験地として各種の観測が行われている。



図一 位置図



(a) 猿供養寺地すべり



(b) 寸分道地すべり

図二 地すべり平面図

検討の対象とした遮水壁工は昭和53年度の12月～2月にかけて施工されている。

3. 2. 寸分道地すべり

寸分道地すべり地は、長野県との分水嶺をなす関田山脈の西側に広がる新潟県新井市大字寸分道地内の一級河川関川の右二支寸分道川上流域の左岸側斜面の地すべり群の中に位置している。このうち調査対象とした地すべりブロックは、すべり層厚4m～6m、地すべり幅約70m、地すべり延長約170mで左右境界部は沢状の地形となっている。地質は新第三紀中新世の泥岩と砂岩の規則的な互層である権谷層が分布し、N-S方向に背斜軸が延びている。近年では昭和56年、58年に降雨、融雪が原因と考えられる地すべりが発生している。検討の対象とした遮水壁工は昭和58年度の9月～11月にかけて施工されている。

4. 調査方法

4. 1. 地下水観測方法

猿供養寺、寸分道地すべり地においては観測線を設け、その線上に沿って間隙水圧を測定している。間隙水圧の測定は土中埋め込み用の差動トランス型間隙水圧計を使用している。データ記録は猿供養寺地すべり地では自記記録、寸分道地すべり地では週一回の手動観測を行っている。

また、観測線上においては、移動計により地すべり土塊の移動量も観測している。間隙水圧計、移動計の配置を図-2の平面図に示す。

4. 2. 数値計算による地下水位の低減範囲の検討

遮水壁工による地すべり斜面内の地下水位の低減範囲等を定量的に把握することができれば、遮水壁工の設計、施工をより有効に行うことにつながることはいうまでもない。

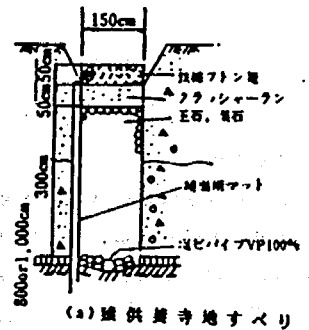
自由水面を有する地下水流の数値計算法としては、現在有限要素法等の精度が高く汎用性に富む手法が提案されているが、現地地すべり斜面は不均一斜面であり、その不均一性を表す地下水文定数の測定が非常に困難で、精度の高い定数値が観測されているかといえは不十分であると言わざるを得ない。加えて、現在広く使用されている極限平衡法に基づく斜面安定解析の解析精度を考慮して、今回は比較的データのインプットが少ない差分法によるシュミレーションを実施し観測データによる検証を試みた。

解析に用いたモデルは飽和準三次元モデルであるが、遮水壁工が地すべり横断方向に長いことや観測地が主に観測線上でしか得られていないことより実際の計算は二次元断面での解析を行った。

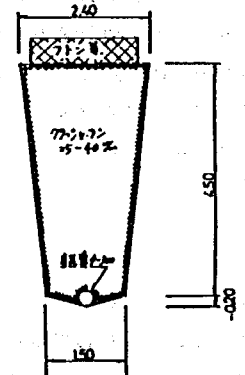
自由水面をもつ地下水の流れを二次元的にみた連続方程式は次式で与えられる。

$$\theta \frac{\partial h}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial x} (hu) - \frac{\partial}{\partial y} (hv) + r$$

ここで h は x, y 平面に垂直に測った水深、 u, v は x, y 方向の平均流速、 r は流出および流入量、 θ は有効間隙率である。また、DupuitとForchheimerによれば自由水面の勾配があまり大きくなく流域の曲がりも小さい場合には通過断面内で流速は一様分布と考えてよいことより、静水圧分布に対してポテン



(a) 猿供養寺地すべり



(b) 寸分道地すべり

図-3 遮水壁工の構造

シャルは、

$$\phi = h \cos i_x \cdot \cos i_y + Z$$

ここで不透基盤が一定勾配であると仮定（今回取り上げた地すべり地では一定勾配と考えて良いと思われる。）し、連続方程式とDarcy則を用いると次の基礎方程式がもとまる。

$$\begin{aligned} \theta \frac{\partial h}{\partial t} = & kh \left(\alpha \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \right) + kh \left(\alpha \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \right) \\ & + k \alpha \left(\left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)^2 \right) \\ & + k \left(\frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial z}{\partial x} \right) + k \left(\frac{\partial h}{\partial y} \frac{\partial z}{\partial y} \right) + i \end{aligned}$$

ここで、 $\alpha = \cos i_x \cdot \cos i_y$ 、 k は透水係数、 Z は不透基盤の高さである。

上式をテイラー展開し、右辺は二次項まで、左辺は一次項までを用いて差分化し数値計算を行った。

5. 結果

5. 1. 対策工事と移動量

図-4に対策工事の施工時期と累積移動量を示す。これを見ると各々の対策工事が地すべり抑制に有効に作用しているのが解る。今回の検討対象とした遮水壁工について見ると猿供養寺地すべり地についてはT-10～13、寸分道地すべり地ではN03,4の移動計にその抑制効果がみられる。また、遮水壁工施工時に大きな移動量がみられるが、これは開削による影響と思われる。

5. 2. 地下水観測結果

図-5に間隙水圧0.1kg/cm²を水位1.0mに換算したときの地下水位を示す。猿供養寺地すべり地については昭和58年8月18日から23日にかけて131.5mmの降雨があり、その後9月1日まで無降雨であった。そこで降雨直後の8月23日の水位と定常状態と思われる9月7日の水位を示す。これより猿供養寺地すべり地では130mm程度の降雨があった場合、その後水位は15日間程度で定常状態になり、水位低下はP-22で1.0m程であると思われる。

また、寸分道地すべり地については遮水壁工施工前の昭和58年6月6日と施工後の昭和59年5月22日の水位を示す。この両日以前20日間には1mmの降雨しかなく、この両水位の差を遮水壁工による水位低下量と考えるとU-5で1.5m程である。また水位低下に要する日数は20日間程度と考えられる。

5. 3. 数値計算結果

図-5に数値計算結果を、また表-1に計算条件を示す。透水係数は室内透水試験及びボーリング孔での簡易掃水試験の結果を用い、有効間隙率は間隙水圧と降雨の関係からもとめたものである。なお、不透基盤の位置は推定すべり面と両位置であると仮定した。差分間隔は1.0m～4.0m、計算単位は日単位とした。また下流端境界条件としての遮水壁工内の水深は猿供養寺地すべり地の場合、間隙水圧より換算した水面形から1.0mと仮定した。寸分道地すべり地では実際に観測した結果より0mとした。初期水位は猿供養寺地すべり地では昭和58年8月23日、寸分道地すべり地では昭和58年6月6日とし、上流

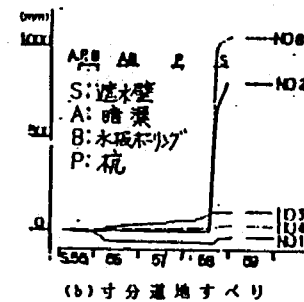
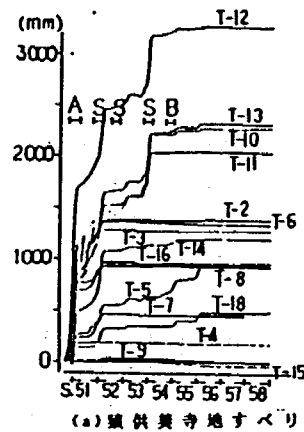
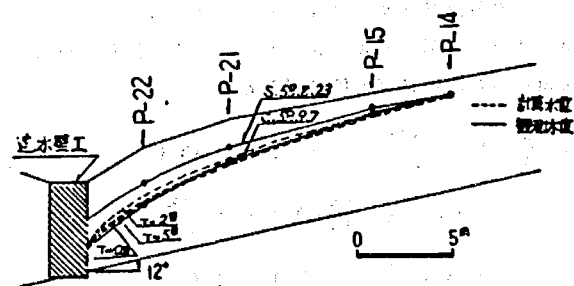


図-4 累積移動量

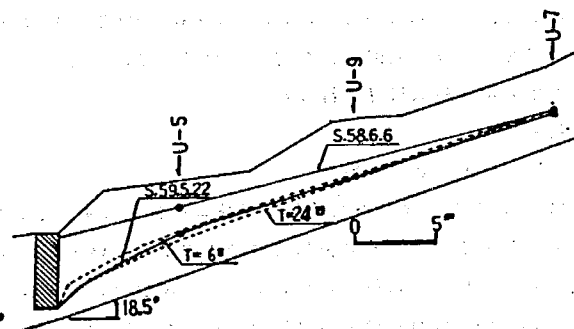
側境界条件は地下水位変動の少ない地点とし、各々約20m, 32mとした。

計算結果をみると定常状態での水位は比較的観測値と合っている。また定常状態になるまでの所用日数としては、猿供養寺地すべり地で12日を要している。猿供養寺地すべり地でほぼ観測値と合っており、130mm程度の降雨があった場合12～15日程度で定常状態に落ち着くものと考えられる。一方、寸分道地すべり地の場合は観測値によると20日程度で定常状態になる様であるが、計算では24日を要している。これより寸分道地すべり地の場合、透水壁工施工後地下水位が定常状態になるまでに要する日数は20～24日程度と考えられる。

水位低下量と水深の比を水位低下比として表したものを図-6に示す。これを見ると、透水壁工より上流にゆくに従って地下水低下比が遞減しているのが解る。



(a) 猿供養寺地すべり



(b) 寸分道地すべり

図-5 地下水位観測及び計算結果

6. まとめ

今回の検討より、以下に掲げることが考えられた。

- ① 猿供養寺地すべり地の透水壁工の場合130mm程度の降雨後には12～15日程度で定常状態に落ち着き、その水位低下量は透水壁工上流約3mの位置で1.0m程度と考えられる。
- ② 寸分道地すべり地の場合、透水壁工上流では降雨による地下水位上昇後、定常状態になるまでの日数は20～24日程度でその水位低下量は透水壁工上流約7mの位置で1.5m程度である。このことは計算結果ともほぼ一致する。

以上、地すべり地における透水壁工の効果について検討したが、降雨の影響、透水壁工からの排水流量との関係について考慮しておらず、今後はさらにデータを蓄積し適当なパラメーターの設定を行うとともに、有限要素法等を利用し、より現地に適合したシミュレーションを実施し透水壁工の機能をより明確にしてゆきたいと考えている。

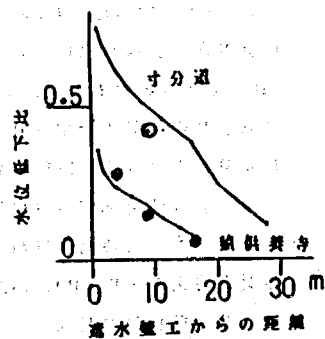


図-6 水位低下比

表-1 計算条件

	猿供養寺	寸分道
k	10^{-3} cm/s	$5 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$
θ	0.1	0.035

フィル堤体の盛土に伴う基礎岩盤の変形と透水性の変化

フィルダム研究室 山口 嘉一

1. まえがき

フィル堤体の盛土は、基礎岩盤に上載荷重として作用する。このことが、地盤内の応力状態に変化を与え、結果的に基礎のひずみと透水性に変化が生じるものと考えられる。

また最近、我が国のダムサイトを見ると、良好な地質を持つ地点の多くが既に開発されたこともあり、以前に比べて基礎の止水処理が困難な地質を持つ地点が増加している。このような現状を考慮すると、フィル堤体の盛土に伴う基礎の変形と透水性の変化の関係を示すデータを収集・解析することは、今後のフィルダム基礎の止水処理計画の立案に大いに役立つものと考えられる。そこで今回は、実際にフィル堤体の盛土に伴う基礎岩盤の変形と透水性の変化の実測を行って両者の関係を把握するとともに、この関係を簡単なモデルを使って説明しようとするものである。

2. 実測方法

今回、フィル堤体の盛土に伴う基礎岩盤の変形と透水性の変化の実測を行ったのは、福島県が駿川の右支川である四時川に建設した四時ダム（堤高83.5mの中央コア型ロックフィルダム、1982年6月盛立完了、同年12月湛水開始）サイトである。実測は、具体的には、四時ダムの右岸高位標高部に岩盤変位計と透水試験孔（ルジオンテスト用）を設置して行った（図-1参照）。実測地点周辺の基礎は、C_M級以上の岩である緑色片岩および石英片岩（ともに古生代の変成岩）によって構成されている。この二種類の岩に対する岩石試験の結果を表-1に示す。

岩盤変位計の設置は、監査廊下に2か所、上流フィルタ-敷下に1か所の計3か所に行い、各点とも水平・鉛直の2方向に設置している。岩盤変位計のアンカー部と検出部の間の初期ロッド長は10mとした。

透水試験孔は2か所に設置し、その設置方向は鉛直方向のみとした。試験孔長は10mで、試験方法はシングルパツカー法による1ステージのルジオンテストとした。

3. 実測結果と理論

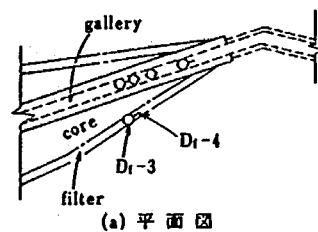
的考察

3.1 盛土高と岩盤変位

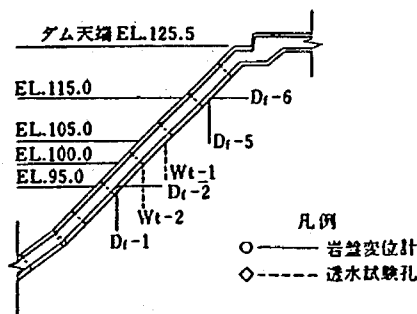
コア・フィルタ-の盛土高と岩盤変位量の経時的な変化を図-2に、

表-1 C_M級以上岩の岩石試験結果

試験項目	緑色片岩	石英片岩
比重	3.02	2.75
含水比	0.19%	0.06%
孔隙率	1.01%	0.29%
ポアソン比	0.34	0.33
弾性係数	$5.0 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ ($4.7 \times 10^4 \text{ MPa}$)	$4.6 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ ($4.5 \times 10^4 \text{ MPa}$)
一軸圧縮強度	960 kgf/cm^2 (94.1 MPa)	750 kgf/cm^2 (73.5 MPa)



(a) 平面図



(b) 縦断面図

図-1 岩盤変位計および透水試験孔の設置位置

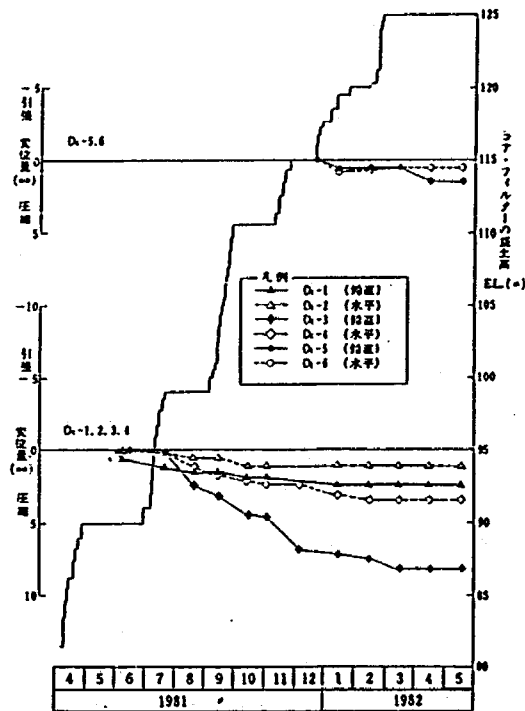


図-2 岩盤変位量の実測値

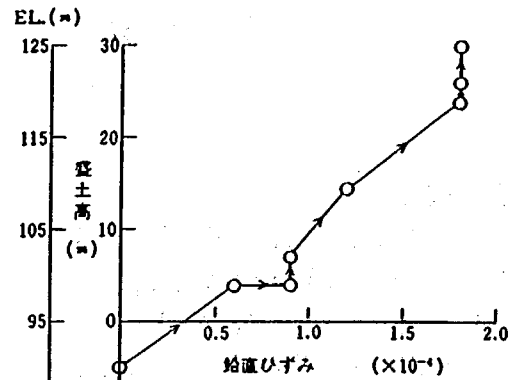


図-3 盛土高と鉛直ひずみの関係 (Df-1)

岩盤変位計設置地点上の盛土高と岩盤の鉛直ひずみ (鉛直方向岩盤変位量/初期ロッド長 (10m)) の関係を図-3に示す。この二つの図から以下ことが言える。

- ① 同標高地点に岩盤変位計が設置されているにもかかわらず、フィルター敷下の岩盤変位量の方が監査廊下の岩盤変位量よりも大きい。

これは、後者において変形量が相対的に大きい基礎の浅い部分がコンクリート構造物である監査廊で置換されているために起ったものだと考える。

- ② むろ程度盛立が進むと、基礎岩盤の鉛直ひずみの増加が止まっている。これは、盛土荷重により基礎岩盤が圧縮され、その結果岩盤の剛性が大きくなったためだと考える。

3. 2 盛土高と透水性の変化

透水試験孔設置地点上の盛土高とルジオンテストより求めたルジオン値との関係を図-4に示す。図-4より以下のことが言える。

- ① 両試験孔のルジオン値には、1オーダー以上の開きがあるが、両結果とも盛土に伴ってルジオン値が小さくなっている。

透水試験孔Wt-2孔の試験では、最初の試験

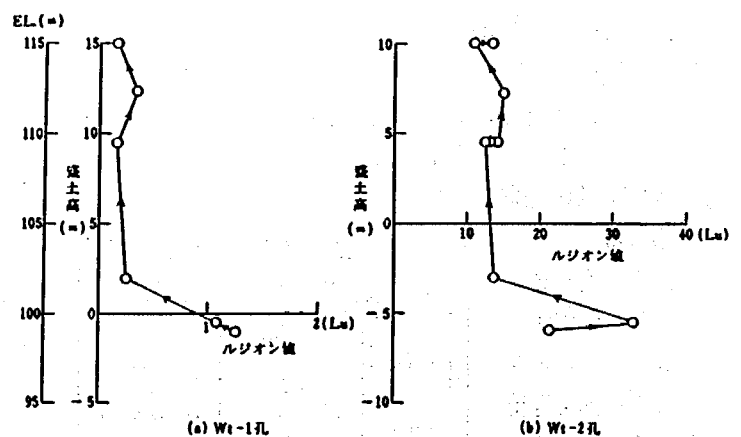


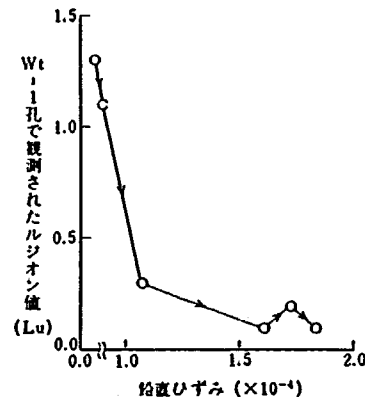
図-4 盛土高と透水性の変化

で限界圧力以上の水圧が加えられた。このときに岩盤が局部的に破壊されたと考えられ、2回目の試験で得たルジオン値は、1回目の試験で得たルジオン値より大きくなっている。しかし、この場合でもその後の盛土に伴ってルジオン値は小さくなる傾向にある。

- ② 盛土高がマイナスの時点、つまり、堤体の盛土標高が透水試験孔口標高に達しない時点からルジオン値は小さくなる傾向を示している。さらに盛土高が5m前後になるとルジオン値が一定値に収束している。

3.3 岩盤変位と透水性の変化

3.1から「堤体盛土に伴って岩盤は圧縮される」、3.2から「堤体盛土に伴って岩盤の透水性は小さくなる」という二つの事実が明らかになった。この二つの事実から「堤体盛土に伴って岩盤が圧縮され、その結果透水性が小さくなる」という事実が定性的には容易に理解できる。そこでここでは、実測値をもとにこの事実を定量的に把握することを試みた。ただし、この事実を定量的に把握するには、同標高で同時点に岩盤変位と透水性の実測を行う必要があるが、あいにく四時ダムではそうした実測方法を採用していない。そこで、EL. 図-5 岩盤ひずみと透水性の関係95mとEL. 100m付近アバットメントの岩盤は、ともにC_M級以上ということを利用して類似しているうえ、斜面勾配も一致していることを利用して岩盤のひずみとルジオン値の関係を図化することを試みた。具体的な手順は以下に示すとおりである。



- ① EL. 95mの岩盤の鉛直ひずみと盛土高の関係を図-3に示すように図化する。
- ② EL. 100mで行ったルジオンテストの結果を図-4(a)に示すように図化する。
- ③ ルジオンテストを行った時の盛土高における岩盤の鉛直ひずみを図-3から読み取る。
- ④ ルジオン値と③で読み取った鉛直ひずみの関係を図化する。

この手順に従って求めたルジオン値と岩盤ひずみの関係を図化したものを図-5に示す。この図から以下のことと言える。

- ① 明らかに圧縮ひずみが増加するにつれてルジオン値は小さくなる傾向にある。これは、岩盤内の微小亀裂が塞がれたためだと考える。
- ② ルジオン値は、ひずみが小さい領域ではその低減率が大きく、ある程度ひずみが大きくなるとほぼ一定値に収束するようである。よって、ある程度岩盤圧縮量が大きくなると、岩盤圧縮イコール岩盤の透水性の改善と言い切れぬことがわかる。

3.4 理論的考察²⁾

3.3において、フィル堤体の盛土に伴って基礎岩盤が圧縮され、その結果透水性が小さくなることを定量的に把握することができた。そこで次に、この関係を理論的に説明することを試みる。そのために、以下の二つのモデルを設定する。

① モデルI

透水試験孔に直交して発達した一様で滑らかな単一亀裂を持つ地盤を想定する(図-6参照)。

透水試験の水は、このモデル岩盤中を岩盤圧縮量が小さいうちは単一亀裂中のみを層流で流れ、岩盤圧縮量がある程度大きくなると亀裂の存在が無視され岩盤の間隙をダルシー則に従って流れるものとする。また、岩盤の変形は、前者においては亀裂の開閉で表現し、後者においては間隙の増減で表現するものとする。

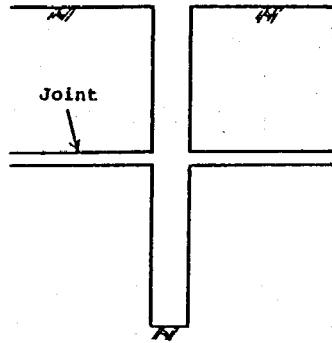


図-6 モデルⅠ

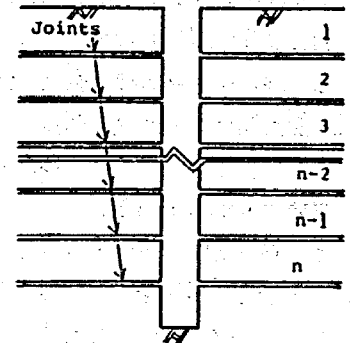


図-7 モデルⅡ

② モデルⅡ

透水試験孔に直交して発達した一様で滑らかな複数の亀裂を持つ地盤を想定する(図-7参照)。透水試験の水は、亀裂中のみを層流で流れ、岩盤の変形は亀裂の開閉のみによって表現するものとする。

図-8・9に各々モデルⅠ・Ⅱを使って求めた変形と透水性の関係の理論解と実測値を併せて示した。この二つの図を見ると、モデルⅠより求めた理論解の方が実測値の示す傾向をうまく表現できるようである。

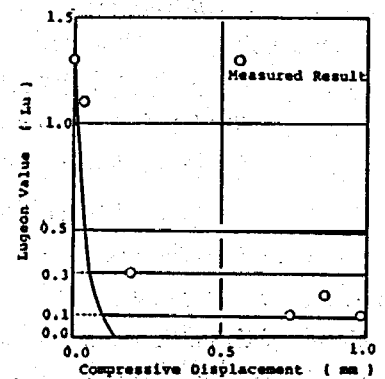


図-8 理論解と実測値(モデルⅠ)

4. まとめと今後の課題

フィル堤体の盛土に伴う基礎岩盤の変形と透水性の変化の実測を行い、堤体盛土に伴い岩盤が圧縮され、その結果として透水性が小さくなることを確認した。また、この関係を理論的に究明するための二つのモデルを提案し、さらに二つのモデルを使って求めた理論解と実測値の比較も行った。

今後は、この種の実測を多くのダムサイトで実施してデータの蓄積に努めるとともに、得られた実測値の示す傾向を本論文で提案したモデルを使って求めた理論解でうまく表現できるか否かの検討も行う予定である。

<参考文献>

- 1) 井野良紀：ダム築造によるアバットメント部における亀裂発生 図-9 理論解と実測値(モデルⅡ) について、大ダムNo.83, pp. 22~31, 1978年3月
- 2) 松本徳久・山口嘉一：フィル堤体の盛土に伴う基礎岩盤の変形と透水性の変化, 土木学会論文報告集投稿中

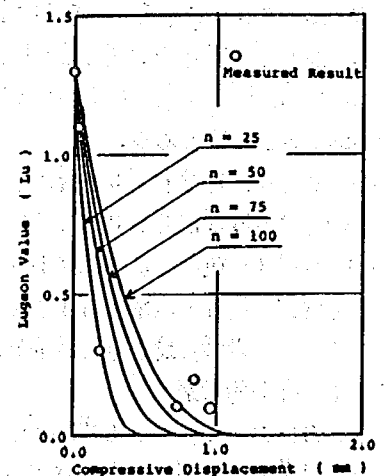


図-9 理論解と実測値(モデルⅡ)

ゴム堰の倒伏時の水位変動計算

河川研究室 加賀谷 均

1. まえがき

ゴム堰とは、図-1に示すように、コンクリート基礎に取り付けられたゴム引布の袋体に水または空気を圧入・排除することにより、起立・倒伏させる型式の堰であり、従来の鉄扉を有する水門・堰に比べて柔構造であること、操作が確実で維持管理も容易であること、施工が簡単であることなどの特徴がある。我国でも現在中小河川において1000近くの実例があり、最近では大河川への適用も検討されているように、できている。大河川への適用にあたり、堰操作の水位変動に与える影響が大きくなり、特に堰倒伏時に下流において急激な水位上昇を招く恐れがあるため、これをより正確に把握しなくてはならない。しかし、ゴム堰倒伏時の水理的特性については未解明の部分が多いため、これまでゴム堰の倒伏を考慮した水理解析手法は確立されていなかった。そこで、ゴム堰倒伏時の水位変動計算手法を開発し、これを用いて堰の倒伏が水位変動に与える影響を検討することにより、適切な堰の倒伏方法を見い出した。

2. 目的

ゴム堰倒伏時には、袋体内の圧力変化により形状が時間とともに複雑に変化するため、越流量と水位との関係が定式化されておらず、これが定量的な水理解析を困難にしていた。そこで本研究では、この問題を中心に以下に示す3項目について検討を行った。

- 1) ゴム堰倒伏時における袋体の形状変化と越流量との関係の定式化。
- 2) ゴム堰倒伏時の越流特性を考慮した不定流計算法の開発。
- 3) 堰の倒伏に要する時間が水位変動に与える影響の検討。

3. 方法

3.1 袋体変形時の越流係数の決定方法

ゴム堰は、倒伏時に袋体内の圧力変化により、図-2(a)~(d)に示すように、Vノッチという現象を経て完全倒伏に移行する。Vノッチとは、ゴム堰の天端の一部がVの字型にへこんだ状態をいう。そのため、Vノッチ発生以後の堰高は、変りしないという問題が生じる。そこで、ここでは図-3に示すように①と②の部分の面積が等しくなるような平均的な堰高を設定した。これは近似的には次式のように表わされる。

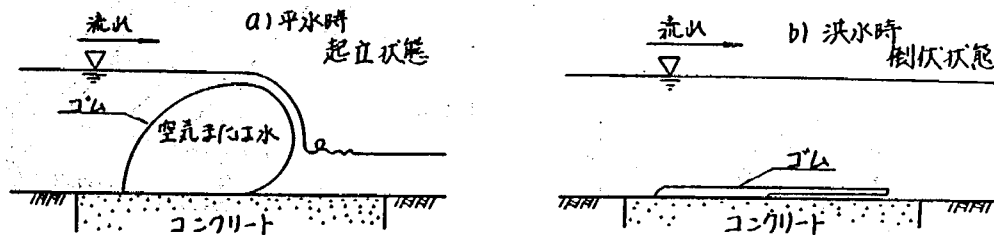


図-1 ゴム堰の断面図

$$W = \frac{\int h(b)db}{B_m} \quad \text{----- (1)}$$

ここに、 W :平均堰高、 b :側壁ひらの距離、 $h(b)$:側壁ひらの距離 b におけるゴム袋体高、
 B_m :地盤ひら天端までの側壁間の平均幅

この平均堰高を用いた場合に、台形堰について従来ひら用いられていた本間公式²⁾ほどの程度成立するかと最初に検討する。まず、ゴム堰模型実験の結果³⁾より逆算して越流係数と本間公式による越流係数との比較を行う。に、その結果、図-4に示すように、 V ノッチ発生以前の状態においては、両者の越流係数にあまり大きな差はみられないが、 V ノッチ発生以後の状態においては、かなり大きな差がみられることがわかった。これは、横断方向に堰高が不均一であることに起因すると思われる。そこで、 V ノッチ発生以後については、本間公式を改良して越流公式を求めようことを試みた。 V ノッチ発生以後の越流現象がむしろ越流に近いと考えられることから、新たに越流公式としては、本間公式のもっと越流の場合に相当する次式を用いた。

$$Q = C' B_m h_1 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad \text{----- (2)}$$

ここに、 Q :越流量、 C' : V ノッチ発生後の越流係数

B_m :堰の平均幅、 g :重力加速度

h_1 :堰頂から堰直上流までの水面までの高さ

h_2 :堰頂から堰直下流までの水面までの高さ

(2)式を用いて、実験値から越流係数を逆算しにしよう。図-5のような結果が得られ、越流係数が h_2/h_1 の関数で表わされることがわかった。この関数は、(3-1)および(3-2)式のようになる。

$$C' = 0.43 \quad (h_2/h_1 < 0) \quad \text{----- (3-1)}$$

$$C' = 0.43 + 0.4 h_2/h_1 \quad (h_2/h_1 \geq 0) \quad \text{----- (3-2)}$$

以上の結果より、不定流計算を行う際の越流公式および越

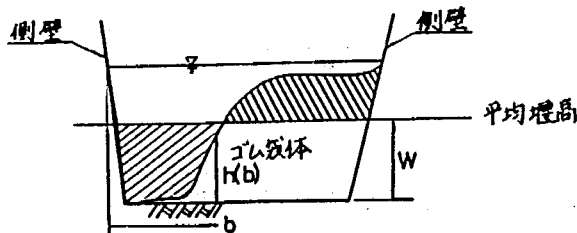


図-3 平均堰高の概念図

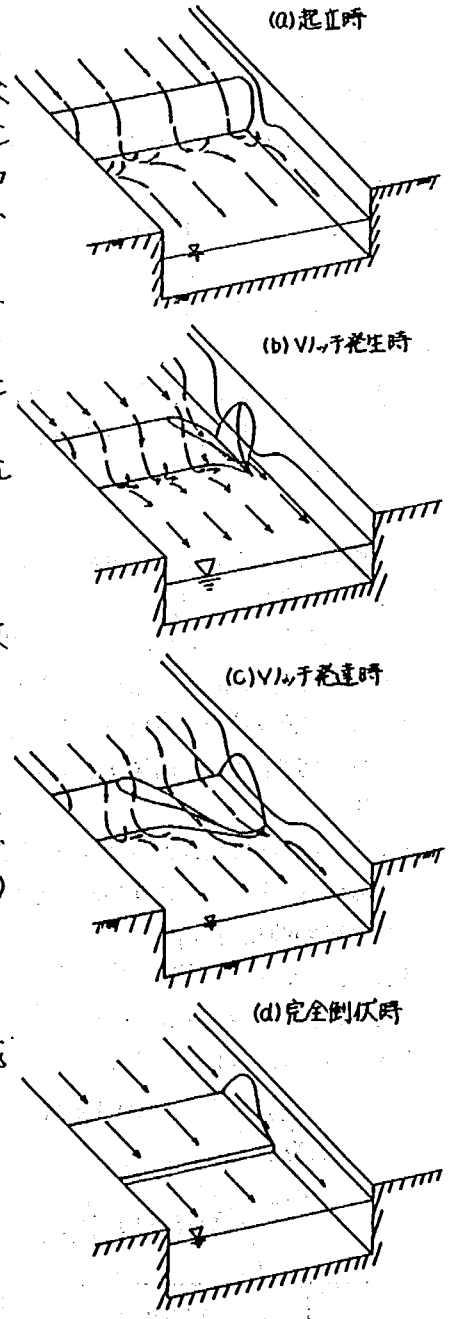


図-4 ゴム堰の倒伏過程

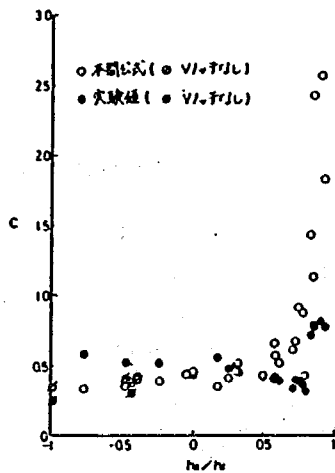


図-4 越流係数の比較図

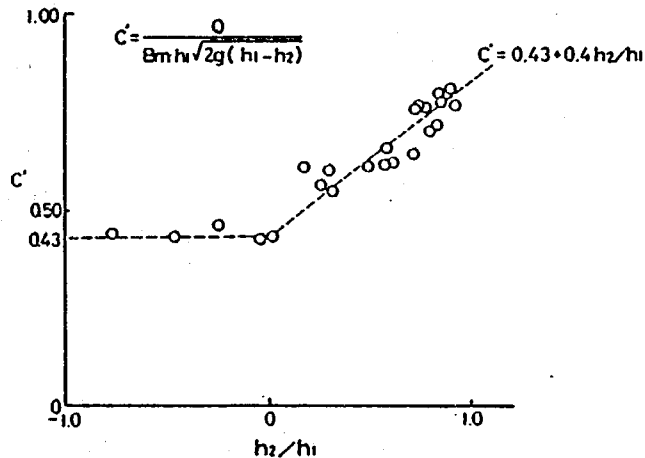


図-5 越流係数(C')と h_2/h_1 の関係

流係数の取扱いについては、Vノッチ発生以前は本間公式の完全越流の式を用い、Vノッチ発生以後は今回新たに定めた改良式を用いることとした。

3.2 越流特性を考慮した不定流計算法の開発

不定流計算を行うには、上流端流量と下流端水位の境界条件として与えらるべきではない。今河道を、図-6に示すように堰上流と下流の部分に分け、それぞれを河道①、②とする。堰地点の水位と流量との間には、次の関係が成立する。この中の(4-45)式で堰の越流特性が考慮される。これらの式を連立して解けば、河道①の下流端水位と河道②の上流端流量が得られる。河道

$$Q_N^0 = Q_0^0 \text{ ----- (4-1)}, Q_N^0 = \pi r H_N^0 + \phi_1 \text{ ----- (4-2)}, Q_0^0 = \pi r H_0^0 + \phi_2 \text{ ----- (4-3)}$$

$$Q_0^0 = C B m (H_N^0 - W) \sqrt{2g(H_N^0 - W)} \text{ ----- (4-4) (Vノッチ発生以前)}$$

$$Q_0^0 = C B m (H_N^0 - W) \sqrt{2g(H_N^0 - H_0^0)} \text{ ----- (4-5) (Vノッチ発生以後)}$$

ここに、 Q_N^0 ：堰直上流の流量、 Q_0^0 ：堰直下流の流量、 H_N^0 ：堰直上流の水位、

H_0^0 ：堰直下流の水位、 πr および πR ：堰地点の水位・流量関係を表わす係数、

ϕ_1 および ϕ_2 ：堰地点の水位・流量関係を表わす定数。

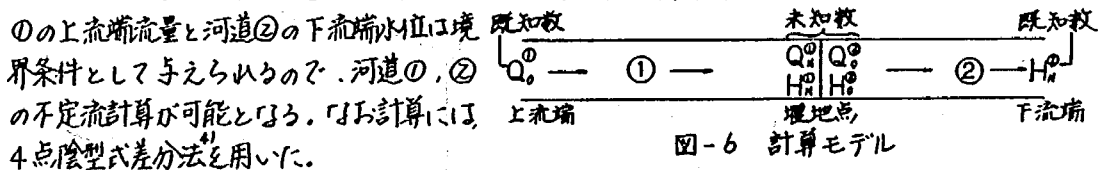


図-6 計算モデル

4. 計算条件

計算はゴム堰の設置が計画されている鳴瀬川の鳴瀬堰を対象に行う。計算区間は1.0km～1.1kmで、鳴瀬堰はこのほぼ中間の4.8kmに位置している。洪水発生に伴う堰形状による水位変動を表現するため、上流端の境界条件として図-7に示すような流量ハイドロを与え、下流端の境界条件として一定水位を設定した。実際のゴム堰の形状は非変により行うが、このときの非変量と時間および平均堰高との関係は実験から得られている。そこで、計算では平均堰高の時間変化を与えることにより倒

状を表現した。倒伏方法としては、堰の倒伏に要する時間が水位変動に与える影響を調べるため、1時間倒伏と3時間倒伏の2ケースを設定した。

5. 計算結果および考察

図-8は、倒伏時間が1時間の場合の典型的な水位変化と代表的な時刻について示したものである。

これとみると、今回開発した越流特性を考慮した計算手法により、堰の倒伏による洪水の伝播形態が適切に表現されていることがわかる。図-9は、水位変動が最も激しい堰直下流における水位の時間変化を、倒伏時間1時間および3時間について示したものである。これによれば、両者の最終的な水位上昇量は同じであるが、倒伏時間が速い場合には短時間で急激に水位が上昇する傾向が認められる。鳴瀬堰においてはこの水位上昇速度が $30\text{cm}/30\text{分}$ 以下と定められており、これを満足するためには、3時間かけて倒伏させなければならぬことがわかる。以上の計算例に示されたように、本計算法を用いることにより、適切なゴム堰操作方法を見出すことが可能となる。

6. まとめ

- 1) 平均堰高を用いることにより、Vノッチ現象を考慮した越流量の算定が可能となる。
- 2) 1)で得られた越流特性を考慮した不定流計算法を開発した。これにより、適切なゴム堰操作方法を見出すことが可能となる。

なお、今後は模型実験や現地データとの比較を通して、計算手法の改良および非定常時の越流係数の検討を行い、さらに精度の向上をはかりたいと考えている。

参考文献

- 1) 日本河川協会：ゴム引布製起伏堰技術基準（一次案）
- 2) 土木学会編：水理公式集
- 3) 建設省北上川下流工事事務所、国土開発技術研究センター：鳴瀬堰技術検討業務報告書（1983）
- 4) 橋本 宏、藤田光一、加賀谷均：河川における不定流計算法（IV）、土研資料2080号（1984.3）

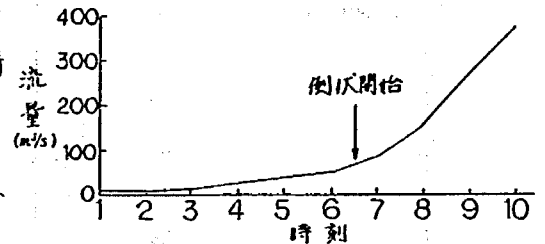


図-7 上流端の境界条件

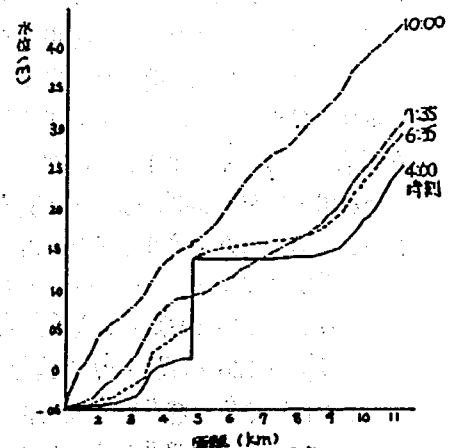


図-8 水位縦断の時間変化

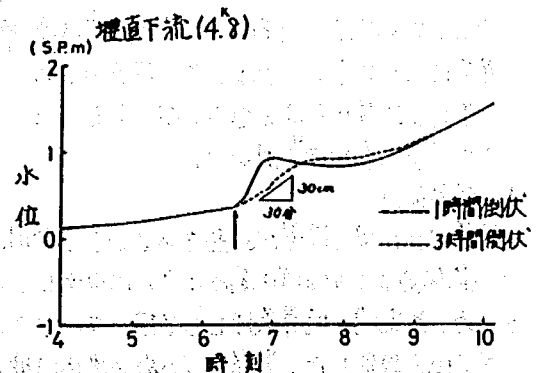


図-9 堰直下流の水位時間変化

トンネル内の空気連行流の特性

ダム水工研究室 村岡 敦子

1. まえがき

ダムの洪水調節用放流設備としてよく使用される部分管路型高压放流管では、その放流水脈が高速流となり、ゲート下流のトンネル内部の空気を連行する現象が生じる。これは、ゲート下流で水中の乱れにより放流水中に空気を取り込まれること、水脈上の空気が剪断力によって引っ張られるためと考えられる。そのため、ゲート下流の閉塞空間の圧力状態を正常に保つためには、連行空気量と見合った空気を供給してやらなければならない。実際の放流設備では、図-1に示すように、ゲート下流に主給気管を設け、必要な空気を供給している。しかしながら、この空気連行現象の基本的な部分については未だ解明されていないのが現状である。

本研究では、空気連行流の基本的な性状を解明するために、形状を単純化した二次元モデルを用い、その流況を観察した。また、連行される空気量と混合流中の空気混入率を計測し、これらのパラメーターが流速、下流面形状とどのような関係にあるかを解析した。

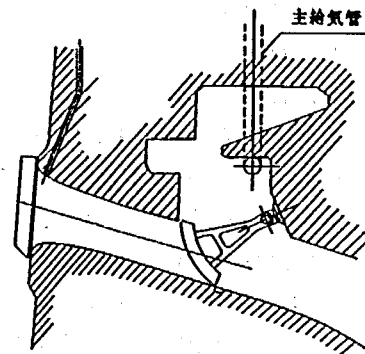


図-1 給気管

2. 実験概要

2.1. 模型

模型は図-2に示すように、高さ10cm、幅10cmの流水部と、高さ20cm、幅10cmの給気管からなる。流水部はダム水理実験施設別棟の高压ポンプに接続され、最大200 l/s (流速: 20m/s) の放流を行った。開水路部の高さ h_1 は図中に示す4ケースで、これにあわせて給気管も出口断面高を絞り込んでいる。以後、開水路部の高さの小さいものからケースI、II、III、とする。

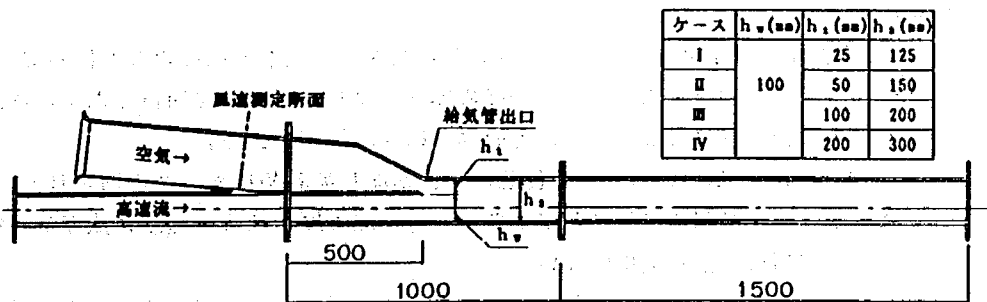


図-2 模型 単位(mm)

2.2 実験内容

a) 流況

ストロボを用いて、連行流の混合状態の写真撮影を行った。

給気管内の流れは、空気取入口に線香の煙を近づけ、その流れを観察した。また、下流端が流水によって閉塞されていない場合（開水路流であった時）には、下流からの給気の有無を同様な方法で確認した。

b) 連行空気量

給気管（H 20cm × B 10cm）内の風速を風速計により測定した。測定は一断面、50測点とし、各測点に対応する面積を乗じて連行空気量とした。また、給気管の出口断面（開水路始端の空断面）での平均風速を連行風速とした。

c) 空気混入濃度（体積濃度）

各ケース共、ボイド計を用いて空気混合流の下部境界から上部境界まで、高さ方法に5mmピッチで測定した。それぞれの測点の空気混入率は5秒間に計測した10個のデータの平均をとった。

3. 研究結果

3.1 流況

空気連行現象は、流速に応じて変化している。ここでは、下流の開水路部分に最も余裕のあるケース4について、流速を変化させて観察を行った。

3m/s: 出口から下流端まで定常波が見られるが、穏やかに流れている。空気の下流からの吸込みはない。管上部の空気は殆ど流れず、水面から5～6cmの厚さで空気が引張られていく。

4m/s: 定常波は3m/sに比べ、大きくなっている。（1cm程度）また、下流にいくにつれ、その振幅は激しくなる。空気層では下流側より、空気の逆流が始まる。

5m/s: 出口直下から少しづつ細かい気泡が混入し始め、下流となるほど水面に管路部の圧力変動が起因とみられる変動が加わるようになる。水面はかなり乱れてくるが、水滴は観察されない。空気層の流れは、4m/s時とほとんど変わらない。

6m/s: 水面から少し水滴が飛び出し始めているものの、表面は波立っているだけで境界面は明確である。水域中に混入する気泡の数がかなり増えた。水面の乱れは上、下流を通じ約2cmである。空気層の逆流域はさらに上流へ発達し、下流から40cmの範囲に広がる。

7m/s: 水面からは水滴が飛び出し、水脈中に混入した気泡もはっきりと観察できるようになる。この空気混入層は3cm程度の厚さとなり、境界面は明確でなくなる。白濁している部分を境界層とすると、その厚さは2cm程度である。

8m/s: 水表面は、出口から10cmの位置より、かなり乱れ始める。このあたりで、空気混合流がはっきり観察することができる。混合流の厚さは5cm程度に広がるが空気層の逆流の状態に、余り変化はない。

12m/s: 出口より30cm下流の位置で、表面の水はねが強くなっている。気泡の混入が

激しくなり、その径も大きいものが目立っている。しかし、70cm下流付近から混合流中央に観察される境界層の厚さには変化がなくなるが、気泡や水滴の分布範囲は広がる。上部の空気の乱れには、大きな変化は見られない。

14m/s: 12m/s時と比べ境界層の厚さが大きくなり、同時に気泡や水滴の分布範囲も広がる。水滴は最大10cm程度はねる。空気層の逆流の及ぶ範囲は、下流へ移行する。以後、流速が大きくなるほど、逆流や渦をまく流れは下流へ行きその範囲は狭くなる。

20m/s: 混合流中の境界層は明確でなくなり、広範囲にわたる混合流の層ができる。水表面、空気層の状態に変化はない。

3.2 連行空気量および連行風速

給気量と流速の関係を図-3に示す。空気量はケースIからIIIまでは増加するが、ケースIIIとIVでは変らない。これより、給気は上面形状が大きくなるにつれ増加するが、混入量が吐口で充分に発達すると給気量は増加しないことがわかる。給気管出口部分の連行風速と管内流速との関係を比較したものが図-4である。ケースIの開水路部は上部空間が小さいため、 $v_v=16\text{m/s}$ で混合流によって下流が閉塞される。この付近では連行風速の変化は小さくなっている。ケースIIからは、開水路部が閉塞されることはなく、傾きの変化はない。しかし、開水路部の高さの最も大きいケースIVの連行風速は、他のケースに比べてかなり小さいことがわかる。

次にケースIVの空気層を下流で一部遮断した時の連行空気量を測定した。(図-5)いずれのケースでも、連行空気量は変化しなかった。しかし、空気層を完全に遮断した時には、空気量は減少し、かつ、全開時と全閉時

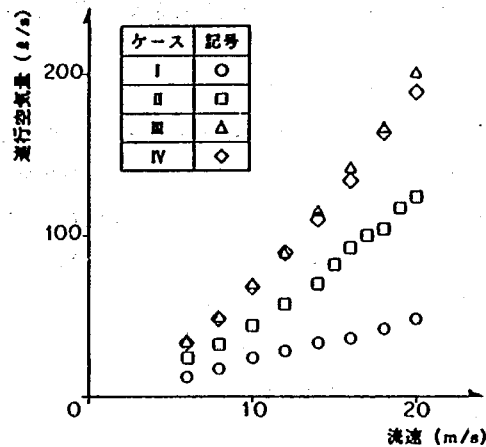


図-3 給気量の変化

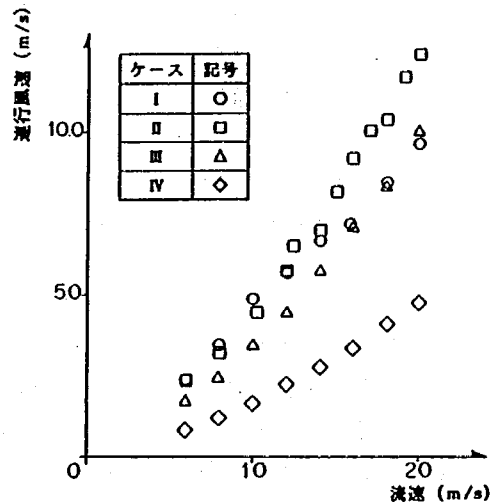


図-4 給気管出口の連行風速

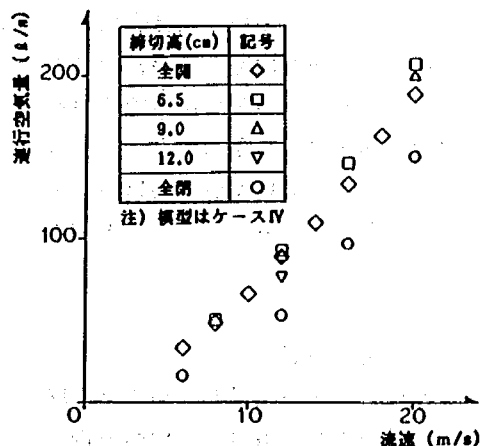


図-5 空気層を遮断した場合の連行空気量

の空気量の差は流速に関係なく一定であった。

3.3 空気混入量

空気の混入状態を図-6に示す。このように、空気の濃度分布は緩やかに増加する部分、急激に増加する部分、再び増加が緩やかになる部分の3つに分かれる。これは、それぞれ前述した流況の、水中に気泡が浮遊している部分、境界層、空中に水滴が飛散している部分にあたる。また、下流にゆくにつれ、その変化は緩やかとなり、噴流の発達が終わると、その分布にも変化は無くなる。

また、ケースⅠ～Ⅲの同流量、同断面における混入量の分布を比較した場合には、滴管となったケースⅠを除いて境界層の厚さは同じとなった。そして、その中に混入する空気の濃度は境界層の下半分では違いが見られず、空気層に近い部分では空気層の厚い方が若干、高くなった。

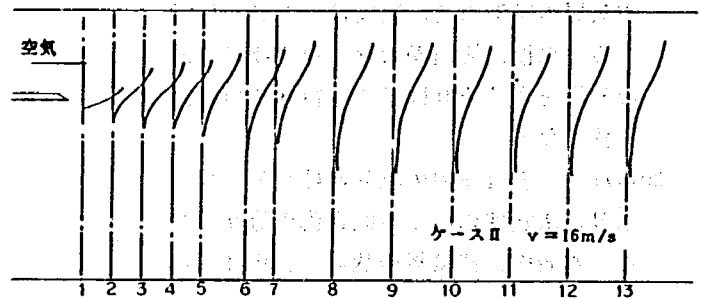


図-6 空気の混入状態

4. まとめ

以上の結果より次の事項がわかった。

1. 混合流は気泡の混入層、境界層、水滴の層からなり、流量によってその幅が決まる。
2. 開水路部の高さによる連行空気量の違いは、混合流が十分に発達するまでは、水流に混入する空気量の差が支配的である。十分に発達した後には上部の空気連行に依存するが、その変化は小さい。
3. 管路出口断面における連行風速は流速の増加に伴って大きくなる。また、開水路部の高さを大きくしていった場合には、空気層上部に風速の微小な領域が生じる。
4. 空気層の流れは図-7の様であると考えられる。給気管出口では連行風速は高速流の剪断力によって引っ張られ、下流では空気層の連行は噴流付近だけとなり、それより上部では対流が起こる。

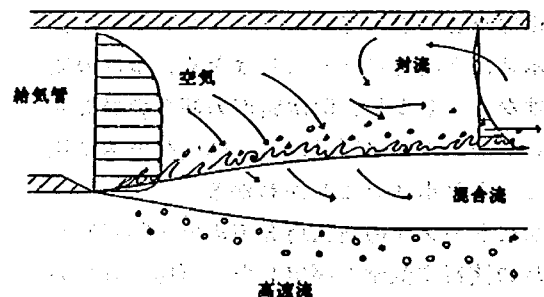


図-7 空気層の流れ

5. 今後の方針

今後は、今まで実験していない水脈厚、給気位置等に着目し、実験を行うべく予定である。

人工リーフによる波浪減衰機構

海岸研究室 小俣 篤

1. まえがき

現在、日本各地の海岸で侵食、海浜の急勾配化等の問題とされている。一方、海洋性レクリエーションに対する需要は増加しており、安定した海浜の形成が急務となっている。最近、侵食対策工法として多く用いられている離岸堤は、レクリエーション海浜においては景観を損なうため、それに変わる工法が望まれるようになってきた。そこで考案されたものが人工リーフである。

熱帯地方におけるサンゴ礁(coral reef)は、図-1に示すように沿岸部に幅広い浅瀬を形成し、高波浪を沖で碎波し減衰させることにより非常に効果的な防災機能を有している。さらに、サンゴ礁によって形成される静穏な海浜は格好なレクリエーションスペースとして利用されている。人工リーフ(artificial reef)は自然のサンゴ礁の形態を図-2に示すような構造にしたもので、景観を損なうことなしに波浪の静穏化、海浜の緩勾配化及び沿岸漂砂の制御を行い、安定した海浜の形成や海浜でのレクリエーションの促進を図ろうとするものである。

人工リーフは前浜勾配がきつクステップ状になっている海浜で、 $1/10 \sim 1/20$ 程度の比較的急な勾配をもつ海浜においてその効果を発揮するものである。その点について具体例を用いて以下に示す。図-3は相模川左右岸の海浜断面図である。同地域の海浜は図に示すように前浜が $1/4$ 程度の急勾配であり水深2~4mまで急深になっている。よって現在海水浴等に利用することはできず、地理的な好条件もあり広く緩やかな前浜の確保が望まれている。この海浜に人工リーフを設

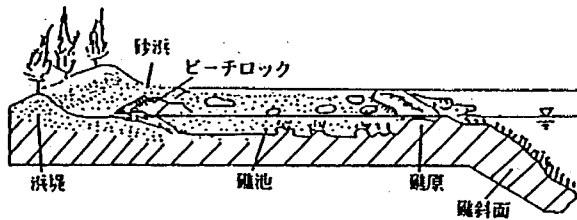


図-1 サンゴ礁の断面

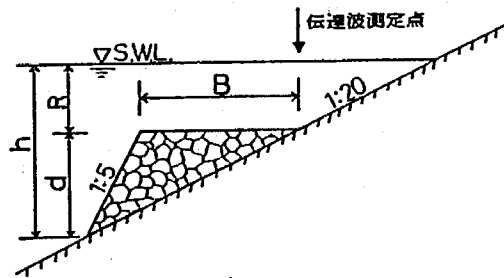


図-2 人工リーフの断面

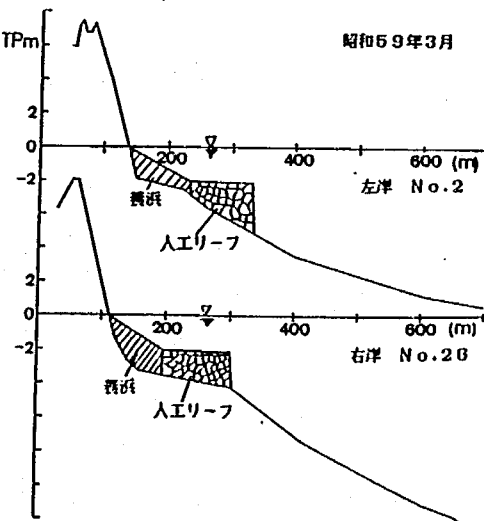


図-3 人工リーフの計画例

置いたときの模式図を図-3に示した。特に波浪減衰と地形変化を考慮したものではないが、リーフの利用法を概念的に表わしたものである。この場合は養浜と共に施工することにより緩やかな前浜の拡張を考えている。この例は、人工リーフの適用法としては典型的なものであろう。

2. 実験目的

人工リーフでは波浪の減衰が重要な問題となる。本報では、水理模型実験により波浪減衰機構を調べ、その結果にもとづいて、人工リーフ諸元に対する波浪減衰機構を明らかにした。

人工リーフは幅の広い潜堤とすることができ、従来より潜堤については多くの実験的研究がなされているが、いずれも設置水深が深く、また天端幅が狭い堤体を対象としたものである。人工リーフは浅海域に設置され、レクリエーション利用に必要な天端水深のもとに、所要の波浪減衰効果を天端幅を広くすることによって得ようとするものである。よって、従来の研究を適用することは難しいが、人工リーフと同様な潜堤の実験として田中¹⁾によるものが挙げられる。田中は天端幅の広い潜堤について、天端幅と天端水深の関係のもとに波浪減衰効果を明らかにしている。しかし、田中によって導かれた潜堤による波浪伝達率の算定図は、沖波波長 λ で無次元化した天端幅 B/λ が0.6~0.8以下のものである。また、田中による潜堤の実験は堤脚水深が深く反射率が高いものとなっている。人工リーフはレクリエーション利用のため天端水深を深くする際には B/λ を0.8以上に大きくする必要がある。また浅海部に設置して反射をできるだけ小さくする必要がある。

そこで、土木研究所では B/λ を1.0~2.0程度にまで拡張して、人工リーフの波浪減衰機構を実用範囲において全般的に評価するための実験を行った。実験には、長さ33m幅0.6mの造波水路を用い、1/20一様勾配の斜面上に人工リーフを設置して行った²⁾。実験では沖水深を0.4mに固定し、人工リーフの諸元と波浪を変化させた。

3. 実験結果

人工リーフの波浪制御効果を表わすため、ここでは通常用いられている波高伝達率(伝達波高/入射波高)を用いた。伝達波高としては、人工リーフ岸端での波高を用いている。まず、人工リーフを従来の潜堤と比較するために、合田による直立堤に関する実験式³⁾と永井らによる緩傾斜堤(のり面勾配S)に関する実験式⁴⁾と比較したものが図-4である。図-4は横軸に天端水深Rを堤脚水深部での波高Hで無次元化したものにとり、波高伝達率における入射波高にはHを用い、人工リーフ幅Bを沖波波長 λ で無次元化した値をパラメータとしてプロットされている。図によると合田による直立堤 $B/\lambda \approx 0$ による実験式がベータの上限の包絡線となっており、人工リーフが碎波と天端上での減衰効果によってかなり高

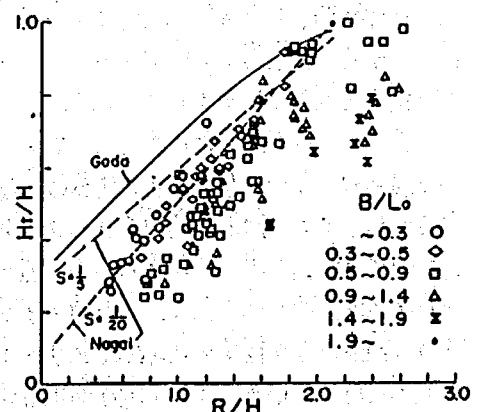


図-4 $H_t/H \sim R/H$

い波浪減衰機能を有することがわかる。グラフは R/H_0 が小さいほど、また B/L_0 が大きいほど波高伝達率が小さくなることわかる。

以上のデータを設計に用い易いように横軸を B/L_0 としてまとめ直したものが図-5である。但し、ここでは設計に用い易いように入射波高としては沖波換算波高 H_0' を用いている。データは R/H_0' の値によって形を変えてプロットしてある。 $R/H_0' \geq 1.6$ では波高減衰が小さいため、部分重複波の存在により測定伝達波高の誤差が波高伝達率の誤差に大きく影響する。そのためデータはばらついて、 R/H_0' による明確な区分がついていない。

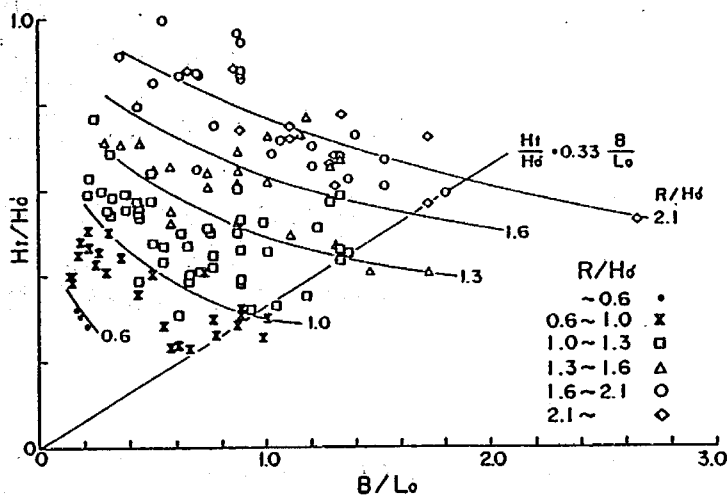


図-5 $H_0/H_0' \sim B/L_0$ 。

一方、 $R/H_0' < 1.6$ では碎波による

波高減衰が顕著であり、 R/H_0' によって明確な境界線を引くことができる。 $R/H_0' \geq 1.6$ の場合については、天端水深が浅く天端幅が広いと内部粘性と底面摩擦による碎波以外の減衰がさいいてくることを考慮して、 R/H_0' の効果の目安となるように境界線を引いた。

図によると、 R/H_0' が一定のとき B/L_0 が大きいほど波高伝達率が小さくなるが、波高伝達率の減少率も B/L_0 が大きいほど小さくなり、 B/L_0 の効果が目打ちすることがわかる。これは碎波が生じる場合には幅が広がると碎波による波浪減衰が目打ちし、波が再生するためである。碎波が生じない場合には内部粘性と底面摩擦による減衰率 K がそれぞれ

$$K = \exp(-ax), \quad K = 1/(1+bx)$$

a, b : 定数 x : 進行距離

の形で表わされることから進行距離とともに減衰効果が目打ちするに考えられる。 R/H_0' の効果については、 R/H_0' が小さいほど碎波による減衰が顕著となるためその効果は大きい。一方、ある程度 R/H_0' が大きくなるとリーフ上で碎波が生じなくなるため、 R/H_0' による波浪減衰効果は小さくなる。本実験条件の波形勾配の範囲に海浜勾配 $1/10 \sim 1/20$ の合田の碎波指標を適用すると R が碎波水深となるのは $R/H_0' = 1.3 \sim 1.5$ となり、図中 R/H_0' の効果の小さい変化領域を表わしている。

以上の結果にもとづいてレクリエーション利用における人工リーフの設計について考えてみる。まず、天端水深 R を決定すべきである。これは、 R が海浜利用に直接関連するものであるからで、水泳やボートにとってはある程度大きい方が望ましいであろう。波浪減衰という点からは R は小さい方が望ましく、利用上許容最小の値が設計値となる。この際、先に述べた合田の碎波指標によって設計波浪に対する碎波水深を求めておき、 R をその値よりは小さくする方が望ましい。

ここで問題となるのが設計波浪の選り方である。これは、人工リーフの利用目的によつて全く異なる

るものと考えべきである。海水浴を目的とする場合、通常の計画波のようなもので設計すると、 R/H_0 を小さく見積もることになる。よって、土用波のような中程度の波に対しては R/H_0 が大きくなり、夏期の高波浪に対しては波浪減衰が期待できなくなる。図-4からわかるように、同一の天端水深に対しては大きな波高ほど伝達率は小さくなり、設計波高に対する伝達波高は設計波高より大きい波高に対する伝達波高と同程度の大きなものとなる。海水浴が目的のときは夏期の高波浪、高波浪対策が目的のときは冬期平均波浪というように小さな波浪を設計波とするような方向が望ましいと考えられる。

さて、 R 、設計波 H_0 及び L が決定されると、次に B を決定しなければならない。 B は大きいほど波浪減衰効果は大きい。経済性、施工性を考慮すると B は小さい方がよい。 R/L の効果はある値以上で頭打ちする傾向にあり、その頭打ちする点を波浪減衰効果と経済性との接点とすべきであろう。これらの点は図中に

$$\frac{H_0}{H_1} = 0.33 \frac{B}{L}$$

で示す直線の周辺で表わすことができよう。よって設計には、与えられた R/H_0 に対する図-4の曲線と上式の直線との交点付近の R/L を選ぶと良い。このとき安全側を考慮して R/L は大き目の値とすべきである。

4. まとめ

人工リーフにおいて、最適な波高伝達率を与える天端水深と天端幅が図-4を用いて決定される。これらは主に利用面から決定される天端水深に対して、人工リーフのもつ波浪減衰効果より天端幅を決定するものである。人工リーフの波浪減衰効果は、図-4からわかるように主に天端水深に支配される。一方、設置水深や堤体材料の量などは主に天端幅から決まり、施工性・経済性には天端幅が支配的であることがわかる。よって実際の設計にあたっては、施工性・経済性の制約から、天端水深を小さくして天端幅を狭くすることを検討する必要がある場合もある。また、図-4は波高伝達率を与えるものであるが、実際にはリーフ通過後の透過波高が重要となるため、設計した人工リーフの入射波高に対する透過波高の特性を知っておかなければならない。この際、前述のように入射波高が大きいほど伝達波高は小さくなるという点を把握しておく必要がある。

参考文献

- 1) 田中：天端幅の広い渚堤の波浪減衰および砂浜安定効果について、第23回海講演文集，pp152～157，1976。
- 2) 宇多・田中・筒井：人工リーフによる波浪と漂砂の制御，第31回海講演文集，pp340～344，1984。
- 3) 合田・竹田：越波による防波堤背後への波高伝達率，第13回海講演文集，pp87～92，1966。
- 4) 永井・小田・倉田：大水深緩斜面捨石渚堤に関する研究，第22回海講演文集，pp409～414，1975。

1. まえがき

砂防事業は、下流河道の河床上昇を抑えることにより、間接的に洪水の氾濫を防ぐことを目的として進められて来た。砂防工事とは、施工位置により山腹工事と渓流工事に大別される。中でも砂防ダムは、渓流工事として浚年、浚床からの土砂生産を抑制する効果と、洪水時に流出する土砂を抑制、調節する効果の両方を期待して施工される。これらの砂防ダムの効果はよく知られてはいないが、実際の資料に基づく検証は未だ十分でない。特に、流域内に数多く連続的に設置された砂防ダムの土砂調節効果については、1, 2の研究を除いてほとんどなされていない。本報告は、河床変動計算を用いた流域の土砂生産流出シミュレーションモデルにより、砂防ダムの効果を評価し、砂防施設の最適配置を検討しようとする研究の一部で、実際に大きな出水と土砂流出があり、大谷川の昭和57年出水を例として検討したものである。先に、支川の西日影川流域(6.43 km²)の崩壊と土砂流出、砂防ダムへの堆積について報告した(1)、今回は、金山砂防ダム上流部50 km²を対象を広げて、砂防ダム群の効果と、既設の砂防ダムが無い場合、既設の未満砂防ダム、砂防ダムが出水前に満砂している場合、現在計画にある砂防ダムをすべて設置した場合と、比較することにより検討した。

2 大谷川流域と昭和57年出水の概要

大谷川は、大谷嶺に源をたらし、静岡市街地を貫流する流路延長51 km、流域面積567 km²の一級河川である。大谷川上流域は、南北に走る木魚川～静岡横道線と芝山横道線にはさまれているため、破碎帯も多く脆弱な地帯と断崖から成り、最上流部には大谷崩があり支川は流路延長も短く地形も急勾配であるため、多くの崩壊を起し流出土砂の多い荒廃河川となっている。本検討の対象となる金山砂防ダムの上流には、昭和57年出水時、7基の砂防ダムと、大谷崩、大谷川に床固工群が設置されていた他に、金山施設および築堤工の砂防施設があった。検討の対象とした昭和57年出水は、7月31日～8月3日の台風10号および9月10～12日の台風18号によるものである。検討流域内には、3箇所に雨量観測所があり、その一つである岡ヶ島観測所では、台風10号時、総雨量1096.5 mm、最大時間雨量24 mmの記録的な豪雨となり、台風18号時

も総雨量539 mm、最大時間雨量45.5 mmと比較的大きな雨であった。(図-1, 2) この2つの豪雨により発生した崩壊は、出水前後の空中写真を比較して調べられ、図-3に示す崩壊地分布図が得られている。この豪雨により、生産された崩壊土砂量は、大谷川上流域(146 km²)で213万m³、この内金山砂防ダム上流域は97万m³であり、多くの土砂は、西日影

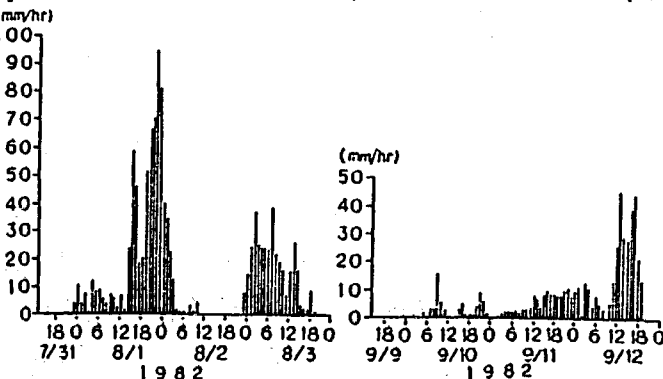


図-1 台風10号時の時間雨量

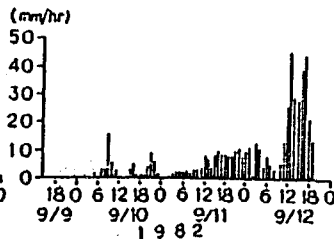


図-2 台風18号時の時間雨量

川、コンヤ沢と主産され、西くからの崩壊地である大谷崩とは大きな変化は生じない。

3. 埋砂測量に基づく砂防ダムの効果評価

各砂防ダムについて行われた埋砂測量結果を用いて、出水前後の埋砂状況の変化を調べた。本川に設置されている砂防ダムの中から、大島砂防ダム、新田砂防ダムの埋砂の変動状況を図-4、5に示す。

出水前に未埋砂であった大島砂防ダムでは、出水に伴う流量の上昇流入により一気に元河床勾配の勾配まで埋砂し、貯砂および調節効果を発揮した。逆に、出水前に埋砂していた新田砂防ダムでは、埋砂していた土砂の一部が流出したようである。

この出水で埋砂した砂防ダムは、今後大規模な土砂生産、流出がなければ、長時間のたつて徐々に河床が低下し、土砂調節効果を回復すると思われる。

4. 土砂流出追跡モデルによる砂防ダムの効果評価

4.1 雨水流出解析

雨水の流出解析は、河床変動計算の基準点を考慮し、対象流域を46個の流域に分割して、特性曲線法を用いて行、た。

4.2 河床変動計算

河床変動計算は、与えられた流量とレジーム則とマニ>アの等流公式を用いて水深に換算し、次の流砂の連立式を差分化した式により逐次行、た。

$$\Delta Z = Z_{t+1} - Z_t = \frac{Q_{B1} - Q_{B2}}{B \Delta x (1 - \lambda)} \Delta t \quad \text{----- (1)}$$

ここで、 ΔZ : Δt 時間の河床変動量、 B : 河床変動を生ずる河幅、 Δx : 区間距離、 λ : 入河床砂の空隙率である。流砂量式は戸田、高橋、水山の掃流砂量式³⁾を用いた。

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd^3}} = \frac{12 - 2\lambda \sqrt{\tan \theta}}{\cos \theta} \tau_*^{(25 - \sqrt{\tan \theta})} \left(1 - \alpha^2 \frac{U_{*c}^2}{U_*^2}\right) \left(1 - \alpha \frac{U_{*c}}{U_*}\right) \quad \text{----- (2)}$$

$$\alpha = \sqrt{2(H_f - \frac{\sigma/\rho}{\sigma/\rho - 1} \tan \theta) / (1 - \frac{\sigma/\rho}{(\sigma/\rho - 1) \tan \theta})}$$

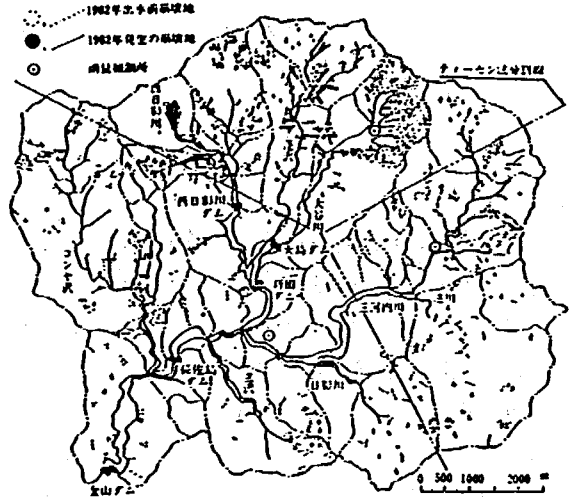


図-3 安堵川上流域前堤状況 (昭和57年)

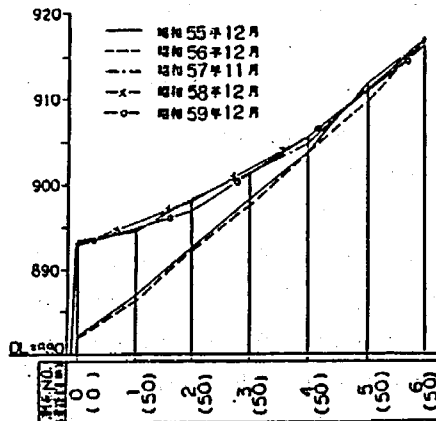


図-4 大島砂防ダム

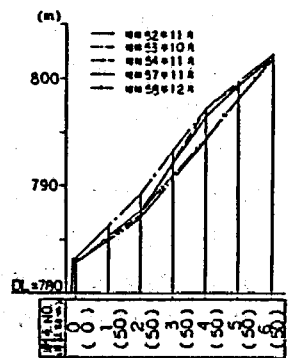


図-5 新田砂防ダム

ここで、 g_B : 単位幅当りの式砂量、 θ : 河床勾配、 δ : 河床材料の密度、 ρ : 水の密度、 g : 重力の加速度、 d : 代表粒径、 μ : 砂床の動摩擦係数(0.425とした)、 U_{*i} : 砂床の摩阻速度、 τ_{*i} : 無次元摩阻力で $\tau_{*i} = \frac{U_{*i}^2}{(g_B - 1)gd}$ である。以上の河床変動計算の手順を図-6に示す。

4.3 計算条件

- (1) 流量時系列は、河床変動計算ブロック毎に作成した洪水ハイドログラフを線グラフで近似させ、流量とその継続時間を設定した。
- (2) 初期河床高は、昭和57年以前の測量結果の中から最も出水に近い年に測定された平均河床高とした。また昭和57年出水前後の平均河床高のうち、低い方の河床高を非浸透河床高とした。
- (3) 給砂量は、まだ生産土砂量の推定法が検討中であるので、ここでは昭和57年出水後の前年度調査資料を基に、各支川毎に決定した。給砂の時間的配分は、各支川の計算上流域が出水全時間について土砂濃度が一定になるように、各支川の実生土砂量から計算して与えた。

5. 計算結果

計算は、表-1に示す4種類の条件で行った。

金山砂防ダム埋砂域の河床変動計算結果と、出水前後の測量結果より作成した縦断面図を図-7に示す。計算結果と出水後の実測縦断面はよく一致しており、この土砂運搬モデルで現象は十分再現されたと考える。

全々の計算ケースについて、代表的な地点を通過した総土砂量と表-2に示す。

表-2より、流出土砂のカット量は、ケース1.1の未満砂の砂防ダムがある場合が最も多く、西日影川砂防ダム地点を例としてケース2の無施設の状況と比べると、約1/2ほど減少している。ケース1.2の既設の未満砂ダムが出水前に満砂していたとした場合では、通過土砂の総量はかなり大きくなり、部分的には施設の無い場合よりも多くなる地点も現れた。平時の砂防ダム埋砂勾配は、河床材料、流量、河幅、平時の流入土砂濃度によって決まり、河床材料の粒径が比較的均一で小さいこの流域では、元河床勾配の1/2という初期埋砂勾配が急すぎたようである。計画中の砂防ダム20基を設置し、それらと既設の砂防ダムの全てが出水前に満砂していたとした場合(ケース3)は、現在の砂防ダムが満砂していた場合より少し通過土砂量が減少するものの、その量は、金山砂防ダム地点で見ると限りあまり小さいとは言えない。しかし、

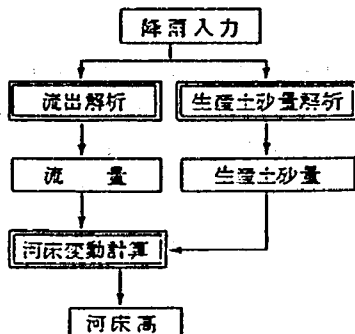


図-6 河床変動計算手順

表-1 各ケースの計算条件

ケースNO.	計算内容	特記事項
CASE-1.1	昭和57年出水再現計算	金山、西日影川の砂防ダムは未満砂
CASE-1.2	CASE-1.1と未満砂であった砂防ダムと元河床勾配の1/2に埋砂させてから昭和57年出水と与える。	——
CASE-2	主要な砂防ダムが無い状態と昭和57年出水と与える。	金山、西日影川、新田川の砂防ダムを撤去。
CASE-3	主要な5基の砂防ダムと計画中の砂防ダムと元河床勾配の1/2に埋砂させてから昭和57年出水と与える。	計画中の砂防ダムは区域内にある20基の砂防ダムを設置

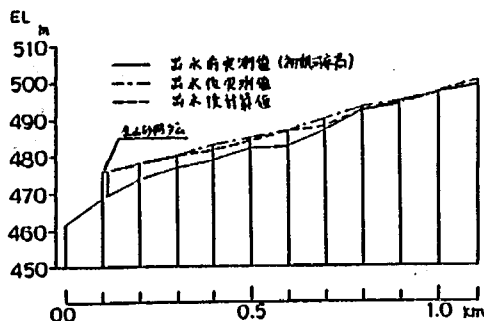


図-7 金山砂防ダム埋砂域縦断面図

この計算では上流より流入する土砂量を全ケースについて同じとしたが、実際には上流部に建設される砂防ダム群が生産土砂量をある程度減少させると期待される。また、既設の砂防ダムの無効、三河内川では流出土砂量が1/4近くまで減少しており、これから計画中の砂防ダムの必要性を示している。

表-2 代表地点の通過土砂量 ($\times 10^3 \text{ m}^3$)

地点	CASE-1.1	CASE-1.2	CASE-2	CASE-3
大島砂防ダム	285	470	421	403
西日影砂防ダム	87	140	197	137
西日影川最下流端	81	94	95	70
新田ダム	340	562	531	490
三河内川最下流端	238	238	238	81
孫五島ダム	663	875	848	662
金山ダム	628	823	980	763

次に、図-8に示す金山砂防ダムを越流する土砂量の時間的変化から、砂防ダムによって、満砂、未満砂にかかわらず、ピーク流出土砂量が砂防ダムの無い場合に比べて約30%程度小さくなっていることがわかる。すなわち、砂防ダムの調節効果は、いくつかの出水に渡る長期のものと、出水中の短期のものの両面から議論されるべきであると言える。

6. まとめ

昭和59年に大規模な土砂の生産、流出が発生した宇治川上流域を例として、砂防ダムの効果を、砂防ダム堆砂測量結果から検証するとともに、河床変動計算を基礎とする土砂流出道跡モデルを適用して、仮想した種々の状態の計算結果を示した。その結果、未満砂の砂防ダムが下流への流出土砂量を減少させるのに最も寄与し、かなり多くの砂防ダムが存在してもそれらが満砂した状態ではあまり大きい調節効果は期待できないことになり、砂防ダムの調節量を大きくする工夫と生産土砂量を減少させる砂防施設の必要性が示された。また、今日の検討で砂防ダム堆砂測量結果の比較だけでは不明であったピーク流出土砂量の減少効果を、明瞭に示すことができた。今後は、このような土砂流出道跡モデルに、土砂生産の量と質を時間的、空間的に予測する手法を加え、さらに実際の現象に近い条件で砂防施設の規模、配置の検討を行える手法の開発を目指し研究を展開したいと考えている。

参考文献

- 1) 伊藤佳晴、坂野裕至、中田定男；調節効果を中心とした砂防ダムの機能，昭和59年度砂防学会概要
- 2) 大場章、水山高久；山地流域の土砂生産、流出について，昭和59年度砂防学会概要
- 3) 戸田和男、高橋保、水山高久；山地河川の稀発砂量に関する研究，新砂防Vol.107，昭和59年4月。

広域都市圏土地利用予測モデルの開発

システム課 市村 靖光

1. 目的

広域幹線道路の整備は、交通をより円滑に処理する効果だけでなく、沿道の地域や都市に工場や商業・業務機能、住宅等の立地を誘導し地域開発を促進する効果も持っている。この地域開発効果をより効率的に発揮させる道路計画を策定するためには、道路整備による土地利用の変化を定量的に予測することが不可欠である。本研究は、従来のモデルに比べてモデル構造の明確化やモデルの説明力向上を図る目的で、関東地方を対象地域として土地利用予測モデルの開発を行ったものである。

2. 広域都市圏土地利用予測モデルの概要

2.1 土地利用予測モデルの全体構成

表-1はモデルの基本的な仕様を示したものである。ゾーニングは既存の交通量推計モデルとの整合をはかるため

表-1 土地利用モデルの基本的な仕様

1. ゾーニング	建設省による集約Bゾーン（関東一都六県で208ゾーン）
2. 入力政策データ	① 経済計画、社会経済フレーム（人口、所得額等） ② 土地利用規制（用途指定など） ③ 交通条件（道路・鉄道網）
3. 主要なゾーン別将来予測指標	① 夜間人口 ② 工業従業人口及び敷地面積 ③ 商業・業務従業人口
4. 予測目標年次	昭和75年（西暦2000年）

に集約Bゾーン（市町村を数個合わせたゾーン）としている。また、予測方法を単純にするため、モデルの対象地域の総人口や商業販売額、工業生産額の総額等の将来予測値（社会経済フレーム）は予め与えられ、モデルではその地域配分が予測されるとしている。図-1はモデルの基本構造を概念的に表したものである。現実の土地利用は、長期間にわたって様々な要因により変化すると考えられるが、本モデルでは土地利用の主体を工業、商業・業務、住宅に分け、各主体間の機能的な関連を図-1のように整理した。ここで、道路整備は通勤条件、原材料・製品等の入出荷条件、商品等の流通条件等を改善し、各主体の立地パターンに影響を与えられと考える。

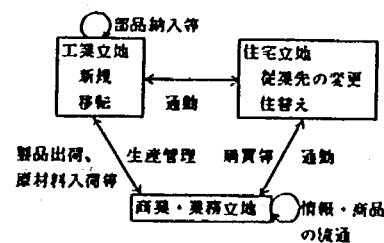


図-1 土地利用モデルの概念構造

2.2 住宅立地サブモデル

1) サブモデルの考え方

産業（工業、商業・業務）の立地分布の変化に伴って従業先の変化する従業者世帯は、居住地も選択し直すと考え、居住する住宅のタイプ（戸建、中高層）と居住ゾーンを予測する。また、従業先が変化しない従業者世帯についても、住替えをする世帯については同様の予測を行う。住宅タイプを考慮するのは、戸建住宅と中高層住宅では、地価と通勤時間のトレードオフ関係に差があるなど立地傾向に差があると考えられたためである。居住地選択モデルにはロジッ

トモデルを利用し、建設省の住宅需要実態調査による住宅立地のデータを用いてパラメータ決定を行った。ここで利用したロジットモデルとは、選択主体がいくつかの選択肢（この場合はゾーン）を選択する際に、得られる効用が最も大きい選択肢を選ぶとしたモデルであり、効用は当該選択肢の属性（例えば、地価や交通条件）の線形和で表される平均値の回りに確率分布すると仮定している点に特徴がある。こうした仮定のもとでは、選択主体 i が選択肢 k を選ぶ確率（ P_{ik} ）は式、1 のように表される。

$$P_{ik} = \frac{e^{V_{ik}}}{\sum_{k=1}^N e^{V_{ik}}} \quad (\text{式、1})$$

$$V_{ik} = \sum_{j=1}^M \alpha_{ikj} \cdot X_{ikj} \quad (\text{式、2})$$

ここで、

V_{ik} : 主体 i が選択肢 k から得る効用

α_{ij} : 主体 i から見た選択肢の j 番目属性の効用パラメータ

X_{ikj} : 主体 i から選択肢 k を見た時の k の j 番目の属性値

N : 選択肢総数

M : 属性総数

2) パラメータ推定結果

(2) 式のパラメータ（ α_{ij} ）を推定した結果が表-2、3である。通勤時間が大きな立地決定となっていること、また中高層の方が通勤時間の影響を大きく受けることなどがわかる。また、戸建、中高層ともモデルの適合度が極めて高く、現状説明力の高いモデルであることがわかる。

2.3 工業立地サブモデル

1) サブモデルの考え方

工業立地の予測では、まず既存の工場のうち転廃業するもの（対象地域外へ移転するものも含む）及び対象地域内へ移転するものの数を推定し、これらを既存の工場分布から差し引いておく。次に、域内移転する工場及び新規に立地する工場についてどのゾーンに立地するかを予測することにより、将来の工場分布を求めることができる。既存工場の転廃業率及び域内移転率については、既存統計等をもとにゾーン別・業種別に推定している。また、域内移転工場及び新規立地工場の立地ゾーンの

表-2 戸建需要層居住立地選択モデル、パラメータ推定結果

説明変数		回帰係数		t値
説明変数	通勤時間	-0.1296×10^{-1}		-34.122
	可住地人口密度	-0.2544×10^{-2}		-5.418
	住宅地価	-0.1595×10^{-4}		-1.443
相関係数				0.951

表-3 中高層需要層居住立地選択モデル、パラメータ推定結果

説明変数		回帰係数		t値
説明変数	住宅地価	-0.2690×10^{-4}		-1.549
	通勤時間	-0.2144×10^{-1}		-43.402
相関係数				0.949

表-4 説明変数一覧（工業立地サブモデル）

レベル	要 因	説 明 変 数	(単位)
1	現有労働力確保条件	移転元との距離	(分)
	地価	地価/単位面積当たり付加価値額	
	用水条件	用水量/未利用工業用水量	
	用地面積条件	I 敷地面積 - ゾーン別平均敷地面積 I	(ha)
	高速道路への近接性	高速道路 I, C, への距離 × 輸送費用率	(km)
	域内市場への近接性	千代田区への距離 × 輸送費用率	(分)
2	レベル1の効用	合成変数 (A 地域) N (B 地域) N (C 地域)	
	域外市場への近接性	重要・特定重要港湾への距離 × 輸送費用率	(分)
	同業種集積度	業種特化率	(%)

1) 輸送費用率: 製品輸送コストの製品コストに占める割合を%で変換したもの

2) 業種特化率: 次の式で定義する

$$GT_{nm} = B_{nm} / \sum B_{im}$$

ここで

GT_{nm} : n 業種の m 地域における業種特化率

B_{nm} : n 業種の m 地域における出荷額

$\sum B_{im}$: m 地域における全業種の出荷額

予測にはネステッドロジットモデル（ロジットモデルを多段階の選択行動に適用したもの）を用いた。これは、工場の立地は工場の規模、地価負担力など様々な個別的要因によって決まることが考えられ、それら多くの要因をモデルの中で考察する必要があること、工場立地のデータ件数に比べてゾーン数が多いこと、また工場の立地についてはまず立地エリアが概略的に決定され、ついでその範囲の中で立地ゾーンが決められる（２段階決定）と考えて無理のないこと等によっている。

２） パラメータ推定結果

昭和５１年から５６年にかけて関東地方に立地した敷地面積が 1000m^2 以上の工場（１７３１件）のデータを用いてパラメータ推定を行った結果、採用された説明変数をまとめたものが表－４である。これらの変数の中でも特に有意性の高いものは現有労働力確保条件、地価負担力条件、域内市場近接条件である。地価が低く移転元や都心に近いゾーンほど効用が高くなるという結果が得られている。

２．４ 商業・業務立地サブモデル

１） モデルの考え方

商業・業務機能は小売業のように近隣の住民等に対して財やサービスの提供を行うもの（近隣の商業・業務機能）と卸売業や会社の本社のように中核管理的な業務を行うもの（中核管理的商業・業務機能）に大きく分けられる。これらは立地の要因も異なると考えられることから、別々に立地モデルを作成する必要がある。本モデルでは、近隣業を小売業、サービス業、建設業、電気・ガス

・水道業とし、中核業を卸売業、金融保健業、不動産業、公務、製造業の本社部門としている。なお、モデルタイプはロジットモデルを採用している。

２） パラメータ推定結果

ロジットモデルのパラメータを商業統計、工業統計、国勢調査等のデータを用いて推定した結果を表－５、６に示す。これによると人口ポテンシャルや幹線交通用地面積率、２時間圏製造業従業人口などの条件が重要な説明要因になっていることがわかる。また、モデルの説明力は、相関係数が $0.951 \sim 0.953$ であり、高いことがわかる。

３．モデルシュミレーションによる土地利用変化の予測事例

対象地域は関東一都六県とし、対象路線は首都圏中央連絡道、北関東横断道とした。予測年次は昭和７５年とし、７５年に到る社会経済フレームは「８０年代の地域産業ヴィジョン（通産省）」等をもとに試算したものを用いた。予測にあたっては、首都圏中央連絡道、北関東横断道の両方とも整備されたケース（ケース１）、首都圏中央連絡道のみ整備されたケース（ケ

表－５ 近隣業立地子モデル、パラメータ推定結果

説明変数	回帰係数		t値
	人口ポテンシャル	0.8697×10^{-4}	7.036
説明変数	幹線交通用地面積率	0.8381×10^{-1}	5.667
	県庁都市ダミー	0.4355	2.636
	都心ダミー	0.7868	2.713
相関係数			0.951

表－６ 中核業立地子モデル、パラメータ推定結果

説明変数	回帰係数		t値
	２時間圏製造業従業人口	0.8728×10^{-6}	8.965
説明変数	近隣業従業人口ポテンシャル	0.6332×10^{-5}	2.898
	幹線交通用地面積率	0.1578	10.398
	県庁都市ダミー	0.8134	4.239
説明変数	都心ダミー	0.5923	1.762
	相関係数		0.953

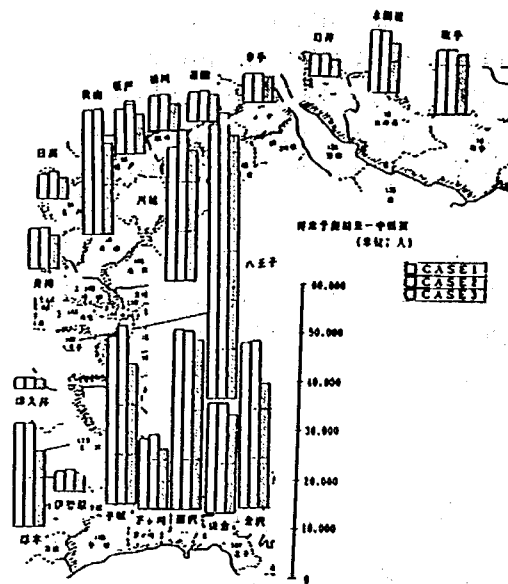


図-2 付添子図結果-中核業務従業者数(圏央道沿道)

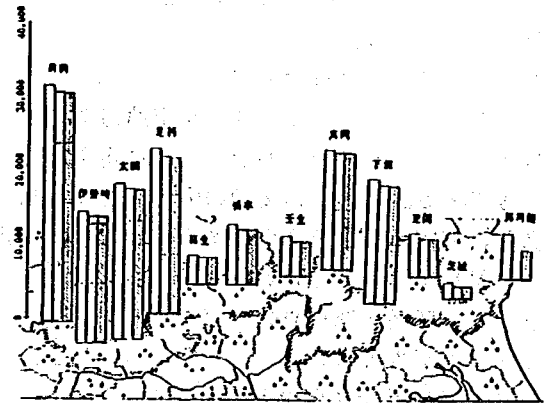


図-3 付添子図結果-工業従業者数(全業種合計)(北関東横断道沿道)

ース2)、両道とも整備されないケース(ケース3)の3ケースを設定した。

道路整備の有無にかかわらず、商業・業務、工業、人口とも東京及び神奈川の停滞、減少傾向及び北関東三県と千葉県の伸張傾向が示されている。北関東横断道が整備される場合には、特に北関東三県の伸びが高い。また、圏央道が整備される場合には、東京の人口、産業の集積がさらに1~2%減少し、沿道地域への分散が促進される。図-2は、圏央道の沿道都市について中核業務従業者人口をケースごとに示したものである。これによると、圏央道の整備によって沿道都市の中核管理機能が強化されることがわかる。近隣県についても同様の傾向である。これは、圏央道沿道は人口、産業の集積度が比較的高く、交通条件の改善が商業・業務の立地要因として重要な人口ポテンシャル等を特に増加させたためと考えられる。一方、北関東横断道沿道では、図-3に示すように工業従業者数(全業種合計)の増加が見られる。また、この地域では商業・業務従業者数の増加は圏央道沿道に比べて若干小さくなっている。

4. 今後の問題点

1) モデルのパラメータが昭和50~55年のデータのみで推定されており、長期間の予測に必要なパラメータの時間的安定性の検証が行われていない。今後はより長期間のデータを利用してパラメータの安定性について検証する必要がある。

2) 産業や住宅の滅失・移転率に関する統計がないため、本研究では、例えば工業統計や工場立地動向調査データ等を用いて滅失・移転率等を試算している。滅失・移転率等は予測結果に大きな影響を与えるため、実態調査を行う必要がある。

1. まえがき

道路の案内標識は、交差点等の分岐点において運転者に目的地へ方向を適切に示すことにより、交通流を安全・円滑に目的方向へ導くものでなければならない。このため標識の見えやすさや分岐点での右左折等のしやすさを考え、車線変更や減速を行う上での必要な距離と文字の視認距離とから、案内標識の文字の大きさや設置位置を決定する方法が確立されている。しかし、社会の高齢化や国際化が進むなかで、従来のデータを基にして決められている現在の基準が高齢者や外国人にとっても満足できるものであるかが確認されていない。そこで当研究室において、昨年と本年にわたり高齢者と外国人を対象とした道路案内標識の視認性実験を行ったので、その結果について述べる。

2. 目的

- ①. 若い運転者と高齢運転者との間における標識の視認距離や行動開始点距離（3.言葉の定義参照）の差異を把握し、高齢者にとっても満足のできる道路標識の設置位置について検討する。
- ②. ローマ字を併記した案内標識の見やすさについて、漢字地名については日本人、ローマ字地名については外国人を対象として視認距離あるいは行動開始点距離を求め、標識の設置位置を検討する。

3. 言葉の定義

本報告では、今回の調査に関係する事柄を次のように定義する（図-1参照）。

- ・視認地点：標識内の文字または地名が概ね読めた地点
- ・視認距離（ s ）：視認地点から標識までの距離
- ・行動開始点：標識の内容を判断し、車線変更や減速等の行動を開始した地点
- ・行動開始点距離（ f ）：行動開始点から標識までの距離
- ・判断所要長（ l ）：視認地点から行動開始点までの距離
- ・行動距離（ L ）：行動開始点から分岐点までの距離
- ・先行距離（ D ）：標識から分岐点までの距離

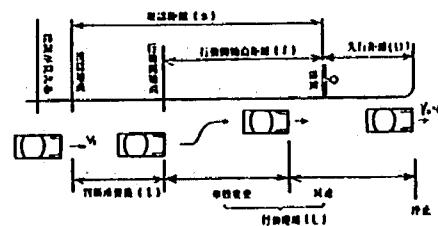


図-1 案内標識に対する運転者の行動

4. 調査方法

調査は表-1に示す4項目について行った。また実験に用いた標識は表-2に示すとおりである。

4.1 調査場所：土木研究所試験走路、標識屋外実験施設

4.2 調査方法

・視認距離測定

徒歩による測定では、被験者が実験用標識より300m手前から標識に向かって歩き出し、途中文字あ

あるいは地名が概ね判読できた地点を路面に標示された距離から読取り調査票に記入した。実験車による測定は、標識の手前から所定の速度で標識に向かって走行するとき、助手席に乗っている被験者が標識内の文字あるいは地名が概ね判読できたとき手もとのスイッチを押す。すると実験車に搭載され実験車の位置を路面の距離標示により記録しているVTRに信号が入力される。このVTRを後に再生し視認距離を読取った。

・行動開始点距離

走行前に行先の地名を通知された被験者が、実験車を運転して700m～800m手前から速度40km/hで標識に向かって走行する。標識に接近し、標識内に行先の地名を視認したらその方向に曲がるために右左折の方向指示（指示器の上げ下げ）を行う。このとき方向指示動作を開始した地点から標識までの距離を、助手席に乗っている測定者が、行動開始点距離として路側の距離標示から読取った。

5. 調査結果

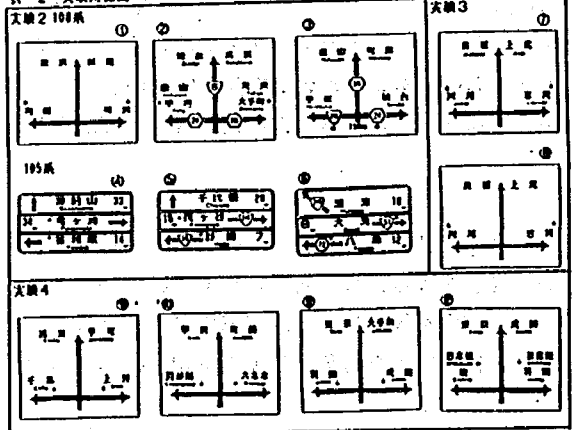
5.1 漢字の視認性（図-2）

基本的な調査として、5画、10画の漢字1文字ずつの視認距離を測定したが、本調査の条件として年齢別、昼夜別、速度別、画数別の変化をみている。図をみると、昼間では若いグループと高齢者グループに差はなく、速度の増加による視認距離の低下もみられない。画数についても5画よりも10画の方が見えやすい傾向にあるが、これも文字によってバラツキが大きい。しかし夜間では、各条件による視認距離の差が顕著になっており、高齢者、低速度、少画数で視認距離は長くなっている。特に高齢者グループが若いグループより漢字の判読が遠くからできているのは、高齢者の老眼の特性とも考えられる。また10画が5画より視認性が低下するのは、画数が多くなると普通の反射輝度の青色に対して高い反射輝度をもつ白色部の比率が増え、文字の輪郭がぼやけるた

表-1 調査項目

項目	実験内容	測定項目	被験者数	速度	標識文字、文字色	色
1	右折と左折の両方同時進行	両向き標識（昼・夜）	20代 15人 50代 14人	徒歩 20, 40, 60km/h	5画：右、左、右、左、 四、大、広、外 10画：白、道、道、道、 道、道、道、道、道	文字 白色 白緑色
2	右折と左折の両方同時進行	右向き標識 左向き標識	20代 15人 50代 15人	40km/h	（表-2 参照） 漢字20cm 漢字15cm ローマ字10cm	右向き 白色 白緑色
3	ローマ字標識 並列の両向き（11人）	両向き標識	20人	徒歩 40km/h		
4	ローマ字標識 並列の両向き（11人）	右向き標識 左向き標識	15人	40km/h		

表-2 実験用標識



・印：右左折指示地名、漢字

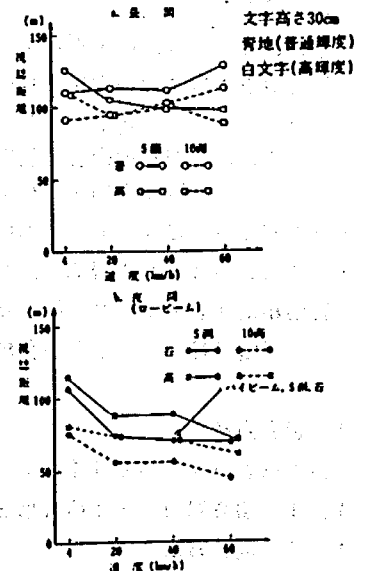


図-2 漢字の視認距離の比較

めである。

5. 2 108系及び 105系標識の行動開始点距離 (図-3)

表中で棒グラフの値は測定値の平均値である。また、標識の設置位置を計算するために用いられる行動開始点距離 (f) は、運転者が標識にある程度近づいてしまっても見えるように設置位置に余裕を与えるため、通常85%タイル値 (平均値から標準偏差値を引いたもの) が用いられるので、参考のために標準偏差も記入している。

まず年齢別の行動開始点距離を比較すると、全般に高齢者グループの方が短くなっており、その差は平均20m程度となっている。5.1からみて視認距離には差がみられないので、高齢者は若い人に比べ判断所要長を20m程度長く必要としており、これは今回の実験速度を考慮した場合時間に換算して約2秒の判断遅れといえる。次に、標識別の行動開始点距離をみると、108系では、一方向

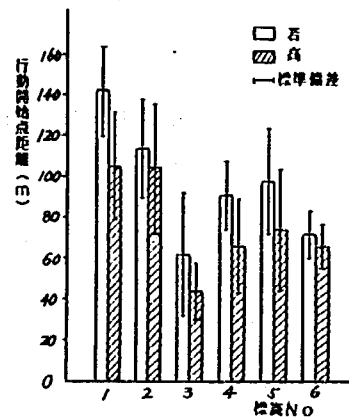


図-3 若・高別行動開始点距離

一地名の標準的で単純なNo1標識が最も長くなっている。しかし一方向二地名に情報量が増えるNo2標識になると、高齢者では変化のみられないものの若いグループでは距離が30m減少している。またNo3標識を用いて地名については指示せず路線番号のみによる右左折の判断を行ったが、番号の文字高が15cmであり地名の文字高20cmより小さかったこと、路線番号のみによる右左折の判断に被験者があまり慣れていなかったことなどから距離が短くなっている。105系では、今回の調査では全て直進、右折、左折の三方向標示としているため情報量に変化が少なく、地名による行動開始点距離はほぼ同様の値となっているが、108系の一般的な標識と比べわかりにくく行動開始が遅れている。ただ路線番号により右左折の判断をしているNo6標識については他の105系の標識の場合より距離は短くなっているものの、108系の路線番号による行動開始点距離よりは10~20m長くなっている。

5. 3 ローマ字併記標識の視認性 (表-3)

5. 3. 1 日本人による漢字地名の視認性

ローマ字併記標識は日本人運転者にとって不必要な情報の含まれる見づらい標識となる可能性があるが、今回の調査ではローマ字を併記した場合としなかった場合に視認距離の差はない。これはローマ字地名を判断の対象外として弁別していることから、ローマ字地名を文字としてではなくアンダーラインのようにとらえているため漢字の視認性を阻害していないのではないかとと思われる。

5. 3. 2 外国人によるローマ字地名の行動開始点距離 (図-4)

実験用標識のうち最も標準的なNo9標識では、地名のローマ字数が少なく行動開始点距離は70mとなっているが、ローマ字数の多いNo10標識になると距離は10m減少している。地名を全て大文字で表わしたNo11標識の距離はNo9標識とあまり変わりなく、大文字の効果はみられない。地名数が増え一方向二地名になると距離は短くなり、No

表-3 ローマ字併記標識の視認距離 (日本人)

単位: m

速度	項目	ローマ字併記 ⑦	ローマ字無 ⑧
		⑦	⑧
徒歩	平均	71	70
	標準偏差	16.4	16.9
40 km/h	平均	119	118
	標準偏差	33.7	36.0

12標識では、No9 標識より20m、No10より10m減少している。

6. 標識設置位置の検討

先行距離及び車線数と速度による行動距離の計算値と本調査による代表的サンプルの調査結果を表-4に示す。ただし行動開始点距離（f）は実測の85%タイル値を用いている。

表より計算上の先行距離と調査による先行距離を比較すると、高齢者、外国人ともに計算値より測定による距離が小さくなっており、計算によって求められる現在の基準を遵守すれば、高齢者、外国人にとっても先行距離は満足できるものであるといえる。ただ今回の調査結果によっても片側2車線や3車線になると先行距離がかなり長くなっており、先行距離が150m(108系の場合)を超えるものについては、案内標識を設置することが必要である。

7. あとがき

本調査により、現在の案内標識設置基準が高齢者や外国人にとっても満足できるものであることが判明したが、現在の基準を満足することが必ずしも十分であるとはいえず、片側2車線や3車線道路においては先行距離が長くなることから、それに応じた対策を講じることが必要である。特に、高齢者は判断時間が長くなりがちであること、またローマ字が漢字の1/2の文字高さで定められていることから視認性が落ちるため外国人へのサービス水準が低下しやすいことなどを踏まえ、予告標識の設置を多くすることによるサービスの向上を図ることが望まれる。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会、「道路標識設置基準・同解説」、昭和53年9月
- 2) 栗本、梶、「案内標識の配置方法に関する研究」、土木研究所報告第161号、昭和59年2月
- 3) 建設省道路局編、「道路六法」

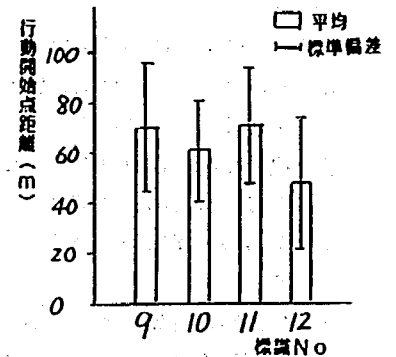


図-5 ローマ字併記標識の行動開始点距離(外国人)

表-4 先行距離の計算値と実測値

車線数	速度 (V) km/h	行動距離 (L) m	先行距離 (D) m			
			計算値	実測値		
				高齢者	外国人	
1	40	40	0	0	0	0
	50	65	35	0	20	25
	60	90	65	20	45	50
2	40	150	110	80		110
	50	205	175	135		165
	60	255	230	185		215
3	40	260	220	190		220
	50	340	310	270		300
	60	425	400	355		385

注) 行動距離は先行距離計算値へ車道幅員係数を乗じた値による。
(因-1参照, $D=L-f$)

1. はじめに

現在、国道17号三国峠で行われている路側放送システムに用いられている放送文は、表-1に示す1~9のキーワードの中から3つ以内を選択することによって作成され、使用頻度の多いものは、簡易文として登録できるようになっている。しかし、種々の道路状況を3つのキーワードで選択することには無理があり、簡易文についても、最高10個までしか登録できない等の問題がある。また現在は、単語挿入等煩雑なところもあり、センサー情報の自動入力等の省力化が望まれている。そこで、このような問題点を解決するために、以下に示す3つの放送文作成モデルを作成し、シミュレーションにより評価を行った。

表-1 現行システムにおけるキーワード

2. システム改良の考え方

現行システムで用意されている放送文のうち実際に利用されているのは、ごく一部のものである。現行システムでは、使用頻度の高いものを簡易文として登録しキーワードの3つの組を入力しないで選択できる方法をとっている。本年度作成した「簡易モデル」は、この簡易文登録の考え方をさらにすすめたもので、すべてを簡易文として考えるものである。ただし、すべてを簡易文として1つのグループとしてしまえば、選択すべき放送文の数が多くなってしまうので、これを8種類のグループにわけている。

また現行システムでは、簡易文以外を選ぶ場合、最大3種類のキーワードの組によって分類されている放送文のグループの中から選ぶことになるが、例えば4つ以上のキーワードを選択したい場合などは、どのキーワードを落とすべきか、あるいは、「平常気象のお知らせ」や「安全運転のお知らせ」など省いても大きな影響がないものを、キーワードとして指定するか省くかをあらかじめ決めなければならない。つまり、省いたキーワードの方に現在の状況にもっとぴったりの放送文があるのではないかという不安が残ることになる。今回作成した「相関選択モデル」はこのような不安をなくそうと考えたもので、伝達したいすべての要素との一致度（相関）を全放送文について計算し最も一致度の高いものから表示するものである。さらに放送文の作成をコンピューター化する目的は、安定した情報の提供すなわち放送文を作成する人の主観があまり入らないようにするという事とともに省力化ということでもある。「汎用モデル」はこのような観点に従って客観的なセンサー情報をより重視し、出来るだけ自動的に放送文を作成しようとするものである。なお、図-1に現行システムと今回、開発を行った3つのモデルとの関連を示す。

さらに、全体としては次のような点を改良し作業効果をあげた。現行システムにおいては、カナ文字のみのディスプレイであるが放送文の表示を漢字、かなまじり文とした。次に現行システムでは放送文の中で選択すべき単語は、そのグループ名が表示されてその中から選ぶことになっているが、改良システムでは最後に挿入されたものをそのまま表示するようにした。ただし、選択すべきものがあるとうるよう反転文字（インバースに黒めき）で表示した。このようにすると放送文の意味がわかりやすいし、通常変更の必要のないものが多いので処理が早くなる。また「汎用モデル」においては、このような単語挿入の必要がないが、情報の入力での考え方を採用している。つまり前回入力したデータがそのまま表示されている状態とした。なお、本モデルはパーソナルコンピューター、パナファコムC-18DKを使用して作成した。以下にそれぞれのモデルの概要を示す。

0. 簡易文

1. 道路状態のお知らせ
2. 工事、除雪作業、事故処理のお知らせ
3. 事故、災害のお知らせ
4. 交通状態のお知らせ
5. 平常気象のお知らせ
6. 異常気象のお知らせ
7. 通行止めのお知らせ
8. トンネル火災、人工なだれ処理のお知らせ
9. 安全運転の呼びかけ

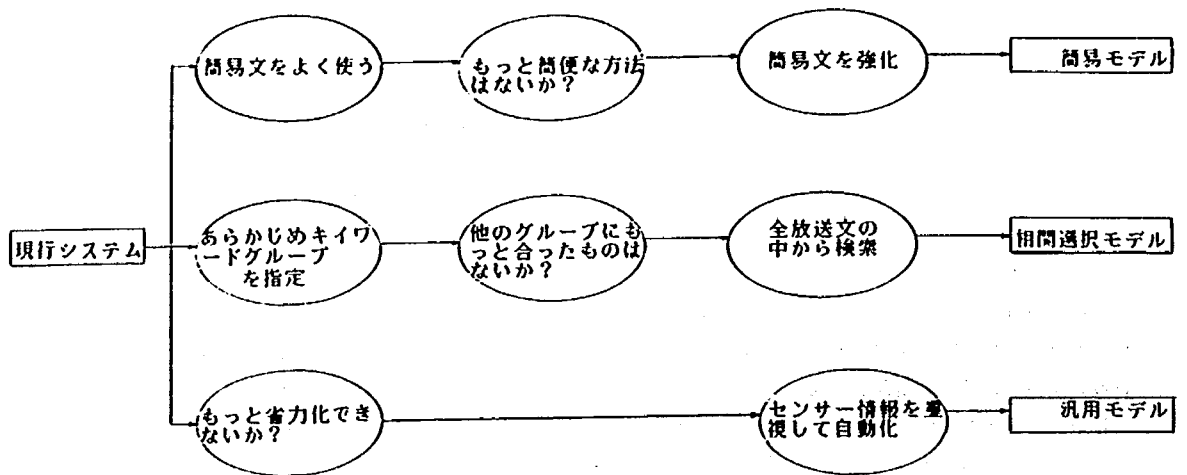


図-1 現行システムと開発モデルとの関連

3. 開発モデルの概要

(1) 簡易モデル

昭和56年度に現行システムで放送された延べ2000回以上の放送文のうち最も多く選択された上位2種類の放送文で全体の放送回数の約60%を占め、上位4種類の放送文では全体の80%を占めていた。そこで現在用意されている約300種の放送文を表-2に示す8グループに分類し、現行システムの簡易文登録機能を拡張した。放送文を作成する場合は図-2に示すとおり最も重要な項目を含む簡易文グループの中から放送文を選択しそのあとで付加文として登録されている天候、通行可能、安全運転の呼びかけの各基本本文の追加を決定することになる。

表-2 簡易文グループ

1	通常走行
2	ノロノロ運転
3	自然渋滞
4	××キロ渋滞
5	気象変化のお知らせ
6	注意報・警報のお知らせ
7	工事・事故等のお知らせ
8	チェーン装着指導のお知らせ
9	基本文から組み立て

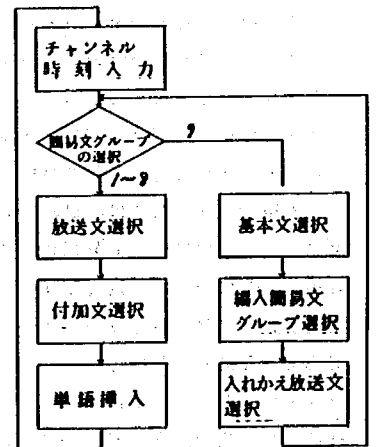


図-2 簡易モデル処理手順

(2) 相関選択モデル

このモデルは放送文を構成している各基本本文（放送文を構成する個々の文章）をあらかじめ表-3に示す伝達要素で分解整理しておき、放送したい伝達要素が与えられたら（いくつでも可）、これをもとに全放送文の中から最も相関度が高い放送文を選択しようというものである。なお相関度は、伝達要素と各基本本文の対応関係を（ア）1対1対応しているもの、（イ）このうち強く指示したいもの、（ウ）特に強く指示したいもの、（エ）無いよりはあった方がよいもの、（オ）あると誤解を生むおそれのあるもの、（カ）排反するような内容のもの6つに分類し、それぞれ、2、4、8、1、-1、-2の得点を与え、次に示す式で計算したものである。

表-3 伝達要素の分類

1 現況気象	2 視界不良	3 注意報警報
4 気象変化	5 ××中	6 ××発生
7 ××実施	8 通常走行	9 ノロノロ
10 渋滞	11 通行止	12 他の通行規制
13 速度規制	14 避難所規制	
15 回復見込有	16 回復見込無	
17 スリップ注意	18 凍結注意	
19 他の注意	20 チェーン呼びかけ	
21 徐行呼びかけ	22 迂回呼びかけ	
23 チェーン指導	24 安全運転	

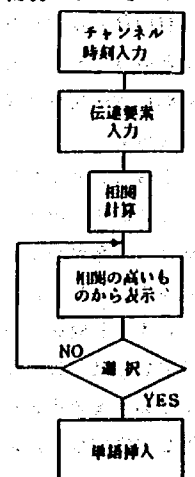


図-3 相関選択モデルの処理手順

$$R_k = \frac{\sum_i \delta_{ki} \{ \sum_j w_{ij} \delta_j \}}{\sum_j w_{ij} \delta_j} \times 100 / \sum_j w_{ij}$$

ただし、 R_k ：放送文 k の相関度、 δ_{ki} ：放送文構成ベクトル（放送文 k に基本文 i が含まれれば1、含まれなければ0）、 w_{ij} ：基本文と伝達要素 j の間の得点、 δ_j ：伝達指示ベクトル（指示した伝達要素なら1、それ以外は0）、 m_j ：伝達要素 j の最大得点 $=\max(V1_j, V2_j, \dots)$ また、情報量は放送文を構成する基本文の情報量の合計で $li = \sum_i \delta_{ki} g_i$ とした。ただし、 $g_i = \max(w1_i, w2_i, w3_i, \dots)$ 。なおこのモデルでは、指示され伝達された伝達要素に対して全放送文の相関度を求め、これの大きい順に放送文を指示して選択するか否かを決定することになっているが、同一の相関度の場合には、放送文のもつ情報量が少ないもの、つまり余分なことをいっていないものから表示するようになっている。

(3) 汎用モデル

現行システムでは、I T V、気象センサー、道路パトロール等の収集情報から運用者が総合的に判断して、各地点の放送文を作成しているが、このモデルでは、省力化のために、これらの収集情報を直接パソコンに入力し自動的に放送文を作成するようになっている。このため(a) 入力データの整理、(b) 情報加工手段、(c) データ入力方法、(d) 情報の重要度と対象地域の各項目について検討を行った。

(a) 入力データの整理

現在行なわれているデータを表-5のように分類した。

表-4 検索得点マトリックス

i \ j	1	2	...	j	...	m	情報量 → 最大値 g _i
	1	2	...	j	...	m	
1	W ₁₁						
2							
...							
i				W _{ij}			
...							
n						W _{nm}	
↓ 最大値 最大得点 m _j							

表-5 入力データの整理

観測地点ごとに入力		多管理者の路線データ	必要に応じて地区名で入力		特に地区名を特定しない全般的データ		
センサーから自動入力	人間の判断により入力		特 定 情 報	予 告	警報/注意報	今後の気象見込み	案内重任
・気温 ・路面の状態 ・走行状態	・天 候	・走行状態とその原因や理由、および回復見込み(電話連絡により手入力)	・地区名 ・内容(事故発生、事故処理、工事、災害チェーン警報指導など) ・交通規制の内容 ・関連車線(上下) ・解除予定	・地区名 ・内容(工事、除雪、人工なだれなど) ・交通規制の内容 ・関連車線(上下) ・開始日時/終了日時	・地域名と警報/注意報の内容	・低温など気象の内容	・安全運転の呼びかけ

(b) 情報の加工手段

入力された情報がそのまま利用できる気温、路面、案内等を1次情報、各観測地点でのデータならびに表現方法を変えたり、他の情報との関連を調べる必要がある天候、走行、予告等を2次情報、1次情報、2次情報の組み合わせで判断し新しく作り出されるスリップ注意、チェーン警報の呼びかけ等を3次情報とし、全体について重複部分の短縮またはカット、時間整理、放送順序調整、等を行い実際の放送文を作成する。

(c) データ入力方法の検討

地点情報の入力方法は表-6に示すように表形式とした。またそのほかの随時入力データについては、画面表示の入力方式とした。(表-7)

表-6 地点情報の入力例

各地点の情報	天候	路面	交通上り	交通下り	気温
地点					
豊ヶ京	雨	湿	平常	渋滞	3
三 国	雪	湿	平常	渋滞	3
渡 員	雪	湿	平常	渋滞	3
火 打	雪	湿	平常	渋滞	2
蟹 沢	雪	湿	平常	平常	4
重 沢	雨	湿	平常	平常	4
八木沢	雨	湿	平常	平常	4
芝 原	雨	湿	平常	平常	4
鹿 戸	雨	湿	平常	平常	4
神 立	雨	湿	平常	平常	2
湯 沢	雨	湿	平常	平常	3
関 山	雨	湿	平常	平常	3
塩 沢	雨	湿	平常	平常	3
11=>?					
1雨 2雪 3雨 4湿 5雪 6吹雪					

表-7 事故、作業の情報入力例

(随時入力データ)	
作業・事故の情報	
地名	塩沢
内容	除雪作業
規制	片側交互
車線	上り下り車線とも
解除	03.03.15
11=>?	
1チェーン警 2指導 3工事 4道路工事 5事故処理 6除雪作業	
6人工雪崩作業 7事故 8交通事故 9災害 10除雪 11雪崩 12火災	
13トンネル火災	

以上がそれぞれのデータの入力方式であるが、このほかに本モデルでは、勤務時間外の対応についても考慮しセンサー等の客観情報のみから作成した放送文を表示することも検討した。(d) 情報の重要度の設定と対象

地域本システムでは、放送文の時間調整のため、各情報の価値(重要度)をあらかじめ設定しておく。これは季節や時間帯等で、時間調整の仕方を変える(つまりどの情報を重要視するかを変える)ことができるようにしたもの

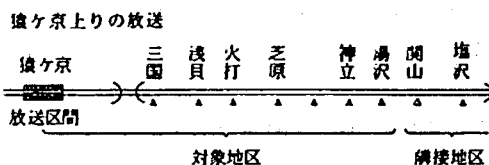


図-4 対象地区、隣接地区設定例

である。次に対象地区とは放送地点から進行方向につづく地区でこの地区の路面の状態、気温等に関してすべての情報を放送地点に提供する地区を対象地区とし、対象地区に隣接する地区で路面の状態、気温等に関しては情報提供の対象としないが事故やそれに伴う交通規制に対しては提供対象とする地区を隣接地区とした。なお対象地区と隣接地区の例を図-3に示す。なお本システムの処理手順を図-5に示す。

4. 各モデルの評価

各モデルは、現行システムの昭和56年度放送実績の再現状況と湯沢維持出張所におけるデモンストレーションから評価した。その結果、放送文の再現状況は各モデルとも良好であったが、汎用モデルについては、放送文作成のロジックと現在の判断過程が必ずしも一致していない面があり若干の相違が生じていた。またデモンストレーションの全体的な感想としては、ディスプレイ表示がカナ文字から漢字、かなまじり文になった点は、非常に理解しやすくなって良いとのことだった。これからのシステムでは漢字表示機能は不可欠であろう。さらにそれぞれのモデルについての評価は以下のとおりであった。

- (1) 簡易モデルについては基本的には現行モデルと考え方が同じなので理解しやすい。付加文という考え方で放送文がすっきりし、相対的にも選択が容易になった。
- (2) 相関選択モデルについては伝達要素を自由に選択できる点が有効であり現行システムの補助システムとしても、備えてほしい。さらにシステム設計当初、放送文の整理統合にも役立つであろう。
- (3) 汎用モデルについては、入力されたものがそのまま出力される感じがして良く、センサー等の自動入力が可能であれば夜間のシステムとして有効であるが、放送文が長くなった場合にどの情報を落とすかが問題となるという指摘を受けた。

5. おわりに

今回開発したモデルは、今後の改良の余地はまだ大きいものの、以下に示すような方向づけが出来たようにおもわれる。(1) 現行システムを続けるとすれば、その補助機能として相関選択モデルのような機能が必要である。(2) センサーの充実したところでは、汎用モデルで示したような自動化の可能性は大いにある。(3) センサーの少ないところや試験的に路側放送を行おうとするところでは簡易モデルが非常に有効である。単語、基本文も現システムのままだので地名等若干の単語の変更さえ行えば他の類似地域に直ぐに応用可能であろう。

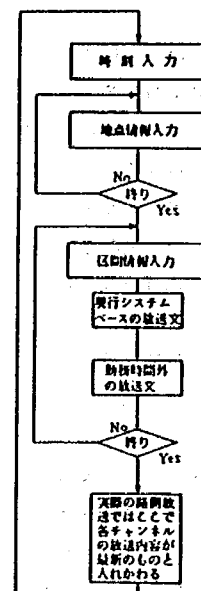


図-5 汎用モデルの処理手順

貯水池の実操作に関する考察

水資源開発研究室 須田孝行

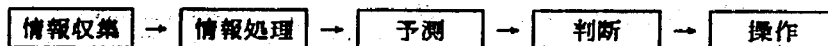
1. まえがき

ダム貯水池は、巨額の費用と長い年月を費やし、また、幾多の困難な条件を克服して建設されるが、ダム貯水池建設事業の究極の目的は、このように建設されたダムを適切に操作・運用し、治水・利水の効果を安全かつ確実に発揮させることである。現在、管理中の建設省所管のダムは全国で約260に達し、洪水防御及び水資源開発に威力を発揮しているが、これらのダムが所期の目的を達成するためには、ダム操作規則に則した適切な運用がなされなければならない。しかし、気象・水理・水文等の観測情報には、観測に伴う種々の要因による影響の混入が予想される。また、間接的に得られる現時点までの情報を用いて、貯水池の操作・運用に用いる諸量の推定を行なう際にも、何らかのバイアスの存在している可能性がある。さらに、実際の洪水時においては、刻々の時点における情報収集・処理及びそれに基づいて、今後起こる降雨・流出現象の予測が行なわれているダムが多い。

本報は、このような状況を明らかにするため実際の操作（これを仮にここでは実操作と呼ぶ）に対して影響を及ぼす要因と、その影響量について定量的な検討を試みたものである。

2. 貯水池操作の実態

洪水時（洪水警戒体制発令から解除まで）における貯水池操作は、事前操作（水位維持操作、予備放流操作等）・洪水調節操作・事後操作（水位低下操作）に大別される。これらの操作を行なうには次の各行動を常時繰り返さなければならない。



以下は、各行動毎にその概要と影響要因を述べたものである。

2. 1 情報収集

気象・水理・水文情報の多くは、テレメータ施設の整備により即刻入手が可能であるが、これらのデータには、観測地点の不足あるいは観測点の配置上のかたより等に起因するバイアス、貯水池の水位変動等に代表される除去不可能な攪乱要因、さらには観測機器そのものの精度・信頼度による観測誤差等が混入しているものと考えられる。

2. 2 情報処理

次に、前節の収集データを用いて貯水池操作に必要な諸量の推算を試みる。ゲート操作を行なうダムにおいて、最も基本的な情報は貯水池への流入量である。流入量は貯水池流入河川の流量から算定することが原則であるが、95%以上のダムでは貯留量の変化量と延べ放流量から推算する方法を採用している。この計算過程では、水位変動等の影響を除去するため、流入量としては移動平均値を用いることが一般的であり、このことがデータ入手に時間的な遅れを生じる要因となっている。また水位と貯留量の関係は洪水波形、堆砂等の要因に依って変化するが、このことも影響要因の一つとなっているものと考えられる。なお、情報処理は多くのダムでは既に電算化されており、これらのダムでは演算上の遅れは無視しうるが、手計算で行なわれているダムについては計算遅れによ

る影響が発生する。

2.3 予測

降雨・流出に関する予測は、ダム操作を適確に行なう上で重要な情報であり、予測にあたっては、対象地域、時刻及び量を明らかにしなければならない。降雨の予測は、気象台の予報・警報そのものを用いたり、あるいは河川管理者が独自に気象FAX、気象レーダーのエコー図等を用いて行なわれている。流出予測に関しては、予測降雨あるいはレーダー雨量計により把握された雨量より流出計算を行ないダム地点の流出量を推定する。これらの予測を行なうには、気象に関する知識や経験が必要である。

2.4 判断

判断には、ダムの基本原則である確実な効果、安全性の確保（放流に対する下流の安全確保、ダム施設の安全）、即応性（洪水の変化に即応した行動、臨機処理）を念頭におき誤操作を行なわないよう、2.1～2.3の情報を総合的に把握し、洪水警戒体制の発令・解除、通報、警報、貯水池操作の決定を下す。特に予備放流を行なうダム（治水容量と利水容量を併用しているダム）では、洪水警戒体制発令時期のいかんによっては治水容量確保に支障をきたす可能性がある。また、貯水池操作の判断については、安全確保上各種の制限にしばられ、放流量に遅れが生じてしまうことも考えられる。

2.5 操作

2.1～2.4において算出された目標放流量を、ゲート操作により速やかに放流する。しかし、ゲート操作には、目標ゲート開度算定時からゲート始動までの遅れ、ゲートスピードによる作動時間の限界、ゲート（数門操作時）同時操作不可能等の機械的な制約や、ゲートの微小開度、迎洪水位が低い時などにゲート放流能力の影響を受けることが考えられる。また、ゲート操作には、表-1に示すような一定の操作間隔が設けられており、これによる遅れの影響が伴ってしまう。

表-1 洪水時操作間隔

操作間隔(分)	～10	11～30	31～60	60～
ダム数(%)	50	34	11	5

3. 貯水池操作シミュレータによる影響要因特性の検討

前項で述べたように、貯水池の実操作は、種々の要因による影響を受けている。本項では、これらの要因が貯水池操作にどのような影響を与えるか、本研究室の所有する貯水池操作シミュレータを用いて定量的に検討を試みた。

3.1 貯水池操作シミュレータの概要

貯水池操作シミュレータは、貯水池固有の問題に対する分析・評価を行ない、安全かつ合理的な洪水調節操作方法を追求していくことを目的として開発されたものであり、個々のダム貯水池の水利・水文特性、操作システムの機械的特性、及び種々の洪水に対する操作規則の応答特性の再現ならびに、洪水調節操作に影響を及ぼす要因の分析が可能である。本貯水池操作シミュレータを用いて、検討可能な項目一覧を表-2に、また、計算フローを図-1に示す。

なお、本検討を行なうにあたっては、モデルダムとして計画高水流量 $1,200\text{m}^3/\text{s}$ において $200\text{m}^3/\text{s}$ の調節を行なうNダムを貯水池操作シミュレータに組み込んだ。

表-2 貯水池操作シミュレータによる検討項目

洪水調節方式の検討 (定量、定率定量、水位放流方式)
ただし書き操作の検討
事後操作方式の検討 (定量、定開度、自流放流方式)
初期水位、発電使用量の設定
貯水池水位擾乱の導入 (正弦波で2成分)
ゲートスピード (考慮しない、考慮する30cm/分)
リアルタイムでのゲート操作模擬訓練
ゲート操作間隔 (任意)
流入量平滑時間長 (任意)

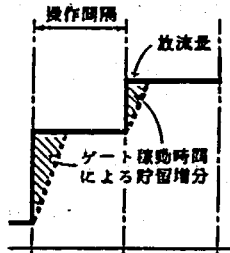


図-2 ゲート稼働時間の影響

3. 2. 検討項目

- (1) ゲート操作間隔 … ゲート操作が一定の間隔で行なわれる場合の影響。
- (2) 流入平滑時間 … 貯水池流入量を算出する際に、流入量の観測値を平均する時間の影響。
- (3) ゲート稼働時間 … ゲート開閉操作時には、ゲートスピードに限界があるため図-2に示すゲート動作の遅れが生じる。このことによる影響。
- (4) 操作遅れ … 情報入力、処理、判断、操作等において発生する時間遅れによる影響。
- (5) 水位変動 … 貯水池水位には風等の外的要因によって変動が生じる。そして表-3に示すように、貯水池水位観測値が微かに変化しても流入量算定に与える影響は大きい。このような、貯水池の波に対応する周期成分を貯水池に与えた場合の影響。

なお、これらの組み合わせとして表-4に示す6ケースを考え、計算を行なった。

表-3 貯水池水位観測誤差(4cm)に対する流入量推算誤差

貯水池面積 (km ²)	流入量推算誤差 (m ³ /s)
0.1	0.13×10^3
0.2	0.27×10^3
0.5	0.67×10^3
1.0	1.3×10^3
2.0	2.7×10^3
5.0	6.7×10^3

ただし、計算間隔10分

- 流入量1 …… 降雨データを入力し貯留関数法により計算した流入量か、直接データ入力した流入量。
- 流入量2 …… 貯水位3に基づく貯留量増分と、ゲート開度2の低く放流量の関係から求めた流入量を平滑処理した値。
- 貯水位1 …… ゲート開度1の放流量と、流入量1の貯留増分により求められる貯水位。
- 貯水位2 …… ゲート開度2の放流量と、流入量1の貯留増分により求められる貯水位。
- 貯水位3 …… 貯水位2に水位擾乱項を重ね合わせ求めた貯水位。
- ゲート開度1 …… 流入量1より求められた目標放流量に対するゲート開度。
- ゲート開度2 …… 流入量2より操作間隔毎に求められた目標放流量に対するゲート開度。

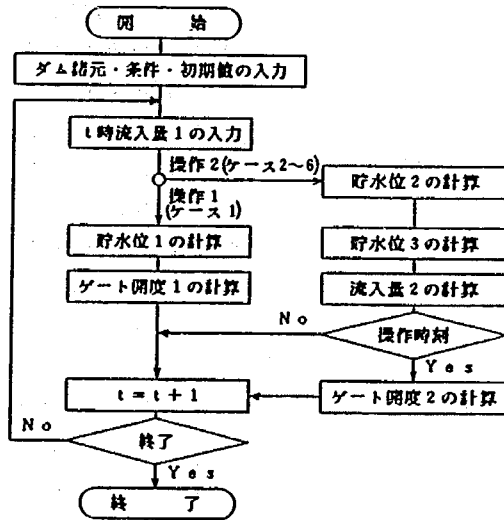


図-1 計算フロー

表-4 シミュレーション計算ケース表

ケース	操作	操作間隔 (分)	流入量平滑 時間 (分)	ゲート スピード (30cm/分)	操作遅れ 時間 (分)	水位変動
1	操作1	0	0	考慮無	0	無
2	操作2	10	10	考慮	0	+
3	+	10	10	考慮無	0	+
4	+	10	10	考慮	3	+
5	+	10	10	+	10	+
6	+	10	10	+	0	有

3.3 結果の分析

計算結果を以下に示す3指標について整理し、図-3に各ケースの比較図を作成した。

- ① 調節量 …… 最大流入量-最大放流量
- ② 必要容量 …… 使用した洪水調節容量
- ③ 調節効率 …… 単位容量100万 m^3 あたりの調節量

(調節量÷必要容量)

調節量は、水位変動を与えたケース6で $20\text{m}^3/\text{s}$ 程度低下したが、他のケースではほとんど影響がみられない。必要容量については、ケース1と他のケースの間に40~70万 m^3 程度の差がみられた。これは、必要容量の20%にも及び、流入量の平滑に要する時間あるいはゲートの操作間隔の影響が大きいものと考えられる。また、操作遅れが生じたケース4、5は、遅れがそのまま必要容量に響き、調節効率の低下につながっている。図-4は、ケース2・4・5・6の洪水調節図を示したものである。なお、ゲート稼働時間による必要容量の増分は9,000 m^3 程度であり、本モデルではさほど影響は認められなかった。

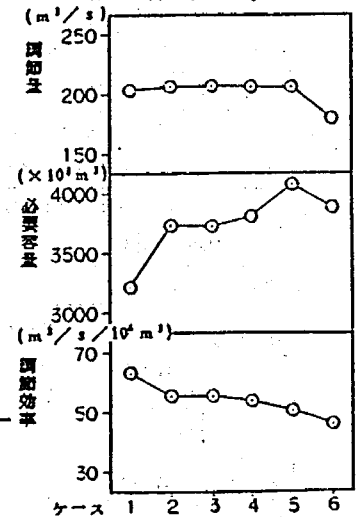


図-3 計算結果

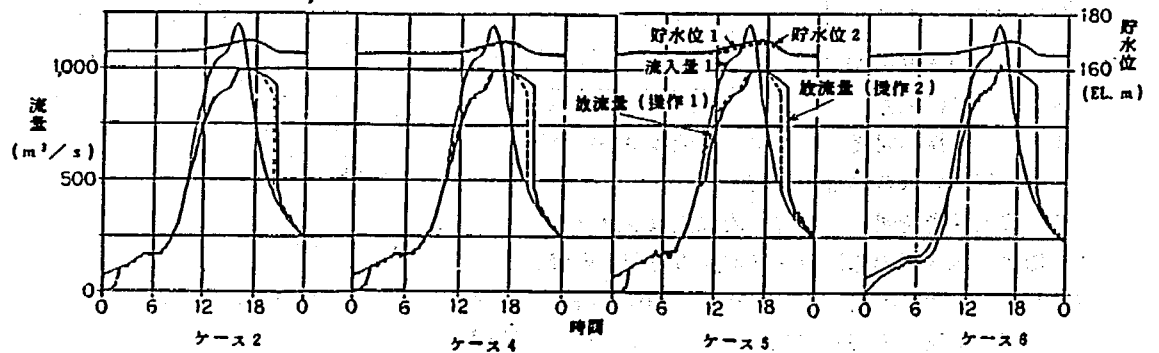


図-4 洪水調節ハイドログラフ

4. まとめ

本検討では、洪水時の貯水池操作において発生が予想される様々な要因について考察し、その影響の検討を試みた。その結果、調節量に対しては水位変動が、貯水池必要容量に対しては操作間隔、流入量平滑時間あるいは操作遅れといった要因が大きな影響を及ぼすことが認められ、その影響量は20%にも及ぶものがあった。

むしろ、これらの数値はある特定のダムについて検討を行なった結果であり、貯水池一般について言及するためにはなお検討が必要であるが、一般的に用いられている2割程度の余裕容量を考えると、本検討で求められた影響量はかなり大きなものであるということが出来る。このため、貯水池の安全を十分に確保するため、これらの影響のメカニズム及び計画面へのフィードバックについて、今後さらに検討を進めていく必要がある。

都市における水空間の微気候への影響についての実証的分析

都市河川研究室 渡辺裕二

1. まえがき

近年、特に都市において環境の人工化が進む中で、数少ない自然空間としての水空間の環境機能の重要性についての認識は高まっている。水空間環境は水と空間が一体となって構成された環境であり、その機能には、水辺空間としての憩いの場の提供、生物の生息の場の提供、気候の快適化機能、水質の浄化機能など多くのものがある。

その中で、水空間によって起こる気温の緩和や風の発生などの、気候快適化機能は、重要な環境機能の一つであると考えられる。しかし水空間が周辺微気候に及ぼす影響についての研究例は少なく、定量的な研究が行われているとはいえない。

2. 目的

本研究は、水空間の規模や水空間周辺の地形にもとづき、水空間が周辺気候に及ぼす影響との関係を定量的に検討し、水空間が存在することによる気候の快適化機能を評価することを目的とする。

本報文は、夏期に実施した4つの水空間周辺の気象観測結果について、実証的に分析したものである。

3. 方法

3.1 対象とする水空間と区域 (表-1)

観測の対象とする水空間は、次の点を考慮して、荒川、江戸川、不忍池、石神井川の4区域とした。① 規模の大小、② 周辺の地形の違い、③ 高水敷の有無、④ 都市内に存在する水空間であること。4つの水空間をみると、荒川・江戸川は、東京都内を流れる高水敷、堤防を有する大河川である。測定対象区域の川巾は、荒川約470m、江戸川約450m、水面巾は荒川約170m、江戸川約180mである。不忍池は、ほとんど水が流れない池という特徴があり、面積は約10haである。石神井川は、都内を流れる高水敷のない掘込み河道の小河川であり、対象とする区域の川巾は約10mである。

この4つの水空間の対象とする区域を、周辺の地形の違いからみてもみる。

区域	水空間	地名	観測を 実施した日	当日の 天気	東京の 最高気温	測定区域で の最高気温	14時の 風速	海からの 距離
A	荒川	北区十条 、足立区蕨付近	昭和60年 7月31日	晴れとき どき曇り	32.3	36.4	3.09	19km付近
B	江戸川	江戸川区小岩 、市川市付近	昭和60年 7月25日	晴れ	33.0	37.0	5.02	13km付近
C	不忍池	台東区上野公園 、文京区横塚付近	昭和60年 7月26日	晴れ	33.0	34.8	0.49	
D	石神井川	練馬区横台付近	昭和60年 8月1日	曇り	30.9	35.8	1.17	

表-1 測定対象区域

区域A（荒川沿い）は、荒川から隅田川を分派する直下浸地点にあたり、対象とする4つの水空間の中で最も水空間の豊富な地区である。左岸側は荒川の沖積低地で標高5m以下である。一方、右岸側は隅田川との間の低平地と、隅田川を越えた市約1km～2kmの低平地、さらに西側の標高約20mの洪積台地よりなっている。

区域B（江戸川沿い）は、左右岸ともにほとんど起伏のない標高約2mの沖積低地よりなっている。

区域C（不忍池周辺）は、洪積台地と沖積低地との境目にあたり、いわゆる上野のお山と本郷の台地の間に、南北方向にくさびを打ち込むように低地が延び、その末端に不忍池が位置している。また、それより南側が低平地となっている。

区域D（石神井川沿い）は、洪積台地で台地上を西から東へ石神井川が貫流し、石神井川沿いが標高が低くなっている。また、川から離れるに従って標高が高くなる。

なお、4区域とも市街化しており、社会条件の差は認められない。

3.2 観測方法

3.2.1 固定観測

それぞれの区域に固定点を30点設け、観測日の10時から17時まで1時間おきに気温および露点湿度を測定した。固定点の設置場所は、直射日光を受けない木陰や建物の軒下とし、人間の身長を目安として高さ1.5m程度とした。なお、乾温計はオーガスト型で、気象庁の検定付である。

3.2.2 移動観測

固定観測による気温の分布を補足するため、自動車に温湿度計を設置し、走行中の気温、露点湿度を測定した。観測用自動車は車庫に百葉箱および風防が設置されており、百葉箱の中には温湿度計感部が固定されている。なお、この観測データは、感応速度、風速、および百葉箱内の空気の入れ換え（おくれ時間と関係）に関する補正が必要であり、今回は、感応速度に関する補正のみを行った。定性的な把握に有効であると位置づけている。

4. 結果

4.1 区域A（荒川沿い）

観測日の気象条件は表-1に示してある。この日は3m/s程度の風があった。

この区域では、風向と周辺の気温の関係が明瞭に把握されたので、その結果を述べる。図-1に図

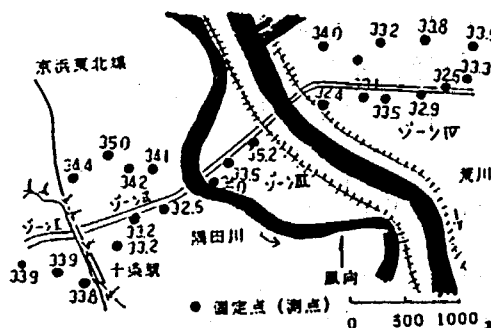


図-1 荒川での観定点（測点）位置図

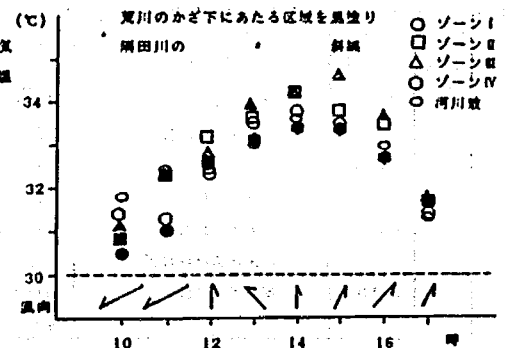


図-2 荒川における時間による気温変化

定点の位置および結果の解析に用いたゾーン区分を示す。ゾーンⅠは右岸側の標高約20mの台地の
上の地域。ゾーンⅡは台地と隅田川に挟まれた低平地。ゾーンⅢは荒川と隅田川の間の低平地。ゾ
ーンⅣは左岸側の標高5m以下の沖積低地である。

図-2に固定観測によるゾーン別の気温の変化と時間の関係及び風向を示す。各ゾーンごとに3ヶ
所から11ヶ所の固定点があるが、これを平均した値が示されている。10時には、荒川の風下にあた
るゾーンⅠ・Ⅱ・Ⅲの気温が低い。気温が1日のうちで最高になる13時、14時には荒川の風下にあた
るゾーンⅣの気温が最も低い。しかし、隅田川の風下にあたる気温は低くない。つまり、荒川は移
流による冷却効果が大きく、隅田川ではそれほどでもないことがうかがえる。また、ゾーンⅠは高
台の住宅地であり他のゾーンと比較するとやや気温が低く、地形の効果も無視しえないことがわか
る。当日14時ごろの河川水温は、荒川・隅田川とも26~27℃程度と大差なく、荒川の高水敷を含め
た水空間の規模の差が、周辺地域に与える冷却効果の差として表れたものと思われる。

図-3で、14時におけるゾーンⅣの風向き方向の水際までの距離と気温の関係を示し、風の冷却
効果の検討を行った。この図から水際からの距離と気温の対応関係は認められない。各観測地点毎
のそれぞれの周辺状況の差

(℃)

が、荒川の影響度合の差と
なって現れているからであ
ろう。しかし、水際から遠
い2地点の気温をみると、
他のゾーンの気温よりも低
く、荒川の影響は広範囲に
及んでいる可能性があり、

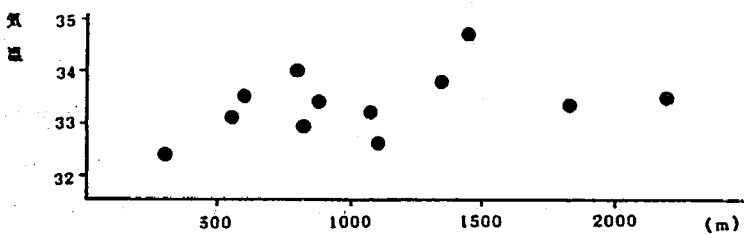


図-3 荒川における風向方向の水際までの距離と気温

今後の測定は、かなりの範囲で行う必要がある。

4. 2 区域B (江戸川沿い)

この区域での固定観測では、風向と気温との関係は表れなかった。たとえば、気温が最も高くな
る13時から14時において、風のあたる地域とあたらない地域で明瞭な気温差は認められなかった。
また、川からの距離と気温についても、明瞭な傾向が表れているとはいえなかった。これは、観測
時間中の風向が江戸川の法線方向とほぼ一致しており、風向のおずかなゆらぎによって江戸川の比
較的涼しい空気が左岸および右岸の測点に流れ
込んだため、荒川のようなゾーン区分による解
析がうまくいかなかったものと考えられる。区
域Bは、比較的海に近いこともあり、その影響
も考える必要がある。だが河川による気温の
低下は十分認められる。図-4は、江戸川の橋
を渡る際の移動観測の記録である。ペンレコ
ダで記録した気温を、温度計感部の温度特性
の関係から、更正した値が示されている。橋上での気温低下が、この図より明瞭にみられる。

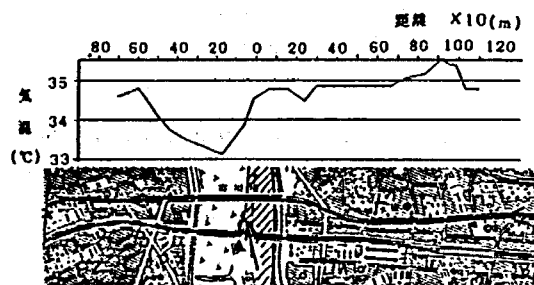


図-4 江戸川における移動観測での気温変化

4. 3 区域C (不忍池周辺)

区域Cの観測地点とゾーン区分を図-5に示す。この区域では風が弱く、風の気温への影響はあまりないものと考えられる。図-6は、固定点を水際からの距離で4つのゾーンに区切り、各ゾーンの岸線までの平均距離と気温の関係を時間毎に示したものである。これを見ると、ゾーンを除いて池に近づくに従って気温が下がっているのがわかる。ゾーンIVは、池からの距離が遠いためか、池の影響を受けないものと考えられる。なおこの図は、周辺地形の違いから台地上の固定点を除いて表されている。台地の上は、台地の下よりも気温が低い傾向がみられた。

不忍池及び周辺の緑地で構成されている水空間は、周辺地域の距離に関係した気温の低減効果を生じさせる。その影響範囲は、少なくとも100m程度、14時のように気温と水温の差が大きい時刻では300m程度と読み取れる。

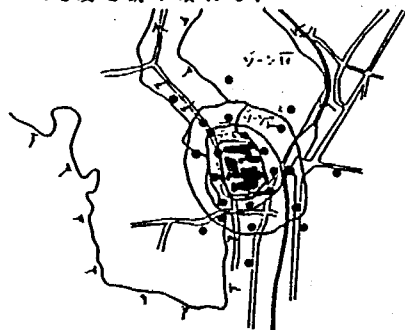


図-5 不忍池での固定点(測点)位置図

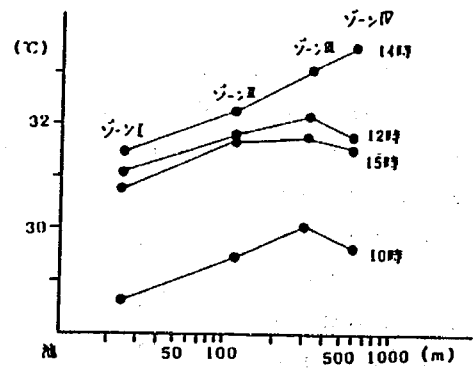


図-6 池からの距離と気温の関係

4. 4 区域D (石神井川沿い)

この日の石神井川は風が弱く、風と気温との関係はあまりないものと考えられる。そこで、川からの距離と気温との関係について分析してみたが、明確な結果が得られなかった。石神井川の川巾は約10mで荒川の1/10以下であり、他の水空間との比較でみても石神井川による微気候への影響はほとんど無いものと推定される。また、石神井川の横が台地であるが、台地の上までは川の影響が無いと考えられる。

5. まとめ

- ①：荒川においては、風による気温の低下が認められ、隅田川では認められなかった。また、荒川の気温への影響は、かなり広い範囲に及んでいることが推測された。
- ②：江戸川においては、風が江戸川に沿って吹いていたため、周辺地域の気温への影響は認められなかった。しかし、移動観測では、橋上において約2.5度の気温の低下が観測された。
- ③：不忍池では、池からの距離と気温との関係が明確に現れ、距離が遠くなるほど気温が高くなった。また、台地の上は気温が低く不忍池の影響が及ばないことが観測された。
- ④：石神井川では、水空間の規模が小さいため、周辺の気温への川の影響はみとめられなかった。

今回の観測では、以上のような結果が見られた。今後は、水空間の周辺微気候への影響を定量的に把握するため、年間を通しての気象観測等を行う予定である。

浄化工による河川水質の改善

水質研究室 森田弘昭

1. まえがき

河川の流路そのものの構造を検討することにより浄化能力も強化して水質浄化を図ろうとする試みが、下木道木整備地区等の中小河川で実施されつつある。これらは、いずれも暫定的な浄化対策としての位置づけが行われているが、その評価は必ずしも明確にされていないのが実態である。筆者らは、実験用水路を用いて、これらの浄化施設（以後、流路内浄化工と呼ぶ）の評価も行い、若干の知見を得たので報告する。

2. 流路内浄化工の分類

流路内浄化工も構造的に違いから二つにわけて、以下にその概要を示す。

(1) 河床形態改良型

河川形態を水との接触面積を増加させるように変え、泥殿や付着微生物群による浄化を促進しようとする方法である。具体的には、人工水草やひもを河床に張りつけたり、レンガやブロック等を河床に固定して、付着生物の生息面積を大きくし、さらに固形物の泥殿や捕捉がてきるポケットを確保するものである。

(2) 接触材料投入型

この形式の浄化工は、籠状、網状、ひも状の接触材を河床に定着させたり、水面上から懸垂させたりして、流水との接触面積を増加させたり、泥殿、捕捉のポケットを確保するものである。

本報告では、河床形態改良型として、人工芝を河床に張り付けたもの、接触材料投入型として、ひも状接触材を水路に投入したものと、人工芝を裏返しにして懸垂したものについて検討を行った。

3. 実験施設の概要

実験に用いた、大型河川模型の諸元は以下の通りである。

本施設は、全長290mのステンレス製循環水路であって、深さ500mm、路床部の幅500mm、側壁上端部の幅1500mmの台形断面を有する。(図-1) 一旦円形のタンクに貯留された水は、循環用ポンプで水路上部部に送られ、傾斜 $1/1000$ の水路を自然流下して再びタンクにもどるしくみ

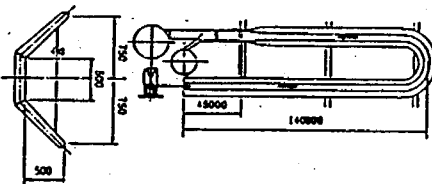


図-1 循環水路

になっている。水路は全く同型のものが南北方向に並行して5本設置されており、各水路のタンクには、あらかじめ設定された流量で上水を連続的に供給することができる。

4. 実験方法と実験条件

実験期間は、59年10月1日から59年12月25日までで、水路は、人工汚濁水（スキムミルク）が上流から下流まで流下しそのまま水路外に流出する流下方式で運転した。

接触材は、これまでの実験で最も効果的であった人工芝と、新たに腐敗の恐れのない懸垂型のもの（人工芝を裏返しにしたものとひも状接触材）を設置した。採水口流入地点、中間地点2点、流出地点。

の計4地点で週2回午前11時ごろ行った。表-1に実験条件を示す。接触材の配置方法を図-2に示す。

表-1 環流水路実験条件

	RUN 1	RUN 2	RUN 3	RUN 4
河床材	人工芝	人工芝	ステンレス	びんばね状の合金
通流場所	真下方式			
スエーデン式 段高差(m/l)	20 ~ 50			
平均水深 (cm)	10			
真下段高	250	280	320	310
真下段面積 (m ² /m)	4.98	5.98	6.78	6.78

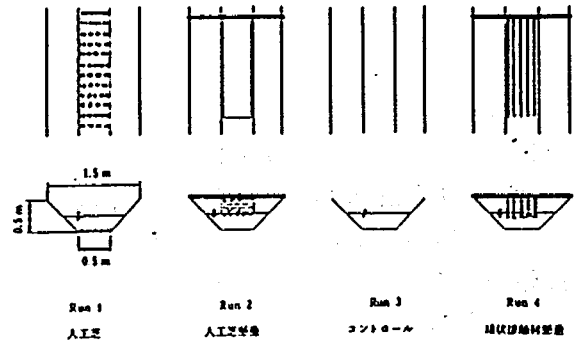


図-2 接触材の配置方法

5 実験結果および考察

○ BOD₅の除去機能のモデル化

環流水路は屋外に設置してあるため、水温、気温、日照等の実験条件をコントロールすることはできないが、実験時の水温をパラメータにして、大きく3ケースにわけた。ケースⅠは、水温が20と前後。ケースⅡは、15と前後。ケースⅢは、10と前後を基準にしている。水温は流入部と流出部で測定しその平均を用いた。採水を行った11時ごろの水温は、これまでの調査結果より、ほぼ日平均水温であることがわっている。表-2にケースごとの水温と流入BOD₅を示す。

表-2 実験時の水温と流入BOD₅濃度

	水 温 (°C)			流入BOD ₅ 濃度 (mg/l)
	ケースⅠ	ケースⅡ	ケースⅢ	
RUN 1	19.8 ~ 21.9	12.7 ~ 15.8	7.5 ~ 10.6	6.1 ~ 27.3
RUN 2	18.9 ~ 21.9	12.8 ~ 15.8	7.5 ~ 10.9	10.8 ~ 24.3
RUN 3	18.8 ~ 21.9	13.3 ~ 14.9	7.9 ~ 10.8	10.4 ~ 23.0
RUN 4	18.6 ~ 21.8	14.3 ~ 15.7	7.2 ~ 10.9	5.7 ~ 25.7

BOD₅の除去機能のモデル化は次のステップに従って実施した。

ステップⅠ

有機物の除去に最も大きな影響を与える因子は、浄化工内を流れる汚濁水の流下時間であり、まず各Run、ケースごとに流下時間(t)と、除去率(E)の関係を曲線に近似した。除去率と流下時間は一般に正の相関があるが、ある一定の値に漸近すると考えられ、そのような性質をもつ曲線として、次の二つを検討した。

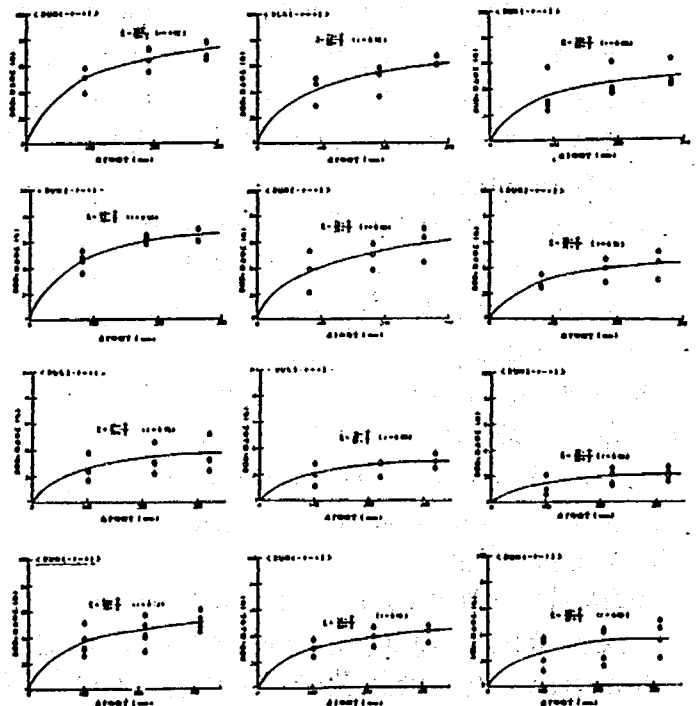


図3 BOD 除去率と流下時間の関係

$$I \quad E = a(1 - e^{-bT})$$

$$II \quad E = \frac{bT}{a+T}$$

水路のデータから、各数式の a 、 b 値を決定し、相関係数を求めた結果、Ⅱ式の方がやや高い値を示した。

Ⅰ式では、 $r = (0.52 \sim 0.74)$ Ⅱ式では、 $r = (0.56 \sim 0.92)$ であったため $monod$ タイプのⅡ式を採用した。

図-3に BOD_5 の除去率と流下時間の関係を示す。

図中の実線は、 BOD_5 の除去率(E)と流下時間(T)を $monod$ タイプ曲線に近似した計算結果である。

$$E = \frac{B \cdot T}{A + T} \quad \dots \dots \dots (1)$$

Ⅰ式の場合、 B/a が反応速度の大小を表わし、 B が浄化工の浄化能力の限界を表わすものと考えることが出来る。

ステップⅡ

ここでは、同じ水路のケース毎のデータから水温の効果を抽出し、温度補正項を作成する。

同一の浄化工におけるケース毎の B 値の違いは、水温の効果によるものと考えられることから、 B 値とその時の水温の関係を、一次回帰式で近似した。計算結果を表-3に示す。

相関係数が各水路とも非常に高く、水温が $10 \sim 20^\circ C$ の範囲では、 B 値を水温で十分に説明できる。さらに水温の回帰式の基準を20とし、(1)式に組み入れると、表-4のようになる。RUN3のコントロール水路を除いて、他の接触材を投入した水路の BOD_5 除去率に関する温度効果は、ほぼ同一とみなせる。

ステップⅢ

水温と流下時間を一定にした場合の、各RUNごとの除去率の違いから、浄化工の性能を抽出し浄化工の性能補正項を作成する。

表-4に示す BOD_5 除去率(E)を表わす式で、水温と流下時間が同じ場合の各水路ごとの除去率の違いは、接触材の効果の違いによるものと考えることが出来る。接触材の浄化性能を左右する因子は材質や形状だけでなく流水接触面積であることが一連の調査で確認されており、ここでは水路の単位長さ当りの各接触材の流水接触面積と、除去率を比較検討した。

表-4の各式で A 値および温度補正項を同一と仮定し、 B 値と流水接触面積比(β)の関係を一次回帰式で近似した結果を表-5に示す。流水接触面積比とは、接触材を設置していない水路の1m当りの流水接触面を分母にし、接触材を(設置した)水路の接触材の表面積と水路自体の流水接触面を加算したものを分子にした値である。

表-3 B値と水温の関係

	回 帰 式	備 考
RUN 1	$B = 36 + 2.5(\theta) \quad r = 0.99$	θ : 水温($^\circ C$) r : 相関係数
RUN 2	$B = 34 + 2.5(\theta) \quad r = 0.99$	
RUN 3	$B = 13 + 1.6(\theta) \quad r = 0.99$	
RUN 4	$B = 28 + 1.6(\theta) \quad r = 0.99$	

表-4 BOD 除去率 (E) と流下時間 (T) と水温 ($^\circ C$) の関係

	モ デ ル 式	$\frac{E}{T} \left(\frac{\%}{min} \right) \left(\frac{^\circ C}{^\circ C} \right)$
RUN 1	$E = \frac{T}{68+T} \cdot 88 \left(0.42 + 0.58 \left(\frac{\theta}{20} \right) \right)$	
RUN 2	$E = \frac{T}{71+T} \cdot 83 \left(0.42 + 0.58 \left(\frac{\theta}{20} \right) \right)$	
RUN 3	$E = \frac{T}{78+T} \cdot 45 \left(0.28 + 0.72 \left(\frac{\theta}{20} \right) \right)$	
RUN 4	$E = \frac{T}{68+T} \cdot 60 \left(0.46 + 0.54 \left(\frac{\theta}{20} \right) \right)$	

表-5 B値と流水接触面積

	B 値	流水接触面積 (cm^2/cm)	流水接触面積比
RUN 1	88	4.98	6.4
RUN 2	83	3.98	5.1
RUN 3	45	0.78	1.0
RUN 4	60	1.80	2.3

$$B = 39.3 + 8.0 S \quad Y = 0.99$$

B値と流水接触面積は、非常に良い正の相関がありBOD₅除去効果と流水接触面積の相関が高いことが確認できた。

ステップⅣ

ステップⅢからⅡまでの結果をとりまとめて、BOD₅除去率と流下時間の関係を次式のように表わした。全実測値による除去率と、この式による計算値との相関係数は、0.72であった。

$$E = \frac{T}{70 + T} \left\{ 0.4 + 0.6 \left(\frac{\theta}{20} \right) \right\} \cdot (39.3 + 8.0 S)$$

E : BOD₅除去率(%)

T : 水路流下時間 (min)

θ : 水路平均水温 (°C)

S : 流水接触面積比 (-)

6. まとめ

本論文では、流路内浄化工の有機物除去機能について行ない以下の結果を得た。

- 1) 流路内浄化工の浄化能力を決定するものは、流下時間と浄化工の流水接触面積、水温であることが明らかにされた。
- 2) 検討を行った三種類の浄化工では、人工芝が最もよい浄化効果を示した。
- 3) 接触材の構造等については、特に検討を行っていないが、接触材は流れをあまりとまらせない形状で、流水時には捕捉した固形物が流れやすいものであるとともに浄化工本体は十分な強度をもつことが重要である。また材質的には化学物質や微生物によって変質しないこと、流水や日照に対して耐久性をもつことが必要である。

引用文献

- 1) 建設省関東地方建設局京浜工事事務所、昭和58年
- 2) 矢野洋一郎：多摩川水環境整備計画、No. 413、昭和59年12月
- 3) 建設省九州地方建設局筑後川工事事務所、昭和55年3月
- 4) 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所：鴨川浄化実験(中間報告)、昭和52年7月
- 5) 静岡県浜松土木事務所：西遠流域下水道事業、疎開放流調査、昭和58年12月
- 6) 建設省土木研究所、下水道関係調査研究年次報告書集、昭和58年度
- 7) 建設省土木研究所、下水道関係調査研究年次報告書集、昭和59年度

道路交通騒音の伝播に及ぼす風の影響

交通環境研究室 阪井 清志

1. はじめに

道路交通騒音の予測に関しては、現在、道路交通条件を主な入力条件として計算している。しかし、この他にも厳密に考えると気象、地形・地物、地表面性状などが騒音の伝播に影響すると思われる。本研究は、気象条件の内から地表面付近の風を取り上げ、道路交通騒音の伝播に及ぼす影響について、既存資料調査、人工音を用いた野外実験、道路沿道での騒音実測、理論的検討および気象観測データの整理により定量的検討を試みたものである。

騒音の伝播に与える風の影響については、従来より乱れについては無視し、平均風速の分布のみに着目して幾何音響学的音線理論による説明がなされている。すなわち、音速を一定と仮定すると、図-1に示すように風速の鉛直方向分布の影響により、風下では音の伝播経路は下方に曲げられて到達しやすく、風上では上方に曲げられてある距離以遠では音が到達しない範囲（SHADOW ZONE）が生ずる。騒音伝播に対する風の影響についてはこれまで種々の研究がなされているが、道路交通騒音における周波数域、伝播条件、伝播範囲について、実際にどの程度の影響がみられるのか十分に明らかではない。



図-1 音の伝播に対する風の影響（模式図）

2. 風の影響に関する野外実験

騒音伝播に及ぼす風の影響を検討するため、舗装地および草地において、人工音による音源を、平面道路および高架道路を想定して、地上および地上から10mの高さに設定して騒音伝播の実験を行い、得られた音圧レベルを道路交通騒音レベルに合成し、同時に測定した風速との関係を調査した。

2.1 実験方法

測定のシステム構成を図-2に示す。音源には無指向性に近しい2面体スピーカーを用い、これを地上および地上10mに設定し、中心周波数63Hzから2kHzまでの1/1オクターブバンドを含む広帯域ノイズの断続音を発信させ、図中の受音点において測定した。また、気象条件（風向・風速、温度・湿度）の観測を騒音測定と同時に行った。

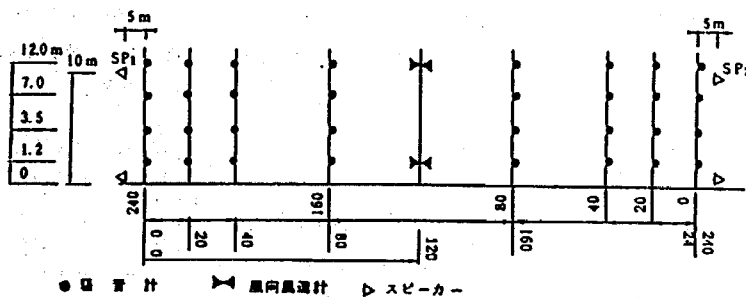


図-2 測定状況

点において測定した。また、気象条件（風向・風速、温度・湿度）の観測を騒音測定と同時に行った。

2.2 実験結果

図-3(a)～(d)に地表面が舗装地で音源を地上に設置した場合の周波数別の相対レベル距離減衰を示す。図中の騒音レベルとは、道路交通騒音のスペクトルを考慮してバンド毎のレベルを合成したものである。なお、各図とも距離減衰は図-3(a)の5m地点を基準としている。4図を比較

すると、①音源からの距離が遠いほど、②受音点高さが低いほど、③周波数が高いほど、風速の異なる2ケースのレベルの差が大きいうことがわかる。同様に地表面が草地の場合や音源を地上10mに設置した場合について距離減衰を調べてみると、草地で音源を地上に設置した場合に上記①～③の傾向が認められるものの、音源を地上10mに設置した場合には、いずれの地表面においてもこの傾向はみられず風速によるレベルの差も小さかった。また、騒音レベルについても、音源の位置が地上の場合、音源からの距離が遠いほど、また地表面に近いほど、風速の影響が大きく、その度合は舗装地の方が大きいこと、また、音源が地上10mに設置された場合には風速の影響はほとんどみられないことがわかった。

3. 風の影響に関する野外実測

ここでは道路交通騒音の伝播に対する風の影響を調査するため、平面部と橋梁部において道路交通騒音の実測と風向・風速の観測を行い、その結果を分析した。

3.1 調査方法

1回の測定は10分間とし、それぞれ、表-1および表-2に示す受音点で騒音レベルを測定した。また、同時に風向・風速、交通量および走行速度を測定した。

3.2 実測結果

騒音レベルに対する風の影響を分析するため、風速と相対レベルに対して回帰分析を行った。結果を表-1（平面部）および表-2（橋梁部）に示す。この回帰直線の傾きは風速が1m/s増加したときの騒音レベルの上昇量を表し、騒音レベルに対する風の影響度合を表している。表から読み取れる結果を以下に示す。

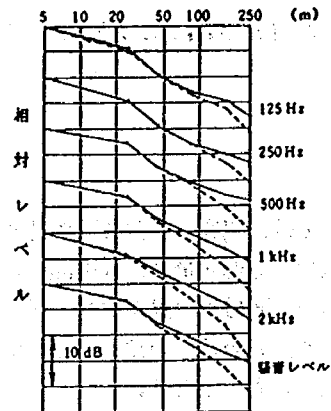


図-3 (a)

周波数別バンドノイズ距離減衰性状
舗装地 音源高：地上 受音点高：1.2 m

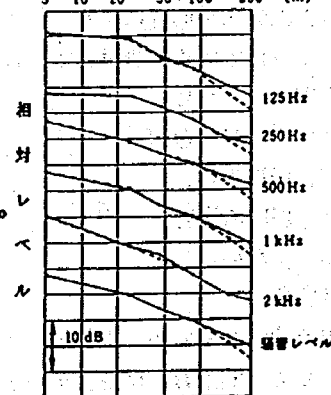


図-3 (c)

周波数別バンドノイズ距離減衰性状
舗装地 音源高：地上 受音点高：7 m
—— 風速 1.42 (m/s)

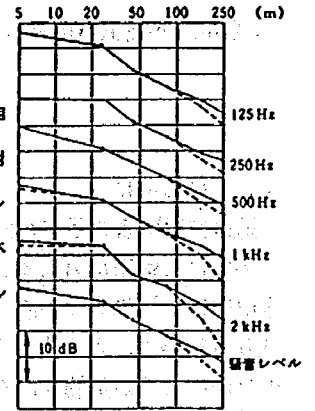


図-3 (b)

周波数別バンドノイズ距離減衰性状
舗装地 音源高：地上 受音点高：3.5 m

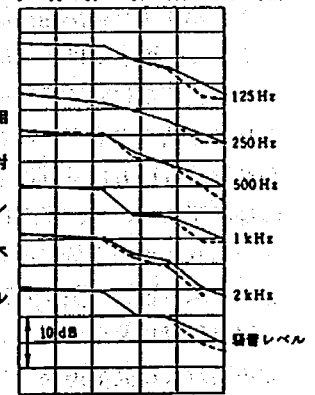


図-3 (d)

周波数別バンドノイズ距離減衰性状
舗装地 音源高：地上 受音点高：12 m
—— 風速 -0.99 (m/s)

表-1 回帰分析の結果（平面部）

観測項目	L ₅₀		L _{eq}	
	回帰式	相関係数	回帰式	相関係数
地点				
10m, h=1.2m	$Y=0.24X-6.17$	$R=0.64$	$Y=0.14X-7.75$	$R=0.63$
40m, h=1.2m	$Y=0.41X-11.27$	$R=0.78$	$Y=0.39X-13.27$	$R=0.75$
80m, h=1.2m	$Y=0.80X-15.57$	$R=0.83$	$Y=0.73X-17.88$	$R=0.85$
0m, h=7m	$Y=0.04X-1.07$	$R=0.14$	$Y=0.08X-2.66$	$R=0.27$
80m, h=7m	$Y=0.22X-12.47$	$R=0.51$	$Y=0.12X-14.99$	$R=0.29$

表-2 回帰分析の結果（橋梁部）

観測項目	L ₅₀		L _{eq}	
	回帰式	相関係数	回帰式	相関係数
地点				
10m, h=1.2m	$Y=0.23X-16.64$	$R=0.34$	$Y=0.30X-18.42$	$R=0.47$
20m, h=1.2m	$Y=0.07X-16.57$	$R=0.12$	$Y=0.22X-18.43$	$R=0.33$
50m, h=1.2m	$Y=0.18X-16.66$	$R=0.28$	$Y=0.47X-19.34$	$R=0.55$
90m, h=1.2m	$Y=0.83X-18.79$	$R=0.80$	$Y=0.99X-21.01$	$R=0.69$
10m, h=7m	$Y=0.36X-10.14$	$R=0.52$	$Y=0.34X-11.70$	$R=0.57$
90m, h=7m	$Y=0.33X-15.32$	$R=0.54$	$Y=0.43X-17.89$	$R=0.50$

平面部の場合、 L_{50} および L_{eq} については地上付近で道路からの距離が遠いほど風による騒音レベルへの影響割合は大きいという傾向がみられた。また、地上から離れると影響はみられなくなる。 L_{50} と対応する第2章の音源を地上に設置した場合の騒音レベルの結果を比較すると、ほぼ一致しているといえる。

橋梁部の場合、 L_{50} および L_{eq} については地上1.2mの90m地点を除いて風の影響はみられない。 L_{50} の結果は第2章の音源を地上から離して設置した場合の騒音レベルに対応しているが、地上1.2mの90m地点を除けばほぼ一致した結果が得られたといえる。

4. 理論的検討

第2、3章で得られた実験結果を理論的な面から検討するため、スネルの法則を基本とする理論計算により音の伝播経路の作図を行った。

図-4のような状況にあるとき、スネルの屈折の法則を基本として、風速および温度の鉛直分布の影響を含んだ音の伝播経路を導く式は次のようになる。¹⁾

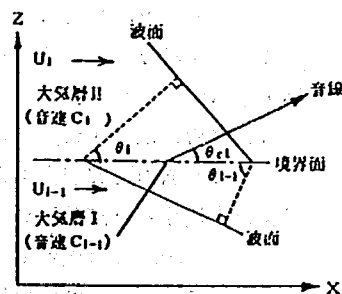


図-4 音の伝播経路

$$\tan \theta_{ri} = \frac{dz/dt}{dx/dt} = \frac{C_i \cdot \sin \theta_i}{U_i + C_i \cos \theta_i} \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$U_i + C_i / \cos \theta_i = U_{i-1} + C_{i-1} / \cos \theta_{i-1} \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$C_i = 331.5 + 0.61 T_i \quad \dots \dots \dots (3)$$

ここに、
 x : 水平方向の座標 (音源からの距離) (m) z : 鉛直方向の座標 (地上高) (m)
 t : 時間 (s) T_i : i 層の気温 ($^{\circ}C$)
 U_i : i 層における風速 (m/s)
 C_i : i 層における音速 (m/s)
 θ_i : i 層において波面と x 軸とのなす角
 θ_{ri} : i 層において音の伝播方向と x 軸とのなす角

式(2)がスネルの屈折の法則の式であり、式(1)は風が吹いた場合に音のエネルギーの伝播方向が波面に垂直の方向よりずれるという現象を表すものである。この音のエネルギーの伝播経路を音源から順次結んでいった曲線を音線という。

この理論式を用い、風速の鉛直方向分布としてべき乗則を考慮し、地表面性状として第2章の野外実験に合わせて、舗装地および草地の2種類を考え、音源を地上および地上1.0mに設定して音の伝播経路の作図を行った(図-5、6)。²⁾ なお、音の伝播経路は地表面性状には影響されない。図中の音の伝播経路の曲が

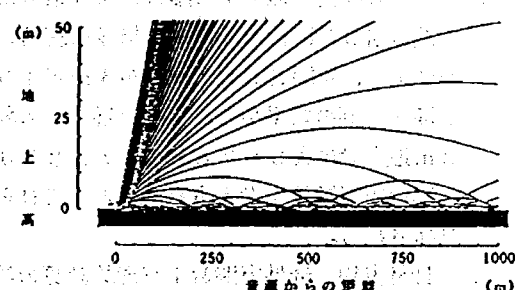


図-5 音の伝播状況 (音源高: 地上)

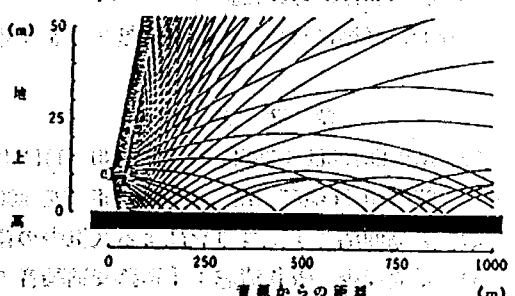


図-6 音の伝播状況 (音源高: 地上1.0m)

り具合からわかるように風速分布は音の伝播に対してそれほど影響しない。また、この2図を比較すると、音源が地上に設置された場合には地表面付近の音線の密度が非常に高いのに対し、10mに設置された場合には地表面付近の音線の密度が低くなるということがわかる。

さらに、設定した受音点における無風時と有風時（地上10mで風速5m/sと仮定した。）の音圧レベルの差を計算しており、表-3に舗装地における結果を示す。表からわかるように音源が地上に設置された場合には、受音点が音源から遠く、かつ地上に近いほど風の影響が大きいことがわかる。草地の結果と比較すると舗装地の方が影響度合が大きい、これは、舗装地の吸音率が草地より小さいためである。ここで述べた傾向は第2章の実験、第3章の実測の結果から得られた値とよく対応しており、実験・実測結果が理論的に裏付けられたといえる。また、音源高が10mの場合には風の影響はほとんどみられず、これも実験結果とよく対応している。

5. まとめ

以上の調査から得られた結果は次の通りである。

- 1) 音源の位置が地上（平面道路）の場合、音源からの距離が遠いほど、また地表面に近いほど風の影響が大きい。地表面性状によって影響度合がかわり、吸音率の低い地表面ほど風の影響が大きい。
- 2) 音源の位置が地上から離れた（高架道路）場合、風の影響はほとんどみられない。
- 3) 筑波研究学園都市内にある気象研究所の昭和55年1年間の地上10mにおける風速データの整理により、年間を通じて風速が4m/s以下の時間が87%を占めることがわかった。その結果と実験・実測の結果から、年間を通じての騒音レベルに対する風の影響は、道路から風下方向の100m地点で最大5~7dB(A)、200m地点で7~9dB(A)程度と考えられる。しかしこの間の距離減衰を考え合わせると、これらの地点では十分騒音は減衰しており影響は小さいものと判断される。
- 4) 野外実験、野外実測および理論計算の結果がほぼ一致しており、騒音伝播に対する風の影響が理論的に裏付けられた。

なお、詳細については参考文献3)を参考にされたい。

参考文献

- 1) A.R.KRIEBEL: "REFRACTION AND ATTENUATION OF SOUND BY WIND AND THERMAL PROFILES OVER A GROUND PLANE", THE JOURNAL OF THE ACOUSTICAL SOCIETY OF AMERICA, 1971, 6
- 2) 青島伸治: 「ミニコンによる大気中の音線の作図」, 日本音響学会講演論文集, 1973, 10
- 3) 足立義雄、阪井清志: 「道路交通騒音の伝播に及ぼす気象条件の影響」, 土木研究所資料第2248号, 1985, 4

表-3 無風時に対する有風時の音圧レベルの変化
地表面性状: 舗装地 単位: dB

(1) 音源高: 地上				
受音点高(m)	1.2	3.5	7	12
受音点距離(m)				
50	-1.4	-0.7	-0.4	-0.2
100	1.4	-1.7	-1.1	-0.6
200	4.5	-1.7	-1.0	-1.4
400	5.2	-3.5	-1.5	1.0

(2) 音源高: 10.0m				
受音点高(m)	1.2	3.5	7	12
受音点距離(m)				
50	-0.1	0.4	0.1	0.1
100	-0.1	0.2	-0.2	0.1
200	-1.9	0.8	0.6	2.2
400	1.9	0	1.1	4.6

(3) 音源高: 20.0m				
受音点高(m)	1.2	3.5	7	12
受音点距離(m)				
50	-0.2	0.1	0.1	-2.2
100	0	-0.2	0.8	0.2
200	-0.5	0.2	0.5	-0.7
400	-0.6	1.3	2.7	-1.2

晶析脱リン法の影響因子に関する検討

三次処理研究室 諏訪 守

1 はじめに

湖沼などの閉鎖性水域における富栄養化は、窒素、リン等の栄養塩類に起因するところが多い。富栄養化の進行の著しい所では、下水処理場からの放流水の窒素、リン等の抑出基準も設定されており、早急に対策を講じなければならず、今日盛んに除去技術の開発が行われている。その中で脱リン技術は主として生物学的及び物理化学的除去法のよって大別され、最も一般的なものとして物理化学的除去法の1つである凝集沈殿法がある。しかし、凝集沈殿法は多量の汚泥を生じ、処理処分が容易でない。その欠点を補うべく汚泥がほとんど発生しない脱リン法として開発されたのが晶析脱リン法である。

本研究は、この晶析脱リン反応の温度依存性の他、調整水反応時のpH、カルシウム濃度、その他の共存イオン濃度、種品の違いが長期のリンの除去特性に及ぼす影響を明らかにするため、実内カラム通水実験及び回力実験を行った結果を報告するものである。

2 晶析脱リン法の概要

晶析脱リン法は、下水よ次処理水のpH、カルシウム濃度等の条件を整えた調整水を種結晶に接触させ、水中のリンをヒドロキシアパタイト($\text{Ca}_5(\text{OH})(\text{PO}_4)_3$) (以下アパタイトという)として種品表面に晶析させることにより除去する手法である。アパタイトの生成作用を以下に示す。

溶液中の溶質濃度を上昇させ、飽和の状態(溶質をその溶解度まで溶かした状態)からさらに、溶媒を蒸発させるなどして溶質濃度を上昇させると過飽和の状態となる。さらに濃度を上昇させると過溶解度に達し、微細な結晶が析出してくる。ここで、アパタイトの溶解度と過溶解度の関係についてみると図-1のようである。図-1において溶解度曲線以下の部分は安定域、過溶解度曲線以上の部分は不安定域と呼ばれる。凝集沈殿法では、この不安定域においてリンを沈殿除去する。この方法では、操作域が炭酸カルシウムや水酸化マグネシウム等の生成域と重なるため、アパタイトと同時にこれらの物質が生成され、沈殿量が増大する。晶析脱リンは、安定域と不安定域の間の準安定域においてリンを除去する。すなわち、準安定域では結晶核が存在すればアパタイト

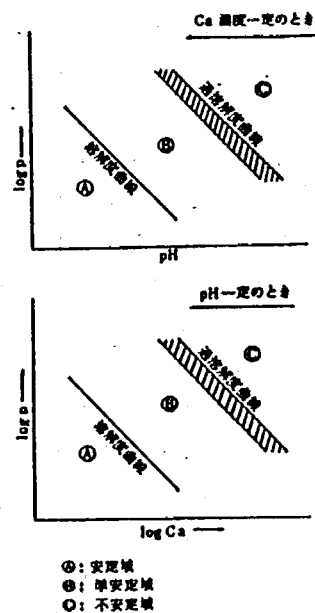


図-1 溶解度と過溶解度の関係

の析出反応が起こるが、結晶核が存在しなければ溶解状態が続く領域である。この領域の溶液に溶質と同じかまたは類似の物質を種結晶として添加すると、これを核として溶質が析出してくる。この反応が晶析反応と呼ばれる。下水の晶析脱リン反応で用いられる代表的な種結晶としては、リン鉱石

や骨炭などがあり、それぞれの性状を表-1に示す。

3 実験方法

実験は、リン鉱石、骨炭をそれぞれ内径30mm長さ0.75mの透明なアクリル製カラム3本に75mLずつ充填した。下向流で通水し、通水速度は空塔速度(SV)4/hとした。原水は蒸留水にリン酸-カリウム、塩化カルシウム、重炭酸ナトリウムを溶解し塩酸によってpHを7~7.5に調整したものを用いた。原水を約0.05%濃度の水酸化ナトリウムの水溶液で設定pH(9.0)に調整して各恒温室(10℃, 20℃, 30℃)に設置したカラムに通水した。採水とカラム洗浄は、1週間に1回とした。

その他に、三角フラスコでは、5Lのポリ容器を反応容器とし、上記と同様の原水を用いた回分実験を行った。なお、回分実験では種晶として市販のヒドロキシアパタイト粉末を用いた。

4 実験結果

回分実験の結果を図-2から6に示す。図-2は水温の影響を示したものである。低水温においてはリンがあまり除去されず、高水温と比べた場合大差がある。図-3はカルシウム濃度の影響を調べたもので、40mg/L以上であれば処理水リン濃度はほとんど変わらない。図-4は設定pHの影響を示したもので、pHは高いほどリンがよく除去されている。しかし、pH9.5付近では凝集反応や炭酸カルシウムの生成がかなりやすいので、最適pHは9付近であると考えられる。図-5にフッ素の添加効果について示す。フッ素の添加によりヒドロキシアパタイトよりも溶解度の低いフッ化アパタイトができるため、リンが良く除去された。図-6に炭酸イオンの影響について示す。炭酸イオンが高濃度になるほどリンが除去されにくく、炭酸イオンが原水中に存在することにより、晶析反応が阻害されて

表-1 種晶の性状

種結品の呼称	リン鉱石	骨炭	
主成分 (%)	CA	34.80	33.20
	P	14.40	15.70
	F	2.60	0.05
	SI	2.20	0.20
	C	1.40	9.00
有効径(mm)	0.59	0.50	
均斉係数	1.34	1.41	
比重	3.00	2.47	
かさ密度(g/cm ³)	1.15	0.69	
比表面積(m ² /g)	21.50	110.00	

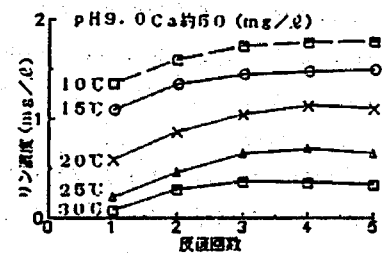


図-2 水温の影響

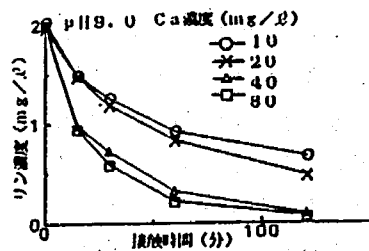


図-3 カルシウム濃度の影響

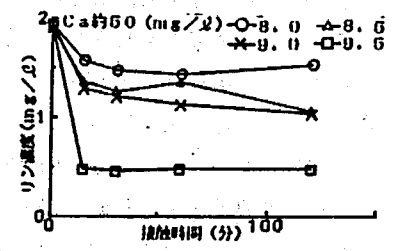


図-4 pHの影響

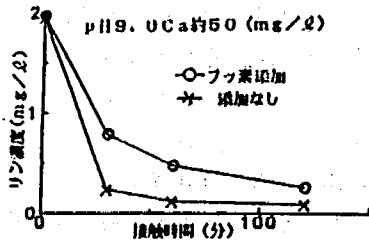


図-5 フッ素の添加効果

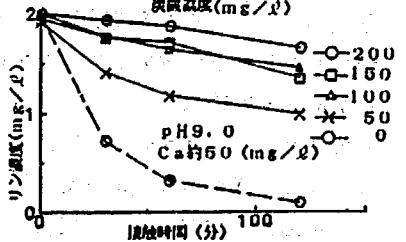


図-6 炭酸イオンの影響

いることがわかる。

次にカラム通水実験の結果を図-7から11に示す。実験データは、複品の初期吸着期間を除き晶析反応による除去になったと思われる時点からのものを用いた。それぞれ実験区間をⅠ、Ⅱ、Ⅲと分け、Ⅰ区間では設定アルカリ度 20mg/L 以下、Ⅱ区間では $50\sim100\text{mg/L}$ 、Ⅲ区間ではⅡ区間の条件にフッ素を原水に 1mg/L 添加した。

各温度でのリンの除去状況を図-7、8に示す。処理日数100日目までは、各カラムにおいて処理水のリン濃度が不安定である。この原因は、カラム内の処理水のpHが低かった(6.5~7.0位)ことにより、カラム内のアパタイトの溶解度が上昇してリンが溶出したことによると考えられる。

以下の方法により反応速度定数を求め、各条件下の除去効率の比較を行った。

晶析脱リン反応速度は次式で表わされる。

$$\frac{dc}{dt} = -K_0 \cdot a \cdot c^2 \quad (1)$$

ここで、カラム内の流れを押し出し流れと仮定して $K_0 \cdot a$ について(1)式を解くと

$$K_0 \cdot a = \frac{C - C_e}{\theta \cdot C \cdot C_e} \quad (2)$$

となる。両辺の対数をとって

$$\log \cdot K_0 \cdot a = \log \cdot \frac{C - C_e}{\theta \cdot C \cdot C_e} \quad (3)$$

となる。

ここに、

C : 原水中リン濃度(mol/L)

C_e : 処理水中リン濃度(mol/L)

θ : 接触時間(h) (SVの逆数)

$K_0 \cdot a$: 総括晶析反応速度容量係数
(L/mol/h)

原水リン濃度が 2mg/L で処理水が 0.5

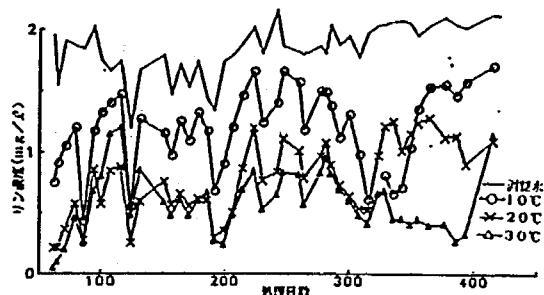


図-7 各温度でのリンの除去状況(リン鉱石)

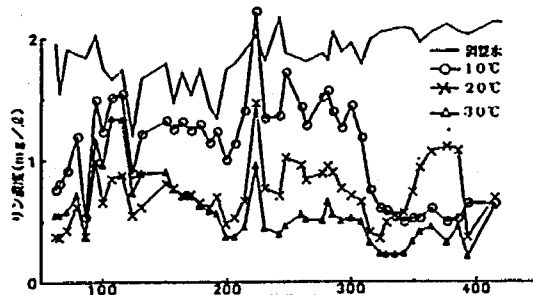


図-8 各温度でのリンの除去状況(骨炭)

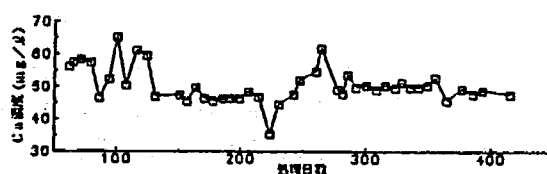


図-9 調整水のカルシウム濃度の推移

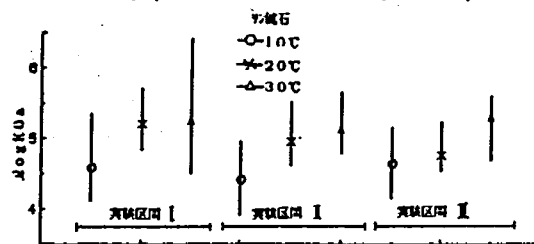


図-10 各実験区間での $\log \cdot K_0 \cdot a$ の平均と変動中

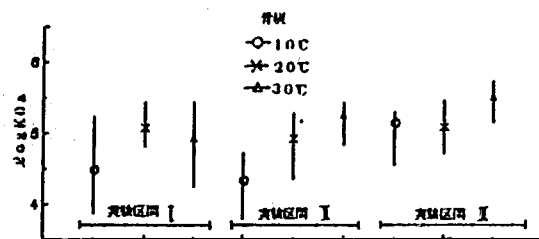


図-11 各実験区間での $\log \cdot K_0 \cdot a$ の平均と変動中

mg/l とすると $\log \cdot K_0 \cdot a$ は約 5.3 となる。 $\log \cdot K_0 \cdot a$ の値が大きければ一定の反応時間内でのリンの除去率も大きくなる。

各実験区間での、 $\log \cdot K_0 \cdot a$ の平均と変動中を図-10 から 11 に示す。 $\log \cdot K_0 \cdot a$ の平均値は、実験Ⅰのリン鉱石では温度 10℃ 20℃ 30℃ でそれぞれ 4.58, 5.21, 5.24, 骨炭は、4.48, 5.08, 4.92, 実験Ⅱではリン鉱石 4.41, 4.96, 5.12, 骨炭 4.33, 4.93, 5.25, 実験Ⅲでは、リン鉱石 4.64, 4.77, 5.29, 骨炭 5.14, 5.09, 5.50 であった。リン鉱石、骨炭とも実験区間Ⅰでは、20℃ 30℃ の間であまり差が見られなかったが、区間Ⅱにおいては差が現われた。実験区間Ⅱでは、設定アルカリ度を上昇させたため種結晶の表面に炭酸カルシウムが生成され、晶析反応が阻害されたと考えられる。実験区間Ⅰで現われなかった $\log \cdot K_0 \cdot a$ 等の差が実験区間Ⅱで現われたことから、種品の性能が劣化した場合水温の影響がより大きくなることが考えられる。実験Ⅲは、フッ素の添加を行っているが、リン鉱石のカラムでは添加開始直後にリンが良く除去されたかすだいに悪化した。骨炭のカラムにおいても、リン鉱石と同様な傾向であった。しかし、10℃ と 30℃ ではその程度は小さかった。

5 まとめ

以上の結果をまとめると次のようである。

- (1) カルシウム濃度は 40 mg/l 以上必要であるが、それ以上にしてもリン除去率は余りあがらない。
- (2) 設定 PH 8.0 ~ 9.5 の範囲では高い方がリンが良く除去される。
- (3) 炭酸イオンが原水中に高濃度に存在していると晶析反応が阻害される。
- (4) フッ素の添加効果は、骨炭の方が大きく添加直後は効果が著しいが、すだいに効果がなくなった。
- (5) 種結晶のリン鉱石と骨炭を比較した場合、あまり差が見られなかった。しかし、フッ素を添加した場合には、骨炭の方が添加効果が大きかった。
- (6) 温度の影響は大きく、種結晶が劣化した状態においてはさうに大きくなる。今回得られたデータによると、炭酸イオンの影響より、又、フッ素の添加効果よりも水温の影響が卓越していた。

したがって、晶析脱リン法を実用化するためには、低水温における除去効率の向上はめづらなければならない。これは今後の検討課題である。

〈参考文献〉

- 京才他：種結晶による下水中のリンの除去，土木技術資料 Vol. 24 No. 10 1982年
小越他：晶析反応の阻害要因について，土木技術資料 Vol. 26 No. 10 1984年
土木研究所資料：下水道関係年次報告書集 昭和 56, 58, 59 年度

実験設備の最適保全の一手法について

施設課 坂本 崇

1. はじめに

土木研究所は、土木関係の研究を行っていることから、大型の実験設備から小型で精密な実験設備まで多種多量の設備を保有している。これらの設備も使用して実施する実験業務は、計画的に行われており、円滑な業務を遂行するためには、実験設備が常に正常に稼働しなければならない。これらの実験設備は、気流移転時に製作届けられたものがほとんどで、すでに6年以上の年数を経過しており、故障や不具合がでてきている。故障内容をみると、土木研究所に設けられた実験設備の大部分の駆動源が、油圧によることも起因すると思うが、油圧装置関係に比較的多く現われており、その原因として、作動油の劣化があげられる。作動油は、油圧装置各部の潤滑作用と動力伝達の役割を兼ねており、作動油の良否は、直接油圧装置つまり実験設備の性能に影響してくる。特に実験設備の中には、サーボ弁や流量制御弁などの精密機器が含まれており、それらへの影響はいっそう大きなものとなっている。これらの実験設備の保全を行う場合、作動油の管理は重要な要素としており、保守点検業務の中で作動油分析を行っているので、それをもとに実験設備保全の一手法としての作動油管理について考察した。

2. 作動油分析の目的

作動油を分析する目的は、次のとおりである。

- (1) 分析結果より、作動油の劣化状況を把握し、適切な時期に交換することによって、油圧装置の故障を防ぐこと。
- (2) 油圧機器の故障により作動油に異常な性状が表われる場合があるので、分析結果より発見し、故障の原因をつまとい早期に対策することができる。

3. 油圧作動油に要求される性質

一般に油圧作動油に要求される性質は、次のとおりである。

- (1) 温度変化に伴う粘度変化の少ないこと。

油圧装置の媒体となる液体は、伝達性を正確にするため非圧縮性が要求されると同時に、ポンプおよびアクチュエーターの潤滑や、オイルシール等の密封作用を果すため、適性粘度を維持することが必要であるので、温度変化に伴う粘度変化の少ないことが要求される。

- (2) 流動性がよく、管路抵抗が少なく、伝達性の良好なこと。

作動油は、伝達効率を高めるため管路抵抗が少なく流動性の良いことが要求されるが、この点では粘度の影響が最も大きく、できるだけ粘度の小さいことが望ましい。ただし、ポンプやアクチュエーターにおいては、十分な潤滑性と効率を得るため適性粘度を必要とするので、機器の性能が許すかぎり低粘度であることが要求される。

- (3) 潤滑性が良好で、ポンプ・アクチュエーターの摩耗が少ないこと。

油圧装置の性能を維持するためには、ポンプおよびアクチュエーターなどに焼付・異常摩耗等を

生じさせずに作動させることが必要であるが、作動油がこれらにおよぼす影響は非常に大きく、潤滑面上に十分な油膜を保持できる適性粘度を有すると同時に、機器の摩耗を極力防止する潤滑性能を有していることが必要である。

(4). 難燃性であることと、錆止め性能の優れていること。

(5). 長期間の使用に耐えること。

以上の諸性質を満足し、各設備に合った作動油を選定し、維持していくことによって、油圧装置が正常に稼働し、寿命も延ばすことにつながる。

4. 作動油分析項目

(1). 色相および外観

劣化がある程度以上に進むと、透明度が悪くなり赤色の色調が増し、遂には赤褐色から黒色になるものもある。これらは、作動油の劣化により生じた有機物・重合物および金属と反応して出た金属屑けんが、油中に懸濁するために起こる現象である。色相比較は、標準色に対し最も近い色を選び出し、その標準色に対し、L（明るい）、D（濃い）で表わすASTM色による。（図-1参照）

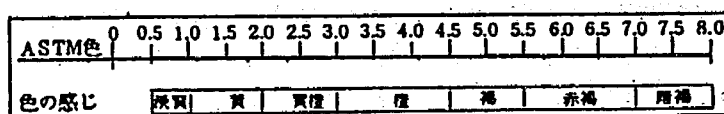


図-1 ASTM色

(2). 粘度

粘度は、作動油の性状中最も大切な項目であり、油を選定する時必ず粘度を考慮する。粘度が不適当な場合は、油圧装置に対して次のような影響がある。

1) 粘度が高すぎる場合

- (1) 内部摩耗の増大による温度上昇。
- (2) 系統内の流動抵抗の増大に伴う圧力損失の増加。
- (3) 油圧作動の不活発。（応答速度の減少）
- (4) 機械効率の低下。（動力損失の増加）
- (5) ポンプの吸込抵抗増大に伴うキャビテーションの発生。

2) 粘度が低すぎる場合

- (1) 内部漏れおよび外部漏れの増大。
- (2) 摩擦部分の摩耗増大。

粘度の大きな変化は、一般的には、高粘度油又は低粘度油の混入によることが多いので、油自体の腐みとしては、高温等により油が酸化・重合が起こり変化するものと推定されている。粘度は、動粘度（cSt）で表わされ、使用油の40℃で測定する。

(3). 水分

本来、油は水分を含まないが、機械的な混入および空気中の水分が凝縮して混入することがある。油に溶解する微量水分を除いては、混入した水分は放置すればタンク底に分離するが、水分量が多くなると機械運転中の攪拌効果により、水がタンク底より油中に分散し、ある瞬間、水だけで潤滑することになり、焼付事故の原因となる。

(4). 全酸化

試料中の全酸性分を示す、即ち、天然のナフテン酸、添加剤中の酸性成分、油の劣化により生じた有機酸の含量を示す。添加剤の添加料と品質の推定、添加剤の減少、油の劣化度の判定の目安となる。全酸化は、試料を中性溶剤に溶解し、中和に要した水酸化カリウム (KOH) の消費量から、試料1gに要した水酸化カリウムの mg 数で表わす。

(5). 汚染度

汚染度とは、汚染物質の混入の度合を定量的に表わしたもので、この汚染物質は、大気中から混入する塵埃・湿気（水分）、潤滑系統の中に残存する鉄粉、運転中に発生する摩耗粉および油の劣化によって生成するスラッジなどが主体である。汚染度の表示法は、試料100cc中に存在する汚染粒子の大きさをも段階に区分し、各区分に入る粒子数をカウントして、汚染等級を規定するNAS汚染粒子規格（カウント法）が使われている。（表-1参照）

表-1 NAS汚染粒子規格（カウント法）

汚染クラス	0.4μm	0.6μm	1μm	2μm	3μm	4μm	5μm	6μm	7μm	8μm	9μm	10μm	11μm	12μm
5-15μm	125	250	500	1,000	2,000	4,000	8,000	16,000	32,000	64,000	128,000	256,000	512,000	1,024,000
15-25μm	22	44	89	178	356	712	1,425	2,850	5,700	11,400	22,800	45,600	91,200	182,400
25-50μm	4	8	16	32	63	126	253	506	1,012	2,025	4,050	8,100	16,200	32,400
50-100μm	1	2	3	6	11	22	45	90	180	360	720	1,440	2,880	5,760
100μm以上	0	0	1	1	2	4	8	16	32	64	128	256	512	1,024

表-2 交換時期の目安

これらの分析項目について、実験設備における作動油の交換時期の目安を表-2のように決めた。

項目	粘度	水分	全酸化	汚染度
単位	cSt	%	mg KOH/g	-
交換の目安	新油粘度に対し ±10% 要注意 ±15% 要交換	0.1% 要交換	+0.3 要注意 +0.5 要交換	10級 交換

5. 分析結果

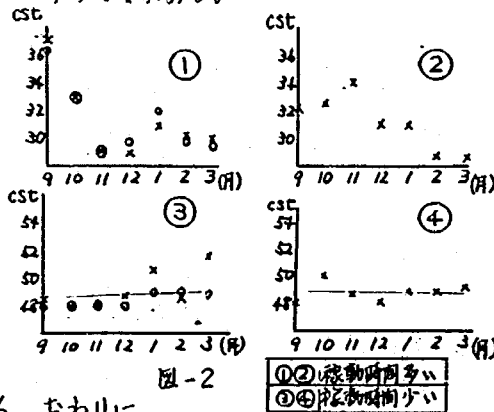
作動油分析は、昭和54年度から特定設備に関して年1回の割合で行ってきたが、故障の早期発見・対策ということを考えると、年1回の分析では不十分であった。例として、ある年度の保守点検において作動油が白濁しているのを発見し、原因を調べたところ、オイルクーラーの内部腐蝕により、作動油中に水分が混入して、その結果、錆やスラッジの発生を誘発して、ポンプの回転部や油圧シリンダーの摺動部に傷をつけてしまった。このことは、分析項目の水分の異常値を早期に発見できていれば、二次的な故障を防げたと考えている。その他にも、作動油が汚染されたために起こったと思われる故障がみられるが、作動油分析も行っていないが、単に交換時期の目安をたてるだけでは、最適な管理とはいえない。そこで、昭和59年度からは、分析を月1回行うこととし、管理の強化に努めている。又、作動油の寿命を延ばすことと、故障予防の目的で、汚染度を回復するオイルクリーニングを随時行っている。表-3は、昭和59年度分析の内、1ヶ月分の分析値を示す。この値を考察すると、

(1). 色相分析をみると14施設全てが、許容値の4.0 又は、4.5以内になっており、満足する値となっている。

(2). 汚染分析をみると、NAS 10級の許容値に対して 14施設全てが満足しているものの、すでに許容値のリミットまで達しているものもあり、オイルクリーニング等の処置が必要である。

(3). 水分分析をみると、許容値の0.1%に対して、小さい値がでており、満足する値となっている。

(4). 粘度分析をみると、許容値に対して満足しているものの、9月から3月の間に変化がでてきている。図-2は、代表設備の粘度変化を示したもので、稼働時間が多い設備ほど粘度が急激に低下している。作動油を管理するうえで、設備の稼働時間も考慮する必要がある。



6. おわりに

最適保全の一手法として、作動油の分析・管理が重要であり、今後引き続き行っていくが、作動油の劣化促進を防ぐためには、保守点検以前に考慮すべきことがある。それは、油圧装置の設計段階において、作動油の問題点と管理面を十分検討し、適切で十分な油圧装置にすることである。作動油中への目こりや金属粉などの混入、温度による劣化などは、装置の設計上において考慮することにより防止できるとし、運転中の保守管理が容易にできるように設計することも必要である。

現在、最適保全の確立をめざし、下記の事項について検討し、実施している。

- (1). 設備の管理者・使用者・整備者、一環した存続のもとに業務を行えるよう、設備の仕様・運転操作・保守管理等を盛り込んだ「設備保守管理要領」を作成し、周知徹底させる方針である。
- (2). 設備の稼働状況・整備状況を記録し、各設備の経歴を把握する。
- (3). 設備の故障診断システムを確立するため、騒音、振動、温度等を測定していく考えている。

参考文献

三菱石油株式会社：油圧装置と油圧作動油

表-3 分析結果

研究施設名	採取場所	色相 ASTM	粘度 CST	水分 %	汚濁 NAS
保安試験機	1	1.0	37.0	0.02	8級
	2	1.5	36.5	0.04	8級
不規則伝達試験機	1	2.5	25.0	0.05	9級
	2	2.5	25.0	0.05	9級
3000km 大型碎道部材万能試験機	1	2.0	47.5	0.07	9級
	2	2.5	47.0	0.04	10級
	3	3.0	120.0	0.02	8級
	4	3.0	36.5	0.02	9級
	5	3.0	210.0	0.03	9級
	6	3.0	210.0	0.03	9級
	7	3.0	210.0	0.03	9級
	8	3.0	210.0	0.03	9級
	9	3.0	210.0	0.03	9級
	10	3.0	210.0	0.03	9級
保安試験機 60km / 50km	1	2.5	46.5	0.05	9級
	2	2.5	46.5	0.05	9級
加圧負荷試験機 (振動試験装置)	1	2.5	44.5	0.05	8級
	2	2.5	45.5	0.04	9級
	3	2.5	49.0	0.06	9級
高分子材料用 万能試験機	1	2.5	28.5	0.06	8級
	2	2.5	28.5	0.06	8級
保安試験機	1	1.0	39.0	0.06	10級
	2	1.0	39.0	0.06	10級
振動試験機	1	2.5	48.5	0.05	10級
	2	2.5	48.0	0.02	9級
加圧負荷試験機 (部材強度試験装置)	1	0.5	43.5	0.04	10級
	2	0.5	41.5	0.05	8級
保安試験機	1	1.0	48.5	0.04	8級
	2	0.5	23.5	0.03	10級
万能試験機	1	2.5	48.0	0.03	7級
	2	2.5	48.0	0.03	7級
大型碎道物 二輪式万能試験機	1	2.5	44.0	0.03	10級
	2	2.5	44.5	0.04	8級
碎道物面直し装置	1	2.0	35.0	0.04	9級
	2	2.0	35.0	0.04	9級

下水汚泥の重圧濃縮の改善

汚泥研究室

白石 隆

1. まえがき

下水処理は基本的に固液分離であり、これによって分離された固形物(汚泥)は含水率99%程度で多くの有機物を含んでいる。この「汚泥」は、流入下水中の固形物が最初沈降池で沈降したもの(初沈汚泥)と水処理を経た生物フロックが沈降したもの(余剰汚泥)とに分けられる。これらを適正に処分するために、濃縮・消化・脱水・焼却などの汚泥処理プロセスにより減量化・安定化を図っている。なかでも、その最初に位置する濃縮プロセスは減量化という点で最も重要なポイントである。例えば、含水率99%の汚泥を98%に濃縮したとすると汚泥容量は $\frac{1}{2}$ になる。また、97%の場合は $\frac{1}{3}$ 、95%では $\frac{1}{5}$ にも減量する。濃縮方法には、大きく分けて重圧式と機械式がある。一般に、機械濃縮に比べ設備構造が簡単で、運転が容易かつ経費の安い重圧濃縮法が多く採用されている。しかし、重圧濃縮においては近年、下水汚泥中の有機物含有率の増加などから汚泥のかけ密度や粘性が増加することにより沈降性が低下し、濃縮汚泥濃度の低下や分離液の水質悪化を招いている。このため、元の消化プロセスにおいては汚泥の滞留時間が減少したり加熱熱量が増大したり、脱水プロセスでは薬品添加量が増大するなどの問題が生じている。

図-1(a)・(b)はY市における重圧濃縮汚泥のTS(固形物濃度)、VS%(有機物含有率)の平均値の経年変化を示す。濃縮汚泥のTSは年々低くなる傾向にあり、その原因としては一般的にVSの増加が考えられている。

濃縮性悪化のもう一つの原因として汚泥からのガスの発生がある²⁾。これは、何らかの機構で汚泥から発生したガスが汚泥フロックに付着して汚泥のかけ密度がまわりの水よりも小さくなり、汚泥が浮上したり浮上しないものの濃縮性を悪化させるものである。これは、重圧という自然の力を利用する濃縮法にとっては極めて重要な問題である。

本報告は、濃縮性悪化の一要因である汚泥の浮上という点に着目し、ガス発生特性が異なると考えられる初沈汚泥と余剰汚泥についてその発生特性を解明したものである。

2. 実験条件

2.1 試料

茨城県下のM処理場からの活性汚泥(エアレーションタンク

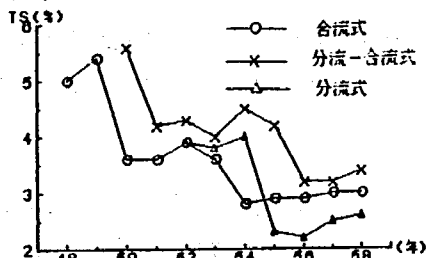


図-1 (a) TSの経年変化 (Y市)

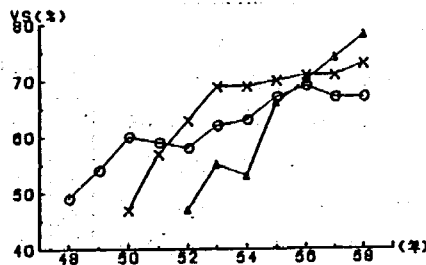


図-1 (b) VSの経年変化 (Y市)

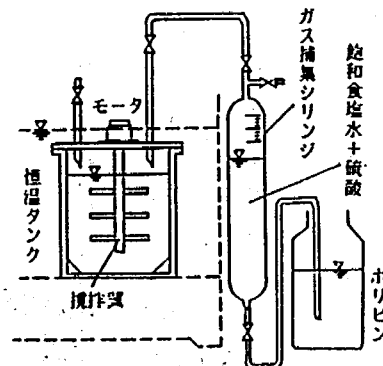


図-2 ガス発生実験装置

ク末端より採取)と余剰汚泥、K処理場からの初発汚泥と活性汚泥を実験に供した。

2.2 実験装置

実験に用いた装置の概略を図-2に示す。この装置は、汚泥からのガスの発生量を測定するとともに発生したガスを採取するためのものである。供試汚泥を投入した密閉タンク(内径249mm、深さ250mm)を恒温タンクに入れ、絶えず攪拌下での離脱ガスの発生状況を見た。

2.3 実験方法

供試汚泥10gをタンクに封入し、タンクとガス捕集シリンジ内の空隙部分をヘリウムガスで置換した後攪拌を開始した。ガス発生量は、ガス捕集シリンジ内の置換水の液面位置を経時測定して求めた。この液面位置は、ガス捕集シリンジとポリエチレンビン内の水位を一致させた状態で読取ったものである。実験開始時と終了時及びその途中で発生ガス及び汚泥を採取して分析に供した。また、置換水には発生ガス中に含まれる炭酸ガス等の溶解を抑制するために飽和食塩水に炭酸を添加したものを使用した。

M処理場の活性汚泥は温度条件の違う3種類(20~30℃)、余剰汚泥は30℃、K処理場の初発汚泥は18℃、活性汚泥についてはやはり温度条件の違う2種類(18, 24℃)の計7種類について実験を行った。

2.4 分析方法

汚泥は下水試験法に基づいて、pH・M-アルカリ度・窒素濃度を分析した。ガスの組成分析には、ガスクロマトグラフ(TCD)を用い、 O_2 ・ CO_2 ・ N_2 ・ CH_4 を分析した。

3. 実験結果及び考察

3.1 ガス発生状況

実験結果の概要を表-1に、発生ガス累加曲線を図-3(a)・(b)に示す。活性汚泥の場合、初期にガス発生がありその後発生が殆んどない時期に入る。そして、再びゆるやかなガス発生期を迎える。初期の発生ガス中には、④設定温度まで昇温する際に生じた装置空隙部分の体積膨張分、⑤溶解度の減少によって水中から発生したガス量を含んでいる。汚泥⑥と⑦について考えると、ガス発生後4~

表-1 ガス発生実験結果

記号	処理場	汚泥	水温(℃) 実験開始時~平衡時	硝酸濃度(mg/l) 実験開始時~平衡時	ガス発生抑制剤濃度 (μg)	後期ガス発生速度 (ml/g・SS/hr)
①	M	活性汚泥	20.5~30.8	0.10~0.10	58<	-
②	"	"	22.5~28.8	5.50~0.04	10	0.17
③	"	"	23.0~30.3	3.74~0.03	5	0.18
④	"	余剰汚泥	23.0~30.3	0.24~0.02	5	0.22
⑤	K	初発汚泥	17.8~18.3	<0.01~<0.01	-	0.15
⑥	"	活性汚泥	12.5~18.4	3.45~0.01	28	0.05
⑦	"	"	15.5~23.8	2.74~0.03	33	0.06

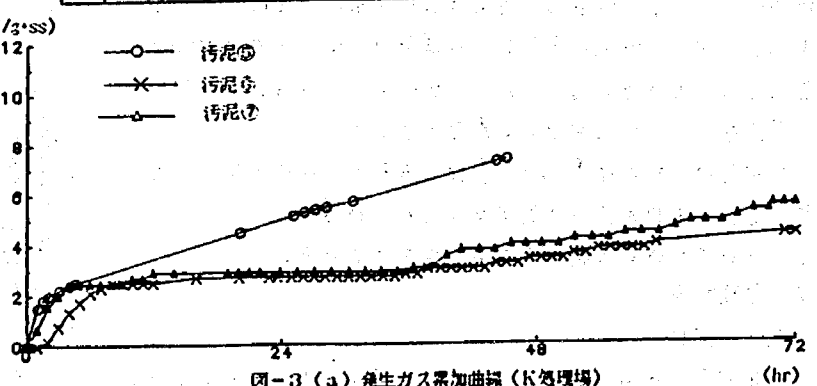


図-3 (a) 発生ガス累加曲線 (K処理場)

8時間で休止期に入

り、その後約30時間安定して再びガス発生が生じている。(図-3(a)参照)。この間に発生したガスの組成は、図-4に示す様に初期にはCO₂とN₂が発生しており、

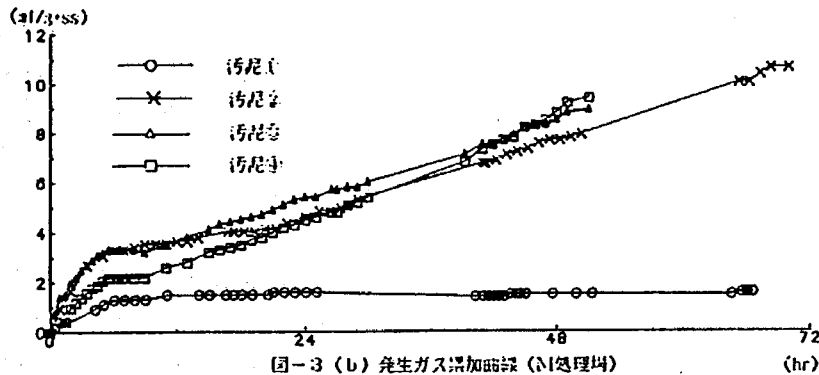
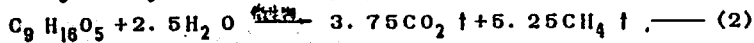
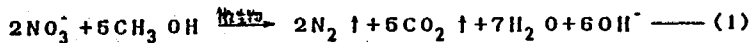


図-3 (b) 発生ガス増加曲線 (N₂処理場)

表-2よりNO₃-N濃度が減少していることから(1)式の様な脱窒反応が起こったと考えられる。



後期に発生したガスの成分はCO₂とCH₄で発生割合は1:1~1:1.8である(図-4参照)。また、(2)式は有機物がC₉H₁₆O₅で表わされる汚泥の嫌気性消化における一般的な分解反応式である、これによるとCO₂とCH₄は1:1.4の割合で発生することになり、本実験のそれと近い値である。さらに、嫌気性消化ではM-アルカリ度とNH₄⁺-Nが増加するが、

表-2のM-アルカリ度とNH₄⁺-N濃度の変化からも後期のガス発生は嫌気性消化によるものと考えられる。これに対し初発汚泥の場合、活性汚泥に見られる様なガスの発生が殆んどない時期が見られない。単位固形物当たりのガス発生量も多く、45時間では活性汚泥の場合の2倍近く発生している。図-4の発生ガス成分や表-1のNO₃-N濃度から最初から嫌気性消化が起っていたものと思われる。

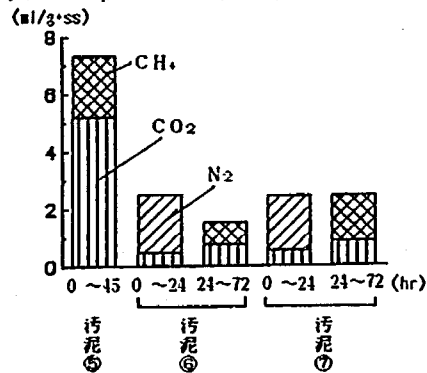


図-4 発生ガス成分

3.2 温度による影響

汚泥①, ②, ③を比較すると、温度の高い②, ③の方が①

よりも後期のガス発生速度が多く顕著な差となっている(図-3(b)参照)。また、ガス発生の抑制期間が温度が高くなるとつれて短くなっている(表-1参照)。

温度が30℃近くになると細菌の比増殖速度は20℃のそれに比べると3倍近くなるために²⁾、ガス発生の抑制される期間が短くなり発生量も増加したと考えられる。汚泥③と④から、初期ではNO₃-N濃度の高い③の方のガス発生量が多いが、後期では④の方のガス発生速度が大きい。

3.3 ガス発生と活性汚泥の増上について

汚泥⑦が初期に発生したガス量は、1.3 ml/g SS (温度上昇を考慮して)である。また、この汚泥の

表-2 汚泥性状および窒素濃度の変化

測定項目	0hr.	汚泥⑤ 24hr.	汚泥⑤ 72hr.	0hr.	汚泥⑥ 24hr.	汚泥⑥ 72hr.
pH	6.65	6.69	6.92	6.48	6.78	6.68
M-アルカリ度 (mg/l)	77	111	158	121	171	271
NH ₄ ⁺ -N (mg/l)	0.90	-	15.8	0.71	9.68	24.1
NO ₃ ⁻ -N (mg/l)	0.04	-	0.01	0.01	0.01	0.01
NO ₃ ⁻ -N (mg/l)	3.45	-	0.01	2.74	0.03	0.01

湿潤密度は 1.02 g/cm^3 であり、発生したガスすべてが汚泥に付着したとすると湿潤体積 1 cm^3 当たり 0.02 mL 以上発生した場合に汚泥が浮上する。この汚泥の乾燥密度は 1.6 g/cm^3 で、乾燥密度 1 g は湿潤体積約 36 cm^3 に相当する。 1.3 mL/g のガスを湿潤体積当りに換算すると 0.04 mL/cm^3 近いガスが発生していたことになる。これは、発生ガスが汚泥にすべて付着するといえれば、浮上を起させるのに十分なガス量であったことが理解できる。

4. まとめ

活性汚泥と余剰汚泥からのガスの発生は、初期・抑制期又は休止期・後期の3つに分けることができる。初期では脱窒、後期では嫌気性消化によるものである。初期のガス発生量は NO_3^-/N 濃度に関連され、後期のガス発生量は温度に影響される。また、初犯汚泥からのガスの発生は嫌気性消化によるものであり、活性汚泥と余剰汚泥に見られる様なガス発生の抑制期又は休止期がなく発生するガス量も多い。よって、活性汚泥と余剰汚泥では、ガスの抑制期又は休止期で濃縮操作を行った方が効率が良いと思われる。それには、濃縮操作を行う以前に汚泥に付着した脱窒による気泡を脱気する必要があり、初犯汚泥では、ガス発生の抑制期がないため累積ガス発生量が少なく、汚泥の新鮮な早期に濃縮操作を行うことが望まれる。実際の濃縮タンクでも前述の様なガス発生特性が予想されるので、初犯汚泥と余剰汚泥とを一つのタンクで濃縮（混合濃縮）すると、ガス抑制期又は休止期がなくなり初犯汚泥から発生した少量のガスが余剰汚泥に付着して、汚泥のかけ差を減少させ浮上を起したり、濃縮汚泥濃度が低下したりすることが考えられる。よって、ガス発生特性の異なる両汚泥を上記の様にその発生特性を生かして別々に濃縮（分離濃縮）することが、汚泥の重畳濃縮法の改善法として提案される。

5. あとがき

重畳濃縮プロセスにおける汚泥からのガス発生特性は余剰汚泥と初犯汚泥では異なり、それぞれのガス発生特性の点から考えれば分離濃縮することによって、それぞれの濃縮性が向上する可能性が見いだされた。今後は、本文中で提案した様な方法による初犯汚泥と余剰汚泥の分離濃縮の実用性について検討する必要がある。

<参考文献>

- 1) 高橋 章 下水汚泥の濃縮・脱水の現状 水道産業新聞 S. 60. 2. 28
- 2) 馬場 研二 氏 汚泥濃縮過程における嫌気性菌の代謝ガス生成 下水道協会誌 Vol. 21 No. 236 1984. 1

コンクリート床版防水材の接着性に関する試験

化学研究室 小川 功

1. まえがき

コンクリート床版上の舗装における防水材の施工は、アスファルト舗装の耐久性を損なうのではないかという懸念から我が国においては従来あまり実施されていなかった。しかし、最近、舗装の欠陥部、端部などから浸透する水の影響等によるコンクリート床版の劣化が問題となっており床版防水の必要性が指摘されている。床版防水材の種類はシート系、塗膜系、舗装系などに分けられるが、その材質および施工法は多種多様であり、防水材の品質基準や供用性なども明確とはなっていない。このため、防水材を採用する場合、その選定にあたっては適切な判断ができないのが現状であり、早急に防水材の品質基準を明らかにすることが望まれている。

2. 試験目的

コンクリート版打設面の処理方法および試験温度を変えた場合の各種床版防水材と普通コンクリートとの接着性状を明らかにすることを目的として試験を行った。

3. 試験方法

防水材の試験は、普通コンクリート（以下、コンクリート）版に防水材およびアスファルト混合物（以下、アスコン）を施工したものについて行った。試験した防水材は表-1に示す6種類で、試験項目および方法は次のとおりである。

コンクリート床版防水材の接着性試験は、インストロン万能試験機によるせん断

試験（荷重速度： 1 mm/min ）と携帯型の油圧式接着力試験機による引張接着力（以下、接着）試験（荷重速度： $1\text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ ）を行った。これらの接着性試験の試験

表-1 防水材の種類

記号	防水材区分	防水材の材質	防水層の厚さ(mm) [*]
A	シート系	合成繊維織布にアスファルトを含浸させ、これにアルミ箔を積層	2.8
B	"	合成繊維織布に特殊ゴムアスファルトを含浸	2.8
C	"	合成繊維織布に特殊アスファルトを含浸	4.0
D	塗膜系	クロロプレンゴム系にガラス繊維を混入	0.8
E	"	クロロプレンゴム系	0.4
F	乳剤系	石油アスファルト乳剤PK-4	0.2

注) * 防水材、プライマーおよびタックコートを含む標準厚

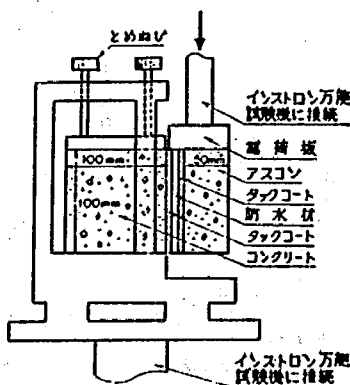


図-1 せん断試験

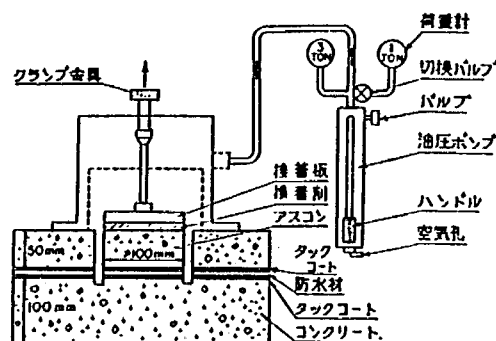


図-2 接着試験

方法は、図-1、2に、試験内容と組合せは、表-2に示す。

表-2 試験内容と組み合わせ

試験区分	試験温度 (°C)	測定項目		コンクリート打設面の処理方法			試 荷 速 度
		強度 ¹⁾	伸び ¹⁾	乾 燥			
				無処理	レイタンス 除 去	ほうき目	
せん断	-10, 20, 50	○	○	○	○	○	1mm/min
接 着	-10, 20, 50	○	—	○	○	○	約 1kgf/cm ² /sec

1) 3個の平均値から求めた

4. 試験結果

4.1. せん断試験

4.1.1. せん断強度と試験温度の関係

各種防水材のせん断強度と試験温度の関係を図-3 (a) ~ (c) に示す。これらより、せん断強度と試験温度、コンクリート打設面の処理方法および防水材種類の関係は次のとおりである。せん断強度と試験温度の関係は、いずれの処理方法とも試験温度によって大きく変化し、その強度は試験温度が低くなるほど高くなっていく傾向にある。一例として、レイタンス除去のシート系Bと塗膜系Dについて試験温度50℃を基準にして比べると、シート系Bの20℃では約1.2倍、-10℃では約10.0倍、塗膜系Dの20℃では約6倍、-10℃では約5.0倍高い値となっている。コンクリート打設面の処理方法とせん断強度の関係は、試験温度20℃と50℃では各処理方法とも強度に差はあまり認められないが、試験温度-10℃では処理方法によって差が表れている。これをレイタンス除去を基準として比べてみると、無処理とほうき目は低い値を示しており、特にシート系B、C、塗膜系D、Eではこの傾向が強いといえる。したがって、低温でのせん断強度を高めるためには、打設面のコンクリートのレイタンスを良く除去することが重要である。防水材の種類とせん断強度の関係は、通常防水材を施工しない場合のコンクリート床版上舗装のタック材に用いられる乳剤系を基準として比べてみると、一部の表面処理方法や試験温度で例外はあるものの、おおむね強度は塗膜系が乳剤系より高く、シート系がこれとは逆に低い値を示している。すなわち、防水材の系統別にみると塗膜系>乳剤系>シート系の順にせん断強度が高い。

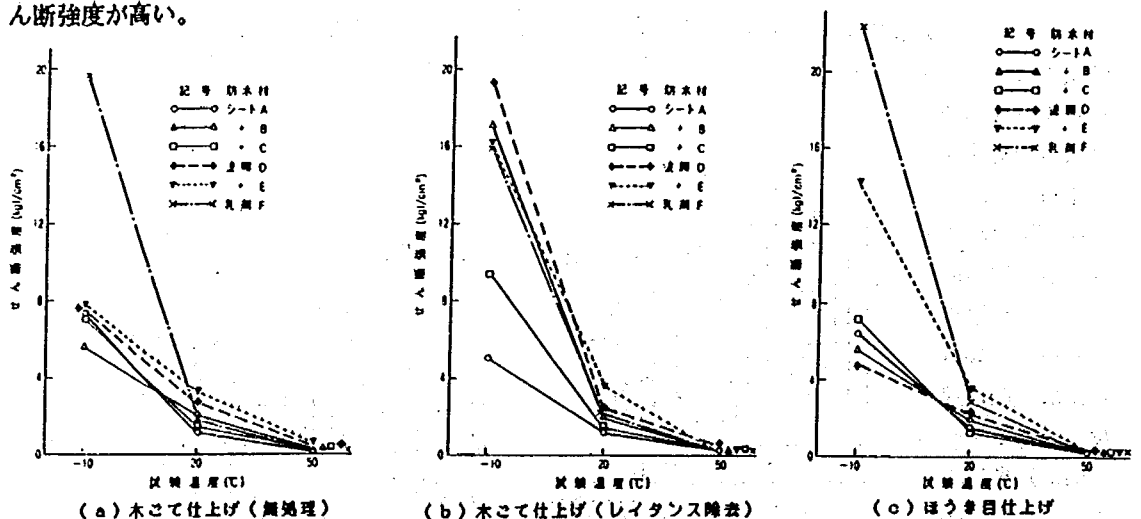


図-3 せん断強度と試験温度の関係

4.1.2. せん断伸びと試験温度の関係

せん断試験における最大強度の伸びと試験温度の関係を図-4 (a) ~ (c) に示す。これらより、せん断伸びと試験温度、コンクリート打設面の処理方法および防水材種類の関係は次のとおりである。

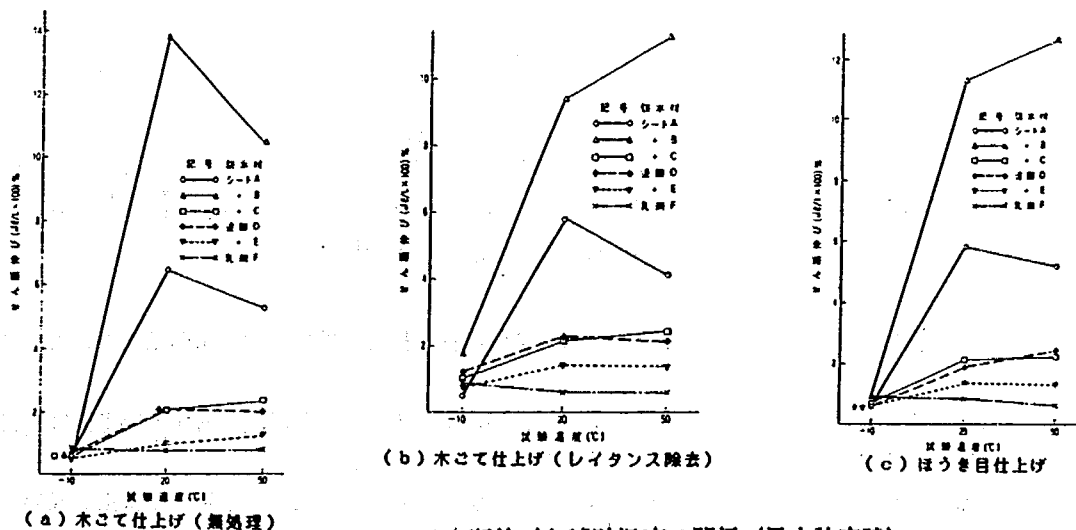
せん断伸びと試験温度の関係は、いずれの処理方法とも試験温度によって変化する。一例としてレイタンス除去の変化の傾向をみると

- ① シート系A、塗膜系D、Eのように低温では伸びが小さいが試験温度20℃では伸びが大となり、さらに高温になると伸びが減少するタイプ
- ② シート系B、Cのように試験温度が高くなるにつれて伸びが増加するタイプ
- ③ 乳剤系Fのように試験温度が変化してもあまり伸びが変化しないタイプ

に分けられる。

防水材種類と伸びの関係は各試験温度ともおおむねシート系>塗膜系>乳剤系の順に高い伸びを示している。

コンクリート打設面の処理方法と伸びの関係は、処理方法が変わってもほとんどの防水材とも余り変化はしていない。しかし、シート系Bの各試験温度とシート系Aの20℃と50℃は、表面処理方法による伸びの差が大きく表れている。



4.2. 接着試験

各種防水材の接着強度と試験温度の関係を図-5 (a) ~ (c) に示す。これらより、接着強度と試験温度、コンクリート打設面の処理方法および防水材種類の関係は次のとおりである。

接着強度と試験温度の関係は、いずれの処理方法ともせん断試験と同様試験温度によって大きく変化する。その強度は試験温度が低くなるほど高くなっていく傾向にある。一例として、レイタンス除去のシート系Bと塗膜系Dについて、試験温度50℃を基準にして比べるとシート系Bの20℃では約7倍、-10℃では約15倍、塗膜系Dの20℃では約7倍、-10℃では約15倍高い値となっている。なお、試験温度の影響を、接着強度とせん断強度で比べてみると接着強度よりせん断強度の方が大きいといえる。

コンクリート打設面の処理方法と接着強度の関係は、試験温度50℃では各処理とも強度に差はあまり認められないが、試験温度-10℃と20℃では処理方法によって差がある。これをレイタンス除去

を基準として比べてみると無処理とほうき目は乳剤系Fのように高い値を示しているものもあるが、他の防水材はシート系、塗膜系ともその値は低く、特にシート系B、塗膜系D、Eではこの傾向が強いといえる。また無処理とほうき目の強度を比べると、各防水材ともほうき目の方が無処理より高い値を示す。これらのことから、コンクリート打設面の処理方法による接着強度は、レイタンス除去>ほうき目>無処理の順に高いといえる。

防水材の種類と接着強度の関係は、表面処理方法や試験温度で変化する。これを乳剤系を基準として比べてみると、無処理およびほうき目ではシート系は乳剤系と同等またはそれ以上の値、塗膜系はそれ以下の値、レイタンス除去ではシート系および塗膜系とも乳剤系と同等またはそれ以上の値となっている。これらのことから、防水材の種類別の強度は、シート系>乳剤系および塗膜系の順に高いといえる。

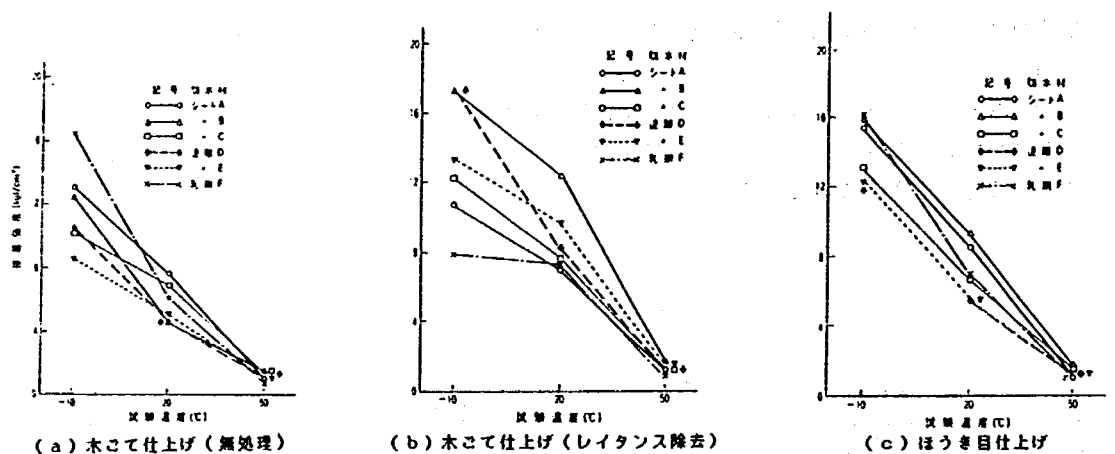


図-5 接着強度と試験温度の関係

5. 結論

コンクリート床版防水材として用いられている各種防水材の接着特性に関する試験結果をまとめると次のとおりである。

- 1) せん断および接着強度は、試験温度によって大幅に変化する。試験温度に対する感温性は、強度変化の度合から判断すると接着強度よりせん断強度の方が高い。
- 2) せん断試験の最大強度時における伸びは、各試験温度ともおおむねシート系>塗膜系>乳剤系の順に大きい。試験温度に対する伸びの変化は、シート系および塗膜系では大きい、乳剤系では小さい。
- 3) コンクリート打設面の表面処理方法は、せん断および接着強度に影響を与えるが、その度合はせん断強度よりも接着強度の方が大きい。したがって、接着強度を高めるためには、コンクリート打設面のレイタンスを除去する必要がある。
- 4) せん断および接着強度は、防水材の種類によって変化する。一例として、レイタンス除去での防水材系統別の順位をみると、せん断強度は塗膜系>乳剤系>シート系、接着強度はシート系>塗膜系>乳剤系となる。

6. 今後の課題

今回の試験では、各種防水材の接着特性について明らかにしたが、今後はさらにこれらの防水材に関する試験を実施し、品質基準を確立してゆく予定である。

路上再生路盤工法の現況調査と構造解析

舗装研究室 樋野 義周

1. まえがき

舗装の打換えや切削工事等の際に生じる舗装廃材は、年々増加の傾向にあり、その処理に苦慮しているのが現状である。この廃材処理問題の解消と省資源・省エネルギーの観点から、既設舗装の表層を路盤とともに現場で破碎混合し、これをセメント等の添加剤で安定処理したうえで新しい路盤に再生する路上再生路盤工法が開発された。この工法は昭和52年頃から地方道を中心に実施され、施工実績は58年度で230万㎡と年々増加の傾向にある。ここでは、この路上再生路盤工法について全国327箇所の実態調査並びに追跡調査のデータをもとに、現況調査及び構造解析を行った。

2. 工法の概要

図-1に路上再生路盤の断面構成を示す。この工法は、破碎した表層のアスファルト混合物を路盤材として利用することや、これら破碎混合したアスファルト混合物と既設路盤にセメント等の添加剤を加えて安定

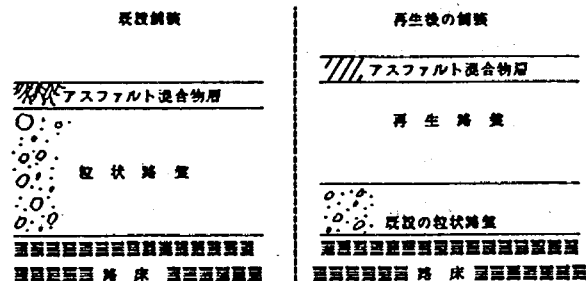


図-1 断面構成

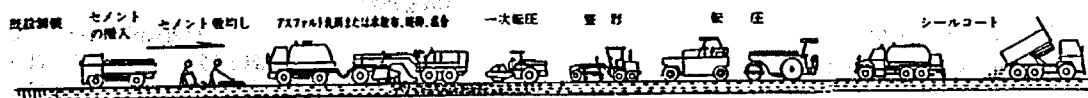


図-2 施工手順 (セメント・乳剤併用)

処理を行うことが、特徴として挙げられる。図-2は施工手順を示したもので、特に表層が厚い場合や路面高に制限のある場合には、手順中に一次破碎、残土処理、仮整形等の工程が加わる。

3. 現況調査

(1) 既設 T_a (図-3)

既設舗装の残存 T_a は5~15と低く、かなり既設舗装厚の薄い箇所における施工が多いと思われる。

(2) ひびわれ率 (図-4)

施工前のひびわれ率が30%以上のものは全体の8割を占めており、相当破損の進んだ状態で施工が行われている事がうかがえる。

(3) 選定理由 (図-5)

(1)及び(2)の状況と関連させると、工費、

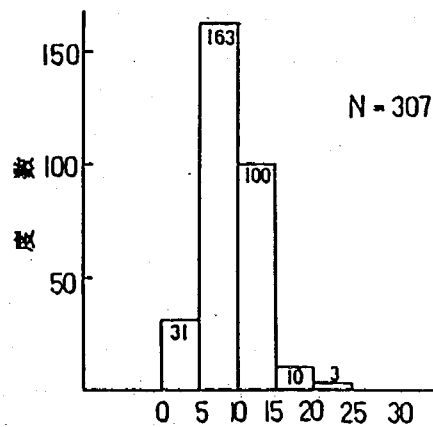


図-3 既設 T_a (cm)

工期等のメリットを考慮に入れたうえで、打換え工法の代替として路上再生路盤工法を適用しているものが多いと思われる。

(4)交通区分(図-6)

路上再生路盤工法で新設する際の大型車交通量は交通区分としてA交通以下が7割を占めているが、C、D交通などの1000台/日以上箇所では殆ど施工されていない。これは、重交通道路の表層厚が15~20cmと厚くなり、一般的な破砕機的能力を越えてしまうこと、破砕したアスコン塊の路盤への混入率の制限があること等によるものと考えられる。

(5)添加剤(図-7)

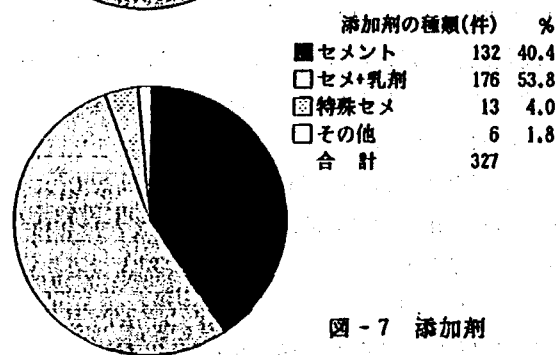
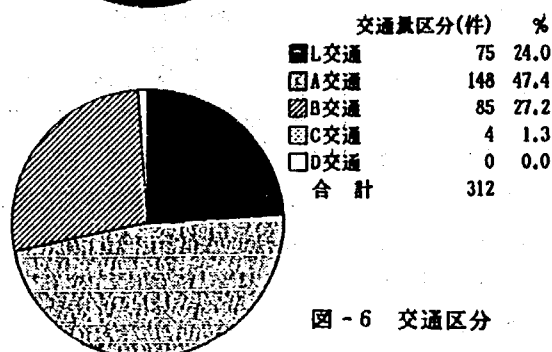
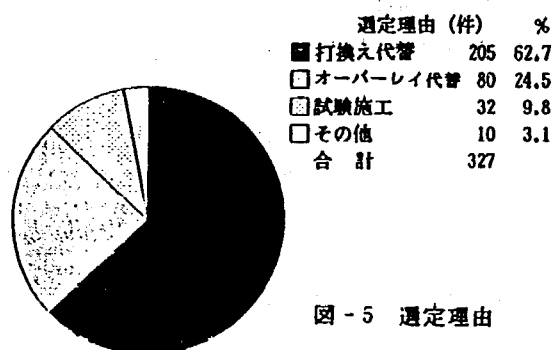
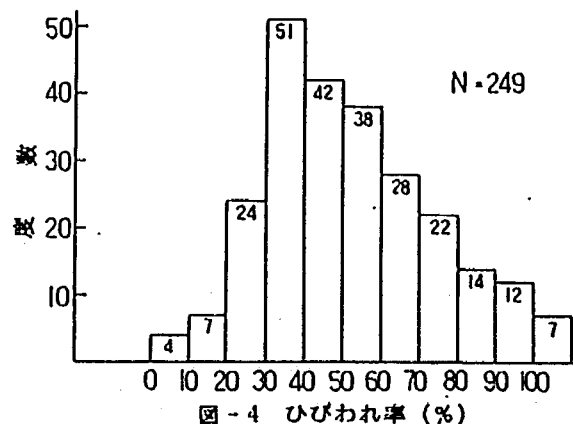
これまでの施工実績によれば、セメント単独での使用が70%、セメントと乳剤の併用が25%となっているが、本調査では後者が50%以上含まれていた。いずれにせよ、両者以外は添加剤として殆ど使用されていないことがうかがえる。

(6)再生路盤の構成(図-8)

再生路盤厚は20cmのものが4割を占め80%以上が15~25cmの範囲にある。この数値は、施工機械の能力、転圧時の締固め効果、安定処理効果からみて妥当な値であるといえる。再生路盤の中に占める既設材は、5cm前後の表層混合物と既設路盤材であり幾分か路床土が混入している箇所もある。

(7)粒度(図-9)

図-9は既設路盤の粒度状況を示したものでJISに規定する粒調碎石の2.5mm_{pass}(20~50%)と比べ50%以上がやや多いが概ね同程度の粒度となっており、長期にわたる供用の後でも質的な変化はあまりないことがわかる。一方、図-10は破砕したアスコン塊を路盤に混合した時の再生路盤の粒度を合成



粒度として、同様に粒度状況を示したものであるが、同じく粒調砕石に近似しており、破碎して混合したアスコン塊の粒度に大きな偏りがないことがうかがえる。又、0.074mm passについても調査した結果、これと同様な事が言えた。

4. 供用性

累積大型車交通量とひびわれ率及びたわみ量の関係を図-11-12に示す。ひびわれ率については、その殆どが10%以下にあり、概ね良好な路面を維持している。本工法の適用は、L、A交通が70%を占めており、簡易舗装として適用しているものも半数近くあることから、簡易舗装における性状との比較を行った。図-11には、簡易舗装の80%限界線(全データの80%をカバーし上限における特異点を排除するようにした線)を破線で示してあるが、本工法のデータは全てこの限界内にあり、一般の簡易舗装よりも耐久性のあることがうかがえる。

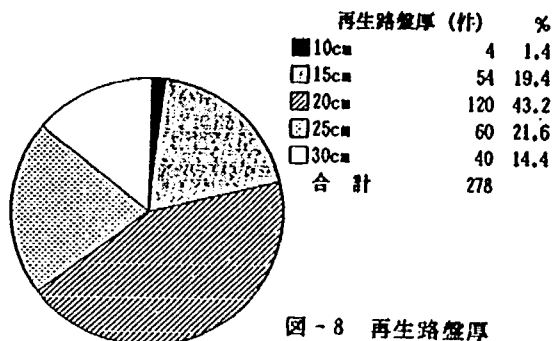
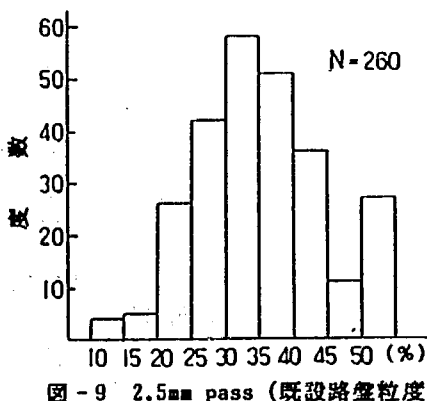
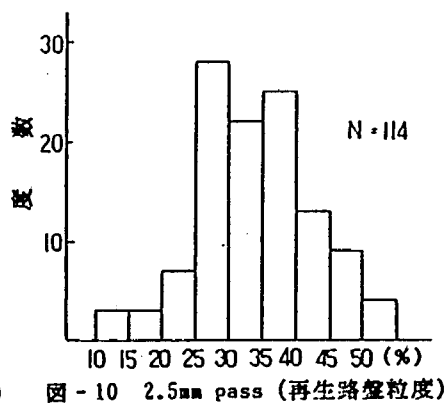


表-1 再生路盤の構成 (cm)

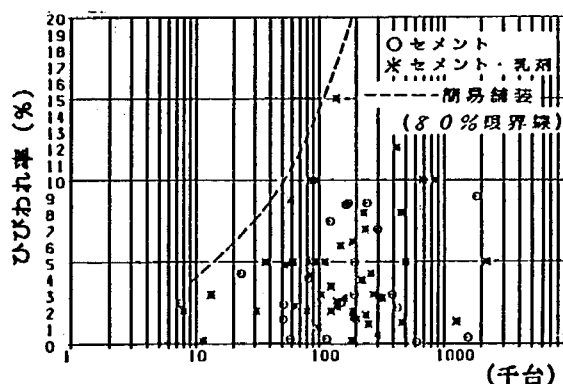
再生路盤厚	10cm	15cm	20cm	25cm	30cm
厚	4.5	4.6	5.5	6.1	5.9
量	15.5	10.1	13.2	16.4	22.2
床	0	0.3	1.3	2.5	1.9
件数 (件)	4	54	120	60	40



たわみ量は添加剤としてセメントを使用した場合、その剛性が反映して殆ど1mm以下であるが、アスファルト乳剤を併用した場合には、1-3mmを示すものも少なくなかった。同様に簡易舗装と比較すると、ほぼ同程度の傾向を示していた。

これらのことから判断すると、適切な設計施工を行えば従来の打換え工法と何ら劣ることの無い供用性を期待できるものと思われる。

5. 構造解析



アスファルト舗装要綱では、路床CDRと交通量から必要な舗装厚H(cm)と各舗装構成材料をアスファルト混合物に換算した厚さTa(cm)を定め、その両者の値を満足するように舗装構成を定めている。

ここで、材料から求めるTaは、

$$Ta = \sum (H_i \times a_i) \cdots (1)$$

H_i : 各舗装構成層の厚さ (cm)

a_i : " の等値換算係数

であるが、再生路盤の等値換算係数は各県の施工マニュアルによって、表-2中の値が使われており、その値の妥当性を検討するために、これまでの追跡調査データをもとにして再生路盤の等値換算係数の推定を試みた。

(1) たわみ量から求める方法

図-13は横戸・大日試験舗装のデータによるたわみ量とTaとの関係を表すもので、これをもとに再生路盤のたわみ量から未知の材料によるTaを求め、この値から既知の層のTaを差し引き、再生路盤厚で除してやれば再生路盤の等値換算係数が求まる。

(2) 等値換算係数の検討

(1)の計算結果を表-2に示す。平均値を求めると

いずれも使用されている a_i (以下 a_r という)を上回る値となるが、偏差が大きいため信頼性に欠けると思われる。そこで a_i のデータが正規分布に従うものとして、 a_r 以上の数値が存在する確率、及び a_i データの70%をカバーした時の下限値 a_{70} を求めた。この結果、セメントの2種と乳剤併用のものは a_r を満足したが、セメント $q_u=25\text{kg/cm}^2$ については a_r より下回った。これは、施工不良箇所データの偏り、あるいは温度補正の影響によることが考えられる。一般にセメント量を多くする(強度を大にする)とたわみは小さくなり a_i は大となるが、その反面リフレクションクラック等の弊害が考えられ、一概にたわみ量だけから等値換算係数を推定するのは問題があると思われる。又、温度補正の影響等たわみ自体の精度についても問題が残されている。従ってここでは、 a_i の推定に関する方法を紹介する範囲に留めておくことにしたい。

6. あとがき

全国的な規模で路上再生路盤工法の実態を調査したわけであるが、供用性において数年経過した後も良好な路面を維持していること等が証明するように、再生路盤の品質としては一般的な路盤と同程度であろうことが推察できる。今後更に検討すべきこととして、別方法(PSIから求める方法)により等値換算係数の推定を行い、使用されている係数の妥当性を検討し本工法の評価を適正に行うとともに、これらを踏まえて統一的な技術指針の作成を早急に進める必要がある。

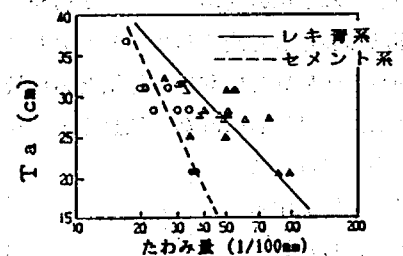
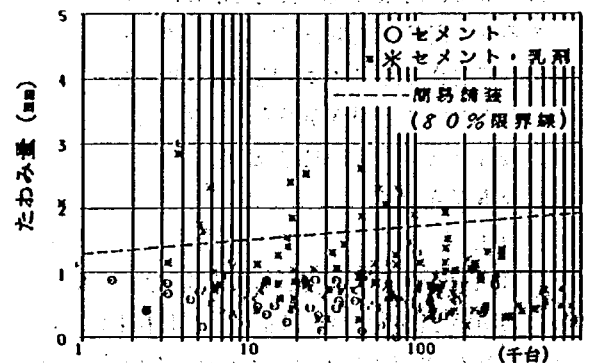


図-13 Taとたわみ量

表-2 再生路盤の推定等値換算係数

材料	一級圧縮強度 $q_u(\text{kg/cm}^2)$	平均 a_i	推定 a_r	標準偏差 σ	a_r 以上の確率 $\phi(\%)$	推定 a_{70}
セメント	20	0.40	0.615	0.288	79	0.479
	25	0.45	0.694	0.328	68	0.515
	30	0.50	0.773	0.404	71	0.561
セメント・乳剤	-	0.65	0.815	0.434	65	0.545

打撃式杭打機における緩衝機構

機械研究室 持丸修一

1. まえがき

打撃式杭打機による杭打ちにおいては、打撃力が大きい方が打込み特性に優れるが、杭には伝達可能な力の容量があり、打撃力のピークを抑えて打撃力の作用時間を長くするために、緩衝材(クッション)が用いられる。現在、木製の緩衝材が経験的に用いられているが、単に緩衝装置としてだけではなく、騒音低減、杭の打込み特性の向上を考えた緩衝材の開発が望まれている。

本論文は、現在、国の内外で市販されている様々な緩衝材の打撃特性を示し、緩衝材の性能と杭から発生する音及び打込み特性の関係について論じる。(なお、打込み特性については、杭打ちシミュレーションプログラムを用いている。)

2. 調査方法

2.1. 既存の緩衝材の物性調査

2.1.1. 既存の緩衝材

今回用いた緩衝材の仕様を表-1に示す。赤桎は、現在国内で最も多く用いられている木製の緩衝材、赤グマバンバは、ウレタンゴム製の緩衝材である。フォステロン及びフォーステンは、主に米国で用いられている緩衝材である。フォステロンは厚さ約13mmのベークライト様の板材で緩衝条件に応じて重ねて用いることができる。フォーステンはスチールを金網様に織したものを巻いて円盤状にしたものであり、樹脂を混入させたものもある。

皿パネは、今回の実験のために製作したものであり、実際の杭打ち機では用いられていない。

2.1.2. 試験方法

緩衝材の弾性的性質を知るために、アムスラー材料試験機を使用して、軸方向載荷試験を行った。

2.2. 打撃模型実験装置による実験

2.2.1. 打撃模型実験装置

実験装置の仕様を表-2に示す。ハンマは振り子式で、最大落下高さは30cmである。緩衝材を納めるキャップは、底面を杭頭に溶接し、ガタツキの無い構造とした。

2.2.2. 測定方法

ハンマの落下高さは、緩衝材なし、フォステロン、赤桎の場合は、15cm、その他はすべて30cmで行い、各打撃毎に図-1に示す

表-1 実験用緩衝材の仕様

名 称	直径 (mm)	厚 さ (mm)	質 量 (g)	密 度 (g/cm ³)	弾性係数 (kg/cm ²)	バネ定数 (kg/cm)	
赤 桧	直径	205.7	150.1	4,905	0.78	114,000	2.52 × 10 ⁴
	A	205.1	150.0	4,851	0.97	100,000	2.22 × 10 ⁴
赤グマ バンバ	A	205.0	105.0	16,370	—	14,000	0.44 × 10 ⁴
	B	#	#	16,781	—	16,000	0.50 × 10 ⁴
	C	#	#	3,746	1.14	700	0.02 × 10 ⁴
フォース	1枚	205.7	13.5	603	1.35	39,000	7.27 × 10 ³
	2枚	#	27.0	1,213	1.36	47,000	4.26 × 10 ³
テロン	4枚	#	53.9	2,451	1.38	38,000	1.75 × 10 ³
	8枚	#	107.8	4,887	1.37	39,000	0.90 × 10 ³
フォー ステン	S	φ196	φ32.8	2,997	3.01	1,400~3,700	0.14~0.38 × 10 ⁴
	P	φ195	φ32.1	2,340	2.44	800~2,400	0.08~0.24 × 10 ⁴
皿パネ	1枚	198.5	φ13.8	1,426	—	—	0.015 × 10 ⁴
	2枚	#	φ22.3	2,851	—	—	0.022~0.026 × 10 ⁴
	3枚	#	φ30.5	4,278	—	—	0.058~0.046 × 10 ⁴
	6枚	#	φ55.5	8,556	—	—	—

・納入時の寸法

・右図の寸法



測定点で杭の軸方向のひずみ、音響インテンシティ、音圧、杭表面の振動加速度を測定した。

2.3. 杭打ちシミュレーション

土木研究所で開発した波動方程式による杭打ち解析プログラムによりシミュレーションを行った¹⁾。

2.3.1. 模型による打撃実験条件のシミュレーション

模型杭打ち装置による実験のうち、①緩衝材なし、②フォステロン8枚、③フォーステン（スチール）の場合について、杭打ちシミュレーションを行った。

2.3.2. 実杭打機による施工例のシミュレーション

シミュレーションと実際の対応を検討

するため、実際の杭打機をモデルとした場合の杭打ちシミュレーションを行い、杭頭の応力波形、杭の貫入量について比較した。また、緩衝材による杭打ち特性の変化を調べるため、緩衝材の物性を変えた場合の杭打ちシミュレーションを行った。

3. 調査結果

3.1. 既存の緩衝材の物性

実験により得られた応力-歪曲線から求めた緩衝材の弾性係数およびバネ定数は表-1右欄に示すとおりである。なお、応力-歪曲線は一般に直線とならないため、本実験で用いる荷重範囲における歪をもとに弾性係数などを求めた。

3.2. 打撃模型実験装置による実験

打撃模型実験装置を用いた各種緩衝材の実験結果を、図-2-5に示す。応力波形を見ると、その立ち上がりは緩衝材が入ると緩やかとなり、それも弾性係数の小さな緩衝材になるほど緩やかとなる。

杭に発生する応力波と、杭から発生する音の大きさは、緩衝材の種類によって明らかに異なっている。杭頭の応力が最大値に達するまでの時間を立ち上がり時間 T_r とし、これと音響インテンシティレベルとの関係をプロットすると、図-6のとおりとなる（ハンマの落下高さはすべて30cm）。図から今回の実験に用いた緩衝材の範囲では、皿バネ1枚の条件を除けば、応力波形の立ち上がり時間の長いもの（すなわち、立ち上がりが緩やかなもの）ほど発生する音圧のレベルが低いことがわかる。このことは、杭が円周方向へ変形する速さが音の大きさに影響することを示すものである。

3.3. 杭打ちシミュレーション

表-2 打撃模型実験装置仕様

項 目		仕様	項 目		仕様
ハンマ	直 径 cm	20	鋼 管 杭	外 径 cm	13.98
	長 さ cm	220		内 径 cm	0.6
	断 面 積 cm ²	314		断 面 積 cm ²	25.2
	質 量 kg	540		長 さ m	28.6
	落下高さ cm	30		質 量 kg	562
キャップ内径 cm		21	装置全長 m		36.3

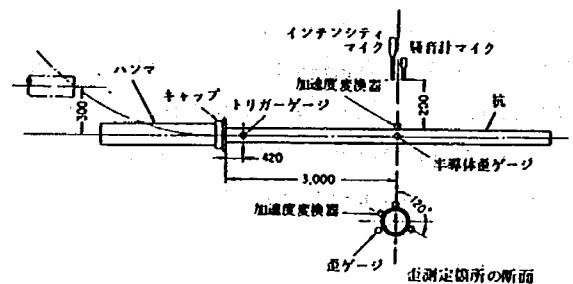


図-1 測定点配置図

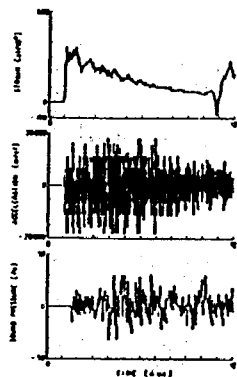


図-2 緩衝材なしの打撃実験結果

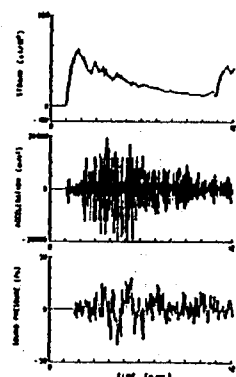


図-3 赤煙の打撃実験結果

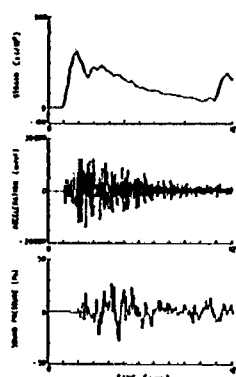


図-4 フォステロン(8枚)の打撃実験結果

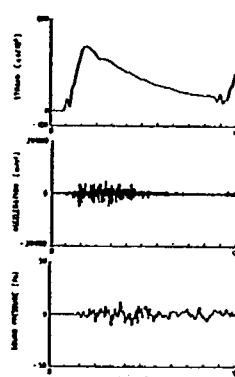


図-5 フォーステンの打撃実験結果

3.3.1. 打撃模型実験の杭打ちシミュレーション

計算結果を実測の応力波形とともに示すと図-7~9のようになる。上段にシミュレーションによる波形を、下段に実測波形を示す。直接打撃の場合は、シミュレーションでは応力の減衰が階段状となる。階段の1ステップの時間は0.85msで、丁度ハンマ(2.2m)の中を波動が往復する時間に等しい。実測波形ではこの様子はあまり明瞭ではないが、約0.90msの時間間隔で、波形に変化がみられる。フォステロン8枚の場合は、実測波形、計算波形のいずれも直接打撃の場合より最大値に達するまでの時間が延びて、全体に滑らかになっている。打撃力の最大値は実測 19.6tfに対し、計算値は19.7tfと良い一致を示している。

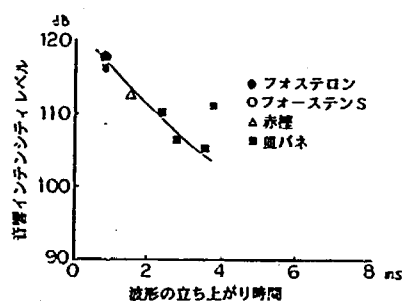


図-6 波形の立ち上がり時間と音響インテンシティレベル

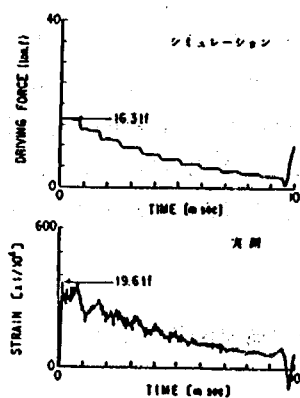


図-7 緩衝材なしのシミュレーション結果

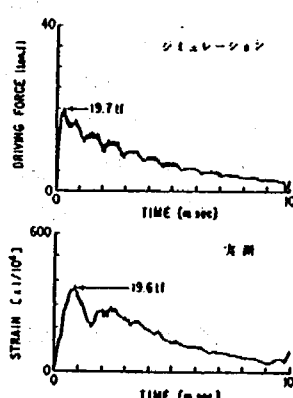


図-8 フォステロン(8枚)のシミュレーション結果

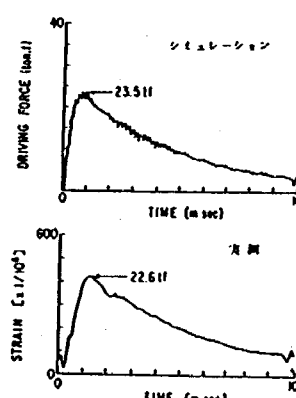


図-9 フォーステン(S)のシミュレーション結果

3.3.2. 実杭打機の

シミュレーション

実杭打機の実測値とシミュレーションによる計算値を比較すると図-10のようになる。上段に計算による応力波形と貫入量を、下段に実測の応力波形、打撃力 F 、貫入量 S 、およびバウンド量 K を示す。応力の波形は、少し変るが最

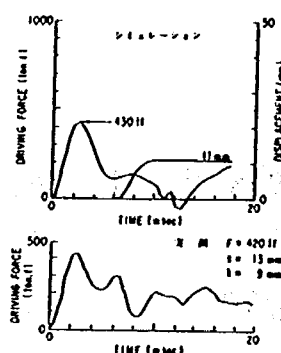


図-10 実杭打機のシミュレーション結果

3.4. 杭打ちシミュレーションによる最適な緩衝材の検討

油圧ハンマを例として、地盤条件(先端支持力 200tf)を一定にしたまま緩衝材の条件を変えて、貫入量が最大となる条件を求めた。緩衝材は架空のものであるが、密度は 1.0g/cm^3 で弾性係数は① $E=5 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ 、② $E=5 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ 、③ $E=$

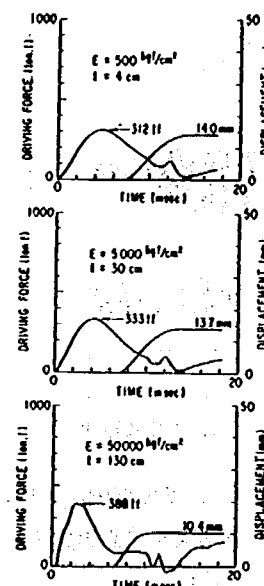


図-11 シミュレーションによる緩衝材の検討

$5 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ の3種類として、各緩衝材毎に、厚さを変えて計算した。この時の最適応力波形(貫入量が最大となる波形)を図-11に示す。この計算に使った緩衝材①、②は、実際に使われているものより貫入量の増大に効果があり、また、地盤条件によって最適な緩衝材の特性があることがわかった。

4. あとがき

打撃式杭打機では、打撃力の立ち上がり時間が短い程、発生する音が大きいこと、また、必ずしも打撃力の立ち上がり速度の速さが、打込み特性の向上に寄与しないことがわかった。特に、シミュレーションの結果では、杭の施工条件に応じた緩衝材の特性があることが明らかにされた。すなわち、緩衝材の特性を適切に設定することによって、騒音が小さくて、かつ、打込み特性に優れた杭打機を構成することが可能であることが示された。打込み特性については、今後、実機による確認が必要であり、また、性能に優れた緩衝材を具体的に耐久性のある実用製品として開発するには、今後の研究が必要である。

参考文献

- 1) 境 友昭「波動方程式による打撃式杭打機構の解析」第20回土質工学会研究発表会, 1985

開水路電磁流量計の開発研究

水文研究室 室 長 吉野 文雄

研究員 早川 信光

1. まえがき

科学技術の発達とともに、自然界における観測技術も多方面に開発研究が進められており、各分野における観測精度の向上が図られている。しかしながら、自然河川等における開水路の流量観測技術については、基本的な観測方式は明治以来の流速計測法あるいは浮子測法に依存しているのが現状である。これらの方式は、河川の横断面内の代表測線あるいは代表測点の流速を測定し、流速と断面積の積を流量とするものであるため、流量観測の精度や即時流量把握等については自ずと限界がある。

しかしながら、将来的な利水・治水対策の上からは、水位管理のみならず流量管理がより重要性を増すと考えられる。この流量管理を適切に実施するためには、流量観測の正確さ、迅速さ、更には連続観測を行うことが必要であり、新たな観測方式・観測機器の開発が要求される。

流速や流量の観測を目的として、ファラディの法則を用いた電磁流速計や管水路の電磁流量計が既に実用化され、また、海洋の潮流観測でもかなりの成功を納めている。河川の流量観測への適用例としては、1963年（昭和38年）に長良川河口、利根川河口において、竹内らが地球磁場を用いた流速測定実験を実施している。また、1970年頃からは、イギリスにおいて開水路電磁流量計の開発が進められ、現在では20m程度の河川幅に対する電磁流量計が実用段階にあると報告されている。

本実験は、流量観測の精度向上、流量の連続観測を目的として、開水路電磁流量計の開発を目指し、昭和59年度に引き続き、簡単な河川模型を作成して実験を試みたものである。

2. 原 理

ファラディの法則によれば、磁場を横切って流れる導体中には移動速度に応じて起電力が誘導され、その方向は導体の移動方向に垂直である。従って図-1に示される上下方向において誘導される起電力 e は、

$$e = V \cdot H_0 \cdot B \times 10^{-5} \text{ (mV)}$$

V : 移動速度 (cm/s)

H_0 : 磁界の鉛直成分の強さ (ガウス)

B : 水路幅 (cm)

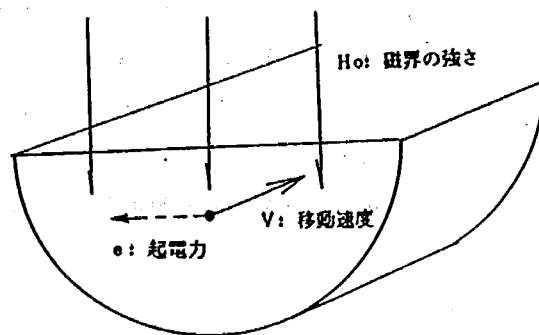


図-1 原 理

となり、電界の強さ、水路幅が既知であれば、起電力を測定することにより流速を知ることができる。

3. 実験装置

本年度の実験では、図-2に示すような木製の河川模型（幅：91cm、高：45cm、長：7.3m）を作成し、上下に励磁コイル（エナメル線φ0.5mmの4本よりを1m角に1000巻）を配置し、磁界の中央となる模型水路の側壁に電極を設置した。

60年度の実験装置は59年度の装置を参考に機器としての性能向上を目的として、励磁出力の増強、0点の安定性向上、両波（+波、-波）平行検出方式等に変更し、新たに機器を製作した。また、各種の検討を行うべく、周波数、増幅率、ゲート、平滑時定数等はロータリーの切り換え方式とした。

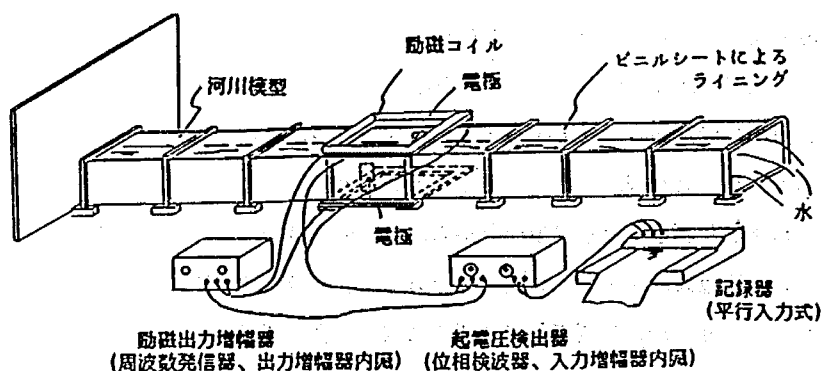


図-2 実験装置

4. 実験内容

実験は、機器テストを行った後、以下の組み合わせをもって実施した。

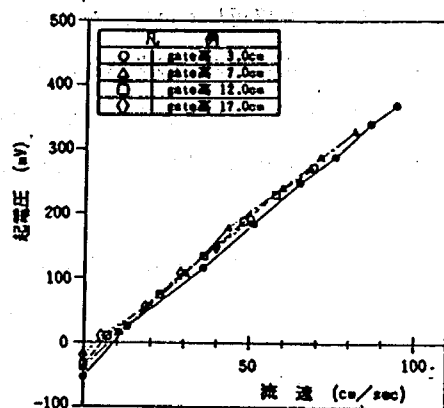
- | | |
|----------------|----------------------------|
| ①初期水位変化……………4種 | (模型水路末端にせき板を取り付けて変化) |
| ②流量変化……………適宜 | (堰のコントロールバルブによって調整) |
| ③電 極……………2種 | (1点電極、ステンレス板電極) |
| ④磁界のかけ方……………3種 | (上、下、上下) |
| ⑤励磁周波数……………3種 | (50/4 Hz、50/8 Hz、50/16 Hz) |
| ⑥励磁出力……………5種 | (1/5～5/5、5/5…Max) |

ここで、④～⑥は、1初期水位、点電極、同一流量変化の条件の下に、磁界のかけ方（上下）、励磁周波数（50/4）、励磁出力（4/5）のうち対象項目のみを変化させ実験を実施した。このときの流速は、可搬型電磁流速計でモニタリングしながら実験を進め、整理時の断面平均流速は堰水位から求めた流量をもとに、水路の水深と幅（通水断面積）から求めた。

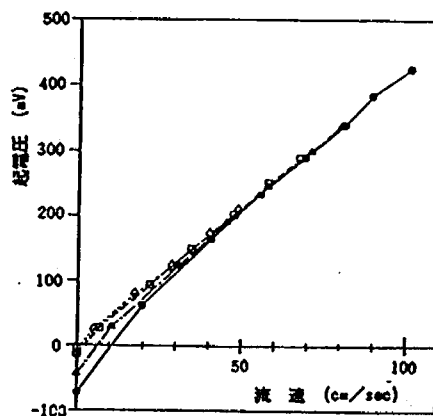
5. 実験結果

59年度の予備実験結果で得た“ノイズの消去・低減”の方法に習って最適条件を設定して実験を実施した。実験の結果では、起電力と流速との相関は前年度の成果に比べ更に改善することができた。

実験ケースの内、1点電極及びステンレス板電極の実験結果を図-3(a)～(b)に示す。



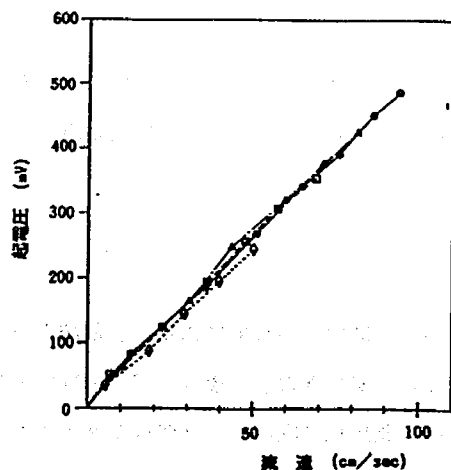
(a) 点電極



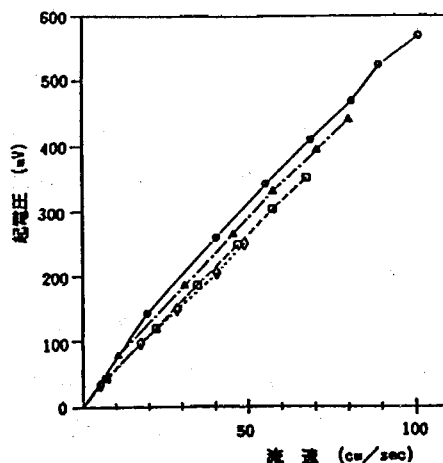
(b) ステンレス板電極

図-3 計測結果 (生データ)

また、励磁コイルによる中央断面における磁界の鉛直分布 (理論計算値) を河床の磁界強度に変換し、磁界補正すると共に、0 点のスライド (定量補正) を行うと図-4 (a)~(b)となる。



(a) 点電極



(b) ステンレス板電極

図-4 補正結果 (0 点補正、磁界補正)

本年度の実験結果から流速と発生する起電力との関係は、1 点電極の場合のみならず、ステンレス板電極の場合においても高い相関が認められる。特に、ステンレス板電極の場合、59 年度の実験では波の影響等によって十分な計測すら出来なかった状態であったが、今回の実験では、新装置の製作に伴い、検出器を両波平行検出方式に変更したことにより、波の影響等を排除することができ、このような良い効果を産んだものと考えられる。この方式により、起電圧の出力特性は僅かに異なるが、点電極以外に細長い板状あるいは棒状の電極が利用できることが確認された。

しかしながら、計測機器の改善に伴いこれまでは表面化していなかった問題点も明確化されてきている。その中でも水位変化に伴う 0 点の変化については、前年度の実験である程度は確認されていたが、単なる 0 点変化だけではなく 0 点付近での曲線の変化であることが明確になった。また、実験前のセン

サー取付け時にも、センサーの位置関係によって0点が変わることを確認している。これらのことから、水位変化に伴う0点の変化に影響する因子として①電極の形状によるもの、②電極とコイルの位置関係によるもの、③水位と電極によるもの等が考えられるが、単一因子のみが影響を及ぼしているとは考えられない。今後、本流量計を計測機器として開発していく上で、0点の安定性という意味で最も大きな問題となろう。

また、磁界補正の方法についても周囲の磁気化金属（鉄等）の配置により理論補正のみでは不十分であり、実際の磁界強度から補正する必要があると思われる。

その他の個別の実験では、次のような結果を得た。

- ①磁界のかけ方：各方式に対し、理論上の磁界補正と強度補正を実施することにより、ほぼ同様の出力値が得られたことから、何れの方式であっても測定可能であることが確認できた。
- ②励磁周波数：励磁周波数を減少させることにより、検出起電圧が大きくなることを確認した。ただし、この変化が、周波数の減少に伴う巻線抵抗（リアクタンス）の減少によるものか、アンプの周波数特性によるものかは、明確ではない。また、励磁周波数の減少に伴い、同相ノイズが減少するような傾向が認められた。
- ③励磁出力：励磁出力の変化とともにほぼ比例した出力を検出した。しかし、精度の確保とともに計測が出来る最低出力については、確認できていない。この最低出力については、河川の規模によっても異なることから、今後の現地実験で検証する必要がある。

6. 今後の課題

今回の実験結果からも、これまでの数多くの問題点については少しずつではあるが、解決されてきており、更に開水路電磁流量計の実用化の可能性を認識することができた。今後は、実験で問題となった事項等について更に模型実験による検討を進めるとともに、実用化に向けデータ処理システムを考慮した現地への適用実験が必要になる。

特に、今回の実験において、センサーの種類や電極の配置条件が流速0（静水）の状態における同相ノイズが水位変化に伴う0点の変化として顕著に現れ、また、周波数を減少（50/4→50/16）させるに従い、同相ノイズも減少する傾向が認められたことから、更に精度向上を目指すためには、交流矩形波励磁方式の励磁出力器とともに両波平行検出方式の矩形波用検出器を開発し、実験する必要がある。この方式は、直流磁界では同相及び90度ノイズは発生しないという原理に基づくものであり、今後の実河川への適用において、コイル等の巻線抵抗（リアクタンス）の影響を受けずに大規模磁界を有効に発生させるためにも、正確な起電圧を測定するためにも非常に大きな効果を与えるものであると考える。

【参考文献】

- 1 Herschy, R W 1976. NEW DEVELOPMENT IN RIVER GAUGING (Physics in Technology)
- 2 Herschy, R W 1977. The electromagnetic method of river gauging(WATER SERVICES)
- 3 その他 管水路電磁流量計に関する文献

1. まえがき

鋼床版の縦リブと横リブが交差する部分では、疲労への配慮から縦リブを貫通させる構造とするのが普通である。また、交差部には、溶接施工上の理由から図-1のようにスカーラップを設けている。このため、横リブは縦リブおよびスカーラップ部分（スリット部）により腹板の断面が欠損することになり、特に閉断面リブであるUリブを縦リブとして使用する場合は、大きな断面欠損を生じることになる。横リブに曲げやせん断力が生じた場合には、断面欠損の大きい腹板においては応力集中をおこす要因となり、過去の実験結果（開断面）からも、このような横リブは複雑な応力状態を示すことが明らかになっている。鋼床版の設計においては、疲労の影響を考慮することとしているが、横リブスリット部の取扱いについては明確にされていない。また、スリットのR部や、縦リブと横リブの交差部にある溶接部は、疲労に対しての検討も必要である。本研究は、これらを解明するため、供試体による荷重試験を行い、横リブの断面性能およびその疲労強度について検討した。

2. 目的

本試験の目的は、次に述べるとおりである。

- ① 縦リブに閉リブを用いた場合の横リブの応力分布性能について確認する。
- ② 横リブの全高と欠損高の比の影響および荷重荷位置と横リブスリット部の応力集中との関係。
- ③ 以上の結果から、横リブの疲労設計の提案式を導く。
- ④ 横リブの疲労性状および疲労強度について確認する。
- ⑤ ①～④を床版中間部及び張出し部について行う。

3. 試験方法

3.1 供試体

供試体の種類は、主げた中間部供試体張出し部供試体の2種類で供試体の諸元は、図-2(a)(b)に示すとおりである。鋼材はすべてSS41材を使用した。主げた中間部供試体は、横リブ腹板高 $h=480\text{mm}$ としたもの（供試体1）、 $h=360\text{mm}$ としたもの（供試体2）、 $h=360\text{mm}$ としたもの（供試体3）としたもの（供試体1）、 $h=360\text{mm}$ としたもの

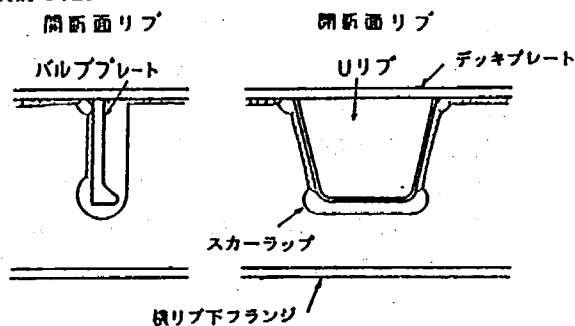
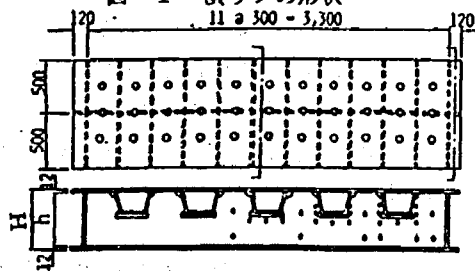


図-1 横リブの形状



	H	h
供試体1	504	480
供試体2	384	360
供試体3	744	720

● 三線ゲージ
○ 単線ゲージ

図-2 (a) 主げた中間部供試体の形状、寸法

(供試体2), $h=720\text{mm}$ としたもの(供試体5)の3体とした。張出し部供試体は、 $h=401\text{mm}$ としたもの(供試体3), $h=330\text{mm}$ としたもの(供試体4)の2体を製作した。

また、それぞれの供試体には、デッキプレート、横リブ下フランジ、スカーラップ部に単軸ゲージを、横リブ腹板には主応力を求めるため3軸ゲージを貼付た。

3.2 試験ケース

3.2.1 静的試験

静的試験の荷重ケースは、表-1に示すように供試体1, 2, 5についてはそれぞれ荷重荷重位置を $L/2$ (スパン中央), $L/4$, $L_1=600$, $L_2=450$, $L_3=300\text{mm}$ の5箇所に変化させて行い、供試体3, 4は荷重荷重位置を支点とし、支点部の反力が両側に荷重されていると考え、片側支点(荷重荷重位置)間隔 $L_1=2250$, $L_2=1200\text{mm}$ の2箇所に変化させて行った。荷重々重は、それぞれの荷重位置にT荷重を想定し、鋼板と硬質ゴムにより $200 \times 500\text{mm}$ の長方形等分布荷重を与えるようにし、計測しているひずみが弾性域を超えない範囲で荷重した。

3.2.2 疲労試験

疲労試験は、各供試体とも静的試験の荷重ケースのうち、最も応力集中が大きいケース(供試体1, 2, 5はケース3, 供試体3, 4はケース2)を選んで行った。荷重は、輪荷重 8t を想定し、上限荷重 -9t , 下限荷重 -1t (荷重巾 8t)とし、荷重繰返し速度は、 1Hz で行った。張出し部の荷重は $-1.7\text{t} \sim -1\text{t}$ (支点反力 $-8.5\text{t} \sim -0.5\text{t}$)で行った。

なお、静的・疲労試験とも $150\text{t}/200\text{t}$ 疲労試験機を使用した。

4. 試験結果

4.1 静的試験

(1) 閉リブを用いた横リブスリット部の応力

横リブの応力分布をみると、下フランジよりも、スリットR部の方が高いことがわかった。

図-3は、 $P=4\text{t}$ 時の中間部供試体のスリットR部の応力を各供試体毎にまとめたものである。

応力は、スパン中央部よりも支点付近の方が高くなっている。

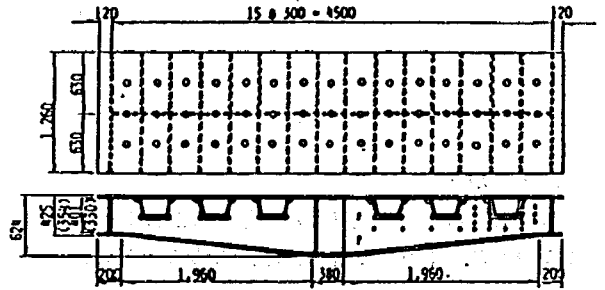


図-2 (b) 張出し部供試体の形状、寸法

表-1 静的試験荷重ケース

荷重方法	試験ケース	荷重位置
	供試体1	1
	供試体2	2
	供試体5	3
		4
		5
	供試体3	1
	供試体4	2

(2) 載荷位置と横リブの応力との関係

載荷位置に関係なく、最も応力集中が大きいのはスリットR部②、すなわち端リブR部である。これは、3種類の供試体とも同じ傾向を示している。

(3) 横リブ高の影響

ケース1～3の応力分布をみると、腹板高の低い供試体の方が応力集中が大きくなっている。腹板高が高くなるにつれ応力も軽減されている。供試体2 ($H=360$) は、ケース3のとき 1040μ (2184 kg) と大きい応力がでているが、輪荷重 8 t を載荷したときの応力を求めると、約 3360 kg/cm^2 と鋼材の降伏点を大きく超えることになる。ケース4、5をみると、必ずしも腹板高の低い方が応力が高くなるという傾向はなくなり、支点部付近に載荷した場合には、腹板高の影響はないようである。

張出し部についてもほぼ同様の結果で、支点に近いスリットR部の応力集中が大きい。横リブ腹板高は、高い方が応力が軽減されている。

(4) これらの結果(断面の曲げモーメントおよびせん断力)からスリットR部の応力計算式を求めようと試みたが、載荷ケースが少なく、またデータのバラツキが大きいことから現状では求められておらず今後、FEM解析などによりデータを補間し、再度計算機の設定を試みる予定である。

4.2 疲労試験結果

疲労試験結果を図-4に示す。縦軸の応力は、クラック発生近傍のひずみ値から求めたものである。供試体1は、デッキプレートと横リブとの溶接部から発生したが、今回この部分には注目していなかったが、引張応力が発生するフランジに近い側のスカーラップに疲労損傷が生じやすいことがわかった。

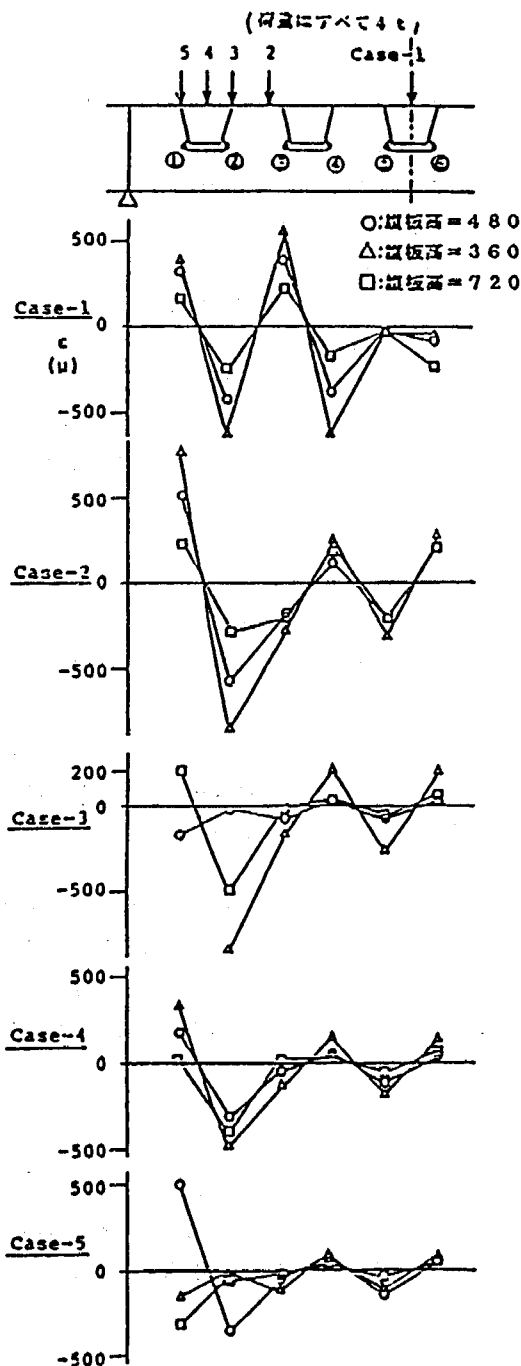


図-3 スリットR部の応力

4.2.1 供試体2

クラックは、図-5のように2種類あり、1つは30万回繰返した時点で支点付近の端リブR部から発生し、横リブ下フランジに沿って伸び支点部付近で止まった。もう一つは縦リブと横リブの溶接部に発生し縦リブ母材にも進展したが、最終的に停留した。

4.2.2 供試体5

クラックは、2と同様、1つはR部から発生(200万回)し、約50mm伸びて停留した。もう一つは、縦リブと横リブの溶接部に発生したが停留した。

4.2.3 横リブ高の影響

横リブ腹板高の低い方が応力も高く30万でクラックが発生しているのに対し、高い方は、応力集中が少ないため200万回で発生しており寿命がかなり伸びている。疲労強度は、R部から出たものは、Aの線にほぼ一致している。また、溶接部では、Aをやや下回っているが、溶接部の強度としては高い結果がでている。

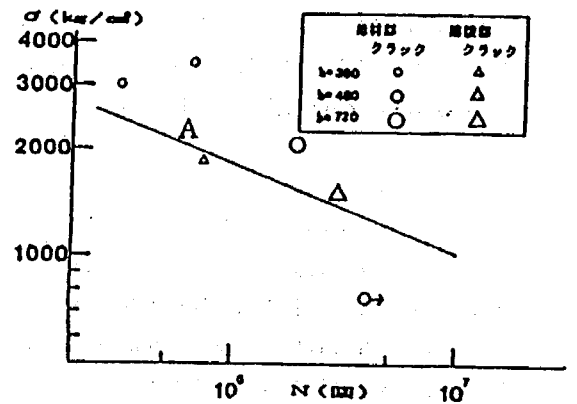


図-4 疲労試験結果

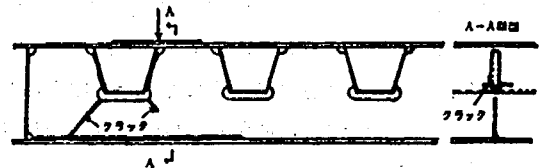


図-5 クラック発生図 (供試体2)

5. 結 論

- ① 横リブで最も応力集中するのは腹板高の低いスリットR部であり、荷重位置に関係なく端部リブR部が大きい。また、応力は輪荷重荷重で降伏点をこえている。
- ② 横リブの腹板高の影響は、低い方が応力集中が大きく、高くすることによって応力軽減になる。
- ③ 疲労クラックは、応力集中の大きいR部端部から発生している。疲労強度そのものは、国鉄の基準におけるA級に相当する。
- ④ 横リブの設計においては、R部の応力を求めることにより疲労設計できそうであるが、今のところ、推定式は求められていない。

以上の結果より、R部の応力さえ推定できれば、図-4に示したS-N線を用いて、横リブの疲労設計を行うことが可能と考えられる。今後、データの不十分な点をFEM解析等で補って、R部の応力計算式を提案したいと考えている。

1. まえがき

近年、塩害によるコンクリート構造物の損傷が東北日本海沿岸で発見されたため、建設省では昭和57年度に、①塩害の実態の把握、②新設橋の塩害対策のための基礎資料の収集、③これまで行われた補修工法の評価、等を目的として、国道上にありかつ海岸線から500m以内に建設された橋長15m以上のコンクリート橋に対して塩害による損傷状況の調査を行った。その結果、①塩害の発生が東北・北陸地方沿岸部のような海からの強い風を受ける地域や沖縄で顕著であること、②塩害の発生は、同一地域では海岸線からの距離との相関が大きく、波しぶきなどによって構造物に飛来する塩化物の量と関係が深いこと、等が判明した。

また、これと平行して行われた被害の補修を行っている構造物に対する詳細調査の結果からは、①塩害構造物に含まれる塩化物の量は各材料から混入すると考えられる塩化物量と比較して非常に多量に存在すること、②構造物内における塩化物濃度は、表面部ほど高く内部へ行くほど減少していること、等が明らかになった。

以上のような調査結果から、現在発生している塩害被害は海水の浸透や飛来する海塩粒子等の外部からの塩化物によるものが主であると考えられたが、それでは海砂からの塩分は塩害や早期劣化とまったく関係ないのかというと、そのような観点からの調査がなく、確実なことが言えないというのが現状であり、このような観点からの調査の必要性が論じられている。

2. 目 的

このような状況から、海砂等の使用と構造物の損傷との関係、内陸部の構造物における損傷の発生状況、道路橋以外の鉄筋コンクリート構造物の状況あるいは塩害以外の損傷の発生と海砂の使用との関係について調査するため、昭和59年度に外部より塩化物の侵入する可能性の少ない内陸部の構造物も含めた各種鉄筋コンクリート構造物の損傷状況についての全国実態調査を行った。この調査の結果、内陸部においては塩害と思われる損傷はほとんど見られないこと等がわかり、塩害の発生と海砂の使用の間には強い相関は無いことが確認された。しかし、この調査の結果からも一般的な損傷の発生と海砂の使用との関係について明確な結論を得ることはできなかった。そこでさらに昭和60年2月に、全国実態調査の結果使用細骨材が明らかでなかった構造物を中心にコアを抜き取り海砂の使用割合・塩化物量と損傷の発生との関係について調査を行った。本研究は、これらの調査結果の概要ならびに、損傷の発生と海砂の使用との関係について、統計的検証方法を用いて検討した結果を報告するものである。

3. 方 法

(1) コア抜き調査の対象範囲の設定

昭和59年の全国実態調査は、建設省が直接管理をする昭和35年から昭和50年までに供用が開始された道路橋、水門、護岸のうち、表-1に示す条件を満たすものについて、あらかじめ設定したアンケート

調査用紙に構造物の管理者が記入する方法により行

った。調査した項目は、建設時の各種の条件（材料の種類等）、劣化状況、劣化原因、及び環境条件である。この内、建設時の各種の条件は設計図書等劣化状況は目視による外観調査を基にして行った。

調査結果は、構造種別に分類し電算により整理した。回答が寄せられた構造物の数を表-2に示す。

また、使用細骨材種類ごとの損傷部位数につ

いて集計した結果を表-3に示す。この内、護岸は海岸線付近にあって海塩粒子の飛来等外部からの塩分の影響を受け易い環境にあるものが多数を占めていたため、今回の調査の対象から外すこととした。

また細骨材の種類ごとでは橋梁についていえば、海砂を用いたもので損傷率が若干高くなっているが不明のもの占める割合もかな

り高く（橋梁では2786／

4473=62％）この結果だけで、損傷率と細骨材種類との関係について議論するのは危険であると考えられた。そこで、橋梁及び水門の使用細骨材不明構造物で使われた骨材

をコア抜きにより明らかにし、その結果を用いて各細骨材ごとの損傷発生率を算出し、比較することとした。図-1にその解析手順を示す。

使用細骨材がわからなかった構造物については、すべての構造物で用いられた細骨材を調査するのが望ましいが、時間的・経済的理由からそこまで調査するのは困難であると考えられた。また、過去の細骨材種類別の使用実績にも地域的なばらつきがあり、中部地建以東ではほとんど使用されていないことが予想され、全地域を一つの集合として調査することは難しいと考えられた。そこで、60年度コア抜き調査の対象とする地域を、近畿・中国・四国・九州の4地建に絞ると

表-1 調査の対象

橋 梁 (上部・下部)	橋長30m以上
水 門	主要な水門、河口堰
護 岸	自立式護岸、海岸堤防、高潮堤防（ひび割れ等の取り付け施設を含む）原則として同一海岸、河川の同一断面、同一施工時期の区間を一箇所とする

表-2 調査回答構造部位数

	橋 梁	水 門	護 岸	計
回答データ集数	1749橋	239門	287箇所	2275件
集計対象集数	1724橋	239門	287箇所	2250件
調査部位	上部工1303 下部工3170	門柱 236 胸壁 220 翼壁 220	表のり工 229 波がえし工225	
計	4473	676	454	5603 部位

表-3 使用細骨材別の損傷数

構造物	橋 梁			水 門			護 岸		
	損傷あり	なし	計	損傷あり	なし	計	損傷あり	なし	計
海 砂	16(0.39)	25	41	0(0.0)	16	16	7(0.88)	8	15
海砂混合	6(0.15)	33	39	3(0.16)	16	19	5(0.16)	27	32
川砂及び山砂	268(0.17)	1339	1607	6(0.01)	445	451	14(0.12)	106	120
不 明	411(0.15)	2375	2786	21(0.12)	159	180	164(0.57)	123	287
合 計	701(0.16)	3772	4473	30(0.04)	646	676	190(0.42)	264	454

()内：損傷率

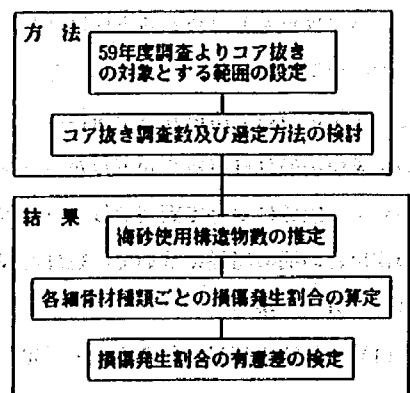


図-1 解析手順

もに、この地域の海岸部（海岸線から500m以内）についても外からの塩化物の侵入等の影響を受けやすいので対象から除外した。この地域で対象となる橋梁及び水門の部位数を表-4に示す。ここで、橋梁の中で、対象として横桁及び橋台を選定した理由は、橋梁の構造上コアを採取し易いことならびに横桁・橋台がそれぞれ上部工・下部

表-4 検討対象地域内の使用細骨材別損傷部位数

損傷部位	橋 梁						水 門		
	横 桁			橋 台			門柱・翼壁・胸壁		
	あり	なし	計	あり	なし	計	あり	なし	計
海 砂	0	0	0	5	10	15	0	16	16
海砂混合	0	4	4	0	5	5	3	16	19
川砂及び山砂	2	67	69	38	154	190	0	59	59
不 明	5	147	152	70	290	360	13	95	108
合 計	7	218	225	111	459	570	16	186	202

工を全体を代表することができると考えたためである。しかし、この検討対象地域内合計 997部位のうち、不明のものが 620部位もあることから、調査数を絞るためにこの対象構造物を代表することができるような標本抽出を行い、その標本構造物について実際にコアを抜き取り各種調査を行なうことを検討した。

(2) コア抜き調査依頼数及び選定方法に関する検討

今回の問題に対し、

表-5 抽出方法と推定値のばらつき

ある標本数を設定し抽出した標本から推定することができる母集団推定値がどの程度のばらつきを持つのか計算した結果を表-5に示す。
この結果、母集団の推定値（ここでは、海砂使用率）の変動係数は各サンプル

海砂率		単純無作為抽出		層別一段抽出 A. 損傷の有無		層別一段抽出 B. 構造部位別			層別一段抽出 C. 構造部位・損傷有無		
		有り	無し	有り	無し	横桁	橋台	水門	横桁	橋台	水門
0.25	標本数 (推定値 変動係数)	14.2 (0.42)	85.8 (0.17)	39 (0.21)	61 (0.21)	32 (0.27)	38 (0.27)	30 (0.27)	5 (0.0) 22 (0.34)	19 (0.34) 21 (0.34)	96 (0.33) 21 (0.34)
	母集団	0.159		0.209		0.268			0.338		
	母集団	0.159		0.209		0.268			0.338		
0.16	標本数 (推定値 変動係数)	14.2 (0.56)	85.8 (0.23)	39 (0.28)	61 (0.28)	32 (0.36)	38 (0.35)	30 (0.36)	5 (0.0) 22 (0.45)	19 (0.45) 24 (0.45)	9 (0.14) 21 (0.44)
	母集団	0.210		0.276		0.355			0.447		
	母集団	0.210		0.276		0.355			0.447		

(*)母集団における推定値変動係数、C. では上2段損傷有り・下2段損傷無し)

水準とも、単純無作為抽出法の場合に最も良い精度を持ち、層内の集団の数が増すごとにその結果得ることができる結果ばらつきも増すことがわかる。一方、たとえば単純無作為抽出法と、層別一段抽出法（A. 損傷の有無）を比較すると、損傷が有るものの数が少ないため損傷の有無ごとに同一の抽出率で選ばれたと仮定したときの、その集団（損傷有り）内での推定値の予想変動係数は、後者がC V = 0.32 2 に対し、前者ではC V = 0.627 と約2倍になる。今回の調査のように損傷の有無ごとの海砂の使用割合が問題となっている場合、母集団全体での推定値のばらつきが多少大きくなると考えられても、個々の集団の中での推定値の信頼度を高めることが必要ではないかと考えられた。また、各構造物ごとに損傷率及び海砂使用割合が異なることが予想されることから、これらの異なった構造物を一つの集団として考えることは危険であると考えられた。以上のような検討の結果、損傷の有無かつ構造部位ごとにランダムサンプリングし、調査を行うものとした。

4. 結 果

今回の調査の結果得られた構造部位別かつ損傷の有無ごとの使用細骨材調査結果を表一6に示す。また、この結果を用いてこれまで使用細骨材がわからなかった構造物を海砂の使用の有無ごとに分配した結果を表一7に示す。この結果、各構造物の海砂使用の有無ごとの損傷率の差は修正前に比べて多少小さ

表一6 使用細骨材調査結果

構造物	損 傷 あ り				損 傷 な し			
	海砂	刀地	計	海砂率	海砂	刀地	計	海砂率
橋桁	1	4	5	20%	2	9	11	18%
橋台	7	13	20	35	4	10	14	29
水門	0	1	1	0	1	7	8	13

くなっているが、なお、海砂使用構造物の損傷率が大きいものがあった。そこで、この結果を用いて損傷率の差が有意なものであるか（つまり海砂の使用と損傷率の間に関係があるか）統計的手法を用いて検討することとした。

表一7 母集団での推定細骨材別構造物数

部位	細骨材	損傷あり			損傷なし			計		
		修正前	分配	修正後	修正前	分配	修正後	修正前	分配	修正後
橋桁	海砂混合	0(0.0)		1 (0.03)	4	26	30	4	27	31
	不明	5(0.03)			147	121	188	152	125	194
	川砂山砂	2(0.03)		6 (0.03)	67			69		
橋台	海砂混合	5(0.25)		30 (0.23)	15	84	99	20	109	129
	不明	70(0.19)			200	206	360	260	251	441
	川砂山砂	36(0.19)		81 (0.18)	154			190		
水門	海砂混合	3(0.09)		3 (0.07)	32	7	39	35	7	42
	不明	2(0.04)			53	46	62	55	48	64
	川砂山砂	0(0.0)		2 (0.03)	16			18		

()内 → 損傷割合=損傷あり/計

かどうか検定する方法には、 χ^2 検定がある。 χ^2 検定は、母集団が二つの属性によりK×L分割表により分割できるとき、それぞれの分割内において二つの属性が独立である場合に期待される度数（期待度数）と実度数との差の2乗を期待度数で割ったものを加え合わせたものが近似的に χ^2 分布に従うことを利用したものであり、その結果が大きければ大

表一8 有意差検定結果

きい程二つの属性間の独立性が乏しく、関係が深いといえることができる。その検定結果を、各構造部位ごとに表一8に示す。この結果、橋桁・橋台・水門ともに、 χ^2 値が3.84以下であり、海砂の使用と損傷率とは独立であるという帰無仮説を捨てることができず、両者は関係があるとは言えないことが判明した。

細骨材	海砂・混合		川砂・山砂		χ^2 検定値
	あり	なし	あり	なし	
橋 桁	1(0.03)	30	6(0.03)	188	0.268
橋 台	30(0.23)	99	81(0.18)	360	1.521
水 門	3(0.10)	26	2(0.03)	62	0.372
計	43(0.13)	281	127(0.10)	1070	1.320

()内：損傷率
c f. $\chi^2(0.01)=6.635, \chi^2(0.05)=3.841$

5. ま と め

以上の検討結果より以下のことが明らかにされた。

- 1) 海砂の使用と損傷の発生は関係があるとは言えない。
- 2) コア抜き調査の範囲では、使用細骨材不明構造物の中で、海砂を使用した割合は、損傷の有無にかかわらず、橋桁で約2割、橋台で約3割である。

〈参考文献〉1)池田 道政：塩害によるコンクリート橋の損傷状況調査結果、道路1984・2

2)橋本 武、渡辺 義則：土木計数数学1、森北出版、1983

1 まえがき

道路橋下部構造鉄筋コンクリート橋体(以下、RC橋体と称する。)の天端コンクリート(以下、橋座コンクリートと称する。)は支承を通じて上部構造からの主荷重などの集中荷重を受けるところであり、また地震時などには大きな水平力が作用するところでもある。このため、下部構造RC橋体の地震時被害の特徴のひとつに、橋座コンクリートのせん断破壊が挙げられる。これは、地震時の水平力により、橋座コンクリートに生じたせん断応力度が、そのせん断強度を越えたことによるものと考えられる。

現行の道路橋示方書の設計規定では、橋座の設計は経験式に基づいてる。しかし、地震時の水平力の大きさに対して、鉄筋の補強効果を考慮して必要なせん断抵抗力が確保されるように設計するのが合理的であると考えられる。

そこで、基礎研究室では橋座の合理的な設計法の確立のために、57年度より一連の模型実験を実施してきたので、ここに報告するものである。

2 現行設計法の問題点 現行の橋座の設計法の根本的な問題点として、次の3点が挙げられる。

①支承縁端距離の問題 支承縁端距離(支承縁端と下部構造天端との間の距離) S を橋軸方向のみについて、上部工のスパン長の関数として与えている。これは、RC橋体の天端に鋼製支承を設置した場合に、固定端では図-1に示すようなせん断破壊を、可動端では支承がはずれて桁が落下することを防止する意味から経験的に設定されたものであり、橋座の力学的性状を正しく把握していない。

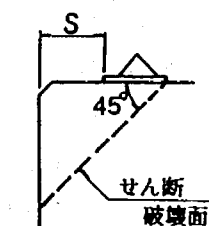


図-1 支承縁端距離

②アンカーボルトと突起の問題 支承に作用する水平力に抵抗するものとして図-2に示すように、支承を橋座コンクリートに固定するためのアンカーボルトと支承底面の突起とがある。設計上は支承に作用する水平力はすべてアンカーボルトによって、負担することになっている。しかし、アンカーボルト及び突起が橋座の耐力に及ぼす影響については十分には明らかにされていない。

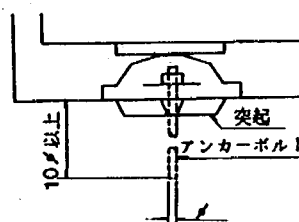


図-2 アンカーボルトと突起

③補強鉄筋の問題 橋座の鉄筋による補強については、鉛直力に対して橋座面の支圧破壊を防ぐために、図-3に示すようなかご状の鉄筋を配筋し、支圧応力の分散をはかることが道路橋支承便覧に規定されている。一方、水平力に対しては鉄筋の補強効果を考慮していないのが現状である。

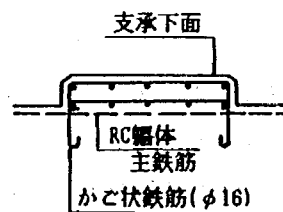


図-3 補強鉄筋

うな補強方法が効果が上がるかを調査するため、補強鉄筋の鉛直方向間隔(b), アンカーボルトと補強鉄筋の水平距離(a), 鉄筋量を変化させた実験を行った。実験ケースを表-3に示す。

4 実験結果

4-1 実験Ⅰ

図-7には支承縁端距離(S)と水平荷重(P)との関係を示す。橋軸、橋軸直角方向とも支承縁端距離が大きくなると耐力も増加するが、その影響はそれほど顕著ではない。次に補強を行った場合の水平荷重の関係を図-8に示すが、どのケースでも耐力はほとんど変化がなく、今回の配筋方法では補強鉄筋は有効に働いていないことがわかる。これは破壊状況から、無補強の場合には破壊面が鉛直に近くなるのに対し、補強を行った場合には浅い破壊面で補強鉄筋を避けるような面で破壊したためであると考えられる。つまり、鉄筋補強を行う場合には補強が破壊性状にあわないと鉄筋が有効に働かないといえる。

4-2 実験Ⅱ

図-9に水平荷重(P)と鉄筋量(A_s)の関係を示す。これを見ると同一鉄筋量では突起支承に比して、アンカー支承の耐力がかなり上回っていることがわかる。特に鉛直荷重が低いほど顕著であり、水平力に対してはアンカーボルトを用いた方が効果的であるといえる。なお、突起とアンカーボルト両方を有する支承についても実験を行ったが、アンカー支承との耐力の有意な差はみられない。次に鉄筋量の影響をみるとアンカー支承の場合は、鉄筋量の増加に応じて耐力も増加しており、この補強方法が有効に働くことを示している。一方、突起支承の場合は最も鉄筋量の多いケースで耐力の上昇が見られるのみで、他のケースでは無補強の場合とほとんど差がみられない。このことは図-10に示す深さ方向の鉄筋のひずみ分布をみるとわかる。アンカー支承及び突起支承でも鉛直荷重が大きい供試体では、水平荷重の増加に伴い最下端の鉄筋でもひずみが増加しているが、鉛直荷重の小さな供試体では下端の鉄筋のひずみに大きな変化がみられないことと関連している。つまり橋座コンクリートの補強は、アンカーボルトがあって始めて有効に働くといえる。

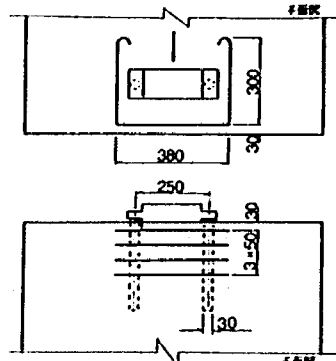


図-5 補強方法(実験Ⅱ)

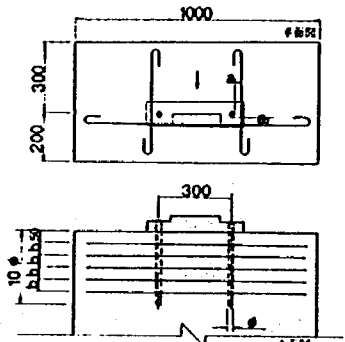


図-6 補強方法(実験Ⅱ)

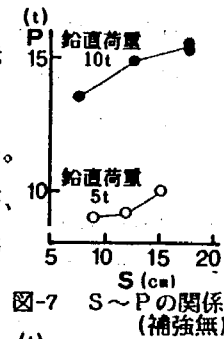


図-7 S~Pの関係(補強無)

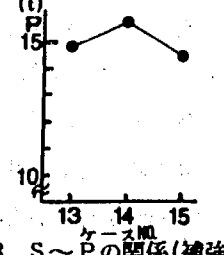


図-8 S~Pの関係(補強有)

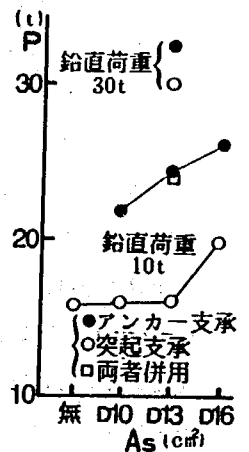


図-9 P~ A_s の関係

第24回土木研究所研究発表会論文集

正 誤 表

申し訳ありませんが、印刷ミスにより106ページと107
ページの内容が入れ替わってしまいました。

ここに、お詫びして訂正いたします。

3 実験方法

実験は凸型の供試体を用いて行った。コンクリートの目標強度は $\sigma_{28}=210(\text{kg}/\text{cm}^2)$ とした。支承は供試体の天端をあらかじめ箱抜きしておき、コンクリート養生後に無収縮モルタルを箱抜き部分に流し込み、セットした。モルタルの目標強度は $450(\text{kg}/\text{cm}^2)$ とした。載荷は鉛直荷重一定のもとで、水平荷重を漸増させた。測定は各荷重段階で、水平荷重、支承の水平変位、鉄筋ひずみ、コンクリートひずみ等について行った。また目視により、ひびわれ状況の観察も行った。

実験内容については57,58,59年度の各実験をそれぞれ実験Ⅰ,Ⅱ,Ⅲとして、次に述べる。

実験Ⅰ 従来の実験をもとに突起のみの支承(以下、突起支承と称する。)を用い、橋座が無補強で橋軸、橋軸直角方向の支承縁端距離を変化させた場合の橋座の耐力を調査した。また、支承縁端距離が一定で図-4に示すような補強を行った場合の橋座の耐力についても調査した。実験ケースを表-1に示す。

表-1 実験ケース(実験Ⅰ)

ケース No	支承縁端距離 S (mm)		鉛直 荷重 (t)	補強 鉄筋
	橋軸方向	直角方向		
1	120	175	5	無
2	90	〃	〃	〃
3	150	〃	〃	〃
4	120	〃	10	〃
5	〃	〃	〃	〃
6	〃	75	〃	〃
7	〃	125	〃	〃
8	〃	375	〃	〃
9	〃	〃	〃	有
10	〃	〃	〃	〃

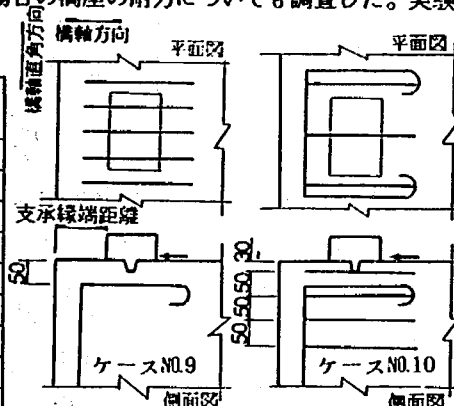


図-4 補強方法(実験Ⅰ)

表-2 実験ケース(実験Ⅱ)

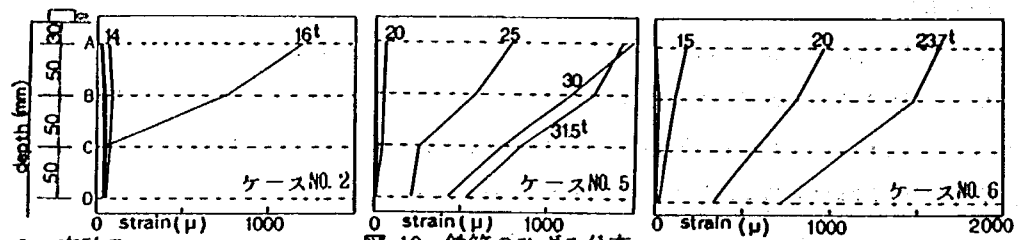
ケース No	支承の 種類	鉛直 荷重 (t)	補強 鉄筋 (mm)
1	突起	10	無
2	〃	〃	13
3	〃	〃	〃
4	〃	〃	16
5	〃	30	13
6	アンカー	10	〃
7	〃	〃	10
8	〃	〃	16
9	〃	30	13
10	両者併用	10	10

表-3 実験ケース(実験Ⅲ)

ケ ー ス No	アンカー ボルト径 φ (mm)	補強鉄筋 鉛直方向 間隔(b) (mm)	補強 鉄筋 段数 (段)	アンカー ボルトの 水平距離 (a) (mm)	補強 鉄筋 径 (mm)
1	25	50	5	30	13
2	30	〃	6	〃	〃
3	35	〃	7	〃	〃
4	40	〃	8	〃	〃
5	45	〃	9	〃	〃
6	25	—	—	—	—
7	30	—	—	—	—
8	35	—	—	—	—
9	40	—	—	—	—
10	45	—	—	—	—
11	30	75	4	30	13
12	〃	100	3	〃	〃
13	〃	50	6	10	〃
14	〃	〃	〃	50	〃
15	〃	〃	〃	30	16
16	〃	75	4	〃	〃
17	〃	100	3	〃	〃

実験Ⅱ アンカーボルトと突起が橋座の耐力に及ぼす影響を調べるために図-5に示す補強条件のもとに、突起支承の場合とアンカーボルトのみの場合(以下、アンカー支承と称する。)の耐力の比較を行った。また、鉄筋量、鉛直荷重の影響を調べるために鉄筋径を3種類、鉛直荷重を2種類変化させた。実験ケースを表-2に示す。なお、ケース2,6と対応をとるためにケース1,10の実験も行った。

実験Ⅲ アンカー支承を用いた場合、アンカーボルト径の違いが橋座の耐力に及ぼす影響について調査した。補強方法を図-6に示す。なお無補強の場合との対応をとるためにケース6~10の実験も行った。また、どのよ



4-3 実験Ⅲ

図-10 鉄筋のひずみ分布

図-11にはアンカーボルト径(ϕ)と水平荷重(P)の関係を示す。これよりアンカーボルトが大きくなるほど耐力が上がる事がわかる。また、ひびわれ発生荷重と最大荷重との差を比較すると補強鉄筋が有る方がその差が大きく、じん性のある破壊形態をしているものと思われる。次に補強鉄筋の鉛直方向間隔(b)と水平荷重(P)の関係を図-12に示す。この図より鉛直方向間隔が大きくなるほど、耐力は低下する傾向にある。またひびわれ発生荷重と水平耐力の差が小さくなる傾向にあることがわかる。

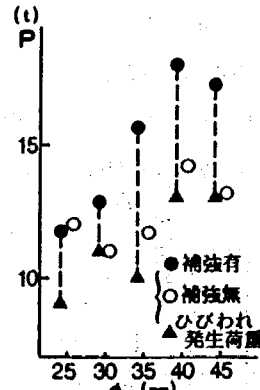


図-11 $\phi \sim P$ の関係

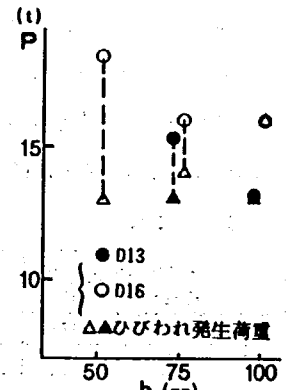


図-12 $b \sim P$ の関係

図-13, 14はアンカーボルトと補強鉄筋の水平距離(a)を変化させた場合の、ある荷重段階における深さ方向の鉄筋のひずみ分布を示したものである。図-13ではひびわれ発生前の低荷重域から鉄筋のひずみが大きいものに対して、図-14では、ひびわれ発生後にひずみが大きくなる。このことは、アンカーボルトと補強鉄筋の水平距離(a)が小さい方が低荷重域から鉄筋が抵抗することを意味しており、鉄筋の拘束効果が大きいものと考えられる。

5 まとめ

- 1) 支承縁端距離が大きくなると、水平耐力も大きくなるが、その増加割合はそれほど大きくない。
- 2) 橋座コンクリートに補強鉄筋を配置した場合、突起支承ではほとんどその効果は期待できないが、アンカーボルトではその効果を期待できる。
- 3) 鉄筋の補強方法は、アンカーボルトを取り囲むように配置し、補強鉄筋の鉛直方向間隔およびアンカーボルトと補強鉄筋の水平距離を小さくすれば、鉄筋の補強効果を大きく期待できる。

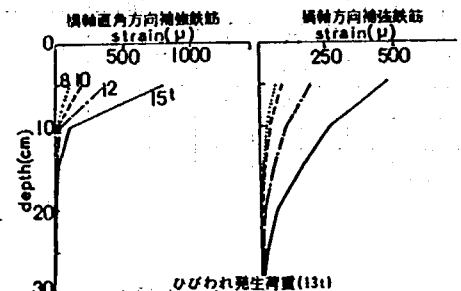


図-13 ひずみ分布 (a=10mm)

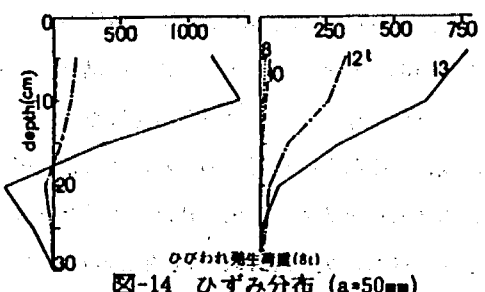


図-14 ひずみ分布 (a=50mm)

1. まえがき

現行の道路橋の耐震設計では、0.2~0.3の設計水平震度で与えられる地震力が作用しても部材が降伏しないように耐震計算が行なわれている。しかし、近年の地震により道路橋の鉄筋コンクリート橋脚がコンクリートの剝離、鉄筋の破断等の被害を受けている。これは橋脚に作用する地震力が、現行の耐震設計で考慮されている力よりも大きな値になるためと考えられる。したがって、大地震時においても落橋等の致命的な被害を防止するためには、鉄筋コンクリート橋脚の降伏以降の耐力及び変形性能を適切に評価することが重要である。

2. 目的

鉄筋コンクリート橋脚の耐力及び変形性能には、載荷速度、載荷履歴等の載荷特性及び鉄筋比、せん断支間比、断面形状等の構造特性が影響を及ぼす。ここでは、橋脚の断面形状の影響を調査することを目的として行なった模型動的載荷実験の結果について報告する。

3. 方法

3.1 実験供試体

実験には橋体の断面積が同一の正方形及び円形断面の鉄筋コンクリート橋脚模型6体を供試体として用いた。図1は橋体の断面形状及び配筋を示したものである。また、表1には各供試体の特性を示す。橋体下端から載荷中央点までの高さ(以下、橋体高さと呼ぶ)は、図2に示すように正方形、円形とも2.5m、1.75m、1.0mとした。

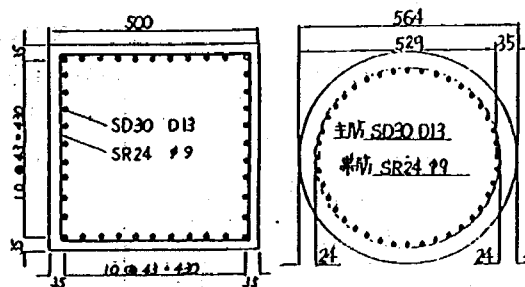
3.2 載荷方法

供試体のフーチング下面を反力床に固定し、反力壁に設置した加振機(最大荷重±125tf, 最大ストローク±125mm)により橋体頭部に動的な水平荷重を加えた。なお、死荷重反力に相当する軸力は加えていない。

図3は載荷履歴を示したものである。ここで載荷の基準となる変位 δ_0 は、正方形断面供試体で、引張側となる外縁の主筋が橋体下端で降伏する時に橋脚天端に生じる変位である。円形断面供試体の場合にも載荷履歴を正方形断面供試体と同じにしたため、基準変位

表1 実験供試体の特性

Model No.	S-1	S-2	S-3	C-1	C-2	C-3
Cross Section [cm]	50x50	50x50	50x50	556.4	556.4	556.4
Covering Depth of Concrete [cm]	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
Effective Height [cm]	250	175	100	250	175	100
Shear-Span Ratio	5.4	3.8	2.2	4.7	3.3	1.9
Longitudinal Reinforcing Bar (Deformed Bar)	SD30, 13	SD30, 13	SD30, 13	SD30, 13	SD30, 13	SD30, 13
Cut-off [cm]	-	-	-	-	-	-
Ratio of Reinforcement (%)	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03
Hoop Tie	Material And Diameter [mm]	SR24, 9	SR24, 9	SR24, 9	SR24, 9	SR24, 9
Ratio of Reinforcement (%)	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Concrete	Material	Portland Cement	Portland Cement	Portland Cement	Portland Cement	Portland Cement
Max Grain Size of Aggregate [mm]	10	10	10	10	10	10
Uni-Axial Strength [kg/cm ²]	319	338	334	406	406	406



(a) 正方形断面 (b) 円形断面

図1 実験供試体の橋体断面の形状

δ_0 を与えたとき、軀体下端で引張側となった最外縁の主筋は既に降伏していた。

なお、供試体S-3で $2\delta_0$ の載荷時に供試体と反力床を固定しているアンカーボルトの締付不足のため、供試体と反力床の間に滑り（±11.5mm程度）が生じた。このためアンカーボルトを締め直した後、再度、 $2\delta_0$ の載荷を行なった（以降にはこの $2\delta_0$ の載荷結果を示す）。したがって、 $2\delta_0$ 以降の測定結果には、中立位置の移動及び再載荷影響が入っているものと考えられる。

4. 結果

4.1 破壊状況

各供試体の破壊の進展状況をまとめると表2のようになる。また、図4は $4\delta_0$ の載荷後における軀体側面の破壊状況を示したものである。これより以下の事項が指摘できる。

1) 軀体高さ 2.5mの場合 (S-1、C-1)

正方形断面、円形断面とも軀体基部で曲げ破壊が生じる。斜めひび割れの発生時期は正方形断面、円形断面とも同じであるが、正方形断面のほうが斜めひび割れの本数は多い。コンクリートの剝離は円形断面のほうが早く生じるが、その生じ方には正方形断面と円形断面で大きな違いはない。主筋の破断は円形断面のほうが早く発生し、破断本数も多い。

2) 軀体高さ 1.75mの場合 (S-2、C-2)

正方形断面、円形断面とも軀体基部で曲げ破壊が生じ、斜めひび割れ、コンクリートの剝離、主筋の破断に関する断面形状の影響は軀体高さ 2.5mの場合と同様である。ただし、斜めひび割れに関しては、正方形断面のほうが、その本数が多いとともに発生範囲も広がっている。

3) 軀体高さ 1.0mの場合 (S-3、C-3)

正方形断面、円形断面とも軀体側面に斜めひび割れが発生し、その幅が広がり、軀体側面の

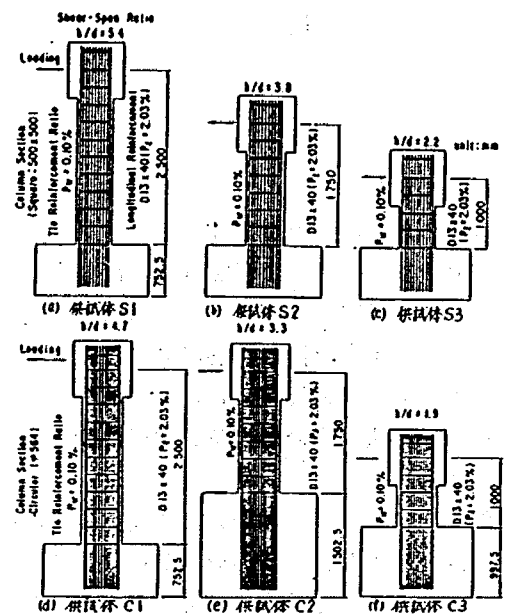


図2 実験に用いた供試体

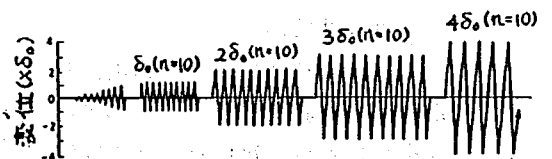


図3 載荷履歴（変位制御）

表2 破壊の進展状況

供試体		正方形断面			円形断面		
破壊状況		S-1	S-2	S-3	C-1	C-2	C-3
斜めひび割れの発生		$3\delta_0$	$1\delta_0$	$1\delta_0$ 以前	$3\delta_0$	$2\delta_0$	$1\delta_0$ 以前
コンクリートの剝離開始		$4\delta_0$	$4\delta_0$	$3\delta_0$	$3\delta_0$	$4\delta_0$	$4\delta_0$
主筋の 破断本数	$5\delta_0$	—	—	—	5本	—	—
	$6\delta_0$	1本	—	—	9本	3本	—
	$7\delta_0$	3本	6本	—	8本	15本	—
	$8\delta_0$	1本	6本	—	3本	6本	—

コンクリートが剝離してせん断破壊が生じた。斜めひび割れは正方形断面、円形断面とも 1δ の載荷前に発生していたが、正方形断面のほうがその進展は早く、コンクリートの剝離も早く生じた。鉄筋の破断は正方形断面、円形断面とも生じなかった。

4. 2 耐力及び変形性能

図5は各載荷段階の第1回目の荷重～変位履歴曲線の最大変位点及び最小変位点を結んだ骨格曲線を示したものである。また、図6は各載荷段階の第1回目の等価剛性を基準にして、同一振幅の繰り返しに対して剛性がどの様に劣化したかを各載荷段階ごとに示したものである。これより、以下の事項が指摘できる。

1) 軀体高さ 2.5mの場合 (S-1、C-1)

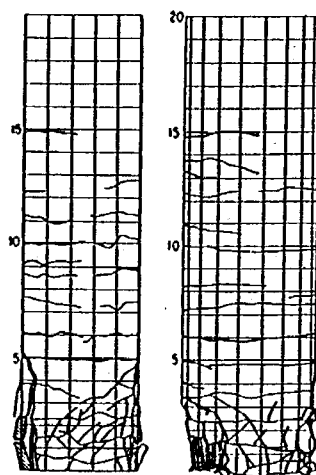
円形断面で主筋の破断が最初に生じる 5δ までは、正方形断面、円形断面とも、骨格曲線はほぼ同じであるが、それ以降では正方形断面に比較して円形断面のほうが耐力は早く低下している。同一振幅の繰り返しによる剛性劣化の早さ、つまり、図6の曲線の傾きは、コンクリートの剝離、主筋の破断により変化している。正方形断面では 4δ のコンクリートの剝離、 6δ の主筋の破断により剛性は早く劣化するようになり、この変化は顕著である。円形断面でも同様の傾向が見られるが、破壊の進展に伴う剛性劣化の早さの変化は、正方形断面ほど顕著ではない。

2) 軀体高さ1.75mの場合 (S-2、C-2)

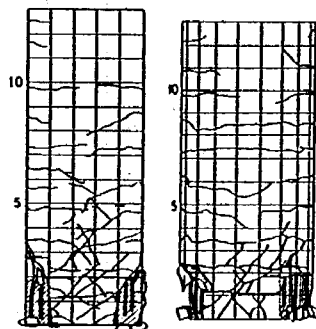
軀体高さ 2.5mの場合と同様に主筋の破断が最初に生じる 6δ 。以降で、円形断面のほうが耐力は早く低下している。同一振幅の繰り返しによる剛性劣化の早さは、コンクリートの剝離、主筋の破断により変化しているが、断面形状の違いによる相違は軀体高さ 2.5mの場合ほど著しくはない。ただし、円形断面で主筋15本が破断した 7δ の載荷中の剛性劣化は、他の載荷に比べて早く、主筋の破断本数が剛性劣化の早さに大きな影響を与えるものと考えられる。

3) 軀体高さ1.0mの場合 (S-3、C-3)

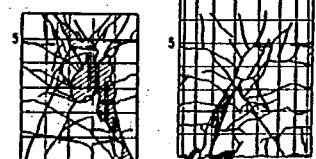
骨格曲線は、+側と-側の載荷で異なっており、断面形状の影響も異なっている。これには、前に示した正方形断面供試体S-3の滑りの影響も含まれているものと考えられる。しかし、全体としては、斜めひび割れの幅が広がり、軀体側面のコンクリートが剝離するまでは、円形断面のほうが耐力は大きい。これは正方形断面のほうが斜めひび割れの進展が早いことに対応していると考えられる。コンクリートの剝離以降は円形断面のほうが耐力は早く低下している。同一振幅の繰り返しによる剛性劣化の早さは、正方形断面、円形断面ともコンクリートの剝離により変化している。



(a) 供試体S-1 (b) 供試体C-1



(c) 供試体S-2 (d) 供試体C-2



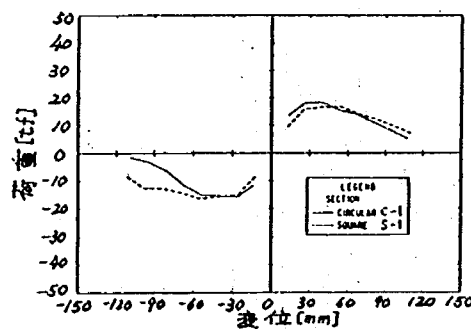
(e) 供試体S-3 (f) 供試体C-3

図4 破壊状況 (4δ 載荷後)

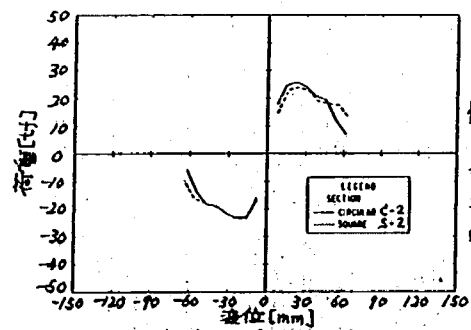
5. まとめ

鉄筋コンクリート橋脚の耐力及び変形性能に及ぼす断面形状の影響に関する載荷実験の結果をまとめると次のようになる。

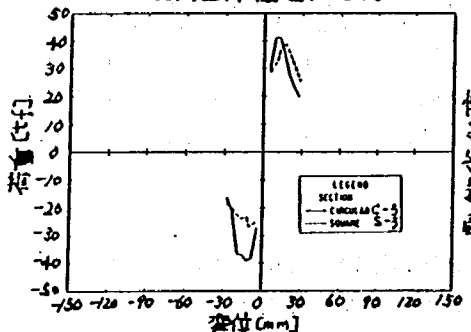
- 1) 軀体基部で曲げ破壊する場合、主筋の破断が生じる。これは円形断面のほうが早く生じ、主筋の破断後は、耐力の低下も円形断面のほうが早くなる。
- 2) セン断破壊する場合、斜めひび割れの幅が広がり、軀体側面のコンクリートが剝離する。コンクリートの剝離は正方形断面のほうが早く生じ、コンクリートが剝離するまでは、円形断面のほうが耐力は大きい。



(a) 軀体高さ 2.5 m

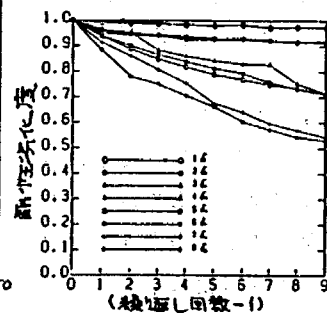


(b) 軀体高さ 1.75 m

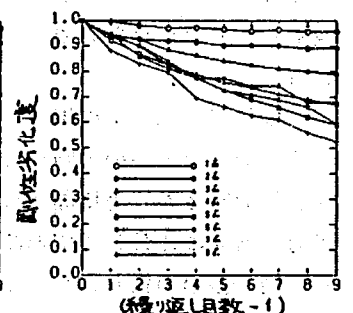


(c) 軀体高さ 1.0 m

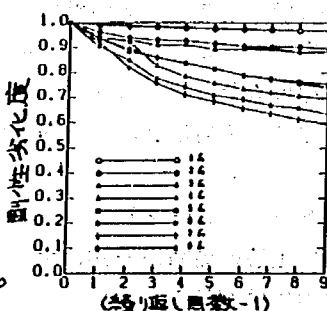
図5 荷重～変位の骨格曲線



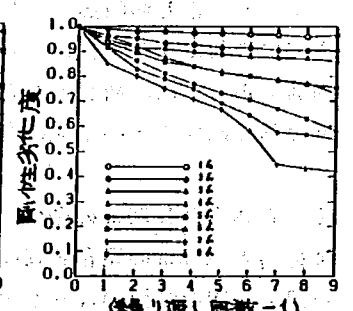
(a) 供試体 S-1



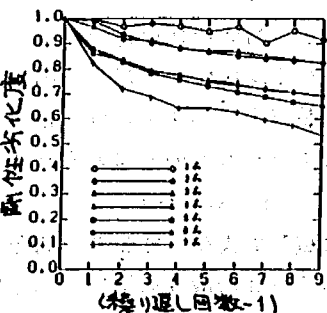
(b) 供試体 C-1



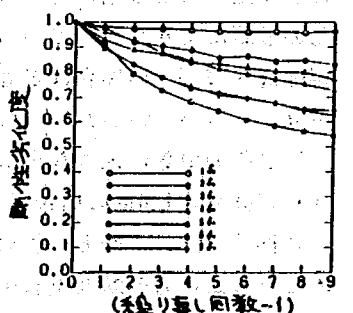
(c) 供試体 S-2



(d) 供試体 C-2



(e) 供試体 S-3



(f) 供試体 C-3

図6 同一振動幅の繰り返しによる剛性劣化

土木研究所研究発表会論文集

ISSH 0386-5878
土木研究所資料第2264号
昭和60年12月(1985)

キーワード：研究発表会

企画部企画課

要旨

昭和60年度の土木研究所研究発表会の発表論文をまとめたものである。

郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい

305-□□

建設省土木研究所

茨城県筑波郡豊里町

大字旭一番地

企画部企画課
行

No.

配布先氏名

配布先住所

No.

土木研究所資料第2264号
(土木研究所研究発表会論文集)

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印