

土木研究所資料 第1167号

第 15 回

土木研究所研究発表会資料

昭和51年10月21・22日

建設省土木研究所

目 次

(指定課題 (計測技術))

1. スリットカメラによる車流計測の一手法 道路研究室 河 野 辰 男... 3
2. 気球を利用した空中写真による地形および流れの観測 鹿島試験場 馬 場 亨...11
3. 水中の栄養塩類の連続自動測定 三次処理
研 究 室 京 才 俊 則...17
4. 湛水に伴なうフィルダムの挙動測定と安全管理 フィルダム
研 究 室 松 本 徳 久...25
5. 集団の意識の推計手法について 耐震研究室 田 崎 忠 行...33
6. 地すべり地におけるすべり面の計測法について 地すべり
研 究 室 山 田 曙...41
7. 植生の導入と成功度を表わす指標について 砂防研究室 山 内 修...49
8. 法面の変状とその測定について 土質研究室 石 塚 廣 史...57
9. コンクリートの断熱温度上昇の測定 コンクリート
研 究 室 佐 取 一 男...65
10. 橋桁に作用する非定常空気力の計測とその応用 構造研究室 野 村 一 夫...73
11. 地盤の動的変形特性の測定法 振動研究室 高 木 義 和...83

(自 由 課 題)

12. 道路小構造物 (測溝, 全巻パイプカルバート) の簡易設計法の システム課 富 安 文 夫...91
一提案
13. 沈埋トンネルの可撓性継手について トンネル
研 究 室 丸 山 要...99
14. コンクリート部材の終局限界状態の検討 橋梁研究室 百 田 国 広...107
15. 湖沼の底泥からの栄養塩類の溶出 水質研究室 長谷川 清...115

16. 地すべり地における地下水の水質分析について	地すべり研究室 長 溝 忍	123
17. すべり止め舗装用エポキシ系樹脂の性状について	化学研究室 坂 本 浩 行	131
18. コンクリートの養生温度と強度との関係についての一実験	コンクリート研究室 樽 沼 昌 明	139
19. 各種舗装路盤の支持力効果と等値換算係数の推定	舗装研究室 安 崎 裕	147
—大日, 横戸試験舗装の結果から—		
20. 混合粒径砂の流砂量	河川研究室 葛 西 敏 彦	155
21. ダム放流管流入口の圧力降下について	篠崎試験所 波多野 茂 幸	165
22. 都市化による流出機構の変化	水文研究室 長谷川 正	173
—石神井川における事例調査—		
23. 貯水池計画への日降水シミュレーション手法	水資源開発研究室 小 林 隆 幸	185
24. 岩石の振動切削効果の適用について	機械研究室 石 島 威	193
25. 棒状振動機による水浸砂の締固め実験	施工研究室 岩 井 茂 雄	199
26. 鋼管杭の先端閉塞効果について	基礎研究室 島 崎 一 男	207

指定課題（計測技術）

1. スリットカメラによる

車流計測の一手法

道 路 研 究 室

河 野 辰 男

スリットカメラによる車流計測の一手法

道路研究室 小林 達夫

河野 辰男

§1 まえがき

混雑している道路交通の諸問題の解明と対応策の早期実施が要求されている昨今ではあるが、現状を充分に知らずして、期待される成果を得るような将来計画を立てることは困難であるし、適確な交通運用を実施するためにも各種変動の特性を把握しておくことが必要であろう。道路交通現象についての調査・解明は各方面で実施されてきているにもかかわらず、一般道路におけるそれは、高速道路に比べるとかなり遅れている。交通現象をとらえるための要素は数多くあり、容易に把握できるものから、かなり困難なものまで幅広いものである。又、これらの計測手段も、直接人間の目を通して得るものから、自動収集できる機器、システムを利用するものまで様々である。現状の調査方法をみると、たとえば速度調査の場合は、レーダー・スピードメーターを用いる方法、ストップウォッチを用いての2点間調査、速度型の車両感知器による方法、試験走行法等があり、車種構成については、人手による方法、メモモーションカメラを用いる方法、車頭時間調査はペンレコ等を用いて人手により記録する方法等があるが、これらの多くは、労力のわりには取得される計測値の種類が少なく、たゞそこで道路研究室においては、この他に計測の精度、解析の容易、機器、システムの規模等を考え合わせて交通現象調査の一助とすべく、交通流の微視的要素である交通量、速度、オキュパンシー、車種構成、車間距離、車頭時間等を一括して計測するための機器及び処理法の開発を進めてきたが、この度、撮影、画像処理及び解析の一連の車流計測技術の一手法を確立したので、ここに報告するものである。

撮影機としては、競争競技の着順判定において使用されているスリットカメラを改造したものをを用いている。このスリットカメラで撮影されるものは、地点における車流の時間的変化の状態であり、厳密には3メートル前後の区間の交通流をとらえている。

本報告は、スリットカメラの原理及び構造、撮影方法、画像処理、解析方法について述べ、終わりに調査結果の一例を載げる。

§2. スリットカメラについて

スリットカメラは、図-1に示すような構造のカメラで、被写体の像の内、スリット（細いすきま）を通る部分のみがフィルム面上に写される。フィルムは一定の送り速度で連続的に送られる。従ってフィルム面上に連続して写される被写体の像は、ある一線上の時間的変化を示すものである。そこで、この原理を利用して道路交通現象撮影用につくられた

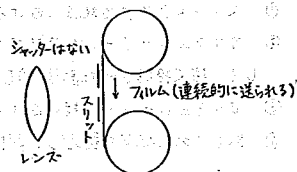


図-1 スリットカメラの構造



カメラが写真-1に示すカメラである。このカメラは、カメラ本体とその作動を種々の撮影方針あるいは条件等によって変えることのできる制御部分から構成されており、その仕様は次のようになっている。

型式名	EMC-3500 (株) ナック 製)
使用フィルム	35mm パーフォーレーション付
スリット幅	0~2mm 可変
スリット長さ	2.7mm
フィルム送り速度	7, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60, 70 mm/s の9段階可変
タイミングマーク	3桁の数字を一定時間ごとに写し込む 1, 2, 5, 10秒の4段階可変
外部信号	端子ON時にマークを写し込む
フィルム容量	122 m (400ft)

またこのカメラは、写真-2で示すように、レンズの前に上下に二つの眼になっている。特殊な装置が取り付けられている。これは、二現象撮影装置といい、図-2に示すように、二つの眼の下眼は、まずA点を、上の眼はある角度(θ)をずらしてB点をプリズムによってねらうようにしてあり、フィルム面には、下半分、上半分に分けて、A、B二つの撮影地点が同時に写されるようにした装置である。A、B間の距離はカメラから撮影地点Aまでの距離とθラジアンの関係から求めている。

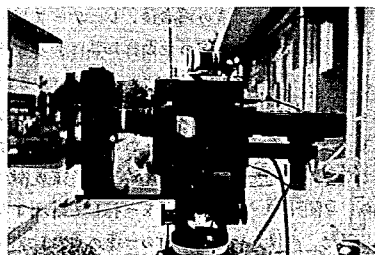


写真-2

§3. 車流計測フロー

図-3に示す車流計測フローチャートの概要を以下に示す。

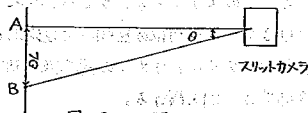


図-2 二現象撮影

- ① スリットカメラで地点における車流の時間的変化を35mmフィルム上に撮り込む。
- ② カリキュレーター、グラフペン、モーションアナライザーを組み合わせて画像処理機を使用して、拡大撮影された画像を読み取る。
- ③ カリキュレーターに接続されているプリンターに、読み取り、及び計算結果が出力される。
- ④ 出力された結果を整理し、解析を行なう。

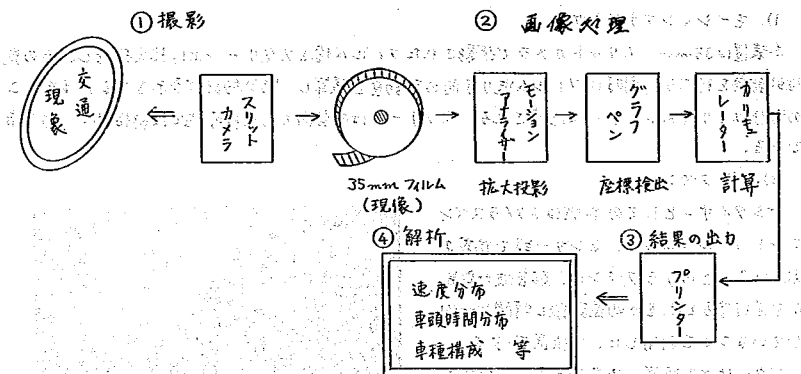


図-3 車流計測フローチャート

§4. 撮影方法

次に、スリットカメラで道路上における交通流を撮影する場合、カメラの機能的な面から、道路から30m以上離れた見通しの良い場所にカメラが据付けられることが要求される。特に、片側2車線以上の道路においては、車が複数車線を同時走行するため、それぞれの車の走行する車線の位置を解析が段階において撮影したフィルムから容易に判断できるようにするため、道路を見下ろすことのできる場所、例えばビルの上、といったようなところにカメラが据付けられることが望ましい。また、撮影前の段階で、スリット幅、フィルム送り速度、タイミングマークの間隔及び二現象撮影装置の振り角度等、マニュアル的に変更されることから、できるだけフィルム面には、解析しやすく撮影することが必要である。従って、撮影するにあたっては、これらを交通流のうちの何に重点をおくか、さらに一般道路、高速道路等、道路の種類及びそれに伴う車の速度、カメラから撮影地点までの距離などを考慮して決定する。

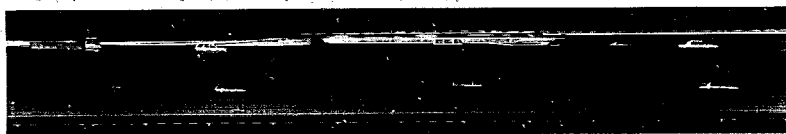


写真-3

§5. 処理方法

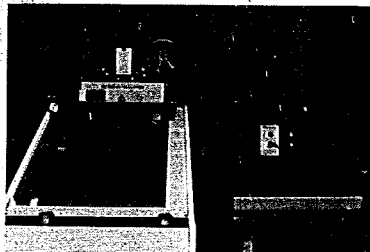
5.1 処理装置

1). モーションアナライザ

本装置は35mm スリットカメラで撮影されたフィルム像をスクリーン上に拡大投影し、その定性的観察を行なうと同時にフィルム送り方向の移動量を積算し、電氣的計数表示をする。また、この数値はカリキュレーターに記憶される。スクリーンは明室内でも使用可能で投影倍率は、約7倍である。

2). グラフペン

デジタイザーとしての本機はスタイラスペンコントロールユニット、センサー部で構成されている。このグラフペンは、超音波が空気中を進行するとき、その到達距離と時間が比例していることを利用した、「位置データをデジタル化する装置」である。また、特定の座標点に英数字を割り当てて、必要に応じた文字及び命令をペンを入力することができる。



3). カリキュレーター

本機に登録した処理プログラムにより、機器の制御及び演算を行なう。プログラムの入力には、磁気カードを用いている。

写真-4

5. 2. 処理手順

アナライザのフィルム装置にフィルムをセットし、スクリーンに画像を投影する。そして、その画像(車両)の座標値をグラフペンで読み取る。読み取り項目としては、任意のタイミングマーク、各車両の車種及びA点での撮影画像の車頭(A₁)、車尾(A₂)、B点での車頭(B₁)、車尾(B₂)が必要である。フィルムの送り方向がX座標の移動量であり、時間軸である。随時、フィルムを送ることで車流の時間的变化を求めるものである。

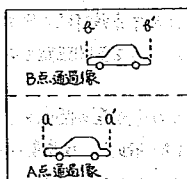
○車種分類

車種の判別は主に、形状、大きさ、長さ等基にした経験的知識に頼っているが、かなりこまかい分類も可能である。判別の難易、必要度、機械的な制限により、現在は10種類に分類している。

- | | |
|------------|-----------|
| 1. 軽乗用車 | 6. 軽貨物車 |
| 2. 小型、普通乗用 | 7. 小型貨物 |
| 3. マイクロバス | 8. 普通貨物 |
| 4. 大型バス | 9. 大型貨物 |
| 5. ライトバン | 10. 特殊用途車 |

○計算式

カリキュレタによるプログラム演算は、以下の式による。



DL: 視準点のずれ(点A,B間の距離) [m]

a_i, a'_i, b_i, b'_i : 1秒目の車両の各点の通過時間 [Sec]

A, B間平均通過時間

車頭 $AF = (a_i + b'_i/2)$ 車尾 $AR = (a'_i + b_i/2)$

A, B間通過に要した時間

車頭 $DF = b_i - a_i$ 車尾 $DR = b'_i - a'_i$

図-4 解析像 平均占有時間 $DA = AR - AF$

前車のB点通過後の速度(VF)

$$VF = V_{i-1} / 3.6 + 9.8 \cdot d \cdot (b'_i - a_i)$$

とすると 各特性値は次のようにして求められる。

車頭がA点通過時の速度

$$V_i = 3.6 \times DL \left(\frac{1}{DF} + \frac{DD}{DR \times DA} \right)$$

A, B間での加速度

$$a_i = \frac{DL \times DD}{9.8 \times DF \times DR \times DA}$$

車長

$$CL_i = \frac{DL \times DA \times (DR + DF)}{2 \times DR \times DF} \times \left[1.0 - \left(\frac{DD}{DA} \right)^2 \right]$$

車頭時間 $TH_i = a_i - a_{i-1}$

車間時間 $TT_i = a_i - a'_{i-1}$

但し、 $DD = (DR - DF) / 2$

車間距離 $LT_i = DL + (a_i - b'_{i-1}) \times VF$

以上の結果、次の9項目がプリンター出力される。

- ① 車両通過順番号
- ② 車両通過時間
- ③ 車種
- ④ 車頭時間
- ⑤ 車間距離
- ⑥ 車長
- ⑦ 車間時間
- ⑧ 速度
- ⑨ 加速度

§6. 調査結果とまとめ

以上の計測機器を用いて調査・解析した一例を示す。

調査場所 国道14号線千葉市幸町上り方向内側車線(4車線道路)

調査日時 昭和51年7月26日(月) 快晴 11時30分～12時30分

撮影条件 フィルム速度 30mm/sec 撮影点までの距離 70m

スリット幅 0.05mm タイミングマーク 1sec毎

振り目盛 7.5(62.88ミリアン) 振り幅 4.4m

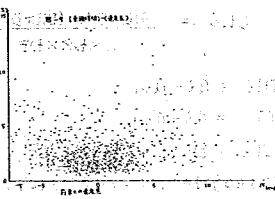
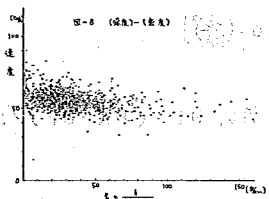
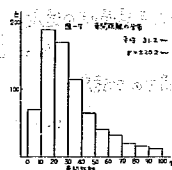
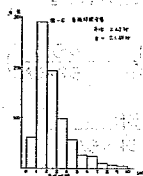
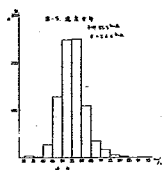
これらの条件で計測し、得られた結果を車種別に整理したのが表-1である。これを見ると、車種による走行速度の差はほとんどみられず、貨物車の多いのが目立つ。比較的交通量の少ない時間帯であるため平均速度も高く、その分布も図-5の通り正規分布に近いことから、制限速度60km/hを考慮しての希望速度に近い状態で走行していることがうかがえる。又、図-6に示す車頭時間の分布を見ると、99%の車が1〜4秒程度の範囲内の車頭時間で前車に追従している。これを車間距離で見ると、15〜35m程度で、分布は図-7に示す結果が得られた。

図-8に速度と微小区間の相対密度の関係を、図-9には車頭時間と前車との速度差の関係をプロットしてみたが、相関関係を得るまでには至らなかった。しかし追従条件を一般的に、速度差 $-5 \leq \Delta V \leq +10$ km/h、車頭時間を4秒以内とする考えがあるが、今回の調査結果からもこのことが幾分みられた。

表-1 車種別走行状況

	軽自動車 台数	2100 以下	2100 以上	2100 以下	2100 以上	普通車	大型車	バス	トラック	TOTAL	平均 速度	標準 偏差	
交通量 (台)	14	331	1	2	105	8	126	76	100	63	8.26	45.2	20.0
平均速度 (km/h)	56.2	55.9	(47.7)	(58.3)	55.8	55.0	56.3	56.1	55.6	56.1	55.5		
平均車頭 (秒)	2.0	4.1	4.9	11.2	4.1	3.0	4.4	6.7	9.9	9.8			

(平均車頭=4.3%)



8.7. あとがき

今回の報告は計測手法の紹介にとどめたが、今後は次の点に着目して効果的な調査、解析及び結果の利用法を明確にしていく予定である。1) 交通量常時観測等の調査結果から得られる経年変化、季節変動、曜日変動等にも本調査結果を加味した解析を行ない、各種変動特性を明らかにし、路線の性格づけを行う。2) 各車の速度差がなくなるような状態及び自由走行時の状態での速度、車頭時間等の分布、車群の大きさや追従状態等を道路条件をも含めて調査、解析し、各要素間の相関関係を調べ、路線に合った関係式をみいだす。

尚、本機器は、車流計測だけでなく車両感知器の精度調査にも使用しているし、使用方法の工夫及び改良によっては他分野においても利用できるものと思われる。

2. 気球を利用した空中写真による

地形および流れの観測

鹿 島 試 験 所

馬 場 亨

気球を利用した空中写真による地形および流れの観測

鹿島試験所 馬場 亨

1) はじめに

写真は、我々が日常生活の中でよく用いられてゐるものの一つであるが、情報集積、資料保存、各種の計測・測定、等の目的のためにも広範囲は分野にわたって多面的に利用されてゐる。

使用機種は、35mmカメラ、特殊カメラ、8mm、16mm撮影機、等、様々なのが使用されてゐる。

本課題の空中写真関係からみると、特殊カメラによつて、地形測量、洪水流観測等、現地に対照として軽飛行機から撮影する航空写真測量が行われており、近年の写真測量技術の発達は、測量法として欠くことのできないものとなつてゐる。

航空写真測量のような大規模は測量の他に、右横の発掘現場、阿字ヶ浦海浜調査（海岸研究所）のような小規模の測量には、気球を利用した観測法が行われており、ことに阿字ヶ浦の海浜調査では、世界でも初めといわゆる海岸海浜流測定に成功する成果を収め、空中写真の長所が充分に生かされてゐることになった。

当試験所における従来の模型実験写真は、地上、あるいは約7m塔上からの撮影で、写真による計測にはほとんどできないものが多かったが、阿字ヶ浦の成功例が動機となつて、河川、海岸の大型水理模型実験の計測法の一つとして、気球による空中写真が潮流、流速、河床変化、等の測定に對しての適否について調べたことにした。その試験結果と報告する。

2) 撮影に必要な機材および撮影準備

気球による空中写真撮影には次のような諸機材が必要となる。

- ① 気球（卵型、体積=33m³、径=37m×4.55m）
- ② ガス（水素またはヘリウム）
- ③ カメラ（モータードライブ付、遠隔操作可能なもの）
- ④ ロープ（ポリエステル製）
- ⑤ 係留杭
- ⑥ 標識
- ⑦ 気球格納庫
- ⑧ 流速測定用浮子（ラワン合板、厚5mm、5cm×5cm）
- ⑨ 流向測定用色素（水性ペイント）

撮影前に準備しなければならないのは次のようである。

(1) 標識の設置

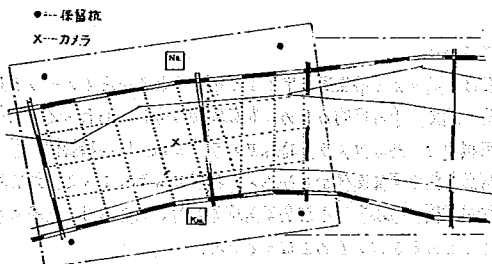
標識は写真の測定に必要なもので、予め撮影範囲内の任意の箇所へ目的に応じた色別のごまきものと設け、距離、高さの測定としておき、解析する際の基準とするものである。

(2) 撮影位置固定用係留航の設置

係留航の位置は、使用レンズの画角、カメラの高度を決めると、カメラの撮影範囲を知ることができ、写真の重複させる割合を考慮するとカメラの固定する位置が確定し、カメラの固定位置から等距離になるような長さに同じ高さで設置する。

(3) 気球へのガス充填

ヘリウムガスは、通常150気圧でボンベに入っているため、気球充填用のノズルを使用しゆっくり充填しなければならぬ。ボンベ1本の



ヘリウムガス体積は8〜7セであるから5〜6本のボンベが必要となる。

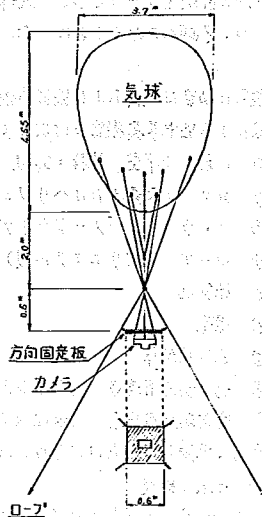
(4) 気球へのロープ取り付け

気球は無風状態ならば、1本のロープで充分操作することが可能であるが、測定時間帯での無風はまれで、多くの場合最低2本を必要とする。河川模型のように、細長く、わん曲している被写体で、普通用いている88mmカメラを使用する場合、カメラの位置、方向をなるべく予定した所に固定させるために4本のロープを用いる必要がある。

(5) カメラの吊り下げ方式

カメラを吊り下げるためには、カメラを保持するカプセルが必要で、カメラの水平を保てるようにした箱形のカプセルを作製した。吊り方は係留ロープの本数、カメラの種類によって異なってくるが今回の場合には、4本のロープと=CONF2を使用したので、カメラを水平に保つと同時に、所定の方向に固定されるような方式について、いろいろ試みた結果、図示したような固定版を用いるのが最も簡単に効果的であることがわかった。

以上の準備が終了すると、気球を揚げ、撮影を開始する。



3) 撮影方法

気球の揚げ方については、風速に注意するだけでよく、その他は特にない。

今回、撮影の対照とした河川模型の入まさは、階10〜

15m、長さ200mの大型移動床模型と、この全模型を1コマに収めるためにはカメラ高度が約130m必要であつて、このような写真からの判読はほとんどできない。そこで、この模型を2枚の写真を重複度も考慮して撮影範囲を11コマに分割し、カメラ高度を風の強さによって18~30mとなるようにして撮影することにした。撮影位置は、予め係留杭を設置しておくの上、上・下流いづれの側からでも順次移動させながら撮影を進めることとなる。

河床変化状況は、所定の実験時間内に於いて、一定時間間隔で通水と止めた後に撮影する。

流速分布の場合は、撮影範囲内に浮子が一様密度で散在している状態に投入し、毎秒3コマの撮影を行う。

流向については、3種類に色分けした色素をそれぞれ適当な濃度に希釈し、3~4本の流線が現れるように上流から連続的に流下させてから撮影する。

なお、シャッター速度は、ほとんどの場合、 $\frac{1}{250}$ 秒とし、カラーフィルムを使用した。

4) 撮影結果

以上のように気球による空中写真撮影を試みた結果、次のようなことが知られた。

- ① 気球が受ける風の影響は、流速3%以上の強さがある場合には激しくゆれるばかりでなく、墜落の危険を主とするので撮影は不可能である。流速3%以下の場合には撮影条件がよい。
- ② 気球の高度は、20m位が適当であつた。
- ③ 気球内のヘリウムガスは、1ヶ月当り10%程度抜け出す。
- ④ 朝9時、夕3時頃が比較的に多くの撮影可能時間帯とされたため、写真の色調が一定せず河床変化の判読が困難とされた場合も主じた。
- ⑤ 今回の試験撮影では、カメラブレがほとんどなくなり鮮明画像を得ることができた。
- ⑥ カメラの傾きが5°以内であれば、歪修正の必要はないようである。
- ⑦ 風は非定常的に吹くおそれがあるので、気球の高度が一定に保てはかたたり、カメラの傾きが主じたりする。したがって、撮影された11コマの写真と平面図のように繋ぎ合わせると若干の“ズレ”が生ずる。
- ⑧ カビオ版に引延した写真からの距離の誤取り最小単位は5cmであつた。
- ⑨ 流速は、プロベラ型流速計の測定値と比較すると、 $V=30\%$ 以上の場合は約20%、以下では約30%、大まな値となつた。
- ⑩ 流速分布の解明には、コマ撮りした2枚の写真から浮子の移動距離を追跡することとなるが、その手数が非常にかかる欠点がある。
- ⑪ 色素は、赤、白、緑が流れによる分散を主とした場合でも、かなり鮮明な写真と得られた。
- ⑫ 流れによる河床変化のように複雑な変化とするものに対しては、効果的にその資料が得られ、河床砂礫の移動に応じた河道計画（低水路計画）の検討には有効な計測法となるように考えられる。

上記したように、気球による空中写真の長所、短所を調べることができ、実験の巨視的現象把握と

しこの計測法には充分利用できるときと確かめるときがある。また、撮影方法の改良を行うことにより、計測の精度が向上することも期待できると考えられる。今後、精度向上に関する検討と共に、今回のような平面的計測法だけでなく、高次の計測が可能となるような立体写真の撮影方法の検討も行っていく方針である。

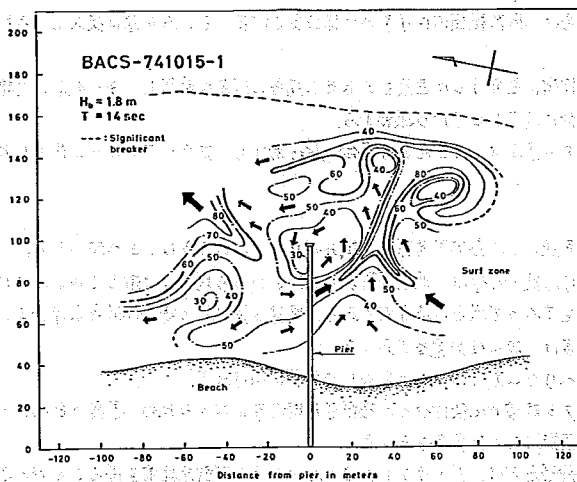


図5 プレート流速分布 (CASE-5)

3. 水中の栄養塩類の連続自動測定

三次処理研究室

京 才 俊 則

水中の栄養塩類の連続自動測定

三次処理研究室 京 才 俊 則

1. はじめに

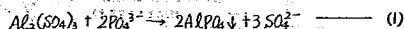
琵琶湖、霞ヶ浦、諏訪湖などで水の富栄養化が社会的問題になっているが、富栄養化の原因物質として、水溶液中のリンおよび窒素を考慮するのが一般的である。一方、現在広く実施されている活性汚泥法を中心とする二次処理では、これらリン、窒素を十分に除去できず、リン、窒素除去を目的とした高度処理法の開発が急がれている。

リン、窒素の除去法はそれぞれいくつかあるが、ほとんどの方法は何らかの形で薬品を使用しなければならない。このことは、流量、および水質が時間的に変動する流入水に対し、いかに適切な薬品注入を維持していくかによって、処理コスト、および処理水質に影響を及ぼすことを意味する。中でも硫酸アルミニウムによるリンの凝集沈殿除去法、あるいは塩素処理によるアンモニア性窒素除去法などは、流入水中のリン、あるいはアンモニア性窒素に比例した硫酸アルミニウム、あるいは塩素を注入することによって適切な処理が期待できる処理法と考えられる。このためにほりにあるいはアンモニア性窒素の連続測定が必要となるが、リン、あるいはアンモニア性窒素等の栄養塩類を連続自動測定しに例は数多くなく、連続自動測定装置の安定性、問題点等が明らかになっているとはいえない。

三次処理研究室では、下水高度処理法開発のための京都パイロットプラントにおいて、リン、およびアンモニア性窒素の連続自動分析装置の実用性、および連続自動分析装置で硫酸アルミニウム凝集沈殿処理、塩素処理を自動制御した場合の有効性について調査している。本報文はその中間報告である。

2. 硫酸アルミニウム凝集沈殿によるリン除去における自動制御の有効性

硫酸アルミニウムによるリン除去の基本式は次のようである。



(1)式のみの反応であれば、アルミニウムのリンに対するモル比は1でリンは100%除去されるが、(1)式と同時に(2)式の反応が生じるためモル比を1にしても30~50%程度のリンしか除去できない。リン除去率を決定する主要な因子はモル比、および原水中のリン濃度である(図1参照)。

図1は埼玉県下のある団地下水処理場の二次処理水の流量、リンおよび2種類の方法で処理した処理水あり

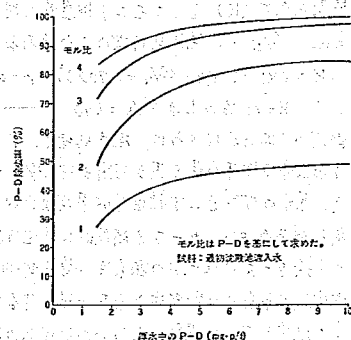


図1 原水中のP-DとP-D除去率

ンの24時間変化を示したものである。図中、定量注入とは単位流入水量当り硫酸アルミニウムを定量に注入し、モル比制御とは2次処理水のリン濃度の変動に対し、常にモル比を一定に保つよう硫酸アルミニウム注入量を制御してことを意味する。本実験を基に、流入水量と2次

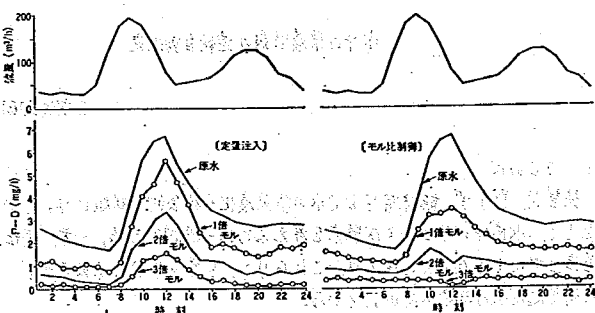
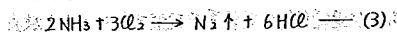


図2 原水流量および原水、硫酸バンド注入処理水のP-Dの時間変化

処理水中のリン濃度の対応法、およびモル比を種々に変化させ、12通りのケースについて、同量の硫酸バンド量を用いたとき、定量注入とモル比制御でどちらが処理水のリン負荷量を低減できるかを検討した。その結果、12ケースのうち1ケースを除いて定量注入よりモル比制御の方が処理水のリン負荷量を低減できる(定量注入の64~94%)こと、即ち、リン除去のためにはモル比制御が有効であることが見出された。

3. 塩素処理によるアンモニア性窒素除去における自動制御の有効性

アンモニア性窒素を含む水に塩素を注入すると、全体として次式に示す反応が生じ、アンモニア性窒素は窒素ガスとして大気へ放出される。



(3)式によると1mgのアンモニア性窒素を窒素ガスにするには3.6mgの塩素が必要だが、実際には(3)式の反応の他に、トリクロロアミン、硝酸の生成、あるいは水中の還元性物質や有機物に消費される塩素があるため、理論値より多くの塩素を要する。京都パイロットプラントで得られたアンモニア性窒素除去率(R)とアンモニア性窒素に対する塩素の重量比(Cl/N)の関係式は次のようである。

$$R = \text{EXP} [0.2992 \cdot \text{Cl}/\text{N} + 1.7023] \quad r = 0.985$$

$$R = 100\% \text{ のとき } \text{Cl}/\text{N} = 9.70 \quad (4)$$

(4)式から明らかのように、塩素処理で、アンモニア性窒素除去率を律する最も大きな因子はCl/Nである。そこで、原水のアンモニア性窒素が平均値に対し±0~50%の変動があるsinカーブで時間的に変化するとして、常にCl/Nを一定に保つよう塩素注入量を制御する方法と単位流入水量当りの塩素注入量を一定とする方法とを、同量の塩素を用いた場合、どちらか処理水のアンモニア性窒素負荷量を低減できるかを、(4)式を用いて検討した。

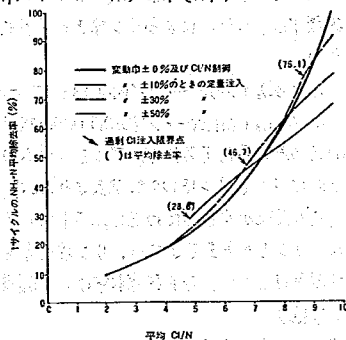


図3 Cl/N制御と定量注入をした場合の平均Cl/NとNH₃-N平均除去率(塩素処理のみ)

結果を図-3に示す。図-3より、原水のアンモニア性窒素の変動幅が10、30、50%でそれぞれ平均比（アンモニア性窒素除去率）が9.1（83%）、8.2（63%）、7.3（50%）を境に、それ以下では足量注入の方が、それ以上では比制御の方がアンモニア性窒素の除去率が高くなっている。一般に、塩素処理を実施する場合はアンモニア性窒素除去率を高く保つことが要求されること、および原水のアンモニア性窒素の変動幅が大きいことが考えられるので、このことは塩素の足量注入よりも比制御した方が有利であるといえる。

以上、硫酸アルミニウム凝集沈殿によるリン除去、および塩素処理によるアンモニア性窒素除去では、原水中のリン、あるいはアンモニア性窒素に比例した薬品を注入した方が、足量注入よりも有利であることを述べてきたが、このような薬品注入制御の成否は、原水中のリン、あるいはアンモニア性窒素が連続かつ正確に測定できるかどうかにかかっている。

次に、京都パイロットプラントにおいて行っているリンおよびアンモニア性窒素の連続自動測定に関する調査について述べる。

4 リンの連続自動測定

4-1 リンの分析方法

水中のリンの形態にはオルトリン、ホリリン、有機性リンがあり、これらの三形態は又、不溶性と溶解性に分別できる。水中のリンの分析方法の原理は以下の通りである。オルトリン酸イオンは強酸性溶液中で、モリブデン酸と反応し黄色を呈する。この黄色錯体は還元剤で還元すると青色に変化する。青色の程度は検水中のオルトリン濃度に対応するので、分光光度計を用いて定量する。この分析ではオルトリンのみが青く発色するので、ホリリン、有機リンを分析するためには、これらを硫酸等で加水分解しオルトリンに変えて後にオルトリンの分析法に従って定量する。

4-2 リンの連続自動測定装置

本装置は4-1で述べたリンの分析方法のうち、溶解性の硫酸分解可能リンの分析方法をそのまま機械化し、連続自動測定できるようにしたもので、機能的に検水濾過部前処理部、および比色部三部に分かれている。装置のフローシートを図-4に示す。

検水濾過部—検水を1μmの濾紙で吸引濾過している。ロール状に巻かれている濾紙は0~60分内で設定したタイマーにより巻き取られるようになっており、濾紙の目づま

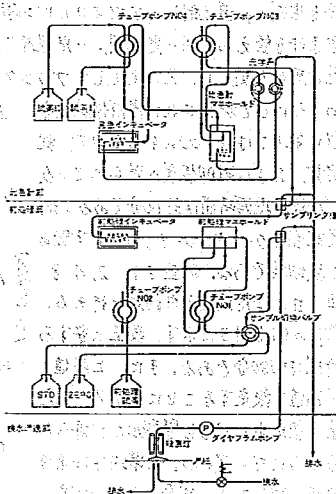


図4 比色式リン自動分析装置のフローシート

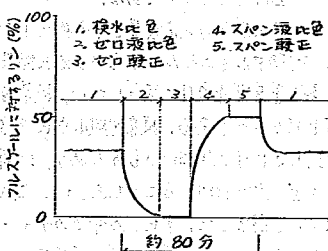


図-5 自動校正

本装置を昨年10月に設置したが、設置当初は種々のトラブルが発生した。トラブルのいくつかを示すと次のようである。凝集池殿水中に残存しているリンを含むフロックは、当初の汚紙（20μ）では汚過にきれいな程細いものもあり、汚過後水中にも多くの遊離性リンを含んでいた。また、汚紙送りの際に汚紙が切れることもあった。これらに汚紙の材質を一新し、かつ汚紙の孔を1mmにすることによって解決した。また、各部でのチューブの交換、および清掃がやりづらいため装置が不調になることがあったが、配管系統等を整備することによって、解決した。設置から約10か月を経過して現在では、維持管理の慣れとも相まってほとんど慣熟に稼働している。

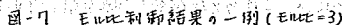


図-7 EIL比制御結果の一例 (EIL比=3)

本装置を昨年10月に設置したが、設置当初は種々のトラブルが発生した。トラブルのいくつかを示すと次のようである。凝集池殿水中に残存しているリンを含むフロックは、当初の汚紙（20μ）では汚過にきれいな程細いものもあり、汚過後水中にも多くの遊離性リンを含んでいた。また、汚紙送りの際に汚紙が切れることもあった。これらに汚紙の材質を一新し、かつ汚紙の孔を1mmにすることによって解決した。また、各部でのチューブの交換、および清掃がやりづらいため装置が不調になることがあったが、配管系統等を整備することによって、解決した。設置から約10か月を経過して現在では、維持管理の慣れとも相まってほとんど慣熟に稼働している。

5. アミノ酸性窒素の連続自動測定

5-1 比色式アミノ酸性窒素連続自動測定装置 (写真1参照)

本装置の測定原理は次の通りである。検水にサリチル酸棕色試薬を添加した後、アルカリ性ニ塩化イソシアヌール酸を作用させると、検水は緑色になる。緑色の程度は検水中のアミノ酸性窒素濃度に比例するので、緑色の吸光度を測定することによってアミノ酸性窒素濃度が定量される。本装置も基本的にはリン測定装置と同様であるが、前処理部がないことおよび検水流通方式が浴槽ではなく逆流機構付きの2連のフィルタエレメントを用いている点が異なる。

＞遊走処理流入水甲の装置の測定範囲

図9-aの0~25 mg-N/Lであるが、15 mg-N/L以上の濃度では検量線の直線性が得られないため、希釈装置を付加して0~25 mg-N/Lが測定できるように改造した。設置当初に検水流通や分析精度が低いために低下する問題が生じた。検水流通の問題は初歩的配管系統のミスであった。また、分析精度が低下したのは試薬の不変質、および標準液の濃縮によることが判明した。試薬についてはニトロアルシッドソーダが pH 8以上で不足であることに起因しており、pH調整を正確におこなうことで解決した。夏季において装置を設置して部屋の気温が30℃をこえることがあり、保存容器を開放型にしたため、標準液中の水分が蒸発し、10 mg-N/Lの標準液は10日後に13 mg-N/Lまで濃縮されることがわかった。この問題は保存容器を密閉型とすることで解決した。現在では特に大きな問題もなく稼働している。

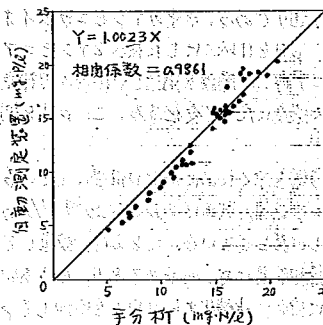
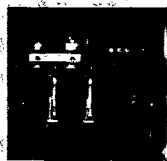


図9-1 自動分析装置と手分析の比較



(比色部)



(流通部)

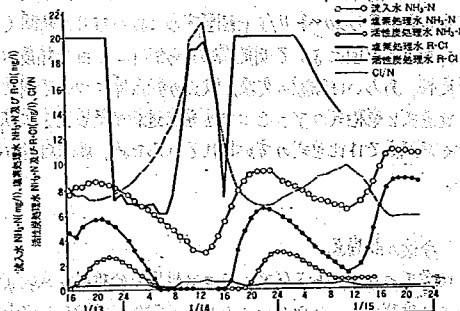


図9-a 塩素注入量を一定した場合の運転結果 (62.1 mg-Cl/Lで定量注入)

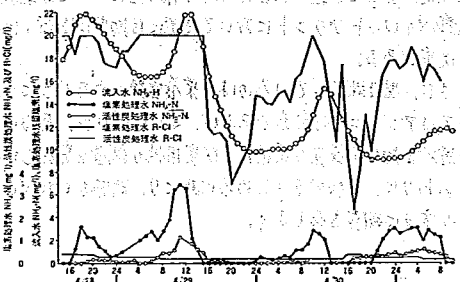


図9-b Cl/N 自動制御の運転結果 (Cl/N=9.5)

図-8に本装置と分析計との測定値の比較を、図-9に本装置を用いて Cl^- 制御をした塩素処理結果および塩素注入量を流量にした場合の結果の一例を示す。

5-2 電極式アンモニア性窒素連続測定装置

本装置の測定原理は次の通りである。水中のアンモニウムイオンは pH を11以上にするとほぼ100%アンモニアガスになる。 pH を11以上にした検水とアンモニア電極はガス透過性の隔膜で隔てているが、ガス化したアンモニアはこの隔膜を通過し電極内の内部液に溶け込む。内部液の pH は、溶け込んできたアンモニアガス濃度に応じて変化する。この pH を測定することによって、検水中のアンモニア濃度を定量する。

測定値に対する水温の影響を除くために検水は恒温にしているの、測定には約20分間必要である。測定範囲は $0-20\text{mg-N/L}$ であり、校正は2および 20mg-N/L の2点を手動で行っている。本装置はこれまでに種々のトラブルが発生している。たとえば、設置してから約6か月経過後、校正不能になった。これは電極内部が絶縁不良になり、ためであり、電極を新品と交換した。水中のアンモニウムイオンをガス化するために検水に水酸化ナトリウムを添加して pH を11以上に上昇させるので、隔膜に水酸化物が付着して応答時間が長くなる。隔膜は定期的に交換しなくてはならないが、交換には熟練を要し、隔膜の張り方等によって電極の安定性、精度に影響を及ぼす。高濃度側では安定性が悪く校正においても 20mg-N/L に調整するにはかなりの時間(場合によっては数時間)がかかる。このような種々の原因によって測定開始から約1~2日で精度が悪くなる。このため、現任も電極の精度、安定性、あるいは隔膜の交換、校正の頻度等について調査している。

比色式と電極式のアンモニア性窒素連続測定装置を比較すると、安定性、精度、維持管理の容易さ等々、現時点では比色式の方が優れているため、塩素処理の制御回路へは比色式の測定結果を入れている。

6. 今後の問題点

比色式のリン、およびアンモニア性窒素分析計の稼働状態は、ほぼ満足できる程度になったこと、および硫酸アルミニウムによるリンの凝集沈殿除去、塩素処理によるアンモニア性窒素除去の連続自動測定装置を組み込んだ自動制御の有効性についての基礎的検討がおこなわれたことから、今後は、京都パイロットプラントにおいて実際に自動制御を行う場合の問題点、利益得失を明らかにしていく必要がある。

また、現在測定しているのは、栄養塩類のうちリンについては溶解性硫酸分解可能リン、窒素についてはアンモニア性窒素であるが、さらに全リン、あるいは硝酸性窒素、亜硝酸性窒素、有機性窒素の連続自動分析装置の開発および実用性の調査を実施しなくてはならない。

おわりに、本論文をまとめるにあたり、御協力いただいた水質研究室の渡部春樹研究員はじめ、方々の方々に謝意を表します。

4. 湛水に伴なうフィルダムの
挙動測定と安全管理

フ ィ ル ダ ム 研 究 室

松 本 徳 久

湛水にともなうフィルダムの挙動測定と安全管理

フィルダム研究室 松本 徳久

§. 1 まえがき

ダムにおける計測を目的によって分けるとおよそ3目的になる。第1は施工管理のための計測である。均一型ダムにおいて間隙水圧の消散を確かめながら盛立を進行させたり、コンクリートダムのジョイントグラウチングの時期を継目の開きと堤体温度の測定から決定するのがこれにあたる。第2は、湛水にともなうダムの挙動を計測して、構造物の安全を確認するための計測である。第3は、研究開発目的の計測で、設計のときに仮定した性質が現実と妥当であるかどうかを確かめ、設計をより合理的にするための計測である。どの目的の計測に重点をおくかは、個々のダムの事情によって異なるが、安全管理目的の計測はすべてのダムにとって必要かつ重要なものである。

ダムの安全管理では、管理の期間はおよそ、①湛水開始より満水まで、②満水より2～3年経てダムの挙動が安定するまで、③安定した以降の3期間に区分される。このうち①の満水に至る期間がダムの安全管理上最も重要な期間であり、ダムの大きな事故はこの期間に起こることが多い。本年6月に決壊したアメリカ・ティートンダム(写真-1)は、初めての湛水がほぼ満水となったときの事故であり、我々の記憶になお新しいところである。



写真-1

湛水にともなうダムの挙動および安全管理について、コンクリートダムに関しては、すでにかんがりの研究がなされ、安全管理の手法もほぼ確立されている。しかしフィルダムについては、コンクリートダムに比べ経験が浅く、また、たわみ、漏水等の計測施設がコンクリートダムに比べ設けにくいために、一定の安全管理手法が確立されるに至っていない。

なおダムの安全管理としては、構造物の安全管理の他に、ダムの放流、貯水池の堆砂、周辺地山の安定などの問題もあるが、ここではこれらの問題は除いた。

§. 2 湛水にともなうフィルダムの挙動測定

フィルダムの安全管理上、必要な測定項目は主として漏水量と変形であり、間隙水圧(基礎および堤体の)がこれに次ぐ。フィルダムには均一型、ゾーン型、表面しゃ水型などの型式があり、均一型ダムの場合には浸潤面(間隙水圧)の測定は重要であるが、ここでは主としてゾーン型ダムを対象として述べる。

コンクリートダムの場合には、堤体の変形特性が、フィルダムに比べてより弾力的であるので、変形量がフィルダムよりも明確な意義を持ち安全管理の有力な指標となる。フィルダムでは、変形量も重要であるが、堤体の変形特性が材料と施工によって決まる面が強く、変形量の許容限界は決めにくい。またフィルダムの堤体は浸透流に対する抵抗性がコンクリートダムよりも弱いものであるから、漏水量の測定がダムの安全管理上第1に重要となる。

1) 飯田, 米道 コンクリートダムの安全管理の手引・改訂版 土木研究所資料 No. 692

2-1 漏水

フィルダムにおける漏水量の測定は、図-1に示すように、下流法尻に締切堰を設け、ここを流れる流量をダムの漏水量として測定する場合が多い。この方法は谷がU字型やV字型で河床堆積物の少ない河川では、適用が容易である。このような締切堰による方法で漏水量を測定した例を図-2

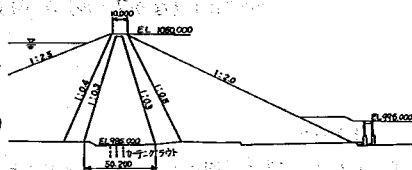


図-1

に示す。図-2には貯水位、漏水量、雨量が示してある。湛水開始とともに漏水は増加するが、4・5月には全漏水量は若しく変動し量も多い。このときは雨量も多く、降雨による地表水(沢水)が下流透水ゾーンより流れ込んだため、みかけ上の“全漏水量”が多くなっている。7月に貯水位はほぼ満水位となるが、このときの“漏水量”は約1,000 $\frac{\text{分}}{\text{分}}$ であり、これから貯水前の“漏水量(湧水等)

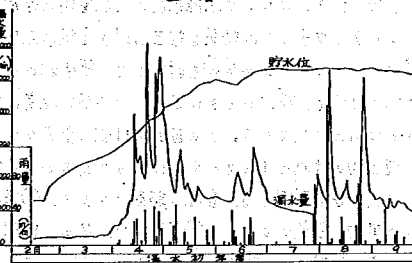


図-2

)* 200 $\frac{\text{分}}{\text{分}}$ を差し引いた800 $\frac{\text{分}}{\text{分}}$ がこのダムの貯水による漏水量と考えられる。したがって、図-1の方式による漏水測定では、湛水前1~2カ年の“漏水量”のデータを採り、地下水や沢水の影響を把握しておかないと漏水量のよるダムの安全管理は難しい。

次により改善した漏水量の測定方法として、漏水箇所を分離して測定している例を紹介しよう。下流フィルタゾーンに4個所堰を設け、ここからパイプを下流法尻に引いて、漏水がどこからのものかわかるようにしてある例である。図-3がそれで、旧河道部の①ルートが一番多いが、それでも高々80 $\frac{\text{分}}{\text{分}}$ 程度である。この漏水量は降雨には影響されないで、安全管理の確かな指標となり得る。また漏水量と貯水位は強い相関関係にある。このような測定は、万一漏水が多くなったときでも漏水箇所のおよその見当がつき、湛水にともなうダムの挙動を調べる上で大いに有益なものである。

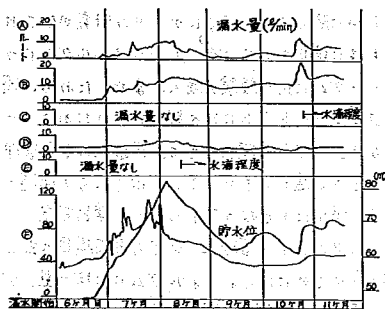


図-3

さて次に図-1の型の漏水量測定堰で測いた例で、貯水位と漏水量の関係を図-4に示す。図-4では湛水開始より2カ月で貯水位は50mとなるが、こまで漏水量は貯水位に比例して増加し、約300 $\frac{\text{分}}{\text{分}}$ となる。さらに70mまで貯水位を上げる過程では、漏水量は急激に増加した。貯水位50~70mで貯水位と漏水量はまた別の一定の比例関係となる。これは、このダムの左岸の岩盤の、貯水位にして標高50mよりも高い位置に風化帯があったためと推定される。その後漏水量はやや多

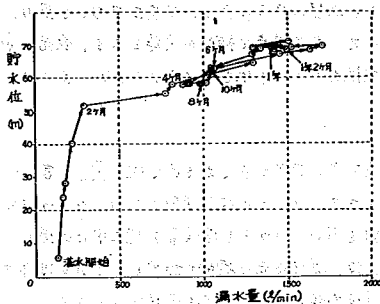


図-4

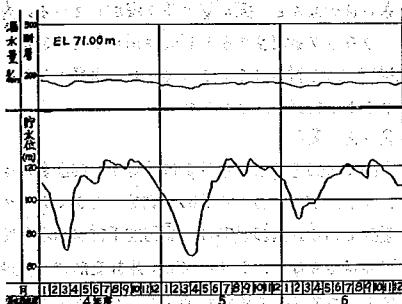


図-5

い目であるが、貯水位と漏水量には一定した関係がある。したがってこのダムの場合には、安定するまで漏水量を当分注意深く観測した方がよい。

次に基礎の漏水観測について紹介しよう。図-5は基礎の深い部分の断層に豎坑を入れてこの漏水量を測定したものである。図-5の漏水量は、120~180 $\frac{\text{L}}{\text{分}}$ に一定しており、貯水位と鈍い相関関係にあることがわかる。つまり基礎の深い部分の浸透流は貯水位に対して敏感でない。

図-6は基礎の浅い部分の浸透流の例である。これはしゃ水ゾーンの下部の岩盤中の監査廊に設置した、重力ダムの揚圧力計と同様の計器によって測定している。貯水位の上昇によって測水量・間隙水圧ともに増加する。漏水量が60 $\frac{\text{L}}{\text{分}}$ を越えたので、この部分の基礎のグラウトカーテンに破れがあったのではないかと疑い、再グラウティングを実施した。これによって漏水量は2 $\frac{\text{L}}{\text{分}}$ まで減少し、グラウティングの成功が証明された。もともと60 $\frac{\text{L}}{\text{分}}$ の漏水が基礎の漏水量として危険な量というわけではないが(100 $\frac{\text{L}}{\text{分}}$ 以下ならまず安心である)。

再グラウティングによって漏水が押えられれば、ダムの安全管理上大きな安心となる。この例では、間隙水圧は、逆にグラウティング後増加している。つまり浸透流路の断面が狭くなると流量が減少するわりに圧力は上昇することもあるわけで、間隙水圧の測定では基礎の浸透流の安全管理にはならないことを示している。

図-7は表面しゃ水型ダムの貯水位と漏水量の関係を示す。図-7によれば、1年単位では、貯水位と漏水量には一定の関係があるが、もう少し

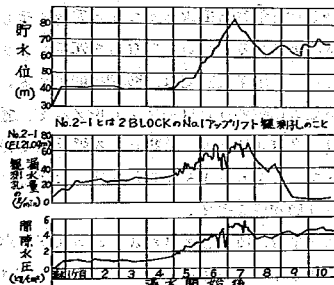


図-6

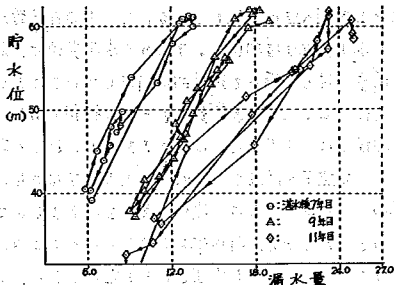


図-7

し永い目でみると、漏水量は年々増加している。表面しや水壁のクラックは、中央コアなどと異り、クラックが発生すると自癒作用が期待できないわけで、ある時点で補修が必要となる。表面しや水壁型ダムを計画するときには、しや水壁の補修の可能性を考え、水位を下げられるダムであるかどうかをよく検討をねばならない。

2-2 変形

変形には鉛直変位と水平変位がある。鉛直変位は鉛直下方の変形が主であるので沈下量とも言われる。フィルダムにおける変形の測定は大きく分けて2つある。ひとつは内部変形であり、ひとつは外部変形である。内部変形は、層別沈下計又は水平変位計を用い、いずれも埋設管を施工中に準備しておかねばならない。これに対して外部変形は、堤体盛立後、堤体表面に標的を設置し、これを視準すればよいので測定は比較的簡単である。内部変形は、堤体内部の各点の変位を測定するもので、いわば歪量を求める上で意義がある。一方、外部変形は、構造物のねれみに相当するもので、構造物の巨視的な挙動を知る上で重要である。したがって、フィルダムの安全管理上は、内部変形よりも外部変形が重要であり、かつ十分なことが多い。

図-8は、フィルダムの天端中央における沈下と水平変位の経年変化を示したものである。沈下量は、最初の1年で50%強発生するが、その後も年々沈下が進む。これに対して水平変位は最初の満水でかなりの変形を示し、その後の変形量はそれほど多くない。すなわち沈下量がクリープ的であるのに対し、水平変形量は、弾塑性的である。図-8のダムは、わが国の比較的古いロックフィルダムで、透水ゾーンは巨粒のロック材より成り、重構による転圧は実施していない。最近のフィルダムのように転圧を行う場合には、図-8とは異なる変形特性を示す。

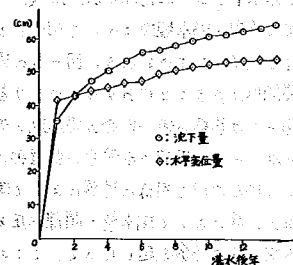


図-8

図-9は、図-8とは別のダムの沈下と水平変位を貯水位に関連して示したものである。このダムでは、貯水位の増加に従って、水平変位が増し、6月に貯水位を下けると水平変位は上流側へ逆に変形している。又、10月に貯水位を上げると水平変位は増加した。すなわち水平変位は、貯水位という荷重に対して極めて弾性的に対応していることがわかる。これに対して沈下量の挙動はもう少し複雑である。初期湛水の過程では、沈下量は、ばうつきを示し、むしろ貯水位低下によって沈下は促進される傾向にある。すなわち、貯水位が増加するということは、堤体に浮力を与えるものであり鉛直上向きの力を与え、貯水位を下げるということは、逆に有効応力を増加させ沈下を促進させると理解される。このダムは竣工後1カ年を経た後湛水が開始されるという特殊な事情が

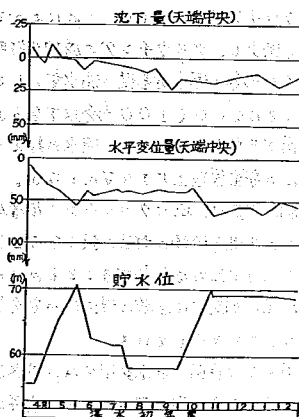


図-9

あったために、圧密又はクリープ的な沈下は相当部分落ちついていた。

図-10は別のダムの天端における沈下および水平変位である。沈下については、最初の1年の量がかなり多いがなおその後も沈下が継続する。水平変位は、湛水初年度で全量の70%位発生しその後の変位は少い。この傾向は図-8とはほぼ同様である。図-10で注目すべきは、沈下の分布で天端中央のダム高の最も高い地点よりも右岸寄りで最大の沈下を示している。これは右岸が急峻なアバットでこの影響によるものであると推定される。直ちに危険というわけではないが観測にあたっては、留意しておくべきである。

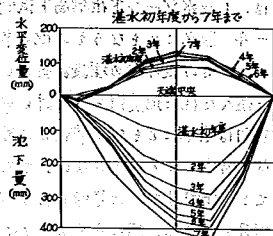


図-10

2-3 間隙水圧

基礎中の間隙水圧については、2-1の漏水の項で述べたので、ここでは主として、堤体内の間隙水圧について説明する。

堤体中の間隙水圧の測定は、一般に代表的な1断面ないし2断面に間隙水圧計を埋設して測定する。コア材料が含水比の高い粘性土であったり、均一型ダムのように水ゾーンの幅が広い場合には、施工中に間隙水圧が上昇し、すべりを発生させることがあるので、間隙水圧の測定は重要な意味を持つ。しかし幅の狭い水ゾーンのダムでコア材が粗粒分を含む時には間隙水圧の上昇は比較的小さく、また盛立完了後の間隙水圧についても、たとえ、ある計器の値が大きくてもそれがローカルな現象であるのか、全体の現象であるのか、あるいは計器の故障によるものなのか判断がつけにくく、安全管理上の意義は薄い。

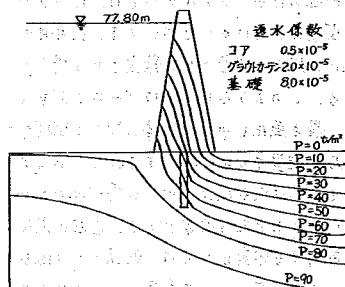


図-11

堤体中の浸透流については、おおまかにはダルシーの法則が適合すると考えられるので、まず図-11に二次元浸透流計算による等水圧分布を示した。図-12は実物の実測結果である。基礎岩盤中の浸透流は、本来パイアフローであり、ダルシーの法則はあてはまらないが、図-11には基礎中の浸透流をダルシーフローで解析して、グラウトカーテンの効果を知る上で参考とした。図-11から流量を調べると堤体よりも基礎からの漏水量が多い。図-11と図-12を比較すると実測結果にお

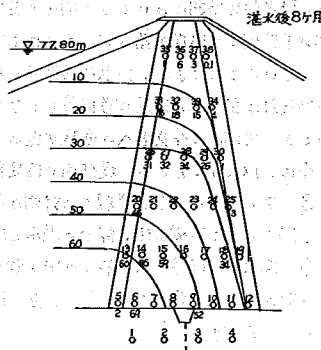


図-12

いては、しゃ水ゾーン下位標高下流側の動水勾配が計算値よりもきつい。

2-4 湛水にともなうその他の挙動

フィルダムの堤体内の埋設計器としては以上に述べた他に地震計と土圧計とがある。地震計は湛水にともなう挙動とは直接関係がないのでここではおきない。土圧計についても、研究目的では意味があるが、安全管理目的からは、間隙水圧の項で述べたのと同じような理由から重要性が低いので、ここでは省略する。

さて、ここではやや特殊ではあるが、堤体内の温度分布について述べてみたい。

最近のロックフィルダムでは、ロック材が堅硬なものばかりとはいえず、長年月の間には風化が進むことが懸念される場合もある。このようなときにはゾーニングを考え、最も風化しやすい堤体の部分に堅硬な岩石を配置するよう設計するわけであるが、それでは最も風化しやすい場所はどこかということを知る必要がある。岩石の風化に影響する要素としては、乾湿のくり返し（水位変動）、温度、応力状態などが考えられるが、ここではまず温度について着目したわけである。図-1.3が堤体内の温度分布を時間の函数で示したものである。このダムは冬期にはマイナス30°C以下になる気候の地方のダムであることを念頭におきたい。湛水開始時期においては外側ほど温度が低く内側ほど高い。また上流側と下流側を比べると上流側が下流側より温度が高いが、これは上流側の日照時間が下流側よりも長く、下流側には谷風が吹き当たっていることによる。湛水開始後5ヵ月で温度計を埋設した標高まで貯水位が上昇すると、上流側の温度計は全て水の温度に当然等しくなる。下流側ロックの温度は、その後季節的変動を続ける。そのとき、内側ほど外気温への追従が遅れ、ロックゾーンに温度勾配が生じていることがわかる。図-1.4は、以上のことから、堤体内の温度変化分布を区分したものである。

§. 3 フィルダムの安全管理上の計測の要点

1. 漏水とくに基礎の浅い部分の漏水を測定する。2. 堤体の漏水については地表水を分離して測る。3. 漏水量の許容量は一般には決り難く、貯水位との関係でチェックする。4. 変形については外部変形の測定が重要である。5. 土圧、間隙水圧は安全管理上は重要度は低い。

§. 4. あとがき

今後わが国でもフィルダムは更に増加するので、ティートンダムの轍を踏まぬよう、万一欠陥があっても早く発見できる安全管理のための計測をより発展させねばならないだろう。

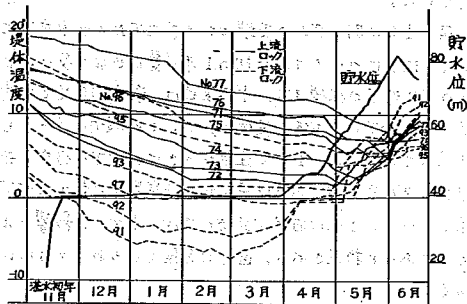


図-13

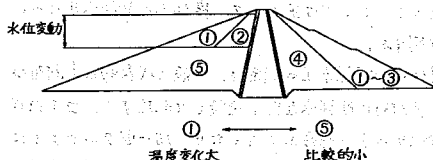


図-14

5. 集団意識の推計手法について

耐震研究室

田崎 忠行

集団の意識の推計手法について

耐震研究室 ○田 崎 忠 行
市 川 秀 樹

§1 まえがき
構造物を設計する際に用いられる基準・指針を構成する要素には、純自然科学的に決定しうる事項のほかに、構造物が社会に果している機能の種類・程度によつて、社会的・行政的に決定される事項も少なくない。ここでとりあげる耐震設計上の重要度もその典型的な例であると考えられる。このような事項は構造物に対して抱かれている社会的通念・社会的要請を十分に反映すべきものであるため、これを把握する手段としてアンケート調査が用いられることがある。ここでは、耐震設計上の重要度に関するアンケート調査を例にとつて、集団の意識の推計手法について検討したものである。

§2 研究目的
耐震設計上の重要度とは、構造物の社会的貢献度すなわち規模の大小、使用の頻度および行政的な区分等によつて定められる。構造物を設計する際には作用する荷重、想定ないし安全度の評価をする段階で重要度を考慮するのが一般的である。ちなみに道路橋耐震設計指針（昭和47年4月、日本道路協会）では標準設計水平震度 α に考慮すべき重要度別補正係数として、高速自動車国道、一般国道、主要地方道等の橋梁とその他のものを区別している。しかしながら巨大化・複雑化した社会機能との関連性という観点に立つと現在ある重要度 α とらえ方では十分とはいえないという認識もあることから耐震設計上の重要度に関するアンケート調査を行ない、これに関する集団意識の推定をはかろうとしたものである。ここで対象を社会一般とせず¹⁾に“集団”と限定したのは、不特定多数の一般市民を対象としているのではなく、構造・水理・材料・土質・計画・建築・地震に関係する専門分野に見識のある集団を対象としているからである。

§3 研究方法

3.1 アンケート調査の内容

アンケート調査の要旨を図-1に示す。調査は耐震技術開発研究委員会（国土開発技術的研究センター）、土木学会、日本道路協会、地震学会の各捜査委員会のメンバーからランダムに443名を抽出して行なった。回答者数は288名、回答率65%であった。

3.2 集団の意識の定量化手法

集団のデータの分析手法として多変量解析法を用いる。参考文献2)によると多変量解析の手法は表-1のように分類される。ここでは質的データであるアンケート調査の結果を潜在構造分析およびクラスター分析により定量化を試みた。

3.2.1 潜在構造分析の解析手法^{3),4)}

設問第Ⅰ群 地域特性と耐震設計上の重要度 設問1-1 地域の人口密度に応じて重要度は異なるものとするべきであるか。 (1) 全ての地域は同等の重要度とする。 (2) 人口密度、人口の絶対数の多い地域は重要度を高くする。 (3) 人口密度の高い地域は重要度を高くする。 設問1-2 土地利用形態により重要度をどうすべきか。 (1) 変える必要はない。 (2) 土地利用形態に応じて設定すべきである。 設問1-3 自然条件により重要度を変える必要があるか。 (1) 変えるべきである。 (2) 変える必要はない。 (3) どちらとも言えない。 設問1-4 危険物の集積度により重要度を変える必要はあるか。 (1) 変える必要はない。 (2) 自己防災の防止に期待して変える必要はない。 (3) 集積度に応じて重要度を変える。 設問1-5 二次災害の危険度により重要度を変える必要があるか。 (1) 変える必要はない。 (2) 不燃化率・地盤高によって重要度を変える。	(3) 不燃化率によって重要度を変える。 (4) 地盤高によって重要度を変える。 設問1-6 オープンスペースの有無に応じて重要度を変える必要があるか。 (1) 変える必要はない。 (2) 変えてもよい。 設問第Ⅱ群 構造物の機能と耐震設計上の重要度 設問2-1 構造物の利用度により重要度を変える必要があるか。 (1) 変える必要はない。 (2) 変えるべきである。 設問2-2 災害時における構造物の必要度に応じて重要度を変える必要があるか。 (1) 変えるべきである。 (2) 変える必要はない。 設問2-3 他に被害を及ぼす度合に応じて重要度を変える必要はあるか。 (1) 重要性を考慮する根拠はない。 (2) 変えるべきである。 設問2-4 代替物の充実の程度に応じて重要度を変える必要があるか。 (1) 変える必要はない。 (2) 変えるべきである。 設問2-5 災害後の機能回復の難易に応じて重要度を変える必要があるか。 (1) 変える必要はない。 (2) 変えるべきである。
--	--

図-1 耐震設計上の重要度に関するアンケート調査要旨

パターン	目 的	使用する分析	使用する分析
1型	予測式(関係式)の推定 量の推定	重回帰分析 正準相関分析	数量化分析Ⅰ類 量に関するデータも含まれるデータのみの場合
2型	標本の分類 質の推定	判別分析	数量化分析Ⅱ類 分類表の分析 クラスター分析
3型	多変量の統合整理(減らす) 変量の分類、代表変量の発見(選定)	主成分分析 因子分析	数量化分析Ⅲ類、Ⅳ類 潜在構造分析
4型	分析の検定(test to justify)	分散分析	

表-1 多変量解析法の分類

潜在構造分析は計量心理学の分野において開発され発展してきた手法で、集団の定性的なデータをもとに、心理学的な潜在意識を抽出するというような面で使用されているものである。潜在構造理論の考え方は以下のとおりである。(1) ある集団に一群の調査項目による調査を行ない、人々の反応について一つの潜在的連続体 X が存在すると考える。(2) X 上の1点 x にある標本が項目 i に対して正の反応をする確率を $f_i(x)$ と x の関数 $f_i(x)$ であると考え。(3) すべての項目間の関係は統計的に独立と考える。 $f_{ij}(x) = f_i(x) \cdot f_j(x)$ (4) 連続体 X の微小区間 dx に対し、 dx 内にはいる人数が $\phi(x)dx$ であるような分布密度関数 $\phi(x)$ によって集団が X 上に分布しているとする。(5) dx 内で項目 i に正の反応をする人の全体に対する割合は $\phi(x)f_i(x)dx$ 、全区間で項目 i に正の反応をする人の割合は $\int_{-\infty}^{+\infty} \phi(x)f_i(x)dx = p_i$ 、項目 i, j に同時に正の反応をする人の割合は $\int_{-\infty}^{+\infty} \phi(x)f_i(x)f_j(x)dx = p_{ij}$ 以上の式から p_i, p_{ij} は調査より得られるので、これから $\phi(x), f_i(x), f_j(x)$ を求める。このままでは実際には解けないので $\phi(x)$ は不連続として集団は m 個の潜在クラスに分割されるとする。標本の大きさを n 、潜在クラスの数を m 、ランダムにとられた標本が潜在クラス S には

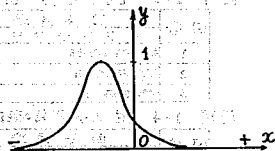


図-2 $f(x)$ の軌跡線

いる確率を λ_s 、潜在クラス S にはいる標本が項目 i に正の反応を示す確率を λ_{is} 、項目 i に正の反応を示す標本数の全体に対する割合を p_i 、項目 i と j に同時に正の反応をするものを p_{ij} 、以下 p_{j-k} は p_{ij} を拡張して考えればよいものとすると、潜在構造模型、潜在構造方程式は表-2, 3のとおりとなる。即ち $p_i, p_{ij}, \dots, p_{j-k}$ から λ_s を求めることとなる。

潜在クラス	各潜在潜在項目	
λ_1	$\lambda_{11} \lambda_{12} \dots \lambda_{1m}$	$p_i = \sum_{s=1}^m \lambda_s \lambda_{is}$
λ_2	$\lambda_{21} \lambda_{22} \dots \lambda_{2m}$	$p_{ij} = \sum_{s=1}^m \lambda_s \lambda_{is} \lambda_{js}$
$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$
λ_m	$\lambda_{m1} \lambda_{m2} \dots \lambda_{mm}$	$p_{j-k} = \sum_{s=1}^m \lambda_s \lambda_{is} \lambda_{js} \dots \lambda_{j-k,s}$
		$\sum_{s=1}^m \lambda_s = 1$

表-2 潜在構造模型

表-3 潜在構造方程式

3. 2. 2 クラスター分析の解析手法⁵⁾

クラスター分析は、集団のもうデータから似た者同士を集めていくつかの小集団を形成させ、各小集団のデータの特徴から集団のデータを要約的に抽出しようとするもので、生物学の種の分類に端を発し、現在医学、薬学、経済学などに広く利用されている。似た者同士を集める尺度としての類似度としてはユークリッド距離、マハラノビス距離、個体間相関係数、一致係数、類似比などがあるが、本解析では個体間相関係数を用いた。小集団 C_i, C_j, C_k があるときクラスター間の距離 d_{ij}, d_{jk} を比較して新しい小集団 C_k を形成する。このような手順によって集団から一小集団を形成させ、最終的にはすべてのクラスター間の距離が当初設定しておいた値よりも大きくなつた段階で終了させるというものである。

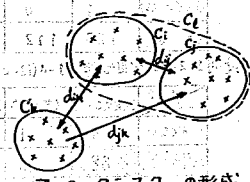


図-3 クラスターの形成

§4. 研究結果

4. 1 単純集計結果

アンケート調査の単純集計結果を図-4に示す。これによると設問1-1, 2-1, 2-2, 2-

設問 1-1 【人口密度】 回答者数 240名 設問 1-6 【オーガンスペース】 回答者数 237名

回答	回答者率 (%)
1	10 20 30 40 50 60 70 80 90
2	
3	

回答	回答者率 (%)
1	10 20 30 40 50 60 70 80 90
2	

設問 1-2 【土地利用形態】 回答者数 237名

回答	回答者率 (%)
1	10 20 30 40 50 60 70 80 90
2	

設問 2-1 【利用度】 回答者数 241名

回答	回答者率 (%)
1	10 20 30 40 50 60 70 80 90
2	

設問 1-3 【自然条件】 回答者数 237名

回答	回答者率 (%)
1	10 20 30 40 50 60 70 80 90
2	
3	

設問 2-2 【必要度】 回答者数 244名

回答	回答者率 (%)
1	10 20 30 40 50 60 70 80 90
2	

設問 1-4 【住・工・危険物の混在】 回答者数 243名

回答	回答者率 (%)
1	10 20 30 40 50 60 70 80 90
2	
3	

設問 2-3 【迷惑度】 回答者数 242名

回答	回答者率 (%)
1	10 20 30 40 50 60 70 80 90
2	

設問 1-5 【二次災害】 回答者数 230名

回答	回答者率 (%)
1	10 20 30 40 50 60 70 80 90
2	
3	
4	

設問 2-4 【代替性】 回答者数 241名

回答	回答者率 (%)
1	10 20 30 40 50 60 70 80 90
2	

設問 2-5 【機能回復の難易】 回答者数 239名

回答	回答者率 (%)
1	10 20 30 40 50 60 70 80 90
2	

図-4 アンケート調査の単純集計結果

設問 1-2(土地利用形態)と1-3(自然条件)

1-2 \ 1-3	1(変えない)	2(変える)	0(その他)	合計
1(変える)	35	49	1	85
2(変えない)	49	30	0	79
3(変えない)	40	33	1	74
0(その他)	1	0	5	6
合計	125	112	7	244

設問 1-2(土地利用形態)と1-5(二次災害)

1-2 \ 1-5	1(変えない)	2(変える)	0(その他)	合計
1(変えない)	87	33	0	120
2(変える)	21	60	2	83
3(変えない)	2	6	0	8
4(変える)	10	10	0	20
0(その他)	5	3	5	13
合計	125	112	7	244

設問 1-2(土地利用形態)と1-4(住・工・危険物の混在)

1-2 \ 1-4	1(変えない)	2(変える)	0(その他)	合計
1(変えない)	4	1	0	5
2(自己防衛)	88	43	2	133
3(高くする)	33	68	3	104
0(その他)	0	0	2	2
合計	125	112	7	244

設問 1-4(住・工・危険物の混在)と1-5(二次災害)

1-4 \ 1-5	1(変えない)	2(自己防衛)	3(高くする)	0(その他)	合計
1(変えない)	4	80	36	0	120
2(変える)	1	27	54	1	83
3(変えない)	0	0	8	0	8
4(変える)	0	17	3	0	20
0(その他)	0	9	3	1	13
合計	5	133	104	2	244

表-4 アンケート調査のクロス集計結果

3では重要度を変えるべきであるという解答が圧倒的に多いのに対し、それ以外の設問には変えるべきであるとするものと、変えるべきでないとするものほぼ同数である。

4. 2. クロス集計結果
アンケート調査のクロス集計結果を表-4に示す。これを見ると設問1・2と1・3、1・4と1・5、1・2と1・5、1・4と1・5は相互に相関関係がある。

4. 3. 潜在構造分析
潜在構造分析は3・2・1で述べたごとくデータはYesとNoの2種類に限定されることから、設問の内容から判断して重要度を変えるべきとしているものは1、必要なとしているものを0として表-5のようにデータを変換して用いた。

解析の結果を図-5に示す。ここで潜在クラスの数

設問	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5
原データ	1 2 3	1 2 1 2 3	1 2 3 1 2 3	1 2 3 1 2 3	1 2 3
新データ	0 1 1 0	1 1 0 0 0	0 1 1 0 1 1	0 1 1 0 1 1	0 1 1

設問	1-5	1-6	2-1	2-2	2-3	2-4	2-5
原データ	4 1 2 1 2	1 2 1 2 1 2 1 2 1 2	1 2 1 2 1 2 1 2 1 2	1 2 1 2 1 2 1 2 1 2	1 2 1 2 1 2 1 2 1 2	1 2 1 2 1 2 1 2 1 2	1 2 1 2 1 2 1 2 1 2
新データ	1 0 1 0 1	1 0 1 1 1 0 0 1 0 1 0 1	1 0 1 1 1 0 0 1 0 1 0 1	1 0 1 1 1 0 0 1 0 1 0 1	1 0 1 1 1 0 0 1 0 1 0 1	1 0 1 1 1 0 0 1 0 1 0 1	1 0 1 1 1 0 0 1 0 1 0 1

表-5 原データと潜在構造分析に用いたデータの対応

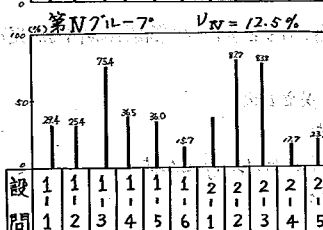
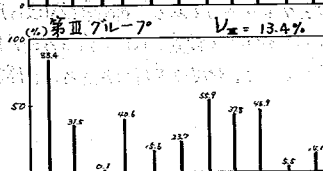
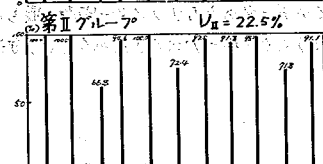
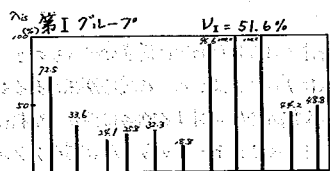


図-5 潜在構造分析による集団の分類

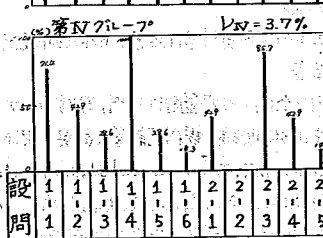
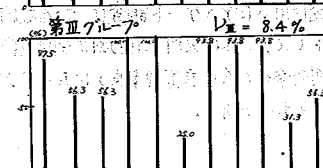
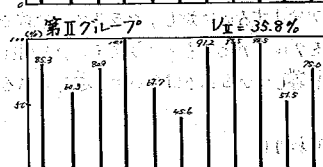
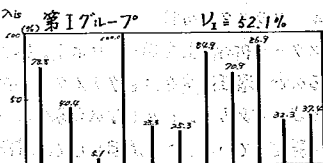


図-6 クラスター分析による集団の分類

を4つとしたのは、これ以上クラスの数を増しても有意なクラスが抽出されなかったためである。結果をみると、全体の人数の約半数が第Ⅰグループに属し、残りの更に半分は第Ⅱグループに属する。他の半分は第Ⅲ、第Ⅳグループに属するが、この両グループは内容的にかなり近く、一つのグループとも考えられよう。その潜在関連値をみると第Ⅰグループは構造物の機能と密接な関係のある設問1-1, 2-1, 2-3に対しては重要度を変えるべきであるとしている一す、構造物と間接的な関連を持つ設問1-2, 1-3, 1-4, 1-5, 1-6に対しては変える必要がないとしているグループと考えられる。第Ⅱグループはすべての設問に対し重要度を変えるべきであるとしているグループである。第Ⅲ、第Ⅳグループは若干の差異はみられるが、ほとんどの設問に重要度を変える必要がないとしているグループである。以上の結果を総括すると、今回調査した集団のうち約半数は構造物に直接関係のある事項のみ重要度を変えるべきであると答えており、残りの半数は、すべての項目に重要度を変えるべきであるとするグループと、すべての項目に重要度を変える必要がないとしているグループによってほぼ二分されているといえる。

4.4 クラスタ分析

クラスタ分析の結果を図-6に示す。各グループの特性値はおおむね潜在構造分析のものと一致しているので、潜在構造分析とクラスタ分析で求められたグループはそれぞれ対応関係のあるものと考えてよいであろう。しかしながら各グループに属する人数の全体に対する割合は両方の解析結果によって異なっている。この原因としては潜在構造分析ではすべてのデータのう一度に潜在クラスにグループ分けするのに対し、クラスタ分析では、すべてのデータのう一度クラスタ距離の最も小さいものをグループ化するというステップを何回か行なったうえでグループが定まるといふ手法の相異が影響しているのではないかと考えられる。

§5 おわりに

本研究に用いたアンケート調査は、総合技術開発プロジェクトの一つである「新耐震設計法の開発」の一環として、土木研究所(財)国土開発技術開発センターに委託して設置された共通耐震設計指針策定特別幹事会(前川喜寛幹事長)において実施されたものである。御協力を得た関係各位に感謝の意を表するものである。

【参考文献】

- 1) 土木研究所資料第1135号、昭和60年度総合技術開発プロジェクト、耐震技術に関する研究開発報告書
- 2) 河口至商：多変量解析入門、数経ライブラリ-32、共立出版
- 3) 中山和太郎編：現代統計学大辞典、東洋経済新報社
- 4) Green, B.F., Jr., A General Solution for the Latent Class Model of latent Structure Analysis, Psychometrika, Vol. 16, 1951
- 5) 奥野、久米、芳賀、吉沢：多変量解析法、日科技連

6. 地すべり地におけるすべり面の
計測法について

地すべり研究室

山 田 曙

地すべり地におけるすべり面の計測法について

地すべり研究室 山田 曙

1. はじめに

地すべり地においてすべり面の位置を捕えることは、安定解析、対策工事を行なううえで重要な調査の一つである。現在すべり面の位置を求める調査方法として一般的に行なわれている方法は、硬質塩化ビニールパイプにある間隔で歪ゲージを貼りつけ、この塩化ビニールの変曲を歪ゲージで捕え、その歪ゲージの歪量の大きさですべり面を判定している。この方法では歪ゲージの間隔は密になればなる程良いが、地すべり現場では、地すべり深度及びボーリングの口径によって歪ゲージ数が制約されるため現場では経験的に1~2mの間隔で貼られている。この方法によるすべり面位置確認の可能性は、土木研究所の全国地すべりのアンケート調査結果によると約3割となっている。又中村、板垣によるゲージ間隔を求める研究によると、歪ゲージ間隔は土塊変位量が0.5cmの時、風化岩地すべりタイプ(弾性係数 $E=500 \text{ kg/cm}^2$)では3.5cm、粘質土地すべりタイプ($E=30 \text{ kg/cm}^2$)では5.0cm以下の間隔が必要であるとしている。(ただしひずみ量1000μにおいて)。しかし現場におけるゲージ間隔は先に述べた理由により大きく制約を受ける。そこで現場でのボーリング径に適応し、10~20cmの精度ですべり面の位置を判定する方法として、コンデンサの静電容量を利用してすべり面深さ計を試作し、室内試験を行なった。

2. すべり面深さ計

すべり面深さ計は、すべり面検出棒(以後検出棒とする)と測定器からなる。検出棒を推定されるすべり面付近にボーリング孔等を利用して埋設し検出棒がすべり面での移動土塊のせん断力、又は曲げモーメントによって破壊した時、検出棒の中にモールドされた長さ検出素子が検出棒と一緒に切断することにより、残りの検出棒の長さが静電容量の変化によって計測することが出来るものである。長さ計測素子としては静電容量変化素子(コンデンサの並列接続を用いており、長さに対する直線性を満足させるものである。計測ブロック図を図-1、検出棒の概念図を図-2に示した。試作した検出棒は外径12mm、内径10mmのガラス管にコンデンサ(検出素子)1000PFを銅線(φ0.2mm)で2cm間隔で接続(分解能2cm)したものをエポキシ樹脂系接着剤を用いてモールドしたものである。コンデンサ間隔については、実際の地すべりのすべり面深度は平均14m(土研アンケート調査)であり、安定解析等を行なう場合に1.2cmの精度を求めても意味がなく、20cm程度が妥当であると思われるが、ここでは室内試験用として

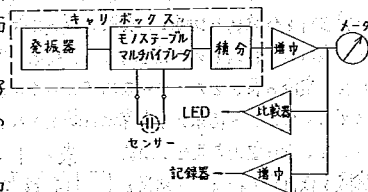


図-1 測定器ブロック図

2 cm 間隔とした。モールド材料のガラス管、エポキシ系樹脂の選択については脆性破壊を示すもので、かつ運搬等における振動に耐え得る強度を持ち、又防水性のすぐれたものとしての条件を満たすものとして選んだ。計測方法としては当試験では増中器ペンレコーダーを用いて連続的に計測を行なったが、将来現場等で定期的に計測する場合は、市販されているブリッジ型静電容量測定器を用いると簡単にかつ容易に計測することが可能である。

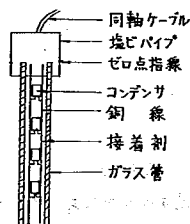


図-2 検出棒

3. 試験方法

試験は室内大型セン断試験機(直径1 m、深さ60 cm、下部セン断箱移動型)を用いて行なった。図-3参照、セン断箱内を関東ロームで締め固め、セン断面(すべり面)となる上部セン断箱と下部セン断箱との境界に水で練ったベントナイト(厚さ約1 cm)を敷き、セン断による土塊内部の変形の影響を少なくした。締め固めた関東ロームの中にあけた穴(直径約6 cm)に検出棒を挿入して、すき間を砂で充填した。計器設置後は低速度モーターで平均1分間の0.2 mm前後の速度でセン断を行なった。

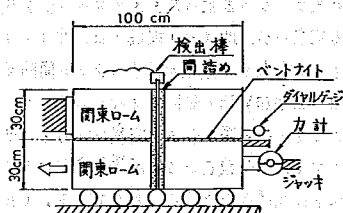


図-3 大型セン断試験機

4. 試験結果及び考察

試験を始めるに当たって予備試験として検出棒の切断に対する直線性をみるため、分解能2 cm、長さ40 cmの検出棒を作為的に切断し、実際に残った長さでメーターに表われた数値との比較を行ない、結果を図-4に示した。実際の長さでメーター示指値との差は最大1.1 cmであった。この結果から直線性は満足されることがわかった。次に室内大型セン断試験機を使用して行なった結果を表-1に示す。No. 1の試験については検出棒の上端と同締めしただけで行なったところ変位

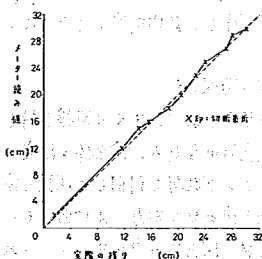


図-4

量1.3 cmで切断した。切断位置はレコーダの記録ではすべり面上19 cmで、試験後実測した結果では15.7 cmであった。又試験中に上端がセン断方向と逆に傾く傾向が見られた。この現象はセン断箱が浅い(上、下部セン断箱の深さが各30 cm)によるものと考えられる。しかし実際の地すべりの深さは平均14 mであることから、上端が傾く可能性はないと考えNo. 2の試験では検出棒の上

NO	試験条件	ベントナイトの切断位置 (cm)	レコーダの指示値 (cm)	変位値 (cm)	せん断速度 (%/min)	土の深部土の含水比 密度 (g/cc)	土の含水比 (%)	ベントナイトの含水比 (%)
1	上端固定	15.7	19.0	1.31	0.027	1.5	70.3	17.89
2	上端固定	14.5	19.0	0.77	0.017	1.5	69.2	181.9

量1.3 cmで切断した。切断位置はレコーダの記録ではすべり面上19 cmで、試験後実測した結果では15.7 cmであった。又試験中に上端がセン断方向と逆に傾く傾向が見られた。この現象はセン断箱が浅い(上、下部セン断箱の深さが各30 cm)によるものと考えられる。しかし実際の地すべりの深さは平均14 mであることから、上端が傾く可能性はないと考えNo. 2の試験では検出棒の上

端同面におしりを置き上端を固定して、他の条件は No. 1 にほぼ同様にして試験を行なった。その結果切断は変位量 0.77 cm で発生し、切断位置はレコーダの記録ではすべり面上 1.9 cm、実測値は 1.45 cm であった。以上の試験から切断位置はすべり面から 2.0 cm 以内という結果が得られた。しかしレコーダの記録と実測値との間には分解能 2 cm を越える差 (No. 1: 3.3, No. 2: 4.5 cm) が認められた。これについては試作した検出棒に防水の点で難が認められ、土塊を締め固めた時は検出棒挿入用の穴にしみ出した水分の影響を受けたものと考えられる。この点については、検出棒をゴムチューブ等で覆うことによって解決出来る考え、近くさらに防水性について試験を行う予定である。

次に土塊中における検出棒の挙動について Chang の式を用いて解析を行なった。横方向の荷重を受ける土塊中の検出棒のタワミ曲線の微分方程式は次の Chang 式で与えられる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Es \cdot y = 0 \quad (1)$$

E: 検出棒の弾性係数

I: 断面 2 次モーメント

y: タワミ

(1) 式より検出棒の地すべり (セン断筋) 内での移動土塊及び不動土塊での曲げモーメント (M) ならびにセン断強度 (S) を計算する。

a) 移動土塊 (R)

$$M_R = -\frac{H}{2} e^{-\beta_1 x} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_2 x + \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x \right\} \quad (2)$$

$$S_R = -H \beta_1 e^{-\beta_1 x} \left(\frac{1}{\beta_1} \cos \beta_2 x - \frac{1}{\beta_2} \sin \beta_2 x \right) \quad (3)$$

b) 不動土塊 (U)

$$M_U = -\frac{H}{2} e^{-\beta_2 x} \left\{ \left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_2 x + \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x \right\} \quad (4)$$

$$S_U = -H \beta_2 e^{-\beta_2 x} \left\{ \frac{1}{\beta_2} \cos \beta_2 x - \frac{1}{\beta_1} \sin \beta_2 x \right\} \quad (5)$$

又検出棒自体の歪 (ϵ) は次の式で与えられる。

$$\epsilon = \frac{M}{EI} r \quad r: \text{検出棒の半径}$$

ただし検出棒自身に力がかえられ、検出棒に変形が表われる可能性があるがここでは断面 2 次モーメント (I) は一定、又移動土塊、及び不動土塊の弾性係数は一定とみなし、しかも地盤破壊はないとみなした。そこで検出棒が切断 (破壊) するためには次の条件が必要となる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_a &< \sigma_{max} = \frac{M_{max}}{I} y \\ S_a &< S_{max} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

σ_a : 検出棒の許容曲げ応力度

S_a : 検出棒のセン断力

M_{max} : 検出棒の最大曲げモーメント

S_{max} : 検出棒の最大セン断力

そこでこれらの式に試験に使用した関東ローム及び一般的な岩盤強度を仮定した値を代入して求めた結果について下記に示す。又検出棒の強度特性について表-2に示す。実際に試験を行なった関東ロームの弾性係数を 13 kg/cm^2 (一軸圧縮試験の結果より)、検出棒の弾性係数を $4.3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として検出棒の頭部を $1.0, 2.0 \text{ cm}$ 移動させたとして計算を行なった。頭部を 1.0 cm 移動させた場合

の検出棒の変形状況、検出棒に加わるセン断応力、曲げモーメントを図-5に示した。最大曲げモーメントはすべり面を挟んで上下 8 cm の位置に表われ、最大セン断力はすべり面に表われる。最大曲げモーメントの値は 121.7 kg-cm で $\sigma = M/I \cdot y$ より σ を求めると、 4144 kg/cm^2 となり、最大セン断応力は、 35.0 kg/cm^2 である。そこでこれらの値と表-2の検出棒の曲げ強度、セン断応力の値と先の条件式(6)に代入すると、 $\sigma_a < \sigma_{max}$, $S_a > S_{max}$ となり、変位置 1 cm 前後で切断した試験条件では曲げモーメントによる切断されることになる。そこで計算結果による最大曲げモーメントの作用するすべり面上下 8 cm の位置と、試験の結果 ($15.3, 14.5 \text{ cm}$) との違いの主な理由の一つとして試験における間詰めの影響によるところが大きいと考えられる。次に $Chang$ 式を用いて一般の地すべり地の土塊の弾性係数を仮定して変位置と曲げ強度及びセン断強度との関係を図-6, 7に示した。ここで弾性係数が 13 kg/cm^2 は先の試験値、 70 kg/cm^2 は崩壊土層、 500 kg/cm^2 は風化岩とみなした。又破線は検出棒の固有強度である。これらの結果から土塊の弾性係数が大きくなるにつれ、検出棒の切断までの変位置は小さくなり又切断が曲げモーメントからセン断破壊に変わっていくことがわかる。そのため土塊の弾性係数が大きくなるに従って切断位置もすべり面に近づくことになる。以上の結果からこのすべり面深さ計は、歪ゲージパイプ方式

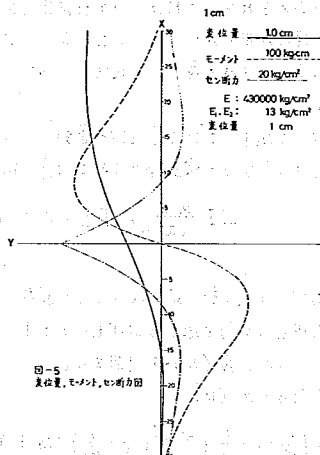


図-5 変位置、モーメント、セン断力図

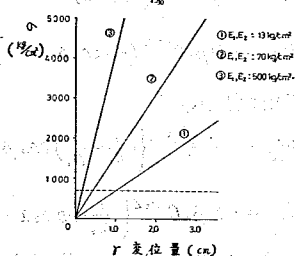


図-6 曲げ強度と変位置との関係

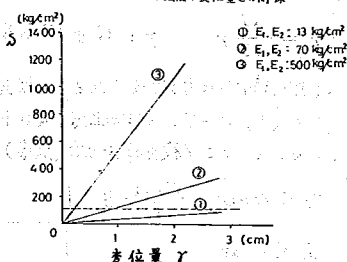


図-7 セン断強度と変位置の関係

表-2

弾性係数 (kg/cm^2)	曲げ強度 (kg/cm^2)	セン断強度 (kg/cm^2)	径 (cm)	断面2次 モーメント (cm^4)
43×10^5	705	121.7	1.2	0.102

では測定しにくい岩盤地すべりタイプほど精度が高く、又わずかの変位量において判定することが可能である。

5. まとめ

すべり面位置の判定方法の一つとして、従来から行なわれているパイプひずみゲージ方式の欠点を補うものとして静電容量を利用したすべり面深さ計を試作した。そこでこのすべり面深さ計検出棒について地すべり地での適応性等について室内試験及びChang式による解析を行なった。試験結果より、実際のすべり面位置とデータ値との差は20 cm以下であった。20 cmの差は実際の地すべりに適用すると深度5 m比較的低い地すべりで4%、30 mの深い地すべりでは0.7%となり、事実上無視出来る値である。Chang式より土塊の弾性係数の大きい岩盤地すべりタイプになる程、精度が高く、切断までの土塊変位量を多く必要としないという結果が得られた。計算上では検出棒の切断に必要な土塊の変位量は風化岩地すべりタイプ ($E=500 \text{ kg/cm}^2$) で約1.6 mm、一方パイプひずみ計で判定可能変位量 (ひずみ量1000 μ 以上) では約0.8 mmとなっている。しかしパイプひずみ計の場合最大ひずみ量の位置とゲージ位置が一致した場合であって、実際にはこの二つが一致することは不確定となり、特に土塊の弾性係数が大きくなるにしたがって、ひずみ量の影響範囲は小さくなることから岩盤地すべりタイプでは判定が難しくなる。今回試作した地すべり面深さ計はそのような影響を受けることがないため、特に岩盤地すべりにおいてその効果が期待出来ると考えている。又今後さらに検討を必要とするものとして、①防水性の問題については検出棒をゴムチューブ等で覆うことによって比較的簡単に解決出来ると思われる。②問詰めの問題については、さらに切断に必要な土塊の変位量の減少、測定精度を高めるため土塊の強度を考慮に入れて砂の外にモルタル、石こう等の使用について検討する必要がある。

参考文献

1. ストレインゲージパイプによるゲージ間隔に関する考察
2. 地すべりの実態統計(その1)

中村浩之、板垣 治、地すべり
学会誌投稿中
土木研究資料987号

7. 植生の導入と成功度を表わす

指標について

砂 防 研 究 室

山 内 修

植生の導入と成功度を表わす指標について

砂防研究室 山内 修

§1 はじめに

法面、特に道路法面の処理に植生工法が採用されることが多くなってきた。これは植生工法が適当に用いられると安価で効果的な表面侵食防止工法になるためであり、また近時、人工的に植生が破壊された地表は、可能な限り植物に覆われた元の自然に近い状態に回復すべきだという考え方が一般的になってきたためである。

この調査を進めるにあたって我々は次のような考え方に立った。

①法面緑化工の目的は、法面の侵食防止と道路の修景の二つである。

②法面の侵食防止のためには、急速な緑化によって早期に法面を植物で覆いつくすことが第1条件であるが、長期的には在来の多くの種からなるより遷移の進んだ植物群落に移行していくことが植物群落の安定の上が望ましい。

③景観のうえから、法面は裸地であるよりも何らかの植物によって早期に覆われるのが望ましい。しかし、在来の多くの種からなる、より遷移の進んだ植物群落によって占められることが、より一層望ましい。

④したがって前述した緑化の二つの目的は相矛盾しない。

このような立場からすると良い緑化工とは、早期に法面を植物によって被覆でき、法面上の植物群落の遷移が速やかに進行することのできるものである。また緑化工が成功しているかどうかは、法面上に裸地が少なく、植物群落の遷移が進んでいるかどうかによって評価できる。

現在の緑化技術は、裸地にとにかく植物を生やすという方面ではかなり進歩しており、また急速施工の面でも、ハイドロシーディング等かなり完成度の高いものになっている。一方、成立した植生をより複雑で安定した、より自然に近い植物群落構造に誘導していくことに関しては不明の点が多い。

我々が法面上の植物の遷移を誘導する技術を目指して調査を行なおうとする場合、緑化工専の結果を評価する手段として遷移がどのくらい進んでいるかを表わす指標が不可欠である。

この調査では、緑化工の成功度、ここでは即ち遷移の進行度を何を指標として知ることができるか、また法面のどのような条件が緑化工の成功、不成功にどのような影響を与えるかを検討することを目的とした。

§2 指標の検討

遷移の進行の過程には種々の経路があるが、一般に何らかの原因によって裸地が生じた場合、最初土壌養分に対する要求度の低い一年性草本が侵入し、次いで多年性草本、陽性の木本、陰性の木本と順次入れかわって柵相に達するといわれている。

生態学的な立場からは植物群落の構成によって指標を得るのが正当な方法とされるであろうが、遷

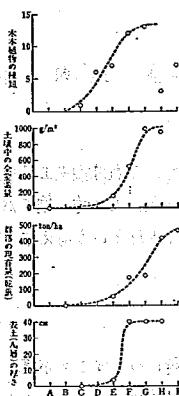


図1 伊豆大島の火山噴出物上の遷移の過程を追って植生・土壌系がどのように発達していくかの例として報告されたものである。これを見ると三原山の新しい噴出物上の荒原から極相の照葉樹林に達するまでに木本植物の種類や現存量が次第に増加していくことがわかる。植物の種類数や現存量は遷移を表わす良い指標になりそうである。

移の過程はその場所の環境条件によって様々に異なるので、群落を構成する植物によって遷移の度合いを一括的に決定するのは無理を生じる。そもそも質や構造をあつかうのはかなりの困難を伴うものであって、我々は遷移度あるいは緑化工の成功度といったものを何か量的なもので簡単に表わせないものかと考えた。

緑化工の目的が表面侵食の防止と目ざわりな裸地をなくすことにあるという立場からは植生による被覆率（以下、植被率という）が緑化工の成功度を表わす指標として役立つことは明らかである。

図1は伊豆大島の火山噴出物上の遷移の過程を追って植生・土壌系がどのように発達していくかの例として報告されたものである。これを見ると三原山の新しい噴出物上の荒原から極相の照葉樹林に達するまでに木本植物の種類や現存量が次第に増加していくことがわかる。植物の種類数や現存量は遷移を表わす良い指標になりそうである。

この調査で我々は草本を含む植物の種類数や現存量が緑化工の成功度を表わす指標として適当かどうか、この指標が土地条件等に対してどのように反応するかを調べた。

§3 予備調査

緑化工の成功度の指標として、植被率、出現する植物の種類、現存量を考えることにした。植被率の測定は、現場での目視によるのでは測定者による個人差が相当にでるだろうと予想されたし、また実際に土所赤羽支所構内の草地で試みたところ、やはりかなり個人差があったので、写真を撮影しそれによって植被率を測定することを検討した。測定したい部分をなるべく真上から写真撮影し、プリントの上に点格子板（透明なプラスチックフィルムに5mm間隔で方眼を刻んだもの）をかぶせ、地表の見える部分の交点の数の全体に対する比によって植被率を算出した。結果は写真の影の部分で蓋ったほどうまくはいかなかった。測定値としては目視によるものより大きくなった。表-1に結果を示す。

資料 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
植被率(C) 目視	60	100	98	90	95	100	100	97	87	80	97	79	100	57	100	72
草丈(H) cm	15	40	20	25	30	60	70	15	50	40	7	70	20	5	35	25
CxH 平方 cm	900	4000	2000	6250	3000	3600	2000	1855	3350	3200	679	6500	2000	285	3500	1800
被覆重量 g	16	71	60	91	34	116	278	41	89	13	28	48	55	13	57	25

表-1 地上部の現存量と草丈から植被率

次に現存量であるが、これは地上部を刈り取って乾燥重量を測定すればよいのであるがかなりの手間を要する。また場所によっては刈り取りが不可能である。そこで植被率(C)と草丈(H)との積によって表わせないかと考えた。そこでC×Hと地上部乾燥重量との関係を調べることにした。

試料として土所赤羽支所構内の草地内に0.5m×0.5mのワクを設定してそこから刈り取った。資料は骨材用乾燥機で24時間以上乾燥し、直視天秤で重量を計った。草丈(H)はワク内で最高値を示すものを折尺で測定した。結果は表-1に示す。

これによってC×Hと地上部乾燥重量の相関係数を求めると、植被率に目視による値を用いたもので相関係数0.892、植被率に写真による判読結果を用いたもので相関係数0.809であった。

そこで植被率は目視によって測定することとし、現存量として当面C×Hを用いることとした。

図-2に地上部乾燥重量と目視による植被率を用いたC×Hとの関係を示す。

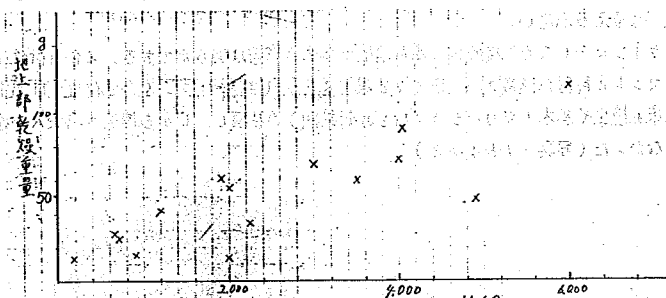


図-2 地上部乾燥重量とC×Hの関係

§4 指標の土地条件に対する反応

緑化工の成功度を3つの指標、植被率、出現種数およびC×Hで表わすこととした。そこでこれらが現地の状況をうまく表わしてくれるかどうか、また現地のどのような条件に対してどのように反応するかを調査する必要がある。

山岳道路を踏査して印象にのこることは、低海拔地では法面に緑化植生として導入された草本の生育もよく、また周囲の在来植物の侵入もさかんであるのに、高海拔地では緑化用植物の生育も良くなり、在来植物の侵入も遅いということである。そのうえ高海拔地では土工によるわずかの土砂が地表を覆ただけで高木が枯損したりする現象も見うけられる。

もう一つ印象にのこるものは法面の勾配である。高海拔地で緑化の成績の悪い場所でも、法面の勾配の緩いところでは比較的よく生育しているのに、急勾配法面では生育が悪い。今回は温度と法面勾配をとりあげ、これらの条件が上述の指標にどのように影響するかを調べることにした。

植物は一定の温度の範囲内でなければ生活活動を行なうことができない。植物の生育に影響をあたえる自然要因としては、気温、水分条件、風、土壌、日照等、様々なものがあるが、通常、最も大きな影響をあたえるのは気温と水分条件であり、他は極端な条件のもとにある場合を除いては、その影響に比較的小さい。特に日本では全国的に湿潤な気候のもとにあるため、水分不足が植物の生育に対する制限要因となることはほとんどなく、温度条件が植物の生育を制限している場合が多い。

吉良は日本の森林帯の区分が、大まかにはほとんど温度条件によってのみ決定されているとしている。

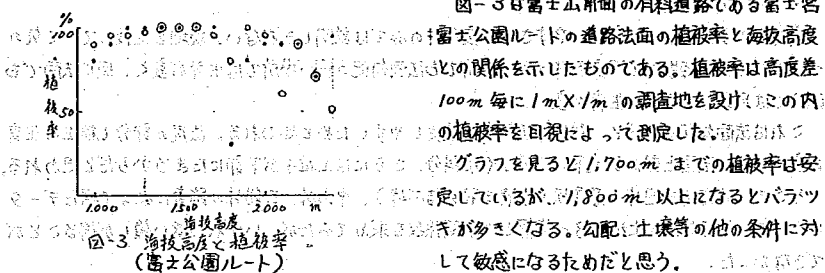
生物の生活現象が基本的には化学反応に基づいている以上、化学反応の速度を支配する温度が生物現象を支配すると考えるのは当然である。生物の化学反応をコントロールしている各種の酵素には最適温度があり、これをこえると温度が生物活動の制限因子として働く場合もあるが、日本では通常はそれほど高温は考えられない。

富士スバルラインにおいても温度条件の差が植生に与える影響は明らかである。2合目付近の赤松林の林縁にはマントル群落が形成され、ほとんど裸地は見られない。一方、5合目付近ではわずかの土砂移動で林床の植生や高木(ツガやシラヤなどの針葉樹)が枯損し、しかも植生の再侵入は遅々として進んでいなかった(写真一および二)。

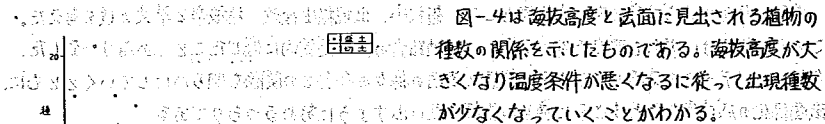


写真一 2合目 写真二 5合目

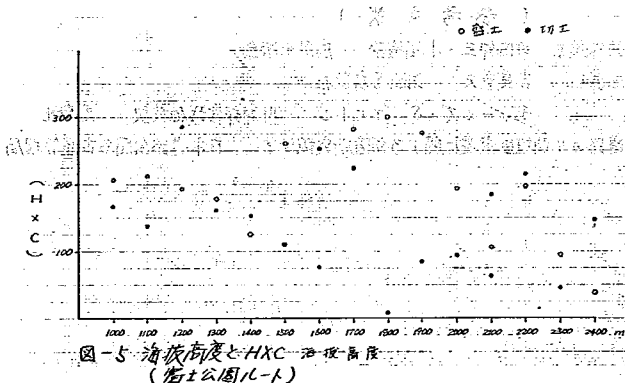
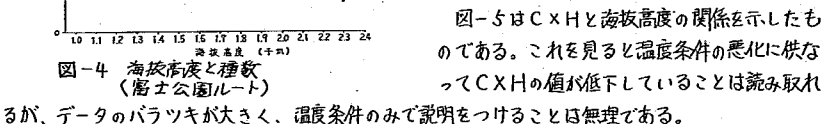
このような温かさや寒さの影響度は植生がそれにさらされている時間に比例すると考えられている。即ち積算温度を考えなければならない。しかし、ここでは温度条件に対する上述の3つの指標の反応を見ることだけが目的であり、また同一地点では海拔高度と積算温度との相関も十分に高いと思われるので、海拔高度で温度条件を代表させて話を進めることにする。



緑化工法、緑化種の選択によつて改善の余地はあつても、安心して緑化工が施工できるのは、1,700m以下の地点に限られるということになるだろう。



温度条件の悪化によつて侵入できる種の数が少なくなり、侵入に要する時間も長くなるのであろう。



面勾配が急な箇所では生育が悪い。

前述のように植生の生育のしやすさは温度条件のみでは説明しきれない。現地を踏査して見てみると、高海拔地で温度条件が悪い場所でも法面勾配の緩い場所では生育が良く、同じ法面でも法尻では目立って植生の生育が良い。

これは法面勾配が急だと、種子や肥料分が流失しやすいためと思われる。法尻の部分で植生の生育が良いのは、法面上部から流下した種子や肥料分、さらには土粒子が下部にたまるからだとと思われる。そこで、白海道三国峠（層雲峡と十勝三股を結ぶ峠）、中山峠、日勝峠の踏査によって得たデータに基づいて、法面勾配と上述の3つ指標との相関係数を求めてみたが、いずれも低い値しか得ることができなかった。

5 おわりに

道路の緑化工の成功度を表わす指標として、植被率、出現植生種数、植被率と草丈の積を考えた。これらの指標はいずれも温度条件に反応して、現地踏査の際に感覚的に感じたこととかなり一致した。今後さらにデータを集積し、これらの指標と法面の様々な条件との関係を明らかにしていくとともに、法面緑化の成功度を表わすさらに適当な指標を見い出すように努めるつもりである。

【 参 考 文 献 】

- ・土木工事の法面保護工 新田伸三・小橋澄治 鹿島出版会
- ・生態学から見た自然 吉良竜夫 河出書房新社
- ・侵略の生態学 チャールズ・S・エルトン 川郡節彦共訳 思泉社
- ・道路建設後の道路のり面植生変遷に関する調査研究報告書 日本道路公団名古屋管理局

8. 法面の変状とその測定について

土 質 研 究 室

石 塚 廣 史

法面の変状とその測定について

土質研究室 石 塚 廣 史

道路盛土や切土 法面の崩壊は、人命にかかわったり、またはわれわれの生活をおびやがず交通網の遮断などをひきおこす。したがってこのような最悪な事態をまねかぬようくにいはやく崩壊しそうな個所を察知し、正確な情報をながすことが必要となってくる。近年、崩壊予知法に関してさかんに検討が行われ、また新しい予知器の開発が活発になってきている。しかし、法面の崩壊はさまざまな因子が複雑に関係して発生することが多く、局所的崩壊から大規模な崩壊へと進む進行性破壊による崩壊が多く、その時期や位置、規模等を予測することは非常に困難な問題であると言える。

崩壊の予知を行なうには、崩壊に関連深い法面の変状を正確にとらえることが必要となってくる。法面の変状としては、いろいろなものが考えられるが、とくに落石、地表ひずみ、地中ひずみ、音などが予知のためには有望である。

土質研究室ではこれら崩壊進行時に発生すると思われる前駆現象について、崩壊との関連性、予知方法、および測定方法等について検討するため、法面崩壊実験を行なったのでその結果を報告する。

2. 試験方法

2.1 実験概要

実験は千葉支所構内の盛土実験槽を用いて実施した。実験槽は長さ4m、広さ27.2×27.6mのコンクリート製のピットで、上屋をささえる鉄骨に降雨装置が取り付けられており、実験槽の20×20mの範囲に人工降雨を加えるようになっている。ここに山砂を使用し、図-1に示すような高さ7.0m、天端幅4.0m、のり勾配1:1.0の実物大の盛土を築造した。まき出し厚は50cmとし、含水比を調節しながら均一にバイブレーションを使用して締固めた。乾燥密度は平均1.560^g/cm³、締固め度は91~94%の範囲であった。また盛土表面は降雨による表面の侵食を防止するために30cm厚の関東ロームの土羽土を施した。

実験はこの実験用盛土に雨量強度26mm/hの降雨を約8時間わたって加え、埋設計器により雨水の

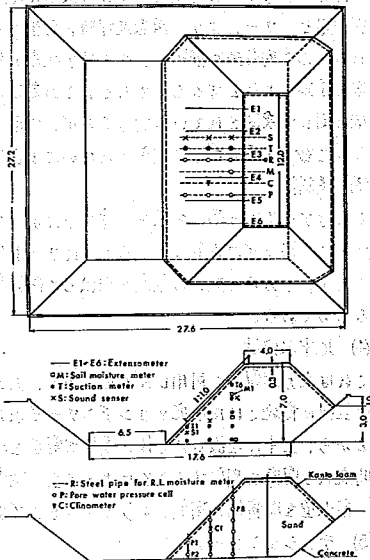


図-1 実験盛土および埋設計器

浸透状況、盤土内および盤土表面に生じる亀裂、変形等を継続的に測定し、観察した。

2.2 埋設計器

法面の変状をとりながら、これを崩壊の予知に役立てようとする計器はさまざまなものが考えられているが、大別すると地表面の変状をとりえるものと、地中内部の変状をとりえるものになる。前者に属する計器として地表面変位計があり、後者のものとしては音響式崩壊予知器、傾斜計、地中水分計、テンションメーターおよび周ギギ水圧計などがある。これらの諸計器の機能ならびに崩壊予知器としての有用性について検討するために図-1に示すような位置に計器を埋設した。以下に埋設した計器類について簡単な説明を加える。

(1) 地表面変位計

本計器は崩壊発生の時期と地表面の変位速度を予知しようとするもので、比較的その研究例も多い。これはすべり面をまたぐ2地点に固定端と移動端を設置し、その間を温度膨張係数の小さいインバーサル線で結び、その伸縮により法面の変位量を検出するものである。

(2) 音響式崩壊予知器

本計器は崩壊発生の時期と地中に埋設した地中発生音波検知用センサーにより、崩壊進行時に発生すると考えられるパルス音波を検知し、その発生頻度の推移から崩壊を予知しようとするものである。この方法は岩石の破壊に關して検討されている例はあるが、今回の実験のような土砂の崩壊に対して測定された例はあまりない。

(3) 傾斜計

これはケース内に吊った振子がすべりによりケースが傾斜しても常にゼロ位置にもどるようにサーボ機構を駆動させて、その時に流れる電流を検出して傾斜角を測定するものである。

(4) 地中水分計

これは土の誘電率を利用したものである。土の電気特性は並列に接続された抵抗とコンデンサーで表わされることから、土中に埋設した導体に高周波電圧を加え、その時流れる電流を測定することによって土の誘電率を求め、含水量を間接的に測定しようとするものである。

(5) テンションメーター

これは広く土壌物性学分野で用いられているもので、

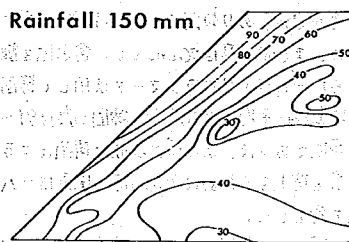
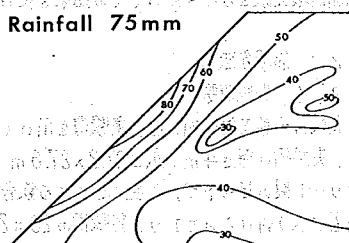
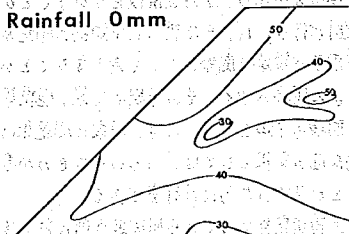


図-2 盤土内の飽和度の変化

を通して、土中の水分吸引圧を測定するものである。

(6) 間ゲキ水圧計

一般に用いられている差動トランス型のもを使用し、

3. 実験結果および考察

実験は総降雨量が196mmに達した時点で写真-1に示したような大規模な崩壊が生じた。崩壊が起こるまでの盛土内の水分の変化を挿入型のR.I.計器で測定し、飽



写真-1 斜面の崩壊

和度で整理して表わしたのが図-2である。実験開始前の飽和度の分布はほぼ40%程度の値であり、土料上の固束ローンは50%前後の値を示している。実験開始後は図からわかるように降雨の浸透とともに盛土表面から内部へと漸次飽和度が上昇している。

図-3は地中水分計から測定した含水量を飽和度になおしたもので、および間ゲキ水圧、サクションメータで測定したサク

シヨンの値と降雨量の関係を図-4に示したものである。図-3に示されるように飽和度、間ゲキ水圧、サクションの値とも深さ方向に時間的遅れを生じてはいるが浸透水が到達するとともに急激な変化を示し、後はほぼ一定の値を保っている。間ゲキ水圧の増大、またはサクションが低下すると土粒子間の有効応力が減少し、土のせん断強度も小さくなることから、のりすべりを生じやすくなる。したがって間ゲキ水圧の増大、およびサクションの低下は一定のりすべりと関連性があると考えられているが、崩壊の予知という点からすると浸透水の到達のときに大きな変動を示

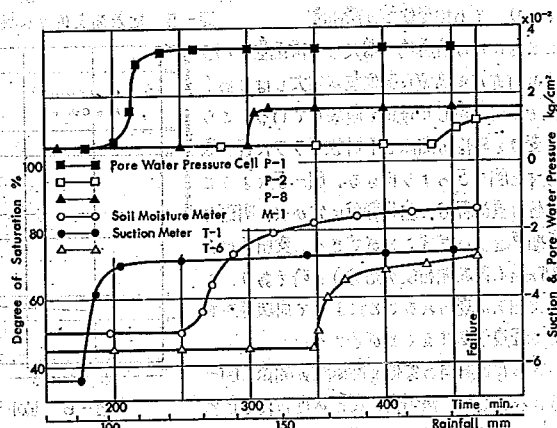


図-2 飽和度、間ゲキ水圧、サクションと降雨量の関係

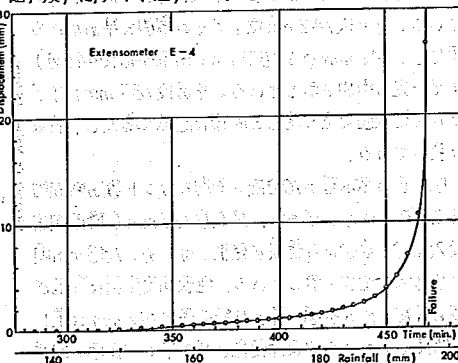


図-4 地表面変位と降雨量の関係

すもの飽和状態になると変化がなく、崩壊が近づいても変動を示さないことから崩壊時期を予測するには十分とは言えそうもない。

図-4に地表面変位量と降雨量の関係を示す。変位が認められはじめたのは降雨量142mm。(降雨開始後約5時間)のときであり、その後変位量は降雨量

とともにほぼ直線的に増大し、降雨量が190mm付近から急激に変位量が増大しはじめ、196mmに達した時点で崩壊している。さらに変位と時間の関係を半対数グラフに書き表わすと図-5のようになる。図-5によると変位は直線部分と曲線部分に分かれ、明確な変曲点をみいだすことができる。変曲点は185mm(降雨開始後435分)の時であり、この変曲点が現われることによって崩壊接近をある程度予測することができる。

さらに傾斜角の変化と降雨量の関係を図-5に表わした。傾斜角に変化が現われはじめたのは降雨量が93mm(降雨開始後約3時間)の時点であり、地表面の変位よりも早期にその変状が表われている。その後142mmまでその増加を早めながら変化し、142mmから187mm(降雨開始後440分)まで一定の増加を示している。その後187mmをすぎても地表面変位の場合と同様に急激に増大し、崩壊に至っている。

図-6は微小音の10分間の平均カウント数の時間的変化を示したものである。降雨量125mm(降雨開始後250分)前後から音波が発生しはじめ、183mm頃より急激な増加を示している。地表面変位計に変化が現われたのは図-4より降雨量が142mmに達した時点であるから地表面変位よりも早く法面の変状をとらえている。急激な変化が現われた183mm

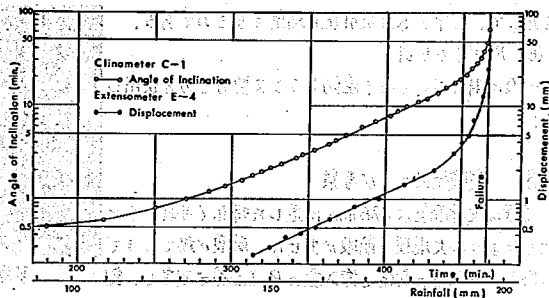


図-5 地表面変位及び傾斜角と降雨量の関係

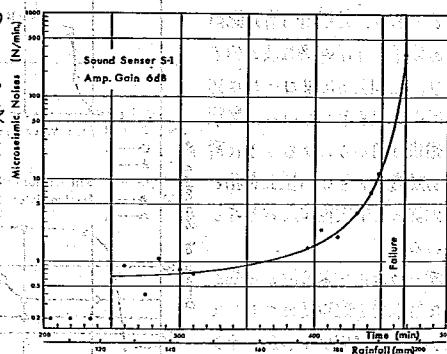


図-6 微小音と降雨量の関係

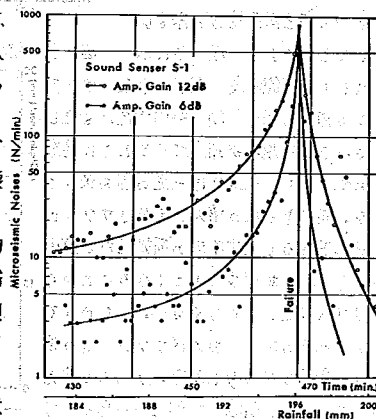
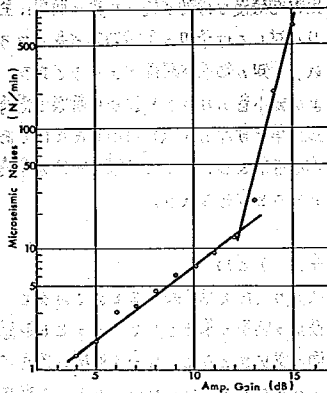


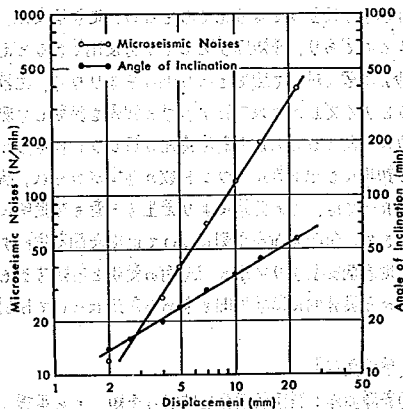
図-7 微小音のカウント数の経時変化

前後は地表面変位の変曲点、そして傾斜角に急激な変化が現われた頃とほぼ一致している。急激な変化が現われた183mmからアンプの利得を6dB、12dBにして測定した時の微小音のカウンタ数と降雨量の関係を示したものが図-7である。これを見ると崩壊接近とともにカウンタ数も増大し、崩壊を境にして急減しており、利得が6dB、12dBとも同様な傾向を示している。降雨開始後422分から432分の10分間、アンプの利得をひいて微小音を計数し、これを1分間当りのカウンタ数で表わしたものが図-8である。これに示されるようにアンプの利得とカウンタ数は2本の直線から成り、その交点は12dBと13dBの間で、この点がノイズレベルと考えられる。したがって12dB以下にアンプの利得を設定して測定すれば不要な雑音は除去されて



破壊音だけを計数し、図-7に示されるようにレベルの大 図-8 アンプの利得とカウンタ数の関係
小とあるが同じ傾向のものが測定できると言え
よう。

以上地表面変位、傾斜角および微小音のカウン
タ数についてみてきたが、これら相互の関連につ
いてみると図-9のようなになる。図-9は、法面
の変状が明確に現われた崩壊前約30分間について
同時刻における変位、傾斜角、および微小音のカ
ウンタ数についてのおおの値を求め、面対数座
標に記入したものである。変位-傾斜角、変位-
微小音のカウンタ数とも変位の増大とともに増加
の傾向を示しており、これらは共に関連している
ことが認められる。



次に崩壊時間の予知手法について検討する。地
表面変位を用いて崩壊時間を予知する手法として
斉藤の提案による方法がある。この手法を用いて崩壊予想時間を求めたものを図-10に示した。傾斜
角および微小音のカウンタ数から具体的に崩壊時間を求める方法は現在ないので、傾斜角、および微
小音のカウンタ数の時間的変化を表わした曲線より斉藤の方法を用いて地表面変位と同様に崩壊予想
時間を求め図-10に表わしてみた。図-10より崩壊3分位前の地表面変位から求めた崩壊予想時間は
実際の崩壊時刻に合致している。また同様に傾斜角から求めたものは14分、微小音のカウンタ数から
求めたものは4分くらい前から実際の崩壊時間と一致している。今回の実験では崩壊現象が急激に生
じたため、予知してから崩壊までの時間的余裕が少ないということはあるが、地表面変位、傾斜角お
よび微小音のカウンタ数から崩壊時間を予知することはある程度可能であると言えそうである。さ

図-9 変位と微小音、傾斜角の関係

に比較的緩慢な移動が続いた後に崩壊に至るようなすべりに対しては予知の余裕時間が長くなることが考えられ、予知の効果が期待できそうである。なお傾斜角および微小音のカウント数から崩壊予想時間を求める方法は単に斉藤の方法を利用しただけであり、今後理論的な考察をし、さらに実験データを集積していく必要があると考えられる。

4. まとめ

以上のバタ実験結果をまとめてみると、崩壊の予知に役立つ因子の条件として、もっとも敏感に早期に法面の変状をとらえ、しかも崩壊の接近が直然とわかるものでなくてはならない。そういう意味で含水量の変動に關するものは崩壊付近においても変動を示さないため、斜面の安定解析に利用できても予知にはあまり役立つとは言えそうもない。地表面変位、傾斜角および微小音についてはこの条件を満足するものであり、予知因子として十分使用できると思われる。微小音については今回の実験のような土砂の崩壊に対して測定された例はあまりなく、比較してみることはできないが、今回の実験結果をみるとノイズレベル以下にアンプの利得を設定して測定すれば、崩壊接近とともにそのカウント数が急激に増大することから崩壊接近の目星が立つと思われる。なお今回の実験では観測用クレーンの移動時にも微小音のカウント数の急増がみられ、崩壊接近と見誤まるおそれがあるので道路盛土などにおいては、その交通により発生する音も測定時には考慮する必要があると思われる。

また、崩壊時間の予測については地表面変位による方法があるが、傾斜計、および微小音についても地表面変位より早期に法面の変状を察知するものであるから、今後さらにデータを収集し、これらから具体的に崩壊時間を求める方法について検討を加えていこうと考えている。

【参考文献】

- 1) 斉藤典秀：斜面崩壊発生時期の予知，土と基礎，17巻2号，昭和44年2月，P.29～P.38

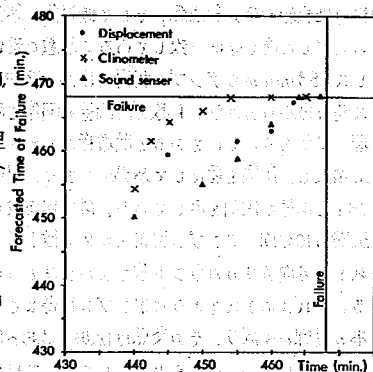


図-10 崩壊予想時間

9. コンクリートの断熱温度上昇の測定

コンクリート研究室

佐 取 一 男

コンクリートの断熱温度上昇の測定

コンクリート研究室 佐 阪 一 男

1 まえがき

マスコンクリート構造物では、コンクリートの硬化時における発熱にともない内部でかなりの温度上昇があり、これが初期収縮に発生するひびわれの原因となっている。ひびわれの発生を少なくするためには、最高上昇温度を抑制する必要があり、そのためには温度上昇特性を把握する必要がある。温度上昇特性を表わす一つの尺度として断熱温度上昇が用いられる。コンクリートの断熱温度上昇を求める方法としては、コンクリートの断熱温度上昇を直接測定する方法と、セメントの水和熱より計算する方法とがある。一般にはセメントの水和熱より計算する方法がよく用いられているが、水和熱試験は20℃の温度のもとで行なわれるため、実際の養生温度におけるコンクリートの温度上昇を正しく求めるうえで難点がある。

そこで、当研究室では断熱温度上昇と実験的に直接求める方法に着目し、試験方法と研究、開発するとともに、この方法により、コンクリートの断熱温度上昇におよぼす種々の要因について研究を行なった。

2 研究目的

断熱温度上昇と実験的に直接求めるための測定装置は従来からも用いられていたが、断熱状態と長期間保つことが困難であったために、長期測定には大きな誤差ともなつた。そこで、従来の装置に改良を加えた誤差の少ない測定装置による試験方法と確立し、この方法によりコンクリートの断熱温度上昇におよぼす種々の要因の影響について研究することとした。

3 研究方法

3.1 測定装置

(1) 改造まえの測定装置

測定装置の概略を示すと図-1のとおりである。中央の供試体はコルク製断熱容器によって包まれ、この容器の内外が等温度になるように温度調節が行なわれる。この内外の温度差を検出するために、銅-コンスタンタン熱電対が数十点直列に連結されており、0.05℃程度の温度差によって動作するように感度が高められている。

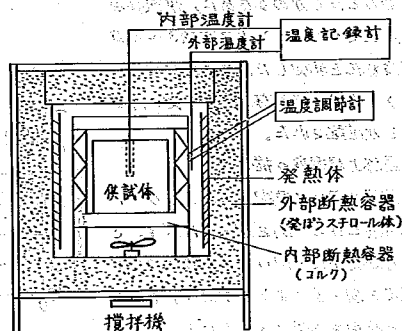


図-1 改造前の測定装置

調節計は、可動線輪正自動温度調節計である。
 ヒーターの容量は200Wで0、50W、100W、200W
 の4段に切り換えができる。
 温度は白金抵抗温度計により、測定範囲0～100℃の
 記録計に自記される。

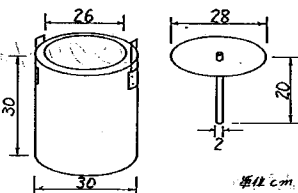


図-2 供試体容器

供試体容器は、図-2のとおりである。

(2) 改造後の測定装置

装置の概要
 環境温度とてきとうに正確にコンクリート温度に追従させるためコンクリート温度を基準として温度調節を行なうこと、断熱性能をよくするため、容器をコルク製の代りに金属製にすること、装置内の温度分布を均一にするため液体を循環させることなどに伴って改良を行なった。
 測定装置の概略は図-3のとおりである。

温度調節計は、供試体の中心温度と外周の水温とに0.05℃程度の温度差が生じた時に作動し、コンクリート温度が5℃にコンクリート温度と水温の差とをそれぞれ記録する2ペン式温度記録計と兼用されている。

ヒーターの容量は1.2kWで切り換え易により0、300W、600W、1.2kWの4段に可変できる。

下部に取り付けられた攪拌機は、毎分70回～280回まで連続的に可変できるものである。

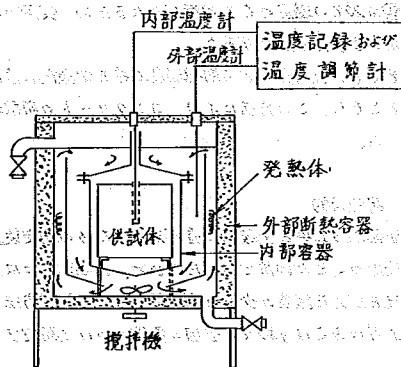


図-3 改造後の測定装置

2) 断熱能力

断熱能力を正しくするために、供試体容器に一定温度の温水を注入して連続3～4日間の温度変化を測定した。その結果は図-4のようであり、供試体温度が一定に保たれることが確認された。

3) 最終上昇温度の推定

この装置を用いて測定したコンクリートの断熱温度上昇の一例を図-5に示す。このような測定結果を用いて、 n 日と $n+1$ 日との温度を図-6のようにプロットし、温度上昇の傾向を追跡することによって、 t 日の最終上昇温度を推定することができる。

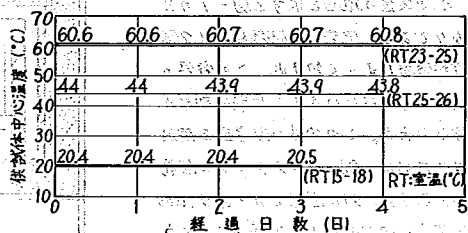


図-4 断熱能力の測定結果

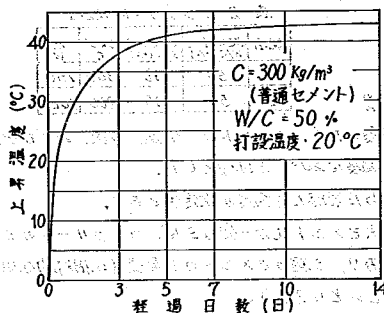


図-5 改造後の測定装置による試験結果

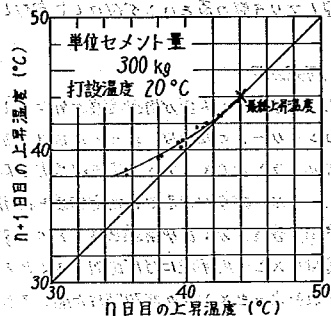


図-6 最終上昇温度の推定

3-2 製法方法

図-2に示すような円筒形のブリキ製容器にコンクリート試料を入れ密封する。中央の管にはコンクリート温度が速やかに伝わるようにするため機械油を入れる。

試料を充てた容器は速やかに内部容器に入れ蓋をしたのち供試体と同温度の温水と外周に入れる。コンクリート供試体中心および内部容器外周の所定の位置に各点温度計を置き、外部断熱容器の蓋をしたのち攪拌機を運転し試験を開始する。試験は14日間継続し、供試体の中心温度を連続記録せる。

3-3 コンクリートの断熱温度上昇におよぼす各種要因の影響に関する試験

(1) 概要

単位セメント量、セメントの種類、混和材料、コンクリートの初期温度および骨材の岩質がコンクリートの断熱温度上昇におよぼす影響について試験した。各項目について試験要因の組合せは表-1のとおりである。

(2) 配合

コンクリートの配合は表-2に示すとおりである。のこにのべた各種要因の影響の比較を容易にするため、コンクリートの水とセメント比および細骨材率は一定とした。

(3) 供試体の製作

コンクリートの打設温度が所定温度となるようにあらかじめ、練り混ぜ水および細骨材温度を調整した。

コンクリートの練り混ぜ後、図-2のブリキ製容器に詰め、所定容量(18L)と

表-1 試験要因

要 因	変動要因	備 考
1 使用セメント量	200 kg/m³ 300 kg/m³	打設温度 20°C 普通ポルトランドセメント
2 セメントの種類	早強ポルトランドセメント 普通 中熱 フライッシュセメント (A・B種) 高炉セメント (B種)	打設温度 20°C セメント量 300 kg/m³
3 混和材料	塩化カルシウム リグニンスルホン 酸塩系 (2種)	打設温度: 10・20・30°C セメント: 普通ポルトランドセメント セメント量: 300 kg/m³
4 コンクリートの初期温度	10°C 20°C 30°C	セメント量: 200 kg/m³ セメント量: 300 kg/m³ 早強ポルトランドセメント 普通 中熱
5 骨材の岩質	石灰岩 角閃岩 輝緑岩	打設温度: 20・30°C セメント量: 300 kg/m³ 普通ポルトランドセメント

計量しポリキ製の蓋をハンダ付けして密封した。

表-2 コンクリートの配合

配合	セメント W/C (%)	砂 S/A (%)	セメント C	水 W
I	50	35	300	150
II	50	35	200	100

4 研究結果

(1) 単位セメント量が断熱温度上昇に及ぼす影響

コンクリートの配合は、表-2に示すI・IIの2種類である。セメントは、早強、普通、および中熱熱ポルトランドセメントの3種を対象とした。打設温度は20℃と目標とした。

図-7は、打設14日までの測定結果を利用して求めた最終上昇温度の推定値である。

早強、普通、および中熱熱セメントのいずれも、水とセメント比が一定ならば、コンクリートの上昇温度はセメント使用量にほぼ比例することと示しており、3種のセメントの上昇温度の相対的な相違はそれぞれのセメントの水和特性に照して多量なものとなるよう。

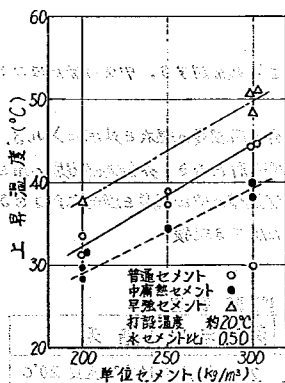


図-7 単位セメント量と
上昇温度との関係

(2) セメントの種類が断熱温度上昇に及ぼす影響

配合は表-2に示す配合-1とした。セメントの種類は、早強、普通、中熱熱ポルトランドセメント、フライアッシュセメント(A種およびB種)および高炉セメント(B種)を対象とした。

打設温度は20℃と目標とした。

図-8は、セメントの種類と温度上昇との関係を示す。単位セメント量が一定(300kg/m³)でも、セメントの種類により温度上昇曲線は異なり、早強のものほど発熱が大きく、早強>普通>フライ

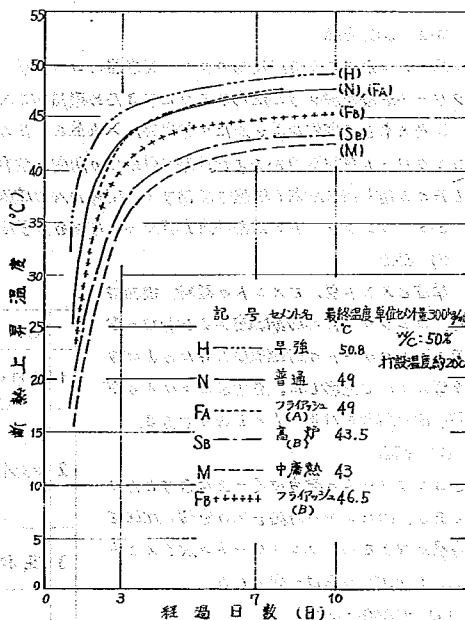


図-8 各種セメントと上昇温度との関係

アマジユ(A)＞フライアッシュ(B)＞中熱セメントの順となっている。

(3) 混和材料の使用が断熱温度上昇に及ぼす影響

混和材料として、塩化カルシウム(Ca)

およびリグニンスルホン酸塩系の減水剤(P5 および P8)を使用した場合の断熱温度上昇について検討した。混和剤使用量は、セメント重量に対してCaは2%, P5 および P8 は0.25%とした。セメントは普通ポルトランドセメントを使用し、配合は表-2の配合-Iとした。

図-9に、混和剤の種類による断熱温度上昇の相違を示す。図-9より明らかなように、いずれの混和剤を用いたコンクリートも打設直後約40℃に達しているが、この打設に至るまでの蓄熱量は混和剤により大きく相違している。Caを用いたものは緑リマス後急激な温度上昇を示して、その水和促進効果を表付けているのに対し、P5、P8を用いたものは、混和剤を使用しないものよりも温度上昇はやや緩慢で、これらの混和剤が水和促進の作用をもつことを示している。

(4) コンクリートの初期温度が断熱温度上昇に及ぼす影響

コンクリートの配合は、表-2の2種類とした。

図-10は、打設時におけるコンクリート温度と断熱温度上昇率との関係を示す。この結果を見ると、コンクリート温度は打設時の温度10～30℃の範囲において、5℃前後の差を示しているがセメントの種類、セメント使用量によって、その傾向はあまり明らかでなく、現在の段階では、使用上コンクリートの上昇温度は打設時の温度にかかわらずほぼ一定と考えてよいものと思われる。

しかし、図-11、図-12、図-13に示すように、経過日数における上昇温度の割合は、打設時の温度によって大きく影響をうけ、打設時の温度が高いコンクリートほど、早期における温度上昇の割合は大きくなっている。早期および普通セメントの場合は、早期における温度上昇の割合は、打設時の温度が高いほうが大

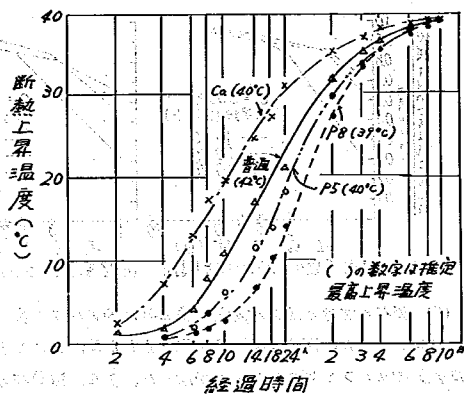


図-9 混和剤の相違とコンクリート上昇温度

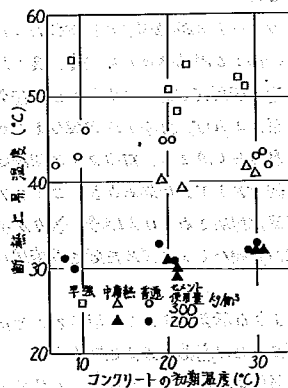


図-10 コンクリートの初期温度とコンクリートの上昇温度

さいが、ある時間と経過すると、経過日数による温度上昇割合の変化は打設温度にかかわらずほぼ一定となっている。しかし、中腐熱セメントの場合には打設時の温度にかかわらず温度上昇の割合は、ほぼ一定となっている。

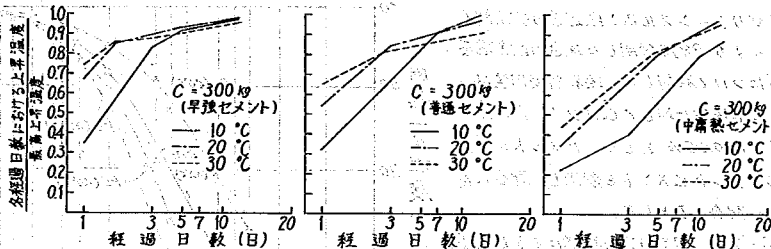


図-11 早強セメントの温度上昇割合

図-12 普通セメントの温度上昇割合

図-13 中腐熱セメントの温度上昇割合

(5) 骨材の岩種の相違が断熱温度上昇によぼす影響

コンクリートの配合は表-2の配合Iとした。セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。また、粗骨材の熱的性質は表-3に示すとおりである。

試験結果を表-4に示す。これによれば、石灰岩とその他の岩種との間には多少の熱的性質の相違が見られるものの、断熱温度上昇によぼす影響はそれほど大きくはなく、ほとんど同一と見なしてよい程度となっている。

表-3 コンクリートの熱的性質

岩 質	単位重量 (kg/m³)	熱伝導率 (kcal/mh°C)	比 熱 (kcal/kg°C)	熱拡散率 (cm²/h)
石灰岩	2412	2.40	0.23	0.0034
角閃岩	2655	1.85	0.26	0.0028
輝緑岩	2519	1.65	0.26	0.0027

表-4 断熱温度上昇

岩 質	打設温度(°C)	最終温度(°C)
石灰岩	23	43
	27	47
	21	48
角閃岩	23	42
	28	43
輝緑岩	23	45
	23	44

5 まとめ

コンクリートの断熱温度上昇曲線については、従来から $\theta_t = \theta_0(1 - e^{-\alpha t})$ [ここに、 θ_t : t時間後の上昇温度、 θ_0 : 最高上昇温度、 t : 時間、 α : 第2次]型の関係式で表わされることが報告されているが、当研究所の検討結果によれば、材料1週間程度までの上昇温度は、このよう式で表わされる程度で、材料2週間程度における上昇温度を表わすには難があるように思われる。コンクリート構造物の温度計算にも、専ら電算が利用されている昨今、入力が多岐にわたることは入る支障となるので、温度上昇曲線は実験によって求めた値を直接採用して計算を行なうことが、現時点としてのよりよい方向と考える。

このような趣旨から、この報告でのような安定性がよく、試験精度のよい断熱温度上昇測定装置を得たことは意義があると思われる。

この装置を用いて、コンクリート品質の諸要因が断熱温度上昇によぼす影響について試験した結果、単位セメント量、セメントの種類およびコンクリートの初期温度は断熱温度上昇に大きな影響を及ぼすに對し、混和剤の種類や骨材の岩種などは比較的影響が少なく、これがたしかめられた。

10. 橋桁に作用する非定常空気力の
計測とその応用

構 造 研 究 室

野 村 一 夫

橋桁に作用する非定常空気力の計測とその応用

構造橋梁部 構造研究室 野村一夫

まえがき

長大橋梁とくに吊橋や斜張橋など柔構造形式の橋梁の耐風設計においては、設計風荷重だけでなく、構造体の風による振動が重要な役割りを果たす。これら橋梁の振動は、比較的低風速において構造物の後流を流下する渦列による渦励振（風琴振動）と高風速において発現する空気力の連成によって生ずる自動振動（フラッタ）の2種が主体となるが、それらの発生機構の明確な解明は得られていない。そのため、これまでの橋梁の耐風性の検証は専ら相似模型による応答実験（フラッタ実験）に委ねられて来た。

ところで、構造物の風による振動を支配する要素としては、その構造物の振動特性すなわち固有振動数・振動モード・振動減衰性と、振動時に作用する非定常空気力が挙げられよう。前者については解析および実験による資料の蓄積があり、設計資料は得られるが、後者については橋梁断面の多様性のため一律には求められず、風洞実験に頼らざるを得ない。

空力弾性問題においては、非定常空気力が重要であり、航空工学分野を含めてその計測法には幾つかの手法が提案されているが、それらは計測精度の面に難点があるため、今回従来とは全く異なる原理に基づく計測法を開発した。新しい手法の採用により計測精度の向上が可能になると同時に、完成系のみならず、計測された非定常空気力を用いて架設時の耐風性の検証が準解析的手法により可能となった。ここにその成果を報告し、諸賢の御批判をいただきたい。

1 橋梁の耐風性における非定常空気力の役割

1.1 橋梁の風による振動

長大橋梁や細長い橋梁部材は風の作用を受けて振動することがあり、設計上重要な問題である。振動はその形態から次のように分類される。

- (1) 不規則振動 (Buffeting)
- (2) 風琴振動 (Aeolian oscillation) または限定振動 (Restricted oscillation)
- (3) 自動振動 (Self-excited oscillation)

不規則振動は自然風の乱れや構造物の後流中の乱れによって構造物が強制振動させられるもので、これによって静的空気力による断面力を越える応力が構造物に生ずることが考えられ、新しい長大吊橋の設計基準¹⁾では不規則振動の影響を考慮して設計風速を修正することとしている。また、風の中におかれた構造物からはカルマン渦と呼ばれる渦列ができることはよく知られているが、風琴振動はこのような構造物の後流中に規則的に発生する渦に関連して生ずる振動である。この振動は比較的低風速で起こり（図-1参照）、風速が増加すると振幅は減少するため、構造物は一挙に破壊に至る恐れはないが、出現回数が多いことから、疲労や人体感覚の面からの検討が必要となろう。自

励振動は流体により構造物に作用する空気が構造物の振動と位相差を持つことにより、構造物が負の減衰を持つこととなり、このために励起される不安定振動であると考えられる。土木に関連した自動振動現象としては、送電線のたわみ振動として有名な跳躍振動 (galloping) また吊橋などのねじれ振動、または曲げねじれ振動としてのフラッター (Flutter) があり、この現象は風速の増加と共に振動振幅が増加し、構造物の破壊をもたらすものであり、設計に際しては、設計風速以下ではこの現象が生じないことを確認しておく必要がある。

1.2 非定常空気力

一般に長大橋梁の空力現象を考える時には、構造物はたわみ振動、ねじれ振動の2自由度系として取り扱う必要があるが、ここでは簡単のために、1自由度系の場合の非定常空気力について説明しよう。

流体中の1自由度の振動系の運動は次の運動方程式で表わされる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f(t) \quad (1)$$

ここに、 m : 質量、 c : 粘性抵抗、 k : バネ定数、 x : 変位、 $f(t)$: 外力。
外力 $f(t)$ は物体が振動することによって流体より受ける力であり、特に空力現象を対象とする場合この力を非定常空気力と呼ぶ。非定常空気力は物体の振動変位と振動速度に比例する成分よりなり次のように表わすことができる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = A\dot{x} + Bx \quad (2)$$

(2)式を変形して

$$m\ddot{x} + (c-A)\dot{x} + (k-B)x = 0 \quad (3)$$

(3)式の $(c-A)$ の値により振動の消長が規定されることになる。すなわち、

- (1) $c-A > 0$: 減衰
- (2) $c-A = 0$: 中立
- (3) $c-A < 0$: 発散

従って、(3)式の定数 A 、 B (すなわち非定常空気力) が分れば構造物の応答を推定することができることになる。

2 非定常空気力の測定法——新形式計測法の開発

2.1 従来の方法

従来、非定常空気力の計測技法は主として航空機翼に関する分野で広く開発されてきた。それらは自由振動法と強制振動法に大別されるが、ここでは当研究室が従来用いていた強制振動法を紹介することにする。

自由振動法 : Scanlan²⁾
強制振動法 : 河島⁵⁾、笠口⁴⁾、田中⁵⁾、土研³⁾
強制振動法 3)~5) とは、図-2に測定方法が示されているが、風洞内の気流中に剛体模型をセットし、電動機によって一定の振幅、振動数の強制加振を行ない、模型に加わる力を模型を支えるビ

ームの曲げによって、ストレインゲージを用いて検出するものである。この出力には、空気力の他に慣性力も含まれているので、同じ型の模型を風洞外にダミーモデルとしてセットして、測定用模型と同時に振動させ、あらかじめ無風時で両者が打ち消し合うようにしておく。慣性力の引算は電気的な引算回路を用いて行なっている。振動形式は上下および回転振動とし、それぞれにつき揚力と空力モーメントを測定する。

2.2 新しく開発された方法

新しく開発された非定常空気力検出器はヤジロベエと同じ原理を用いており、その機構は図-3に示されている。従来の方法がダミーモデルを用いて電氣的に慣性力を消去するのに対し、新しい方法では図に示されているようなカウンターウェイトの調整により慣性力を機械的に消去する方式を採用している。従って検出器は、風を吹かせたときに模型とカウンターウェイトの間に生ずるアンバランス分（非定常空気力）のみ検出することになり出力の増幅に便利であり、従来困難であった渦励振時の微小空気力の計測も可能となった。計測回路のブロック図を図-4に示す。各測器の説明は省略する。データ解析はデータレコーダーに記録されたアナログ量をA/D変換機により数値化し、大型電子計算機により処理した。なお、従来の計測回路ブロック図を図-5に示し、今回の方法と比較した。

2.3 非定常空気力係数の算出

非定常空気力は変位との間に位相差をもつので、複素表示し次のような4種の空気力（8個の成分）に分けられる。実数部が変位位相成分であり、虚数部が速度位相成分である。

$$\begin{cases} \text{揚力} & L_y = L_{yR} + i L_{yI} \\ \text{モーメント} & M_y = M_{yR} + i M_{yI} \\ \text{揚力} & L_\phi = L_{\phi R} + i L_{\phi I} \\ \text{モーメント} & M_\phi = M_{\phi R} + i M_{\phi I} \end{cases} \quad (4)$$

計測された空気力より非定常空気力係数を算出するには次のようにして行なう。
非定常空気力 $L(t)$ は、周波数応答成分 $L_m(t)$ とその他のノイズ成分 $L_a(t)$ よりなる。

$$L(t) = L_m(t) + L_a(t) \quad (5)$$

変位 $Y(t)$ を $Y(t) = Y_0 \cdot \cos \omega_m t$ とすれば

$$\begin{aligned} L_m(t) &= L_0 \cdot \cos(\omega_m t - \beta) \\ &= L_0 \cdot \cos \beta \cdot \cos \omega_m t + L_0 \cdot \sin \beta \cdot \sin \omega_m t \\ &= a_m \cdot \cos \omega_m t + b_m \cdot \sin \omega_m t \end{aligned} \quad (6)$$

更に $L_m(t) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot C_{Lm}(t)$ とすれば

$$C_{Lm}(t) = C_{LmR} \cdot \cos \omega_m t + C_{LmI} \cdot \sin \omega_m t \quad (7)$$

この C_{LmR} 、 C_{LmI} が非定常空気力係数 C_L の変位位相成分、速度位相成分であり、次のように複

素表示される。

$$C_L = C_{LR} + i C_{LI} \quad (8)$$

測定された空気力はノイズ成分も含むため、実際にこの係数を求めるにはフーリエ変換を用いてい

る。すなわち、 $L(t) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot L \cdot C_L(t)$ として

$$C_L(t) = C_0 + C_1 \cdot \cos \frac{2\pi}{T} t + C_2 \cdot \sin \frac{2\pi}{T} t + \dots + C_{LR} \cdot \cos \omega_m t + C_{LI} \cdot \sin \omega_m t + \dots \quad (9)$$

$$\therefore \int_0^T C_L(t) \cdot \cos \omega_m t \cdot dt = \int_0^T C_{LR} \cdot \cos^2 \omega_m t \cdot dt = \frac{1}{2} \cdot T \cdot C_{LR}$$

$$C_{LR} = \frac{2}{T} \int_0^T \frac{2L(t)}{\rho \cdot V^2 \cdot B \cdot L} \cdot \sin \omega_m t \cdot dt \quad (10)$$

同様にして

$$C_{LI} = \frac{2}{T} \int_0^T \frac{2L(t)}{\rho \cdot V^2 \cdot B \cdot L} \cdot \sin \omega_m t \cdot dt \quad (11)$$

位相差 β は $\beta = \tan^{-1} (C_{LI} / C_{LR})$ によって求める。

位相差は空気力が変位より進んでいる場合を正とする。そうすると空気力が変位より 90° 進んでいれば(定義より速度位相成分が負の場合)模型が上に行くとき上向きの力が、下に行くとき下向きの力が働き、空気力は模型の運動を成長させるように働き振動は不安定傾向を示すといえる。

3. 測定結果とその応用例

使用した風洞は構造研究室所属のエッフェル型風洞であり、写真-1に測定部外観を示す。測定部寸法は高さ $2.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}$ 、測定部風速は $0 \sim 25 \text{ m/s}$ (連続)である。加振機構はモーターの回転運動をクランク軸や腕により上下直線運動、さらにねじれ運動に変換して模型を加振する。この装置の強制振動振幅は $0 \sim 50 \text{ mm}$ 、 $0 \sim 1.5^\circ$ の範囲で連続的に変化が可能である。加振振動振幅は $0 \sim 30 \text{ Hz}$ の範囲で設定できるが、検出器の能力・ノイズ等を考慮すると $2 \sim 5 \text{ Hz}$ で実験を行なうのが適当である。

3.1 風琴振動の計測例

風琴振動の計測例として末広大橋の風洞実験結果を述べる。末広大橋は徳島市新町川を越える地点に架設されている中央径間長 250 m の三径間連続箱桁斜張橋であり、その断面図を図-6に示す。Fタイプは風琴振動の抑制を目的としてTタイプの高欄に抑流板を取り付けたものである。非定常空気力係数を図-7に示す。空気力係数のプラス側は不安定領域である。迎角は吹き上げを正、吹きおろしを負とする。この結果からFタイプに不安定現象はみられないが、Tタイプは迎角 3° と 5° の $V/NB=2$ 付近に不安定現象がみられ風琴振動の発現が予想される。末広大橋はすでにバネ支持模型実験により耐風性の検討が行なわれており、その結果を図-8に示す。同図

よりFタイプは風琴振動が発現せず、Tタイプは迎角 2° 、 4° で風琴振動が発現する。

以上のことから、新しく開発された非定常空気力検出器を用いると、従来の方法では困難であった風琴振動のような微小空気力の計測も可能となった。また、バネ支持模型実験と同様の結果が得られたことにより、耐風性の検討には非定常空気力実験も有力であることが明らかになった。

3.2 架設時のフラッター振動の計測例

平戸大橋の架設時の非定常空気力実験結果を述べる。平戸大橋は長崎県の九州本島と平戸島の間の平戸瀬戸に架設中の中央径間長465.4mの単径間トラス補剛吊橋である。平戸大橋の断面を図-9に示し、非定常空気力実験結果を図-10に示す。I案には不安定現象は現われず、III案の迎角 5° において $V/NB=5\sim 15$ の範囲で不安定現象が発現する。バネ支持模型実験結果によると、I案は全迎角においてフラッター振動は発現せず、III案は図-11に示すように迎角 2° 、 4° 、 6° においてフラッター振動が発現する。同図に、非定常空気力実験により求められたフラッター発現風速をプロットしてみると良く対応していることがわかる。

以上のことから、従来の方法では計測が困難であったトラス補剛桁のような小さな空気力も安定して計測することが可能であり、バネ支持模型実験とも良く対応しているといえよう。

4. まとめ

本論文では橋梁の耐風性を検討するうえで非定常空気力のもつ重要性について述べ、従来の方法よりもはるかに精度のよい新しく開発された計測法の原理および計測方法を紹介した。この手法により非定常空気力を確実に精度よく計測できるようになった計測例として、斜張橋において比較的低風速で発現する風琴振動のような微小非定常空気力および架設時のトラス補剛吊橋のフラッター振動の非定常空気力を示したが、その結果はバネ支持実験結果と良い対応関係にあり、新しい方法の有効性を確認することができた。

あとがき

構造研究室においては以前から非定常空気力実験に関する研究が行われており、本論文で紹介した計測例はその一例である。本研究をまとめるにあたり、成田信之構造研究室室長および横山功一研究員の援助を戴きました。また、実験を行なうにあたり、湯沢聡技官の協力を得ましたことに対し、ここに謝意を表します。

〔参考文献〕

- 1) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)，同解説，昭和51年3月
- 2) Scanlan, R. H. and Sabzevari, A. : Suspension bridge flutter revisited, Preprint of ASCE Structure Engineering Conference, Seattle, Washington, May 8-12, 1967
- 3) 河島，木村，柴戸：第13回応用力学連合講演会論文抄録集，昭和38年9月

- 4) 釜口、坂田、西谷：吊り橋の耐風安定性に関する基礎研究，日本航空学会誌第1.3巻第1.3.3号，昭和40年2月
- 5) 田中宏，伊藤学：充腹構造物の自励振動における空気力の特性，土木学会論文集第1.6.8号，1969.1.8
- 6) 土木研究所構造研究室：斜張橋桁断面の空力特性（その1），昭和49年3月
- 7) 土木研究所構造研究室：末広大橋耐風性調査報告書，昭和48年3月，土研資料№799
- 8) 土木研究所構造研究室：平戸大橋設計施工調査耐風性調査報告書，昭和50年12月，土研資料№1102



写真-1 風洞外観

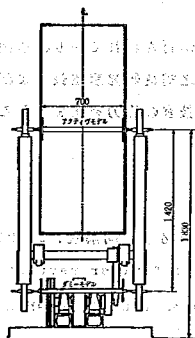


図-2 開発された非定常空気力検出器

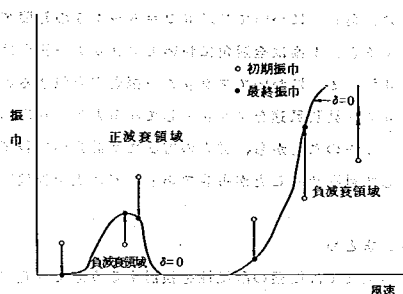


図-1 空力不安定現象模式図

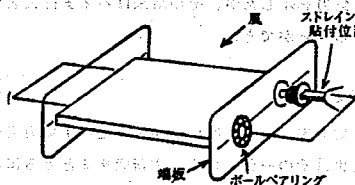


図-3 従来の非定常空気力検出装置

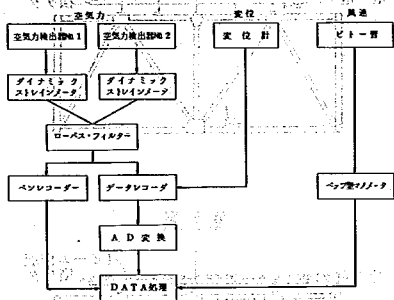


図-4 新しい計測回路図

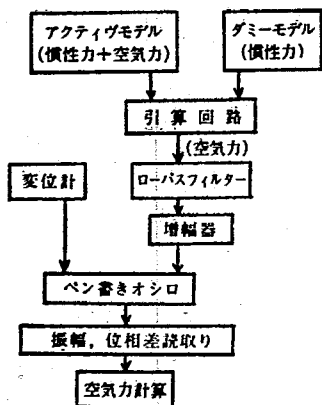


図-5 従来の計測回路図

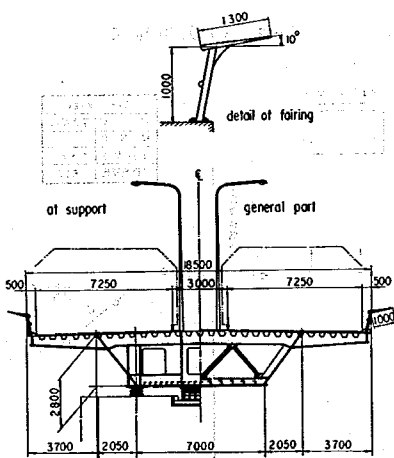


図-6 末広大橋断面図

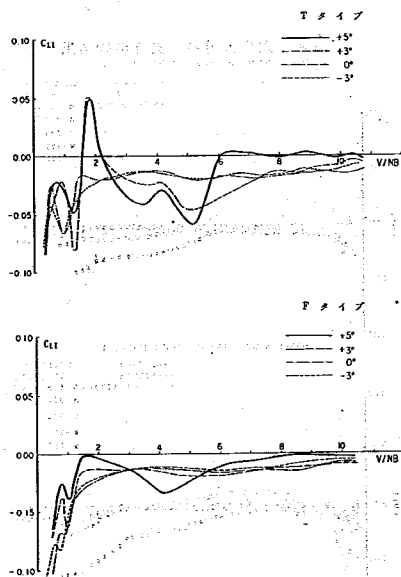


図-7 非常空気力係数(末広大橋)

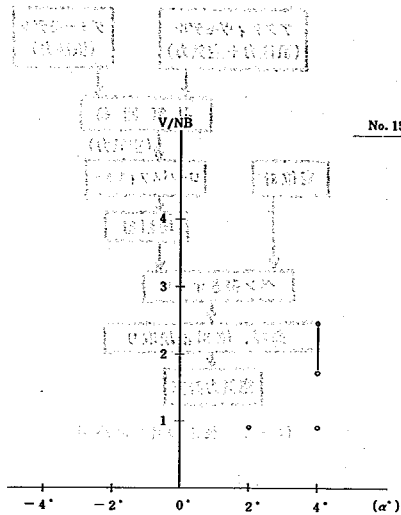


図-8 末広大橋バネ支持実験結果
MODEL NAME HIRADO OHASHI MODEL 1

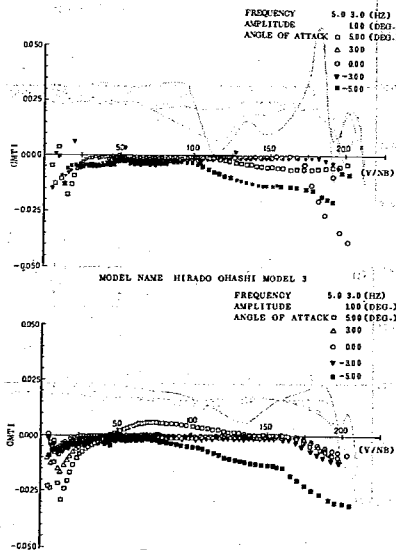


図-10 非定常空気力係数 (平戸大橋)

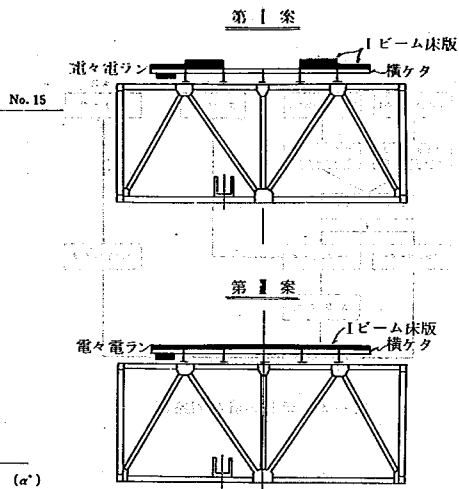


図-9 平戸大橋断面図

第1案 13 step



V _{cr} - α 関係	
原 型	平戸大橋
模 型 名	
支持方法	h _{cr}
風速換算比	6.15

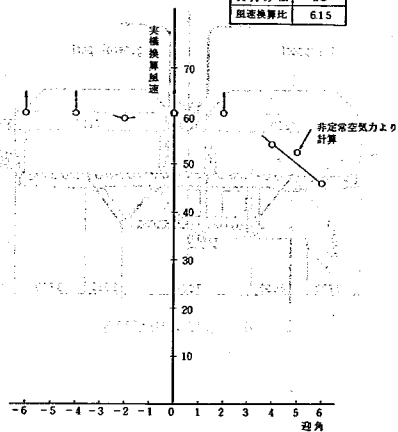


図-11 平戸大橋バネ支持実験結果

11. 地盤の動的変形特性の測定法

振 動 研 究 室

高 木 義 和

地盤の動的変形特性の測定法

振動研究室 ○高木義和・吉田精一

§1. はじめに

土木構造物の耐震設計を行なう上で、地盤の地震時挙動の解明は重要な課題である。特に次の諸点を解明する必要がある。

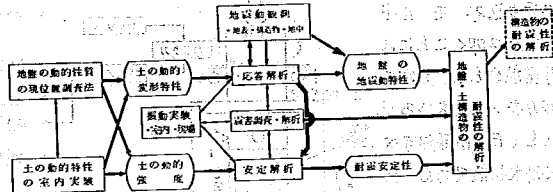
- (1) 振動特性——振動の大きさ、継続時間、周期特性等。
- (2) 地震時の支持力の低下——これは特に流動化する恐れのある地盤で問題になる。
- (3) 変位——水平な地盤でも地震後水平変位が残ったりすることがある。盛土はすべり・流下等が生ずる。又、水平地盤でも沈下が生ずる。
- (4) 上記の現象の構造物へ及ぼす影響

これらの現象は複雑でかつ多様であり、それ故、総合的な研究が必要とされる。振動研究室では図1のフローチャートに示す方法でこの課題に取り組んできた。図1に示すように、地盤及び盛土構造物の地震動に対する応答を数値計算により合理的に推測する為には、土の変形係数が必要となる。一般に水平地盤の地震時の応答解析には水平セリ断振動モデルが用いられることが多い。このモデルを作るには地盤の変形係数としてセリ断剛性率 G 、減衰が必要となる。

§2. 土の変形係数の求め方

土の変形係数を求める直接的方法として、現場におけるボリリング孔を利用した弾性波探査(PS探査)がある。ところが弾性波探査で生ずる歪は非常に小さく 10^{-6} 程度である。一方、強震時の歪レベルは解析によると、 $10^{-4} \sim 10^{-2}$ 程度である。土の変形係数は歪レベルに強く依存することが知られているから弾性波探査($\epsilon = 10^{-6}$)の値より、強震時($\epsilon = 10^{-4} \sim 10^{-2}$)での土の変形係数を合理的に求めるには $\epsilon = 10^{-4} \sim 10^{-2}$ の範囲の歪レベルでの土の変形係数の歪依存性を求めておくなくてはならない。そこで当研究室では昭和47年度～50年度にかけて各種の試験機(掘孔試料用共振法土質試験機、不攪乱試料用共振法土質試験機、低周波動的セリ断試験機)を開発した。共振法土質試験機は歪レベル $10^{-6} \sim 10^{-4}$ 程度までの土の変形係数を求めることが可能である。低周波動的セリ断試験機は歪レベル $5 \times 10^{-4} \sim 10^{-2}$ 程度までの変形係数を求めることができる。

今回は、これらの試験機での土の変形係数の求め方及びこの



凡例

- 研究項目 → 成果が期待できる。
- 具体的目標 → 互にチェックできる。

図 1

地盤・盛土構造物の耐震性の解析研究フローチャート

方法で求めた各種の土の変形係数(G, η)の歪依存性、及び弾性波探査から求めた G の値と室内実験で求めた G の値の比較を報告する。

供試体寸法は共振法土質試験機(図-2)では内径6cm, 外径10cm, 高さ25cmの中空洞筒型であり、低周波動的せん断試験機(図-3)でも内径6cm, 外径10cm, 高さ10cmの中空洞筒型であり、両試験の断面形状は同じである。共振法土質試験は、「供試体+付加装置」系の共振振動数 f_0 と自由振動からせん断歪 $\gamma = 10^{-3} \sim 10^{-2}$ までの土の変形係数(G, η)を求めるものである。この場合の f_0 は50~100Hzと大きく、繰り返し回数 $N=2000 \sim 4000$ までの G を求めていることになる。又、この試験では1つの供試体で各種の拘束圧の実験を行なうが、一方、低周波動的せん断試験は、中空供試体に周波数約0.1Hzの繰り返しねじり力を与え、この時のトルク、回転角を測定することにより、せん断歪 $\gamma = 5 \times 10^{-3} \sim 10^{-2}$ までの土の変形係数(G, η)を直接求めるものである。トルク、回転角の測定に誤差が入らないように両者共に供試体直上のセルの中で測定した。このことが低周波の精度を高め、 $\gamma = 5 \times 10^{-3}$ 程度までの極微小歪での測定を可能にした。低周波では1つの供試体につき、1つの拘束圧での実験を行なう。 G はすべて $N=10$ の値を用いた。両試験とも、側圧は空気圧、内圧は外圧が等しくなるように与え、軸荷重はこれとは独立に与えた。従って、 $\sigma_3/\sigma_1=1.0$ 以外の応力状態も作ることができる。空気乾燥砂の供試体はモールド内に砂をスカーン

で注ぎ込み、モールドを木鋸で叩くことにより密着めとし、木鋸を叩かない場合をゆるめとした。試験はすべて排水状態で行った。
§3. 実験結果
図-4は豊浦砂の平均主応力 $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ での両試験法(共振法土質試験機、低周波動的せん断試験機)のワークダイアグラム

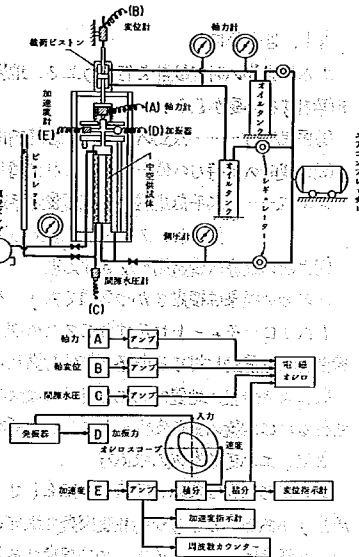


図-2 共振法土質試験機のワークダイアグラム

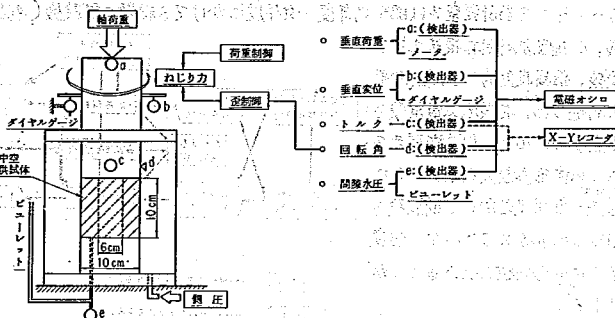


図-3 低周波動的せん断試験機のワークダイアグラム

験、低周波動的セツ断試験)の G の値を示したものであり、間隙比 e 、平均主応力 $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_2)$ の若干の変化のバラツキの影響を消却するために①の式で得られる G の値: G^* で除した値を示してある。(データの比較を同じ e 、同じ p に対して行なう為にはデータに何らかの正規化を行なう必要がある。)

$$G^* = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.5} \quad (1)$$

この式は図-5に示すように粒度のそろったシルト分を含まない、“きれいな砂”または広範囲の間隙比に対して $\sigma = 10^{-2}$ の時に成り立つ。図-4によると、両試験(共振法土質試験、低周波動的セツ断試験)において、豊浦砂の G は飽和、及び空気乾燥状態によらず、又、前述したように共振法土質試験は、[供試体+付加装置]系の共振振動数 f (50~100Hz)から繰り返し回数 $N = 2000 \sim 4000$ での G を求め、低周波動的セツ断試験は直接測定した $f = 0.12$ Hzで、すなわち G を求めるものであり、図中の G はすべて $N = 10$ での値を用いた。このように両試験での測定原理が大きく異なるにもかかわらず、両試験での豊浦砂の G は $\sigma = 10^{-2}$ 付近でよく一致しており、両試験機を用いることにより $\sigma = 10^{-2} \sim 10^{-3}$ での G の歪依存性を室内実験により求めることができることかわかる。

次に N が G に及ぼす影響を図-6に示す。この図は低周波動的セツ断試験での $N = 1 \sim 300$ までの G を各歪レベルで示したものである。この結果によると、繰り返し回数の増加と共に G は増加しており、 σ が大きい程 G の増加率は大きい。しかし $\sigma = 10^{-2}$ あたりでは N が G に及ぼす影響は極めて小さい。従って、仮に f の影響が全くないとするれば、図-4で $\sigma = 10^{-2}$ 付近の低周波($N = 10$)が共振法の G ($N = 2000 \sim 4000$)とよく一致していることは納得がいく。又、この事より、豊浦砂の場合歪速度の違い(f の違い)は、 G の値に影響を及ぼさなると言える。

豊浦砂において、 p の値が G の歪依存性に及ぼす影響についてまとめたものが図-7である。ここでも各試験の e の値は若干のバラツキがあるため $e = 0.68$ で、①の式に従って G の値は $\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$ に比例するものとして修正を加えてある。 $\sigma = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 以外の拘束圧での歪依存曲線は、 $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ と同様、多くの試験での平均曲線

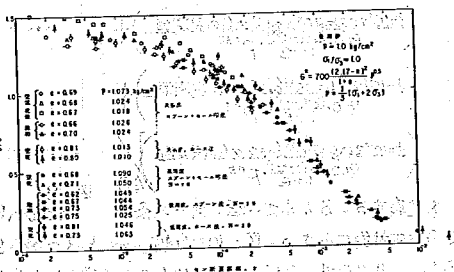


図-4 両試験法により得られた $\sigma = 10^{-2} \sim 10^{-3}$ での豊浦砂の G

を示したものである。この図によると、 $\sigma < 10^{-2}$ で G の値は著しい歪依存性を持っており、拘束圧が小さい程、その傾向が強くなる。

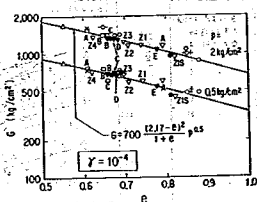


図-5 “きれいな砂”の G ($\sigma = 10^{-2}$)
時の p のべき乗を $\sigma = 10^{-2}$ の時の G と対比する

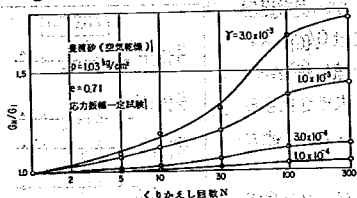


図-6 G に及ぼす繰り返し回数 N の影響

8に示す。 $\epsilon = 10^{-4}$ と $m = 0.5$ の場合は G は $p^{0.5}$ に比例する。 $\epsilon = 5 \times 10^{-3}$ 付近で m は 1.0 に漸近してゐるが、これは G は p とほぼ比例する。 ϵ の増加に対する G の減少率は p が小さく、程大きくなることに對して

は p が小さく、程大きくなることに對して

次に他の砂での G の歪依存性を示したものが図-9である。この図は $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ に大ける各種の砂での $G/G_0 = 10^{-6}$ への曲線

を示したものであり、各砂とも図-4に示すように多くの実験値の平均値をとつたものである。ここで示した豊浦砂、番州砂、入野砂、庵砂の G の歪依存性の傾向は非常によく一致してゐること

がわかる。ここで注意することは、 $\{G\}$ は 10^{-6} の値は砂の種類及び拘束圧によつてかなり異なる。このことを表す

種々の砂での G の相対的な大きさを示す指数として、

$B = \left(\frac{\epsilon = 10^{-2} \text{ での } p = 0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実験値}}{900 \cdot \frac{12.0 - \epsilon}{1 + e} \cdot p^{0.38}} \right) +$

$\left(\frac{\epsilon = 10^{-2} \text{ での } p = 2.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実験値}}{900 \cdot \frac{12.0 - \epsilon}{1 + e} \cdot p^{0.38}} \right) +$

$\left(\frac{\epsilon = 10^{-2} \text{ での } p = 6.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実験値}}{900 \cdot \frac{12.0 - \epsilon}{1 + e} \cdot p^{0.5}} \right) +$

$\left(\frac{\epsilon = 10^{-2} \text{ での } p = 20 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実験値}}{900 \cdot \frac{12.0 - \epsilon}{1 + e} \cdot p^{0.5}} \right) / 4.0$

を定義する。 B が小さく、程、同一の条件下で G が相対的に小さい。図-10に $G/G_0 = 10^{-6}$ と B の関係を各歪レベルで示す。 B 値が 0.5 ~ 1.15 と大きく異なるにも拘わらず、各歪レベルでの $G/G_0 = 10^{-6}$ の値はよく一致してゐる。

今回の実験範囲では $G/G_0 = 10^{-6}$ の値は $\{G\}$ の値は $\{G\}$ の大きさにより

なることがわかる。

図-11に豊浦砂 ($p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$) の $G \sim \epsilon$ の関係を示す。

図-12に豊浦砂の各歪レベルでの $G \sim \epsilon$ の関係を

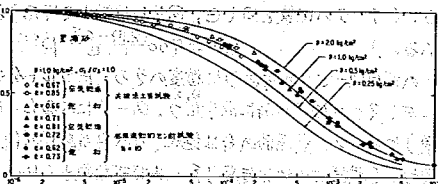


図-7 各種砂の $G/G_0 = 10^{-6}$ への曲線

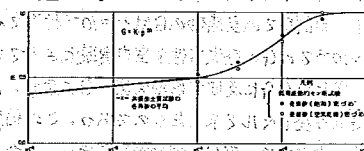


図-8 各砂の $G/G_0 = 10^{-6}$ への曲線

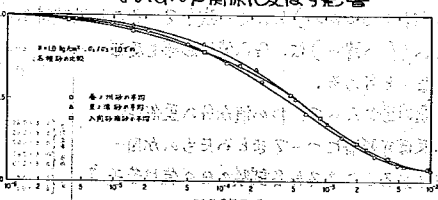


図-9 各種砂の $G/G_0 = 10^{-6}$ への曲線 ($p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

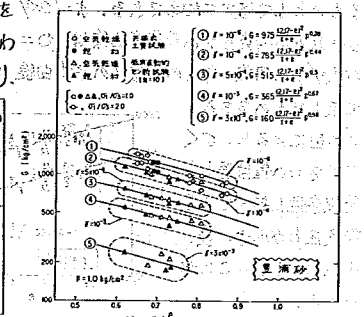


図-10 各歪レベルでの $G/G_0 = 10^{-6}$ と B の関係 ($p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$)

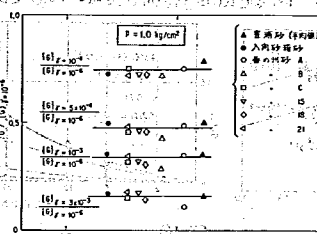


図-11 豊浦砂 ($p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$) の $G \sim \epsilon$ の関係

$$G = A(r) \cdot B \cdot \frac{(2n - e)^2}{1 + e} \cdot p^{m(r)} \quad (2)$$

$$G = A(t) \cdot B \cdot \frac{(2|r - e)^2}{1 + e} \cdot p^m(t) \quad (2)$$

ここに与る値の $\sigma = 10^{-6}$ の G の値は(2)式より、

$$\{G\}_{t=10^{-6}} = 900 \cdot B \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot p^{2n(t=10^{-6})} \quad (3)$$

となり、ある歪レベルでの G の値と $\{G\}_{\alpha=10^\circ}$ の比は、

$$\left[\frac{G}{[G]} \right]_{t=10^{-6}} = \frac{A(t) \cdot B \cdot \frac{(217 - e)^2}{1 + e} \cdot p^{n(t)}}{900 \cdot B \cdot \frac{(217 - e)^2}{1 + e} \cdot p^{n(10^{-6})}} = \frac{A(t)}{900} \cdot p^{n(t) - n(10^{-6})} \quad (4)$$

従、2. (4)式から $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の時は

$$A(t) = 900 \cdot \left[\frac{G}{[G]_{t=10^{-6}}} \right] \rho = 1.0 \text{ kg/cm}^3 \quad (5)$$

となる。 $\{G\}_{\omega=0.6}$ と ω の関係は、図-7、図-9 に示してある。B 値は図-12 に示すように U_0 ヒストグラム以下の含有量粒度分布率の関数である。従って、近似的に G を推定する時は、 p , e , ω , $A(\omega)$, $\eta(\omega)$, B の値を推定し、(2)式に用いればよい。PS 検算を実施してある時は後に示すように、S 波速度から求めた G は共振法で求めた $\{G\}_{\omega=0.6}$ と一致することがわかっているから図-7 の曲線を用いて $\omega > 0.6$ の G を推定できる。

§4. 室内実験と現場測定によるGの比較

次に本州四国連絡橋児島一坂出ルート
の坂出市番(1)部(シルト分の含有あり)
で行なつた。PS検算から求めたGの値
($\sigma = 10^6$ 程度)と室内実験(共振法土

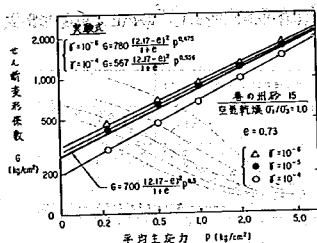


図-13
共振法土質試験による実験結果の一例

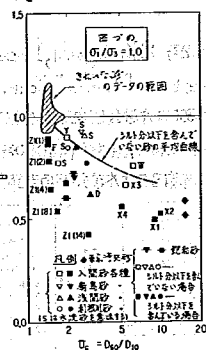


図-12
R値と U_c の関係

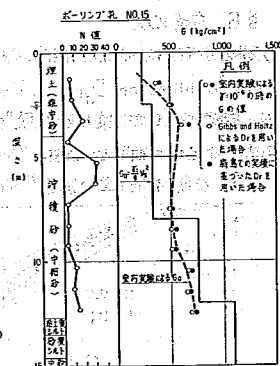


図-14
現場測定と室内実験によるGの比較

質試験、低周波動的セリ断試験)で求めた G の値との比較を示す。室内実験は、総て中空試体での $\sigma_3=1.0$ の能力状態でなした。供試体は乾燥、密詰めとした。図-13に番、州砂における共振法土質試験での G の値と p の値の関係の一例を示す。各番での G の値は p の関数で示される。

この様にして求められた共振法土質試験での G ($\sigma_3=10^{-2}$)と現場における PS 検層の S 波速度 V_s から求めた G との比較を示したのが図-14~16である。いずれも両者はたいへ一致すると言えよう。図-17、図-18に共振法土質試験と低周波動的セリ断試験により求められた各種の番、州砂(採取場所の異なる)での G と減衰の歪依存性を示す。

従って、番、州の地盤での地震応答解析は、 PS 検層で得られた $\sigma_3=10^{-2}$ の G の値を図-17に示す G の歪依存性の関係、及び図-18の減衰の値(これも歪依存性を示す)を用いることにより、より精度高く実施できる。

§5. まとめ

- 1) 室内実験($\sigma_3=10^{-2}$)と現場実験(V_s 波による)の G も両試験法(低周波、共振法)での $\sigma_3=10^{-2}$ 付近の G も共によく一致する。
- 2) 室内実験(共振法土質試験(複乱用、不変形測定)と室内実験による G の比較、複乱用、低周波動的セリ断試験)により、広範囲歪レベル($10^{-6} \sim 10^{-2}$)その土の変形係数を求めることができる。
- 3) 各種の砂に於ける G の歪依存性の傾向はよく一致している。
- 4) G は拘束圧、密度、歪レベル、砂の種類により、異なる。②式によりある砂のある拘束圧、間隙比歪レベルでの G の値は近似的に推定できる。

§6. 参考文献

- 1) 栗林忠雄・堀岡(1974, 5)土木研究所資料第912号
- 2) Kuribayashi, Inasaki and Tatsuo (1975) "Effects of stress-strain Conditions on Dynamic Properties of Sands" Jour. of JSCE No.10
- 3) 岩崎・龍岡、吉田(1975.10) "砂の変形特性の現場測定と室内実験" 第30回土木学会研究発表会東支部
- 4) 岩崎・龍岡・吉田(1976.3) "広範囲歪歪領域における砂の動的セリ断変形特性" 土木研究所資料第1080号
- 5) 岩崎・龍岡(1975.1) "砂のセリ断変形係数に及ぼす粒度分布特性等の影響" 1976年第3回土木学会関東支部大会

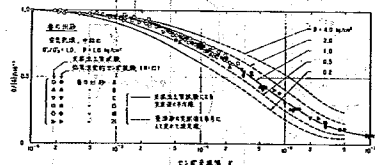


図-17 $G(\sigma_3=10^{-2})$ vs 曲線 (番、州砂)

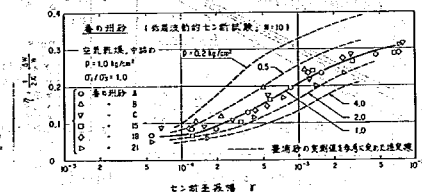


図-18 η vs 曲線 (番、州砂)

自由課題

12. 道路小構造物（測溝，全巻パイプカル
パート）の簡易設計法の一提案

シ ス テ ム 課

富 安 文 夫

1. はじめに

現在施工されている道路橋造物の中でも側溝・全巻パイプカルポート等の土に接する小橋造物のなかには、数量的に相当なものであるにもかかわらず、これらの設計法は、擁壁、橋台等の橋造物に比べて重視されていない面があり、現在でもきわめて大まかな仮定により計算を行なうか、過去の類似を参考のうえ経験的に設計しているのが実情である。ところが最近とくに、大型車交通量の増加など種々の原因から小橋造物の破損の例が散見されるようになり、これらの橋造物に対する設計指針が強く望まれている。また、システム課でも技術管理室当時より各種橋造物の標準化を行なっているが、この種の標準化は経験による判断の比重が大きい。このような観点から、道路小橋造物の設計に対して理論および実験成果を取り入れた設計法の検討を行なうことは有意義なことと考え、本研究では、側溝と全巻パイプカルポートの設計の標準化を図るべく、側溝については実験成果を取り入れた簡易設計法の検討、全巻パイプカルポートについては有限要素法による計算データを基とした設計法の検討を行なった。

2. 側溝の設計について

2.1 目的

道路側溝に関する理論的な設計法が確立していない現状では、過去の類似を参考にして経験的に設計するが、一般の土圧理論式も適用して設計する方法がなく、土木構造物標準設計でも主に施工実績の調査結果を参考として設計を行なっているのが実情である。しかし、このような方法で設計した側溝が十分な安全であるか、あるいは過大設計となっているかなど、とくに不審が伴うことはない。このような理由から最近側溝に作用する側面土圧の実験が行なわれたので、ここでその結果を利用して、側溝の断面設計の検討を行なった。

2.2 解析方法

2.2.1 実験の概要

総重量 20t のダンプトラックを平均時速 35km/h で走行させて自動車走行実験を行ない、土圧計により、鉛直方向の土圧分布(図-1)および走行方向における深さ別の土圧分布(図-2)が測定されている。

2.2.2 解析の考え方

鉛直方向の土圧分布は図-1の土圧分布状態より、側壁に与える影響を与える接近距離 0.25~0.35m の土圧測定結果を用いた。また、走

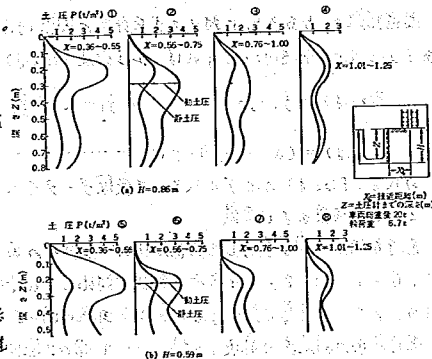


図-1 実験より得られた鉛直方向の土圧分布

行方向については、現場打側溝の設計を幅1m当りで行なうことから、走行方向の土圧分布の測定値の前後1mについて、鉛直方向と走行方向の両方の影響を考慮回帰分析を行なった。

2.2.3 回帰分析

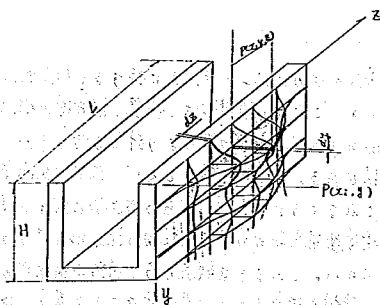


図-1 側溝に作用する土圧分布状態

一般に側壁の付根に作用する曲げモーメント(MH)は(1)式で与えられる。

$$M_H = \int_0^H \int_0^B P(x, y, z) \cdot (H-y) \cdot dy \cdot dz \quad (1)$$

MHは上式中の $P(x, y, z)$ の土圧分布形状を求めれば容易に計算できる。しかし、ここでは回帰式を簡単にするため、Z方向の土圧分布については測定値の平均を代入して計算したので、MHは(2)式のように $P(x, y)$ を決定することにより求まる。

$$M_H = \int_0^H P(x, y) \cdot (H-y) \cdot dy \quad (2)$$

① $P(x, y)$ の決定

接近距離 x とある y に対する土圧強度の関係 (f_1) を調べると一次関係にあることがわかり、またある x と y の関係 (f_2) とすれば、土圧強度 $P(x, y)$ は、以下の式で与えられる。

$$P(x, y) = f_1 \cdot f_2 \quad \left(f_1 = a + b \frac{x}{x_0}, \quad f_2 = f(y) \right)$$

$$P(x, y) = \left(a + b \frac{x}{x_0} \right) \cdot f(y) \quad (3)$$

(3)式を $P(x, y)$ のモデル式として実験データを回帰分析した。

2.3 結果および考察

走行方向の影響も考慮した鉛直方向の土圧分布の回帰曲線は図-4のようになり、図-1、図-2の土圧分布の形状と対比しても妥当な曲線形状であると思われる。また、側壁高に対するモーメント曲線は図-5のようになる。①の曲線は、走行方向の測定値の前後1m幅について②の曲線は、プレキャスト側溝の設計を考慮、0.6m幅について回帰分析を行なった場合である。

図-4 回帰式より求めた土圧分布

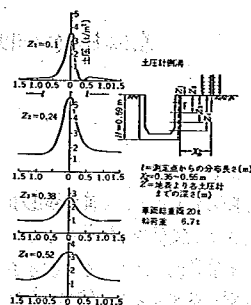
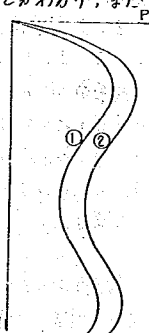


図-2 走行方向の土圧分布



なお、右側の図は断面厚を定める図表である。この図より設計すると現在一般に施工されている断面厚より厚くなるが、最近の倒壊の破壊の例から見ても、交通条件によってはこの程度の断面厚が必要になるのではないと思われる。

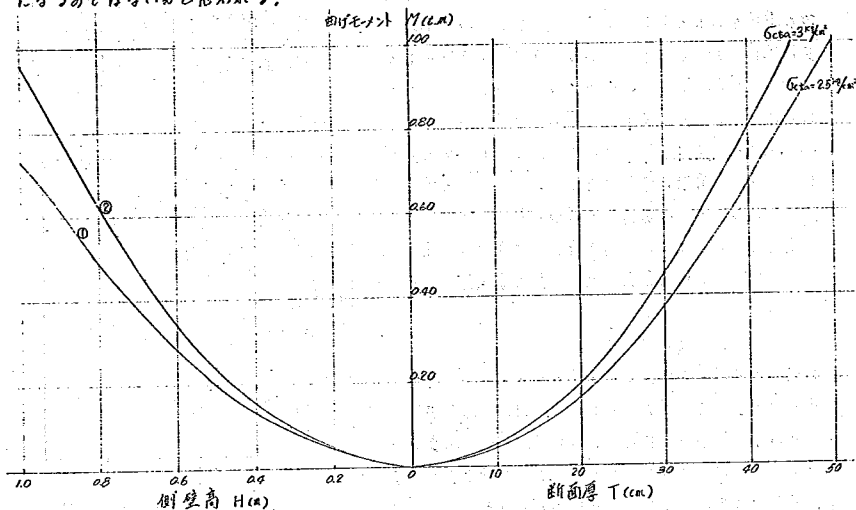


図-5 側壁高—倒置モメント—断面厚の関係

3. 全巻パイプカルバートの設計について

3.1 目的

JISで規定している遠心力鉄筋コンクリート管では、外圧強度上の限界から適用可能な土がぶり深さが制限されている。したがって、図-6のような90°固定基礎、180°固定基礎では、現場で計画された土がぶり深さに適用できないことから管全体もコンクリートで巻いた全巻パイプカルバートが施工されている。しかし、全巻パイプカルバートについては、90°固定基礎、180°固定基礎のように確立された設計法がなく、倒え設計にしても、パイプの内面に接するボックスと考えるなど、かなり大ざっぱな仮定を導入しているのが実情で、とても力学的挙動を把握しているとはいえない。このような現状から、より合理的な設計法が必要と考え、ここでは有限要素法による簡易設計法の検討を行った。

3.2 設計法の検討

3.2.1 外圧試験結果の概要

外圧試験は、管径1000mmの無筋全巻管、有筋全巻管の2種類について各々2本ずつ計4本について、JIS-A533の試験法により、カバわれ荷重、変形

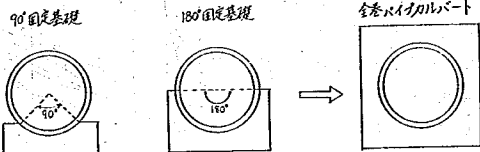


図-6 基礎の種類

おまじみ測定が行なわれている。これらの試験結果の概
要を示すと以下のとおりである。

表-1 おまじみ荷重 (t/m)

模 擬 試 験	管のみ	D-1	3.5
	無筋全巻管	D-2-1	23.0
		D-2-2	15.6
	筋全巻管	D-3-1	25.0
		D-3-2	22.0

(1) おまじみ荷重は表-1のとおりで無筋と有筋との明
確な荷重差は見られない。また図-7は、おまじみ発
生状況図であるが、ヒューム管と巻立コンクリートと
の間の剥離れ、ヒューム管おまじみ巻立コンクリートの
引張線にされつが発生して破壊に至っている。

(2) 破壊については、無筋の場合はおまじみ発生と同時に
即破壊し、有筋の場合は巻立コンクリートの側壁鉄
筋の抵抗により、破壊荷重の増加が見られる。

(3) 変形は、おまじみ発生荷重時までは直線上に伸びて
おり、明確な降伏限界も見えず即破壊状態に至って
いる。

3.2.2 設計法について

前記の試験結果より全巻パイカルバートは、弾性範
国内では管と巻立コンクリートは合成断面として機能を
果たしているが、おまじみ発生と共に管の変形に巻立コン
クリートはついていけなくなり、つまり剥離れを生ずる
ものと思われる。しかし、管の内面のおまじみ発生が先
か、剥離れが先かの明確な試験結果は得られていない。よって本研究では、管内面のおまじみ発生が先
か、剥離れが先かの強度を基にした設計法の検討を行なうこととした。

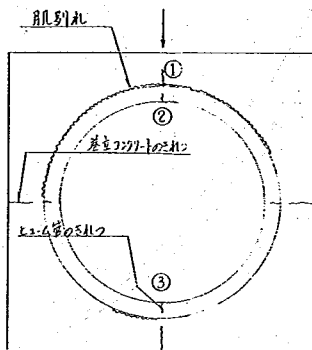


図-7 おまじみ発生状況図

3.3 有限要素法による解析の妥当性の検討

有限要素法による解析の妥
当性を調べるため実験と同一
条件で計算し、実験値等との
比較検討を行なった。今管頂
の内面径について、有限要
素法の計算値と実験値との比
較をすると図-8のように荷
重 $P=0 \sim 16$ tまでは、実験値
の傾向をよくついでている。
また、おまじみ荷重時でも実
験値のバラツキはあるが傾向
としては合っていると思われ
る。したがって、この程度の
整合性があれば、有限要素法

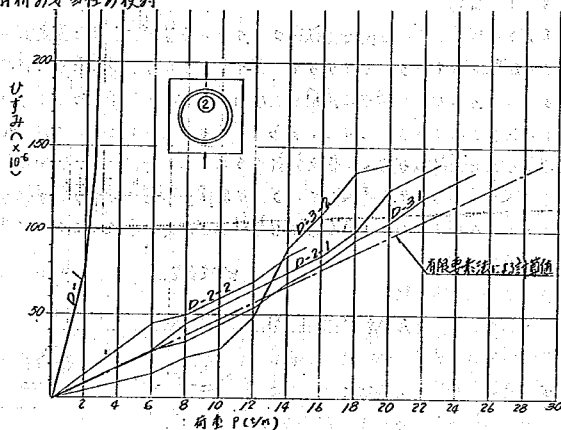


図-8 変位の比較

により解析を行なっても今までの不十分な仮定による設計よりも合理的であると思われる。また全巻パイプカルバートを弾性リングとして、管頂部における管と巻立コンクリートの間のせん断応力度を計算すると表-2のように有限要素法による計算値とほとんど一致する。なお解析は、2次元の平面応力状態として全巻パイプカルバートの半分について行なった。

表-2 管と巻立コンクリートの間のせん断応力度(kg/cm^2)

	弾性リングの計算値	有限要素法の計算値
D-2-1	6.5	6.7
D-2-2	4.2	4.4
D-3-1	7.1	7.3
D-3-2	5.6	5.8

3.4 計算結果

単位荷重として等分布荷重 1cm を載荷して求めた各管径についての巻立厚とせん断応力度の関係は図-10のようになる。また、曲げ引張応力度と巻立厚の関係は図-11のとおりである。図-10、図-11から見ると管頂部と応力度は指数曲線的な関係にあり、巻立厚が $10\sim40\text{cm}$ の間で急激に応力が増加することがわかる。今明記について、許容せん断応力度を設計基準強度の 2.7% 、土の単位体積重量 $1.8\text{t}/\text{m}^3$ 、 $\alpha=1.6$ ($\alpha/\beta=4$ 以上)、安全率を 1.25 とし、プロジェクティブの場合で設計すると巻立厚と土おりの関係が図-12のように求められる。

3.5 考察

以上の検討結果より全巻パイプカルバートの設計について要約すると次のようになる。

(1) 今回は強度面からの検討だけであり、実験結果も少なく図-12の巻立厚に対する土おりの高の係数が妥当であるかどうかの検証はできなかったが、今までの検討よりは合理的な設計であると考えられる。

(2) 管径によって異なるが、解析結果からすると

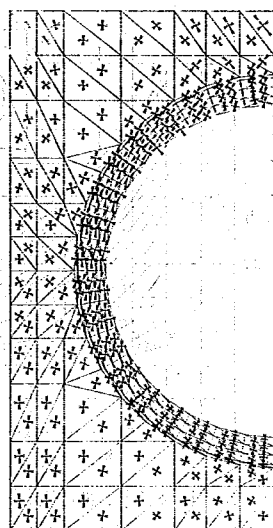


図-9 主応力図

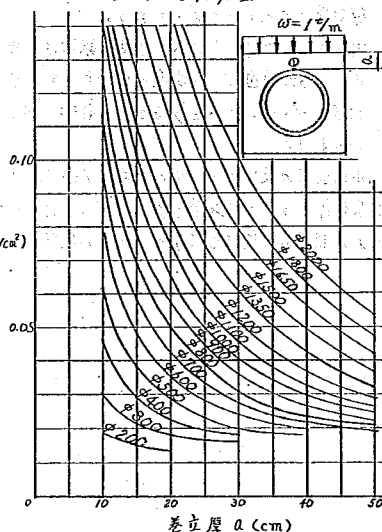


図-10 巻立厚とせん断応力度の関係

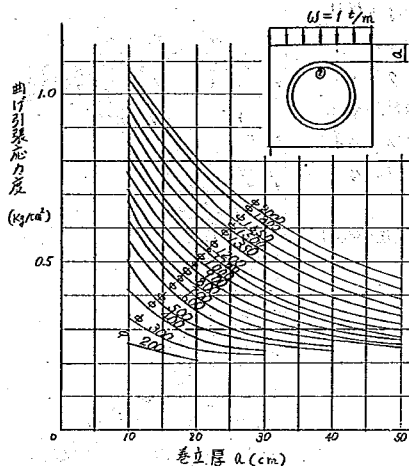


図-11 巻立厚と曲げ引張応力度の関係

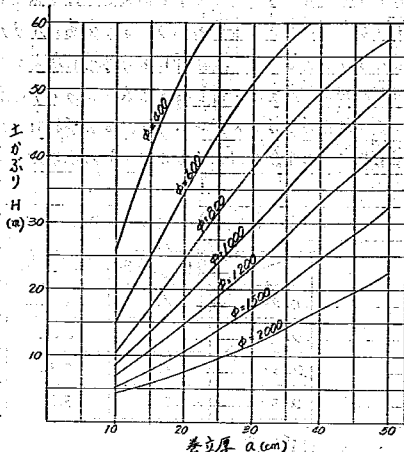


図-12 肌列れに設計した土かぶり高

巻立厚は10~40cmで十分であると思われる。

(3)管内側の曲げ引張応力度を設計するよりも、管と巻立コンクリートの間の肌列れによる設計が実験結果に合っているようである。

(4)巻立コンクリートに入れる補強鉄筋は、破壊荷重に対して十分抵抗するので、管頂と管底では管にできただけ近く、両側面では巻立コンクリートの長辺近くに入れる方が効果があると思われる。

(5)破壊のメカニズムも今後さらに詳細に調査する必要がある。

4. おわりに

小橋道初的设计についての一考察を述べたが、側溝については実験より求めた断面厚が経済性、施工条件等から考えて妥当であるかどうかについて、全巻パイプカルバートについては曲げ引張応力度および肌列れ設計を行なった結果の検証を、今後十分実験データ等を集積して検討する必要がある。

13. 沈埋トンネルの可撓性継手について

トンネル研究室

丸 山 要

沈埋トンネルの可塑性継手について

トンネル研究室 丸山 要

1. まえがき

沿岸地域の開発に伴い、道路や鉄道等が水路や航路を横断する手段として、沈埋トンネルが注目されている。沈埋トンネルは、一般に軟質な水底地盤あるいはその上に盛土された埋立地の中に建設されることが多い。このためトンネル基礎の圧入沈下、不等沈下等が発生しやすくトンネル設計上大きな問題となっている。そこでこうした沈下に対して基礎地盤の改良、トンネル本体の補強、トンネル支持ぐい等の対策が考えられるが、ここではトンネルの中間に継手を設け、トンネルに可塑性をもたせ、沈下に対して追従する方法について検討を加えたものである。

2. 研究目的

本研究は、「可塑性のある継手構造の検討」、「可塑性継手構造の変形性能および止水性能について模型載荷実験による検討」、「模型載荷実験の結果を用いて、可塑性継手構造の設計手法の検討」以上の3項目について調査研究することを目的としている。

3. 可塑性継手構造形式の検討

トンネルに可塑性をもたせるための継手の構造および材料

表-1 継手構造・材料

材料として基本的なものを挙げると表-1に示すとおりである。これらは材料によって果しうる機能が異なるため、実用にあたっては、これらを適当に取捨選択して組合せたものとして完成させるものである。

今回は、これらのうちより、弾性係数が小さく、伸縮の大きな変形量を取りうるゴムガasketを採用し、可塑性継手構造として検討するものである。

継手構造・材料の種類	圧縮側		引張側	
	可塑性	密封性	可塑性	密封性
木口材・鋼継目	—	○	×	×
鋼板	△	○	△	○
鋼オメガ	○	○	○	○
ゴム止水板	—	○	○	×
ゴムガasket	○	○	○	×
PC鋼線	—	○	○	○

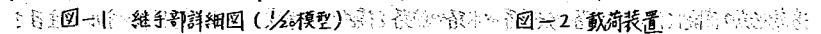
○:良好, △:場合よしの良好, ×:期待できない, —:可塑性等なし

4. 可塑性継手構造模型実験

4.1 実験内容

可塑性継手の形状寸法は東京湾横断道路の沈埋トンネル(44.2m×12.5m水深40m)と想定し、継手構造の細部については、ゴムガasket単体のものおよび、さらに柔軟なゴムガasketと鋼の過大変形を防止するためのストッパを組合せたものの2種類とした(図-1参照)。

模型載荷実験の種類は、軸力、曲げ、せん断について行い、あわせて漏水感知器により止水性能の検討を行った。部分模型試験として、ゴムガasketの長さ25mmのものを使用してこの圧縮特性試験を行い、模型載荷実験の結果と比較検討を行った。また、模型載荷実験の縮尺は1/2とした。



4.2 実験装置および方法

実験方法は、軸力圧縮試験については、水圧バッグより軸力を載荷することにより継手の変形特性を求めた。止水性能の検討には、シールバッグより継手部に被圧水(4%NaCl)を作用させ、軸力を除荷して漏水の有無を調べた。曲げ試験は、水圧バッグよりシールバッグより、所定の軸力および被圧水を加えた状態のもとで、2次載荷により継手に曲げモーメントを作用させ、継手の変形特性と漏水について検討した。せん断試験は、曲げ試験と同様の状態においてせん断力 Q を作用させて検討した。また、継手材料がゴムであるため載荷時のクリープが予想される。このため載荷(除荷)は所定荷重に至るまでの間を5~10段階に分けて行い各段階毎に荷重および変形が安定状態になるまで待った。

4.3 実験結果および考察

4.3.1. ゴムガセット単体の場合

軸力圧縮試験の結果を図-3に示す。同図に併記

した計算値は、次式より推定した、

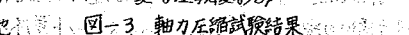
$$N = 2P(B+H), \quad P = E_{op}^{(0)} \cdot A_L \cdot A_G$$

N : 軸力、 P : ゴムガスケットの反力

B. H: ゴムガセットの取付け幅、高:

 E_T : 微小変形時のみかけの弾性係数
$$A_L: \text{ゴムガasketの受圧面積}$$

A田: ゴムガスケットのひずみ率 (ε の関数)



の結果とよい一致を示している。(所定荷重時の接線弾性係数 $E_m = 10000 \text{ t/cm}^2$)。また、この時の丁

ハの圧縮量は3mm(実寸では6mm)である。止水性能については、所定荷重時より3mm復元した時に漏水しており、ゴム材料のノーズゴム部分を除いた部分での止水性能は十分期待できると判断できる。

鉛直曲げ試験の結果を図-4に示す。同図に併記した計算値、部分模型は図-3の結果をもとに次式により推定した。

$$M = (P - R)(\frac{1}{2}B + H)H/6, \theta = (S_1 - S_2)/H$$

P, R : 変形量 S_1, S_2 の時のゴムガスケットの反力

図より、変形特性は、部分模型と実験値がほぼ一致を示している。止水性能は、 $M=144 \text{ cm}$ で $\theta=9 \times 10^{-6} \text{ rad}$ の時に漏水があった。その時、上下縁のゴムガスケットの変位量の差は 5.5 mm (実寸で 11 cm) であった。

また、曲げ試験の場合、上下縁のゴムガスケットは水圧により加えられた圧縮量を基準として、圧縮あるいは復元することになるが、ゴムガスケットの圧縮変形特性の非線形のため、上下縁の変形量が異なり、継手構造全体としての曲げによる回転中心の位置は中心からずれる。この様子を示したのが図-5、6である。このことは、回転中心の移動により継手に作用している大きな軸圧縮力が曲げ変形を拘束する方向に働き、可塑性の高い継手構造を検討するうえで重要な問題である。

水平曲げ試験の結果を図-7

に示す。上記の鉛直曲げ試験の場合と幾何学的寸法が変わるだけで同様な結果を得ている。

せん断試験の結果を図-8に示す。同図の計算値は次式により求めたものである。

$$S = G \cdot A_c \cdot S/g \dots (1)$$

$$S = N \cdot \mu \dots (2)$$

G : ゴムガスケットの

せん断弾性係数

g : 圧縮時のゴムガスケットの高さ、

μ : ゴムガスケットと端面の摩擦係数

上式において、作用するせん断力が小さい場合は(1)式で、せん断力が大きくなって滑り始めると式は(2)である。また、止水性能は継手部で 20 mm 以上のずれが生じても漏水はなかった。

以上の結果からゴムガスケット単利による継手は、表-21に示す変形性能を有するものであることが確認された。

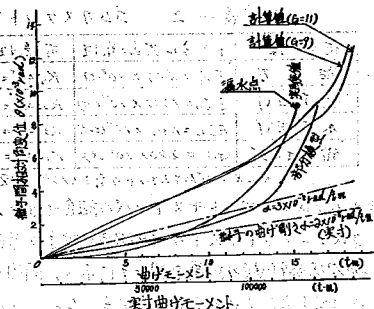


図-4 鉛直曲げ試験結果

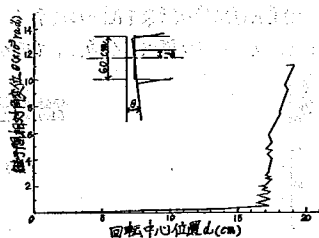


図-6 回転中心位置

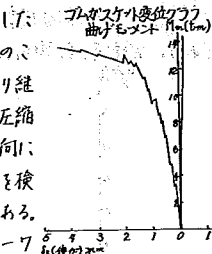


図-5 継手の変形量

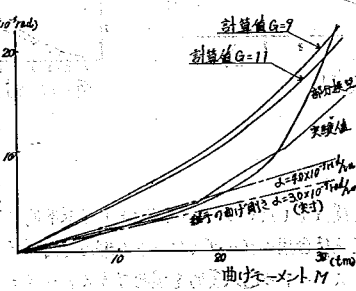


図-7 水平曲げ試験結果

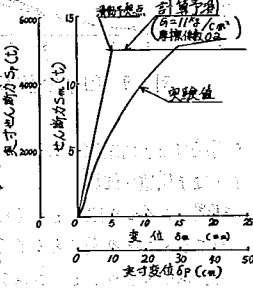


図-8 せん断試験結果

表 2 ゴムガスケットを用いた可塑性継手の変形能(実寸)

荷重の種類	トンネル断面の剛性	可塑性継手の剛性	漏水時の変形量	備考
軸 力	$E A = 6.95 \times 10^6 (t)$	$K_w \cdot \Delta l = 1.0 \times 10^6 (t)$	(円環側) $S = 6 \text{ cm}$	$m = 10000 \text{ t/m}^2$
鉛直曲げ	$E I_w = 1.545 \times 10^6 (t \cdot m)$	$K_r \cdot \Delta l = 3.3 \times 10^6 (t \cdot m)$	$\theta = 7 \times 10^{-3} \text{ rad}$ $(\theta_1 - \theta_2) = 0.1 \text{ rad}$	$d_w = \frac{1}{K_r} = 3 \times 10^{-7} \text{ rad/t}$
水平曲げ	$E I_h = 1.311 \times 10^6 (t \cdot m)$	$K_h \cdot \Delta l = 2.5 \times 10^6 (t \cdot m)$	$\theta = 1.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ C 端水なし	$d_h = \frac{1}{K_h} = 4 \times 10^{-7} \text{ rad/t}$
鉛直せん断	$G A = 2.80 \times 10^6 (t)$	$K_s \cdot \Delta l = 3 \times 10^6 (t)$	$S = 40 \text{ mm}$ で漏水なし	

* Δl : ゴムガスケットの高さ(10mmと仮定)

4.3.2 ゴムガスケット+ストッパの組合せ継手

ゴムガスケット+ストッパの組合せ継手の場合軸力と曲げについてだけ検討した。

軸力圧縮試験の結果を図-9に示す。同図のゼロ点の位置を考慮すれば、部分模型と実験値とがよい一致を示していることが分かる。なお、ゴムの圧縮量が約8.5mmに達した時にストッパが働き始める。この結果からゴムガスケットの受け持つ軸力は全軸力の8割程度であると想定された。

鉛直曲げ試験の結果を図-10に示す。同図の計算値は図-7の部分模型のゼロ点修正曲線をもとにして、ストッパの弾性も考慮して求めた結果である。実験値と計算値により一致が見られる。

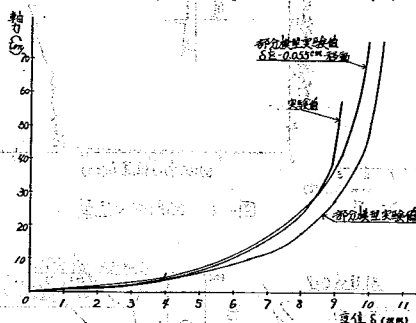


図-9 軸力圧縮試験結果

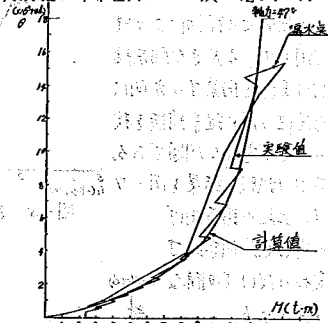


図-10 鉛直曲げ試験結果

5. 可塑性継手構造設計法

5.1 継手構造の種類

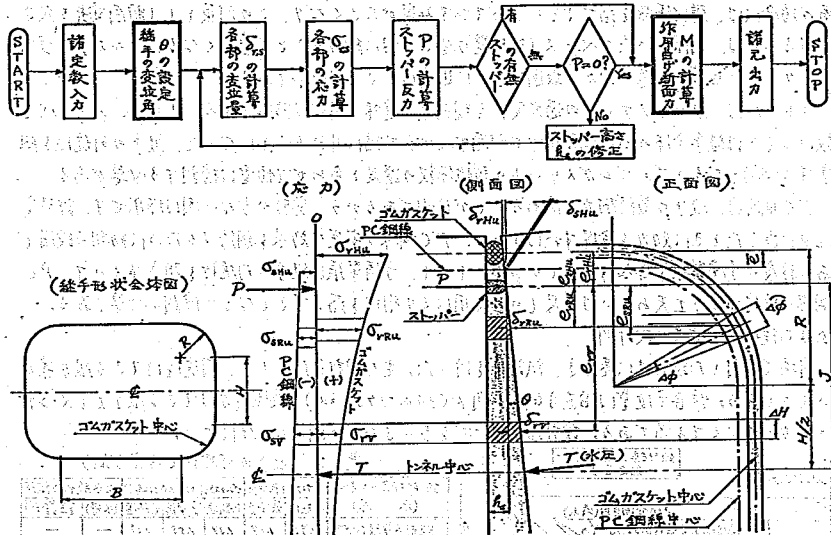
沉埋トンネルの継手として可塑性としたための構造として基本的、下記のものが考えられた。

- ① エレメントの間にある水圧圧合用のゴムガスケットの弾性を利用する構造
- ② ゴムガスケットと、ゴムガスケットの過大変形を規制するストッパとを組合せた構造
- ③ エレメントの端面を厚につき合わせたもの(コンクリート打設継目状のもの)に、止水のための止水膜を取り付けた構造

いずれの構造も本質的にはトンネル軸方向の圧縮のみに対して耐力を有するものであるから、引張りあるいは曲げによる引張力に対しては PC 鋼線により抵抗(最終耐力の確保)することとし、せん断に対してはせん断ギヤを設置することとした。

5.2 継手の曲げ変形特性

ゴムガスケットを有する継手に作用する曲げ断面力 M と変位角 θ の関係は、図-11に示す幾何条件から次の流れ図に従って計算できる。この流れ図で各部の変位量 S と応力 σ を計算する過程において、PC鋼線については両者の間に比例関係が成り立ち容易に算出することができるが、ゴムガスケットでは非線形となり、この関数の形を予め定めておかなければならない。そこで模型載荷実験



の結果より荷重とひずみの間に指数関係があると仮定して、実験データを用いて最小自乗法により、その係数を求めた。その結果、ゴムガスケットの反力 P を求める実験式として次式を得た。

$$P = G \cdot A_0^2 \cdot A \cdot l^{\alpha \epsilon}$$

$$\text{ここに } A = 0.0626/S + 0.0737, B = 4.1070S + 7.1088$$

A_0 = $a \cdot l$ (初期の受圧面積), $S = a/h$ (形状率), $\epsilon = s/a$ (ひずみ率)

a : ゴムの幅 (mm), h : ゴムの高さ (mm), l : ゴムの長さ (mm), s : ゴムの変形量 (mm)
上式を用いて求めた継手の曲げ変形特性 ($M-\theta$ 曲線) と模型載荷実験の結果とを照合したところ、よい一致が見られ、ゴムガスケットの変位量 s と応力 σ の関係を上式により表現できることを確認した。
腹形構造の継手の場合も、曲げ変形が生じると縁端部が変質となり、ストップと同様の機能となるので、変形特性は上記の流れ図によっても求められる。

5.3 継手設計上の留意事項

可塑性継手の設計にあたっては、目標とする可塑性 (柔うがさ)、最大許容変位量および最終耐力を設定し、これに合致するよう前項の試行計算を繰返し行わなければならない。この際、継手材料の選定にあたり下記の点を考慮して行うことが必要である。

ゴムガスケットの諸元の決定に際し、継手の可塑性を高めようとする場合、ゴムの幅を狭くする、ゴム材料の弾性係数を小さくするが、ゴムの弾性係数を小さくする必要がある。前者の場合断面に作用する水圧による横断力防止のため正方形に近い断面とするので、全体寸法が小さくなって継手の許容変位量が小さくなる。また、ゴムに作用する表面圧力も大きくなり好ましくない。一方、後者の場合には、弾性係数を落すことによってひずみ率が大きくなり、この対策として断面寸法を大きくすることは、制限されたスペース（外周壁の厚さ）内に納めることが苦しくなる。このようなゴムガスケットの性質を考慮しながら最適なものに近づけることが必要である。

ストッパは、ゴムガスケットの過大変形を規制する意味で有効な機構である。しかし、ストッパを設けることは継手全体の回り回転中心が断面中心から大幅に外れることになって、継手の可塑性と阻害する傾向があるので、ゴムガスケットの弾性係数の選定と合わせて慎重に検討する必要がある。

PC鋼線は、継手の最終耐力を高めることが目的であるが、変形が少ない肉内作用せず、許容変位量に達したときに効力を発揮すればよいが、PC鋼線の安定な効果を期待するために初期の段階である程度予備緊張を導入することが多い。しかし、予備緊張は継手の可塑性と阻害するので、PC鋼線の取付方法の工夫あるいは長尺ものの使用により剛性を落とすことなどの検討が必要である。

5.4 可塑性継手構造の設計例

前項で検討した設計法に基づき、試設計を行った。主な設計条件として、可塑性はできるだけ柔らかいものとする。許容変位量（鉛直方向折れ角） θ （約 0.0175 rad ）、最終耐力 P （できるだけリメントの耐力に等しくする等である。設計結果の一例を表-3及び図-12、13に示す。

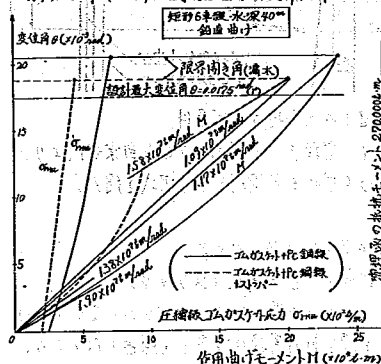


図-12 継手の変形特性例

表-3 継手の可塑性(鉛直方向)

設計対象トナ (水 深)	圧縮線 PC鋼線 初期値 最終値	引張線 PC鋼線 初期値 最終値	止水膜+PC鋼線 最終値 (水深)	許容変位量 (mm)
矩形6串線(90°)	1.70 1.17	1.38 1.58	1.01	—
・ 6・(10°)	1.07 0.87	0.28 1.20	0.78 (10°)	20.6%
・ 4・(90°)	1.50 0.77	1.10 1.26	0.72 (10°)	31.7%
・ 3・(90°)	1.70 0.84	0.72 1.10	0.77 (10°)	26.5%
・ 2・(90°)	0.65 0.87	0.81 0.66	0.64 (10°)	20.2%
円形3串線(90°)	1.02 0.71	0.70 0.74	0.66	—
・ 2・(90°)	0.64 0.35	0.64 0.30	0.60	—
備 考	単位: $\times 10^6 \text{ mm}$ 単位: $\times 10^6 \text{ mm}$ 単位: $\times 10^6 \text{ mm}$			

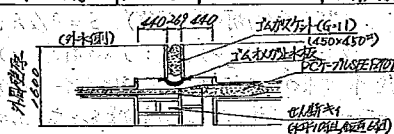


図-13 継手構造・詳細図

6 まとめ

可塑性継手構造の型式、性能、設計手法については一定の結論を得たと考えらるが、今後、継手の配置を含めた総合的な検討が重要であると思われる。さらに、せん断キ、空隙充填材、等の付加物が可塑性継手に与える影響についても詳細が煮詰まった時改めて再度チェックする必要がある。

14. コンクリート部材の終局限界状態の検討

橋 梁 研 究 室

百 田 国 広

コンクリート部材の終局限界状態の検討

橋梁研究室 百田 一 広

1. ええがき

近年、諸外国においては、許容応力度法に代って荷重係数設計法がとりいれられつつある。荷重係数設計法とは、部材の終局限界状態（破壊）と使用限界状態（大きなワラジク、過大なたわみ、振動等）を想定し、これら限界状態を生じさせる荷重、材料強度を統計的に処理して安全率を用いるようにするもので、現在用いられている許容応力度を基準としたいわゆる許容応力度法に比べて合理的な設計法といえる。

わが国においても、荷重係数設計法に基づく設計基準について検討されている。ここでは、コンクリート部材の終局限界状態の一つである曲げ破壊について検討した結果を述べる。

2. 概 要

現在、コンクリート道路橋の設計においては、プレストレストコンクリートでは、許容応力度の照査の他破壊に対する安全度の照査を行なっているが、鉄筋コンクリートでは、許容応力度の照査だけが行なわれており、両者の設計方法に差が生じている。このため、鉄筋コンクリート部材の曲げ破壊安全度について検討を行ない、同時にプレストレストコンクリート部材の曲げ破壊安全度に関する現行示方書の規定に再検討を加えることを目的として、つぎの比較計算を行った。

- (1) 現行の示方書の規定によって設計された鉄筋コンクリート構造物の曲げ破壊安全度
- (2) 破壊曲げモーメントの簡易計算法の検討
- (3) 安全度に関する諸外国基準との比較
- (4) 鉄筋コンクリート断面の破壊曲げモーメントに対する材料強度、鉄筋比および限界ひずみの影響

3. 現行の示方書の規定によって設計された鉄筋コンクリート構造物の曲げ破壊安全度

現行の許容応力度法に基づいて設計されている鉄筋コンクリートげたおよび鉄筋コンクリート橋脚について、実設計例をもとに設計曲げモーメントと破壊曲げモーメントの比率および終局設計曲げモーメントと破壊曲げモーメントの比率を求め、破壊に対する安全度について検討した。

なお、破壊曲げモーメントは部材断面の曲げ耐力を、終局設計曲げモーメントは設計曲げモーメントに荷重係数を乗じたものである。

破壊曲げモーメントの計算には、図一に示す条件を用いた。

終局設計曲げモーメントは、PC道路橋示方書に規定されている(1)死荷重および活荷重の荷重係数をそれぞれ1.3および2.5とした場合、(2)死荷重および活荷重の荷重係数をともに1.8とした場合の2種類を考えた。

図二は、鉄筋コンクリートげたの終局設計曲げモーメントと破壊曲げモーメントの比と鉄筋比と

の関係について示したものである。

この図から、終局設計曲げモーメントに対する破壊曲げモーメントの比は0.92～2.09であり、ほとんどの部材は終局設計曲げモーメントに対して十分な安全率を有していることがわかる。

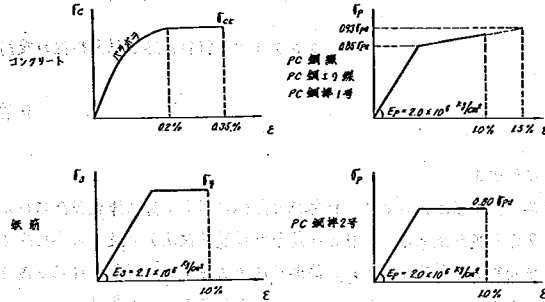


図-1 コンクリート、鉄筋およびPC鋼材の応力-ひずみ曲線

4. 破壊曲げモーメント

簡易計算法の検討

前述3では、破壊曲げモーメントは、図-1に示す応力-ひずみ曲線を用いた厳密解によって求めたが、これらと次に示す簡易計算方法によって求めた結果を比較した。

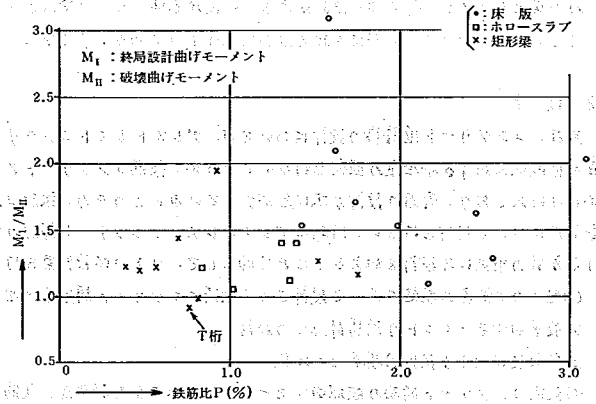


図-2 鉄筋コンクリート版の破壊安全度

簡易計算式

(1) 鉄筋コンクリート版

$$M_u' = A_s \sigma_{sy} \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \quad (1)$$

(2) プレストレストコンクリート版

$$M_u' = A_p \sigma_{py} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \sigma_{sy} \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \quad (2)$$

ここに、 σ_{sy} : 鉄筋の降伏応力度

σ_{py} : PC鋼材の降伏応力度

A_s : 鉄筋の断面積

A_p : PC鋼材の断面積

d_s : 鉄筋の有効高さ

d_p : PC鋼材の有効高さ

a : 上縁より中立軸までの高さ

中立軸が上突縁内にあるとき

中立軸が上突縁内にあるとき

$$a = \frac{A_p \sigma_{py} + A_s \sigma_{sy}}{b \cdot \sigma_{28}}$$

$$a = \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{b \cdot \sigma_{28}} \quad b: \text{上突縁幅}$$

なお、(2)式は、従来の PC 指針の f_{pu} の代わりに f_{py} を用いたものである。

図-3 はその結果である。これらの図から、板壁曲げモーメントの厳密解 M_u と簡易計算法による M_u' の比 (M_u'/M_u) は、鉄筋コンクリートでは、0.98 〜 1.35 であり prestressed concrete では、0.98 〜 1.04 である。すなわち、上記の板壁曲げモーメントの計算は、計算が複雑な厳密解によらず簡易計算法で求めてもよいといえる。

鉄筋コンクリート

プレストレストコンクリート

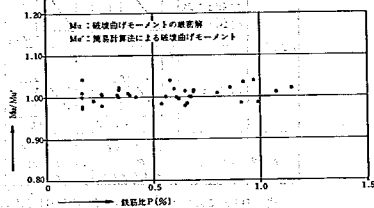
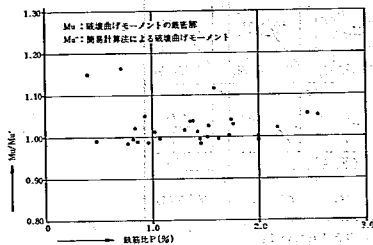


図-3 板壁曲げモーメントの厳密解と簡易計算法による板壁曲げモーメントの比

5. 安全度に関する諸外国基準との比較

曲げ破壊に対する安全度に関して、諸外国でそれぞれ独自の基準が設けられている。

このため、3. で検討した終局設計曲げモーメントおよび板壁曲げモーメントによって設計されたものと諸外国の基準 (ACI, AASHTO, BS, CEB, DIN) によるものについて曲げ破壊に対する安全度の比較を行った。

なお、各国基準での応力ひずみ曲線と荷重係数は、表-1 の通りとした。ただし、この比較では荷重自体の相違は無視している。

比較計算の結果を図-4 に示す。なお、図中の N_d および N_t はそれぞれ下記の通りである。

$$N_d = \frac{M_{df}}{M_{df}}, \quad N_t = \frac{M_{tf}}{M_{tf}}$$

ここで M_{df} : 3. の仮定で求めた終局設計曲げモーメント

M_{tf} : 3. の仮定で求めた板壁曲げモーメント

M_{df} : 各国の基準から求めた終局設計曲げモーメント

M_{tf} : 各国の基準から求めた板壁曲げモーメント

すなわち、 $N_d \times N_t$ が 1.0 以上ならわが国の荷重係数は安全側の値を与えていることになる。

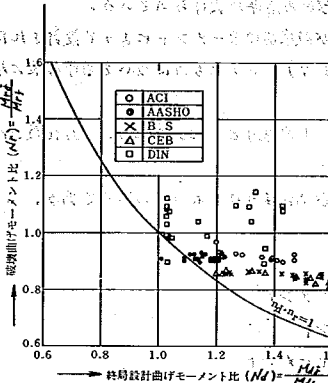
表一 破壊安全度の算定に用いた仮定

	日 本	ACI, AASHO	B.S.	CEB	DIN
コンクリート					
鉄 筋					
PC 鋼材	PC 鋼線 PC 鋼線1号 PC 鋼線2号				
荷重 関 数	$\frac{1}{3}D + \frac{2}{3}L$ α $1/3 (D+L)$	$\frac{1}{3}D + \frac{2}{3}L$ (ACI) $\frac{1}{3}D + \frac{2}{3}L$ (AASHO)	$\frac{1}{3}D + \frac{2}{3}L$	$\frac{1}{3} (D+L)$	$\frac{1}{3} (D+L)$

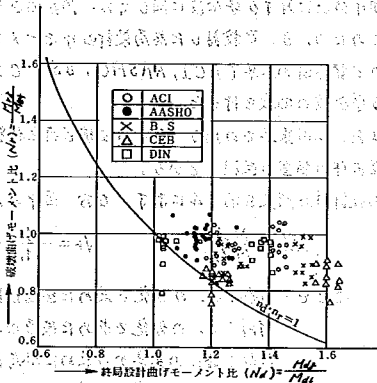
注) DINにおける σ_{ck} と σ_s との関係は下表のように与えられている。

σ_{ck}	150	250	350	450	550
σ_s	105	175	250	270	300

鉄筋コンクリート



プレストレストコンクリート



図一 破壊安全度の算定基準との比較

図一からわかるように、 N_d , N_t の値は、 $N_d \times N_t = 1.0$ の曲線より大きい領域に分布しており一般に荷重自体の相違を無視すると前述3. の終局設計曲げモーメントおよび破壊曲げモーメントは算定基準に比べて安全度が高いといえる。

6. 鉄筋コンクリート断面の破壊曲げモーメントに対する材料強度、鉄筋比および限界ひずみの影響
鉄筋コンクリート断面の破壊曲げモーメントは、コンクリート強度、鉄筋強度、鉄筋比、コンクリートの限界ひずみおよび鉄筋の限界ひずみによって異なってくる。そこで、これらの影響を調べるために示す比較検討を行った。

- (1) 鉄筋の限界ひずみを一定とし、コンクリート強度、鉄筋強度をかえた場合
- (2) 鉄筋強度を一定とし、コンクリート強度、鉄筋強度をかえた場合

なお、比較の対象とした断面は、図-5に示す矩形およびT形断面で、鉄筋比は、最小鉄筋比、許容応力度法による釣合鉄筋比およびその中間の3種類とした。

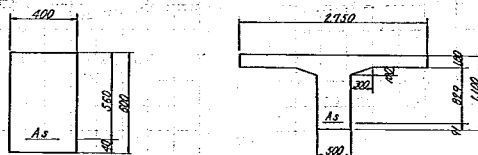


図-5 検討断面 諸元

計算結果を図-6および7に示す。

これらの図から、許容応力度法による釣合鉄筋比以下の鉄筋量であれば、破壊曲げモーメントに最も影響するのは、鉄筋の強度であり、コンクリートの強度および鉄筋の限界ひずみはあまり影響しないといえる。

なお、コンクリートの限界ひずみを0.35%と0.25%とした場合について上記に示すのと同じ計算を行ってみたが両者の結果にはほとんど差がなかった。

7. 結 論

以上の検討結果から以下のことがいえる。

- (1) 現行設計示方書に基づいて設計された鉄筋コンクリート実部材を対象とし、PC道示に規定されている荷重係数に対して曲げ破壊に対する安全度を調査した結果、それらは十分に安全度を有していることがわかった。
- (2) 鉄筋コンクリート部材およびプレストレストコンクリート部材の破壊曲げモーメントは、計算が複雑な厳密計算によらず簡易計算法によって求めることも十分である。
- (3) PC道示に規定されている荷重係数および図-1に示す仮定を求めた破壊曲げモーメントとで設計された部材は、荷重自体の相違を無視すれば諸外国の基準に比べ安全度が高い。
- (4) 矩形およびT形断面の破壊曲げモーメントに最も大きく影響するのは、鉄筋の強度である。

図-6 材料強度の低減が終局強度に与える影響 図-7 鉄筋の限界ひずみが終局強度に与える影響

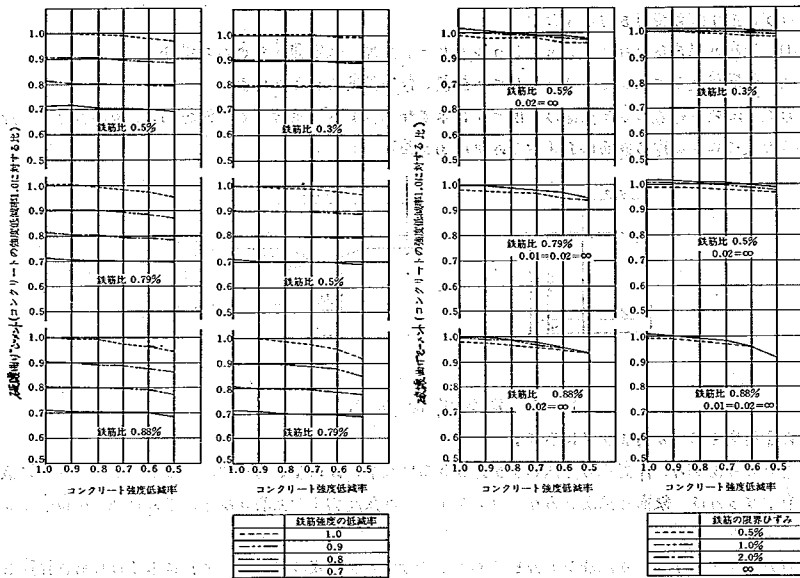


図-6 材料強度の低減が終局強度に与える影響 図-7 鉄筋の限界ひずみが終局強度に与える影響

8. おとがき

以上コンクリート部材の曲げ破壊に対する安全度についての検討結果の概要を述べた。
 なお、詳細については、土木研究所資料第1111号コンクリート部材の曲げ破壊に対する設計法に
 関する検討資料(昭和51年2月)にとりまとめた。

15. 湖沼の底泥からの栄養塩類の溶出

水 質 研 究 室

長谷川 清

最近、日本では、湖沼の富栄養化が問題となり、その原因の一つとして、**湖沼の底泥からの栄養塩類の溶出**が注目されている。湖沼の底泥には、リン、窒素、有機物などの栄養塩類が蓄積しており、その一部が水質汚染の原因となっている。本研究では、湖沼の底泥からの栄養塩類の溶出を調査し、そのメカニズムを明らかにすることを目的とする。

1 まえがき

近年、琵琶湖、琵琶湖、琵琶湖などの湖沼に代表されるような閉鎖水域などに於いて富栄養化が進行し、植物性プランクトンの大量発生による、アオコ水害、工業用水、生活用水など各種の水利用に大きな障害が起りつつあり、また、美しい景観、レクリエーションの場が失われつつある。このような富栄養化の急激な進行の一因は、流域からのリン、窒素などの栄養塩類の流入量の増大にあるが、富栄養化の機構にはまだ明らかにされていない部分が多く残っており、今後の富栄養化防止対策を進めていくうえでより多くの情報が必要とされている。

植物プランクトンが増殖するに利用するリン、窒素の形態はオルトリン酸塩、アミノ酸、有機酸、有機リン酸塩、有機窒素などの無機・有機態の栄養塩類であるが、水中のこれらの無機・有機態の栄養塩類は、植物プランクトンが吸収され、植物プランクトンとしての有機態の栄養塩類に変換されることになる。これらの植物性プランクトンは死滅すると水中に沈積して底泥となり、底泥中では有機物の分解により、一部の無機態の栄養塩類に分解されて、その一部は再び水中に溶出してくる。従って、底泥は富栄養化の貯蔵庫のような役割を担っているといえることができる。

底泥のこのような役割は陸水学あるいは衛生工学の分野で注目されており、かなり多くの研究が行われているが、こうした研究の多くは必ずしも定量的なものではなく、水域内での富栄養化などのシミュレーション計算に利用できる段階まで至っていないのが現状である。

本研究は底泥からのリン、窒素の溶出を定量的に把握する目的、主として室内実験によって調査を進めてきた結果をまとめたものである。

2 研究目的

底泥から溶出するリン、窒素が底泥中のリン、窒素の含有量、存在形態、水質の環境因子（溶存酸素、水温、流速、pH、酸化還元電位など）とどのような関係にあるかを明らかにし、溶出現象を定量的に評価することにより底泥の役割を明らかにするものである。

(13) 研究方法として、底泥の採取、保存、分析、溶出実験、データ処理、結果の検討、論文の作成、発表、報告、などを行う。

水、泥および大気を含む一つの閉鎖した系を実験条件として作れば、富栄養化に伴うリン、窒素の量は時間空間的に保存される。そして、底泥からのリン、窒素の溶出現象は水中あるいは大気中のリン、窒素の増加現象として現われることになる。本実験装置はこのような条件を満たすように製作したものである。同時に、底泥の採取、保存、分析、溶出実験、データ処理、結果の検討、論文の作成、発表、報告、などを行う。

化ビニールである。上蓋は蒸発を防ぐためのものであるが、DO濃度の調節に必要であり、窒素-空気のガス交換ができるよう空気抜きが付いている。さらに、この内筒内には図-1のように流速を与えるための装置として、高さ21cm、内径9cmの小円筒が取り付けられており、小円筒内の底部には攪拌子を挿入して、槽内の水位は、端を波形にしたロートを上蓋から釣下げ、

流出水をロートの端から溢れさせることにより一定に保った。

図-1. 溶出実験装置の概要

このような連続装置を使用した場合、底泥から溶出する窒素、リンの溶出速度、 L_a は次式で表わすことができる(図-2)。

$$V \frac{dL}{dt} = \frac{L_a}{H} \times V + L_a Q - LQ \quad (1)$$

ここで溶出速度、 L_a は%/(日)とすると、

V は槽内の水量、 m^3 、 H は槽内の水深、 m 、 Q は流入水の流量、 $m^3/日$ 、

L は槽内の窒素あるいはリンの濃度、 $\%$ 、 L_a は流入水の窒素あるいはリンの濃度、 $\%$ 、

Q は流入水の流量、 $m^3/日$ 、 L は窒素あるいはリンの溶出速度、 $\%$ /(日)とすると、

図-2. 溶出現象のモデル化

L_a は流入水の窒素あるいはリンの濃度、 $\%$ 、 Q は流入水の流量、 $m^3/日$ 、

L は窒素あるいはリンの溶出速度、 $\%$ /(日)とすると、

流入水として窒素、リンを含まない蒸留水を使用すれば、

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

$L_a = 0$ となり、(1)式はさらに簡単な式となる。

3.3 実験に使用した底泥

この研究に使用した底泥は霞ヶ浦、鳥屋野湯、手賀沼、千鳥が淵(皇居外濠)の4つの湖沼と、荒川、観見川の感湖区間から採取したものである。表-1にはこれらの湖沼及び河川の概要について載せられた。

表-1 湖沼及び河川の概要

湖沼河川名	県名	水質	水面積, km ²	平均水深, m	最大水深, m	湛水量, m ³	汚濁源
霞ヶ浦	茨城	淡	西浦 171 北浦 34.4	4	7	西浦 6.4×10^9 北浦 1.9×10^9	都市下水・食品工場
鳥屋野湯	新潟	淡	1.7	1.5*	2.5*	2.55×10^8	農耕排水・都市下水
手賀沼	千葉	淡	1.2	0.3	2.9	4×10^8	都市下水・各種工場
千鳥が淵	東京	淡	7.8×10^{-2}	1.3		8×10^4	
荒川	東京	硬	流域面積 2940 km ² , 流路延長 170 km				都市下水・各種工場
観見川	神奈川	硬	流域面積 234.5 km ² , 流路延長 42.5 km				各種工場・都市下水

*非湛水期では水深は約1m以下とする

4 研究結果

4.1 リンの溶出について

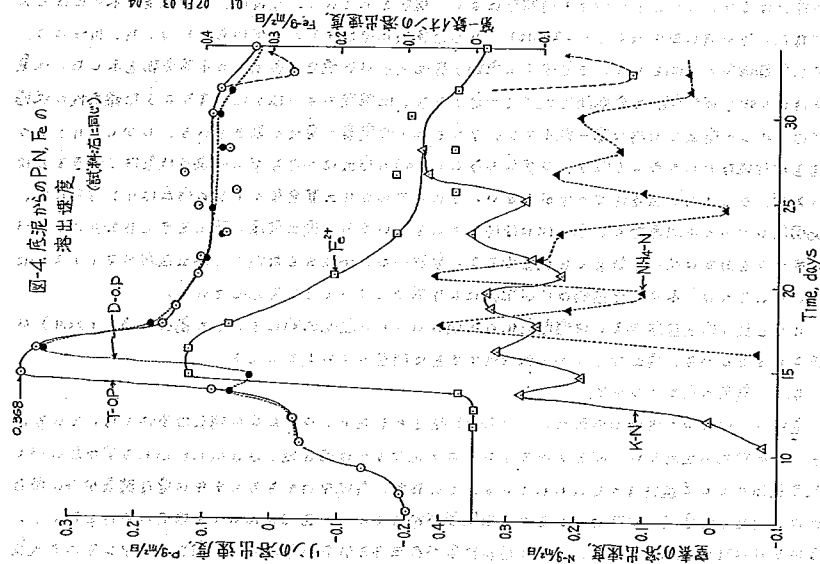
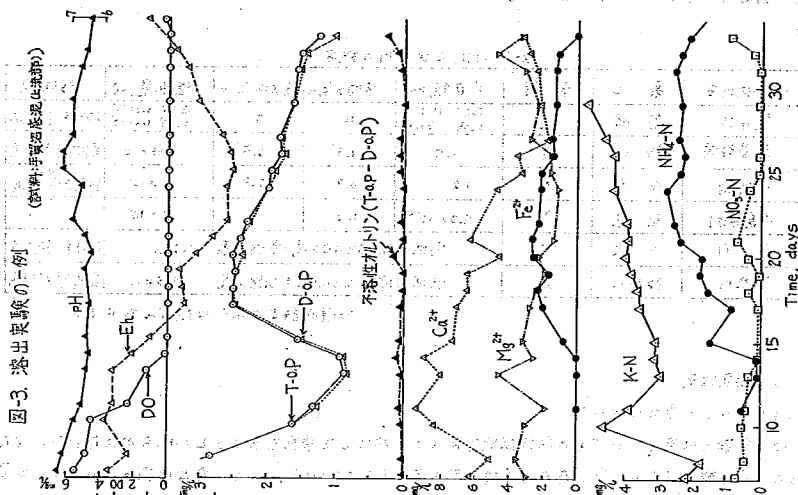
溶出実験の結果は、いずれの底泥試料を用いても類似した挙動を示すことが明らかになった。すなわち、溶存酸素が水中に充分な存在する時は既にも高く($>0.2 \text{ Vol\%}$)、リンの溶出は極めて小さい。少量の溶出は多分、リンの水に対する溶解度によって規制されている。反逆に、溶存酸素が水中にほとんど存在しない時は既にも低く($<0.2 \text{ Vol\%}$)、リンは急激に溶出することが明らかとなった。図-3には、溶出実験結果の一例として、手賀沼(上流部)底泥を用いた場合の流出水の水質変動を示した。流量条件は $9.55 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{日}$ で全期間を通じて一定である。DO濃度および既が低下するような嫌気性の状態では、リンの溶出と同時に第一鉄イオン、アンモニア性窒素の溶出も起きている。しかし、リンとの結合が可能なカルシウム(Ca)、マグネシウム(Mg)の溶出はかかわらず嫌気性条件で起きるとはいえず、むしろ好気性条件の方が大きい。これらアルカリ土類金属イオンの溶出はリン溶出及び、DO濃度レベルとは関係なく、水のPHに關係しているといえる。溶出速度の変化を示した図-4は、図-3のデータを用いて、計算した結果である。実験開始以降12日目前後まで溶出速度がマイナス側になっているのは、水中の浮遊物などが泥層により減少していることを示している。

リンと鉄の溶出速度あるいは濃度変化の相関はいずれの底泥試料によっても高い相関($r>0.9$)が得られることから、溶出するリンと鉄は泥中で互に關連しているといえる。

4.2 窒素の溶出について

底泥中では酸素の供給が表面のごく一部に限定されるため、ほとんどが嫌気性条件となっている。また、有機物が生物学的分解を受けてアンモニア化するのには好気性、嫌気性にかかわらず十分なPHと温度範囲のもとで進行するといわれている。このため、底泥中はもちろん水中に溶存酸素がない場合には、溶出した窒素の形態はアンモニア性窒素が優勢であり、図-3においても嫌気性条件となつて14日目以降に増加している。水中に溶存酸素が存在する好気性条件では、溶出したアンモニア性窒

素は亜硝酸を經て硝酸まで酸化される。ただし、亜硝酸低濃度の濃度がいずれの底泥溶出実験においても低く、たゞこれは酸化速度に起因し、アンモニアから亜硝酸への酸化速度は速く、亜硝酸から硝酸への酸化速度が前者に比べ極めて早いことになる。



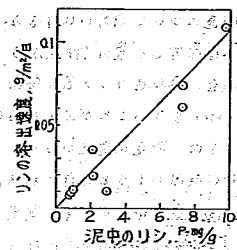
5. まとめ表(表2)に示すように、底泥の物理化学的性質は、実験結果の一覧(表2)に示すように、底泥の物理化学的性質は、はじめて、主リン、全オルトリン、溶解性オルトリン、全鉄、第一鉄イオン、アンモニア性窒素およびケルゲル性窒素などについて求めた結果を含めてある。これらの結果が示すことが、

(1) 一般にBが0.2%以下の嫌気性条件下でリンの溶出は起こり、リンの溶出速度は水質条件(DO, B, pH, Temp. etc)が同じであれば底泥中のリン含有量に比例する。表2より泥中のリン含有量と溶出速度の関係を示したものが図-5(a)である。底泥中のリン含有量を X_p %/g乾泥とする、嫌気性条件下での溶出速度は $10 \cdot X_p$ %/gと表わすことができる。

嫌気性条件下でもDO濃度レベルには範囲があり、DO=0%の時に最大溶出速度となる。DO濃度の上昇により溶出速度は急激に減少することがわかった。DO濃度によるリンの溶出速度減少を表す補正係数を f_{DO} と置くと、底泥からの溶出速度は $10 \cdot f_{DO} \cdot X_p$ %/gと表わすことができる。

霞ヶ浦底泥を用いた数多くの実験から、溶出速度に及ぼすDOの効果は図-5(b)のようになつた。すなわちDO=0%の時は $f_{DO}=1.00$ であるが、DO=0.5%で約 $f_{DO}=0.25$ 、DO=1%で $f_{DO}=0.20$ 、DO=2%で $f_{DO}=0.10$ と急激に低下していくことになる。

図-5. 底泥から溶出するリンの溶出速度



リンの溶出速度に及ぼすDOの効果

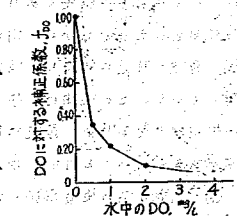
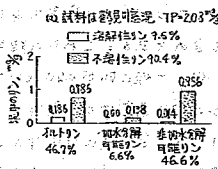


表2. 底泥の種類とリン、窒素、鉄の溶出速度

試料名	泥の濃度, %乾泥				リンとFeの溶出速度, %/g					窒素の溶出速度, g/m²/日	
	T-P	T-N	T-Fe	乾泥率	D-ortP	T-ortP	T-P	Fe*	T-Fe	NH ₄ -N	Kjeldahl-N
手賀沼 (上流)	9.77	8.61	17.4	17.6%	max 0.340 av. 0.076	max 0.357 av. 0.109	max 0.380 av. 0.097	max 0.373 av. 0.103	max 0.380 av. 0.114	av. 0.180(6)	av. 0.292(2)
鳥屋野浮	7.24	5.45	91.9	23.0%	max 0.150 av. 0.061	max 0.123 av. 0.061	max 0.123 av. 0.051	max 0.540 av. 0.285	max 0.330 av. 0.237	av. 0.092(3)	av. 0.037(2)
千島湖	2.88	5.08	23.5	24.3%	max 0.028 av. 0.005	max 0.022 av. 0.010	max 0.024 av. 0.008	max 0.144 av. 0.052	max 0.052 av. 0.054(4)	av. 0.055(8) av. 0.040(11)	
荒川	2.05	4.75	45.0	36.6%	max 0.062 av. 0.031	max 0.201 av. 0.035	max 0.610 av. 0.084	max 0.276 av. 0.107	max 5.48 av. 0.836		av. 0.104(42)
鶴見川	2.08	2.79	36.9	43.3%	max 0.050 av. 0.013	max 0.064 av. 0.020	max 0.244 av. 0.018		max 0.050 av. 0.020		
手賀沼 (下流)	9.987	6.66	57.0	19.2%	max 0.035 av. 0.015	max 0.028 av. 0.011	max 0.023 av. 0.011		max 0.013 av. 0.007		av. 0.072(4)
霞ヶ浦 (西浦)		4.48		27.9%		泥のP=0.82% の割合 0.009					av. 0.031
Muddy川	1.3			42.5%		max 0.046 av. 0.048					
Warner湖	1.1			22.6%		max 0.026 av. 0.017					
Deby Sand	?			?		0.031x10 ³					

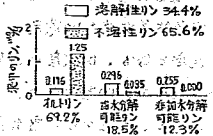
(2) リンの溶出速度とさらに精度よく推定しようとするれば、水中その多くの物質の種類、形態および濃度、底泥中でリンの存在形態と溶解度、底泥の組成などの調査とこれらの項目とリン溶出との関連について明らかにすることがある。たとえば、底泥中のリン含有量がほぼ等しい荒川 (TP=2.05%) と鶴見川 (TP=2.08%) のリン形態を比較した場合、溶解性リンの含有率は荒川が34.4%であるのに対し、鶴見川は4.6%と少ないことが図-6から明らかとなった。このことは表-2の結果のように、鶴見川底泥からのリン溶出速度が荒川底泥の約半分にならないう原因の一つと推定される。

図-6. 底泥中でリンの存在形態



(3) 底泥から溶出する窒素の速度を曝気条件下でのアンモニア量から求めると図-7のようになり、泥中の窒素含有量と X_{NH} とすれば次式と表わせる。 $N = 4.64 X_{NH} - 5.22$ (mg/l) ($r=0.817$) この速度は水の交換がないバッチテストの結果であり、湖沼のような流れの小さな場合には対応した結果といえる。しかし、河川のように水の交換がある場合には、本実験の連続式装置に対応し、溶出結果もバッチテストの結果の約3倍になっている。この理由は、底泥中の水をアンモニアを含む水で常時一部を入れ替えるため、連続式装置ではアンモニアが溶出しやすくなるためである。このことは好気性条件下での硝酸性窒素の増加にも影響する。

図-7. 底泥からの窒素の溶出



(4) 底泥からの栄養塩類の供給能力を泥の「洗い出しテスト」と評価する試みも行われている。これは泥の一部を蒸留水と置き、適宜分岐した上澄水を採取し、残泥にはさらに蒸留水を加えて同様の操作を繰り返す。洗い出した上澄水中の窒素、リン濃度を測定することにより泥から間隙水へ溶解性の形として補給する泥の潜在的な能力を評価するもので図-8にはその一例を示した。リンについては、充分な曝気状態に進むに従い増加することから、実験開始時の設定条件に困難がある。アンモニアについては、泥の補給能力が良く現れており、補給能力と溶出速度との関係が明らかになれば、「洗い出しテスト」はその簡便さから溶出速度を予測する手段として評価されるであろう。

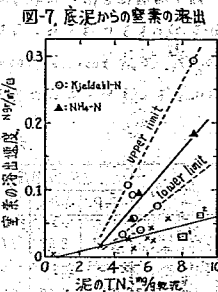
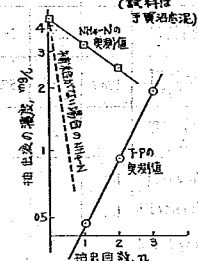


図-8. 洗い出しテストの一例 (資料は「手賀池底泥」)

6. おわりに

本研究の結果が、湖沼等での水質予測、浚渫の効果などを検討する際に何らかの参考となれば幸いである。なお、本実験には建設技術研究所佐藤由貴子氏の多大な協力を受けた。記して謝意を表する。

図-8. 洗い出しテストの一例



16. 地すべり地における

地下水の水質分析について

地すべり研究室

長 溝 忍

地すべり地における地下水の水質分析について

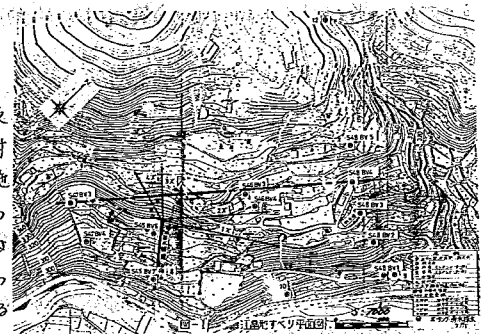
地すべり研究室 長 溝 忍

§1 はじめに

地すべり活動を誘発助長する最大の因子は地下水である事は、過去の文献及び事実から明らかである。従って、地すべりの防止対策工法の一つとして地下水の排除工法があり、その工法の効果を高めなため、また工法の選定のために、あらかじめ地下水の調査が行われていなければならない。この調査方法には地下水追跡、地下水検査、水質分析がある。この中の地下水の水質分析は地すべり地帯の地下水の賦存、流動状態の推定に有力な手段の一つである。それは地下水の水質は地下水が岩石と接触して来た地質的な環境、地質を反映したものであり、水質の変動は地下水の流動状況に關して有力な情報を提供するものである。そこで当研究室において昭和イが年度より徳島県の高力を得て、調査を行なっている結晶片岩帯地すべりのモデル試験地である、吉野川右支川、駒喰川上流の江島地すべり地で、水質の経月変化などの調査を実施して来た。ここに本年度迄の結果を集計して、地下水の流動状態及び水質特性を報告する。(図-1は江島地すべり地の各種観測計器及び地下水採水箇所を示す。)

§2 研究目的

地下水の水質はその水の起源、経路を反映しているものであることから、観測、対策工法の一つである地下水排除工法を実施するに当り、溶存成分の地下水をいくつかの系統に分類したはその成分の消長により地下水の流入、流出経路を推定し、もって、地下水の流動状態及び賦存状態を知る事は地下水排除工の効果を高めることにつながり、又工法選定にも大く貢献する事となる。又これまでに第3紀層地すべり地の水質の特性が報告されているので、結晶片岩帯地すべりの水質特性を見なため、一つの指標として江島地すべり地の水質と対比する事によりその相異点を明らかにする。



§3 研究方法

地下水の採水箇所は江島地すべり地城内各湖線での採水可能なボーリング孔の1ヶ所及び参考として、地すべり地城外で図-1の平面図右側の沢の上部より沢の表湧水を採水し、分析して溶存成分は陰イオンでは Cl^- 、 SO_4^{2-} 、 HCO_3^- （アルカリ度）と陽イオンでは K^+ 、 Na^+ 、 Mg^{2+} 、 Ca^{2+} と溶存ケイ酸の SiO_2 及び PH の9成分について行った。

分析手法は Cl^- はモールの滴定法、 SO_4^{2-} はEDTA法、アルカリ度はBCGアルカリ度（ PH 4.3）、 K^+ 、 Na^+ は蛍光分析、 Mg^{2+} 、 Ca^{2+} はEDTA法、 SiO_2 はモリブデン酸法で分光管比色計によって行った、 PH は PH 計によって行った。

水質分析の解析にあたってはKey diagram、三角グラフ（陽イオン、陰イオン）、Hexadiagram及び北野の理論に基づく岩石風化に関する水質相関図によって行った。Key diagram、Hexadiagramは図23に示す様に分類を行う手法で、Key diagramは各溶存成分の存在比率を単純な関係を表示、水質組成とアルカリ度、 SO_4 と Cl 、 Ca と Mg 及び Na と K の成分比とみなし、その当量を陽イオン、陰イオンの百分率に換算して図上にプロットするものであり、Hexadiagramは前述の方法では量的関係について表示出来ないで、これを量的な関係で表示したものである。三角グラフはKey diagramより陽イオン、陰イオンを合せて、各々にその組成比率を表わしたものである。Key diagramの分類に対する一般の判定を記す。

1. a型：我が国の地下水、大半はこの型

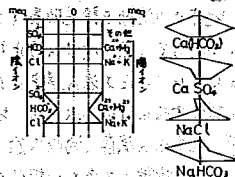
2. a型：停滞的な環境にある地下水（停滞）この型の水は一般に深層地下水と判定

3. a型：温泉水、鉱泉水及び化石水等の型、一般の地下水にあてはまる、この例は稀れ

4. a型：海水が主に海水に汚染された地下水、温泉水

5. a型：河川、伏流、自由地下水等表流水

Hexadiagramは同一図形の追跡により溶存成分の消長は主に水塊の成分で示す。



Hexadiagramの模式図と水質型の分類

図-2



1. Carbonate hardness
重炭酸カルシウム、マグネシウムと主成分とする水
2. Carbonate Alkali
重炭酸ナトリウム、カリウムと主成分とする水
3. Non Carbonate hardness
塩化土類、硫酸土類と主成分とする水
4. Non Carbonate Alkali
塩化アルカリ、硫酸アルカリと主成分とする水

Key diagram

図-3

§4 研究結果

Key diagram、Hexadiagramにプロットしているのは、昭和50年6月、51年6月採水の組成を例として上げて、各年、各月の組成及び経月の変化については予備によって変化がみられないと報告されている。

4-1 水質分類による水系の推察

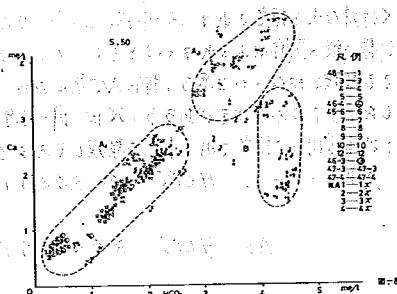
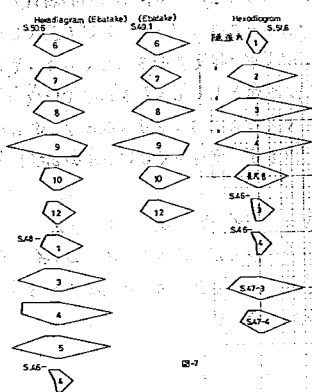
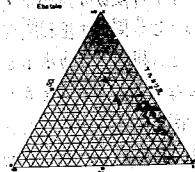
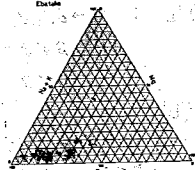
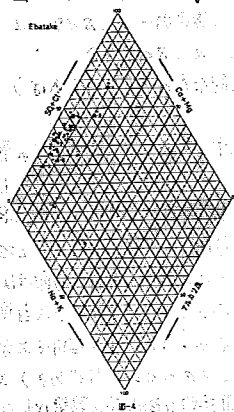
これは溶存量には無関係であるが、水の性格を知る場合、組成比率が1目であらう、分類上をわめ

て有効な手段である。図-4において読み取れる率は48-4、46-4、3を除いて、全部Ca carbonate hardnessの領域に属しているが9は下部に位置し、又三角グラフから看取成金の相異がみられる率のCarbonate Alkalinityに近い水と思われる。48-4については採水ホーリシ7の位置が人家の近くの畑の中にあり、又水質が良しと成い率の人工的な要因によって硫酸土類系の水質の様相を呈しているのではないかと思う。46-3、4について同様の原因ではないかと思われる。48-7については6月期だけが他の月と異なった値を表わしている。7、8、9月期の8.7プロットレク。

4-2. Hexadiagram

昭和49年の1月期をも表示したものは、年が異なるが混水期と換水期6月とも表示する事によって降雨による変化がどうあるか、年による変化もあらず、見よう小さい事とも表示することと目的とした。

この図からKey diagramと同様、全般的に重炭酸カルシウムのCa (HCO₃)型を表示



しては事を見い出し得るが、採水箇所によつてかなり貯存量の違いが見られる。この貯存量の相違から概略の水系分類を試みる。まず、 HCO_3 型と SO_4 型に大きくわける事であり、 SO_4 型は46-3、4、48-4で HCO_3 型は他の全部である。次に HCO_3 型から Na 系と Ca 系に区分して、 Na 系は9が Na 系で、他は図-7の3と又三角グラフの陽イオン図から Ca 系に属する。次に Ca 系においてかなり大きく貯存量の異なる事が見られる。これはやはり多、少の2つに区分して水質を考えるべきではないかと思ふ。何故ならば、江島地すべりは長で約270M、幅300Mの区域の中で約2倍にも相当する貯存量の消長があるとは考え難いからである。以上より SO_4 型、 $Ca(HCO_3)$ 型、 $Na(HCO_3)$ 型と貯存量の多寡によつて4つの大まかな分類が出来る。上記を整理してみる。

SO_4 型 : 46-3、4、48-4
 $Na(HCO_3)$ 型 : 9
 $Ca(HCO_3)$ 型 : 少→6、7、8、10、12、848-1、隧道内-1、847-4
 多→848-3、5、隧道内-2、3、4、847-3
 848-4 (SO_4^{2-} の多は人工的なものと考えれば)

4-3 水質相関図

北野の理論に基づくもので、図中の HCO_3 の量はアルカリ度水中の炭酸以外の陽イオンの量と陰イオンの量との差であり重炭酸及び炭酸イオンの量を示すこととなる。アルカリ度の量より算出した。図-8月誌和50、51年度の分析結果も46年度より行われている結果の代表例として載せた。この様に Ca^{++} と HCO_3 の含量間には正相関がみられる。同一水系では勾配1の直線上に載る事と地域的に集中する事から、この相関図より水系を区分すれば、2つのグループに分けられる。勾配ほぼ1のグループをA、縦にならぬものをBとする。Aのグループは HCO_3 の3~4ミリグラム当量付近であるが、この中で同じグループ内を上、下と区別して考えるべき。分別する理由は上の隧道内の3、4は隧道坑標高300M(当地すべり地の標高位置は約280~400Mである)よりほぼ水平に振動されたもので他のボーリング孔内よりの採水に比し、直接的な降水等の影響が少ないと見られるからである。Bグループの3、1、9であるが9については、4-1、2でも述べているごとく特殊な水と推定される。干渉は貯存量よりみて深層地下水と推定されるとして置く。そこで、同じ採水縦の関係がみられるものとして、1、5も9と同じ水系として捉えるには貯存量からみても無理ではないかと思う。特に Na 量においては著しく異なる。よつて9の水は1、5の水と混入したとして考えるべきであらう。故に、同一水系として考えず、9はあくまでも単独の水と考える。ここで相関図から推定される水系を整理してみよう。

Aグループ→A1 HCO_3 0~3.5ミリグラム当量 6、7、8、10、12
 隧道内-1、2 847-4、846-3、4
 A2 HCO_3 3.5~5ミリグラム当量 848-3、4、47-3
 隧道内-3、4

Bグループ→848-1、5

Cグループ→9

以下4-1、4-2、4-3を統括してみよう

イ) 9は4-1、2、3より明らかに他の水とは異なった異質の水と考えられ、やはり深層の地下水と考えられる。

ロ) 846-3、4は4-1、2より他の水と比して80%程度低く、4-3よりHCの値が少ないこと、又、1点に集中していること、このボーリングの位置が畑の中にあることなどを勘えて考察すると地表水の溜まったものと考えられる。

ハ) 6、7、8、10、12、847-4は隧道内1は4-1は同一レベル、4-2は少く、4-3はA₁のレベルに属し同一の水系と考察される。隧道内の2については4-3が6、7、8とはほぼ同様な位置にあるから4-2で多少溶存成分が多いが、このレベルで入水しても差しつかえないものと思う。このレベルは地表水系に属すると考える。

ニ) 848-3、4、5、847-3、隧道内-3、4は4-1では同一レベル、4-2は少く、4-3はA₂のレベルに属する。この水は溶存成分が多いから、ある程度深い場所からの地下水と考えられるが、9との関係上その位置すなわち9を深層地下水とするならば、ハ)との中間的な地下水と考えられる。

ホ) 848-1、5は4-1では同一レベル、4-2では2つに分れ、4-3では同一レベルとなっているが、848-1についてはHCO₃adiagramより見ると6、7、8及び47-3、4と類似の型であり、又溶存成分の点も似かよっている事から地表水に近いものと思われる。HCの値がCa溶存量に比して多いのは9の影響を受けているとも考えられる。全く別の水系に属する水とは考え難い。5については溶存成分が、4-3においても848-3と同様な動きをしている事からみて、⇒ハ)レベルに属する水ではないかと思われる。現段階での解析上ではやはり9の影響を受けているのではないかと考えるべきかと思う。

以上を串から一応、イ)の水とロ)の水というように3つの水系を考えると、次にこれを平面的に考察する。イ)は他との関連を見出し難く不明である。ロ)はこの地すべり地内一般の地表水系に属すると考えられる。⇒は梨方向からみれば中間的な水にみられるが平面的には848-4と847-3を結ぶ線が分かれ、(但し848-3は線の下側に在るため溶存成分の検討を今後行なう)ること、4-3におけるA₁とA₂とが隔絶されており、中間的なものが見出せない事から、上から下への混入は水ではないかと思われるので上述の線で遮断されると考える。以上より平面的には848-4と847-3を結ぶ線が2つの水系に区別される。すなわち線上位が中間層水系で下位が地表水系と考えられる。今回の解析は全く逆で、このグラフによるのみ分類して、なかなかの主観性があることはまぬがれない。今後相関性等について数値的に処理をほどこし、より客観性をもたせたいと思う。又ボーリング柱状図等とよく照らし合せて今後検討を重ねていきたい。

4-4 結晶片岩帯地すべり地の水質特性

第三紀層における地下水の特性について代表的な地すべり地、猿俣谷地すべり地の地下水の水質について内部が第三紀層の地質に反映される極めて一般的水質があると考えられるとして、陽イオンの溶存割合がほぼ一定していると報告されている。又、右図、右谷によれば地質の環境の異なる地すべり地の水質特性について、三波川結晶片岩地帯(三波川結晶片岩地帯)と第三紀層地すべり地の分類に対

して1つの指標が示されている。

陽イオンの割合

図-9は内部によって報告された三角グラフを示したものである。図-9-1は滝坂・松之山地すべり地のものを表示した。滝坂の平均 $Ca/Na:Ca/Mg$ の比は1.3:4.3となり松之山では1.2:5.3という結果を得た。猿俵養寺では9.7:3.4であるの比比べ、 Na と Ca との間に開きがあるが、採水個所の方法にもよりかなり異なることから、又全体としての平均という率から生じたものと思われる。これに対し結晶片岩帯の地すべりである江島ではこの比が2.1:4.2と第三紀に比し全く異なる組成を表わしている。

(2) 吉岡・右谷によれば Ca^{2+}/Na と Ca^{2+}/Mg が Δ 類に有効としている。これに基づいて上記の3箇所について行なってみる。

	Ca/Na	Ca/Mg
猿俵養寺	0.9	2.0
滝坂	0.3	1.3
松之山	0.5	2.0
江島	7.7	3.6

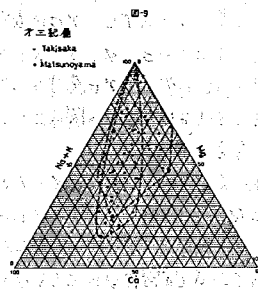
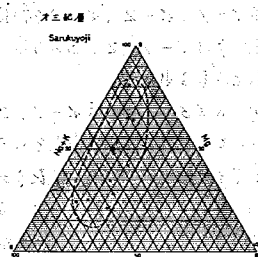
Ca/Na でははっきりとした相違が表われないが Ca/Mg に関してはそれほど顕著な差はみられなかった。(1)。(2)より陽イオンの組成比及び Ca/Na において第三紀と結晶片岩との間に顕著な差がみられ Δ 類において有効な手段と思われる。

まとめ

江島地すべり地内の陸水を表流水・中間層流・深層の3つの水系に分け、更に4と4と4と3を結ぶ線が中間層流系と地表流水系に区分した。これより地下水の排除に対する工法として、線の上側は深い位置の水であるから集水井又は排水隧道の施工による地下水排除を、下側は地表流水に対処するもので頭梁や間梁の施工が良いと思われる。前述の様にこれは図より見た判断であり、ボーリング柱状図等と照合して得た結論ではない。今後この点を念めて詳しく地すべり対策工法の一助にして行きたい。江島地すべり1つをとっての結晶片岩帯の水質の特性であり、一般性に乏しい。今後資料を収集して明らかにしていきたい。

参考文献

- 1) 北野 康: 水質調査による岩石崩壊の予知可能性、京都防災研 年報第10号A
- 2) 千明一男: 建設省土木研究所 昭和44年度 砂防事業調査報告
- 3) 阿部辰夫: 猿俵養寺地すべりの水質、土木技術資料 Vol.13, No.4 土木研究会
- 4) 吉岡龍島・右谷孝彦: 地質環境のことばすべり地の水質特性、京都防災研年報第16号B



17. すべり止め舗装用エポキシ系樹脂
の性状について

化 学 研 究 室

坂 本 浩 行

すべり止の舗装用エポキシ系樹脂の性状について

化学研究室 坂本 浩行

1. まえがき

最近、エポキシ系樹脂をバインダーに用いた、シート工法[※]と呼ばれるすべり止の舗装が、都市部の交差点、高速道路の急勾配の坂部、田線部など、ブレーキをかける頻度の多く路面のすべり抵抗性が低下した部分の補修方法の一つとして活用され、スリップ事故防止にかなりの有効性を発揮している¹⁾。また、地下鉄工事現場上の覆工板などにおいても、スリップ防止と騒音対策から、この種の処理が一部でなされているようである。

エポキシ系樹脂を用いた、すべり止の舗装の現状については、樹脂すべり止め舗装協会の昭和49年12月の調査結果によると、これまでに全国各地で約46万㎡が施工されており、施工実績が特に多いのは東京都で、このうちの約29万㎡が施工されているということが報告されている²⁾。

この種の舗装については、1) 樹脂の品質規格があいまいである、2) 車両交通に対する耐久性が明らかでない、3) 騒音が高くなる、4) 施工コストが高い、など問題点も多いが、すべり抵抗性が改善され事故防止に役になるという事実は、人命尊重の立場から施工実績を増大させていくものと推定される。

2. 試験目的

すべり止の舗装に用いられているエポキシ系樹脂の組成は、エポキシ樹脂と硬化剤の割合に各種の填料を加え変性したものである。しかし、一概にエポキシ系樹脂とは呼んでも、各メーカーによって、組成、配合が異なっているため、現在市販されているエポキシ系樹脂の性状にはかなりの差があるといえる。これらの樹脂をすべり止の舗装用として適用する場合、性状をセリフする試験については、現在のところ特に定まらず、方法もなく、樹脂の選定に際しては、メーカー側の試験データに頼っている状態で、ユーザー側から見ると樹脂の性状に関して不明な部分も多い。したがって、いかなる性状のものか、すべり止の舗装用樹脂として適当であるのか否かを必ずしも明確にっていないのが実状である。

このすべり止の舗装用樹脂の性状の適否を判断する場合、これらの樹脂は粘弾性体であり、環境温度によって性状は様々ではなく、樹脂の性状を評価するには使用温度範囲の全体にわたって性状を明らかにしておく必要がある。このような観点から、現在すべり止の舗装に用いられているエポキシ系樹脂がどのような性状を有しているのか、現状を把握することと並行して試験を行なうためである。

※すべり抵抗改善を目的とした表面処理工法の一種で施工法としては、1) 樹脂を路面に塗布したのち、2) この上に特殊骨材を散布する方式、3) あらかじめ、樹脂と特殊骨材を混合したものを路面に塗布する方式、の二つがある。舗装厚は、るる5mm程度であり、特殊骨材としては、エポキシ、煉瓦、ガラス、カルサイ、ドボキサイトなどがあるが、一般には、エポキシが多く使われているようである。

表-1 エポキシ系樹脂の性状

品名	主 成 分	性状	粘度 (cP)	硬化時間 (分)
A	エポキシ樹脂 硬化剤: 硬化剤A	透明無色液体	1.50	30
B	エポキシ樹脂 硬化剤: 硬化剤B	透明無色液体	1.50	30
C	エポキシ樹脂 硬化剤: 硬化剤C	透明無色液体	1.50	30
D	エポキシ樹脂 硬化剤: 硬化剤D	透明無色液体	1.50	30
E	エポキシ樹脂 硬化剤: 硬化剤E	透明無色液体	1.50	30
F	エポキシ樹脂 硬化剤: 硬化剤F	透明無色液体	1.50	30
G	エポキシ樹脂 硬化剤: 硬化剤G	透明無色液体	1.50	30
H	エポキシ樹脂 硬化剤: 硬化剤H	透明無色液体	1.50	30
I	エポキシ樹脂 硬化剤: 硬化剤I	透明無色液体	1.50	30

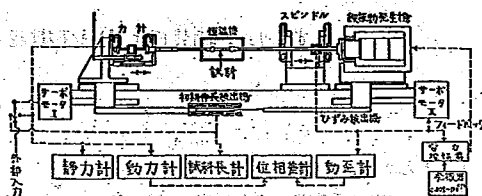


図-1 粘弾性スペクトロメータ概略図

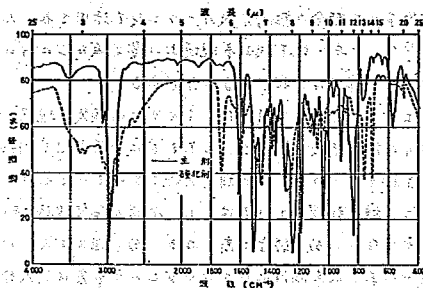


図-2 主成分および硬化剤の赤外吸収スペクトル

3. 試験方法

表-1に示すようなイペリ上の舗装用エポキシ系樹脂について次のような試験を行なった。

(1) 組成 (赤外分光光度計による主

剤・硬化剤の定性分析)

(2) 発熱試験 (温度計: 互換型温度

計, 混合量: 主剤に硬化剤の合計量100g)

(3) 引張試験 (試験法: JIS K 6911, 試験機: 万能引張試験機, 材令: 7日, 引張速度: 5

mm/min, 温度範囲: -20~100°C, 圧力・強度と材令関係の試験は20°Cのり)

(4) 動的粘弾性試験: (試験装置: 図-1に示すような強制振動型の粘弾性スペクトロメータ)

測定法: 伸長弾性率・せん断弾性率・試験方法: 伸長弾性率測定は厚さ2mm, 幅5mm, つかね隔30

mm, せん断弾性率測定は厚さ2mm, 長さ8mm, 横8mm, つかね隔も直方体のもの。材令: 7日, 温度範囲

: -100~150°C, 測定周波数: 1, 10, 100 C/S)

4. 試験結果

4.1. 組成

イペリ上の舗装に用いられているエポキシ系樹脂は主剤・硬化剤の二液混合形のものである。これを変性別に分類してみると(1)変性エポキシ樹脂(2)アスファルト変性エポキシ樹脂(3)タール変性エポキシ樹脂の三つのタイプに分けられる。

また、これらの樹脂の主剤・硬化剤の組成について、赤外分光光度計を用いて定性分析を行なった結果、主剤として用いられているエポキシ樹脂は、すべてビスフェノール形のものが、一部にこれをエステル化しているものもあり、硬化剤としてはアミン類、ポリアミド樹脂などが主として用いられていることが明らかにされた。これらのうち、主剤にビスフェノール形のエポキシ樹脂、硬化剤にアミン類を用いたものの赤外吸収スペクトルをみると図-2のとおりである。

4-2. 発熱試験

各樹脂の発熱温度と時間の関係は図-3に示す。これより最高温度に達するまでの時間は、28~100分と3倍以上の差がある。そのときの温度は、52~128°Cと2倍以上の違いがある。樹脂の硬化収縮、急激施工などを考慮すれば、発熱温度はあまり高くなりすぎ、硬化の早いものが望ましいと思われるが、一般的傾向として、最高発熱温度に達する時間の短いものほど、発熱温度は高くなるようである。

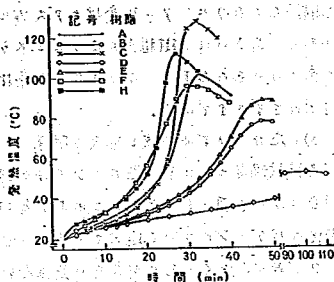


図-3 発熱試験

4-3. 引張試験

1). 強度と温度の関係

各樹脂の強度と温度の関係は図-4に示す。これより強度は低温に落ちるにつれて増大していく。しかし、低温ではある温度以下では強度低下をきたしているものもある。その強度低下を示す脆化点を比較してみよう。樹脂G-Iは10°C、樹脂E、Fは0°C、樹脂Aは-10°Cである。樹脂B、Cは-20°Cでも脆化点に達していないが、さらに低温になれば他の樹脂と同様の傾向を示すものと思われる。

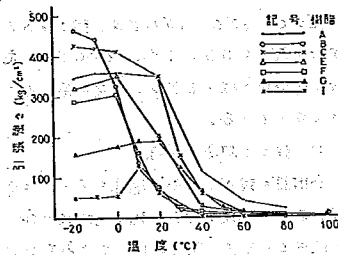


図-4 引張強度と温度の関係

各試験温度における強度は、樹脂によってかなりの差があり、低温に落ちるにつれて大きくなっている。試験温度に対して、強度の最も変化の大きいものは、変性エポキシ樹脂Bで、20°Cを基準とした場合、-20°Cで約6倍増加し、60°Cでは逆に1/10に減少している。これに対して比較的温度変化の小さいものとしては、充てん割合含有量の多いタール変性樹脂G-Iである。

2). 伸びと温度の関係

各樹脂の破断点における伸びと温度の関係は図-5に示す。これよりガラス領域にある0°C以下の伸びは、すべて10%以下と小さいが、軟化領域に落ちると伸びは急激に増大し最大伸びを示したのち、ゴム領域に落ちると再び漸次減少していくような傾向をたっている。しかし伸びの量は試験温度、樹脂によって差がある。たとえば20°Cの伸びを比較してみると、樹脂Aの3%から、図示していないが樹脂Iの133%まで広く分布している。

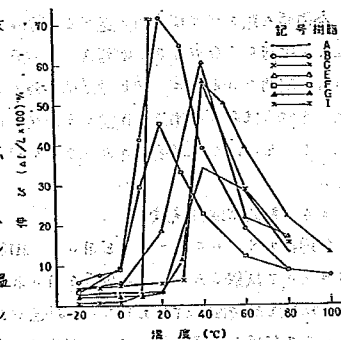


図-5 引張伸びと温度の関係

樹脂の変性別にて、最も最大伸びが大きいものは、タール変性の樹脂Iで、0°C以下の温度では最も小さいものがあらず、40°Cで図示していないが、217%と他の樹脂に比べてきわめて大きい値を示している。次に大きいものは、変性エポキシ樹脂Bである。また、同じ変性エポキシ樹脂で

も樹脂Cのように、タール変性アスファルト変性と同程度のもの、あるいは、樹脂Aのように、これより小さい値を示すものもあり、同じエポキシ系樹脂といっても、性状はさまざまである。

3). 応力-ひずみ曲線と温度の関係

各試験温度における、応力-ひずみ曲線の一例として樹脂Dについて図-6を示す。これより各試験温度における変化のパターンについて述べてみると、 -30°C 、 -20°C では、ひずみが小さく、応力が大きい弾性挙動を示す。 -10°C 、 0°C では、ひずみの増加に連れて応力も低下するが、降伏点後ひずみが増し、強くてねばり強い性質を示す。 20°C 、 30°C 、 40°C では、強さはあまり大きくなくひずみが増える。 60°C 、 80°C では、応力は小さいが、ゴム弾性体の性質を示し、温度が高いもの程、ひずみは小さくなる。

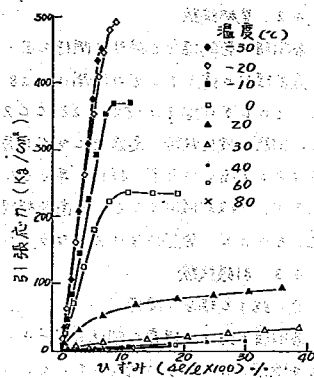


図-6 応力-ひずみ曲線と温度の関係

4). 強さと材令の関係

各樹脂の強さと材令の関係を図-7に示す。これより樹脂によって、強さおよび強さ発現はかなりの差がある。この理由としては、配合条件、すなわちエポキシ樹脂の量、硬化剤の種類、その他の副材の組合せの違いによるものと考える。

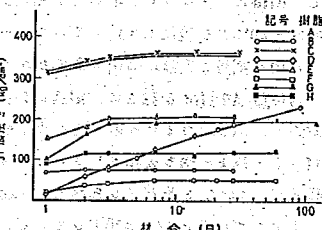


図-7 引張強さと材令の関係

各樹脂の強さがほぼ最高に達する材令は、樹脂B・Hで2日、樹脂F・Gで7日、樹脂A・C・Fで9日である。なお、樹脂Dのように、90日経過後も強さが増加の傾向を示すものもある。樹脂の用途から考慮すれば、早期に硬化して、その後の経時変化のないものが望ましいといえる。

4.4 動的粘弾性試験

粘弾性スペクトロメーターを用いて、樹脂の粘弾性特性について試験した。この装置を用いるのは、広い温度範囲の試験を短時間でこなせるという利点があるが同時に、ガラス転移点、架橋度、ブレンド物質の相溶性などの分子構造、組成と解明するのにも有効である。

試験結果の一例として、樹脂Cの複素弾性率、動的弾性率、損失弾性率、損失率、複素弾性率のマスターカーブおよびジッドラクターなどの粘弾性特性状について示す。

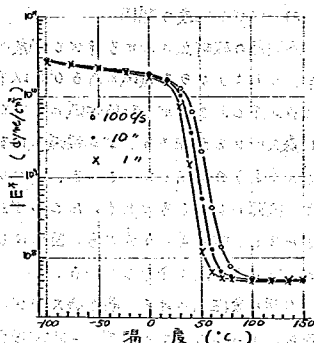


図-8 $|E^*|$ と温度との関係

図-8 へのとおりである。以下、各項目別に試験結果を論じてみる。次のようになる。

1) 複素弾性率 (E')

E' と温度の関係は、ガラス領域から、転移領域を経て、ゴム領域になる。架橋高分子特有のパターンを示している。

E' は、ガラス領域では高く、変化は小さい。これに対して、転移領域では急激に変化する。しかし、ゴム領域になると変化は小さくなり、横ばいになっている。

周波数の変化に対しては、ガラス領域あるいはゴム領域ではあまり差がないが、転移領域では、測定周波数の高いものほど、高い値を示す。

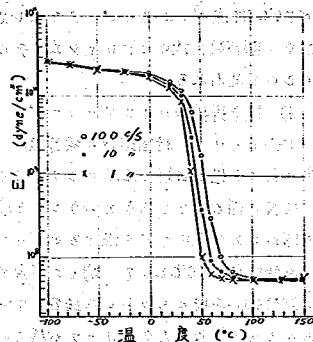


図-9 E' と温度との関係

2) 初弾性率 (E'')

E'' と温度の関係は、ガラス領域、転移領域、ゴム領域とも変化のパターンは、 E' と同様の傾向を示している。しかし、各領域における値は、ガラス領域、ゴム領域などのエネルギー損失の小さいところでは、ほぼ同様の値を示しているが、エネルギー損失の大きい転移領域では、やや低い値となる。

3) 損失弾性率 (E'')

E'' と温度の関係は、ガラス領域の -50°C 付近で、まず低いピークが現われる。その後、減少するが、転移領域に入ると増加し、ガラス転移点付近で高いピークが現われ、これを過ぎてゴム領域になると減少していくようになる。

周波数変化による E'' の差は、ガラス領域では高い周波数のものが、エネルギーの損失が少いため、小さい値を得ているが、

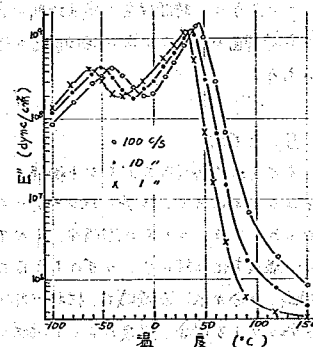


図-10 E'' と温度との関係

ガラス転移点付近のピークを越え、ゴム領域に入ると、この関係は逆転し、高周波のものの方が、エネルギー損失は大きくなる。

4) 損失率 ($\tan \delta$)

$\tan \delta$ と温度の関係は、ピークの現われる温度は、いずれがあるものの、温度変化のパターンとしては、 E' とほぼ同様の傾向を示している。

$\tan \delta$ は、ガラス領域からゴム領域に移るガラス転移域で急激に変化するが、このピークはガラス転移点の目安とされている。これより数10分のガラス転移点を求めてみると、周波数 1/5 で 43°C、10 c/s で 50°C、100 c/s で 57°C となり、周波数 10 倍の変化に対して 7°C 変化する。また、 $\tan \delta$

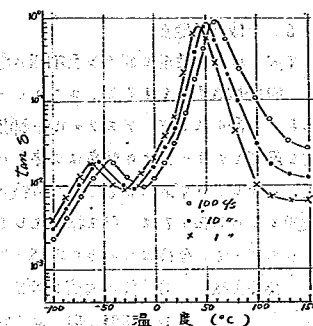


図-11 $\tan \delta$ と温度の関係

が50°C附近で、小さいピークを示しているがこれはエポキシ樹脂硬化物のヒドロキシエーテル部分の緩和に基づくものと思われる。

5). 複素弾性率のマスターカーブ

$|E^*|$ について、時間温度の換算規則、すなわち、ある温度における値が曲線を左右にシフトさせるだけで、異なる温度の値と重なりあうというものを適用して、この種の樹脂がマスターカーブを描けるかどうか検討してみた。

基準温度を50°Cとして、種々の温度で得られた値を時間の対数軸に平行にシフトした結果、図-12に示すような一本のスムーズなマスターカーブが得られた。なお、このときのシフト因子について示すと図-13のとおりである。

このように、時間温度の換算規則が適用できるということは、限られた実験範囲から、より広い時間範囲の値を推定する上で意義があるといえる。

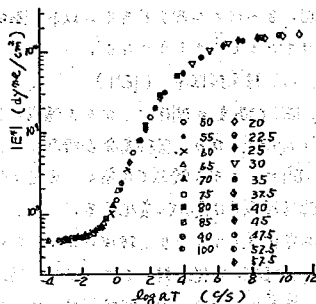


図-12. $|E'|$ のマスターカーブ

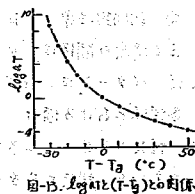


図-13. $\log aT$ ($T - T_0$) との関係

5. まとめ

すべり止め舗装用エポキシ系樹脂は、共通の使用目的に製造されている。しかし、各メーカーの樹脂の性状は非常に異なることが明らかになった。また、これらの樹脂は、すべてが使用温度範囲において、高分子材料特有の粘弾性挙動を示し、温度変化に対して、つぎのような三つの領域、1) ガラス領域、2) ガラス転移領域、3) ゴム領域、に分かれ、各領域で、性状が非常に違うことが確認された。したがって、この種の樹脂の性状をチェックする場合、温度によって性状が変化するという点を考慮した、試験法を行わなければならないといえる。

6. 今後の課題点

すべり止めの舗装用エポキシ系樹脂に要求される性状について、たとえば、引張強さと伸びの関係から、概略的な見方をすると、コンクリート舗装などの剛性の路面では、高強度で伸びの小さいものでもよいと思われるが、アスファルト舗装などの応力分散性の路面では、むしろ強さは犠牲（ただし、骨材を分散させるだけの強度は必要）にして、伸びの大きいものが望ましいのではないと思われる。しかし、いずれにしても、この種の樹脂について、現在のところ品質規格は定まっていなかったため適用するにあたっては、何を指標として、選定しようというか困惑するところである。

したがって、今後はこれらの樹脂の品質規格を定めることが急務となるだろう。

参考文献

- 1) 富田勝蔵：舗装，Vol. 8，NO. 7，S. 48.
- 2) 飯野忠雄，山下規彦：舗装，Vol. 9，NO. 7，S. 49.
- 3) 樹脂すべり止めの舗装協会：舗装，Vol. 10，NO. 7，S. 50.

18. コンクリートの養生温度と強度

との関係についての一実験

コンクリート研究室

樽 沼 昌 明

コンクリートの養生温度と強度との関係についての実験

コンクリート研究室 樽沼昌明

1. まえがき

コンクリート工事において、型わくの適正な時期を判断することは、工事の工程計画や品質管理を行なううえで一つの重要な事項である。脱型時期としては、打込まれたコンクリートが自重と施工時の荷重に対して損傷を受けない強度に達する時期が目安とされるが、その時期はコンクリートの養生温度、セメントの種類、コンクリートの配合、構造物の種類と重要度、部材の大きさおよび種類などによって異なる。このため、これらの条件とコンクリート強度との相関を知ることができれば、適正な脱型時期を判断するうえで有効である。このような観点から、コンクリート舗装を対象としてコンクリートの養生温度とコンクリート強度との相関を求めるための実験を行なった。

2. 研究目的

コンクリート型わくの適正な脱型時期を求めるうえでの資料の一部とするため、コンクリートの養生温度とコンクリート強度との相関を求めることを目的とした。コンクリートの品質は、コンクリート舗装に一般に用いられるものを対象とし、セメントは普通および早強ホルトランドセメントの二種を対象とした。

3. 研究方法

脱型時期を種々に変えた場合の気温およびコンクリート温度とコンクリート強度との相関を得るために、コンクリート温度を継続測定してコンクリート積算温度($T \cdot T$)を求め、これより養生温度とコンクリート強度との関係について検討した。

コンクリート積算温度($T \cdot T$)とは、仮想養生温度(T)と、加水してから型わくを取りはずすまでの時間(T)との積で次式により表わされる。

$$T \cdot T = T \cdot \left(T + \frac{15 - 20}{m} \right) \quad (1)$$

ここに、 T : 仮想養生温度(コンクリートの養生温度の原実を仮想し、その原実に対する養生温度)。(°C)

T : コンクリート平均養生温度。(°C)

m : 養生温度によって定まる常数($0 < T < 20^\circ\text{C}$ の場合は $m=5$)。

実験は、養生温度を一定に保つことができる恒温室内で

表-1 試験条件

表-1に示すような試験条件で標準供試体(圧縮および曲げ)による実験と、養生温度が刻々変化する屋外で標準供試体とコンクリート版による実験を行なった。

試験条件	種	強
セメント	普通ホルトランド	早強ホルトランド
養生温度(°C)	5, 10, 20	10
材 令(時間)	20, 36, 48, 60, 224	同 左

(1). 配合

コンクリートの品質は、標準的な舗装コンクリートと考え表-2に示す配合とした。単位セメント量は、舗装コンクリート標準示方書に示されている標準のセメント量280~310kg/m³としたものである。セメントは普通および早強ポルトランドセメントの両者を対象とした。その物理的性質を表-3に示す。骨材は川砂利および川砂を用いた。その物理的性質を表-4に示す。混和剤として減水剤およびAE剤を用いた。

表-2. コンクリートの示方配合

骨材の最大寸法 (mm)	スランアの目数 (mm)	空気率 (%)	単位セメント比 W/C (%)	単位骨材比 W/C (%)	単位水 W (%)	単位セメント C (%)	単位砂 S (%)	単位骨材 G (%)	単位混和剤 AE (%)
40	2.5	4	38.7	0.78	120	310	636	928	398

*普通セメント: 1.55g/m³, 早強セメント: 6.20g/m³

表-4. 骨材の物理的性質

骨材の種類	比重	吸水率 (%)	単位体積重量 (kg/m ³)	粗粒率
粗骨材	2.66	7.0	1700	7.46
細骨材	2.62	1.3	—	2.76

表-3. セメントの物理的性質

セメントの種類	比重	比表面積 (cm ² /g)	凝結時間 (分)				70-値 (mm)	曲げ強さ (kgf/cm ²)				圧縮強さ (kgf/cm ²)			
			室温 (20±2℃)	始凝 (時)	終凝 (時)	安定性 (時)		1日	3日	7日	28日	1日	3日	7日	28日
普通ポルトランドセメント	3.15	3150	20.9	2-15	3-37	良	250	—	310	45.2	70.2	—	133	228	406
早強ポルトランドセメント	3.14	4180	20.9	2-30	3-35	良	248	31.2	48.2	62.7	78.0	126	224	346	463

(2). コンクリートの練りまぜ

練りまぜに必要な骨材およびセメントは、練りまぜ直後のコンクリート温度ができるだけ表-1に示した養生温度となるように、練りまぜ直前まで所定の養生温度の室内あるいは屋外に貯蔵し、また練りまぜ水についても同様に調整して用いた。練りまぜおよび標準供試体の製作は、作業の都合上15~20℃の室温のもとで行なった。

(3). 供試体の製作

室内実験用供試体は、各材令につき圧縮および曲げ強度試験用と各3本ずつJIS規定に基づいて製作した。供試体数は圧縮および曲げ供試体と、それぞれ普通セメントを用いた場合で45本、早強セメントを用いた場合で15本である。

屋外実験用供試体は、圧縮強度試験用と各材令につき3本ずつ計15本および平面す法1×1m、厚さ25cmのコンクリート版を普通および早強セメントを用いて1体ずつ製作した。これらの作業を2回繰り返した。

強度試験用以外にコンクリート温度を測定するための圧縮および曲げ供試体も同時に製作した。

(4). 養生およびキャビン

養生はコンクリート打込後、直ちに所定の養生温度室内でスポンジマントで供試体を覆って行なった。材令28日の品質管理試験用供試体は標準養生とした。

強度試験用供試体のキャビンには、材令約19時間で超早硬セメントを用いて行なった。

(5). コンクリート温度の測定

コンクリート温度は、銅コンスタンタン熱電対を強度試験用供試体の中心に、また版供試体による場合は図-1に示す位置にそれぞれ埋設して、熱電温度記録計により測定した。気温は版供試体付近の高さ1.5mの位置で測定した。

(6). 強度試験

材令20, 36, 48, 60時間および28日について圧縮および曲げ強度試験を行った。

4. 研究結果

今回行った実験の材令60時間におけるコンクリート平均養生温度は、普通セメントを用いた場合18.8, 13.6, 10.5, 4.8, 4.1℃、早強セメントを用いた場合13.3, 4.7, 4.6℃である。

屋外実験における内柱(φ15×30cm)および版状試体のコンクリート温度と気温との関係の一例を示すと、図-1のようである。

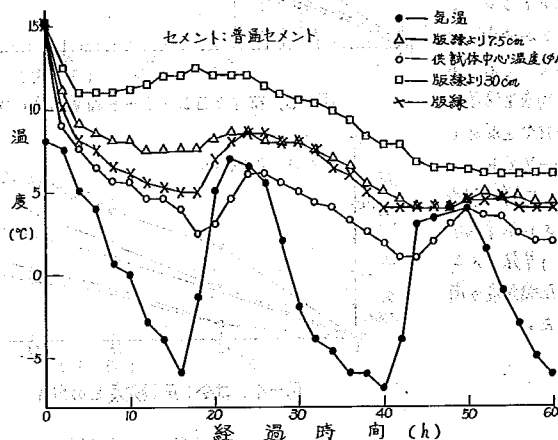
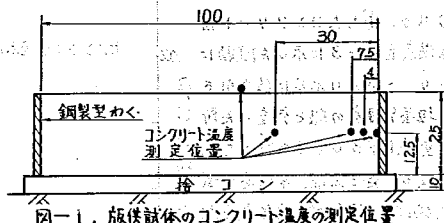


図-2. 経過時間と気温、コンクリート温度との関係の一例

図-3に材令とコンクリート積算温度($T \cdot T$)との関係を各平均養生温度について示す。

図-4に材令と圧縮強度との関係を各平均養生温度について示す。標準養生での材令28日における圧縮および曲げ強度は、それぞれ450~530 kgf/cm^2 , 53~63 kgf/cm^2 であった。

図-3および図-4に示したコンクリート積算温度と圧縮強度を用いて、コンクリート積算温度と圧縮強度との関係を図-5に示す。普通セメントを用いた場合の圧縮強度は次式で表わされる。

$$f_c = -612 + 281 \log (T \cdot T) \quad (2)$$

また、曲げ強度の場合についても上記と同様の解析を行ない、図-6に示すようなコンクリート積算温度と曲げ強度との関係を得た。

図-7は、さきに述べた(2)式および図-3を用いて求めたものである。すなわち、(2)式の(2)の項に40, 60, 80, 100, 120, 140 kgf/cm^2 を代入して、それぞれコンクリート積算温度を求めると201,

246, 270, 342, 403, 474(T·T) が得

られる。求めたコンクリート積算温度を図-3に示した縦軸にヒリ、これより水平に線を引き平均養生温度の線と交差した所で重線を下ろし、その材令を読み取る。たとえば、平均養生温度が18.8℃の場合で圧縮強度100%を得る材令を求めると、コンクリート積算温度は474(T·T)であるので平均養生温度18.8℃の線と交差した所で重線を下ろし、その材令を読み取ると24時間となる。このようにして、それぞれコンクリート平均養生温度と圧縮強度に対する材令を求めて図示したものが図-7である。

また、上記と全く同様の解析を行なう。図-8に示す曲げ強度、図-9に示す早強セメントを用いた場合の圧縮強度の關係に示すも求めた。

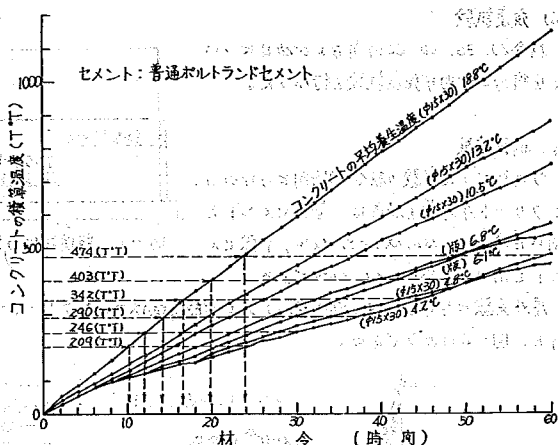


図-3、材令とコンクリート積算温度との關係

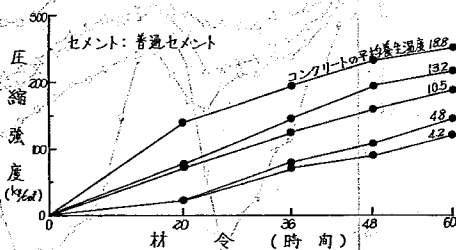


図-4、材令と圧縮強度との關係

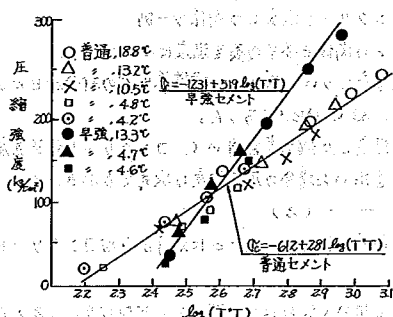


図-5、 $\log(T \cdot T)$ と圧縮強度との關係

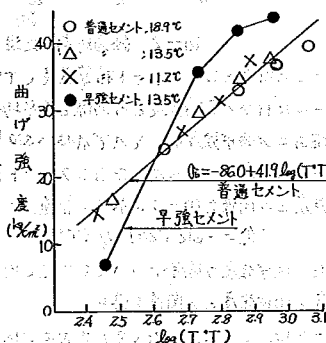
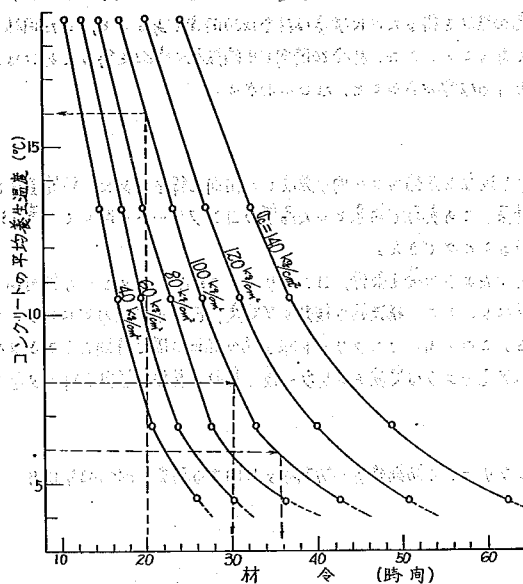
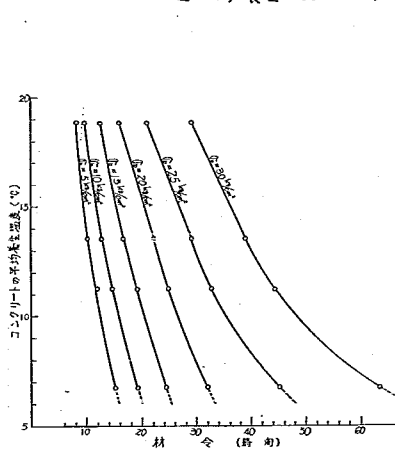


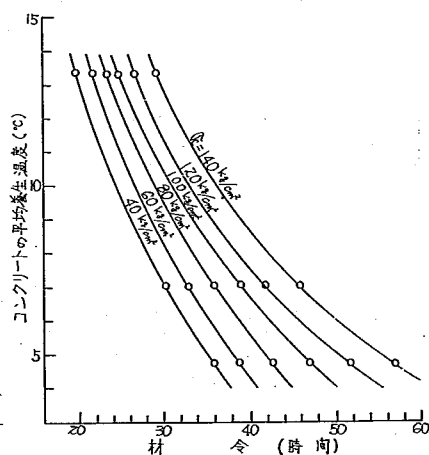
図-6、 $\log(T \cdot T)$ と曲げ強度との關係



図一七、養生温度と圧縮強度と材令との関係(普通セメント)



図一八、養生温度と曲げ強度と材令との関係(普通セメント)



図一九、養生温度と圧縮強度と材令との関係(早強セメント)

図-7から次のことが言える。たとえば、普通セメントを用いた場合でコンクリートの平均養生温度が 8°C で圧縮強度 $100\text{kg}/\text{cm}^2$ を得るために必要な材令は30時間であること、また同様に 6°C の場合では材令36時間が必要であること、また、材令20時間で圧縮強度 $100\text{kg}/\text{cm}^2$ を得るためには、コンクリート平均養生温度を 16°C とする必要があること、などがわかる。

5. まとめ

コンクリートの養生温度と圧縮および曲げ強度との相関を得るために、積算温度を用いて実験結果の解析を行なった結果、この実験で対象とした品質のコンクリートに関して、養生温度と強度との相関も定量的に把握することができた。

しかし、さきに述べたように養生条件、コンクリートの配合、セメントの種類などによりコンクリートの硬化過程は異なり、また、構造物の種類や重量、部材の寸法などにより、その型枠成型の時期も異なってくる。このため、コンクリート構造物の適正な成型時期をさまざまな場合に対して決定するためには、本研究のような実験をより多く積み重ね、具体的資料を得る必要がある。

参考文献

笠井芳夫、コンクリートの初期強度・初期養生に関する研究、昭和43年10月。

19. 各種舗装路盤の支持力効果と等値換算
系数の推定

—大日, 檜戸試験舗装の結果から—

舗 装 研 究 室

安 崎 裕

各種舗装路盤の支持力効果と等価換算係数の推定

大日 横戸試験舗装の結果から

舗装研究室 安内 裕

§ 1 まえがき

現在のアスファルト舗装要綱では、アスファルト舗装の構造設計と路床土の設計 CBR 値交通条件により定まる総厚片と舗装材料の強度特性を兼ねて A によって行なうよう規定している。しかしこれらは舗装構成層の厚さと材料の等価換算係数との種の相和によって定められ、その等価換算係数は標準的な路盤材料と工法については要綱に示されている。しかし、それらの係数は AASHO 道路試験の結果を準拠して定められたものであり、我が国の道路環境下での試験によって求めたものでないこと、また、路盤材料・工法の全てを網羅しえないため、新しい材料・工法を用いる場合にこの係数値の決定に困難を来すなどの問題がある。そこで路盤材料・工法について施工上の問題点と支持力効果、さらには等価換算係数の検討なども目的として、各地で試験舗装が計画、実施されてきた。そこで、これらの試験舗装のうち、最も早い時期に施工された大日と横戸の試験舗装について、その概要を紹介する。

§ 2 試験舗装の概要

(1) 大日試験舗装

大日試験舗装は上層路盤の支持力効果の比較を目的として建設され、昭和廿年五月に供用開始された。試験舗装の断面構成は図-1に示すように、厚さ 10 cm の加熱アスファルト混合物よりなる表層基層、12 種類の材料より成る厚さ 10~30 cm の上層路盤 (20 工種) 及び厚さ 40 cm の下層路盤から構成される。ただし、工種 A25 のみは下層路盤を 5 cm とし、上層路盤を厚さ 25 cm のアスファルト安定処理としたが、これはフルデプス舗装に相当するものである。

路床は CBR 値が 1.9~2.3 (平均 2.2) の関東ロームより成るが、施工中に軟弱化したため、山砂 (修正

表-1 試験舗装の名称と所在地

名称	所在地	施工期間	全長	区間幅	区間数
大日	千葉県長沼町大日 (国道 16 号)	43.10~44.3	800	40	20
横戸	横戸 (〃)	44.12~45.3	440	40	11

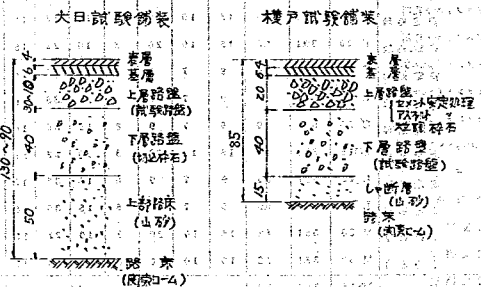


図-1 試験舗装断面構成図 (単位 cm)

CBR=10)を厚さ50cmより敷き

ゆして、路床の支持力の一化と地

工性の向上を図った。このため、山

砂層を考慮した路床の設計には、

5.0m程度を、各工種の

路床材料の配合等を表-2に示す。

② 横戸試験結果

下層路盤工法の支持力効果の比較

を目的に計画され、昭和45年3月に

完成したのが横戸試験結果である。

表-3に示す各種の下層路盤を3種

の土層路盤 (M₁, C₁) はセメント安定

処理、M₂, C₂ はアスファルト安定

処理、他は雑砕石)の下に施工し

表-3 横戸試験結果の下層路盤工種と材料

工 種	配 号	投 入		配合比 (%)	添加材計量 (kg)	管理試験結果 一軸圧縮強度 CBR
		25mm Pass (%)	0.075mm Pass (%)			
底 層 分 層	LG4	92.4	88.4	関東ローム 100	固成分 25.0	20~33 (kg/cm ²) 370~510 (%)
関東ローム、清石灰	LL5	92.4	42.2	関東ローム 50 山 砂 50	工用 1 号 14.0	19~24 (kg/cm ²) 90~130 (%)
山砂、木サイ、清石灰	SG	81.5	100	木サイ 30 山 砂 70	工用 1 号 4.0	550~610 (%)
山砂、清石灰	SL7	92.4	12.4	山 砂 100	工用 1 号 6.0	0.8~1.2 (kg/cm ²) 470~540 (%)
山砂、セメント	Q9	96.6	11.9	山 砂 100	普通ボルトランド 3.0	3.8~5.6 (kg/cm ²) 700~1040 (%)
山砂、セメント	Q10	97.4	14.9	山 砂 100	普通ボルトランド 3.0	4.9~6.3 (kg/cm ²) 1260~1310 (%)
山砂、セメント	Q11	98.8	15.4	山 砂 100	普通ボルトランド 3.0	3.8~6.1 (kg/cm ²) 1020~1150 (%)
山砂、切砕石	SM8	75.8	12.4	山 砂 70 切 砕 石 30	—	440~650 (%)
切 込 み 砕 石	M1	30.5	9.7	切 砕 石 100	—	470~490 (%)
切 込 み 砕 石	M2	22.3	8.5	切 砕 石 100	—	490~580 (%)
切 込 み 砕 石	M3	25.9	8.3	切 砕 石 100	—	665~800 (%)

表-4 大目試験結果の上層路盤工種と材料

工 種	配 号	投 入		骨材の配合比 (%)										添加材計量 (kg)	管理試験結果 安定度、CBR 一軸圧縮強度
		25mm Pass (%)	0.075mm Pass (%)	3号	4号	5号	6号	7号	8号	9号	10号	11号	12号		
アスファルト	A10	37.5	4.2	15	11	16	13	10	22	13	10	60	80~100	40	663~816 (kg)
アスファルト	A15	37.5	4.2	15	11	16	13	10	22	13	15	65	80~100	40	1015~1368 (kg)
アスファルト	A25	37.5	4.2	15	11	16	13	10	22	13	25	35	80~100	40	917~1015 (kg)
アスファルト	T15	38.6	3.9	15	10	18	12	8	20	17	15	95	0.2号	40	367~522 (kg)
アスファルト	T20	38.6	3.9	15	10	18	12	8	20	17	20	70	0.2号	40	508~606 (kg)
カドバグアスファルト	S15	40.8	2.8	15	10	18	8	10	33	6	15	65	ストックアスファルト	40	649~761 (kg)
アスファルト	E15	39.1	2.8	15	10	20	8	10	22	15	15	65	MK-3	70	592~705 (kg)
アスファルト	E20	39.1	2.8	15	10	20	8	10	22	15	20	70	MK-3	70	522~705 (kg)
セメント (p=30)	O15	53.7	6.9	9	7	9	8	15	36	16	15	65	普通ボルトランド	37	232~323 (kg)
セメント (p=30)	O20	53.7	6.9	9	7	9	8	15	36	16	20	70	普通ボルトランド	37	256~346 (kg)
セメント (p=50)	G20	53.7	6.9	9	7	9	8	15	36	16	20	70	普通ボルトランド	55	508~584 (kg)
アスファルト	EO15	36.1	4.2	15	10	20	8	10	22	15	15	65	リグメント ボルトランド	40	112~150 (kg)
清石灰	L15	53.7	6.9	9	7	9	8	15	36	16	20	70	工用 1 号	100	101~107 (kg)
清石灰	L20	53.7	6.9	9	7	9	8	15	36	16	15	65	工用 1 号	100	106~121 (kg)
粒状調整 (砕石)	M20	38.1	4.2	15	10	20	8	10	22	15	20	70	—	—	580~720 (%)
粒状調整 (砕石)	M30	38.1	4.2	15	10	20	8	10	22	15	30	80	—	—	450~540 (%)
粒状調整 (スラグ)	MS15	34.0	3.9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	800~110 (%)
粒状調整 (スラグ)	MS20	34.0	3.9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	970~1380 (%)
粒状調整 (水ガラススラグ)	MS16	46.4	3.2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	600 (%)
切込み砂利	G30	34.5	0.6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	400~570 (%)

注) 配号欄の数字は層厚 (cm) を示す。

たもので全てで11工区である。路床土は大白と同じく腐葉ロームでCBR値は1.1~4.1と致移な部分もあり、厚さ15cmの山砂による遮断層を設けた。

§3. 調査・観測の結果

供用開始後、両試装鋪装とも下記の鋪装の使用性に関する調査を実施してきた。

①ベンケルマンベームたわみ量調査

②地時・横断凹凸量調査

③ひびわれ率調査

これらの調査項目のうち、

ひびわれ率の推移を図-2、

3に示した。これらの鋪装がある千葉市長沼町は幹線国道であるため、かなりLD交通に相当する大きな交通荷重(大型車交通量: $S46 = 2,020$ 台/日、 $S49 = 3,060$ 台/日)により、一部の工区では鋪装後1年以内にひびわれが生じはじめた。特に種戸では、意図的にTAを小さくした鋪装構成であるので、ひびわれの進行は著しく、昭和48年3月にM1, M2, LG4, LL5, SM8工区について打撃検査を実施した。その後S6, S7工区についても全面的にひびわれが生じている。

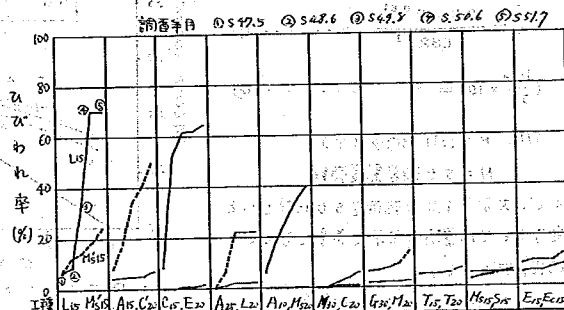


図-2 ひびわれ率の経年変化(大白)

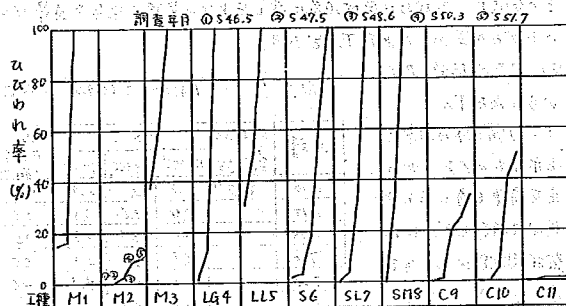


図-3 ひびわれ率の経年変化(種戸)

§4. 各工法の支持力効果について

大白・種戸の試験鋪装について、これまでの調査結果から、TAと路盤材料の等価換算係数を推定してみた。

(1). ひびわれ率から推定TA

鋪装要綱によれば、必要TAを満たす鋪装構成であれば、約10年間の供用に相当する交通量と仮定してよい。しかし一部の工区では主として短期間で腐損している。そこで、鋪装の寿命をひびわ

れ率20%になるほど仮定し、それまでに
した交通量からTAを求めてみる。

TAと交通荷重には次の関係式が成立する。

$$T_A = \frac{12.5 \times P^{0.64}}{CBR^{0.3}} \quad \text{①}$$

$$\left(\frac{P}{5}\right)^4 \times 10^6 = N \quad \text{②}$$

但し P: 設計軸荷重 (t)

N: 5t換算累積軸荷重

ここで、大型車1台は軸荷重5tに等しいと
仮定するとNは累積大型車交通量に等しくな
り②式が成立する。

$$T_A = \frac{33.61 \times (N/10^6)^{0.64}}{CBR^{0.3}} \quad \text{③}$$

但し N: 累積大型車交通量 (台)

上の②式に、ひびわれ率が20%に達したときの累積大型車交通量Nを代入して求めたのが、表-4、
5のひびわれ率から求めたTAである。

(2). 供用性指数 (PSI)

から求めたTA

TAは舗装体の強度持
性を示すものであるから、
一定交通量を通したとき
の供用性指数とTAには
当然相関関係が成立する
と考えられる。そこで、

試験舗装の各工種のうち、
要綱に等価換算係数が示
された工法・材料のみを
用いたもの工種について
TAを計算し、累積交通
量が200, 300, 500万台
のときの供用性指数とTA
との関係を示したのが、
図-4である。

路面性状の実測値から
供用性指数 (PSI) と

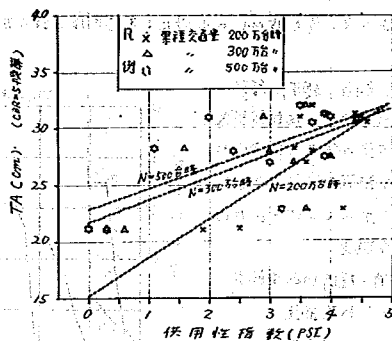


図-4 TAと供用性指数

表-4 TA値の比較 (大日)

工種	20m幅24 時の 累積交通量	PSI			平均 TAの値 (mm)	20m幅 の長さ TAの値 (mm)	PSIの 平均値 (mm)	TAの値の 平均値 (mm)
		N=200	N=300	N=500				
A10	380 ⁵⁸	3.7	3.0	2.4	48	26.8	27.6	27.2
A15		3.7	3.6	3.5	33		25.7	32.4
A25		4.4	3.9	3.9	36		29.2	31.2
T15		3.7	3.6	3.5	55		28.7	25.3
T20		4.6	4.5	4.2	46		30.8	27.7
S15		3.6	3.2	2.9	68		28.0	22.3
E15		3.6	3.5	3.3	67		28.7	22.1
E20		4.5	4.4	4.0	58		30.4	24.5
Ec15		3.3	3.2	3.0	22		27.6	30.2
C15	230	3.4	1.6	1.1	29	34.7	25.5	25.6
C20		4.5	4.2	4.0	23	26.8	30.4	27.5
C'20	350	3.5	2.9	2.0	19	26.8	27.0	32.6
L15	370	3.6	3.2	1.4	30	26.6	27.1	25.1
L20	400	4.4	3.5	2.6	18	27.0	28.4	33.5
M20		3.6	3.4	3.0	62		28.1	23.6
M30		4.6	4.4	3.7	46		30.3	27.7
M15		3.6	3.5	3.5	56		29.5	25.0
M1520		4.6	4.5	4.3	44		30.8	28.9
M'15	540	3.6	3.2	3.0	38	28.3	28.0	30.4
G30		4.0	4.0	3.9	45		27.5	28.1

求める式は各材料によりいくつか提案されているが、ここでは既設国道での路面状態に基づき5段階評価(1~5, 評価1=きわめて悪い, 評価5=きわめて良好)と路面形状の実測値とから求める式を用いた。

$$PSI = 4.526 - 0.371 \sqrt{C} - 0.518 \log O - 0.174 D^2 \quad \text{--- (2) ---}$$

但し、C: ひびわれ率(%)

O: 縦断面凸量の標準偏差(mm)

D: 横断面凸量(cm)

そして、図-4から各工種の使用性指数に対応するTAを求めるものが表-4, 5のPSIより求めたTAである。

(3) 圧り量から求めたTA

PSIの場合と同様に、圧り量とTAとの関係も求めたものが図-5である。図中の2本の直線は、加熱アスファルトと粒調来の材料からなる断面構成の工種(直線B)と上層路盤にセメント系の安定処理層とに分けて築いたものである。なお路床CBRは大日と横戸では異なるので横戸のTAは設計CBR=5に換算したものを示している。

この図-5を利用して、各断面構成の圧り量からその工種についてのTAを求めることができる。

このようにして、ひびわれ率

20%の累積交通量、PSI、

圧り量から、それぞれ、各断面のTAを求めるものが表-4, 5である。

(4) 等価換算係数の推定

求めたTAから試験路盤の等価換算係数を求めたものが表-6, 7である。TAを求める方法により、得られた係数の値に差がでているものがあるが、直接耐久試験である

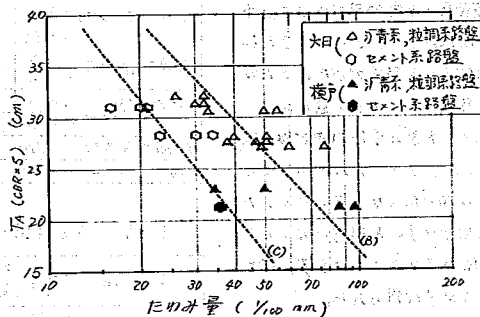


図-5 TAと圧り量との関係

表-5 TA値の比較(横戸)

工種	路床 CBR (%)	20%累積交通量 100,000	PSI			圧り量 (kg/mm)	20%累積交通量 求めたTA	PSIより 求めたTA	圧り量より 求めたTA
			N=200 ⁵	N=300 ⁵	N=500 ⁵				
M1	1.4	180	2.5	0.3	0.0	42	34.8	33.5	28.6
M2	1.1		4.2	3.6	3.2	40		35.7	36.8
M3	2.2	44	1.9	0.6	0.3	81	29.2	28.9	26.4
LG4	2.2	210	2.7	0.4	0.2	62	31.1	30.2	30.4
LL5	3.0	52	1.2	0.3	0.0	88	22.7	25.1	26.8
S6	3.8	250	3.9	2.2	0.8	36	27.2	28.6	32.8
SL7	3.8	230	3.8	1.4	0.5	41	26.8	27.7	31.5
SH8	1.3	120	1.6	0.5	0.2	68	33.3	33.3	33.4
C9	3.1	250	3.8	2.7	2.3	35	28.9	32.4	32.4
C10	3.6	410	4.3	3.7	1.8	16	29.9	31.3	32.1
CL11	4.1		4.6	4.2	4.1	21		32.4	41.1

る条件から求めたTA、即ち、みわわの平均値はPSIから求めた等価係数を主に、たわみ量から求めたものを従って考えるのが適当と思われる。

§5. 結論

路面のみがわかれ率、使用性指数、たわみ量からそれぞれに試験路盤の等価換算係数を求めた。これらの結果をまとめると次のようになる。

(1). 上層路盤 (大田試験路盤)

1) 瀝青系の安定処理でアス処理の等価係数が0.7、その他の安定処理が0.55という結果が得た。これは要綱の係数値よりやや低い。

2) セメント系の安定処理では、消石灰が0.40、セメントが0.35となりほぼ同じ値となった。セメント安定処理では84を極端に大きくしても、係数化は大きくならず、逆に低くなる結果が得られた。

3) 粒網系の材料では粒網碎石、切砕スラグとも従来から用いられている値に近い結果が得られた。

(2). 下層路盤 (神戸試験路盤)

1) 陶質ロームと石灰土で安定処理した場合、消石灰が0.15、陶質が0.35と差がたった。

2) 山砂とセメント土で安定処理したものは、0.25と切砕と同程度となった。

3) 切砕の値は0.3前後となつたが、バラツキが大きい。これは路床支持力の影響と思われる。

§6. あとがき

終りに、これらの試験路盤の実地と観測に多大な御援助、御協力いただいた関東建設千葉国道工事事務所、関東技術事務所、その他関係機関の各位に深く感謝の意を表したい。

表-6 上層路盤の等価換算係数

工 種	記号	路面の みわわ 等価係数	PSIの 測定係 等価係数	たわみ量 の測定係 等価係数	工種ごとの 等価換算係数 (概略値)
アスファルト 安定処理	A10	0.68	0.76	0.72	0.70
	A15		0.58	0.83	
	A25		0.75	0.80	
タール 安定処理	T15		0.58	0.35	0.55
	T20		0.59	0.37	
カバークリフト 安定処理	S15		0.53	0.15	0.55
アスファルト 安定処理	E15		0.56	0.19	0.55
	E20		0.52	0.23	
セメント 安定処理 (84=50)	C15	0.31	0.27	0.37	0.45
	C20		0.52	0.53	
消石灰安定処理	C20	0.32	0.35	0.63	0.45
	L15	0.44	0.47	0.38	
	L20	0.35	0.49	0.68	
粒度調整碎石	M20		0.41	0.18	0.35
	M30		0.36	0.26	
粒度調整 スラグ	M15		0.57	0.31	0.55
	M20		0.59	0.62	
粒度調整スラグ	M15	0.43	0.53	0.67	0.50
切 砕 砂 利	G30		0.32	0.27	0.30

表-7 下層路盤の等価換算係数 (神戸)

工 種	記号	路面の みわわ 等価係数	PSIの 測定係 等価係数	たわみ量 の測定係 等価係数	工種ごとの 等価換算係数 (概略値)
切 砕 砂 利	M1	0.34	0.31	0.17	0.30
	M2		0.49	0.52	
	M3	0.18	0.30	0.21	
陶質ローム安定処理	LQ4	0.35	0.33	0.33	0.35
陶質ローム・消石灰 安定処理	LL5	0.14	0.20	0.12	0.15
山砂・消石灰安定処理	SL7	0.25	0.27	0.22	0.25
山 砂・切 砕 砂 利	SH8	0.41	0.41	0.41	0.40
	C9	0.30	0.39	0.39	
山砂・セメント安定処理	C10	0.22	0.26	0.45	0.25
	C11		0.16	0.38	

20. 混合粒径砂の流砂量

河 川 研 究 室

葛 西 敏 彦

混合粒径砂の流砂量

河川研究室 葛西敏彦

I. まえがき

近年、砂防ダム、貯水ダムによる土砂の補足および砂利採取による河床低下、河口流出土砂量の減少などがみられ、これらが原因して種々の自然変化や社会問題を提起している。これらの問題について河川の長期計画をたてるには、水系を一貫とした土砂の移動機構について粒径別の考察を加えて、より精密な調査の必要がある。

ここでは、土砂の移動機構を把握するための手法の一部である混合砂の流砂量について取扱う。

全国主要河川の河床材料の粒度特性は、標準偏差 ($\sqrt{d_{84}/d_{16}}$) の平均値は4~5である。また、均一砂と近似できる河床材料を有する河川は、2~3である。このように、実河川の河床材料は、すべて混合砂であるにもかかわらず、近似の取扱として均一砂から得られた流砂量式が用いられている。

混合砂の流砂量に関する研究は、最近盛んに行われている。これらの研究の現状を紹介するとともに、Egiazeroff の考えをもとに、深見および着者が提案した、混合砂の流砂量の代表粒径取扱について報告するものである。加えて、混合砂の河床変動計算の概略と均一砂の場合と比較して紹介する。

II. 研究目的

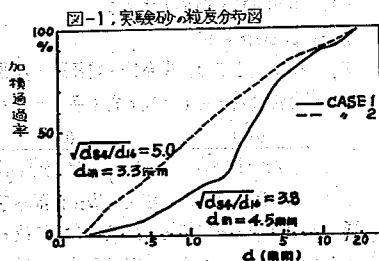
混合砂の流砂量を検討するうえで、混合特性（混合効果）を無視することはできない。均一砂に近い場合は、河床砂の平均粒径を代表粒径として用いて流砂量を把握できる。混合砂の流砂量については、混合効果を考慮する第一段階として代表粒径の取扱が必要になる。また、上流端からの給砂量がない場合（静的平衡河床）に、河床は与えられた水理量に対して安定化の方向（大粒子が小粒子を覆う Armour Coat の形成）に推移する。この変化する過程において、河床の粒度分布と水理量の関係を示すために、河床変動計算を行うためには粒径別の流砂量を把握することが必要であるが、代表粒径による精度よく推定することが可能であれば実用上非常に便利と思われる。

III. 研究方法

III-1. 実験水路と実験方法

実験水路は幅 0.8 m、長さ 18 m の鋼製水路で、実験砂として用いた砂は図-1に示すような、2種類の対数正規分布に近い混合砂である。実験の境界条件としては、上流端の給砂量は0、下流端は固定堰で河床高を一一定とした。

実験では、初期河床粒度分布、水理量、流砂量



流砂の粒度分布、通水中流砂量に変化があり、1時の河床粒度分布、および静的平衡河床の粒度分布を測定した。静的平衡状態は、流砂量が通水初期の1/2に達した状態を判断した。河床粒度分布の測定は、(Arner Coat がよく薄い表層であるため特にサンプリングには注意を払った。) 最大粒径厚 20 mm、水路方向、流下方向 30 cm の範囲の砂礫を採集した。浮遊砂については、CASE 1 は無視できる範囲であった。CASE 2 においては通水初期の段階で測定されたが、その粒径範囲の掃流砂として補正を行った。

実験条件を表-1に示す。

表-1 実験条件

CASE	RUN	L ₀	g m/sec	Hanning's T ₉₀	Fr 数	U _{bc} m/sec	U _{bc} に相当する 河床の粗さ mm	d _{msf} mm	J _{bed/di}	通水時間 (秒)	河床サンプリング回数
1	14	0.01	0.0256	0.023	0.8	0.0652	65	4.76	3.60	470	4
	15	"	0.0616	0.020	0.9	0.0799	88	4.38	3.33	200	4
	17	"	0.0739	0.020	1.0	0.0869	94	4.37	3.26	160	3
2	1	0.01	0.0185	0.019	0.9	0.0548	50	3.74	3.06	200	3
	2	"	0.0326	0.020	0.9	0.0570	85	3.27	4.73	320	4
	3	"	0.0495	0.020	0.9	0.0761	89	2.96	4.29	160	4
	4	"	0.0647	0.019	0.9	0.0784	92	3.51	4.90	172	5
	5	"	0.0123	0.019	0.9	0.0473	50	3.68	5.02	480	3
	6	"	0.0558	0.019	1.1	0.0748	87	3.92	5.34	160	4

Ⅲ-2, 混合砂に関する研究の現状

混合砂に関する研究においては、粒径別流砂量については近年盛んに行われているが、混合効果を含めた代表粒径については、全くなされていなのが現状である。また、現在提案されている混合砂の流砂量式は、均一砂の流砂量式を粒径別に拡張しただけであり、混合効果は、すべて限界掃流力の中に解消されている。

Ⅲ-2-a, 混合砂の限界掃流力

混合砂の限界掃流力に関する研究は、かなりあ

るがまだ十分とはいえない。ここでは混合砂の限界掃流力として、代表的な Egiazaroff の式と、

これを実験的に修正した、芦田・道上の式、および浅田・石川の式の概略を述べる。

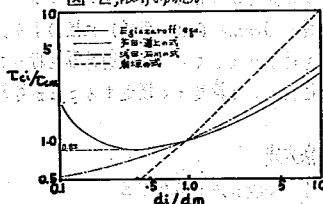
1) Egiazaroff の式

Egiazaroff, I.V は、混合砂の粒径別の限界掃流力を完全乱流域に対して次の式を考案している。

$$\frac{U_{bc}}{(6/P-1)gd_i} = \frac{0.1}{\{\log(19d_i/d_{avg})\}^2} \quad (1)$$

ここで、 d_i は河床の各砂の粒径、 U_{bc} は限界摩擦速度、 ρ は砂および水の密度、 d_{avg} は、掃流状態にある砂礫の平均粒径と河床の平均粒径の平均値である。芦田・道上は、 d_{avg} の物理的意味が抽象的であるため、河床の平均粒径 d_m を用いている。

図-2, 限界掃流力



2) 芦田・道上⁴⁾の式

芦田・道上は(1)式を実験結果より修正して次の式を提案している。

$$\left. \begin{aligned} \frac{T_{ci}}{T_{cm}} &= \frac{U_{ci}^2}{U_{cm}^2} = \left\{ \frac{\log_{10} 19}{\log_{10} (19 \frac{d_i}{d_m})} \right\}^2 \cdot \frac{d_i}{d_m} & (d_i/d_m > 0.4) \\ \frac{T_{ci}}{T_{cm}} &= \frac{U_{ci}^2}{U_{cm}^2} = 0.85 & (d_i/d_m \leq 0.4) \end{aligned} \right\} \text{----- (2)}$$

$$\text{ただし } \frac{U_{cm}^2}{(\delta/\rho - 1)gd_m} = 0.04 \sim 0.06 \text{----- (3)}$$

3) 浅田・石川⁵⁾の式

浅田・石川は、混合砂礫床の表面に玉石、大礫が静止している状態にその間隙にある砂(小礫)は、静止粒子の後流域で水流により、ある力を受けると考え次の式を提案している。

$$U_{sci} = \frac{0.073(\delta/\rho - 1)d_i}{\left\{ \log_{10} (21 \frac{d_i}{d_m} + 2) \right\}^2} \text{----- (4)}$$

図-2に、Egiazaroffの式、芦田・道上の式、浅田・石川の式、および均一砂の岩垣の式を示す。

Ⅲ-2-b. 混合砂の掃流砂量

混合砂の流砂量において、H・A・Einsteinは、粒径別流砂量を初めて理論的に提案した。我国では、佐藤・吉川・芦田式(土研式)を、芦田・道上⁴⁾が粒径別の流砂量式に変形して提案した。また、同じく、芦田・道上は、R・A・Bagnold⁶⁾の考え方を導入した均一砂の掃流砂量式を拡張して、粒径別掃流砂量の式を提案している。これらの主な2式を表-2に示す。

表-2 掃流砂量式

式名	均一砂の式(基本式)	粒径別の式(混合砂)	記号
1) 佐藤・吉川 芦田式 (土研式)	$\frac{q_b}{U_* d} = \varphi F \left(\frac{T_{ci}}{T_{cm}} \right) \frac{U_*^2}{(\delta/\rho - 1)gd}$ $\pi \geq 0.025, \varphi = 0.623$ $\pi \leq 0.025, \varphi = 0.623 \left(\frac{1}{20\pi} \right)^{0.5}$ ----- (5)	$\frac{q_{bi}}{f_i(d_i) U_* d_i} = \varphi F \left(\frac{T_{ci}}{T_{cm}} \right) \frac{U_*^2}{(\delta/\rho - 1)gd_i}$ φ は(5)式と同じ ----- (6)	q_{bi} : d_i の粒径の単位幅の流砂量 $f_i(d_i)$: d_i の粒径の河床に占める割合 T_{ci} : d_i の限界掃流力(20)式
2) 芦田・道上 の式	$\frac{q_b}{U_* d} = 17 T_{ce} \left(1 - \frac{T_{ci}}{T_{cm}} \right) \left(1 - \frac{U_{ci}}{U_{cm}} \right)$ $F_r < 0.8; \frac{U_*}{U_{cm}} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{(1+2.5) d}$ $F_r \geq 0.8; U_{ce} = U_*$ ----- (7)	$\frac{q_{bi}}{f_i(d_i) U_* d_i} = 17 T_{ce} \left(1 - \frac{T_{ci}}{T_{cm}} \right) \left(1 - \frac{U_{ci}}{U_{cm}} \right)$ ----- (8)	T_{ce} : 有効掃流力の無次元量

Ⅲ-3. 代表粒径の検討方法

前述のように、混合砂の流砂量は、均一砂の流砂量式を粒径別に拡張したものである。

深見および著者は、代表粒径を用いた混合砂の流砂量の検討を行い、た、従来から用いられている佐藤・吉川・芦田式(土研式)(5)式の d に、ある代表粒径 d_X を代入し全流砂量 q_T を把握しようとするものであって、次式で表わすことができる。

$$\frac{g_{ST}}{U_* \cdot dx} = \varphi \cdot F(\tau_c / \tau_{cx}) \frac{U_*^2}{(\delta/\rho - 1) g dx} \quad (9)$$

ここで、 g_{ST} は全流砂量、 dx は代表粒径である。

dx について実験より検討を行った。

Ⅲ-4. 混合砂の河床変動計算の概略

混合砂の河床変動計算の大きな特徴として、流砂の粒度分布の推定 (図-3 procedure B) と、次の時間 step のための河床の粒度分布の計算 (procedure A) が、均一砂の河床変動に加わる点である。

芦田・道上により粒径別流砂量式に拡張された佐藤・吉川・芦田式 (16) 式を用いた場合には、流砂の粒度分布式は次式で表わされる。

$$p(d_i) = \frac{f_s(d_i) F(\tau_c / \tau_{ci})}{\int_{d_{min}}^{d_{max}} f_s(d_i) F(\tau_c / \tau_{ci}) dd_i} \quad (10)$$

ここで、 $p(d_i)$ は流砂の中に d_i の粒径砂が占める割合である。

また、河床変動後の河床の粒度分布は、平野は次式で表わしている。

$$\frac{\partial \{f(d_i)\}}{\partial t} = \frac{1}{a(1-\lambda)B} \left\{ \frac{\partial \{p(d_i) g_{ST} B\}}{\partial x} - f_s(d_i) \frac{\partial \{g_{ST} B\}}{\partial x} \right\} \quad (11-1)$$

河床低下の場合：

$$\frac{\partial \{f(d_i)\}}{\partial t} = \frac{1}{a(1-\lambda)B} \left\{ \frac{\partial \{p(d_i) g_{ST} B\}}{\partial x} - f_s(d_i) \frac{\partial \{g_{ST} B\}}{\partial x} \right\} + \left\{ f_s(d_i) - f(d_i) \right\} \left(\frac{1}{1-\lambda} \frac{\partial \lambda}{\partial t} - \frac{1}{a} \frac{\partial a}{\partial t} \right) \quad (11-2)$$

ここに t は時間、 B は河床幅、 λ は交換層の間隙率、 $f_s(d_i)$ は d_i の粒径範囲の砂が交換層中に占める割合、 $f(d_i)$ は d_i の砂が交換層直下の河床砂様中に占める割合、 a は交換層の厚さである。

(10)、(11-1.2) 式は粒径別流砂量を用いた場合の式である。代表粒径から、流砂量を用いた場合は (10) 式についてなんらかの仮定を設けなければならない。

ここでは、次のような仮定を設けて、代表粒径流砂量を用いて河床変動計算の検討中である。

$$p(d_i) = \frac{f_s(d_i)}{\int_{d_{min}}^{d_{max}} f_s(d_i) \cdot dd_i} \quad \{d_i > d_{gmax} \rightarrow f_s(d_i) = 0\} \quad (12)$$

ここで、 d_{gmax} は掃流砂の最大粒径であり、 $U_* = U_{*ci}$ となる d_i である。 U_{*ci} は、芦田・道上が補正した Eginazaroff の限界掃流力の式を用いた。

(12) 式については、流砂の粒度分布の実測値が対数正規分布に近いことから、今後、対数正規分布に置換えて検討を行う予定である。

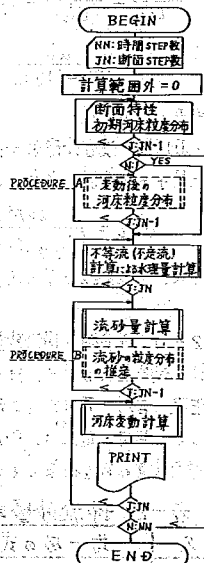


図-3 混合砂の河床変動計算の概略フローチャート

IV. 研究結果

IV-1. 混合砂流砂量の代表粒径

混合砂の流砂量の代表粒径取扱いの検討として、従来から用いられている河床の平均粒径 d_{mf} と、Egiazaroff の提案した $\bar{d}_{avg}$ を用いて、佐藤・吉川・茅田式（土研式）について行、た。また、代表粒径を用いた場合の問題点について述べる。

IV-1-a. d_{mf} を代表粒径とした場合

代表粒径として、従来用いられている河床の平均粒径 d_{mf} を用いた場合の結果も図-4 に示す。図において、縦軸は無次元流砂量 (Q_{sx})、横軸は無次元掃流力 (T_{xmf}) である。また、図中の曲線は、粗度係数 $n=0.02$, 0.015 , 0.020 における佐藤・吉川・茅田式（土研式）の計算値である。（実験の平均の $n=0.020$ ）

図-4 より $T_{xmf} = 0.06$ 付近においては、計算値の $Q_{sx} = 0.003$ 、実験値の $Q_{sx} = 0.3$ であり約 100 倍の差がある。また、 $T_{xmf} = 0.05$ 以下では計算値は 0 となる。

IV-1-b. $\bar{d}_{avg}$ を代表粒径とした場合

次に、代表粒径として、Egiazaroff の提案している $\bar{d}_{avg}$ を用いた結果について述べる。

Egiazaroff は、 $\bar{d}_{avg}$ として次の 2 式を提案している。

$$\bar{d}_{avg} = \frac{1}{2} (d_{mf} + d_{mg}) \quad (13-1)$$

$$\bar{d}_{avg} = \sqrt{d_{mf} \times d_{mg}} \quad (13-2)$$

ここでは、 $\bar{d}_{avg}$ として (13-1) 式を用いた。

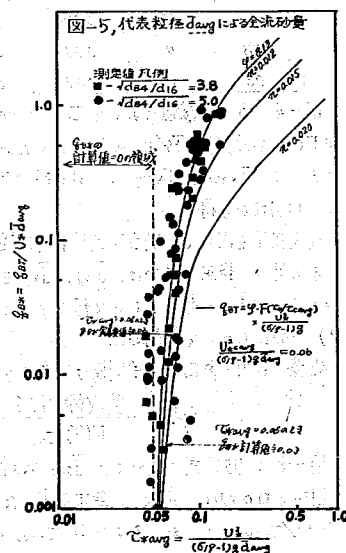
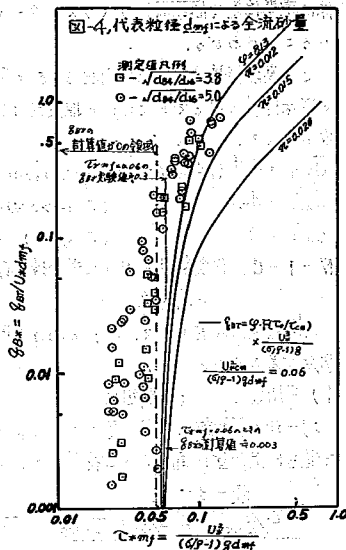
d_{mf} 、 d_{mg} は河床と流砂の平均粒径である。

図-5 は、代表粒径 $\bar{d}_{avg}$ を用いた実験結果である。 $\bar{d}_{avg}$ に対する無次元掃流力 $T_{xavg} = 0.06$ においては Q_{sx} の計算値は 0.003 であり、また、 Q_{sx} の実験値は 0.02 で約 10 倍の差がある。しかし、 d_{mf} を代表粒径とした場合よりも、計算値が 0 になる領域にあるデータの個数は少なくなる。

代表粒径として、 $\bar{d}_{avg}$ を用いた場合においては、

$\bar{d}_{avg}$ を推定する必要がある。

図-6 は、 d_{mg}/d_{mf} と d_{mf} に対する無次元掃流力 T_{xmf} との関係を実験的に得た図である。これらの関



係は標準偏差 ($\sqrt{d\sigma/d\sigma}$) をパラメーターとして
 いることがわかる。

この実験結果より、標準偏差 3~5 の範囲
 の河床材料に対する $\bar{d}_{avg}$ の推定式は次式で
 表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{d}_{avg} &= \frac{d_{mf}}{2} (7.4 T_{xmf} + 1) & (0 < T_{xmf} \leq 0.4) \\ \bar{d}_{avg} &= d_{mf} & (T_{xmf} > 0.4) \\ \bar{d}_{avg} &= 0 & (T_{xmf} = 0) \end{aligned} \right\} (14)$$

Ⅱ-1-C. 代表粒径を用いた混合砂流砂量
 の問題点

代表粒径流砂量として、 d_{mf} と $\bar{d}_{avg}$ を用いた佐藤・吉川・芦田式の検討を行、たが、数多くの問
 題点が考えられる。

1) F関数についての問題点

均一砂のF関数は、図-7のように表わされるが、これを代表粒径を用い
 た混合砂流砂量に適用すると表-3のようになる。

表-3

T_0/T_{cavg}	$F(T_0/T_{cavg})$	T_{xavg}	T_0/T_{c0}	$F(T_0/T_{c0})$	T_{xmf}
10	1	0.6	4.1	0.96	0.24
1	0.06	0.06	0.64	0	0.039
0.8	0	0.048	0.49	0	0.029
0.3	0	0.02	0.18	0	0.011

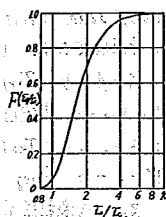


図-7 T_0/T_c - $F(T_0/T_c)$

図-4, 5の実験値において $T_{xmf} = 0.03$, $T_{xavg} = 0.048$ 付近では、流砂量は測定されている
 が $F(T_0/T_{c0})$, $F(T_0/T_{cavg})$ が 0 のため、計算値は 0 となる。(実験値/計算値 = ∞) 表-3
 において、 T_{xmf} , T_{xavg} は、同じ掃流刀 T を d_{mf} と $\bar{d}_{avg}$ で無次元化したものであり、両者の関係
 は、(14)式から得た。

代表粒径を用いて、混合砂流砂量を把握しようとする場合においては、F関数を修正する必要が
 あると思う。修正の度合は、 $\bar{d}_{avg}$, d_{mf} を用いた場合とは異なる。特に $T_0/T_c < 1$ (T_0/T_{c0} ,
 $T_0/T_{cavg} < 1$) の領域において修正する必要がある。

2) F関数についての問題点

佐藤・吉川・芦田式、F関数は次式より得られる。

$$\phi = \frac{8BT(\%F-1)\delta}{F(T_0/T_c)} \quad (15)$$

図-8は(15)式を用いて、 $\bar{d}_{avg}$ に対する ϕ の逆算を行った。

図中の $\blacksquare$ 印は、 $\bar{d}_{avg}$ で無次元化した T_{xavg} が 0.05 以上の値である。この時の T_0/T_{cavg} と
 $F(T_0/T_{cavg})$ は、表-3より $T_0/T_{cavg} = 1.1$, $F(T_0/T_{cavg}) = 0.06$ 以上の値をもっている。 T_{xavg}
 が 0.05 以上の場合には、 ϕ の逆算値のばらつきが少なく ϕ の関数として $\phi(\pi) = 1.5 (140\pi)^{1.2-4.5}$

と置換することができる。

また、 T_{avg} が0.065以下 ($T/L_{avg} < 1$) では、 φ の逆算値はばらつく。これは T/L_{avg} に対し、 $F(T/L_{avg})$ が小さすぎる値をもちからにと思われる。

3) 理論的な問題点

代表粒径として d_{avg} を用いた場合に、 $F(T/L_{avg})$ の項に理論的な矛盾を生じる。佐藤・吉川・芦田式 (5) 式は、河床から掃流される確率である。 d_{avg} は、河床と流砂の平均粒径の平均であることから $F(T/L_{avg})$ を用いるは、理論的には矛盾を生ずることになる。

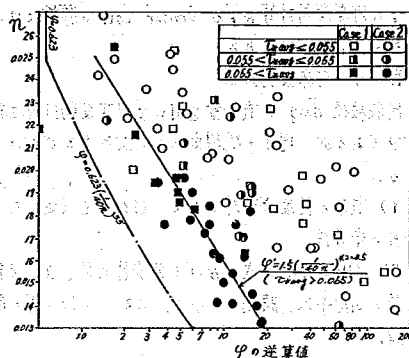


図-8 d_{avg} に対する φ の逆算値との関係

しかし、混合砂の場合においては、交換層を考慮しなければならぬ。交換層直下(河床)の平均粒径を d_b と置き、交換層の平均粒径を d_{avg} と仮定するならば、 $F(T/L_{avg})$ は交換層から掃流される確率となり d_{avg} を用いても矛盾を生じないことになる。

IV-1-d. 代表粒径 d_{avg} を用いた場合の流砂量式

代表粒径を用いた流砂量式には、数多くの問題点が残されているが実験結果をまとめて、佐藤・吉川・芦田式(5)式を d_{avg} について置換すると次式で表わされる。ただし、 d_{avg} を交換層の平均粒径と仮定する。

$$\frac{U_{*b}}{U_{*d_{avg}}} = \varphi' F(T/L_{avg}) \frac{U_{*b}'}{(b/p-1) d_{avg}} \quad (16)$$

ここで、 φ は n の関数であって $\varphi' = 1.5 (1/40 n)^{4.2-4.5}$ ($n \leq 0.25$) である。 $F(T/L_{avg})$ は交換層から掃流される確率である。また、(16)式の適用範囲は、 $T_{avg} \geq 0.065$ である。

今後、粗度係数 n の大きい範囲および $T_{avg} < 0.065$ の領域における $F(T/L_{avg})$ の検討を行いたい。

IV-2. 静的平衡河床の粒度分布

代表粒径流砂量を用いた河床変動計算を行うためにも、armour coat の形成過程を把握しておくことは必要である。上流端からの補給砂がない場合(例えばダム下流、堰下流)には、大粒子によって小粒子が覆われ、armour coat が形成される。armour coat の形成過程における検討はまだ十分であるため、静的平衡状態の粒度分布と水理量の関係の実験結果のみを示す。(図-9)

図-9、表-1より、掃流力の大小によって、形成される Armour Coat の粒度分布が異なることがわかる。(Run 4: $U_{*0} = 7.8 \text{ cm/sec}$, Run 5: $U_{*0} = 4.7 \text{ cm/sec}$)

IV-3 粒径別流砂量

粒径別流砂量については、現在提案されている公式の紹介のみであったが、混合砂流砂量の第一段階である代表粒径においても問題点は数多く検討するまで至らば、粒径別流砂量の検討は、精

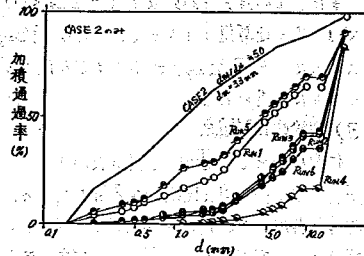
より河床変動計算および Armour Coat の検討には、不可欠であると思われる。

IV-4. 河床変動計算

代表粒径 d_{avg} の流砂量を用いて河床変動計算を検討中であるが、現在の問題点として次のことがあげられる。

- 1) 流砂の粒度分布式として、(12)式を仮定したが、その妥当性。
- 2) (11-1)(11-2)式における交換層の厚さ a 、交換層の間隔率入、時間ステップ、 Δx の取扱い等の問題。

図-9 静的平衡河床の粒度分布



V. 結論および今後の課題

混合砂の流砂量は、均一砂の場合と異なり混合効果が含まれる。現在提案されている混合砂の流砂量式は、均一砂から得られた式を粒径別に拡張したものであって、混合効果は、限界掃流力の中で解消されている。

混合砂流砂量の検討の第一段階として代表粒径取扱いを行った。代表粒径として Egiazaroff の提案した d_{avg} を、交換層の平均粒径と仮定すると佐藤・吉川・芦田式は、(16)式で表わされる。ただし、 d_{avg} を無次元化した掃流力 T_{xavg} が 0.065 以下でこの式を適用する場合には、下関数の修正が必要であると思われる。また、粗度係数の範囲が実河川の範囲より狭く今後さらに検討を行う必要がある。また、代表粒径 d_{avg} を用いた河床変動計算については、流砂の粒度分布推定等の問題点がある。

VI. おわりに

本論文を作成するにあたり、御指導いただいた当研究室徳賀室長、馬場主任研究員、鹿島試験所深見研究員および清書図面作成していただいた当研究室徳永氏に感謝の意を表したい。

参考文献

- 1) 全国河川粗度係数資料集；建設省技術研究会編
- 2) Egiazaroff, I. V. ; calculation of nonuniform Sediment Concentration, Proc. ASCE, HY4 1965 pp 225-244.
- 3) 深見 恵面；土木研究所 55年度報告 p91-98.
- 4) 芦田 道土；混合砂の流砂量と河床変動に関する研究 京都大学防災研究所 年度報告 14B 1971年4月 p257-273
- 5) 浅田 石川；混合砂の移動限界と流砂量，中央電力研究所 研究報告 NO.71015 1972年3月 p7-13
- 6) 芦田 道土；移動砂の抵抗と掃流砂量に関する基礎研究 土木学会論文報告集 NO. 206.
- 7) 平野 宗夫；混合砂の河床の移動と平衡河床に関する研究 土木学会論文報告集 NO. 207

21. ダム放流管流入口の圧力降下について

篠 崎 試 験 所

波多野 茂 幸

ダム放水管流入口の圧力降下について

臨時試験所 波多野茂彦

(1) 序文

多目的ダムの流量調節設備として、大口径の高压放水管を用いることはその経済的設計をはかる上で、非常に有効である。ここでは、放水管入口に設けられる鐘状入口、すなわちベルマウスについて特に考察を加えている。

不注意に設計された放水管入口形状におけるエネルギー損失はきわめて大きく、管内に危険なキャビテーションを発生させる。このような場合は、ベルマウス形状の存口をつけて損失を軽減し、局所的降下圧力に対して安全性を確保する。このベルマウスの設計に当たって考慮すべき主な点は、1)、経済的観点から、できるだけ入口を小さくすること、2)、キャビテーションに対する安全性を、確保すること、の二つにある。1)の条件は、存口に非常用ゲートを必要とする場合に重要であるが、この考慮を必要としなない場合であっても、ゲートの構造から存口の大きさを制限される場合がある。一方、2)の条件からみると、ベルマウス形状はいかなる曲線を用いるかによって、一概にはいえないが、入口が小さいほど、キャビテーション発生危険が多い。ここに述べようとする一連の実験的検討は、一般に用いられることの多い、長円曲線を用いたベルマウス形状について、圧力降下を調査し、キャビテーションに対して安全な設計法を検討したものである。

(2) 管内の圧力分布

図1は、円形放水管に用いられる通常のベルマウス部の圧力分布を描いたものである。実線は各断面で、流速が一樣であると仮定した場合の圧力分布曲線である。実際には、壁面に作用する圧力分布は、破線で描かれたような曲線になり、ベルマウス下流端付近で最も圧力が降下する。

ベルマウス下流端の断面平均圧力はベルヌーイの定理から

$$p_0 = p_\infty - (1 + f_c) \frac{V^2}{2g}$$

ここで、 p_0 : ベルマウス下流端断面を中心とする水頭、

f_c : ベルマウス部の入口損失

V : ベルマウス下流端の平均流速

したがって通常用いる一次元解析法では、設計法として不十分なことになっている。

各種ベルマウス形状の壁面圧力分布実験結果を、図3に示してある。

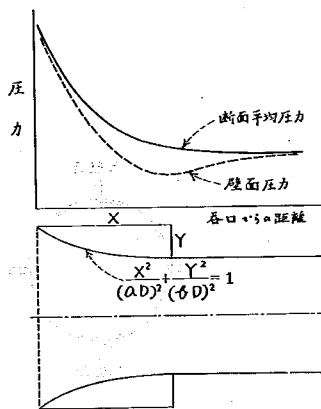
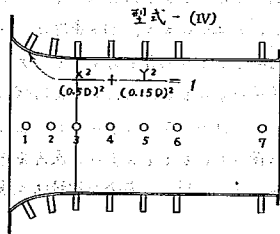
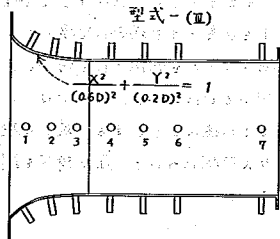
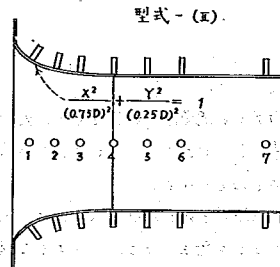
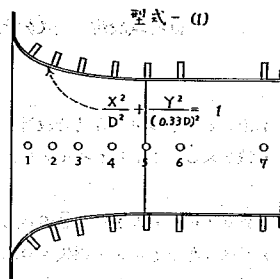


図1. 管内圧力分布



D: ヘルマウス下流端の直径

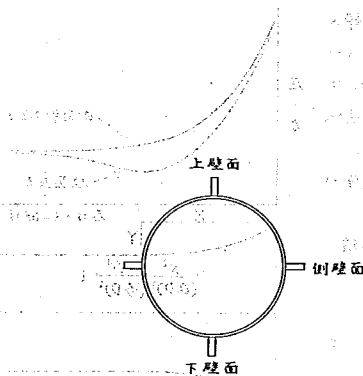


表-1 各圧力測定点配置状況一覽表
資料部から面中央ゼノノター点迄の高振数
(円形・方形) 単位: cm

断面 番号	断面形 ゼノノター点 の位置	入口2 の位置	型式I の位置	型式II の位置	型式III の位置	型式IV の位置
1	1,000	1,000	5,380	4,300	4,850	4,410
2	1,500	2,500	4,730	4,380	4,500	4,590
3	1,500	4,000	4,230	4,380	4,120	4,090
4	2,000	6,000	4,050	4,000	4,000	4,000
5	2,000	8,000	4,000	4,000	4,000	4,000
6	2,000	10,000	4,000	4,000	4,000	4,000
7	5,000	15,000	4,000	4,000	4,000	4,000

図2. ヘルマウス模型の形状

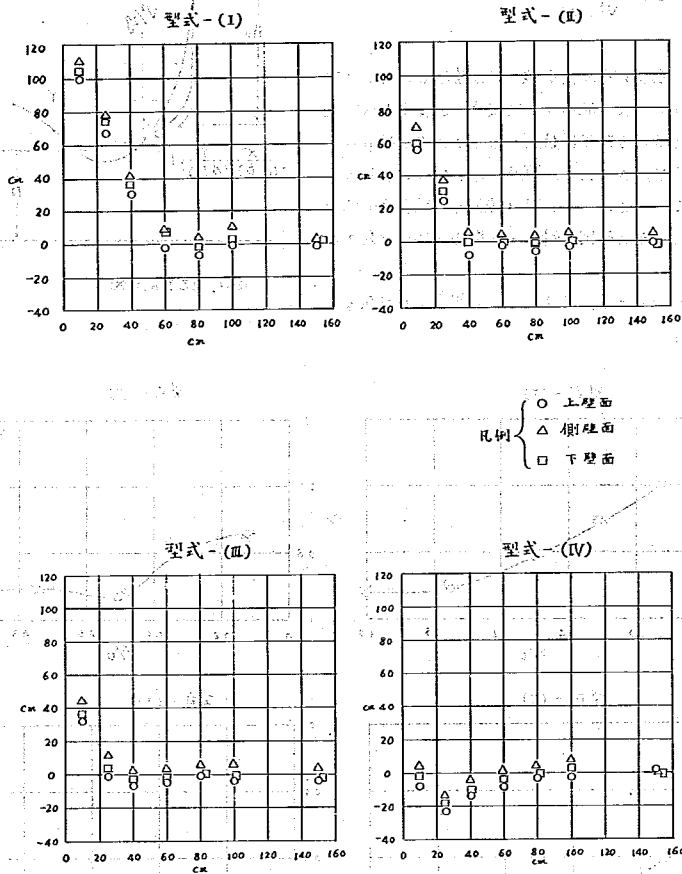


圖3. 壁面。压力分布

(3) 圧力降下係数

ベルマウス内の圧力分布は、一般に次の圧力降下係数 C_d で無次元化表示される。

$$C_d = \frac{h_0 - p}{V_0^2 / 2g} \quad (1)$$

ここで、 h_0 は貯水池水面頭、 p は陸面のピエゾ水頭、 V_0 はベルマウス下流端の平均流速、 g は重力加速度である。この圧力降下係数はベルマウス内の流れが、局部的急変流であるため、試験によりをいけば知ることができない。また、この値は貯水池水面頭に無関係であり、ベルマウス形状に対して一般的に分布に定まる。

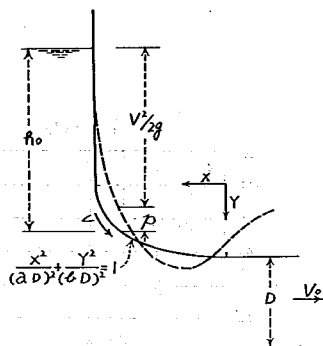


図4. 記号の定義

次に各種ベルマウス形状について調査した結果を図5に示す。

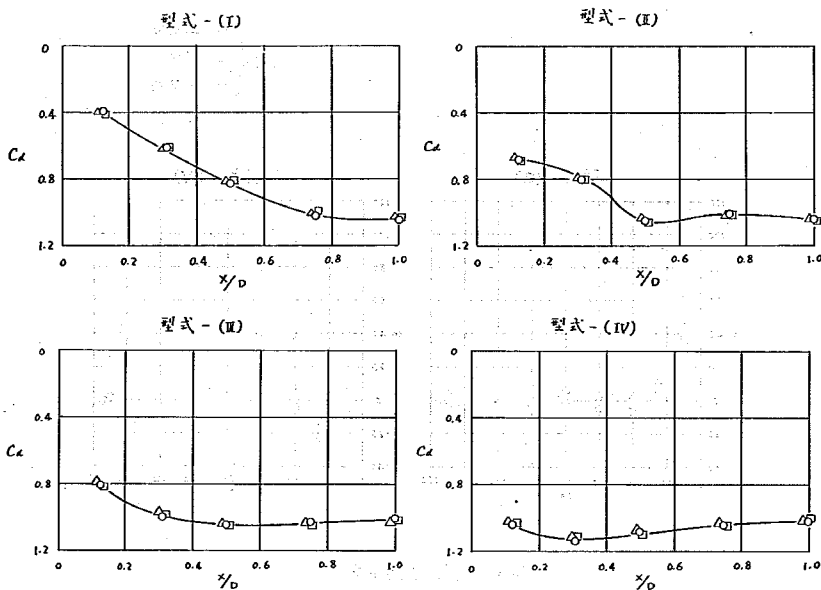


図5. 圧力降下係数

型式別に圧力分布を調べてみると、(I)、(II)、(III)型のベルマウス形状は、いずれもベルマウス下流端付近で最も圧力が低くなる。すなわちこの付近に負圧発生は可能性が大きく、ベルマウス形状が小さくなるほど、この区間の圧力が低くなっている。これに比べ(IV)型のベルマウスは、ベルマウス全長にわたって、負圧を生じおそれがある。この種のベルマウスについて、下流形状に何らの考慮もせず、かつ高水頭で操作を行った場合は、明らかに危険である。

(4) 設計

通常の設計では、その意図（たとえば、放水管入口に非常用ゲートを設置するために、最小断面を与えるベルマウスにすることなど）に応じて、ベルマウス形状を選定し、圧力降下係数を同一最大圧力降下量と計算して、それに許容最低圧力内に収まるようにベルマウス下流端の圧力を調節する。

すなわち以下のようにして、ベルマウス下流端の平均圧力（背圧）を決定する。

$$P \geq P_0 \quad \text{----- (1)}$$

$$h_0 - C_d \frac{V_0^2}{2g} = P \quad \text{----- (2)}$$

$$h_0 - (1 + f_e) \frac{V_0^2}{2g} = P_0 \quad \text{----- (3)}$$

ここで P : ベルマウス の 壁面作用圧力

V_0 : ベルマウス下流端の断面平均流速

P_0 : 許容最低圧力

h_0 : ベルマウス下流端断面を中心とする水頭

P_0 : ベルマウス下流端の平均圧力（これを背圧とよぶ）

f_e : ベルマウス部の入口損失係数

C_d : 圧力降下係数

一般に行われるように、許容最低圧力を大気圧 $P_0 = 0$ とする場合には、(1)、(2)、(3)式から

$$\frac{V_0}{\sqrt{P_0}} \leq \sqrt{\frac{2g}{C_d - (1 + f_e)}} \quad \text{----- (4)}$$

または、

$$\frac{P_0}{h_0} \geq 1 - \frac{1 + f_e}{C_d} \quad \text{----- (5)}$$

ここで、 C_d と f_e の値はベルマウス形状ごとに試験を行うことにより定まる。

設計では(4)、(5)式を満足させるように P_0 を決定すれば、管内の局所降下圧力を許容最低圧力値以下にすることができる。

たとえば、ベルマウス形状-(IV)の場合、

$$C_d \max = 1.16 \quad f_e = 0.03$$

$$\frac{V_0}{\sqrt{P_0}} \leq 12.28 \quad \frac{P_0}{h_0} \geq 0.11$$

$$V_0 = 30 \text{ m/sec に対して } 6 \text{ m 水柱}$$

すなわち、 P_0 を H の 11% 以上に保てばよい。たとえば $V_0 = 30 \text{ m/sec}$ に対して P_0 を 6 m 水柱以上にする。または $h_0 = 100 \text{ m}$ に対しては P_0 を 11 m 水柱以上にすることによってベルマウス内の最低圧力

22. 都市化による流出機構の変化

—石神井川における事例調査—

水 文 研 究 室

長谷川 正

都市化による流出機構の変化

—石神井川における事例調査—

水文研究室 長谷川 正

§1 まえがき

全面的あるいは部分的に都市化が進行しつつある流域、山地の一部を開拓して放牧地やゴルフ場を造成する計画がある流域などにおいて、土地利用の変化が流出にどのような変化をもたらすかということは、過去10年間に於ける応用水文学上最大の関心事であ、たばかりでなく、近年における河川計画上の諸問題の中で大きな占める部分でもある。

土木研究所でも従来から「都市化による流出の変化」に関する調査・研究を種々の角度から採りあげ、実施してきているが、ここでひとまず今後の問題点の整理も兼ねて①この分野における基礎知識を現段階で整理し、②その知見において最もバランスが取れかつ精度よい予測モデルを作成し、③過去20～30年間に著しく都市化が進んだ石神井川（流出試験地）を対象に、流域の変化とそれに伴う流出の変化に関する考察を行なう。

§2 流出モデル

都市化が流出に及ぼす影響を評価するための流出モデルを作成するにあたり、次の条件を設定した。

- I. 斜面上の流水の非線型性が表現できる。
- II. 河道の洪水伝達機能が表現できる。
- III. 土地利用形態の差異による流出の差異が表現できる。
- IV. 総合化の程度が高い、もしくは総合化が行ないやすい。
- V. 河川流域内の他の排水計画（下水道・中小河川 etc）に使われているモデルと共通性が高い。

すなわち降雨強度の強い雨が降水ば、斜面上の流水の非線型性は無視できない要素になりうる(I)。また、開発に伴って必ずといってよいほど実施される河道改修は流域の流出機構の変化の中で、重要な役割を果たす(II)。さらに、無観測流域でありながら河川・排水計画が急がれている流域の多々などを考えると、使っていくながら総合化も進められるモデル、もしくは、何らかの新しい実証データが得られれば直ちにパーツの交換が可能なモデルが望ましい(IV)。一方、従来から、下水道と都市河川、またそれらと一般河川等々の間の計画ギャップが大きな問題になっている。計画の思想の違いも重要な原因だが、使われているモデルの差異が大きすぎることも否めない。特に都市化が問題になるような流域は、ほとんどの場合下水道計画が入ってくるのであから、河川を対象とした流出モデルもこの水を取り込んでいく必要がある。

以下、斜面のモデル、有効降雨のモデル、河道のモデルの順で述べて行く。

§2.1 斜面のモデル (準線型貯留型モデル)

中小河川・下水道の排水計画においては、次の合理式が使用されることが圧倒的に多い。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} i_c A \quad \text{---(1)}$$

ここに Q_p : ピーク流量(m^3/s), A : 流域面積, i_c : 洪水到達時間 t_c 内の最大平均有効降雨強度(mm/h)である。(1) 式を一般化すれば

$$U(\tau) = \begin{cases} 0 & (\tau < 0, t_c \leq \tau) \\ \frac{1}{t_c} & (0 \leq \tau < t_c) \end{cases} \quad \text{---(2)}$$

なる長方形単位図であり、これは「合理式の連続使用」法として中小河川の流出波形の推定に用いられている。洪水到達時間 t_c は「技術基準」では「流入時間」呼んでいるが、一般的には「流域の力学的最重点に降った雨水のしゅうちが流域下流端に伝播するに要する時間」と定義されている。 t_c が斜面について定まる定数であるとする合理式は流れに関して線型なモデルになってしまう。一方、kinematic wave 法によれば t_c は有効降雨強度 i などの関数で

$$t_c = \left(\frac{L i_c^{-m}}{\alpha} \right)^{\frac{1}{m}} \quad \text{---(3)}$$

で与えられる。ここに L は力学的斜面長、 α 、 m は斜面上の水深と単位幅 q との関係を

$$q = \alpha y^m \quad \text{---(4)}$$

とした場合の定数である。層流では $m=3$, Manning 型では $m=5/3$, Chezy 型では $m=3/2$ である。さらに Manning 型では斜面の力学的平均勾配を S 、粗糙度を N とすれば $\alpha = \frac{4.84}{N^2}$ なので

$$t_c = L^{\frac{1}{m}} N^{\frac{1}{m}} S^{\frac{1}{m}} i_c^{-\frac{1}{m}} \quad \text{---(5)}$$

を得る。河川工学では、河川断面の形状と水深とを関係づける断面係数 Z を用いて、 $q = Z R^m S^{\frac{1}{2}}$ の形で表す。ここで R は水力半径、 S は勾配、 Z は断面係数である。角形・福島は、主河道長 L と流域面積 A との間に Hack の法則が成り立つものとして、石原・高橋らによる最大流量発生条件を用い、 $A = 0.13 \sim 740 \text{ km}^2$ の丘陵山林流域 18 河川について次の実験式を求めた。

$$t_c = C \cdot A^{0.22} \cdot k^{-0.37}$$

$C = 290$; 丘陵山林河川

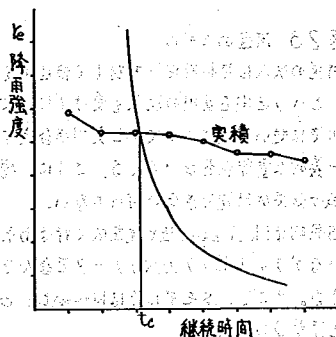


図-1 t_c の決定

ある単流域に於て平均有効降雨 $k(t)$ が与えられれば、図-1のように、ある継続時間とその時の流域内の最大平均有効降雨強度との関係を示す曲線(有効降雨強度曲線)を引くことができる。この曲線と(6)式の交点に対応する継続時間がその単流域からの最大流出量を与える到達時間 t_c である。さらに(2)式によつて流出ハイドログラフを得ることもできるわけだが、(6)式では比較的滑らかな流出ハイドログラフが得られるように、次の指数単位関を用いる。

$$U(\tau) = \begin{cases} 0 & (\tau < 0) \\ \frac{1}{k} e^{-\frac{\tau}{k}} & (\tau \geq 0) \end{cases} \quad (7)$$

ここに $k = \frac{t_c}{2}$

(2)式と(7)式の2つの単位関を結びつける t_c から k への換算は、吉野による図-2を根拠にしている。(7)式の単位関は線型貯留型モデル(線型貯水池)とも呼ばれる。ここで図-2の関係を用いて t_c (すなわち k)を求め、これを洪水期間中一定として扱うものとする。(6)式により有効降雨強度の影響が取り入れられて非線型的な効果が表現できるが、最終的には(7)式によるので、このようなモデルを「準線型貯留型モデル」と呼ぶことにする。

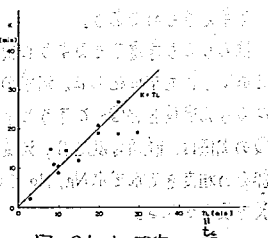


図-2 t_c と k の相関

§2.2 有効降雨のモデル

有効降雨モデルは、本モデルの作成過程で最も困難なものである。山林、市街地に比し水田、畑地、林地、ゴルフ場、放牧地等については、ほとんど観測が行なわれず、実証的な資料に乏しい。

山地流域についてのモデルでは「一次流出率(f_1)」飽和雨量(R_{sat})」モデルが代表的で、岡本¹⁾によつて取りまとめられ水庁全国の資料はその正当性の裏付けとなっている。

また、都市流域については、「凹地貯留(D)ー浸透能(h)」モデルが修正 RRL 法で採用されており、適用例も増え、比較的詰めが進んだ状態にある。

§ 2.3 河道のモデル

河道の洪水伝播機能は、大別して輸送速度とてい減効果で特性付けられる。大陸系の河川では何十 km という区間を支流の流入も受けずに洪水波が流下する例がまれではない。一方、日本の大部分の河川では短い区間ごとに次々と支流が合流するので、むしろ輸送速度で規定される「合流時差」が第一義的な重要性を帯びてくる。さらに、場合によっては、河道はならん効果や改修によるならんの減少効果が無視できない河川も多い。

古典的な Muskingum 法や現在広く行なわれている貯留則教法などでは、貯留係数 K や遅滞時間 T のようなブラックボックスパラメータを含んでおり、条件の T に照らしてみると将来性はあまりないといえる。そこで、本モデルでは kinematic channel を採用した。kinematic channel は、河道の河積 A と流量 Q の関係が

$$Q = f(A) \quad \text{---(8)}$$

で表わされるとき、kinematic wave の波速 C を $Q = \text{const.}$ 上において

$$C = \frac{dQ}{dA} \quad \text{---(9)}$$

で与えるものである。

はならんも考慮できるように横断面を図 3 のようにモデル化した。河道の流量を Q_R とすると水深 h と流量 Q の関係は、縦断勾配を S 、河道および氾濫部分の粗度をそれぞれ N_R 、 N_P とした時に次の式で表わされる。

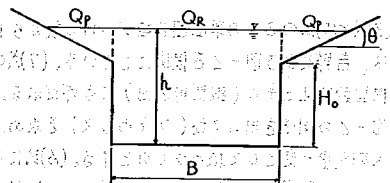


図-3. 河道横断モデル

$$Q = Q_R + 2Q_P$$

$$Q_R = \frac{\sqrt{S}}{N_R} B h \left(\frac{B h}{B + 2H_0} \right)^{2/3} = \frac{\sqrt{S}}{N_R} B^{2/3} h^{5/3} \quad (10)$$

$$Q_P = \frac{\sqrt{S} (h - H_0)^{5/3}}{N_P 2 \tan \theta} \left(\frac{(h - H_0)^{5/3}}{h - H_0} \right)^{2/3} = \frac{\sqrt{S}}{N_P 2^{2/3} \tan \theta} (h - H_0)^{5/3}$$

今回は、河道部分の流量 Q_R とはりん部分の流量 Q_P を別々に追跡計算を行ない、河道プロット出口で合成する手法をとる。

§3 石神井川流域の都市化と流出機構の変化

§3.1 流域の概要

以下、宮田に従って流域の概要を述べる。

石神井川は、小平市に源をたれ、富士見・三空寺などの湧泉、田柄川などを加え、田無、保谷、練馬、板橋の各市に亘り、北区王子で隅田川に流入する流域面積62km²(淀川橋地点)の都市河川である。現流路は直線化され、その勾配は1/400~1/500である。流域地形は大部分が台地であるが、石神井川および左支川田柄川に沿って谷底平野が発達している。台地面と谷底平野面との比高は、上下流とも一様に6~7mである。谷の横断面形状は全般に植状で、非対称崖を形成している。

流域はおおむね一様な地質からなる。すなわち台地及び緩斜面では、武蔵野礫層上に武蔵野ローム、立川ロームを被覆している。そのローム層の層厚は平均7~8mとなっている。谷底平野は基底部の武蔵野礫層にうすい沖積層を被覆している。しかし現在は盛土化されている。表層地質の層厚は一般に1~3mといわれ、本流域においてはほぼ均質な地質条件といえる。

地形分類は図-4のとおりで、台地面、緩斜面、谷底平野に区別できる。谷底平野は現在盛土化され、その原面はわずかに残存する程度である。台地面は西に高く、東に低い。面勾配は、平均1/500のほぼ平坦面である。しかし、小平、田無、保谷各市には台地上に窪地地形がある。緩斜面

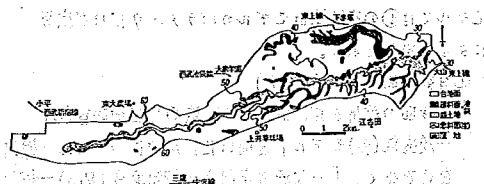


図-4 地形分類図(1947, 1961, 1966空中写真)⁷⁾

は本川・支川沿いでは、左岸面向き斜面に卓越している。支川上流部のトラフは、両岸緩斜面で構成され、谷底平野が緩斜面からの判別困難なものがある。盛土地は元来、本川・支川の谷底平野の大部分が、水田・湿地として存在していたものであるが、1960年頃から盛土化が開始され、1966年頃には谷底平野の大部分が完了したものである。

この流域の流出機構を変化させてきた要素としては以下にあげることが考えられる。まず①戦後、特に昭和30年代から急激に都市化が進行し、表-1に見るような畑地(若干の水田、雑穀地を含む)が大半に市街地に変換されていく。また②昭和40年代中頃から、河道改修がスタートした。現在、武蔵新線から下流部は、いわゆる30%暫定の改修がなされており、さらに根柢橋上流約500m地点から隅田川合流点までの区間は50%の改修が完了している。最後に③下水道の整備があげられる。現在、田柄川筋の練馬幹線が完成して30%ほどの流出は流域外に排除されている。また、将来は北多摩1号幹線流域下水道により最上流部の雨水が流域外排水となる予定である。

河川 番号	30年		41年		50年		面積 km ²
	畑地	市街地	畑地	市街地	畑地	市街地	
1	98.0	2.0	78.2	24.8	68.3	31.7	14.94
2	85.5	14.5	49.7	50.3	40.8	59.2	12.40
3	85.7	14.3	50.0	50.0	39.8	60.2	5.83
4	86.0	14.0	56.0	44.0	47.0	53.0	4.04
5	75.2	24.8	45.0	55.0	33.8	66.2	5.50
6	68.4	36.6	36.2	63.8	23.2	76.8	3.34
7	40.4	59.6	6.1	93.9	0.0	100.0	5.16
8	86.0	14.0	56.0	44.0	47.0	53.0	2.19
9	75.2	24.8	45.0	55.0	33.8	66.2	4.18
10	68.4	36.6	36.2	63.8	23.2	76.8	4.34

表-1 土地利用比率(宮田および東京都の資料)

(注) 市街地は、より推定)

§3.2. モデルの調整(再現計算)

§2で述べたモデルを石神井川流域に適用した。

このモデルで調整すべき部分は次の通りである。このモデルでは①の有効降雨モデルのパラメータだけが試算によって決定される。

①有効降雨モデル(§2.2)

今回の解析では、修正R.R.L.法の「凹地貯留(D)

一浸透能(f_0)モデル」を用いた。畑地については、検討の結果、D- f_0 モデルの適用性があり、良形でなく、「一次流出率(f_1)一飽和雨量(R_{sa})一飽和流出率(f_{sa})モデル」を採用することにした。

②斜面モデル(§2.1)

角屋形によって求められた(6)式の丘陵山林流域の $C=290$ を根拠として、(5)式によって勾配 S と等価粗度 N の変化による C の変化を評価する。 $m=5/3$ として、たとえば

$$C(\text{畑地}) = \left(\frac{N(\text{畑地})/N(\text{山地})}{\sqrt{S(\text{畑地})/S(\text{山地})}} \right)^{5/3} \times 290$$

として台地の C を推定する。山地の勾配を1/10程度、等価粗度を0.5程度とすると、結果は表-2のようになる。Aの指数は平地

においても山地とは同様の地形割合が成り立っていると変化させなかった。

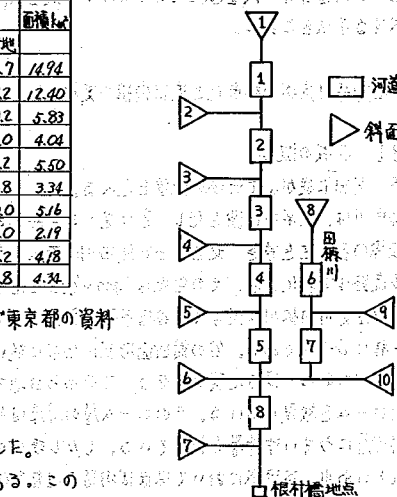


図-5 プログラム構成図

	勾配 S	等価粗度 N	係数 C の 概略値
畑地	1/500	0.5	690
市街地	1/500	0.1	240

表-2

③河道モデル (§23)

(10) ②の B , H_0 , N_1 , N_2 を東京都建設局河川部の資料をもとに求めた。石神井川における過去の顕著な洪水の中で、水文資料が比較的整備されておられ、加地と市街地の割合が異なる、という2洪水を選ば(表-3)、図-5に示す流域分割のもとで試算を行なって有効降雨モデルと表-4のように決定した。再現計算の結果を図-6(a),(b)に示す。

表-3 モデルの調整に用いた洪水					表-4 有効降雨モデル	
No.	発生年月日	原因	総降雨量	ピーク流量	土地利用	モデル
1	昭和33年9月26日	狩野川台風	361.2mm	107.9 m^3/s	農地	$f=0.15$; $R_{50}=300.0^{\text{mm}}$; $f_{50}=0.6$
2	昭和41年6月28日	台風4号	271.1mm	111.5 m^3/s	市街地	50%: $D=6^{\text{mm}}$; $f_{50}=15.0^{\text{mm/hr}}$ 50%: $D=2^{\text{mm}}$; $f_{50}=0.0^{\text{mm/hr}}$

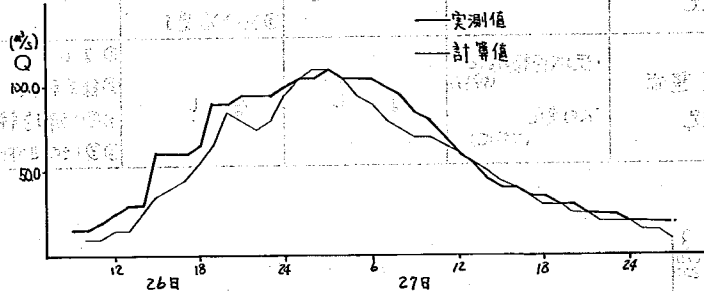


図-6(a) NO.1洪水

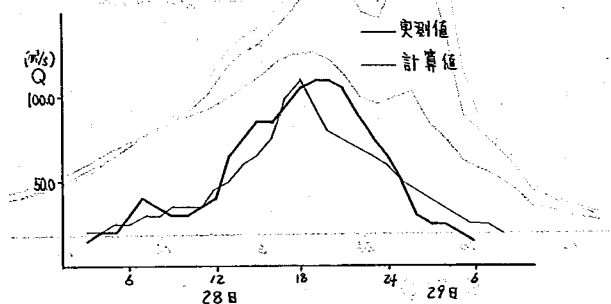


図-6(b) NO.2洪水

§ 3.3 都市化に伴う流出の変化

調整の済んだモデルを用いて、どうにあげた3つの要素について流出の変化を予測してゐる。入力としては昭和33年の狩野川台風による降雨を用い、表-5 (a), (b), (c) の検討を行なつた。結果をそれぞれ図-7 (a), (b), (c) に示す。

表-5 検討内容

要素	検討内容	モデルへの影響	(a) 土地利用の変化による流出の変化	(b) 河道改修による流出の変化	(c) 下水道の整備による流出の変化
土地利用状況	(7) 式の k の変化 有効降雨の変化		① 昭和33年 ② 昭和41年 ③ 昭和51年	昭和33年	昭和50年
河道改修状況	断面の変化		改修前の状態	① 改修前の状態 ② 現状 ③ 50% 見込	現状
下水道整備状況	流域面積の変化 (幹線) k の変化 (その他)		なし	なし	① なし ② 練馬幹線 ③ ② + 狛井1号幹線 ④ ③ + その他の下水道

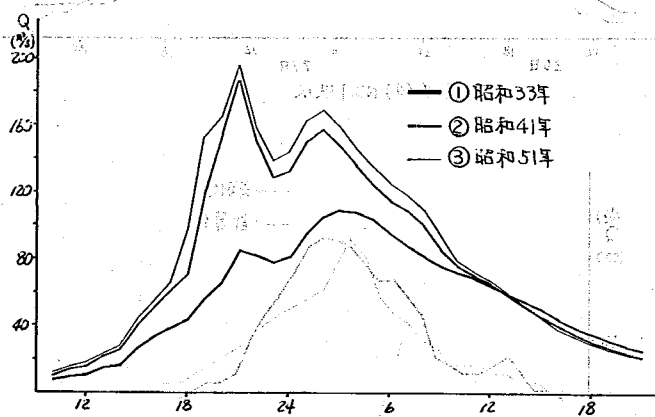


図-7 (a)
土地利用の変化による流出の変化

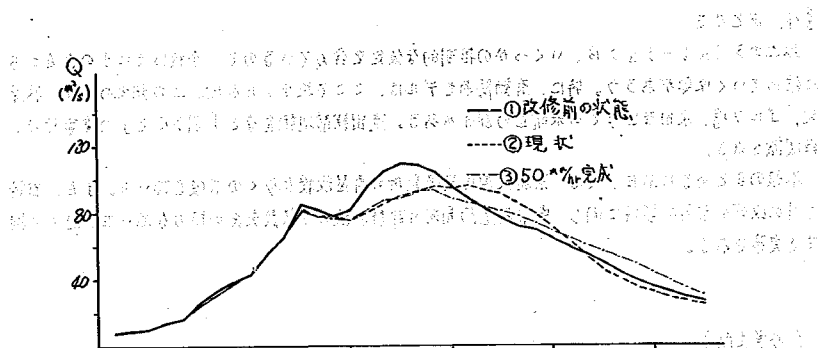


図-7(b) 河道改修による流出の変化

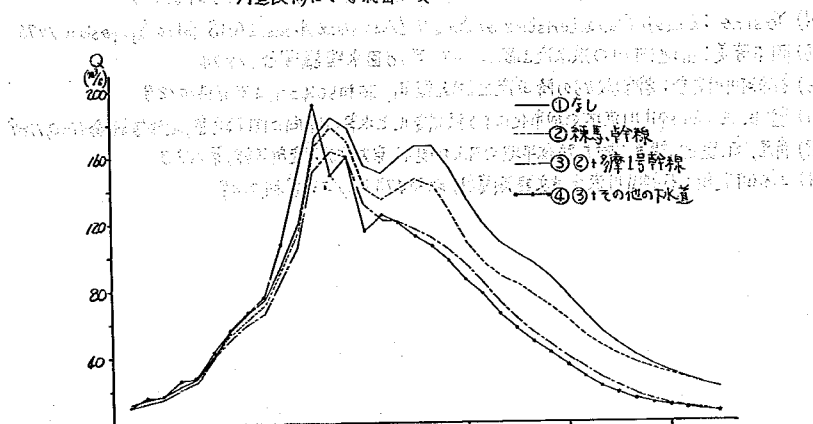


図-7(c)

下水道の整備による流出の変化

以上の図より①昭和39年～41年の約10年間に土地利用が大きく変化して影響をうけ、この期間に特に顕著に流出ボリュームとピークが増加が起る。②河道改修は石神井川の場合、一般に言われることと異なり、流出波形の平坦化をもたらす。③下水道の整備では、練馬幹線によって田柄川流域(70% N0.9)がなくなり、さらに多摩1号幹線により上流域(ブロック N0.1)がなくなっていく。ピークの減少を見るが、さらに将来、残された流域の全体にわけて下水道が整備されると、再びピークの増加及び前進がみられる。などが言える。

§4. あとがき

以上のシミュレーションは、いくつかの推測的な仮定を含んでいるので、今後はそこの点をさらに詰めていく必要があろう。特に、有効降雨モデルは、ここで扱った台地面上的畑地のほか、牧草地、ゴルフ場、水田など多くの未確立の部分がある。流出試験地調査など「測ること」の重要性が、再認識される。

本報のまとめにあたり、京都市防災研究所の角屋教授に多くの示唆を頂いた。また、石神井川の改修事業等の資料に関し、東京都建設局河川部計画課の佐藤武夫氏の協力を頂いた。記して謝する次第である。

[参考文献]

- 1) Eagleson ; Dynamic Hydrology
- 2) 石原安雄：最大洪水流量に及ぼす地形効果について，第16回土木学会年次学術講演会概要集Ⅱ，1961
- 3) 角屋 勝，福島 晟：中小河川の洪水到達時間，京大防災研究所年報，第19号B，(原稿)
- 4) Yesino ; Runoff Characteristics of Small Urbanized Areas, IAHS Tokyo Symposium, 1975
- 5) 岡本芳美：山地河川の洪水流出高について，第18回水理講演会，1974
- 6) 都市河川研究室：都市域からの降雨流出調査報告，昭和50年3月，土研資料0018号
- 7) 宮 田 正：石神井川流域の都市化による流出変化と水害の傾向に関する考察，地理学評論42-10, 1969
- 8) 角屋，山，豊国，福島：横大路低平地の内水の現状，京大防災研究所年報，第14号B
- 9) 土木研究所：石神井川流域水文観測資料，昭和47年2月，工研資料714号

23. 貯水池計画への日降水シミュレーション

手法の適用について

水資源開発研究室

小 林 隆 幸

貯水池計画への日降水シミュレーション手法の適用について

水資源開発研究室 ○小林 隆 幸

山中 敦

1. はじめに

現在、貯水池の利水計画では10年程度の実績流量から新規水需要に対する必要な利水容量を求めているが、この方法では、利水安全度の客観的評価が十分でない。利水安全度の確率的評価を行うには長期間の流況データが必要とされるが、通常データ数は充分ではなく代りに降水シミュレーションを用いることが考えられる。また、管理面に於ても弾力的な運用が望まれており、そのためにはあらゆる流況パターンに対する操作の対応を検討しておく必要がある。

本文は、季節変化の経年変動を考慮した降水シミュレーション手法について検討し、貯水池計画への適用を試みた結果を報告するもので内容は次の通りである。

(1)、5月から10月までの降水系列を主に天気図を利用して、春期、梅雨期、夏期、秋候期、秋期の5季節に区分する。(2)、それぞれの季節の日降水量分布、降水連続日数分布、無降水連続日数分布および季節境界日の分布の4つの分布から日降水系列をシミュレートする。(3)、シミュレート降水再現性の検討については、特に湯水主特性に重点を置き、利水計画において現在用いられているマスコープ法によって種々の湯水特性を分析し実績降水によるものと比較した。

2. 降水の季節特性

2.1 季節変化の経年変動

降水の季節的な特徴は明瞭である。季節の変化によって、それはかなり不連続に変化するが、その変り目が毎年異なることも重要な現象である。

表-1によれば夏期降水量(6月~9月)が梅雨期の降水量と台風による降水量に大きく支配されていることがわかるが、それと同時に梅雨明けの時期や台風来襲の時期にも左右されることがわかる。従来のシミュレーション手法では、季節的な降水特性の差は考慮しているものの、季節変化が年毎に異なる事は考慮されていない。その結果、降水母集団の季節単位でのグループ化(以下層別化という)を行っても、各季節の降水特性があいまいになり、しかも長期間にわたって同じ降水特性が持続する様な現象が十分に表現できないと考えられる。そこで降水をシミュレートする場合には、降水特性の時間的な「場」をまずシミュレートし、次にそれぞれの降水母集団の特性によって日降水系列をシミュレートする方法が考えられる。

表-1 万場(群馬県)夏期要因別降水量

年	夏期雨量 (mm)	梅雨雨量 (mm)	台風雨量 (mm)	梅雨明け (日)	台風上陸 (日)
S.29	752	409	174	7/20	9/18
S.30	703	120	147	7/11	-
S.31	664	265	188	7/24	9/27
S.32	748	331	124	7/26	-
S.33	1059	159	642	7/12	9/18
S.34	1047	388	471	7/26	8/14
S.35	525	75	269	7/13	8/11
S.36	591	361	146	7/11	-
S.37	604	409	174	7/19	-
S.38	593	319	90	7/11	-
S.39	618	222	207	7/21	9/24
S.40	666	234	299	7/23	8/22
S.41	1017	428	288	7/23	9/25
S.42	599	275	245	7/19	9/13
S.43	795	236	451	7/17	7/28
S.44	486	203	67	7/10	-
S.45	516	296	66	7/18	-
S.46	868	295	524	7/26	8/29
S.47	805	210	499	7/18	7/23
S.48	535	153	21	7/02	-

(*)降水量100mm以上の降雨上陸日

2. 2. 降水系列の季節区分

降水系列の季節区分は、主として天気図を利用し、気温、日照時間等の気象要素を参考にして行った。降水資料は利根川水系神流川流域の万場地点のものを、他の気象要素資料は前橋地点のものを使用した。期間は昭和29年から昭和48年までの20年のうち5月から10月までの半年間を対象とし、それを春期、梅雨期、夏期、秋雲期、秋期の5季節に区分した。降水系列を見ると、その季節的性質は明らかであるが具体的に季節境界を設定するのはかなり困難である。20年のうち半数程度は、季節境界での不連続性が認められるが残りのものは

	春—梅雨	梅雨—夏	夏—秋雲	秋雲—秋
気圧配置	・東高西低型 ・オホーグ海 ・高気圧出現	・南高北低型 ・小笠原高気 ・圧の離れの ・靴型	・大陸に高気圧 ・発生 ・台風の出来	・大型移動高出 ・現 ・周期的に波動 ・性的低気圧発 ・生
気温	・6月に入り気温 ・下りきつ、上昇 ・の割合少	・高温持続 ・最高、最低気温 ・の較差小	・9月中旬に急に ・気温低下	・周期的に変化
日照	・前期に入り湿度 ・上昇、陰うつ日 ・が続く	・日照時間長く ・晴天持続 ・日が続く	・台風が不連続線 ・に沿って来ると ・秋期期に入る	・4日位の期間で ・雨の気温が変化

表-2 季節区分の基準

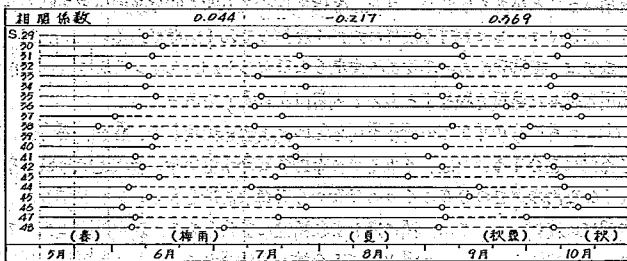


図-1 天気図による季節境界

についてはやや厳密性に欠けると思われる。表-1に各季節境界の判定基準を示すが、これも決定的なものではなく、降水系列を見て柔軟に判断した。その他各季節境界の目安として用いた基準を簡単に述ると梅雨期の始めは、原則として気象庁発表の梅雨入り宣言のあった日を採用したが、他に日照時間5時間を目安とした。夏期の始めと終りは、天気図の小笠原高気圧の動向によって比較的容易に判断しえた。小笠原高気圧に囲われている期間は気温が安定しており、最高気温と最低気温の変動図を見れば、夏期の始めと終りで不連続な気温の低下が見られる。秋雲の始めについては最低気温10℃を目安にした。季節区分した結果を図-1に示す。季節の境界は毎年大きく異なり、夏の始めには最大20日程度、夏の終りにも1ヶ月程度の差がある。季節境界相互の間隔は図-1からは相関が認められるようであるが、計算では有意なものば認められなかった。

2. 3. 降水の季節特性

次に季節境界により降水母集団の層別化を行った。図-3に層別化した季節の日降水量分布、降水連続日数分布、無降水連続日数分布の最大値、平均値とプロットし

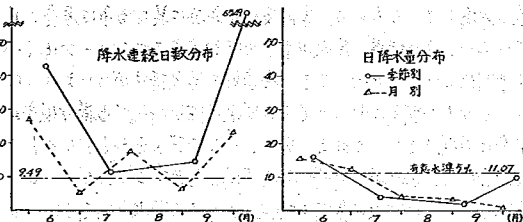


図-2 各分布の検定結果

にものを示す。降水連続日数分布と無降水連続日数分布を見ると、降水期と非降水期の相違が判然としており、降水系列の季節特性がよく現われている。また、日降水量分布を見ると、最大値、平均値の図が共に高くなっている要因としては、夏台凡によることと、また万場が山向部に位置していることから、比較的雷雨による降水量が多いことが挙げられよう。ここで簡単に季節別層別化と月別層別化との相違と述べてみると、無降水連続日数分布については、春、梅雨、夏、秋霖、秋のそれぞれの季節で連続日数2日までの割合が59%、71%、53%、77%、35%となっているが、月別層別化では、連続した系列が切替され最大連続日数が小さくなり、2日までの割合も秋期の50%を除いて60%~65%と季節的な特性が明瞭でない。このことは降水連続日数分布についても同様に言える。以上のことは降水日数率で見ると、季節別層別化では20%~60%であるのに対して、月別層別化では30%~40%と一層はさまりする。日降水量分布については、夏期と秋霖期の差はなく、月別層別化の結果と比較してそれほど季節的な特徴が明瞭に出来なかった。これは夏台凡の影響によるものと思われる。図-2に日降水量分布と降水連続日数分布の比較結果を示す。無降水連続日数分布は、降水連続日数分布とほぼ同様の結果であるため図は省略した。降水連続日数分布の図から明らか通り、季節別層別化の分布は、有意水準5%を超えており、各季節の分布は“異った分布である”ことが確かめられ無降水連続日数分布についても同様に言える。以上のことから天気図等によって降水母集団を季節別層別化する効果が十分に認められた。

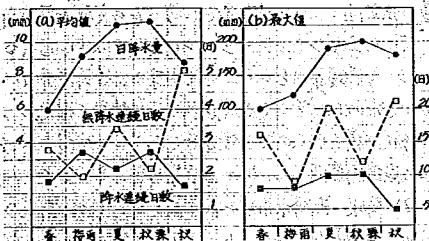


図-1 降水特性の季節平均値最大値

3. 降水系列のシミュレーション

3.1 シミュレーションの手順

各季節の期間、降水量、降水日数は季節間においても要素間においても有意な相関はなく、したがって各季節の降水系列は先に述べた互いに異なる降水母集団の特性にしたがって全く独立にシミュレートしてよいと言える。

日降水系列のシミュレーションの手順は、降水連続日数と無降水連続日数を交互にシミュレートし、降水日には日降水量をシミュレートしていく方法をとったがそのための同一母集団にあり、降水連続日数系列と無降水連続日数系列は相互に無相関であることが証明されなければならない。図-4に無降水連続日数系列の自己相関係数と、降水連続日数系列に対する相互相関係数を示す。

(a) は昭和48年の春期から秋期までの半年間、

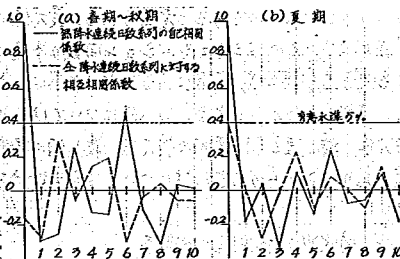


図-4 無降水連続日数系列のコレログラム

(b) は昭和44年から昭和48年の夏期のみをつないで求めたものである。両者とも標本数は約30である。(a) 図については、48年以外では有意なものは認められなかった。以上のことからまた、日降水量の独立性については、すでに幾つかの文献で認められている。

次に日降水シミュレーションの手順を以下に述べる。

1). 季節境界日をシミュレートする。季節境界日がどんな分布を確しているかを推定するために度数分布を求めた。そこで正規型の分布に従うと推定し、超過確率を正規確率紙にプロットした結果、直線形状が得られ、従って正規分布であることが解った。そこでまず、正規乱数を発生させ境界日の平均値と標準偏差値から、個々の境界日をシミュレートしそれによって期間を求める。

2). 降水、無降水系列をシミュレートする。前述の通り降水連続日数、無降水連続日数系列の2系列独立過程としてシミュレーションを行う。一樣乱数を発生させ、発生値に対応する各系列の超過確率分布より、降水連続日数及び無降水連続日数を交互に決定する。

3). 降水日に日降水量をシミュレートする。日降水量も個々独立のものとして扱うことができるので、一樣乱数を発生させ、それに対応する日降水量系列の超過確率分布から日降水量を決定し、その値を降水連続日数に組み込んで行く。また無降水連続日数にはその数だけ零を挿入する。

こうして、順次両者を決定していき、母集団の異なる期間に達すれば引き続き次の降水母集団の特性値に応じてシミュレートを行う。同様の手順で任意の年数の降水をシミュレートすることができる。

3. 2. 実績値とシミュレート値の比較

実績値とシミュレート値の比較を月単位で行った。比較の方法は、5月から10月までの降水系列を20年間シミュレートし、各月の降水量、降水日数の平均値、標準偏差、最大値、最小値を求め、更にそれを5回くりかえしそれぞれの要素の平均値を求めた。降水量についての結果を図-5に示す。

平均値については、7月と8月に少し差が出ている。シミュレーション値が7月で30mmほど大きく8月でその逆になっているが、降水日数を見ても同様の結果となっており、2日ほどの差がある。

この降水日数の差の分だけ降水量が小さくなっているが、その理由は同じ夏期に於ても7月20日から8月10日までの前半と8月10日から8月30日までの後半では、日降水量に於ても降水日数に於ても後半の方が大きくなっており、シミュレートした時にそれが平均化されてシミュレートされるためであると考えられる。最大値で8月、9月に大きな差が出ているのはシミュレーション回数の不足による不安定性にもよると考えられるが、台風による降水が十分にシミュレートされていない結果であると思われる。最小値についてはそれほど差がないが、最大値、最小値とも100年間の最大値、最小値は実績より極端なものが出ており、これらの主起特性については今後検討を要する。

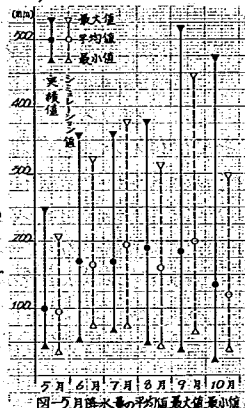


図-5 月降水量の平均値、最大値、最小値

4. 貯水池の利水計画への適用

4. 1. 利水計算の方法

シミュレーション結果について通常、利水計画で用いられるマスカープ法を用いて必要利水容量、
 渇水補給時期等を求め渇水特性を検討した。利水計画は普通、流量を用いて行われ本来ならここで降
 水量を流出モデルによって、流量に変換するべきであるが今回の計算は主として、シミュレーション
 系列の渇水特性の再現性の検討を目的としてあり、流量変換によって降水のもつ渇水特性を変化させ
 ないように直接降水量を用いて行った。従って計算で得られた渇水期間、利水容量等は実際より大き
 なものになっていることを断っておく。ただ降水系列のうち無降水日には蒸発量を差し引いてト
 タル量では流量に合わせ、需要量としては、万場下流の下久保ダムの神流川に対する責任放流量を
 用い、それをCASE Iとし、その2倍をCASE IIとした。実際の放流量はCASE II程度ではな
 いかと思われる。なお、下久保ダムの有効容量、利水容量を流域面積で割った相当雨量はそれぞれ、
 370mm、260mmである。

4.2 渇水特性の分析

渇水とは通常各時期の平均流量を著しく下まわる自然状態
 を示すが、ここでは需要量よりも降水量が少なく貯水池から
 補給を必要とされる状態を渇水とする。利水計算はCASE
 I、IIの場合について行い、実績値を用いたものとそれとを
 比較した。図-6は必要利水容量の大きい頃に渇水が始まっ
 た日から元に戻るまでの期間を並べたもので、これは渇水期が
 ら野留期への移行日と表わしている。この移行日は貯水位が
 最低水位となる日を意味しており、ここでは渇水終了時点と
 呼ぶことにする。このシミュレーション値はCASE Iを60
 日間シミュレートし、年最大値のものを選んで並べ替える手
 づつ分割してその中央値を使用した。渇水起始日と比較する
 とカサシミュレーション値が遅れて起っている。これは、
 は先に述べた夏期降水の平均化が起り、梅雨明け直後
 にも降水がシミュレートされてしまい、その結果渇水
 起始日が遅れるのではないかと思われる。実績値によ
 るものが6月頃の早期に現われているが、これは空梅
 雨の手であると考えられシミュレーション値にはこの
 ようなものが少ないのは経年的な平均化が起るからで
 あろう。また最大渇水時の時期が実績の方は後半に位
 置するのに対し、シミュレーションによるものは比較
 的中頃にある。これは上に述べたことに付け加えて、
 台風性の降水特性が再現されていないためであろう。

図-6で使った計算結果を用いて必要利水容量と
 渇水終了時点の差と図-7に示す。シミュレーショ

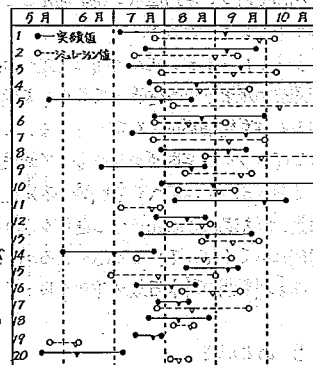


図-6 貯水池の補給及び回復時期

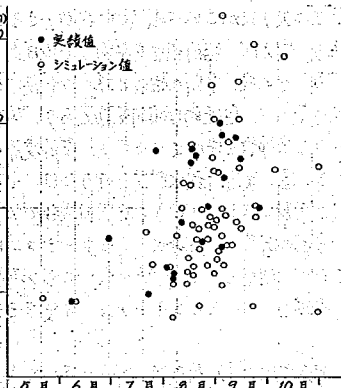
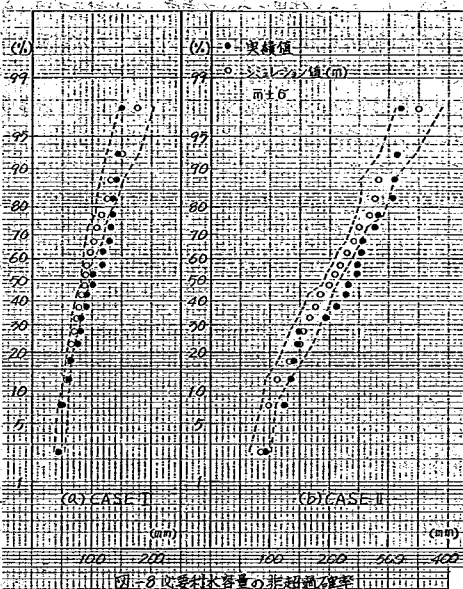


図-7 必要利水容量と渇水終了時点の差

ンによるものは60年間をプロットした必要利水容量に大きな値がでている。実績値によるものはある程度平均したバラツキを示しているのに対し、シミュレーションによるものは8月の中旬から9月の中旬にかたよっており、多少遅れている。これは図-6で述べたことと同様の結果であると思われる。図-8にCASE I・IIそれぞれの実利水容量の非超過確率を示す。これは20年間シミュレートを10回行った平均値である。平均値 $\pm$ 標準偏差をプロットしたものである。

シミュレーション値と実績値を比べると中程度の渇水では実績値が大きく、大規模なものは実績値が小さくなっている。このことはいろいろな要因がからみ合っただけで断定はできないが、先に述べた夏期降水平均化の結果、最大渇水の開始が少し遅れるため平均的に小さくなっていると思われるが、時には夏期末期の降水日数が少なくなると大規模なものも生じると考えられる。



5 あとがき

これまでの検討結果のまとめとして今後の問題点を述べると① 今回の季節境界の判定は、やや厳密性に欠け、これは機械的に判断できる基準を用いる必要がある。季節境界の変動は大きな影響を持ち、例えば、梅雨明けを平均値で10日遅らせるとCASE Iの場合で利水容量が50mm程度小さくなる。それ故、夏期の始めと終りの判定はかなり慎重に行う必要がある。② 同一季節内での降水特性の変化は、連続的な傾向変動であり、降水系列のシミュレートに組み込むのが良いと思われる。これ以上季節数を増加させるのは、季節境界の判定が難しくなり、実用的に見ても良い事が無いと言える。③ 実際に利水計算を行うには、やはり流量への変換が不可欠である。ダム地点の流量を用いて計算したところCASE IIの場合で70mm程度小さくなった。

今回の計算は、日降水シミュレーションに季節境界シミュレートを組み込む効果について検討してきたが、結果としては、降水系列のむつ不連続性が良く表現でき、渇水特性も含めて降水特性がうまく再現されていると考えられる。今後はモデルの改善を図り、実用的なものにしていきたい。

参考文献: 1) 高橋浩一郎「日本の天気」1963.

2) 石原・地盤工学会論文報告集 才197号、P 57.

24. 岩石の振動切削効果

機 械 研 究 室

石 島 威

岩石の振動切削効果
機械研究室 石島 威

§1 まえがき
岩石振削の分野では大型ブルドーザの出現や、公害問題により、従来発破で行なわれていた領域までリッパが使用されるようになって来ている。しかしながら、リッパドーザによる施工限界は、岩石の弾性及速度で $2 \sim 4 \text{ km/sec}$ と云われており、また、岩石に節理や亀裂が少ない場合には、施工能率が大に低下するなどの問題もある。

本調査は、リッパドーザの施工能力を高めるための一つの方法と考えられる岩石の振動破碎をとりあげて、室内試験機により岩石切削に及ぼす振動の影響を実験的に求めたものである。

§2 研究目的
振動リッパの可能性を調べる第一段階として、まず新鮮かつ均質な岩に対する破碎能力に、振動の影響の有無を確認することが必要である。もし、新鮮で均質な岩に対して効果が認められれば、実際の現場においては、節理やクラックによりさらに、その効果の助長されることと予想されるからである。これまでの文献によれば、 $50 \sim 800 \text{ Hz}$ の範囲の振動により切削に要する水平力が減少することが報告されている。

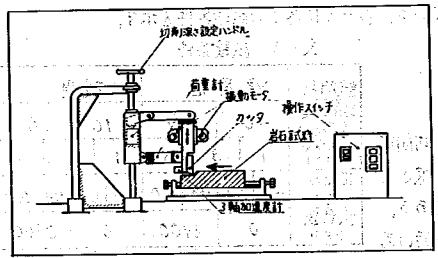
本調査は、この実をさらに追求するとともに、切削量の面からの検討も合せて行なうことにより、振動リッパの可能性を明らかにしようとしたものである。

表-1 試験機主要諸元

試験機形状	600 mm x 400 mm x 200 mm
カット能力(水平力)	2800 kg
切削深さ調整範囲	200 mm
試験移動速度	0.99 cm/sec ~ 51.2 cm/sec
全長	3,140 mm
全巾	1,010 mm
全高さ	2,090 mm
無段変速機	住友ベークライト電機 5-55M マフラー付 37 kw x 4P 300 ~ 1200 RPM
カップリング	ブリヂストンダイヤ型 カップリング (A-120 kg)
減速機	東京精密、ワーム下段型 減速機 LA-6 出力 37 kw 減速比 1:30
スプロケット	RS 100 用 標準、B型、B/C型
スプロケットチェーン	RS 100 用 2列、B型
型式	FV-75 特殊電機工業 (株)
電圧	3 相 200 V
出力	0.075 kw
電流	0.5 A (50 Hz)
振動数	0 ~ 2900 rpm (50 Hz)
重量	7.5 kg

3.1 試験装置
試験装置の主要図を図-1に、本機及び振動モーターの主要諸元を表-1に示す。

図-1 2次元切削試験機



カッタはトンネル掘削機の一つであるロードヘッダの先端に取付けられているものを使用し、平行四辺形リンクの一部に固定されている。カッタのキックには、超鋼合金G2規格品を用いた。また、カッタのにげ角、すくい角は、それぞれ 12° 、 5° である。そしてカッタへの加振方法は、図-1のようにカッタ台に振動モータを2個並列に取付けることによって、一様な上下振動を試料に与えうる構造とした。切削は機械工作におけるブレーキのように試料を水平に移動させることによって固定されたカッタと接触し切削が行なわれる。

表-2 岩石試料の物理試験結果

試料名	比重	軸圧強 (kg/cm ²)	圧強 (kg/cm ²)	圧強 (kg/cm ²)	圧強 (kg/cm ²)	圧強 (kg/cm ²)	圧強 (kg/cm ²)
凝灰岩	1.65	56.89	13.53	12.62	30.05	1.98	25.92
モルタル	2.11	283.9	33.86	18.08	32.15	7.41	61.17
砂岩	2.28	466.7	31.57	24.60	47.18	4.73	67.98
石灰岩	2.74	437.2	43.22	16.22	50.25	9.64	81.95
流紋岩	2.65	393.8	51.91	33.77	34.53	11.77	91.94
粘板岩	2.74	1223.9	119.49	55.33	63.28	33.67	227.39
花崗岩	2.64	1171.3	79.80	66.17	64.43	15.45	171.38

3.3 測定項目

切削中に発生する力は図-2の測定要領により、水平方向、鉛直方向の2方向に分けられ、それぞれ平行四辺形リンクの一边に組み込まれた荷重計によって測定された値より換算して求める。

測定は、切削深さ、切削中、カッタ振動数、振中、加速度、切削速度について行なった。

3.4 試験条件

切削能率に影響を与える要因には、カッタ形状、材質の他に起振力、振動数、振中、切削速度等が考えられる。ここでは実践への適用を考慮して

振動数を2900 c.p.m. (48.3 Hz) 一定として起振力を変化させた。また、切削条件としては、他に切削速度、切削深さをそれぞれ変化させている。表-3に各々の試験条件を示す。

表-3 試験条件

4 実験方法

4.1 切削力と加振効果

これまで本試験機により行なってきた無振動切削試験の結果を図-3に示す。図は各種岩石の切削深さとその時に必要な水平力の大きさを示したものである。図から凝灰岩などの軟かい岩石と花崗岩などの硬い岩石と比べると硬い岩石ほど、切削時には大きな水平力

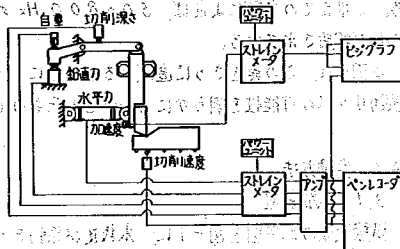


図-2 測定記録装置

試料名	凝灰岩			砂岩		
切削速度 (mm/sec)	10	40		10	40	
切削深さ (mm)	1	3	5	1	3	5
起振力 (kg)	63	114	160	63	114	160
振動数 (c.p.m.)	0	2900		0	2900	

が必要となってくる事がわかる。また切削時に発生する力は水平力、鉛直力に分けられるが、どちらの分力が切削に大きく関係しているのかをみるため水平力と鉛直力との比と、切削深さとの関係を示してみると図-4が得られる。図から切削深さが増すほど水平力の割合も増えていることがわかる。

従って、もし振動を与えることによって切削時の水平力を低く抑えることが出来れば、さらに硬い岩への適用が可能となり、また、同質の岩の場合には、切削量の増加、切削能力の向上を望めることになる。

今、水平力の減少傾向を無振動切削と振動切削の結果と比較して示すと図-5のようになる。図は岩石試料に凝灰岩を選び、切削速度を10 mm/secで一定として行ったもので起振力と単位切削深さ当たりの水平力との関係を示したものである。図から同じ切削深さで切削を行なう時は、無振動のものより加振したものの方が、それもあるだけ起振力を大きく与えた方が必要な水平力が減少しているのがわかる。

また、砂岩についても同様な実験を行なったが、データのバラツキが大きく凝灰岩のようなデータは得られなかった。

4.2. 切削能力と加振効果

岩石試料を振動切削した結果を図-6、7に示す。

図-6は凝灰岩における起振力と切削能力(時間当たり切削量)との関係を図示したものである。これから無振動切削より振動切削したものの方が、同一条件で切削を行なう場合に切削能力が増大することがわかる。

しかし、その影響は起振力に比例して大きくなっていること、さらに、切削深さが増すほどその効果も著しいものとなっていることがわかる。

次に同様な実験を試料が砂岩の場合について行なったのが図-7である。図によれば切削能力は、やはり加振することによって増加させることが出来る。そして、同様に切削能力は起振力に比例して増加することがわかる。

しかし、その効果は凝灰岩の場合に比較してみると、かなり低く、これから岩石の強度差による適当な起振力

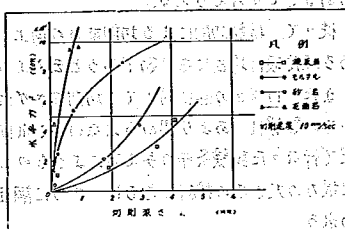


図-3 水平力と切削深さ

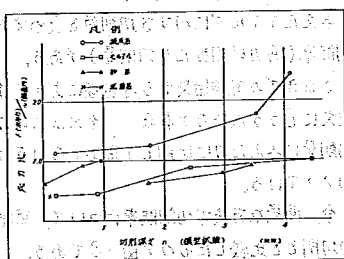


図-4 応力比と切削深さ

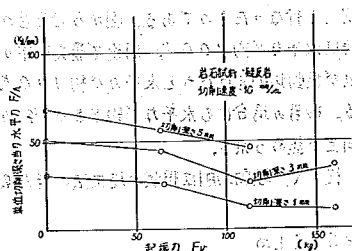


図-5 起振力と切削深さ当たり水平力

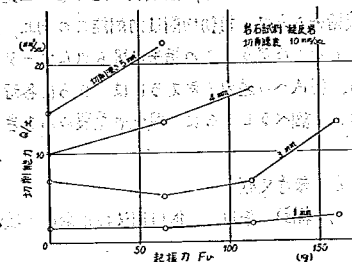


図-6 起振力と切削能力(凝灰岩)

のあることが考えられる。

従って、振動切削による切削能力の向上は岩石試料が
ある程度硬い場合にも有効であると云えよう。
また、いづれの岩に対しても切削深さが浅い場合に
いての影響は、あまり認められない。これは切削深さ一
定で行なった試験条件の与え方によるものとも考えられ
起振力の大きさの検討とともに、さらに調査が必要と思
われる。

4.3 切削能率と加振効果

与えたエネルギーに対する切削量を表わす方法として切
削能率(馬力時間当たり切削量)がある。
これまでの実験結果から各岩種によっては切削能率を
最大にする水平力が存在し、それ以上の力を与えても
切削量は与えた力に比例して増加しないものがあること
がわかっていく。

今、同様な方法で切削能率について、無振動切削と振
動切削とを比較したものが図-8である。

図は凝灰岩と砂岩について切削速度を $10\text{ }^{\circ}/\text{sec}$ で一
定とし行なったものである。図から凝灰岩の無振動切削
時は水平力が約 200 kg 前後で最大能率があげられる
ことがわかる。そして、これが振動切削を行なうと水平
力が約 100 kg と減少し、切削能率を、約 1.7 倍にあげ
ることが出来る。砂岩の場合にも水平力が約 550 kg
から 450 kg と減少し、この時、約 1.5 倍の切削能率
の向上が認められる。

従って、振動切削は現状の施工法の能力拡大という
点から効果的な方法であると云えよう。

§5 まとめ

振動切削について、無振動切削のものと比較して述べた。
実験室での均質な岩石試料を使っての実験結果からは、
振動切削は切削能力の向上、切削力の減少の面から効果
的であると云うことが出来る。しかしながら、この結果
は限られたデータによるものであり、定性的な傾向の
把握にとどまっている。実用への適用を考えるには、
さらに各種の岩石に対する影響の程度や、与えよう
振動の特性について調べるとともに、風化や亀裂のある
岩石等について検討を加える必要がある。

§6 参考文献

- 1) 堀部・牛田 低い周波数における振動の及ぼす切削効果について
日誌誌 昭51年度 春季大会講演集
- 2) 本田・石島 岩石掘削工法に関する試験調査 土木研究所 昭50年度 年度報告書

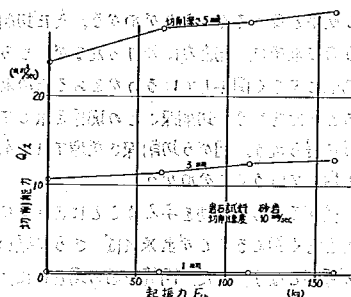


図-7 起振力と切削能力(砂岩)

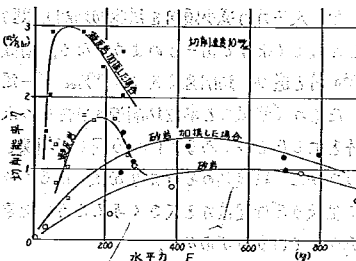


図-8 切削能率と加振効果

25. 棒状振動機による水浸砂の締固め実験

施 工 研 究 室

岩 井 茂 雄

模状振動機による水浸砂の締め固め実験

1. 主文がきつた後、5/15(木)の午後8時頃、関係者から「本日の印刷は、印刷機が故障し、印刷が完了しませんでした」との連絡が来た。

東京湾横断道路計画の中に人工島の建設がある。人工島の形式は、砂盛土を大型セルにより保護する側面セル式人工島を主体とした案が検討されており、提案方法として大型バージ船により、山砂を水深約30mの海中に投下し、堤体を造成する計画である。投下直後の水浸砂は、緩く不均質な状態であるため改良を必要とする。砂質地盤の改良工法としては、これまで主に締固めによる工法が採用されており、現在提案されている人工島堤体砂の改良もその工法の1つであるサンドコンパクションパイル（以下S.C.P.と略す）工法によって検討されている。このS.C.P.工法は、充填材料の置換率やサンドパイルのポット径を調整することにより、締固め基準（相対密度 $D_r=80\%$ 以上）を上回る締固め度も期待できるが、改良後の均質性や海上工事への適用性、施工性および経済性などに検討の余地がある。そこで、その他の工法としてすでにアスワンハイダムで実績のある橋打振動機による締固め工法を取上げ、その締固め効果と本工事への適用性について調査を行い、たのでその概要について述べる。

2. 砂質地盤改良工法の現状および実験目的

砂質地盤の改良工法には、注入などによって、地盤を固結する方法もあるが、注入方法、効果の確実性に問題が多く、現状では締固めによる密度増加によって、力学的性質の改善を計る工法が多い。砂を締固めるには、砂粒子の相対的移動を積極的に図り、砂粒子の移動に抵抗する粒子間のみかけ上の粘着力などの要素と小さくする必要がある。このような状態をつくるには、強力な振動による方法が最も効果が大きく、衝撃によるもの、静的圧縮によるものの順に効果が減少すると言われている。さらに、不飽和の状態より飽和状態のほうが締固め効果が大きいことも報告されている。^{3) 4)}

表一は、締固めを主として密度増加による現状の砂質地盤深部の改良工法と大別したものである。このなかで、水位低下工法は単独に用いても改良効果はあまりなく、他工法の補助的要素が強い。これに比べて、バイアプロテーゼーション、締固めサゲイ、締固めグイおよび爆発締固めの各工法は、振動、衝撃と機械的に用いて締固める方法を取り、過去に幾多の施工実績を持ち有用な工法であるとの報告がされている。しかしながら、現状の各種改良工法によって、計画されている人工島のよう

工学的的方法	工 法 例	施 工 法
凍 動 荷 重	バイアプロテーゼン工法	砂地盤内に凍結管を導入し凍液と土を共に冷却し凍結する。凍結の進行に伴って凍結面にはある空気が土中へ移動し流動性のある土質となり、これを掘削して土質を改良する。
震動・衝撃荷重	締固めの砂圧工法 締固めの水圧工法	締め、衝撃荷重により地盤内に砂や水を垂直に押し、既設パイプを撤去させるとともに膨張させて周辺の地盤の圧縮および流動・衝撃作用により締固める。
静 的 圧 縮	爆焼工法 電気衝撃工法	砂地盤中に相当量の火薬を配して爆焼せしめて、密度を増し、スラグ等が生ずる箇所から締固める。
	水位低下工法	水位を下げて土粒子間に働く有効力の増加より締固め効果を增大すると期待される。

表-1 砂質地盤(深部)改良工法の概要

工学的方 法	工 法 例	施 工 法
運動・荷重	バグリー・レーション工法	砂地盤内に、運動軌道を貫入する振動および水圧に均等な力の影響が常に、運動軌道周辺に生ずる空穴と土を吸入し、液状の土を、運動軌道の前方に吐出す。
振動・衝撃荷重	掃固の砂工法 鉄固の工法	振動と水圧とを同時に作用せしめて、地盤を均一に液状化し、液状化した土を、水圧と等しい振動の圧縮力より液状の衝撃力により固結する。
衝撃・荷重	爆砕工法 電気衝撃工法	炸薬中に相当量の火薬を配して爆発せし、電流を貫入し、スパークさせて生ずる衝撃力により固結する。
静圧・圧縮	水圧低下工法	水圧と静圧とを同時に働く力の減少と計り有効圧力を増大せしめ、固結する。

コーン貫入抵抗 q_c 値と表面沈下により間接的に判定した。さらにダッチコーンの近傍で大型動的叩入試験(以下大型コーンと言う)を行い、 q_c と N 値との相関も調べた。また、振動締め中の砂の振動特性を把握するため、加速度計および間ゲキ水圧計を埋設した。

3.1 予備実験

水浸砂の加振は、バネを介して鋼製ロッドで吊った振動機1機を、図-2(a)に示す深さまで加振貫入させた後、振動および貫入を止め、過剰間ゲキ水圧の低下をまち、その後所定時間の加振を行い、再び過剰間ゲキ水圧が低下した後振動引上げを行い、予備実験1ケースとした。ダッチコーンは、振動機貫入を中心にして十字方向にとり、浸淀間隔は30cmとした。沈下量の測定も、ダッチコーンと同じ位置で行った。

3.2 本実験

振動機は、防振ゴムを介してワイヤロープで吊った。ワイヤロープと電動ホイスドの間にはロードセルを入れ、貫入から引上げまでの振動機重量の変化をみた。水浸砂の加振は、図-2(b)に示す位置で、所定の深さに振動機先端が来るまで加振しながら一気に振動機を貫入し、その場で連続3分間の加振を行い(第1回加振と言う)、加振状態のまま1.0m引上げ、その位置で連続3分間加振するという操作を2回繰返し(第2回、第3回加振)、合計3回の加振を振動機の貫入毎に行なった。締めめ方法は、表-2、図-2に示したように、振動機1機で162cmピッチの正三角形配置に順次締めめる方法と、振動機2機をピッチ162cmまたは216cmで同時に貫入して、菱形配置に締めめる方法を取上げ、実験を行った。ダッチコーンは、正三角形配置では、三角形内で振動機貫入点および重心位置を含めて8測点、三角形外で3測点をとり、菱形配置では、菱形内で振動機貫入点および重心位置を含めて13測点、菱形外で4測点をとった。

4. 実験結果および考察

実験前の水浸砂層の貫入抵抗は全層にわたって、ほぼ $q_c = 1 \sim 7\%$ 程度であり、緩い列地盤が形成されていた。

ダッチコーンから求められる q_c と標準貫入試験での N 値の関係は、砂質土に対して一般に $q_c = 4N$ を用いているが今回の実験では、大型コーンにより締め後の強度 N_d を測定し、 q_c と N_d の関係を求めた。その結果 $q_c = 5N_d$ となった。また、ロッドの周辺摩擦の影響はほとんどないと考えられるため $N_d = N$ とすると、浅間山砂では $q_c = 5N_d = 5N$ を用いることができる。

4.1 予備実験

振動数および振動時間が締めめ度に及ぼす影響についてみたのが図-3、図-4である。図中の ΔQ は、締めめ効果を実験時層全体で評価するため、貫入抵抗の深さ方向平均増分 Δq_c を砂層全体で平均したものである。図-3より明らかな

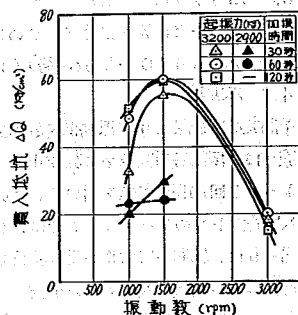


図-3 貫入抵抗 ΔQ と振動数の関係

ように、振動数の変化が締固め度に関与する影響は大きく、今回の実験では、1500 rpm のとき最もよい締固め効果を示している。図-4 から、起振力、振動数に關係なく、加振時間が 60 秒以上になると、 ΔQ がほぼ一定となりほとんど変化していない。表面以下は、振動機貫入時では加振時間 30 秒以内に一定値をとり、振動数に關係なく平均して層厚の 7.5% (起振力 3200 kg) と 6.2% (起振力 2900 kg) になった。貫入奥から 60 cm 離れた位置では、振動数 1000 rpm と 1500 rpm とはほぼ同じで、平均すると 6.1% (起振力 3200 kg) と 4.3% (起振力 2900 kg) となった。振動数 3000 rpm のときには平均して 2.6% (起振力 3200 kg) に減少する。以上のことから、起振力 3200 kg、振動数 1500 rpm の振動機を用いて水浸砂を締固めると大きな締固め効果が得られる。また締固め時間は、図-4 より加振時間を 60 秒程度とすればよいが、大量で広範囲の砂層を対象とするなら 120 秒以上の加振が必要になると考えられる。

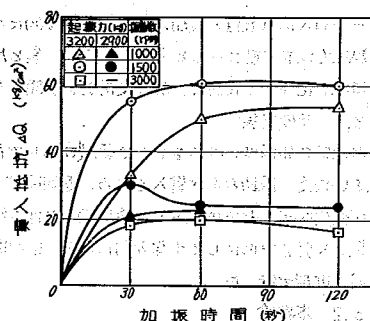


図-4 貫入抵抗 ΔQ と加振時間の関係

図-5 に振動機貫入奥からの距離と締固め度の関係を示す。締固め度は、貫入奥から 30 cm 程度離れたところで最大値をとり、距離の増加に伴い減少している。相対密度 D_r と N 値の關係については種々の提案がされているが、ここでは福田らが崩島埋立地での実験値から求めた式 $D_r = 35 + 2.7N$ (%) --- (2) を用い、(1)、(2) 式より $\% \geq 90$ 以上であれば締固め基準 $D_r = 80$ % を上回る。このことから、実験前の貫入抵抗を考慮すると、有効締固め範囲は振動機貫入奥より 40 ~ 50 cm 程度 (1500 rpm 時) であると推定される。

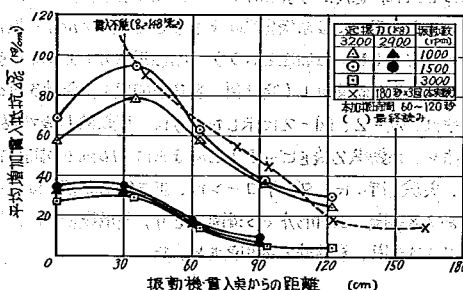


図-5 平均増加貫入抵抗 ΔQ と振動機貫入奥からの距離の関係

図-5 に振動機貫入奥からの距離と締固め度の関係を示す。締固め度は、貫入奥から 30 cm 程度離れたところで最大値をとり、距離の増加に伴い減少している。

相対密度 D_r と N 値の關係については種々の提案がされているが、ここでは福田らが崩島埋立地での実験値から求めた式 $D_r = 35 + 2.7N$ (%) --- (2) を用い、(1)、(2) 式より $\% \geq 90$ 以上であれば締固め基準 $D_r = 80$ % を上回る。このことから、実験前の貫入抵抗を考慮すると、有効締固め範囲は振動機貫入奥より 40 ~ 50 cm 程度 (1500 rpm 時) であると推定される。

4.2 本実験

予備実験の結果より、振動機で起振力 3200 kg、振動数 1500 rpm に調整して用いた。図-5 より予備実験では、振動機貫入奥で ΔQ が小さくなった。これを解消するため本実験では、3 実験方法で述べたように 3 回加振の方法を用いた。この結果、図-5 に破線で示したように貫入抵抗の増加は著しく、貫入容量 2 トンのダッチコーンではたびたび貫入不能となり、貫入奥の締めは改善できた。

図-6 は、締固め実験後の貫入抵抗と砂層の深さの關係を、締固め方式別に示したものである。図中の $\% \geq 90$ は、振動機貫入奥やその直前でダッチコーンが貫入不能になる奥は除いてある。また、実験槽全域での $\% \geq 90$ 値と振動機貫入奥からの距離に關係なく、同一深度の平均値でプロットしてあるため、 $\% \geq 90$ は幾分低い値を示している。図より、砂層の深さが増すに従い、貫入抵抗が直線的に増加しており、

締固め前の貫入抵抗が深さ方向に $R_c = 5 \sim 7 \text{ kg/cm}^2$ 程度であることから、土被り厚の影響をうけているものと考えられる。この傾向は、アスファルトハイダムでの締固め施工でも同様を示されている。図-7は、車に位置での深さ方向の貫入抵抗の平均値、 R_c の変化をみたものである。図より、締固め回数が増すに従い、 R_c が増加することから、1度締固められた砂地盤は、直接して再度締固めても、地盤に緩みが生じないと考えられる。また、ピッチ162cmのとき、正三角形配置、菱形配置とも砂表面下約2.4mで貫入不能になるまで締固めることができ、締固め基準 $R_c = 80\%$ を上回ることが明らかとなった。図-1、図-7からは、締固め方法の違いによる締固め効果の有意差は見えないが、施工効率を考慮すると振動機の2連同時貫入方式が実用的であると考えられる。

2連同時貫入(ピッチ162cm)による締固めで計測された砂中加速度、過剰間ゲキ水圧、振動機消費電力(2機分)、振動機重量の推移を図-8に示す。加速度、過剰間ゲキ水圧は、菱形配置の車中で、砂表面からの深さ3.3mの位置での値である。過剰間ゲキ水圧は、指示値の最大値をとった。振動機重量は、空中重量を0として計測した。図より、未処理の緩い水浸砂を棒状振動機で締固めるとき、僅かでも締固められた状態にある砂層に比べて、発生する砂中加速度、過剰間ゲキ水圧は大きく、加振に消費される電力は少ない。

従って1度締固められた砂層と、さらに締固める場合は、過去の締固めに要した時間当り仕事量以上の仕事量が必要になると考えられる。また、ウィックサンドを起した砂層は、同様な状態となり、その時の比重量は

式より、振動機2機に作用する浮力を計算すると約520kgとなり、計測結果とはほぼ一致する。このことから、振動機近傍では完全に流動化していると推定できる。

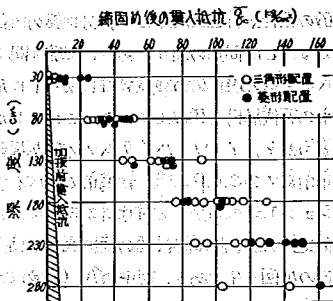


図-6 改良効果と深度の関係

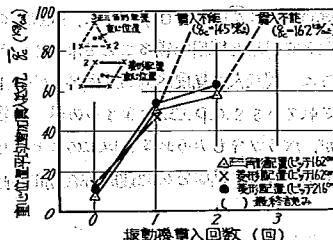


図-7 改良効果と振動機貫入回数との関係

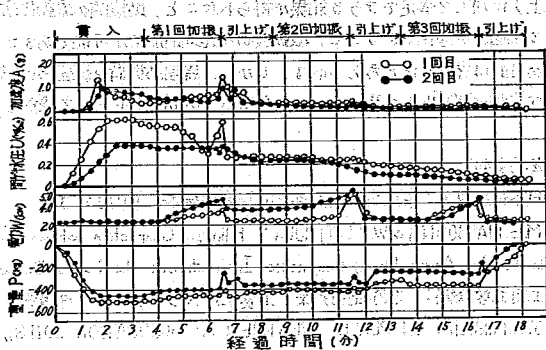


図-8 砂中加速度、間ゲキ水圧、電力、重量の時間的変化

図-9 深度と限界N値の関係

5. まとめ

今回、棒状振動機による水浸砂の締固め実験から、人工島の締固め基準（相対密度 $D_r = 80\%$ 以上）に対して満足できる結果が得られたこと、地震時の流動化防止対策工法として棒状振動機による締固めが適用できること、振動機の多連同時施工が可能であることなどが明らかとなり、一応所期の目的は達成したと考えられる。しかし、締固め機構や締固めに影響を及ぼす因子の分析など基本的な検証が課題として残っており、今後はこの問題を主として検討していく予定である。

参考文献

- 1) 日本道路協会: 東京湾横断道路技術調査報告書 1975年3月
- 2) M.E. HASSOUNA & W.K. SHENOUDA: "Filling & Compaction of Sand by Deep Vibrators & Vibrorollers in The High Aswan Dam,, Commission Internationale the Grands Barrages, Montreal, 1970年
- 3) 土質工学会編: 「軟弱地盤対策」土質工学ハンドブック 技報堂 1965年11月
- 4) J.K. Mitchell: "IN-PLACE TREATMENT OF FOUNDATION SOILS,, Journal of the SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION Proceedings of the ASCE, 1970年1月
- 5) 土質工学会編: 「サウンディング」土質調査法 土質工学会 1974年6月
- 6) 福田正美, 半沢秀郎: 「サンドサンプラーによる埋立造成地盤の相対密度測定結果」土と基礎 1976年4月
- 7) 栗林孝一, 西山浩伸: 「砂質土の流動化判定手法に関する一研究」土木学会誌 Vol. 61, 1973年3月

26. 鋼管杭の先端閉塞効果について

基 礎 研 究 室

島 崎 一 男

鋼管ぐいの先端閉塞効果について

基礎研究室 大志方 和也
〇島 崎 一男

§1 まえがき
近年、構造物の大型化、施工の省力化の要請とそれに伴う施工技術の進歩によって、大口径のぐい、なかでも鋼管ぐいが盛んに用いられている。鋼管ぐいは一般に先端開放の閉端ぐいとして用いられるが、この場合でも、ぐいの地盤への打込みによって管内へ侵入する土砂により先端部に完全な閉塞状態を呈するものとして、取扱われてきた。現在までの設計方法でも、先端支持面積として閉端ぐいと同等に全閉端面積を考慮していた。しかし、閉端および閉端の同径ぐいでは支持力、沈下特性の両面で閉端ぐいが閉端ぐいよりも優れており、という経験的事実から、閉端ぐいの完全閉塞効果を疑問視する向きもあり、そして、大口径ぐいの鉛直載荷試験が実施されるにつれて、計算値と実験値にかなりの開きがあることが目立つ。この原因としてある程度以上の大径ぐいの場合は、ぐい径の増大による先端支持地盤への相対的な根入れの不足により、閉塞効果が十分に発揮されず、根入れが十分ある場合の支持力算定式のそのままの適用に無理があるということが明らかとなっている。このような事情から、先端閉塞効果を含めたぐいの支持力機構について各方面で調査、研究が行われており、基礎研究室でも今までの模型実験から最近は大規模での実験による調査を行なっている。今回はそれを中心に報告する。なお、閉端ぐいにおける地盤の先端抵抗としては、一般に、先端地盤強度だけでなく管内土から管内壁に伝達される摩擦力の大きさが制限を受けるが、この制限が先端抵抗に影響を及ぼす現象あるいは、度合いを先端閉塞効果と呼んでいる。そして、壁面摩擦力が先端地盤強度と同程度以上に発揮されれば、見かけ上、完全な閉塞状態として扱え、閉端ぐいである、閉端ぐいと同等の先端支持力を期待できることになる。

§2 調査目的

§1. まえがきのところで触れた様に、一般に閉端ぐいとして用いられる鋼管ぐいにおいて、その鉛直支持力に及ぼす先端閉塞効果の影響は大きく、それを正しく評価することは大径ぐいの普及した現在、支持力を算定する上で極めて重要である。本論文で主に対象とした調査では、先端抵抗の算定について模型実験の結果より実験定数を介して導かれた理論式の検証、補正をより大規模に近い状態で行なうことを目的とした。

§3 調査方法

3.1 調査概要

調査は、 $\phi 100 \sim 400$ mm の鋼管を用いて行なう。予備実験は $\phi 400 \sim 1,000$ mm の場合について行なう。現場大規模実験に分けられる。予備実験は、基礎研究室の実験槽にて鋼管内部に砂を

充てんし、その押抜き抵抗を調べたものであり、現場実大実験は、予備実験と同様の手法による押抜き実験の他に開端ぐいと閉端ぐい同一地盤中に押し込み、その両者の支持力を比較調査した押し込み実験よりなる。なお、現場実大実験は、予備実験に用いた砂と同質の砂とその実験土槽に持つ圧入金属・波崎研究センターにて行なう。

3-2 予備実験

この実験は、鋼管ぐい内部土の支持力機構を調べることを目的としたもので、図-1に概略を示すような実験装置にセットした鋼管内部に人工的に砂を充てんし、その押抜き抵抗、ぐい体の軸力分布などを測定した。支持力を調べる実験としては、押抜き実験よりも実地盤への押し込み実験の方が実状に即しているが、内部土の抵抗特性を調べるには押抜き実験が、荷重、装置及びゲージの精度などを考慮すると有効な調査方法としてあげられる。

実験に使用した鋼管の諸元を表-1に示す。また、実験に使用した砂は均等係数1.9、 $C_u = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 3.8 \text{ mm}$ ($\rho_a = 1.5 \text{ g/cm}^3$)のものであり、実験時の含水比は約9%であった。

鋼管内への砂の充てんは、鉛直に立てた鋼管の下端に当板をじた状態で上部から砂を落しこみ、さらに10cm毎に当板を一定の高さより落しこむと締め固めを行なった。締め固め回数は、各層(10cm厚)2回としたが、ぐい内部土の密度による内部土抵抗への影響を調べるために、 $\phi 300$ の鋼管においては0, 2, 4回の締め固め回数で行なった。

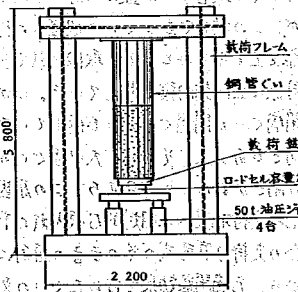


表-1 鋼管の諸元(%)

外径	内径	長さ
101.6	95.2	3,850
216.3	199.9	3,850
310.5	297.9	3,850
406.4	382.4	3,850

3-3 現場実大実験

予備実験においては載荷装置などの関係から、ぐい径が100~400mmと比較的小径なものにとどま、かつ、先端閉塞効果が議論される大口径のぐいについては現場実験の必要となった。押し込み試験は、図-2に示されるような載荷装置を用いて開端ぐいと閉端ぐいを押し込んでいき、押し込み途中の設定深度における鉛直載荷試験、最終根入れ深さにおける引抜き試験を行なった。実験に用いたぐいの諸元を表-2に示す。ここで $\phi 400$ を除く他の3種はスチール管である。なお、試験ぐいは鋼管を現場溶接にて継ぎ足しながら押し込んでいき、開端ぐいはいくい先端を厚さ25mmの鋼板で蓋をした上にリブで補強している。また、引抜き試験は載荷ガーダーで反力をとった装置により行なった。そして、引抜き試験終了後、開端ぐいでは管内部土に対する貫入試験(N値測定)を行ない、ぐい管内へ侵入した土の締め固め具合を調べた。一部のみ($\phi 400$ の開端、閉端、 $\phi 1000$ の開端)では直交二軸ゲージを貼付して鋼管の軸方向ひずみ、円周方向ひずみの測定を行ない、ぐい先端部の応力状態を調べた。なお、ひずみゲージにはプロテクターによる保護を加えた。

実験地盤

の標準質
入試験結
果による
と、地盤
面より深
さ4m程

表-2 試験管の諸元

外径	肉厚	長さ	溶接箇所
406.4 ^{mm}	12 ^{mm}	3,500 ^{mm}	1 (側端2)
609.6	14	5,000	1 (側端2)
812.8	11	5,000	1 (側端2)
1,016	16	5,000	1 (側端2)

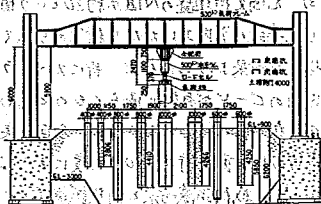


図-2 押込試験の装置と押込み位置

度まではN値が直線的に増加し4mの位置で約20という値である。その後、さうに直線的に漸増し深さ10mの位置で約25となるが、途中さう7mのところで若干N値が低下する傾向があらわれている。また、実験地盤を構成する砂(浅間山砂)は均等係数4.0である。

押込試験は、押込試験と同じ砂を用いて予備実験と同様の装置、方法により行ない、締固め回数は各層(10cm厚)1回として行なつた。

§4 調査結果

4-1 押込試験結果

開端ぐいの押込試験に於ける、押込最大荷重、各設定深度において実施した載荷試験結果、および引抜き試験結果の一覧を表-3に示す。そして、一連の試験終了後行ない、管内部上への貫入試験の結果も、開口位置よりの距離Zとく、径Dの比、Z/Dとの関係を示す。

す図-3になる。これらの結果にフイットしてまとめる。

1) $\phi 600, 800, 1,000$ のパイプの場合、管内N値はZ/Dが2~3までの先端部で急激に高くなり、非線形よく締固められていゝと思われる。

2) $\phi 400$ の直線シーム管の場合のN値は、くい先端よりZ/D=1.5の部分においてN値 ≥ 50 となっている。

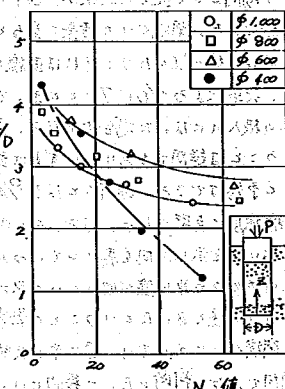


図-3 鋼管内貫入土のN値分布

表-3 開端ぐいに用いる一連の試験結果

試験管径 (mm)	挿入深度 T= (m)	位置試験結果			引抜き荷重 T= (kN)	先端支持力 R-P-T (kN)	断面摩擦 T/P (kN)	周面摩擦係数 $\mu = (1/2)$
		最大	六	位置試験結果 位置深度 (m)				
406.4	113	60	64	17.4	9	10.4	8	2.5
		70	90	17.3				
		30	72	8.1				
		40	114	15.3				
609.6	320	30	144	15.3	37	283	12	4.5
		60	183	14.2				
		70	238	16.0				
		10	19	8.4				
812.8	749	20	60	11.9	49	410	11	4.3
		30	114	10.9				
		40	186	15.0				
		50	260	15.5				
1,016	475	10	40	6.4	60	415	13	4.4
		20	230	18.2				
		30	343	16.2				

3) 先端支持地盤の N 値が約20という値に對し、

くい先端部の管内工はかなり繰回められていること
が以上の結果よりわかるが、特にスパイラル管では
管内面のゴードが有効に働らくのと思われる。

4) 表-1にみられるように、今回の実験では周
面摩擦力は鉛直支持力の10%程度にすぎなかった。

そして、載荷試験結果と引抜試験結果より先端抵
抗を求め、根入れ比(l/D =根入れ長/くい内径)と
の関係を示したのが図-4である。このプロットレ
た点より傾向として捉えた結果が、図中の直線なう
びに曲線である。閉鎖ぐいの結果を見ると、傾向と
してはかなり統一性があり、それは直線で示される。

しかし、実験による l/D は7にとどまっており、こ
れ以上の根入れになつた場合でもなお、直線状を示
すということは疑問であり、いずれは頭打ちされ
るものと予想できる。頭打ちとならば P/A は先端地
盤の極限強度に支配される。なお、 $\phi 400$ の試験結
果が、低い値を示し傾向を異にしているが、これに
ついては $\phi 400$ の原地盤が他のくいの原地盤に見れ、
若干ゆるい地盤である、たということの影響かと思わ
れる。閉鎖ぐいについては、図に示した曲線が平均
的な傾向であると判断した。一義的にいって、閉鎖
ぐいの支持力が閉鎖ぐいの支持力に一致すれば、そ
の閉鎖ぐいは完全閉塞状態に達したとみなせ、図の
結果から、くい径に關係なくある一定の根入れに達
すれば、完全な閉塞効果が期待できることが推定さ
れる。

次に、一部のくいでくい体に貼付したかすみゲ

ジの測定値より応力換算を行なふ。だが、この応力分布を示すと図-5のようなことになる。この結果より決
ることがいえる。

- 1) くい先端部の円周方向応力は、先端より l/D が1.5~2の範囲において著しく大きい。
- 2) くい軸方向応力は、先端部から1.5~2 D の範囲まで急激に増大し、これを越えると工場で一定値となる。つまり、管内工の有効抵抗長は1.5~2 D という結果である。

4-2 引抜試験結果

予備実験の結果については、土木技術資料18-5、鋼管ぐいの先端閉塞効果(第1報)、に発表され
ているので、ここでは簡単に述べる。まず、管内工長 l とくい径 D の比 l/D と引抜強度 P/A との関

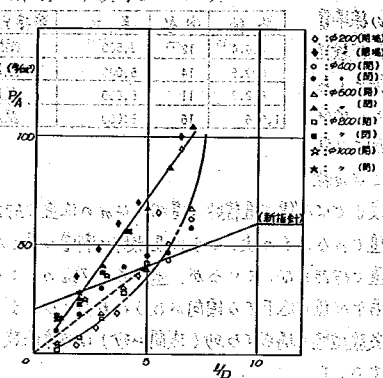


図-4 先端抵抗と根入れ比の関係

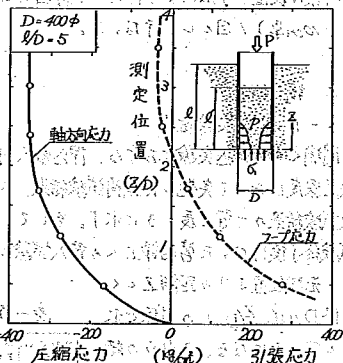


図-5 鋼管先端部の応力分布

係を考察すると、 ϕ/D による同様の傾向を示しており、 L/D の増大と共に指数関数的に増大していく。また、管内工の初期密度を変えて行なつた結果によると、密度の大きいほど小さい ϕ/D で抵抗を發揮し始めている。そして、その曲線形は相似な形を示していることから、いわゆる締め効果の存在を示唆しているものと思われる。鋼管の軸力分布より求めた内部工の鉛直力(P)と各点で内部工を介して土壁面に伝達されるせん断力(T)との関係は $T = \mu P$ で示される。この関係式については、土木研究所資料第848号「くい先端部の閉塞効果について」を参考されたい。ここで μ は、土の壁面における摩擦係数(μ)と水平圧力と鉛直圧力の比(λ)の積であり、土の種類、密度、くい壁面の粗さ、くいの設置方法などにより変化すると考えられている。今回の実験結果では、 $\mu\lambda$ の値は ϕ/D が大きいほど、またくい内部工の密度が大きくなるほど大きな値を示していた。

現場実験における押込強度と根入れとの関係を示したのが図-6である。これを見ると、スパイラル管での傾向的な相違はなく、 $\phi 400$ の直線シーム管では押込強度の發揮は他より緩やかなカーブで L/D と共に増加している。これは4-1でも述べたように直線シーム管とスパイラル管との差を現わしているのではないかと考えられる。

4-3 押込及び押込実験結果に対する検討

図-4に示された押込実験の結果にみられるように、先端地盤の極限支持力を見出すに至らない。ここでの先端抵抗は、いずれの根入れの時点で最大周面抵抗も發揮するものと仮定して計算した結果であるが、周面摩擦力の全支持力に占める比率を考えれば、それによる誤差の影響は少ないものと考えられる。なお、図中に「新指針」と添え書きがついた

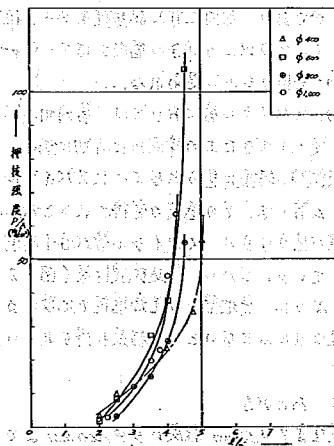


図-6 押込試験結果

た直線が示されているが、これは、今年改訂された「道路橋上構設計指針」(同解説)より「基礎の設計篇」に定められている「先端地盤の極限支持力度の算定法」に従って求めたもので、設計用 N 値を20として計算した。この算定法では、極限支持力度は、 N の支持層への根入れ比の関数として与えられ、 N の先端地盤の N 値を知ることにより定量的に求まる。閉塞鋼管ぐいの場合には、先端閉塞効果の影響を考慮して根入れ比が5以下では図中の破線に示されるように先端支持力度の低減を行なっている。ここで、指針による算定値が閉塞ぐいの実験値を上まわっている部分もあるが、 L/D はあくまでも支持層への根入れを考慮しており、実際の地盤では支持層への到達する前の中間層の存在もことから、図から単純に危険側という判断はできないと思われる。閉塞効果がどの程度發揮されているか数字で示すと、図-7のような結果であった。これは、押込実験結果より、各くい、各根入れ毎に閉塞と閉塞ぐいの先端抵抗を比較したのり、閉塞ぐいの抵抗を割合上、その場における地盤の極限支持力としてこれに対する閉塞ぐいの抵抗の比率を

閉塞率 β とて表わした。また、各根入れ長の極限抵抗と地盤の極限支持力を比較して参考としたものが図-8である。ここでは傾向的なものをつかふにとどまり、また、地盤の極限支持力としては各ぐいに 200 kg/cm^2 を仮定して算出した。

§5 まとめ

今回の実験結果についでまとめをみる。

(1) 管内に詰まった土はその全長が有効なものではなく、先端より約2Dの領域に大きな壁面摩擦抵抗が働いている。これは直接にはくいのひずみ分布から明かであり、管内工貫入試験結果からも推定できる。そして、2D以上の部分の管内工はサーチャージとしての働きを持つものと思われる。

(2) スパイラル管においては、管内面のビードが管内へ侵入してきた工の締固めに有効に働く。そして、押込試験の結果に見られるようにスパイラル管と直線シーム管とは、その抵抗の発揮されることに傾向的な相違が見うけられ、スパイラル管が若干有利な立場を示している。しかし、押込試験結果(図-2)に見られるように、奥地盤での先端抵抗と比較すると、その差違はほとんどないという結果も得られている。

§6 あとがき

現在まで $\phi 30 \text{ mm}$ 程度から $\phi 100 \text{ mm}$ までのぐいに、実験土槽への押込試験、また管内上の押込試験を行ってきたが、根入れ長とぐいの径の関数で表わすと、たとへ大口径でも小口径とはほぼ同じ先端支持力度と得られることが利明した。また、その支持力算定式は地盤の複雑さ、施工精度等を考えると道路橋下部構造設計指針、ぐい基礎の設計編の手法で問題はないと思われる。



図-7 閉塞率-根入れ比関係

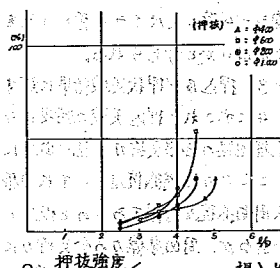


図-8 押込強度-地盤支持力-根入れ比関係