

土木研究所資料第 541 号

第 7 回

土木研究所研究発表会

資 料

昭和44年10月21日

建設省土木研究所

目 次

1. 河川用アナログ計算機の汎用機への改良	河川研究室	高 橋 暎	1
2. 河口堰のゲートに作用する波圧	海岸研究室	九津見 生哲	25
3. わん曲部河道掘削の水理上の問題点	鹿島試験所	須 賀 堯 三 馬 場 洋 二	41
4. 月山トンネルの湧水量の試算	地質研究室	菅 原 捷	51
5. 大口径の埋設管に作用する土圧	土質研究室	矢 部 正 宏	65
6. 三径間吊橋の地震応答解析	振動研究室	小山田 欣裕	75
7. 鋼床橋の実用設計法	橋梁研究室	藤 原 稔	91
8. アスファルト混合物の品質の変動	舗装研究室	松 野 三 朗 谷 本 誠 一 国 武 正 光	101

1. 河川用アナログ計算機の汎用機への改良

河 川 研 究 室
高 橋 暎

1. ま え が き

洪水流の河道流下の過程を追求する方法としては、

- 1) 実績をもとに、河道貯留量と下流端流量の関係を求める連続の式に基づくもの
- 2) 不定流の基本式——運動の式と連続の式——をもとに、各地点の流量及び水位ハイドログラフをもとめるものの両者があり、それぞれデジタル的、アナログ的に求める研究がなされている。

土木研究所においては、2)の方法に基づいてアナログコンピューターで解く研究が行なわれてきたが、この方式をとるようになった理由を考えると、

- 1) 河道における流水の運動の式が非線形であり、解析解をうることは勿論数値解を得ることも困難である。
- 2) 簡単な一本の河道においては、1)の問題はかなり解決されたが、分流、合流の多い複雑な水路網においては計算時間が非常に多くかかる。
- 3) 河道の途中で水門を有する場合、デジタル的に解くと、その地点より計算不安定をおこす場合が多い。
- 4) 連続の式に基づく場合は、計算時間が短くてすむが、洪水流の実績を多数もたねばならず、又実績と大きく波形が変わる場合への適応に限界がある。

等であるが、実施上の問題としては、

- 1) デジタル的に解が求められる場合は一度プログラムが開発されるところでも使用できるが、アナログ計算機の場合には各所でこの計算機の開発することは困難であり、解析する河川に限りがある。
- 2) デジタル型では準備時間は少ないが、計算時間が多くかかり、アナログ型では準備時間が多くかかるが、計算時間が少なくてすむ。
- 3) 2)の特徴から、同一河道について多数の洪水波形の選定特性を調べる場合、短時間で計算結果を算定したい洪水時の統合管理などにはアナログ型が望ましいと考えられる。

土木研究所でとりくんできたアナログ計算機は一般の微分解析機とは異なり、直接相似形アナログ計算機と云われるもので、河川の洪水現象を電気系にて直接模擬して解析を行なうものである。その方法、及びアナログ計算機を使用する各種水理計算結果は、土木研究所報告、土木技術資料、土木研究所資料等に詳細に報告されて来た。ここでは、その後行なわれた精度、安定度向上のための改良、入出力装置のデジタル化によるハイブリット計算機化、アナログ計算機を使用して行なった模型水路に於ける検証、筑後川計画河道について行なった河道特性に対する検討について報告することにした。

2. 基 本 式 の 設 定

まえがきにおいて、土木研究所においては洪水流の運動を不定流の運動方程式および連続方程式にもとづいて解析するという方針を述べたが、以下用いた基本式について述べる。

不定流の運動及び連続式は、

$$-I + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial h_e}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

で表わされる。ここに、 I ：河床勾配、 h ：水深、 v ：流速、 h_e ：水頭損失、 Q ：流量、 A ：断面積である。

(1)、(2)式を与えられた河道特性、境界条件のもとに解くことによって各時間、各位置の h と v を求めることが目標であるがアナログ計算機を使って両式を解く場合にも積分器、微分器、加減算機、乗算器などを使用するアナログ計算機と電気回路の L 、 R 、 C を表わす要素を組合わせて、模擬回路を作り、これに電圧、電流を加えて、回路の種々な箇所の電圧、電流を測定する直接相似型アナログ計算機の二つに大別出来るが、前者は演算増巾器等を多数使用するため高価となるので、後者の方式をとることとしたが、計算の精度を落とすことなく、(1)式の項を省略することは不可能かを検討した。

(1)式の各項の大きさを河川の勾配により分類して表示すると、表-1の通りである。

表 - 1

番 号	水面勾配 ($\frac{\partial h}{\partial x} - i$)	加速度項 ($\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$)	慣性項 ($\frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x}$)	摩擦勾配 ($\frac{\partial h_e}{\partial x}$)
1	10^{-3}	2×10^{-3}	2×10^{-4}	10^{-3}
2	10^{-4}	1×10^{-5}	5×10^{-5}	10^{-4}
3	10^{-5}	5×10^{-6}	1×10^{-5}	10^{-5}

急流河川の場合(ケース1)については、加速度項、慣性項がエネルギー勾配に比し約1桁小さくなり、この場合(1)式は

$$I - \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h_e}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

と表わされる。エネルギー勾配をマンニングの式を用い、河床勾配を水面勾配で表わすと、同式は、

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 Q^2}{R^{4/3} A^2} = 0 \quad (4)$$

と表わされる。次に、ケース2の場合には、加速度項は省略してもよいが、慣性項は省略できず(1)式は

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{n^2 Q^2}{R^{4/3} A^2} = 0 \quad (5)$$

となる。ただし、 H (水位) = $Z + h$ Z ：基準線から測った河床の高さ、

まず、アナログコンピューターはこの水理系の現象を電気系で模擬し、電気回路に表われる現象から、水理系の現象を知ろうとするものである。このために電気回路の基礎方程式が水理系のものと同一であり、かつ、境界条件および初期条件が相似になるようにしなければならない。したがって、まず基礎方程式を電気系に変換する。ここでは、つぎのような変換方式を採用した。

水 理 系 電 気 系

H (水位) $= \alpha \cdot e$ (電圧)

Q (流量) $= \beta \cdot i$ (電流) (6)

t (時間) $= \delta \cdot \tau$ (時間)

ここに α , β , δ は変換係数である。

(6)式を用いて(2), (4)式を変換すれば

$$-\frac{\partial e}{\partial x} = \frac{n^2 \cdot \beta^2 \cdot i}{R^{4/3} \cdot A^2 \cdot \alpha} \cdot i \quad \text{..... (7)}$$

$$-\frac{\partial i}{\partial x} = \frac{\alpha}{\beta \cdot \delta} \cdot \frac{dA}{dH} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad \text{..... (8)}$$

階差式で表わすと

$$-\Delta e = \frac{n^2 \cdot \beta^2 \cdot i}{R^{4/3} \cdot A^2 \cdot \alpha} \Delta x \cdot i \quad \text{..... (9)}$$

$$-\Delta i = \frac{\alpha}{\beta \cdot \delta} \cdot \frac{dA}{dH} \cdot \Delta x \frac{\partial e}{\partial t} \quad \text{..... (10)}$$

となる。一方 R , C よりなる (図-1) 集中定数回路の基本式は、

$$-\Delta e = R \cdot i \quad \text{..... (11)}$$

$$-\Delta i = C \cdot \frac{\partial e}{\partial \tau} \quad \text{..... (12)}$$

となる。ただし、この式が(2), (4)式で表わされる水理系と全く相似になるためには、次の条件を満足しなければならない。

$$R = \frac{n^2 \cdot \beta^2 \cdot \Delta x \cdot i}{R^{4/3} \cdot A^2 \cdot \alpha} \quad \text{..... (13)}$$

$$C = \frac{\alpha \cdot \Delta x \cdot dA}{\beta \cdot \delta \cdot dH} = \frac{\alpha}{\beta \delta} \cdot A_0 \quad \text{..... (14)}$$

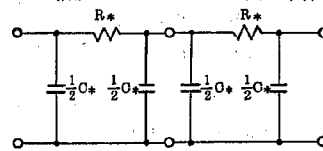


図-1 四 端 子 回 路

ここに、 H : 水位

A_0 : 水位 H の場合の Δx 区間の水面積

C : Δx 区間の静電容量

R : Δx 区間の抵抗

である。したがってこの四端子回路の R , C が(11), (12)式で表わせる値をとるならば、この回路は

(7), (8)式で示される水理系の方程式と全く相似になり、電気回路を水理系の条件のように結合し、

初期条件，境界条件を相似に与えれば，この電気系において水利系の計算を行うことが出来る。

次にケース2についてであるが，この場合は演算回路の構成について少し入らなければならない。後述のように本アナログ計算機は，(4)式を

$$\frac{Q}{\sqrt{\Delta H}} = \frac{R^{2/3} A}{n \sqrt{\Delta x}} = f(H) \quad \dots\dots\dots (5)$$

と変換して，この形を $H \sim \Delta H \sim Q$ または $H \sim Q/\sqrt{\Delta H}$ として電気回路を構成している。

(5)式は，不定流の式として熟知のものであり，この式を下流端の各種 H に対して数値解を求めることによって各区間について

$$H \sim \Delta H \sim Q$$

の関係を求めることが出来る。この形が(5)式と同様

$$H \sim Q/\sqrt{\Delta H}$$

としてスムーズカーブが得られれば，(2)および(5)式を基本式とするケース2の流れまで，本アナログ計算機の適用限界を伸すことが出来る。この関係は，筑後川，六角川などで適用出来ることを確かめてきたが，例示すると，図-2，3の通りである。これらの結果により，本アナログ計算機は，ケース2の同状のところまで適用しうると云えるが，その検証については後述する。

ケース3については(1)式に於ける加速度項 $(\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t})$ が全体の大きさから無視することが出来ず，これは電気系の $(L \cdot \frac{\partial i}{\partial t})$ に相当し，コイルのインダクタンスにおける電圧項を表わすものであるが，これを模擬することは，

- 1) 直流抵抗の無視出来るようなインダクタンスを作ることは現実的に困難である。
- 2) インダクタンスを水位で，しかも高速に制御することはむづかしい。

等の理由でケース3 完全に模擬することは，今後の課題として残された問題である。

3. アナログコンピュータ及

びその改良

前述の基本式の設定で述べたような(3)，(4)式を満足する様な R ， C より成る四端子回路を考えてみる。

(3)，(4)式を満足する様な R ， C は通常の電気現象では容易に得られないので，この関係を満足する様な方法が必要となる。又この関係をいかに模擬するかにより，計算機全体の精度が決

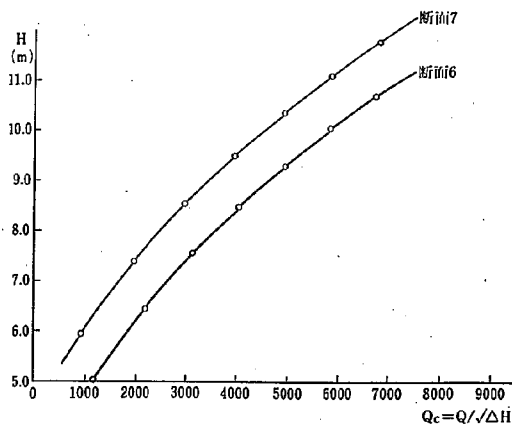


図-2 $H \sim \frac{Q}{\sqrt{\Delta H}}$ 図(筑後川)

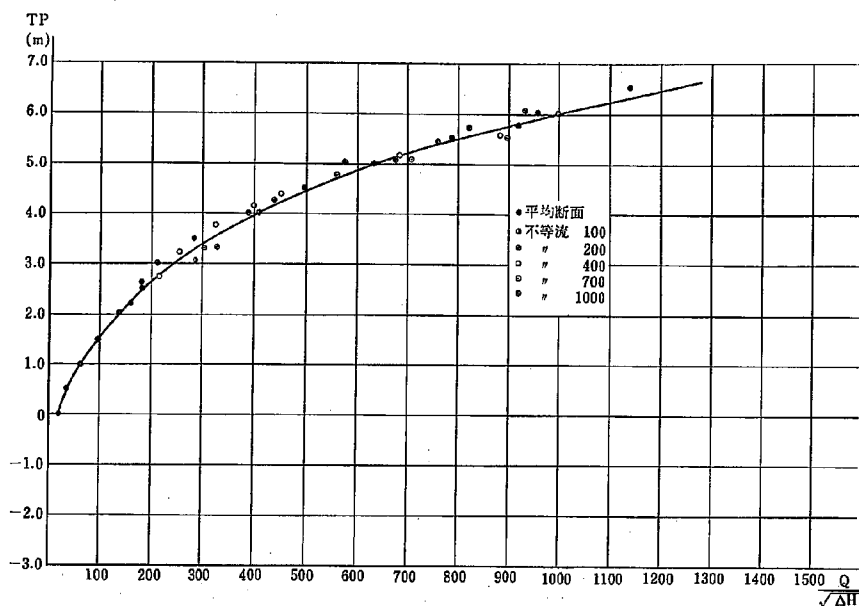


図-3 $H \sim Q/\sqrt{\Delta H}$ (六角川)

定される。

⑬式の関係

Rの値は計算結果に大きく影響するので、できる限り⑬式の関係を満足する様にしなければならない。⑬式中 $n^2 \cdot \rho^2 \cdot \Delta x / \alpha$ はそれぞれの区間について定数で水理条件により変化しない。式中 $R^{4/3} \cdot A^2$ はHの関数であり、また式中にiを含む。⑬式で表わされるRにより生ずる電圧降下を Δe とすれば

$$\Delta e = \frac{n^2 \cdot \rho^2 \cdot \Delta x \cdot i^2}{R^{4/3} \cdot A^2 \cdot \alpha} \quad \text{..... (16)}$$

となる。この様な二乗特性のRは、真空管、半導体の特性の一部にあるが、Hの関数で変化する様なものではない。したがって、⑭式で表わされる様な電圧降下を生ずるものを電氣的に構成しなければならない。⑭式中の $n^2 \cdot \rho^2 \cdot \Delta x / R^{4/3} \cdot A^2 \cdot \alpha$ はHの関数なのでこれをf(H)とみると、⑭式は、

$$\Delta e = f(H) \cdot i^2 \quad \text{..... (17)}$$

となりf(H)と i^2 の二変数掛算器を作れば良いことがわかる。 i^2 要素は、トランジスターと抵抗による折線近似二乗曲線とした。f(H)の項は、区間により異なるので、折点及び勾配が任意に変えられる折線近似曲線で模擬した。

04式の関係

この関係は、矩形断面の河川では水面積 A_0 は一定で C の値も一定となるが、一般の河川では水位により水位面積が変化するため電圧により C を増減するような回路が必要となる。本機では電圧により C を階段的に増減する回路方式にて近似を行なった。

以上がアナログ計算機を中心部であり全体の構成は、図-4のようになる。図-4の個々の動作及び改良点についてみると、

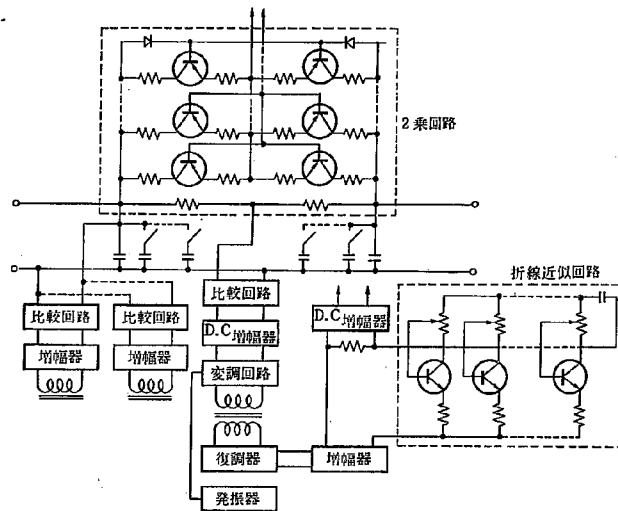


図 - 4

3.1 電圧比較回路

二つのアナログ信号の振幅の大きさを比較する回路であり、一般には、トランジスタ差動増巾器を使用するが、本機では比較電圧が高いため真空管による差動増巾回路を使用した。

3.2 直流増巾器

アナログコンピューターの精度、安定度等の性能を決める重要な要素である。本機では初段、次段にトランジスタ増巾器に適したシリコントランジスタを使用し、図-5に示すような直結差動増巾回路とした。差動増巾回路は、信号に対して差動性を持つだけでなく、回路構成が簡単で、ドリフトが小さく電源電圧の変動の影響も少ない特徴をもっている。尚、初段には同相分除去比を上げるため定電流回路をほどとした。

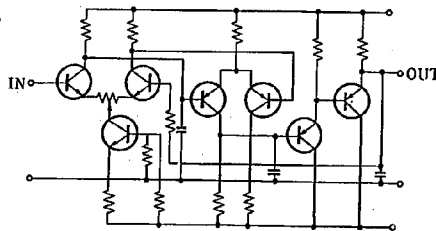


図 - 5

3.3 チョッパー増巾回路

電圧比較回路よりの信号で、二乗回路を制御するためには、直流的な絶縁を行なう必要があり、絶縁が充分でない時は、誤差となるので本機ではトランスを使用したチョッパー回路とした。図-6に示されているように、電圧比較回路より検出された信号を矩形波で変調し、特に設計された矩形波トランスで昇高した後、復調回路で信号交流分を検出する方式である。この方式は入出力を絶縁する他に、トランスの差動性を利用した同相分除去を行なえると云う利点がある。特に安定度や精度が要求が高い場合には、回路全体に負帰還をかければよい。

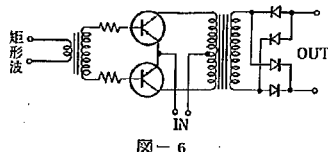


図-6

3.4 折線近似回路

水位による河道の断面形の変化を折線により近似し、その出力により二乗回路を制御するものである。各折点間は、直接近似するため折点の数を増して、近似度の向上を計り、スイッチング素子であるトランジスタには、温度等によるドリフトに対して有利なシリコントランジスタを使用した。回路及び折線近似曲線を図-6, 7に示した。

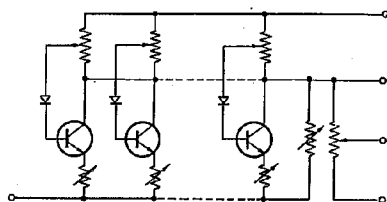


図 - 7

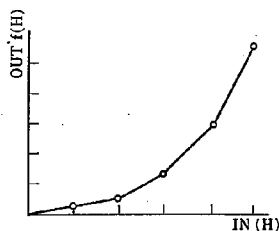


図 - 8

3.5 二乗回路

理想的な二乗曲線を適当に分割し、その間を直線で折線近似するもので、トランジスタと抵抗で構成されている。二乗曲線 (x^2) の微分値は、 $2x$ であるから、各折点に於いて $2\Delta x$ だけ傾斜を増せば近似が出来ることになる。

二乗曲線を近似するのに、内接、外接、交錯の三種の近似法があるが、回路計算の簡単な内接近似法をとった。

又、近似誤差をなるべく少なくするため、折点数を増した。図-9に回路を、図-10に近似曲線を示したが、実際には、折点は図に示すように、鋭い曲り角を形成しない。それはトランジスタのスイッチ作用が、除々に働くので、曲り角はなめらかな曲線状を呈する。尚、構成上の改良としては、組込、調整に於ける時間の短縮と精度の向上を計るため、スイッチング素子と、抵抗素子とを分離し、可変要素に応じて、任意の抵抗素子を簡単に交換出来るようにした。

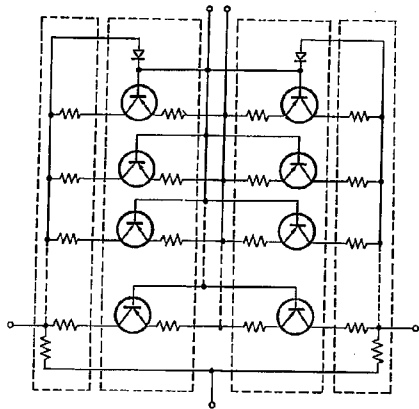


図 - 9

3.6 電源

電源電圧の変動は、そのまま直流増巾器等のドリフトとなって現われるので、図-11に示す様な回路を用い、出力電圧の変動を検出部で検出し、その変動を基準電圧と比較し、それを増巾し、制御部でコントロールして、出力電圧を一定にする方式をとった。

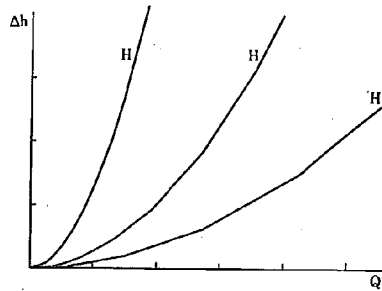


図 - 10

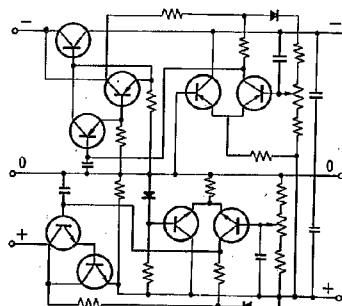


図 - 11

3.7 C素子

水位の変化による貯溜項の変化を近似するため、リレーを使用して、コンデンサーの増減を行なうものである。リレーを使用した回路で起きる、リレーの感動電流と、開放電流の差による、ON, OFF動作の誤差削減と、安定度の向上を計るため、図-12の様な構成とした。又容量設定には、ロータリースイッチを使用し、設定の簡便さを計り、リレーの動作を前面パネルにもうけ、ネオン管で表示した。全体の回路図を、図-13に示した。

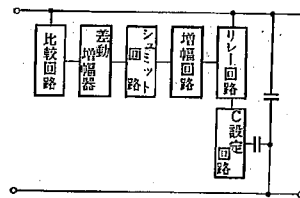


図 - 12

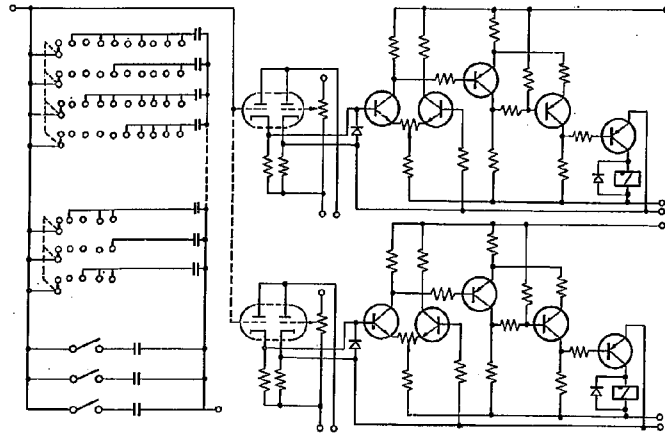


図 - 1 3

4. ハイブリッド計算機

ハイブリッド計算機には、計算方式によって、1) デジタル要素を用いたアナログ計算方式、2) アナログ計算機、デジタル計算機の併用方式、3) アナログ要素を用いたデジタル計算方式、に大別出来る様に、ハイブリッド計算機には、アナログ計算機の性質が大きいもの、デジタル計算機の性質が大きいものなど種々の方式があるが、本機においては、2) の方式を用いて、流量関数発生、水位関数発生は、せん孔テープを用いたデジタル方式の関数発生器を用いて精度の高い任意関数を容易に得られるようにし、アナログ計算機による解をデジタル計算機を用いて、解析を行ない、今迄解析に要した多くの時間、労力の短縮、減少を計り、合せて精度の高い解析結果が得られる様にした。ハイブリッド計算機の全体の構成を、図-14に示した。

4.1 デジタル式関数発生器

本機は、図-15に示す様に、水位、流量のデジタル値のせん孔されたテープを、ホトトランジスターで検出し、この信号を

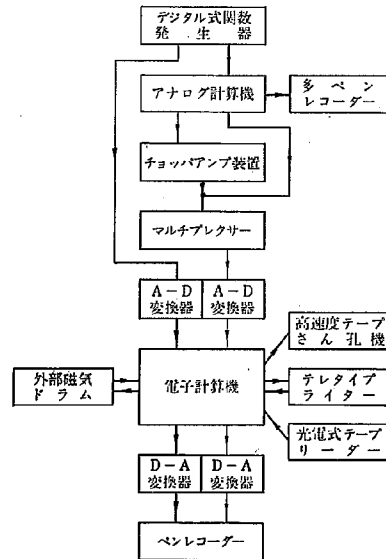


図 - 1 4

直流増巾器で増巾し、リレーマトリックス回路を使用した。DAコンバーターでアナログ電圧に変換し、そのアナログ量により定電圧、定電流を制御して任意関数の電圧、電流を得るものである。テープ送りは、パルス発振器の出力パルスを三相に変換増巾し、三相パルスモーターを駆動して行っている。テープ送り速度はパルス発振器の周波数を変えることにより、 $3 \sim 100 \text{ ms/sec}$ の間、任意に変えることが出来る。

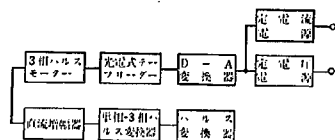


図 15

4.2 チョッパアンプ装置

アナログ計算機の電流計測値を直接、データ処理装置と、オンラインで接続することは、マルチプレクサーの構造上出来ないので、本機を用いて電気的なマッチングを行なうのである。

4.3 デジタル計算機

本機は、日本電子株式会社のJEO-6型で、内部記憶装置として、4 Kの磁気コアメモリと、外部記憶装置として、8 Kの磁気ドラム装置を持つものである。現在、アナログ計算機のデータを読みこませ、面積、最大値、最小値、極値時間等の計算を行っている。計算結果は、図-16の様に打出す。

```

AD MONITOR !
MONITOR CHANNEL=1~5
TIME SIGNAL MONITOR !
↑
TIME CALIBRATE!
↑
(T=4.0000EOZ*500MICRO SEC)
CALIBRATION FACTOR(SEC)=
SIGNAL CALIBRATE!
MODE=1~2
CHANNEL 1
ZERO LEV ↑
CAL LEV ↑
CALIBRATION FACTOR=
2.....→ 5 CHANNEL ZEROLEV↑
AD READ!
START MODE-MANUAL !
      WAIT !
      SOFT !
SAMPLING INTERVAL
      N*500MICRO SEC N=
DATA NUMBER=
NULL TIME N*500MICRO SEC N=

AD VALUE PRINT!
CHANNEL=
FIRST DATA=
FINAL DATA=
STEP=
START TIME(SEC)=
* *
START NULL TIME=
      DATA NUMBER=
SAMPLING INTERVAL=

NO ,      TIME ,      ABSOLUTE
      ,
      ,
      ,
CALUCLATE AREA & MAX, MIN VALUE!
CHANNEL=
START TIME(SEC)=
* *
START MULL TIME=
      DATA NUMBER=
SAMPLING INTERVAL=

PERK, ZERO CROSS, PERK AREA, MAX&MIN, MAX, MIN, TIME

```

5. モデルの検証

土木研究所赤羽支所の長さ150m,水路巾0.30m,水路による実験結果をもとに,アナログ計算機のシミュレーション法の検証を行った。アナログ計算機の単位区間としては10mをとり,上流及び下流端条件として実測水位波形を与えた。計算結果は図-17に示す通りで実測値との適合度は良好であると考えられる。

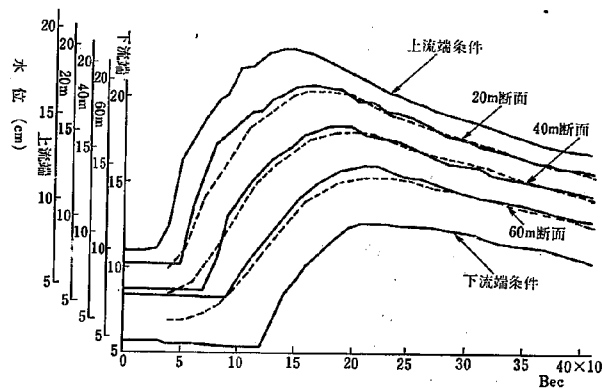


図-17 検証実験結果

6. 河道特性に対する検討

筑後川の計画河道特性の検討を行なうにあたり,現状河道について昭和37年の実績洪水波形を使って行なった検証実験の結果を図-18に示す。計画河道の検討は,河口より池田地点までの区域を図-19のように各河道要素に分割してアナログ計算機に組込み,各種の計画波形に対する洪水伝播特性の把握がなされたが,ここには同時に実施したモデル波形による遅延状況を示す。モデル実験は,三角波,台形波流量ハイドログラフを上流々入量(最大 $6,000\text{ m}^3/\text{s}$)とし,正弦波水位を河口水位(最大3m)とし,流量ハイドログラフの最初の $6,000\text{ m}^3/\text{s}$ の時刻と最高水位が同時刻となるように設定し計算した。

各支川は解析の都合上省略した。各種波形の計算結果は表-2に最大流量を,図-20,21に立上り時間10,および20時間についてのピーク時間による最大流量縦断面を,図-22~25に各地点における流量ハイドログラフを示した。これらの実測値より上流々入波形の違いによる河道遅延特性の差異を調べるため表-3,4の整理を実施した。ここに全河道遅延量とは,上流々入ピーク $6,000\text{ m}^3/\text{s}$ -5番地点流量であり,遊水池効果とは遊水池なしの8番地点流量-遊水池あり8番地点流量,河道遅延量とは全河道遅延量-遊水池効果とした。これらの結果を図化すると,図-26,27の通りである。これより上流波形の変化による遅延特性の差異が明らかとなり,特に立上り時間の速い波形に対しては,遅延が顕著であることが読みとれる。1~5番地点の流量増加の傾向は流量ピーク時に於ける河口潮位の低下によるものである。又遊水池

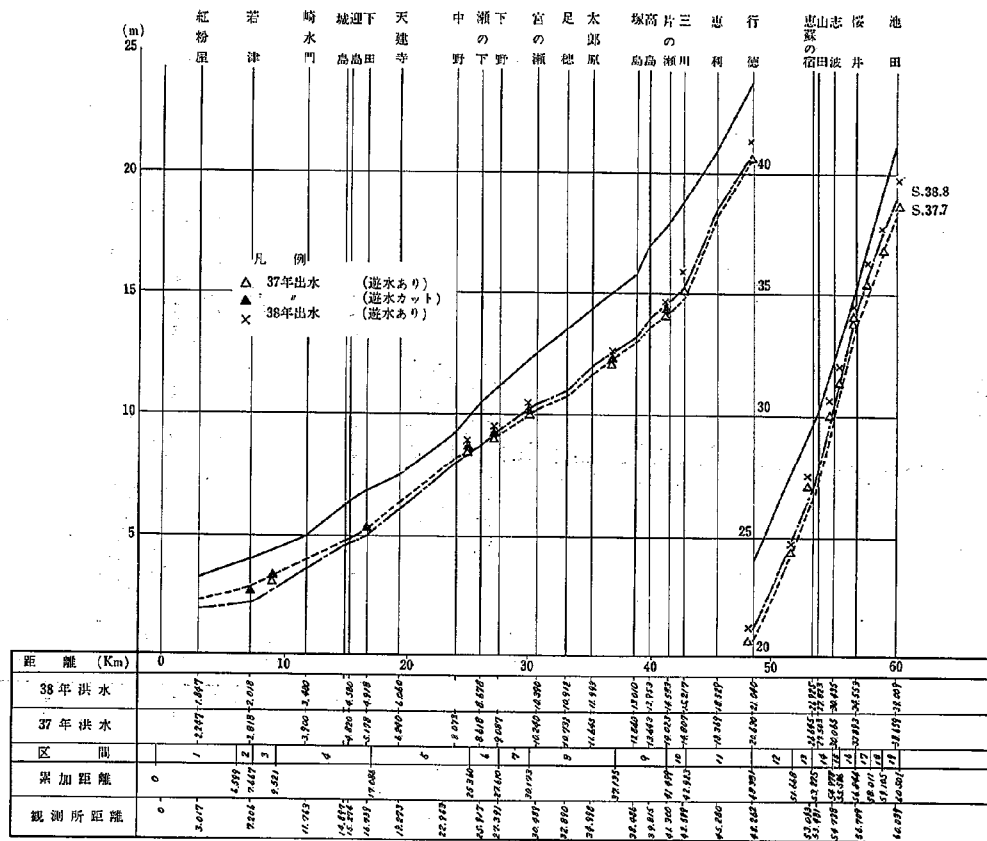


図-18 最高水位縦断面図

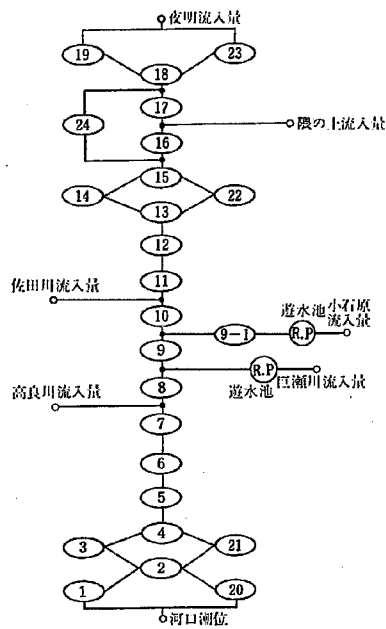


図-19 筑後川ダイヤグラム

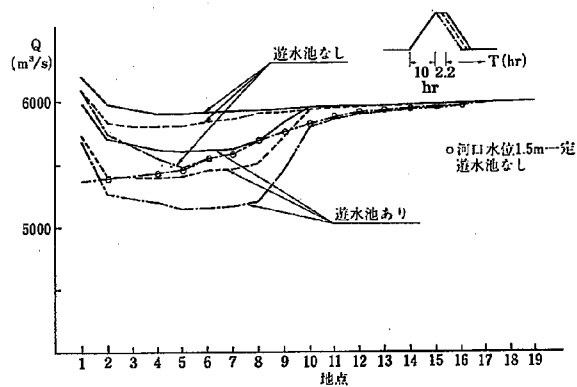


図-20 最大流量断面図

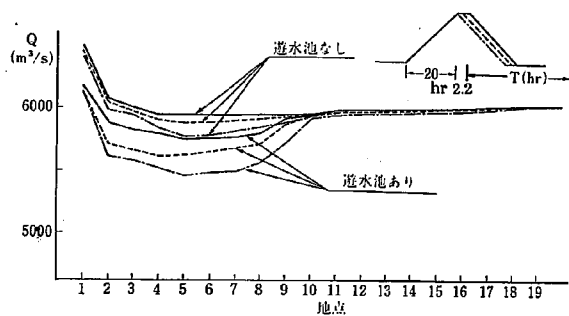


図-21 最大流量断面図

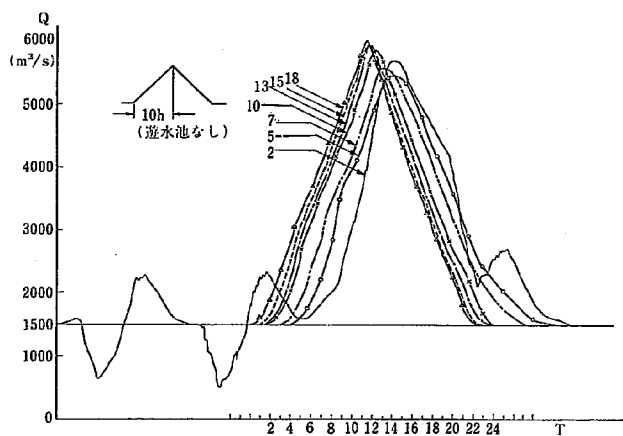


図-22 流量ハイドログラフ

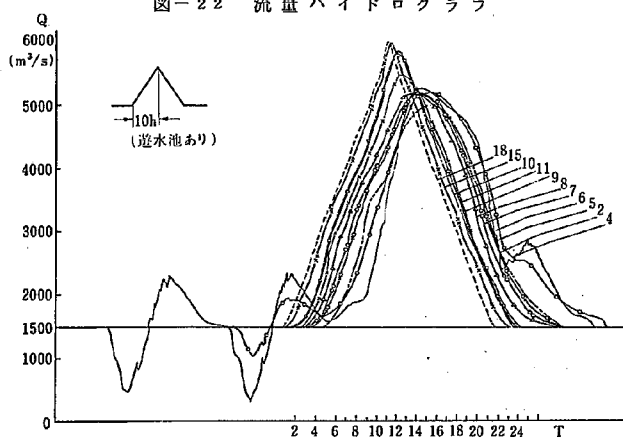


図-23 流量ハイドログラフ

表-2 最高流量表

単位 (m³/s)

ケース 番号												
	○	×	○	×	○	×	○	×	○	×	○	×
1 20	5700	6100	6140	6450	5730	6090	6000	6210	6120	6460	6180	6500
2	5260	5680	5620	5990	5380	5830	5700	5970	5710	6020	5880	6060
3 (21)	5220	5640	5580	5940	5380	5800	5660	5940	5660	5970	5820	5990
4	5190	5540	5510	5830	5380	5800	5610	5900	5610	5900	5790	5940
5	5140	5480	5450	5760	5400	5800	5590	5900	5620	5870	5740	5940
6	5150	5540	5480	5780	5450	5840	5610	5910	5660	5890	5760	5940
7	5160	5580	5490	5810	5460	5850	5620	5920	5680	5890	5760	5940
8	5200	5690	5510	5840	5500	5900	5880	5930	5700	5910	5790	5940
9	5460	5760	5720	5880	5730	5910	5840	5940	5870	5920	5910	5940
10	5810	5820	5920	5920	5920	5920	5950	5950	5940	5940	5950	5950
11	5860	5870	5940	5940	5940	5940	5960	5960	5950	5950	5980	5970
12	5900	5910	5950	5950	5950	5950	5960	5960	5960	5960	5980	5970
13	5910	5920	5950	5950	5950	5950	5960	5960	5960	5960	5970	5970
14	5940	5940	5950	5950	5970	5970	5970	5970	5970	5970	5980	5980
15	5950	5950	5960	5960	5980	5980	5980	5980	5980	5980	5980	5980
16	5970	5970	5970	5970	5990	5990	5990	5990	5990	5990	5990	5990
17	5990	5990	5980	5980	5990	5990	5990	5990	5990	5990	5990	5990
18	5990	6000	5990	5990	6000	6000	5990	5990	6000	6000	5990	6000
19	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000

(注) ○ : 遊水池有

× : 遊水池無

表 - 3

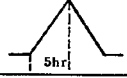
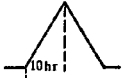
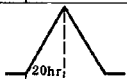
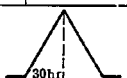
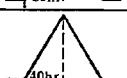
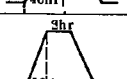
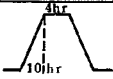
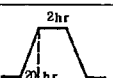
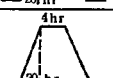
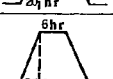
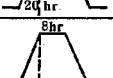
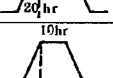
ケース	遊水池有無	8 番の流量 (m^3/s)	5 番の流量 (m^3/s)	遊水池効果 (m^3/s)	全河道通減量 (m^3/s)	河道通減量 (m^3/s)
	○	4730	4650	620	1350	730
	×	5350	5150	—	850	850
	○	5200	5140	490	860	370
	×	5690	5480	—	520	520
	○	5510	5450	330	550	220
	×	5840	5760	—	240	240
	○	5660	5640	210	360	150
	×	5870	5830	—	170	170
	○	5710	5700	200	300	100
	×	5910	5890	—	110	110
	○	5500	5400	410	600	190
	×	5910	5800	—	200	200

表 - 4

ケース	遊水池有無	8 番の流量 (m^3/s)	5 番の流量 (m^3/s)	遊水池効果 (m^3/s)	全河道通減量 (m^3/s)	河道通減量 (m^3/s)
	○	5680	5590	250	410	160
	×	5930	5900	—	100	100
	○	5700	5620	210	380	170
	×	5910	5870	—	130	130
	○	5790	5740	150	260	110
	×	5940	5940	—	60	60
	○	5870	5850	100	150	50
	×	5970	5960	—	40	40
	○	5910	5890	70	110	40
	×	5980	5980	—	20	20
	○	5920	5900	70	100	30
	×	5990	5990	—	10	10

○ 遊水池あり

× 遊水池なし

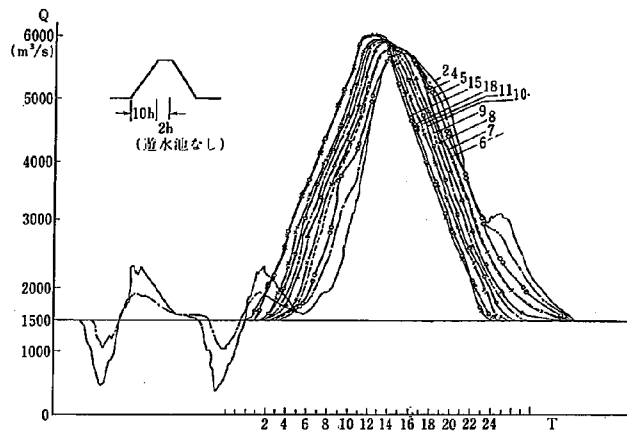


図-24 流量ハイドログラフ

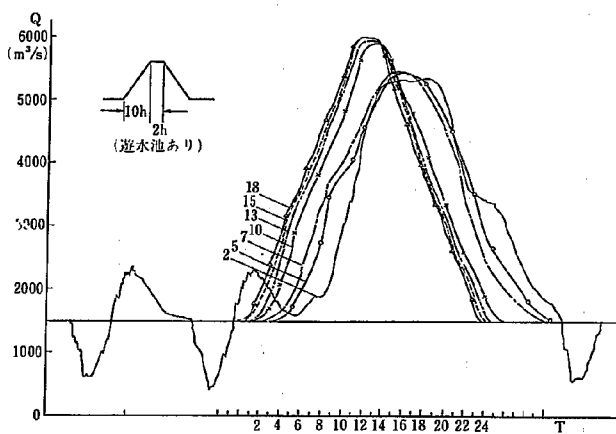


図-25 流量ハイドログラフ

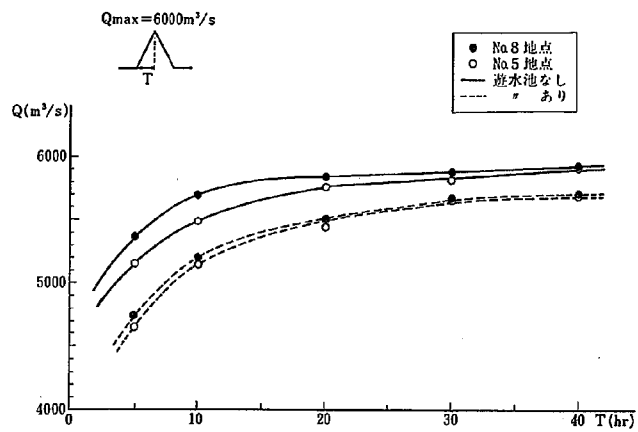


図-26 立上り時間による流量逓減曲線

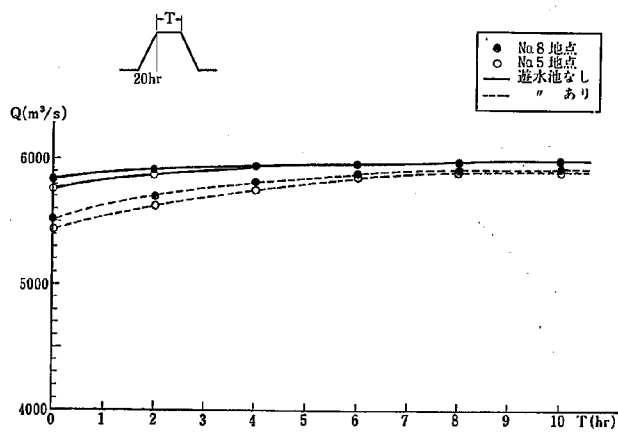


図-27 ピーク時間による流量逓減曲線

ありのケースによる1～8番地点の流量逓減曲線が一定の傾向を示さないのは、遊水池により流量波形が変化するためと思われる。以上の考察のため図-20に潮位1.5m一定、立上り10時間の三角波流量による逓減曲線を示した。なお参考として不等流計算値とアナログ計算機による不等流計算値の比較縦断面を附図として添付した。

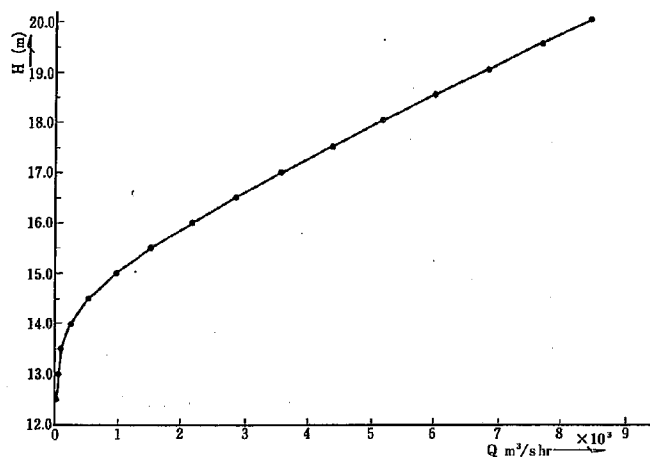


図-28 小石原川遊水池

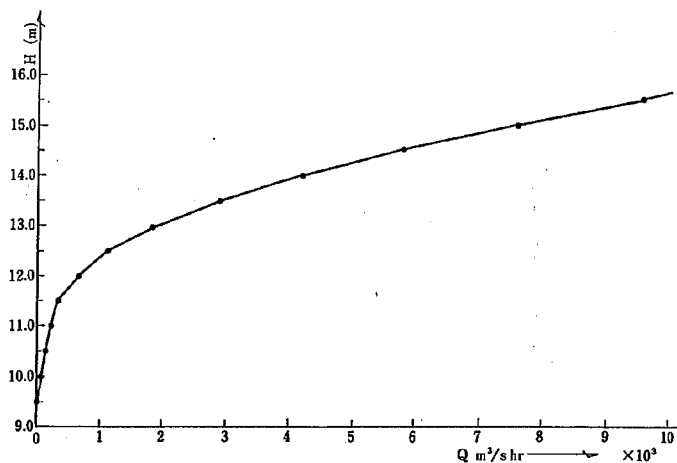
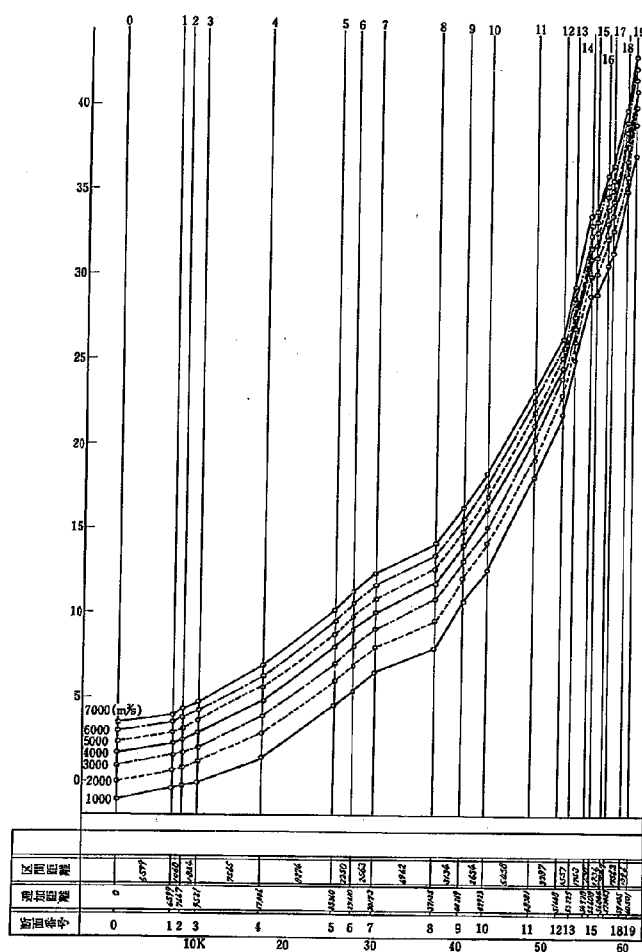


図-29 巨瀬川地区遊水池

7. おわりに

以上述べたように、種々の改良をおこなった結果充分な精度と安定度が得られた。又それを使用して行なった各種水理計算の結果からも汎用機としての機能を満足するものであると思われる。今後の問題としては、取扱機能の改良、入出力関係機器の研究をなお一層すすめるとともに、ダムカットのシュミレーションを含めた河川全体の統合管理の計算等を行なって見たいと思っている。



附 図

2. 河口堰のゲートに作用する波圧

海 岸 研 究 室

九 津 見 生 哲

1. ま え が き

近年の目ざましい産業の発展や都市の過密化にともない、大都市やその周辺での淡水の利用度はますます増大している。また一方では高潮や高波の河道内の侵入防止などの観点から河口近くに堰の設けられることが多くなってきた。

このように河口近くに設けられる堰は、前面がほぼ水平でかなり深いために、外海で発生した波の衝突を受けるので、堰の設計にあたっては、波力の問題も検討しなければならない。また、堰は河道を横断して設けられる構造物故に、河道内をそ上する波の変形や、堤防との隅角部などでの波の集中性など、通常の海岸堤防の場合と多少異なった特性をもっている。

本レポートは、このような河口付近に設けられる堰のゲートに作用する波力の問題を取り扱ったもので、河道内をそ上する波の状況やゲートへの衝突状況などを検討し、波と波圧の関係を述べ、さらに具体的な例として、関屋分水路の河口堰のゲートに作用する波圧の実験結果と波圧のとり方を示す。

2. 波 圧 の 一 般 的 性 質

波は、はるか外洋で風のエネルギーを受け発達し、陸地へ向って来襲し、海岸のブロックや構造物に衝突し、想像を絶する力を生じ、ブロックを沖合に持ち去り、厚さ1.0m程もあるコンクリート護岸を破壊する。人間古来いく度かこのような災害を受け、復旧して来たのであるが、このような大きな力を生ずる原因は、未だ明らかではない。しかしながら、われわれは海水浴などに行き、経験的に砕波直後の波を身体に受けると非常に大きな衝撃を感じ、それより沖合に出ると、波の来襲と共に身体は浮沈や多少の前後移動はあっても、身体に感ずる力は小さい。

同様に波が構造物に衝突する場合にも、砕波直後の波が衝突すれば、非常に大きな波力を生じ、非砕波の場合には小さくなることが予想される。また砕波後しばらく斜面上をそ上すると、波は段波状になり流水などとよく類似した状況を示す。

このように、波は砕波を境界に著しくその性質を異にするので一般に海岸構造物に作用する波の種々の現象もこの砕波を境界に分けて考えるのが通常で、波圧についても砕波々圧と重複波圧に分けて考えられる。砕波々圧には、砕波直後の波がはげしく構造物に衝突する場合と、砕波後しばらく斜面上をそ上し、段波状の波になった後に構造物に衝突する場合とがあり、前者を砕波々圧、後者を砕波後の波の波圧という。また、構造物前面の水深が波高の2倍以上もある場合は、波は砕けることなく構造物に衝突しその反射波が後続の進行波と重なるような場合があり、このとき生ずる波圧を重複波圧という。

このような三種類の波の構造物への衝突状況と、波圧の現象記録を示すと図-2.1となる。

砕波後の波は、先端部に空気泡を含んだ段波状の波となって斜面上をそ上し、構造物に衝突するので、波圧は、衝突初期に数個の小さなピークを生じながら、逐次大きくなり、ほぼ定常な大きさとなる。

砕波々圧は、砕波直後の波が構造物に衝突した場合に生じ、図にも見られるように、衝突直後

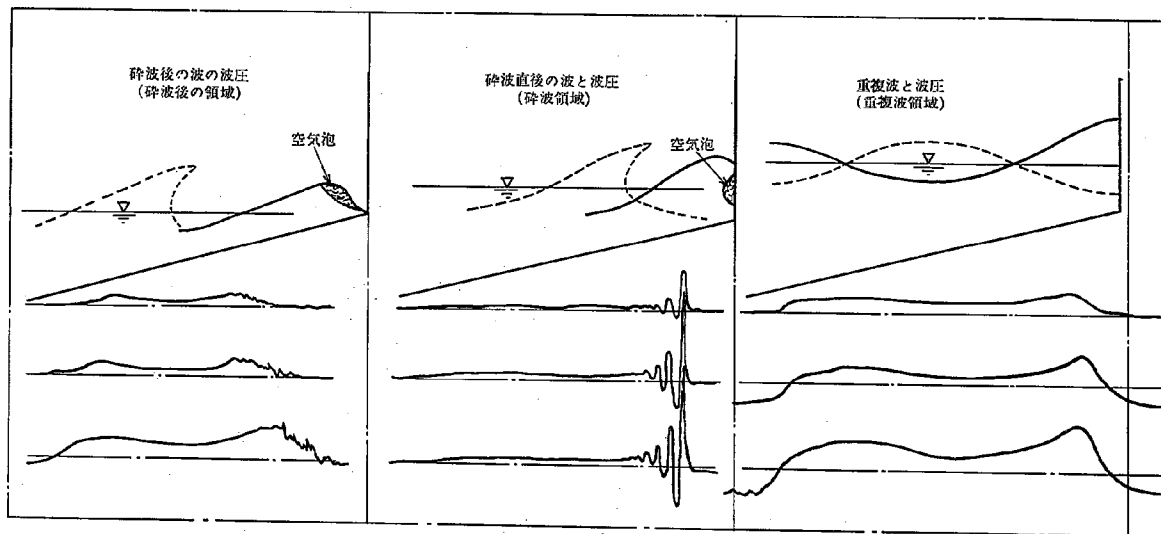


図-2.1 波の衝突状況と波圧曲線

間に作用時間の短い非常に大きな圧力（波高の2～30倍の水柱圧）を生じ、高周波の減衰振動を経て、一様な圧力になる。この衝突初期の圧力を衝撃波圧と呼び、一様な部分の圧力を腰掛部波圧と呼んでいる。衝撃波圧が非常に大きくなる原因には、いろいろな説があるが、空気をまきこむように砕波した波が、堤防に衝突し、この空気塊を圧縮するために生ずるのではないかという説が支配的となってきた。

重複波圧は、水深の深い場合と浅い場合で多少異なり、深い場合は、波の山が構造物に衝突したとき波圧も大きくなる単峰形の波圧波形を示し、浅い場合は、波が構造物に衝突しはじめたとき、下降しはじめたときに若干大きくなる。双峰形の波圧波形を示す。

以上、波の堤防への衝突状況と、波圧の現象を対比して述べてきたが、それぞれの現象の間には移行区間がある。図-2.2に、砕波後の波から重複波領域までの波の法面上の最大波圧と、堤防の前面水深との関係を示した。堤防に作用する波圧は、法先水深が深くなるにつれ急激に増大し、砕波領域では、波高の2～30倍程の波力を生じ、重複波領域に入ると再び急激に減少し、ほぼ一定値になる。

3. 河口堰のゲートに作用する波圧

3.1 河道内をそ上する波の変形

一般に、河口から海底にかけての地形は、図-3.1に示すように、河道内はほぼ水平か緩こう配であり、海部は東京湾や有明海のような造浅の湾以外では、1/10～1/30程度のこう配で深くなっているのが通常である。

このような海床上を伝播する波は、水深が浅くなるにつれ水深の影響や、水底

の摩擦、および水底のこう配の急変部における波の急激な変形や砕波などによる減衰を受ける。

一般に浅海における波の変形は、水深と水底摩擦による変形が主なものであるが、水底のこう配が変る場合には、これとは別にこの変化点で特異的な波の変形を生ずる。

図-3.2は、水底こう配が急変する海河床上の波の変形の状況を示したものである。横軸に各位置を沖波々長で無次元化した値($\frac{x}{L_0}$)を、縦軸に各位置の波高の水深比($\frac{H}{h}$)を、パラメー

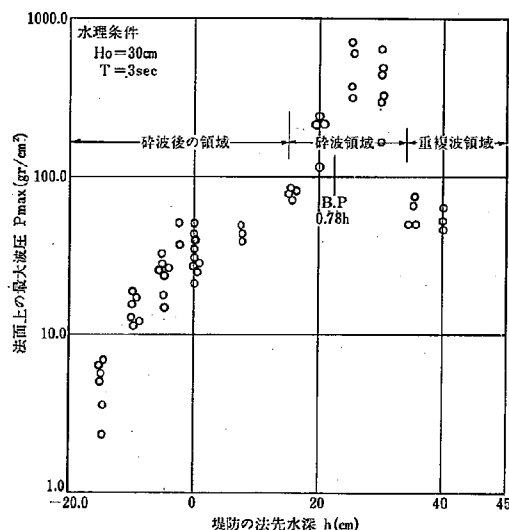


図-2.2 のり面上の最大波圧とのり先水深

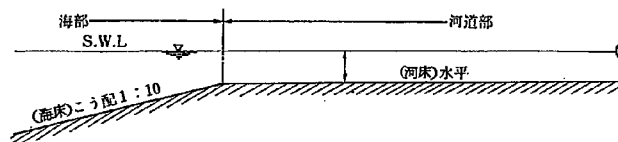


図-3.1 海河床縦断面図

に水深沖波々高比($\frac{h}{H_0}$)をとった。

一般に浅海における波の砕波条件は、水深(h)・波高(H)比($\frac{h}{H}$)で、約1.25~1.3であるが、このように水底断面が変わる場合には $\frac{h}{H_0} = 1.8$ ぐらいの波高でも砕波する。砕波の状況を調べてみると、 $\frac{h}{H_0} = 1.2 \sim 1.3$ の場合には、断面変化点前後で砕波し、 $\frac{h}{H_0} = 1.4 \sim 1.8$ の範囲では図にも見られるように、変化点を過ぎしばらく水平部を伝播しながら波高を徐々に増大し、ついに砕波する。 $\frac{h}{H_0} > 2$ 以上になると砕波しない。波高が水深の1/2以上の場合に砕波し、波高が一定になるのは、水平部を沖波の1/2波長以上伝播した後である。なぜこのように水底こう配が変化する場合に水深の1/2ぐらいの波まで砕波するのか、その原因は明らかではないが、周期の長い波ほどその傾向が大きいようである。また砕波した波は、砕波後急激に減少するが、非砕波の波や、周期の短い波は減少するのが緩慢である。

3.2 ゲートに作用する波圧

前述したように、構造物に作用する波圧は、波の形態によってその現象や値を著しく異にする。

砕波や部分砕波を受けるような所に堰を設けることは、ゲートに作用する波圧が非常に大きくなり、しかも、高周波の振動を生ずるおそれがあるので、堰の設計にあたってはこれらのことも考慮しなければならない。この問題を取り扱うことは非常に複雑なうえにむずかしいので、ここでは、特に重複波を受ける堰のゲートに作用する波圧の問題を検討する。

ゲートに作用する波圧が重複波圧となるのは、堰前面の水平部の長さが、図-3.2からも予想されるように、沖波々長の1/2以上のときである。

図-3.3は、水平部の長さ8.0m、沖波々長5.0mのとき、ゲートに作用する波圧の現象記録を示したものである。

この図からも明らかなように、双峰形の波圧曲線である。

このような重複波圧については、理論的な説明が可能で、Sainflou Gourret, Miche 岸、合田らの理論式がある。

Sainflou は、浅海における重複波をトロコイド重複波形と仮定し、ラグランジュように解き、重複波の波圧式を次のように与えた。

$$\frac{P}{w} = -Z_0 \pm H \sin \frac{2\pi t}{T} \left(\frac{\cosh 2\pi(h+Z_0)/L}{\cosh 2\pi h/L} - \frac{\sinh 2\pi(h+Z_0)/L}{\sinh 2\pi h/L} \right) \dots\dots\dots (3.1)$$

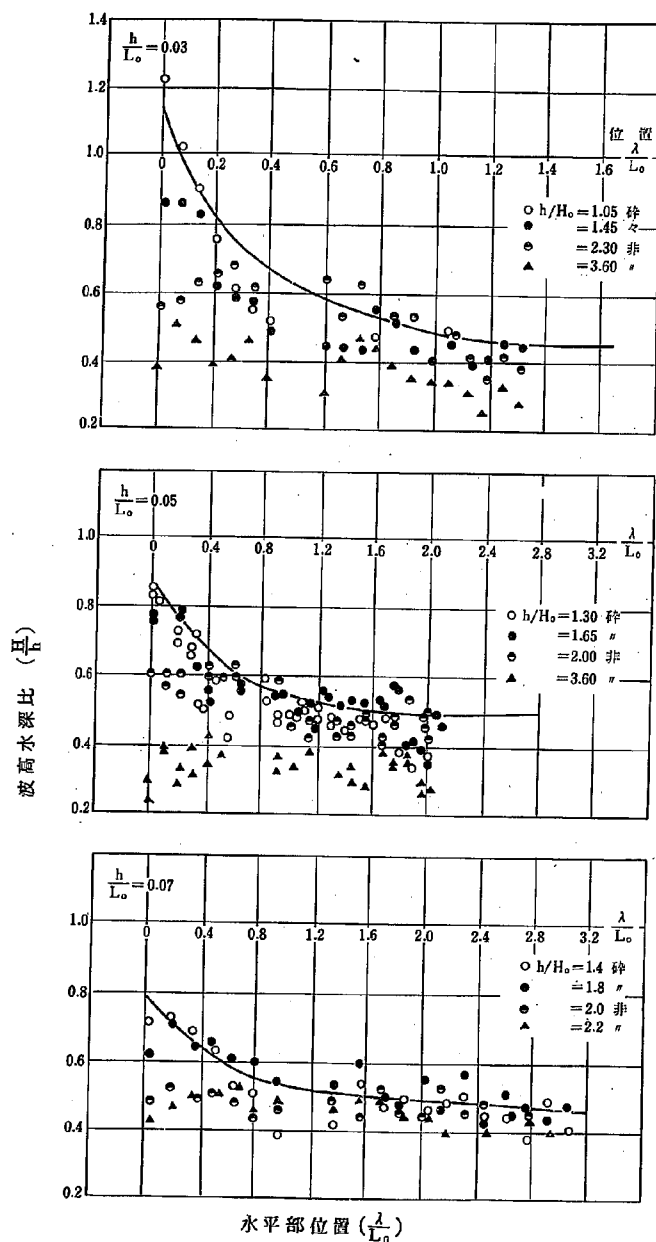


図-3.2 水平部上各位置の波高

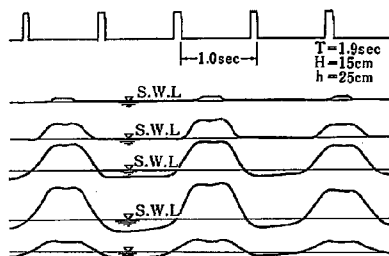


図-3.3 ゲートに作用する波圧の現象例

$$\left. \begin{aligned} Z &= Z_0 + \frac{4\pi}{L} r r' \sin^2 \frac{2\pi t}{T} + 2r' \sin \frac{2\pi t}{T} \sin \frac{2\pi x_0}{L} \\ r &= \frac{H}{2} \frac{\cosh 2\pi(h+Z_0)/L}{\sinh 2\pi h/L}, \quad r' = \frac{H}{2} \frac{\sinh 2\pi(h+Z_0)/L}{\sinh 2\pi h/L} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.2)$$

(3.2) 式より Z を求め、(3.1) 式に代入すると、任意点の波圧を求めることができるのであるが、Hudson は、この式を簡略化して、実用公式として次式を与えた。この式による波圧分布、および式中の記号は図-3.4 に示す通りである。

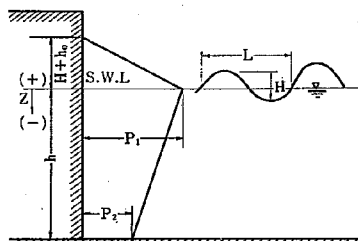


図-3.4 Sainflou の式による波圧分布および記号

$$\left. \begin{aligned} \text{静水面における波圧 } P_1 &= (P_2 + wh) \left(\frac{H+h_0}{h+H+h_0} \right) \\ \text{水底 } P_2 &= \frac{wH}{\cosh 2\pi h/L} \\ \text{静水面の上昇量 } h_0 &= \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi h}{L} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.3)$$

合田、Gourret は、重複波の水粒子の運動を渦動流ではなく、ポテンシャル流と仮定し解を進め、Gourret は、2 倍周波数の圧力変動成分（双峯形波圧に現われる）も含んだ二次近似式として(3.4) 式を与えた。

$$\begin{aligned} \frac{P}{w} = -Z \pm H & \frac{\cosh 2\pi(h+Z)/L}{\cosh 2\pi h/L} + \frac{\pi H^2}{L} \cdot \frac{1}{\sinh 4\pi h/L} - \frac{\pi H^2}{L} \cdot \frac{1+3 \tanh^2 2\pi h/L}{\tanh 2\pi h/L} \\ & + \frac{\pi H^2}{2L} \frac{(1-2 \sinh^2 2\pi h/L) \cosh 4\pi(h+Z)/L}{\sinh^2 2\pi/L \cdot \sinh 4\pi h/L} \dots\dots\dots (3.4) \end{aligned}$$

第二項の前の土は、波の山と谷のときの波圧を示す。静水面の波圧 (P_1) は、 $Z = 0$ とし、水底の波圧 (P_2) は $Z = -h$ とし計算すればよいのであるが近似的に

$$\left. \begin{aligned} \text{静水面における波圧 } P_1 &= wH + \frac{w\pi H^2}{2L} \cdot \frac{1}{\sinh 4\pi h/L} - \frac{\pi wH^2}{4L} \cdot \frac{1+3\tanh^2 2\pi h/L}{\tanh 2\pi h/L} \\ &\quad + \frac{\pi wH^2}{2L} \cdot \frac{(1-2\sinh^2 2\pi h/L)}{\sinh^2 2\pi h/L} \times \coth h \frac{4\pi h}{L} \\ \text{水底における波圧 } P_2 &= -\frac{wH}{\cosh 2\pi h/L} - \frac{\pi wH^2}{L} \tanh \frac{2\pi h}{L} \end{aligned} \right\} \dots(35)$$

となる。

その他、岸、Miche, 合田らの式による計算値は、これら二式によるものとほとんど差はないので、ここでは、代表的なこの二式を用いた計算値と、模型実験値とを比較し、これらの式がゲートに作用する波圧に使用できるかどうかを検討した。

図-3.5に水平部の長さ8.0m, 堰の前面水深 (h) = 2.5.0mのときゲートに作用する波圧の実験結果を示した。縦軸にゲートに作用する波圧の代表値として静水面上の波圧を、

横軸に沖波々高をとり、パラメーターに周期をとった。この図より沖波々高が10cm以上では、波圧は周期によって決まる。そこで各周期の平均値を求め、Sainflou, およびGourretの式による計算値と比較した。その結果を表-3.1に示すが、計算に用いた堰前面の波高 (H) は、沖波々高10

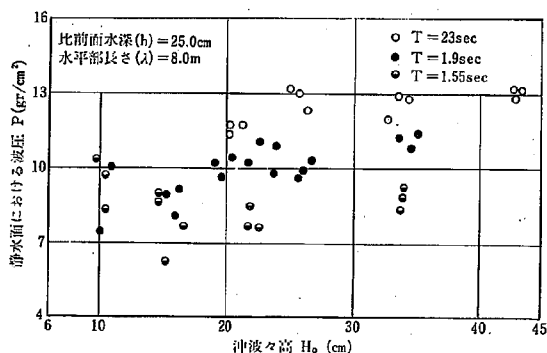


図-3.5 ゲートに作用する波圧 (静水面)

cm以上の波の堰位置の実測通過波高の平均値である。沖波々高と堰位置の通過波高との関係を表-3.2に示す。これによると水深 (h) = 2.5mの場合、沖波々高が10cm以上になると、沖波々高の大小にかかわらず、堰位置の通過波高はほぼ11cmとなる。

実測波圧と計算値との一致の程度は、Gourretの式によるものの方がよい。これは、双峯形重複波圧に見られる2倍周波数の圧力変動成分まで含まれているからであろう。

また、Sainflouの式による計算値は、実測値より多少大きめの値を与える。実際の設計にこの式を用いれば安全側になる。

以上の結果から、堰のゲートに作用する波圧は、堰前面が水平でしかもかなりの長さを有す

表-3.1 ゲートに作用する波圧(実験値 Sainflou, Gourret の計算値)

計 算 条 件							波 圧					
前面水深	周期	沖波長	比 水 深		前面波長	前面波高	実 験 値		Sainflou		Gourret	
h (m)	T (sec)	L_0 (m)	h/L_0	h/L	L (m)	H (m)	静水面 P_1 (g/cm^2)	水底 P_2	P_1	P_2	P_1	P_2
2 5.0	2.2 3	7.8 0	0.0 3 3	0.0 7 5	3.3	1 1.4	1 3	※ 10.9	1 2.8	1 0.3	1 2.8	9.5
〃	1.7 8	4.9 0	0.0 5 1	0.0 9 5	2.6	1 1.0	1 1	9.3	1 2.2	9.3	1 0.6	8.5
〃	1.4 6	3.3 5	0.0 7 5	0.1 1 9	2.1	1 1.5	9	7.2	1 1.6	8.3	9.2	7.2

※₁ 但し水底より2.5cmの位置

表-3.2 沖波々高と堰位置の波高

$h=25.0\text{cm}$ $T=2.23\text{sec}$			$h=25.0\text{cm}$ $T=1.78\text{sec}$			$h=25.0\text{cm}$ $T=1.46\text{sec}$		
$h/L_0 = 0.03$			$h/L_0 = 0.05$			$h/L_0 = 0.07$		
T sec	H_0 cm	H cm	T sec	H_0 cm	H cm	T sec	H_0 cm	H cm
2.22	5.4	6.1	1.77	6.9	7.1	1.47	11.2	10.2
2.20	8.4	8.1	1.74	10.0	11.6	1.42	12.8	11.1
2.24	9.4	9.2	1.89	11.3	11.6	1.47	16.7	13.8
2.16	11.1	11.4	1.72	13.9	11.4	1.47	17.4	11.0
2.19	13.2	10.1	1.74	16.8	10.7			
2.13	17.6	10.8	1.83	21.4	10.0			
2.21	23.5	12.8						
2.21	23.6	12.0						
平均値 $T = 2.23\text{ sec}$ $H = 11.4\text{ cm}$			$T = 1.78\text{ sec}$ $H = 11.0\text{ cm}$			$T = 1.46\text{ sec}$ $H = 11.5\text{ cm}$		

れば、一旦砕波した波が再成しゲートに衝突した場合でも、重複波圧となる。堰前面の通過波高を正確に求めることができれば、その波高、水深、波長を用いて、Sainflou, Gourret の式などによりゲートに作用する波圧は計算できる。

したがって、河道内に設けられる堰のような直立の構造物に作用する波圧を求めるのに、最も重要なことは、その構造物に衝突する波の波高、波長、水深を知ることである。波長は、水深と沖波々長がわかっているれば、理論的に計算できるが、波高は前述したように、水底のこう配変化、水底の摩擦、それに波が河道に斜めに入射する場合には、河道内での回折、反射、屈折などあり、そう簡単を求めることはできない。しかしながら、河幅が一波長以上もあり、しかも河道に真直ぐ入射する波の河道内の波高は、図-3.2より求めることができる。

3.3 関屋分水路の河口堰のゲートに作用する波圧

一般に河川は、海岸線に直角に流れ出ているか、多少波の卓越来襲方向に沿って河口部を開いているかのいずれかである。このような河口へ来襲する波は、場所によってはある限られた

方向からの波のみの場合もあるが、通常はあらゆる方向から来襲する。

波が河道に斜めに入射する場合は、前述した水底摩擦やこう配変化による変形だけではなく、河口部突端での回折、兩岸の堤防による反射、屈折、堤防上の沿い波現象など、直入する場合とは異なった複雑な現象を受ける。さらに、波が堰部分に至ると堰のゲートによる反射、堰と兩岸の堤防との隅角部への波の集中など、より一層複雑になる。

ここでは、これらの諸現象による波の変形の一例として、関屋分水路の河口堰の模型実験結果を述べ、さらにゲートに作用する波圧のとり方を示す。

関屋分水路の河口付近を図-3.6に示す。波の来襲方向は、あらゆる場合を想定して図に示す4方向に定めた。

河道へ斜めに入射する波は、まず河口部突端で回折し、堤防の裏側に当たる部分の波高は極端に小さくなる。一方回折現象の影響を受けずに進んだ波は、対岸の堤防に衝突し、反射と堤防上の沿い波現象を生ずる。堤防前面に根固ブロックがあること、堤防のり面こう配が2割であることなどから、反射の傾向は少なく、沿い波現象を生ずる度合の方が大きい。根固ブロックおよび堤防上は、実質的な水深は浅いので、この沿い波の減少する度合は、他の一様な水深上

を伝播する波に比べ大きい。これらのことから河道に斜めに入射した波は、まず河口部突端で回折し、回折の影響のおよばない他端の波は、堤防や堤防前面の根固ブロックにより減衰する。このように河口部を通過した波が堰に達するまでには、兩岸の堤防の影響を受け減衰する。兩岸の影響を受けずに堰まで達する波は、入射角度にもよるが、中央のわずかな部分である。

河道に真直ぐ入射する波は、兩岸に近い部分で斜め入射の場合と同様に堤防および根固ブロックの影響を受け減衰し、さらにこの堤防上の減衰により屈折の傾向を強め沿い波現象を生ずる。このため、堤防および根固工の長い右岸側寄りの波の減衰が大きく、堰前面の波高分布は、中央部より若干左岸寄りが高くなる。

河道内で上記のような減衰した波が堰に衝突したとき、ゲート上に生ずる現象の代表的なものとして、うちあげ高を示すと、図-3.7のようになる。縦軸に静水面上のうちあげ高を、横軸にゲートの位置をとりうちあげ高の分布を示した。この図より左岸側から入射した波のうちあげ高は右岸側が高く、河道に真直ぐ入射した波のうちあげ高は中央部より若干左岸寄りのゲートNo.2とNo.3の中間付近が高くなる。

これは、河道内で兩岸の堤防や根固ブロックによって減衰し、堰前面に達した波の分布状況と良く類似した傾向である。

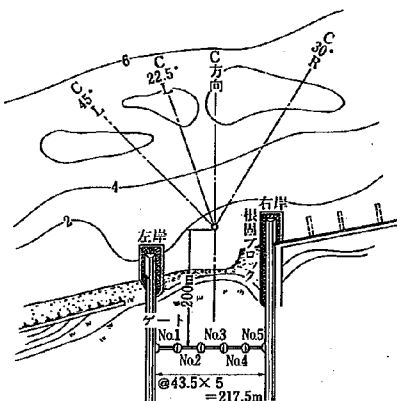


図-3.6 関屋分水路河口付近平面図

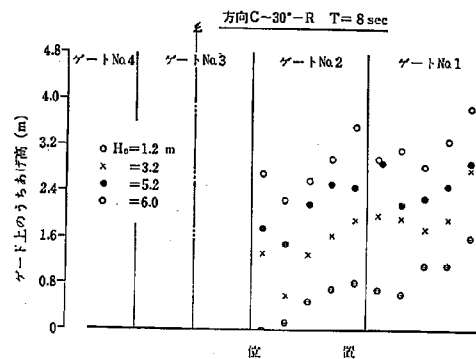
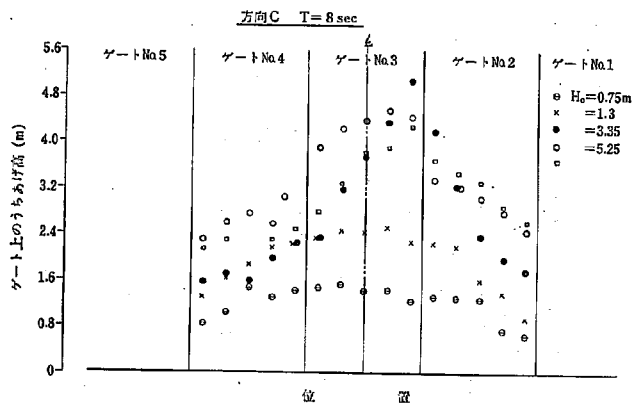
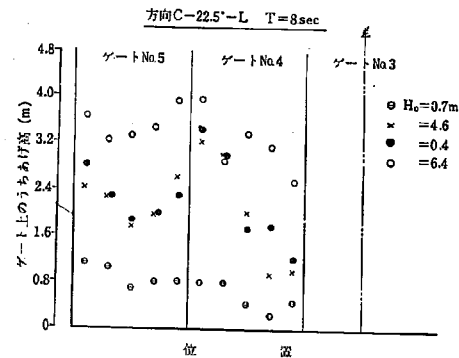
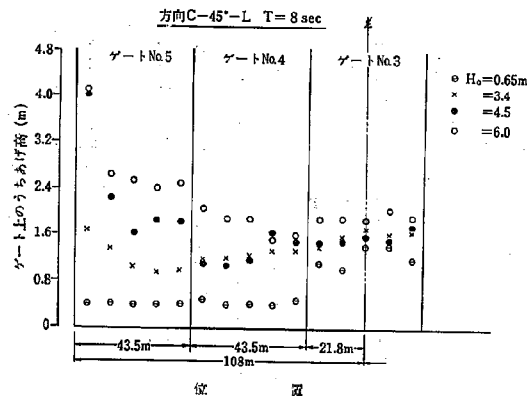


図-3.7 ゲート面上のうちあげ高分布図

また、図-3.7にも見られるように、特に堰と堤防との隅角部、堰柱とゲートとの隅角部のうちあげ高が高くなることはなかった。堰と堤防との隅角部については、前述したように堤防沿いの波の減衰が大きいこと、堰柱とゲートの隅角部については、堰柱の海側に出ている部分が波長に比べ短いうえに先端部は、流線形をなしているのではこの堰柱のために波が集中するようないからであろう。

うちあげ高の結果から推測して、ゲートに作用する波圧は、波が河道沿いに入ってくる程大きいようである。

そこで、波圧は波の入射方向2方向、ゲートは4ゲートにつき測定し、波が河道に直入する場合と、斜め入射の場合とで、ゲートに作用する波圧がどの程度異なるかを検討した。波圧は一枚のゲート上、横方向4カ所、縦方向に4カ所の計16カ所で測定した。図-3.8は、その実験結果である。縦軸に横方向4カ所で測定した波圧の鉛直分布を台形公式により計算した単位幅当りに作用する波圧

の平均値を、横軸に沖波々高を、パラメータに周期をとって、波と波圧の関係を示した。さらに図中に一枚のゲートに作用する全波圧の最大値(最大同時波圧といい、波が衝突して下降する間にゲート全体に作用する波圧の最大値)をゲート幅で割った値を示したが、斜め入射の場合は、横方向4カ所で測定した値に比べかなり小さい。それは、斜め入射の波はゲート上を伝播するとき、その山の位置が時々刻々移行するため一枚のゲート上全体については波圧の大きい所と小さい所があるからである。

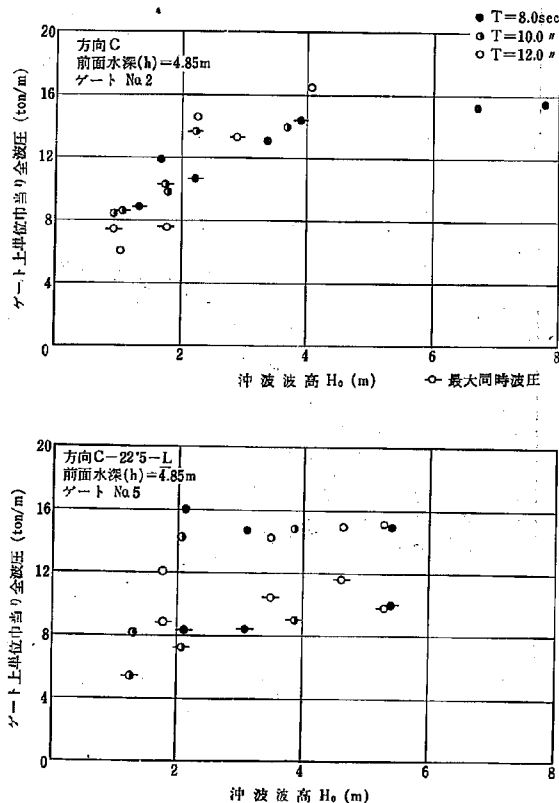
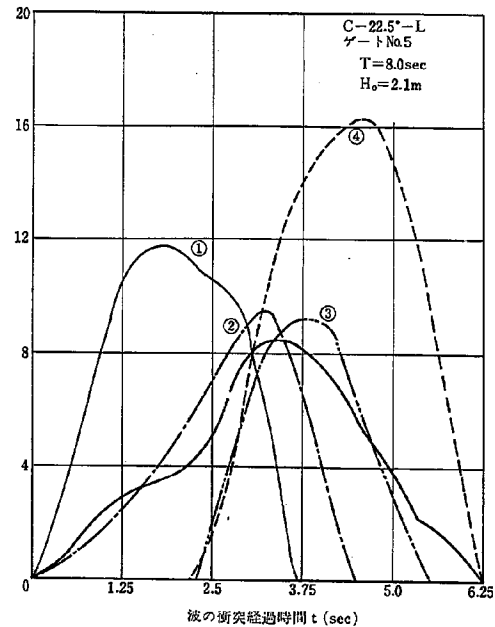
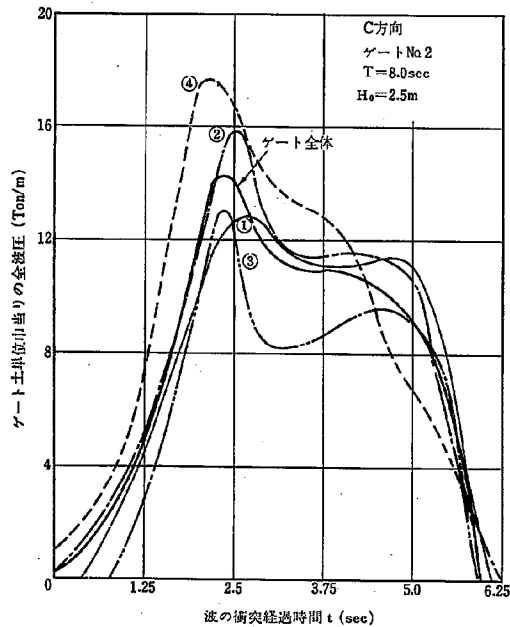


図-3.8 ゲート上に作用する単位巾当りの全波圧



図中の④はゲート上の横方向の測定位置を示す。

図-3.9 ゲート上横方向4カ所とゲート全体に作用する波圧～時間曲線

図-3.9は、一枚のゲート上の横方向4カ所で測定した波圧時間曲線と、16カ所で測定した波圧から求めたゲート全体の波圧時間曲線とを比較したものである。河道に直入する波の場合は、両者とも同形の時間曲線を示すが、斜め入射の場合は、非常に異なった曲線を示す。一枚のゲート全体に作用する波圧の最大値は、この最大同時波圧であるが、この値をとることは、ゲート上のある部分ではこの値より大きくなることもありうるし、また、不等分布荷重になることなどから危険で、むしろ横方向4カ所で測定した値の最大値をとるのが望ましい。この値は図-3.8に見られるように、河道に真直ぐ入射する波によって生ずる波圧とほとんど同一である。したがってゲートに作用する波圧は、河道に直入する波によって生ずる波圧をとれば、斜め入射の場合に対しても十分である。

図-3.10は、関屋分水路の河口堰のゲートに作用する波圧の実験結果と Sainflou, Gourret の式による計算結果を示したものである。計算条件は堰前面の水深 (h) = 4.85 m, 波の周期 (T) = 10 sec, 堰前面の水平部の長さ 300 ~ 350 m, 波高水深比 0.5 とした。

この図からもわかるように、計算値はかなり良く実験値に合っており、Sainflou の鉛直分布図にもとづいて、単位幅当りに作用する全波圧を計算すると 15.5 ton/m となる。

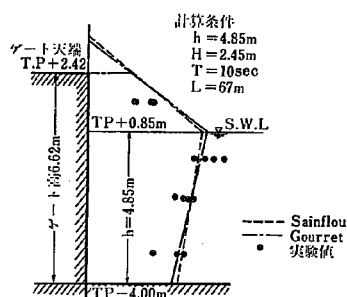


図-3.10 関屋分水路の河口堰に作用する波圧 (Sainflou, Gourret 実験値)

4. 結 論

以上述べてきたことを要約すると次のようになる。

- ① 堰下流部が水平でしかも $1/2$ 沖波々長以上の長さを有する場合には、ゲートに作用する波圧は重複波圧となる。
- ② ゲートに作用する波圧は、ゲート前面の波高、波長、水深をもとめ Sainflou の式を用いて計算すれば十分である。
- ③ 関屋分水路の例にも見られるように、兩岸の堤防のりこう配がゆるい場合は、堤防上の波の減衰に大きく、特に堤防と堰との隅角部のうちあげ高、および波圧などが大きくなることはない。
- ④ Sainflou の式を用い波圧を求める場合には、堰前面の波高を知るのが最も重要なことであり、兩岸の堤防のりこう配がきつい場合や、河床の横断面が複雑な形状をなしている場合は、反射や屈折などにより波の局部的な集中が予想される。このようなときは、模型実験などにより正確な波高を求めることが必要である。

しかし一般には、関屋分水路の例にも見られるように、ゲートに作用する波圧が大きくなるのは、波が河道に真直ぐ入ってくる場合が多い。このようなときには、図-3.2より堰前面の波高を求めることができる。

3. わん曲部河道掘削の水理上の問題点

	鹿	島	試	験	所
○	須	賀	堯	三	
	馬	場	洋	二	

1. はじめに

河川の計画洪水流量が増加した場合に、河道の疎通能力を増大させる方法として、次のようなものがある。

- | | |
|------------|---------------|
| a 堤防のかさあげ | f 植林等上流流域改良 |
| b 堤防の引き堤 | g 粗度係数の減少 |
| c 洪水防御ダム築造 | h 河道掘削 |
| d 遊水池 | i 捷水路（河道延長縮小） |
| e 地下貯留 | j 放水路 |

これらの諸対策は、ときの技術水準、経済情勢および河川周辺の状況と密接な関係がある。そして、これまでもその一部の対策は強力に実施されてきた。ところが、これらの対策のうち、堤防のかさ上げは、安全率の低下、橋梁等工作物のかさ上げ、および新に内水問題を引き起し、ダム築造は良好なダムサイトや用地問題、またその他の対策の多くも用地問題が大きな障害となってきた。地下貯留は技術的に未解決であり、現在では河道掘削の方法が最も注目されるに至っている。

河道掘削は、近年砂利採取量の急激な増大および飛躍的な機械力の進歩などによって、容易に、しかも安価に行なえるようになった。不都合な問題としては、取水施設の改修地下水位低下、地盤沈下、伏流水の水質悪化、塩水の侵入、漁業障害、田面等からの逆漏水、あるいは河川工作物、管理施設および許可工作物の根入不足などがある。しかし、用地問題がなく、内水問題を緩和し、かつ経済性に秀れており、さらに洪水の危険度を低下させるので大いに歓迎されている。

一例として、淀川の流量改訂では、現在の堤防計画高水位を変えないため、低水路の拡巾および掘削方式が検討されている。水理的主要問題点は、蛇行している現堤防法線内において、合理的な低水路の平面形状および全体の横断形状の決定である。河川の蛇行と関連したわん曲部の河道計画は、河川水理学の一つの新しい方向を切り開くものであるともいわれ、その研究成果が大いに期待されている。鹿島試験所においては、淀川や利根川下流部の模型実験および基礎研究を通じて、現在多方面より検討中である。

ここでは、河道掘削の水理的諸問題について、河川のわん曲部のみに限って、一般的な考察を試みたいと思う。

2. 水理上の問題点概説

河川のわん曲部では、流れの主流成分が特有の横断分布をなし、複雑な二次流が発生する。鉛直分布も通常のものと異なる。このような流れと流送される土砂の動きは有機的に把握されなければならない。河床は、河床付近の流れ、河床面の土砂特性および補給砂との関連において変形する。わん曲部では、下向流の存在する外岸側において補給砂量は少なく、河床材料は早い流れによって内岸側に運ばれるので、一般に洗掘傾向である。反対に内岸側は堆積傾向となる。

河川のわん曲部では、わん曲は円弧とは限らず、上下流も直線水路でないことが多い。わん曲

の角度や曲率半径も種々変化がみられる。河道に低水路と高水敷が設けられる場合には、それぞれの水路の幾何形状（平面、横断および縦断形）および相対関係も多種多様である。水の流れや土砂の動きは、このようなわん曲部河道の幾何形状や上下流の河道条件に大きく左右される。

わん曲部の河道掘削に伴う水理上の問題は、このような河道条件に水理条件（水位、流量および河床材料）を与えて、種々の場合について基礎式を解き、それらを比較検討することである。具体的な比較内容としては、おおよそ次のようである。

- a 川幅が十分あって複断面とする場合、低水路の幅、河床高、位置および高さ（高水敷平均河床高）の決定
- b 計画横断形状（安定横断形状）
- c 低水路蛇行（河床変動巾、最大洗掘深および深掘れ位置の移動）の特性と洗掘防止対策および蛇行固定対策
- d 高水敷保護および高水護岸（堤防保護）
- e その他粗度係数の変化、上下流河道との接続など、

このような問題を解決する方法として、解析解および数値解は困難であり、その例はみられない。土砂の流送特性の未解決も前面に立ち塞がる大問題である。そこで、これまでに知られている単純な場合のわん曲流および河床変動特性に関する知識に基づき、考察されるわけであるが、複雑な場合には模型実験のたすけをかりる。

3. 河川わん曲部河床変動の興味ある2, 3の性質

(1) 洪水流の表面流線におよぼす低水路の影響

洪水流は堤防によって制御されるが、一般にかなりの直進性を有する。流量が小さいうちは低水路が支配的であるが、流量が大きくなって高水敷上の水深が増大すると低水路の影響度は減少する。吉野川の39年洪水では表面流速の分布は水深と密接な関係にあることが報告⁽¹⁾されている。これは低水路の影響がかなりあることを示す。一方、淀川の洪水時の航空写真および模型実験の結果によれば、流量が大きくなるにつれて低水路の影響があまりなくなっていることがわかる（図-1）。洪水時の流線や流速分布は、高水敷および低水路の水深、粗度および蛇行の仕方によって影響を受ける。淀川では高水敷にはい上る高速流が存在し、高水敷の保全対策が問題とされてきた。この限りにおいて低水路法線をあまり蛇行させることは、洪水疎通上適当でない。（淀川の低水路蛇行は航路維持が目的であったといわれている）

(2) 流れの早いところ、必ずしも洗掘とは限らない。

わん曲部上流端の流速分布は自由渦で近似される。これは内岸側で速く、外岸側にくに従い遅くなるものである。この内岸側付近では、大きい流速にもかかわらず、補給砂も十分存在するので、あまり洗掘を受けない。

洗掘と堆積の現象は掃流砂量と補給砂量との関連で定まる。二次流としての下向流は、一般に補給砂を多く輸送しない。したがって、反対に流速が小さくても二次流が存在する場合は深

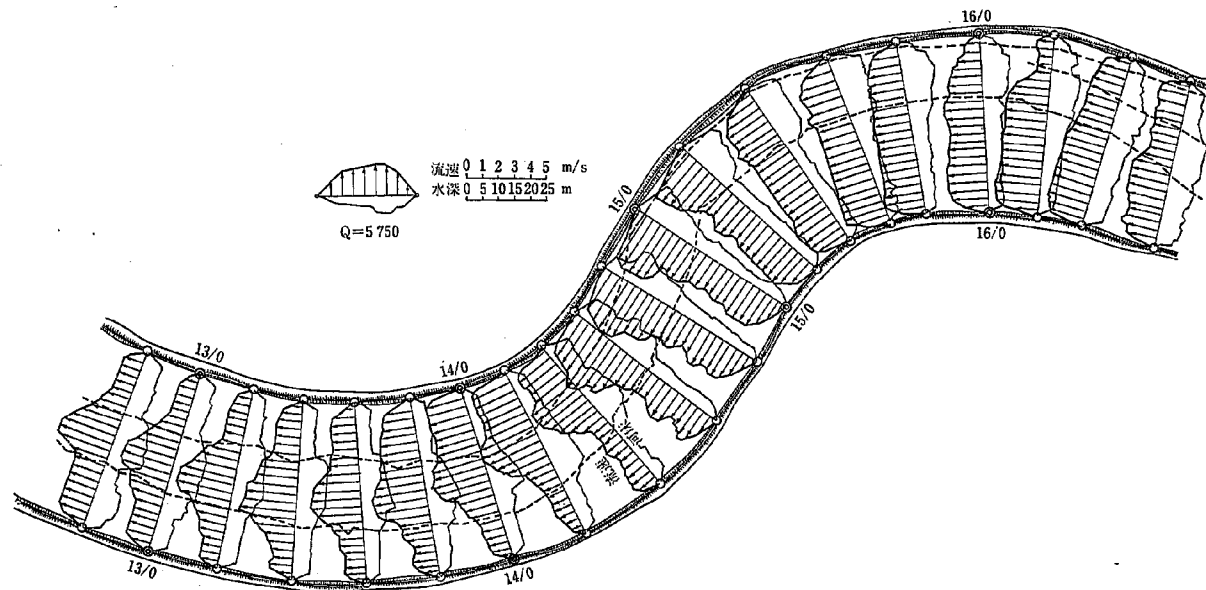


図-1 淀川低水路と表面流速分布

掘となることがある。洪水時に二次流は眼で見られないが、上流直線部延長上の外岸沿は危険箇所である。⁽²⁾ 淀川では河床材料の平均粒径が2mm程度であるので2~3mの局所洗掘であるが、河床材料の細かい利根川下流部(0.2mm)では、わずかのわん曲で十数メートルの深掘れを受けている。

(3) 側壁粗度によって深掘れ位置は移動する。

理論的考察において、通常側壁粗度は考慮されていない。実験水路においても、側壁はなるべく滑かな状態で実験が行われてきた。しかし、移動床の模型実験を通じて、側壁の粗度の流速分布や二次流におよぼす影響が意外に大きく、深掘れ位置や洗掘深が大きく左右されることが判明した。また側壁の勾配も相当の影響を与える。この限りにおいて、河川の護岸は粗度の大きいもので築造され、法勾配および形状についてさらに研究が進められることが望ましい。

(4) 低水路内蛇行を固定することがポイントである。

低水路の設計は、堤防の安全度増大、低水護岸の軽減、および高水敷保全の見地から行われる。しかし、最前戦に立つものは低水路護岸である。図-2は深掘れ部の移動を示す利根川の例である。深掘れ部に粗い材料を投入して洗掘を防ぐ置換工法も深掘れ箇所の移動がないことが前提である。蛇行の固定に関する研究が切望される。

(5) 安定横断形状

計画断面は、通常直線部、わん曲部を問わず長方形あるいは台形断面となっていることが多い。流速分布についての簡単な仮定に基づいた解析結果⁽²⁾によると、わん曲角の十分大きいわん曲の下流部では、安全横断形状は内側から外側に向けて指數的に低下する。このような河床形状は利根川はじめ多くの河川わん曲部においてみられる。わん曲部外岸沿いの深掘れの始まる地点は、上流直線部中心線の延長が外岸と交わるあたりであり、深掘れ部はこれよりわん曲末端部まで連続する。

わん曲部の河道計画においては、洗掘や堆積の速度が重要な要素である。近年の砂利需要の増大によって、内岸側の堆砂部は掘削される場合が多くなったが、掘削事情が明確でない場合には、内岸側断面の効果は期待されない。また、内岸側構造物根入れの設計基準が定められない。

4. わん曲部河道掘削の検討

わん曲部の流れや河床変動特性は、直線水路に接続した円弧で、長方形断面という最も単純な場合ですら、完全に明らかにされていない。自然河川においては、この他に種々の要素が加わる。特有の幾何形状、上流からのへん流、護岸やその他の構造物の影響および河床材料の混合粒径特性などである。河床変化の速度が問題とされる場合には、さらに流量時系列が考慮されなければならないであろう。

(1) 高水敷

わん曲部の河道掘削を行って複断面とした場合、高水敷の役割としては次の項目が考えられ、

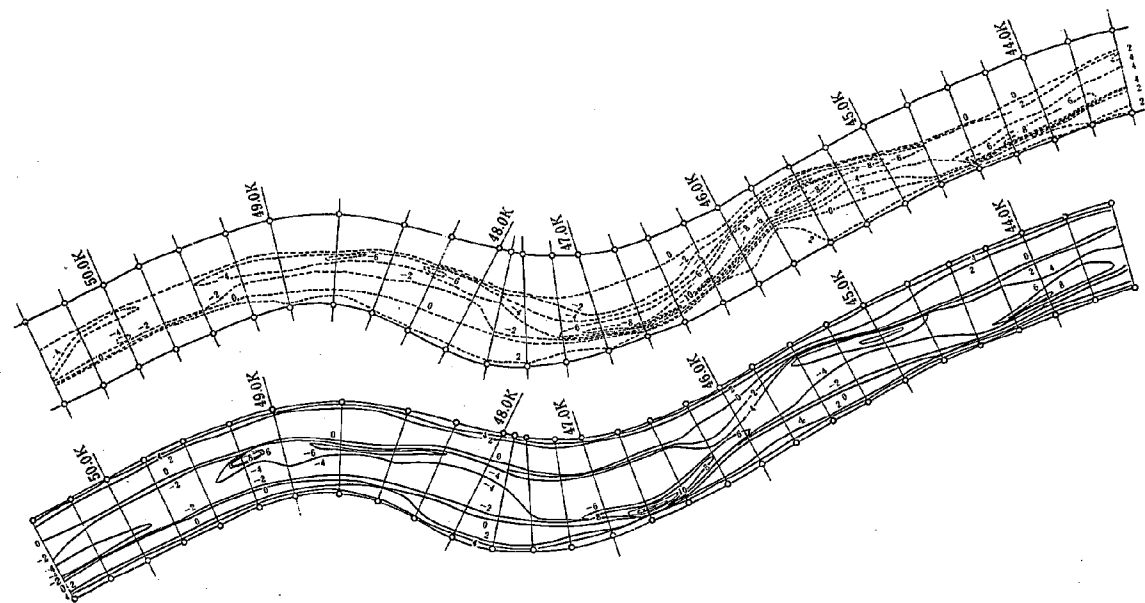


図-2 利根川河床等高線 (2m pitch)
Y.p.m

{ 上図 昭和34年度
下図 昭和41年度

計画において高水敷は重要視される。

a 堤防を護る

たとえわずかな高水敷でも、堤防を流水の直接的な浸食から護る意義は大きい。

b 経済的な堤防

高水敷は、堤防付近の流速を弱め、高水護岸を軽減する。高い堤防の場合、小段は流速を弱めるうえにも効果が期待される。

c 高水敷は低水路を形成し、取水、航行および蛇行防止などに役立つ。

d その他として、将来の断面増大に対処しうること、洪水疎通、遊水効果および高水敷の利用面などにおいてその効果を発揮しうる。

高水敷はこのように、重大な使命を有するものである。高水敷の必要最小幅および敷高は、河川の流量、勾配、河床材料および蛇行の状況等により異なり、河川における経験および模型実験により定められている。合理的な設計基準制定のための研究が望まれる。（側方浸食）

(2) 低水路法線形

低水路法線形の設計は、最小高水敷巾、低水路巾およびその高さに基づいて行われる。法線形の決定には、出水時の航測による表面流線および表面流速分布、あるいは模型実験結果が参考とされる。この場合、流線は流量によって変化するが、洪水流が低水路に沿って流下するように配慮するべきである。また、低水路内蛇行が移動して、深掘れ部が移動しないように対策が講じられなければならない。蛇行ピッチや固定対策に関する研究は不十分であるが、堤防法線の大きいカーブに合わせて固定するなどは一法であろう。

(3) 粗度係数と平均的低水路断面積

低水路断面積は、最大低水流量、河床勾配および粗度係数とによって決められる。低水路いっぱいの流量は、高水敷利用の見地から、通常年1～2回程度の流量がとられるが、必ずしもこれにこだわる必要はないと思われる。

粗度係数は元の値と同じにはならない。その原因は河床整正、および河床されん形状のレジームの変化である。類似河川における粗度係数の実測値は参考となる。また、一般に人工水路では、初期と安定期とでは、粗度係数が多少異なる。

(4) 河床変動

わん曲部の河床変動は二次元的取扱いでは不十分である。局所変動は、水理量の三次元特性およびわん曲部の幾何形状（平面形および横断形）の影響を受ける。模型実験が頼りにされる理由もここに存するわけであるが、相似律の問題として、流砂、粒径（混合粒径）、重模型の影響、および護岸粗度の影響など、今後の研究に期待されるところが多い。

設計上の問題として河床変動関連事項を列挙すると次のようである。

a 低水路内蛇行の固定

明らかにされている法則はないが、大きいわん曲部では低水路を固定する対策を講ずる。

護岸は洗掘部には重点的な施工をするが、深掘れ部位置の移動に対処する方法は考慮されて

いなければならないであろう。

b 計画横断形

静的平衡および動的平衡の安定形状解析解^{(2),(3)}にもみられるように、河川のわん曲部では内岸側に堆積、外岸沿いに深掘れが生じる。ところが、通常計画横断形としては、水平な横断線が引かれている。堆砂部はそのつど掘削して、わん曲部内岸側の堆砂の成長を許さない場合も多いが、これは計画において明記さるべきであろう。

c 洗掘深の軽減策

蛇行の程度の激しくないことが最も重要なことである。また側方浸食を許す場合は極端な深掘れは生じないといわれる。しかし、現実問題として、堤防法線が与えられ、低水路を固定するとすれば、深掘れが生じるわけで、軽減対策が必要である。通常とられる工法としては、水制、小段、捨石あるいはブロックによる根固などがあり、護岸の粗度を大きくすることも効果がある。また、洗掘部に大きい粒径の材料を投入する置換工法などもある。利根川下流部では、置換工法の問題点として、置換材料、埋戻し高、および周辺への影響などについて模型実験により検討されている。

d 高水敷の保全

通常出水において、高水敷に早い流れが生じるような低水路計画は再検討されることが望ましい。また、高水敷保全対策が必要な場所は模型実験等により調査し、減速あるいは保護構造物が検討されなければならない。

(5) その他

河道掘削に伴う水位および河床低下により、上流河道部との接続などが問題とされる場合には、床固や堰が検討される。また、

わん曲部の水位は主として曲率半径と流速分布から定められるが、同じ高さに施工される場合には外岸側の余裕高が相対的に小さくなる。

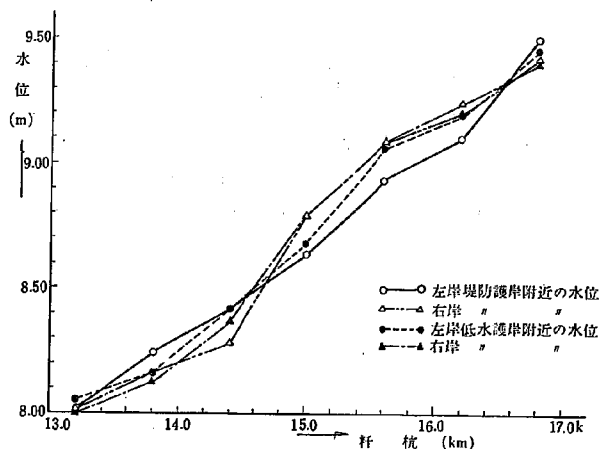


図-3 わん曲部の兩岸における水位
(淀川の実験例, 流量 $5.750 \text{ m}^3/\text{s}$)

5. おわりに——結論にかえて——

河道掘削は一種の河床低下である。しかし、補給砂の減少、掃流力の増大あるいは地盤沈下などによって、引き起される河床低下とは異なる。これは人為的なものであり、そこにこれまでの河川工学とは異った計画論が生ずる。河道掘削で最も問題の多いのは、河川のわん曲部であるので、そこに焦点がしぼられ、特に、ここでは主として、設計方法およびこれから研究が必要とされる問題について解説が試みられた。大略次のようである。

- a 河道掘削には洪水疎通対策としての優位性が認められる。そして今後、その例はますます増加するものと見込まれる。将来、堤防は高潮堤のみに限られる時代が訪れれば、内水問題すらほとんどない、洪水の忘れられた時代となるであろう。
- b 設計方針としては、破壊の危険を小さくすることに主眼をおき、維持が容易で、既設護岸を利用するなど、経済性を考慮した合理性が追究されなければならない。この場合、将来の環境変化および気象条件の変化による流量増大に対処しうる余裕が残される必要がある。
- c 設計方法としては、航測による出水時の表面流速分布やわん曲流に関する基礎知識に基づいて行われるのが望ましい。模型実験を行えば精度の向上と、さらに合理的な設計が可能となる。
- d 研究課題としては、複断面水路のわん曲流、蛇行特性、および実験の相似律などがある。特に、模型実験における検証方法、歪の影響および側方浸食などに関する研究は緊急を要するものである。これらの研究課題は今後の河川水理学の新しい方向を切り開くものであり、その成果が大いに期待される。

その他、水質保全対策、地盤沈下を起さない掘削工法および根継ぎ工法など水理関係以外にも問題は多い。

〔参 考 文 献〕

- [1] 石崎勝義 河道内の流速分布——吉野川39年洪水の観測より——土木技術資料10-3, S. 43 (1968)
- [2] 須賀堯三 土木学会水理講演会40.2, 41.2, 土木学会年次講演会41.5, I. A. H. R 42.9
- [3] 須賀・馬場 わん曲部における河床変動について 建設省技術研究会 S. 44.1.1 (投稿中)

4. 月山トシネルの湧水量の試算

地 質 研 究 室
菅 原 捷

1. はじめに

地質研究室では昭和41年度からトンネルの湧水量の推定方法の開発をすすめてきたが、これはその成果の一環として国道112号線で計画されている月山トンネルの湧水量を算出したものである。もとよりこの方法には多くの仮定が入っており、また技術的にも経済的にも多くの制約があるので精度が低いことはやむを得ない。現在のところJFT法による推定と掘削実績との比較がないので、全く試算の域を出ないが、今後試験法の改良とともに掘削実績との比較検討をすすめたい。

この報告では地質調査によって湧水層（潜水層）の規模や構造を抽出確認し、JFTで透水係数や最高湧水圧・最高静水頭を求め、さらに暗渠や井戸の公式を用いて、坑口からの距離毎に湧水量を算出し、累計して酒田側坑口における排水量を求めた。

2. 地質概要

2-1. 地形および地質

本地域は、いわゆる羽根三山のうち湯殿山（1,504m）、月山（1,980m）と朝日山塊とにはさまれた狭長な地域である。付近一帯は標高1,000m級の山岳地帯で、主として花崗岩類からなる朝日山塊とそれを取り囲むように第三紀層の丘陵地が発達しており、その中に月山や湯殿山など第四紀の火山が散在する。第三紀層の発達地帯は北西—南東にのびる凹地となっており、その北東側の斜面を国道112号線が走っている。この凹部は、大越峠（913m）を分水界とし、北西方向に流れる梵字川と南東方向に流れる大越川に分かれ、前者は庄内平野を経て直接日本海へ、また後者は最上川へそいでいる。

一般にこれらの川の河岸は急崖をなしており、著しいU字谷やV字谷となっている。これに比し、山陵は第四紀火山の放出物を被っており比較的なだらかな地形をなしている。

本地域を構成する地質は最下位が花崗岩類で、これを不整合で第三紀中新世の火山岩、火山砕屑岩類が覆っている。その上にさらに礫岩、砂岩、頁岩などがたい積している。

月山トンネル附近の地質も上記のような上下関係をしている。花崗岩は大越峠南東1km附近を中心に半円状に分布し、この附近でこの花崗岩類を含めた基盤岩類が一番深くなっており、全体として東北東方向に傾斜した軸をもつ大きな盆状の褶曲構造をなしている。

花崗岩の上には厚い安山岩類が基盤の構造に規制されながら発達している。安山岩類は玄武岩質安山岩が主体で、輝石安山岩、玄武岩等の岩相を示す部分もあり、岩相変化が著しく、火山礫凝灰岩、凝灰角礫岩もはさむ。本層最上部の凝灰角礫岩および火山礫凝灰岩は一部変質しており、トンネル建設上問題になるので、ルートはこれをさけるよう検討を加えた。

安山岩類の上には礫岩、砂岩、シルト岩などの堆積岩がのっている。これらは地層の消長、岩相の変化は著しい。

礫岩は凝灰質の基質と、中～大礫の亜円礫よりなり、礫種は殆んど安山岩類である。砂岩は大部分中～粗粒で凝灰質であるが炭質物をはさむことがある。シルト岩は黒灰色で軟かい。これらの堆積岩も基盤の構造に規制されている。

第三紀層は多数の断層によってブロック化されている。これらの断層群は、生成時期とその方向性から4つの系統にわけられる。断層を含む破砕帯の規模はそれぞれ両坑1付近に発達するものが最も大きく、他はほとんど巾2～3 m以下、大部分は0.3～1 m程度の小さいものである。破砕帯は鉱化作用を受けて変質し原岩は粘土化していることが多い。

2-2. 弾性波探査

ルート選定の初期の調査段階としてトンネル予定地における岩盤状態を把握し、精密調査の基礎資料を得るために行なった。弾性波探査は41年度(2測線, 1,840 m)、42年度(6測線, 9,500 m)の2ケ年にわたって行なっており、個々の岩盤の状態を弾性波の測度値としてとらえ、またこの地域の地質構造が大きな盆状構造をしていることをうらづけるデータもとった(表-1)。

2-3. ボーリング

地質踏査や弾性波探査の結果を確認することと、さらに詳しい地質調査を行なうため、42年度(4孔, 467 m)と43年度(6孔, 1,200 m)にボーリングを行なった。42年度の調査によると地質構造や岩盤状態は地表踏査や弾性波探査から予想された結果と大差なかったが、安山岩類と堆積岩類との境界付近の火山礫凝灰岩および凝灰角礫岩が変質して軟弱化していることが発見された。43年度は、前年度の調査結果にもとづいて、地質構造を解析し、前述の軟弱層をさけるルートを想定しその確認をおこなった。なおこのボーリング孔は電気検層や湧水試験孔として使われた。

2-4. 電気検層

ボーリングコアの採取できなかったところを含めて孔内の地質状態がどうなっているか、各孔毎の地層の対比、地層の正確な厚さ、さらに相対的なものであるが含水層(滞水層又は透水層)の抽出のために行なったものである。42年度は3孔, 223 m、43年度は6孔517 mの検層を行なった。

2-5. ルートの選定

41年度の初期の段階の調査では高速道路規格を想定し標高を下げていたうえ地質概査から現計画線(第2直線案)沿いには軟いシルトが分布していること、東口側に大きな断層があり、トンネルと交叉するところが沢になることなどから、調査地の南西側を迂回し花崗岩および安山岩地帯の地質のよいところを通すことを考えた(曲線ルート)。その後道路の構造規格を下げることを検討し、またトンネルの延長を短かくするために地形的にゆるさるギリギリの線(第1直線ルート)を想定し調査をすすめた。その後、42年度には精密な地表踏査とボーリングを行なった結果、軟かいシルト岩は薄く、トンネル建設には直接関係はないことが判明した。

42年度のボーリングでは変質した凝灰角礫岩および火山礫凝灰岩層の存在が発見された。この軟弱層は安山岩類の最上部に位置し、厚さは約20 m程度であるが広く発達しているので、ルートはこれを避けるよう検討された。

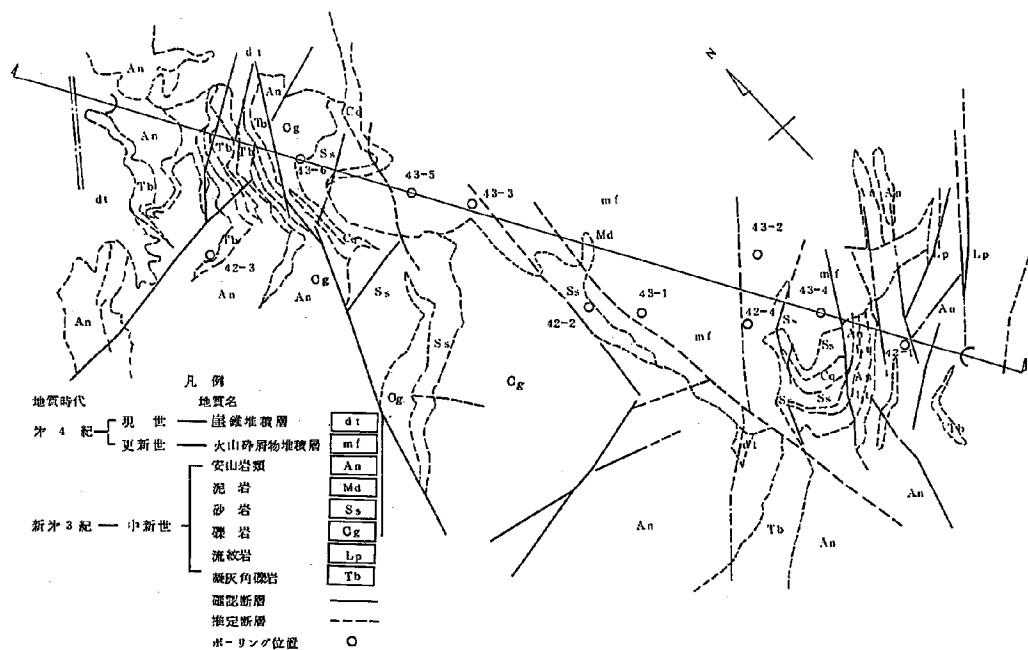


図-1 月山トンネル地質平面図

表-1 岩種別岩盤分類と弾性波速度

安山岩類									
岩盤分類	岩盤状況	弾性波速度 km/sec							
		1.0	2.0	3.0	4.0	5.0			
A	良い岩盤 一般に新鮮で堅硬である。割れ目は緑泥石等の薄脈をはさむが密着し、割れ目間隔は20cm～30cm程度								
B	普通の岩盤 割れ目間隔10cm～20cm程度。割れ目はほぼ密着しているが、割れ目沿いに風化変質が進行し、褐色を帯びる。また緑泥石等により充填された細かい亀裂が発達する。								
C	悪い岩盤 割れ目の多い岩盤・風化および変質が進みや、脆弱になった岩盤・割れ目間隔は5～10cm程度で薄い粘土層を介在する。								
D	極めて悪い岩盤 断層に伴い著しく破碎された岩盤で岩塊は小片状にくだけ巾広い粘土層を介在する。また緑泥石化作用、鉍化作用等の変質作用により粘土化が進んでいる岩盤								

岩盤 分類	礫 岩 , 砂 岩 , 凝 灰 角 礫 岩 類						
	岩 盤 状 況	弾性波速度 km / sec					
		1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	
A	良い岩盤	一般に新鮮で固結度は高い。割れ目はほとんどないが、あっても非常に少なく密着している。					
B	普通程度の岩盤	割れ目は少なくほぼ密着しているが割れ目沿いに風化変質が進行している。固結度は比較的高い。礫岩は礫とマトリックス間は褐色に汚濁している。					
C	悪い岩盤	風化変質が進み砂岩は、やや凝集力が弱くなっている。礫岩等は礫と基質が分離しやすい。凝灰岩、凝灰角礫岩等は粘土化が進行している。					
D	極めて悪い岩盤	ほとんど風化変質されルーズな岩盤。凝灰岩、凝灰角礫岩等は変質作用をうけ完全に粘土化している。					

その結果、この付近の地質構造は北東下りの盆状構造をしていることがわかり、これを利用すべくルートを北東にずらしたので（第2直線ルート）、軟弱な凝灰角礫岩および火山礫凝灰岩層の部分を少なくし、その上の堆積岩（主として礫岩）の部分を通過するようなルートが得られた。

43年度はこのルートをもとにして湧水調査を中心とした地質調査が行なわれた。

3. 湧水試験

3-1. JFT試験

現場で地層のもつ種々の水理定数を測定する方法としては、①1孔より揚水し、その周辺に設けた数孔の観測井で水位変化を測定する方法（揚水試験）、②徐々に揚水量を増加させてゆき、水位が一定になったときの揚水量を測定する方法、③ある時間一定水位になるように揚水し、その後揚水を中止して水位の回復を測定する方法（水位回復法）、④圧力を変えながら注水し、注水量と圧力を測定する方法（注入法）、⑤一定圧力で注入し、単位時間に注水された注水量を測定する方法（ルジョンテスト）などがある。しかしこれらの方法ではトンネルの地質調査のように調査範囲が広く、ボーリング孔径が小さく（45～75mm程度）、そのうえ測定深度が大きい（100mを越すことが多い）場合には、測定が不可能であったり、経済的に困難なことが多い。JFT法はそれらの問題を解決するために考案された、一種の水位回復法である。原理は、下端にバルブのついた中空のロッドを滞水層中にたて、バルブを開放して、ロッドに流入してくる水量を測定するものである（水圧変化を測定する方法も考えられる）。

JFTによる湧水調査を行なうには、地表踏査や弾性波探査などの結果からまず調査しようとする地点に孔径45～75mmのボーリングを行ない、コアや削孔記録、電気検層などによって透水層の位置や厚さを確認する。さらにそれに基づいて透水層の区分を行なうのであるが地質学的な地層区分や岩層区分と透水層の区分は一致しないのが通例であるので、JFT試験は湧水が考えられる各層で、しかも出来るだけ多くの個所でおこなう必要がある。月山トンネルの場合は時間と技術的な制約から安山岩中で3点、凝灰角礫岩中で3点、礫岩中で8点、計14点でおこなった。湧水量の試算にはここでは安山岩や凝灰角礫岩は若干のバラツキがあるが、だいたい地層の透水性が岩層区分と一致するので透水係数は岩層区分に従って平均値を使った。

3-2. 湧水試験結果

測定結果は各測定毎に水位と経過時間との関係をもとめて検討し（図-3）、地質構造や地下水位の状態から被圧透水層（非自由水面透水層）と仮定し、M. J. Hvorslevの式を用いて透水係数を求めた。M. J. Hvorslevは上方に非透水層をもち、側方および下限は無限に広がる透水層において変動水頭の微分方程式の解として次の式をあげている。

$$k_h = \frac{d^2 \ell_n \left[\frac{2mL}{D} + \sqrt{\left(1 + \frac{2mL}{D}\right)^2} \right]}{8L(t_2 - t_1)} \cdot \ell_n \frac{H_1}{H_2}$$

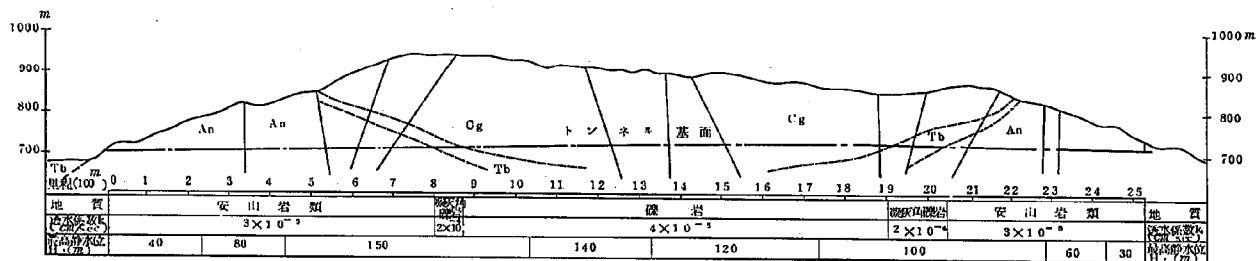


図-2 月山トンネル地質断面図

但し

d : 測定管内径 (cm)

D : ウェルの径 (cm)

L : ウェルの長さ (cm)

t : 経過時間 (sec)

H_1 : $t = t_1$ における圧力水頭 (cm)

m : $\sqrt{k_h / k_v}$

k_h : 水平方向の透水係数 (cm/sec)

k_v : 垂直方向の透水係数 (cm/sec)

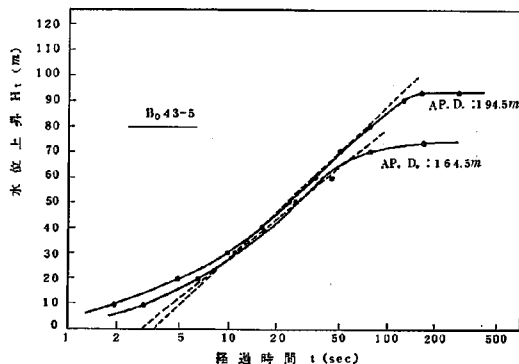


図-3 経過時間と水位上昇との関係例

一般に $k_v \leq k_h$ とされているがここでは計算上 $k_v = k_h$ と仮定する。またウェルの長さ L はウェルの径 D に比し、十分大きいので $2L/D > 4$ とすれば上式は

$$k = \frac{d^2 \ell n \left(\frac{4L}{D} \right)}{8L(t_2 - t_1)} \cdot \ell n \frac{H_1}{H_2}$$

となり常用対数になおして整理移項すれば

$$\ell \log \frac{H_1}{H_2} = N(t_2 - t_1)$$

但し

$$N = \frac{8 \cdot L k}{2.3 d^2 \ell \log \left(\frac{4L}{D} \right)}$$

ここで対数目盛の縦軸に (H_1/H_2) 、普通目盛の横軸に $(t_2 - t_1)$ をとれば、その傾斜は N となり k は求められる。

表-2 は月山トンネル試験結果の総括表である。それによると透水係数は岩種によって区分でき、安山岩地域で $3 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$ 、角礫凝灰岩地域で $2 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ 、礫岩地域で $4 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 程度の概略平均値を示す。

4. 湧水量の試算

今のところ直接トンネルの湧水量を算出する適当な方法はないが現場試験で得られた原地下水深く最高静水位又は最大圧力水頭に相当)と3-2で求めた透水係数をもとにし井戸や集水暗渠の式を代用してトンネルの湧水量を試算した。

4-1. 影響範囲 R

地下水の流出の影響する範囲 R は透水係数、透水層の厚さ、有効間隙率、時間などによって

表-2 月山トンネルJFT結果総括表

測定 ボーリング孔	孔口標高 (m)	測定時の※ 孔底 (m)	測定深度※ (m)	測定巾 (m)	最高静水圧※ (m)	地下水位※ (m)	透水係数 (cm/sec)		地 質
							初期状態	定常状態	
No.42-1	805.5	76.0	37.2~41.6	4.4	28.8	17.0		1.2×10^{-5}	安山岩類
		76.0	65.9~76.0	10.1	44.4	17.0		3.3×10^{-5}	"
No.42-3	801.0	54.0	30.6~35.0	4.4	12.8	8.5		3.0×10^{-5}	"
		107.3	74.8~107.3	32.6	67.6	(50.0以深)		1.8×10^{-5}	凝灰角礫岩
No.42-4	845.1	141.3	104.7~135.3	30.6	20.7	20.10		2.1×10^{-4}	"
			106.4~117.5	11.1	24.4	20.10		2.1×10^{-4}	"
No.43-1	884.0	189.3	165.0~189.3	24.3	41.0	49.0	3.5×10^{-5}	3.9×10^{-5}	礫 岩
			131.0~189.3	58.3	46.5	49.0	5.6×10^{-5}	3.8×10^{-5}	"
No.43-2	880.0	155.4	80.4~155.4	80.4	30.0		6.7×10^{-5}	9.4×10^{-5}	"
No.43-3	913.0	230.3	194.0~230.3	26.3	50.0	55.65	3.5×10^{-5}	1.0×10^{-5}	"
			171.0~230.3	59.3	54.0	55.65	4.3×10^{-5}	1.3×10^{-5}	"
			122.0~230.3	108.3	54.0	55.65	9.1×10^{-5}	7.0×10^{-5}	"
No.43-5	940.0	240.0	194.5~240.0	45.5	100.5	89.0	2.0×10^{-5}	1.7×10^{-5}	"
			164.5~240.0	75.5	89.5	89.0	1.9×10^{-5}	2.4×10^{-5}	"

注：トリップ・バルブは測定点上端から1.00m上位

※は孔口からの深さを示す。したがって最高静水頭は(トリップ・バルブ)-(最高静水位)

決まるとされているが定説はない。概念的には500～1000m程度とされている。²⁾ また高橋は次のような関係を導いている。¹⁾

$$R = \sqrt{6 k_t H}$$

$$k_t = \frac{k \cdot t}{\lambda}$$

但し

k: 透水係数

t: 流出継続時間

λ : 有効間隙率

H: 最大圧力水頭

ここで透水係数の最も大きい $k = 2 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の R を 500m と仮定すると概略図-2 下表のような R が想定される。これに地質構造上の制限を加える必要があるが、月山トンネルの場合はその影響は少ないようである。

4-2. 切羽からの湧水量 Q_1

切羽からの湧水量 Q_1 は井底が平坦でかつ井底だけから湧水する井戸の式を使用する。

$$Q_1 = 4 k r_o H$$

但し

k: 透水係数

r_o : トンネルの半径

H: トンネルからの最高静水頭

4-3. 側壁部からの湧水量 Q_2

トンネルを集水暗渠と仮定し、地下水は側壁の両側から流入すると仮定すると次のようになる。

$$Q_2 = \frac{k \cdot L \cdot H^2}{R}$$

但し

k: 透水係数

L: トンネル延長

H: トンネルからの最高静水頭

R: 影響範囲

4-4. 坑口排水量

前述の方法により各区分毎の湧水量を求めたものが表-3である。切羽湧水量は各区分毎の切羽からの湧水量を算出し、坑口湧水量は各区分毎に算出した湧水量 (Q_2) に切羽湧水量 (Q_1) を加算して求めた。図-4はこれを示している。 Q_2 は区間湧水量の累計で、これがトンネル坑口での恒常的な湧水量であり、各区分毎の Q_2 に Q_1 を加えたもの (Q) が工事時の湧水量に

表-3 坑口排水量

	里 程 m	区間長 m	透水係数 cm/sec	影響圏 m	水 頭 m	切羽湧水量 Q_1 ℓ/min	区間湧水量 Q_2 ℓ/min	同左累計 ΣQ_2 ℓ/min	坑口排水量 $Q_1 + \Sigma Q_2$ ℓ/min	同 左 t/min
1	0~300	300	3×10^{-5}	60	40	1.22	1.44	1.44	15.62	0.0156
2	~500	200	"	"	80	2.45	38.4	52.8	55.25	0.0552
3	~790	290	"	"	150	4.59	195.8	246.8	251.39	0.2514
4	~870	80	2×10^{-4}	500	"	30.6	432.0	680.6	986.60	0.9866
5	~1,000	130	4×10^{-5}	200	"	61.2	352.0	1,031.6	1,092.80	1.0928
6	~1,300	300	"	"	140	57.12	705.6	1,737.2	1,794.32	1.7943
7	~1,700	400	"	"	120	48.90	691.2	2,428.4	2,477.30	2.4773
8	~1,890	190	"	"	100	40.80	228.0	2,659.4	2,700.20	2.7002
9	~2,050	160	2×10^{-4}	500	"	20.4	384.0	3,040.4	3,244.40	3.2444
10	~2,300	250	3×10^{-5}	60	"	30.6	75.0	3,115.4	3,118.46	3.1185
11	~2,530	230	"	"	60	18.4	24.8	3,140.2	3,142.04	3.1420

相当する。

坑口排水量は酒田
方坑口790m地点
から急激に増大し、
切羽湧水量だけで
0.3 t/minに達する。
坑口2,050m地点
まで1 km 当り平均
2 t/minで増え、切
羽湧水量を含め最大

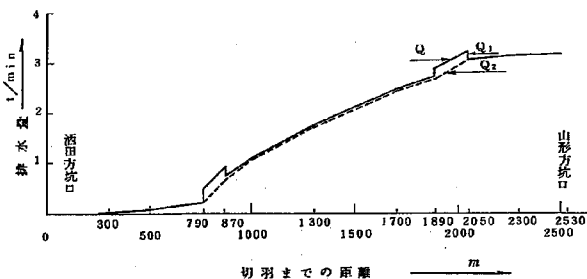


図-4 トンネル坑口における排水量

3.25 t/minに達し、その後減少に転じて最終的には3.14 t/minとなる。

JFTで測定された最大湧水圧はボーリングNo 43-3孔(坑口から1,050m付近)で
14 kg/cm²に達するが、地質がよいことと切羽湧水量がそれ程大きくないので特に大きなトラ
ブルとはならないであろう。むしろ790~870m付近は地質が悪いので注意を要する。

5. ま と め

以上をまとめると次のようになる。

- ① 月山トンネルが遭遇する地質は、安山岩類、凝灰角礫岩、礫岩よりなる。安山岩は緻密堅硬であるが割れが多く、 $k = 10^{-5} \sim 10^{-6} \text{ cm/sec}$ である。凝灰角礫岩は変質粘土化しているところは透水性がないが、その周囲は大きく $k = 10^{-4} \text{ cm/sec}$ である。礫岩はマトリックスの固化が進んでいるので $k = 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 程度である。

② 最大湧水圧は 1.4 kg/cm^2 程度になる。しかし最大値を示したところは礫岩中であり、透水係数が小さいことと硬いことから支障をきたすことなく減水して湧水圧は低下するであろう。

③ トンネルの中央部は上層近くに不透水層があり、浅層の地下水と基面近くの地下水は分離されている。

④ 切羽湧水量は最大 0.3 t/min に達する。

⑤ 坑口での最大排水量は 3.24 t/min に達するが、恒常排水量はやや減少して 3.14 t/min となる。

おわりに本文をまとめるに当たって地質研究室の方々に多大な助力を受け、また東北地建酒田工事事務所には多くの便宜と資料の提供をうけた。記して謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 高橋：湧水と地圧 昭38
- 2) 土木学会：水理公式集 昭38
- 3) Oedergren：Seepage, Drainage and Flow Nets 1967
- 4) 菅原：トンネルの湧水量の推定に関する一試み 昭42
- 5) 石井，大島，永橋：山陽新幹線六甲トンネル水文地質調査 昭42
- 6) 酒田工事々務所：月山第1トンネル地質調査報告（昭42年度）
- 7) 酒田工事々務所：月山第1トンネル地質調査報告（昭43年度）

5. 大口径の埋設管に作用する土圧

土 質 研 究 室

矢 部 正 宏

1. まえがき

大口径管の遠心力鉄筋コンクリート管の強度規格の改訂に際して、埋設時の土圧の実態を明らかにすることが必要となり現場実験を実施した。

実際に埋設された管の事故（ひびわれ）例の調査結果から、現場実験で明らかにすべき問題点を次のような点にしばることとした。

- 1) 土圧の時間的な変化の様子を知る。
- 2) 埋設直後の降雨による土圧の影響を明らかにする。
- 3) 土留矢板を抜いたときに管にかかる増加土圧を知る。
- 4) 設計土圧を計算するための適切な式を見出す。

現在普通に用いられる管きよの土圧計算式はMarstonの式といわれるもので、埋めもどし土と溝壁の間に上向きのまさつ力が働き埋めもどし土の全重量からこのまさつ力を除いたものが管に作用する荷重であると考えている。しかし大口径管では掘削深さが大きくなるので矢板等による土留工を施工することが多く、埋めもどし後の矢板を抜いたようなときには側壁とのまさつは期待できないでMarstonによる計算値以上の土圧が作用する可能性がある。

また地盤のよくない場合には矢板引抜き時に周辺地盤の変位がかなり大きいのがそのために管の土圧が増加することが考えられ、さらに埋めもどし直後の降雨により管にひびわれが発生した例も報告されている。このような点を考慮して上述の問題点を解明しようとした。

2. 実験の概要

実験は東京都下水道局新河岸処理場で実施した。対象が大口径管であるので供試管としてよび径2,500, 2,000, 1,800 mmのものをを用い2,000 mmの管については2種類の実験を行なったので実験数は4である。1つの実験単位は半円管5本を連結したものの（長さは $2.43\text{ m} \times 5 = 12.15\text{ m}$ ）で4つの実験区間は連続している。矢板をG.L. - 11.80 mまで打設して掘削した後コンクリート基礎を施工し荷重計または金属支承を置いて半円管を設置した。管の設置状況は図-1に示すようになっていて5本連結した中央の1本についてのみ土圧測定を行なうこととし片側5個づつ計10個の荷重計を設置した。実験条件をまとめると表-1のようになり、掘削幅は実際に施工されたものより少し大きい。

実験では次の項目の測定が行なわれた。

- a. 土圧 半円管アーチの下に荷重計をおいた。
- b. 半円管の水平反力 半円管の下側に2本の鉄筋計をとりつけてアーチの水平反力を測定した。
- c. 管周の応力分布 測定管中央部で半円をほぼ8等分する点にストレインゲージとカールソンひずみ計（ただしBφ2,000のみ）をつけた。
- d. 地下水位 プラスチック有孔パイプを設置。
- e. 管基礎の沈下 管のコンクリート基礎に鉄筋を埋めこんで測定した。

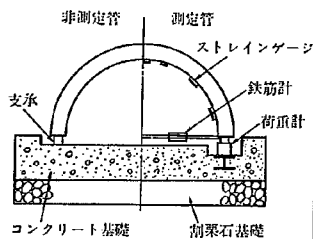


図-1 管の設置状況

表-1 実験条件

試験区間	A	B	B'	C
管のよび径	φ2,500	φ2,000	φ2,000	φ1,800
埋めもどし条件	現地の粘土 締固める	山 砂 締固める	現地の粘土 締固める	現地の粘土 締固めない
管の外径 B _c (m)	3.0	2.4	2.4	2.2
溝 幅 B _d (m)	4.4	3.85		
掘削深さ H _o (m)	7.4	7.0		
土かぶり H (m)	5.0			

f. 周辺地盤の変位 各実験区間について2列づつ矢板から1mおきに11mの点まで木ぐいを打って水平変位と沈下量をスチールテープとレベルで測定した。

試験地の地盤の性質は表-2, 埋めもどし土の性質は表-3のようになっている, 地下水位は掘削前および矢板引抜き後しばらくたったときにはG.L. - 3.5m, 埋めもどし中はG.L. - 5.5mであった。

表-2 原地盤の性質

深さ(m)	土質名	r_t (kg/cm ²)	w (%)	N値	q_c (kg/cm ²)	スウェーデン式 サウンディング	q_u (kg/cm ²)
0-4	粘土	1.4~1.8	30~75	2~3	2~15	$W_{sw}=50\sim100$	0.29~0.58
4-7	砂	1.8~1.9	30~40	8~18	30~80	$N_{sw}=40\sim120$	—
7-	粘土	1.51~1.59	68~86	0~2	4~5	—	0.44~0.61

表-3 計算に用いる土質常数

	原地盤		埋めもどし土		
	粘土	砂	締固めた	締固めない	山砂
	0-4m	4-8m	粘土	粘土	砂
湿潤密度 r_t (t/m ³)	1.67	1.87	1.74	1.65	1.64
まさつ角 ϕ (°)	13	30	13	13	13

3. 実験結果と考察

3.1 鉛直土圧

管に作用する土圧の時間的な変化を概略的に示すと図-2のようになる。すなわち埋めも

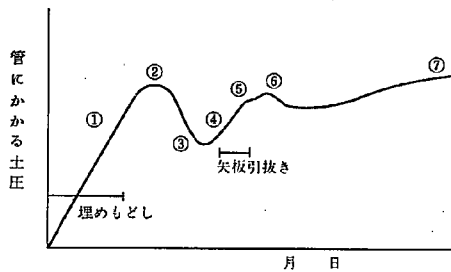


図-2 土圧変化の一般的な状況

どし中は直線的に増大し(①),埋めもどし完了後数日で極大値(②)に達してその後は地下水位の上昇にともなって減少する(③)。矢板引抜き時には急激に増大し(⑤)さらに数日間にわたって増加して極大値(⑥)に達したのちやや減少するがまた徐々に増大し140日程度ではほぼ一定(⑦)になる。代表的な時点での実測土圧は表-4のようになっている。

埋めもどし完了後矢板引抜きまでに約2週間程度の放置期間がありその間に約150mmの降雨があったが(埋めもどし直後に70mmの雨がいった)そのための土圧増加はあまりなく、かえって地下水位の上昇のための土圧の減少が大きい。矢板引抜き前後で地下水位の変化はないので、矢板引抜き前後に観測された土圧増加には地下水位の変化による影響は含まれず、

表-4 代表的な時点での土圧実測値(単位長さあたり)(t/m)

	A φ2,500	B φ2,000	B' φ2,000	C φ1,800
埋めもどし完了直後 ①	23.5	17.4	16.5	17.7
埋めもどし完了後の極大値 ②	26.4	17.4	21.2	18.6
埋めもどし完了後の最小値 ③	16.4	11.2	13.8	15.1
矢板引抜き直前 ④	16.4	11.2	15.6	15.1
矢板引抜き直後 ⑤	22.1	14.2	18.3	18.4
矢板引抜き後の極大値 ⑥	23.7	16.6	18.3	18.4
矢板引抜きによる増加 ⑤-④	7.3	3.0	2.7	3.3
矢板引抜き後 30日経過	25.5	16.9	19.5	18.4
" 50日 "	26.1	16.9	19.8	19.2
" 80日 "	26.6	17.0	19.5	19.6
" 140日 "	28.4	18.9	22.5	20.4
" 200日 "	28.4	19.0	22.4	21.1

純粹に矢板引抜きに起因する土圧増加が測定されているものと思われる。矢板引抜き後140日程度で土圧はほぼ一定値に達するがこの土圧を管に作用する最大土圧とすれば矢板引抜き直後の土圧は最大土圧のほぼ85%程度である。

土圧の計算式による理論値と実測値を比較してみる。計算式として次の4つの式を考える。(図-3参照)

a. Marstonの刚性管に対する溝型条件の式

$$W = C_d r B_d^2 \quad (1)$$

ここに

$$C_d = \frac{1}{2 K \mu} \left[1 - \frac{r_w}{r} + \frac{r_w}{r} \exp(-2 K \mu \frac{H_2}{B_d}) - \exp(-2 K \mu \frac{H}{B_d}) \right] \quad (2)$$

ただし地下水位が管頂以下の場合には

$$C_d = \frac{1 - \exp(-2 K \mu \frac{H}{B_d})}{2 K \mu} \quad (2')$$

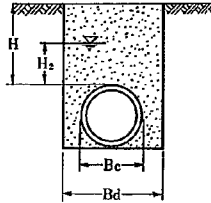


図-3 式(1)~(5)の説明図

b. Marstonのたわみ性管きょに対する溝型条件の式

$$W = C_d r B_c B_d \quad (3)$$

c. 溝内の土塊の全重量が管にかかると考えた式

$$W = (rH - r_w H_2) B_d \quad (4)$$

d. 管の直上の土塊の全重量が管にかかると考えた式

$$W = (rH - r_w H_2) B_c \quad (5)$$

ただし W: 管きょにかかる単位長さあたりの全荷重

C_d : 溝型条件の場合の荷重係数

r : 埋めもどし土の単位体積重量

r_w : 水の単位体積重量

B_d : 溝の幅

B_c : 管の外径

H : 管頂での土かぶり

H_2 : 管頂より地下水面までの高さ(地下水面は地表より $H - H_2$)

K : 埋めもどし土の主働土圧係数

$$K = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

ϕ : 埋めもどし土の内部まさつ角

μ : 埋めもどし土と溝壁の間のまさつ係数

$$\mu = \tan \phi \text{ としてよい。}$$

実測値と計算値の比較を図-4に示すが、これによれば矢板引抜き前には(8)が、最終的には(1)が実測値に近い値を与えるようにみえるが、この実験では特殊な埋設状況のため実際の管きょに作用する土圧より小さめの土圧を測定していることが考えられるので簡単に結論をくだすことはできない。

したがって測定値に対して補正を要することになるがその原因および補正值については次のように考えられる。まずこの実験では完全な円管ではなく半円管を用いコンクリート基礎

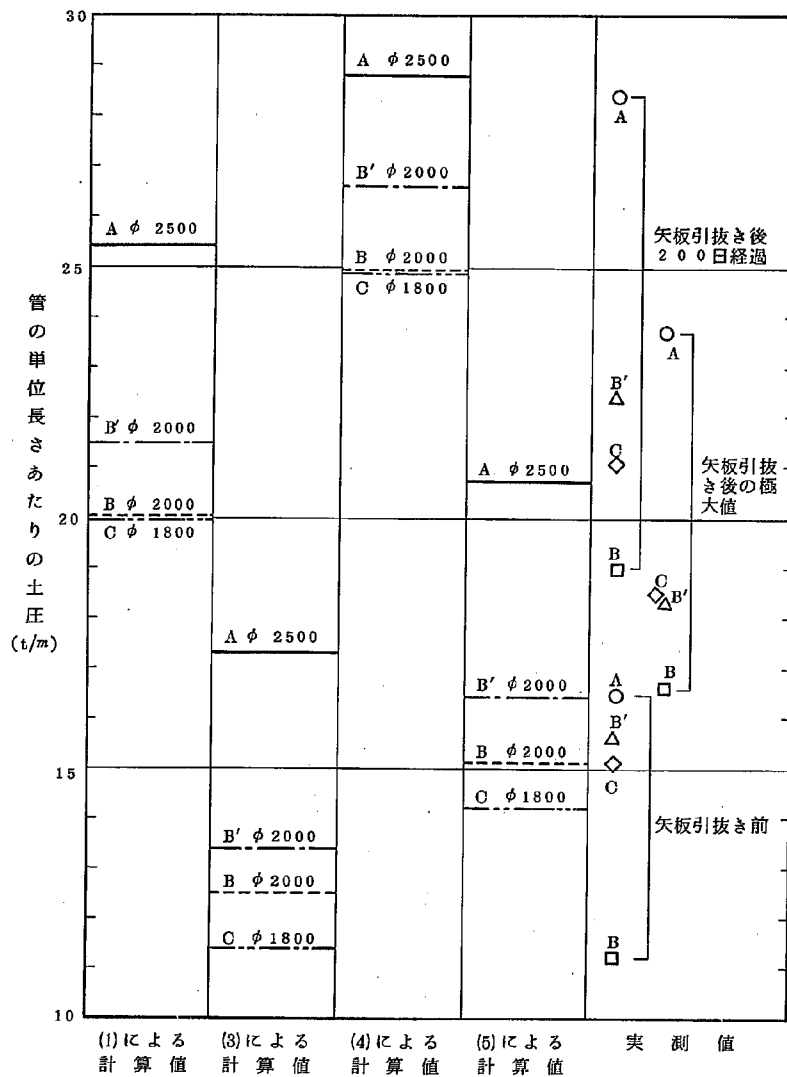


図-4 実測値と計算値の比較

が管の外側にはり出し溝幅全体にわたって作られているので、管のまわりの土が圧縮性のときには剛性の大きい管に土圧が集中してくるのに反して、この場合には土圧の集中をひきおこすのに十分な側面の土の圧縮がなくコンクリート基礎のはり出し部分で受けもたれた土圧がかなりあってその分だけ管の土圧が軽減されたと考えられる。その補正値についてであるが、Marstonによれば管に作用する土圧は側面の土が圧縮性のときは(1)で管と同程度の剛性のときは(3)で計算できるとされているので、管の側面がすべてコンクリートであれば(半円の側面にもコンクリートがあるとすれば)その補正値は(1)-(3)で計算できることになる。その値は $7 \sim 8 \text{ t/m}$ であるが管のまわりには半円の高さだけは圧縮性の土があるので補正値として上記の大きさをすべてをとることは過大な補正をすることになる。しかし側面の土の高さが普通の場合の $1/2$ であるからといって補正値は(1)-(3)の $1/2$ ということもできない。

次の問題点は管が粘土層の上に設置されているため矢板引抜き時の土圧増加により管が沈下し、埋めもどし土はアーチ作用を受けた状態になって溝壁との間にあらたに上向きのまきつ力が発生してその分だけ管の土圧が少くなることである。掘削した溝底の再圧縮による沈下は避けられないものではあるが、埋めもどし土のアーチ作用の程度は溝底の沈下量に関係すると思われるので、沈下量の大きくない良好な地盤では、軟弱地盤にくらべてアーチ作用による土圧減少は小さいと考えられる。このようなアーチ作用を受けたときの土圧は(1)で計算されるので、完全なアーチ作用を考えたときの補正値は(4)-(1)になりその大きさは $3 \sim 5 \text{ t/m}$ であるが、この実験ではこの値全部を補正値としてとるべきかどうかはわからない。

測定値に対してどの程度の補正をするのが適切か、はっきりしないが2つの補正値をあわせて $3 \sim 4 \text{ t/m}$ 程度を考えておくことはあまり無理なことではないであろう。

上記の補正を考慮に入れて実測値と測定値を比較してみると、まず矢板引抜き前では(1)より大きい実測値が測定されるとは考えられないので、Marstonの仮定どおり、埋めもどし土と矢板のまきつを期待して(1)で土圧を計算することは妥当であろう。そして終局的に管に作用する土圧(あるいは最大土圧)の計算には、いくらか安全側の結果が出ることはあるが計算の簡単な(4)が適切であろう。

矢板引抜き後に土圧が $15 \sim 20\%$ 程度増加することがわかったが、かなり長期にわたるこの土圧増加の原因は現在のところ説明ができない。矢板引抜き後には管および周辺地盤ともほとんど沈下はないが、埋めもどし土はかなり圧縮沈下を示し溝内の表面と周辺地盤は $30 \sim 40 \text{ cm}$ の段ちがいがいになっているので、埋めもどし土が自重によって圧縮されるのにもない、それまで溝壁との間に働いていた上向きのまきつ力が減少してその分だけ管の土圧増加となったということも考えられる。

3.2 矢板引抜き時の土圧増加

矢板を抜いたときに原地盤は溝の方向にかなり大きく変位するがそのため主働土圧が溝内の埋設管に土圧増加となって作用することが予想される。壁面まきつを考えたクーロンの土

圧式で主働土圧を求めその鉛直成分が溝内に等分布すると仮定すれば、矢板引抜き時の管の増加土圧は次式で計算できる。

$$\Delta W = \frac{B_c}{B_d} r_o H_o^2 K_a \sin \phi_1 \quad (6)$$

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi_o}{\cos \phi_1 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_o + \phi_1) \sin \phi_o}{\cos \phi_1}} \right]^2} \quad (7)$$

ただし ΔW : 原地盤の主働土圧による管の増加土圧 (単位長さあたり)

r_o : 原地盤の単位体積重量

H_o : 溝の掘削深さ

K_a : 原地盤の主働土圧係数

ϕ_o : 原地盤の内部まさつ角

ϕ_1 : 埋めもどし土と溝壁の間のまさつ角

($\phi_1 = \text{Min.}(\phi, \phi_o)$)

原地盤は2層なので層厚を考慮した加重平均値の $\phi_o = 20^\circ$, $r_o = 1.26 \text{ t/m}^3$ を用いて ΔW を計算すると表-5 のようになって A を除いて表-4 の実測値とはほぼ一致する。

表-5 矢板引抜き時の土圧増加の計算値

	A $\phi 2,500$	B $\phi 2,000$	B' $\phi 2,000$	C $\phi 1,800$
$\Delta W (\text{t/m})$	4.6	3.8	3.8	3.6

3.3 水平土圧

剛性管の計算には水平土圧を考慮しないのが普通であるが半円管の下につけたタイロッドで半円アーチの水平反力を測定しているのでその結果から土圧係数 K_o (水平土圧と鉛直土圧の比) を計算してみると、時間的な変化はあまりなく、 $K_o = 0.24 \sim 0.30$ で、特に矢板引抜き後 30 日を経過するとほとんど一定になることがわかった。

4. 結 論

この実験でわかったことは次のとおりである。

- 1) 埋めもどし中および矢板引抜き前の土圧は Marston の (1) 式で計算できる。
- 2) 設計土圧としてはいくらか安全側ではあるが (1) による計算値をとる (ただし周辺地盤からの土圧が予想されるときは (6) による値を加える。
- 3) 矢板引抜きによる周辺地盤からの土圧による管の増加土圧は (6) で計算できる。
- 4) 矢板引抜き前では降雨にともなう土圧増加はみとめられない。
- 5) 矢板引抜き後約 140 日程度で土圧は一定値に達する。

この報告は東京都下水道局の委託研究の結果である。御尽力いただいた関係各位に謝意を表する。

6. 三 径 間 吊 橋 の 地 震 応 答 解 析

振 動 研 究 室

小 山 田 欣 裕

1. はじめに

長径間吊橋の耐震性に関しては、最近幾多の理論解析が行われ、国の内外でその成果が発表されている。とくに、1960年、1965年、1969年のWCEE（世界地震工学会議）、1966年の日本地震工学シンポジウム、同年リスボンで行われた吊橋シンポジウムならびにこの数年の土木学会年次学術講演会の論文などに顕著である。

吊橋の地震応答解析を行う場合には、地盤、主橋脚、ベント橋脚、アンカー・ブロック、主塔ケーブル、補剛桁（構）などから成る複雑な系を、実用上解析可能な力学モデルに置換し、運動方程式を解かねばならないが、一般には分布した質量を適当な間隔をおいて集中させた多質点系力学モデルが使われる。運動方程式の表示には、近年とくに、マトリックスを直接用いる方法が盛んであり、1969年9月東京で行われたマトリックス構造解析ならびに設計法に関する日米ゼミナールとJSSC（日本鋼構造協会）のシンポジウムを見ると、船舶・航空機・宇宙船打上げロケットなどを含む多種多様な構造物にマトリックスを用い簡素に運動方程式を表現する方向が趨勢であるように思われる。

本解析では、三径間吊橋の上下部構造全体を110の自由度をもつ線型多質点系力学モデルに置き換え、有限差分法により運動方程式を導き、平均応答スペクトル曲線を地震入力として、モデル・アナリシスによる方法を用いて地震応答を求めたものであり、ここでは解析法ならびに解析結果の一部を要約して紹介するものである。

2. 解析法の概要

2.1 三径間吊橋の運動様式

解析にあたり対象とした各吊橋構造部材の運動様式は表-1のとおりであるが、これらの様式を考えた理由はつぎのとおりである。

表-1 三径間吊橋の運動様式

番号	構造部材	運動様式
1	アンカー・ブロック	3自由度剛体ケーソンとしての振動（本計算例では考慮されていない）
2	ベント橋脚	3自由度剛体ケーソンとしての振動
3	主橋脚	(1)水平振動 (2)断面の回転振動 (3)橋脚・塔全体としての鉛直振動
4	主塔	(1)水平振動 (2)橋脚・塔全体としての鉛直振動
5	補剛桁	(1)ケーブルと一体としての鉛直振動 (2)桁全体としての水平振動
6	ケーブル	(1)補剛桁と一体としての鉛直振動 (2)水平振動

- (1) 1960年のWCEEにおいて、小西・山田は、主塔を含む吊橋の上部構造全体を21の質点系モデルに置き換えその固有振動特性を求めた論文を発表したが、この研究では構造主系面内振動時の主塔の水平曲げ振動・ケーブルおよび補剛桁の鉛直曲げ振動のみを対象とし、ケーブルの水平振動や補剛桁の橋軸方向水平振動を考慮していなかった〔1〕。
- (2) 1961年の土木学会論文集で久保は、吊橋が橋軸方向水平地震動をうけると、補剛桁が全体として橋軸方向に振動することにより、鉛直曲げ振動の周期が低次で伸びる傾向にあることを指摘した〔2〕。
- (3) 1966年に平井・伊藤は、三径間吊橋の中央径間にセンター・ダイアゴナル・ステイを設けた場合には、吊橋が非対称なたわみ変形をすると、補剛桁は橋軸方向に移動しかなりの抵抗をうけるだろうとの考えから、吊橋模型の補剛桁を橋軸方向に引っ張って1節点の逆対称なたわみ変形が生じることを確認した〔3〕。
- (4) ケーブルの水平方向振動は、主塔との接合点を通じて主塔の応答に相当影響を与えることが考えられ、ケーブルと桁とで重量をわけてケーブルの水平振動をも考慮するのが望ましい。
- (5) アンカー・ブロック、ベント橋脚および主橋脚は直接地震入力が入力される所であり、地盤の条件と関連して最も応答に影響を与える部材である。

2.2 力学モデルならびに電算プログラム

表-1に示す運動様式を考慮し、当初は図-1aのように力学モデルを設定し解析したが、

- (1) ベント橋脚頂部の質点および水平剪断バネを考慮せず、モデルを簡略化する。
- (2) 質点の分割を任意にできるようにする。
- (3) 各構造部材ごとに単独にまたはいくつかに組み合わせて解けるようにする。
- (4) 応答の履歴を求め得るようにする。
- (5) 応答を図化できるようにする。

などの拡張を施し、図-1bの力学モデルで現在解析を行っている。

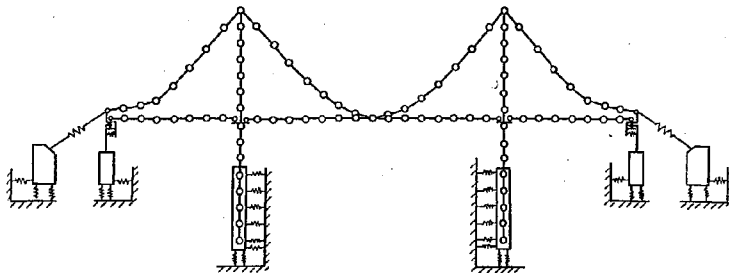


図-1a 力学モデル(1)

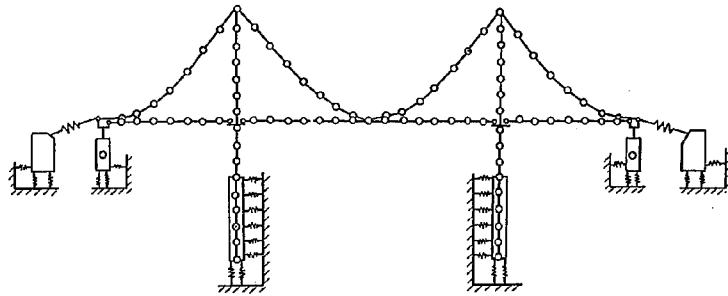


図-1 b 力学モデル (2)

電算プログラムは、図-1 aの力学モデルに対してはIBM7090ならびにCDC3600型電算機の言語(FOTRAN・N)で書かれ、図-1 bの力学モデルに対してはIBM360-75型電算機の言語で書かれている。それぞれの電算機種に対し、SEQR(L)-1~3というプログラム名を付しており、書かれた言語そのものは入出力関係を除き殆んど共通しているが、主記憶装置(磁気コア)の記憶容量が違うため、1ケース当りの演算時間に大きな差がある。これらの関係を表-2に示してある。

表-2 電算プログラム

	プログラム名	使用電算機種	最大元数	応答	1ケース当り演算時間	備考
1	SEQR(L)-1	IBM7090 記憶容量 32KW	110元 (質点数固定)	最大応答 (全応答を印刷する)	約170ch	
2	SEQR(L)-2	CDC3600 記憶容量 98KW			約50ch	
3	SEQR(L)-3	IBM360-75 記憶容量 130KW	180元 (質点数任意)	最大応答、直接 応答(印刷する 応答を指定可能)	約13ch (最大応答)	モードおよび直接 応答の自動化可能 (OALCOMP770/763)
4	SEQR(L)-4	IBM360-75 記憶容量 130KW	200元 (質点数任意)	最大応答 直接応答	推定20ch	任意箇所吊橋への 拡張 (45年度予定)
5	SEQR(L)-5	FACOM270-30 記憶容量 65KW	75元 (質点数任意)	最大応答 直接応答	不明	SEQR(L)-3を 千葉支所電算へ書 き換え(45年度予定)

表-2に用いている記号の意味は、

S : 吊橋 (Suspension Bridge)

EQ : 地震 (Earthquake)

R : 応答 (Response)

L : 線型 (Linear)

KW : キロワード, 1000語

ch : センチアワー, 1/100時間

2.3 解 析

本解析の手順は図-2のフロー・チャートに示されているが、基本的には

- (1) 有限差分法により運動方程式を樹て、
- (2) 自由振動の方程式より固有値・固有ベクトルを求め、
- (3) 各モードにおける応答を算出し、
- (4) 各モードにおける応答を重ね合わせて最終的応答を求める手順によっている。

現行のプログラムSEQR(L)-3は、三径間吊橋を対象とし、最大応答、直接応答を求めて印刷させ、さらにモードならびに直接応答については表-2にも示したごとくオフ・ライン・システムで自動図化させることができるが、今年度中に最大応答をも図化することができるように改造したうえ、来年度には任意径間吊橋を対象としたものに拡張する予定である。

また元数の少い応答解析を行う場合には、千葉支所所有のFACOM270-30型電算機へのプログラム書き換えを行って不要な経費の節約をはかりたい(表-2参照)。

3. 解 析 結 果

現在までに実施した解析の概要を表-3に示してあるが、主として本州四国連絡橋の中央径間長1500mの三径間吊橋を対象として15ケースにわたり解析している。表中の記号の意味は

A : 構造主系面内振動

B : 構造主系に直交する振動

BRD : 上下部構造全橋で解析する場合

SUP : 上部構造だけで解析する場合

SUB : 下部構造

L1500M : 中央径間長1500m

(1)~(3) : SEQR(L)-1~3に対応する

L : 橋軸方向

V : 鉛直方向

T : 橋軸直角方向

AVRSPECTRA : 平均応答スペクトル

SINWAVE・ACCEL : 正弦波形加速度

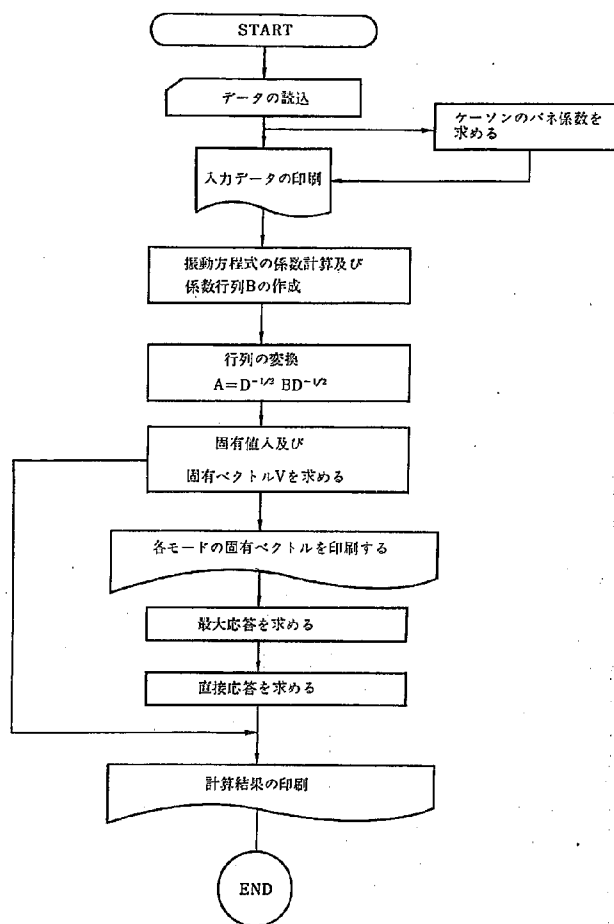


図-2 フローチャート

表 - 3 地震応答解析結果一覧

番号	演 算 種 別	使 用 電 算 プログラム	使用電算機種	元数	直接応答 印刷点数	入力作用方向			地 震 荷 重	入力最大 加速度	減衰定数	$\frac{E_a}{E_g}$ $\frac{1 \times 10^{-4}}{1 \times 10^{-4}}$	根入れ	水 深	備 考
						L	V	T							
1	CASE 1A. 1B BRDL1500M(1)	SEQNLI-1	IBM7070	110	—	○	○	○	AVRSPECTRA	$\frac{gal}{200}$	2.5%	$\frac{1 \times 10^{-4}}{1 \times 10^{-4}}$	10 ^m	50 ^m	
2	CASE 2A. 2B BRDL1500M(1)	"	"	"	—	"	"	"	"	"	"	$\frac{600,000}{16,000}$	"	"	
3	CASE 3A. 3B BRDL1500M(1)	"	"	"	—	"	"	"	"	"	"	$\frac{80,000}{10,000}$	"	"	
4	CASE 4A. 4B BRDL1500M(1)	"	"	"	—	"	"	"	"	"	"	$\frac{40,000}{5,000}$	"	"	
5	CASE 2A. 2B' BRDL1500M(2)	SEQNLI-2	ODC3600	"	—	"	"	"	"	"	"	$\frac{600,000}{16,000}$	20	40	
6	CASE 3A. 3B' BRDL1500M(2)	"	"	"	—	"	"	"	"	"	"	$\frac{80,000}{10,000}$	"	"	
7	CASE 4A. 4B' BRDL1500M(2)	"	"	"	—	"	"	"	"	"	"	$\frac{40,000}{5,000}$	"	"	
8	CASE 5A. 5B BRDL1500M(2)AR	"	"	"	—	"	"	"	"	"	"	—			下部構造非対称
9	CASE 6A. 6B BRDL1500M(2)OR	"	"	"	—	"	"	"	"	"	"	—			下部構造非対称
10	CASE 7A. 7B BRDL1500M(2)DR	"	"	"	—	"	"	"	"	"	"	—			下部構造非対称
11	CASE 0A SUPL1500M(3)	SEQNLI-3	IBM360-75	42	2	○	×	×	AVRSPECTRA SINEWAVE+ACCEL	"	2	—	—	—	
12	CASE 1A SUBHPO75M(3)	"	"	2	2	○	×	×	AVRSPECTRA 52KUSH-E-W+ACCEL	"	5	—	10	50	
13	CASE 2A SUPL1500M(3)	"	"	80	7	○	×	×	"	"	0.2, 5	—	—	—	
14	CASE 3A BRDL1500M(3)	"	"	110	116	○	○	×	"	"	"	$\frac{40,000}{5,000}$	10	60	モード、直接応答の 自動図化
15	CASE 4A BRDL0703M(3)	"	"	80	55	○	○	×	AVRSPECTRA 52KUSH-E-W+SPECTRA 52KUSH-E-W+ACCEL	150	"	—	19.4	4.0	モード、直接応答の 自動図化

・62 KUSH・E-W・ACCEL: 1962年鉋路地震加速度E-W方向成分

・62 KUSH・E-W・SPECTRA: 1962年鉋路地震E-W成分スペクトル

gal: ガル (cm/sec^2)

E_R : 底面地盤のヤング率 (t/m^2)

E_S : 側面地盤のヤング率 (t/cm^2)

この解析計算の結果求められたものは、固有値、固有ベクトル、モード寄与率、相当質量、各質点における変位、加速度、曲げモーメント、剪断力(ケーブルでは張力の増分)、応力、歪である。紙数の関係でこれら全てを述べるわけにはいかないので、結果の一部を要約して説明することにする。

3.1 応答変位が卓越するモード

自由度の個数だけ求まる各モードにおける応答変位のうち、重ね合わせて得られる最終的応答変位を支配するモードというのが一般に存在することを解析結果は示している。たとえば補剛桁ならびに主塔に着目して上記の関係を探ってみると図-3のごとくなる。

図-3で最大応答変位の線上に付された数字は、その点の各モードにおける応答のうち最大の値を示すモードの周期を意味し、その周期に対応するモードをとり出して右側に示してある。図から明らかなように

- (1) 橋軸方向地震動に対しては補剛桁は逆対称1次モードが卓越する。主塔は、上端ピン・下端固定の主塔1次モードが卓越する。
- (2) 鉛直方向地震動に対しては、補剛桁は図-3bのような対称3次モードが卓越する。
- (3) 橋軸直角方向地震動に対しては中央径間補剛桁では対称1次、側径間補剛桁では対称2次、主塔では上端自由の片持梁のような振動モードが卓越する。

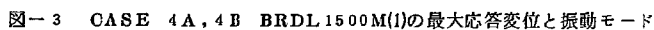
3.2 補剛桁の橋軸方向水平振動(遊動円木振動)

中央径間中央点にダイアゴナル・スティを設けた力学モデル(図-1)としているので、側径間では補剛桁がケーブルに対し相対的に独自の水平振動を行うが、中央径間では中央点でケーブルの水平変位と補剛桁の水平変位が一致することになる。このような条件のもとで解析された場合に、遊動円木振動が何番目のモードに表われるか調べてみたのが図-4である。

図-4aはベント橋脚および主橋脚をとりのぞき主塔を含む上部構造だけで解析した場合〔CASE 2A SUP1500M(3), 80元〕の1~6次モードまでを描いたものであり、 U_D , U_F , V はそれぞれケーブルの水平変位ベクトル、桁の水平変位ベクトル、ケーブルおよび桁の鉛直変位ベクトルを意味する。

図-4bは下部構造を含めた上下部構造全体として解析した場合〔CASE 3A BRDL1500M(3), 110元〕である。

5, 6次モードで4a, 4b両者のあいだに相違が見られるが、傾向としてはほぼ一致しており、下部構造の影響はモード自体にあまり影響していない。同図からつぎの事が明らかになっている。



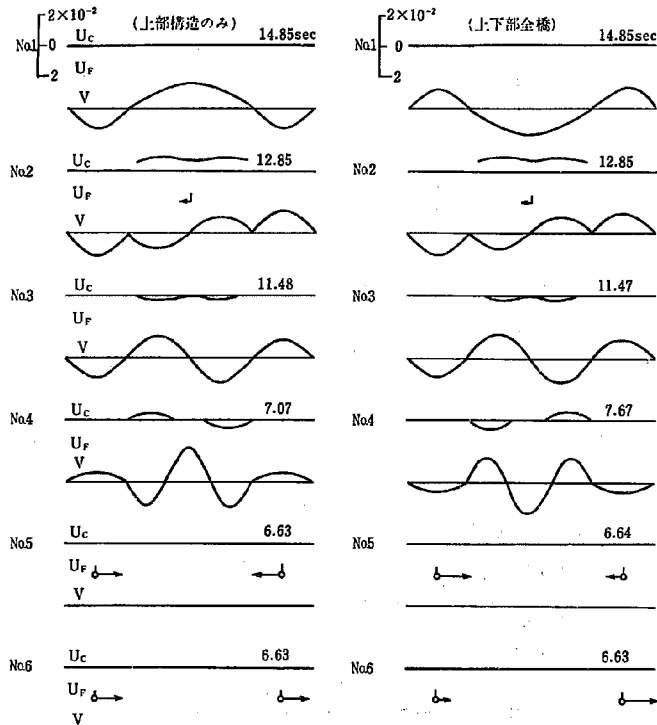


図-4 a

図-4 b

図-4 振動モード

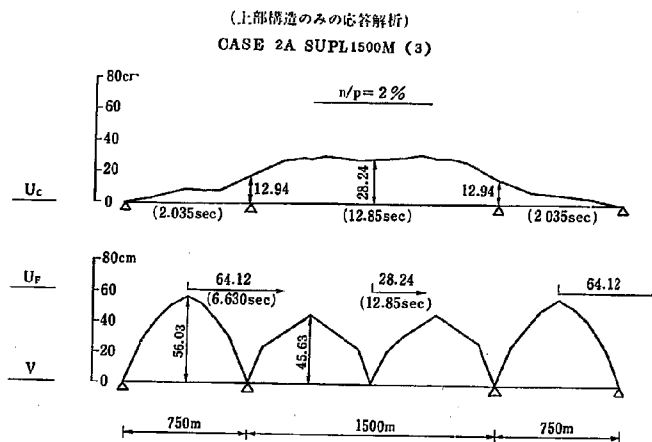
- (1) 中央径間では逆対称1次の鉛直曲げに付随して水平変位ベクトル (U_f) が表われている。
- (2) 側径間ではケーブルの水平振動と桁の鉛直曲げ振動に対し独立して、非常に近接した周期をもつ5, 6次モードに一对の水平変位ベクトルが表われている。
- (3) より高次のモードでは、 U_f の値は非常に小さく、モード寄与率 (刺激係数) も小さいので、応答に及ぼす影響がほとんどない。

これらの傾向をさらに定量的に評価するため、応答変位を示したのが図-5である (図-4aに相当する上部構造のみの場合) であり、図中応答の下に () 内には各モードの周期を示し、これは各径間ごとになった。

この図から

- (1) 補剛桁の橋軸方向変位は、中央径間と側径間とを比較すると中央径間の方がかなり小さい。
- (2) 中央径間ではケーブルと桁の相対水平変位が小さいが、側径間では相当大きい。

これらの事実をもとに検討した結果、吊橋の構造主系に対する遊動円木振動の影響は相対的にかなり小さいものであるといえるが、吊長の短いハンガー、ケーブルなど構造の細目に係わ



註

- (1) U_C : ケーブルの水平モードベクトル。
- (2) U_F : 補剛桁の水平モードベクトル (矢印の長さで表わす)。
- (3) V : ケーブルおよび補剛桁の鉛直モードベクトル
- (4) n/p : 減衰定数
- (5) カッコ内の数字は固有周期。
- (6) 値は自乗和の平方根を示す。
- (7) 縮尺は全て同じ。

図-5 補剛桁およびケーブルの応答変位

る部分では十分検討と考慮を要するものと思われ、また現実に数十cmの変位を解析結果は示しておりこれに対する設計上の配慮は払われねばならない。

3.3 直接応答 (実験結果との対比)

本解析の手法ならびに結果の妥当性を検証するために道路事業調査の一環として行われている三径間吊橋上部構造全橋模型による振動実験の結果との対比を行なったのが図-7である。

模型実験の概要は図-6に示す。

解析と実験では、主塔基部への入力地震加速度記録の波形が若干違い、加振機の性能・模型の精度や解析における積分の精度など、両者の条件を厳密に一致させ得ない問題点は多々あるにしても、加速度波形をみる限りでは波形は良く似ているようである。

変位記録では解析値と実験値で、波形の特性が大きく相違するが、これは解析が上部全体として計算し、ケーブルの水平振動の影響が入っているのに対し、実験では主塔1基だけを加振しているため、ケーブルの水平振動の影響が殆どないためと考えられる。

現在、模型全体としての振動実験を実施中であり、結果がまとまった段階で解析との全面的

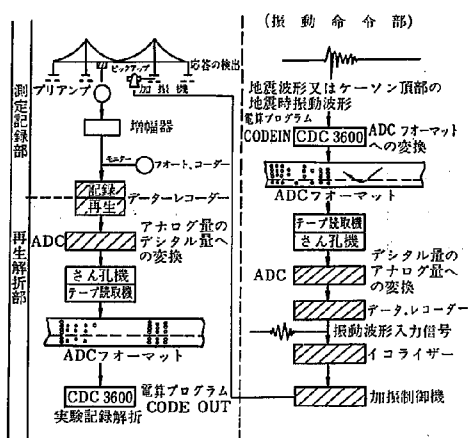
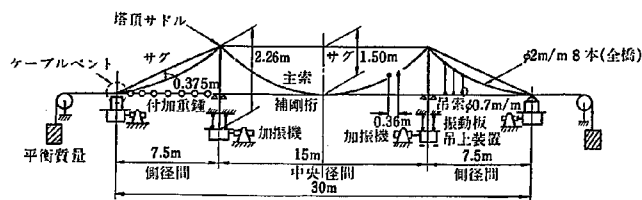


図-6 吊橋上部構造全橋模型振動実験工程

な対比・検討を行い報告する予定である。

4. お わ り に

多量の解析結果の中から一部を要約し紹介したわけであるが、様々な角度から結果を検討・吟味し、模型実験と併行しつつ吊橋の動的挙動を明らかにして行きたい。解析結果の詳細な報告は近くに土研資料ならびに所要にとりまとめて報告する予定である。

5. 参 考 文 献

- 〔1〕 土木研究所資料第182号, 183号, 216号, 283号, 326号, 519号, 520号, 521号
- 〔2〕 土木研究所報告第128号の1
- 〔3〕 松平精; 基礎振動学(昭25)
- 〔4〕 土木学会; 本州四国連絡橋技術調査第1次報告書, 耐震設計指針(1967), 同解説および耐震設計詳説

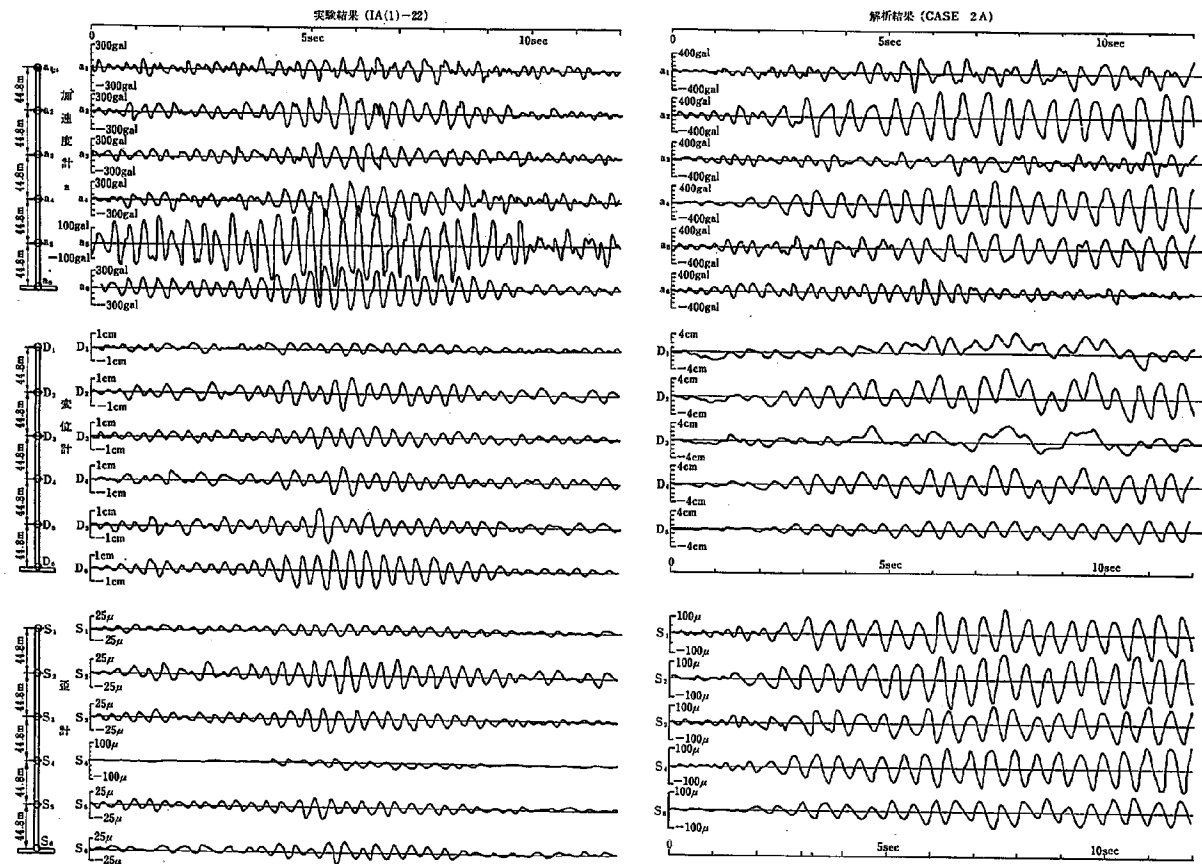


図-7 三径間吊橋の鋼路E Wによる地震応答の比較(主塔)

7. 鋼 床 橋 の 実 用 設 計 法

橋 梁 研 究 室

藤 原 稔

1. 鋼床版の考え方について

鋼床版橋における鋼床版とは主げたのウェブで支えられた橋面部分をいい、その上にアスファルト舗装を施して交通荷重を直接支えるデッキプレート（厚さ12mm～16mm程度）と、その下に約30～40cm間隔で比較的密に橋軸方向に配置された縦リブおよびそれに直角方向に1～4m間隔で配置されて交通荷重を主げたに伝える横リブとから成る（図-1）。

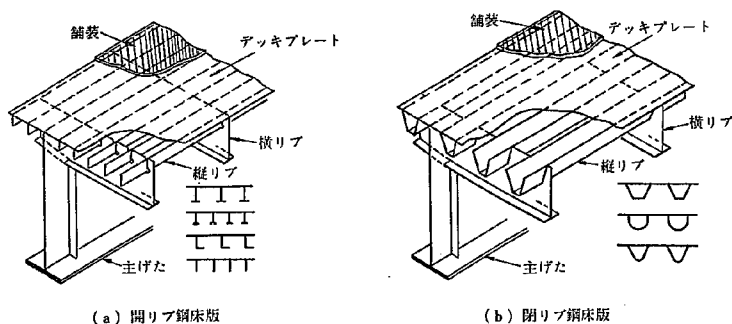


図-1 代表的な鋼床版構造

鋼床版を設計する場合にはそれに作用する応力をつぎの3つに分けて考える。

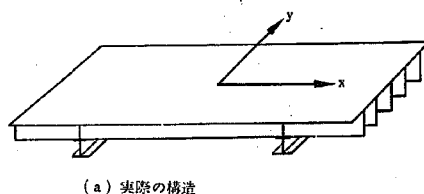
系Ⅰ：主構の1部として受ける応力

系Ⅱ：床作用による応力

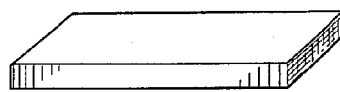
系Ⅲ：縦リブと横リブにはさまれた小区間の鋼版としての応力

主構の応力解析には主構からみて局部的とみなせる床作用による応力は考えない。したがって系Ⅰの応力は通常の構造力学の手法によって求めることができる。床の応力解析には床全体からみて局部的とみなせる荷重直下の版の応力は考えない。本報告はこの系Ⅱの応力を求めることを主眼としている。系Ⅲは荷重直下の版の局所的な応力であるが、縦リブと横リブの間隔からいって幅員方向の値が支配的であり、通常デッキプレートの厚さにこれを考慮しているので設計においてはこの値は計算しない。

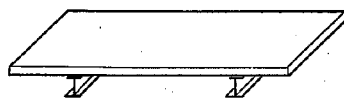
この3つの系に対して考えている荷重が同



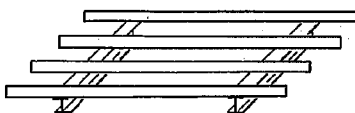
(a) 実際の構造



(b) 仮定Ⅰ



(c) 仮定Ⅱ



(d) 仮定Ⅲ

図-2 鋼床版構造の仮定

じであればそれによって得られた応力を代数的に加えあわせればよいが、3つの系に最大の影響を与える荷重をそれぞれの橋について求めるのは設計上煩雑であるので、現行の道路橋示方書では主橋に対する荷重と床に対する荷重を別々に規定しており、それらによって得られた応力を重ね合わせる場合には許容応力の割増しを考えている。

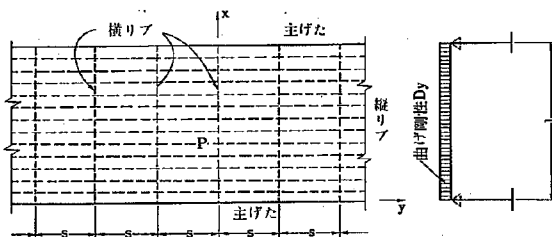
鋼床版の系Ⅱの床作用による応力を求める場合、その構造の仮定の仕方に通常つぎの3つがある(図-2)。

仮定Ⅰ：デッキプレート、縦リブ、横リブの鋼床版全体を均質な直交異方性版と考える。

仮定Ⅱ：デッキプレートと縦リブを均質な直交異方性版と考え、これが横リブで弾性的に支えられていると考える。

仮定Ⅲ：縦リブ間でデッキプレートを切り離し、縦リブと横リブによる格子構造と考える。

仮定Ⅰはおおまかな仮定であり、リブ応力のピークが出てこないが、全体的な応力の傾向を知るのに適している。仮定Ⅱは3つの仮定のうちでもっとも実際の構造に近い妥当な仮定と考えられ、今回提案した設計法もこの仮定にもとづいている。仮定Ⅲも比較的实际の構造に近い仮定である。



2. 提案した実用設計法について

(1) 対象とした構造

本設計法は主げたで単純支持された開リブ鋼床版または閉リブ鋼床版の床作用による曲げモーメントおよび応力を算出するのに用いる。

(2) 準拠した基準

荷重については鋼道路橋示方書のT-20荷重に、鋼床版に関する諸規定については溶接道路橋示方書の鋼床版の節にそれぞれ準拠した。

(3) 基礎とした理論

本設計法は直交異方性版理論にもとづいたW. Pelican-M. Eßlingerの方法

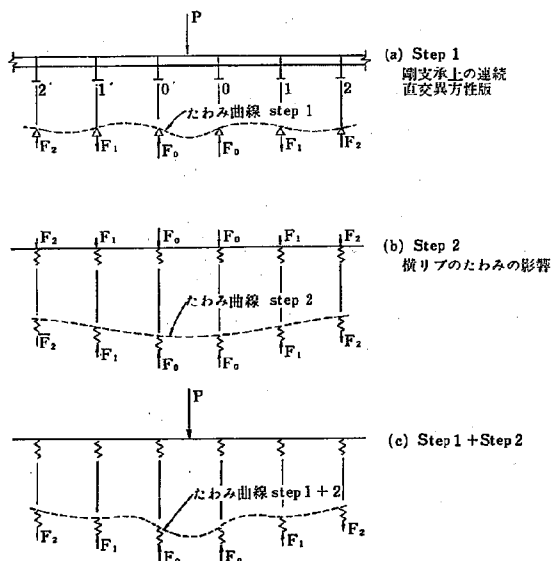


図-3 W. Pelican-M. Eßlingerの方法による鋼床版の計算順序

M. Eβlingerの方法によっているが、その考え方をつきに示す。

解析にあたっては前述した仮定Ⅱのように鋼床版をデッキプレートと縦リブとで均質に形成された直交異方性版とそれを弾性的に支持する横リブとに分けて考える。

設計ではまず横リブがたわまないものと考えて剛支承上の連続直交異方性版の曲げモーメントを求め (step 1)、つぎに横リブのたわみの影響を考慮して補正を行なって (step 2) 設計曲げモーメントを求める (図-3)。

直交異方性版のたわみ w に関する微分方程式は次式で表わされる。

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y)$$

step 1 の剛支承上の連続直交異方性版の曲げモーメントの計算において、縦リブが閉断面の場合は縦リブに直角方向の曲げ剛性 D_x およびねじり剛性 H は縦リブ方向の曲げ剛性 D_y に比べて無視できるので、たわみに関する微分方程式はつぎのようになる。

$$D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y)$$

ここで荷重強度 p を x 方向に関して一定と考えると上式は梁のたわみに関する微分方程式と同じとなり、結局開リブ鋼床版の step 1 の計算は剛支承上の連続梁の曲げモーメントを求めることに帰着する。

また同様に step 1 の計算において縦リブが閉断面の場合は D_x は H および D_y に比べて無視できるので、たわみに関する微分方程式はつぎのようになる。

$$2H \frac{\partial^4 w}{x \partial^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y)$$

したがって閉リブ鋼床版の step 1 の計算はたわみに関する微分方程式が上式で表わされる剛支承上の連続直交異方性版の曲げモーメントを求めることに帰着する。

step 2 の横リブの弾性沈下の影響の計算においては、横リブのたわみによって直交異方性版の橋軸直角方向に生ずる応力は無視できると考えられるので、開リブ鋼床版閉リブ鋼床版ともに $D_x = 0$ 、 $H = 0$ として弾性支承上の連続梁と考えて補正を行なう。

(4) 設 計 順 序

開リブ鋼床版および閉リブ鋼床版の設計順序を表-1および表-2に示す。

(5) 設 計 公 式

設計に必要な公式の名称を表-3に示す。

(6) 設 計 図 表

設計に必要な図表の名称を表-4に示す。

表-1 単純支持開リブ鋼床版の床作用による応力の計算順序

項	目	摘 要
I	構造系の假定	
I-1	縦リブ間隔	
I-2	縦リブ支間-横げた間隔	
I-3	横げた支間	
I-4	縦リブの断面	
I-5	中間横げた断面	
I-6	大きい横げた断面	
I-7	大きい横げた間隔	
II	断面性能の計算	
II-1	デッキプレートの板厚	I-1, 図表 1
II-2	デッキプレートの有効幅	I-1, 図表 1
II-2-1	縦リブと共働するデッキプレートの有効幅	I-1, I-2, 図表 2
II-2-2	横げたと共働するデッキプレートの有効幅	I-2, I-3, 図表 2
II-3	断面 2 次モーメントおよび断面係数	
II-3-1	縦リブの断面 2 次モーメントおよび断面係数	I-1, II-1, II-2-1
II-3-2	中間横げたの断面 2 次モーメントおよび断面係数	I-5, II-1, II-2-2
II-3-3	大きい横げたの断面 2 次モーメントおよび断面係数	I-6, II-1, II-2-2
II-4	相 対 剛 比	
II-4-1	縦リブと横げたの相対剛比	I-1, I-2, I-3, II-3-1, II-3-2, 公式 1(a)
II-4-2	デッキプレートと縦リブの相対剛比	I-1, I-2, II-1, II-3-1, 公式 2
II-4-3	大きい横げたと中間横げたの相対剛比	II-3-2, II-3-3, 公式 3
III	横げた系の曲げモーメント	
III-1	縦リブおよび横げたの活荷重反力	
III-1-1	デッキプレートから縦リブに伝わる活荷重反力	I-1, 図表 3(b)
III-1-2	縦リブから横げたに伝わる活荷重反力	I-2, 図表 4
III-2	縦リブの活荷重曲げモーメント	
III-2-1	支間中央の正の曲げモーメント	I-2, 図表 6, II-1-1, 公式 8(a)
III-2-2	支点上の負の曲げモーメント	I-2, 図表 7, II-1-1, 公式 8(a)
III-3	縦リブのたわみに対する縦リブの活荷重曲げモーメントの補正	
III-3-1	支間中央の正の曲げモーメントの補正	I-2, II-1-1, II-4-2, 図表 13, 公式 9
III-3-2	支点上の負の曲げモーメントの補正	II-2-1, II-2-2, II-3-1, 公式 10
III-4	横げたの活荷重曲げモーメント	I-3, 図表 10, II-1-2
III-5	死荷重による曲げモーメント	
III-5-1	縦リブの死荷重曲げモーメント	I-2
III-5-2	中間横げたの死荷重曲げモーメント	I-3
III-5-3	大きい横げたの死荷重曲げモーメント	I-3
IV	横げたのたわみに対する曲げモーメントの補正	
IV-1	縦リブの曲げモーメントの補正	
IV-1-1	支間中央の正の曲げモーメントの増加	I-1, I-2, 図表 16, II-4-1, 図表 14, 公式 11(a)
IV-1-2	支点上の負の曲げモーメントの減少	I-1, I-2, 図表 16, II-4-1, 図表 15, 公式 11(a)
IV-2	横げたの曲げモーメントの減少	I-3, 図表 18, II-4-1, 図表 17, 公式 12
V	大きい横げたの影響	
V-1	縦リブの曲げモーメントの変動	
V-1-1	支間中央の正の曲げモーメントの変動	II-4-1, 図表 13, II-4-3, 図表 11, 公式 13, 公式 14(a)
V-1-2	支点上の負の曲げモーメントの変動	II-4-1, 図表 13, II-4-3, 図表 12, 公式 13, 公式 14(a)
V-2	横げたの曲げモーメントの変動	
V-2-1	大きい横げたの支間中央の正の曲げモーメントの変動	II-4-1, 図表 13, II-4-3, 公式 13, 公式 15
V-2-2	中間横げたの支間中央の正の曲げモーメントの変動	II-4-1, 図表 13, II-4-3, 公式 13, 公式 16
VI	床作用による曲げモーメントおよび応力の合計	
VI-1	縦リブの曲げモーメントおよび応力の合計	
VI-1-1	縦リブの支間中央の正の最大応力	II-3-1, II-2-1, II-3-1, II-5-1, VI-1-1, VI-1-1
VI-1-2	縦リブの支点上の負の最大応力	II-3-1, II-2-2, II-3-2, II-5-1, (VI-1-2)
VI-2	横げたの曲げモーメントおよび応力の合計	
VI-2-1	中間横げたの支間中央の正の最大応力	II-3-2, II-4, II-5-2, VI-2, VI-2-2
VI-2-2	大きい横げたの支間中央の正の最大応力	II-3-3, II-4, II-5-3, VI-2, VI-2-1

表-2 単純支持閉リブ鋼床版の床作用による応力の計算順序

項	目	摘 要
I	構造系の仮定	
I-1	縦リブ間隔	
I-2	縦リブ支間=横げた間隔	
I-3	横げた支間	
I-4	縦リブの断面	
I-5	中間横げた断面	
I-6	大きい横げた断面	
I-7	大きい横げた間隔	
II	断面性能の計算	
II-1	デッキプレートの版厚	I-1, 図表 1
II-2	デッキプレートの有効幅	
II-2-1	縦リブと共働するデッキプレートの有効幅	I-1, I-2, 図表 2
II-2-2	横げたと共働するデッキプレートの有効幅	I-2, I-3, 図表 2
II-3	断面 2 次モーメントおよび断面係数	
II-3-1	縦リブの断面 2 次モーメントおよび断面係数	I-4, II-1, II-2-1
II-3-2	中間横げたの断面 2 次モーメントおよび断面係数	I-5, II-1, II-2-2
II-3-3	大きい横げたの断面 2 次モーメントおよび断面係数	I-6, II-1, II-2-2
II-4	縦リブの曲げ剛性	I-1, I-4, II-3-1, 公式 4
II-5	縦リブの有効慣性剛性	I-1, I-4, II-1, 公式 5, 公式 6, 公式 7
II-6	相対剛比	
II-6-1	曲げ剛性と有効慣性剛性の比	II-4, II-5
II-6-2	縦リブと横げたの相対剛比	I-1, I-2, I-3, II-3-1, II-3-2, 公式 1 (b)
II-6-3	大きい横げたと中間横げたの相対剛比	II-3-2, II-3-3, 公式 3
III	剛げた系の曲げモーメント	
III-1	縦リブの活荷重曲げモーメント	
III-1-1	支間中央の正の曲げモーメント	I-2, I-3, II-6-1, 図表 8, 公式 8 (b)
III-1-2	支点上の負の曲げモーメント	I-2, I-3, II-6-1, 図表 9, 公式 8 (b)
III-2	横げたの活荷重曲げモーメント	I-3, 図表 10, I-2, 図表 4
III-3	死荷重による曲げモーメント	
III-3-1	縦リブの死荷重曲げモーメント	I-2
III-3-2	中間横げたの死荷重曲げモーメント	I-3
III-3-3	大きい横げたの死荷重曲げモーメント	I-3
IV	横げたのたわみに対する曲げモーメントの補正	
IV-1	縦リブの曲げモーメントの補正	
IV-1-1	支間中央の正の曲げモーメントの増加	I-1, I-2, 図表 16, II-6-2, 図表 14, 公式 11 (b)
IV-1-2	支点上の負の曲げモーメントの減少	I-1, I-2, 図表 16, II-6-2, 図表 15, 公式 11 (b)
IV-2	横げたの曲げモーメントの減少	I-3, 図表 18, II-6-2, 図表 17, 公式 12
V	大きい横げたの影響	
V-1	縦リブの曲げモーメントの変動	
V-1-1	支間中央の正の曲げモーメントの変動	II-6-2, 図表 13, II-6-3, 図表 11, 公式 13, 公式 14 (b)
V-1-2	支点上の負の曲げモーメントの変動	II-6-2, 図表 13, II-6-3, 図表 12, 公式 13, 公式 14 (b)
V-2	横げたの曲げモーメントの変動	
V-2-1	大きい横げたの支間中央の正の曲げモーメントの変動	II-6-2, 図表 13, II-6-3, 公式 13, 公式 15
V-2-2	中間横げたの支間中央の正の曲げモーメントの変動	II-6-2, 図表 13, II-6-3, 公式 13, 公式 16
VI	床作用による曲げモーメントおよび応力の合計	
VI-1	縦リブの曲げモーメントおよび応力の合計	
VI-1-1	縦リブの支間中央の正の最大応力	II-3-1, III-1-1, III-3-1, IV-1-1, V-1-1
VI-1-2	縦リブの支点上の負の最大応力	II-3-1, III-1-2, III-3-1, (V-1-2)
VI-2	横げたの曲げモーメントおよび応力の合計	
VI-2-1	中間横げたの支間中央の正の最大応力	II-3-2, III-2, IV-3-2, V-2, V-2-2
VI-2-2	大きい横げたの支間中央の正の最大応力	II-3-3, III-2, II-3-3, V-2, V-2-1

表-3 設 計 公 式

- 公式 1. 縦リブと横げたの相対剛比
- (a) 開 リ ブ
- (b) 閉 リ ブ
- 公式 2. デッキプレートと開リブの相対剛比
- 公式 3. 大きい横げたと中間横げたの相対剛比
- 公式 4. 閉リブの曲げ剛性
- 公式 5. 閉リブの断面性状係数
- 公式 6. 閉リブの捩り剛性の低減率
- (a) 台 形 リ ブ
- (b) 台形リブ, $a = e$ の場合
- (c) 円 底 リ ブ
- (d) 円底リブ, $a = e$ の場合
- (e) [円底+鉛直側板]リブ
- 公式 7. 閉リブの有効捩り剛性
- 公式 8. 剛横げた系の1開リブあたりの曲げモーメント
- (a) 開 リ ブ
- (b) 閉 リ ブ
- 公式 9. 開リブのたわみによる開リブ支間中央の正の曲げモーメントの軽減
- 公式 10. 開リブのたわみによる開リブ支点上の負の曲げモーメントの軽減
- 公式 11. 横げたのたわみによる縦リブの曲げモーメントの増加
- (a) 開 リ ブ
- (b) 閉 リ ブ
- 公式 12. 横げたのたわみによる横げたの曲げモーメントの減少
- 公式 13. 大きい横げたによる不静定力
- 公式 14. 大きい横げたによる縦リブの曲げモーメントの変動
- (a) 開 リ ブ
- (b) 閉 リ ブ
- 公式 15. 大きい横げたによる大きい横げたの曲げモーメントの変動
- 公式 16. 大きい横げたによる中間横げたの曲げモーメントの変動

表-4 設 計 図 表

- 図表 1. デッキプレートの最小厚
 図表 2. デッキプレートの有効幅
 図表 3. 自動車輪荷重によって開断面縦リブに生ずる最大反力
 (a) 一般の場合
 (b) T-20 荷重の場合
 図表 4. 自動車軸荷重によって剛な横げたに生ずる最大反力
 図表 5. 剛支承上の連続ばりの影響線
 (a) 支間中央の曲げモーメントの影響線
 (b) 支点上の曲げモーメントの影響線
 (c) 支点上の反力の影響線
 図表 6. 剛支承上の開断面縦リブの支間中央の最大曲げモーメント
 図表 7. 剛支承上の開断面縦リブの支点上の最大曲げモーメント
 図表 8. 剛支承上の開断面縦リブの支間中央の最大曲げモーメント
 (a) 横げた支間 = 2 m
 (b) 横げた支間 = 3 m
 (c) 横げた支間 = 4 m
 (d) 横げた支間 = 5 m
 (e) 横げた支間 = 6 m
 (f) 横げた支間 = 8 m
 (g) 横げた支間 = 10 m
 (h) 横げた支間 = 12 m
 図表 9. 剛支承上の開断面縦リブの支点上の最大曲げモーメント
 (a) 横げた支間 = 2 m
 (b) 横げた支間 = 3 m
 (c) 横げた支間 = 4 m
 (d) 横げた支間 = 5 m
 (e) 横げた支間 = 6 m
 (f) 横げた支間 = 8 m
 (g) 横げた支間 = 10 m
 (h) 横げた支間 = 12 m
 図表 10. 剛な横げたの活荷重による最大曲げモーメント
 図表 11. 弾性支承上の連続ばりの支間中央の曲げモーメント影響線縦距
 図表 12. 弾性支承上の連続ばりの支点上の曲げモーメント影響線縦距
 図表 13. 弾性支承上の連続ばりの支点反力の影響線縦距
 図表 14. 横げたのたわみによる縦リブの支間中央の曲げモーメント増加量の計算に必要な $\Sigma (F/P) (\bar{\eta}_e / s)$ の値
 図表 15. 横げたのたわみによる縦リブの支点上の曲げモーメント減少量の計算に必要な $\Sigma (F/P) (\bar{\eta}_e / s)$ の値
 図表 16. 横げたのたわみによる縦リブの曲げモーメントの変動量の計算に必要な Q_{ix} / Q_0 の値
 図表 17. 横げたのたわみによる横げたの曲げモーメント減少量の計算に必要な $(F_0 / P) - \Sigma (F/P) \bar{\eta}_0$ の値
 図表 18. 横げたのたわみによる横げたの曲げモーメント減少量の計算に必要な Q_{ix} / Q_0 の値

8. アスファルト混合物の品質の変動

舗 装 研 究 室

○ 松 野 三 朗
谷 本 誠 一
國 武 正 光

1. ま え が き

土木工事では、従来出来形については施工段階および完成品の検査と比較的厳格に行なわれていたが、品質については特に検査は行なわず施工業者の品質管理の結果をそのまま検査に用いるなど品質の検査は十分ではなかった。

このようなかで、本テーマのアスファルト舗装が昭和37、38年頃会計検査院の現地検査において実際の品質と品質管理データとの間に大きな相違があることが指摘された。そこで、建設省では品質の変動の実態、検査体制など多くの問題を未解決のまま昭和39年に道路技術基準を一部改正して、取り敢えずアスファルト舗装の表層、基層に対して抜取検査を行なうこと決めた。これは工事量の増大により、品質に至るまで十分に監督できる人員を確保することができない状況において、効率よく品質を保証するためには抜取検査の実施以外にないと判断したからであろう。

その後、昭和42年末に改訂発行されたアスファルト舗装要綱では、さらに検査対象を広げて路床より上の舗装各層の出来形および品質について抜取検査を行なうことを規定した。これらの検査方式は、前の道路技術基準で“標準偏差既知でロットの平均値を保証”、後のアスファルト舗装要綱では“標準偏差既知でロットの不良率を保証”する計量規準型一回抜取検査である。

この検査基準はいずれもロットの特性値の標準偏差（品質変動）がわかっていることが必要であるし、規格値の設定あるいは品質管理においても品質変動を知ることは絶対に必要なことである。これを知ることにより、工事検査、品質管理を合理的、かつ有効なものにすることができるのである。このような目的で当研究室においては、道路技術基準改訂の昭和39年以来この品質の変動に関する調査を行なって来たが、その初期のものはサンプリング法、試験法とその機器および試験技術等問題があり、一部を除き信頼性が乏しく、使えるデータが少なかった。今回報告するものはアスファルト舗装のアスファルト混合物を対象として、発注側が検査のために行なったものと当研究室が調査試験を行なった比較的新しいデータをまとめたものである。

2. 調査、試験要領

調査は、舗設面積 $5,000.0 \sim 200,000.0 \text{ m}^2$ の大規模工事から $5,000.0 \text{ m}^2$ 程度の小規模工事、さらに1混合物の量が僅か 10.6 （舗設面積 65 m^2 ）の試験舗装工事について表-1に示すとおり行なった。

調査対象件数の総計は162で、層別内訳は基層66件、表層86件である。

サンプルは径10 cmのコアを用い、そのサンプリングはすべてランダムに行なった。

試験項目は、表層、基層とも厚さ、アスファルト量、密度（特性値は締固め度）および粒度（特性値は 2.5 mm 、 0.075 mm Pass）の4項目で、その品質特性値は5特性である。

試験方法は、アスファルト舗装要綱に従い、密度はカサ密度法（このうち一部基層のコアはパラフィンシールによる）、アスファルト抽出はソックスレー法によった。サンプルの重量は概ね 0.7 kg である。

アスファルト混合物の種類は、
表層が密粒度アスファルトコン
クリート（試験舗装1件のうち
修正トベカ）、基層はすべて粗
粒度アスファルトコンクリート
である。

表-1 調査工事件数および試料数

	基 層		表 層	
	工事件数	試料数	工事件数	試料数
大規模工事	7	20~42	7	20~42
中規模工事	48	5	50	5
小規模工事	9	5	25	5
試験舗装	2	40~80	4	40~160

3. 調査結果

試験データは、工事規模により分類してそれぞれの工事を1ロットとして不偏分散の平方根（ $\sqrt{V}$ ）、平均値（ $\bar{x}$ ）の基準値に対する偏差等を解析し、不偏分散の異常値（変動の一様性、ここでは同一工事規模を1母集団と仮定して）の検定、また中、小規模工事においては不偏分散の平方根の分布および平均値の偏差**の分布を調べ、アスファルト混合物の品質の良否に関係すると思われる施工機械を中心に施工体制の優れている大規模工事から施工条件の比較的小規模工事に至る施工条件差ごとの品質変動の実態把握とその差などの検討を目的とした分析を行なった。なお、ここでいう品質の変動は、工程自身の変動、サンプリングによる変動および試験方法自体の変動など含んでいる。

以下、この結果について大規模工事から順に述べる。

1) 大規模工事

大規模工事の品質の変動（ $\sqrt{V}$ ）は表-2に示すとおり、厚さを除く他の特性値の変動は、1部アスファルト量の異常値に若干大きいものがあるが、全体的にはかなり小さい。しかし、厚さはD工事の表層1.04cmを最大に基層の0.74、0.65cmなど施工条件にめぐまれた工事としては大きいものが目立つ。その他特に変動の大きいと思われるものはないが、基層の厚さ

表-2 大規模工事における品質の変動（ $\sqrt{V}$ ）

大規模工事	基 層					表 層				
	厚 さ (cm)	アスファルト量 (%)	締固め度 (%)	粒 度 (%)		厚 さ (cm)	アスファルト量 (%)	締固め度 (%)	粒 度 (%)	
				2.5mm Pass	0.075mm Pass				2.5mm Pass	0.075mm Pass
A	0.50	0.35	1.31	3.82	0.67	0.57	0.29	1.12	1.85	0.79
B	0.53	0.27	1.15	4.06	1.16*	0.60	0.22	1.14	2.47	0.75
C	0.38	0.27	1.98*	2.57	0.63	0.33	0.16	2.37*	3.35	1.11
D	0.65	0.23	1.49	3.08	0.87	1.04*	0.40*	2.06	2.29	1.07
E	0.74	0.33	1.46	2.09	0.80	0.21	0.25	1.42	1.60	1.08
F	0.54	0.51*	1.20	2.93	0.76	0.41	0.30	1.16	1.41	0.63
G	0.63	0.51*	1.29	4.72*	0.92	0.27	0.32	1.57	3.95*	0.99
$\sqrt{V}$	0.58	0.37	1.43	3.37	0.84	0.56	0.28	1.65	2.57	0.87
	(")	(0.29)	(1.32)	(3.09)	(0.78)	(0.43)	(0.26)	(1.45)	(2.26)	(")

注) * 変動Vの異常なもの、 $(V > \bar{V} \cdot R_{0.01}^{n-1})$ 、()はVの異常値を除いた $\sqrt{V}$

** : 平均値の偏差 ($\bar{X}$) = 平均値 ($\bar{x}$) - 基準値 (X)

と表層の粒度 0.074 mm Pass を除く特性値において異常に変動の大きい認められる工事が基層アスファルト量 2 件, 外それぞれ 1 件あった。

平均値の偏差は, 表-3 に示す如く値としては僅かではあるが(+)側のものが多い。特に厚さ, 粒度はほとんどが(+)側であるがアスファルト舗装要綱の検査基準の合格判定値にはすべて適合している。

表-3 大規模工事における偏差 (平均値 ($\bar{x}$) - 基準値)

層種 特性値 大規模 工事	基				表			
	厚 さ (cm)	アスファルト量 (%)	締固め度 (%)	粒 度 (%)	厚 さ (cm)	アスファルト量 (%)	締固め度 (%)	粒 度 (%)
				2.5mmPass 0.074mmPass				2.5mmPass 0.074mmPass
A	+ 0.35	+ 0.09	- 1.5	- 0.1 + 0.9	+ 0.45	- 0.14	- 1.2	+ 1.5 + 1.6
B	+ 0.16	+ 0.05	+ 1.1	+ 4.5 + 0.8	+ 0.41	- 0.02	- 0.4	+ 5.2 + 1.0
C	+ 0.09	- 0.38	+ 0.6	+ 1.3 + 0.9	± 0	- 0.08	- 0.9	+ 7.0 + 0.6
D	+ 0.38	+ 0.11	+ 1.5	+ 1.0 - 0.6	+ 0.77	+ 0.02	± 0	+ 6.0 + 2.2
E	- 0.02	- 0.12	+ 1.8	- 0.1 - 0.1	- 0.10	+ 0.06	+ 0.7	- 0.2 - 1.1
F	+ 0.12	+ 0.17	+ 0.8	+ 5.3 + 0.3	+ 0.24	+ 0.43	- 1.3	+ 4.8 + 0.3
G	+ 0.40	+ 0.10	+ 0.1	+ 1.6 + 0.7	+ 0.14	+ 0.38	+ 1.5	+ 4.4 + 0.9
$\bar{x}$	+ 0.23	+ 0.02	+ 0.63	+ 1.93 + 0.41	+ 0.27	+ 0.09	- 0.07	+ 4.1 + 0.78

2) 中規模および小規模工事

品質変動と偏差の解析結果は, 変動 ($\sqrt{V}$) を図-1, 2, 3 に, 偏差を図-4, 5, 6 にそれぞれ度数分布で示した。

図-1 ~ 3 の品質変動 $\sqrt{V}$ の分布は, 各特性値ともかなり広い範囲に分布しており, 変動の大きいものは, 厚さで約 1.0 cm, アスファルト量で約 0.9 %, 締固め度 2.8 %, さらに中規模工事の粒度にいたっては, 2.5 mm Pass で 8.0 %, 0.074 mm Pass 3.0 % などいちじるしく大々大きい値である。これらの値はいずれも図に示す如く変動の一様性の検定で異常に大きい変動として認められるもので, 全体工事に対する異常変動が認められた工事の割合は, 概ね次のとおりである。

厚 さ……………10 %, (10 %)

アスファルト量……………12 %, (12 %) 中規模, 22 % (20 %) 小規模,

締 固 め 度……………10 % (10 %),

粒 度 2.5 mm……………19 % (20 %),

〃 0.074 mm……………19 % (20 %), () は基層,

この異常変動は施工, 特に品質管理の若干の努力で異常変動の工事はほとんど無くなるものと推察される。これを皆無にすれば, 標準偏差 (同一工事規模内) の推定値も一部を除きアスファルト舗装要綱に採用した標準偏差以下になる。

また, 各特性値とも変動の極めて小さいものがみられるが, これは $n=5$ と試料数が少ないためだと思われ, 今後さらに調査する必要がある。

中規模工事と小規模工事の変動を比較すると, 総じて小規模工事の方が変動が小さい。

次に、図-4～6の偏差の分布をみると、各特性とも偏差の大きいものがある。特に偏差の平均($\bar{x}$)と基準値との差は、厚さ、粒度(中規模工事の粒度0.074mm Passは除く)はいずれもかなり大きく(+)側になっている。また(-)側にいちじるしいものとしては小規模工事の表層アスファルト量がある。アスファルト舗装要綱の検査基準を適用してみると不合格になったものは、アスファルト量と粒度2.5mm Passの特性値において多く、厚さ、締固め度では極めて少ない。粒度において不合格となったものはいずれも基準値に対して(+)側のもので、偏差の分布でわかるようにこれは品質管理の目標(中心)を基準値におけば不合格となる工事はなくなるであろう。しかし、アスファルト量は偏差が(+)、(-)側に広く分布しており、現施工体制に対するものとしての検査基準値に問題がありそうである。

厚さに不合格になった工事は中規模工事の1件(不合格率2.1%)と極めて少ないものであったが、これは管理目標(中心)値をかなり高いところ(平均0.5cm)にしているためで、管理目標値を基準値(設計値)におけばかなり不合格が出るものと考えられる。

3) 試験舗装

昭和42, 43年度に行なった試験舗装の品質についてまとめると表-4, 5のとおりである。

表-4 試験舗装における品質の変動($\sqrt{V}$)

層種 特性値 試験工事	基 層					表 層				
	厚 さ (cm)	アスファルト量 (%)	締固め度 (%)	粒 度 (%)		厚 さ (cm)	アスファルト量 (%)	締固め度 (%)	粒 度 (%)	
				2.5mm Pass	0.074mm Pass				2.5mm Pass	0.074mm Pass
A						0.26	0.30	1.8	4.1	1.5
B	0.59	(0.18)	1.4	1.8	0.6	0.39	(0.09)	1.8	2.2	1.2
C	0.55	0.35	2.0	2.9	1.0	0.43	0.55	1.4	2.3	1.1
D						0.28	0.36	1.9	3.3	1.5
$\sqrt{V}$	0.57	0.35	1.7	2.4	0.8	0.35	0.41	1.7	3.1 (2.6)	1.3

注) ()は施工業者の品質管理データで、 $\sqrt{V}$ の計算には含まない。

表-5 試験舗装における偏差(平均値($\bar{x}$)-基準値)

層種 特性値 試験工事	基 層					表 層				
	厚 さ (cm)	アスファルト量 (%)	締固め度 (%)	粒 度 (%)		厚 さ (cm)	アスファルト量 (%)	締固め度 (%)	粒 度 (%)	
				2.5mm Pass	0.074mm Pass				2.5mm Pass	0.074mm Pass
A						+0.22	-0.11	-0.9	+0.3	+0.9
B	+0.20	(-0.32)	±0	+1.9	+0.6	+0.10	(+0.21)	-2.8	+3.4	+1.2
C	-0.07	+0.50	-0.9	+2.3	-0.9	±0	+0.19	-0.4	+5.0	+2.1
D						+0.29	-0.06	-1.5	+1.5	-1.8
$\bar{x}$	+0.07	+0.50	-0.5	+2.1	-0.2	+0.15	+0.01	-1.4	+2.6	+0.6

注) ()は施工業者の品質管理データで、 $\bar{x}$ の計算には含まない。

試験舗装工事の品質の変動は、基層の厚さを除き、かなり小さく、偏差も基層のアスファルト量を除き、特に大きいものはなく、1種類の混合物が僅か10%程度で、断続混合、舗設をするという極めて施工条件の悪いことを考慮すれば、かなり施工、管理に対して施工業者が身構え、努力したことが伺える。

たゞ、1種の混合物の量が少なく、かつ混合舗設が断続的になるため締固め度の偏差はいずれも(-)側であった。

これまで工事規模別に品質の変動について述べてきたが、これをまとめると表-6、7のとおりである。

表-6 工事規模と品質変動 ($\sqrt{V}$)

特性値 工事規模	基				表				層	
	厚さ (cm)	アスファルト量 (%)	締固め度 (%)	粒 度 (%)	厚さ (cm)	アスファルト量 (%)	締固め度 (%)	粒 度 (%)	25mm Pass	0.075mm Pass
				2.5mm Pass						
アスファルト舗装要綱に採用した標準偏差	0.60	0.3	1.75	3.5	1.35	0.55	0.3	1.75	3.5	1.35
大規模工事	0.58 (.6)	0.37 (0.29)	1.43 (1.32)	3.37 (3.09)	0.94 (0.78)	0.56 (0.43)	2.65 (2.6)	2.57 (2.26)	0.87 (.6)	
中規模工事	0.74 (0.60)	0.62 (0.44)	1.83 (1.62)	4.11 (2.95)	1.19 (0.88)	0.55 (0.46)	1.84 (1.61)	4.33 (3.15)	1.46 (1.02)	
小規模工事	0.66 (0.55)	0.44 (0.35)	1.33 (0.92)	4.44 (3.00)	0.79 (0.58)	0.53 (0.44)	1.53 (1.33)	2.72 (2.36)	1.26 (1.01)	
試験舗装	0.57	0.35	1.7	2.4	0.8	0.35	0.41	1.7	3.1 (2.6)	1.3

注) ()はVの異常値を除いた $\sqrt{V}$

表-7 工事規模と偏差(平均値($\bar{x}$) - 基準値)および合格率

特性値 工事規模	基				表				層	
	厚さ (cm)	アスファルト量 (%)	締固め度 (%)	粒 度 (%)	厚さ (cm)	アスファルト量 (%)	締固め度 (%)	粒 度 (%)	25mm Pass	0.075mm Pass
				2.5mm Pass						
アスファルト舗装要綱の合格判定値	-0.4	±0.55	-4.0	±8.0	±3.5	-0.3	±0.55	-4.0	±8.0	±3.5
大規模工事	+0.23 (100.0)	+0.02 (100.0)	+0.63 (100.0)	+1.93 (100.0)	+0.41 (100.0)	+0.27 (100.0)	+0.09 (100.0)	-0.07 (100.0)	+4.1 (100.0)	+0.78 (100.0)
中規模工事	+0.55 (100.0)	+0.37 (64.0)	+0.08 (92.0)	+6.83 (60.0)	+0.08 (92.0)	+0.53 (69.4)	+0.06 (99.8)	-0.4 (80.0)	+3.80 (80.0)	-0.55 (94.0)
小規模工事	+0.57 (100.0)	+0.98 (25.0)	+0.51 (89.0)	+6.83 (55.0)	-0.24 (100.0)	+0.48 (86.0)	-0.68 (100.0)	+2.49 (84.0)	+4.60 ()	-0.59 ()
試験舗装	+0.07 (100.0)	+0.09 (100.0)	-0.5 (100.0)	+2.1 (100.0)	-0.2 (100.0)	+0.15 (100.0)	+0.01 (100.0)	-1.4 (100.0)	+2.6 (100.0)	-0.6 (100.0)

注) ()は合格率を示す。

表-6は各工事規模ごとの標準偏差の推定値($\sqrt{V}$)を示したものであるが、アスファルト量は各工事規模ともアスファルト舗装要綱の検査基準に採用した標準偏差より大きい。その値は工事規模による差があり、大規模工事は小さく、次いで小規模工事と試験舗装工事がほぼ同じで、中規模工事のアスファルト量の変動が一番大きい。

その他の特性値においては、中規模、小規模工事の異常変動(V)を除けばアスファルト舗装要綱の標準偏差より小さい。

表-7 は各工事規模ごとの偏差の平均値と合格率を示したもので、偏差の平均値をみると、厚さ、粒度 2.5 mm Pass はすべて(+)側になっており、その値は、中規模、小規模工事の厚さで設計厚の約 10% に当る基層 + 0.56 cm、表層 + 0.50 cm とかなり大きく、粒度 2.5 mm Pass でも中規模、小規模工事の基層で + 6.8%、表層で + 4.0%、大規模工事の表層 + 4.0% と大きい。

アスファルト量は、中規模、小規模工事の基層で(+)側に大きく、逆に小規模工事の表層では(-)側に大きい値であった。

締固め度は、基層で試験舗装の基層を除き(+)側、表層では小規模工事を除いて(-)側である。特に、小規模工事において締固めが良く行なわれていることが注目される。またこれとは逆に試験舗装はすでに述べたことが原因として温度管理がむずかしくいずれも(-)側であった。

合格率をみると、中規模、小規模工事のアスファルト量と粒度 2.5 mm Pass に低いものが多い。

4. 考 察

以上アスファルト混合物の品質の変動について若干の調査ではあるが、その実態を述べてきたがこの調査結果から今後検討、配慮しなければならない点を考えてみると次の如くである。

1) 品質管理について

品質の変動が異常に大きいもののがかなりみられた中規模、小規模工事においては変動を小さくするよう努力する必要がある。

中規模、小規模工事において管理目標(中心)値を基準値においてない工事が多くみられたが、これは今後基準値を明確にし、これに近づけるよう管理する必要がある。

これらのことが品質管理において配慮、実施されればアスファルト混合物の品質はかなり良くなると考える。

2) 規格値、検査基準について

規格値および検査基準は、供用性(使用価値)とその設計(費用価値)から決められるものであるが、現在ではそうするための理論的、技術的に明らかな裏付けはなく、実態に則したものがより現実的で、かつ有用なものと考ええる。

このような意味で、アスファルト舗装要綱の表-8 の諸値と本調査結果と対比すると次の如くである。その1つは、現要綱の諸値は、アスファルト量を除いて十分守れるものである。2つとしてアスファルト量は、要綱に用いた標準偏差より、変動の実態は大きく、検査基準の検討、施工の改善等考慮する必要がある。また、厚さの規格値は表層で - 0.9 cm 以上、基層 - 1.0 cm となっているが、これは 1.8 σ 、2 σ である。このため合格判定値が表層で - 0.3 cm 以上、基層 - 0.3 cm 以上となっているが実態は σ も大きく、管理目標を設計厚におけばかなりの不合格が出るという不合理な検査基準となっている。今後設計等の関係を考慮して検討する必要があるだろう。

表-8 アスファルト舗装要綱の検査基準

特 性 値			S_U, S_L	P_o	P_i	σ	$\bar{X}_U, \bar{X}_L$	N, n
厚 さ (cm)	表層	3 ~ 6 cm	- 0.9	5.0	25.0	0.6	- 0.3	N = 1 工事
		5 ~ 10 cm	- 1.0	"	"	"	- 0.4	
	基層	10 cm以上	- 1.4	"	"	"	- 0.6	
締 固 め 度 (%)			- 6.0	"	"	1.75	- 4.0	n = 10
アスファルト量 (%)			± 0.9	"	"	0.3	± 0.55	
粒 度 (%)	2.5 mm Pdss		± 1.2	"	"	3.5	± 8.0	
	0.075 mm Pdss		± 5	"	"	1.35	± 3.5	

S_U, S_L : 上, 下限規格

P_o : なるべく合格させたいロットの不良率の上限

P_i : なるべく不合格としたいロットの不良率の上限

σ : ロットの標準偏差

$\bar{X}_U, \bar{X}_L$: 上, 下限合格判定値

N : ロットの大きさ

n : 試料の大きさ

3) その他

全特性値についていえることであるが、特にアスファルト量の変動は、大規模工事と小規模工事とその値はほとんど変わらない。これは真の変動ではなく、サンプルの量が少ないためにサンプリングによる変動がそのほとんどを占めていると考えられ、サンプリング、試験法および試料の大きさなど検討し、今後さらに関係調査が必要であると考えられる。

5. あ と が き

品質の変動の実態を知ることは、工事の承認また却下を合理的にするため、有効な品質管理(工程管理)をするため絶対に必要なものである。本報告はこのような目的でまだ調査、解析は不十分であるがまとめてみたものである。従来施工業者のデータは信頼性に乏しく資料として使えない状態であったが、今後は官、民一体となって有用な情報を持ちより、より現実的、合理的諸基準を作成することを希望して止まないものである。

おわりに、本調査の実施に当り御協力いただいた県、道路公団および地方建設局の担当者に深く謝意を表する。

参 考 文 献

1. 中村慶一、技術者のための統計解析、山海堂
2. 日本道路協会、アスファルト舗装要綱
3. 高速道路調査会、責任施工制度研究報告書

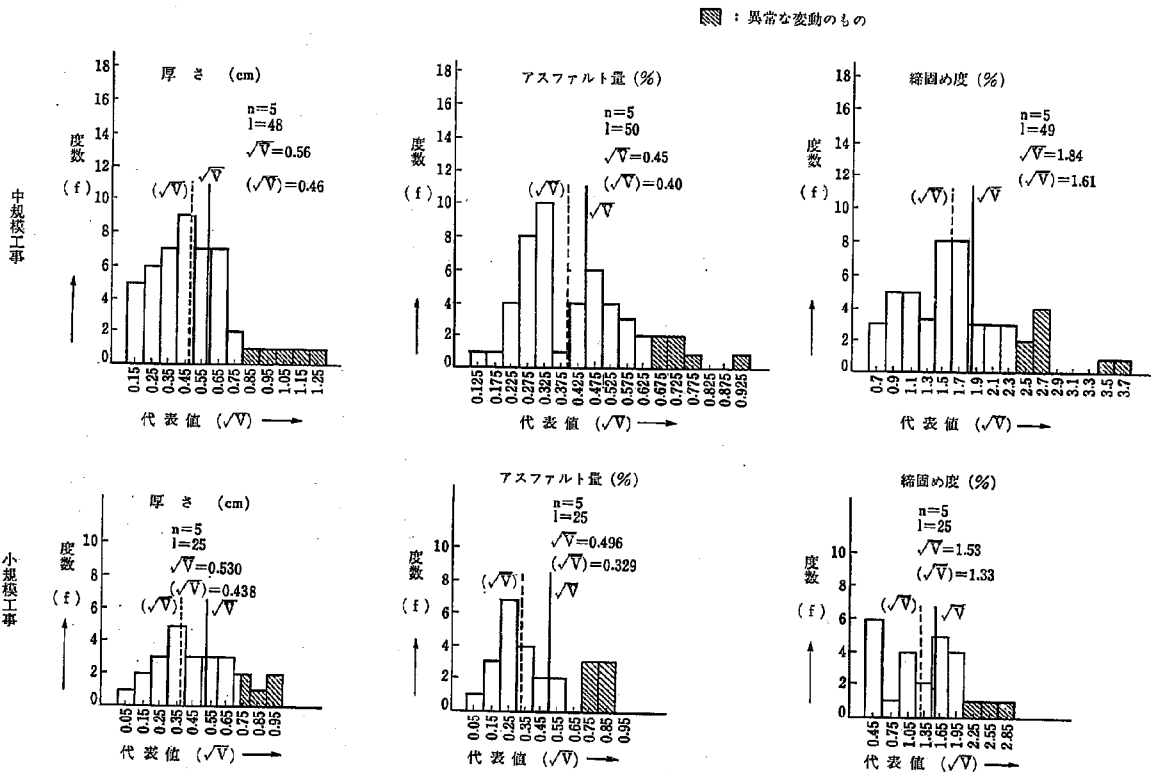


図-1 $\sqrt{V}$ の分布 (表層)

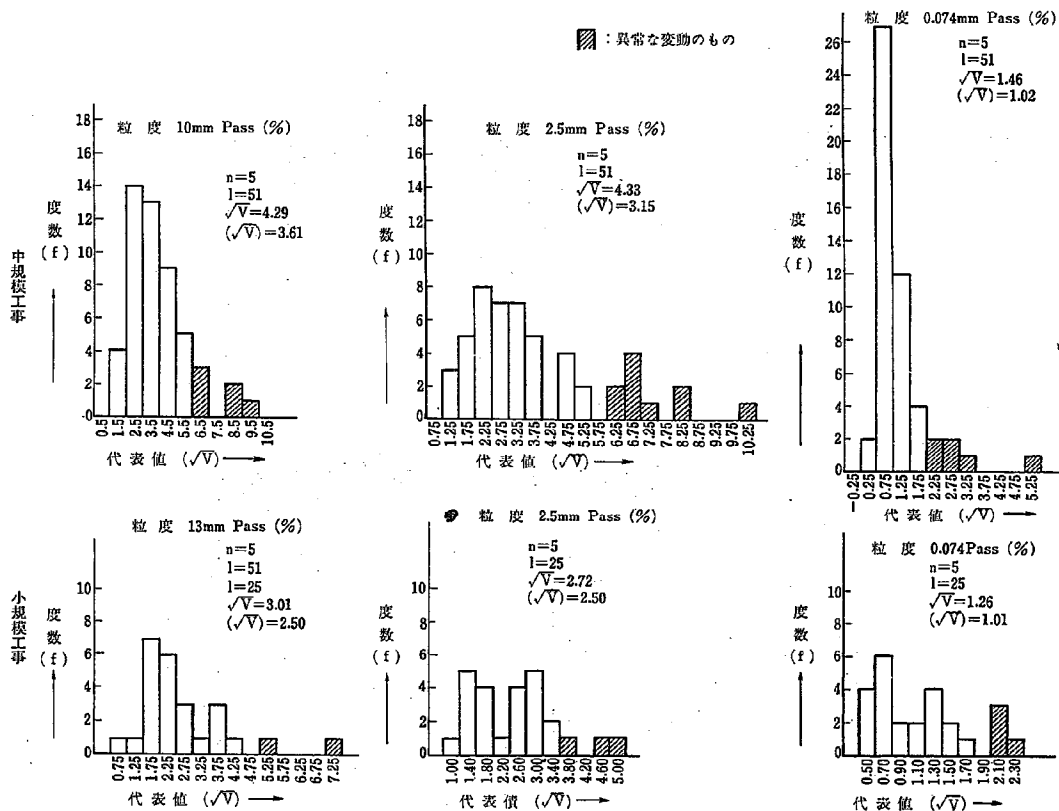


図-2 $\sqrt{V}$ の分布 (表 図)

■：異常な変動のもの

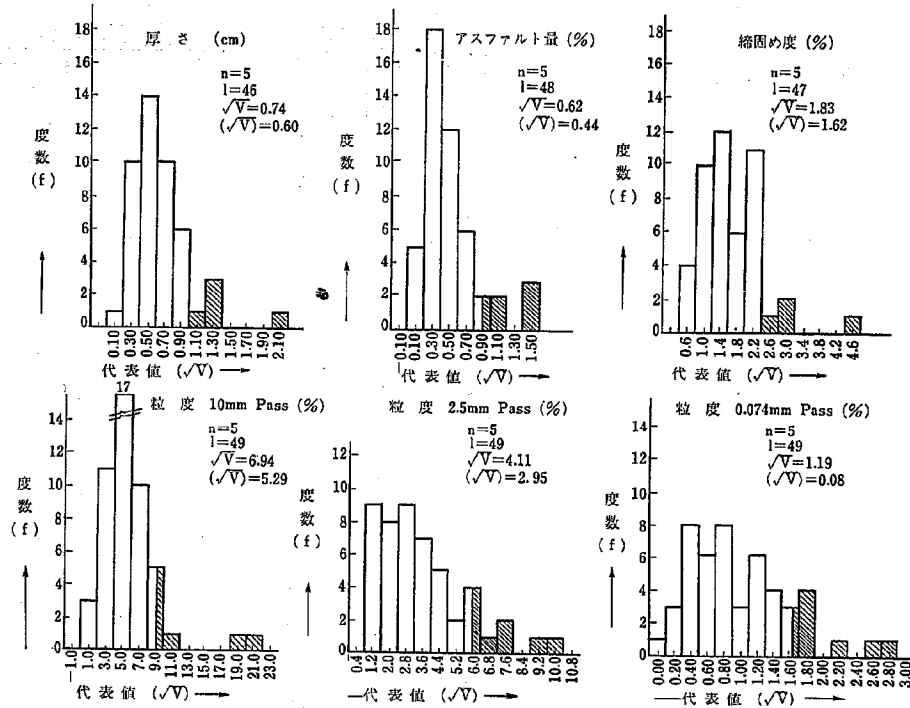


図-3 $\sqrt{V}$ の分布 (基層) 中規模工事

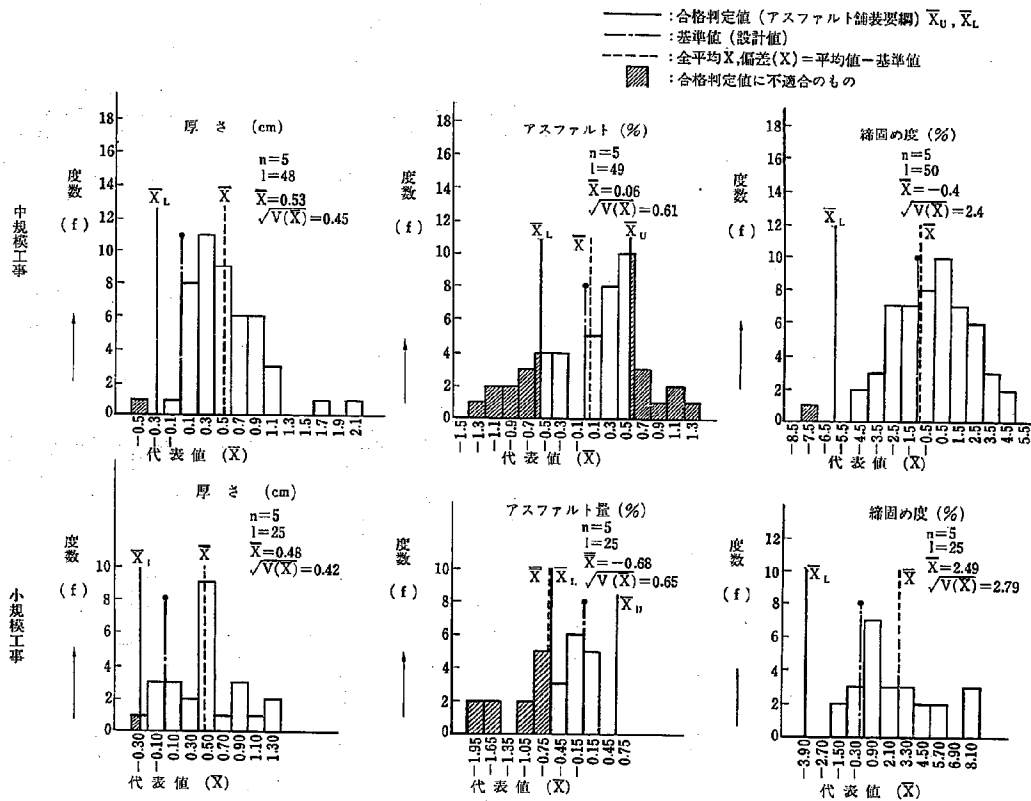


図-4 偏差の分布 (表層)

— : 合格判定値 (アスファルト舗装要綱) $\bar{X}_U, \bar{X}_L$
 - - - : 基準値 (設計値)
 - - - : 全平均 $\bar{X}$, 偏差 (X) = 平均値 - 基準値

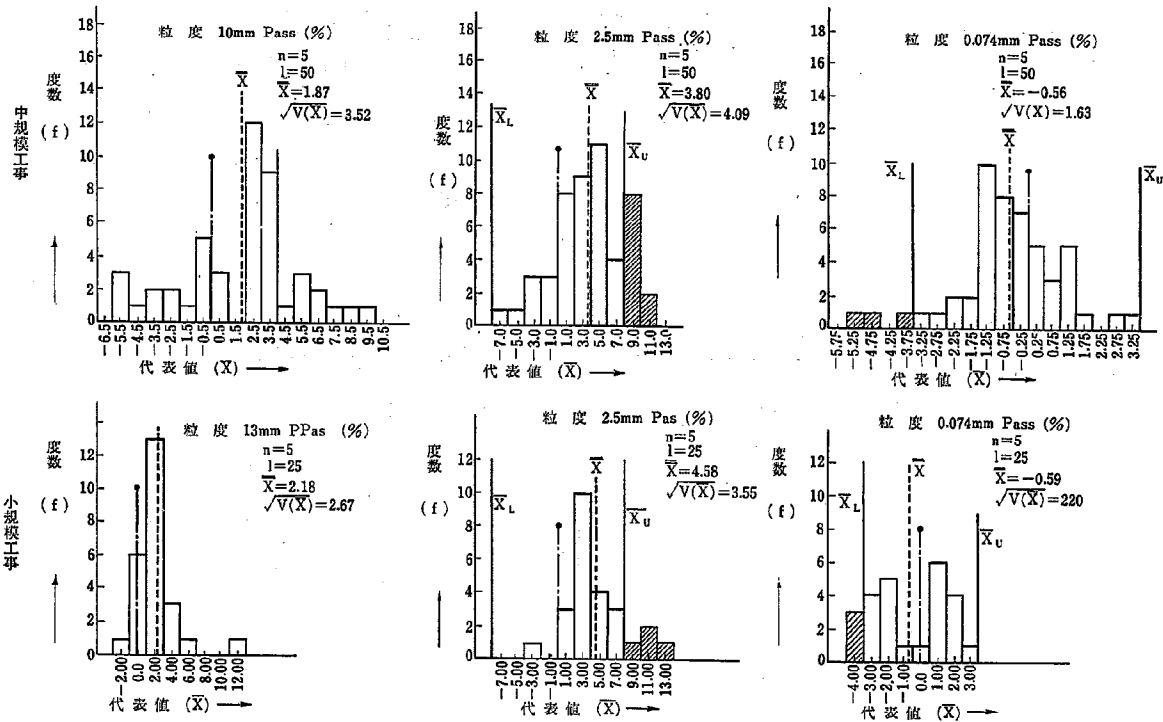


図-5 偏差の分布 (表層)

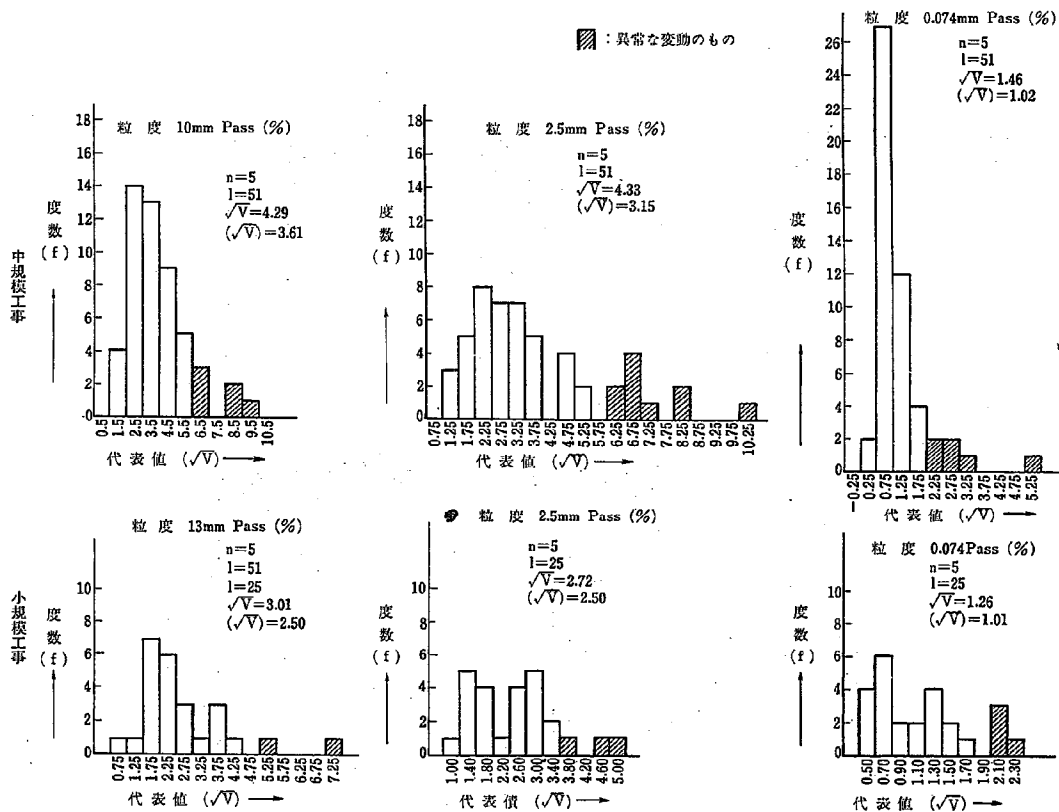


図-2 $\sqrt{V}$ の分布 (表 図)

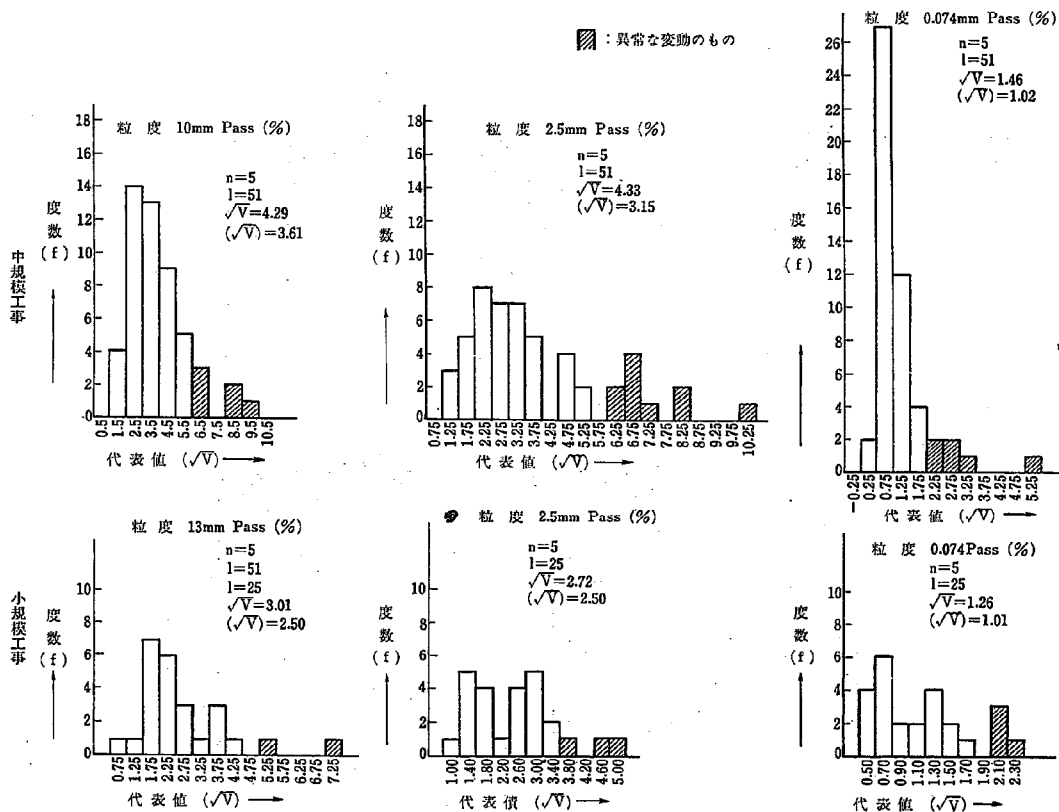


図-2 $\sqrt{V}$ の分布 (表層)

■：異常な変動のもの

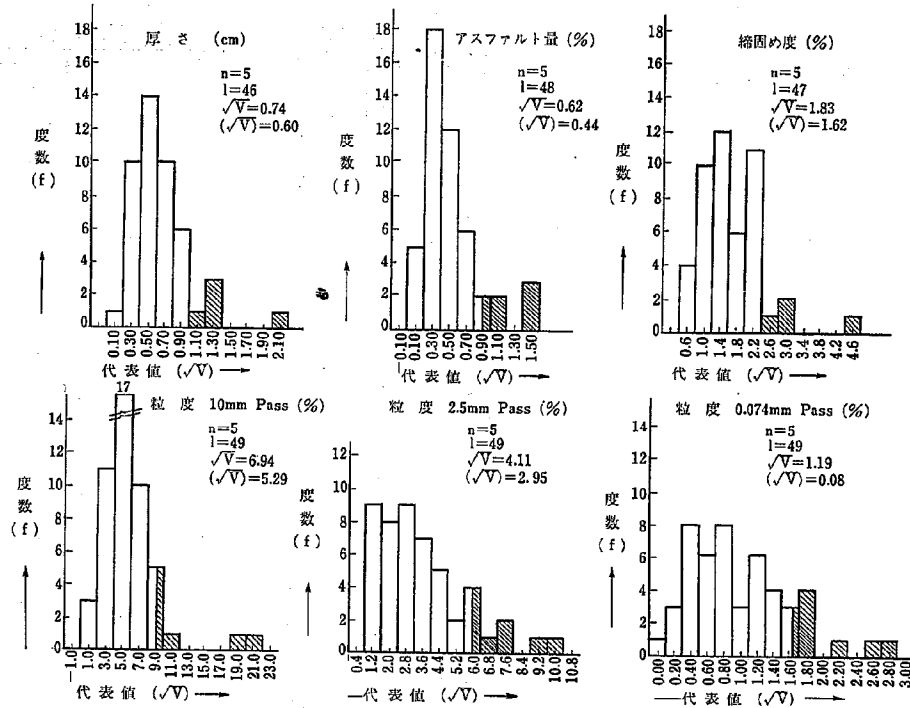


図-3 $\sqrt{V}$ の分布 (基層) 中規模工事

■：異常な変動のもの

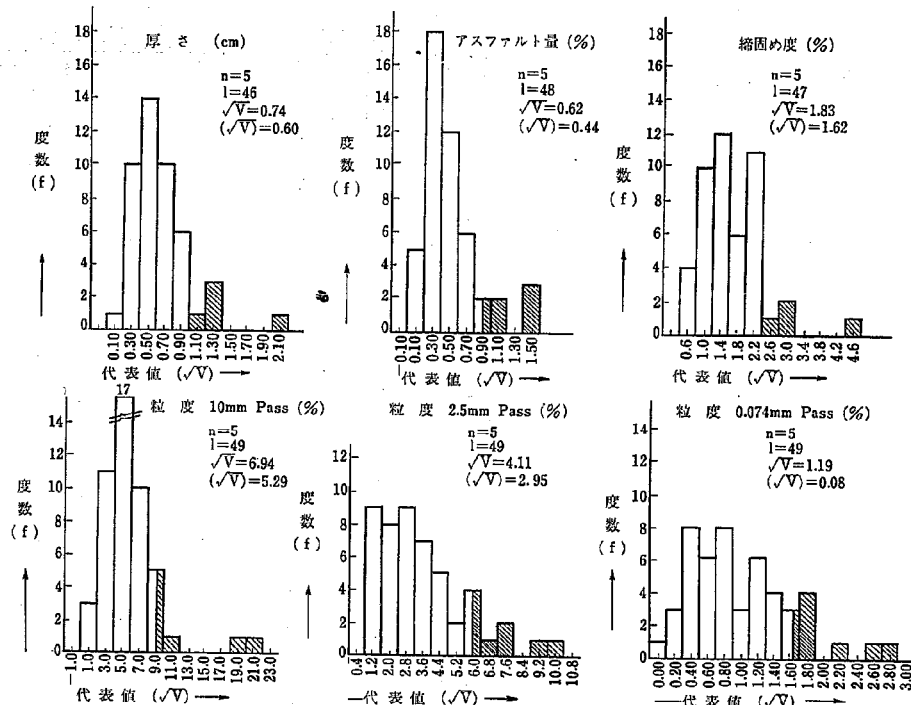


図-3 $\sqrt{V}$ の分布 (基層) 中規模工事

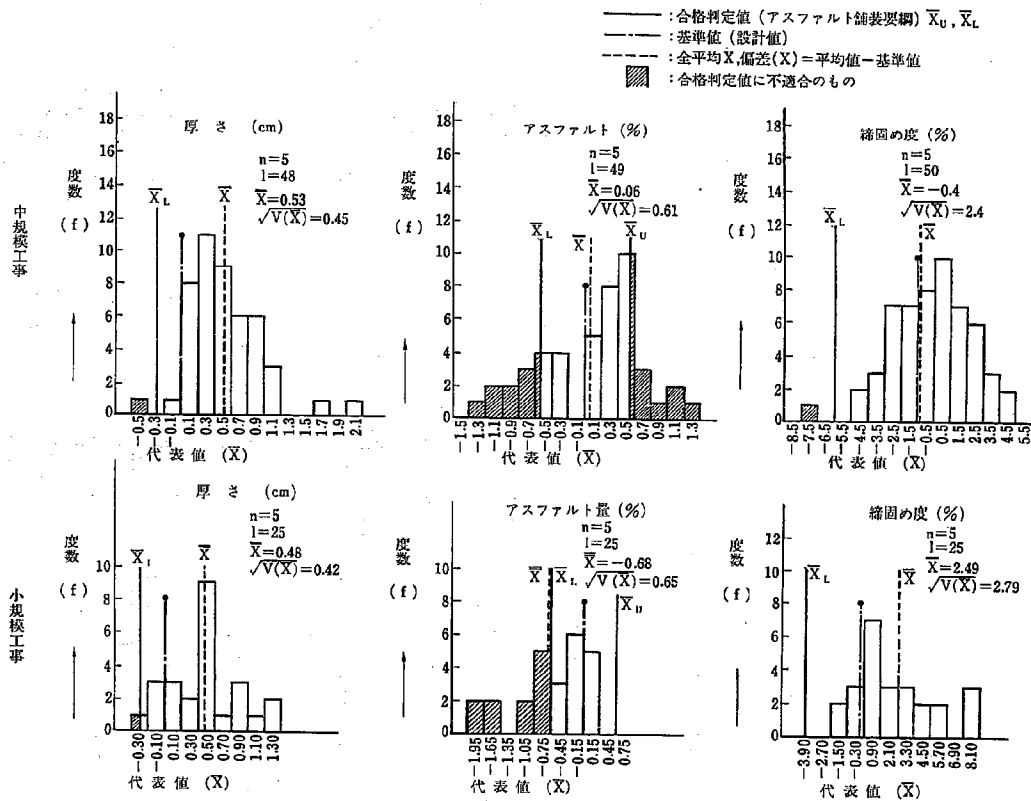


図-4 偏差の分布 (表層)

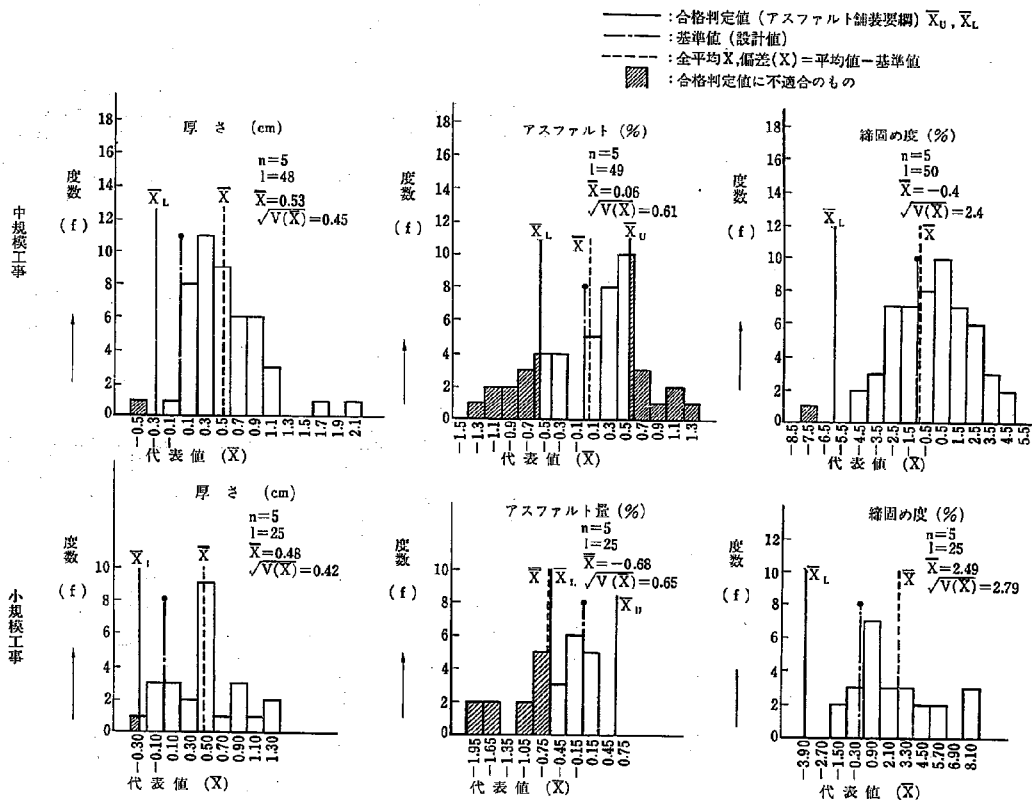


図-4 偏差の分布 (表層)

—: 合格判定値 (アスファルト舗装要綱) $\bar{X}_U, \bar{X}_L$
 ---: 基準値 (設計値)
 - - - : 全平均 $\bar{X}$, 偏差 (X) = 平均値 - 基準値

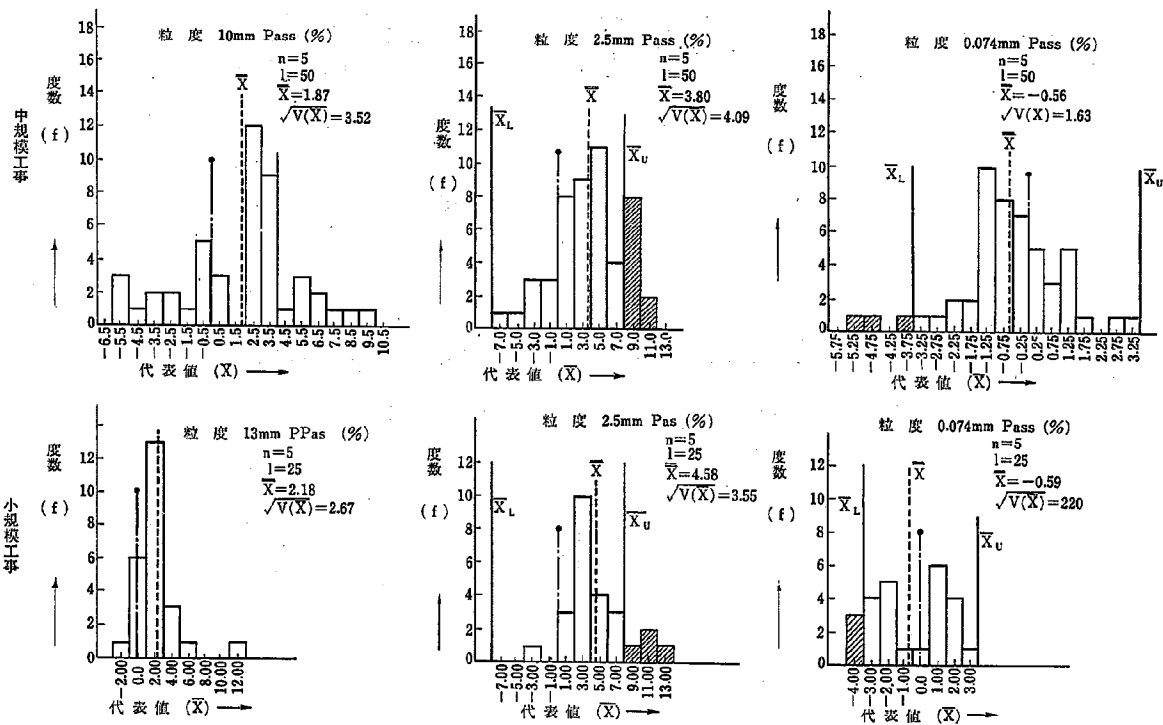


図-5 偏差の分布 (表層)

——: 合格判定値 (アスファルト舗装要綱) $\bar{X}_U, \bar{X}_L$
 - - - : 基準値 (設計値)
 - - - : 全平均 $\bar{X}$, 偏差 (X) = 平均値 - 基準値

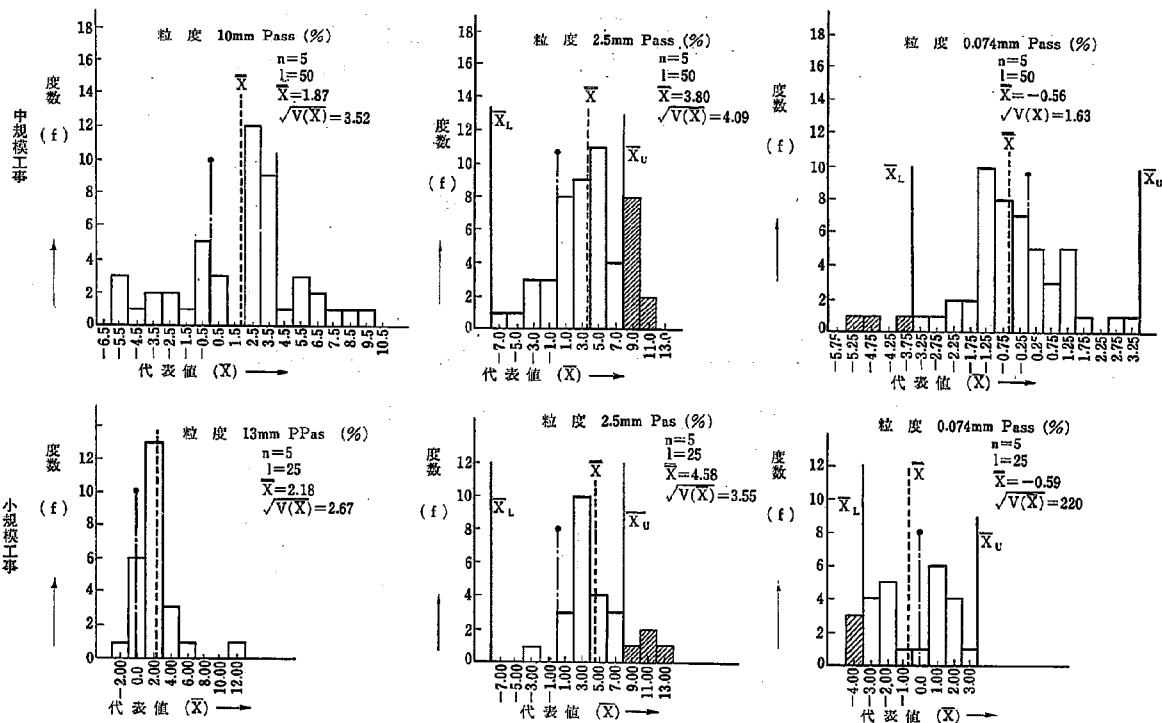


図-5 偏差の分布 (表層)