

ISSN 0386-5878

土木研究所資料 1538号

マイクロフィルム 第 号

第 20 回

土木研究所研究発表会資料

昭和56年12月3・4日

建設省土木研究所

Copyright 1981 by P.W.R.I.

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

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

02 中 国 公 司 目 録..... 頁次.....

09 大 陸 出 産 産 物 等.....

＜指定課題：大型模型実験の成果と問題点＞

- 10 大 陸 出 産 産 物 等.....
1. ダム洪水吐に設置されるフラップゲートの水理特性.....ダム水工 永松和彦..... 1
2. トンネルの力学的模型実験に関する相似則.....トンネル 石村利明..... 7
3. 長大橋梁の風洞実験手法.....構造研究室 水上幹之..... 11
4. 橋脚主鉄筋のCut offによる中間部定着の実験.....コンクリート 研究室 河田博之..... 15
5. 土石流動衝撃力の大規模実験.....砂防研究室 伊巻幹雄..... 19
6. 液状化する砂質地盤と杭基礎の模型振動実験.....振動研究室 木全俊雄..... 23
7. 越水堤防模型実験の成果と問題点.....河川研究室 葛西敏彦..... 27
8. 地下浸透を考慮した流出抑制法に関する現地実験.....総合治水 研究室 金木 誠..... 31
9. 還流水路による河川の水質汚濁実験.....水質研究室 藤木 修..... 36
10. 盛土内浸透流に及ぼす降雨の影響.....土質研究室 丹羽 薫..... 40

＜自由課題＞

11. 砕波帯における橋脚の洗掘特性.....海岸研究室 竹田淵 44
12. 潮汐によるヘドロ移動量予測.....都市河川 伊藤 雄 48
13. 生物学的硝化脱窒による下水中窒素の除去.....下水道 研究室 52

14.	下水汚泥の海域埋立処分に関する調査	汚泥研究室 岡 久 宏 史	56
15.	硬化前後のモルタル中の塩素イオン量の変化	化学研究室 深 田 幾 夫	60
16.	温度規正の為のダムコンクリートの熱および力学特性に関する実験的研究	ダム構造研究室 矢 沢 克 敏	64
17.	ボーリング掘進条件と岩石強度	地質研究室 石 塚 克 己	69
18.	ロック材料の最大粒径に着目した三軸圧縮比較試験	フィルダム研究室 小 川 優	73
19.	補強材による壁面土圧の軽減化	施工研究室 足 立 賢 一	77
20.	斜ぐいを有する多柱式基礎の構造特性	基礎研究室 山 本 洋 司	81
21.	高力ボルト摩擦接合継手に関する研究	橋梁研究室 西 川 和 廣	85
22.	地すべりにおけるアンカー工	地すべり研究室 坂 元 靖 秀	89
23.	斜面对策工の設計外力算定	急傾斜地崩壊研究室 右 近 則 男	93
24.	積雪地域用防護柵の選定方法	新潟試験所 松 野 敏 行	97
25.	高速走行時のハイドロプレーニング現象	道路研究室 安 藤 和 彦	101
26.	大ループにおける試験舗装の供用性調査結果	舗装研究室 猪 股 和 義	105
27.	山岳道路の切土のり面の発生頻度と高さの予測手法	緑化研究室 二 木 克 次	109
28.	建設機械の視界測定方法に関する研究	機械研究室 前 田 孝 司	113
29.	平面構造道路における自動車排出ガスの拡散特性	交通環境研究室 小 沢 栄 三	117
30.	道路整備水準の評価指標に関する検討	新交通研究室 浦 野 隆 夫	121

1. ダム洪水吐きに設置するフラップゲートの水理特性

(1) フラップゲートの水理特性 永松和彦

(1) 研究の経緯 (2) 研究の目的 (3) 研究の概要 (4) 研究の成果 (5) 研究の結論

最近、ダムの洪水吐きゲートとしてフラップゲートの採用が検討されている事例が増えている。フラップゲートは、アンダーフロー形式のラジアルゲートやローラーゲートと異なり、オーバーフロー形式のゲートであるためゲートの故障による貯水池水位の異常上昇を防ぐことができるという利点を有している。このためフラップゲートは、フィルタイプダムや小流域で急激な流入特性を持つダムの洪水吐きとして特に有利であるとされている。

フラップゲートは、河川ゲートとしての実績は数多いが、ダムの洪水吐きとして使用される例は我が国ではごくわずかである。フラップゲートをダムに用いた場合には、河川に用いた場合と異なり、操作時の越流水深が大きいことによる新たな振動防止対策が必要になると思われる。また、ゲート下流の勾配が急であるため特に越流水深の安定に対する配慮が必要となる。このためフラップゲートもダムの洪水吐きに適用するにためには、1) 放流能力(流量係数)、2) 水圧荷重 3) ナップ裏面の閉塞空間内の圧力変動と必要給気量の関係について研究が必要となる。

2. 研究方法

研究項目の1)と2)については、ナップ裏面への給気が十分行なわれていれば、フルードの相似則が成立する。したがって、放流量、ゲート面上の圧力分布については、試験用内水路(1.5×2.0×30.0m)とフラップゲート模型(小型模型)を用いて、従来通りの手法による水理実験を実施してこれらの特性を明らかにする。一方、ナップ裏面の閉塞空間内の圧力変動と必要給気量については落水水深による空気を進行させる際の振動および落水水面の振動現象が関連しており、現在の所、これらの現象の相似性については研究したものが無い。このため先の小型模型に加えて、試験用水路(2.0×1.0×30.0m)に設置した模型(中型模型、大型模型)を用いた水理実験を実施し、これらの相似性について検討を行った。なお、小型模型のスキンプレート形状としては放物線2種、直線1種の計3種を用い、中型、大型模型とは直線形状を用いた。これらの模型形状は図-1に示す。

3. 研究結果

3.1 流量係数

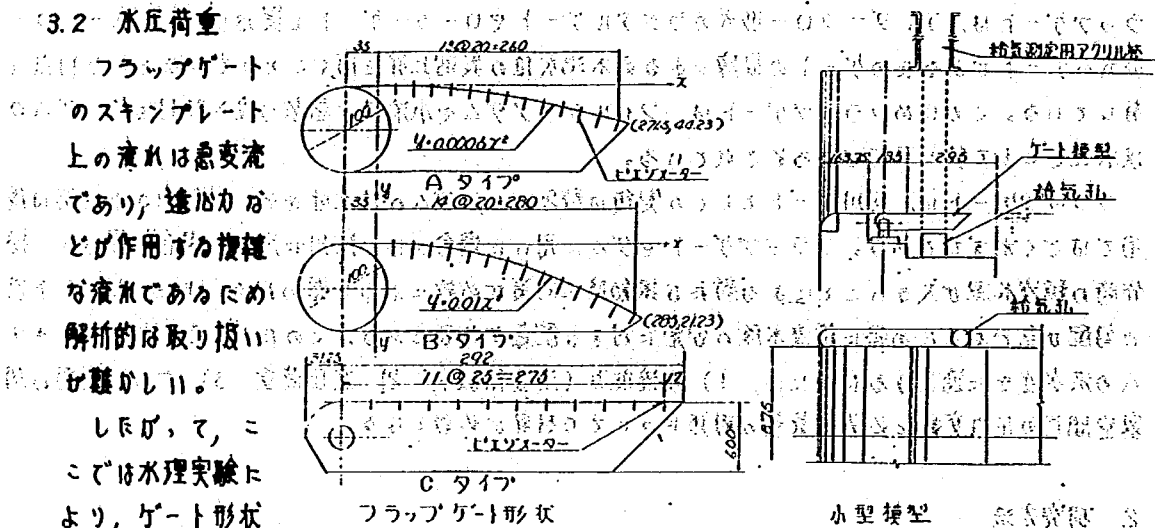
フラップゲートは倒伏するにつれ傾斜した刃形セキから広頂セキの流れに変化するが、フラップゲートとは広頂セキとしての流れになると支配断面が変化することとなるため、実用的な流量係数の範囲は定まらないう。この範囲は越流角(θ)の0°と20°程度で流量係数は全周時のそれとほぼ同じである。また、この範囲を定めた場合の流量係数は全周時のそれとほぼ同じである。したがって、実用上最も重要な刃形セキとしての流れの範囲の流量係数の性質について述べるこ

とにする。流量係数は、式で定義するものとす。式(1)の右辺は、

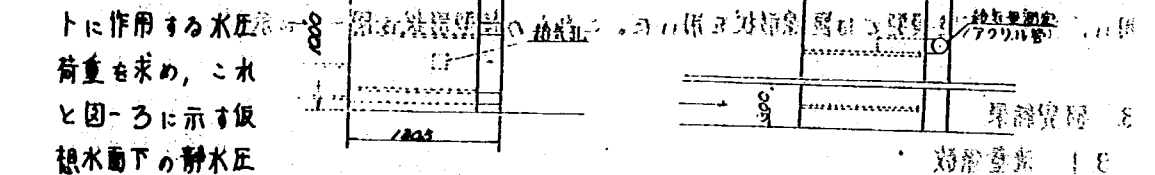
$$C = \frac{Q}{\sqrt{2g} \cdot B \cdot H^{\frac{3}{2}}} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 Q ：放流量(m^3/s)、 g ：重力加速度(m/sec^2)、 B ：越流幅(m)、 H ：越流水深(m)
 このときの支配断面は、ゲート先端部付近にあり、その放流能力は先端部付近の形状に依存する。

図-2は、ゲート先端角度と流量係数の関係を示す。ゲート形状により若干の差はあるがほぼ同様の傾向を示している。



3.2 水圧荷重
 上の流れは急変流であり、速度が急激に変化する。この急変流が作用する複雑な流れであるために、解析的に取り扱いが難しい。したがって、ここでは水理実験により、ゲート形状やゲート肉厚の変化に伴うスピンアップ現象、ゲート上面の荷重分布の変化について検討を加えることにする。まず、実験により測定した比



に作用する水圧荷重を求め、これと図-2に示す仮越流水深の静水圧とを比較して、ゲートに作用する荷重を求め、これを図-2に示す仮越流水深の静水圧とを比較して、ゲートに作用する荷重を求め、これを図-2に示す仮越流水深の静水圧とを比較して、ゲートに作用する荷重を求め、これを図-2に示す仮越流水深の静水圧とを比較して、ゲートに作用する荷重を求め、これを図-2に示す仮越流水深の静水圧とを比較して、ゲートに作用する荷重を求め、これを図-2に示す仮越流水深の静水圧とを比較して、ゲートに作用する荷重を求め、これを図-2に示す仮越流水深の静水圧とを比較して、ゲートに作用する荷重を求め、これを図-2に示す仮越流水深の静水圧とを比較して、ゲートに作用する荷重を求め、これを図-2に示す仮越流水深の静水圧とを比較して、ゲートに作用する荷重を求め、これを図-2に示す仮越流水深の静水圧とを比較して、ゲートに

に働くヒンジのまわりのモーメントを M とし、
 仮設水面によるモーメントを M' とし、実験結果を用いて M/M' と h_0/l の関係プロットすると図-2のようになります。これより M/M' と h_0/l は、ほぼ直線的に変化することとわかる。その勾配はゲート形状と角度により異なっているため、 M/M' と h_0/l との関係は

$$\frac{M}{M'} = 1 - Q \left(\frac{h_0}{l} \right) \quad (2)$$

と表わされるものと仮定して、勾配 Q を求めたものが図-5である。これよりCタイプとBタイプの間形状のゲートのヒンジのまわりのモーメントは概略推定できることとなる。

3.3 空気連行と必要給気量

ゲート操作時に生ずるアップ裏側の用室空間内に給気が十分為されていなければ、アップの空気連行に伴い、裏側の圧力が低下し、その内外気圧差による付加的な荷重がゲートに加わり、同時にアップ形状と落下水の挙動が変化する。これらの現象は、ゲートの振動の誘因ともなるし、また下流の水脈を乱す原因ともなる。したがってダム洪水吐きのフリップゲートでは、この現象を抑制する必要がある。

このようにスプルーの効果が期待できないような厚い越流水脈を放流する場合、アップ裏側に十分な給気を行うことが重要となる。この給気量を明らかにするために、模型の給気孔にアクリル管を挿入し、管のほぼ中央部断面の中心の風速を測定した。風速計は日本科学工業製熱線風速計モデル6141（アネモマスター）を使用した。

模型実験の結果によれば、アップ裏側に形成されるゲートの水面付近より下で水が急に白濁することが認められる（図-3）。これは、フリップゲートからの越流水脈による空気連行現象に伴い、落下する水脈が水面と接触する部分の状況が支配的な影響を及ぼすと考えられる。この接触点での空気連行量は、落下水流速 v 、突入角度 θ 、水脈の厚さ d_0 、アップ裏側のパネルの水深 H_0 、下流水深 H_1 などと関係がある。図-4は M/M' と h_0/l の関係を示す。

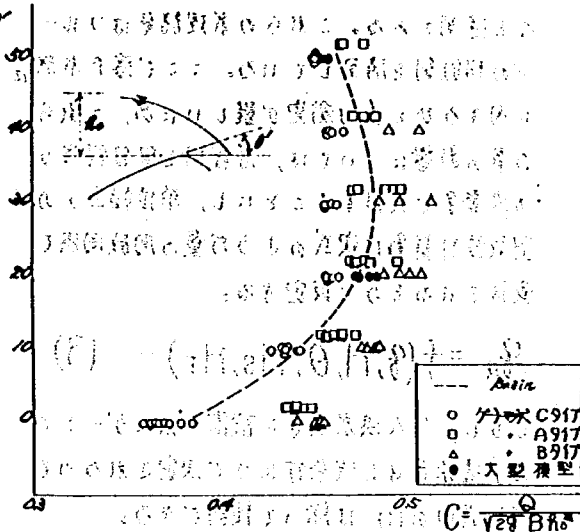


図-2 ゲート先端角度と流量係数の関係

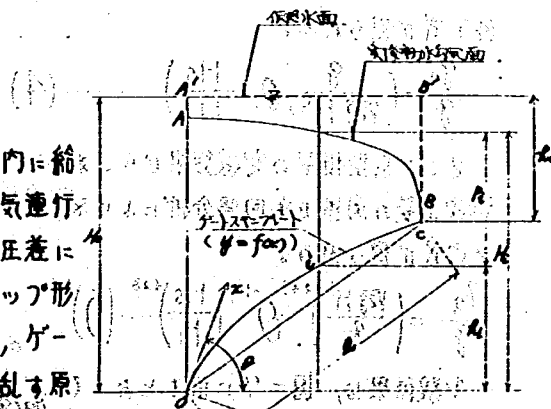
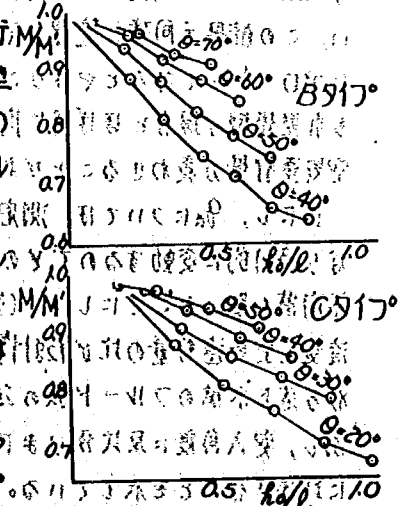


図-3 水圧荷重の計算モデル



ると推測される。これらの水理諸量はフルードの相似則を満足している。ここで落水水深 a に向きと do は測定が難しいため、これらの量の影響については、落差 H と単位幅当りの流量 q で代用することにし、単位幅当りの空気連行量 q_a は次式のような量の同数関係で表示されるものと仮定する。

$$q_a = f(q, H, \theta, H_s, H_T) \dots (3)$$

しかし、ダム洪水吐きに設置されるゲートでは下流水位は上流条件だけで決定されるので(3)式中の H_T は除いて検討できる。

以上を考慮して(3)式を無次元化すると(4)式が得られる。

$$\frac{q_a}{q} = \left(\frac{q}{\sqrt{2g} H^3}, \theta, \frac{H_s}{H} \right) \dots (4)$$

そこで小型模型の実験結果からこれらの無次元量の関係を重回帰分析により求めることと式が得られる。

$$\frac{q_a}{q} = \left(\frac{q}{\sqrt{2g} H^3} \right)^{0.49} \theta^{-1.62} \left(\frac{H_s}{H} \right)^{0.28} \dots (5)$$

実験結果は、図-7に示すとおりである。図中の直線は(5)式の関係を示す。

さらに大型模型を用いた実験を行い、この結果も同様に整理して図-7にプロットしてみるとやはりこの場合でも小型模型の場合とほぼ同じ関係式で空気連行量が表わされることとわかる。ただし、 q_a については、測定値がかなり時間的に変動するのでその時間的

平均値を用いることにした。(5)式は流量と空気連行量の比が $\sqrt{2g} H^3/q$ の2乗に比例し、落水水深のフルード数の2乗に比例し、突入角度に反比例し、また H_s/H の0.28乗に比例することを示している。

なお、本節では次第の模型実験ではゲート扉体は振動しない様固定してある。(また、グループ

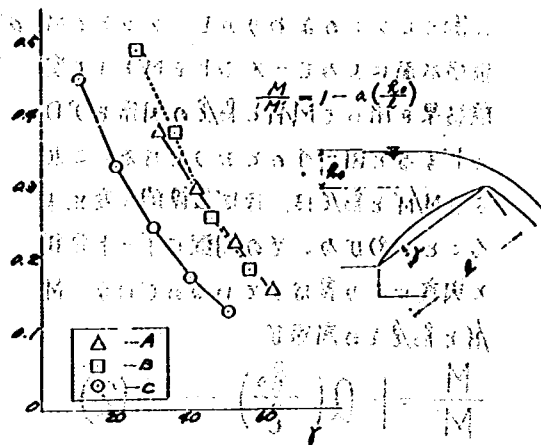


図-5 $M/M \sim q_a/q$ 関係式の勾配の変化

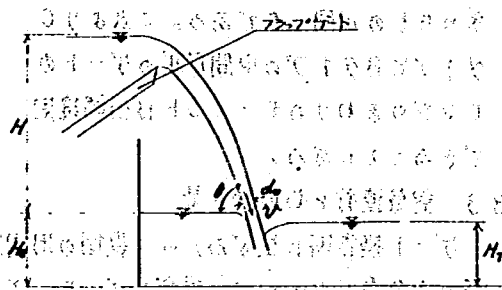
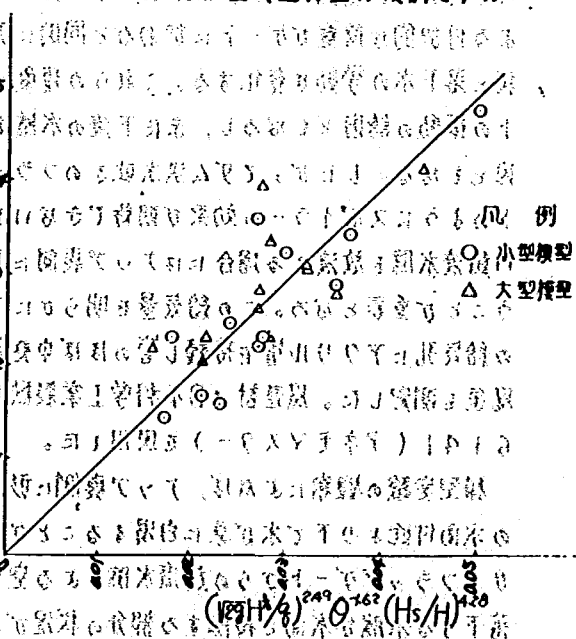


図-6 空気連行量の検討モデル



例として、突入角度に反比例した H_s/H の0.28乗に比例し、落水水深のフルード数の2乗に比例することを示している。また、図-7に示すように、空気連行量(実測値と推定値との比較)に比例することを示している。

裏面の平均圧力値は、給気管も肉付状態でありほとんど大気圧と等しくなっている。

フラップゲートの振動防止と下流水位安定を図るためには、この空気量と等しい空気もアップの裏側に給気してやることが必要条件の一つであると考えられるので、本研究では必要給気量はここで求めた空気連行量と等しいとした。

3.4 閉塞空間内の圧力変動

フラップゲートの半開操作時には、アップ裏側に閉塞空間（給気管も肉付状態では完全な閉塞空間ではない）が生じ落水水脈の振動、アップ裏側水面の変動、落水水突入による空気連行現象等が相互に関連し閉塞空間内の圧力が変動する。この圧力変動はゲート振動を誘発する恐れがありフラップゲートの採用にあたって最も問題とされている現象である。落水水脈の振動も写真1に示す。

（1）圧力変動については、閉塞空間内の圧力と大気圧の差をST研究所製差圧計により連続測定しその圧力変動のパワースペクトルをもとめた。スペクトル解析に用いたデータの長さは0.8 sec、変動の記録時間間隔は4.3 msecである。

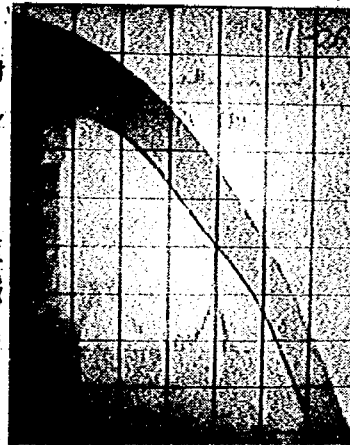


写真-1 落水水脈の振動

図-8(a)～(d)に圧力変動のスペクトルと給気管内の風速変動のスペクトルの代表例をあわせて示す。図中の h_0 はゲートの越流水深である。このような解析により明らかになったことを列挙すると次のとおりである。

- 1) 図-8(a)から越流水深を段階的に変化させていくと圧力変動の卓越周波数が不連続に移動することがわかる。
- 2) 図-8(a)と(b)を対応させることにより、同一フラップゲートでは、水理条件を同一とすれば給気の有り、無しにかかわらず圧力変動の周波数特性は変化しないことがわかる。すなわち、給気管による給気では、連行空気の時均的平均量も増減することは可能であるが閉塞空間内の圧力変動を消滅させることは不可能である。この圧力変動成分がゲートの振動の原因になるとすればこの変動成分を消滅させる策も見出すことが実用上では重要となる。

- 3) 図-8(a)と(d)を対応させることにより、閉塞空間内の圧力変動に対応して空気が供給されていることは明らかであるが、図(a)にはなお圧力変動が残っていることから(2)に述べた

（2）図-8(a)の上記の結果と(c)に示した結果を比較すると相似則からいえば相似な条件下で実験を行なったものである。フルスケールの相似則では時間的縮尺は形状縮尺の平方根となる。この場合圧力変動の卓越周波数が水理条件のみで決定されるものとするれば模型を大型にするといふ圧力変動の卓越周波数は大きくなり（周波数値小さく）なることと推測される。図(a)の卓越周波数より算出される図(c)の卓越周波数値の方が小さく振動しているが、模型の形状比が5.3であることを考えると、この卓越周波数の変化はフルスケールの相似則だけではまだ説明しきれない。

見られる。2. トンネルの力学的模型実験に関する相似則

(石村利明)

トンネル研究室 石村利明

1. はじめに

現在においてもトンネルの設計は、今まで施工されてきた実績や経験に依るとするものが多く、未だ十分に合理的な設計手法は確立されていない。トンネル掘削時の切羽周辺の地山応力がトンネルが地山から受ける土圧を知ることは、トンネルの設計手法を検討するのに大いに役立つ。切羽周辺の地山応力やトンネル土圧を調べる手段として、コンピュータによる解析、模型実験、あるいは現場における種々の計測等が行われてゐる。本論文では、それらを調べる際の相似則について着目し、模型実験による検討を行ったものである。

2. 相似則について

2-1 概説

模型実験の目的は、模型によって元の物理的現象を再現し、それによって元の物理現象に関する何らかの情報を得ることにある。したがって、模型によって元の物理現象を再現する場合、何の予備知識もなく単に幾何学的に相似模型を作成し実験を行ったのでは、元の物理現象の本質を再現することはできない。元の現象を支配する物理的現象のある程度の予備知識の下で相似模型を設計し、実験を行う必要がある。しかし、あらゆる物理的現象を模型実験によって再現できるとは言えず、着目している変数が数量化できない現象であったり、数量化できたとはいへるものの、それらの変数の間に何らの因果関係も存在しない場合などでは、模型によって元の物理現象を再現するとは通じていない。

このように、模型(model)が元の現象、すなわち原型(proto type)の予備知識として有効であり、めには、模型と原型との間に何らかの相似性(similarity)が存在しなければならず、相似性を支配する法則を相似則という。したがって、相似則は、元の現象を支配する物理法則と表裏一体の関係にあると言える。

2-2 相似則の設計

(1) 相似則の決定方法

相似則に対する配慮は、すべての模型実験で必要のことであり、極めて重要である。相似則が明らかでない場合には、模型実験を行う前に新しく導いてやる必要がある。相似則の導き方には、現在のとおり下記の3つの方法が用いられている。

① Buckinghamのπ定理と次元解析を用いる方法

② 力の比を用いる方法

③ 支配方程式を用いる方法

(2) 相似則の確認

上記の方法により導いた相似則は、単に以上の計算であってそれが正しいか否かは、必ずしも保証されない。相似則に従った場合、確かに元の現象を模型で再現できているか否かは、保証の限りではない。

これを確認するためには、模型実験の結果を原型での計測結果と比較するか、大きさの異なる模型を2つ以上作り、それらの現象が互いに相似しているか否かを調べる必要がある。こうした目的で行う模型実験を縮尺実験 (pilot experiments) という。

(3) 相似則の緩和

単に多くの相似条件を課するだけでは、模型の材料等に対する要求が多くなりすぎ、適当な材料を見出すことが難しくなって模型実験が実現しない場合がある。こうした場合には、何らかの方法で相似則を緩和してやらねばならない。相似則を緩和するには、以下のような方法がある。

- ① 2次的な物理現象に関するパラメータを無視する。
- ② 現象を時間的、空間的に分割する。
- ③ ミクロな現象の集積した結果が問題となる場合には、ミクロな現象の物理量を無視し、その集積した結果をマクロな物理量で表す。例えば、砂の現象を扱う場合、砂の粒径で相似するのではなく、内部摩擦角という1つの物理量で表す。

実際の問題では、こうした相似則の緩和が必要なお場合がほとんどである。どれがどれ、相似則のパラメータの数をどのように減らすかは、模型実験の良否に大いに関わってくる。

(3) トンネルの力学に関する模型実験と相似則

(3.1) 模型実験

(1) 実験目的

本模型実験の目的は、膨張性地山を判定する指標の一つに地山強度比 (地山強度比 = 地山の軸圧縮強度 / (地山の単位体積重量 × 土かぶり高)) があるが、それだけでは、地山の物性を代表させるには不十分な点があり、より細かい指標が必要である。そこで、地山物性値の一つである内部摩擦角に着目し、地山強度比がほぼ同一材料の土の内部摩擦角の違いによってトンネル工圧、周辺地山の応力状態がどのように変化するかを調べた。

(2) 実験方法

図-1に示す $1R2^m \times 2^m \times 2^m$ の供試体中、ある土かぶり高を想定した荷重を載荷板により、どの方向がり載荷し、直径50mmの半円形トンネルを人力により掘削した後、鋼製のライニングを押し込む一連の過程において、土圧計によりトンネル工圧、周辺地山の応力を、エクステンソメータによりトンネル直上の沈下量を計測した。また、一掘進長、無支保区間は10cmであり、載荷板による載荷圧は 0.8 kg/cm^2 (78.4 KPa) である。使用材料は粘性土、砂質土の2種類で、材料の物理定数を表-1に示す。

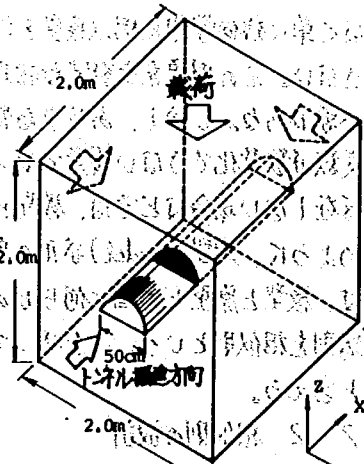


図-1 実験装置の概要

表-1 実験材料の物理定数

項目	種類	粘性土	砂質土
地山強度比	(kg/cm ²)	0	0
地山強度	(kg/cm ²)	29.1	78.6
地山強度	(kg/cm ²)	46.7	13.2
地山強度	(kg/cm ²)	24.2	8.2
軸圧縮強度	(kg/cm ²)	0.21 (21)	0.27 (26)
軸圧縮強度	(kg/cm ²)	0.1 (9.8)	0.11 (11)
内部摩擦角	(°)	32.1	46.8

3-2 トンネルの力学に関する相似則

トンネルの力学に関する相似則を考える場合、現象に
関係すると思われる要因と応力状態を図-2に示す。

ここで、相似則は、2-2(1)で示した方法のうち Bu-
ckinghamの定理と次元解析を用いた。本来ならば、ト-
ンネル土圧の現象に關係する物理量のすべてを列挙して
解析しなければならないが、実験手法上の制約により現
象に關係する重要な物理量のみ列挙して解析を行った。
こうすることにより

①相似則の検討が簡単にできる。

②求めた無次元量が互いに独立であるかについて
容易に確認できる。

(1) 静的な問題

次元解析に必要な現象に關係する重要な物理量を図-

2より、 H, D, d, r, C, ϕ, T の7個とする(記
号に關しては表-2参照)。ここで、地山の变形係数を
初期要因として考慮しないのは、①現状では、 C, ϕ と
同時に变形係数を考慮することは困難であり、②地山が
弾性領域にとどまるのであれば变形係数が重要な要因と
なるが、地山が降伏する場合には弾性变形よりも塑性変
形の方が大きく、弾性变形に注目してもあまり意味がな
い。また、③実験の目的は応力状態の解明にあり、変位
に關する情報は参考にとどめるものであるから、2-2
(1)で述べた相似則の検討により、無視する。以上の理由
により、地山降伏後の塑性域内に着目した場合には、変
形係数よりも C, ϕ の強度定数を選択するのが妥当と考
えらる。また、④実験の目的は、 σ (力)と ϵ (長さ)系と選ぶ
と表-2のようになり、Buckinghamの定理より必要
な無次元量の数は、

7-2=5個

となる。それらを表-3のように選ぶ。

(2) 動的な問題

本実験では時間効果は考慮しない。時間効果を考える
場合は、さらに長さの要因を考慮しなければならない。す
なわち、 a (加速度)、 t (時間)、 η (粘性係数)で

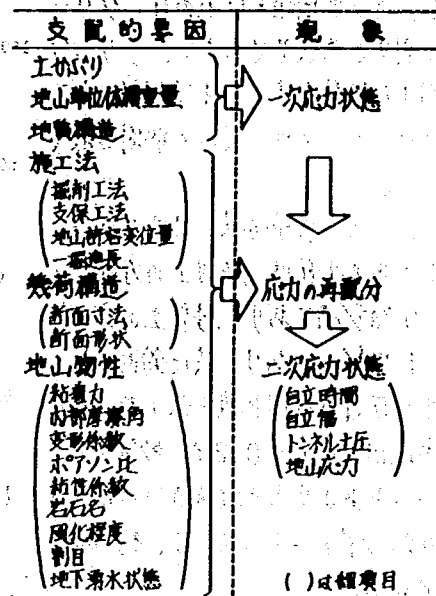


図-2 トンネル土圧の要因と応力状態

表-2 次元解析

要因	次元	F(力)	L(長さ)
H	土かぶり高	0	1
D	トンネル径	0	1
d	地山前容変位量	0	1
r	地山単位体積重量	1	-3
C	地山の粘着力	1	-2
ϕ	内部摩擦角	0	0
T	トンネル圧	1	-2

表-3 元ナンバー

$\Pi_1 = H/D$
$\Pi_2 = C/TL$ ($L=D$ or H)
$\Pi_3 = \tan \phi$
$\Pi_4 = d/D$
$\Pi_5 = T/TL$ ($L=D$ or H)

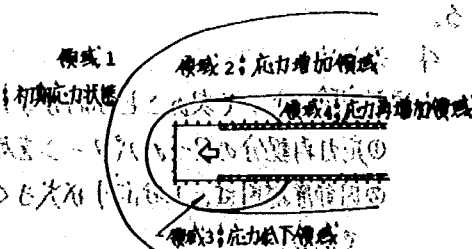


図-3 周辺応力の領域図

ある。ここで問題となるのは、クリープに関する係数であるが、クリープに関する試験手法もまだ確定されたものはなく、メカニズムも解明されていない。

3-3 実験結果と危ナンバー

トンネル土圧は、粘性土の方が、 0.5 kgf/cm^2 であり、砂質土の方は、 0.1 kgf/cm^2 であり、共に鉛直土圧、水平土圧はほぼ同じ値を示した。地山強度比が粘性土で0.27、砂質土で0.35とあまり大きな開きはないにもかかわらずトンネル土圧は、約5倍違っている。

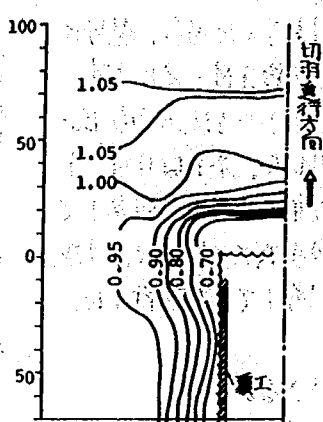


図-4 トンネル周辺圧力 (粘性土)

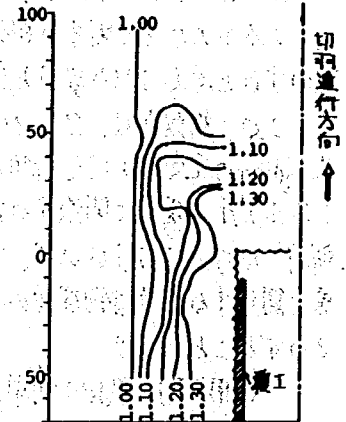


図-5 トンネル周辺圧力 (砂質土)

表-4 実験結果の危ナンバー

	粘性土	砂質土
$\pi 1 \text{ H/D}$	8.40	8.44
$\pi 2 \text{ C/rD}$	1.12	1.24
$\pi 3 \tan \phi$	0.05	1.06
$\pi 4 \text{ d/D}$	0.09	0.0004
$\pi 5 \text{ T/rD}$	5.35	1.06
ϕ 内部摩擦角	3.1	46.8
c 粘着力 kgf/cm^2	0.1	0.11
τ 軸線摩擦 kgf/cm^2	1.87	1.88
d 地山変位量 mm	45	0.2
T トンネル圧 kgf/cm^2	0.1	0.5

周辺地山の圧力について見ると、トンネル掘削によって周辺地山が降伏するかどうかによって2つのパターンに分類することができる。地山が降伏する場合のパターンを図-3に示す。もう1つのパターンは、地山が降伏しない場合で、領域3、4は認められず領域1、2のみで構成される。図-4、5に粘性土、砂質土における周辺地山の圧力を示す。粘性土の周辺地山の圧力は、先に示したパターンのうち地山が降伏した場合を示している。それに対して砂質土のそれは、地山が降伏せず塑性領域が発生していない状態を示した。

実際の施工に模型実験を適用させるには、相似則と危ナンバーによる。表-4に実験結果の危ナンバーを示す。このより、地山の内部摩擦角危ナンバーが異なるとトンネル土圧危ナンバーが大幅に異なり、本実験のような土かぶりが大きく軟弱な地山へのトンネル掘削において重要なファクターであるとがわかった。

4 まとめ

本模型実験によって次のことがわかった。

① 圧力再配分の2つのパターンを確認した。

② 内部摩擦角は、土かぶり大きく軟弱地山中へのトンネル掘削時において重要なファクターである。

また、残された問題として時間を考慮した相似則を求め、模型実験と現場との相似性をさらに高めることが必要である。

3. 長大橋梁の風洞実験手法

構造研究室 水上幹之

§ 1 はじめに

吊橋及び斜張橋など変形しやすい長大橋梁の耐風安定性を調べるためには、現在のところ、模型を風洞内に設置しその模型に作用する空気力や模型の挙動などを測定する風洞実験が不可欠である。

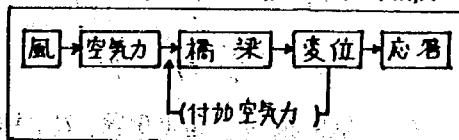
こゝではまず、長大橋梁の耐風設計上、最も重要な問題である風による橋梁の動的挙動に関連した風洞実験において必要とされる相似則について述べ、その適用例として全径間風洞模型実験を紹介する。また、今後の課題としてより精度の高い耐風設計を行なうためには、相似則の観点からどのような実験を行なうべきか検討する。

§2 相似則及び全径間風洞模型実験について

架設が予定される橋梁についてその橋が耐風性の面から安全であるかを調査するためには、何らかの数値計算を行ないシミュレーションするが、何らかの相似実験を行なうかのいずれかが考えられる。ところが、橋梁という構造物は概して複雑な形状を有するので、橋梁に対する風の影響を純理論的に解析するのは極めて困難であり、従って一般的には空気流を用いた風洞実験が主体となる。模型実験では原型と模型において起こる両者の物理的現象が共通となるよう、諸量に対する模型の縮尺を調整し、模型から起こった現象から原型において起こるべき現象を推定する。さて、橋梁と風との関係を模式的に書けば図-1のようになる。それ故、相似性を確保しつつ、模型実験を行なうためには、流れの相似性及び橋梁の動的挙動の相似性の確保が必要である。相似条件を

```

graph LR
    A[風] --> B[空気力]
    B --> C[橋梁]
    C --> D[変位]
    D --> E[応答]
    D -- "付加空気力" --> B
  
```



☒ - /

求めるためには次元解析(π定理)が応用されるが、この
方法だと、どのパラメーターが現象に関与しているかは過去の経験とか想像によって決める以外に方法はなく、パラメーター群の選出に誤りがあっても正す方法がないので、基礎方程式が求められている場合には方程式より導く方が安全である。空気など、通常の流体の基礎的運動は Navier-Stokes の運動方程式(1)により記述される。

$$(2) \quad \rho \left(\frac{\partial v_i}{\partial x_i} + v_i \cdot \nabla v_i \right) = \rho F_i - \nabla p_i + \mu \nabla^2 v_i \quad (a) \quad \left. \begin{aligned} & \rho \left(\frac{\partial v_i}{\partial x_i} + v_i \cdot \nabla v_i \right) = \rho F_i - \nabla p_i + \mu \nabla^2 v_i \quad (a) \\ & \rho \left(\frac{\partial v_i}{\partial x_i} + v_i \cdot \nabla v_i \right) = \rho F_i - \nabla p_i + \mu \nabla^2 v_i \quad (b) \end{aligned} \right\} (1)$$

(3) ここで、 ρ : 空気密度、 μ : 粘性係数、 V : 速度バクトル、 F : 体カバクトル、 P : 圧カポテンシャル
 体カは外も模型の内部も原型を表わす。もし流場が非圧縮性流体を扱っているならば $\nabla \cdot \mathbf{V} = 0$ となる。また、
 流場が非粘性流体を扱っているならば $\mu = 0$ となる。また、流場が非圧縮性流体を扱っているならば $\rho = \text{const}$ となる。
 以上を考慮して、模型と原型の長さの比を L 、速度の比を V 、粘性係数の比を μ 、密度の比を ρ 、圧力係数の比を P 、
 体力係数の比を F とすると、模型と原型の物理量の比は、

$$\frac{\rho_m}{\rho_p} = \frac{L^3}{L^3} = 1, \quad \frac{\mu_m}{\mu_p} = \frac{L^2}{L^2} = 1, \quad \frac{V_m}{V_p} = \frac{L}{L} = 1, \quad \frac{P_m}{P_p} = \frac{L^2}{L^2} = 1, \quad \frac{F_m}{F_p} = \frac{L^3}{L^3} = 1$$
 となる。ここで、 L は長さの比、 V は速度の比、 μ は粘性係数の比、 ρ は密度の比、 P は圧力係数の比、 F は体力係数の比である。
 以上を考慮して、模型と原型の物理量の比は、

$$\frac{\rho_m}{\rho_p} = \frac{L^3}{L^3} = 1, \quad \frac{\mu_m}{\mu_p} = \frac{L^2}{L^2} = 1, \quad \frac{V_m}{V_p} = \frac{L}{L} = 1, \quad \frac{P_m}{P_p} = \frac{L^2}{L^2} = 1, \quad \frac{F_m}{F_p} = \frac{L^3}{L^3} = 1$$
 となる。ここで、 L は長さの比、 V は速度の比、 μ は粘性係数の比、 ρ は密度の比、 P は圧力係数の比、 F は体力係数の比である。

(v) また、 $\frac{P_m}{P_f} = \rho_f \left(\frac{V_m}{V_f} \right) = V_0 \rho_f \frac{t_m}{x_f} = x_f, \frac{F_m}{F_f} = \frac{g_m}{g_f} = g_0, \frac{P_m}{P_f} = \rho_f \frac{\mu_m}{\mu_f} = \mu_0$ とする。

これらを(1)-(6)式に代入して、両辺を $V_0^2 \rho_0 / l_0$ で除し整理すると(2)式が得られる。

$$\left(\frac{l_0}{V_0^2 \rho_0}\right) \rho_p \frac{\partial V_p}{\partial x_p} + \rho_p V_p \cdot \nabla_p V_p = \frac{g_0 l_0}{V_0^2} \rho_p F_p - \frac{\rho_0}{\rho_p V_0^2} \nabla_p p + \frac{\mu_0}{\rho_0 V_0 l_0} \mu_p \nabla_p^2 V_p \dots \dots (2)$$

(1)-(2)式と(2)式の各項の係数が同じであれば、流れの相似性が確保されることになる。従って各係数が流れの特性を決定する物理定数と考えられる。整理すると以下のようになる。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{i) Strouhal 数比 } St' = \frac{V_0 l_0}{l_0} = 1 & \text{ii) Froude 数比 } Fr' = \frac{\sqrt{V_0^2}}{g_0 l_0} = 1 \\ \text{iii) Euler 数比 } Eu' = \frac{\rho_0}{\rho_p V_0^2} = 1 & \text{iv) Reynolds 数比 } Re' = \frac{V_0 l_0}{\nu_0} = 1 \left(\nu_0 = \frac{\mu_0}{\rho_0} \right) \end{array} \right\} (3)$$

一方、橋梁のちは、幾何学的相似の他に挙動としての相似を満足しなければならない。その基礎的挙動の運動方程式はモーダルアナリシスに従い、いま簡単のため鉛直たわみ振動のみに着目すると(4)式のようになる。

$$\left. \begin{array}{l} \ddot{g}_{p1p} + 2 L_{p1p} \omega_{p1p} \dot{g}_{p1p} + \omega_{p1p}^2 g_{p1p} = \frac{\int P_{p1p} \phi_{p1p} dx}{\int M_p \phi_{p1p}^2 dx} \dots \dots (a) \\ \ddot{g}_{p1m} + 2 L_{p1m} \omega_{p1m} \dot{g}_{p1m} + \omega_{p1m}^2 g_{p1m} = \frac{\int P_{p1m} \phi_{p1m} dx}{\int M_m \phi_{p1m}^2 dx} \dots \dots (b) \\ y = \sum g_{p1r} \phi_{p1r} \end{array} \right\} (4)$$

y: 鉛直たわみ

g : 一般座標, ϕ : 基準座標, L : 構造減衰定数, ω : 円固有振動数, P : 単位長さあたりの外力, M : 単位長さあたりの質量, また添字は r : 鉛直たわみ, p : 次数, $\cdot$: $\frac{\partial}{\partial t}$ を表わす

又、流れの相似と同様に各々の相似比を定め、あらたに $\frac{\omega_{p1m}}{\omega_{p1p}} = \omega_{opr}$, $\frac{L_{p1m}}{L_{p1p}} = L_{opr}$, $\frac{M_m}{M_p} = M_0$ とすれば $\frac{g_{p1m}}{g_{p1p}} = l_0$, $\frac{\dot{g}_{p1m}}{\dot{g}_{p1p}} = \frac{l_0}{x_0}$, $\frac{\ddot{g}_{p1m}}{\ddot{g}_{p1p}} = \frac{l_0}{x_0} \frac{g_{p1m}}{g_{p1p}} = \rho_0 l_0$ であるから、これらを(4)式に代入し整理すると

$$\ddot{g}_{p1p} + 2 x_0 \omega_{opr} L_{opr} L_{p1p} \omega_{p1p} \dot{g}_{p1p} + x_0^2 \omega_{opr}^2 \omega_{p1p}^2 g_{p1p} = \frac{\rho_0 x_0^2}{M_0} \frac{\int P_{p1p} \phi_{p1p} dx}{\int M_p \phi_{p1p}^2 dx} \dots (5)$$

(5)式が得られ、(5)式と(4)-(a)式の各項の係数が同じであれば、橋梁としての相似性が確保される。即ち、

$$\text{i) } x_0 \omega_{opr} L_{opr} = 1, \quad \text{ii) } x_0^2 \omega_{opr}^2 = 1, \quad \text{iii) } \frac{\rho_0 x_0^2}{M_0} = 1 \dots (6)$$

(6)式の i), ii), (6)式の iii) が全て成り立つならば、風および橋梁の運動方程式である(i)および(4)式を満足した模型実験を行なうことが可能である。しかしながら、地球上で実験する限り、重力加速度 g を原型と模型でかえることは不可能であり、それ故 $g_0 = 1$ となる。又、空気という流体を原型と模型とで同様に用いる限り $\rho_0 = \mu_0 = \nu_0 = 1$ であるから、結局(6)式は(7)式のように書き改められる。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{i) Strouhal 数比 } St' = \frac{V_0 l_0}{l_0} = 1 & \text{ii) Froude 数比 } Fr' = \frac{\sqrt{V_0^2}}{g_0 l_0} = 1 \end{array} \right\} (7)$$

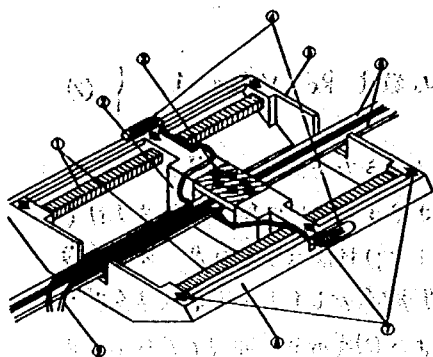


図-2 橋桁概略図および名称

- ① 鋼性鋼(高鋼)
- ② 鋼性鋼(中鋼)
- ③ スリット(アルミ)
- ④ テーパー(高鋼)
- ⑤ 鋼性鋼(中鋼)
- ⑥ 鋼性鋼(高鋼)
- ⑦ 鋼性鋼(中鋼)
- ⑧ 鋼性鋼(高鋼)
- ⑨ 鋼性鋼(中鋼)
- ⑩ 鋼性鋼(高鋼)
- ⑪ 鋼性鋼(中鋼)
- ⑫ 鋼性鋼(高鋼)
- ⑬ 鋼性鋼(中鋼)
- ⑭ 鋼性鋼(高鋼)

ねじれを左下図のように考える。
 従って計算上、ねじれ定数は剛性軸の距離によらず、矩形断面のねじれ定数の2倍が、剛性軸のねじれ定数となる。

ねじれ定数 $J = 2AB^3K$

ねじれ係数 $K = \frac{1}{12} \left[\frac{1}{3} - \frac{1}{10} \left(\frac{b}{a} \right)^2 \right]$

Kの算出式 $K' = 1 - \frac{192}{\pi^2} \left(\frac{b}{a} \right)^2 \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^4} \tanh \frac{(4n+1)\pi b}{2a}$

図-3 おねじれ定数の計算の仕方

が対数減衰率などの振動性状を精査するために小型電動加振器による強制加振実験を行なった。表-1に示すようにほぼ所望値が得られたので、この模型を風洞内に設置し風洞実験を行なった。風速はピトー管と精密微差圧計を使用して測定し、模型の挙動は非接触電子光学式変位計で計測した。このようにして単独橋としての風洞実験を行なうとともに、対象とする橋の計画案により、2橋並列の風洞実験も行なった。この結果、フラッターなど崩壊的振動は実橋風速100m/s程度で起まなかったが、限定振動である渦励振については少なからぬ振動が発生し、特に2橋並列にした場合下流側の橋梁の渦励振振幅がかなり増幅されることが判明した。(図-4参照)の(6)も参照される。

5.3 今後の課題

より精度の高い合理的な耐風設計をするためには今後どのような実験を行なうべきが列挙する。

(1) 自然風を相似させた乱流境界層での風洞実験

耐風安定性を論ずるのに、今までは一様流中での橋梁の安定性を主眼的に考えているが、実際の自然風は時間的にも空間的にも変動しており、その乱れの効果と境界層の影響を無視するのは片手落ちである。通常の部分模型実験(2次元風洞実験)ではこれらの影響を取り入れることが難しいので、費用、設計・製作および実験精度の確保の困難など多少の難点は有するものの、ここで紹介した全往間風洞模型による乱流境界層での風洞実験を行ない基礎的資料の集積を図る。

(2) 渦励振における構造減衰率の影響を把握する実験

現在、耐風設計基準では安全側をみて吊橋系では0.03、斜張橋では0.02というように構造減衰率が規定されている。低風速域で起る渦励振においては構造減衰率がその振幅に大きく影響すると考えられるので、対象とする実橋の資料蓄積を図るとともに、全往間風洞模型実験でも構造減衰率を可変でとるような方法を見出し、渦励振振幅と構造減衰率との関係を実験的に把握することが望まれる。

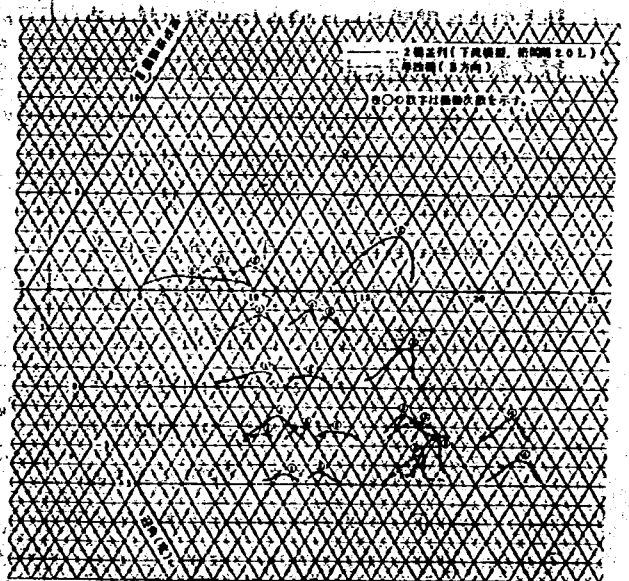


図-4 単独橋と2橋並列橋とのV-A-d比較 (風速-振幅-距離)

4. 橋脚主鉄筋のcut offによる中間部定着の実験

2コンクリート研究室 河田博之

1. まえがき

先の宮城県沖地震では、橋脚の中間部で斜めひびわれや大きな曲げひびわれの発生する被害がいくつか生じた。原因は、橋脚軸方向鉄筋のcut off（段落し）部分の強度が小さかったにわと考えられ、その位置や方法について示方書類の設計規定が改正された。しかしながら、この改正は外国の規定などを参考にしたものであり、その合理性等の確認は十分になされていないのが現状である。

そこで、主に橋脚等を対象として、軸方向主鉄筋のcut offを有する柱部材の力学的性状及び破壊のメカニズムを解明する目的で実験を行ったので、その概要を報告する。

2. 実験方法

1) 供試体

供試体の概要を図-1に、その諸元を表-1に示す。

供試体B-Eは、柱高さの約半の位置で主鉄筋をcut offによって減らし、cut offの方法及び帯鉄筋量を変えたものである。これらのうち、B、C、Dは計算上、柱下端とcut off点の主鉄筋が同時に降伏し、またはcut off断面で降伏荷重に対して余裕をもっている（表-2参照）。また、Aは比較用で、cut offを行わないものである。使用材料は、軸方向鉄筋にSD30($\sigma_s = 367.5 \text{ N/mm}^2$)、帯鉄筋にSD35($\sigma_s = 399.6 \text{ N/mm}^2$)を、また、コンクリートは珪石($G_{\text{max}} = 25 \text{ mm}$)、川砂コンクリート($\sigma_c = 25.7 \text{ N/mm}^2$)を用いた。

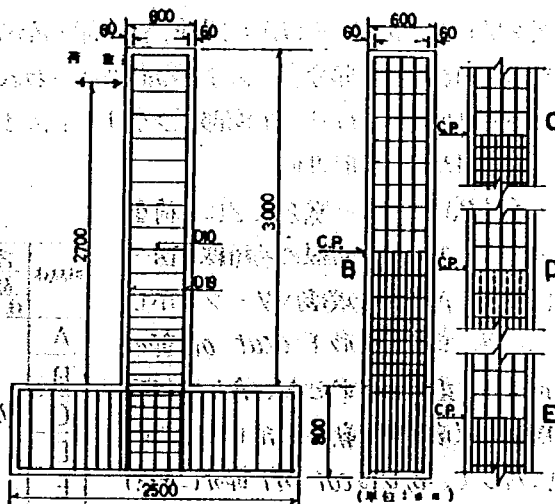


図-1 供試体の概要

2) 載荷及び測定方法

載荷には水平負荷50tの大型部材繰返し載荷装置を用い、すべての供試体について正負の交角繰返し載荷を行った。水平荷重は、柱下端から270cmの位置に載荷し、軸方向鉄筋の降伏（主筋の降伏点変位 S_y ）までは荷重制御で繰返し、ながら10段階で漸増し、降伏後は変位制御で 0.8 mm ずつ変位を繰返し、漸増させた。今回の実験では軸力は作用させていない。載荷中の柱の荷重、変位の他に、軸方向主鉄筋、帯鉄筋のひずみと記録するとともにひびわれ、破壊状況等の観察を行った。

供試体 No.	せん断変位比	せん断耐力比 (%)	Cut off 量	Cut off 耐力比 (%)
A	1.0	8.71	なし	—
B	1.0	11.0	4/9	0.12
C	5.0	0.80	4/9	0.24
D	1.0	11.0	4/9	0.12
E	1.0	11.0	3/9	0.11

供試体B-Eは、柱高さの約半の位置で主鉄筋をcut off（段落し）した。Cは、帯鉄筋を100mmよりcut off（段落し）した。

3. 実験結果及び考察

1) ひびわれ及び破壊状況

$1S_y$ と $4S_y$ 載荷後における代表的供試体のひびわれ及び破壊状況を図-2に示す。供試体Aは、柱基

部の主鉄筋降伏に続いて約28yで
コンクリートが圧壊した。その後、
主鉄筋の座屈によってかぶりコン
クリートが剝離していったが、48y
でも断面を交差するような斜めひ
びわれは生じなかった。B, C, Dで
は、cut off部分での連続主鉄筋
の降伏に伴って曲げひびわれの先
端から斜めひびわれが発生した。

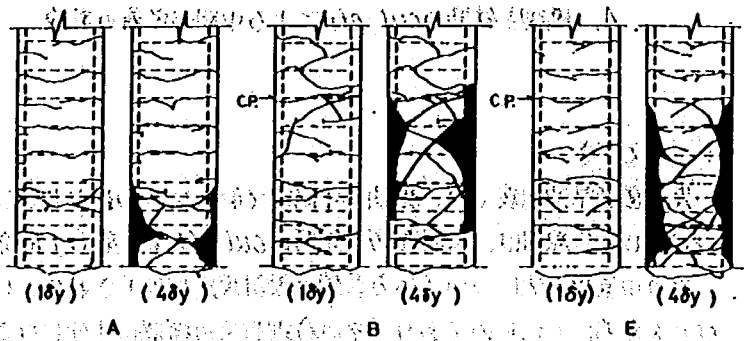


図-2 ひびわれ及び破壊状況

その後、B, Dではcut off部分の主鉄筋の座屈、斜めひびわれの進展とともにかぶりコンクリートの剝離が下方に及んだ。一方、Cでは常に配置された帯鉄筋によって斜めひびわれの進展、主鉄筋の座屈が制止され、柱基部の主鉄筋降伏によって最大耐力を示したが、大変形ではB, Dと同様の破壊状況を呈した。また、EはAと同様、柱基部で降伏し、この時斜めひびわれは発生しなかった。供試体B, C, Dのcut off部分にこのような斜めひびわれの発生した主な原因は、主鉄筋の降伏によって曲げひびわれが大きくなり、圧縮部コンクリートのせん断抵抗面積が減少したためと考えられる。

2) 耐力及び変形性能

各供試体の耐力一覧を表-2に、荷重
変位(正方向)曲線の包絡線を図-3
に示す。Aは曲げ破壊パターンを示し
、一方、Eは大変形下でcut off部の
かぶりが落ちたけれども、Aとは同
程度の破壊荷重、靱性を示した。これ
に対して、B, Dはcut off部分に斜め
ひびわれが発生し、帯鉄筋の降伏によ
ってせん断破壊をした。従って、A, E
より最大耐力が小さくなり、靱性率も

表-2 耐力一覧

供試体	降伏荷重(kN)		破壊荷重(kN)		CR断面の せん断耐力 荷重(kN)	Cut off断面の コンクリートの せん断耐力 荷重(kN)	靱性率の 係数 %
	計算値	実験値	計算値	実験値			
A		18.0		19.8	発生せず	20.1	3.5
B		17.1		17.5	17.1		1.5
C	17.0	17.3	17.9	18.5	17.3	16.5	1.9
D		17.3		17.3	17.3		1.0
E		19.3	17.8	21.9	発生せず	17.8	3.3

※ コンクリートの圧力-変位係数を0.035と仮定した弾塑性計算による。
※ 表-2中の式(解7.1.1)による。

1.5と1.0で、いかにせよ性的な破壊を示した。ま
た、Cでは常に配置された帯鉄筋による破壊荷
重、靱性率がB, Dよりも大きくなっている。なお
表-2のcut off断面のコンクリートのせん断耐力
の計算値は、主鉄筋のサポ作用も考慮したもので
あり、cut off部の主鉄筋量の差はより斜めひび
われ発生荷重が異なっている。

3) 鉄筋ひずみ及びひびわれ幅

代表的供試体の軸方向鉄筋及び帯鉄筋のひずみ

を図-4に、柱側面のひびわれ幅を図-5に示す。また、柱基部のひびわれ幅を図-6に示す。

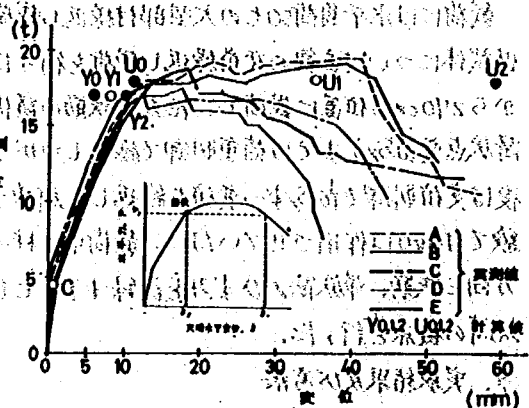


図-3 荷重変位包絡線

供試体Bは
cut off点と
柱下端とが同
時に降伏する
ように設計さ
れたが、荷重
増加とともに
cut off付近
の連続主鉄筋
が柱基部に先
行して降伏し
た。C,Dもほ

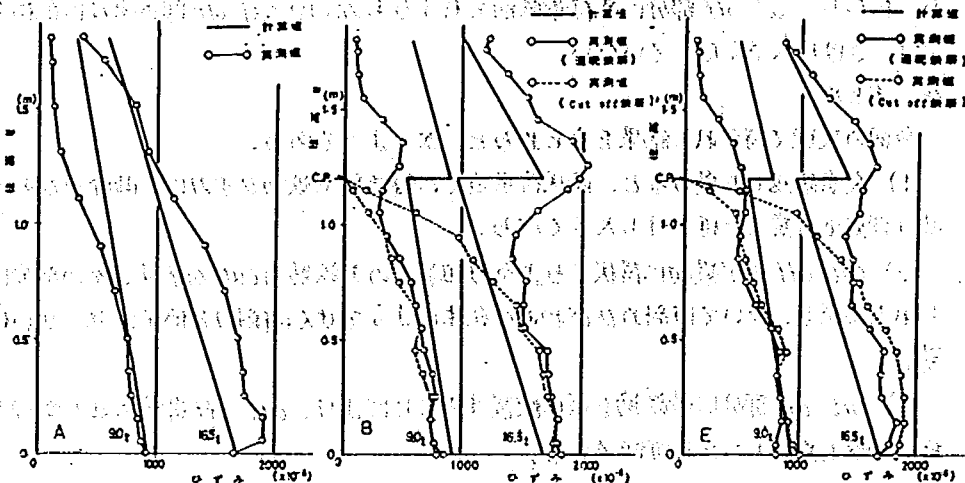


図-4 軸方向主鉄筋のひずみ分布

ぼ同様の結果であり、
こうしてcut off部の降伏が先行した原因は、図4に示すよう
にcut off部で柱基部よりも鉄筋ひずみが大きくなったため
である。また、Eではcut off部分の鉄筋応力にcut off点を0.6
d(d:断面の有効高さ)上けただけの余裕があったので、幾分
cut off部分の鉄筋ひずみが大きいものの柱基部で降伏した
ことがわかり、改訂示方書では、斜めひびわれの発生によって
主鉄筋応力が大きくなるためにモーメントシフトしなければならないと規定されている。しかし、本実験では、図4のように
A,B,E供試体とも斜めひびわれが発生していないにもかかわらず、
荷重が大きくなると主鉄筋ひずみが大きくなっている。こ
れは、交番繰返しによって鉄筋の残留ひずみが増大すること
一つの原因と考えられ、実際に100μ程度の残留ひずみが生じて

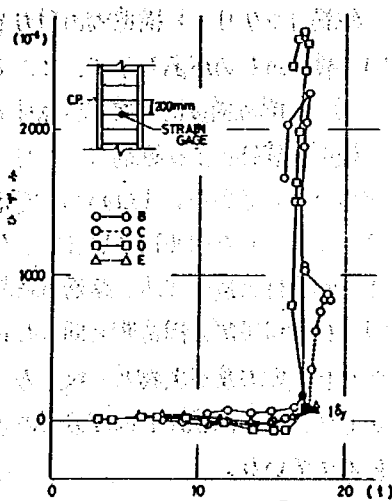


図-5 帯鉄筋のひずみ

いたことを確認している。cut off部分の帯鉄筋ひずみを図5
に示したが、それは各供試体の破壊パターンを裏付け
るものである。すなわち、供試体B,Dではcut off部
分の斜めひびわれ発生に伴って帯鉄筋ひずみが急増し
やがて降伏し、斜めひびわれが進展していった。一方、
Cでは斜めひびわれの発生とともにひずみが増大した
が、B,Dほど大きくならず、Eではひずみの増大は認
められなかった。次に図6で柱側面のひびわれ幅を測定
みると、13.5t(地震時荷重相当)程度であれば時に大
きなひびわれ幅となっていない。しかし降伏時には
cut offを有する供試体(B~E)で大きくなってい

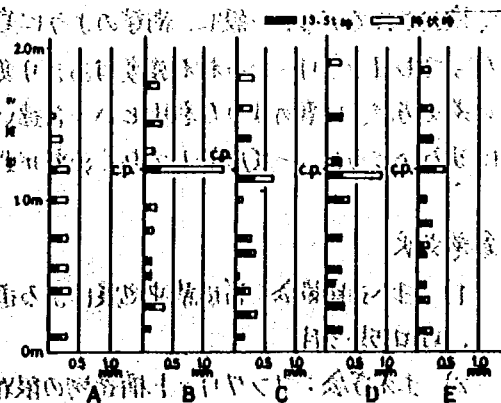


図-6 ひびわれ幅

る。ただし、cut off 部分に密な帯鉄筋を有するもの(C)や cut off 部の強度に余裕を持たせたもの(E)では、さほど大きくなっていない。

4. まとめ

今回の実験で得られた結果をまとめると、次のようである。

1) 交番繰返しを受けると、降伏荷重近くの軸方向主鉄筋ひずみは、曲げひびわれのみの状態でも曲げ理論で計算した値よりも大きくなる。

2) cut off 点が最初に降伏するような位置での主鉄筋の cut off は、その部分に大きな曲げひびわれを誘発し、ひいては斜めひびわれの発生によってせん断耐力を低下させ、脆性的破壊を生じ易い。

3) cut off 部分に帯鉄筋を密に配置することにより、cut off 部分のせん断強度を増大させ、また、靱性を高めることも可能である。

5. 大型模型実験の問題点と解決方法——構造物の破壊に係わる実験上の問題点——

鉄筋コンクリート構造物の耐力や変形を模型試験体を用いて実験する場合に考慮すべき問題としては、種々のものがあるが、ここでは主に以下の2点について検討する。

1) 実際の構造物と模型試験体の相似性

模型試験体による鉄筋コンクリート構造物の破壊実験の最大の難点は、材料の破壊特性を任意に選べないことである。すなわち、実際の構造物と模型試験体との相似を厳密に当てはめようとすると、コンクリートの強度特性やコンクリートと鉄筋の付着特性等を相似率に合わせて再現する必要があり、また粗骨材の最大寸法、鉄筋の径等の使用材料の寸法諸元を選定する必要も生ずる。そこで、実験では、材料は実際の構造物と同じものを用い、鉄筋比、せん断支間比等の主要諸元を対象構造物に合致させ、応力度が実物と一致するようなるべく大きな模型試験体を製作し、破壊実験を行っている。そして、模型試験体での理論式の適用性が確認されれば、その式は実際の構造物でも適用し得るものと考えている。

2) 動的破壊

鉄筋コンクリート構造物の耐震設計に用いる部材特性は、静的載荷によって得られた特性に基づいて検討されている。一般に、衝撃のように著しく大きな荷重速度の場合を除けば、荷重速度が大きくなってもコンクリートの材料強度はあまり変わらないとされているが、静的載荷に基づく部材特性の考え方が、地震のような激振といった速い載荷速度の場合の鉄筋コンクリート部材に果たして当てはまるかどうか、一度確認しておく必要がある。

参考文献

1) 日本道路協会：宮城県沖地震による道路橋の被害ならびに支保部の耐震性に関する調査報告書、昭和55年3月

2) 土木学会：コンクリート構造物の限界状態設計法試案、コンクリート・ライブラリー第48号、昭和56年4月

5. 土石流衝撃力の大規模実験

砂防ダムは、土石流の被害を軽減する重要な施設である。しかし、その設計に必要となる衝撃力の算定方法は、現在まで明確に定まっておらず、設計に大きな誤差を生じている。本研究は、大規模実験を通じて、土石流の衝撃力の特性を明らかにし、設計に活用することを目指す。

1. まえがき

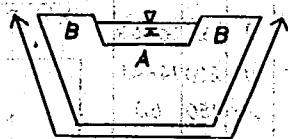
土石流対策施設の設計に関しては、その破壊の要因である衝撃力をいかに算定する方法が重要な問題である。従来、この問題の扱いに対しては流体力の概念を導入した算定法が、その主流を占めてきた。しかし、そのような計算値と現地における実測値（砂防ダムに圧入板を取りつけて計測）に1オーダーもの差が、ときとして生ずることが報告されており、緊急に精度の高い算定法を確立する必要がある。本報告は、上記相違が礫の衝撃力にあると仮定し、現地施設と同程度の規模と1/10程度の縮小した規模の供試体を用いた実験を行ない、荷重の応答特性、破壊機構の解明を試み、その成果と問題点を提示するものである。

2. 研究の目的

本研究は、土石流対策施設の設計に必要な衝撃力の算定方法を提案することおよび対策におよぼす基礎資料を得ることを目的とするものである。

3. 研究方法

実験は、図-1に示すような一般に台形断面を有する砂防ダムに対して便宜的に図-2に示す矩形断面を有する供試体を用い、さらに礫に対して鋼球を使用し行ない、衝撃力は、空気式トーションバース（小規模実験）、単振り子（大規模実験）により与えられた。測定項目は、ひずみ、速度、変位（大規模実験の一部）、破壊状況のスケッチ等である。また、荷重の応答解析は図-3に示す二質点バネモデルを採用して行ない、なお、供試体は表-1に示す配合のコンクリート（大規模）およびモルタル（小規模）を用い、それぞれ打設後28日間、7日間現場養生を行ない、それから実験を開始した。



正面図 (1: 図定範囲, A: 水深計, B: 袖部)
断面図

図-1 砂防ダム形状

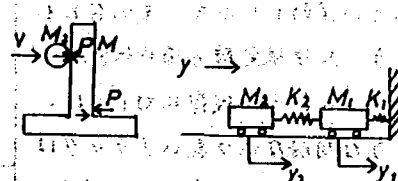
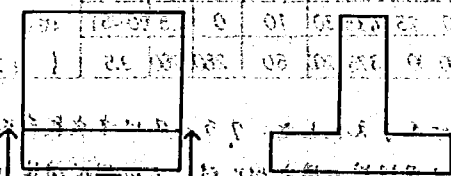


図-3 二質点バネモデル

表-1 コンクリートとモルタルの配合

	W/C	W ₂	S/G	S	G	スラグ	単位重量 (kg/m ³)
コンクリート	64%	150	235	808	1124	5	40
モルタル	55	254	461	1310			



正面図 (1: 図定範囲)
断面図

図-2 実験供試体形状

単位: W, C, S, G: kg/m³, スラグ: cm

粗骨材最大寸法: 最大値, 単位: mm

4. 研究結果と考察

4.1 破壊機構

本実験条件内で得られた破壊形態は、図-4に示すように5種類であった。各々の破壊形態に対応する実験条件は表-2のとおりである。図-4の破壊形態の分類には、形態の複合しているものもあるが、個々について

考察を加えると次のようである。

I：本実験においては小規模の供試体で

しかもかなり速度の低い条件下で発生した。この破壊は片持

供試体固定端の応力集中の影響により引

張応力度の最大となる打撃側根元から曲

げ破壊を生じるものと推察される。

II：打撃部を中心にクラックが数方に発生するものであり小規模の実験につ

いてみるとIの破壊が発生するのに必要な運動エネルギーよりも更に破壊の

方が大きい運動エネルギーを必要とする。一方、大規模実験の場合供試体中

央部（ $X=0$ ）への載荷に対しては、図のような明瞭なかつ長いクラックは

起こらず、シンナーを塗ることで確認できる程度のものであり、表せる打撃

部を中心に数cm程度のクラックが無数の方向に散在するものが確認された。また、

載荷位置を供試体中央部から隅部の方へ移行させ中央載荷と同程度の運動エネルギーを与えたとき、クラックは中央載荷に比してわず

かながら明瞭でありかつ長かった。以上の事実から同規模の構造物に対して放射状破壊が発生するためには、少なくとも転倒が生じる以上の運動エネルギーあるいは初速度（慣性力）が必要である。

その結果、衝撃力の作用時間が短く、しかも片持供試体の自由端を載荷部に対して拘束されるような

いわゆる周辺固定に近い状態となつて破壊が生じるものと推察される。

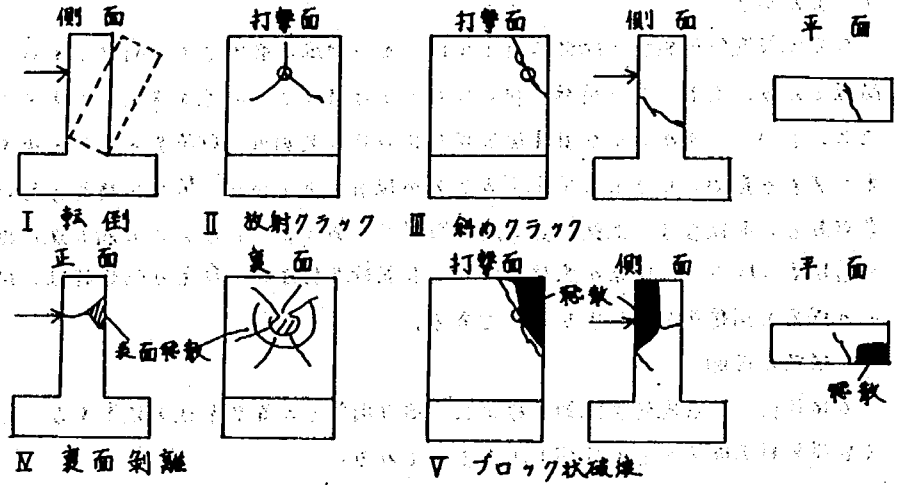


図-4 本実験の破壊形態

表-2 実験条件と破壊形態

破壊形態	供試体寸法	弾径	載荷位置	弾速	記号	説明図
	$D \times B \times b \times H \times h$	d	X, Y	V		
I	20 30 75 435 30 40 30 75 435 30	10	0 4.5	4.2 2.5	dO	
II	40 30 75 435 30 600 150 50 275 200 600 800 100 375 300 600 150 50 275 200 600 300 100 375 300	10 40 60 40 60	0 4.5 0 13.5 0 200 250 150 223 213	34~6.2 08~6.9 14~4.1 6.0 3.4		
III	600 150 50 275 200 600 150 50 275 200 600 300 100 375 200	40 40 60	280 180 265 16.5 243 264	4.7 5.5 3.3		
IV	40 300 75 435 30	10	0 4.5	10~35		
V	600 300 10 375 200	60	280 280	3.5		

単位: $V = (m/sec)$

他は (cm)

() : 推定値

Ⅱ：本実験において隅部載荷は大規模実験のみであるが、斜めクラックは小規模実験においても発生する可能性は十分にある。即ち、Ⅰが発生したときの載荷位置よりさらに隅部に載荷されれば、たとえⅠの発生に必要な運動エネルギー以下のエネルギーを与えても斜めクラックは発生すると思われる。しかし、載荷点が中央部の場合には固着端に近い部分（ $y=0$ ）または、自由端よりの部分（ $y=L$ ）であり、構造物に対して荷重載荷位置が対称であるため斜めクラックは発生しないと考える。このクラックは、ギザギザの液を有し構造物の天端および側面まで回折しているのが特徴である。

Ⅲ：本実験では小規模実験の1ケースしか生じなかった。この現象については、衝突時に発生する応力波の波形、打撃点と自由端までの距離、コンクリート内部の応力伝播速度、応力波の減衰等がこの現象を支配するパラメータになるとの報告がなされている²⁾。

Ⅳ：Ⅰが発生したときの載荷位置よりさらに載荷点と隅部に移動するときに生ずる。この破壊はⅡとの複合型であり、鋼球が供試体に衝突した瞬間、大量の粉塵を巻き散らすものである。実際の土石流に遭遇した防ダムを調査すると、ダム袖部がこのように破壊している例がみられることがある。

本実験から破壊形態の領域を区分するのは、データ数が少ないためむずかしいが、領域区分に関するパラメータとしては、運動エネルギー、載荷位置、構造物の厚さ等が支配的であると推察される。

4.2 荷重の応答機構

図-5、図-6は中央載荷におけるひずみゲージ、変位計の配置およびひずみと変位の関係の1例を示したものである。なお、この実験ケースにおける破壊形態は放射クラ

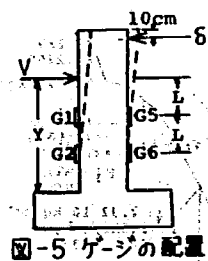


図-5 ゲージの配置

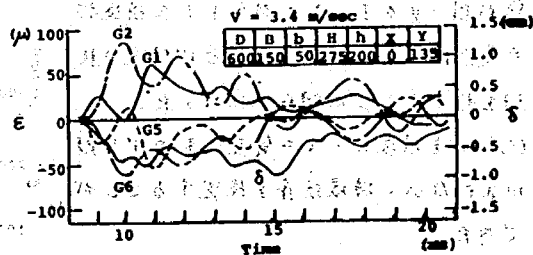


図-6 ひずみと変位の例

ックであった。これらの図から構造物が曲げ変形を来していることが推察できる。また、他の中央載荷実験も供試体、鋼球の大小に関係なく、ひずみ・変位は図-1と同様な挙動を示した。そこで、図-7

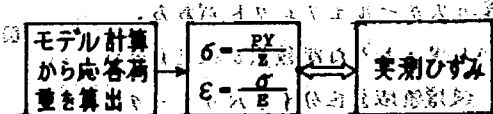


図-7 ひずみの計算値と実測値の比較

に示すように二点ベネモデルから応答荷重を算出しさらに算出された応答荷重をひずみに換算した結果と実測ひずみの比較を行った。ここで、応答荷重計算のフローを示したのが図-8である。図-8で明らかのようにモデル計算を行うに際しては、コンクリートおよび鋼球の物理定数を定める必要があり、今回の計算に用いたコンクリートの物理定数は図-9に示す例のよう圧縮試験を行ない、動的載荷速度の影響を考慮して²⁾弾性係数（1/2強度） $E_1 = 21 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ 、破壊強度における割断弾性係数 $E_2 = 17 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu = 0.18$ とした。さらに鋼球の定数は一般的な値である弾性係数 $E = 22 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu = 0.3$ を採用した。このようにして求めたひずみの計算値と実測値の比を β とし、 $\beta = \frac{\epsilon_m}{\epsilon_c}$ に対してプロットする（図-10）のはりになる。図で明らかのように、大規模と小規模実験を比較するとおよそ20%程度のスカラーエフェクトがあることが判断され、 β が1に近づくにつれて構造物の変形に寄与するエネルギーが小さくなる傾向がうかがえる。ここで、仮に防ダムの

6. 液状化する砂質地盤と杭基礎の模型振動実験

振動研究室

木金 俊雄

1. まえがき

飽和した砂質地盤が地震動を受けると間隙水圧の上昇による有効応力の低下から土のせん断強度が大幅に低下し、土が液状化に陥る現象（液状化現象）が起ることはある。地震時における地盤の液状化現象については、新潟地震（1964年）を契機として、被害調査、室内動的土質試験、振動実験等、多岐にわたる研究が行われ、その発生条件、液状化に及ぼす影響要素、液状化強度の推定、さらには周辺地盤の液状化が基礎構造物に及ぼす影響などが詳細に調べられ、現在まで比較多くの知見が得られている。これらの知見を考慮して、液状化が想定される地盤において基礎構造物を設計する場合、現行の道路橋示方書・耐震設計規では、対象とする地盤の液状化の判定を行い、液状化するに判定された土層について地盤定数（例えばN値、Eなど）を液状化の程度に応じて低減あるいは無視することにより対処している。しかし、液状化過程における構造物の挙動と地盤との相互作用としてとらえた実験・解析例は少なく、液状化過程における構造物の挙動、液状化地盤の耐震設計上の取扱い方法に関しては未だ多くの問題点を残しているのが実情であり、今後、現行示方書における液状化地盤の取扱いの合理化の方向へ検討も含めて、これらの残された問題点を明らかにしていくことが必要となつてきている。

本文は、これらの現状をふまえて、液状化を考慮した合理的な耐震設計法の確立を究極の目標として、液状化時の構造物の挙動の解明、さらには、液状化を考慮した構造物の応答解析法の確立に必要なデータの採取を目的として実施した大型模型振動実験の結果をとりまとめにものである。²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾

2. 実験方法

実験は、振動実験施設内の大型振動台（6×8m、耐振力100t）を用いて実施した。振動台上に大型実験土槽（6×3×2m）を搭載し、土槽内に杭基礎模型を設置するとともに要測標準砂による飽和砂地盤を作成した。模型の概要を図-1に示す。地盤は水中への自然落下により作成されたゆるめめ地盤であり、初期高さは約95cmである。また、杭基礎模型は固有振動数を変えた4種（M-1～4）とした。加振方向は水平一軸方向であり、表-1に示すように7Hzの定常正弦波を4段階に変えて加振した。加振時の地盤および杭基礎の応答特性は図-1のように設置した検出器により計測した。

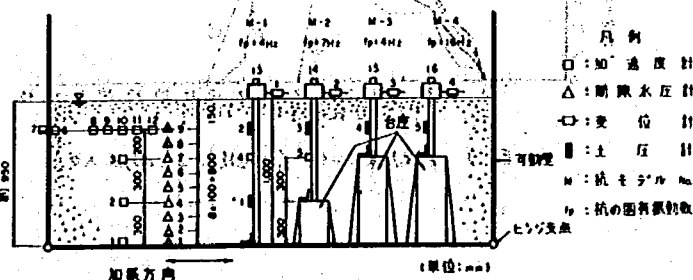


図-1 模型の概要と計測器の配置

表-1 加振方法

加振段階	入力波形	振動数	入力加速度
1			30 gal
2			80 gal
3			80 gal
4	正弦波	7Hz	50 gal
5			80 gal
6			150 gal
7			150 gal
8			250 gal

3. 実験結果

各加振段階ごとに得られた静的コンソリダート試験結果を図-2に示す。同図から液状化による密度低下層が進行すると、同一加振度での再加振でも液状化が起り密度低下が進行すること、入力加振度が大きい場合密度が増加する範囲がより浅い層で止まることなどがわかる。また、地盤の応答加速度(a)、過剰間隙水圧(u)、杭頭変位(d)および杭頭の応答加速度倍率(β)の加振中の時間変化特性結果の一例を図-3に示す。同図は全層にわたり完全液状化が発生した加振段階2の結果である。地盤が液状化するとせん断抵抗が低下するため、(A)図に示す地盤の応答加速度は小さくなるが、この現象は上層から進行することとわかる。(B)図の過剰間隙水圧は上層部より順にピークに達しており、この現象からも液状化が上層から始まることがわかる。また、完全液状化時には初期有効応力にはほぼ等しい値を示し、有効応力がゼロになることを意味している。(C)図の杭頭変位については、表層部の地盤加速度が低下を始めたら徐々に急増する。応答量はM-2が最も大きく、M-1、M-3は同程度であり、M-4は最も小さい。杭頭加速度応答倍率については、その応答は加振直後から始まりピーク値の発生時刻がより応答量の大小は杭頭変位と類似した傾向を示す。

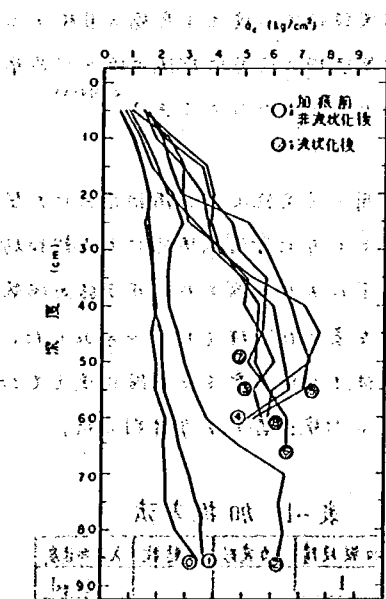


図-2 静的コンソリダート試験結果
 表層部
 ①: 加振前
 ②: 非液状化後
 ③: 液状化後

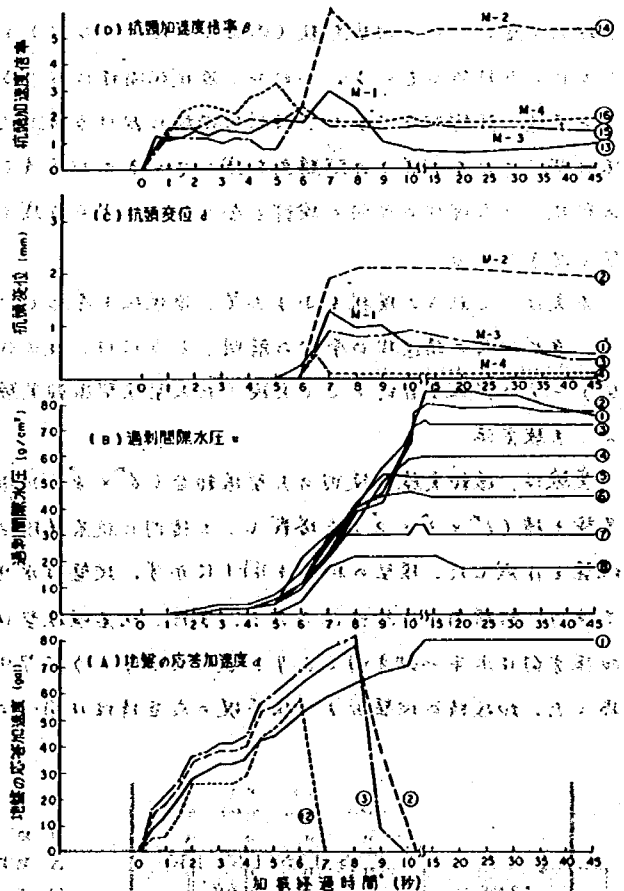


図-3 実験結果の一例 (加振段階2, 80gal入力)

4. 地盤の液状化現象とその判定

1) 地盤の液状化現象とその判定
 土木研究所の提案により道路橋示方書・耐震設計指針に規定された液状化の判定法を今日の模型地

盤に適用して、模型地盤の耐震性を検討するとともに、本実験結果との対応づけを行い、液状化判定法の妥当性についての検討を行う。初期砂層高30, 60, 80 cmの3深度において、(1)式で定義する液状化に対する抵抗率(F_L)を求めた。

$$F_L = R/L \quad \text{----- (1)}$$

ここで、 R は動的せん断強度比で(2)式により表わされる。これは地震時せん断応力比で(3)式により表わされる。

$$\begin{aligned} R &= 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} + 0.19 & 0.02 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0.05 \text{ mm の場合} \\ R &= 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} + 0.225 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{10}} \right) & 0.05 \text{ mm} < D_{50} \leq 0.6 \text{ mm の場合} \\ R &= 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} - 0.05 & 0.6 \text{ mm} < D_{50} \leq 2.0 \text{ mm の場合} \end{aligned} \quad \text{----- (2)}$$

$$L = \frac{d_z}{g} \cdot \frac{dv}{dt} \quad \text{----- (3)}$$

ここで d_z : 深さ z における地盤加速度

σ'_v : 有効応力、 dv/dt : 全応力

また、(2)式の N 値は、コーン貫入試験による貫入抵抗値 q_c ($q_c = 4N$) より推定した (以下、この推定法を A 法と呼ぶ)。さらに A 法とは別に、 $R = 0.0042 D_r$ (ここで D_r は相対密度) の関係 (Seed らの提案による均一砂に対する実験式) からも動的強度 R を求め、 F_L の計算を行った。 (以下 B 法と呼ぶ)

図-4 および 5 は、計算により求められた F_L の値、地盤内の発生過剰間隙水圧および地盤内加速度の時間変化を対比した例であり、図-4 は、非液状化の場合 (加振段階 1)、図-5 は、完全液状化の場合 (加振段階 2) である。これらの図から、液状化の発生していない段階 1 での F_L 値は 1.0 より大きく、それに対して液状化した場合の F_L 値は 1.0 以下となり、両者の間には明確な差異があることがわかる。

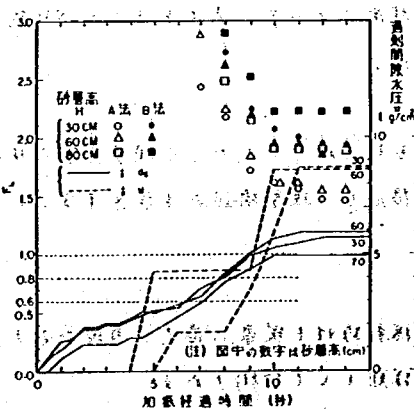


図-4 地盤の非液状化と F_L の関係 (加振段階 1)

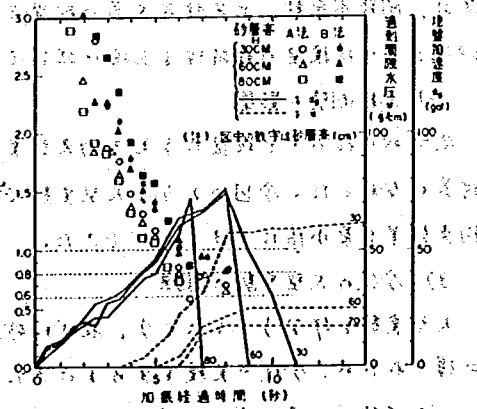


図-5 地盤の完全液状化と F_L の関係 (加振段階 2)

図-6 は、全加振段階において、初期砂層高 30, 60 および 80 cm の 3 深度における地盤の液状化の程度と A 法により求めた F_L の関係とをまとめたものである。ここで、地盤の液状化の程度は、過剰間隙水圧の初期有効応力に対する比 (u/σ'_v) を定義し、図 6 において、 u/σ'_v の分布は軸方向に均一である。液状化の程度が進むに従って、 F_L 値が減少することから、変化特性を図中の実線が概略的に表わされている。これより、平均的に u/σ'_v が 0.5 以上になると F_L が 0.2 程度となり、 u/σ'_v が 1.0 の場合の F_L は 0.6 程度となる。

とがわかる。

2) 大型実験の知用

以上、大型振動台を用いた液状化する砂地盤と杭構造物の動的特性に関する実験的検討結果を示した。今回の実験により、従来の小規模実験では検討しづかった事項を明らかにすることができたが、これらの一部を示すと以下の通りとなる。

i) 相似則を満足した振動実験

弾性的挙動内の実験では、長さ、質量、時間の相似則を考慮した適当な模型材料を使用することが可能であるが、液状化のような状態変化を伴う実験では、模型材料として実物の砂を用いなければならない。実物の砂を用いて、小規模実験の相似則が要求される剛性、程度等を確保するには一定の限界があり、従来の小規模実験が現象の定性的な把握にとどまり、図6のような点に求められ、大規模実験では模型の縮尺率を小さくしたりあるいは部分的な実物実験を行うことにより、このような点を解決することができると考えられる。

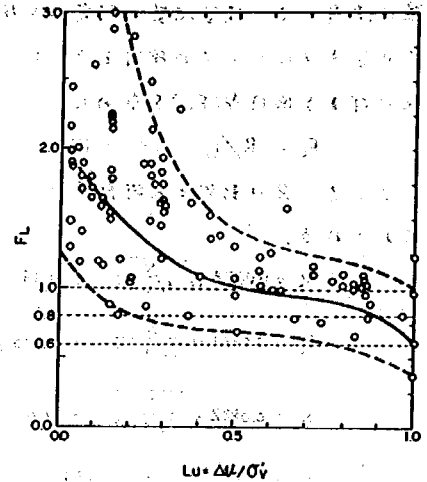


図-6 地盤液状化の程度と F_u の関係

ii) 地盤および杭構造物の状態把握の精密化
大型土槽内に人工砂層を作るため、現場におけるサンプリングと同様な手法（サンプリングロー）により不攪乱試料を採取することができるようになった。このため、模型地盤の動的強度の推定が正確になり、具体的な液状化の程度の把握ができるようになった。さらに硬型の大型化に伴い、加速度計、間隙水圧計、土圧計等を密に配置することにより、精度のよいデータをとることが可能となり、地盤および杭構造物の動的特性を正確に把握できるようになった。

iii) 土槽側壁の影響

側壁が内部の人工地盤に与える拘束効果については従来も知られていたが、小規模実験では有効な対策がなかった。今回のような大型実験では、土槽付近に限定して模型杭構造物を設置することにより、拘束効果を最小限にすることができた。

3) 今後の大型実験の課題

大型実験を行なうことにより、液状化砂層中の構造物の振動特性と現象に忠実に再現できる見通しが得られるが、今後の実験を進めるにあたり、以下の点が課題として指摘される。

i) 実験データの増加に伴い、計測システムの拡充および自動化を図り、データ処理の効率化を図る必要がある。

ii) 土槽内への地盤材料搬入、搬出に伴う省力化、効率化のための実験施設の整備が必要とされる。

【参考文献】
1) 道路橋示方書、同解説、耐震設計編、日本道路協会、昭和55年。
2) 名寄、吉田、吉田、砂質土の液状化現象に関する基礎的実験、土木研究所資料、第160号、昭和55年。
3) 名寄、吉田、砂質土の液状化現象に関する基礎的実験、土木研究所資料、第161号、昭和55年。
4) 名寄、吉田、砂質土の液状化現象に関する基礎的実験、土木研究所資料、第162号、昭和55年。
5) 名寄、吉田、砂質土の液状化現象に関する基礎的実験、土木研究所資料、第163号、昭和55年。

7. 越水堤防模型実験の成果と問題点

河川研究室 葛西敏彦

1. はじめに

河川堤防は一般に土で造られているため、洪水で越水が生じた場合には容易に破壊する。破壊に伴う被害は単なる浸水被害に比べて甚大であり、わずかな越水によって破壊されないよう既存堤防を強化することが望まれている。

このような堤防の補強工法の開発とその効果を小規模模型で検討することは、土及び水の相似性が両立しないため、その効果を適切に判定できない。したがって、実物に近い模型での検討が必要となる。そこで、本実験では、中小河川の上流部に造られているような堤防規模の模型を製作し、①現状堤防の破壊特性の検討、及び②補強工法の開発の検討を行った。

ここでは、これまで行った連続実験のうち①については裸地及び全面芝張り実験、②については天端アスファルト実験を中心に述べる。本実験での問題点について報告する。

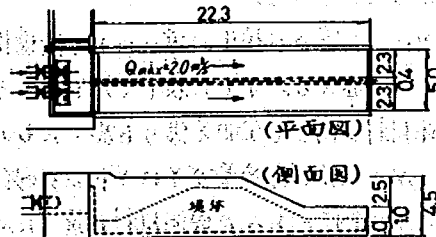


図1 実験水路 (m)

2. 実験の概要

実験は、図1に示す最大給水量2m³/sの水路に堤体と保護工を製作して行った。各ケースによって堤体の形状が若干異なるが、大略の数値は、堤体高2.5m、天端幅4.0及び7.8m、法面勾配2割である。

堤体製作後、現地における前期降雨及び川表側の水位上昇に伴う浸透水による強度低下を考慮して、すべてのケースとも川表側に約7日間の湛水を行った。その後、所定の流量を越流させて破壊過程の形状と水面形を水路壁上に1m間隔で張られた糸かからスケールを垂直に降して測定した。また、水路下流側からはビデオ及び写真撮影により破壊形状を記録した。

以上のようない実験方法で計19ケースを実施した。それぞれの実験条件を表1に示す。なお、表の堤体土の分類は、日本統一土質分類による5段階の標準土質に相当する。

表1 実験条件一覧表

実験No.	保護工の状態	越流側天端幅	流量	堤体土	備考
1	全面芝張り	5.0m	0.26	VIH-VH	天端幅約20m
2	裸地	4.0m	0.40	VIH-CH	
3	天端アスファルト	4.0m	0.40	VIH-CH	越流側約20m
4	巻法蛇カゴ	4.0m	0.40	VIH-CH	
5	全面防水マット	2.3m	0.86	VIH-CH	越流側約10m
6	全面凸型連結ブロック	4.0m	0.10	VIH-CH	6m透水後
7	全面平型連結ブロック	4.0m	0.52	VIH-CH	
8	全面芝張り	4.0m	0.21	VIH-CH	天端幅約20m
9	天端アスファルト	4.0m	0.52	SF+SC	
10	全面芝張り	4.0m	0.21	VIH-CH	
11	裸地	4.0m	0.52	VIH-CH	
12	全面芝張り	4.0m	0.40	VIH-CH	天端幅約20m
13	天端アスファルト	4.0m	0.20	VIH-CH	越流側約20m
14	天端アスファルト	7.8m	0.52	VIH-CH	越流側約10m
15	天端アスファルト	7.8m	0.86	VIH-CH	
16	天端アスファルト	4.0m	0.20	VIH-CH	SS
17	天端アスファルト	7.8m	0.86	VIH-CH	
18	改修工で全面被覆	4.0m	0.20	VIH-CH	山砂土質
19	天端アスファルト	4.0m	0.52	VIH-CH	

3. 実験結果

3.1 裸地及び全面芝張り (No. 1, 2, 6', 8, 11, 12)

裸地については小模型を用いた実験がいくつかあり、そのうち赤井・中川らの²⁾行. した実験(堤体高53cm, 天端幅30cm, 水路幅45cm)では、初期堤体法面の洗堀深 Z_s の時間変化は、次式のように掃汰力 τ と粘着カ c の関数で表わされた。

$$(\partial Z_s / \partial t) = 6 \times 10^{-3} (\tau / c) \quad \text{--- (c. 4.5) ---} \quad (1)$$

この式と本実験の洗堀深を比較した結果、約 $10^2 \sim 10^3$ 倍本実験の方が大きい値を示していた。これは、写真1に示すように本実験では、法面あるいは天端等に発生するクラックに越流水が流れ込むために、小模型での法面浸食状況とは全く異なる法面崩壊が生じるためである。

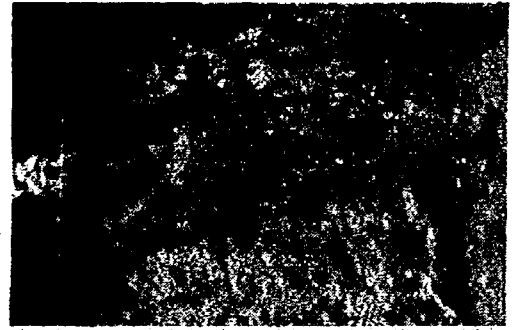


写真1 天端のクラック (実験No.6')

次に、土質及び植生の違いによる破壊状況の相異について述べる。すでに表1で示したように、実験No. 2, 6', 11は裸地、No. 8はNo. 2及びNo. 6'と堤体材料が同じで全面芝張りを施したものの、No. 12は全面芝張りでNo. 11と同じ堤体材料である。また、No. 2とNo. 6'は流量がそれぞれ $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$ と $0.7 \text{ m}^3/\text{s}$ である。No. 8とNo. 12は芝の生長期間が半年と同じ条件であるが堤体材料が違うために、No. 8の根が数cmしか生長しなかったのに対して、No. 12の根は約30cm生長していた。

これらのケースの破壊状況を図2に示す。なお図の横軸は裏法面の堤体断面変化率(崩壊断面積÷初期断面積)であり、縦軸は天端の断面変化率である。

この図から次のことが言える。

① 裸地の場合には、No. 2とNo. 6'を比較するとわかるように同じ堤体材料であれば越流量の違いによらず同じ破壊状況を示す。

② 裸地の場合には、裏法面の崩壊が初期断面の約2割に達すると天端の崩壊が始まる。

③ 全面芝張りの場合には、裸地より天端の崩壊が始まるのが遅い。また、芝の生長状況によって崩壊状況が異なり、根があまり伸びなかったNo. 8では裏法面の約5割で天端が急激に崩壊しているのに対して、根が約30cm伸びたNo. 12では6割から8割にかけて崩壊している。

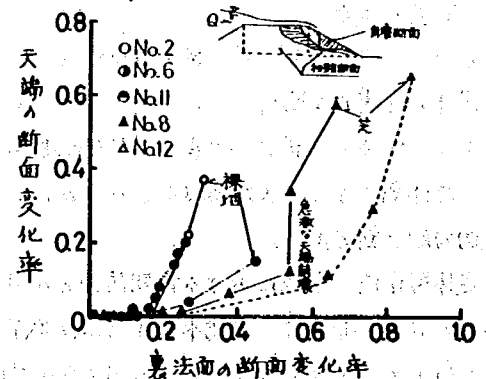


図2 堤体断面変化図

以上の裸地及び全面芝張りの実験で得られた結果、すなわち裏法面及び天端に発生するクラックを防止することが現況堤防の強化につながるという結果をもとに、次の保護工の実験を行った。

3.2 保護工の実験

ここでは、表1に示した保護工の実験のうち、費用、施工、維持・補修面ですぐれており実現性が高い天端アスファルトの実験結果について中心に述べる。他の結果については簡単に述べる。

321 天端アスファルト (No. 3, 9, 13, 14, 15, 16, 17)

表2は、堤体寸法及び越流量の条件が同じ場合の裸地、全面芝張り、天端アスファルトの崩壊時間を示す。天端アスファルトの崩壊時間は、裸地の9.4倍、全面芝張りの2.2倍となっており、保護工の効果がかなりみられた。しかし、このNo. 3では、天端アスファルトの下層部に敷いた碎石の層が水みちとなるため、この点を改良すればさらに強度が増加するものと考えられた。また、崩壊が川裏側から順次川表側に行進することから、天端幅を広くすることが耐越水性を増大すると考えられた。そこで、図3に示す遮水壁を設けた場合、及び天端幅を広げた場合についてさらに実験を行い、それぞれの効果をみた。

【遮水壁の効果】 表3は遮水壁の効果を示すもので遮水壁の有る場合と無い場合とを比較している。この表から、遮水壁が有ることによって、1.3倍程度耐越水性が増すと考えられる。また、設置位置については、今後さらに検討が必要であろう。

(天端幅の効果) ここでは、天端幅の狭いNo. 3, 9, 13, 16と広いNo. 14, 15, 17と比較して述べる。なお、実験水路の関係から堤防敷地に制約があるため天端幅7.8mの実験では、天端幅4mの堤体敷地とほぼ同一とした。このため、表及び裏法面勾配をそれぞれ1割5分及び1割とした。

表4は、越水深約60cmの単位幅流量0.86m³/s・mを通水した時の崩壊時間から、天端幅の効果を示すものである。No. 17の7.8mの堤体は、4mのNo. 9より約3倍の時間に耐えた。また表5は天端アスファルトのすべてのケースについて、天端幅と単位幅当りの総流量(単位幅流量×崩壊までの時間)の関係を示すものである。天端幅の広いケースでは、総流量が4〜8倍となるまで持ちこたえており、天端幅の増大が耐越水性に効果的であることが知られた。

322 その他の保護工

その他の保護工のうち特に効果が認められたものについて表6に示す。No. 7の平型連結ブロックは、越水深約60cmに対して約2時間もちこたえ、本実験のうち最も強度を有していた。また、天端と裏法

表2 天端アスファルトの効果

実験No.	保護工	天端幅	単位幅流量	崩壊時間
2	裸地	4m	0.4m ³ /s	3.5min
12	全面芝張り	4	0.4	16
3	天端アスファルト	4	0.4	33

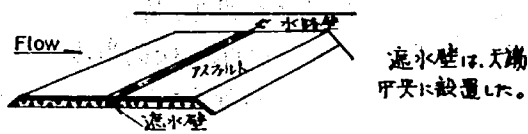
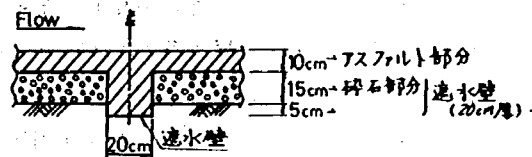


図3 遮水壁

表3 遮水壁の効果

実験No.	保護工	天端幅	単位幅流量	崩壊時間
17	遮水壁無し	7.8m	0.86m ³ /s	49min
15	遮水壁有り	7.8m	0.86	63

表4 天端幅の効果(1)

実験No.	保護工	天端幅	単位幅流量	崩壊時間
9	天端アスファルト(蛇かじ防蝕機)	4.0m	0.86m ³ /s	16min
17	天端アスファルト	7.8	0.86	49

表5 天端幅の効果(2)

実験No.	保護工	天端幅	単位幅流量	総流量
3	天端アスファルト	4.0m	0.4m ³ /s	792m ³
9	天端アスファルト(蛇かじ防蝕機)	4.0	0.86	826
13	天端アスファルト+遮水壁(20cm)	4.0	0.20	826
16	天端アスファルト	4.0	0.20	174
14	天端アスファルト	7.8	0.32	6,989
15	天端アスファルト	7.8	0.86	3,251
17	天端アスファルト	7.8	0.86	2,528

表6 主な保護工の実験結果

実験No.	保護工	天端幅	単位幅流量	崩壊時間
7	平型連結ブロック	4.0	0.52m ³ /s	120min
9	天端アスファルト(蛇かじ防蝕機)	4.0	0.86	138min
18	改良土(山砂+石灰)	4.0	0.52	221
19	天端アスファルト	4.0	0.86	16
19	天端アスファルト	4.0	0.20	105
19	天端アスファルト	4.0	0.52	37

面クラックを防ぐために行った No. 9 は、裏面土の吸い出しに伴う蛇ガゴの低下により、天端アスファルトと蛇ガゴとのうき目が約 8 分で切れた。このため、それ以降は蛇ガゴの効果はみられず天端アスファルトと同様となった。この種の保護工では吸い出し防止工を十分にすることによって、強度が増すと考えられる。さらに、No. 18 及び No. 19 は、改良土を 50 cm 厚で三面保護した実験である。なお、改良土は 3 週間養生し、その強度は 3~5 kg/cm² であった。表 6 に示す No. 18 と若者の天端アスファルトの遮水壁を有した No. 13 と比較するとわかるように、改良土の方が約 1.5 倍もろいことであり、三面張り効果は認められた。しかし、この改良土は収縮するためクラックが発生しやすく、そのクラックから越流水が入り内部の堤体材料が吸い出され破壊に至った。このことから、改良土の中にネットを埋設する等してクラックの発生に対処する必要があると考えられる。

4. 実験での問題点及び今後の検討事項

以上、これまでの実験結果を取りまとめたが、これが現況堤防に同じ保護工を施工した場合の強度をそのまま表わしているとは限らない。そこで、次に、このような模型実験による堤防強度の評価の問題点について述べる。さらに、今後の検討事項について若干述べる。

(問題点) ① 水路側壁沿いの堤体の締め固めがどうしても不十分になり、そこが水もちとなり、破壊するケースがほとんどであった。この側壁の影響をどのように評価するかの問題。② 堤体の破壊状況を測定するために、現状では通水を止めなければならない。この際に、水がすぐ止まらないこと、川表側の水位を水中ポンプで下げるため間隙水圧等の変化に伴って表土面が崩れやすくなること、破壊状況の測定中に堤体が崩れること、あるいは次の通水初期の水流量時に水がクラックをたまたみ堤体の破壊を促進することなど、種々の弊害が生じる。以上の影響をどのように評価するかの問題。③ 現況堤防は長期間に亘る圧密等を受け比較的安定しているが、実験では工程の制約を受けるため、わずか 2 週間で通水する。この堤防の安定性の評価の問題。④ ③ と同様に、全面張りのように植生が十分に生長していない (No. 8 及び No. 12 等は生育期間が約半年間) ため、現況堤防と同レベルで比較することが出来ないという問題。

これらの問題点を解決することが実験精度を上げるうえで、今後必要であろう。また、これらの他にも 1 ケース当りの実験費が 150 万円と高額である。実験用水を逃し、他の実験に迷惑をかける等の種々の問題がある。

(今後の検討事項) ここでは、天端アスファルトが耐越水工法としてきわめて実用性が高いため、その実験を中心に述べた。今後の実験では、遮水壁の位置や形状等天端アスファルト舗装工法の改善、及び他の保護工(ガレツク等)の耐越水性の評価を行ってゆきたいと考えている。また、現在使用している山砂(SF-SC)は、施工性はすぐれているが液状化しやすい等の難点があるため、越水堤防に用いる堤体材料の検討も必要と思われる。いづれに、前述した問題点の①については側壁沿いにはうねり止めを設け、②については自動排水装置の導入等で通水を止めずに実験を行う、③については、実験工期を長期間にするなど、改善してゆきたいと考えている。

参考文献: 1) 伊藤、石川、島西: 大規模な越水破壊実験, 土木技術資料 23 巻 3 号, 1966 年 3 月号

2) 赤井、中川ら: 河川堤防堤体の破壊研究, 自然史等研究所研究報告, 1966 年 2 月号

8. 地下浸透を考慮した流出抑制法に関する現状実態

近年、都市化の進展に伴い、不透透面積の増加、排水路網の整備等であらわれる都市化の進展により、降雨時における河川への流出量が増大し、流出時間が短縮されるという現象がいわゆる都市河川と呼ばれているような河川において顕著にあらわれている。

一方、これらの河川にあたるのは、用地取得難に建設公営・工事障害等に対処する為工事費の増大あるいは財政的制約などにより抜本的な対策として挙げられる河川改修がなかなか進捗していないのが現状である。すなわち開発と治水対策とのアンバランスが生じていると言えよう。かかる現状に鑑みると河川改修が完了する迄の暫定あるいは一部恒久的な対策として、流域における流出抑制対策を積極的に講じていく必要が非常に高まってきたと思われる。このような場合における流出抑制対策の一手法として雨水貯留施設を挙げることもできる。計画的な遊水池、防災調節池、防災調整池等で代表される治水機能保全施設及び公園貯留、検間貯留等で代表されるこの施設は、現在、大規模宅地開発等における流出抑制のための治水手法として一般化しているとともに、最近実現された「総合治水対策特定河川事業」においても積極的に採用されてきているが、これらの施設はいわゆる貯留型として分類されるものが大部分である。

一方、流域における今後の開発事業は、開発適地が減少するとともに、老朽化した市街地の再生を図る必要性等から、大規模なものからミニ開発・スラム街の再開発のようなより小規模なものが重点に移行していくものと想定され、又財政的制約も一層増大するものと考えられることから、土地利用の制限がより小な、相対的に安価な施設の必要性が高まってくると思われる。また、前述した貯留型の施設に関しては技術マニュアル等も比較的良く整備され、かつ水理計算による機能把握が比較的容易である。

しかし、図-1に示される浸透型施設に関しては、貯留型と比較して実施例も少なく、又、画一的に把握することが困難な地盤の透水性を利用した施設であるため、調査・研究のレベルは相対的に低い現状にあるが、一方前述した諸般の情勢から今後積極的に調査研究されるべきものと思われる。



2 目的

上述したように、浸透型雨水貯留施設に関して、調査研究のレベルは相対的に遅れをとっているが、農業土木の分野では、土地改良事業等における用水管理の必要性から従来より地表面下2〜3mの範囲の地盤において、土壌の透水性の把握を積極的に調査・研究されてきている。

しかし、流出抑制が主たる目的ではないので、今回流出抑制対策として浸透型施設をとりえる場合、新たな視点が必要となってくるものと思われる。又、浸透型雨水貯留施設は、地表面下の浅い地盤の透水性を活用する排水法と、砂礫層・砂層等の透水層へ直接的あるいは間接的な浸透現象を利用した注入法とに大別されるが、今回の実験は、排水法におけるケースとして、関東平野等に広く分布している火山灰質のローム地盤を対象にして、排水法における浸透能力を把握するために行ったものである。今回の実験は、基礎的なものであり施設規模も決して大きなものとは言えないが、模型実験としては実物大現地実験として分類されるものであろう。さらには今回の実験結果に関して、その適用例の一つとしてミニ開闢等における流出抑制対策としての浸透型各戸貯留施設が挙げられるが、より大規模な施設に関しても適用に際して若干の相違は想定されるものの、地盤の透水性という基本的な条件は同じであると判断されることからたゞ適用可能であると考えられている。なお、浸透型施設は今回の実験の主目的である流出抑制効果に加えて、地下水涵養、河川流況の安定化、雨天時汚濁負荷の制御等が効果もかなり期待できうる施設であることを付記しておきたい。

3 実験方法

実験の目的が、ローム地盤の透水性を把握することにあることは前述したとおりであるが、今回の実験は代表的なローム地盤と考えられる関東ローム層の具体的事例として、国土研究所構内にある水文観測場の一部を選定し、ここに図-2〜5に示す構造の貯留槽を設置して実施した。図-1の施設は、側壁は透水管を用い、鉛直・水平両方向へ浸透する構造（円筒透水管型…記号A）であり、図-2の施設は鉛直方向のみに浸透する構造（円筒型…記号B）である。図-3は、地中に暗きょ管を付設した構造で全方向に浸透する施設（暗きょ型…記号D、E）であり、図-4は円筒型と暗きょ型とを組み合わせた構造（併足型…記号C）のもので、併足型に関しては、地下水利用のために作られた満洲井戸にヒントを得たもの。

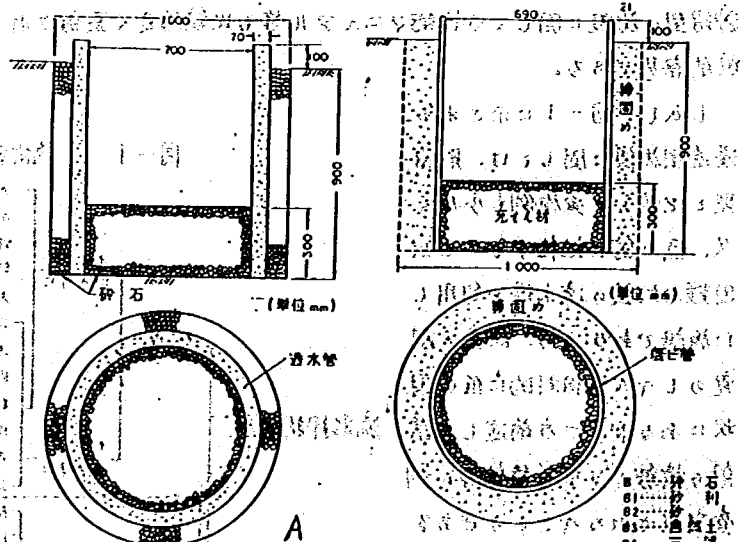
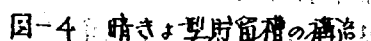


図-2 円筒型貯留槽の構造 図-3 円筒型貯留槽の構造



表一 工質試驗結果表

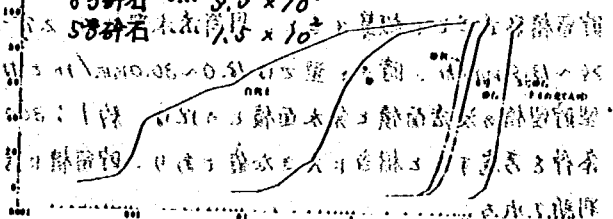
図-5 蛸足型貯留槽の構造

方に充てん材を入れた。なお、ハーゼンの式を用いて、充てん材と実験対象地盤との透水係数を求めた結果、地盤は、 10^{-3} cm/sec のオーダーであるのに対して、充てん材の中で最も透水性が悪いと判断される材料である砂は、 10^{-2} cm/sec のオーダーであり、当式による推定では、充てん材の種類が貯留槽から浸透に直接影響を与えないということになる。このハーゼン式と図-6の上部に記述してある式であり、土の粒度分布や温度が判明している場合は、室内又は現地における透水試験を実施することなく、簡単にその透水係数を把握する式であるといわれているものである。

イ-ビシの $\bar{N}$ $K = 116 \text{ de } (0.7 \pm 0.03 \pm)$

自然土	2.5×10^{-5}	de	10% 粒徑
砂	2.0×10^{-2}	大	溫度 (°C)
砂利	3.1×10^{-1}		
6号卵石	3.3×10^{-1}		
5号卵石	1.5×10^{-1}		

地点の地下水位は、地盤面近き関東ローム谷、S.J.流域を代表する蘇州宮各点から得た観測値と、
和気層に覆われて、引込地帯が平均的地下50m前後にある（図一6）光沢土壌分布図を註記したところ



図一 6 充てん材粒度分布図

水値と比較してかなり浅い部類に属するものと判断される。

実験は、充てん井上30cm（つまり、型は管底から50cm）の位置に常時水面があるように注水を行い、浸透量の測定、中性水水分計、テニシオメーターによる土中水分の測定及び地下水位の測定を約6時間行ない（定水頭実験）、その後、湛水深をさらに30cm高くして注水を停止し湛水深の時間変化を求めた（変水頭実験）。本報では、中性水水分計、テニシオメーターによる土中水分測定法の詳細及び地下水位測定の方法並びにこれら測定の結果に関しては省略させて頂くことにしたい。その理由は、本報の主目的が、実物大現地実験施設により求めに関東ロータス属の透水性係数、土木工学の分野で頻繁に用いられる室内透水試験の結果と対比させ、かかる検討における現地実験施設の有用性を明らかにするため、一方このような浸透型雨水貯留施設の機能もより解析的に把握し、うとする場合に重要なファクターとなることも判断される。本実験の詳細に関して興味のある方は、土木技術資料「第9（1981）」の「浸透型雨水貯留施設による流出抑制効果に関する検討」（熊谷泊水研究室）を参照されたい。以上の実験を1組の実験として、各貯留槽ごとに2日おきの日の間隔で1回実施した。

4 実験結果

定水頭実験より求められた貯留槽からの浸透量は、時間の経過とともに減少する傾向にあり、浸透量の減少率は、測定結果をマクロ的にみると一般に言われるように実験初期に大きく、時間の経過とともに小さくなり、実験終了時にはほぼ一定値となつた。浸透量の時間変化を、実験初期1時間の浸透量を平均値に対する、実験終了前1時間の浸透量を平均値との比で表現すると、その値は各貯留槽で0.30～1.07（平均0.67）と広範囲に分散しているが、貯留槽の浸透面積が大きくなるにつれて値のバラツキは少なくなる傾向が見られる（C、D、Eの場合）。

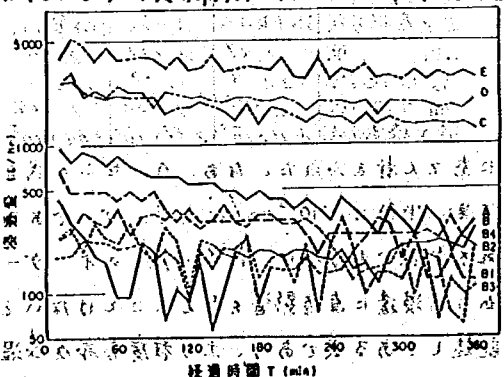


表 2 浸透量の減少率

貯留槽	A	B	B1	B2	B3	B4	B5	D	E	平均
1	0.32	0.91	0.30	0.80	0.63	0.53	0.57	0.73	0.68	0.61
2	0.85	1.03	0.63	0.89	1.09	0.49	0.48	0.71	0.67	0.76
3	0.85	—	0.57	—	—	0.38	0.61	—	0.64	0.61

以上の実験結果をもとにして、100m²の集水域より雨水を集めると仮定した場合の降雨カサド型を各貯留槽形式ごとに概算すると、円筒型では2.7～4.4mm/hr、円筒型では0.2～3.7mm/hr、竇足型では0.24～13.4mm/hr、貯まり型では18.0～30.0mm/hrとなる。これは貯留槽に対する集水域の規模（円筒型貯留槽の浸透面積と集水面積との比は、約1/300である）および湛水深が充てん井上50cmという条件を考慮すると相当地大きな値であり、貯留槽による降雨カサド効果に大きな期待が持てるものと判断される。

又、実験で得られた各貯留槽の浸透量を参考にして、各方向別の浸透量を推定してみると図-8のようになり横方向への浸透量は鉛直方向に比べて約1/3程度であることが相定された。なお円筒型貯

留槽からの浸透量をもとにして鉛直方向の

透水係数を求めると $9 \times 10^3 \text{ cm/sec}$ であり、土質試験の結果(表-1)と大きな差があるものとなっている。貯留槽を設置した場合の浸透量を推定するには室内試験による透水係数の値(透水係数を

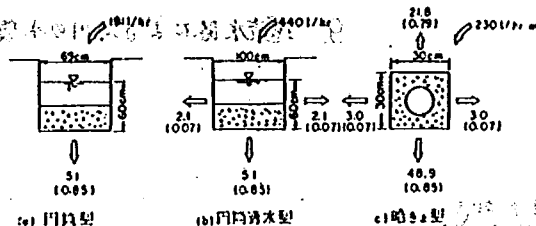


図-8 方向別の浸透能力

把握するための透水係数測定法には、変水位透水試験、定水位透水試験、毛管透水試験等があるが、これらの諸試験法は、砂質土の乱した試料を主たる対象としているものであり、一方粘土に関しては、乱さない試料を使って透水試験を行うことは相当困難であり、透水係数のオーダーを知る程度のものであるとされている。)を基にすることには、大きな問題を含んでおり今回の実験結果よりも容易に判断される如く現地での簡易な試験を実施した方がより適切な値を得ることのできるものと判断される。ちなみに、農業土木の分野では、イレクシート試験と称するこの種の現地試験を従来より実施してきたところであり、文献によれば、関東ローム層の透水係数は $10^2 \sim 10^3$ のオーダーのものであるとされており、この種の浸透能力把握にあたっては、簡易な実物大現地実験が必要不可欠であると言えよう。

今回の試験は、関東ローム層という関東平野内に広く分布している地層を対象に実施したものであるが、一方全国の都市河川と言われる流域には火山灰質であるローム以外の非火山灰質の土層が広く卓越していると考えられる地域もあつることから、今後はこれらの地域を含むような形で、関東ロームより透水性が低いと判断される地層等々には同様の地層であっても盛土、切土、埋立等的人為的な地盤の改良に伴う透水性の変化及び地下水位の相違による浸透能力の相違などに関して、この種の実物大現地実験を活用して地盤の浸透能力を把握すべく調査、研究を進めていくことを考えている。

<参考文献>

- 1) 総合治水研究所：「浸透型雨水貯留施設による流出抑制効果に関する検討」土木技術資料(16)1、23頁、9月1981。
- 2) 渡辺 隆：「土質調査および土質試験」(1977)「実験と設計」(18)10頁の表を参照。
- 3) 山崎 不次夫、八幡 敏雄、須藤 清次：「関東ロームの物理的性質」としてその水分をめぐって」農業土木研究所報告第2号、1963。
- 4) 田淵 俊彦、田淵 公子、長田 邦：「関東ロームの透水性と浸透性との関係」の農業土木研究所報告第2号、1963。

この論文は、昭和55年度国土庁研究費補助金による研究費補助金によるものである。また、この研究は、国土庁研究費補助金によるものである。

9. 運流水路による河川の水質汚濁実験

水質研究室 藤 木 修

1. まえがき

河川は、自然の作用および人間活動に伴って発生するさまざまな汚濁物質を下流水域に運搬する場であるが、同時に、それらの汚濁物質の形態変化（物質代謝）の場でもある。河川における汚濁物質の形態変化のうち最も重要なものの一つに、河川水中に含まれる有機物や微生物によって酸化分解される、河川の（炭素の）自浄作用がある。河川水中の溶存酸素濃度の維持と経済的な治水処分場としての河川の有効利用という観点もあって、河川の自浄作用については、従来より数多くの研究がなされてきた。

一方、有機汚濁物質と比較して発生源対策の遅れている栄養塩類負荷の増大のため、水質の悪化している多くの河川では、河床付着藻類の著しい増殖が認められるようになってきている。このような河川の富栄養化は、河川水の水素イオン濃度、溶存酸素濃度などに大きな変動を与えるばかりでなく、底床藻類の増殖によって底質を悪化させ、更には洪水時の有機汚濁負荷を増加させているとされている。この現象も、河川の自浄作用に対して河川の自汚作用という場合がある。¹⁾

河川の自浄作用と自汚作用は、いずれも河川における生物活動の所産であるが、水質に与える影響という面では全く逆の関係があり、実河川でどちらの作用がどの程度卓越しているかを定量化することは下水や産業廃水に対する河川とその下流水域の水質保全上、大きな関心のあるところである。そこで、河川の自浄・自汚作用の大きさの指標として生物による生産力の概念を導入し、運流水路を用いた実験によって河川水質と生物活動（生産力）との関係と調査したので報告する。

2. 大型模型実験の意義と目的

本実験では、運流水路を用い、河川に対する種々の汚濁物質の負荷が河川に与える影響を評価する目的で2種類の調査を試みた。この実験で、特に大型施設である運流水路を利用することにした主な理由は、次の2点である。

- (1) 運流水路の内外はあり、生物反応に対して決定的な支配因子である水温や光強度などを自由に制御することはできない。したがって土木工学における他々多くの大型模型実験とは異なり、既得の定常の定物（大）の構造物と想定し、その構造物の挙動や機能に関する相似モデルを構築し、そのモデルを用いた実験には適さなれど、しかしながら、水路は全く同型のものから基本平行に設置されているため、汚濁負荷条件のみを何段階かに設定し、他の条件を等しくおけば、汚濁負荷条件の影響のみを取り出して評価することが可能である。また、生物活動に影響を及ぼす沈殿、上昇、浮遊といった物理的現象については、大型施設ほどより現実に近い環境で再現できるため、そこで得られた結果は小規模実験のものより大きな説得力を帯びると期待される。

- (2) 最終的に実河川における汚濁物質の生物による形態変化を把握するためには、実河川の調査

が必要である。しかし、よく制御された室内環境の実験と比べて格段に複雑な自然の系から、ノイズとも言うべき他の作用を除去して、目的とする生物活動の寄与のみを抽出することは極めて困難であって、現在では実河川における調査方法の開発自体が大きな課題となっている。室内実験と実河川調査の中間に位置づけられる運流水路実験は、流量・水質等可制御な因子に起因するノイズを実河川に近い形で与えたり取り除いたりすることができ、実河川における調査方法やデータ解析法を検討する上で有効な手段となり得る。また、室内実験で得られた結果に基づいて実河川における現象を推定する場合の誤差の評価にも役立つ。

3. 実験条件

全体の実験期間は、昭和55年7月4日から12月9日までの約5ヶ月間である。(ただし、RUN5は8月20日開始)実験に使用した運流水路は図-1に示すようなステンレス製循環型水路であって、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になっている。水路は5基設置されているが5基ともできるだけ同一の運転条件となるように、平均水深は11.5~12.2cm、平均流速は69~75 cm/secの範囲に調節した。各水路には $0.98 \text{ m}^3/\text{hr}$ の流量で常に上水が供給され、同量が水路の堰から越流している。表-1に人工河川水をつくるための薬注条件を示す。薬品は毎日午前10時頃1日分を水路に直接投入した。また毎週1度薬注直前に流水を採水し、その水質を分析した。図-2はその結果である。

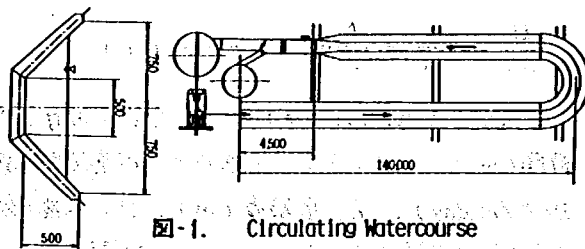


図-1. Circulating Watercourse

	$\text{C}_{12}\text{H}_{22}\text{O}_{11}$	$\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$	K_2HPO_4
RUN 1	4.4	1.44	0.36
RUN 2	0.0	0.0	0.0
RUN 3	0.0	1.44	0.36
RUN 4	4.4	0.0	0.0
RUN 5	0.0	0.72	0.18

表-1. Load Condition of Saccharose and Nutrients (Kg/day)

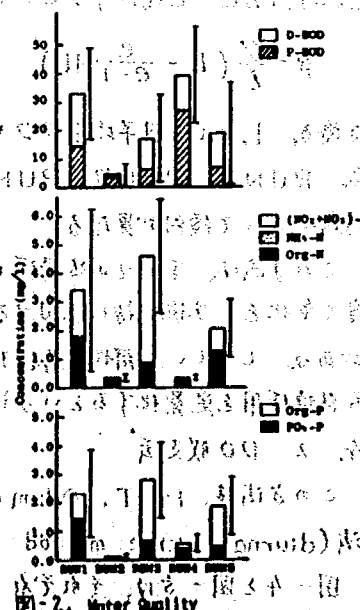


図-2. Water Quality

4. 生産力の測定

実験開始後1週間程度で、設定した薬注条件に対応する各水路に特有の生態系が構成された。生態系の構成要素のうち、栄養素として有機物と無機物としない独立栄養生物による光合成速度あるいは化学合成速度を1次総生産力と呼ぶ。また生態系全体における呼吸速度と酸化反応速度と群集呼吸速度、1次総生産力から群集呼吸速度と差引いたものを群集純生産力と定義する。この定義によれば、 $\text{C}_{12}\text{H}_{22}\text{O}_{11}$ の酸化過程等も群集呼吸に勘定されることとなる。また大雑把に言っても、群集純生産速度は系全体における有機物の蓄積速度と考えるとよい。したがって、実河川の群集純生産力と見做すことができる。

正の値なら自瀾作用の方が、負なら自浄作用の方が卓越していると言える。

河川の微生物、特に付着微生物の代謝活動は流送の影響を受けやすく、停留水域の生産力の測定に広く採用されている明暗ビン法は、河川には適さない。本実験では、各水路における生態系の純生産力を1) BOD収支法と2) DO収支法の2つの方法で測定し、その特徴を比較した。

4.1 BOD収支法

河川はもとより還流水路においても、河(路)床に付着する生物の絶対量を追跡することは極めて困難である。そこで付着微生物量は近似的に定常とみなし、生産・呼吸による有機物の増減はすべて流水中の有機物濃度に反映されると仮定すると、次のようなBODの保存式が成り立つ。

$$\frac{dL}{dt} = -\frac{L}{T} + \frac{\ell}{V}\beta \quad \text{--- (1)}$$

L : 流水中のBOD (mg/l)、 T : 水路における流水の滞留時間(day)、 β : 水路1mあたりの群集純生産速度 ($\text{g BOD/m}\cdot\text{day}$)、 ℓ : 水路長(m)、 V : 水路の容積 (m^3)

(1)式を初期条件 $L=L_0$ at $t=0$ で解くと

$$L = L_0 e^{-\frac{t}{T}} + \frac{\ell}{V} e^{-\frac{t}{T}} \int_0^t \beta e^{\frac{t}{T}} dt$$

$$\approx L_0 e^{-\frac{t}{T}} + \frac{\ell T}{V} (1 - e^{-\frac{t}{T}}) \beta \quad \text{--- (2)}$$

となる。シヨ糖 ($\text{C}_{12}\text{H}_{22}\text{O}_{11}$) は1日1回投入し、採水はその直

前に行うことと考慮して、 $T=1(\text{day})$ 、 $t=1(\text{day})$ 、

$L_0 = L + \Delta L$ を代入すると、(2)式より

$$\beta = \frac{V}{\ell} \left(L - \frac{e}{e-1} \Delta L \right) \quad \text{--- (3)}$$

を得る。 L として月平均BODを採用し、(3)式から各水路の純生産力を計算したのが図-3である。RUN2、RUN3、RUN5はいずれも生産が呼吸を上回っているが、RUN1とRUN4は時期によって傾向が異なる。

この方法は、すべての汚濁源からの有機物負荷を把握しなければならない上に、流水中の有機物濃度の変化を、生物活動に起因するものと沈殿等その他の機構によるものとに区別できないという問題がある。しかし、溶解性の有機物トレーサーを河川の主流で投入し、下流で回収し、その回収率から自浄作用を定量化するという適用方法は考えられる。

4.2 DO収支法

この方法は、H. T. Odum が特に流水系の生産力を測定するために開発したもので、日変化曲線法(diurnal curve method)とも呼ばれる²⁾。

図-4と図-5は、それぞれ10月20日から25日までに観測された水温、気象条件と、RUN1、RUN3の流水中のDO濃度の変化を示している。この期間中、葉っぱ1日分を1/2量分して2時間ごとに水路に投入した。RUN3のDOが夜間24時間周期の変動パターンを示すのに対して、

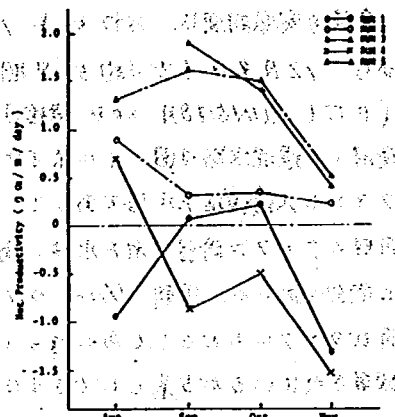


図-3. Net Productivity Variation estimated from overripe BOD of flowing water

RUN1では、このパターンは晴天日で水温変動の大きい22日から24日の期間しか明瞭に現れていない。

RUN2における群集生産力 β_i ($gO_2/m \cdot hr$)は酸素収支に基づいて次のように計算される。

$$\beta_i = \{ V \frac{dC_i}{dt} - K_2 V (C_i - C_i') - Q (C_{in} - C_i) - q_r (C_r - C_i) \} / l \quad (4)$$

C_i : 表水DO (mg/l), C_i' : 底泥DO, C_{in} : 供給水DO, C_r : 降雨水のDO, Q : 供給水量 (m^3/hr), q_r : 降雨量 (m^3/hr), K_2 : 水質の再曝気係数 (hr^{-1})

RUN2を基準として $\hat{C}_i = C_i - C_2$, $\hat{\beta}_i = \beta_i - \beta_2$ とおくと

$$\hat{\beta}_i = \{ V \frac{d\hat{C}_i}{dt} + K_2 V \hat{C}_i + (Q + q_r) \hat{C}_i \} / l \quad (5)$$

となる。Dobbinsの式、土研(科上)の式から $K_2 = 1.1 (hr^{-1} \text{ at } 20^\circ C)$ とし (5)式を用いて $\hat{\beta}_i$ を計算した。図-6にRUN1とRUN3の結果を示す。自浄作用の卓越するRUN1と自濁作用の卓越するRUN3の相異が著明に現れている。DO収支は、河川における微生物の生産・呼吸活動を直接的に反映するため、この方法は特に河床付着微生物群の働きを捉える上で非常に有効であると期待される。

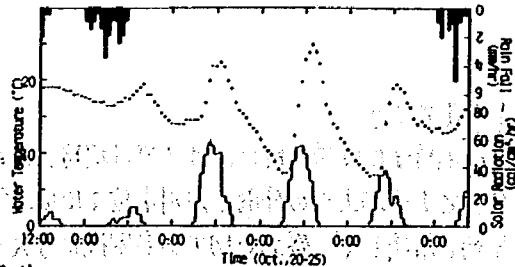


図-4. Water Temperature (dots) and Weather Conditions (white histogram: solar radiation, black histogram: rain fall)

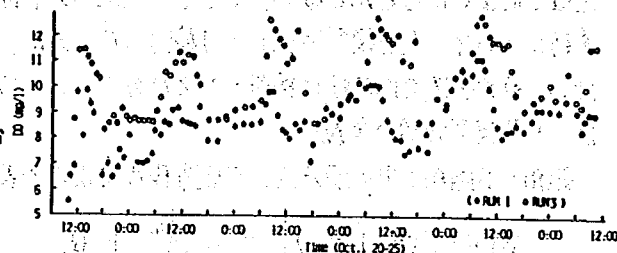


図-5. Diurnal Variation of Dissolved Oxygen in RUN 1 and RUN 3.

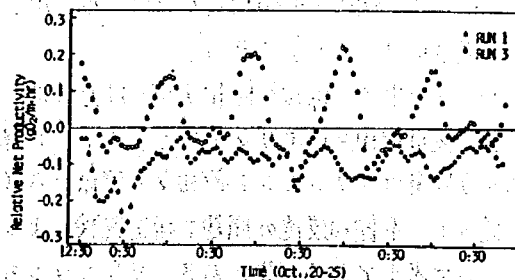


図-6. Diurnal Variation of Net Productivity in RUN 1 and RUN 3. (treated with the 100-pass filter $(1/5, 2/5, 1/3, 2/3, 1/5)$)

5. おわりに

以上の実験により、河川に対する窒素、リン等の栄養塩負荷が増大すると河川の自浄作用が顕著となるが、これに有機物負荷が加わると、逆に自浄作用の方が卓越するようになることがわかる。調査方法に関しては、BOD収支法とDO収支法と同時に実施することによって、河川における有機汚濁物質の挙動の全体像を定量的に捉えることができると考えられ、今後は実河川に対する適用を進める予定である。

参考文献

- 1) 江角比呂郎, 「自然作用と自濁作用」文部省「環境科学」研究報告「河川の自然作用」検討班報告 B75-8504
- 2) Odum, Howard T. 1956. Primary production in flowing waters. Limnol. Oceanogr. 1: 102-117
- 3) 土木学会. 水理公式集. 1971. 462

10. 盛土内浸透流に及ぼす降雨の影響

土質研究室 丹羽 薫

1. まえがき

豪雨時または洪水時における河川堤防、道路盛土、切土のり面などの土構造物の安定性を考える場合、盛土や切土への降雨と河川水位または地下水位の上昇とを合わせて土構造物内の非定常浸透流の挙動を解明して、盛土や切土の安定性に与える影響を明らかにする必要がある。しかしながら、盛土等への降雨の浸透と河川水または地下水の浸透とを同時に考慮して、のり面の安定性を論じている研究はこれまでにほとんどない。そこで、盛土内の水位上昇と降雨とが重なった場合の盛土内浸透流の挙動について、大型模型実験により検討した。また、実験ケースについて飽和～不飽和浸透流解析を行い、解析手法の適応性に検討を加えたので、これらの結果について報告する。

2. 大型模型実験の意義

飽和～不飽和土中の浸透流の支配方程式は次式で表される。

$$\nabla[K \cdot \nabla(h_p + h_e)] = C \frac{\partial h_p}{\partial t} + Q \quad (1)$$

ここに、 K ：飽和～不飽和透水係数、 h_p ：圧力水頭、 h_e ：位置水頭、 C ：比水分容量、 Q ：流出入流量（流出に對して正）である。

(1) 式の中で、 h_p は不飽和状態では毛管ポテンシャルであり、サクションとして作用する。サクションの値は飽和度により変化する。また、不飽和透水係数 K は飽和度またはサクションの関数である。比水分容量はサクションと飽和度の関係から導かれる。

従って、不飽和浸透の問題を模型実験によって調べる場合、サクションと不飽和透水係数の相似性について考えておく必要がある。サクションおよび不飽和透水係数は飽和度の関数となるが、これらの関係式は土の種類および密度により異なるものであり、無次元化した指標を用いてもこれらの関係式を一般化して表す事は厳密にはできない。このため、模型実験の相似則を考えると厳密には実物と同じ材料を用いる必要があり、実物大の模型実験と成らざるを得ない。

このようにサクションと飽和度との関係は土の種類および密度により異なり、実験的に求める性質のものであるが、ある範囲の土については、

$$j = \frac{h_p}{T_s} \sqrt{\frac{\mu \gamma_w K}{n}} \quad (2)$$

なる無次元数と飽和度との関係がほぼ同一のものとなると言われている^{1,2)}。ここに、 T_s ：表面張力 μ 、粘性係数、 γ_w ：水の単位体積重量である。

また、不飽和透水係数 K を飽和土の透水係数 k で割った比透水係数 K' （＝ K/k 、無次元量）については実験結果に基いて飽和度またはサクションで表したいくつもの近似式が提案されており、Irmayは次のような式で表されるものとした³⁾。

$$K' = \frac{(S - S_0)^3}{(1 - S_0)^3} \quad (3)$$

ここに、 S ：飽和度、 S_0 ：間隙中の動かない水によって占められる飽和度である。
上記のサクションおよび不飽和透水係数の関係が成り立つとして、模型と実物との相似則を求めると、次式のようになる。

$$k_m / g_m = k_p / g_p \quad (4)$$

$$\frac{1}{L_m} \sqrt{\frac{n_m}{k_m}} = \frac{1}{L_p} \sqrt{\frac{n_p}{k_p}} \quad (5)$$

$$t_m = \frac{n_m \cdot L_m \cdot g_p}{n_p \cdot L_p \cdot g_m} \cdot t_p \quad (6)$$

ここに、 g ：表面からの単位面積当たりの浸透流量、 L ：盛土幅、盛土高などの盛土の大きさを示す基準長、 t ：時間を示す。また、サフィックス m は模型を、サフィックス p は実物をそれぞれ表す。

模型と実物の浸透流が相似であるためには、模型と実物を幾何学的に相似にして (4)、(5) 式が成り立つような k_m 、 n_m を持つ材料を用いて模型を作り、浸透流量 g_m を模型に与えることが必要となる。

そこで、模型を $1/10$ の縮尺で作るとすると、間隙率 n は土によってそれほど大きく変わらないので、透水係数 k も浸透流量 g も、ともに 100 倍にしなければならない。さらに模型の時間は実物に比べて 1000 倍の速さで進むことになる。そのため、浸透流量 g_m については実物の降雨量との関係から調整することが困難な場合もでてくる。また、時間縮尺が大きすぎるため、実験中の含水比の測定時間などを考慮すると、一般にこの縮尺を採用することか難しくなる。

従って、サクションおよび不飽和透水係数と飽和度との間に前記の関係が近似的に成り立つとしても、雨水の浸透のような不飽和浸透の問題を小型の模型によって再現するのは相似率のうえから言って無理がある。このため、実物に近い現寸大の模型を用いて実験することが必要となる。しかし、大型模型による浸透実験は多大の労力と費用を要するため、条件を変えた数多くの実験を実施するのは困難である。従って、実際の盛土における浸透現象を調べるには数値解析が有効な方法となる。そこで、大型模型実験は浸透流の動きやサクションおよび間隙水圧の変化等を調べて実際の浸透現象を把握すると共に、実験結果を用いて数値解析手法の適応性を検討するという意義をもっている。

3. 実験方法

実験は、図-1 に示した実験槽に設けた矩形の盛土（長さ 16m × 高さ 2m × 幅 8m）を用いて行った。盛土材料は細粒分 8% のシルトまじり砂である。実験条件は、降雨が盛土内の浸透流に与える影響を調べるために、給水槽の水位を一定（図-1 の実験槽に示した 1.8m）に保ち、降雨の無い場合（ケース 1）と 20mm/hr の降雨を与えた場合（ケース 2）とで実施した。実験中、埋設した計器および R.T. 計器を用いて、盛土内水位、間隙水圧、サクション及び含水量および密度の変化を測定した。この実験結果は、数値解析の検証に用いられる。

4. 実験結果

実験結果より、降雨の有る場合と無い場合の盛土内の浸透線の変化を比較するために、ケース 1（降雨無し）とケース 2（降雨有り）とについて浸透線の時間変化を示したものが図 2 である。図 2

2より、降雨の有る場合は降雨の無い場合に比べて、浸潤線の到達点の進み方も速く、また各地点における浸潤線の上昇も早い。さらに、降雨の有る場合は、定常状態での水位が高く、しかも定常状態に達する時間も短いことがわかる。

ケース1とケース2とについて浸潤線の到達時間を図-3に示した。従来の実験結果及び解析結果によると、外水位が急上昇した場合の盛土内の浸潤線は既

に比例して進むが、今回の実験結果においても、降雨の無いケース1では浸潤線の到達点はほぼ既比例して進んでいる。一方、降雨の有るケース2ではケース1に比べて浸潤線の進み方が速く、しかも、時間が経過して降雨が浸透するに従いその差が大きくなっている。この事は、実際の盛土においても、河川水位あるいは地下水位の上昇と盛土上への降雨が重なって長時間続いた場合には、盛土のり先へ浸潤線が早く進むことを表している。

また、図-4には、模型盛土内の飽和領域の広がり（浸潤面積（飽和領域の面積））の時間変化を示した。降雨の無いケース1では、浸潤線が下流端に到達するまでは浸潤面積もほぼ既比例して広がっており、従来の実験結果や解析結果と同様の傾向を示している。一方、降雨の有るケース2では、最初はケース1と同じ速さを広がるが、降雨が浸潤面に達して影響が出始めると、急激に浸潤面積が広がり、定常状態に達する時間も短く、また、定常状態での浸潤面積も広い。

図に示した浸潤面積と経過時間との関係から判断して、実際の盛土においても、外水位上昇に盛土上への降雨が重なった場合には、降雨の無い場合に比べて飽和領域が広がり、また自由水面より上部においても降雨の浸透により飽和度が上昇することがわかる。土のせん断強度は一般に、飽和度の上昇とともに減少する。そのため、降雨の有る場合には間隙水圧の増加や土壌重量の増加とともにせん断強度が減少し、のりすべりに対する安全度が低下すると考えられる。今回の実験結果より、実際の盛土においても、河川水位あるいは地下水位の上昇と盛土上への降雨が重なり長時間継続した場合、降雨が盛土内の浸透流に及ぼす影響は大きなものである事がわかる。

5. 解析方法および結果

1) 前述した飽和・不飽和土中の浸透流の支配方程式である(1)式を重み付き残差法を用いて有限要素法で定式化した解析モデルにより、前述した実験ケースについて計算を行い、解析手法の適応性を検討

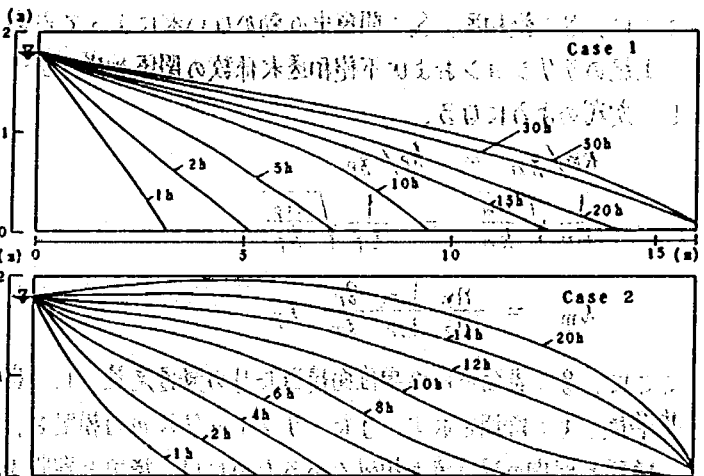


図-2 実験結果

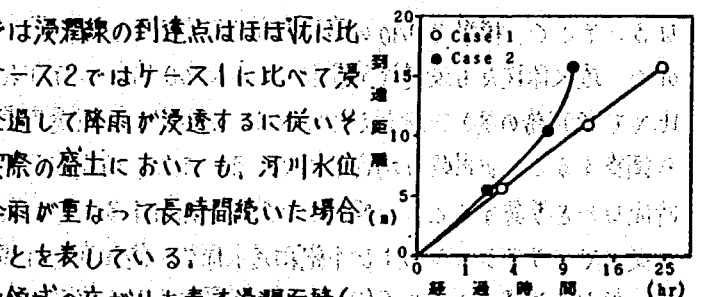


図-3 浸潤線の到達距離と経過時間との関係

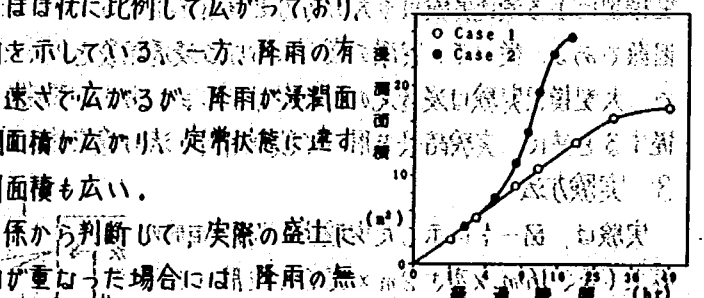


図-4 浸潤面積と経過時間との関係

した。

実験ケース1および2と同じ条件で計算を行った結果を実験結果と比較して示したものが図-6である。模型盛土の透水係数は $k=1.5 \times 10^{-2}$ cm/sec.であり、サクションおよび比透水係数と体積含水率との関係は図-5に示したとおりである。

図-6によると、降雨の無い場合(ケース1)も、また降雨の有る場合(ケース2)も実験値と計算値とはよく一致している。従って、降雨と河川水位あるいは地下水位の上昇による浸透とが重なった場合においても、上記の飽和～不飽和浸透流解析の適応性は良いと言える。

6. まとめ

河川水位あるいは地下水位上昇と盛土上への降雨とが重なった場合の盛土内浸透流について、大型模型実験により検討するとともに、飽和～不飽和浸透流解析の適応性についても検討を加えた。その結果、これまで判明したことをまとめると次のようになる。

- (1) 模型盛土上への降雨がある場合には、降雨が無い場合に比べて、浸潤線は速く進み、また各地点における水位の上昇速度も速い。さらに、降雨の有る場合は定常状態に達する時間が早く、しかも、定常状態での盛土内の水位も高くなる。
- (2) 実験結果から判断して、実際の盛土においても、河川水位あるいは地下水位の上昇に盛土上への降雨が重なった場合には、降雨の影響により浸潤線がのり先に到達する時間が早まる。また、盛土内水位も高まり、のりすべりに対する安全度を減少させる働きをすることが考えられる。
- (3) 飽和～不飽和浸透流解析は、河川水位あるいは地下水位の上昇と盛土上への降雨とが重なった場合の盛土内浸透流の解析においても適応性は良く、豪雨時あるいは洪水時における盛土の安定性を検討する上で有効な方法であると思われる。

今後は、盛土内浸透流に対する降雨および河川水位あるいは地下水位の違い、また盛土の土質条件および地盤条件の違いが盛土内浸透流に及ぼす影響について検討するとともに、それらの要因により生じた盛土内浸透流の差が盛土の安定性にどうしてどのように影響するかについても検討を加えたい。

参考文献 (1) Elvelevet, M.C. "Capillary Behavior in Porous Solids" Trans. AIME, Vol. 142, 1941, pp. 152~169
 (2) 山村和也, 久米勝行 "堤防への浸透と堤体の安定性" 土木研究所報告 第145号, 1972, 7
 (3) Imry, S.I. "Extension of Darcy's Law to Unsaturated Flow through Porous Media" Symposium Darcy, Publ. 41, Assoc. Intl. d'Hydrologie Scientifique, 1956, pp. 57~66

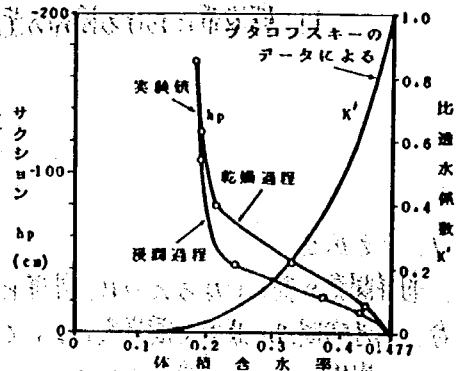


図-5. サクションおよび比透水係数と体積含水率の関係

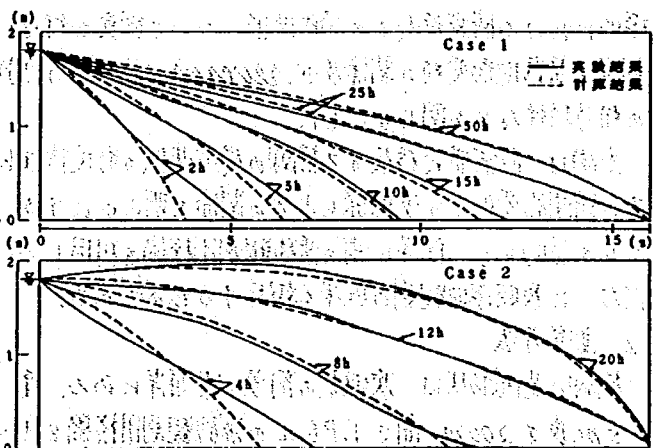


図-6. 数値解析と実験結果との比較

1. 子元状态

海岸研究案 竹濑 勉

1. 单元构造

海洋開発が盛んになるにつれ、外洋に面した海岸に構造物が建設される機会も多くなつた。この場合、構造物周辺に波浪や海岸流によつて相当大きな局所浸堀が起り、これが構造物の安定性に少なからぬ影響を与えると考えられるが、こうした問題に関する調査研究は十分行われていない。

このため堀田^らは阿字^が浦の漂砂観測用棧橋を利用して、
現地における砂波帯内での局所洗掘について調査を行ない
潮流と海底地形変動の關係及び *reverse - cone* の底部
の粒子特性などを明らかにした。

	R	R	R	R	R	R
直径d	041 ^a	051	060	060	060	060
内径B	18 ^a	18	18	26	26	26
717 ^a	A	A	B	C	C	C

本論は、碎波帯に存在する播磨の局所洗掘の形状特性とその時間的変化及び洗掘深と水深の關係を明らかにすることを目的とし、阿字ヶ浦の深砂観測用桟橋を利用して行なった長期現地観測の成果を報告するものである。

2. 測定方法

橋脚の洗掘形状は、茨城県の高千穂海岸にある、幅
1.5m長さ200m高さT.P.6mの深砂観測利用桟橋を利用
して毎週1回、岸沖方向に10m間隔で行方している深
浅測量のデータを整理して求めた。この桟橋には2本及び4
本の群グイからなる9組の橋脚があり、それぞれに陸側から
 P_0 から P_8 と命名し以下このように記述する。洗掘データは岸側の
 P_0, P_1 は陸上にあるため、また P_8 は沖側の形状が測定できない
ために除き、 P_2 から P_7 の形状について整理することとした。
これらの諸元を表-1に示すところでありである。また表中のタイ
プA・B・Cは図-1に示すように橋脚の配置形状を示してあり、
各図の向かい、右側が沖方向となっている。図-2は、
橋脚の洗掘形状を表わすパラメータとして図-2の模式図に示す洗掘深、岸側水平距離 a 、沖側
水平距離 b 、仮想水深 h の4項目についての測定した。ただし実際の洗掘形状は三次元的形状を有し
ているが、これらのデータは測定できなかったため上記4項目で代表させることにした。また、仮想
水深についても *wave set up* の平均値を用いて決定すべきであるが、ここでは絶対高T.P.0m
を基準とした。またデータは1975年6月より1979年6月までの210回のデータについて整理検討し
た。

3. 洗掘形状の経時特徴

測定値は長期的変動を求めろために、5週間の移動平均を求めた。図-3は洗掘深の移動平均値($\bar{h}$)の経時変化を0.4 mづつ原点をずらして描いたもので、 $\bar{h}_1$ は1年間の周期が卓越しており、 $\bar{h}_2$ では約半年間の周期が見られる。更に沖合の $\bar{h}_1, \bar{h}_2$ ではこれらの変化が非常に長周期の変動に重なっている。

これらの洗掘深の変化に対して岸側、沖側水平距離も変化した。この場合両者の変化は相当類似しているため代表的に沖側水平距離の移動平均値($\bar{b}$)の経時変化を図-4に示した。この変化は図-3に示した $\bar{h}$ の変化とはほぼ相似たものになっている。

浅海、とくに碎波帯内での液面は、その地点の水深のみの関数であることから、洗掘深は、その地点の水深と関連付けられると考えられる。このため仮想水深の変化についても同様に図化した。図-5は仮想水深の移動平均値($\bar{R}$)の経時変化を示しており、沖から岸方向へ進む sand-wave が存在している。例えば1976年4月にB地点で生じた仮想水深の低下、すなわち海床への土砂の堆積が岸方向に伝播し、1976年6月にはA地点に到達している。この詳しい状況は図-6に示されている。

図-6は仮想水深の移動平均値($\bar{R}$)より全期間の平均値($\bar{R}_0$)を差し引いた変動量の岸沖分布を示しており、sand-wave が存在していることがわかる。また図によれば5月、下旬より全体的に例が低減しているがこれは沿岸漂砂によるものと考えられる。更に同時期における洗掘深を同様に整理した図-7で、4月初旬のB地点での洗掘の低下が6月末にはA地点に達しており、また4月初旬、全体的に大きかった洗掘深が6月末には全体的に小さくなっている。

これらの変化は前に記した様に sand-wave が沿岸漂砂によって堆積が生じ水深が浅くなる。

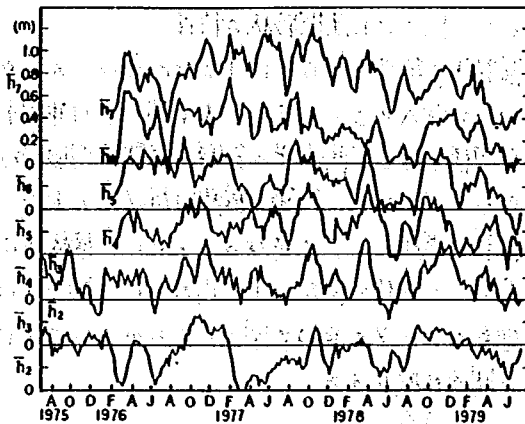


図-3

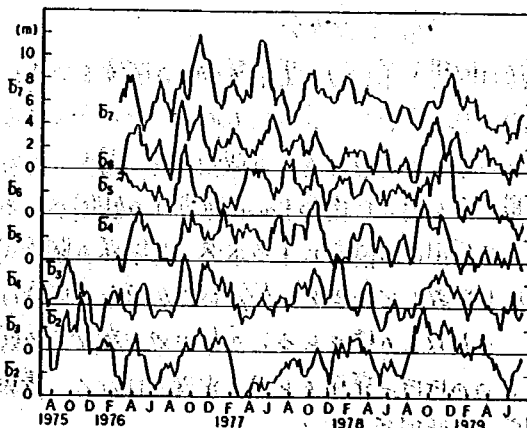


図-4

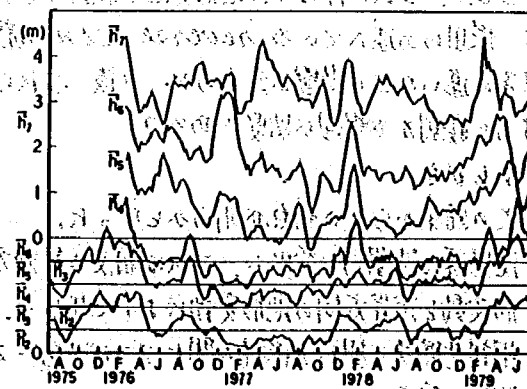


図-5

なったものに生じたものと考えられる。

4. 無次元化した洗掘形状の特性

洗掘形状の特性を明らかにするために各パラメータ相互の関係について調べることにする。まず図-8は沖側水平距離の移動平均値($\bar{b}$)と岸側水平の距離の移動平均値($\bar{a}$)の関係を示したものであるが、校橋の橋脚は群グレイであり、その間隔及び直後が場所によつて異なることから、橋脚の中心間距離 B を選び、この値で無次元化を行なった。図-8は B から P_5 の全地点のデータを重ねて図示したもので、これによればほぼ次の関係が成立する。

$$\bar{b}/B = \bar{a}/B \quad (1)$$

図-9は同様にして $\bar{b}/B$ と $\bar{h}/B$ の関係を示したもので図中の実線は次式の関係を示したものである。

$$\bar{b}/B \approx 10\bar{h}/B \quad (2)$$

図-10は仮想水深($\bar{r}$)と洗掘深($\bar{h}$)の関係をいすれも中心間距離 B で無次元化して示したもので、データのばらつきは相当大きいものの $\bar{h}/B$ は $\bar{r}/B$ の増加と共に増大し $\bar{h}/B = 0.4$ 付近で最大値を保持した後徐々に減少する傾向がある。

ここで堀田らの論文による水深と洗掘深の関係式 $\bar{h}/\bar{r} = 0.6 \sim 0.8$ と比較してみると、 $\bar{h}/B$ が0.4以下の場合には一致を示すが、それ以上の値をとると $\bar{h}/B$ はやや減少する傾向がみられるもののほぼ一定値をとり、水深ではなく、橋脚の大きさに対応した洗掘深を示す。

またデータのばらつきが大きいのは、碎波点が一定位置でないことや、これに伴った地形変化、橋脚の各グレイの形状

及び、堀田らの述べている、reverse-coneの底部における粒子の運びなどの影響が考えられ、今後、これらの要素を含めて観測及び整理が必要であろう。

5. おわりに

以上の結果から次の諸点が明らかになった。

- ① 洗掘深は時間的に変化し、それは海岸の岸沖方向の地形変動と沿岸方向の地形変動によつて生じる。
- ② 相対洗掘深と相対洗掘幅の間にはほぼ $\bar{b}/B \approx 10\bar{h}/B$ の関係が成立する。
- ③ 相対洗掘深と相対水深の間には $\bar{h}/B$ が0.4付近まで共に増大するが $\bar{h}/B$ が0.4以上になるとある勾配で減少する。

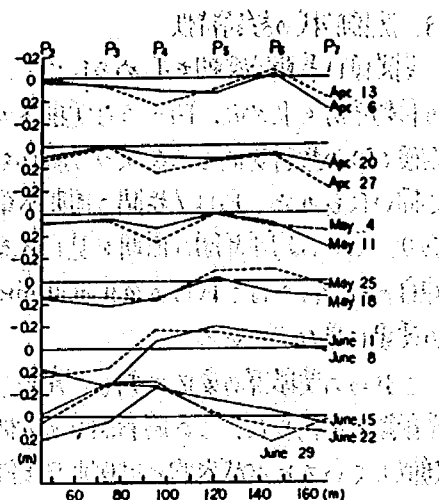


図-6

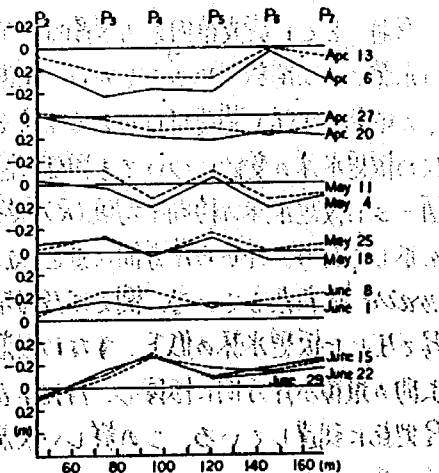


図-7

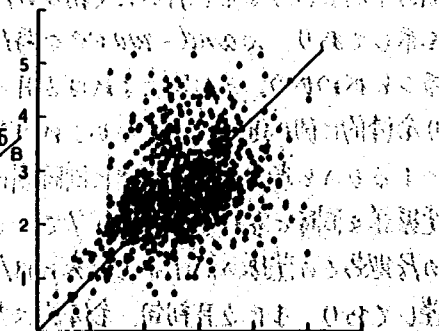
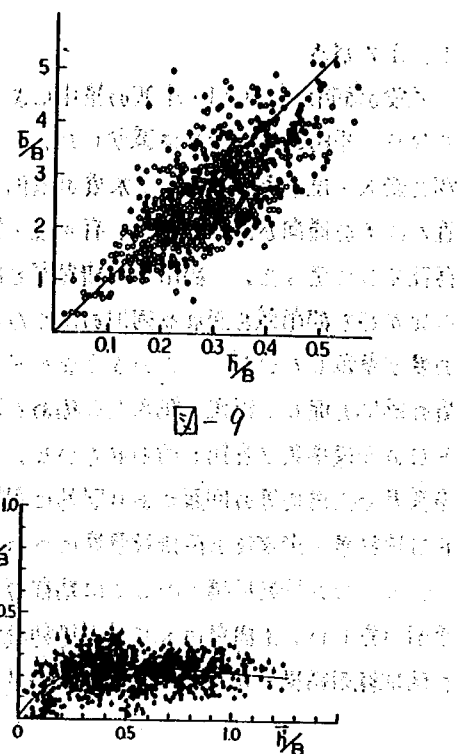


図-8

が必要である。



7-9

图-10

$$(1) \quad \dots\dots\dots \frac{\partial G}{\partial C} \left(\frac{\partial G}{\partial C} \times 3 + 140 \right) \frac{C}{A} = \left(\frac{\partial G}{\partial C} \times 3 + 140 \right) \frac{C}{\partial C} + \frac{\partial G}{\partial A}$$

[illegible]

1994年12月15日，在... 1994年12月15日，在...

中藥水：乙 甜菊糖：A 聚電解質：丙

[illegible]

$$(5) \quad \int_0^1 \int_0^1 \frac{1}{1+w} dw dv = \int_0^1 \left(\ln \frac{1+w}{1} \right) dv = \int_0^1 \ln(1+w) dv = \left(\frac{1}{1+w} \right) dv = \left(\frac{3}{2} \right) v + \left(\frac{1}{2} \right) w$$

[illegible]

$$(3) \quad \frac{1}{\lambda} \frac{d\lambda}{d\omega} = \frac{1}{\omega} \frac{d\omega}{d\lambda} = \frac{1}{\omega} \frac{d\omega}{d\lambda} = \frac{1}{\omega} \frac{d\omega}{d\lambda}$$

[illegible]

12. 潮汐流によるハドロ移動量予測

都市河川研究室 伊藤雄二

1. まえがき

戦後の都市への人口・産業の集中により、生活用水や産業用水としての水需要の伸びは急激なものとなり、平時の河川流量は減少した。一方、下水道普及の遅れがあり河川への生活排水や産業廃棄物の流入・投棄量は増加し、水質の悪化・底質の汚染が進行し始めた。特に流れの停滞する河口部付近ではその傾向が顕著であり、有機性・無機性汚濁は沉降・堆積し、それらはハドロと称され河底に存在するに至った。都市河川研究室で昭和55年度に実施した調査によると、国及び県等の管理河川のなかでも都市域を流れる河川のほとんどではハドロの存在が認められ、特に河口部感潮区間ではその量が卓越している。このようなハドロの堆積は治水上の障害となるばかりでなく、常時の河川水質の悪化を促し、利水・親水にも極めて不都合が多い。そのため今日では河川管理者の手によってハドロの浚渫事業が各所で行われている。ハドロの除去策としての浚渫は非常に有効な手段であるが、事業費や土捨場等の問題があり安易に実施できないのが現状である。そこで常時や出水時におけるハドロ移動量・浚渫後の再堆積量等についての調査・把握及びその予測手法が重要となっている。しかし、ハドロの移動機構に関しては粘性力の作用、塩分の影響等未解明の点が多く、定量的な移動量の予測は難しい。本研究はハドロの移動機構解明を目的とし、多摩川及び綾瀬川におけるハドロ浮遊物の現地観測結果をもとに、ハドロ移動量予測モデルの検証を行ったものである。

2. 移動量予測モデル

水路における浮遊砂の連続の式は(1)式のように表わされ、浮遊過程モデルの検討では石辺枯狐内

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(U \cdot C - E \frac{\partial C}{\partial x}) = - \frac{B}{A} (\omega_0 \bar{C} + \epsilon_z \frac{\partial \bar{C}}{\partial z})_{z=\text{河床}} \quad \text{--- (1)}$$

C ; 断面平均濃度 U ; 断面平均流速 E ; 縦拡散係数

$\bar{C}$; 鉛直方向 z の局所的時間平均濃度 ϵ_z ; z 方向の乱流拡散係数

ω_0 ; 沉降速度 A ; 断面積 B ; 水路巾

の意味がとくに重要である。浮遊移動する粒子の比体積(単位河床面積当りに占める対象粒子面積)に比例し、河床から水中へ浮遊する粒子の洗掘速度 W を考え、次式のように定義する。ここで $\bar{C} = C$

$$(\omega_0 \bar{C} + \epsilon_z \frac{\partial \bar{C}}{\partial z})_{z=\text{河床}} = \omega_0 \cdot C - W \cdot C_2 \quad \text{--- (2)}$$

、 C_2 は比体積である。 W は速度の次元を持ち、 W の中には粘着力等の要素を含めた。

環流型の実験水路を考え、一定の漂流力を作用させて河床材料を洗掘浮遊させる場合を想定し、さらに流れ方向の濃度変化が無視できる場合を考えると(3)式となり、(3)式をもとに環流水路にお

$$\frac{dC}{dt} = \frac{B}{A} (W \cdot C_2 - \omega_0 \cdot C) \quad \text{--- (3)}$$

る実験結果から W を求めた。それを図-1に示す。なお計算の詳細は昭和52年度年度依頼報告(昭和

53年5月工本研究所)を参照願いたい。

図から洗掘速度 W は掃流力の増加につれ増加する傾向にあり、そのオーダーは 10^{-6} cm/sec $\sim$ 10^{-4} cm/sec となっている。また同一掃流力のもとで W の変動巾は比較的大きい。

C_2 は実験時の河床材料及び浮遊粒径から推定し $C_2=0.8$ とした。これらの値と ω 等を与え、(1)式をもとに計算を行った。

3. 現地観測の概要

ヘドロ移動量の現地観測は、多摩川(河口 $\sim$ 調布堰13.4km)で大潮時・小潮時及び出水時(ピーク流量190m³/sec)、綾瀬川(0.0km $\sim$ 15.0km)で大潮時・小潮時に実施している。

ここではそれらのうち、多摩川・綾瀬川いずれも大潮時のものについて述べることにし、表-1にその概要を示した。

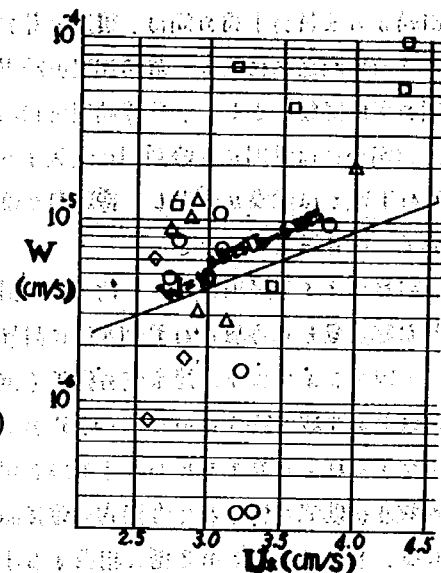


図-1 W と U_*

4. 実測濃度と計算濃度

図-2、図-3は多摩川・綾瀬川における実測濃度(断面平均)と計算濃度を示した。実測濃度の算出は多摩川においてはガラスファイバー濾紙法によるSS濃度と濁度の検定曲線とをあらかじめ作成し、採水試料の濁度測定によってSS濃度を決定した。綾瀬川ではJIS K0102、10.2.11の方法により直接求めた。ガラスファイバー濾紙法とJIS法は基本的試験方法にはほとんど差がないことが測定法によるSS濃度の差は小さいと考えられる。

河川	観測日時	採水測定地点	測定項目	備考
多摩川	55.3.18 6:00 ~19:00 (大潮時)	大橋橋(24)	SS、水位、 U_*	*測定時間間隔 SS、 U_* : 60分 水位: 30分 *潮汐条件 河口での干満差180cm
		六ヶ所橋(56)	SS、 U_*	
		多摩川大橋(86)	SS、 U_*	
		ガス橋(94)	SS、 U_*	
		丸手橋(127)	SS、 U_*	
		上井水門(100)	SS、 U_*	
綾瀬川	55.3.6 13:00 ~15:00 (大潮時)	木根川橋(107)	SS、 U_*	*測定時間間隔 SS、 U_* : 60分 水位: 60分 *潮汐条件 河口での干満差100cm
		中二橋(40)	SS、 U_*	
		新加平橋(85)	SS、 U_*	
		内匠橋(83)	SS、 U_*	
		柳の宮橋(118)	SS、 U_*	
		子代橋(107)	SS、 U_*	
		谷子(145)	SS、 U_*	*鉛直採水 5割水深
		松原大橋(150)	SS、 U_*	

表-1 現地観測の概要

4.1 実測濃度について

多摩川現地観測の当日は、ちょうど調布堰の清掃日であり堰を2回にわたり転倒させた。そのため図-2のように丸手橋でのSS濃度は最大1600ppmにも達している。しかし、その影響は2.8km下流のガス橋には現れない。このことは堰の転倒は堰上流に堆積していたSSの流出が正常を上回る掃流力の作用により堰上流のSSの巻き上げがあったことを示す一方、ガス橋までの区間にはほとんど沈降・堆積したことを示す。ガス橋下流でのSS濃度はおよそ40ppm以下と非常に小さいが、水位低下時(逆流・順流)には濃度が若干上昇する傾向にある。綾瀬川でのSS濃度は、多摩川に比較してその増減が小さく最大200ppm、最小10ppmまで変化するがSS濃度の増減傾向は多摩川より明確であるが、基本的には多摩川と同様である。しかし、木根川橋の

21時から翌日の1時の間は、濃度上昇時に相当するにもかかわらずSS濃度増加はみられない。これは3.3 KM 附近に存在し、常時南流の綾瀬木門に起因するものと考えられ、当該地点の荒川側と綾瀬川側の水位比較によると、当該時間だけは綾瀬川側の水位の方が高いものとなっている。すなわち、他の時間帯には荒川から綾瀬川に流入するのに対し、21時～翌日1時の間は荒川への流出となるため、その下流では流量が減少し、掃流力が低下したものと考えられる。

4.2. 計算濃度について

計算はまず多摩川について行った。計算手順は最初河道の粗度係数を決定後、不足流計算によって上流端流量を丸手橋での実測水位に計算水位が一致するように決定し、次に全観測地点水位が実測値に一致するように下流端水位の修正（河口自記水位計故障のため、当初潮位表を参照した）を行った。以上の手続き終了のち、(1)式の洗掘速度 W 及び沉降速度 ws を与え濃度計算を行った。 W と ws は相反する性質を有するにため、まず ws を決定後 W を変化させ濃度が実測値に概略一致する W を求めた。実験及び現地で得られた浮遊物の粒度曲線によると $d \cong 20 \mu$ 程度の粒子は大半が浮遊移動すると思われる。そこで ws はその2倍に相当する $d = 40 \mu$ を対象に $ws = 0.15 \text{ cm/sec}$ とした。また上流端濃度として丸手橋での濃度を与えるのであるが、一般に超微粒子はわずかの流れによって浮遊状態を維持し、掃流力の増減による影響が小さい。そこでそれらの粒子は沉降・洗掘の対象とならないと仮定し、その濃度 $C_0 = 12 \text{ ppm}$ （実測最小濃度）を丸手橋での濃度から減じたものを上流端濃度として与え、(1)式での計算終了後の各地点濃度に C_0 を加算し計算濃度とした。以上の条件下で求められた W が図-1に示した $W = 10^{0.3125U_* - 6.3125}$ である。図-2にこの時の計算濃度を示した。ガス橋での値は実測値の数倍となっており、これは運の転倒により計算上の ws を上回る粒子が丸手橋での濃度を構成していたと考えられる。多摩川大橋下流ではオーダ的にも、その増減傾向も実測値に近いものである。このように多摩川大橋下流での濃度が比較的良く近似できることから、 $W = 10^{0.3125U_* - 6.3125}$ 、 $ws = 0.15 \text{ cm/sec}$ がおよそ大潮時の移動量予測に適するものと判断し、それらの条件及び $C_0 = 12 \text{ ppm}$ を用いて綾瀬川での計算を行った。綾瀬川においてもはじめの手続きは同様であるが、下流端水位は0.0 RM地点実測水位を用いるとともに支川からの流入流量を実測水位が一致するよう推定値を用いている。また上流端濃度は松原大橋で与えている。図-3にその計算濃度を示した。図によると前述の本根川橋21時～翌日1時の間（計算上の綾瀬水位が低い）と思われるが、（水位の実測値が附近になく検証が難しい）を除いて各観測地点の計算濃度は、濃度の増減特性及び濃度値自体も比較の実測に近いものである。但し、助走計算を行っていないため、6日の12時～14時附近までは水位は実測値に合わず濃度も信頼の薄い値となっている。

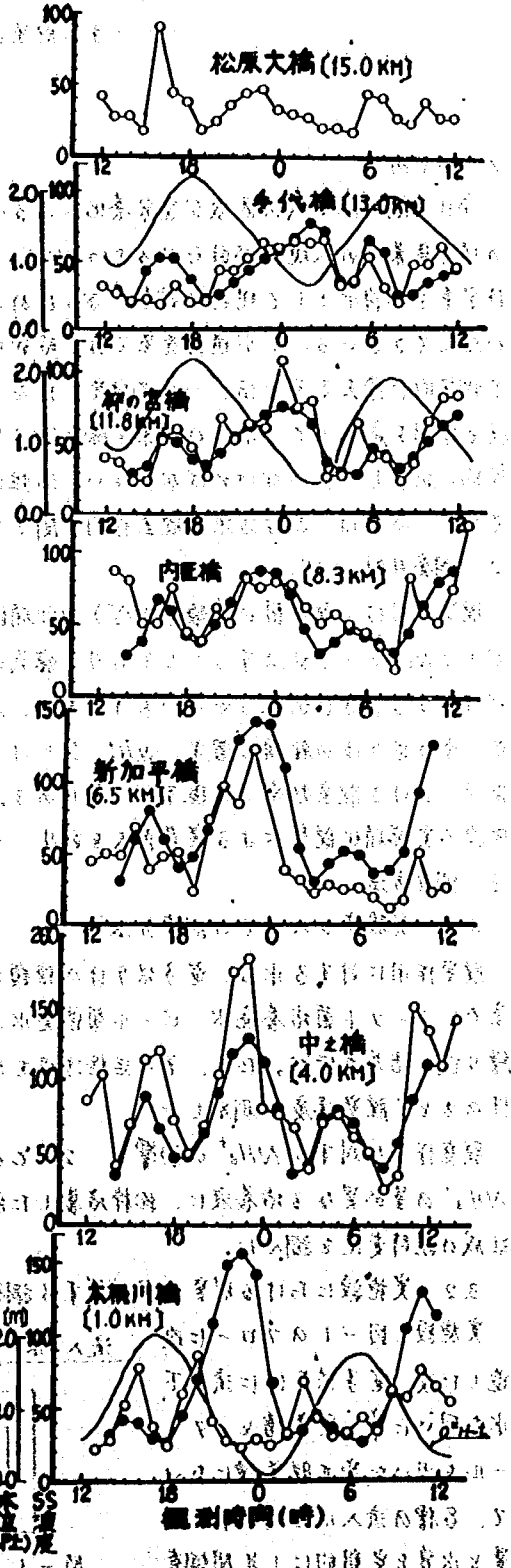
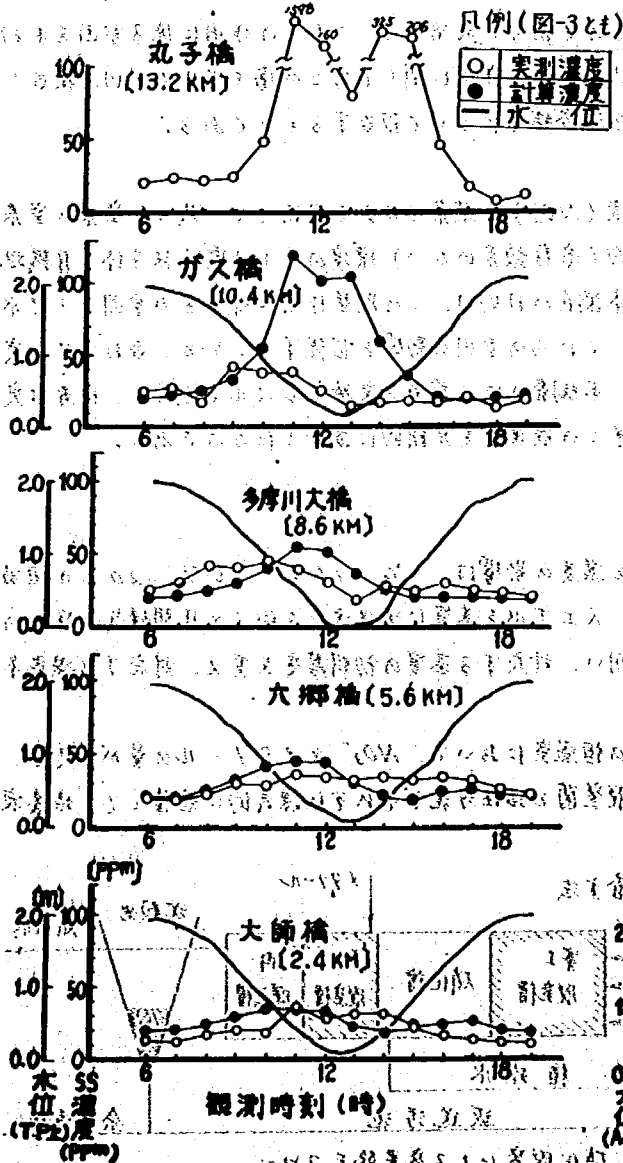
5. まとめ
多摩川・綾瀬川大潮時における河口河床材料の移動量は、(2)式において $d = 40 \mu$ を対象とし $ws = 0.15 \text{ cm/sec}$ 、 $W = 10^{0.3125U_* - 6.3125}$ を用いることによって実測値に近い値が得られた。大潮時の浮遊物は実測濃度から考えればほとんどが表層の高含水量部分であり、通常は微細粒子で構成される。このような層は多摩川×綾瀬川だけでなく他の感潮河川においても差異のない組成と推定される。この点からすれば他の感潮河川の感潮部においても比較的良好な計算結果が得られるものと考えられる。但し、前述2河川での作用摩擦速度はほとんど $U_* = 4 \text{ cm/sec}$ 以下であり、出水時のばうに大さ

な摩擦速度のもとでは W , W_0 は再検討の必要がある。図-3 綾瀬川濃度

6. あとがき

ヘドロ河床は正層ほど大きな粘性力を有することが確認されている。粘性力の洗掘速度に関する定量的効果は明確でなく、図-1の W のバラツキの一因と考えられる。また塩分濃度の存在による微粒子のフロック形成の助長によって W_0 の増加が考えられる。今後はこれらの点についても詳細な検討を実験を通じて行うべく予定である。

図-2 多摩川濃度



13. 生物学的硝化脱窒による下水中窒素の除去

—— 主に脱窒について ——

下水道研究室 著 修一

1. はじめに

今日、閉鎖性水域の急激な富栄養化による赤潮や水の華の対策、或いは利水の保全として、水域への磷や窒素の流入規制が図られるようになってきており、下水道終末処理場からの放流水についても特定事業場排水として規制の対象となるため、早急に対策法を思い出す必要に迫られている事業所が増えている。下水道研究室では、昭和50年度より、下水中の窒素を既存の活性汚泥を用いて生物学的に除去する手法について研究を行なってきた。この手法は、活性汚泥中微生物の硝化作用と脱窒作用を応用して下水中の窒素を除去するものであり、応用には、これらの作用に係る要因を生物学的に把握しておくなければならない。活性汚泥の硝化作用に関してはこの場を借りて2回程報告しており、今回は、活性汚泥の脱窒作用に関する調査結果について報告するものである。

2. 調査目的

脱窒作用は、脱窒菌が硝酸(NO_3^-)や亜硝酸(NO_2^-)の酸素(O)を利用して、残った窒素を窒素ガス(N_2)として放出することであり、嫌氣的(溶存酸素がない)環境のもとで電子供与体(有機物)が介在するときに起こりやすいものである。本調査の目的は、この脱窒作用に係る主な要因として水温、電子供与体の種類と濃度、 NH_4^+ を上げ、これらの要因の影響を把握することと、合わせて、実施設における脱窒効率を把握することにある。本調査では、前者を実験室レベルで調査し、後者は実施設で実際硝化脱窒による窒素除去を図り、その脱窒槽を定期的に調査しにものである。

3. 調査方法

3.1 実験室レベルでの調査方法

脱窒作用に対する水温、電子供与体の種類と濃度の影響は、5℃、10℃、25℃、20℃の恒温室で、イースト菌培養液、ビール製造液、人工下水を基質に活性汚泥を約1ヶ月間嫌氣、好氣の繰り返し培養を行なった後、その活性汚泥を用い、対応する基質の初期濃度を変え、対応する温度条件のもとで脱窒速度を測定した。

脱窒作用に対する NH_4^+ の影響は、20℃の恒温室において、 NO_3^- とメタロールの量が一定で、 NH_4^+ の量が異なる培養液に、純粋培養した脱窒菌と活性汚泥をそれぞれ嫌氣的に接種して、培養液組成の経時変化を調べた。

3.2 実施設における脱窒効率に関する調査方法

実施設を図-1のフローに改造した後、電子供与体に流入下水を用いた第Ⅰ脱窒槽とメタロールを用いた第Ⅱ脱窒槽において、各槽の流入水と放流水の水量と水質を定期的に1年間調査

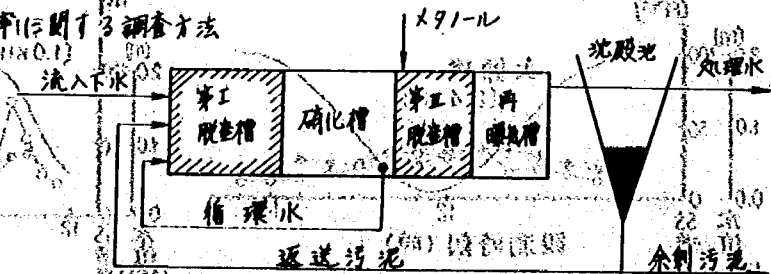


図-1 硝化脱窒による窒素除去フロー

した。この間、第Ⅰ脱窒槽では硝化槽からの循環水量を、第Ⅱ脱窒槽ではメタノールの注入量を定期的に变化させた。又、第Ⅰ脱窒槽では、途中、流入水の流入形態を変えるための改造を行なった。

4. 調査結果

4.1-1. 脱窒作用に対する水温、電子供与体の種類とその濃度の影響

培養温度の違いによる脱窒速度と電子供与体の初期濃度との関係を、電子供与体の種類別に図-2に表わした。

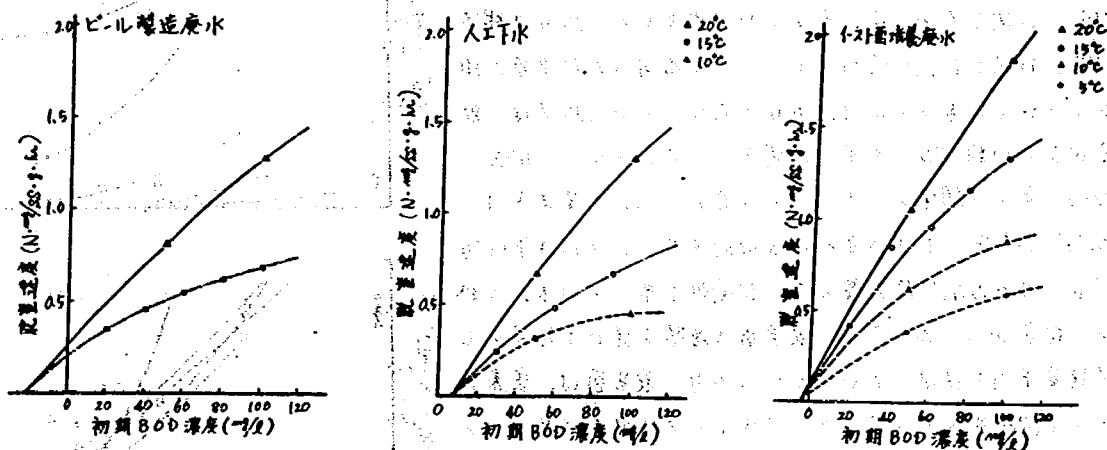


図-2 培養温度の違いによる電子供与体の初期濃度と脱窒速度との関係

この現象から、同一の電子供与体における脱窒速度は、培養温度と電子供与体の初期濃度との関係において、電子供与体の初期濃度の増加とともに最大脱窒速度に漸増する傾向を取る。この傾向は培養温度が異なっても変わらないが、培養温度の違いは最大脱窒速度の違いとして現われる。”ことが推察

でき、この現象は①式で表わせる。イースト菌培養废水のケースを①式により重回帰分析して $V_{max}(T)$ と $K(T)$ を求め、培養温度との関係として図-3に示した。 V_{max} は培養温度と②式の関係にあり、“微生物の活性は、培養温度により指数関数的に変化する。”という概念と一致する。一方 K は培養温度により変化しているものの、この傾向だけでの数式化は危険とみなした。

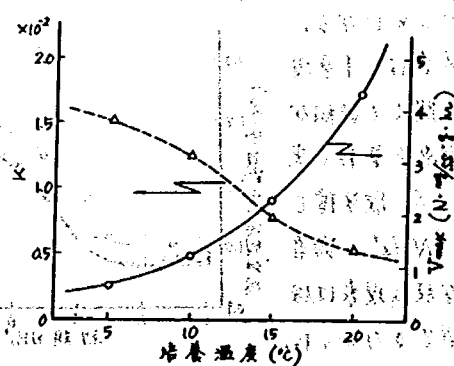


図-3 培養温度と V_{max} 、 K との関係

$$V(T) = V_{max}(T) \left(1 - \alpha(T) \cdot e^{-K(T) \cdot C} \right) \quad \text{--- ①}$$

$$V_{max}(T) = V_{max}(20) \cdot e^{L \cdot (20-T)} \quad \text{--- ②}$$

ここで、 T : 培養温度 (°C)、 V : 脱窒速度 (N-mg/ss.g.hr)、 V_{max} : 最大脱窒速度 (N-mg/ss.g.hr)

C : 電子供与体の初期濃度 (BOD-mg/l)、 α : $C=0$ のときの V に対する係数

L : V_{max} と K と電子供与体の初期濃度に関する定数、 L : 培養温度に関する定数

結果として脱窒作用に対する電子供与体の初期濃度と水温の影響は電子供与体の種類に関係なく、①式や②式のように指数関数的なものであり、実際の脱窒作用を実施施設に適用した場合の電子供与体の利用濃度の範囲や水温変化の範囲を考えると、実施施設は最も影響を受けやすい条件下にあると推定

る。一方、脱窒作用と電子供与体の種類との関係は、脱窒面に対する電子供与体の質化性により決定され、その種類によっては脱窒面の生態種にも制限が加えられるものである。従って、脱窒作用に対する電子供与体そのものの影響は、生物学的にのみ電子供与体の組成により決定される①式の V_{max} や K 値の変化として現われるものである。

4.1-2. 脱窒作用に対する NH_4^+ の影響

細菌レベルでの培養液組成の経時変化を NH_4^+ と NO_2^- 、 NO_3^- に関して図-4に表わした。双方とも、約5日間経過後、類似した減少傾向を示し、この傾向は細菌増殖の傾向と一致したものである。活性汚泥レベルでの結果は、脱窒速度と初期 NH_4^+ 濃度との関係として図-5に、除去 NH_4^+ 量との関係として図-6に表わした。脱窒速度は、 NH_4^+ が存在した方が高くなる傾向を示し、それは単位汚泥当たりの NH_4^+ 除去量と高い相関性を示している。これらの現象から、 NH_4^+ は、脱窒菌の増殖を促す効果として脱窒作用を促進していることになり、脱窒菌は、窒素源として酸化態よりもアンモニア態としての要求が高いことになる。

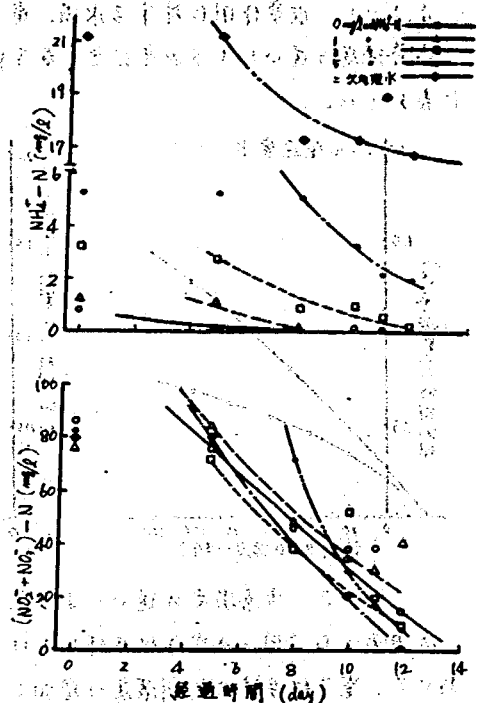


図-4 培養液中の氮素態窒素の経時変化

嫌気的環境に置かれた活性汚泥が NH_4^+ を放出している現象は、返送汚泥や汚泥濃縮槽等ではしばしば確認されるものであるが、本結果によると脱窒槽では確認しにくいことになる。

著者は、本事項に関して詳細な調査を重ねて来たが、脱窒槽での NH_4^+ の顕著な放出現象は確認できなかった。

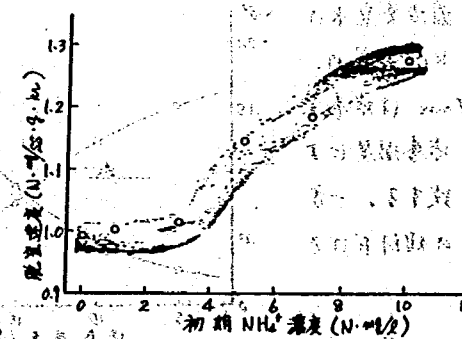


図-5 初期 NH_4^+ 濃度と脱窒速度

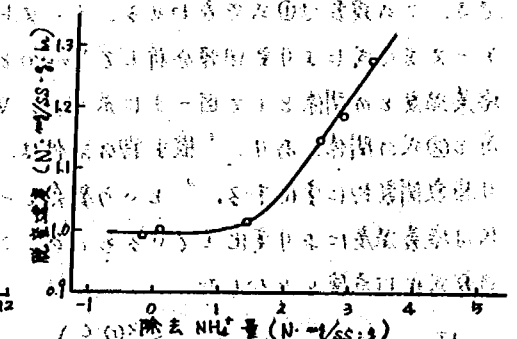


図-6 除去 NH_4^+ 量と脱窒速度

実施設における、図-5、初期 NH_4^+ 濃度と脱窒速度
これらの結果は、単に脱窒作用の促進のためだけでなく、硝化作用の到達レベル、或いは電子供与体としての脱窒槽への注入口の近辺範囲等にも良好な影響を及ぼすものである。

4.2 実施設における脱窒効率

ここで言う脱窒効率とは、脱窒槽で脱窒した窒素量に必要とした電子供与体の量の比(単位脱窒量当たりの消費電子供与体量)を表わす。実施設の脱窒槽における脱窒効率を測定する場合は、脱窒槽へ流入する電子供与体の量と硝化態窒素の量との比に対して、脱窒槽での脱窒率(脱窒対象量の内①脱窒した量の割合)をパラメータに高い脱窒率を与える最小の比とするための値は、脱窒

槽の運転方法や環境条件により左右される。

ここで用いる電子供与体の量は、それが単体の場合はその重量で、各種有機物等の集合体である場合はそのBOD量で表わすのが一般的である。

図-7は、流入下水による第I脱窒槽の脱窒状況を、当槽への流入方式の違いから調べたものである。

ここで、改造前の脱窒効率が7附近から改造後には4附近まで上がっている。これは、槽内の流れが均一化されたことと、スカムにより大気の影響を受けにくくなったことによるものと思われる。メタノールによる第I脱窒槽での脱窒効率は4附近であった。図-8には、各脱窒槽における脱窒量とアルカリ度生産量の関係を示した。脱窒作用では、理論的に脱窒量の3.57倍のアルカリ度を生産する。図-8の傾向は理論値に近いものであり、この結果は、硝化槽のアルカリ度消費に係る設計や運転に都合の良いものである。

5. 結論

脱窒作用に係る主な因子として水温、電子供与体の種類と濃度、 NH_4^+ を取り上げ、これらの脱窒作用に対する影響と、実施設における脱窒効率の調査を実施した結果、①：水温や電子

供与体の濃度の変化は、脱窒速度に対して指数関数的な影響を及ぼすものであり、電子供与体の種類の違いは脱窒面の質化性により決定されるものである。②：脱窒作用に対する NH_4^+ は、脱窒菌の増殖を促す効果として作用し、脱窒菌は窒素源として硝化菌よりもアンモニア態としての要求が高いものであった。③：実施設における脱窒作用は、脱窒槽の構造からくる水の流れや大気の影響を受けやすいものであるが、脱窒によるアルカリ度生産は理論値に近いものである。

脱窒作用の実施設への応用に際しては、硝化作用と関連させて検討が必要であるが、これらに関する詳細は下記資料にまとめてある。

参考文献

排水処理の高度化に関する総合研究

昭和55年8月環境庁企画調整局研究調整課編P114～

一段階硝化脱窒法による汚水処理プラントの調査報告書 土木研究所資料 第1588号

生物学的硝化脱窒処理による窒素の除去 土木研究所資料 第1664号

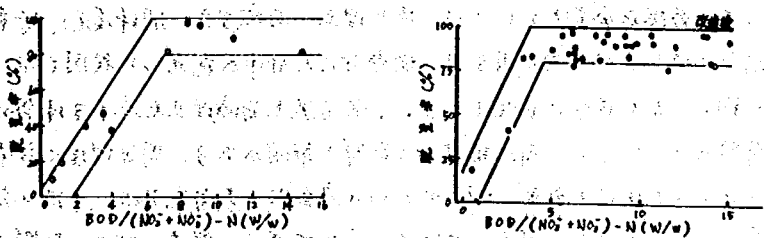
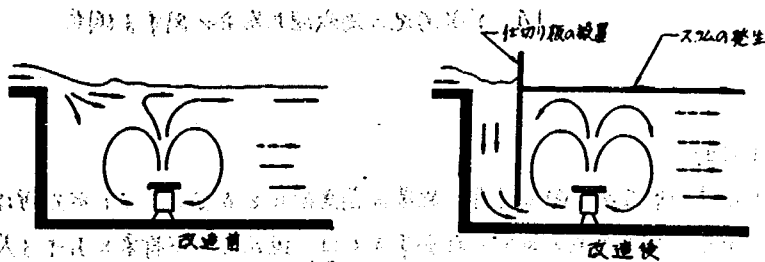


図-7 脱窒槽の改造前後の流入下水による脱窒状況

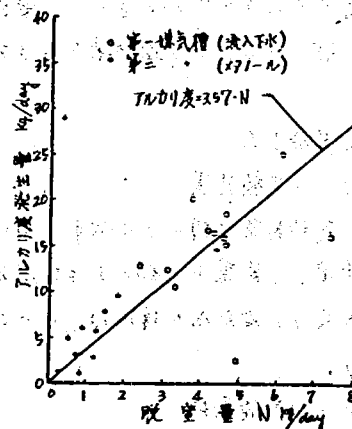


図-8 脱窒によるアルカリ度の生産

14. 下水汚泥の海成埋立処分に関する調査

汚泥研究室 関久 宏文

1. 目的

下水道の普及率の向上と浄化程度の高高度化に伴って、下水処理場から発生する汚泥は年々増加しており、この汚泥を如何に処分するかは、現在および将来における大きな課題である。

汚泥の最終処分方法としては、陸上埋立、海成埋立、海洋還元、緑地造成、資源化等があるが、平地部が減少し四方海に囲まれ、海岸沿に大都市が密集した状況では、汚泥の相当部分を海成埋立処分を頼らざるを得ない状況である。下水汚泥と海成埋立処分する場合に解決しなければならない重要な問題の一つとして、周辺環境への影響の解明がある。周辺環境に影響を及ぼす因子としては、埋立途上において生じる余水、埋立地からの浸出水、表面流出水、汚泥の分解に伴って発生するガス、臭気等があり、これらの因子の特性及び量を把握し、環境に対する影響評価を行い、必要に応じて適切な処理処分方法、防止対策を考へなければならぬ。特に、汚泥から生じる浸出水は、環境に与える影響を予ると思われるので、浸出水の水質特性を把握することとし、供試汚泥の形態、温度による差、砂、シルトの過剰効果を知るための実験を行、その結果を報告する。

2. 実験方法

2-1 実験装置

実験装置を図-1に示す。図中のカラムに供試汚泥を充填し、装置中央部にある取水装置により蒸留水の取水を行う。浸出水の採水は、カラム下部のコックより行う。

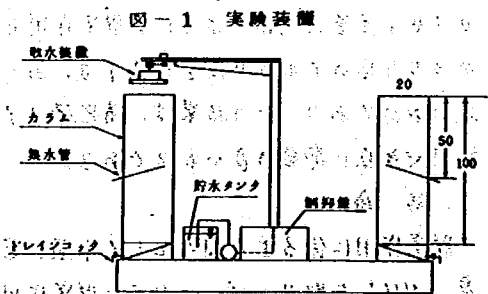


図-1 実験装置

2-2 実験条件

(1) 実験温度

10℃、20℃、30℃の3段階で行う。

(2) 供試汚泥のカラムへの充填方法

図-2に示すように、A型、B型、B'型、C型、D型の5種類がある。A型は、供試汚泥を単独で充填したものである。B型及びB'型は、下層地盤として砂及びシルトと詰め、下層地盤による浸出水の過剰効果を知るためのものである。C型は、それに加えて、実際の埋立地と模倣し、覆土を行、たものである。また、D型は、埋立途上を想定し、下部に供試汚泥、上部に蒸留水と湛水したものである。

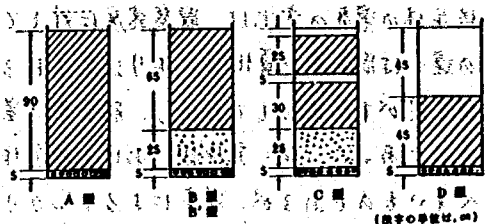


図-2 充填方法
A型：供試汚泥のみ
B型：上部に供試汚泥、下部に地盤として砂層をもうける。
B'型：上部に供試汚泥、下部に地盤としてシルト層をもうける。
C型：上部及び上部から5cmの部分を覆土で行、下部に地盤として砂層をもうける。
D型：埋立途上を想定し、下部に供試汚泥、上部は蒸留水により湛水する。

(3) 供試汚泥

カラムへの充填物としては、生脱水汚泥、生脱水と消化汚泥とを各種比で約1/1で混合し

2014年12月15日

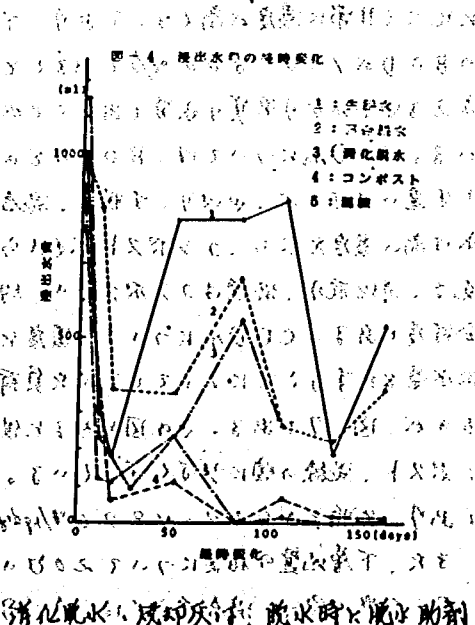
100

した汚泥（以下、混合脱水汚泥とする）、消化脱水汚泥

混練固化汚泥は、主として、埋立時の作業性の向上と、有害物質の密閉防止を目的としてつくられたものである。

3. 結果

20'0. A#

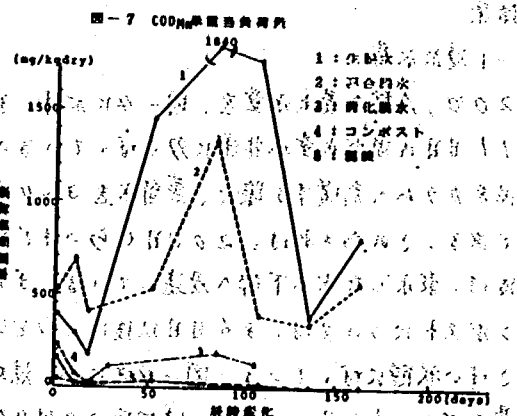
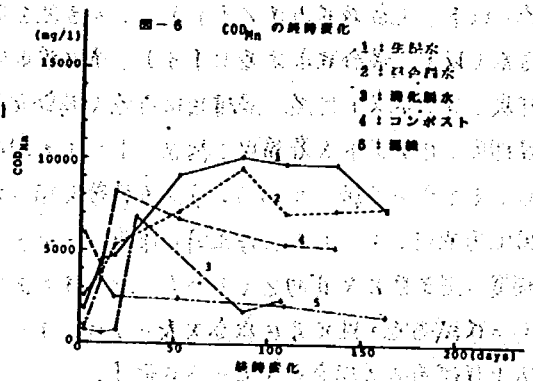
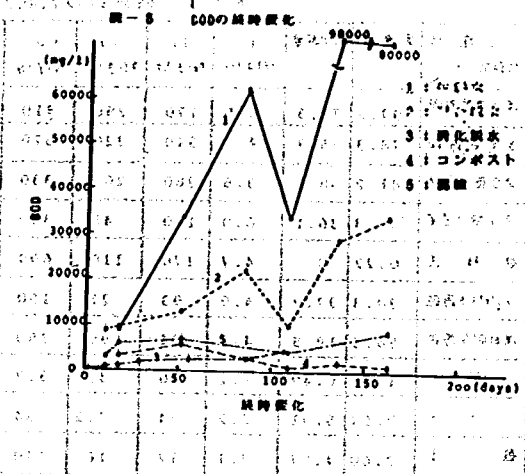
[illegible]

として石灰を使用しているため、1/2~1/3の割合で石灰を添加している。コンポストは、7.5前後、泥練り、汚泥中の石灰とセメントのアルカリ含有より1/1~1/2の割合で試汚泥と反応を開始して約16日間は反応を続けている。また、下層地盤として充填した砂層をシルト層とする中、作用がみられ、例えば、混合脱水土についてはA型、D型のpH1.0程度であるのに対し、B型、C型については7.5前後と中性を示している。

(2) BOD, COD_{Mn}

20℃、A型で試汚泥の濃度によるBOD及びCOD_{Mn}の経時変化と比較すると図-5、図-6のようになる。BODについては、生脱水の濃度は6000~98000mg/l、混合脱水土10000~30000mg/l、消化脱水土2000~4000mg/l、泥練り4000~7000mg/l、コンポスト1000~5000mg/lであり、16日目(消化脱水土は107日目)と比較すると、生脱水土は混合脱水土の約5倍、混合脱水土は、消化脱水土、泥練り、コンポストの2~3倍程度と生脱水土、混合脱水土が、他の試汚泥に比べて非常に濃度が高くなり、下水のBODが150~300mg/lであることと比較すると、かなり悪臭する水質であることがわかる。COD_{Mn}については、BODほど大きな違いはないが、やはり、生脱水土、混合脱水土は高い濃度を示し、コンポストはそれより低く、泥練り、消化脱水土はコンポストの約半分の濃度である。COD_{Mn}について、濃度と流量を乗算することによって、単位負荷量とカラムへの充填試汚泥量と除いた値をプロットしたものが図-7である。この図を見ると試汚泥の単位重量当りの負荷量は、生脱水土、混合脱水土、コンポスト、泥練りの順に少なくなる。コンポスト、泥練りは、初期の値を除くと、2~50mg/kgであり、生脱水土の40.0~180.0mg/kgに比べると非常に小さな値となっている。

また、下層地盤の経時変化について20℃のデータと比較すると、生脱水土、コンポスト、泥練りではA、B、C型の順に、混合脱水土ではA、B、C、D型の順に濃度が低くなり、B、C型は、A



次に、温度の違いによる浸出水の $\text{CO}_2\text{D}_{\text{Mn}}$ と A 型についてみてみると、濃度については、30℃は10℃の約4~5倍となり、30℃、20℃、10℃の順に低くなり、つまり、生脱水、混合脱水、消化脱水、コンポストには、明確な傾向はみられない。

Pb, Cd, As 12、全供試者渠大

ついで、排水基準以下である。T-1

CにKついては、生脱水(19.1%)

日目から86日目、減却灰について

1. 1/1 日目から5 日目まで浸水

がみられ、混合脱水、消化脱水かつ

い？も初期に浸出がみられたが、そ

α 後は、横重限界以下にある。

	$\text{Cd} \text{ (mg/l)}$	$\text{Pb} \text{ (mg/l)}$	$\text{Cr}^{+6} \text{ (mg/l)}$	$\text{As} \text{ (mg/l)}$
生飼水	0.02—0.05	0.1—0.9	0—1.0	0—0.05
配合飼水	0.07—0.05	0.1—0.5	0—0.51	0—0.07
調合飼水	0.03—0.09	0.2—0.5	0—0.80	0—0.04
コンポスト	0—0.06	0.2—0.7	0	0—0.03
腐糞	0.03—0.04	0.3—0.9	0	0.04
腐卸灰	0.04—0.36	0.2—0.7	0—2.2	0
排出糞草	0.1	1.0	0.5 (Cr^{+6})	0.5

③此らの重金屬は、 10°C 、 20°C

$\frac{1}{2} \frac{d}{dt} (K + T) = C K$

濃度は、1/1 ~ 0.1 g/l とかけりの

丁巳年三月廿五日

§ 11.3.1.4

山溪流水清如玉 211 212 4 晚水清

消化腺分泌: 1000-500-1.3

世の世襲者泥に染めて非常ドツぱい。

(2) PHについては、A型では 混入

大め12~13と高く、生腹水は、7

手た、混合液水、混練についておける下入

1は、7.5前後に打っている。

3) BOD, COD Mark 70/71, 45

COD_{Cr} 7.117

す、生肥水の約 $1/200 \sim 1/300$ とす

大. 温度に与いては、 $C^{30}D_{H_2}$ は $^{30}D_{H_2}$ より

他の供試汚泥については、顕著な傾向

(4) 重金屬 K, Pb, Cd, As

混合脱水、消化脱水では、初期の法

物類中皆主無華主，形亦主無華主，人人

[illegible]

化学研究室 深田 寿夫

1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. 25. 26. 27. 28. 29. 30. 31. 32. 33. 34. 35. 36. 37. 38. 39. 40. 41. 42. 43. 44. 45. 46. 47. 48. 49. 50. 51. 52. 53. 54. 55. 56. 57. 58. 59. 60. 61. 62. 63. 64. 65. 66. 67. 68. 69. 70. 71. 72. 73. 74. 75. 76. 77. 78. 79. 80. 81. 82. 83. 84. 85. 86. 87. 88. 89. 90. 91. 92. 93. 94. 95. 96. 97. 98. 99. 100. 101. 102. 103. 104. 105. 106. 107. 108. 109. 110. 111. 112. 113. 114. 115. 116. 117. 118. 119. 120. 121. 122. 123. 124. 125. 126. 127. 128. 129. 130. 131. 132. 133. 134. 135. 136. 137. 138. 139. 140. 141. 142. 143. 144. 145. 146. 147. 148. 149. 150. 151. 152. 153. 154. 155. 156. 157. 158. 159. 160. 161. 162. 163. 164. 165. 166. 167. 168. 169. 170. 171. 172. 173. 174. 175. 176. 177. 178. 179. 180. 181. 182. 183. 184. 185. 186. 187. 188. 189. 190. 191. 192. 193. 194. 195. 196. 197. 198. 199. 200. 201. 202. 203. 204. 205. 206. 207. 208. 209. 210. 211. 212. 213. 214. 215. 216. 217. 218. 219. 220. 221. 222. 223. 224. 225. 226. 227. 228. 229. 230. 231. 232. 233. 234. 235. 236. 237. 238. 239. 240. 241. 242. 243. 244. 245. 246. 247. 248. 249. 250. 251. 252. 253. 254. 255. 256. 257. 258. 259. 260. 261. 262. 263. 264. 265. 266. 267. 268. 269. 270. 271. 272. 273. 274. 275. 276. 277. 278. 279. 280. 281. 282. 283. 284. 285. 286. 287. 288. 289. 290. 291. 292. 293. 294. 295. 296. 297. 298. 299. 300. 301. 302. 303. 304. 305. 306. 307. 308. 309. 310. 311. 312. 313. 314. 315. 316. 317. 318. 319. 320. 321. 322. 323. 324. 325. 326. 327. 328. 329. 330. 331. 332. 333. 334. 335. 336. 337. 338. 339. 340. 341. 342. 343. 344. 345. 346. 347. 348. 349. 350. 351. 352. 353. 354. 355. 356. 357. 358. 359. 360. 361. 362. 363. 364. 365. 366. 367. 368. 369. 370. 371. 372. 373. 374. 375. 376. 377. 378. 379. 380. 381. 382. 383. 384. 385. 386. 387. 388. 389. 390. 391. 392. 393. 394. 395. 396. 397. 398. 399. 400. 401. 402. 403. 404. 405. 406. 407. 408. 409. 410. 411. 412. 413. 414. 415. 416. 417. 418. 419. 420. 421. 422. 423. 424. 425. 426. 427. 428. 429. 430. 431. 432. 433. 434. 435. 436. 437. 438. 439. 440. 441. 442. 443. 444. 445. 446. 447. 448. 449. 450. 451. 452. 453. 454. 455. 456. 457. 458. 459. 460. 461. 462. 463. 464. 465. 466. 467. 468. 469. 470. 471. 472. 473. 474. 475. 476. 477. 478. 479. 480. 481. 482. 483. 484. 485. 486. 487. 488. 489. 490. 491. 492. 493. 494. 495. 496. 497. 498. 499. 500. 501. 502. 503. 504. 505. 506. 507. 508. 509. 510. 511. 512. 513. 514. 515. 516. 517. 518. 519. 520. 521. 522. 523. 524. 525. 526. 527. 528. 529. 530. 531. 532. 533. 534. 535. 536. 537. 538. 539. 540. 541. 542. 543. 544. 545. 546. 547. 548. 549. 550. 551. 552. 553. 554. 555. 556. 557. 558. 559. 560. 561. 562. 563. 564. 565. 566. 567. 568. 569. 570. 571. 572. 573. 574. 575. 576. 577. 578. 579. 580. 581. 582. 583. 584. 585. 586. 587. 588. 589. 590. 591. 592. 593. 594. 595. 596. 597. 598. 599. 600. 601. 602. 603. 604. 605. 606. 607. 608. 609. 610. 611. 612. 613. 614. 615. 616. 617. 618. 619. 620. 621. 622. 623. 624. 625. 626. 627. 628. 629. 630. 631. 632. 633. 634. 635. 636. 637. 638. 639. 640. 641. 642. 643. 644. 645. 646. 647. 648. 649. 650. 651. 652. 653. 654. 655. 656. 657. 658. 659. 660. 661. 662. 663. 664. 665. 666. 667. 668. 669. 670. 671. 672. 673. 674. 675. 676. 677. 678. 679. 680. 681. 682. 683. 684. 685. 686. 687. 688. 689. 690. 691. 692. 693. 694. 695. 696. 697. 698. 699. 700. 701. 702. 703. 704. 705. 706. 707. 708. 709. 710. 711. 712. 713. 714. 715. 716. 717. 718. 719. 720. 721. 722. 723. 724. 725. 726. 727. 728. 729. 730. 731. 732. 733. 734. 735. 736. 737. 738. 739. 740. 741. 742. 743. 744. 745. 746. 747. 748. 749. 750. 751. 752. 753. 754. 755. 756. 757. 758. 759. 760. 761. 762. 763. 764. 765. 766. 767. 768. 769. 770. 771. 772. 773. 774. 775. 776. 777. 778. 779. 780. 781. 782. 783. 784. 785. 786. 787. 788. 789. 790. 791. 792. 793. 794. 795. 796. 797. 798. 799. 800. 801. 802. 803. 804. 805. 806. 807. 808. 809. 810. 811. 812. 813. 814. 815. 816. 817. 818. 819. 820. 821. 822. 823. 824. 825. 826. 827. 828. 829. 830. 831. 832. 833. 834. 835. 836. 837. 838. 839. 840. 84

1. 在 20 世纪 80 年代，中国开始实行改革开放政策，这标志着中国开始融入全球经济体系。

• 2010年12月10日

Noting that

[illegible]

| 砂換算
堆分濃度 (%) | 水分 (%) | C (%) | M (%) | 砂換算
堆分濃度 (%) |
|-----------------|--------|-------|-------|-----------------|
| | | | | |
| 3.3 | 3.3 | 3.3 | 3.3 | 3.3 |

磷酸抽出法は、約研(1)を凡そ $100g$ と正確に硝酸 $50ml$ を分注口より注入し、攪拌を怠らず、水を加えて濃度を調整する。抽出液は $75^\circ C$ で蒸発させる。(2)の抽出液は、 $60^\circ C$ で濃縮し、 $100^\circ C$ で乾燥させる。

-60-

| 重量 (g) | | | 砂換算
塩分濃度 (%) |
|--------|----|-----|--------------------|
| W | C | S | |
| 20 | 50 | 100 | 0.04
0.1
0.2 |
| 25 | 50 | 100 | |
| 35 | 50 | 100 | |

液とした。繰返し抽出法の時は、上澄液を取、右様に再び水を加え液ロートに入れて攪拌を行い、静置した後上澄液を取る操作を繰返した。

石灰飽和水抽出法は水抽出法の場合の水を石灰飽和水で置換して抽出した。

3. 4 滴定

抽出液を一定量ビーカーに取る。水抽出法と石灰飽和水抽出法の場合、ビーカーに入れた後にフェノールフタレインを一滴加え2規定酢酸で約PH7に中和した。Cl⁻イオン選択性電極と銀電極を浸し、電極につないである自動滴定装置を用いて図-1のように滴定した。滴定液は塩化ナトリウム標準溶液で標定した1/200規定硝酸銀溶液を用いた。

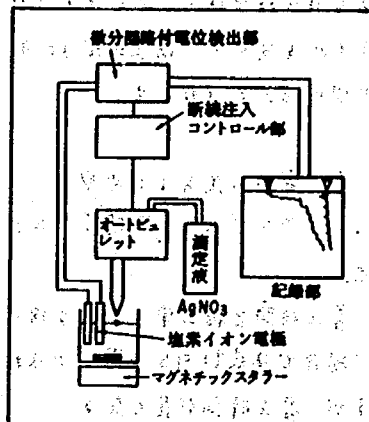


図-1 塩分測定法 (電位差滴定法)

3. 5 計算

以上の方法で塩分抽出量を求め、次式より塩分抽出率を算出した。

$$\text{塩分抽出率 (\%)} = \frac{\text{抽出塩分量 (g)}}{\text{混入塩分量 (g)}} \times 100$$

3. 5 実験

1) モルタルの養生時間と抽出率の関係を知る実験

モルタルを作製してから抽出するまでの時間を変化させて、塩分の抽出率がどのように変わるかを調べた。モルタルの塩分含有率は0.1%、モルタル作製時から抽出までの経過時間は10, 30, 60, 120, 180, 360, 720 時間である。抽出法は水抽出法と酸抽出法を用いた。

2) 抽出時間と抽出率の関係を知る実験

モルタルを水抽出する時に、抽出時間を変化させて抽出率の受ける影響を調べた。モルタルの塩分含有率は0.2%で、抽出時間は10, 30, 60, 180, 360, 720 分である。

3) 抽出温度と抽出率の関係を知る実験

モルタルを水抽出する時に、抽出温度を変えて抽出率の受ける変化を調べた。モルタルの塩分含有率は0.2%, 0.04%で、抽出温度は20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110, 115, 120, 125, 130, 135, 140, 145, 150, 155, 160, 165, 170, 175, 180, 185, 190, 195, 200, 205, 210, 215, 220, 225, 230, 235, 240, 245, 250, 255, 260, 265, 270, 275, 280, 285, 290, 295, 300, 305, 310, 315, 320, 325, 330, 335, 340, 345, 350, 355, 360, 365, 370, 375, 380, 385, 390, 395, 400, 405, 410, 415, 420, 425, 430, 435, 440, 445, 450, 455, 460, 465, 470, 475, 480, 485, 490, 495, 500, 505, 510, 515, 520, 525, 530, 535, 540, 545, 550, 555, 560, 565, 570, 575, 580, 585, 590, 595, 600, 605, 610, 615, 620, 625, 630, 635, 640, 645, 650, 655, 660, 665, 670, 675, 680, 685, 690, 695, 700, 705, 710, 715, 720, 725, 730, 735, 740, 745, 750, 755, 760, 765, 770, 775, 780, 785, 790, 795, 800, 805, 810, 815, 820, 825, 830, 835, 840, 845, 850, 855, 860, 865, 870, 875, 880, 885, 890, 895, 900, 905, 910, 915, 920, 925, 930, 935, 940, 945, 950, 955, 960, 965, 970, 975, 980, 985, 990, 995, 1000, 1005, 1010, 1015, 1020, 1025, 1030, 1035, 1040, 1045, 1050, 1055, 1060, 1065, 1070, 1075, 1080, 1085, 1090, 1095, 1100, 1105, 1110, 1115, 1120, 1125, 1130, 1135, 1140, 1145, 1150, 1155, 1160, 1165, 1170, 1175, 1180, 1185, 1190, 1195, 1200, 1205, 1210, 1215, 1220, 1225, 1230, 1235, 1240, 1245, 1250, 1255, 1260, 1265, 1270, 1275, 1280, 1285, 1290, 1295, 1300, 1305, 1310, 1315, 1320, 1325, 1330, 1335, 1340, 1345, 1350, 1355, 1360, 1365, 1370, 1375, 1380, 1385, 1390, 1395, 1400, 1405, 1410, 1415, 1420, 1425, 1430, 1435, 1440, 1445, 1450, 1455, 1460, 1465, 1470, 1475, 1480, 1485, 1490, 1495, 1500, 1505, 1510, 1515, 1520, 1525, 1530, 1535, 1540, 1545, 1550, 1555, 1560, 1565, 1570, 1575, 1580, 1585, 1590, 1595, 1600, 1605, 1610, 1615, 1620, 1625, 1630, 1635, 1640, 1645, 1650, 1655, 1660, 1665, 1670, 1675, 1680, 1685, 1690, 1695, 1700, 1705, 1710, 1715, 1720, 1725, 1730, 1735, 1740, 1745, 1750, 1755, 1760, 1765, 1770, 1775, 1780, 1785, 1790, 1795, 1800, 1805, 1810, 1815, 1820, 1825, 1830, 1835, 1840, 1845, 1850, 1855, 1860, 1865, 1870, 1875, 1880, 1885, 1890, 1895, 1900, 1905, 1910, 1915, 1920, 1925, 1930, 1935, 1940, 1945, 1950, 1955, 1960, 1965, 1970, 1975, 1980, 1985, 1990, 1995, 2000, 2005, 2010, 2015, 2020, 2025, 2030, 2035, 2040, 2045, 2050, 2055, 2060, 2065, 2070, 2075, 2080, 2085, 2090, 2095, 2100, 2105, 2110, 2115, 2120, 2125, 2130, 2135, 2140, 2145, 2150, 2155, 2160, 2165, 2170, 2175, 2180, 2185, 2190, 2195, 2200, 2205, 2210, 2215, 2220, 2225, 2230, 2235, 2240, 2245, 2250, 2255, 2260, 2265, 2270, 2275, 2280, 2285, 2290, 2295, 2300, 2305, 2310, 2315, 2320, 2325, 2330, 2335, 2340, 2345, 2350, 2355, 2360, 2365, 2370, 2375, 2380, 2385, 2390, 2395, 2400, 2405, 2410, 2415, 2420, 2425, 2430, 2435, 2440, 2445, 2450, 2455, 2460, 2465, 2470, 2475, 2480, 2485, 2490, 2495, 2500, 2505, 2510, 2515, 2520, 2525, 2530, 2535, 2540, 2545, 2550, 2555, 2560, 2565, 2570, 2575, 2580, 2585, 2590, 2595, 2600, 2605, 2610, 2615, 2620, 2625, 2630, 2635, 2640, 2645, 2650, 2655, 2660, 2665, 2670, 2675, 2680, 2685, 2690, 2695, 2700, 2705, 2710, 2715, 2720, 2725, 2730, 2735, 2740, 2745, 2750, 2755, 2760, 2765, 2770, 2775, 2780, 2785, 2790, 2795, 2800, 2805, 2810, 2815, 2820, 2825, 2830, 2835, 2840, 2845, 2850, 2855, 2860, 2865, 2870, 2875, 2880, 2885, 2890, 2895, 2900, 2905, 2910, 2915, 2920, 2925, 2930, 2935, 2940, 2945, 2950, 2955, 2960, 2965, 2970, 2975, 2980, 2985, 2990, 2995, 3000, 3005, 3010, 3015, 3020, 3025, 3030, 3035, 3040, 3045, 3050, 3055, 3060, 3065, 3070, 3075, 3080, 3085, 3090, 3095, 3100, 3105, 3110, 3115, 3120, 3125, 3130, 3135, 3140, 3145, 3150, 3155, 3160, 3165, 3170, 3175, 3180, 3185, 3190, 3195, 3200, 3205, 3210, 3215, 3220, 3225, 3230, 3235, 3240, 3245, 3250, 3255, 3260, 3265, 3270, 3275, 3280, 3285, 3290, 3295, 3300, 3305, 3310, 3315, 3320, 3325, 3330, 3335, 3340, 3345, 3350, 3355, 3360, 3365, 3370, 3375, 3380, 3385, 3390, 3395, 3400, 3405, 3410, 3415, 3420, 3425, 3430, 3435, 3440, 3445, 3450, 3455, 3460, 3465, 3470, 3475, 3480, 3485, 3490, 3495, 3500, 3505, 3510, 3515, 3520, 3525, 3530, 3535, 3540, 3545, 3550, 3555, 3560, 3565, 3570, 3575, 3580, 3585, 3590, 3595, 3600, 3605, 3610, 3615, 3620, 3625, 3630, 3635, 3640, 3645, 3650, 3655, 3660, 3665, 3670, 3675, 3680, 3685, 3690, 3695, 3700, 3705, 3710, 3715, 3720, 3725, 3730, 3735, 3740, 3745, 3750, 3755, 3760, 3765, 3770, 3775, 3780, 3785, 3790, 3795, 3800, 3805, 3810, 3815, 3820, 3825, 3830, 3835, 3840, 3845, 3850, 3855, 3860, 3865, 3870, 3875, 3880, 3885, 3890, 3895, 3900, 3905, 3910, 3915, 3920, 3925, 3930, 3935, 3940, 3945, 3950, 3955, 3960, 3965, 3970, 3975, 3980, 3985, 3990, 3995, 4000, 4005, 4010, 4015, 4020, 4025, 4030, 4035, 4040, 4045, 4050, 4055, 4060, 4065, 4070, 4075, 4080, 4085, 4090, 4095, 4100, 4105, 4110, 4115, 4120, 4125, 4130, 4135, 4140, 4145, 4150, 4155, 4160, 4165, 4170, 4175, 4180, 4185, 4190, 4195, 4200, 4205, 4210, 4215, 4220, 4225, 4230, 4235, 4240, 4245, 4250, 4255, 4260, 4265, 4270, 4275, 4280, 4285, 4290, 4295, 4300, 4305, 4310, 4315, 4320, 4325, 4330, 4335, 4340, 4345, 4350, 4355, 4360, 4365, 4370, 4375, 4380, 4385, 4390, 4395, 4400, 4405, 4410, 4415, 4420, 4425, 4430, 4435, 4440, 4445, 4450, 4455, 4460, 4465, 4470, 4475, 4480, 4485, 4490, 4495, 4500, 4505, 4510, 4515, 4520, 4525, 4530, 4535, 4540, 4545, 4550, 4555, 4560, 4565, 4570, 4575, 4580, 4585, 4590, 4595, 4600, 4605, 4610, 4615, 4620, 4625, 4630, 4635, 4640, 4645, 4650, 4655, 4660, 4665, 4670, 4675, 4680, 4685, 4690, 4695, 4700, 4705, 4710, 4715, 4720, 4725, 4730, 4735, 4740, 4745, 4750, 4755, 4760, 4765, 4770, 4775, 4780, 4785, 4790, 4795, 4800, 4805, 4810, 4815, 4820, 4825, 4830, 4835, 4840, 4845, 4850, 4855, 4860, 4865, 4870, 4875, 4880, 4885, 4890, 4895, 4900, 4905, 4910, 4915, 4920, 4925, 4930, 4935, 4940, 4945, 4950, 4955, 4960, 4965, 4970, 4975, 4980, 4985, 4990, 4995, 5000, 5005, 5010, 5015, 5020, 5025, 5030, 5035, 5040, 5045, 5050, 5055, 5060, 5065, 5070, 5075, 5080, 5085, 5090, 5095, 5100, 5105, 5110, 5115, 5120, 5125, 5130, 5135, 5140, 5145, 5150, 5155, 5160, 5165, 5170, 5175, 5180, 5185, 5190, 5195, 5200, 5205, 5210, 5215, 5220, 5225, 5230, 5235, 5240, 5245, 5250, 5255, 5260, 5265, 5270, 5275, 5280, 5285, 5290, 5295, 5300, 5305, 5310, 5315, 5320, 5325, 5330, 5335, 5340, 5345, 5350, 5355, 5360, 5365, 5370, 5375, 5380, 5385, 5390, 5395, 5400, 5405, 5410, 5415, 5420, 5425, 5430, 5435, 5440, 5445, 5450, 5455, 5460, 5465, 5470, 5475, 5480, 5485, 5490, 5495, 5500, 5505, 5510, 5515, 5520, 5525, 5530, 5535, 5540, 5545, 5550, 5555, 5560, 5565, 5570, 5575, 5580, 5585, 5590, 5595, 5600, 5605, 5610, 5615, 5620, 5625, 5630, 5635, 5640, 5645, 5650, 5655, 5660, 5665, 5670, 5675, 5680, 5685, 5690, 5695, 5700, 5705, 5710, 5715, 5720, 5725, 5730, 5735, 5740, 5745, 5750, 5755, 5760, 5765, 5770, 5775, 5780, 5785, 5790, 5795, 5800, 5805, 5810, 5815, 5820, 5825, 5830, 5835, 5840, 5845, 5850, 5855, 5860, 5865, 5870, 5875, 5880, 5885, 5890, 5895, 5900, 5905, 5910, 5915, 5920, 5925, 5930, 5935, 5940, 5945, 5950, 5955, 5960, 5965, 5970, 5975, 5980, 5985, 5990, 5995, 6000, 6005, 6010, 6015, 6020, 6025, 6030, 6035, 6040, 6045, 6050, 6055, 6060, 6065, 6070, 6075, 6080, 6085, 6090, 6095, 6100, 6105, 6110, 6115, 6120, 6125, 6130, 6135, 6140, 6145, 6150, 6155, 6160, 6165, 6170, 6175, 6180, 6185, 6190, 6195, 6200, 6205, 6210, 6215, 6220, 6225, 6230, 6235, 6240, 6245, 6250, 6255, 6260, 6265, 6270, 6275, 6280, 6285, 6290, 6295, 6300, 6305, 6310, 6315, 6320, 6325, 6330, 6335, 6340, 6345, 6350, 6355, 6360, 6365, 6370, 6375, 6380, 6385, 6390, 6395, 6400, 6405, 6410, 6415, 6420, 6425, 6430, 6435, 6440, 6445, 6450, 6455, 6460, 6465, 6470, 6475, 6480, 6485, 6490, 6495, 6500, 6505, 6510, 6515, 6520, 6525, 6530, 6535, 6540, 6545, 6550, 6555, 6560, 6565, 6570, 6575, 6580, 6585, 6590, 6595, 6600, 6605, 6610, 6615, 6620, 6625, 6630, 6635, 6640, 6645, 6650, 6655, 6660, 6665, 6670, 6675, 6680, 6685, 6690, 6695, 6700, 6705, 6710, 6715, 6720, 6725, 6730, 6735, 6740, 6745, 6750, 6755, 6760, 6765, 6770, 6775, 6780, 6785, 6790, 6795, 6800, 6805, 6810, 6815, 6820, 6825, 6830, 6835, 6840, 6845, 6850, 6855, 6860, 6865, 6870, 6875, 6880, 6885, 6890, 6895, 6900, 6905, 6910, 6915, 6920, 6925, 6930, 6935, 6940, 6945, 6950, 6955, 6960, 6965, 6970, 6975, 6980, 6985, 6990, 6995, 7000, 7005, 7010, 7015, 7020, 7025, 7030, 7035, 7040, 7045, 7050, 7055, 7060, 7065, 7070, 7075, 7080, 7085, 7090, 7095, 7100, 7105, 7110, 7115, 7120, 7125, 7130, 7135, 7140, 7145, 7150, 7155, 7160, 7165, 7170, 7175, 7180, 7185, 7190, 7195, 7200, 7205, 7210, 7215, 7220, 7225, 7230, 7235, 7240, 7245, 7250, 7255, 7260, 7265, 7270, 7275, 7280, 7285, 7290, 7295, 7300, 7305, 7310, 7315, 7320, 7325, 7330, 7335, 7340, 7345, 7350, 7355, 7360, 7365, 7370, 7375, 7380, 7385, 7390, 7395, 7400, 7405, 7410, 7415, 7420, 7425, 7430, 7435, 7440, 7445, 7450, 7455, 7460, 7465, 7470, 7475, 7480, 7485, 7490, 7495, 7500, 7505, 7510, 7515, 7520, 7525, 7530, 7535, 7540, 7545, 7550, 7555, 7560, 7565, 7570, 7575, 7580, 7585, 7590, 7595, 7600, 7605, 7610, 7615, 7620, 7625, 7630, 7635, 7640, 7645, 7650, 7655, 7660, 7665, 7670, 7675, 7680, 7685, 7690, 7695, 7700, 7705, 7710, 7715, 7720, 7725, 7730, 7735, 7740, 7745, 7750, 7755, 7760, 7765, 7770, 7775, 7780, 7785, 7790, 7795, 7800, 7805, 7810, 7815, 7820, 7825, 7830, 7835, 7840, 7845, 7850, 7855, 7860, 7865, 7870, 7875, 7880, 7885, 7890, 7895, 7900, 7905, 7910, 7915, 7920, 7925, 7930, 7935, 7940, 7945, 7950, 7955, 7960, 7965, 7970, 7975, 7980, 7985, 7990, 7995, 8000, 8005, 8010, 8015, 8020, 8025, 8030, 8035, 8040, 8045, 8050, 8055, 8060, 8065, 8070, 8075, 8080, 8085, 8090, 8095, 8100, 8105, 8110, 8115, 8120, 8125, 8130, 8135, 8140, 8145, 8150, 8155, 8160, 8165, 8170, 8175, 8180, 8185, 8190, 8195, 8200, 8205, 8210, 8215, 8220, 8225, 8230, 8235, 8240, 8245, 8250, 8255, 8260, 8265, 8270, 8275, 8280, 8285, 8290, 8295, 8300, 8305, 8310, 8315, 8320, 8325, 8330, 8335, 8340, 8345, 8350, 8355, 8360, 8365, 8370, 8375, 8380, 8385, 8390, 8395, 8400, 8405, 8410, 8415, 8420, 8425, 8430, 8435, 8440, 8445, 8450, 8455, 8460, 8465, 8470, 8475, 8480, 8485, 8490, 8495, 8500, 8505, 8510, 8515, 8520, 8525, 8530, 8535, 8540, 8545, 8550, 8555, 8560, 8565, 8570, 8575, 8580, 8585, 8590, 8595, 8600, 8605, 8610, 8615, 8620, 8625, 8630, 8635, 8640, 8645, 8650, 8655, 8660, 8665, 8670, 8675, 8680, 8685, 8690, 8695, 8700, 8705, 8710, 8715, 8720, 8725, 8730, 8735, 8740, 8745, 8750, 8755, 8760, 8765, 8770, 8775, 8780, 8785, 8790, 8795, 8800, 8805, 8810, 8815, 8820, 8825, 8830, 8835, 8840, 8845, 8850, 8855, 8860, 8865, 8870, 8875, 8880, 8885, 8890, 8895, 8900, 8905, 8910, 8915, 8920, 8925, 8930, 8935, 8940, 8945, 8950, 8955, 8960, 8965, 8970, 8975, 8980, 8985, 8990, 8995, 9000, 9005, 9010, 9015, 9020, 9025, 9030, 9035, 9040, 9045, 9050, 9055, 9060, 9065, 9070, 9075, 9080, 9085, 9090, 9095, 9100, 9105, 9110, 9115, 9120, 9125, 9130, 9135, 9140, 9145, 9150, 9155, 9160, 9165, 9170, 9175, 9180, 9185, 9190, 9195, 9200, 9205, 9210, 9215, 9220, 9225, 9230, 9235, 9240, 9245, 9250, 9255, 9260, 9265, 9270, 9275, 9280, 9285, 9290, 9295, 9300, 9305, 9310, 9315, 9320, 9325, 9330, 9335, 9340, 9345, 9350, 9355, 9360, 9365, 9370, 9375, 9380, 9385, 9390, 9395, 9400, 9405, 9410, 9415, 9420, 9425, 9430, 9435, 9440, 9445, 9450, 9455, 9460, 9465, 9470, 9475, 9480, 9485, 9490, 9495, 9500, 9505, 9510, 95

抽出は水抽出法で、モルタルは作製後5日間経過したものを使用し、抽出時間30分、抽出回数3回、抽出温度60°Cで行った。

4. 実験結果および考察

1) モルタルの養生時間と抽出率の関係を知る実験

図

養生時間と抽出率の関係を図-3に示す。水抽出の場合では最初の5時間までは抽出率は100%であるが、養生時間が長くなると抽出率が低下し、

養生時間が100時間を超えると抽出率はほぼ一定になることがわかった。酸抽出では養生時間が変わっても抽出率はほぼ100%である。酸抽出法におけるバツヤは抽出後にフロイド状のものが出て満足を防害して、誤差を大きくさせるためと思われる。水抽出法の場合に養生時間が長くなるにつ

れて抽出率が低下するのは、

モルタル中の塩分の一部がモルタルと結びついて溶出しにくくなるためである。養生時間が100時間以上経過して抽出率が安定化するのには、その反応がほぼ終るためと考えられる。

(2) 抽出時間と抽出率の関係を知る実験 (水抽出法)

抽出時間と抽出率の関係を図-3に示す。図より抽出時間が長くなるにつれて抽出率は増加し、180分を超えると抽出率が一定になることがわかる。抽出時間が180分以上になると抽出率が一定になるのは、最初に抽出され易い遊離塩分が溶け出し、次にモルタルと弱く結びついていた塩分が溶け出し、モルタルと固着した塩分はそのまま残るためと考えられる。

3) 抽出温度と抽出率の関係を知る実験

抽出温度と抽出率の関係を図-4に示す。図より抽出温度が高くなると抽出率も高くなる。塩分含有率が高いほど温度差による抽出率の差が大きくなる。温度が高くなるほど抽出率が高くなるのは、温度の上昇により塩分とモルタルの結びつきが弱くなるためと考えられる。塩分含有率が高いほど温度差による抽出率の差が大きくなるのは、塩分含有率が高ければ結合している遊離塩分が多くなるため、塩分が溶け出し易くなり抽出率が上がるためと考えられる。

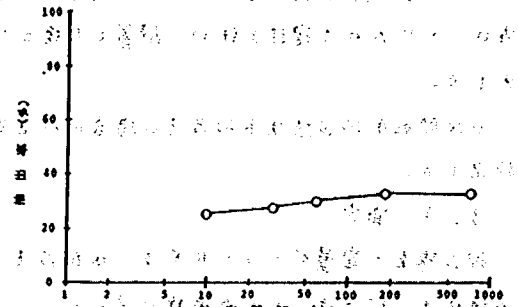


図-3 抽出時間と抽出率との関係 (水抽出法)

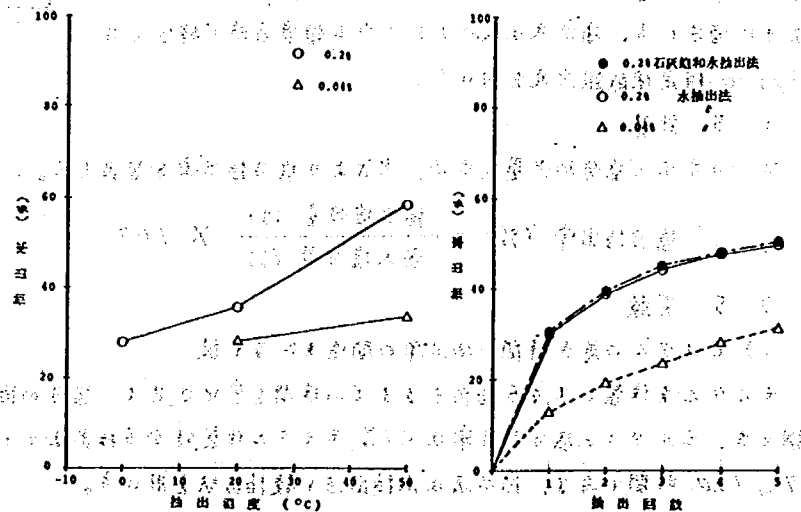
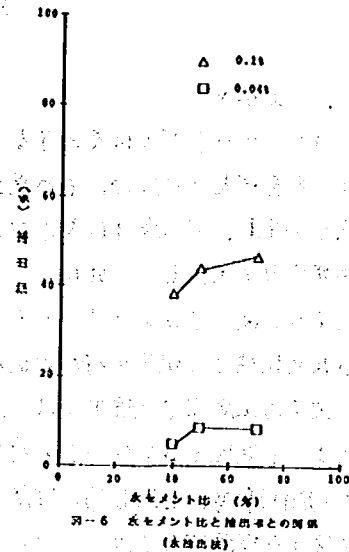


図-4 抽出時の温度と抽出率との関係 (水抽出法)

4) 繰返し抽出回数と抽出率の関係を知る実験

抽出回数と抽出率の関係を図-5に示す。図よりモルタル中の塩分含有率が高いほど抽出率が高くなり、抽出を繰返すと抽出率の累積が増加していくことがわかる。しかし増加の割合は抽出回数が増えるにつれて少なくなっている。塩分含有率が高いほど抽出率が高くなるのは、塩分含有率が高い場合モルタル中の遊離塩分が溶け出し易い塩分が多くなるためと考えられる。抽出回数が多くなるにつれて抽出率が増加するのは、モルタルと結んでいる塩分が抽出を繰返す過程で少しずつ溶け出すためと思われる。抽出率の増加が小さくなるのは、図着している塩分と抽出液中の塩分との間に平衡関係が成立するためではないかと考えられる。抽出液が水の場合と石灰飽和液の場合に差が認められないのは、水抽出の場合でもセメントの水和により生じる遊離石灰のため、抽出液の組成が殆ど差がなくなるためと考えられる。



5) 水セメント比と抽出率の関係を知る実験

水セメント比と抽出率の関係を図-6に示す。図より、モルタルの水セメント比が高くなるにつれて抽出率が高くなることわかる。これは水セメント比が大きくなると、溶け出し易い塩分が増加するためと考えられる。

5) まとめ

- 1) 抽出率の測定結果からモルタル中の塩分の形態に3つで決まることがわかる。すなわち、1) モルタル中の塩分は、モルタルが硬化していくに従って、モルタルと結びついていき遊離塩分は少なくなっていく。しかし硬化が終了しても遊離塩分は残っていると考えられる。
- 2) モルタル中の塩分は、遊離塩分とモルタルに弱く結びついていっている塩分、モルタルに固着している塩分など、モルタルと塩分の結び付きの強さに差があると考えられる。
- 3) モルタルの温度が上昇するとモルタルと塩分ははなれ易くなり、遊離塩分が増加し、鉄筋に有害な影響を与えると考えられる。
- 4) モルタルの塩分含有率が高くなると、全塩分中の遊離塩分の割合が高くなるため、塩分含有率が高いほど鉄筋に悪影響を及ぼし易いと考えられる。
- 5) 水セメント比が大きくなると、全塩分中の遊離塩分の割合が高くなるため、鉄筋に有害な影響を与える易いと考えられる。

参考文献 1) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 2) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 3) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 4) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 5) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 6) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 7) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 8) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 9) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 10) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 11) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 12) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 13) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 14) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 15) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 16) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 17) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 18) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 19) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 20) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 21) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 22) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 23) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 24) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 25) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 26) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 27) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 28) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 29) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 30) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 31) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 32) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 33) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 34) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 35) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 36) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 37) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 38) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 39) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 40) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 41) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 42) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 43) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 44) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 45) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 46) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 47) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 48) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 49) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 50) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 51) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 52) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 53) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 54) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 55) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 56) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 57) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 58) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 59) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 60) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 61) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 62) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 63) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 64) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 65) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 66) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 67) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 68) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 69) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 70) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 71) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 72) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 73) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 74) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 75) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 76) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 77) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 78) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 79) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 80) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 81) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 82) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 83) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 84) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 85) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 86) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 87) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 88) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 89) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 90) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 91) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 92) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 93) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 94) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 95) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 96) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 97) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 98) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 99) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号 100) 日本建築学会 建築材料 1971年5月号

16. 温度規正のためのダムコンクリートの

熱及び力学特性に関する実験的研究

ダム構造研究室 矢沢 克敏

1. まえがき

コンクリートダムに発生するクラックは、その大きさ、方向、発生箇所によっては堤体の安定に及ぼす影響が大きいので、その発生を極力避けなければならない。コンクリートは硬化時に多量の水和熱を発生し、ダム堤体に大きな温度変化を生じさせる。この温度変化に伴う変形が拘束された場合に温度応力が発生し、これによって生じた引張応力がコンクリートの引張強度を上回るどクラックが発生する。従ってコンクリートダムの施工においては、クラック発生を抑制する目的で温度応力を減じするために種々の規正が行われる。

従来の温度応力の規正法は、主として打設されたコンクリートの最高温度と最終安定温度の温度差によって発生するクラックを対象に行われてきたが、従来より指摘されているように、コンクリートの初期材令時に発生し易い温度勾配に起因するクラックの抑制も又重要である。このクラックの抑制に関する理論的取り扱いについては未だ不十分で、この理由の一つとして、初期材令時の物理的性質が良く解っていないことが挙げられる。そこで本報告では、水和熱の蓄積、放散は影響する比熱、熱伝散率等の他に、コンクリートの初期材令の弾性係数、圧縮強度、引張強度の関係を室内実験により求め、その結果について考察を加えたものである。

2. 研究目的

ダムコンクリートの熱特性及び初期材令時の力学特性を室内実験により求め、ダムコンクリートの温度規正をより合理的に行うことを目的とする。

3. 研究方法

3.1 熱特性

打設されたコンクリートの温度履歴に影響を与える水和熱、熱伝散率、比熱、熱伝導率、熱伝達率の測定を行った。ただし、熱伝達率は実験により求めた熱伝散率、比熱、密度から解析的に求めた。また、熱伝達率及び水和熱は、実際のダムコンクリートと近似するため、 $80 \times 80 \times 40$ cmのゴングリートブロックを打設し、側面と底面を断熱材により保護し、この温度履歴より解析的に求めた。これらの物性は、骨材の特性及び骨材率の影響を受けるため、現場5ダムの不法配合に対して、単位体積当たりの粗骨材、細骨材の割合が同一となる配合とし、各ダムの骨材、セメントを使用した。

3.2 力学特性

初期材令のコンクリートの力学特性を調べるため、弾性係数、圧縮強度、引張強度を材令1, 2, 3, 4, 5, 7, 14, 21, 28日に測定した。供試体寸法が試験機の関係から 15×30 cmに制限されたので、配合は最大骨材寸法が40%に制限されるため、一般に行われているウェットスグリーンのより40%オーバーの骨材を取り除いたものと同条件となる配合とした。

4. 研究結果

4.1 熱特性

(1) 熱拡散率, 比熱, 熱伝導率

これらの結果を表-1に示す。この中で同じ骨材を用いた k_1 , k_2 ダムの結果は, 熱拡散率, 比熱が骨材率によって大きく影響を受けることを示している。

| ダム名 | 骨材名 | 骨材率(%) | 熱伝導率
(kcal/m·hr·deg) | 比熱
(kcal/kg·deg) | 熱拡散率
($\times 10^{-3}$ m ² /hr) |
|----------------|---------|--------|-------------------------|---------------------|--|
| Od | 砂 | 90 | 1.93 | 0.237 | 3.25 |
| Ok | 川砂利(砂質) | 91 | 1.76 | 0.239 | 3.00 |
| K ₁ | 安山岩 | 87 | 1.72 | 0.231 | 3.02 |
| K ₂ | 安山岩 | 79 | 1.74 | 0.253 | 2.79 |
| S | 砂質片岩 | 91 | 2.11 | 0.242 | 3.49 |
| N | 砂 | 90 | 1.86 | 0.209 | 3.61 |

表 1 熱伝導率, 比熱, 熱拡散率の関係

(2) 熱伝達率

従来, ダムコンクリートの温度履歴計算では, コンクリート表面は外気温に等しいとして取り扱われてきたが, この条件で解を求めると実測値との間に誤差を生じることが確かめられている。

一般に, 固体表面より気体などに熱が放散される場合, その熱量は Newton の方程式により,

$$q = \alpha (\phi_s - \phi_0) \quad (1)$$

で表わされる。ここに, α : 熱伝達率, ϕ_s : コンクリート表面の温度, ϕ_0 : 外気温である。この熱伝達率の大きさは, 野外の気象条件, コンクリートの表面状態等により定まる定数であり, 表面温度が外気温に等しくなる条件は α が十分大きい場合に成立するものである。

本実験では, 恒温室にて, 一様な初期温度分布を有するコンクリートブロックで, 外気温を変化させ, ブロック内の温度変化を測定し, これを Carlson の方法でシュミレートして解析的に求めた。

この結果, 熱伝達率は以下のように示される。

$$\alpha = 10 \text{ kcal/m}^2 \cdot \text{hr} \cdot \text{deg} \quad (2)$$

(3) 水和熱

水和熱は, $80 \times 80 \times 40$ (cm) のコンクリートブロックを打設し, 先に求めた k_2 ダムの物性値により表-2に示す条件でシュミレートし, 解析的に求めた。なお水和熱による断熱温度上昇は何回かの試行により最近似値を求めたものである。

表 2 解析条件

| | |
|--------|--|
| 熱拡散率 | 2.79×10^{-3} m ² /hr |
| 比熱 | 0.253 kcal/kg·deg |
| 熱伝導率 | 1.74 kcal/m·hr·deg |
| 密度 | 2460 kg/m ³ |
| セメント量 | C = 257.1 kg/m ³ F = 85.7 kg/m ³ |
| 総発熱量 | 15870 kcal/m ³ |
| 断熱温度上昇 | $\phi_0 [1 - \exp(-m^2 t)]$
$\phi_0 = 25.5$ deg
$m = 0.87$ (1/day ^{1/2})
$A = 0.68$ |
| 熱伝達率 | 10.0 kcal/m ² ·hr·deg |

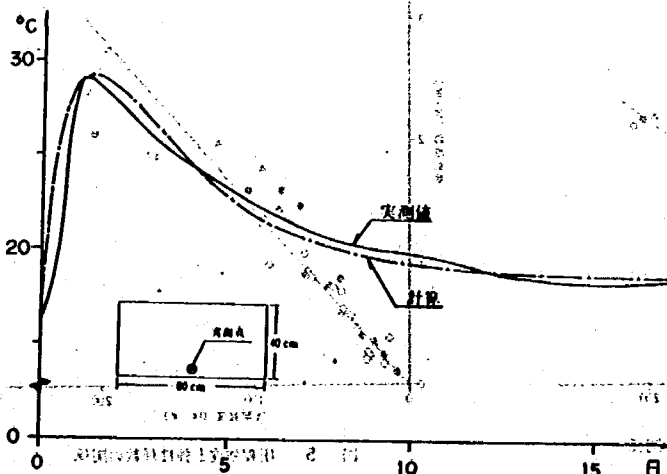


図 1 実測と計算の温度履歴の比較

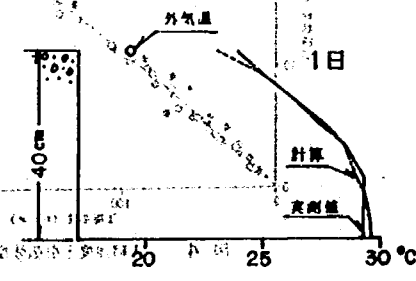


図 2 実測と計算の温度分布の比較

この結果、図-1に温度履歴図、図-2に材令1日のブロック断面の温度分布を示す。図-3は、この結果得られた断熱温度上昇を示したものであり、点線はJISの規定による材令7日、28日の水和熱の上限である70、83 kcal/kgをもとに、従来用いられて来た指数関数による近似式

$$\phi = \phi_0 (1 - e^{-\alpha t}) \text{ ----- (3)}$$

より計算した断熱温度上昇である。

実験よりシミュレートした曲線は、従来の曲線に比べ初期材令での発熱が高く、後半の発熱量が究めて緩慢である。このことから断熱温度上昇とJISに規定されている材令7日、28日の水和熱の値を用いて断熱温度上昇を(3)式より推定すると大きな誤差を生ずる。

このような推定法が比較的妥当な方法として用いられていたのは、JISに規定されている試験が定温状態(20℃)における試験であり、マスコンクリートのような断熱状態に近い定温状態では反応速度が鈍ることも起因していると思われる。

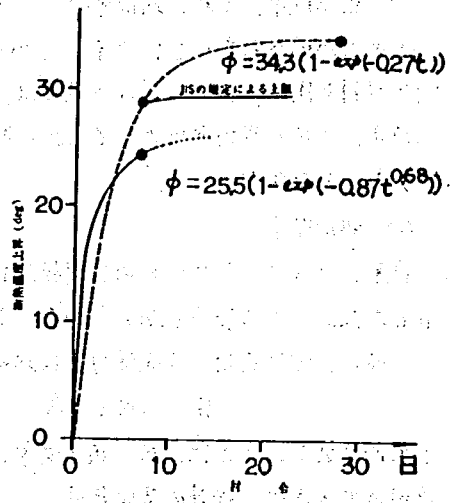


図3 コンクリートの断熱温度上昇

4.2 力学特性

(1) 圧縮強度と引張強度

全材令の圧縮強度と引張強度の関係を図-4に示すが、非常に高い相関性を有していることがわかる。従って従来より、材令を相当経にコンクリートについて求められた関係は、初期材令について適用され、引張強度は圧縮強度から精度よく推定できることがわかる。図中の関係は、材令に關係なく次式により示される。

$$\sigma_t = 0.163 \cdot \sigma_c^{0.42} \text{ ----- (4)}$$

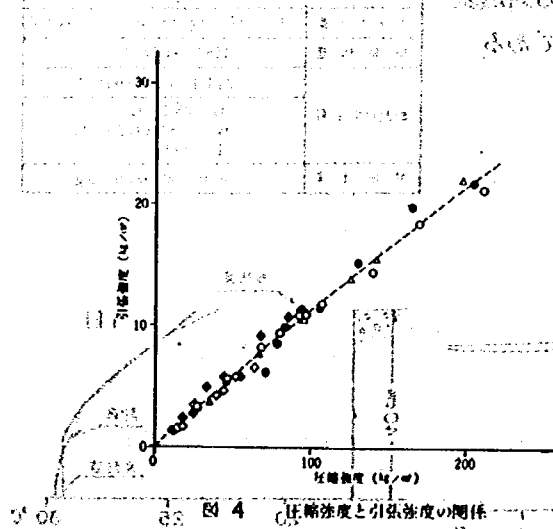


図4 圧縮強度と引張強度の関係

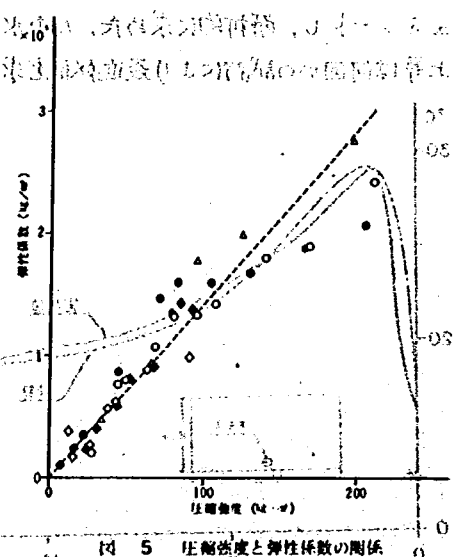


図5 圧縮強度と弾性係数の関係

(2) 圧縮強度と弾性係数

図-5に、全材令の圧縮強度と弾性係数の関係を示す。材令後期において、圧縮強度の増加に対して、弾性係数の増加率は小さくなる傾向を示すが、ほぼ比例関係にあり、材令によらず次式で示される。

$$E = 1430 \sigma_c \text{ ---- (5)}$$

(3) 引張強度と弾性係数

初期材令時の引張強度と弾性係数の関係は、温度応力の規正を考える場合、今回の実験の中で最も重要な結果の一つであり、この関係を図-6に示す。図中の関係は次式で示される。

$$E = 11400 \sigma_t^{1.02} \text{ ---- (6)}$$

引張領域における応力ひずみ関係は、圧縮領域におけるひずみ関係よりも直線性があると考えられるから、これを直線関係とみなせば破壊時の引張ひずみは、材令によらず(6)式より、

$$\begin{aligned} \epsilon_t &\doteq 8.8 \times 10^{-5} \sigma_t^{-0.02} \\ &\doteq 8 \sim 9 \times 10^{-5} \end{aligned} \text{ ---- (7)}$$

で表わすことができる。すなわち、クラックの発生原因として限界ひずみと考えれば、概ね引張ひずみが 1×10^{-4} に達した時点でクラックが発生すると考えることができる。したがって、温度応力によるクラックを考える場合に、従来、コンクリートの引張強度、弾性係数を用いていたが、限界ひずみと考えれば、これを無次元化して考えることができ解析上の取り扱いが容易になる。

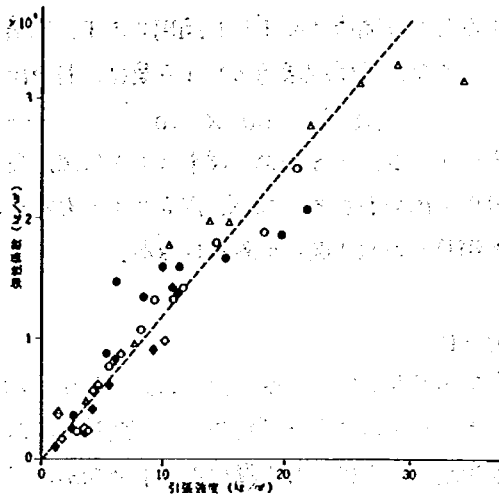


図-6 引張強度と弾性係数の関係

5. まとめ

○熱的特性

一般に、熱伝散率の大きさは骨材率の増加とともに増加し、比熱の大きさは逆に減少する。また、熱伝導率については、その影響は小さい。

ダムコンクリートの温度履歴を計算する場合、一般に熱伝達率の影響を考慮する必要がある。その大きさは、室内実験で代表されるような外気の動きがほとんどない場合には、

$$\alpha \doteq 10 \text{ Kcal/m}^2 \text{ hr deg} \text{ ---- (1)}$$

で示される。

○力学特性

初期材令での弾性係数、圧縮強度、引張強度の関係を経時的に見ると、ほぼ比例関係にあり、骨材の種類、単位セメント量によらず概ね一定であり、これらの関係式は以下のように示される。

$$\begin{aligned} E &= 1430 \sigma_c \\ \sigma_t &= 0.163 \sigma_c^{0.92} \\ E &= 11400 \sigma_t^{1.02} \end{aligned} \text{ ---- (2)}$$

ただし、これらの関係は初期材令におけるものであり、材令が大きくなり、コンクリートが十分硬化するとこの関係は必ずしも適用できず、圧縮、引張強度に対する弾性係数の伸びは低下する傾向にある。また、引張破壊時のひずみ量は、材令によらずほぼ一定であり

$$\epsilon_k \approx 1.0 \times 10^{-4} \quad \text{----- (3)}$$

と表わされる。このため、従来のように温度応力を解析する際に引張応力に着目すると、弾性係数、引張強度が必要であるにが、限界ひずみと考えれば、ひずみ量のみでコンクリートの温度規正に対応でき解析上の取り扱いが容易になる。

おわりに

今回の実験では、一般に行なわれていない初期材令の力学特性の測定を行ったが、装置の関係で測定できなかったクリープ特性は、初期材令においては特に大きいため、今後測定する必要がある。また水和熱の測定は室内実験により求めたが、現場では外気温の変化、養生方法など室内実験と大きく条件が異なる項目があるので、現場の打設条件を考慮した実験、ないしは、精度の高い現場計測を行うことが望ましい。最後に、本実験を行うに当り御協力頂いたコンクリート研究室、ならびに、本報告をまとめるにあたり米野光幸室長および永山研究員の援助を戴きましたことに対し、ここに謝意を表します。

- 【参考文献】
 (1) 土木材料実験：国分 正胤、技報堂
 (2) コンクリートダムの温度応力に関する考察(I) 土研資料第1558号
 (3) コンクリートダムの温度応力に関する考察(II) 土研資料第1658号

(1) -----

(S) -----

$$\begin{aligned} 0.011 &= 3 \\ 0.010 &= 10 \\ 0.00411 &= 3 \end{aligned}$$

17. ボーリング掘進条件と岩石強度

地質研究室 白塚克己

1. まえがき

現在実施されている地質調査用ボーリングは、試料の観察および各種物理力学試験を主目的としているので試料採取率を最大にするために地盤状況に応じて給圧、回転数、送水量等の掘進条件を変えている。このため、ボーリング掘進には高度な技術と豊かな経験を必要とし個人差も入りやすい。また三次元的に複雑な分布を示す地質状況を的確に把握するためには多数のボーリングを実施しなければならず、地質調査に占めるボーリングの費用は膨大なものとなっている。したがって、簡便で経済的な地質調査方法の開発が望まれているが、地質研究室ではこのための一つの試みとしてボーリング自体を一種の測定法として捉え、一定の掘進条件下で得られる各種データから、地盤の工学的性質を推定しようとする実験を行っている。本報告はその基礎実験として、室内で種々の強度をもつ8種類の砂岩についてコアボーリングを行い、掘進条件と岩石強度の関係について検討した結果を報告するものである。

2. 実験目的

本実験は、ボーリング掘進時の給圧・回転数・掘進速度等の相互関係を把握し、それらの量と抜きとったコアの一軸圧縮強度との関連を求めることを目的とする。

3. 実験方法

実験に使用した装置は、当研究室所有の中型精密コア採取機で、

その仕様を表-1に示す。供試体は2ヶ月間浸水した30cm立方の

8種類の砂岩を使用した。表-2は供試体の性質を示したもので、

ある。実験は回転数(100, 200, 300, 400 r.p.m.)および給圧(100,

200, 300, 400 kg)を変化させて掘進を行い、掘進速度の測定を行

った。ビットはサーフェイスビットとインフレーションビットの

2種類のダイヤモンドビットを使用し、ビットの違いによる掘進

速度の影響も調べた。また実験中同一供試体を用い、同一掘進条

件(300 r.p.m., 200 kg)で試験を行い、ビッ

トの摩耗による掘進速度の低下を調べた。抜き

とったコアは長さ10cmに切断し一軸圧縮試験

を行った。

表-1 装置の概要

| 項目 | 仕様 |
|---------|---|
| 最大供試体寸法 | 300 x 300 x 300 mm |
| 採取コア寸法 | 直径50mm x 長さ250mm |
| 給圧 | 100 ~ 1000 kg |
| 回転数 | 100 ~ 1000 r.p.m. |
| トルク | 100 r.p.m.時 5 kg-m
1000 r.p.m.時 0.5 kg-m |
| 主軸降下距離 | 300 mm |

表-2 供試体の性質

| No. | 産地 | 時代 | 圧縮強度
(kg/cm ²) | 破壊変位率
(%) | 備考 |
|-----|----|------|-------------------------------|-----------------------|-------------|
| 1 | 錦山 | 鮮新世 | 31.9 | 5.31×10^{-3} | 1.5mmの隙からなる |
| 2 | 金谷 | 中新世 | 59.4 | 1.08×10^{-2} | 泥質 |
| 3 | 金谷 | 鮮新世 | 77.6 | 1.91×10^{-2} | 約1mmの隙からなる |
| 4 | 四倉 | 古第三紀 | 109.5 | 1.36×10^{-2} | 細粒 |
| 5 | 錦南 | 中新世 | 100.7 | 1.39×10^{-2} | 細粒 |
| 6 | 錦南 | 中新世 | 212.2 | 5.88×10^{-2} | 1~2mmの隙を含む |
| 7 | 錦子 | 白垩紀 | 433.8 | 4.17×10^{-2} | 細粒 |
| 8 | 錦南 | 鮮新世 | 576.5 | 8.78×10^{-2} | 粗粒 |

4. 実験結果

4.1 ビットの摩耗による掘進速度の補正

ビットが摩耗するにしたがって掘進速度も

低下するので、試験条件を一定にするためにビットの摩耗に対する掘進速度の補正をしなければならない。しかし、今回使用した供試体は表-2に示すように、一軸圧縮強度が500kg/cm²以下のものが大部分で比較的軟らかく、同一供試体、同一掘進条件で掘進したときの掘進速度の変化には有意差が認められなかった。したがって本実験結果の解析にあたっては、ビットの摩耗による掘進速度の補正は行われなかった。

4.2. 給圧と掘進速度の関係

給圧と掘進速度の関係について、回転数をパラメータとして示したのが図-1である。同図から、給圧が増加するにしたがい掘進速度は速くなり、しかも回転数が高いほどその増加率が大きいことがわかる。しかし、No.1のように給圧の増加により掘進速度が急激に増加するものから、ほとんど変化しないものまであり、供試体によってかなり異なった傾向を示している。一般的に掘進速度の増加率は一軸圧縮強度の小さい供試体ほど大きく、一軸圧縮強度の大きい供試体ほど小さい傾向を示している。しかしNo.3の供試体にみられるように、小さい給圧でも掘進速度が速く、その後給圧を増加しても掘進速度は逆に遅くなるものがある。サーフェイスビットとイソブレグネートビットを使用した場合の掘進速度を比較すると、サーフェイスビットの方がすべての供試体において掘進速度は速くなっている。しかし、掘進速度の増加率には顕著な差は認められない。

4.3. 回転数と掘進速度の関係

回転数と掘進速度の関係について、給

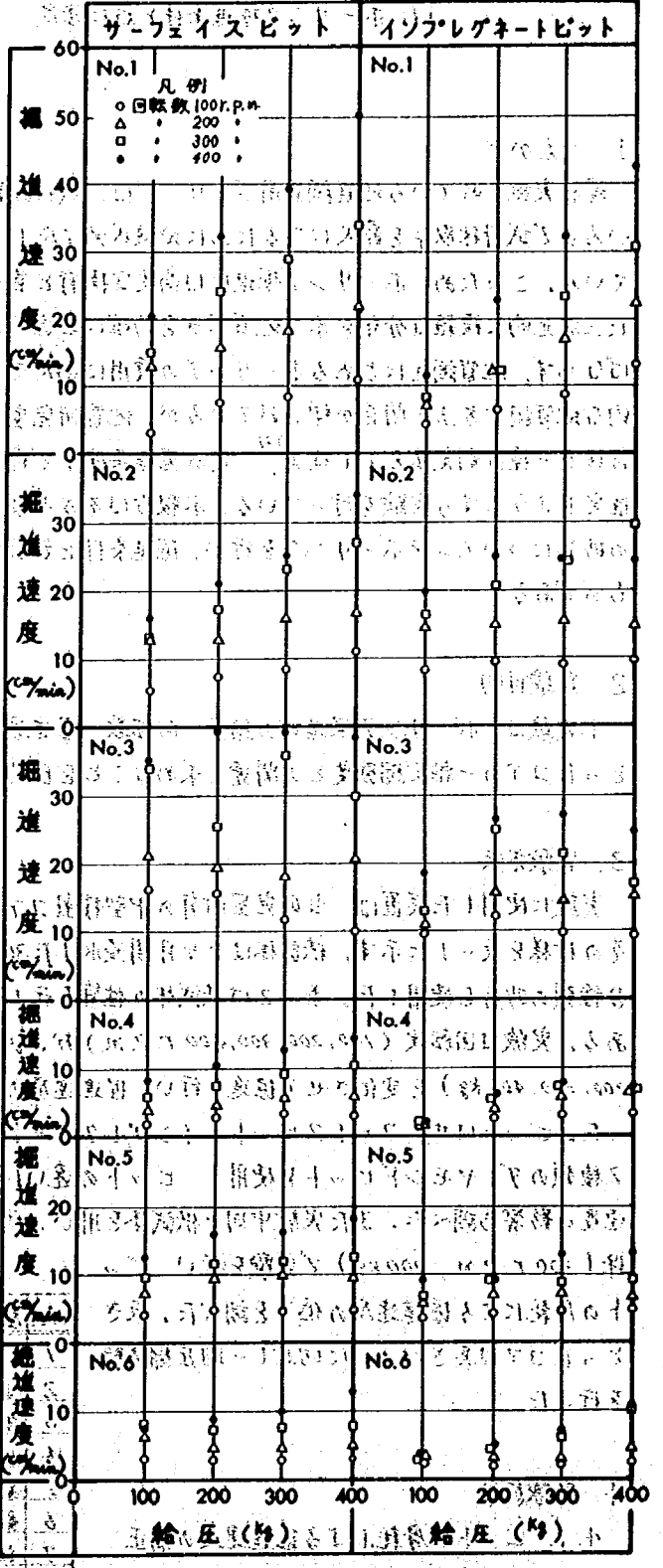


図1 給圧と掘進速度の関係

圧をパラメータとして示したのが図-2である。同図から回転数が高くなるにしたがい、掘進速度は速くなっていることがわかる。しかも掘進速度の増加率は給圧と掘進速度の関係(図-1)に比較して大きく、掘進速度は回転数に大きな影響をうけることがわかる。特に給圧を増加しても掘進速度の変化のなかったNo.3の供試体においても増加率が大きい。しかし、給圧の大小による掘進速度の増加率の差は顕著にあらわれていない。また一軸圧縮強度の小さい供試体に関してはサーフェイスビットの方が掘進速度の増加率が大きくなっている傾向がある。

4.4. 掘進速度と一軸圧縮強度の関係

図-3は各給圧毎に掘進速度と一軸圧縮強度の関係について示したものである。同図からサーフェイスビットにおいて圧

縮強度 $200\text{kg}/\text{cm}^2$ 以内の供試体で多少の相関があることがわかり、掘進速度から圧縮強度をある程度推定できると思われる。しかし、一軸圧縮強度 $200\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上、およびインプレグネートビットの場合にはほとんど相関関係が認められない。これは構成鉱物粒子の種類、大きさ、形状および膠結物の性状等が複雑に関連しているためであると考えられる。

5. まとめ

今回の実験結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 給圧および回転数を増加するにしたがって掘進速度は速くなり、一軸圧縮強度の小さい岩石ほどその増加率は大きい。
- (2) 掘進速度は給圧より回転数に強い影響を受ける。

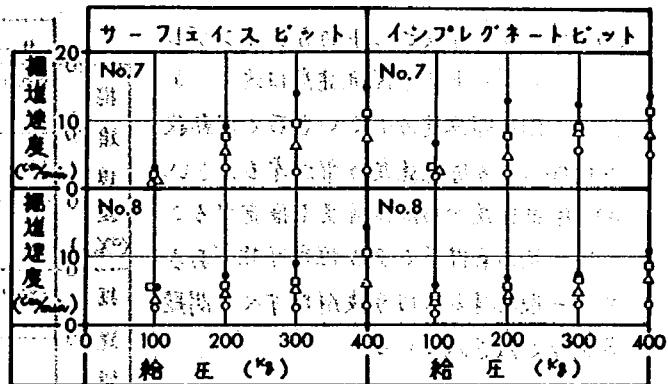


図-1' 給圧と掘進速度の関係

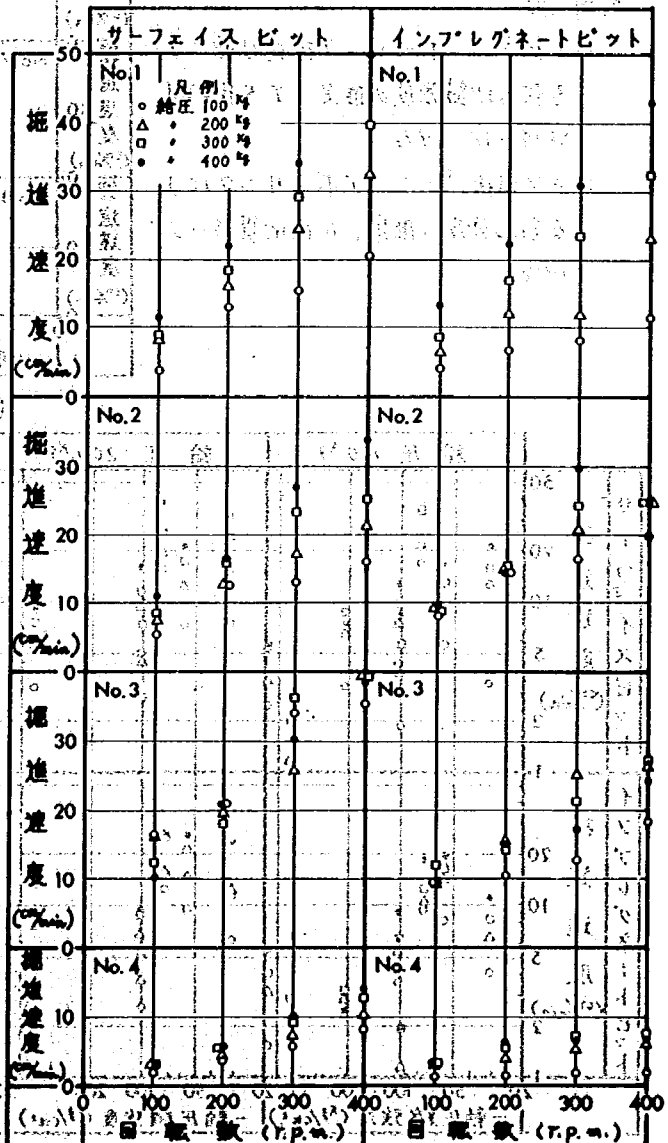


図-2 一軸圧縮強度と掘進速度の関係

- (3) サーフフェイスビットの方がインブレイクネートビットより掘進速度は速く、また、一軸圧縮強度の小さい岩石で回転数の増加による掘進速度の増加率も大きい。
- (4) 掘進速度から圧縮強度を推定することは一定の条件下である程度可能であるが、一般化するには今後解明すべき問題が多く残されている。

引用文献

- 1) 小島圭二「ボーリング掘進性能による軟岩地盤強度の推定」土木技術資料14-12 1972.
- 2) 三沢清扶「ノンコアボーリングによる岩石強度の推定」応用地質19-2 1978.

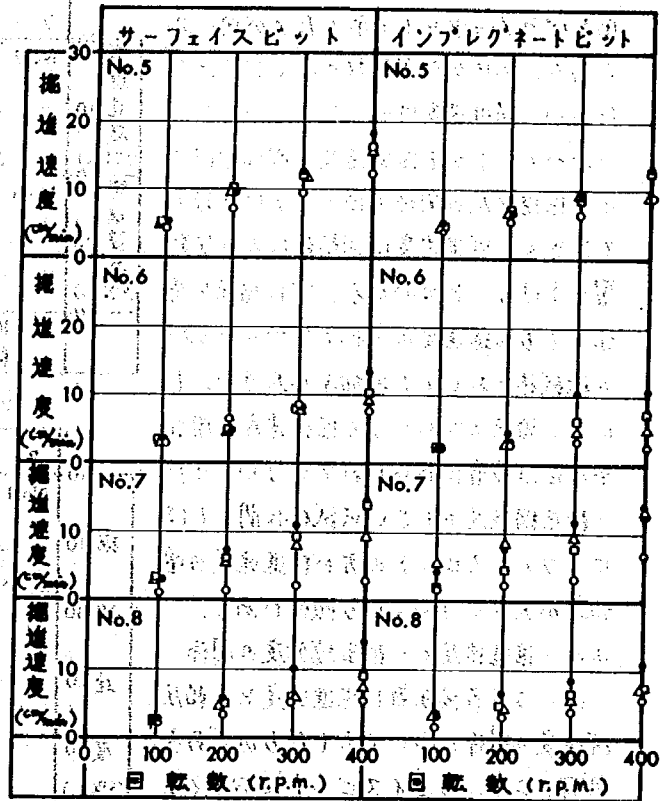


図-2 回転数と掘進速度との関係

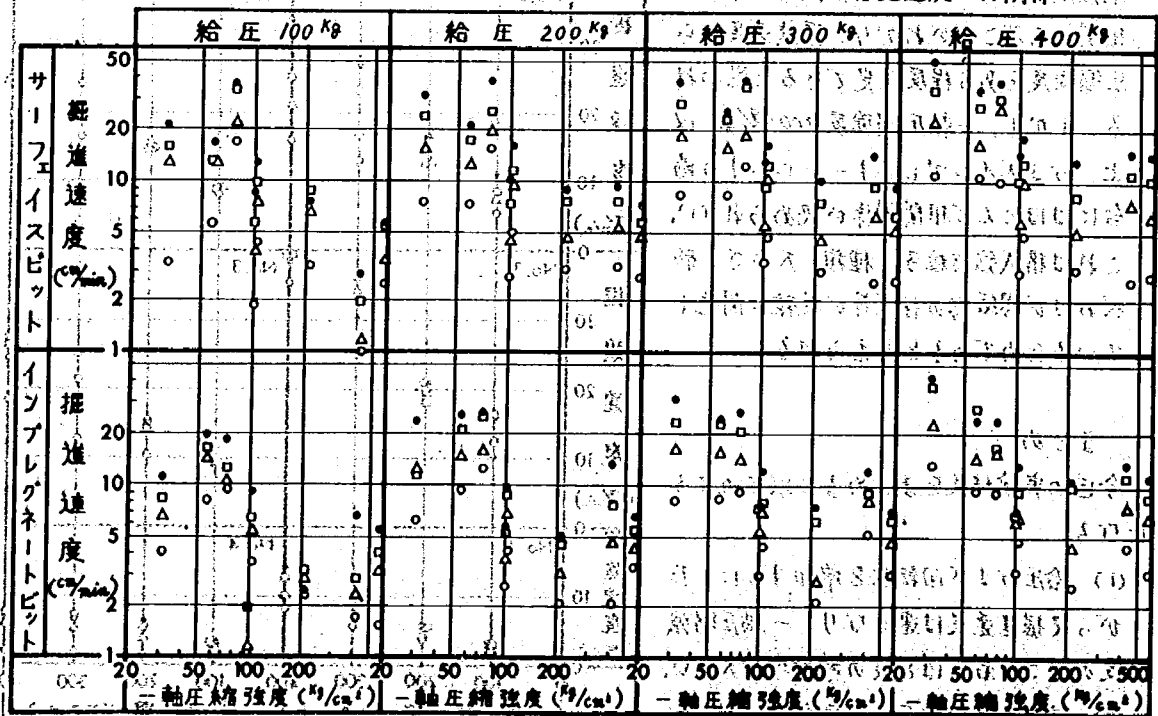


図-3 掘進速度と一軸圧縮強度の関係

凡例 ○回転数100 R.P.M. □回転数300 R.P.M.
△ " 200 R.P.M. ● " 400 R.P.M.

18. ロック材料の最大粒径に着目した三軸圧縮試験

フィルダム研究室 小川 俊

1. まえがき

近年、フィルダムの計画・建設が増加しており、フィル材料の性質を明らかにすることは重要な課題である。フィル材料は一般にダムサイト近傍より得られる自然材料を用いることが多く、岩質・粒度およびその他の物理的性質はダムによりすべて異なる。また最大粒径の大きなロック材については現場の施工条件と実験室内で再現することが難しく、土質材料に比して明確な試験方法が標準化されていない点が多い。

ここでは、上述した問題点を明確にしロック材料の強度に関する試験方法の標準化と計るために試験を実施した。

2. 目的

今回の試験の目的は、ロック材料の試験供試体径および最大粒径を変化させた三軸圧縮試験を実施し、経済的かつ精度の良い結果を与えてくれる供試体径と最大粒径を求めることである。

3. 試験方法

締固め試験および三軸圧縮試験条件をそれぞれ表-1、表-2に示す。また、試験ケースを整理するため直径30×高さ60cm、直径50×高さ100cm、直径120×高さ240cmの供試体寸法をそれぞれD30、D50、D120と記述する。

3.1 三軸圧縮試験方法の比較

a) 試験側圧は全ケース同一とすることが望ましいがD30のみ変えた。これは、D30の試験を先行させ 1.5 kg/cm^2 の側圧を使用したが、D120の試験機では側圧を 1.5 kg/cm^2 の低側圧で試験することが困難であったことと、限られた予算内で多くの試験ケースを実施するためD50とD120については三種類の同一側圧条件でせん断試験を実施した。

b) ゴムスリーブはD30、D50、D120で若干異なったものを使用しているが試験値に与える影響は少ないものと考えられる。

c) セン断変位速度は、D30、D50、D120でそれぞれ 6 mm/min 、 3.3 mm/min 、 3.3 mm/min であり、これらを至速度でみればそれぞれ 1 mm/min 、 0.33 mm/min 、 0.14 mm/min となる。

d) 供試体端面摩擦の低減を計る目的で前面に細粒材料を敷くこととし、D120では上・下面面を処理し、D50では上面のみ処理し平滑化を計ったが、D30は特別な処理を行なわなかった。

3.2 供試体作成方法の比較

a) 供試体作成方法は、D30では下版式で試料全体をゆすり粒子のかみ合わせを良くし空隙を減らす方法であるのに対し、D50・D120はタングラム形式で試料上面より上載荷重の振動により締

固める方法とした。

h) 締め固め層数はD30で6層、D50で5層、D120の d_{max} 101.6 mmで8層、 d_{max} 250 mmで6層と異なっているが基本的には1層の厚さが最大粒径の1.5倍以上となる

ように配層した。

3.3 試験粒度と間隙比

本試験は最大粒径を変化させるため、

同一粒度分布として比較することが不可能であり、そこで相似粒度分布とすることで粒度条件の統一を図った。また初期間隙比 $e_0 = 0.45$ を目標として行った。なお試験粒度を図-1に示した。

3.4 使用材料について

a) 最大粒径および供試体寸法に着目して比較するため、粒子破碎の影響が少ない堅硬な材料であることが望ましい。そこで三國川ダムの予定材料である珪れい石を使用した。なお簡易引張強度試験より得られた値は $200 \sim 300 \text{ kg/cm}^2$ 、一軸圧縮強度は、 $1,000 \sim 1,500 \text{ kg/cm}^2$ 程度の値である。

4. 試験結果

4.1 締め固め試験結果

締め固め状態を図-2で見ると間隙比

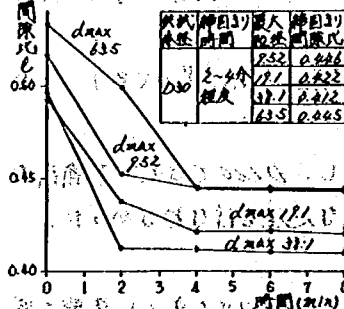


表-1 締め固め試験条件

| 試験項目 | 直径30X高さ60(cm) | 直径50X高さ100(cm) | 直径20X高さ240(cm) |
|---------------------|----------------------|-----------------------|--|
| 試験番号 | D30 | D50 | D20 |
| 最大粒径 d_{max} (mm) | 33.5, 38.1, 50, 63.5 | 38.1, 50, 63.5, 101.6 | 101.6, 250 |
| 締め固め方法 | 試料全体に振動 | 振動テーブルより試料上面より振動 | 足振動により試料上面より振動 |
| 締め固め層数 | 6層 | 5層 | d_{max} 101.6 8層
d_{max} 250 6層 |
| 振動数 | 30Hz | 16Hz | 24Hz |
| 上載荷重 | 約300kg | 33.5層(自重) | 533層(自重) |
| 締め固め時間 | 8分/層 | 約3分/層 | 5分~8分/層 |
| 振動中 | 土1mm | 土1mm | 土1mm |

表-2 三軸圧縮試験条件

| 試験項目 | 直径30X高さ60(cm) | 直径50X高さ100(cm) | 直径20X高さ240(cm) |
|-------------------------------|------------------------|--|--|
| 試験番号 | D30 | D50 | D20 |
| 最大粒径 d_{max} (mm) | 33.5, 38.1, 50, 63.5 | 38.1, 50, 63.5, 101.6 | 101.6, 250 |
| 試験圧 p (kg/cm ²) | 15, 30, 45, 60, 75, 90 | 2.0, 4.0, 6.0, 8.0, 10.0, 12.0, 14.0, 16.0, 18.0, 20.0 | 2.0, 4.0, 6.0, 8.0, 10.0, 12.0, 14.0, 16.0, 18.0, 20.0 |
| 土スリーブ | 15mmX2枚 | 1mmX4枚 | 10mm |
| 軸変位速度 | 6mm/min (179mm/min) | 3.3mm/min (933mm/min) | 3.3mm/min (933mm/min) |
| 荷重方法 | 下部より荷重 | 上部より荷重 | 下部より荷重 |
| 荷重測定 | 供試体上部(外部) | 供試体上部(外部) | 供試体上部(外部) |
| 端面摩擦に対する処理 | 処理なし | 上部端面の粗粒材料による平滑化 | 上部および下部端面の粗粒材料による平滑化 |
| ギャップ回転 | 回転可能 | 回転可能 | 回転可能 |

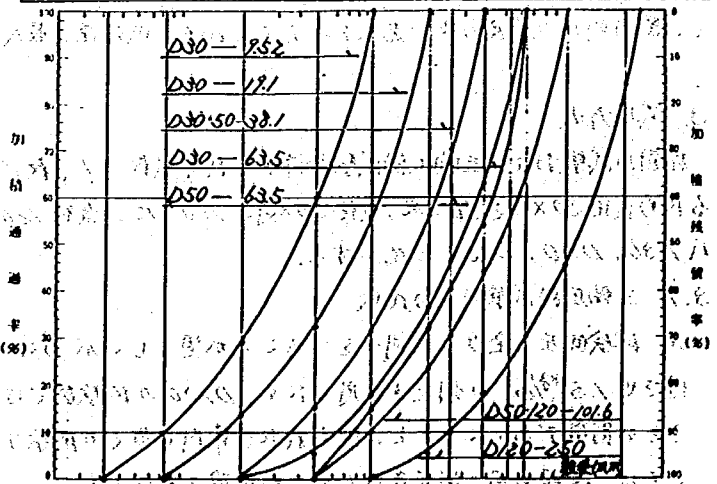


図-1 試験粒度分布

締め固め方法の相違による締め固め時間と間隙比の変化を図-2に示す。

は時間としは小さくなるが、ある一定間隔比に達すると締固め時間が増加しても小さくならず一定間隔比となる傾向を示す。また D30 では d_{max} 38.1, 101.6, 250, 63.5 mm の順に間隔比が大きくなり（締まってい）、最大間隔比差がそのまゝ平行し最小間隔比まで行く傾向にある。D50 では d_{max} 38.1, 101.6 mm と締まり、最大間隔比差から最小間隔比まで行く傾向は D30 と同様である。D120 では d_{max} 250, 101.6 mm とし同程度の締固め傾向を示している。

4.2 破砕状態

セン断試験後の破砕状態は全ケースとも試験前粒度との変化は少ない。言うならば D30 で d_{max} 63.5 mm, D50 で d_{max} 101.6 mm, D120 で d_{max} 250 mm の破砕が多く、また側圧別には拘束圧の大きいケース

の破砕が多く現われている。なお試験前粒度とセン断後粒度分布を図-3に示す。

4.3 応力関係

破砕時応力と側圧の関係を図-4で見ると、D30で各ケースの応力の差が若干大きい。D50・D120ではほぼ同一傾向にある。また応力値について D30 が大きめに現われる傾向にある。

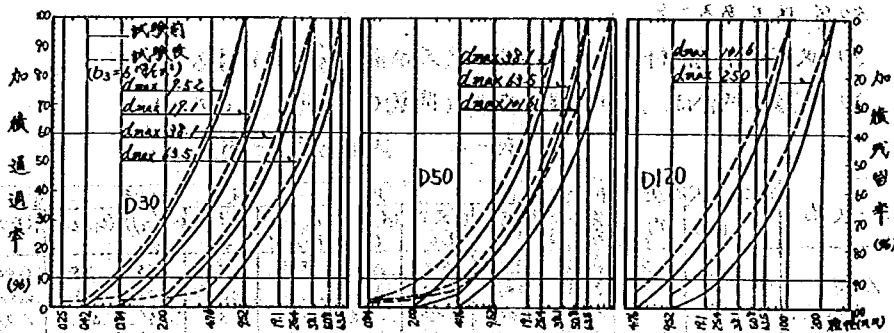


図-3 試験前後の粒度分布状態の比較 ($b_3 = 6 \text{ kg/cm}^2$)

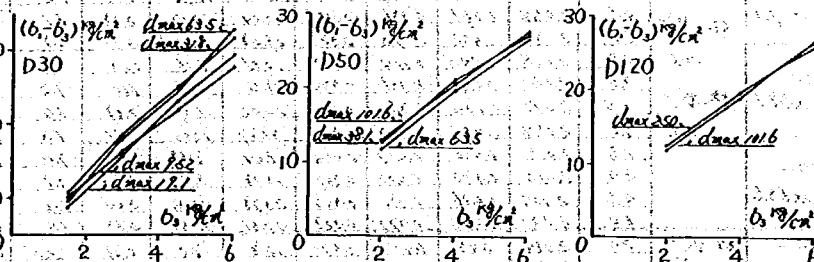


図-4 側圧と最大主応力差の関係

4.4 内部摩擦角値の比較

本試験の目的であつた試験供試体径と最大粒径を变化させ、強度（内部摩擦角値・粘着力）に及ぼす影響を比較すると次のようなことが言える。

表-3 強度定数の比較

| 比較ケース名 | ϕ の差 | c の差 |
|------------------------|-----------|----------------------------|
| D30-38.1 > D50-38.1 | 1.9 (度) | -0.1 (kg/cm ²) |
| D30-63.5 > D50-63.5 | 1.5 | 0.2 |
| D50-101.6 > D120-101.6 | 0.3 | 0.2 |

a) 同粒度で供試体径を変えて比較した結果を表-3に示した。

これを見ると内部摩擦角値は供試体径が小さい方が大きく、また D50 と D120 は等しいが、D30 の値は大きめである。これは a) の b) で述べた締固め方法の相違が影響しているものと考えられる。

b) 同供試体寸法で最大粒径を変えた結果は、D30 では d_{max} 63.5, 38.1, 101.6 mm の内部摩擦角値は等しいが、 d_{max} 9.5 mm の値が小さめである。これは d_{max} 9.5 mm の粒度を粒径 2 mm 以下の砂が 40% であるためと考えられる。D50 の内部摩擦角値は全ケースとも等しい。D120 では d_{max} 250 mm の内部摩擦角値が d_{max} 101.6 mm より 1.5% 小さいがこれは d_{max} 250 mm の供試体内に空隙がある可能性があり供試体作成の肉付きに欠けたためまたは大粒径の名は形状が

粗大であり割れやすい。以上二点の影響で強度値が小さく現われたいと考えられる。ここでは d_{max} 101.6 mm の内部摩擦値 40.1° が本来の値であると言える。

5. まとめ

5.1 試験結果のまとめ

以上の試験は方法に若干の異なりがありまた十分な結果とは言えないが、現場のロッド材料の強度を求める室内試験で以下の条件があれば、比較的正しく強度を求めることができるのではないかと。

- 1) 堅硬なロッド材料で、なめらかな粒度かつ粒径 4.76 mm より大きい材料が、作成供試体試料の 50% 以上あること。
- 2) 供試体作成試料の最大粒径は、供試体径の 1/5 以下とすること。
- 3) 試験供試体は、相似粒度で密度（間隙比）を同じにすること。

表-4 試験結果の一覧

| ケース名 | 粒子形状 (%) | 密度 G_s (g/cm ³) | 初期乾燥率 P_0 (%) | 間隙比 e_0 | 圧密後 e_c | 破断時 e_f | G_s/G_{s0} | E_f (MPa) | σ_v/σ_h (%) | G_s/G_{s0} (g/cm ³) | 軸圧 σ_v (MPa) | 軸圧 σ_h (MPa) | 軸圧 σ_v (MPa) | 軸圧 σ_h (MPa) | 軸圧 σ_v (MPa) | 軸圧 σ_h (MPa) | 軸圧 σ_v (MPa) | 軸圧 σ_h (MPa) |
|--------------------------|----------|-------------------------------|-----------------|-----------|-----------|-----------|--------------|-------------|-------------------------|-----------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| D30-
d_{max} 52 | 板状 = 36 | 1.5 | 2.658 | 0.407 | 0.402 | 0.395 | 0.80 | 6.33 | 2.85 | 7.5 | 0.466 | 2.7 | 40.9 | 1.1 | | | | |
| | | 3.0 | 2.655 | 0.472 | 0.420 | 0.402 | 0.55 | 2.28 | 1.22 | 6.5 | 0.412 | 2.1 | | | | | | |
| | | 4.5 | 2.644 | 0.465 | 0.404 | 0.367 | 0.21 | 14.53 | 2.36 | 5.8 | 0.372 | 2.1 | | | | | | |
| | | 6.0 | 2.637 | 0.470 | 0.398 | 0.351 | 0.22 | 14.75 | 3.32 | 5.6 | 0.346 | 3.0 | | | | | | |
| D30-
d_{max} 19.1 | 兼状 = 6 | 1.5 | 2.654 | 0.451 | 0.414 | 0.372 | 0.77 | 5.42 | 1.55 | 6.7 | 0.357 | 2.1 | 43.0 | 0.7 | | | | |
| | | 3.0 | 2.661 | 0.446 | 0.405 | 0.371 | 0.76 | 10.70 | 1.76 | 6.2 | 0.417 | 2.7 | | | | | | |
| | | 4.5 | 2.654 | 0.451 | 0.381 | 0.355 | 0.24 | 10.7 | 2.22 | 6.1 | 0.372 | 3.3 | | | | | | |
| | | 6.0 | 2.644 | 0.462 | 0.373 | 0.335 | 0.22 | 11.73 | 3.65 | 5.9 | 0.344 | 4.4 | | | | | | |
| D30-
d_{max} 38.1 | 兼状 = 34 | 1.5 | 2.655 | 0.443 | 0.404 | 0.362 | 0.81 | 6.11 | 1.23 | 8.0 | 0.421 | 2.5 | 42.8 | 1.1 | | | | |
| | | 3.0 | 2.652 | 0.452 | 0.387 | 0.372 | 0.50 | 8.07 | 1.10 | 7.2 | 0.432 | 5.4 | | | | | | |
| | | 4.5 | 2.678 | 0.434 | 0.366 | 0.336 | 0.32 | 11.37 | 2.61 | 6.4 | 0.382 | 6.7 | | | | | | |
| | | 6.0 | 2.654 | 0.451 | 0.362 | 0.327 | 0.27 | 13.05 | 3.61 | 6.3 | 0.353 | 7.1 | | | | | | |
| D30-
d_{max} 63.5 | 兼状 = 24 | 1.5 | 2.613 | 0.430 | 0.417 | 0.404 | 0.84 | 8.67 | 0.87 | 7.4 | 0.447 | 4.5 | 42.4 | 1.2 | | | | |
| | | 3.0 | 2.613 | 0.430 | 0.400 | 0.367 | 0.12 | 8.67 | 2.32 | 7.1 | 0.374 | 5.5 | | | | | | |
| | | 4.5 | 2.605 | 0.436 | 0.380 | 0.342 | 0.32 | 12.34 | 2.44 | 6.4 | 0.401 | 8.0 | | | | | | |
| | | 6.0 | 2.621 | 0.424 | 0.377 | 0.338 | 0.26 | 13.55 | 3.67 | 6.5 | 0.353 | 9.0 | | | | | | |
| D50-
d_{max} 38.1 | 兼状 = 27 | 1.5 | 2.614 | 0.405 | 0.437 | 0.470 | 0.22 | 8.0 | 0.87 | 7.40 | 0.378 | 4.5 | 40.9 | 1.2 | | | | |
| | | 3.0 | 2.614 | 0.405 | 0.435 | 0.401 | 0.10 | 7.5 | 1.12 | 6.25 | 0.374 | — | | | | | | |
| | | 4.5 | 2.614 | 0.405 | 0.426 | 0.402 | 0.20 | 7.20 | 1.14 | 5.50 | 0.405 | 7.11 | | | | | | |
| | | 6.0 | 2.613 | 0.405 | 0.401 | 0.357 | 0.12 | 8.0 | 0.84 | 6.70 | 0.347 | — | | | | | | |
| D50-
d_{max} 63.5 | 兼状 = 21 | 1.5 | 2.613 | 0.405 | 0.435 | 0.432 | 0.86 | 11.0 | 1.15 | 5.70 | 0.377 | 4.5 | 40.9 | 1.0 | | | | |
| | | 3.0 | 2.613 | 0.405 | 0.421 | 0.377 | 0.10 | 14.0 | 1.71 | 5.33 | 0.400 | 7.25 | | | | | | |
| | | 4.5 | 2.613 | 0.405 | 0.400 | 0.367 | 0.12 | 8.5 | 0.87 | 7.55 | 0.375 | — | | | | | | |
| | | 6.0 | 2.613 | 0.405 | 0.436 | 0.437 | 0.27 | 8.0 | 0.76 | 6.17 | 0.457 | — | | | | | | |
| D50-
d_{max} 101.6 | 兼状 = 23 | 1.5 | 2.613 | 0.405 | 0.432 | 0.423 | 0.22 | 15.0 | 1.36 | 5.53 | 0.404 | 7.07 | 40.6 | 1.3 | | | | |
| | | 3.0 | 2.613 | 0.405 | 0.436 | 0.437 | 0.27 | 8.0 | 0.76 | 6.17 | 0.457 | — | | | | | | |
| | | 4.5 | 2.613 | 0.405 | 0.432 | 0.423 | 0.22 | 15.0 | 1.36 | 5.53 | 0.404 | 7.07 | | | | | | |
| | | 6.0 | 2.613 | 0.405 | 0.432 | 0.423 | 0.22 | 15.0 | 1.36 | 5.53 | 0.404 | 7.07 | | | | | | |
| D120-
d_{max} 101.6 | 兼状 = 4 | 1.5 | 2.610 | 0.405 | 0.437 | 0.431 | 0.22 | 11.87 | 0.22 | 1.02 | 0.55 | 0.526 | 7.0 | 40.1 | 1.1 | | | |
| | | 3.0 | 2.611 | 0.407 | 0.422 | 0.413 | 0.21 | 10.97 | 0.61 | 0.61 | 0.575 | 0.467 | 10.7 | | | | | |
| | | 4.5 | 2.611 | 0.407 | 0.416 | 0.405 | 0.25 | 11.65 | 0.67 | 0.57 | 0.491 | 12.2 | | | | | | |
| | | 6.0 | 2.612 | 0.407 | 0.403 | 0.401 | 0.22 | 11.27 | 0.71 | 0.71 | 0.475 | 13.7 | | | | | | |
| D120-
d_{max} 250 | 兼状 = 34 | 1.5 | 2.615 | 0.406 | 0.407 | 0.413 | 0.25 | 12.44 | 0.48 | 0.56 | 0.402 | 11.4 | 37.9 | 1.4 | | | | |
| | | 3.0 | 2.615 | 0.406 | 0.407 | 0.413 | 0.25 | 12.44 | 0.48 | 0.56 | 0.402 | 11.4 | | | | | | |
| | | 4.5 | 2.615 | 0.406 | 0.407 | 0.413 | 0.25 | 12.44 | 0.48 | 0.56 | 0.402 | 11.4 | | | | | | |
| | | 6.0 | 2.611 | 0.402 | 0.407 | 0.416 | 0.25 | 12.44 | 0.48 | 0.56 | 0.402 | 11.4 | | | | | | |

5.2 今後の課題点

- 1) 締固め方法を D30 でもタンバ型式で供試体上面より締固めて、供試体を作成し試験を行う。
- 2) センサ速度を D30 でも 0.37 mm/s で行ない、D50・D120 の試験値と比較する。
- 3) 現場材料で、大粒径材料を少量のパッケージで含む粒度は、これをそのふる相似粒度とし室内試験粒度とすると粗粒分を多く含む。このときは相似粒度は必ずしも好ましくなく、試験片を最大粒径以上に除いた粒度とした方がよい場合がある。この点について検討する必要がある。

19. 補強材による壁面土圧の軽減化

施工研究室 足立賢一

§1. はじめに

擁壁背面に作用する土圧の軽減化は、大規模な土留構造物の設計、施工を容易かつ経済的なものとするための一つの手段となる。土圧軽減法には、ネット、シート等により裏込材を補強する方法、壁背面にクッション材として良質、軽量の材料を用いる方法など種々の方法が考案されている。ここでは、粘着力のない裏込材の中にネット、シート等の補強材を擁壁とは接続せずに敷込むことにより、裏込材を補強する方法を取上げ、模型実験によって壁面土圧の軽減効果を調べる。実験には二次元の模型装置を用い、補強材の長さ、敷設位置を変えた場合の壁面土圧を測定するとともに、擁壁を移動させたときに裏込材の中に発生するすべり面の位置を観察した。以下に実験結果を示すとともに、補強材の効果について考察してみる。

§2. 実験方法

2.1 実験装置

補強材による土圧軽減効果を調べる基礎的実験として二次元にモデル化した模型を用いることにした。実験装置は、図-1に示すように鋼棒、土圧測定装置及び実験箱からなる。鋼棒は粘

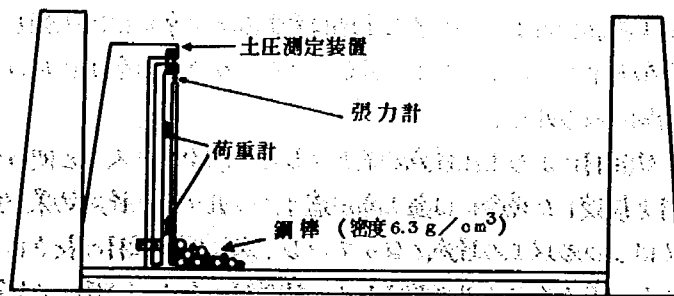


図-1 実験装置概要図

り長さ5cm、直径8mm、4mm、2mmの円柱体を重量比4:2:1の割合で混合して積み上げた。土圧測定装置は、幅5cm、高さ50cm、厚さ5mmの鋼板と受圧板とし、これに作用する水圧土圧と反力壁と受圧板の間に取り付けに3個の荷重計により、また、壁面摩接力和上部に取り付けに2個の張力計により、それぞれ測定できるようにしたもので、水平移動が可能な構造とした。

2.2 実験方法・実験条件

実験は各ケースとも盛土高40cmとし、2割のこう配で高さ20cmのかさ上げ盛土を行なった後に壁と主動側へ水平移動させる方法で行ない、盛土途中及び壁の水平移動時の水平土圧を測定した。なお、水平移動は1mm/sの速さで手動により行ない、このときに生じるすべり面の位置を写真多重撮影によって記録した。

実験条件を図-2に示す。ケース1は補強材を敷設しない基本実験とし、ケース2、3は、ケース1の実験結果で現われたすべり面の中央を横切るように長さ20cm及び40cmの補強材を敷込むに実験であり、ケース4、5は補強材を壁の深からそれぞれ40cm、60cm敷込むに実験であり、ケース6は壁面から実験箱の末端まで補強材を110cm敷込むに実験である。なお、補強材には幅5cmの薄い紙を用い、高さ方向の敷設間隔は各ケース共に5cmとし、高さ40cmの盛土の中に8枚の補強材を敷込んだ。1、2、3

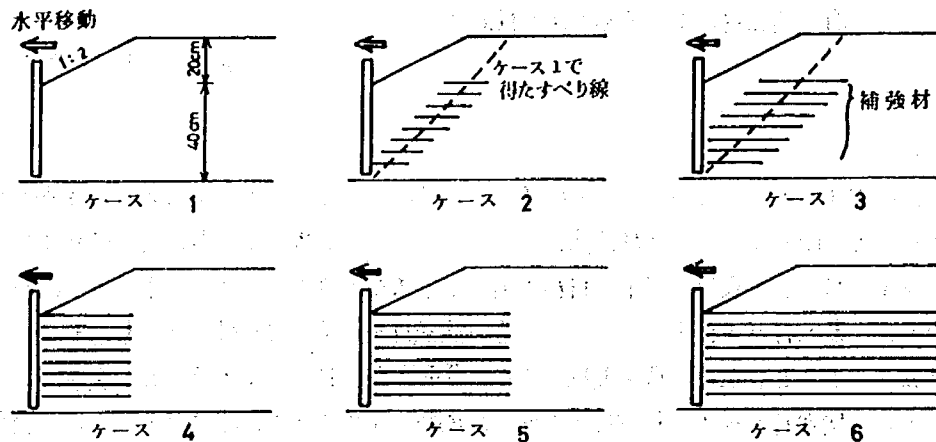


図-2 実験条件

§3 実験結果と考察

3.1 盛土時における土圧軽減効果

各ケースのかさ上げ盛土までの水平土圧の測定結果を図-3に示す。いずれのケースについても、盛土高40cmまでの水平土圧は盛土高の2乗にほぼ比例しており、このことから土圧はほぼ三角形分布を示していると考えられる。また、かさ上げ盛土においては各ケースとも盛土高に比例した増加傾向がみられる。

補強材による土圧軽減効果とみると、図中ケース1と他のケースを比較するとわかるように、補強材を数設した場合には盛土高が増すにつれて土圧軽減効果が現われてきており、盛土高40cmにおいては20%以上の軽減となっている。次に、補強材の長さによる影響をみるために、ケース2と3、ケース4と5とそれぞれ比較すると、補強材の長さが2倍、1.5倍となってもこの図を見る限りでは数%程度の軽減となっており、補強材の長さが土圧の軽減効果に大きな影響を与えるとは、いまいがたい。また補強材の位置による違いをみるためにケース2,3とケース4,5とそれぞれ比較すると、ほとんど差が小さいことからケース1で現われたすべり面を横切るように補強材が数設してあれば、大きな相違は生じないものと思われる。

3.2 水平移動時における

土圧軽減効果

土圧により壁が微少に主働側へ移動すると土圧が減少することはよく知られているが、補強材を数設した場合にどのような効果が現われるかを調べる目的で、盛土終了後、壁を主働側へ水平移動させた。このときの水平土圧の測定結果を図-4に示す。また、ケース1, 2, 3について水平移動時の鋼棒の

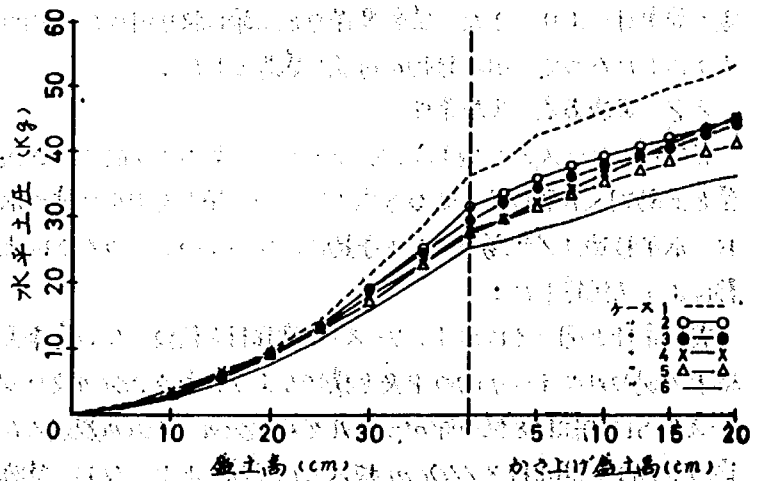


図 3 盛土時の土圧変化

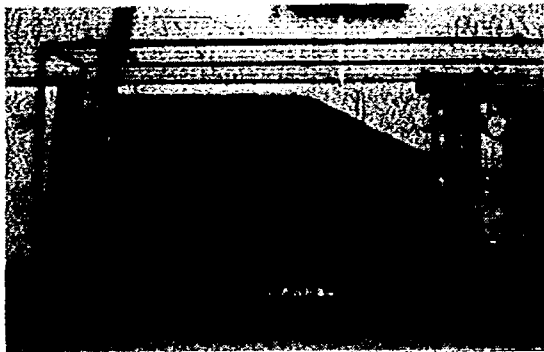


写真-1 (ケース1)

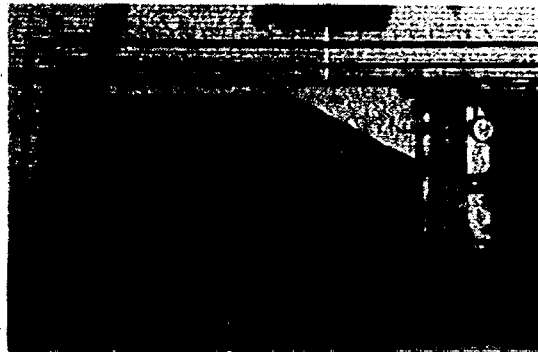


写真-2 (ケース2)

動さと壁の移動量 $2mm$ ごとに多重撮影したものを写真1~3に示す。これらの写真はすべり面を明確にするために壁を $20mm$ まで動かして撮影したものである。

補強材の長さについて、すべり面の中央を横切るように補強材を $20cm$ 、 $40cm$ 敷設したケース2と3、壁の裾から補強材を $40cm$ 、 $60cm$ 敷設したケース4と5とそれぞれ比較すると、壁を水平移動させる前の土圧の差はいずれも5%程度であったのに対し、

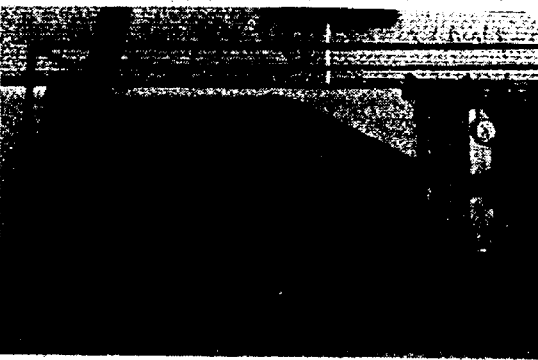


写真-3 (ケース3)

壁を $2mm$ 程度水平移動させた時点では10%程度と広がってきた。ケース2と3について写真2と3のすべり面の発生位置を比較してみると、ケース2はすべり面と壁の角度が 40° 位あるのに対し、ケース3では 25° 位になっており、すべり面に沿って発生する反力の方向の違いが図に見るような土圧の差の原因になっていると考えられる。また、ケース4と5と比較すると、補強材が $40cm$ のケース4ではケース1よりも盛土側にすべり面が発生したのに対し、補強材が $60cm$ のケース5では盛土内に明確なすべり面は発生せず、壁の移動に伴い、壁近傍の鋼棒が壁面に沿ってこぼれ落ちるという現象がみられた。このときの壁移動に伴う土圧減りはケース5の方が顕著にみとめられた。次に補強材の敷設位置についてみると、補強材と壁の間に無補強の部分があることで補強材を敷設した先端付近にすべり面が発生しているのに対し、壁の裾から補強材を敷設したケース4では補強材の末端を通るようなすべり面が発生している。ケース2,3は一般に知られているように壁の移動により土圧が減少し、さらに移動すると土圧は変化しなくなり主動状態になるという

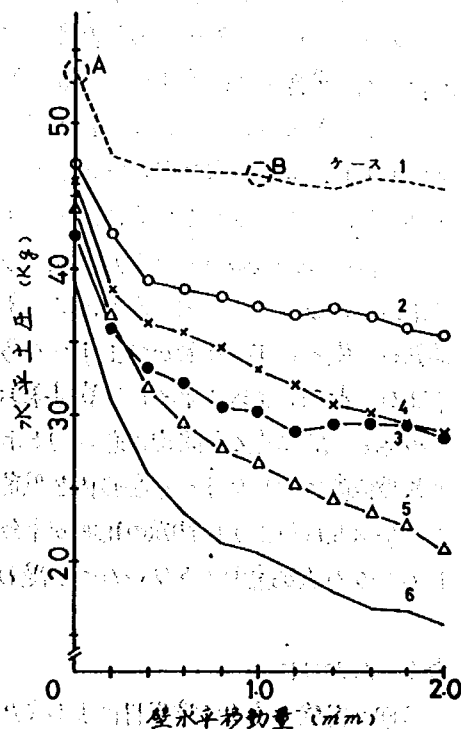


図-4 壁移動時の土圧変化

うことが当てはまるケース4.5の場合は前に述べたような原因により主動状態になるのに時間がかかったと思われる。また、ケース6では、壁移動にともなうケース5とはほぼ同様の現象がみられるにむかわらず、土圧にかなりの差が出ている。これはケース5の場合、鋼棒がこぼれ落ちるとき動きとともにケース4のように補強材の末端付近に若干のすべりが発生したためと考えられる。なお、いずれのケースも壁の移動にともなう土圧が減少するが、ある一定値に落ち着くまでの移動量はケース4では数mm程度であるのに対し、ケース5.6では十数mmを要した。これは前述したようにくさびの範囲の鋼棒が全体的に変位しようとする現象(ケース4)と、壁面付近の鋼棒のみが壁面に沿ってこぼれ落ちるといふ現象(ケース5.6)の違いによるものと考えられる。

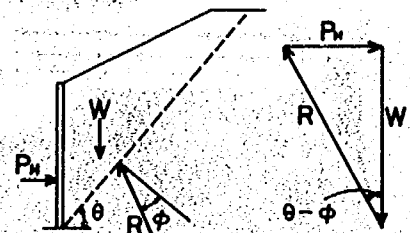


図-5 くさび法

3.3 まとめ

今回の実験から、1)すべり面を横切る位置に一定数の補強材を敷設することにより、すべり面の発生位置を変えられることができ、これにより壁面土圧の軽減化がはかれることおよび、2)静止状態のときよりも壁が移動して主動状態に近づいたときの方が補強材の効果がより発揮されることが明らかとなった。次に、クーロンの土圧論を準用した土圧の推定の可能性を調べる。まずケース1に関して写真1でみられるすべり面形状および図-4中のA点、B点で示される水平土圧の測定値を用いてクーロンの考え方によりすべり面に作用する反力Rの方向を算出するとすべり面の法線とのなす角φは図-4φA点の状態φA=20°、φB=25°となる。B点の状態は主動状態と考えられ、φBはほぼ表込材の内部摩擦角に相当する。一方、A点の状態は完全な静止状態であり、わずかに主動状態に近づいていると考えられ、これは荷重計とピツァフ部分の微少な変位、変圧板のたわみ等が原因と思われる。次に上述したφBの値を用いてケース2.3の主動状態での土圧

表-1 測定値と計算値の土圧の比較

| ケース | 壁移動前 | | 壁移動後 | |
|-----|------|------|------|------|
| | 測定値 | 計算値 | 測定値 | 計算値 |
| 1 | 53.5 | 53.5 | 44.6 | 44.6 |
| 2 | 42.2 | 42.0 | 32.3 | 35.2 |
| 3 | 44.7 | 42.8 | 29.1 | 35.2 |
| 4 | 46.2 | 46.4 | 25.4 | 24.0 |
| 5 | 42.6 | — | 17.2 | — |
| 6 | 36.8 | — | 12.4 | — |

を図-5に示されるくさび法によって推定すると

$$P_H = W \cdot \sin(\theta - \phi) / \cos(\theta - \phi)$$
 で求められる。ここで図-5中Wは、3.2节の如くくさびの範囲の土の重量と見做すことができ、補強材の先端にすべり面が発生すると思われる点で容易に求まる。表-1に上式で求めた計算結果および測定値を示す。この結果、計算値と測定値は近い値を示しており、補強材の敷設位置に応じてすべり面形状を想定すればある程度の精度で土圧の推定が可能と思われる。ただし、ケース5.6のように補強の範囲が十分に大きく明確なすべり面が発生しないような場合には必ずしもこの方法が適用できないものと思われる。

3.4 おわりに

今回の実験を通じて補強材による土圧軽減効果を確認することができたので、今後は大型擁壁実験装置による実物大実験を実施して、より詳細な検討を行うとともに土質に応じた補強材の選定など実施工への適用上の問題点について検討する予定である。

20. 斜ぐいを有する多柱式基礎の構造特性

基礎研究室 山本 洋司

§1. はしがき

水中基礎形式の一つである多柱式基礎は水面上からぐいを打設し、気中でフーチングを構築する工法であり、近年その優れた施工性から数多く用いられるようになってきた。しかし、ぐいの自由長が長いため、水平荷重に対する剛性が小さいという構造特性上の欠点がある。この欠点を補うためにフーチング厚を薄くして重量を低減したり、斜ぐいを用いて剛性の増大をはかることが考えられているが、斜ぐいを用いた場合の多柱式基礎の荷重へ変形特性、斜ぐいの導入効果等については、これまで十分明らかにされていなかった。

基礎研究室では、斜ぐいを有する多柱式基礎の構造特性を明らかにするために、模型実験、数値解析を実施してきたので、以下にその結果を報告するものである。

§2. 解析方法

多柱式基礎は鋼版(板構造)とぐい(棒構造)より成る構造物であるので、モデル化の方法により得られる解析結果が異なることが予想される。ここでは以下の4種類のモデル化を行ない解析した。

- (1). 概略計算モデル；水平荷重に対しては頂版を剛体とし、ぐい基端の変位法を用い、鉛直荷重に対してはぐいを軸方向の変形に対する鉛直バネに置き換え、頂版の曲げ剛性を考慮した弾性支承上のはりとした解析モデル^{2),3)}
- (2). 平面ラーメンモデル；橋軸方向または橋軸直角方向のぐい列より構成される平面ラーメンとした解析モデル
- (3). 立体ラーメンモデル；頂版は橋さばりモデルとし、この橋さばりにぐい部族が結合された立体ラーメンとした解析モデル
- (4). 複合構造モデル；頂版は平面曲げ/導肉シェル、ぐいは3次元立体はり要素とした解析モデル

§3. 模型載荷試験

試験で対象とする多柱式基礎の模型は以下の3体とした。各モデルの一般図を図-1に示す。
モデル1；直ぐいのみから成る多柱式基礎
モデル2；橋軸(X軸)方向のみ斜ぐいを有する多柱式基礎
モデル3；橋軸直角(Y軸)方向のみ斜ぐいを有する多柱式基礎
試験体は鋼またはコンクリートによる製作が困難と予想されたため、アクリル樹脂を用いて製作した。材料試験の結果、アクリル樹脂の応力-ひずみ関係の線形性が確認され、弾性範囲が広い。今回の試験では地盤中のぐいの模型化は困難であるため、地盤のバネをぐいの断面剛性に近似的に換算し、地中部分におけるぐい長を 50mm とし、この間隔で材料の同一寸法を同一

試験は土質共同実験棟内の万能試験機を用いて行ない、頂版に鉛直中心、水平軸心および水平偏心载荷を実施した。図-2に载荷位置を示す。

変位の測定は頂版に鉛直および水平方向に変位計を設置して行なつた。ひずみの測定は、試験本の対称性を考慮して、1/4部分(図-2斜線部)に集中してひずみゲージを貼付して行なつた。なお、変位計、ひずみゲージの貼付位置の詳細は図中の都合上割愛する。

§4. 試験結果および考察

4-1. 水平変位および回転

図-3および図-4は橋脚水平軸心载荷試験時の荷重~頂版水平変位関係および荷重~頂版回転関係を示したものである。

図-3の水平変位を比較すると荷重方向に斜ぐいを有するモデル2は直ぐいのみのモデル1の約50%になっており、斜ぐいが水平変位量の低減にきわめて有効であることがわかる。一方荷重直角方向に斜ぐいを有するモデル3はモデル1とほとんど差がなく、斜ぐいはその傾斜している方向の荷重のみに対して有効であることがわかる。

頂版の回転は図-4にあるようにモデル1、モデル3ではほとんどみられないが、モデル2では斜ぐいの方杖作用によって回転が生じている。この回転は橋脚天端を荷重作用方向と逆向きに変位させる回転であり、斜ぐいを用いれば頂版の水平変位の減少量以上に橋脚天端の水平変位を小さくすることができ

図に示す計算値は概略計算モデルによる計算結果であり、実験値とほぼ一致している。これより水平荷重による変形量の計算は概略計算モデルで十分であると思われる。なお、図には示していないが、比喩的解析モデルによる結果も実験値とよく一致していた。

④4-2. 斜ぐい軸力およびモーメント

図-5および図-6は橋脚水平軸心载荷時の荷重

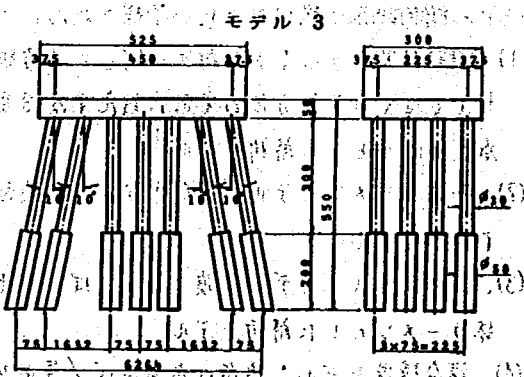
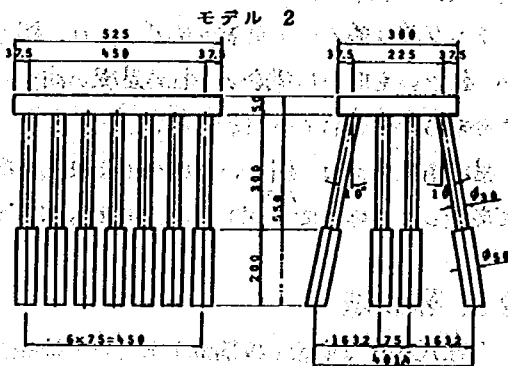
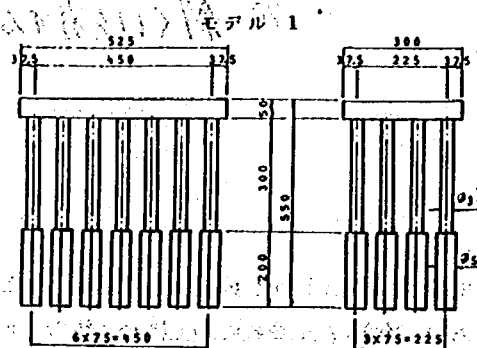


図-1 模型一般図

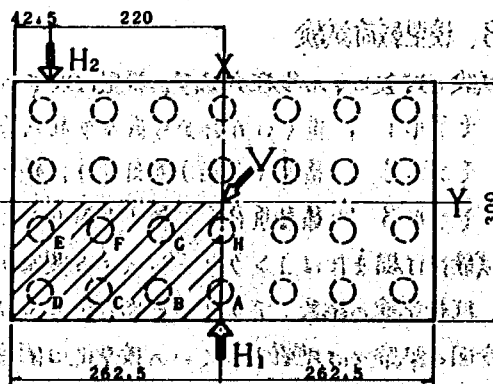


図-2 荷重位置図

へくい軸力関係および頂版下面より40mm下方における荷重～モーメント関係をくいB, Gについて示したものである。(くい記号は図-2参照)

くいの軸力についてみると、モデル1ではくいB, Gともに引張力が作用している。これに対し、モデル2では、くいG(斜ぐい)では引張力がやや大きくなっているが、くいB(直ぐい)では逆に圧縮力が作用している。これは4-1で述べた回転により、頂版がくいBを下方に押そうとするからである。くいGは斜ぐいであるため、頂版の水平変位により生ずる引張力が大きく、軸力が圧縮に転じるか、たものと考えられる。

次にモーメントについてみると、モデル2の方がモデル1に比べて斜ぐいの効果により値がやや小さめになっている。

モデル3は軸力、モーメントともにモデル1とほとんど差はなかつた。計算値(概略計算モデル)と実験値を比較するとモデル2のくいGの軸力に差がみられるが、比較的よくあっているといえる。

図-7は鉛直中心載荷時($P=800\text{ Kg}$)の各モデルのくい軸力分布を示したものである。各モデルの実験値を比較してみると、若干のばらつきはみられるがほとんど差はなく、各くいの鉛直荷重の分担率は斜ぐいを導入してもほとんど変化しないことがわかる。

計算値と実験値を比較すると、最も厳密モデルと考

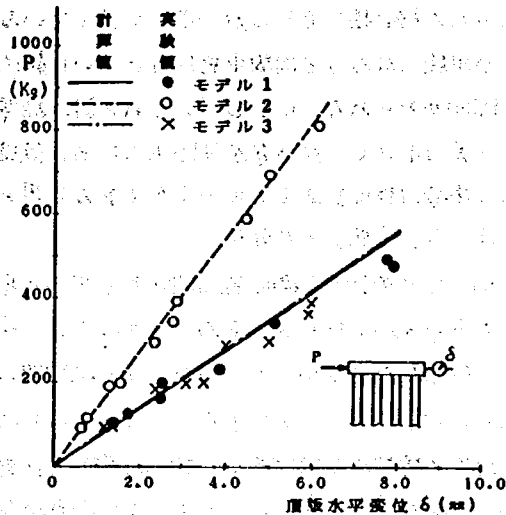


図-3 荷重～水平変位関係(橋軸水平軸心載荷時)

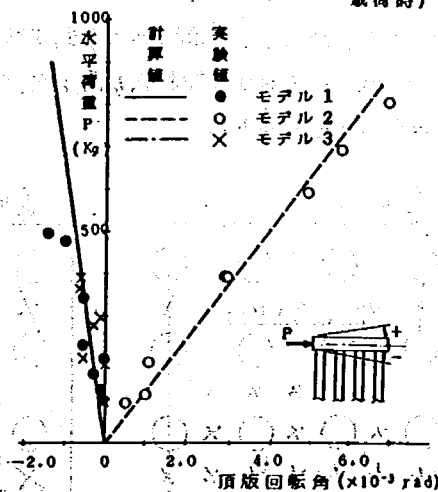


図-4 荷重～回転角関係(橋軸水平軸心載荷時)

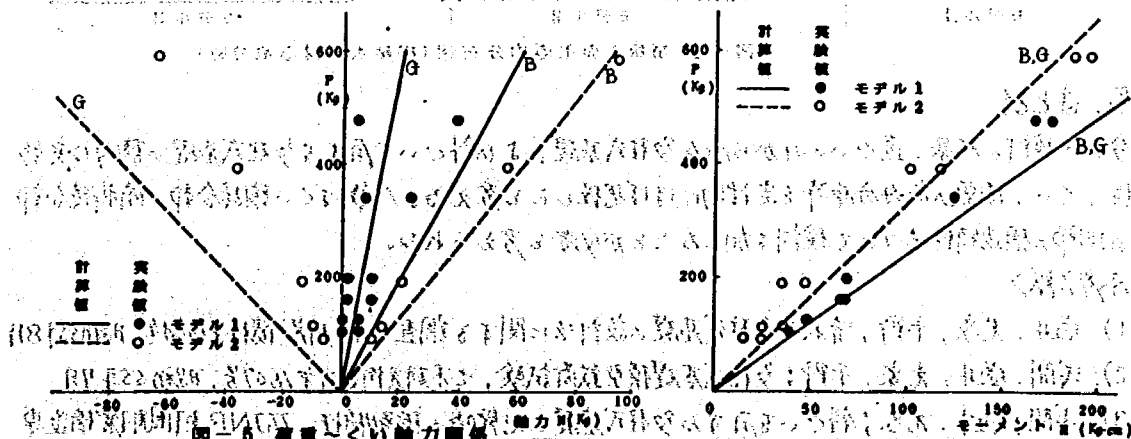


図-5 荷重～くい軸力関係(橋軸水平軸心載荷時)

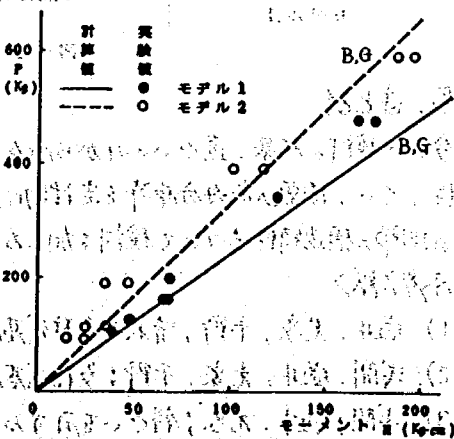


図-6 荷重～モーメント関係(橋軸水平軸心載荷時)

えられる複合構造モデルが一番よくあっている。モデル化が単純になるほど頂版中央付近のくいに軸力が集中する傾向がみられる。しかし、いずれの計算結果も実験値との差は小さく、かつ安全側であるため、概略設計を行う場合は概略計算モデルで十分であると思われる。

4-3. 頂版主応力分布

図-8は橋軸水平偏心載荷時の各モデルの頂版上面主応力分布を示したものである。モデル1では荷重作用方向の引張応力が卓越しているが、その絶対値は小さい。これに対し、斜ぐいを有するモデル2、3では最大最小主応力の絶対値がほぼ等しい純せん断応力状態となっており、絶対値も大きい。このような主応力分布性状は、複合構造モデルによる計算でもみられた。これは斜ぐい軸力の水平成分により、頂版がせん断変形を受けるためであり、斜ぐいを有する多柱式基礎を設計する場合、十分に検討する必要がある。

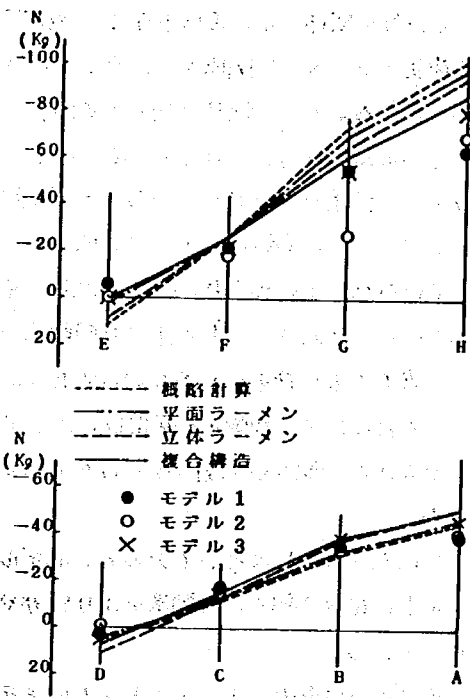


図-7 くい軸力分布図 (鉛直中心載荷時)

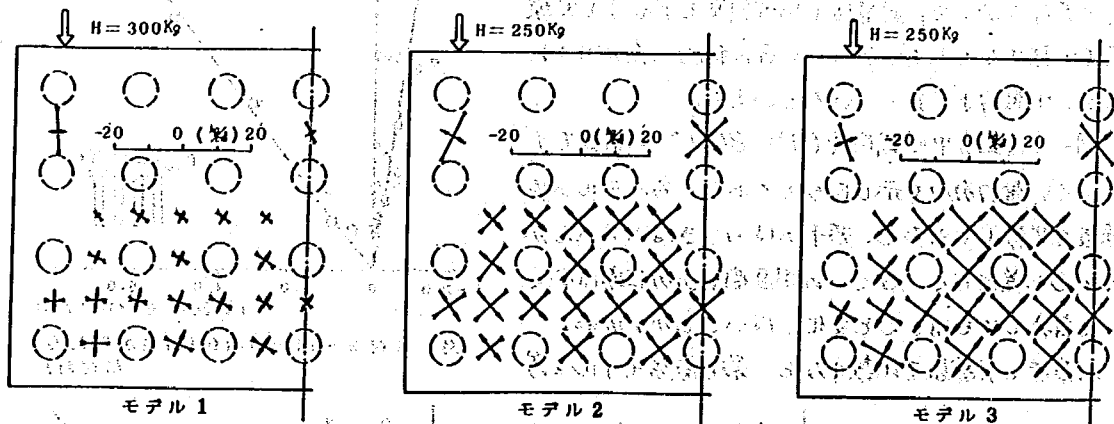


図-8 頂版上面主応力分布図 (橋軸水平偏心載荷時)

§5. まとめ

今回の検討の結果、直ぐいのみから成る多柱式基礎および斜ぐいを有する多柱式基礎の静的に変形特性、くい、頂版の応力分布等を定性的にほぼ把握したと考える。今後はくい頭結合部、橋脚結合部等の細部の構造特性について検討を加えることが必要と考えられる。

<参考文献>

- 1). 塩井, 光家, 千野, 清水; 多柱式基礎の設計法に関する調査, 土木研究所資料第1404号, 昭和55年8月
- 2). 浅間, 塩井, 光家, 千野; 多柱式基礎模型載荷試験, 土木研究所資料第1607号, 昭和55年7月
- 3). 浅間, 塩井, 光家; 斜ぐいを有する多柱式基礎の地震時の振動特性, UJNR 耐震構造専ら

門部会, 昭和55年5月 (耐震構造専ら) (資料第1404号)

21. 高力ボルト摩擦接合継手に関する研究

橋梁研究室 西川 和 廣

1. まえがき

高力ボルト摩擦接合継手は、現在、鋼橋の現場継手として最も使用頻度の高い継手形式である。現行の道路橋示方書に示されている同継手に関する規定の多くは、高力ボルトが一般に使用し始められる以前、昭和30年代後半に集中的に行われた試験結果に基づいている。しかし、中にはリベット継手の規定をそのまま準用しているものや、海外の諸規定をそのまま採り入れたものも少なくなく、2面間の摩擦により力を伝達するという、この継手形式の持つ特質を十分に生かし切れていないと思われる部分もかなり残されている。

このようなことから、橋梁研究室ではより合理的な高力ボルト摩擦接合継手設計法の確立を目標とし、数多くの供試体を用いて検討を続けているが、今回発表するのは、引張荷重を受ける摩擦接合継手の基本的な性状に関する試験を行う結果をとりまとめたものである。

2. 目 的

本試験の主要な目的は、次の2点である。

- (1) 引張荷重を受ける摩擦接合継手において、母材純断面(孔びき断面)応力が、降伏強度を超える場合の継手のすべり耐力について明らかにし、母材の断面計算における孔びき省略の可否について検討するための基礎データを得る。
- (2) 応力方向ボルト本数が大きい場合の、継手のすべり耐力およびすべり現象のメカニズムについて明らかにし、応力方向最大ボルト本数に関する示方書の規定の妥当性について検討する。

3. 試験方法

3.1 概 要

本試験は、基本的には従来の試験と同様に、継手の模型を製作して引張試験を行うものであるが、試験結果のばらつきを極力小さくするため、以下の点に特に留意して供試体の製作を行った。

- (1) 検討の対象となるパラメータを明確にし、他の要因の影響が生じないように供試体を設計する。
- (2) 摩擦面の状態を一定にし、摩擦係数のばらつきを小さくするため、同一シリーズの供試体に使用する鋼板表面のブラスト処理は一時に行い、発錆させることなく速かに仮ボルトにより組立てる。
- (3) 同一シリーズの供試体に使用する鋼材は、機械的性質を一定とするため同一ロットにより圧延されたものとする。
- (4) ボルトの締付け軸力を一定にするため、すべてのボルトに必ずムネージを貼付し、導入される軸力を計測しながら締付けを行う。
- (5) 同等条件の供試体を少なくとも2つ以上用意する。

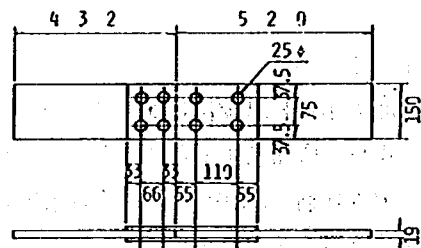
3.2 供試体

供試体は、2.に述べた2つの目的に対応する2つのシリーズからなっている。

(1) 孔びき検討用

代表的な供試体形状、寸法を図-1に示す。使用鋼材は、SS41、SM50、SM50YおよびSM58の4種である。

このシリーズでは、同一の純断面積に対するボルト軸力の総和をパラメータとし、応力方向のボルト本数およびボルトの締付け軸力を変化させることにより、それぞれの鋼種に対し、6種類の条件を設定した。同一条件の供試体はそれぞれ3体ずつである。



| | | |
|------|------------|-------|
| 1-PL | 19x150x520 | \$450 |
| 1-PL | 19x150x432 | \$450 |
| 2-PL | 10x150x352 | \$450 |

(2) ボルト列数検討用

使用鋼種はSM50一種とし、板巾方向のボルト列数はすべて2とした。また、検討対象である応力方向のボルト本数は、4、6、8、10および12の5段階とし、各々2体ずつ製作した。代表的な供試体の形状寸法を図-2に示す。なお、使用した高力ボルトは、すべてF10T、M22である。

圖-1 供試体寸法(ノ)

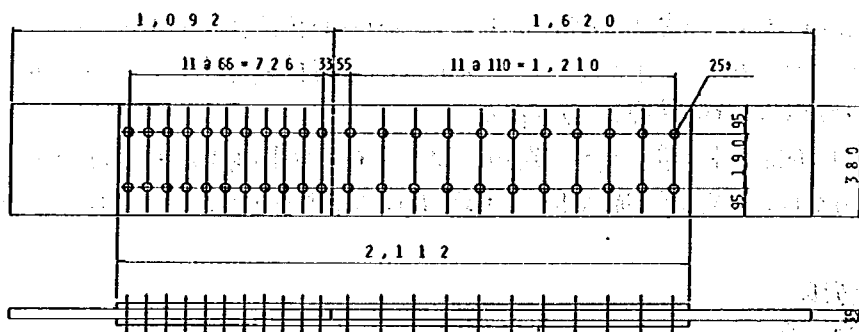


圖-乙 供試體寸法

3.3 載荷方法

試験には、その推定破断荷重により3,000ton
万能試験機および15/200 ton 疲労試験機を適
宜使用した。計測したデータの項目は次の通り
である。

- (1) すべり荷重および破断(最大)荷重
- (2) 継手各部のひずみ量
- (3) ボルト軸力の変化
- (4) 目視によるすべり現象の観察

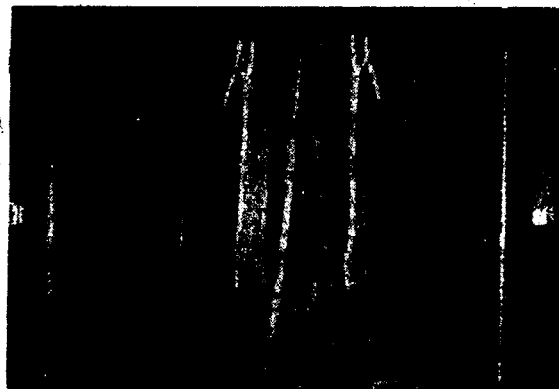


写真-1 5000h試験機による試験状況

4. 試験結果および考察

4.1 継手断面のボルト孔控除について

引張荷重を受ける摩擦接合継手のすべり耐荷力は、継手部材に生じる引張応力が母材の降伏応力を超えた場合、部材厚が塑性変形によりやせるため、見かけ上の摩擦係数が減少するということが以前より知られており、このことにより、引張荷重を受ける継手については、ボルト孔断面を控除した純断面に対して設計が行われている。

図-3~6は、すべり荷重時の純断面応力が許容引張応力を超える場合の、摩擦接合継手供試体のすべり耐荷力に関する試験結果である。図中の・印は、それぞれの供試体のすべり荷重および破断荷重を表し、高力ボルト軸力の合計に対して整理してある。図中に示した直線のうち、OAは摩擦係数 $\mu=0.4$ と仮定した場合のボルト軸力とすべり荷重の計算値を示し、CAは部材の純断面積と降伏強度の積を示している。また、ABはAより右側に位置する試験結果の傾きを、最小2乗法により求めたもので、数字は摩擦係数に換算した値である。

試験により得られた結果を列挙すると次の通りである。

- (1) すべり荷重時の部材の純断面応力が降伏強度を超えると、見かけ上の摩擦係数が減少することを試験値の傾きの変化から確認できる。
- (2) A点のボルト軸力(示方書規定の限界値)を超えてボルトが分担できるすべり耐荷力は、

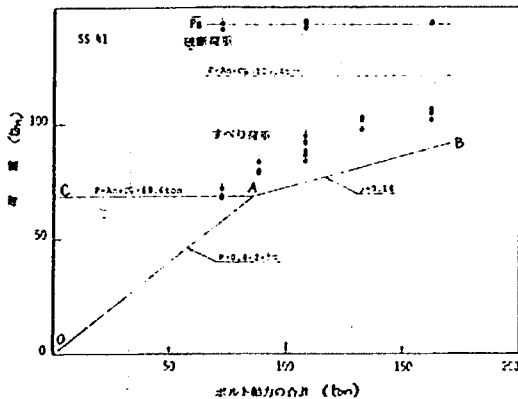


図-3 試験結果 (SS41)

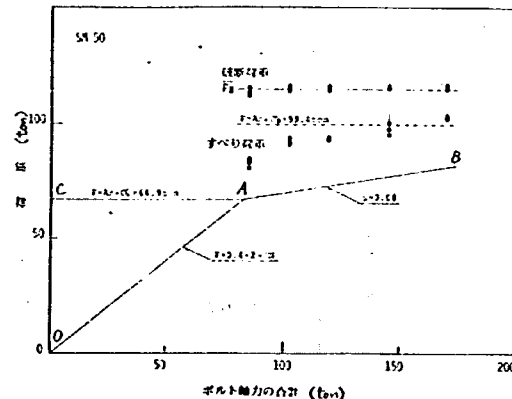


図-4 試験結果 (SM50)

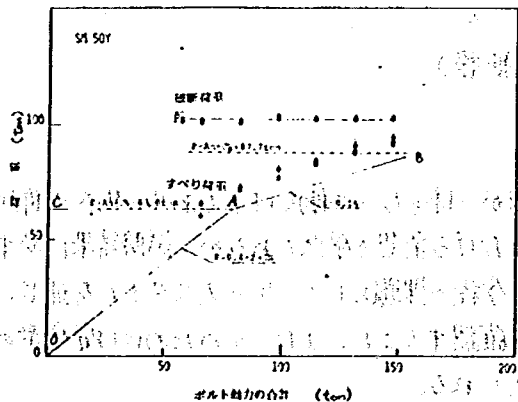


図-5 試験結果 (SM50Y)

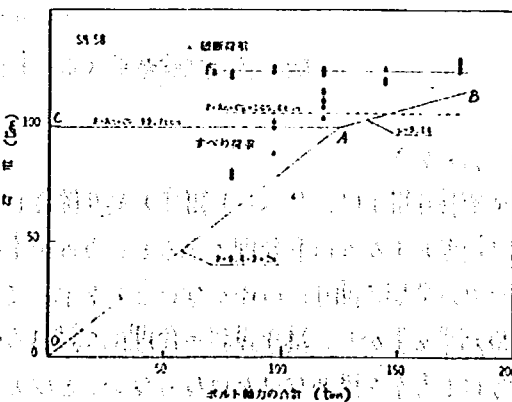


図-6 試験結果 (SM58)

$\mu=0.4$ に比べ20~40%程度であり、鋼種による差は小さい。

(3) ボルト軸力を大きくしても、継手の破断荷重は一定である。また、破断荷重は純断面積と素材の引張強度の積よりも10~20%程度高い。

以上の結果をそのままの省略に結びつけることはできないが、たとえば純断面積の応力がわずかに許容応力度を超えるように場合に対しては、ボルト本数の割増しにより対処することが全く不可能ではないと考えられる。

4.2 荷重方向の最大ボルト本数

荷重方向ボルト本数と見かけの摩擦係数の関係を図-7に示す。摩擦係数に関するかぎり、4本から12本まで目立った減少傾向が見られませんが、試験状況の観察によりすべりが生じて破断に至る過程に次の3通りあることを確認した。

8本以下は①全体すべり → ②部材の破断

10本 : ①部材の部分的な伸びにより端ボルトが支圧状態 → ②部材の破断(全体すべりなし)

12本 : ①部材の部分的な伸びにより端ボルトが支圧状態 → ②支圧状態のボルトにはさま

れた部分のすべり(一見すべり) → ③端ボルトの破断

このように、ボルト列10本を境としてすべりから破断に至る様相が異なっていることが明らかになった。したがって、最大ボルト列数を8本とした現行道路橋示方書の規定は妥当なものであると考えられる。

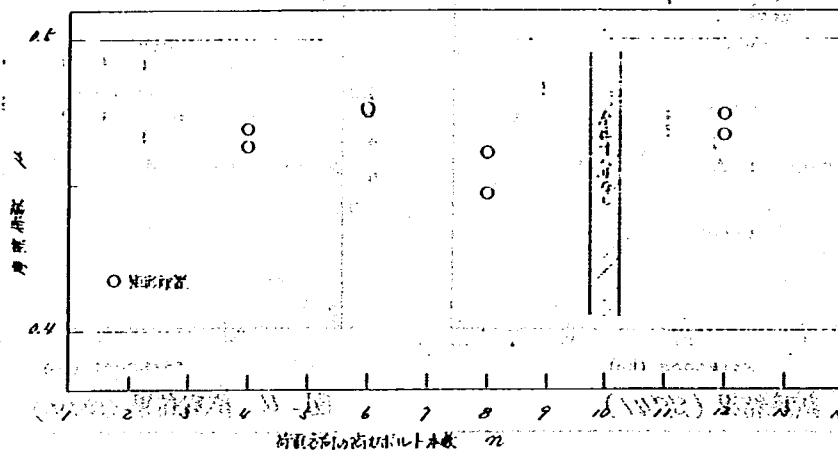


図-7 試験結果(ボルト列数の影響)

5 あとがき

摩擦接合継手は、リベット継手と異り接合した部材が一体となって働くはずであり、孔びき断面を設計対象とするのは不合理であるというのが本研究における発想の原点であるが、試験結果は必ずしも100%発想の通りにはゆかないことを示している。今後の課題として、ケーススタディを通じ、本試験結果を生かし、継手設計の合理化を計れる範囲を確認すること。また、そのためには安全率の考え方にも考察を進めなければならないことなどが考えられる。

(研究員) 栗田 隆一

(研究員) 栗田 隆一

• 60 Y : 20 1 6 6 2 7 28 39

2. 目的

モノト風貌タイプ B

- [illegible]

3) 実験方法については図1の図表を、本レポートの図2図3図4図5図6図7図8図9図10図11図12図13図14図15図16図17図18図19図20図21図22図23図24図25図26図27図28図29図30図31図32図33図34図35図36図37図38図39図40図41図42図43図44図45図46図47図48図49図50図51図52図53図54図55図56図57図58図59図60図61図62図63図64図65図66図67図68図69図70図71図72図73図74図75図76図77図78図79図80図81図82図83図84図85図86図87図88図89図90図91図92図93図94図95図96図97図98図99図100図101図102図103図104図105図106図107図108図109図110図111図112図113図114図115図116図117図118図119図120図121図122図123図124図125図126図127図128図129図130図131図132図133図134図135図136図137図138図139図140図141図142図143図144図145図146図147図148図149図150図151図152図153図154図155図156図157図158図159図160図161図162図163図164図165図166図167図168図169図170図171図172図173図174図175図176図177図178図179図180図181図182図183図184図185図186図187図188図189図190図191図192図193図194図195図196図197図198図199図200図201図202図203図204図205図206図207図208図209図210図211図212図213図214図215図216図217図218図219図220図221図222図223図224図225図226図227図228図229図230図231図232図233図234図235図236図237図238図239図240図241図242図243図244図245図246図247図248図249図250図251図252図253図254図255図256図257図258図259図260図261図262図263図264図265図266図267図268図269図270図271図272図273図274図275図276図277図278図279図280図281図282図283図284図285図286図287図288図289図290図291図292図293図294図295図296図297図298図299図300図301図302図303図304図305図306図307図308図309図310図311図312図313図314図315図316図317図318図319図320図321図322図323図324図325図326図327図328図329図330図331図332図333図334図335図336図337図338図339図340図341図342図343図344図345図346図347図348図349図350図351図352図353図354図355図356図357図358図359図360図361図362図363図364図365図366図367図368図369図370図371図372図373図374図375図376図377図378図379図380図381図382図383図384図385図386図387図388図389図390図391図392図393図394図395図396図397図398図399図400図401図402図403図404図405図406図407図408図409図410図411図412図413図414図415図416図417図418図419図420図421図422図423図424図425図426図427図428図429図430図431図432図433図434図435図436図437図438図439図440図441図442図443図444図445図446図447図448図449図450図451図452図453図454図455図456図457図458図459図460図461図462図463図464図465図466図467図468図469図470図471図472図473図474図475図476図477図478図479図480図481図482図483図484図485図486図487図488図489図490図491図492図493図494図495図496図497図498図499図500図501図502図503図504図505図506図507図508図509図510図511図512図513図514図515図516図517図518図519図520図521図522図523図524図525図526図527図528図529図530図531図532図533図534図535図536図537図538図539図540図541図542図543図544図545図546図547図548図549図550図551図552図553図554図555図556図557図558図559図560図561図562図563図564図565図566図567図568図569図570図571図572図573図574図575図576図577図578図579図580図581図582図583図584図585図586図587図588図589図590図591図592図593図594図595図596図597図598図599図600図601図602図603図604図605図606図607図608図609図610図611図612図613図614図615図616図617図618図619図620図621図622図623図624図625図626図627図628図629図630図631図632図633図634図635図636図637図638図639図640図641図642図643図644図645図646図647図648図649図650図651図652図653図654図655図656図657図658図659図660図661図662図663図664図665図666図667図668図669図670図671図672図673図674図675図676図677図678図679図680図681図682図683図684図685図686図687図688図689図690図691図692図693図694図695図696図697図698図699図700図701図702図703図704図705図706図707図708図709図710図711図712図713図714図715図716図717図718図719図720図721図722図723図724図725図726図727図728図729図730図731図732図733図734図735図736図737図738図739図740図741図742図743図744図745図746図747図748図749図750図751図752図753図754図755図756図757図758図759図760図761図762図763図764図765図766図767図768図769図770図771図772図773図774図775図776図777図778図779図780図781図782図783図784図785図786図787図788図789図790図791図792図793図794図795図796図797図798図799図800図801図802図803図804図805図806図807図808図809図810図811図812図813図814図815図816図817図818図819図820図821図822図823図824図825図826図827図828図829図830図831図832図833図834図835図836図837図838図839図840図841図842図843図844図845図846図847図848図849図850図851図852図853図854図855図856図857図858図859図860図861図862図863図864図865図866図867図868図869図870図871図872図873図874図875図876図877図878図879図880図881図882図883図884図885図886図887図888図889図890図891図892図893図894図895図896図897図898図899図900図901図902図903図904図905図906図907図908図909図910図911図912図913図914図915図916図917図918図919図920図921図922図923図924図925図926図927図928図929図930図931図932図933図934図935図936図937図938図939図940図941図942図943図944図945図946図947図948図949図950図951図952図953図954図955図956図957図958図959図960図961図962図963図964図965図966図967図968図969図970図971図972図973図974図975図976図977図978図979図980図981図982図983図984図985図986図987図988図989図990図991図992図993図994図995図996図997図998図999図1000図1001図1002図1003図1004図1005図1006図1007図1008図1009図1010図1011図1012図1013図1014図1015図1016図1017図1018図1019図1020図1021図1022図1023図1024図1025図1026図1027図1028図1029図1030図1031図1032図1033図1034図1035図1036図1037図1

で移動できるようになっている。

実験条件としては一般に地すべり防止工としてのアンカー工は、設計荷重の2〜3割の荷重しか作用させないためすべり面の垂直力の増分による土壌のせん断抵抗力の増加は期待しない。この考えから地すべり推力と平行な方向にアンカー力を与えるのが最も効果的なアンカー構内となる。今回はこれを踏まえ、次の条件で実験を行った。

1. アンカーの引張力は水平に作用させる。

2. アンカーロードの引張速度は1.0mm/minとする。

3. アンカープレートの大きさは、5cm×1.5cm、

7.5cm×1.5cm、1.0cm×1.0cm、1.5cm×1.5cm、

5cm×3.0cm、1.5cm×3.0cm、2.0cm×

2.0cm、3.0cm×3.0cmで、それぞれ種々の深さに

に設置した。

4. 引張力はアンカープレートの中心に作用させる。

5. 実験供試土は砂質土と木節粘土を用い、それぞれ水7〜10cmごとの層厚で人力締固を行い、実験土槽を作成した。

実験に用いた砂質土と木節粘土の強度特性を表-1

に、木節粘土のベーン試験結果を図-3に示す。

4. 実験結果

4-1 アンカー引抜試験による地表面の変位

アンカー板を地表面に対し、垂直に埋設し、地表面

と平行に引抜力を与えるとアンカープレート前面に地

面せん断現象が地表面に見られる。これはアンカープレートの縦/横の比が1.0かそれより小さい場合は

円形形状をなすのに対し、1.0より大きい場合はアンカープレートに平行な方向に長軸をなす楕円形

となる。それぞれ埋設深さが深くなるにつれて円形、楕円形の形に相似して大きくなる。これはアンカ

プレートが引抜き応力を受けて土壌が受働破壊したものと考えられる。砂質土における実験で、土

壌表面に表われたクラックの平面状態と縦断面を図-4に示す。基本的にはアンカープレート上方向に

対し45°±のすべり線を有する。さらにアンカーが供試土中に埋設された場合、アンカープレート

前面の土壌は受働破壊し、載荷部に相当する土壌は45°±のすべり線方向にせん断されると考えら

れ、このすべり線とともに45°±の角度をなすすべり線に沿ってせん断される。しかし現実的には

図-4の様な直線変化ではなく漸移的に変化する曲線で表わされるものである。図-4-1、図-4-2

4-2 アンカープレートに掛る極限抵抗力の算定

水平力を受ける構型の受働破壊における抵抗力はウーキン理論で容易に計算できる。そこで問題と

なるのはアンカープレートの上端が地表面に見える場合、断面長さの抵抗力をいかに算定するかで

ある。したがって今回は図-5に見られるような受働土圧がアンカープレートに作用すると考えた。

しかしこの場合でも前述した地表面の受働破壊形態とはいくぶん相違があり、今後の詳細な検討を

| 供試土名 | No.1 (Sand) | No.2 (Clay) | No.3 (Clay) | No.4 (Clay) |
|--------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 単位体積重量 | 1.5 g/cm ³ | 1.65 g/cm ³ | 1.65 g/cm ³ | 1.65 g/cm ³ |
| 含水比 | 45% | 45% | 39% | 50% |
| 粘着力 | 0.02 kg/cm ² | 0.022 kg/cm ² | 0.036 kg/cm ² | 0.015 kg/cm ² |
| 内部摩擦角 | 33° | 0° | 0° | 0° |

表-1 供試土の強度特性 (単位: S)

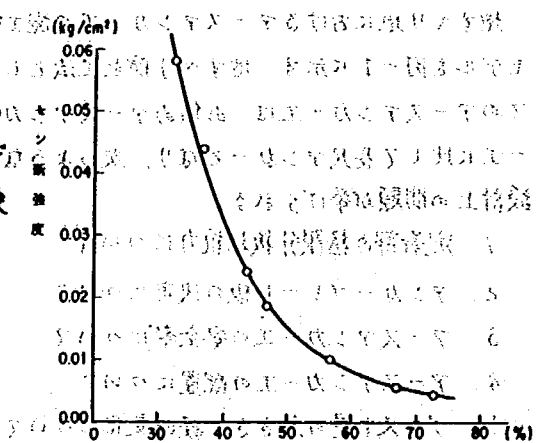


図-3 木節粘土のベーン試験結果

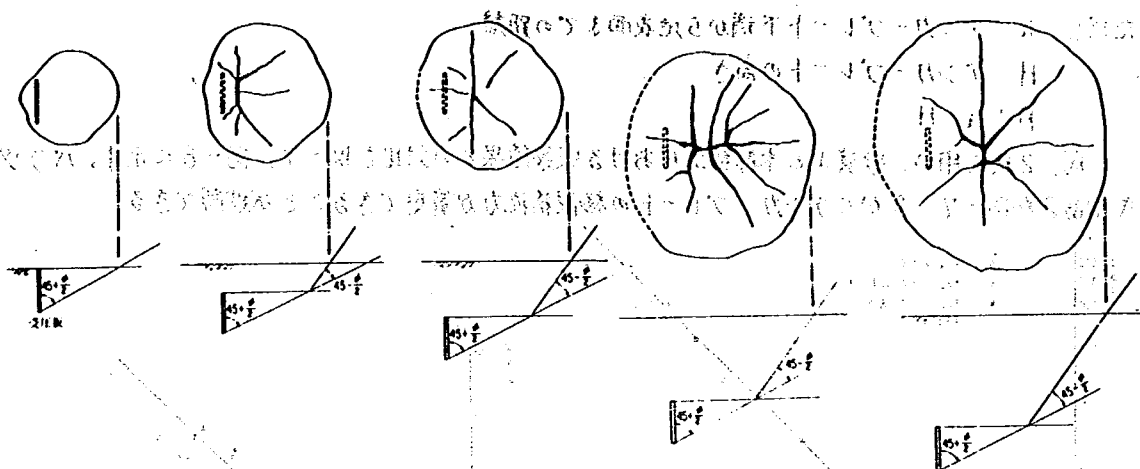


図-4 地表面変形状態

必要とするが、今回の実験では、地表面の受働破壊形態はまずアンカープレート前面に明瞭な破壊が形成された後、側面での破壊が表わされるということに簡略化してある。したがって図-5からアンカープレートが地表面に見られる場合、それに掛る極限抵抗力は次式で与えられる。

γ : 土塊の単位体積重量 C : 土塊の内部摩擦角と粘着力
 d : アンカープレートの幅 $\alpha: 45 + \frac{\phi}{2}$
 h : アンカープレートの高さ

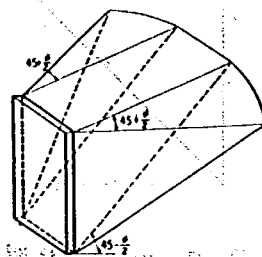
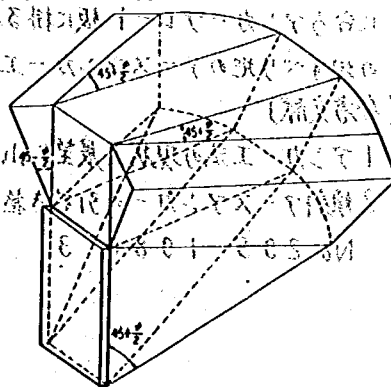


図-5 土塊プリズム

$$Q = \frac{\gamma h^2}{2} d \tan^2 \alpha + 2Chd \tan \alpha + \frac{\gamma h^2}{3} \tan \alpha \cdot \sin \alpha \frac{\pi \alpha}{180} + 2Ch^2 \tan^2 \alpha \sin \alpha \frac{\pi \alpha}{180} \quad (1)$$

アンカープレートが地中に埋設されている場合、アンカープレート上端から地表までの受働破壊部の土塊抵抗力をいかに算定するかが問題となる。理論的にはすべり線に沿ってKötter理論を使用すべきであるが、計算が非常に煩雑となることとすべり面形態が明らかになっていないなければならない。そのため今回は計算が簡単で、特別な計算手続も必要としない土円錐重量法で算定することにした。埋設アンカープレートによる土塊の受働破壊プリズムを図-6の様に考えた。この図よりアンカープレート上端から地表面までの土塊の重量とラジヤンが受働土圧に掛るアンカープレート上端から地中埋設アンカープレートの極限抵抗力が求まる。

$$Q = \gamma \left(hH - \frac{H^2}{2} \right) d \tan^2 \alpha + 2CHd \tan \alpha + 2\gamma \left(\frac{hH^2}{2} + \frac{H^3}{3} \right) \tan \alpha \cdot \sin \alpha \frac{\pi \alpha}{180} + 2H^2 C \tan^2 \alpha \sin \alpha \frac{\pi \alpha}{180} + \frac{\gamma H^2}{2} \left[(H \tan \alpha + H \tan \phi) + (H \tan \alpha + H \tan \phi)^2 \frac{\pi \alpha}{180} + H d \tan \alpha + H^2 \tan \alpha \frac{\pi \alpha}{180} + \frac{H}{2} \tan \phi (H \tan \alpha + H \tan \phi) \right]$$



(2) 図-6 埋設アンカーの土塊プリズム

ただし h : アンカープレート下端から地表面までの距離

H : アンカープレートの高さ

F : $h-H$

1式, 2式を用い, 砂質土と木節粘土における実験結果との対比を図-7, 図-8に示す。パラツキはあるが図-7, 8からアンカープレートの極限抵抗力が算定できることが理解できる。

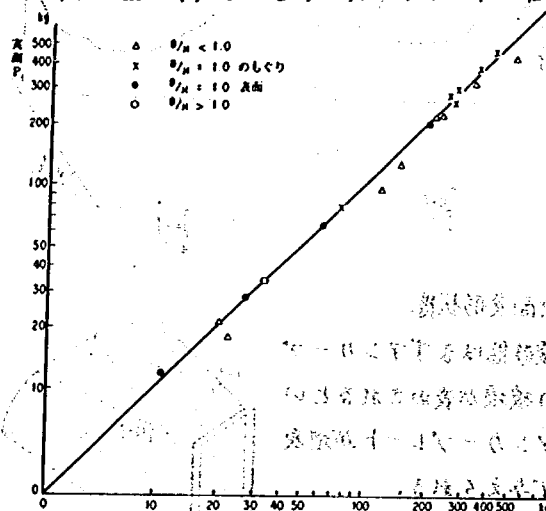


図-7 砂質土の極限抵抗力算定式の検討

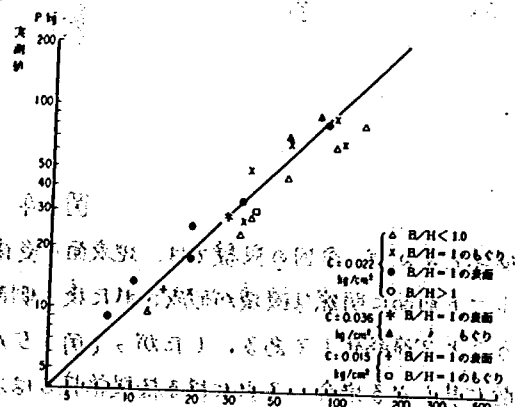


図-8 木節粘土の極限抵抗力算定式の検討

5い 今後の問題 2-図

現状 アースアンカー工の設計のための基本事項について各種の実験を継続中であり, 今後, 次の問題が残されている。

現状 アンカープレートについては, 地表面に対し鉛直に埋設して地表面と水平方向の引張力を受ける場合の引抜き抵抗力について検討を実施しているが, 実際の地すべり防止工法としてのアースアンカー工のプレート板は, 地すべりの地表斜面勾配に比してある角度で埋設し, 地すべり推力を受けている。したがって, 現実の地すべりにおける設計基準と, 今回行った実験条件とは相違があり, 2式をそのまま適用することにはできない。このような観点から2式を基礎にして, 現実の設計条件に合うアンカープレート板に掛る極限抵抗力について考察する必要がある。そのため今後は, 現実の地すべり地のアースアンカー工の設計基準に基づいて実地実験を行って検討する必要がある。

(参考文献)

1 アンカー工法の現状と展望: 山田幹光 大成建設K.K.

2 傾斜アースアンカーの引抜き抵抗力に関する基礎的研究: 勝見雅, 他 土木学会論文報告集 No. 295 1980-3

アースアンカー工の設計基準について 2-図

23. 斜面对策工の設計外力算定

急傾斜地崩壊研究室 右近 則男

1. まえがき

がけ崩れに関する調査法・安定解析法・抑止工の設計施工法が考案され実施されている。しかしこれらの成果も未完成のものであり、特に安定解析法には問題が多い。したがって現在の安定計算法の評価も難しく、構造物に作用する外力を的確に想定することは容易でない。地すべりでは、設計外力算定の手法がある程度確立されているが、急傾斜地においてはこれと云う方法論がないのが現状である。ここでは、急傾斜地における設計外力の算定法について1つのアプローチを提示する。

2. 目的

急傾斜地の工法は大きく分けて降雨などの崩壊要因の作用を受けないようにする抑止工と、作用を受けても崩壊しないように抑止力を加えて力のバランスをとる抑止工とに分けられる。抑止工と呼ばれるものには擁壁工、杭工、アンカー工等があるが、それらを設計する時には作用する外力を知ることが不可欠である。一般に自然斜面における抑止工の設計は技術者の経験にもとづいて行なっているのが現状で、設計に際して外力を数量計算で算定しているのは明確に地すべりと判定されている斜面に対してのみである。この場合は現状のすべり安全率(F_s)を一般に1.0とし、これに対して必要な安全率を確保するための抑止力を設計外力として構造物を設計している。地すべりは①すべり面が明らかである。②現在狂動しているかまたは近い過去に移動があったことなどから現在の安全率 F_s が1.0のごく近傍にあることが明らかである。③すべり面は一般に地下水面下であり、飽和状態にあるなどの確定条件が多いためにそれが可能となっている。一方、がけ地についてはたとえ近隣の斜面が過去に崩壊しているにせよ対象とする非崩壊斜面は過去の最悪時にも安定であったことから現状を $F_s = 1.0$ として地すべりと同様外力を算定することは過大な外力を与えることになる。そこで、より現実合った形ということで、設計外力を求める方法を検討した。

3. 基本的な考え方

自然斜面は一般に異方性で不均質であるため、あらかじめ試験によってその斜面を構成する土の平均的土質強度(c, ϕ)を決定することは非常に困難である。即ち斜面の数箇所においてサンプルを採取し、試験を行なっても、これがその斜面全体の土の強度を代表するものと言えなかろうかは、十分な疑問が多い。したがって採取した試料から求めた地盤の強度値により斜面崩壊防止工を設計することは現状では不安を伴う。そこで現在の安全率は少なくとも1.0以上あり、過去にもそれを割ることはなかったという想定から $F_s = 1.0$ を基本的な考えとして過去の最悪時を $F_s = 1.0$ とし、その時の c, ϕ を逆算し斜面が今後起りうる最悪条件の時の安全率低下分を抑止力を補うという考えで斜面崩壊防止工を設計する。斜面崩壊防止工の設計に際しては、土質強度 c, ϕ は降雨の浸透に伴う c, ϕ の低下、間隙水圧 u の増加に当りせん断強度 s が低下する。 c, ϕ は雨水の浸透による変化を知れば将来の安定度の低下が解ることになる。以下で雨水の浸透に伴う c, ϕ の変化を考えてみる。図1のように、土質強度 c, ϕ は降雨の浸透に伴う変化を考慮する。

3.1 降雨に伴う間隙水圧 (u)

降雨時に地表よりの浸透水に
て発生する間隙水圧は斜面安定を
討する際、最も重要な事項の1つで
ある。不飽和浸透に関する研究は古
くはアメリカの S. Irmay や R. H. B
book などによって試みられ、以来
種々の仮説や理論式が示されている。
ここでは青木らの方法¹⁾を用いて u
を求めてみた。青木らは鉛直浸透降
下量を表す基本式を次のように示
している。

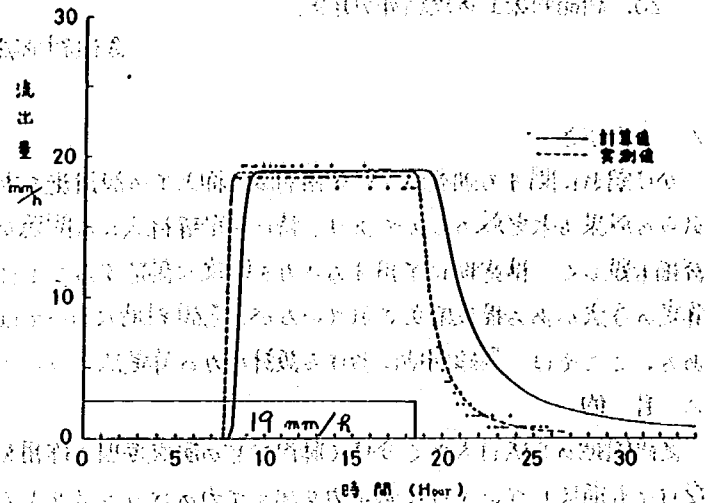
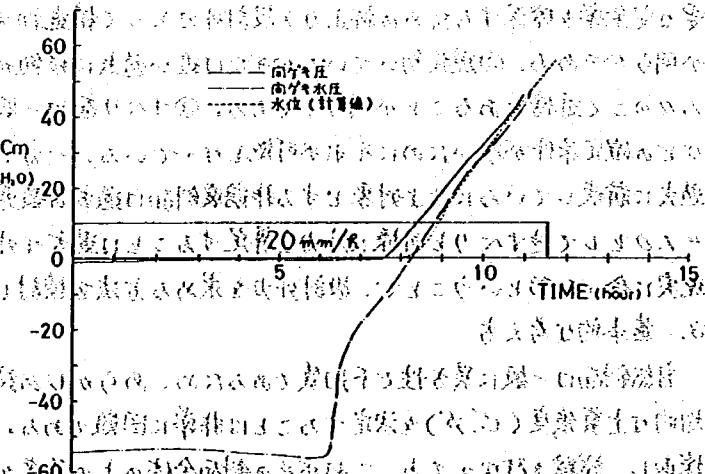


図-1 時間～流出量

$$\begin{cases} \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 & (1) \\ q = K(S - S_0) & (2) \end{cases}$$

q : 浸透降水量、 K : 透水性を示す定数、 S : 単位区間にたぐあえられる水分量、 S_0 : 流動に関与しない無効水分量、 $\frac{\partial q}{\partial x}$: 単位区間にたぐあえられる水分量の時間的変化を追跡することができる。(1)の式に (2)の式を代入して、 $q = K(S - S_0)$ (P=3) という関係が成り立つことを確認している。今回は (1) 式の連



続性を確かめるとともに、浸透水が地
下の不透水層面で反転して土中の空
隙を満たしながら地下水面上昇を
生じることと合わせて検討した。
図-2の時間～間隙水圧の関係を
示す。また、流出量は単位面積当り
で表示してある。計算値は (1) (2) 式をもとに境界値を決め、差分法により計算した。い
ずれも実験結果と計算値は定量的にも定性的にもよく合っており、解析方法の
妥当性を裏付けている。

3.2 無効水分量 S_0 の測定
 浸透降水量を求める際の重要なファクターの1つに S_0 がある。(1) 式でも明らかな

の変化は浸透降下量に大きな影響を与える。また S_r は土層中の浸透水に影響を与えるのみならず土の粒度により大きく変化する。その為、現地試料を用いた測定が必要である。今回は前の項で述べた浸透実験の試料を用いて S_r を測定した。測定には径10mm, 高さ15mmのモールドを使用し、表面からの散水量と底面からの流出量が等しくなった時点で実験を終了し、実験後の含水比 w の測定から吸着された水分量を求め、これを S_r とした。結果を図-3に示す。値は単位長さ当りの水分量の割合を示している。

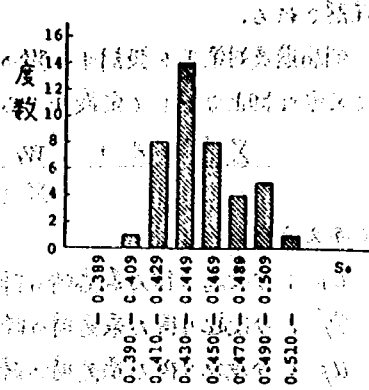


図-3 S_r の測定結果

3.3 粘着力 C' , 内部摩擦角 ϕ' の低下

地盤が不飽和な場合、含水率の増加に伴ってその強度が低下することは良く知られているにもかかわらず、それを定量的に安定計算にとり入れたケースは少ない。飽和度の増加により土の強度が低下する原因については、間隙水によって生じている土粒子間の張力の減少、土粒子を構成している粘土鉱物の吸水による性質の変化などが考えられるが、総てが明確になっているわけでは無い。崩壊土を用いて三軸圧縮試験により含水による強度低下に関して実施した実験結果を図-4, 5に示す。これは有効応力 σ' を整理したものである。

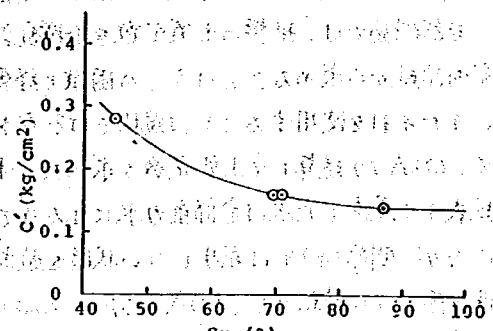


図-4 $C' \sim S_r$

4. 設計外力の算定

以上述べてきたことを考慮して現地斜面の設計外力を算定する際の条項等について考えてみる。降雨によって斜面の崩壊をもたらされる要因は、①表面流水による侵食、②間隙(水)圧の上昇、③含水による地盤の強度低下、④含水による地盤の重量増、⑤パイル・アンカーによる局部崩壊とその進行、⑥風化である。このうち①、②、③、④は現状では理論的取扱いが実際上ほとんど不可能である。これらは、通常の斜面保護工により施工面に対処されるが、雨水の浸透は対象とする斜面から土質は防止し得たとしても、地下水などの形で他から侵入があり、結果的には防ぎ得ない。②、③、④を考慮することになる。まず②、③、④は、⑤、⑥は、⑦、⑧、⑨、⑩、⑪、⑫、⑬、⑭、⑮、⑯、⑰、⑱、⑲、⑳、㉑、㉒、㉓、㉔、㉕、㉖、㉗、㉘、㉙、㉚、㉛、㉜、㉝、㉞、㉟、㊱、㊲、㊳、㊴、㊵、㊶、㊷、㊸、㊹、㊺、㊻、㊼、㊽、㊾、㊿、

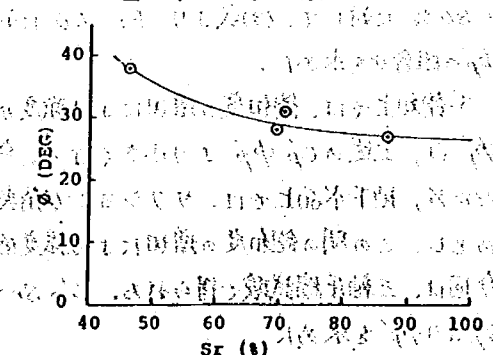


図-5 $\phi' \sim S_r$

崩壊要因のうち、計算にとり入れた、間隙(水)圧の上昇、含水による地盤の強度低下、含水による地盤の重量増が、それらにより計算される安全率 F_s を低下させることは、(3)式においても直接で与えられる。

崩壊要因のうち、計算にとり入れた、間隙(水)圧の上昇、含水による地盤の強度低下、含水による地盤の重量増が、それらにより計算される安全率 F_s を低下させることは、(3)式においても直接

理解される。

斜面崩壊対策工を設計する際の設計外力は、降雨時に斜面安定に関して所定の安全率を確保するのに必要な抑止力として定義できるから、この抑止力 P は最も簡単な形で、

$$\frac{\sum (c_f' l + (W_f \cos \theta - u_f \cdot l) \tan \phi_f') + P}{\sum W_f \sin \theta} = F_s \quad (4)$$

で与えられる。ここに、

c_f' : 今後起り得る最悪時の降雨での地盤の粘着力(有効応力表示)

ϕ_f' : 今後起り得る最悪時の降雨での地盤の内部摩擦角(有効応力表示)

u_f : 今後起り得る最悪時の降雨での地盤の間隙(水)圧

W_f : 今後起り得る最悪時の降雨での地盤の重量

自然斜面では、地盤の土質定数を不攪乱試料による室内試験から求めることは多くの困難と経費がかかり、またそれを使用することは現状では不安を伴うので、(3)式より逆算して土質定数を求めた。すなわち、地表より浸透した水は全部重力水になるまで含水して、間隙(水)圧は発生しない状態を過去の最も条件の悪かった時点とし、(3)式から $F_s = 1.00$ に対応する土質定数を求める。図-6に示す箇所では、飽和度 $S_r = 80\%$ に対して、(3)式より、 $F_s = 1.0$ に対応する c_p' ϕ_p' の組合せを求めた。

図-6 急傾斜地の断面図

不飽和土では、飽和度の増加により強度が低下することは述べた。したがって、(4)式の c_f' ϕ_f' は、上述の c_p' ϕ_p' より小さくなる。今後起り得る最悪時には、地下水面下では飽和度(S_r)は100%、地下水上では、サクションが消失するまで含水(図-6の箇所では $S_r = 94.3\%$)とするものとし、この間の飽和度の増加による強度低下を何らかの方法で求めて、 c_f' ϕ_f' を求めれば良い。今回は、三軸圧縮試験で得られる、 $c' \sim S_r$ 曲線、 $\phi' \sim S_r$ 曲線に示す低下率を適用して、 c_p' より c_f' ϕ_p' より ϕ_f' を求めた。

また間隙(水)圧については、計算あるいは、経験に基づく工学的判断で求める。今回は、今後起りうる最大降雨として、100年確率最大日雨量を、シグマ法で求めた。図-6の箇所では、 $280\text{mm}/\text{日}$ となったが、これが24時間同じ強度で降るものとして、上述の鉛直浸透式で発生する最大間隙水圧を用いた。以上の値を(4)式に代入し、必要な安全率 F_s を1.50とし、これらに対応する抑止力 P を求めた。図-6のケースでは、 $P = 6.34\text{t/m}$ となった。なお(3)式、(4)式に対しては、すべり面を決めることが必要であるが、今回は、(現地踏査) サウンディング等より図-6に示す崩壊形態を想定した。本文をまとめるに当たり、教示をいただいた安江朝光急傾斜地崩壊研究室長に謝意を表します。

〔参考文献〕 土質力学の創始者土村博士の業績を伝える「土村博士の業績」の図説(昭和41年) 青木佑久：雨水の浸透流出に関する基本的実験式、土木技術資料 Vol. 11-1、数量の設計、1967

24. 積雪地域用防護柵の選定方法

新潟試験所 松野敏行

§1 はじめに

積雪地域の道路に設置された防護柵(歩道用横断防止柵含む)は、冬期になると除雪および雪圧等により破損が生じ、無雪時における交通の安全性および維持管理上の問題となっている。このため、昭和54年度より、工研、(財)土木研究センターおよび民間の社との共同研究により積雪地域に適した防護柵の開発および選定方法等に関する試験研究を以下のとおり実施してきた。

- (1) 積雪地域における防護柵の破損実態調査
- (2) 防護柵に作用する雪圧測定(自然積雪状態)
- (3) 防護柵部材の静的試験等

本報告においては、これらの調査および測定結果の概要を述べるとともに、積雪地域における防護柵の選定方法について述べる。

§2 積雪地域における防護柵の破損実態調査の結果

本調査は、積雪寒冷地にお

表-1 実態調査による防護柵の設置状況

| | 調査延長
(km) | 設 置 長 (m) | | | | | | 計 |
|-----|--------------|-----------|----------|---------|--------|--------|---------|------------|
| | | ガードレール | ガードケール | ガードパイプ | 木カスビム | オートガード | その他 | |
| 県管理 | 958.438 | 114582.25 | 66400.7 | 51324.5 | — | 10.0 | 10943.0 | 207260.45 |
| 直轄 | 2203.6 | 255626.0 | 76996.1 | 53962.0 | 4230.0 | 1028.0 | 23427.0 | 415291.1 |
| 公団 | 195.805 | 124433.0 | 372648.0 | — | — | — | — | 497081.0 |
| 計 | 3357.843 | 494641.25 | 516046.8 | 69306.5 | 4230.0 | 1038.0 | 34370.0 | 1119632.55 |

表-2 実態調査による防護柵の破損状況

| 道路管理区分 | 設置長 (m) | 破損長 (m) | 破損率 = 100 |
|--------|------------|-------------------|---------------|
| 県管理 | 201842.45 | 24473.4 (24096.4) | 12.0% (12.0%) |
| 直轄 | 409512.9 | 52730 (41927) | 1.3% (1.0%) |
| 公団 | 497081.0 | 594.4 (201.8) | 0.1% (0.0%) |
| 計 | 1108436.35 | 30346.8 (28492.9) | 2.7% (2.6%) |

る道路の安全施設に関する破損実態調査の一環として行なったもので、昭和54年12月から昭和55年4月までの5ヶ月間の調査結果である。調査対象は雪害対策を必要とする直轄(7地建)、県(23県)、公団(5管理事務所)について、北は北海道から南は山口県に至る計152路線で実施した。その結果、防護柵の設置状況は表-1に示すとおり、積雪地域における防護柵の設置率(防護柵の設置長/調査延長 $\times 100$)は約30%、また防護柵の形式別の構成比率を求めてみると、ガードケールとガードレールで約90%占める結果となった。次に、防護柵の破損実態を示したのが表-2である。なお、表-2の()内の数値は自動車の衝突による破損長を除いた破損長とその破損率(破損長/設置長 $\times 100$)を計算したものである。その結果、全調査区間の防護柵の破損率は約2.7%あり、自動車の衝突による破損を除くと約2.6%という結果となった。このことから、冬期間における防護柵の破損は、雪圧および除雪(推雪、押圧力、接触等)によるものがほとんどであることがわかった。

§3 防護柵に作用する雪圧測定(自然積雪)

本調査は、積雪地域に設置された防護柵が、積雪によりどのような影響を受けるかを把握するために実施した。対象となった防護柵は、ガードレール、ガードケール、ガードパイプの3形式である。

なお、ここでは自然積雪地での実験結果と述べる。

3-1 試験方法

試験場所は、北陸地建高田工事事務所が建設中の上新バイパスの敷地を借用して行ったもので、高さ5m、のり面勾配が1.5割の盛土部分に、ガードレール、ガードケーブルはのり肩からそれぞれ0.3, 1.0, 2.0m離して設置し、ガードパイプは1.0m離して計3基の試験用防護柵を設置した。雪圧により試験用防護柵部材(支柱、ビーム、ロードセル)に発生する応力測定は、歪ゲージおよび荷重変換器(ロードセル)により測定し、その設置状況および試験用防護柵の設置状況を図-1に示す。また応力測定と同時に、積雪状況(積雪深、密度、積雪重量等)および平坦地における標準尺での雪圧(長さ1.0m、幅10cm、高さ70cmの柵に作用する沈降力)の調査も行った。

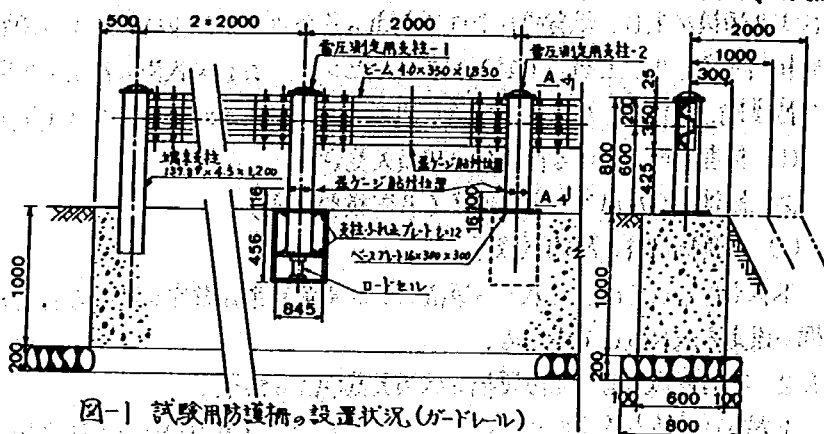


図-1 試験用防護柵の設置状況(ガードレール)

3-2 試験結果

3-2-1 積雪状況

(1) 積雪深および積雪重量

防護柵に作用する雪圧荷重は、積雪状態により変わってくると考えられるため、積雪深および積雪重量等の観測を行った。その結果を示したのが図-2である。その結果、観測期間中の最大積雪深は昭和56年1月28日に観測された2.95mが最大であり、また積雪重量の最大は3月12日の1198kg/m²であった。

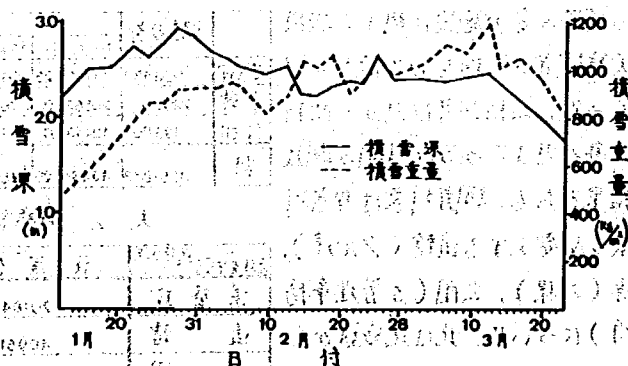


図-2 積雪深および積雪重量の状況

(2) 積雪の断面観測

積雪中の試験用防護柵および標準尺の状況を観測するため、積雪の断面カットを3回行った。積雪層の状況(各層およびトレス)および密度測定等を行うため、断面カットの結果を図-3に示す。例として、昭和56年2月24日に観測されたが、ロードケーブルについて述べると、設置位置が

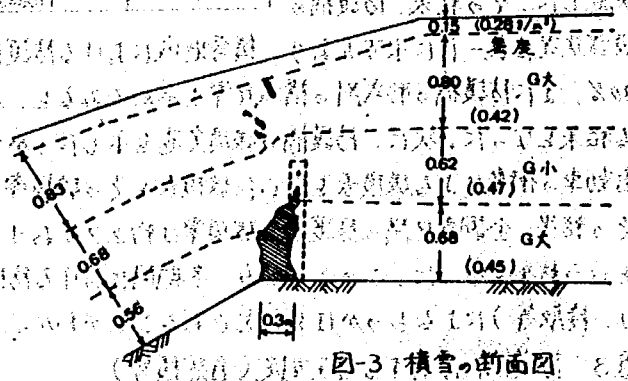


図-3 積雪の断面図

0.3mの場合にはケーブルの直側に多数のクラックが発生しているが認められる(図-3)。また、1.0mの場合にはのり肩部分に局部的な亀裂が発生したが、2.0mの場合にはクラックの発生および

局所的な亀裂は認められなかった。

3-2-2 応力解析の結果

(1) 沈降力

支柱1本に作用する沈降力と積雪重量の関係は図-4に示すように、積雪重量が大きくなると沈降力も大きくなる傾向が認められた。次に、ガードレールとガードケーブルの設置位置と沈降力の関係を示したのが図-5である。その結果、積雪重量が500 kg/m以下の場合には、形式および位置

による差は特に認められないが、500 kg/mをこえると設置位置が0.5, 1.0 mの場合に生ずる沈降力は設置が2.0 mの場合のほぼ半分になる傾向が認められる。また、ガードケーブルとガードレールが受ける沈降力を単位長さ当りに換算して比較すると、ガードケーブルの場合ガードレールのほぼ半分程度になることが認められる。

平坦地に設置した標準尺に作用する沈降力との関係を求めた結果、設置位置が2.0 mのガードレールに作用するものはほぼ同じであることが認められた。

(2) 水平力および曲げモーメント

ガードケーブル、ガードレールの形式の違いおよび設置位置の違いによる、支柱が受ける水平力、曲げモーメントを求めた結果、水平力は沈降力のほぼ半分になる傾向が認められた。また、支柱に生ずる最大曲げモーメント（地上より10cmの位置）は、ガードケーブルが約800 kg・m、ガードレールが約800 kg・mの程度であった。なお、設置位置が0.5 mの場合には多少小さくなる傾向がある。

(3) ガードケーブルのロッド張力

ガードケーブルのロッド張力を求めた結果

で図-6に示すように、設置位置に関係なく支柱に作用する張力の合計は全自重（5本）に作用する張力の約80%を占めることがわかった。

§4 雪害防止対策の検討

積雪地域における防護柵の破壊状態調査及び防護柵に作用する雪圧測定結果（自然積雪状態）が

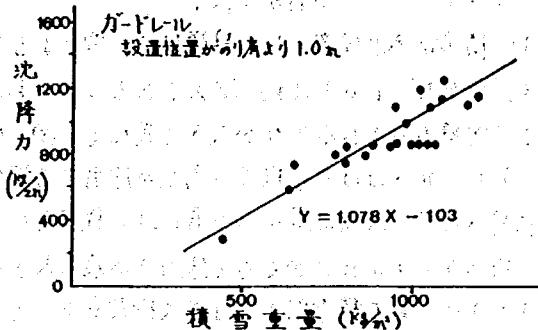


図-4 積雪重量と沈降力の関係

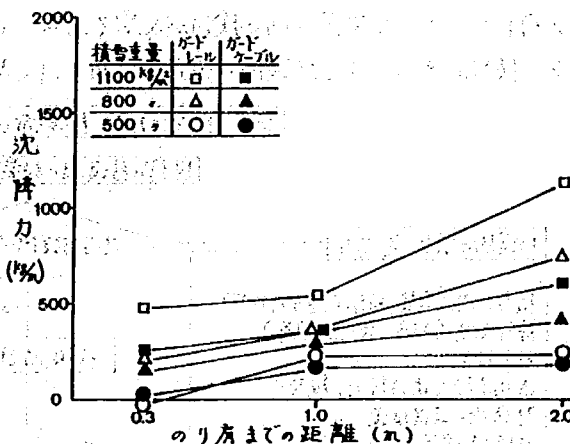


図-5 沈降力とのり角までの距離の関係

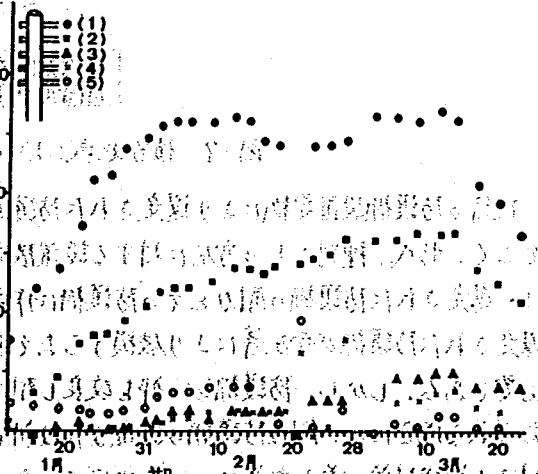


図-6 ロッド張力と経過日数の関係

ら、次のようなことがわかった。

(1) 積雪地域に設置される防護柵は、雪による圧力および除雪により破損が生じ、その破損率（破損長／設置長×100）は約2.6%であることがわかった。(2) 積雪中に設置される防護柵は積雪状態により沈降力および水平力が大きく異なる。(3) ガードケーブルに作用する雪圧は、単位長さ当たりで、ガードレールのほぼ半分程度の雪圧が作用する傾向がある。(4) 盛土部に設置される防護柵は自然積雪状態の場合、設置位置がのり肩に近い程雪圧が少ない結果になった。(5) ガードケーブルの場合、最上段のケーブルにかかる力（張力）が最も大きかった。(6) 防護柵に作用する最大雪圧（沈降力、水平力）は、最大積雪深または最大積雪重量により推定することは可能である。

以上のことから、積雪地域に防護柵を設置して行く場合には、防護柵が受ける雪圧等により防護柵が破損しないような設置計画の検討が必要である。そこで、防護柵に作用する雪圧測定等の結果をふまえ、積雪地域における防護柵の設置を進めて行く基本的な考え方を以下に述べる。

積雪地域における防護柵の設置計画の進め方

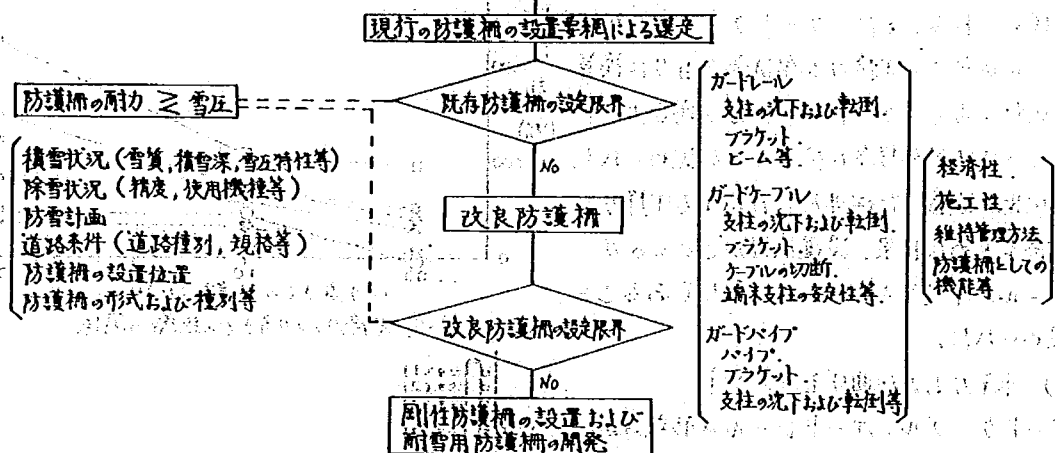


図-7 積雪地域における防護柵の設置計画の進め方

既存の防護柵設置要綱により選定された防護柵は、破損状態からわかるように耐雪限界がある。そこで、形式、種別ごとの雪圧に対する設置限界を推定することがまず必要である。その方法としては、選定された防護柵の耐力とその防護柵に作用する雪圧等を比較することが考えられる。そこで、選定された防護柵が雪圧等により破損するおそれがあると推定される場合には、一部補強等の対策が必要である。しかし、防護柵の一部を改良し耐力を増加させても雪圧によりなお防護柵の破損が考えられる場合には、剛性防護柵の設置または新しい形の耐雪防護柵の開発が必要となろう。防護柵に対する補強対策の考え方等については図-8に示した。また、改良に当たっては経済性、施工性、防護柵としての機能等についても検討する必要がある。

今回の雪圧測定は、積雪による雪圧特性を把握するため、自然積雪状態で行ったため、今後は除雪による影響等についても把握する必要がある。

参考文献 「積雪寒冷地における道路の安全施設に関する破損実態調査」土木研究所資料第229号
「新防雪工学ハンドブック」(社団法人日本建設機械化協会、1994年)

25. 高速走行時のハイドロプレーニング現象

道路研究室 安藤 和寿

1. まえがき

高速走行時のハイドロプレーニング現象とは、タイヤが厚い水膜の上を高速で通過するとき生じる一種の水の上スキムのような現象であり、従来は航空機の発着時にみられる独特な現象であったが、高速道路の出現と自動車性能の向上(高速化)に伴って自動車交通にも重要な係わり合いを持つようになってきた。特に、この現象が自動車の操縦性や制動距離などに与える影響は大きなものであり、ハイドロプレーニングの現象特性を把握し対策を講ずることは走行の安全性を確保する上で重要である。このため当研究室では、ハイドロプレーニングの現象解明を目的としてこれまで一連の実験を行っている。さらに実験結果について報告してきた^{1,2,3)}。本報告も、これら実験の一環として、タイヤの構造や形状などとハイドロプレーニング現象の関係について調査を行なったので、これらの結果について報告するとともに、これまでの一連の実験データを基に各種条件とすべり摩擦係数に関する重回帰式を求め、ハイドロプレーニング現象と各要因との関係を数量化した上で、その結果について述べるものである。

2. ハイドロプレーニング現象

水膜のある路面上を車両が走行している場合、路面とタイヤ間の接地状況は図-1(a)に示すような形になっている。図に示すように路面とタイヤ間の接地状態は三つの領域に分けられ、A領域は水膜がタイヤと路面間にくさび形に入り込みタイヤが水膜によって支持されている区画、B領域は水膜がタイヤによって分断あるいは遮断されている区画(A領域とC領域の過渡区画)、C領域は水膜がぬぐい取られタイヤと路面が完全に接触している区画である。ここで、車両が速度を増すに従ってA領域が増加し、B・C領域が減少していく。そして最終的には図-1(b)に示すようにA領域のみとなり、タイヤは完全に水膜によって支持される状態となる。このような状態をハイドロプレーニングという。この状態になると車両のハンドル操作および制動が困難となり事故を引き起こしやすく、さらに高速走行時であるため大きな事故となりやすい。

このとき、ハイドロプレーニング現象が生じているか否かはすべり摩擦係数によって判断しており、その値が0.05~0.10程度るときに生じるものと考えられている⁴⁾。

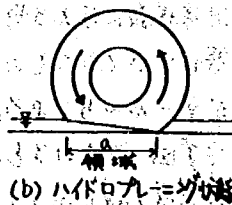
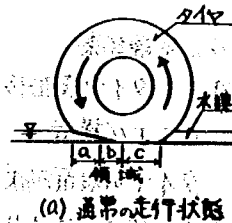
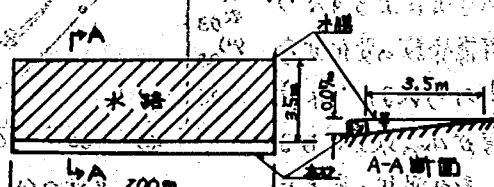


図-1 水膜のある路面上でのタイヤの走行状態

3. 調査方法

調査は、試験走路(コンクリート路面)に図-2に示すような水路を設置し、この水路内に図-3に示す特殊な装置(すべり測定装置)を搭載した試験車を



定の速度で進入させる。そのとき装置に取り付けてある試験輪に制動をかけると、路面とタイヤ内にすべり抵抗力が生じる。この抵抗力をロードセルによって検出し、ストレインメータを介してペン書きオシログラフに記録させた。さらにオシログラフの読み取り結果を試験輪にかかる荷重で除し、すべり摩擦係数を求めた。

実験条件は、すべり抵抗力の測定種類として100%制動(完全にロックした状態)での縦すべり(タイヤの回転方向のすべり)とし、実験速度としては、40、60、80、100、120km/hとした。また使用タイヤは、タイヤ構造、形状の違いによるすべり摩擦係数の変化を捉えるために、5.60-13-4prバイアスリブタイヤ、165-13-4prラジアルリブタイヤ、165-13-4prラジアルブロックタイヤの3種を用い、タイヤ摩耗率を0、80%の2種とした。またタイヤメーカーの違いによるすべり摩擦係数の変化を捉えるために、6.45-13-4prバイアスリブタイヤ(4社)を用いた。タイヤ内圧は各タイヤにおける最適内圧としている。また路面の水膜厚は、湿潤(0.5~1.0mm)、2.0、4.0、6.0の4種とした。

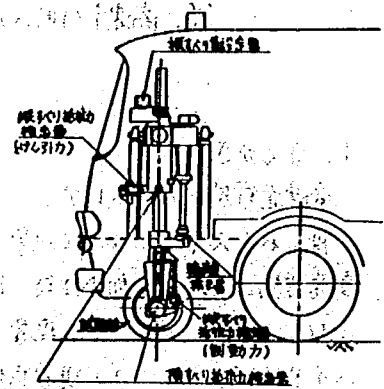


図-3 試験車およびすべり測定装置

4. 実験結果

4.1 タイヤ表面形状および構造

タイヤの表面形状および構造がすべり摩擦係数に与える影響について検討したものが図-4~5である。

まず図-4を見ると、水膜厚2mmで各タイヤに若干の相違があり、表面形状、構造の差によるすべり摩擦係数の変化が多少みられるが、水膜厚が4mm以上になると表面形状の差による各タイヤ間の差は

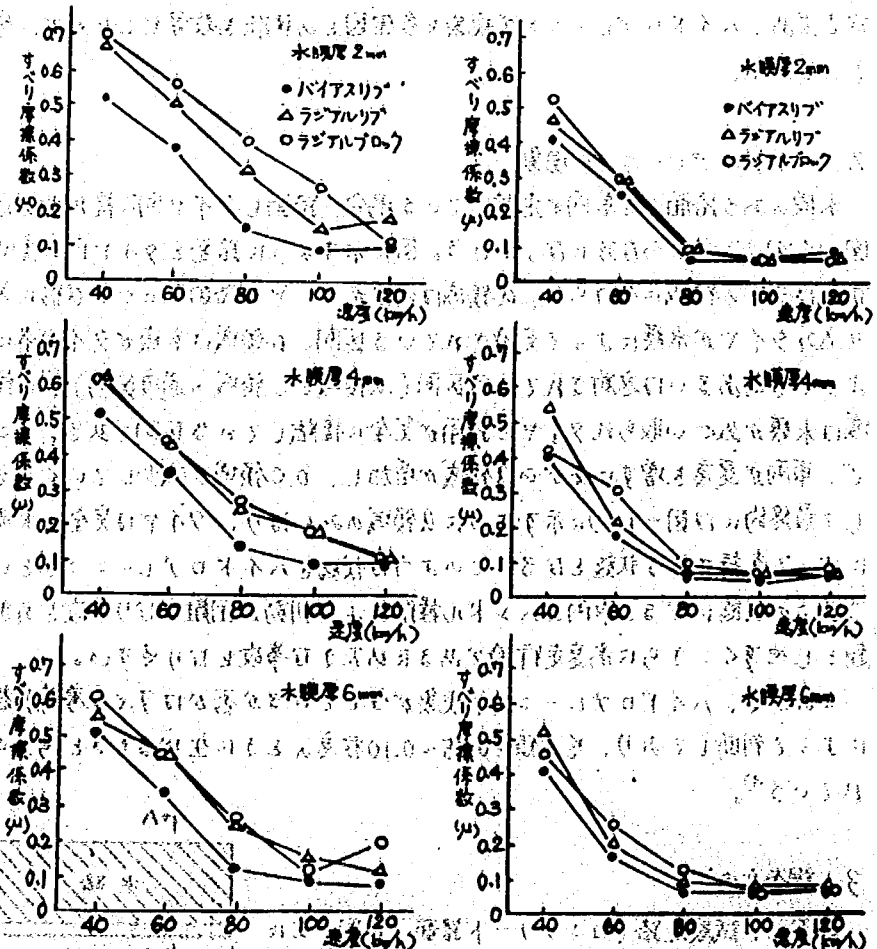


図-4 各種タイヤとすべり摩擦係数 (タイヤ摩耗率、0%)

図-5 各種タイヤとすべり摩擦係数 (タイヤ摩耗率、80%)

はみられず、タイヤ構造(バイアスタイプ、ラジアルタイプ)の影響が大きいものとなっているようである。しかし、図-4の0%摩耗(新品)時に比べ図-5の80%摩耗タイヤでは、低速で各タイヤによるすべり摩擦係数の差が多少みられるが、ハイドロプレーニングになる速度はいずれのタイヤでも80km/h程度からであり、タイヤの摩耗が著しい場合、タイヤ表面形状、構造などの差がすべり摩擦係数に与える影響は小さいものであるといえよう。

4.2 タイヤメーカー別のすべり摩擦係数

次に、同一規格(6.45-13-4pr. バイアスリフタイヤ)のタイヤが、製作メーカーが異なることによる程度のすべり摩擦係数に差が生じるかをみたものが図-6である。

通常、同一規格のタイヤであっても製作メーカーによって配合、表面形状、タイヤ外形などが多少づつ異なっており、これらの違いがすべり摩擦係数に影響を与えるものと考えられるわけである。

が、図をみても明らかのように外的条件(水膜厚、速度)による値のばらまちがほとんどとなり、全体的(全条件における)傾向としては各タイヤ間における明確な差異はみられない。

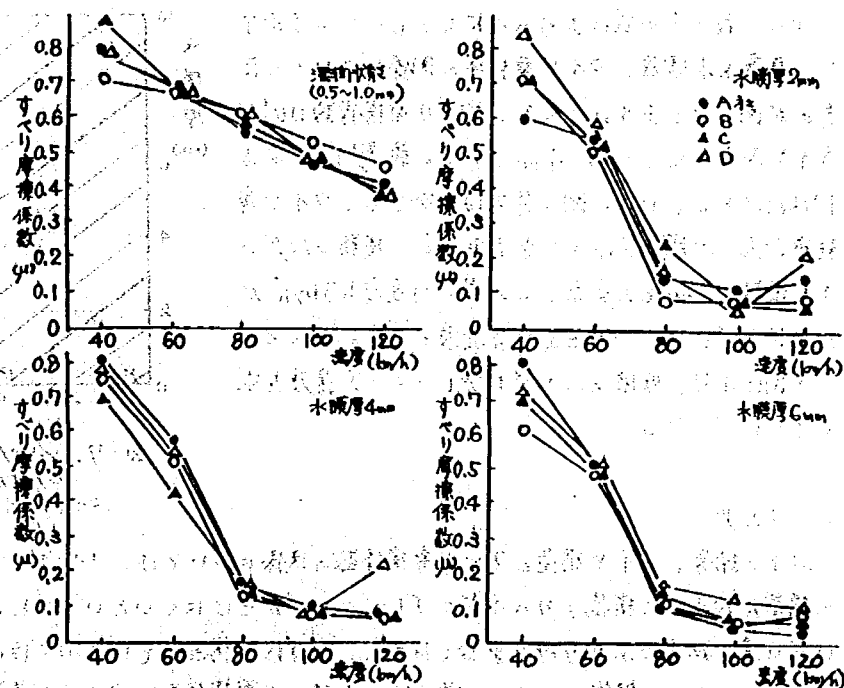


図-6 タイヤメーカーによるすべり摩擦係数の変化

5. 重回帰式の導出

ハイドロプレーニング現象に大きな影響を与えている要因各種について今般まで実験を行なってきた結果、走行速度、水膜厚、タイヤ摩耗率、タイヤ内圧が重要な因子であることが利用した。さらに今回の調査結果から、タイヤの溝が十分ある状態ではタイヤ構造が影響してはいないことも明らかとなった。しかし、タイヤ条件(構造、配合、可法など)の差によるすべり摩擦係数の変化については条件が多数に上るため、特性を明らかにするには非常に多量のデータが必要となること、またタイヤ条件は、それのみで単独に影響を与えているのではなくタイヤ摩耗率、

表-1 各要因がすべり摩擦係数に与える影響

| 項目 | 速度 (km/h) | 水膜厚 (mm) | 外気温度 (°C) | タイヤ内圧 (kg/cm²) | 走行距離 (km) | 備考 |
|--------|-------------------------|----------|-----------|----------------|-----------|----------|
| 重回帰係数 | 0.0046 | 0.0180 | 0.0014 | 0.0315 | 0.6773 | 0.17481力 |
| T(検定値) | 30.81 | 11.21 | 10.8 | 3.81 | 33.1 | 0.59数 |
| F(検定値) | F = 331.1 (d.f. = 3, 4) | | | | | 398組 |
| 重回帰係数 | R = 0.878 | | | | | 0.7検定 |

走行速度などと相乘的に作用していると考えられることなどから、タイヤ条件とを含めて説明することとは現状では困難である。そこで、データと従来より使用されてきた5.60-13-4prバイアスタイヤのものに限定し、前述の重要と判明した要因とすべり摩擦係数との関係について重回帰により説明したものが表-1である。表をみても明らかのように、各重回帰係数に対する下検定結果も、式全体に対する下検定結果も十分有意なものとなっており、5.60-13-4prバイアスリブタイヤについてはこの式により高速走行時のすべり状況を十分説明できるものと思われる。

次に、表-1の式によりハイドロプレーニングが生じる速度と水膜厚、タイヤ摩耗率の関係についてみたものが図-7である。ここで、すべり摩擦係数は0.1、タイヤ内圧は5.60-13-4prタイヤの最内圧である1.7kg/cm²としている。図の見方は、例としてタイヤ摩耗率60%、水膜厚2mmのときをみると、横軸の60%の点と縦軸の2mmとの交点、この場合は速度115km/hがハイドロプレーニングを生じる速度となる。よって、この図により、概略のハイドロプレーニング速度を求めることができる。

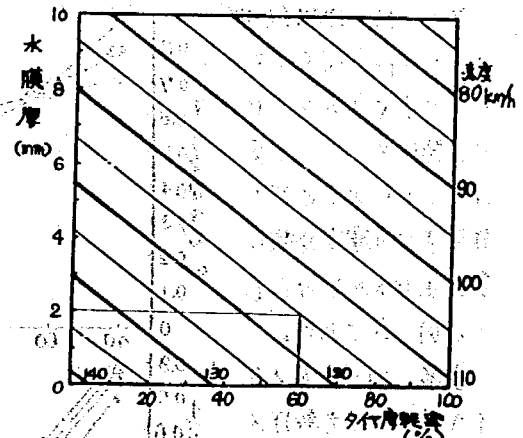


図-7. ハイドロプレーニング現象を生ずる水膜厚とタイヤ摩耗率の関係
(タイヤ内圧1.7kg/cm², 摩擦係数0.1)

6. おとめ

以上の結果、タイヤ構造とすべり摩擦係数の関係については、十分タイヤ構造がある状態ではラジアル構造がバイアス構造よりハイドロプレーニングが生じにくいということが出来るが、タイヤの摩耗により溝の効果があまりみられなくなると、いずれの構造にも関係なくほぼ同一のすべり摩擦係数値となる。さらに、製作メーカーが異なってもすべり摩擦係数に明らかな差はみられず、いずれのメーカーのタイヤもすべり摩擦係数については似たような性能となっている。

次に、速度、水膜厚、タイヤ摩耗率、タイヤ内圧とすべり摩擦係数の重回帰式を求めることにより、各要因とハイドロプレーニングが生じる速度との関係を表わすことができた。しかし、この式においては、タイヤ構造が限定されており試験路面も試験道路コンクリート路面のみであるため、今後は各種タイヤ、舗装工種、舗装粗さとハイドロプレーニングの関係などについてデータ収集を重ねることが必要である。

〔参考文献〕

- 1) 不名, 小野田: 高速走行時のすべり摩擦係数, 土木技術資料15-14, P346
- 2) 栗本, 小野田, 田名: 高速走行時のすべり摩擦係数(その2), 土木技術資料16-7, P23~26
- 3) 栗本, 小野田, 田名: 高速走行時のすべり摩擦係数(その3), 土木技術資料17-5, P36~39
- 4) 中原, 路面のすべり抵抗に関する研究(1), 土木研究所報告135号, 昭和44年8月

26. 大ループにおける試験舗装の供用性調査結果

舗装研究所 徳田和義

舗装構造及び混合物の配合設計を総合的に検討する目的の試験走行実験場の大ループ(長870m)に試験舗装を施工し、昭和55年度より実験を開始している。現在では実験用荷重車を4台用いて、早期に結果が得られるよう進めている。現在まで9万台(一部7万5千台)の通過台数となり、実験開始から定期的に進めてきた供用性調査の結果をもとに中間報告をするものである。

2. 舗装走行実験場の概要

大ループの試験舗装は、次のような目的で計画されている。

- ・アスファルト混合物の耐流動性、耐久性の評価
- ・路床改良の効果
- ・ホワイトベースの効果
- ・たかみ性舗装の舗装厚設計法の検討
- ・鋼床版舗装(橋面舗装)に関する試験調査

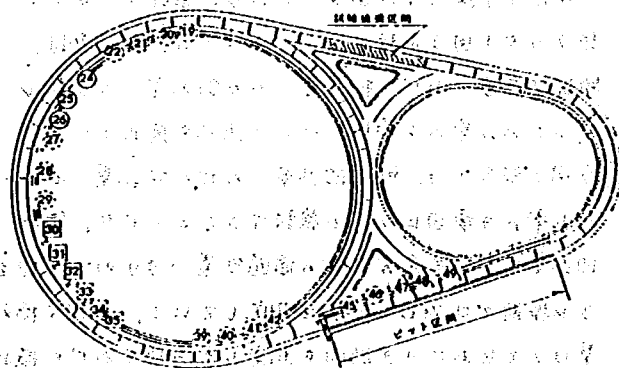


図-1 舗装走行実験場

以上のような目的で15kmを1工区とし、全57工区にわたり各種試験舗装を施工し、試験走行実験場の全体を図-1に示す。このうち60kmは試験橋梁も建設し鋼床版試験舗装の調査が進められている。この他図に示すピット区間では、ピット構造の中に路床を形成しピットには水を蓄えられる構造になっている。これは地下水位が高い場合を想定しその影響を調査するためである。

表-1 タイプ別工区番号

| タイプ | 工区番号 | TA(m) | AS(%) |
|-----|--|---------------|------------|
| (A) | 24, 25, 26, | 23.2 | 5.5 (±0.4) |
| (B) | 19, 20, 21, 22, 27, 28, 29,
39, 40, 41, 42, 45, 46, | 21.9
~20.4 | 5.7 (±0.4) |
| (C) | 30, 31, 32, | 21.4 | 5.5 (±0.4) |
| (D) | 33, 34, 35, | — | 5.3 (±0.4) |
| (E) | 47, 48, 49, | 25.6 | 5.5 (±0.4) |

試験舗装のほとんどは表層、基層、上層路盤、下層路盤、底断層が構成され日交通程度も想定した舗装構造設計を行っている。

表層の使用材料は、ゴム入りアスファルト、ストレートアスファルトとセメントコンクリート等のバインダーが使用されており、それらの物性試験の主な結果を表-2に示す。上層路盤には粒鋼砕石、セメント安定処理、アスファルト安定処理の他コンクリート版(厚さ20cm/240kg/m²)が施工されている。下層路盤はほとんど切込砕石を使用しており旧水田等が主の重複区間では砕石混り土砂といった材料も使用している。路床に関しては図-2に示すように砕石と土砂の割合を調整して、山砂による底断層も設けているが路床改良の効果も調査

するため石灰安定処理によりCBR値が20以上の工区もある。

実験用無線誘動荷重車(改正荷重車と同等)の舗装は、図表-3のとおりである。実際の交通状況も考慮して道路幅の左右各25cm(2.5m/1.25m)の幅で自動的旧舗装に

表-2 バインダー物性試験結果

| 項目 | バインダー
(25t/25t) | ゴム入りアスファルト
(本四工区) | セメント
AC-140 | ストレート
60-80 |
|-------------------|--------------------|----------------------|----------------|----------------|
| 比量
(25t/25t) | 1.020 | 1.015 | 1.015 | 1.015 |
| 密入率
(25t/100g) | 1.015 | 1.015 | 1.015 | 1.015 |
| 軟化係
(100g) | 1.015 | 1.015 | 1.015 | 1.015 |
| PI | +0.5 | +1.0 | -0.5 | -0.5 |

が走行できる性能も有している。そのため、実際の道路での車両走行位置の分布に近似しデータが得られるものである。荷重車の後軸荷重は通常10tで実験を行っているが最大20tまで載荷できる仕様となっている。

表-3: 荷重車諸元

| | | | | |
|------|---------|-------|----------|-------|
| 寸法 | 車両全長 | 8400 | 車両全幅 | 2400 |
| | ホイールベース | 5100 | トレッド (前) | 1900 |
| (mm) | | | トレッド (後) | 1840 |
| 重量 | 自重重量 | 10000 | 前軸重量 | 4500 |
| (kg) | | | 車両総重量 | 14500 |

3. 調査の方法

現在まで走行回数は、昭和55年度で5万回走行し、今年度の実験で4万回まで走行し、累計9万回（一部7万5千回）走行した。これまでの路面調査は、縦断凹凸量、わだち掘れ量、ひび割れ率、バンゲルマンにわだち量の4項目について調査を進めているが、今回の報告では、縦断凹凸量、わだち掘れ量、ひび割れ率の3項目について検討することとした。縦断凹凸量は、荷重車の車輪の通過位置つまりわだち部を3m縦断プロファイルで測定している。わだち掘れ量は1区あたり3断面を測定し平均値もわだち掘れ量としている。ひび割れ率は調査員の踏査によりスグッチを行い算出している。

試験鋼筋は全5区のうち図-2に示すような5種類の鋼筋構成に大別しグループ分けを行う。その工区番号とTAおよびアスファルト量の代表的なデータも表-1に示す。

(A) (B) (C) (D) (E)

| | | | | | |
|------------|----|------------|----|------------|----|
| セメントコンクリート | 5 | セメントコンクリート | 5 | セメントコンクリート | 5 |
| セメントコンクリート | 7 | セメントコンクリート | 7 | セメントコンクリート | 7 |
| セメントコンクリート | 18 | セメントコンクリート | 18 | セメントコンクリート | 18 |
| セメントコンクリート | 20 | セメントコンクリート | 20 | セメントコンクリート | 20 |
| セメントコンクリート | 30 | セメントコンクリート | 30 | セメントコンクリート | 30 |
| セメントコンクリート | 15 | セメントコンクリート | 15 | セメントコンクリート | 15 |

図-2 タイプ別舗装構成

凡例
○: A工区
△: B工区
□: C工区
◇: D工区
×: E工区

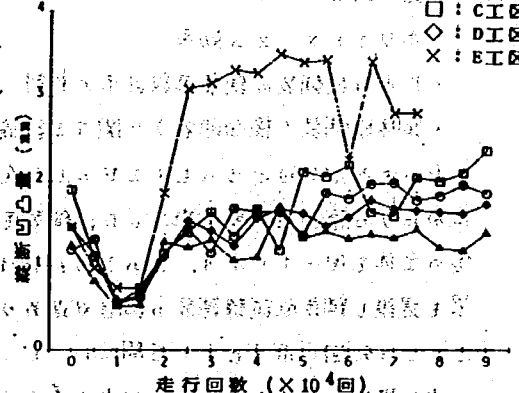


図-3 縦断凹凸量の変化

4. 結果の検討

これまでの縦断凹凸量の推移も図-3に示す。5種類の工区の全ては0回から1万回にかけて極端に改善している。つまり平坦性が良くなっていることを示している。1万5千回から2万5千回にかけては多少の増悪が見られる。これは施工直後の平坦性が1mmから2mmの間でばらつきがあり、1万回付近である程度の交通重量がかかると思われ、どのタイプでも同じ様な平坦性になる。

| | | |
|-------|---------|--------------|
| 工区番号 | TA (mm) | アスファルト量 (kg) |
| 01-01 | 0.1-0.2 | 1.2-1.3 |
| 01-02 | 0.1-0.2 | 1.2-1.3 |
| 01-03 | 0.1-0.2 | 1.2-1.3 |
| 01-04 | 0.1-0.2 | 1.2-1.3 |
| 01-05 | 0.1-0.2 | 1.2-1.3 |
| 01-06 | 0.1-0.2 | 1.2-1.3 |
| 01-07 | 0.1-0.2 | 1.2-1.3 |
| 01-08 | 0.1-0.2 | 1.2-1.3 |
| 01-09 | 0.1-0.2 | 1.2-1.3 |
| 01-10 | 0.1-0.2 | 1.2-1.3 |

走行回数が2万回を超えるとセメントの特有な推移を除けば、どのタイプでも同じ様な特性がみられる。図-4にわだち掘れの推移を示す。全体的な傾向としては縦断凹凸量とは逆に0回から1万回にかけて1mm程度の増加が見られる。1万回以降にはほぼ横ばい傾向にあり、6万回付近で大きな増

加が見られる。この頃は昭和55年度の調査終了から今年度の調査開始までに4年同様の期間がありその影響も考えられるが詳細については現在検討中である。Eタイプを除いた4種類のタイプでは5万回まで大きな変化も示さないが、この理由として昭和55年は冷夏といわれたように、比較的低温な夏であつたことが挙げられる。実測結果その舗装表面温度は最高でも57度であつた。夏場(6月下旬～9月上旬)の路面温度の測定8回のうち路面温度が50度を超えたのは、そのうち4回である。アスファルトの軟化点は、表-3に示すとおりであり、舗装体の温度が軟化点に近辺に達した回数はいずれ年比べて少なかったと考えられる。一般にわだちぬれ(剥離現象)は、軟化点に近い高温時にあける載荷時間の累積の影響が大きいとされ、このように夏場の温度が低かつたことがわだちぬれの変化が少なかった原因と考えられる。

ひび割れは、試験舗装の弱点である隣接工区とのジョイント部分以外ではほとんど発生していない。

図-5はひび割れ率の推移を示したものであるが

BタイプとDタイプに発生しただけで、セミアローンプ

スファルトも使用しているCタイプのひび割れは、若干

の増加は見られるが見立、増加は見られない。

これらのデータより維持管理指数(MCI)を次式

$$MCI = 10 - 1.48C^{0.3} - 0.29D^{0.7} - 0.47F^{0.2}$$

MCI: 維持管理指数

C: ひび割れ率

D: わだちぬれ量

F: 縦断凹凸量

により算出し推移を示したのが図-6である。ここ

では、Dタイプの舗装構成のMCIが低く出ているが

これは縦断凹凸量、わだちぬれ量はそれぞれ大きな値を示し

ては本じでないからひび割れの発生があるためであ

る。このような数値が算出されたものは、その舗装

構成が、3万回までに増減が激しく出ているのは

わだちぬれ量の推移で見られた変化の影響と考えら

れる。

また、Eタイプは、そのデータに関しては増減が激しく他

の4種類のタイプとは違つた推移を示すが、これは得たデータ

が、Eタイプのみのデータであり地下水の影響で路面が軟弱化し所定の支持力も維持できなかつたため、他の4タイプ

の調査結果より、大差を出てしまふと考えられる。

AタイプとBタイプも比較してみれば、図-7のようになる。舗装構成は、基層路盤以下は同材料

を用いているが、Bタイプでは粒調碎石で18cm～28cm、切込碎石では20～40cmと多少のばらつきは

あるが同一のものとして考慮した。

Aタイプの表層はセミアローンプスファルトをバイミスターとして使用しており、Bタイプはストレー

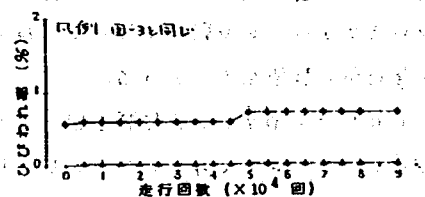


図-5 縦断ひび割れ率の変化

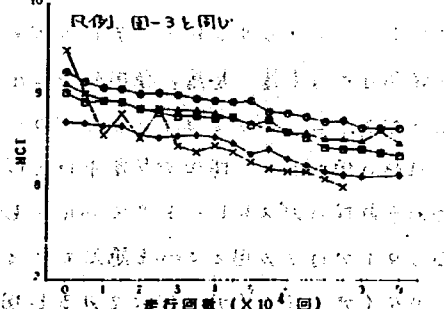


図-6 MCIの変化

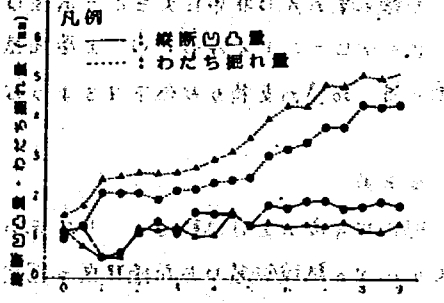


図-7 A・B工区の変化

ストアスファルトも使用している。セミグロウンアスファルトは、ストレータスファルトにブローイング操作を加え、感温性を改善し、 60°C における粘度も高め、舗装用アスファルトであるが、 60°C 粘度は一般に使用されている舗装用石油アスファルトに比べ3～5倍程度高いため、この回約は、舗装の供用時における混合物の粘性も高め、重交通道路の流動対策も図るもので、舗装の流動には強いが、ひび割れが生じやすい性質を有している。そのため、

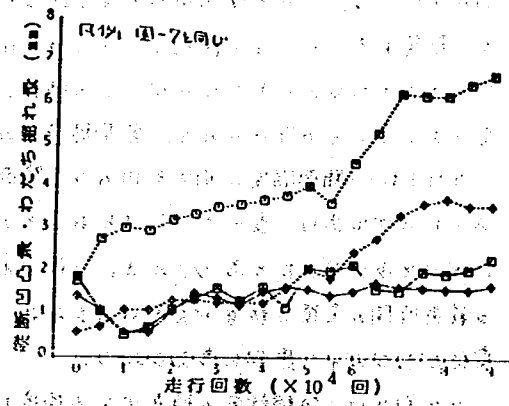


図-8 C-D工区の変化

セミグロウンアスファルトをバインダーとして使用している工区は、ひび割れは生じていないが、わだち振れ量は低い数値を示している。

CタイプとDタイプの推移を図-8に示す。表層がセミグロウンアスファルトとストレータスファルトの違いはあるが、基層の下にコンクリート版が施工されており、いわゆるサンドイッチ工法である。このため路面性状は表層、基層へ使用材料に左右されることになる。そこでやはり、セミグロウンアスファルトは低い値を示し、昭和55年度中は主として、E工化は認められ、バグストレータスファルトも使用している。

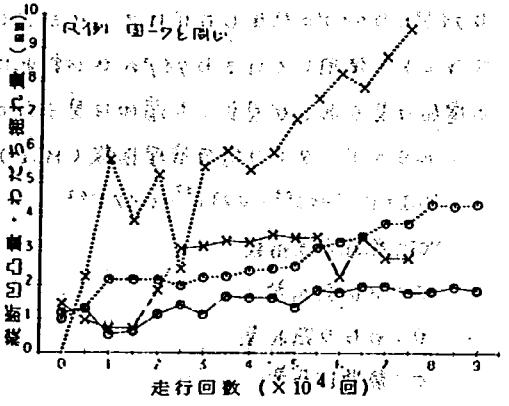


図-9 A-Eの变化

るCタイプは1万回で3mmも越えている。

AタイプとEタイプを比べてみると図-9のようになるが、Eタイプでは地下水位が高い箇所では、わだち振れ量の差は非常に大きく、この差は実験が進むにつれてますますあると考えられる。セミグロウンアスファルトは、上層舗装が比較的硬い材料を用いる効果はあるが、地下水位が高い等、路面の支持力が低下するような弱点がある場合はあまり効果は期待できず、注意される。

5. まとめ

昭和55年度の走行試験では、5万回の走行試験を50換算輪数に換算すると52050輪に相当するが、大ループの試験舗装はBな過程度を想定して舗装構造設計を計ったため、現在までの走行回数にして約1年分に相当する。このように累積交通量としてはまだ余裕は少ないが、ほとんどの工区で、路面が変化を生じるには至っていない。そのため現在の走行の計算による結果は得られていないが、舗装走行実験場における走行試験は今後継続的に行う予定であり、次第に舗装構造の違いによる差が明確になるものと考えている。

27. 山岳道路の切土のり面の発生頻度、高さの予測手法

緑化研究室 ニエ免次

1. はじめに
山岳道路の建設に伴って出現する大規模な切土のり面は、植生回復が困難な場合が多く、とりわけコンフリート吹き付けなどの人工処理は、道路景観を著しく阻害し、道路周辺の優れた自然環境に与える影響も大きい。従来から切土のり面に対しては、緑化工を始めとする環境保全対策が施されているが、計画・設計の初期段階において、切土のり面の発生頻度、及び規模を予測し、事前に対処手を検討しておくことも、環境保全対策上有効な方法であると考えられる。しかしながら、現在のところ、このような切土のり面予測に関する研究例は極めて少ないのが実情である。本研究では、以上の観点から岡田一夫らの研究¹⁾の考え方を山岳道路に適用し、路線選定段階における環境保全対策上の判断資料を得ることを目的として分析を行なったものである。

2. 分析対象

54年度に当研究室で行なった山岳道路環境影響調査で対象とした51路線の中から、詳細図面の入手できた17路線(表1)における高さ5m以上の切土のり面を分析対象とした。調査対象道路の総延長は、約25kmであり、5m以上の切土のり面の数は440個である。また、対象とした17路線は、全て設計速度が40km/hであった。

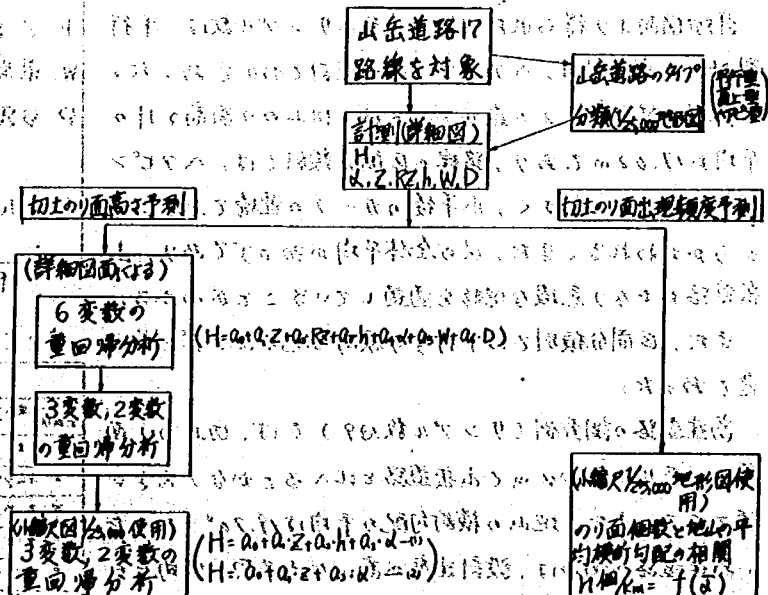
表1 対象山岳道路

| | |
|----|-----------------|
| 1 | 道 主 勿 綱 線 |
| 2 | 奥 山 有 料 道 路 |
| 3 | 島 海 有 料 道 路 |
| 4 | 社 田 半 島 有 料 道 路 |
| 5 | 長 沢 有 料 道 路 |
| 6 | 志 賀 車 庫 有 料 道 路 |
| 7 | 奥 越 有 料 道 路 |
| 8 | 奥 越 山 有 料 道 路 |
| 9 | 立 山 有 料 道 路 |
| 10 | 奥 越 山 有 料 道 路 |
| 11 | 奥 越 山 有 料 道 路 |
| 12 | 奥 越 山 有 料 道 路 |
| 13 | 奥 越 山 有 料 道 路 |
| 14 | 奥 越 山 有 料 道 路 |
| 15 | 奥 越 山 有 料 道 路 |
| 16 | 奥 越 山 有 料 道 路 |
| 17 | 奥 越 山 有 料 道 路 |

なお、対象とした切土のり面については、(1)駐車場などの施設に伴う切土面は対象としない。(2)帯状に長く続く切土面では、高さが最大となるとする部分を部分的にのみ扱う等の基準を設けた。

3. 分析方法

初めに、路線と地形との関係に着目して、各山岳道路を1/25,000地形図上で①平行型(路線方向と等高線が平行の場合)、②直上型(路線方向と等高線が直交する場合)、③ハアピン型(ハアピンカーブの連続する区間)の3タイプに分類した。これは、のり面の発生頻度、規模がタイプごとに異なると考えたためである。次に、切土のり面の高さに関連が有ると考えられる要因を予測指標(図2)として、各山岳道路詳細計画設計図(縮



R 1/100 ~ 1/2,500 平面図、縦断面図、及び横断面図) からデータを読み取った。

オ2に、切土のり面高さ予測の可能性を検討するため、従属変数に切土のり面高さHを用い、説明変数に在来地盤高Z、路面高RZ、ZとRZの差h、地山の横断勾配 α 、道路幅員W、谷密度Dの6変数を用い多重回帰分析を行ない、予測の可能性と説明変数の有意性について検討した。

オ3に、予測作業の簡便性の観点から上記6変数を用いた分析結果を検討し、切土のり面高さ予測に関連すると思われる3変数、及び2変数抽出し、同様の分析を試みた。

オ4に、切土のり面高さの予測が、路線選定時に用いられる小縮尺地形図から読み取れるデータだけを用いた場合可能であるかどうかを検討を行なうために、大縮尺図を計測した切土のり面の位置、及び平面線形を1/25,000地形図に移写し、1/25,000地形図上で α とZを読み取った。 α には、移写した切土のり面の位置において、基準幅を200mとした勾配を用いた。さらにこのデータを用いて、説明変数に α 、Zの2変数、及び α 、Zの2変数を用いて、切土のり面高さの予測可能性を検討した。なお、予測式の有意性、及び説明変数の有意性は、F値、T値の5%有意水準値を用いて検定を行なった。

最後に、切土のり面出現個数の予測可能性を検討するため、1/25,000地形図を使用し、平行型、直上・ヘアピン型2つのタイプにおける1km当りの切土面の個数と、実際に切土のり面が存在するかどうかにかかわらず、一律に250mおきにサンプリングした地山の横断勾配の平均との相関を、路線ごとに検討した。なお、 α には原則として基準幅を200mとした値を用いている。

4. 分析結果と考察

4-1 計測結果

詳細図面より得られた切土のり面のサンプル数は、平行型が4、直上型が4、ヘアピン型が4、合計で40であった。計測の結果は表2の通りであるが、切土のり面高さHの平均が17.02mであり、路線・区間分類別では、ヘアピン型が10.64mと小さく、小半径のカーブの連続であることがうかがわれる。また、 α の全体平均が30.03°であり、山岳道路がかなり急峻な地形を通過していることがわかる。

また、区間分類別では平行型が横断勾配が3.6°と最も急であった。

高速道路の調査例(サンプル数19)では、切土のり面高さの平均が26.84mで山岳道路と比べるとかなり大きい値である。また、地山の横断勾配の平均は19.70°であった。高速道路の場合は、設計速度が高いため平面・縦断ともに制約が強く、また広幅員であることなどが、切土のり面

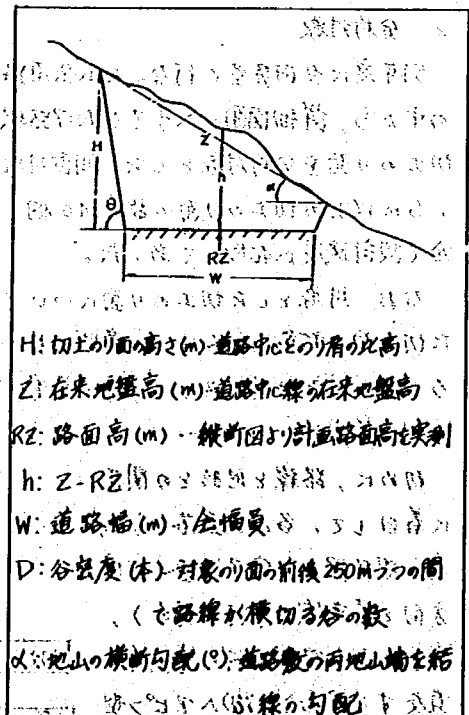


図2 計測指標

表2 主な計測項目の平均値、標準偏差

| 項目 | 平均値 | 標準偏差 |
|------------------|-------|-------|
| 切土のり面高さ(H) | 17.02 | 4.50 |
| 在来地盤高(Z) | 18.50 | 3.20 |
| 路面高(RZ) | 17.50 | 3.50 |
| 垂直距離(h) | 1.50 | 1.00 |
| 道路幅(W) | 12.00 | 2.00 |
| 谷密度(D) | 0.50 | 0.20 |
| 横断勾配(α) | 30.03 | 10.00 |

の高さを大きくしているものと考えられる。

4-2 詳細図面を用いた重回帰分析結果

8変数を用いて、予測の可能性を検討した結果を表3に示す。

平行型、直上型、ハアピン型すべてにおいて相関が高く、F値も有意であった。

また説明変数としては、 α がすべてに有意であり、その他では、 Z 、 RZ の有意性が認められたが、 Z 、 RZ の相関が高いため、 RZ を除いた3変数を抽出し、以下同様の分析を行なった。

分析結果は、表4のようにすべてのタイプで相関が高く、F値も有意であるという結果が得られ、3変数によって切土のり面高さを予測することは可能であると考えられる。

また、予測の情報として、平面線形だけがわかっている場合と縦断がわかっている2つの場合を考え、説明変数に Z 、 α 、及び h 、 α を用いてそれぞれ分析を行なった結果を表4に示す。

Z 、 α を用いた場合は、かなり相関が低くなり、予測で切土のり面高さを説明するのは無理があるという結果となったが、 h 、 α を用いた場合は、3変数を用いた場合と同程度の高い相関が得られ、F値も有意であった。この結果から、平面線形と縦断が与えられれば、 h 、 α を計測でき、これによって、切土のり面高さを予測することが可能である。しかしながら、予測には誤差がつきもので、これをどの程度に見積もっておくべきかが問題となる。

図3に計算値に対する実測値の分布を3変数の平行型、及びハアピン型を例にとり示した。

表4は、区間分けした計算値に対応する実測値のサンプル数の90%を占める範囲を表わしたものである。これから、切土のり面高さの予測値に対して、平行型では±9m前後、ハアピン型では±6m前後の値を考えておけば安全であると言える。

4-3 小縮尺図面での予測結果

小縮尺図面を用いた切土のり面高さ予測では、表

表3 8変数を用いた重回帰分析

| | 平行型 | 直上型 | ハアピン型 |
|-----------------------------|-------|-------|-------|
| 重相関R | 0.754 | 0.796 | 0.951 |
| F値の有意性 | 有 | 有 | 有 |
| 説明変数 | 無 | 有 | 有 |
| α : 台地傾斜角(Z) | 無 | 0.044 | 有 |
| α : 路面高(RZ) | 無 | 0.085 | 有 |
| α : Z-RZ(h) | 有 | 0.565 | 無 |
| α : 横断勾配(α) | 有 | 0.576 | 有 |
| α : 道路幅員(W) | 無 | 0.097 | 無 |
| α : 台地高(D) | 無 | 0.008 | 無 |

表4 3変数及び2変数による重回帰分析

| | Z, h, α | Z, α | h, α |
|--------|----------------|-------------|-------------|
| 重相関 | 0.749 | 0.587 | 0.730 |
| F値の有意性 | 有 | 有 | 有 |
| 平行型 | 0.749 | 0.587 | 0.730 |
| 直上型 | 0.723 | 0.613 | 0.723 |
| ハアピン型 | 0.947 | 0.622 | 0.946 |

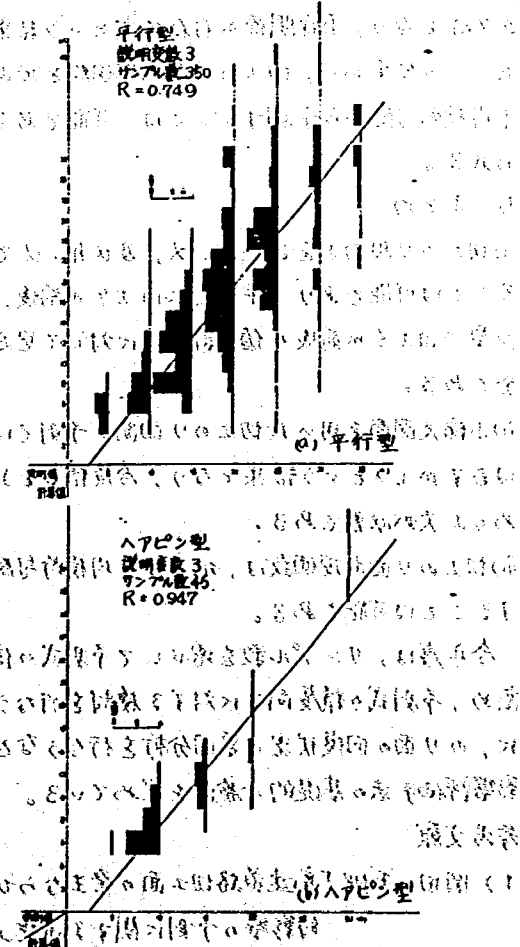


図3 計算値と実測値の頻度分布(3変数)

6に示すように変数 Z , h , α , 及び2変数 Z , α を用いた場合のいずれも相関が低く、このままの形では、切土のり面高さを予測するには問題があるという結果となった。これは、山岳道路周辺の地形が複雑多様で、1/25,000地形図にデータを移写する際の誤差及び α , Z の読み取り誤差が予測精度を落とす原因であると思われる。

4-4 切土のり面出現個数の分析

切土のり面出現個数と、地山の平均横断勾配との相関を検討したところ、図4のように直上・ハアピン型では、相関係数 $r=0.723$ の直線関係が存在し、また平行型では、特異の4路線、1(道々支勿那線), 2(栗駒山有料道路), 4(杜虎半島コバルトライン), 14(鳴門有料道路)を除いた場合は、相関係数 $r=0.733$ となり、直線関係が存在するという結果となった。この結果から、切土のり面出現個数を地山の区間平均横断勾配から予測することは、可能であると考えられる。

5. まとめ

i) 切土のり面高さを Z , h , α , 及び h , α で予測することは可能であり、平行型では ± 9 m前後、ハアピン型では ± 6 m前後の値を計算値に対して見込みは安全である。

ii) 小縮尺図面を用いた切土のり面高さ予測では、予測はむずかしいという結果となり、今後精度を上げるための工夫が必要である。

iii) 切土のり面出現個数は、地山の平均横断勾配で予測することは可能である。

今年度は、サンプル数を増やして予測式の信頼性を高め、予測式の精度向上に対する検討を行なうとともに、のり面の回復状況の要因分析を行なうなどの環境影響評価手法の基礎的な検討を進めている。

参考文献

- 1) 岡田・天他「高速道路切土面の発生ならびに景観的影響の予測に関する研究」第6回

(建設省) 国土土木学会報告集

表5 計算値に相当な実測値の存在区間

| 平行型 (3変数) | | ハアピン型 | |
|-----------|---------------|---------|-----------|
| 計算値 | 実測値 | 計算値 | 実測値 |
| 0~5 (m) | +4.5 (m) | 0~5 (m) | +4.5 (m) |
| 5~10 | ± 5.5 | 5~10 | ± 3.5 |
| 10~15 | ± 6.5 | 10~15 | ± 3.5 |
| 15~20 | ± 11.5 | 15~20 | ± 8.5 |
| 20~25 | ± 10.5 | 20~25 | |
| 25~30 | ± 13.5 | 25~30 | ± 7.5 |
| 30~35 | ± 7.5 | 平均 | ± 5.5 |
| 平均 | ± 8.5 (m) | | |

表6 小縮尺図面からの重回帰分析

| | Z, h, α | | Z, α | |
|-------|----------------|------|-------------|------|
| | 重相関 | F値検定 | 重相関 | F値検定 |
| 平行型 | 0.527 | 有 | 0.470 | 有 |
| 直上型 | 0.551 | 無 | 0.557 | 無 |
| ハアピン型 | 0.677 | 有 | 0.594 | 無 |

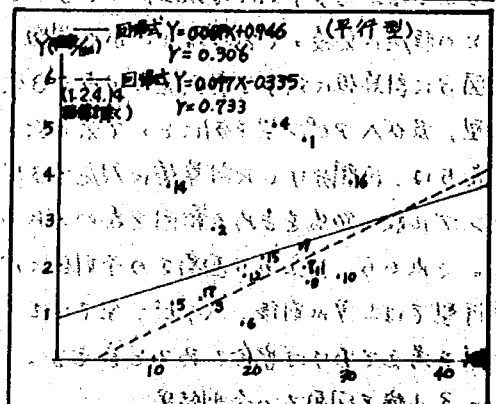
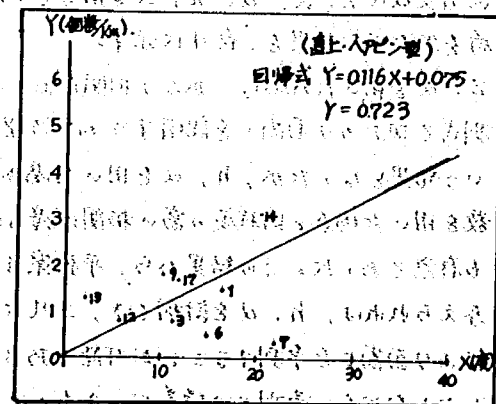


図4 切土のり面出現個数と平均横断勾配の相関

28. 建設機械の視界測定方法

機械研究室 前田 孝司

1. はじめに

建設機械を操作して作業する場合を考えると、オペレータは作業の目的、機械の性能、作業条件等を予め理解して、時時刻刻と変化する建設機械の位置、負荷や安全性等の情報に対して、最適な作業状態となるようレバー、ペダル類を操作している。これら一連の作業の中で、得られる情報は施工量・仕上程度等の作業能率や安全性に大きく影響を及ぼし、オペレータの情報は多くを視覚に依存しているため、建設機械の視界はオペレータにとって非常に重要である。最近の建設工事の事故調査（労働省産業災害統計）でも、建設機械の視界不良が原因となって生じていると想像される事故が多く報告されている。また、近年は建設機械のオペレータ保護のためR.O.P.S、F.O.P.Sのキャビンなどを設置する機会が多くなり、建設機械の視界は狭められる傾向にある。このように作業能率や安全性に大きく影響を及ぼす建設機械の視界について、操作性及び安全性との相互の関係について、十分究明されているとは言えず、これを把握、改善するために必要な視界測定方法についても、いまだ統一されていないのが現状である。

2. 目的

建設機械の最適な視界測定方法を検討するために、各方面で提案されている測定方法の、視界評価方法に対する適用性、測定精度、再現性、労力、測定上の制約及び実施上の問題点の把握を目的としたものである。

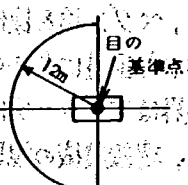
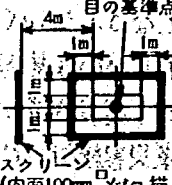
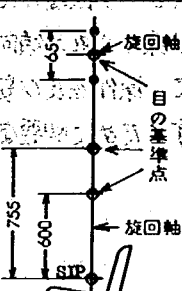
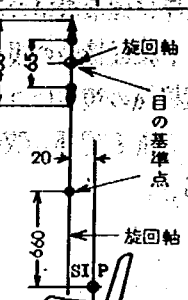
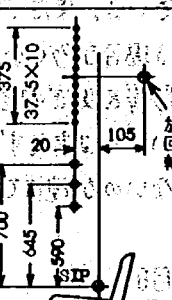
3. 方法

対象とした視界測定方法は、JIS D6503（履帯式トラクタ性能試験方法）等の機種別の性能試験方法の中で規定されている運転席視界測定の項目に基づく方法と、ISOのTC 127（土工機械に関する規格を審議する技術委員会）のSC 11（オパール分科会）で審議されている、土工機械の運転視界測定方法の中から代表的な3種類とした。表1に実施した測定方法を比較したものを示す。試験は各々の視界測定方法に従い、同一の試験車両として車輪式トラクタショベル（規格1.2m² 2柱式R.O.P.S付）の視界を測定し、比較検討を行った。なお測定にあたっては、測定結果の比較や実施上の観点から規格及び原案の一部を以下に示すよう変更して実施した。

(1) JISによる視界測定方法の調査の節で規定されている測定方法と、ISOによる視界測定方法は、運転席の運転席に座った時に、測定者の目の高さがSIP（Seat Index Point）上700mmの位置になるように座席の高さを調整した。

(2) ISO/N131による視界測定方法（図1）は、運転席の運転席に座った時に、測定者の目の位置をSIP上700mmとし、（無指向性光源）指向性光源及びトラクタの運転席の位置を比較した非可視部分（又は陰影）を測定した。この測定方法は、運転席の位置を比較した非可視部分（又は陰影）を測定した。

表-1 視界測定方法の比較

| 項目 | 測定方法 | J I S | ISO/N 131 | ISO/N 194 | ISO/N 200 |
|----------------------|------|--|---|--|--|
| 視界を判別するために用いる手段または機器 | | 測定者の目 | 無指向性光源、指向性光源、トランシット及びカメラの中からいずれかを選択 | 無指向性（と半断される）光源 | 無指向性（と半断される）光源 |
| 目又は光源等の数 | | 両眼を使用 | 2個の光源又は機器を中心間距離65mmで配置 | 2個の光源の中心間距離は65mmで左右170mmの間を移動可能 | 11個の光源を各々中心間距離37.5mmで一列に配列 |
| 視界を表現する平面及び範囲 | | 機械の置かれた地表面の全周
 | 機械の置かれた地表面及び必要に応じて機械を囲む円筒状の垂直面で全周360°の範囲
 | 機械の置かれた地表面の前方半径12mの半円の範囲
 | 機械の前方、両側方及び後方で機械に平行な垂直面
 |
| 目もしくは光源等の位置及びその回転方法 | | 目の高さの規定なし
測定者の目の地上高さを記録
測定者の上半身を回転 |  |  |  |
| 視界判別のための目または光源等の移動方法 | | 上半身を回して、視界障害物を直視し、地表面の可視部分を識別する | 無指向性光源は固定
指向性光源、トランシット及びカメラは、支持台を回転させ視界障害物を投射する | 支持台を回転させて視界障害物を投射する
視界障害物に対し直角な位置で光源を左右に移動させ最小の影を探す | 光源をそれぞれ測定方向に固定し投射する |

(3) ISO/N194による視界測定方法

目の位置にSIP上700mmを追加し、後方視界も併せ、作業姿勢の機械が置かれている地表面上360°の非可視部分を測定した。(7)ただし、3点すべて基目目の観察限界線が測定できる範囲内の中にあるため、JISによる視界測定は、測定者及び測定回数の違いによる再現性を調べるため、測定者2人について各2回ずつ測定し、他は各々の目の位置及び観察器毎に各1回実施した。図1及び図2中の(1)～(4)は測定器(1)～(4)の位置であり、(5)は測定者1の位置、(6)は測定者2の位置である。

4. 結果 20℃ 水浴中で 2 時間の果糖処理後、10℃ で 3 時間凍結保存、30℃ まで解凍後、10 分間の凍結を繰り返す。

(1) 非可視部分の形状及び面積

対象とした視界測定方法は、それぞれ視界を表現する平面や範囲が異なる。しかし、JIS, N131, N194 は、視界を表現する平面を機械の置かれた地表面としていることから、この3方法の測定結果について、非可視部分の形状及び面積を比較してみる。

JISによる方法で測定した非可視部分の形状は、図-1に示すように測定者の違いや同一測定者でも測定回数が異なると形状に差異が生じ、非可視部分の面積も10%以上の差となっていた。また、オペレータの目の位置を通る横断面で前方と後方視界に分けて見ると、特に後方視界部分について差

異が目立っている。これは測定時に身体や頭を回転させるため、身体の前さや姿勢の影響で測定時の目の位置が変化するためと考えられる。

N131の観測器の中で、トランシットは近距離に焦点を合わせることができず、非可視部分の全周を測定することは不可能であった。しかし、無指向性光源、指向性光源で測定した非可視部分の形状、面積はほぼ同様の結果となっており、両者のいずれを用いても結果に差異がないことが実証された。また、JISの非可視部分形状と比較するとN131がより詳細であるが、基本的に両者は同一であり、この方法が人間の感覚に近いものを表現できていることを示していた。

N194の最小影光源位置（視界障害物を直射し、その位置で光源を左右にスライドさせ影が最小の時）で測定した非可視部分は、図-2に示すようにJISやN131に比べて光源をスライドさせるため面積で約20%小さくなり、非可視部分の形状も、旋回軸がN131と異なっているためROPSの支柱など視界障害物の位置が機械の中央へ近づいていた。また、完全非可視部分（光源をスライドさせても常に見えない部分）は、油圧シリンダやROPSの支柱が非可視部分から除かれるため、最小影光源位置と比べて面積が約30%も減少する結果であった。

(2) 視界測定方法の得失

試験結果からそれぞれの得失を比較したものを表-2に示す。

JISによる視界測定方法は、器具をほとんど使用せず測定手順が簡易であり、目で測定するため人間の感覚をそのまま表現できる利点がある。反面、所要工数が多く前方と同様に後方視界も重要である建設機械の視界測定

方法としては、測定精度や結果の再現性があまり良いとは言えない。また、測定中に視界障害物と地表面を目で見る動作を繰り返すため、測定者の目の疲労が激しいという問題があった。

ISOの各視界測定方法は、人間の目の代わりに光源やトランシットなどを用い測定精度や結果の再現性を高めており、多少準備に時間を要するが所要工数もJISに比べて少なくすむ。しかし、使用機器が多く、光源を使用するためには周囲を十分暗くする必要があり、昼間の測定では外光遮へい設備が必要となる。また、N194やN200では光源のスライドや数を多くしてオペレータが実作業時に上体を左右に動かし実際の非可視部分を少なくしている動作を、旋回軸の位置を変えることで人間

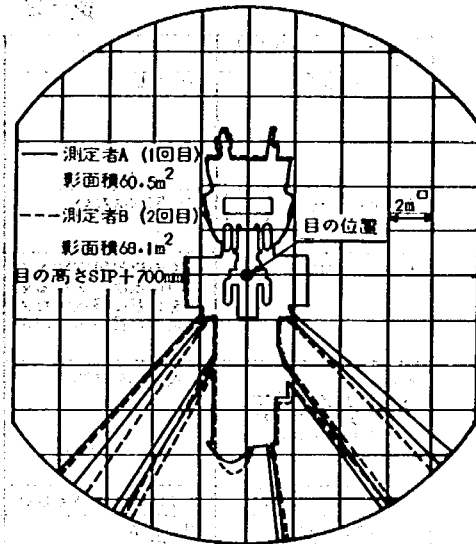


図-1 測定者による差異(JIS)

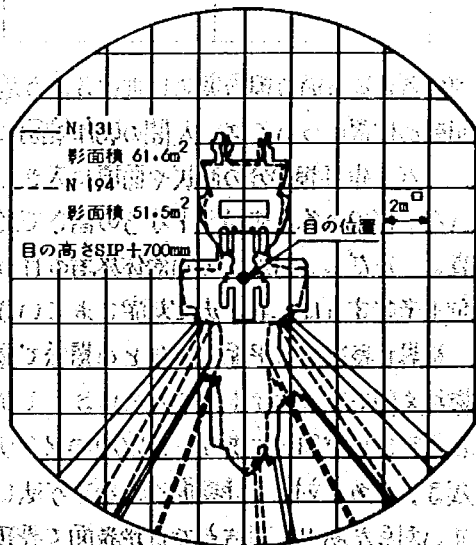


図-2 N131とN194の比較

表-2 各視界測定方法の得失

| 項目 | 測定方法 | J I S | ISO/N 131 | ISO/N 194 | ISO/N 200 |
|------------------------------------|------|--|---|---|--|
| 主な使用機器 | | 特になし | 光源、トランシットまたはカメラ
光源用等支持台（旋回可能なもの）
SIP決定用治具
必要に応じてスリット | 光源及び光源用支持台（旋回及び横移動可能なもの）
SIP決定用治具 | 光源及び光源用支持台（旋回可能なもの）
SIP決定用治具
スクリーン |
| 測定上の制約 | | 特に制約はない | 光源を使用する場合は日没後もしくは外光遮蔽設備が必要 | 日没後に行うか外光遮蔽設備が必要 | 日没後に行うか外光遮蔽設備が必要 |
| 実施上の問題点 | | 近くの視界障害物と遠方の地表面とを見る動作を交互に繰返すため測定者の目の疲労が著しい | 測量用トランシットでは近距離で焦点を結ばず、全周の測定は不可能。目の位置決め等準備に時間を要す | 目の位置決め等準備に時間を要す | 目の位置決め等準備に時間を要す |
| 所要工数
(測定1回当たり、準備から測定及び跡片けまでを含む) | | 3人×約6時間 | 無指向性光源
3人×約3.5時間
指向性光源
3人×約3.5時間
トランシット※
3人×約4.5時間 | 3人×約4時間 | 3人×約4時間 |
| 結果の精度、再現性 | | 余り良いとはいえない | 良い | やや良い | 良い |
| 非可視部分の面積
(半径12mの円内)
(単位:㎡) | | 測定者 A
1回目 63.1
2回目 60.5
測定者 B
1回目 68.1
2回目 66.0 | 無指向性光源 61.6
指向性光源 62.8
トランシット※63.1
※(トランシットは全体の約1/3しか測定できず、所要工数は実績、面積は光源の結果を補間して求めた) | 目の高さ
SIP+700mm
最小光源位置51.5
目の高さ
SIP+660mm
最小光源位置56.3
完全非可視部分40.0 | 方向 目の高さ(SIP+)
590 645 700
前、走行 0.0 0.0 0.0mm
前、作業 1:33 1:01 0:56
後右 4:25 3:79 3:87
後左 4:75 4:10 3:82
右 0:41 0:27 0:13
左 0:39 0:13 0.1 |

が後方を見る時の視界実態に近けるよう考慮している点は評価できる。しかし、光源の移動範囲や旋回軸の位置については、人間の動作範囲との妥当性についてさらに検討の必要があると考えられる。

一方、非可視部分の形状や面積に大きく影響を与える目の高さについて、JISには規定されていないが、ISOの各方法はSIPから5の高さで光源の位置を規定しており、再現性が良く、結果に統一性がある。ただし、日本人の通常体格者の目の高さはSIP上650~700mmであり、小柄なオペレータの運転も考慮すれば、各方法で規定されている光源の位置については見なおしの必要があると思われる。

視界を表現する平面は評価との関係で重要と考えられ、各方法では機械の置かれていた地表面と、機械を囲む垂直面が上げられている。しかし、垂直面はそこに描かれた図と視界障害物の位置関係を表わすことが困難であり、N 200のスクリーンなどに映る影と運転視界との関連性についても疑問が残る。これに対して地表面で表わす方法は、非可視部分の形状と機械装置の関係を感覚的に理解しやすい利点があり、現時点では地表面で表わす方法が妥当であると考えられる。

5. まとめ

建設機械の視界測定方法に関して比較試験を行った結果、JISによる方法は測定精度及び結果の再現性に問題がある。これに比べてISOで審議されている光源等を使用する方法は、精度や再現性が良く、所要工数や設備、操作の面からN 131の無指向性光源を用いる視界測定方法が最良と思われる。しかし、光源の位置の見なおしや、作業時の視界実態を考えた旋回軸の位置、光源のスライドなどの方法を取り入れていく必要があると思われる。また今後は、建設機械の視界測定方法として、作業装置自身を確認しながら作業を行うための可視性や、ミラー、ガラスを通して見える部分の評価方法など諸問題についても解明していかなければならないと考えられる。

29. 平面構造道路における自動車排出ガスの拡散特性

交通環境研究室 小沢栄師

1. まえがき

道路建設において、自動車排出ガスによる大気汚染が道路周辺の環境に与える影響を事前に検討することが強く求められている。自動車排出ガスの拡散現象は、排出源が地表に近いこと、地形の影響を受けやすいこと、自動車の走行によって排出ガスが道路内をかく乱混合されることなどの特徴がある。そこで、これを対象とした実用的で適合性の良い予測モデルを確立することが必要である。数多くの要因の影響を受け、非常に複雑である拡散現象を把握するため、平面構造道路において1年間継続して、窒素酸化物に着目し、気象も含めて実測調査を行った。その実測データを気象、交通量などの要因と濃度距離減衰の関係について検討したので、その結果を報告する。

2. 調査概要および方法

- 1) 調査地点 国道16号沿線
- 2) 道路構造 平面道路・4車線
- 3) 期間 昭和44年1月～12月
- 4) 測定項目 窒素酸化物(NO_x , NO , NO_2), オゾン(一部の期間のみ測定), 風向, 風速, 日射量, 紫外線量, 放射収支量, 大気安定度

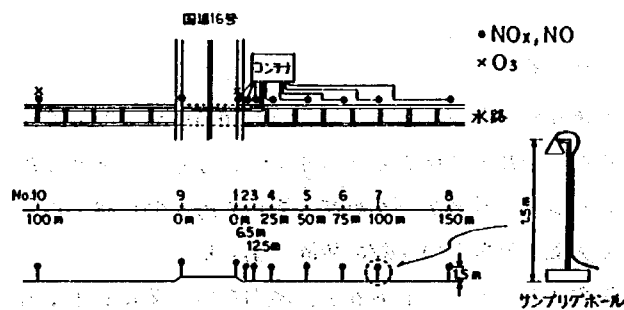


図-1 測定点配置概略図

試料採取地点は、図-1に示すように配置した。採取導管は吸着の少ないテフロン製チューブを使用し、採取口はテフロン製フィルタを装着して配管内のダストによる汚染を防ぐよう工夫し、また雨水が入りぬよう防雨カバーをつけた。窒素酸化物の採取点は走として風下方向と考えられる側に9点、反対側に2点配置し、濃度距離減衰がわかるように配置している。オゾンの採取点は風下側道路端と風上側100mの2点である。採取点はすべて地上1.5mとした。

風向風速計はコンテナ上で地上10mの位置に、日射量、紫外線量、放射収支量計はコンテナ屋上(地上約3m)にそれぞれ設置した。

交通量については、近くで実施されている常時観測データを用いた。

6) 使用測定器

調査に用いた測定器は、窒素酸化物分析計(化学発光法)、校正用ゼロガス発生装置(炭酸酸化吸着法)、校正ガス発生装置(質量流量比混合法)、ゼロ点バクサージング装置、オゾン濃度計(紫外線吸収法)、風向風速計(超音波式)、日射量および紫外線量計(波長別日射計)、放射収支量計(示差放射計)に大気安定度分類装置(日本式安定度分類)である。

記録計でも記録した。

ミニコンは、夏季期間においてコンテナ内の温度が平気以上に高くなったため運転を中止した。

7) 窒素酸化物に関する測定方法

現在、環境基準に定められている測定法はザルツマン試薬を用いる吸光光度法である。しかし、この測定法では1台の測定器で1点の測定しかできない。そのため距離減衰を調査するには測定器を数多く必要とし、価額などの問題がある。そこで、JISで定められている化学光度法を用いることとした。この測定法は、バックサンプリング法を用いることにより1台の測定器で多点同時測定が可能となる。バックサンプリング法とは、一定時間試料大気をバックに吸引したものを分析を行い、平均濃度として測定値を得る方法である。この方法では、配管での吸着損失、バック内での化学反応による濃度変化が考えられるが、過去において当研究室で、配管の長さ、バックサンプリング法と直接サンプリング法、バック内の時間変化等について調査した結果、両者に良い対応関係が得られている。

窒素酸化物分析計は、一酸化窒素高濃度標準ボンベガスを校正ガス発生装置で希釈して得られた低濃度標準ガスより、3～5日周期で校正を行った。

採取口のテフロンフィルタは、汚れに応じて交換した。

3. 結果

各項目別の有効データは、5000時間以上となっているが、解析中に分類して行くとかなり少なくなるものもあった。月別に見ると1月のデータが欠測等で極めて少なかった。

交通量は平均で約1460台/時であった。

気象データについてみると、風向を図-2に示すように分類

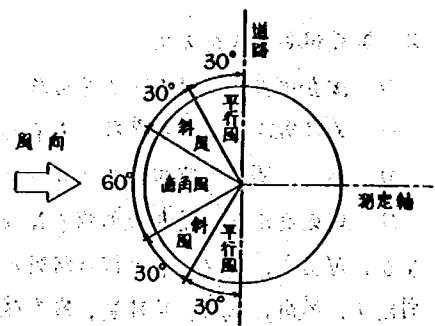


図-2 風向分類図

すると、平行風約28%、斜風約24%、垂直風約7%、逆風約41%であり、風速分布は1%以下約14%、1～3%約49%、3～6%約29%、6%以上約8%で年平均風速は約2.9%となっていた。また、大気安定度は不安定約55%、中立約49%、安定約26%で月別に見ると夏に不安定が多く、冬に安定が多くなる傾向がみられた。

各地点の年および四季別のNOx平均濃度を図-3に示す。四季別平均濃度は、冬が最も高く、秋、春、夏の順であり四季の差がはっきり現われている。

この傾向はNO、NO₂も同様であり、各地方公共団体で毎年報告されているデータと良く一致した傾向である。

NOx、NO、NO₂それぞれの年平均濃度は、道路端で約107、92、28 ppb、風下150mで約30、14、17 ppbとなっており、約50m以内ではNOとNO₂の濃度にはあまり差がなかった。冬に濃度が高いのは、安定な状態が多く拡散しにくく、逆に夏は不安定な状態が多く拡散しやすいためである。

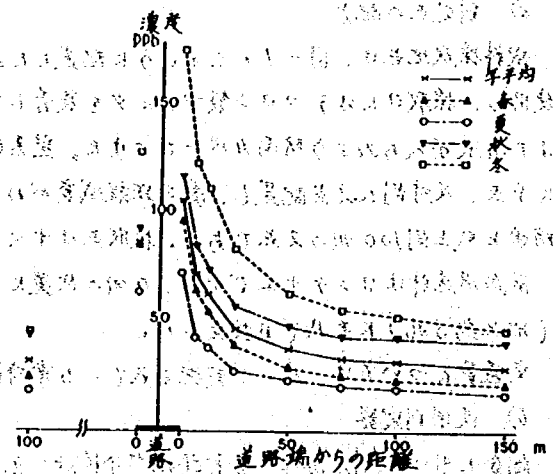


図-3 NOxの年および四季別平均濃度図

散しやすいなどにより濃度が低くなるものと考えられる。

道路端濃度と交通量の関係について図-4に NO_x の風速別に解析した結果を示す。風速が低いほど濃度が高くなる傾向がわかる。また、大気安定度別に解析した結果では、安定時に濃度が高くなる傾向があった。これらの傾向は NO についても同様に見られたが、 NO_2 については交通量が多いほど濃度は高くなるが各々の傾向ははっきりしなかった。

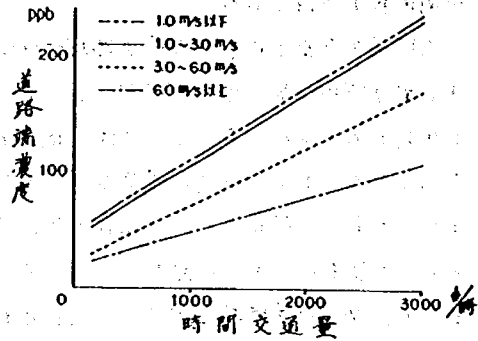


図-4 NO_x 道路端濃度と交通量の関係図

濃度距離減衰について、図-5に NO_x の年および四季

別平均濃度比を示す。夏に減衰が最も良く、冬に減衰がやや悪い傾向があり、秋が最も年平均に近い濃度比である。濃度比の差は、25mで約0.1程度で、50m以上ではあまり差はない。図-6に NO_x 、 NO 、 NO_2 の平均濃度比を示す。 NO_x と NO の減衰傾向は25m程度まで急激であり、それ以後はなだりかな減衰をしている。 NO_2 は濃度比でもかなりばらつきがあり、減衰傾向も異なっている。各々の濃度比は25mで NO_x が約0.35、 NO が約0.2、 NO_2 が約0.8、150mでは約0.1、約0.05、約0.4となっている。図-7に大気安定度別の濃度比を示す。 NO_x 、 NO 、 NO_2 ともかなりはっきりした傾向が認められる。不安定時が最も減衰が良く、中立、安定となるほど減衰は悪くなっている。また、風向別、風速別に解析した結果では、風向別には平行風が最も減衰が良く、斜風、垂直風の順に減衰が悪くなる傾向があり、風速別では風速が高いほど減衰する傾向があった。

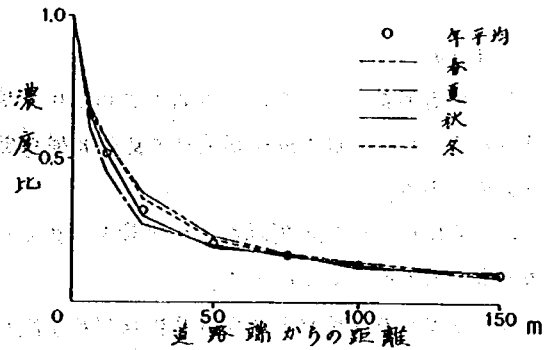


図-5 NO_x の年および四季別濃度距離減衰図

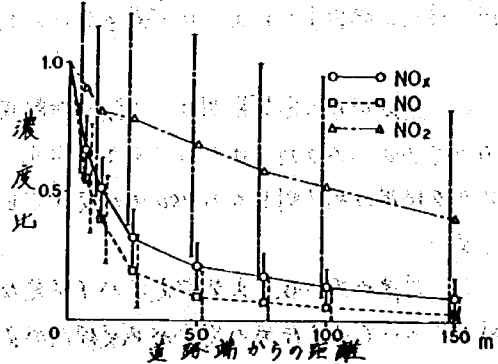


図-6 濃度距離減衰図

有効風時の風上100m地点と風下道路端のオゾン濃度を比較したものを図-8に示す。道路端濃度は風上100m地点の約半分ほどであり、これはオゾンが化学反応で減かしていると思われる。そのひとつの化学反応として $NO + O_3 \rightarrow NO_2$ がある。

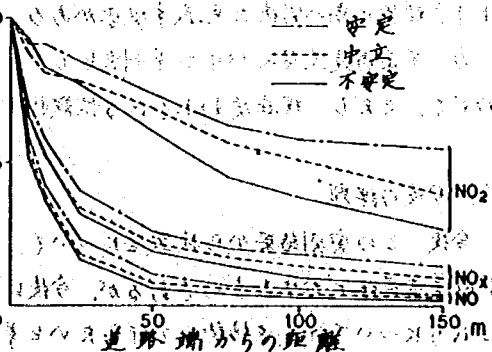


図-7 大気安定度別濃度距離減衰図

NO_x と NO_2 の関係を図-9に示す。この図は $y = ax + bx^2$ の式を仮定して回帰分析を行った結果得られたものである。データ数は15380であり、

相関係数は 0.53 である。

道路局より出されている「道路環境評価に用いる予測方法(案)昭和53年9月」の予測手法に従って計算を行った結果を図-10に示す。ここでは、地上10m風速より予測点高さ地上1.5mの風速に換算し、図中の□印は大気安定度D(中立)、○印および△印は大気安定度A(強不安定)として計算を行い各々実測値のバックグラウンド濃度を加算した。NO_xの道路端を除けば大気安定度Aの結果が実測値に良く一致している。

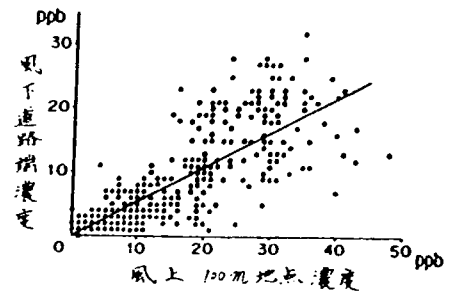


図-9 オゾン濃度比較図

4. まとめ

1) 実測調査において用いられる計測器は、精密なものが多いため、最大限使用条件を良好に維持管理する必要がある。

2) 測定において計測器および配管内のダストによる汚染を必ず防ぐようにする。

3) 各地点の濃度および距離減衰傾向から秋が最も年平均値に近しいと思われ、短期間の実測で年間の傾向を把握するには、秋が最も良いと思われる。

4) 道路からの影響範囲は、NO_xの距離減衰からみて100~150mではかなり小さくなり、濃度比が道路端の約1割となる150m程度までと考える良い。

5) 風速が高い程、大気安定度が不安定な程、風向については平行風の場合が減衰傾向が良かった。

6) オゾン濃度とNO→NO₂の間には関係があると思われる。また、NO_xとNO₂の関係についてはより信頼性の高い関係を見出す必要がある。

7) 平面構造道路における予測法として、プレーム式、パフ式を用いた方法で十分予測しうられると思われる。ただし、現在使われている拡散幅より大きい値を与える必要がある。

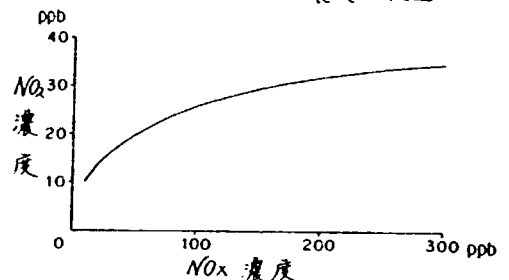


図-9 NO_xとNO₂の関係図

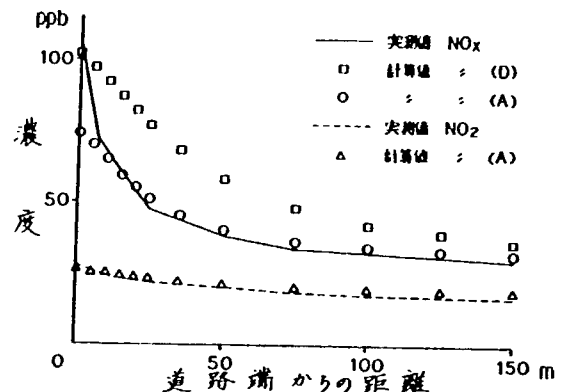


図-10 実測値と計算値の比較図

5. 今後の課題

今後、この実測結果から拡散幅について、より詳細な検討をする必要がある。さらに今回の報告は平面構造道路におけるものであるが、今後は平面以外の道路構造についても長期実測を予定しており、これらについて調査を継続して行きたいと考えている。

30. 道路整備水準の評価指標に関する検討

新交通研究室 井野 隆

1. はじめに

道路整備水準を表わす指標としては、従来、道路改良率、舗装率等が用いられてきたのであるが、道路の質および量の向上と相まって人間の意識構造や行動特性が変化してきていることから、これらの指標をそのまま用いて現状の整備水準を評価するのは不十分と考えられる。そこで、本研究では、全国道路交通情勢調査および交通量常時観測調査等の資料を用いて、交通サービスレベルといった観点から道路整備水準評価指標としての年間「飽和時間数」（交通量が設計交通容量を超過する（時間）の年間累積値）を推定する手法を提案するとともに、「旅行速度」（道路利用者が直接感ずると考えられるサービス指標）との関連について検討を行ったものである。

2. 研究目的

交通調査資料に基づき 飽和時間数の推定手法を提案するとともに、旅行速度との関連分析を行い道路整備水準評価指標としての飽和時間数の特性を明らかにすることを目的とする。

3. 既存の道路整備指標

道路整備指標には、道路の施設としての状況を説明する「道路密度」指標と、交通現象の実態を踏まえた「交通密度」指標とがある。前者は、道路改良率や舗装率のように道路施設の物理的な整備状況を示すもので、道路の改良済延長あるいは舗装済延長と実延長との比率で表わされる。また、後者は、混雑度のように交通量に対する交通機能としての道路整備度を示すもので、交通量と設計交通容量との比率で表わされる。さらに、両者の中間的性質を有する指標として整備率が挙げられるが、これは混雑度と改良率の双方を加味したもので、交通需要に対する道路整備度を表わすものである。しかしながら、これらの指標はいずれも道路を計画する際の指標として定義されており、刻々変動する交通状況との対応は必ずしも明らかでないといった問題点がある。一方、その他の指標として道路率、道路密度、交通事故率等があるが、これらについても指標と道路サービスまたは機能との関係が明確化されていないことや、数量化が困難（事故率）であるといった種々の問題点を含んでいる。このことから、従来用いられてきた道路整備指標等を考慮して、道路の使いかたとしての飽和時間数と、一般の道路利用者が直接のサービスレベルとして感ずることが出来る旅行速度との対応関係を把握すれば、どんな混み方が年間何時間位起り得るかといった確率的な捉え方で、道路整備水準の体系的な評価が可能と考えられる。

4. 飽和時間数の推定手法

飽和時間数は、時間交通量を対象としているために通常日交通量を対象とする「混雑度」に比べ、ドライバーなどの道路利用者からみれば具体的にサービスレベルを示す指標となる面もある。飽和時

飽和数は、それが1時間毎の短時間における区間の交通状況を表すために、日交通量の大小だけでなく、時間変動パターンの影響を大きく受けるものである。また、この時間変動パターンは、季節別、曜日などによる影響も大きく受けることが多い。そこで、これら飽和時間数を決定する諸要因を分析し、代表的な要因から飽和時間数を推定する手法について考えることにする。

4-1 飽和時間数と混雑度

混雑度と飽和時間数はともに交通量と交通容量の需給バランス状況を示す類似した指標である。図-1は、全国の常観地点の年平均混雑度と飽和時間数の関係を示したものである。この図によれば、両者は強い関連性がある。しかし、同じ混雑度であってもその飽和時間数には大きな差がみられる。これは飽和時間数がADT(年平均日交通量)のみではなく、交通量の時間変動にも強い関連があるからである。

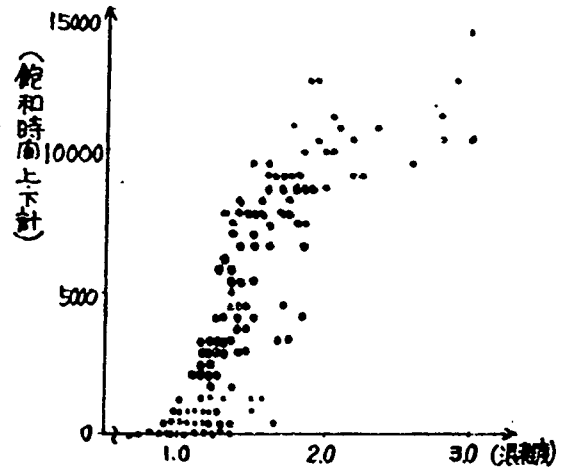


図-1 年平均混雑度と飽和時間

4-2 飽和時間数と交通量変動指標

飽和時間数を規定する要因の抽出ならびに、交通指標間の相互作用を見るために、混雑度リンク別に飽和時間数を被説明変数とした線形回帰分析を行った。それらの結果を表-1に示す。

表-1 飽和時間の回帰分析

この表より飽和時間数と相関の強い交通指標はK値(年平均日交通量に対する30番目時間交通量の比率をいう)であり、次いで、日変動係数、ピーク時間係数となっている。また、線形回帰分析の結果では、混雑度リンクにより多少異なるが、ケース(4)と(3)とがほぼ同じ程度の高い説明力(重相関係数)を示している。ケース(1)(2)の説明力が比較的低いのは、日変動係数、ピーク時間係数はそれぞれ単独では交通量の年間時間変動の一部しか表わしていない指標であるためである。

| 混雑度リンク | ケース | 混雑度 | 時間係数 | 日変動係数 | K値 | 定数 | 決定係数 | 備考 |
|--------|-----|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------------|
| 1.2 | 1 | 0.46 | -0.58 | -0.59 | -0.66 | -6384 | 0.696 | 日変動係数0.128 |
| | 2 | 6796 | -7254 | - | - | -2885 | 0.748 | ピーク時間係数7.73 |
| | 3 | 17972 | - | -771 | - | -2469 | 0.820 | 日変動係数52 |
| | 4 | 17164 | -4999 | -606 | - | -270 | 0.749 | |
| 1.6 | 1 | 0.37 | -0.81 | -0.57 | -0.66 | -2895 | 0.831 | 時間係数0.113 |
| | 2 | 5162 | -23428 | - | - | -2635 | 0.606 | 日変動係数7.65 |
| | 3 | 6149 | - | -1291 | - | -157 | 0.835 | ピーク時間係数22 |
| | 4 | 4596 | -21755 | -256 | - | -470 | 0.703 | |
| 2.0 | 1 | 0.54 | -0.37 | -0.54 | -0.64 | -3761 | 0.679 | 日変動係数0.092 |
| | 2 | 951 | -8025 | - | - | -6422 | 0.893 | ピーク時間係数7.11 |
| | 3 | 1225 | - | -571 | - | -6593 | 0.936 | 日変動係数14 |
| | 4 | 1238 | -5997 | -527 | - | -457 | 0.952 | |

注) * Fpは、平均値を示す。

ケース(3)は、この2つの指標の両方で全時間変動を示すため説明力が高くなっている。なお、K値は単独で年間の全時間変動を示す指標であるためであり、飽和時間数を決定する重要な要因となる時間交通量順位図を代表する指標となっているために、ケース(4)の説明力が高くなっている。

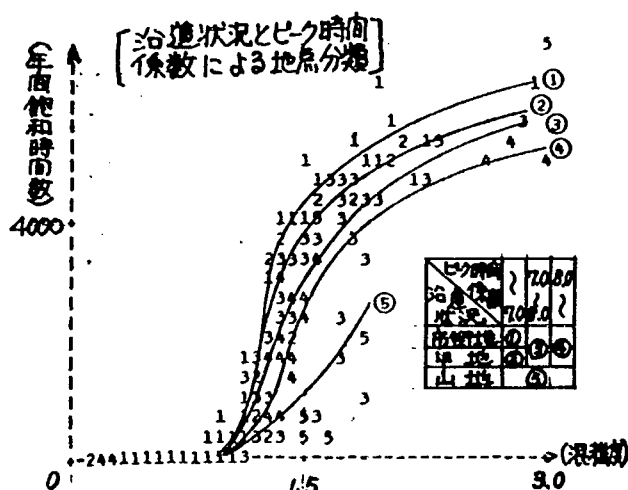
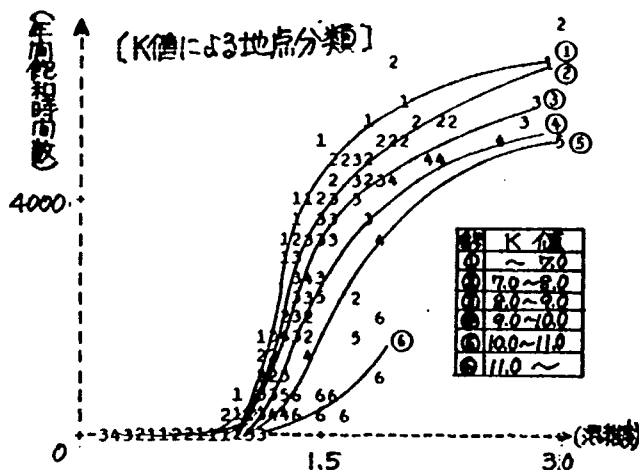
4-3 飽和時間数の推定

同一混雑度における飽和時間数の大小を説明する指標としては、次の理由でK値が最も良い。

● 飽和時向数と交通量の時向変動の関係を直接的に説明できる時向交通量順位図の代表指標である。

● 多くの交通量変動指標の中で飽和時向数との相関が最も高い。

そこで、K値と混雑度から飽和時向数を推計するモデルを作成した。その結果を図-2 (K値による地点分類) を示す。なお、K値は、年間8760時向の全時向交通量を観測しなければ得られない指標であり、常時観測調査地点以外の道路でK値を得ることは困難であるので、K値に代る1日観測で得られる交通指標を用いて別の手法で飽和時向数を推計することとした。この場合1日観測で得られる交通量時向変動指標はピーク時向係数と昼夜率であるが、夜向に道路が使用している道路は少ないため昼夜率で飽和時向数を説明することは適切でない。そこで、ピーク時向係数のみとなるが、これのみでは説明力が不足するため治道状況を加え、これらと混雑度から年間飽和時向数を推計するモデルを作成した。その結果を図-2 (治道状況とピーク時向係数による地点分類) に示す。



注) 図中の数字は、地点分類されたグループ番号を示す。

図-2 年平均混雑度による年間飽和時向推計モデル

5. 推計結果と考察

全国道路交通情勢調査資料(関東地域, S52, 55年度)に基づいて、上記方法(近似曲線を用いた場合)により年間飽和時向数を推定し、道路整備の状況(道路延長)および旅行速度との関係について分析を行った。

5-1 年間飽和時向数の推定

治道状況とピーク時向係数により地点分類を行い、道路種別ごとに当該道路の混雑度から年間飽和時向数を算出した。その結果を表-2に示す。なお、混雑度は、24時向交通量を用いるべきであるが観測地点が少なく道路整備量との関係を把握するためには不十分と考えられる。そこで、12時向観測地点については、12時向交通量と治道状況別昼夜率(道路構造令)から求まる24時向推定交通量により混雑度を推定することとした。

表-2 道路種別・沿道状況別 年間飽和時間数

| 道路種別 | 沿道状況 | 区間数 | 年間飽和時間数 | | 年間(24時間)平均走行速度 | | 走行時間(分) | 備考 |
|---------------|------|------|--------------|--------------|----------------|--------------|------------------|------------------|
| | | | 平均(分) | 平均(時速) | 平均(分) | 平均(時速) | | |
| 一般国道
(直轄) | DID | 148 | 1739
1934 | 2.03
2.01 | 26.8
24.9 | 0.64
0.62 | 33876 | 道路延長
(市町村道以上) |
| | 市街地 | 65 | 1422
2127 | 1.66
2.21 | 35.6
31.6 | 0.85
0.79 | | |
| | 平地 | 93 | 3010
2034 | 3.51
2.11 | 39.9
36.9 | 0.96
0.92 | 95627 | |
| | 山地 | 45 | 526
540 | 0.61
0.56 | 49.8
45.9 | 1.19
1.14 | | |
| 一般国道
(その他) | DID | 71 | 1000
1529 | 1.17
1.59 | 32.5
30.3 | 0.78
0.75 | 23392 | |
| | 市街地 | 92 | 801
1051 | 0.93
1.09 | 38.5
37.0 | 0.92
0.92 | | |
| | 平地 | 199 | 976
1098 | 1.14
1.14 | 44.0
42.1 | 1.06
1.05 | 24903 | |
| | 山地 | 128 | 502
379 | 0.59
0.39 | 50.2
49.9 | 1.20
1.24 | | |
| 地方道 | DID | 782 | 1031
1339 | 1.20
1.39 | 30.3
29.2 | 0.73
0.73 | 80778 | |
| | 市街地 | 464 | 694
751 | 0.81
0.78 | 39.0
40.1 | 0.94
1.00 | | |
| | 平地 | 1406 | 767
770 | 0.89
0.80 | 46.0
45.0 | 1.10
1.12 | 92372 | |
| | 山地 | 685 | 455
490 | 0.53
0.51 | 50.2
49.2 | 1.20
1.22 | | |
| 全平均 | — | — | 857
963 | 1.00
1.00 | 41.7
40.2 | 1.00
1.00 | — | |
| 合計 | — | 4178 | — | — | — | — | 138046
152912 | |

注) 昭和55年度全国道路交通情勢調査(一般道路調査)の集計結果を示す。

5-2 指標の相互関係

年間飽和時間数は、混雑度あるいはピーク時間係数といった交通変動指標に支配される指標であるが、表-2からも明らかのように旅行速度とかなり強い負の相関($r = -0.830$)があり、道路の平均的な使いかた、あるいは走行性を示す一指標と考えられる。そこで、情勢調査対象区画内の年間飽和時間数をみると、関東圏内では全平均の約1割が飽和しており、とくに一般国道の平地部では約2割(昭和52年では3割)が飽和していることがわかる。一方、昭和52年と55年の2年次比較では、年間飽和時間数に因しては一般国道(直轄)の平地部および一般国道(その他)の山地部において改善がみられるが、走行性についてはその傾向はみられない。これは、道路延長の増加率が2%(市町村道以上)であるのに対し、走行台キロでみると10%(一般国道及び地方道)と高い増加率を示しており、全体としての道路の利用率が高まっていることから、一般的な傾向として走行性が低下しているものと考えられる。

6. おわりに

本研究では、道路の使いかたとしての代表指標と考えられる年間飽和時間数の推定手法について分析を行ったものであるが、今後は、道路利用者(運転者、沿道住民等)を対象とした意識調査等の結果を踏まえて、道路整備指標としての年間飽和時間数の設定目標値について検討する必要がある。