ＩＳＳＮ　0386－5878
土木研究所資料第1528号
マイクロフィルム第　　号

土木研究所資料

九州地建における一日土研資料

昭和54年11月６日(火)～７日(水)

建設省土木研究所

1　共通部門（目次）

共－1　地盤の許容支持力について …… 1

共－2　矢板に作用する土圧について …… 2

共－3　軟弱地盤地帯における沈下の終息について …… 3

共－4　軟弱な地盤に設置する剛性パイプカルバートの基礎について …… 7

共－5　橋梁基礎の施工について …… 10

共－6　杭頭部とフーチングの結合方法及び地中構造物の地震水平荷重の考え方について …… 11

共－7　橋梁下部工（基礎工）の杭頭における地震時の水平変位計算に
もちいる変位法・慣用法の適用について …… 12

共－8　PC橋の連結部について …… 13

共－9　トンネル施工法について …… 14

共－10　深礎グイ周面余堀の処理について …… 18

共－11　農道の舗装と地下水の処理について …… 18

共－12　ヒズミ計（法面設置）観測結果の解析について …… 19

共－13　建設機械の低騒音振動化の現状について …… 24

共－14　燃料電池の活用計画及び研究について …… 26

共一1 地盤の許容支持力について

（質　問）

下部工指針によると，許容地耐力を求める方法として

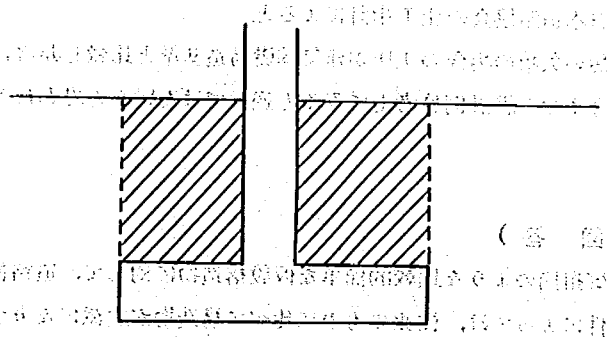
(1) 静力学公式による求め方。

(2) 平板載荷試験による求め方。

(3) 推定による求め方。

が述べられているが，３つの方法で求めた値に開きが大きく判断に困る。

一般的には設計の段階では(1)と(3)の方法を併用している。土被り厚に対し，(1)の方法では有効土被りが増えると地耐力も増し，有利であるが(3)の方法では地耐力は一定でも右図に示す上載土斜線部分が大きくなり，不利な結果となり，矛盾を生じている。



（日本道路公団）

（回　答）

下部構造設計指針には地盤支持力の算出方法として①静力学公式による求め方 ②平板載荷試験による求め方 ③推定による求め方の３方法が示されておりますが，これらは，設計にあたって設計者が任意に選択して良いものではなく，それぞれの方法には，適用上の制約条件があり，設計者はこれら制約条件を十分把握していずれの方法で地盤支持力を算出するのかを決めなければなりません。すなわち，①の方法は，偏心傾斜荷重を対象として算出した公式です。②の方法は，①と全く独立した方法ではなく，まず重要な構造物の場合，①の方法で支持力を算定する場合，c・ϕ等の土質定数により支持力がかなり左右されるので，平板載荷試験結果にこれらを当てはめて，使用するc・ϕの妥当性を確認することと，次にもし傾斜角が小さい場合には（$\tan\theta \leq 0.1$）平板載荷試験結果から得られる極限支持力を利用して良いことを規定したものです。③の方法は，傾斜角が小さくかつ構造物の重要度が高くない場合にのみ使用を許されているものであります。

各設計者は以上のような制約条件を勘案して支持力算定方法を選ぶ必要がありますが，一般に重要な構造物の場合，御指摘のように，①を基本とし②でc・ϕの妥当性を確認するのが最良であります。

また，③の方法は，上述の適用上の条件から単純に①の方法と比較できるものでなく，あまり重要でない構造物でかつ荷重傾斜角が小さい場合にのみ，①のような煩雑な計算を省略して支持力を概算することを目的とした簡便法であります。したがって御指摘の場合のように，①で計算するだけの資料が備わっているような比較的重要と考えられる構造物については，③の方法で算出すると

とは適当でないと思われます。③の方法は，非常に安全側の数値を用いておりますので，①と③を比べれば，③による数値が通常小さく求まるはずである。

上載土の問題につきましても，③の方法の性格を考慮すれば，御理解いただけると思います。

（基礎研究室）

共一2　矢板に作用する土圧について

（質　問）

日本道路協会の土工指針によると

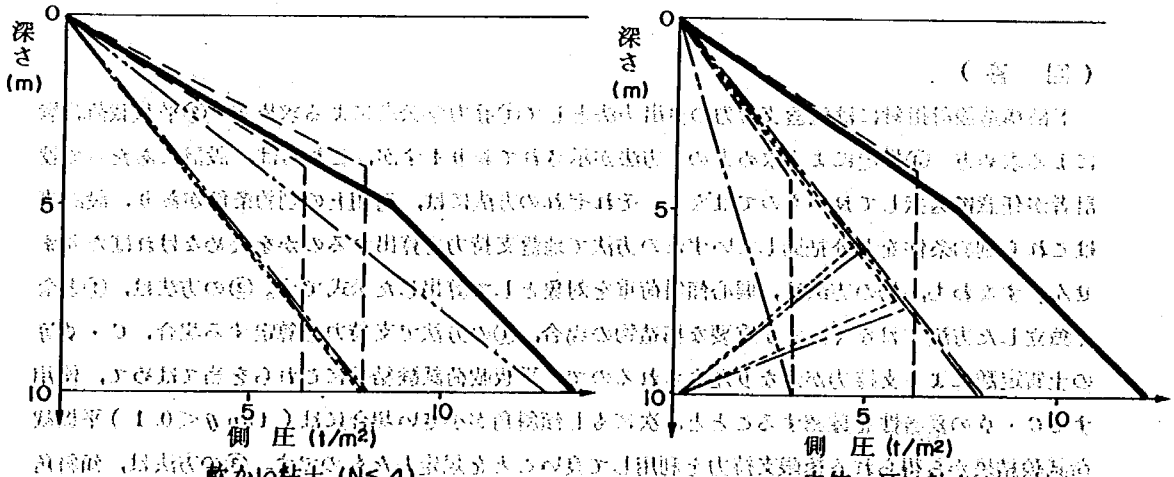
短い矢板の場合の土圧が建築基礎構造基準と比較し非常に大きくなっている。

今までの設計例等考えてみると過大ではないかと思われる。

（熊本工事事務所）

（回　答）

御指摘のような比較的簡単な仮設構造物に対して，道路協会の指針の土圧分布を適用した場合に条件によっては，従来のものに比べて構造物が立派になりすぎるという意見もあるように聞いている。そこで，砂質土と粘性土とに分けて学会，各機関の基準を比較したものを図－1に示す。土圧



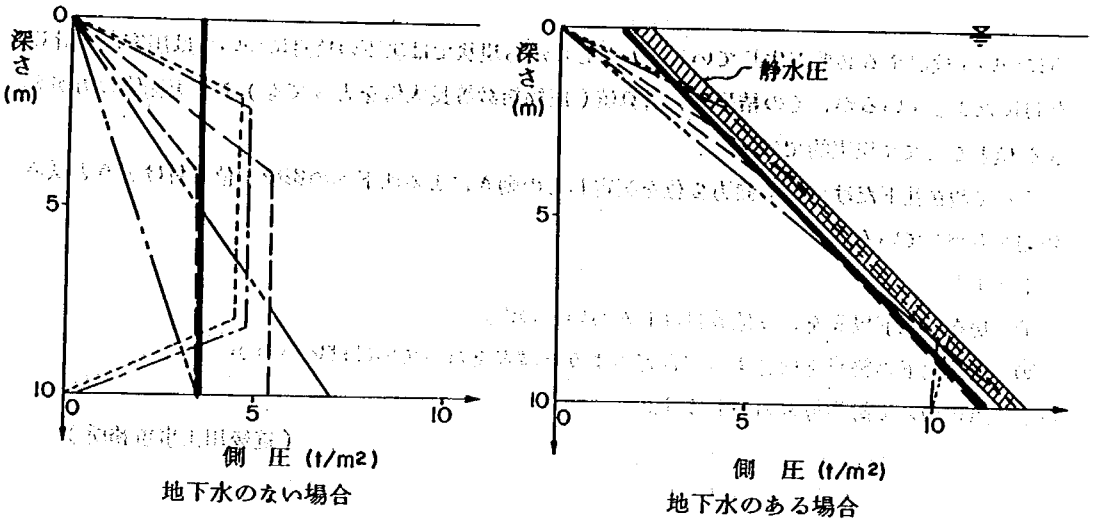
—·—：国鉄の基準（ここでは$K=0.5$とした）　-------：地下鉄技術協議会（$N\leq 4$：$K=0.5$，$4<N\leq 8$：$K=0.375$，$N>8$：$K=0.3$）

——：道路協会（$N\leq 5$　$6t$，$N>5$　$4t$）

– – –：土木学会（土圧計による実測値に基づくもの）（$N\leq 4$：$K=0.4\sim 0.5$，$N>4$：$K=0.2\sim 0.4$）

—··—：建築学会（・軟らかい粘土：$K=0.5\sim 0.8$，・硬い粘土：$K=0.2\sim 0.8$）

図－1　設計土圧（粘性土）の比較



地下水のない場合

地下水のある場合

図－1 設計土圧（砂質土）の比較

分布については，土圧計による実測値を土圧と水圧に分離して土圧の分布形を定めることが困難であるため，主として切ばりの軸力に基づき土圧分布を定める方が合理的であるという考えが多くないる。従って，従来のテルシアギー・ベックの提案した土圧分布に修正を加え，台形分布の代りに，矩形分布の土圧が採用される傾向にある。しかし，矩形分布の場合には支保工の位置なども関係すると思われるので，施工法を十分把握し検討しておく必要がある。又，道路協会の指針の土圧は聞くところによると，首都高速道路公団の基準を参考にして決められたようである。このため，大都市部のように近隣に重要構造物があるような箇所が対象となっているため，幾分大きめの土圧分布が考慮されていると考えられる。従って，他の地域においても，そのような土圧分布を適用するか，どうかについては議論の余地があると思われるので，今後，検討していきたいと考えている。

（土質研究室）

共－3 軟弱地盤地帯における沈下の終息について

（質 問）

有海海岸における堤体沈下は著しく，昭和4.0年～4.5年頃暫定完成（T.P. 6.1 m）したが，現在ではT.P. 4.5～5.5 m 程度に沈下し，現在でも継続している。

今後恒久的な対策を構じようとする場合，また計画的な余盛を考慮しようとする場合，沈下の終

息について検討する必要が生じている。しかしながら現状では沈下の終息については圧密沈下計算だけにたよっているが，その結果は，計算値（圧縮指数等長大値をとっても）より実測値の方が大きな値となってて現実的ではない。

そこで現在沈下だけでなく側方変位を測定しこの動きによる沈下への影響を位置付けようと試み観測を実施している。

上記より

① 現在の沈下現象をどう位置付けしたらいいのか。

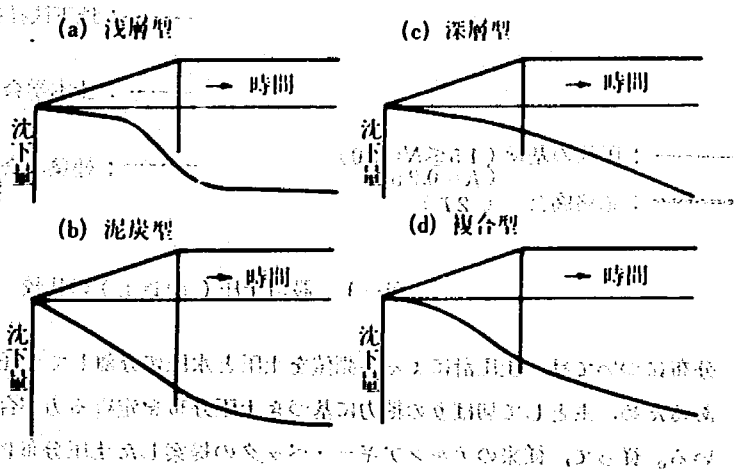
② 今後沈下の終息を検討する場合どのような調査を行っていけばいいのか。

以上２点について御指導お願いします。

（筑後川工事事務所）

（回　答）

軟弱地盤上に盛土を築造した場合に生ずる地盤沈下を軟弱層の違いによって分類すると，図－１に示すような４つの型に分けることができる。(a)の浅層型は軟弱層の厚さが10ｍ以下の薄い場合で，この場合は盛土完了後，しばらく沈下が続くが，大体６ケ月以内に大部分の沈下は終了する。(b)の泥炭型は盛土期間中，直線的に沈下し，沈下の速度も早い。盛土完了後６ケ月程度で残留沈下がほとんど終了するが，地盤によっては残留沈下が長く続く場合もある。(c)の深層型は上部に厚さ10ｍ程度の砂が堆積し，その下に粘土と砂の互層が約30ｍ程度存在する場合で，盛土高が６ｍ程度以上になると沈下を始める。沈下が始まると一様に連続して沈下し，盛土終了後も少しずつではあるが，長い年月にわたって沈下し続ける。(d)の複合型は地表面から深さ30ｍ前後まで軟弱層が存在する場合で，沈下は(a)又は(b)の浅層型と(c)の深層型が同時に進行するため，盛土開始とともに沈下が始まり，また下部に起因する沈下がいつまでも続く形をとる。



図－１　軟弱層の違いによる時間－沈下曲線の４つの型

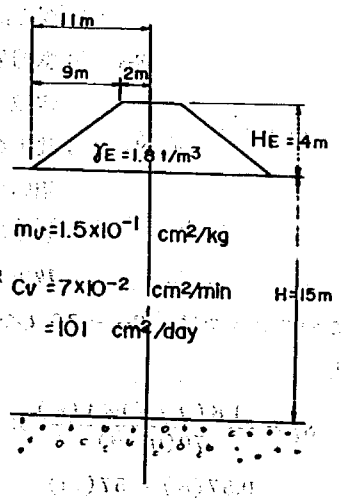
以上のべたように軟弱地盤の違いなどによって沈下曲線も異なったものになるので，地盤条件(地形，地質，土層構造，土質，地下水），盛土条件（盛土高，断面，形状，盛土の施工速度）などを考慮して，計算値と実測値とが合致しているかどうか検討してみる必要があると思われる。一般に，全沈下量については圧密沈下量と盛土載荷による即時沈下量とを考慮すれば，計算値と実測値とは

かなり一致するといわれている。沈下速度については圧密係数C_vの評価のしかたなどにより，計算値と実測値とがかなり異なる場合もある。又，図－1の(c)，(d)に示したように軟弱層が厚い場合には，盛土終了後に長年月にわたって沈下が持続することがある。これは，圧密による沈下もあると考えられるが，長年月を考えるとクリープなどによる二次圧密の影響がかなりでていると思われる。

従って，計算値と実測値とを比較する場合には，二次圧密の影響について考慮して検討することが必要となるが，ここではまず即時沈下と圧密沈下量について当研究室にある資料をもとにして有明海の海岸堤防について検討を加えてみる。

有明海沿岸の軟弱層は，厚さにして10m～20mの範囲にあり，体積圧縮係数m_v，や圧密係数C_vの土質定数は，概ね図－2に示すような値であるとする。

以下，15mの厚さの軟弱地盤上に高さ4m，敷幅22mの盛土を瞬間載荷したと仮定して次に示すような方法で概略の沈下量を求めてみたので，その結果を示す。



図－2　解析モデル

(1) 盛土荷重により盛土中心線下7.5mの地点に生ずる増加応力ΔPを求める。オスターバーグの図表を用いて，影響値$I=0.38$になる。従って，

$$\Delta P = 2 \times I \times \gamma_E \times H_E = 0.547\ kg/cm^2$$

(2) 軟弱層全層にわたって平均的に上記の応力増加があたったと仮定して圧密沈下量S_Cを求める。

$$S_C = m_v \times \Delta P \times H$$
$$= 1.5 \times 10^{-1} \times 0.547 \times 1500$$
$$= 123\ (cm)$$

(3) 時間と沈下量の関係を求める。

$$t = \frac{(H_0/2)^2 \times T_v}{C_v} = \frac{(1500/2)^2 \times T_v}{101} = 5569 \times T_v\ (\mathrm{day})$$

従って，時間と圧密沈下量との関係は次のようになる。

圧密度(%)	80	90
時間 t (day)	3158	4723
圧密沈下量S_C(cm)	98.4	110.7

これより，9年目から12年目末までの4年間に12.3(cm)（年3cm）の沈下量が生ずる計算となり，年4～6cmという実測値に近い値が得られる。

次に，全沈下量Sの予測について考える。

$$\bar{S} = S_C + S_i$$

ここで，S_C；圧密沈下量

S_i；即時沈下量

圧密沈下量についてはこれまで計算してきたとおりであるが，即時沈下量は非排水状態でのせん断変形により生ずると仮定し，次の式と図表より求める。

$$S_i = \frac{\gamma_E(t/m^3)\times H_E(m)}{E_{50}(t/m^2)}\times N_i$$

ここに，　γ_E，H_E；盛土の単位体積重量と高さ

E_{50}　；軟弱層の平均弾性定数

N_i　；沈下数で図－3を用いて，軟弱層厚と平均盛土幅の関数として求める。

このモデルでは，$E_{50}=70\ t/m^2=0.7\ kg/cm^2$ として，

$$S_i = \frac{1.8(t/m^3)\times 4(m)}{70(t/m^2)}\times 5.5$$

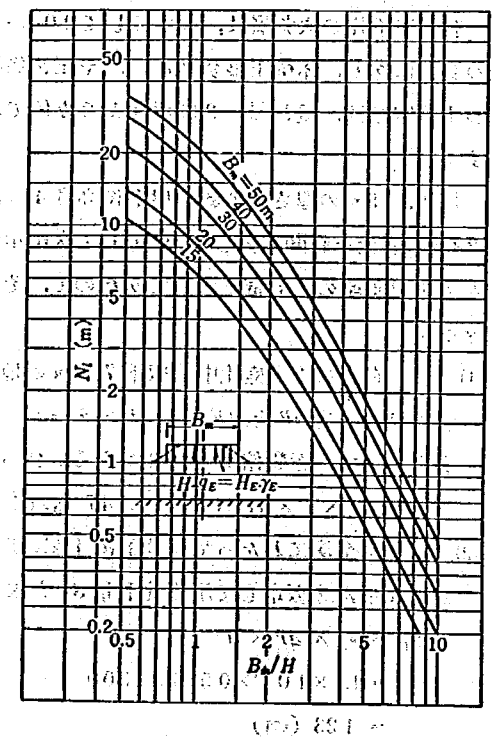
$$= 0.57(m) = 57(cm)$$

となり，前述のS_C=123cmを加えて，全沈下量は，

$$\bar{S} = 123 + 57 = 180\ (cm)$$

となる。

従って，規定の堤防高にするためには沈下量に相当するだけの余盛り高を考える必要がある。この場合に余盛りによっても沈下がさらに進むので，その分についても配慮しておかねばならない。



図－3　沈下数N_i

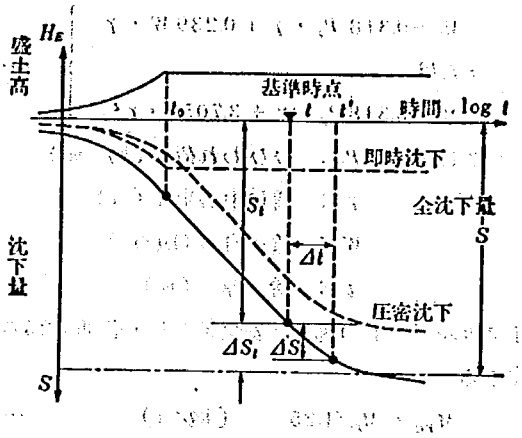
以上のべた沈下計算はかなり単純化したモデルを用いて行なったもので，実際の地盤は複雑な地盤構成をしており，又土質定数についてもかなりのばらつきがあるのが普通である。したがって，実測された沈下曲線は計算によって求めた沈下曲線とかなり異なったものになる場合もある。また，前にのべたように軟弱地盤の層厚が大きい場合には長期にわたって沈下が持続する，いわゆる二次圧密の影響などが加わって沈下量が大きくなることもある。

従って，今後の検討方法としては，一応次に示すような点に着目して検討するとよいと考えられる。

(1)　サウンディングやボーリングなどにより軟弱層厚の分布をきめ細かに調べると同時に，できるだけ乱さないサンプリングを行なって土質定数を正確につかむようにする。又，得られた土質調査結果については，土層区分を行ない，地層構成が異なる場合には，それぞれのケースに応じた

モデル地盤なり，土質定数を決定し，上記に示したような計算方法により沈下量を求め，実測値との比較を行なってみる。

(2) 軟弱層の厚い場合のように，沈下量が長期にわたって生じている個所については，実測された時間－沈下曲線をもとにして図－4に示すような沈下量と$\log t$との関係を求め，基準時tから時間Δtを経過するまでに生ずるΔSをとって残留沈下量とする。この残留沈下量から今後の対策を検討するのがよいと思われる。なお，基準時tは現在の時点とし，Δtについては計画高を保持し堤防の機能を発揮させるに必要な期間を想定することなどが考えられる。



図－4 残留沈下量

（土質研究室）

共－4 軟弱な地盤に設置する剛性パイプカルバートの基礎について

（質 問）

地盤がパイプ縦断方向にほぼ均一と考えられる場合，その基礎の設計の考え方に関し以下の事項について御教示願います。

(1) 基礎材の選択――砂あるいはコンクリート

砂の場合は施工が容易で地盤の沈下にも追従する一方地盤の変形等で基礎形状（厚さ等）を所定のものに確保する事が難しいと思われます。また，コンクリートの場合は，地盤の変形に伴い特に縦断方向の基礎の一体性が損われ局部的に応力が集中する場合も考えられます。地盤が軟弱で沈下，変形が考えられる場合の基礎材の選択について標準的な考え方についてお聞きしたい。

(2) 基礎杭の使用について

地盤が軟弱な場合，基礎杭（摩擦杭も含めて）を用いる事により，パイプ縦断方向の不等沈下を抑制する意味から有効と思われますが，設計荷重，不等沈下（パイプ周辺部との）に伴う路面への影響等不利な面もあると思われます。特に設計荷重については，基礎杭を用いた場合と用いない場合（両者共突出型とした場合）で異なると思われますがいかがでしょうか。

（日本道路公団）

（回 答）

パイプカルバートの設計は一般に次のようにして行う。すなわち，管頂及び管底に集中荷重を載荷し，管底に0.05㎜幅のひびわれの生ずるときの荷重をP_rとすると，管底における最大曲げモー

メントは次式で計算される。

$$M_r = 0.318\,P_r \cdot \gamma + 0.239\,W \cdot \gamma$$

または，

$$M_r = 0.318\,P_r \cdot \gamma + 3{,}705\,t \cdot \gamma^2 \qquad \cdots\cdots(1)$$

ここで，P_r：ひびわれ荷重（kg／m）

γ：管厚中心半径（m）

W：管の自重（kg／m）

t：管　厚　（m）

パイプカルバートの場合，安全率として普通1.25の値をとるため，許容曲げモーメントは(2)式のようになる。

$$M_{ra} = M_r / 1.25 \quad (\mathrm{kg/m}) \qquad \cdots\cdots(2)$$

次に，土圧及び活荷重によって管底に生ずる曲げモーメントは(3)式によって計算される。

$$M = K\,(Q_d + Q_l)\,\gamma \qquad \cdots\cdots(3)$$

ここで，K：基礎形式によって決まる係数で，表－1の値をとる。

Q_d：管軸方向の単位長さ当りの埋戻し土による荷重（kg／m）

Q_l：管軸方向の単位長さ当りの自動車荷重による荷重（kg／m）

γ：管厚中心半径（m）

基礎は(2)式と(3)式とから$M_{ra} \geqq M$となるように安全な形式を決定する。従って，基礎の形式は主として横断軸方向を対象とした土かぶりなどの荷重と管の強度及び構造との関係から決定されることが多い。

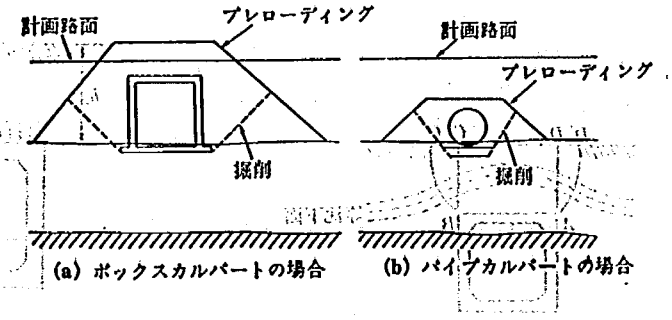
軟弱地盤の場合には不等沈下などが生ずるので，パイプカルバートの縦方向についても考慮しておく必要があると思われるが，その設計方法については検討すべき問題もいくつか残されている。従って，軟弱地盤上にカルバートを構築する際には，すず地盤処理を行ない，側方流動及び残留沈下を少なくしてからカルバートを設定する方法が最も適切であると考えられている場合が多いようである。この場合には，基礎材として砂基礎を用い，土かぶり圧などが大きい場合は，耐圧性の高いPC管やボックスカルバートにするなどして，土圧を受けないように設計する。なお，カルバートと設置のための軟弱地盤処理の方法には各種の方法がある。例えば，軟弱層の厚さが薄い場合には良質の材料で置き換える置換工法が考えられる。又，軟弱層が厚い場合にはサンドコンパクションパイル工法，石灰パイル工法，摩擦くい工法などの対策工を用いた例もある。しかし，一般には図－1に示すようなプレローディングを行う載荷重工法が最も広く用いられている。さらに，載荷重工法と同時にサンドコンパクション工法を併用する場合もある。

表－1　Kの値

基礎形式	砂基礎			コンクリート基礎		
支持角	60°	90°	120°	90°	120°	180°
K	0.189	0.157	0.138	0.152	0.122	0.110

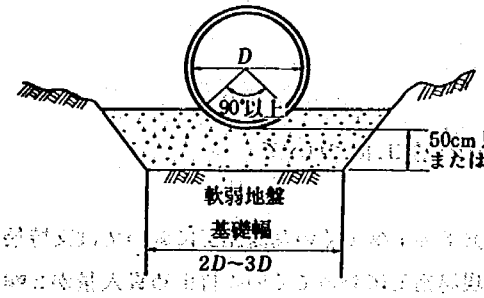
又，沈下量が大きくなると予測されるような箇所では図－2に示すようなコルゲートタイプなど

の柔軟性のあるカルバートを用い，幅が直径の2～3倍で，厚さが最小50cmの砂基礎を設ける工法なども考えられるが，この工法の採用にあってはコルゲートパイプの強度ならびに耐久性などについて事前に十分検討しておく必要があると思われる。



図－1　カルバートの載荷重工法

次に，基礎杭の場合についてのべると基礎杭は沈下量を少なくし不等沈下を防止するのに効果がある。しかし，基礎杭を用いる場合は路面の平担性に及ぼす影響，及びカルバート前後の盛土の挙動などを考え合せて設計しないと，構造物と盛土との間に段差を生じ，道路交通に支障を及ぼすことになる。特に，カルバートの土かぶり厚の小さいものについては，供用開始後その影響が大きくでてくる。従って，低盛土のような場合にはカルバートの基礎工として杭基礎を用いることが少なくなってきている。



図－2　軟弱地盤の場合

又，軟弱地盤上にカルバートを構築する場合の設計荷重は，「道路土工・擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」によると，次に示すような値のものを用いてよいことになっている。

① 杭基礎などの剛性基礎で支持されておらず，盛土の沈下と併行して同時に沈下する場合

$\alpha = 1.0$

② 杭基礎などを有し，盛土の沈下に抵抗する場合は表－2の値をとる。

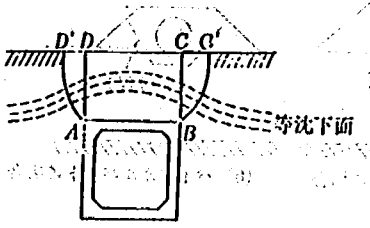
表－2　α の値

h_1/B	1未満	1以上 2未満	2以上 3未満	3以上 4未満	4以上
α	1.0	1.2	1.35	1.5	1.6

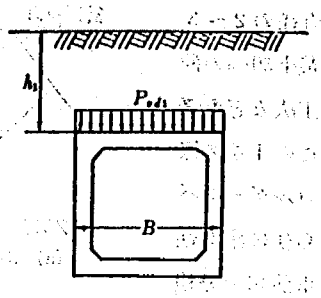
なお，係数 α は図－3においてカルバート上端に加わる土の重量は，□$ABCD$ の部分でなく，$ABC'D'$ の部分であるとして，その増加の割合 $\left(\frac{ABC'D'}{ABCD}\right)$ を表わしたものである。

従って，α を用いてカルバート上面に作用する鉛直土圧は次式によって計算する。(図－4を参照)

$$P_{vd_1} = \alpha \cdot \gamma \cdot h_1 \quad (t/m^2)$$



図－3　鉛直土圧の増分



図－4　鉛直土圧

ここで，　γ ；カルバート上部の土の単位体積重量（t/m^3）

h_1 ；カルバートの土かぶり（舗装表面よりカルバート上面まで；m）

（土質研究室）

共－5　橋梁基礎の施工について

（質　問）

シラス地帯の橋梁下部工事でくい基礎施工においては支持層をN値により判断しくい長を定めている（設計）が，現場施工においてくいの打止め貫入量が2㎜以上となり一般にいう「道路橋下部構造設計指針―くい基礎施工篇」でいう2㎜以下にならない。現地ではシラス層はかなり厚くこの面からみて，くい基礎の施工が"不適であると判断"するまでの検討がなされてないか他の事例においてこのような地盤なる設計法及び施工法があれば御教授願いたい。

（宮崎工事事務所）

（回　答）

御質問の中にあります打ち止め2㎜という数値は，2㎜以下にしなければならないという値ではなく，この値以下にしてはいけないという最小の制限値であることを確認する必要があります。

打ち止め量というものは，くい先端の地盤支持力だけでなく，くいの特性およびハンマーの大きさにより決まるものです。一般に大きなハンマーを用いれば，当然打ち止め量は大きくなるはずですし，そのハンマーの大きさ及び落下高さも，くい体に生ずる応力の制限から規定されてきます。

今回の御質問中で使用されているハンマーは，φ600のコンクリートくいに対しては若干大きめですので，当然打ち止め量も大きくてよいと思われます。むしろこの程度の施工では，打ち止め量を10㎜程度よりも小さくしては，くい体に損傷を生ずるのではないかと思われます。

動的な支持力算定式の結果を拝見しますと，十分な支持力が得られていると思われますので，この点で打ち止めしてさしつかえないと思います。

（基礎研究室）

共一6　杭頭部とフーチングの結合方法及び地中構造物の地震水平荷重の考え方について

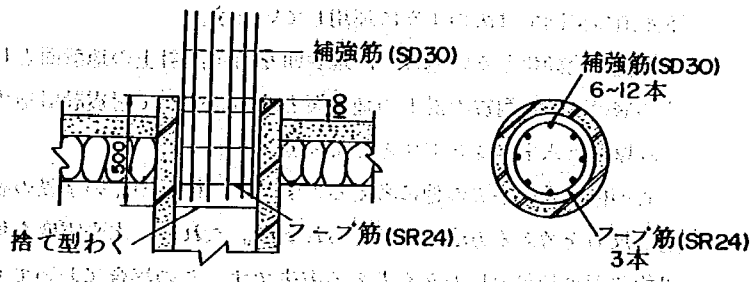
（質　問）

1. ＰＣ杭等は通常杭頭処理をした後，荷重の伝達を良好ならしめるため，下図のように構造物と結合させますが，この場合剛結と考えるのか，又はヒンジ結合と考えるのが妥当でしょうか。

2. 剛結と考えて，これに地震の水平荷重を加えるとモーメント荷重が大きくなって鋼管杭を使用しなければならなくなりますが，下水道処理場等のその大部分が地中にある構造物については地盤と一緒に揺れるということで地震荷重を無視する考えがありますが妥当なのでしょうか。

3. ２に関連してかかる地中構造物の地震荷重を考慮するのは，地震係数の大小で決めるのでしょうか，（関東地域では地震荷重を考慮しているようです）。

4. ＰＣ杭を切断するとプレストレスの効果が一定範囲で減じるので右図のような補強をするとも言われていますが，剛結と考えればマイナス効果になると思われますが，この相関を御教示ください。



下水道用設計標準歩掛り解説（昭和51年度版）
― ポンプ場・処理場（土木・建築）編 ― 下水道協会P.90より

表－２－５　くい頭加工

くい径(mm)	SD30(mm)	SR24(mm)	コンクリートv(mm)
300	6−D16	3−φ9	0.013
350	6−D16	3−φ9	0.019
400	8−D16	3−φ9	0.025
450	8−D16	3−φ9	0.033
500	10−D19	3−φ13	0.040
600	12−D19	3−φ13	0.053

（福岡県土木部）

（回　答）

(1) ＰＣくいの場合は，通称Ａ方法なるくい頭結合法によるのが，くい頭モーメントを確実に伝達するには望ましいと思われます。

しかし施工の繁雑さを考慮して，御質問のような通称Ｂ方法と呼ばれる結合法を用いる場合に

は，A法に比べてかなり剛結度が低下することが予想できます。特にくい径が小さい場合は，くい内部の空隙が小さいため，十分なくい頭拘束力を期待するのは難しいと思われます。くい径がそれほど小さくない場合でも，断面2次モーメントの低下を考慮し，剛結として求まる水平変位量を1.2割増しした変位量によって設計することが，道路橋下部構造設計指針「くい基礎の設計篇」には記されています。

特殊なくい頭処理法として，上ぐいをＰＲＣぐいとし，くい頭部をはつって鉄筋を露出させ，この鉄筋によってフーチングへ結合する方法があります。この場合は剛結として設計して，さしつかえないと思われます。

(2) 地中構造物について震度の低減を考える方法は，耐震設計上妥当な方向であると思われます。たとえば橋梁基礎においても，耐震設計地盤面以下の基礎躯体には設計水平震度をかけずに設計しております。

下水道構造物の場合に耐震設計上の地盤面をどこにとるかが問題となりますが，たとえば日本下水道事業団では次のように運用しています。

地盤が流動化しない場合は，地表面を耐震設計上の地盤面とし，また流動化層がある場合は，その層の下面を耐震設計上の地盤面とする。そして耐震設計地盤面以上には水平震度を考慮し，それ以下は水平震度をゼロとしております。

この様な設計手法の他に考えるとすれば，橋梁のくい基礎の設計における「フーチング前面地盤の反力を考える方法」が考えられます。これは，水平震度を地中構造物に考えると同時に，構造物前面の地盤の反力をも考える方法です。この場合においても，くいには水平震度は考慮しなくてよいでしょう。

（基礎研究室）

共一7　橋梁下部工（基礎工）の杭頭における地震時の水平変位計算にもちいる変位法，慣用法の適用について

（質　問）

現在基礎杭，杭頭の変化については，51年8月発行の指針により常時10㎜地震時15㎜を目安としているが，通例としてそれ以内におさまる構造設計で行なっているが，ある設計において地震時15㎜を守らんがための構造にしているため杭の鉛直許容応力度に多大な余裕があり，又常時の許容変位量にも50％の余裕がある。これは許容水平変位（杭頭15㎜支承部20㎜）に制限を加えているためで，そのものが非常に不経済な構造になっている。地震時のみの問題点であれば斜杭を考えれば有利になるが，一技術家にいはせると，ネガテイブ・フリクションが生じる軟弱地盤については斜杭は好ましくないという判断に立っておりネガテイブフリクションによる影響及び支承部（ジョイント）の遊間距離がゆるされるならば，慣用法による水平震度15㎜（変位法24㎜）までゆるしてもよいのではないが，各々の構造物地質のちがいはあるが建設省の考え方を一本化し

たらどうかと思う。

（北九州国道工事事務所）

（回　答）

当研究室において，慣用法と変位法との比較を検討してまいりましたが，その結果変位法においては水平変位量が慣用法より大きな値を示すことが確認できました。その結果は，雑誌道路 1979－4に示されておりますように，慣用法での許容変位量（常時10㎜，地震時15㎜）は変位法では若干大きい許容変位量（常時15㎜，地震時25㎜）に相当するということです。

現行のくいの設計指針に示されている基準変位量常時10㎜，地震時15㎜という値は，あくまでくい本数を定める時などに用いる基準となる変位量であり，この値を許容変位量とする必要はなく常時15㎜，地震時25㎜程度を許容変位量の目安として用いればよいと考えます。

（基礎研究室）

共－8　ＰＣ橋の連絡部について

（質　問）

ＰＣ橋の連結構造とした場合に連結部のモーメント算定はクリープを考慮する方がよいのかしない方がよいのかお伺いしたい。

（宮崎工事事務所）

（回　答）

コンクリート橋の設計においては，主荷重としてのコンクリートのクリープの影響を考慮しなければならず，これによる不静定力の算出については，道路橋示方書・コンクリート橋編 2.1.3 に規定されている。

質問の例のように，ＰＣプレテンション桁を支点上で連結構造とした場合，連結部のクリープの影響による不静定曲げモーメントは一般に次のようになる。

(1)　死荷重応力によって生じるクリープによる曲げモーメント（M_{dc}）……負（図－1(a)）

(2)　プレストレスによって生じるクリープによる曲げモーメント（M_{PC}）……正（図－1(b)）

上記(1)，(2)の絶対値の大きさは，例えばプレテンションＪＩＳ桁を用いた場合，一般に $|M_{PC}| > |M_{dc}|$ であり，したがって，合計したクリープによる不静定曲げモーメントは図－1(c)のように正の曲げモーメントになる。

したがって，このような場合，クリープの影響によって支点上の最小曲げモーメント（負の曲げモーメント）は絶対値が減少し，最大曲げモーメントは増加する。

しかしながら，現状では連結構造とした場合に，クリープの影響を正確に推定することがむずかしいので，最も不利な条件下で安全側に設計することがよいと考えられる。したがって，上記の例のようにクリープの影響によって正の不静定曲げモーメントが生じる場合には，最小設計曲げモー

メントの算出ではこれを無視し，最大設計曲げモーメントの算出にはこれを考慮するのがよい。

なお，この問題に関しては次の文献を参考にするとよい。

1) "PCプレテンション桁橋の連結構造に関する研究報告書"昭和47年1月

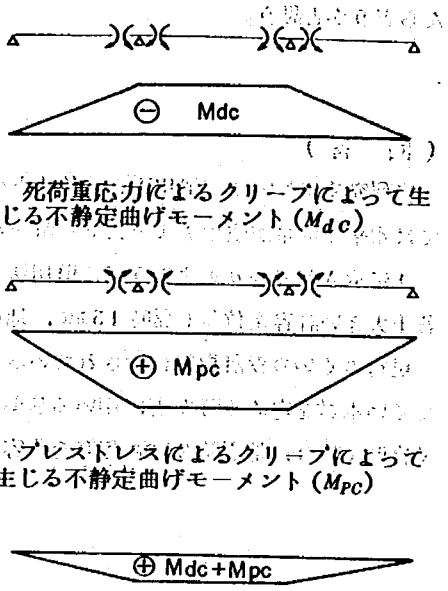
2) "PCポストテンション合成桁の連結構造に関する調査研究報告書"昭和48年2月

以上1)，2)の著者は下記のとおり。

高速道路調査会・道路技術研究部会・橋梁構造研究委員会・コンクリート構造分科会

3) "PC連結げた設計基準（案）に関する研究報告書"昭和52年3月

阪神高速道路公団・阪神高速道路協会構造研究委員会



(a) 死荷重応力によるクリープによって生じる不静定曲げモーメント（M_{dc}）

(b) プレストレスによるクリープによって生じる不静定曲げモーメント（M_{PC}）

(c) クリープによって生じる不静定曲げモーメント（$M_{dc}+M_{PC}$）

図－1　クリープによって生じる不静定曲げモーメント

（橋梁研究室）

共－9　トンネル施工法について

（質　問）

NATM工法について教授願いたい。

（宮崎工事事務所）

（回　答）

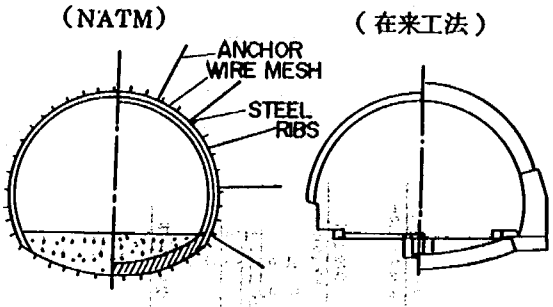
NATM（New Austrian Tunneling Method，新オーストリア式トンネル工法）は，主に経験にもとづいて何十年間にもわたって発達してきた。その定義はまだ統一されていないが，一応「NATMとは，トンネルの周辺地山が本来有する支持機構を積極的に活用するために，ロックボルト，吹付コンクリートを主たる支保部材として，トンネルを掘進する工法である」と言える。またトンネルの形状から見ても，在来工法と比較すると図－1のように異なっている。

この工法が近年日本のトンネル技術者に注目されるようになったのは，これが岩盤力学の諸原理にしたがってトンネルを掘る合理的な工法であるためである。この諸原理の一つを図－2に示す。この図の曲線Aはトンネル壁面の変形量に対してトンネルが地山からうける荷重を示している。ま

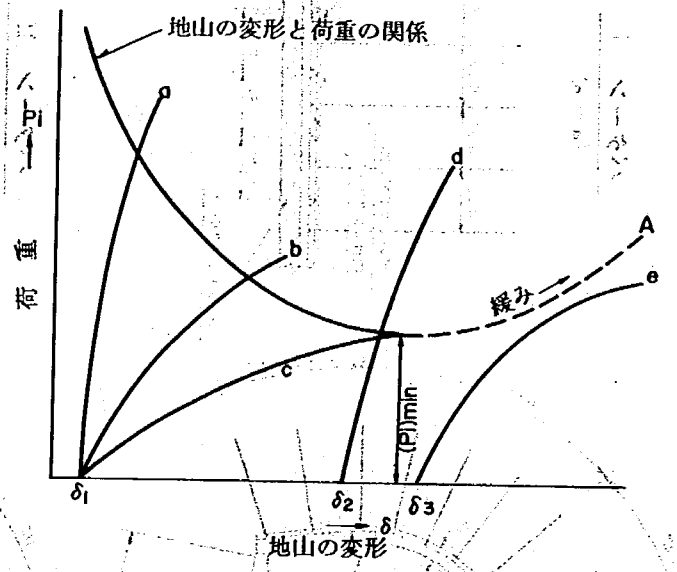
た曲線a，b，c，d，eは覆工の荷重ー変形曲線である。NATMは，この図の最小土圧である(Pi)minの点に設計点をもってこようとする考え方である。このためには，覆工はタイミングよく施工することであり早すぎても遅すぎてもいけないし，剛でありすぎても柔らかすぎてもいけない。

この工法では地山の変位と支持圧力との関係が重要である。この関係は系統的な測定を実施することにより求め，設計，施工にフィードバックするような方法がとられている。従って，NATM工法においては計測が重要である。

しかし，このようなNATM工法の設計手段に関しては，吹付コンクリートの地山拘束の効果，ロックボルトの地山補強効果などかならずしも明らかにされていない面が多いので，今後の検討にまたなければならない点が多く残されている。現在のところ，設計は過去の経験，実績によって行われていると考えてよいであろう。図ー3は実施例である。NATM工法は計測をよりどころとしたトライヤルアンドエラーの工法で，設計は測定結果から決められる。従って，この工法ではトンネルに関する深い経験と知識を有する技術者が特に重要となる。図ー4はトンネルの測定計画の例である。



図ー1　NATMと在来工法の比較

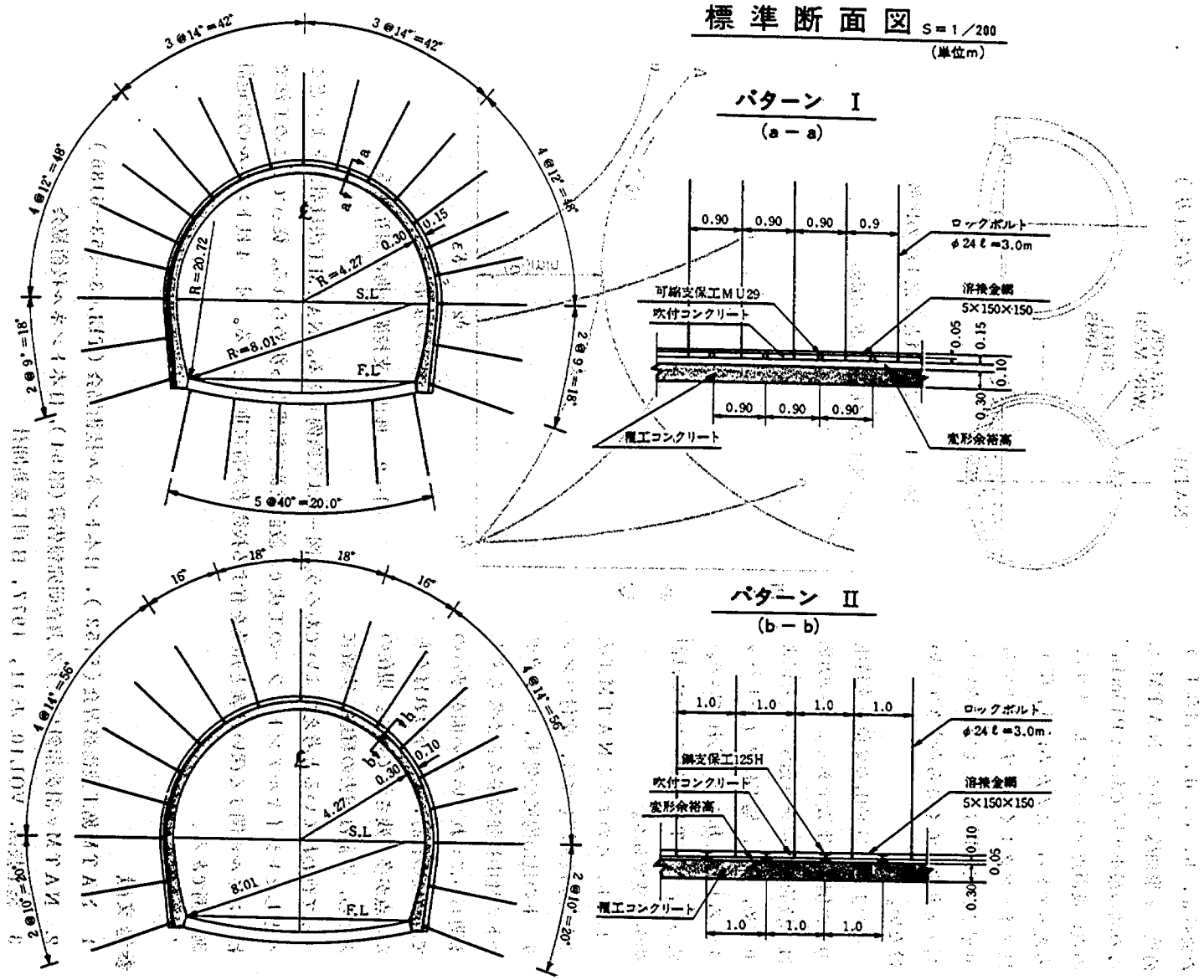


図ー2　地山と支持構造物の相互関係

参考文献

1. NATM施工技術講習会(昭52)，日本トンネル技術協会(TEL03−553−6186)
2. NATMの計測指針に関する調査研究報告書(昭54)，日本トンネル技術協会
3. 施工技術，VOL10，№11，1977，日刊工業新聞社

(トンネル研究室)

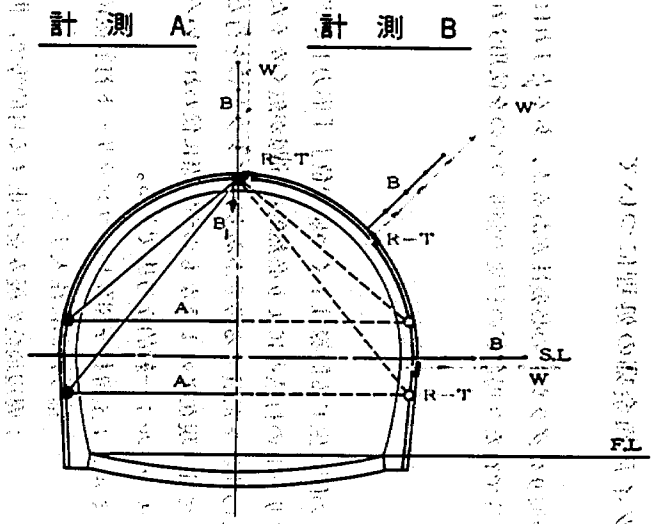


図－3　NATMの設計の例

計　測

計測項目			計測離隔	配置	頻度 0～15日	頻度 16～30日	頻度 30日～
計測A		坑内観察調査	全延長	各切羽	—	—	—
		トンネル壁面の相対変位測定	原則として20m毎	水平2測線又は6測線	1回／日	1回／2日	1回／週
	B_1	トンネル天端の沈下測定	同上	1点	同上	同上	同上
		ロックボルトの引張試験	20間	1断面1本	—	—	—
計測B		岩石試料試験	必要の都度	—	—	—	—
		地中変位測定	同上	5点 長さ5種	1回／日	1回／2日	1回／週
	B	ロックボルトの軸力測定	同上	5箇所 1本当り4点	同上	同上	同上
	R-T	覆工の応力測定	同上	接線方向 半径方向 各5箇所	同上	同上	同上

計測断面



図－4 －NATMにおける計測の例

共一10　深礎グイ周面余堀の処理について

（質　問）

深礎グイ周面余堀りのグラウトの必要性があるか，あるとすればどのような材料を使用すれば良いか又，モルタル等で行なう場合どの程度の強度のものを使用すれば良いかお伺いしたい。

（宮崎工事事務所）

（回　答）

孔壁と土留材との間に生じる間隙は「くい頭変位」「応力」などに影響を及ぼす。土留材を撤去する場合はコンクリートの打込みにより必然的に間隙が無くなるため問題ではないが，土留材を埋殺す場合には，この間隙を充填する必要があり，グラウト等を行なわなければならない。

グラウト材としては，現在次のようなものが実際に使われている。

① セメント・モルタル；一般的な方法である。

② セメント・ミルク；土留材を開孔し，コンクリート打設後にコンクリートの廻り込み不足を補うために注入する。

③ 薬　液　　；周辺地盤の緩みを防止する目的等で，掘削中に注入する。

このうちセメント・モルタルの注入が一般的であり，モルタルの種類としては普通モルタルと発泡モルタルとに分けられる。

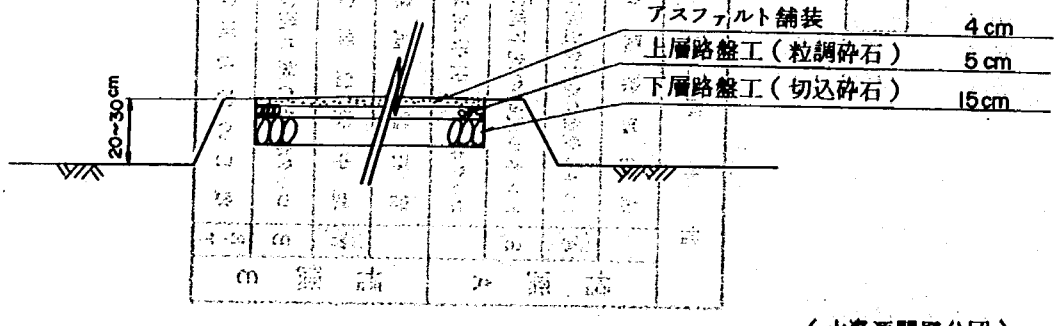
（基礎研究室）

共一11　農道の舗装と地下水の処理について

（質　問）

道路計画高と水田の高低差が少なく地下水が高いため転圧が十分行われず（一部石灰による処理を行う）晴天の続いた後アスファルト舗装を実施したが計画高を変更せず地下水の高い状態の場合，しや水層を設ける方法としてドレーンを施工する事が考えられるが，この場合，工事完了後の影響の有無および石灰による処理（下層路盤で実施）と耐久性について御教授願います。

理（下層路盤で実施）と耐久性について御教授願います。



（水資源開発公団）

（回　答）

水田などに新設される舗装のように，軟弱路床で地下水位が高い個所での舗装では，締固め不足になりやすいなどの施工上の問題の他に，施工後の問題として，路面の沈下や，地下水の浸透によるアスファルト混合物の剝離の問題等が考えられる。

施工時には，これらの個所では軟弱路床であるうえに地下水位が高いので締固め機械がはいることが困難で，路床改良したうえで，地下水位を下げて施工する必要がある。この質問が寄せられた個所では，送水管埋設のため，マサ土による置換えが２ｍ以上の深さにわたってなされているようなので，軟弱路床の点は解決されているが，地下水位が高いので表面のマサ土が泥濘化して施工が困難になったものと考えられる。この場合の対策としては，次のような方法が考えられる。

(1) 地下水の排水処理をして，水位を下げるとともに，現場内の排水処理して一般の工法にて施工する方法。

(2) 地下処理せず，路床を石灰やセメント等で安定処理して支持力を上げた上で，路盤を施工する方法。

(3) 地下処理せず，路盤材を敷均したあと，セメント，石灰等で安定処理して所要の支持力をもたせる方法。

これらの工法の得失を考えてみると，(1)について施工は容易であるが，施工後の地下水位の上昇やシルト分の混入による路床や路盤の支持力低下が考えられる。

(2)について，均一に安定処理剤との混合ができれば，その後の施工も確実で施工後の支持力低下の恐れも(1)に較べて小さい。

ただ施工規模からみて，使用する施工機械も限定され，混合むらが生ずる恐れが多いので安定処理路床の評価には注意を要する。

(3)について，路床の軟弱さは解消されていないので，安定処理しても路盤の締固めは十分できないと考えられるので，通常の安定処理路盤と同等には評価できないが，施工後の支持力低下の恐れは(1)に較べて小さいと思われる。また，施工は(2)に較べて容易である。

一般に，石灰で安定処理したものは，地下水の中に硫酸塩が含まれると劣化する恐れがあるが，通常の地下水では劣化はしないと考えてよい。しかし，この個所では地下水位が高いと予想されるので，アスファルト混合物のアスファルトと骨材との剝離が心配される。従って，例えば，消石灰をフィラーの１部として，２％程度添加するなどして，それに対処した混合物をつくる必要がある。

（舗装研究室）

共一１２　ヒズミ計（法面設置）観測結果の解析について

（質　問）

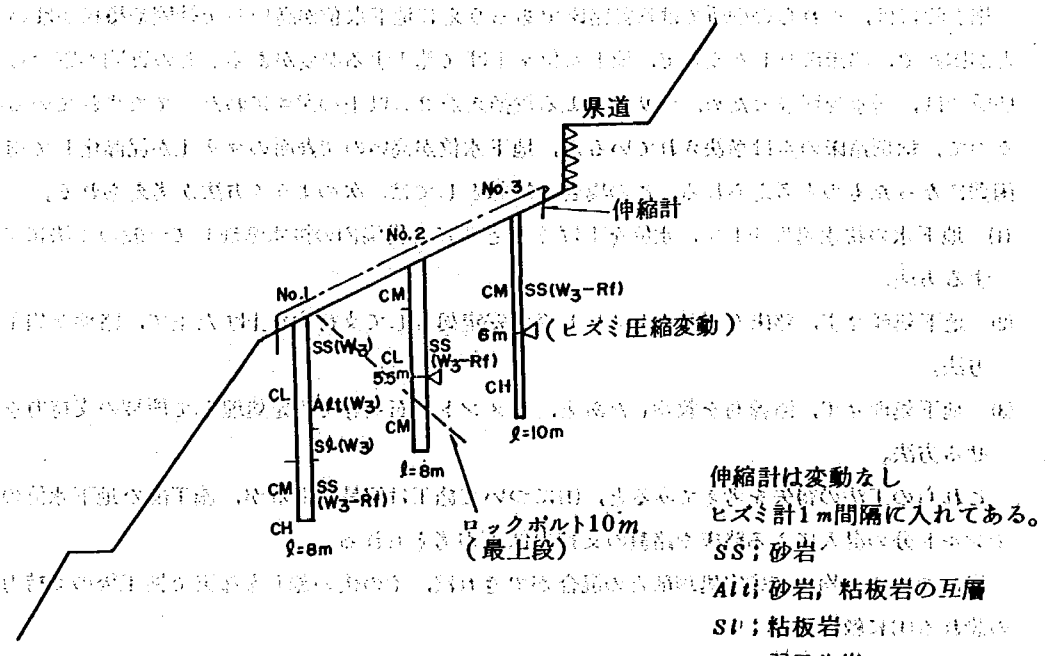
現在施工中の朴木砂防ダム地点の左岸は地形上流れ盤となった開口割れ目や断層によって弛んでいるため法面処理の必要性を検討する目的で法面移動量をヒズミ計及び伸縮計を設置し観測をして

いる。

（質　問）

観測結果を見ると，下図の２地点だけに限り定量的にヒズミ計だけが感知している。どのような特異な動きの原因について説明を願いたい。

又ヒズミ計と伸縮計との相関性についても説明願いたい。



（川辺川工事事務所）

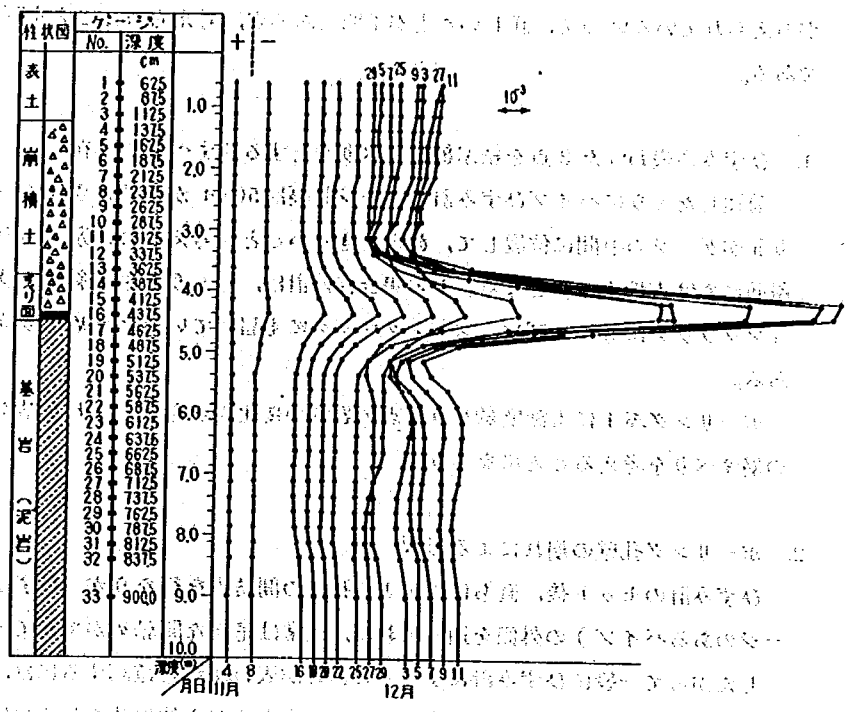
（回　答）

地すべりはすべり面という明瞭なセン断面を境界として移動するものであり，すべり面の厚さはわずか数cmというような薄い粘土層からなることが多い。パイプひずみ計は，この地中セン断現象を埋設したパイプの変形を測定することによって間接的に，すべり面位置を知ろうとして開発されたものである。

パイプの変形を密に観測するためにゲージ間隔を25cm間隔に設置した現地試験によれば，図－1のようにすべり面を境界として，上下それぞれ50cmの区間でパイプの変形が著しく，すべり面位置を確認できた。しかし，これがもしゲージ間隔が1mであったならば，どうなるであろうか。図－2は同様の現地試験結果から中間データを取り去って1m間隔の測定値のみを整理したもので，たまたますべり面近傍にゲージがあったので，すべり面がほぼこの位置であろうということは確認できたが，パイプの変形についてはやや大雑把に推定されるだけである。またゲージの位置がすべり面からはずれれば更に測定結果が莫然としたものになっていくわけであり，地すべりのタイプに

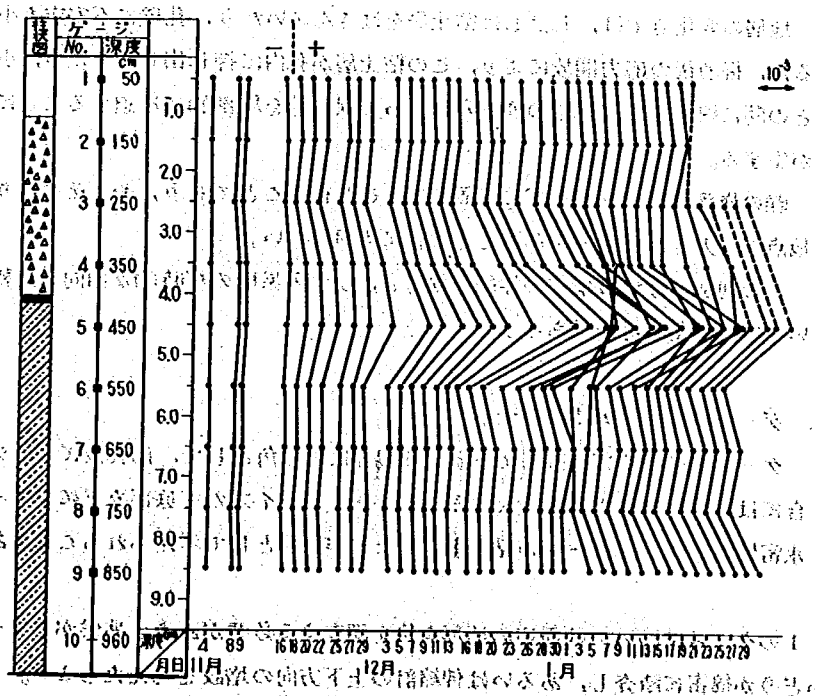
よっては全く検知されずに終ってしまうということも珍しくない。

質問における現地はいわゆる地すべりではなく，明瞭なすべり面をもたない。ゆるんだ風化岩地盤での調査である。したがって上に述べたようなゼン断面でのパイプ変形を測定するというよりも，地中全体のクリープ状況を調査することが目的であると考えられる。



図－1　歪累積変化曲線図（№1歪計）

3本のひずみ計のうち斜面上部の2本の深度6 m，5.5 m地点のみにひずみの累積がみられるが，下部の1本にはひずみが表われず，しかも地表の伸縮計には変位がみられないということである。ひずみ変化のデータ



図－2）ゲージ間隔が1 mとした時の歪変化曲線図（№2歪計）

が与えられていないので，詳しいことが不明であるが，考えられることを列挙してみると次のようである。

1. ひずみの表われた2点を結ぶ線をすべり面とする地すべりの存在

前述したようにパイプひずみ計のゲージ間隔は50㎝が理想とされており，№1におけるすべり面がゲージの中間に位置して，測定できないことも考えられ，県道の山側から，下部の急勾配斜面にぬける地すべりとなる。この場合伸縮計は，ちょうど中間斜面に設置されていて，テンションクラックにもコンプレッションクラックにも届いていないため，変位が記録されないことがある。

ボーリング№1にも深度約6ｍ地点で岩質の変化点があり，これを結んだ地層に沿った流れ盤の層すべりを考えることになろう。

2. ボーリング孔壁の崩れによる影響

ひずみ計のセット後，直ちに砂による孔壁の間詰めを行なうが，ひずみ計のコードが保孔管(ゲージのあるパイプ）の外側を通っており，通常は完全な間詰めができているとは期待し難い。

したがって一般にひずみ計にすべりの影響が表われたと確認するには，地すべり変位量が20－30㎜程度なければならないと考えられ，一点だけが突然変化を起すのは別の理由を考慮しなければならないことがある。

地層の変化点では，しばしば粘土層をはさんでいたり，孔壁に不安定な小礫を挟んでいたりするが，掘削後の応力開放により，この粘土層が孔内に押し出してきたり，小礫が崩落じて保孔管との間に挟まって，孔壁のゆるみによって保孔管を局部的に圧迫することにより，ひずみの累積が生ずる。

礫の崩落はゲージパイプの設置時にも起し得ることであり，およそすべり面とは考えられない地点で，大きなひずみをみることは他にも例は多い。

この判別には地質構成の詳細な検討と，ひずみ累積の経時的な傾向を比較する必要があり，たいていは推測が可能であろう。

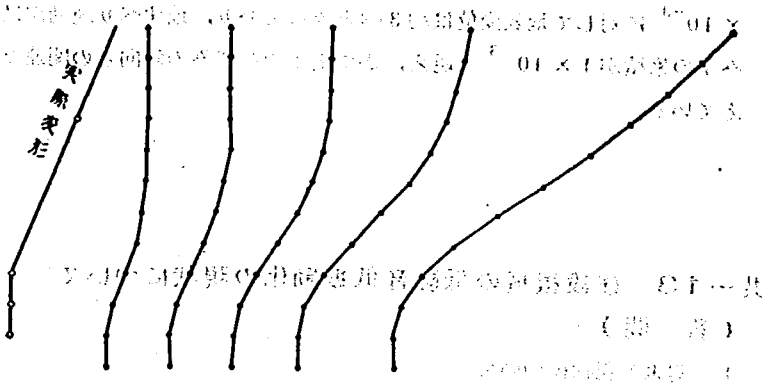
3. ゲージパイプ設置時のひずみ

ケーシングパイプを残して設置する場合はとも角として，削孔後にゲージパイプを挿入する場合には，やや無理をして挿入することもあり，パイプの下底部などにひずみを与えることがある。水密性の劣化や，ゲージの浮き上がりなどが原因として考えられることもある。

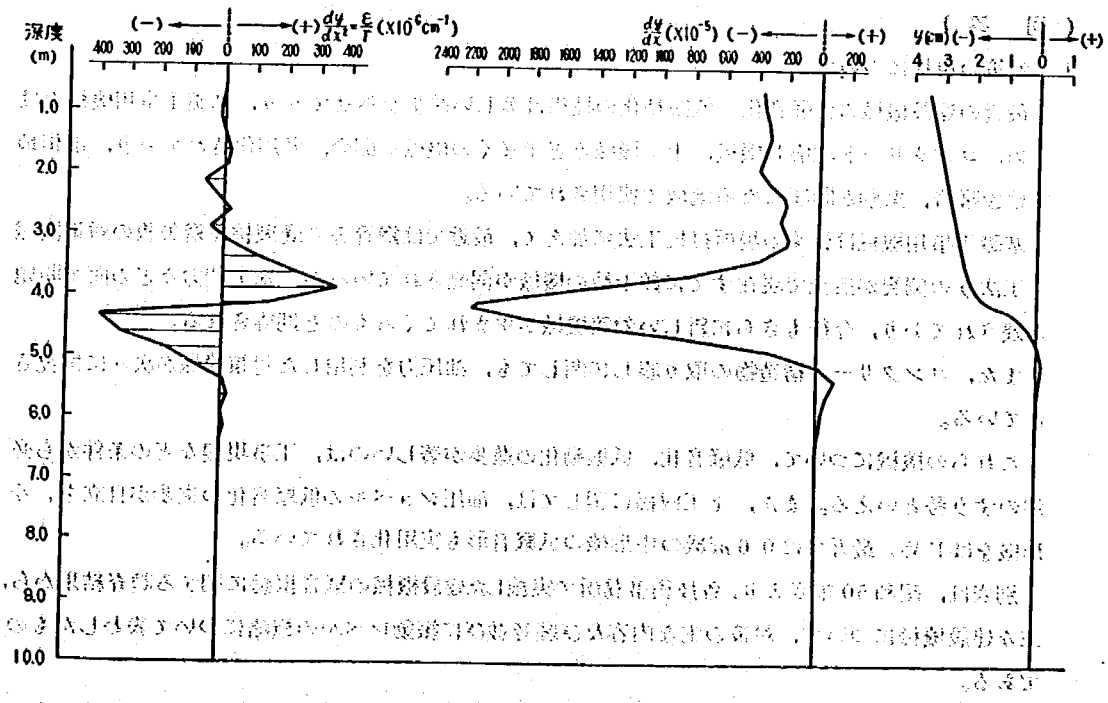
1のケースについては周辺の地形変状を調査する必要があり，兆候が県道や石積みにでていないかどうか綿密に踏査し，あるいは伸縮計の上下方向の増設を考えたらよい。

またもしクリープ状の地中変形であれば，おそらく図－3のような変形が考えられるから，この場合は2のケースがあたるかと推定される。

またひずみ計と伸縮計の相関についてであるが，観測する現象が時間差のあるものであることや，ひずみ計が一点の測定であるのに対し，伸縮計はある巾の区域の測定をしているなど，同じものの測定ではないこと，またひずみ計の間詰めの良し悪しや，パイプの変形，伸縮計の設置位置の適・不適も大きく影響するなどのことからはっきりした相関があるとはいえないが，計算上では図－4のように求め得る。



図－3 クリープ状の変動をした時の歪変化曲線



図－4 ひずみ量によるパイプの計算変位量

ひずみ計の感度は伸縮計の精度に比較して非常に高いし，地中での直接計測に近いから設置状況によっては，地中ひずみ計で動きを予知し，その結果が地表伸縮計で再確認されるという関係は模型実験で得ている。

現地試験での一例としては先にあげた実験に際しての測定では，すべり面におけるひずみが 2.5

$\times 10^{-3}$ に対して地表変位は約3cmとなっており，地すべり運動がはっきりと確認できるのはひずみ量の累積が 1×10^{-3} を越え，かつ上下のひずみの傾向との関連を検討した結果となるものと考えている。

（地すべり研究室）

共—13　建設機械の低騒音低振動化の現状について

（質　問）

1. 対策の現状について

エンジン，発動発電機及び土工機械基礎工事用機械，コンクリート取こわし機械等について

2. 今後の建設機械の低騒音低振動化の展望について

以上2点について御教示をお願いしたい。

（九州技術事務所）

（回　答）

1. 対策の現状について

最近の建設機械の低騒音化，低振動化の技術は著しい進歩をみせており，基礎工事用機械をはじめ，コンクリート取壊し機械，土工機械などで多くの機械が開発，実用化されており，市街地等建設騒音，振動が問題になる地域で使用されている。

基礎工事用機械は従来の場所打杭工法に加えて，最近では鋼管等の既製杭や鋼矢板の対策機械（工法）の開発が活発で現在すでに数十種の機械が開発されているが，施工能力などの面で問題が残されており，今後もさらに新しい対策機械が生まれてくるものと期待される。

また，コンクリート構造物の取り壊しに関しても，油圧力を利用した対策機械が次々に開発されている。

これらの機械について，低騒音化，低振動化の進歩が著しいのは，工事現場などの条件から必然のすう勢といえる。また，土工機械に関しては，油圧ショベルの低騒音化の進歩が目立ち，小形機をはじめ，最近では0.6 m^3級の中形機の低騒音形も実用化されている。

別表は，昭和50年度より，各技術事務所で実施した建設機械の騒音振動に関する調査結果から，主な建設機械について，対策の主な内容及び騒音並びに振動レベルの概略について表わしたものである。

騒音対策の内容としては，土工機械，発動発電機では，エンジンの防音対策が主な内容となっている。すなわち，エンジンルームの密閉化，エンジン振動伝達の防止及びマフラーの大形化などである。次は，ディーゼルパイルハンマ，コンクリートカッタ等に見られる作業音の遮音対策である。このように騒音を外部に漏らさないエンクロージャ方式が大部分であり，最大12～15 dB(A)程度の対策効果が得られている。

また一方，施工法そのものを低騒音，低振動化した新しい機械の開発も行なわれ，前述の基礎

別表

分類	機械名	主な対策箇所及び内容もしくは対策工法	作業騒音レベル（7m地点）dB(A)	作業振動レベル（7m地点）dB	備考
土工機械	ブルドーザ	○エンジン防振支持，エンジンルームに吸音材の内張り，吸音マフラ採用及びラジエータカバーの取付け並びにキャブの密閉化 ○起動輪，誘導輪に緩衝ゴムの張付け	（15t～32t級） 75～79 （約－10）	約63	○非対策（15～32t級） 騒音：86～89dB(A) 振動：約63 dB
	油圧ショベル	○エンジン防振支持，エンジンルームに吸音材の内張り及び大形マフラの採用 ○キャブの密閉化，油圧ユニットのキャブ内収容	S形（0.35～0.6m³級） 77～81（約－6） SS形（0.2～0.4m³級） 71～74（約－8）	—	○非対策車（0.2～0.6m³級） 騒音：79～85 dB(A)
基礎工事用機械	ディーゼルパイルハンマ	○機械全体に遮蔽カバーの取付け	（4t級） 約90（Fast）	75～82	○ディゼルパイルハンマ 騒音：103～109 dB(A)（Fast） 98～99 dB(A)（Slow） 振動：75～82 dB ○振動パイルドライバ 騒音：86～92 dB(A) 振動：76～80 dB
	場所打杭工法	○アースドリル工法 ○リバースサーキュレーションドリル工法	84～85 70～84	59～62 45～67	
	既製ぐい工法	○プレボーリング工法 ○中堀工法	約72 約76	約59 約54	
	鋼元板打込工法	○アースオーガ併用工法（HAS工法，MAP工法，SSS工法，NISP工法など） ○油圧圧入工法（トランキー工法，SMP工法，HS工法，マルス工法など） ○水ジェット工法（WJ工法） ○振動工法（LSV工法）	約74 約67 約80 約74	約55 約48 約76 —	
コンクリート取壊し機械	ブレーカ	○排気カバーの取付け	小形 82～88 大形 約95	— 大形 約74	
	コンクリートカッタ	○カッタ部分のエンクロージャ ○エンジンルーム内の吸音材の内張り	（40cm級） 約75	約47	○非対策 騒音：約87 dB(A)
	コンクリート取壊し対策形機械	○油圧ジャッキ式（アサヒジャッカ，COW-T） ○油圧圧縮式（COW-Y，T-S-B，KBBブレーカなど） ○油圧割裂式（ダルダ） ○油圧カッタ式（TAC-S，TC-V）	約76 約70 約68 約77	約43 約50 約43 —	○スチールボール 騒音：約81 dB(A) 振動：72～78 dB
その他	発動発電機	○本体，ダクトを吸音材で内張り並びにダクトの吸音構造の採用	（30～175KVA級） 69～76（60Hz）	—	約－12dBの低減効果

工事用機械及びコンクリート取壊し機械にその傾向が目立っており，その主な内容としては静油圧力を利用したものがその大半を占めている。

2. 今後の建設機械の低騒音低振動化の展望について

エンジン等の騒音対策はエンクロージャ方式を主な対策として進められある程度まで効果をあげてきたが，さらに低騒音化を推進するには，エンジン等，騒音発生源から発生する騒音そのものを低減化する方向に進むであろうと考えられる。また，作業騒音の低騒音化を図るうえで，衝撃力に代わって静油圧力の利用も今後普及していくものと考えられる。この方式では，作業振動の低減化も併せて期待できるため，有望な方法である。

現在のエンクロージャ方式には。非対策形と同性能が保持できるという大きな利点があるが，新しい施工法の機械については，低騒音化，低振動化と同時に，機械性能（施工の経済性）についても十分な検討がなされるであろう。

建設省では，昭和52年度より5ケ年計画で，土木研究所が中心となって，基礎工事用機械，土工機械等をより低騒音，低振動化するための研究（総プロ）が進められている。一部は基礎的な研究が終了し，本年度から，実用化のための研究に入るので，その成果が期待されている。

また，以上述べたハード面だけなく，将来は，建設工事騒音振動の発生を最小に仰えるような機械の組合せを考慮した施工計画に関する研究も推進されるものと考えられる。

参考文献

「建設騒音及び振動の防止並びに排除に関する調査試験報告書」　土木研究所資料第1523号

（機械研究室）

共―14　燃料電池の活用計画及び研究について

（質　問）

省エネルギー対策として，安価な燃料を用いる燃料電池の研究が各方面で進められている様ですが，建設機械及び設備機械（特に，水門，揚排水ポンプ用電源）への活用の見通しと問題点，及び研究の現況と将来への見通しについて御教示願いたい。

（宮崎工事事務所）

（回　答）

燃料電池は開発途上の電池で，長期間無人無保守の利点はあるが，小出力，高価格なため通信機器用，航路標識用と限られており，建設省においてもテレメータ電源として採用した実績がある。

数年前までは，自動車用燃料電池を目的とした研究が多かったが，最近は通産省のムーンライト計画，F電機（通産省の補助金）による水素を燃料とする1000kw の装置の試作等地域発電を考えた研究が多くなっている。現在，日本では，自動車用燃料電池として高温燃料電池方式の研究が

進められているが，電極材料，電解質電池構成材料等の耐熱性，などの難かしい問題が多く実用化は遠い。一方，地域発電を考えた燃料電池は数年前，米国のＴＡＲＧＥＴ計画に日本のガス会社が参加し日本で試験（１２kwの装置）された例もあり，近い将来に実用化が可能と言われている。

車両用動力電源としての活用は，１９５９年米国のアリスチャーマ社により燃料電池を動力源としたトラクタの試作品が公開され，その後トラック，フォクリフトについての搭載例はあるが建設機械への活用例は報告されていない。

動力用としての燃料電池は騒音がない，排気ガスがないなどの利点はあるが１００PS以上の大きな出力を必要とする建設機械及び設備機械への活用は以下に述べる問題点があり非常に難かしいものと考える。

(1) 価格，動力用電源としては水素一酸素燃料電池，ヒドラジン燃料電池が現段階では考えられる。前者は水素電極に白金が添加されているので電極価格が非常に高価であり，後者は燃料が1,300円／ℓとガソリンの約10倍と燃料費が高価である。また，エネルギー・コストについても発動発電機（300wの例）と比較して数十倍と言われている。

(2) 寸法（大きさ），ヒドラジン燃料電池の１セル当りの電圧は１Ｖ以下（鉛蓄電池２Ｖ）と小さく，大出力を必要とする場合は数多くの電池群が必要であり，また，制御系，燃料の供給系などの付属装置を考慮すると大きな収納スペース（気体燃料電池の場合は多小小形となるが）が問題となる。現在，300wの電源装置（燃料タンク別）の寸法で1.5×1.5×1.5ｍ程度であり，移動して作業を行う建設機械ではそれに必要なスペースの確保は現段階では不可能と考えられる。

(3) 負荷変動，燃料電池はとくに負荷の急変には追従性が悪く，解決策として鉛蓄電池と組合せたハイブリット方式の採用が必要である。

(4) 寿命，燃料電池の寿命は連続使用の場合，普通１～２年と言われているが，間欠的使用の場合は連続使用の1/5程度と短くなる。

（機械研究室）

2. 河 川 部 門 (目次)

河 一 1　砂防計画と河川調査の関連について …… 29

河 一 2　流量検討における計画降雨について …… 31

河 一 3　渇水評価手法について …… 34

河 一 4　洪水予報の手法について …… 39

河 一 5　洪水予警報と情報伝達システムについて …… 45

河 一 6　精度のよい流量観測方法について …… 51

河 一 7　伏流水調査方法について …… 56

河 一 8　河口処理計画のための調査について …… 62

河 一 9　ダムの濁水長期化の調査について …… 70

河一10　遠賀川河口堰の塩水侵入機構及び堰貯水池の塩分排除方法について …… 75

河一11　水産資源保護と河道計画との関係について …… 79

河一12　ドビュッソン式の適用限界について …… 82

河一13　穴あきダムの設計堆砂量の取扱いについて …… 86

河一14　はさみ層の透水処理について …… 87

河一15　軟弱地盤における樋管の設計水平力について …… 88

河一16　護岸工法の基礎について …… 90

河一17　流路工における底版コンクリート厚さの決定根拠について …… 93

河一18　可動堰下部工の設計について …… 94

河一19　パイプクーリングの効果の判定方法について …… 95

河一1　砂防計画と河川調査の関連について

（質　問）

既設砂防ダムや既設発電ダムにおける砂利の推積状況の観測により，土砂流出機構を把握するため調査を進めているが砂防ダム建設によって一番問題となる土砂扞止による河川への影響については明確になっていない。例えば被害額の減少，河川維持に必要な土砂量の減少等について，砂防事業が河川へ与える影響の度合いを明確化するために必要な基礎調査の手法あるいは事例がありましたら御指導ください。

（宮崎工事々務所）

（回　答）

河川で計画の基準となるのは流量あるいは水位であるが，砂防の場合は洪水時の流出土砂量(Q)と生産土砂量(A)を計画の基本量として考えている。ここでAの生産土砂量のうち，山腹斜面から表面侵食，斜面崩壊，地すべり等の原因で河道に供給されているものと，河道に推積して移動するものがあるが，いづれもその生産に連続性がない。とくに斜面から河道に落ちるものにはその途中で斜面に貯留されるものもあって生産量にその地点の河道特性との関連がないのが特徴である。一方河道内の堆積土砂は流水の影響をうけて流下するものであるがQについては生産の不連続性，河道内貯留現象があるので堆積物の流出は一洪水期間で完結しないこと，流出形態が区域によって全く異ること，流れによる分級作用のため河床材料の組成が縦断的に変化すること等の理由で流砂量として連続的にあらわすことが難しい。そこで砂防計画では設定された複数の基準点のうち当該基準点より1個上流の基準点の流域から流下するQ_{n-1}と当該流域内の生産土砂A_n，生産抑制量B_n流出抑制量C_n，調節量D_nをとりあげ，当該計画基準点を通過する土砂量E_nを

$$E_n=(Q_{n-1}+A_n-B_n)(1-\alpha)-C_n-D_n$$

として許容流砂量と呼び河川計画と接合させるものとした。これらの要素のうち，Aについては従来から砂防調査としてその実態に関するデータを蓄積しており，山腹斜面の土砂生産に関するものはかなり解明されてきた。

しかし河道堆積物に関するデータは砂防ダムを含むダム堆砂に関するものを除くと皆無にひとしい現状である。しかしダム貯水池内の堆砂データとその上流の河床変動予測，山地河川の流れの抵抗則の検討が現在行われているし，天竜川水系で解析が試みられたことがある。また別の山地河川で土砂動態シミュレーターを開発中である。

さて河川を水と土砂の通路として河川地形学的に

(a)　30°近い山地の急勾配渓流

(b)　30°～10°の山地の渓流

(c)　10°以下の扇状地内の渓流

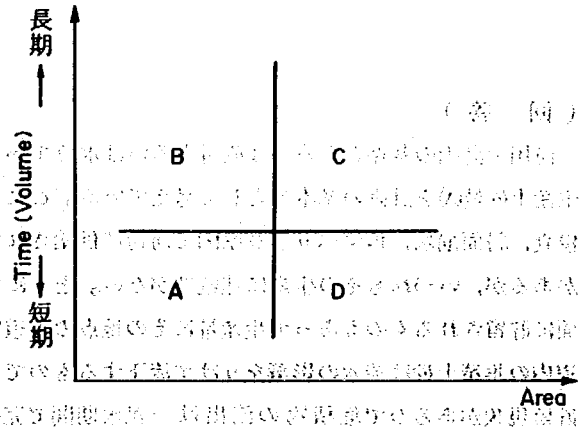
(d)　（緩流）河川

に分けてみる。

まえに述べた許容流砂量が河川における計画量とすれば，a，b，cにおける砂移動の実態が解明

されねばならないが，a，b，cでの土砂移動の実態とdでの許容流砂量との関係においては許容なる概念の規定が重要である。

いまここで場所に関するスケールを横軸に（単位はkmでよい），時間のスケールを縦軸に（時間，一洪水，基準点における流出土砂のボリュームで考えてもよい）とって相互の関連を考えると（図－1），流域面積が小さく対象にする時間も短かく従って流砂量も少い場合であるAの範囲では許容流砂量は地先の防災に主眼をおくことになり，水理量によらない土砂流出がもたらす地形変化もしくは基準点を中心とする河道の河床変動であらわすことができよう。Bの領域では砂防工事の進捗により河床低下の傾向がでてくる。扇状地の流路工区間がこれに該当する。Cでは河床低下の方向をたどるはずであり，許容量という概念はむしろ必要流砂量という概念になるかもしれない。Dの領域における流砂の問題は未解明であり定量的な説明が求められるところである。河川と砂防の両者が水系を一貫して土砂の流れの問題にとり組んでいく必要がある所以である。そのような調査例として天竜川土砂動態調査が行われたほか，砂防でも目下山地河川の河床変動シミュレーションモデルを開発中である。また今年から技術研究会で「山地河川の土砂移動の実態に関する研究」をテーマとして全国一せいに山地流域にモデルを設定して観測を始めている。



図－1

洪水時の浮流砂量，掃流砂量，洪水前後の河床変動と土砂収支のデータを得ようとしている。河川のダム堆砂，流砂が本川，支川の河道特性に与える影響，流砂の多い支川が本流に合流する際の影響等のデータと関連づけられる必要がある。なお参考までに今後の調査項目をのべる。

(1) 河床変動測量による土砂収支と流出土砂量の算出 ― 変動測量は出水毎に行う。

(2) 流出土砂量と流量との相関

求められた相関を流砂量式で説明することを試みる。

(3) 流量観測時の浮遊土砂量観測（土砂濃度と粒度分布）比較のため河床および山腹斜面の土砂の粒度分布。

(4) 既往崩壊調査資料の見直し

降雨量と崩壊土砂量ならびに崩壊と土石流の発生頻度を調査する。

(5) 雨量観測

（砂防研究室）

河一2 流量検討における計画降雨について

（質　問）

流量検討において計画降雨の決定において，確率処理する，日雨量2日雨量資料の期間を長く取るほどよいが，期間を長くすると逆に観測所数が減少してくる。この為観測所の整備された最近のデータだけを使う短期間の確率と長期間の確率では値がかなり変化するのでどのように計画論と結びつけるべきか，又観測所の補間をするとしても，10ケ年のデータによる相関式で30年間の補間をすることは問題があると思われるので計画降雨の検討方向について御指導下さい。

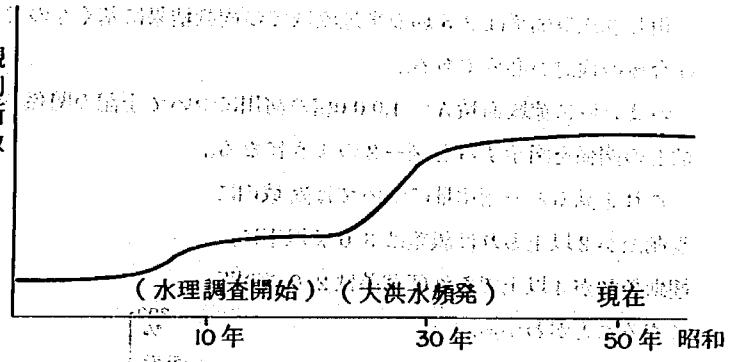
（宮崎工事々務所）

（回　答）

1. 観測所数と資料年数

観測所の数は我国の場合図－1のように昭和30年頃からかなり多くなっている。それ以前は観測所の数が少なく，かつ平地に偏っていることが多い。

洪水の入力として必要な面積雨量（流域平均雨量）を精度よく推定するためには，一定の観測所数が必要である。一方200年確率値の如く生起頻度の小さい極値を精度よく推定するためには一定の資料年数が必要である。



図－1

観測所数の増加が図－1のような状況にあるときは利用する観測所数と使用できる資料年数との間はトレードオフの関係にあることになり質問者が提起した問題が生じる。

2. 面積雨量の推定誤差

面積雨量の推定において，利用できる観測所数と推定誤差との間には次のような関係のあることが判明している。[1)]

$$\varepsilon_s = \frac{C_v}{\sqrt{N}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots ①$$

ここに ε_s は面積雨量の標準誤差，C_v は面積的な降雨の変動係数（面積変動係数），N は地

上雨量計の台数である。土木研究所では一雨（概ね日ないし2日雨量）について，本邦の諸河川の資料を整理し，流域面積A（km^2）と C_v の間について経験式

$$C_v = 0.075A^{0.25} \quad \text{（一雨雨量）} \cdots\cdots\cdots\cdots ②$$

を求めた。

次に時間雨量については我国では資料の集積が少ないが，外国での成果を参考にして中川流域の調査結果を外挿すると次のように表わせそうである。[2)]

$$C_v = 0.24A^{0.22} \quad \text{（時間雨量）} \cdots\cdots\cdots\cdots ③$$

②，③の関係式を①に代入することによって面積雨量の推定誤差は次のように表わされることになる。

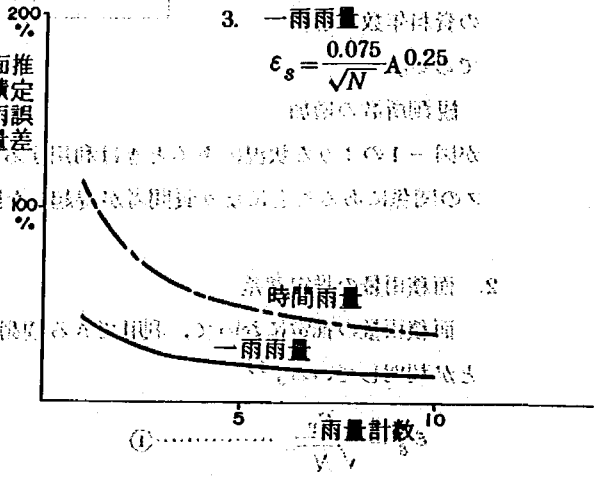
$$\varepsilon_s = \frac{0.075A^{0.25}}{\sqrt{N}} \quad \text{（一雨雨量）} \cdots\cdots\cdots\cdots ④$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.24A^{0.22}}{\sqrt{N}} \quad \text{（時間雨量）} \cdots\cdots\cdots\cdots ⑤$$

但し⑤式の関係は25 km^2の平地流域での観測結果に基くものであって，一般性があるかどうかは今後の検討が必要である。

いま，仮に流域面積A＝1,000 km^2の河川について上記の関係から面積雨量の推定誤差と雨量計数との関係を図示すると図－2のようになる。

これを見ると一雨雨量については流域内に観測所が2以上あれば誤差は30％以下に，観測所数が4以上であれば誤差は20％以下になることがわかる。



図－2

3. 確率値の推計誤差

我々が流量計画の策定作業でよく行う数十年の資料から100年ないし200年確率値を推定する作業は，統計的には標本から母集団の特性値を推定することにあたる。

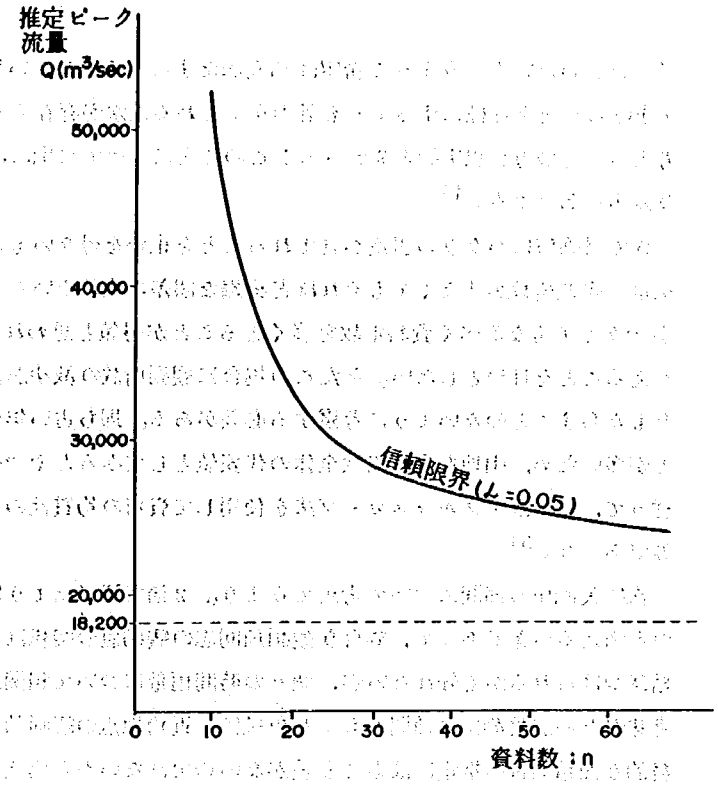
このような推計にあたって，資料年数（サンプルサイズ）と統計量の分布特性に応じた推計誤差が生じることは当然であって，誤差推定の方法も提案されている。[3)]

ここでは，資料年数によって確率値推定の

誤差がどの程度になるか試算してみよう。

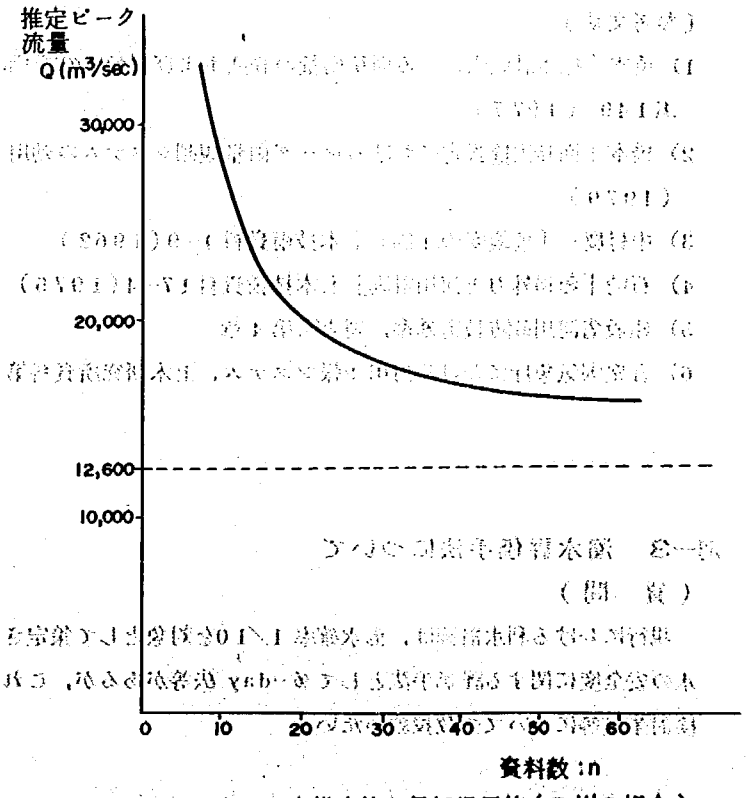
統計量としては流量をとり我国の比較的観測年数の長い2河川の場合について，得られるサンプルサイズが限定された場合についての推計誤差を計算してみる。

図－3a，3bは，信頼度95％の場合の信頼限界値と点推定値を比較したものであって，標準誤差が信頼度67％の信頼限界値に対応するのにくらべて値はやや大きくなるが標準誤差と同様の概念に属するものと考えてよいであろう。



図－3a　流量の点推定値と信頼限界値（A川の場合）

図をみると資料年数が30年より小さくなると信頼限界値が点推定値にくらべて急に大きくなることがわかる。この傾向から見ると資料年数はなるべく大きくとりたいという気持にかられる。



図－3b　流量の点推定値と信頼限界値（B川の場合）

4. 結論

本論にもどって計画降雨の決定にあたっての原則について考えてみよう。

上記の検討で明らかなように本来，面積雨量の推定，確率値の推定にはいずれもかなりの誤差が含まれることとは止むを得ないことである。例えば推定の誤差を数

%にとどめたいというような希望は到底満たすことの出来ない性質のものであって，解析の精度を上げることを目標にするよりも計画を上まわる洪水が存在することを前提とした柔軟な計画を考えることの方が現実的と思われる。このことについては別に説明したことがあるのでこれ以上の説明を省略する。[4)]

さて計画値にかなりの誤差が含まれることを止むを得ないものと考えると，流域平均降雨量の推定は観測所数が少なくてもそれほど極端な誤差の生じないことがわかる。この意味で観測所数が少なくてもなるべく資料年数を多くとることが得策と思われる。少なくとも資料年数が３０をこえることを目標としたい。ただこの場合に観測所数の減少が面積雨量推定において質的な変化をもたらすことのないように考慮する必要がある。即ち古い年代の観測所は平地に偏していることが多いため，山地を含め流域全体の代表値としてみるとやや少な目の値を与えるおそれがある。従って，例えばダブルマスカーブ法を使用して資料の均質性のCheck 又は修正を行うことが必要であろう。[5)]

次に欠測値の補間について考えてみよう。２節で述べたようにある観測所の観測値は標本の一つと考えるべきであって，隣合う観測所同志の観測値の関係は長い期間で見れば一定の関係式で結びつけられるかも知れないが，個々の時間雨量について相関式を固定的に求めることはあまり意味がない。欠測値の補間ももっと単純に，近傍地点の観測値をそのまま用いる等の方法でも最終的な面積雨量の推定にはあまり差がないのではないかと考えられる。アメリカ NOAA では近隣各観測所の値に距離の２乗の重みをつけて時刻毎に補間をしているようである。[6)]

〔参考文献〕

1) 橋本「標本計画法による面積雨量の精度および信頼度の評価に関する研究」土木研究所報告 No.149（1977）

2) 橋本「面積雨量推定におけるレーダ雨量観測システムの効用の評価」土木技術資料 21−6（1979）

3) 中村慶一「危険度の評価」土木技術資料 4−9（1962）

4) 石崎「超過外力と河川計画」土木技術資料 17−4（1975）

5) 建設省河川砂防技術基準，調査編第４章

6) 合衆国気象庁における河川予報システム，土木研究所資料第1164号昭和５１年８月

（水文研究室）

河−3　濁水評価手法について

（質　問）

現行における利水計画は，渇水確率 1／10を対象として策定されているのが一般的であるが，利水の安全度に関する評価手法として%−day 法等があるが，これ以外の評価手法に関する現状及び検討事例等について御教授願いたい。

（筑後川工事々務所）

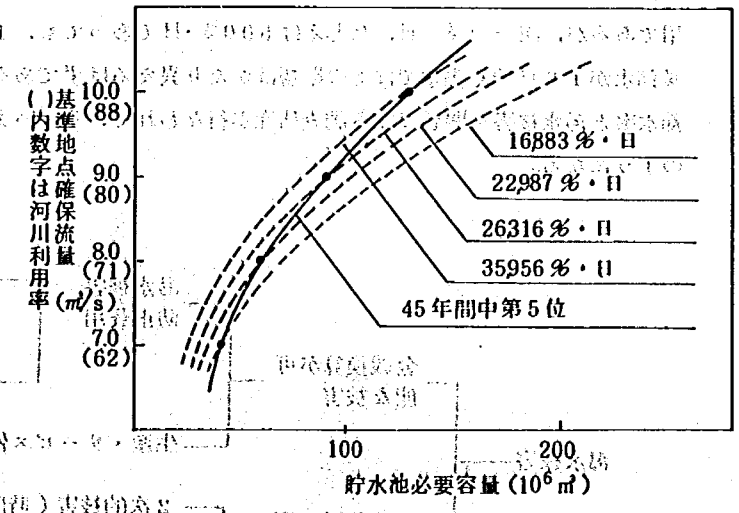
（回　答）

水は社会経済活動を展開する上で必要欠くべからざる資源の１つであって，水資源開発の目的は，増大する水需要に対して，一定の安全度のもとで水供給量を増加させることにある。安定的な水供給のための必要条件として，水資源開発の計画策定における渇水基準年としては，原則として１０カ年の第１位相当の渇水を計画対象としている。[1] これは河川水を利用するに当って法制度運用上慣習的に採用されてきた１つの基準であるが，従前は，基準渇水としては１０年間第２位または第３位の渇水を計画対象としていた。[2)，3)，4)] すなわち，水の利用が現在ほど多くなかった昭和３０年代における水資源開発の安全度から，昭和４０年代以降，河川水の利用率が増加するにつれて水資源開発の安全度は高められてきたことがわかる。これは，水利用の高度化に伴ない水の安定的な供給が社会経済活動の円滑な継続を支えるうえで必要であると認識されたことの表われであろう。

しかしながら，水資源開発の安全度の指標として，現在，採用されている補給必要容量の順位を示す方法だけでは，必らずしも水供給の安全度を表わし得るものではない。水資源開発が進み，河川の利用率が上昇するほど，異常渇水において一たん貯水池が空となると，流況は急速に悪化し，不足総量及び不足率は増大する。また，開発水量が増大すると，異常渇水においては渇水の長期化を招きやすい。

図－１は，Ａ水系において開発水量を１㎥/Ｓずつ増していったときの貯水池必要容量をとりまとめたものである。実線は，現在採用されている水資源開発の計画策定基準に従って決定したときの４５カ年中第５位の必要容量を示す。一方，破線は異常渇水の大いさを「不足率×日数の総和（％・日）」で表わすとき，確保流量を変えたときに同一の％・日となる貯水池必要容量を示すものである。このことから，現在，採用されている水資源開発の安全度水準（渇水補給必要容量の超過確率が１/１０）で貯水池規模を設定するとき，開発水量の増大に伴なって，すなわち河川水利用率の上昇に伴って，％・日で表わされる渇水の危険度は増大していくことがわかる。

それでは，水資源開発の計画策定において，仮に，渇水危険度としての％・日を採用するとしたとき，％・日をどの位にすれば，必要な安全度水準を満たせるかという点が問題となる。このことは，渇水の与える社会経済的影響の大きさ，他の水源状況，渇水時の対



図－１

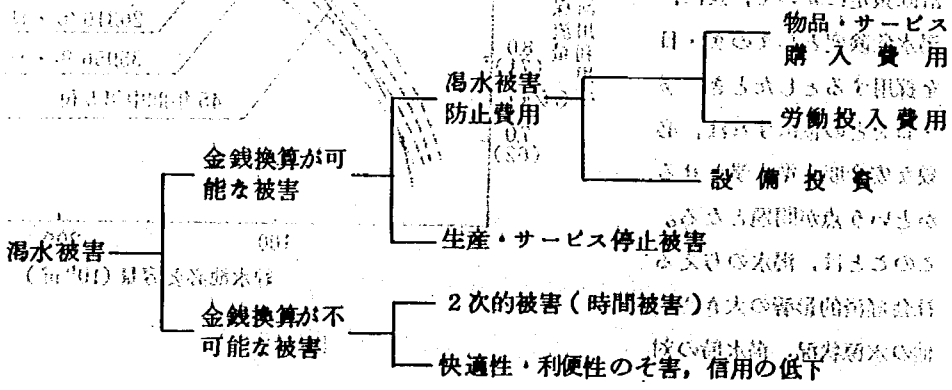
応体制，渇水頻度等多くの要因が絡んでくるので，一概に何%・日までと定めることはできない。表－1は，既往著名渇水の%・日であるが，おおむね2,000%・日を記録しており，計画上これらの規模以上の渇水が起こらぬよう配慮する必要がある。

また，水資源開発計画策定上，流況検討期間長は計画の信頼性を左右する重要な要素であり，特に利用率の高い河川では，長期間（30年ないし40年以上）の流況資料をもとに計画を検討する必要がある。

表－1　既往著名渇水の%・日

年　月	都市名	日数(日)	最大節水率(%)	給水時間(時間)	%・日	備　考
昭和39. 7 ～ 10	東　京	84	50	9	2,700	上　水
42. 9 ～ 12	長　崎	86	88	9	5,000	〃
48. 7 ～ 9	高　松	63	60	3	2,390	〃
48. 6 ～ 9	松　江	67	40	2	3,930	〃
52. 5～53. 4	沖　縄	167	19	各日給水	2,401	〃
53. 5～54. 3	福　岡	309	48	5～15	8,376	〃
〃 6～53. 1	北九州	224	35.9		4,897	工水,下水処理水混入
48. 7　9	福　山	49	78		2,460	工水，工水を上水へ転用
	小瀬川	49	40		1,600	工　水
	広　島	52	40		1,334	〃
5210～53. 1	小瀬川	115	50		4,320	〃
53. 8 ～ 10	小瀬川	62	55		2,330	〃
〃 6 ～ 12	北九州	170	20		2,070	上　水

次に，%・日以外の渇水評価方法について述べる。%・日は渇水危険度を評価する指標として有用であるが，同一の%・日，たとえば500%・日であっても，10%節水が50日続く渇水と50%節水が10日続く渇水ではその影響はかなり異なるはずである。このことから渇水強度としての節水率と渇水被害を関係づける調査研究が行なわれている。いま，渇水被害の構造を整理すると次のようになる。



このうち，金銭換算が一応可能な被害をとり出して，用途別・節水率別に，不足水量1㎥当りの渇水被害額（渇水被害原単位と呼ぶ）を昭和48年高松渇水に対するヒアリング調査等から試算したものが表－2である。

表－2　渇水被害原単位（不足水量1㎥当り被害額）

（単位＝円／㎥，52年価格）

区分＼節水率%	10	20	30	40	50	60	70	80	備考
上水道事業体	150								
家庭用水	—	—	—	20	400	1200	2400	4000	
営業用水1	400	1400	3000	5200	8000	11400	15400	20000	大口
営業用水2	1,150	2,150	3000	3700	4250	4650	4900	5000	小口
工業用水1	20	106	258	476	761	1111	1527	2000	石油・化学
工業用水2	20	45	75	110	150	195	245	300	紙・パルプ
農業用水	3	20	50	92	150	218	300	400	

この表は，利水者の渇水対応の分析に基づいて，節水率の小さい段階での渇水被害額＝節水対策費用，節水率の非常に大きな段階での渇水被害額＝水使用量削減に伴なって発生すると考えられる付加価値減少額を考慮して求めたものである。このような被害原単位の計量化の精度向上は，その利用と併せて現在調査を継続している。

このような渇水被害評価方法を水資源計画策定の場にもちこむことは，現在のところ難しいと考えられるが，種々の渇水対策の計量的評価は一応可能と考えられる。

すなわち，次のような種々の渇水対策をとったとき，

- 渇水対策
  - 長期的対策
    - 水供給安全度向上
    - 水利用構造の変更
  - 短期的対策
    - 効率的水運用配分
    - 水の緊急的移入
    - 社会活動の一時的縮小或は停止

図－2に示すように，渇水対策の効果としての渇水被害軽減額と渇水対策費の関係を分析することは可能である。

また，ソフトな渇水対策の1つである渇水時の貯水池運用の効率化についても，被害原単位を用いた分析評価がなされている。

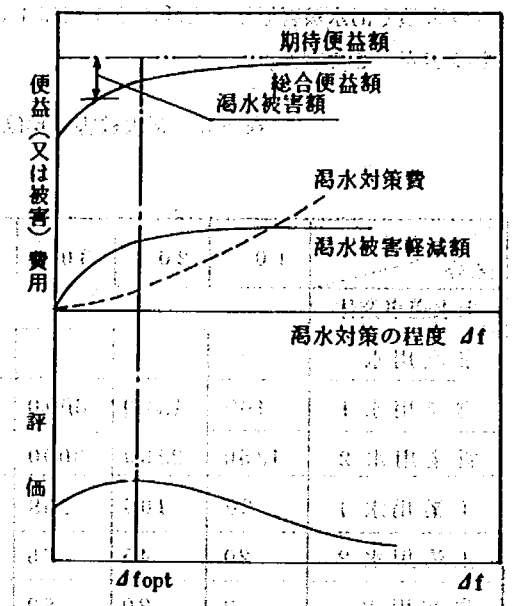
渇水被害原単位を用いて，渇水危険度を評価した例を述べる。図－3は，Bダムにおいて2.8カ

年第6位の渇水を計画対象としたときの，開発水量1㎥当りの渇水被害額の関係を分析したものである。

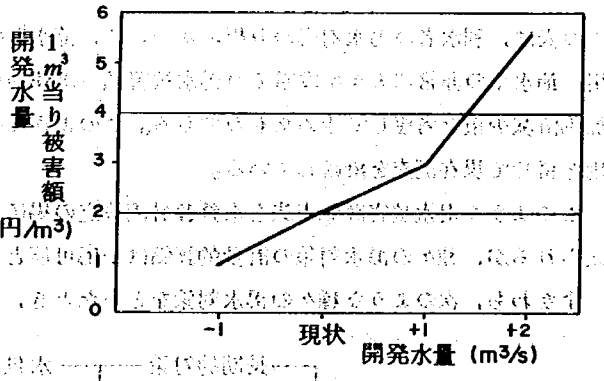
この場合にも渇水被害額の大いさで表される渇水危険度は，開発水量の増大とともに増加していくことがわかる。

最後に，渇水の水文統計的な生起特性について考察する。

表－3は19世紀末以降1976年までの間における渇水時の降雨条件として渇水と関係が深い夏季（5月～9月）の降雨特性の水文統計値を全国に亘って分析した結果である。ここで降雨日は2㎜以上の降雨日は2㎜以上の降水のあった日，無降水日は降雨量が2㎜未満の日である。その結果，夏季総雨量が平年（＝再現年が2年）の70％以下となるのは再現年でいえば10年，55％以下が50年，50％以下が100年以上に相当している。また代表的渇水である昭和14年，42年の西日本渇水では降雨日数が少なく，無降雨継続日数の再現年が50～100年またはそれ以上の観測地点が多かったことが判明し，これらの水文統計指標を用いて気象的な意味の渇水を表現することができる。



図－2



図－3

さらに，渇水生起特性の評価方法として，より長期間の資料が得られる降雨（時系列）資料によって渇水を評価できれば，計画の信頼度は向上するとなる。このような観点から，半旬雨量時系列を用いてマス・カーブ法により必要容量を求めた結果と流況資料から求めた必要容量の相関性を調べた結果が表－4である。詳細は割愛するが，まだ方法的に不十分であり，今後，このような降雨資料による渇水生起特

表－3　再現年別にみた夏季降雨特性の平年比（全国48地点平均値）

単位：平年比(%)

再現年	夏期総雨量（最小値）	夏期降雨日数（最小値）	無降雨継続日数（最大値）
10年	70	79	156
20年	62	72	169
50年	55	66	188
100年	50	62	206
極値	45	60	238

性の評価方法を開発していくことを考えている。

以上の内容は，土木研究所資料第1508号「渇水時の水管理に関する計画学的研究」にとりまとめているので参照されたい。

表－4　半旬雨量時系列から求めた必要補給容量と流量資料から求めた必要補給容量の相関係数

方法＼ダム	Cダム	Dダム
年雨量	−0.60	−0.21
(1) 損失雨量法	0.60	0.46
(2) 流出率法	0.67	0.76
(3) 重回帰式法	0.76	0.75
資料年数	28	51

〔参考文献〕

1) 建設省河川局：河川砂防技術基準（案）計画編，第3章，昭和51年

2) 建設省：河川砂防技術基準(案)第2編第6章，昭和32年

3) 山内：河川総合開発と水利行政　第3章，昭和37年

4) 建設省河川法研究会，逐条河川法，　第23条，昭和41年

5) 浜口：利水の安全度からみた貯水池容量の決定法に関する考察，第31回建設省技術研究会，昭和52年度

（水資源開発研究室）

河－4　洪水予報の手法について

（質　問）

洪水，到達時間が長い地域においては，洪水予報は上流域の実測降雨あるいは実測水位にもとづく手法によっているのがほとんどである。しかしながら洪水到達時間の短い中小河川においても，洪水予測あるいは浸水予測を地域住民へ精度が高く，早い情報を提供しなくてはならない。こうした行政ニーズへ対応するためには流出解析の分野と降雨予測の分野における調査研究を進める必要が重要と考えるが，この両者の最近得られた成果と降雨予測の研究を進めていくためには，どのような基礎的調査を実施しさらにどのような分野の研究を進めるべきか御指導いただきたい。

（宮崎工事々務所）

（回　答）

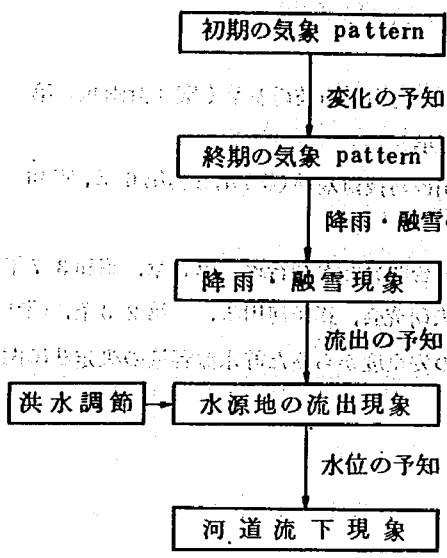
洪水予報は気象，雨量，または上流地点の水位（または流量）から，対象地点における水位の時間的変化を予報するものである。洪水過程には図－1に示されるように気象の変化，降雨，流出および河道流下という過程が含まれており，それぞれの過程は現象的には形態の変化をともないながらも時間的には連続な伝播過程である。洪水予報はこの伝播の間の時間的余裕を利用して，ある状態に関する情報からひき続き起る状態を推定する技術といえる。

一般的にいって，気象情報（例えば台風の位置および強さ）から予報するよりも雨量から予報する方が精度が高く，雨量から予報するよりも上流地点の水位（または流量）から予報する方がさらに精度は増す。このように予報を行なう段階に応じて洪水予報の方式はそれぞれ①気象法，②雨量法，③水位法として流域の違いや予報期間（長期，中期，短期予報など）に応じて組み合せて用い

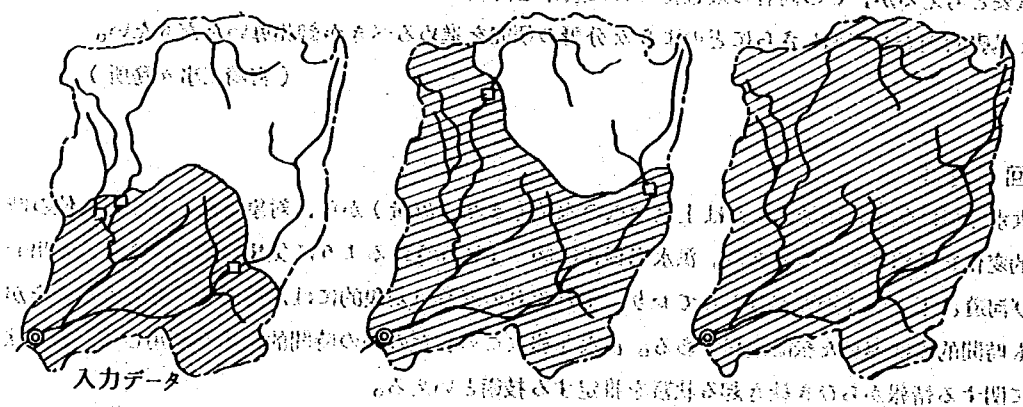
られている。

図－2はこれらの関係を表わすものである。又図－3には図－2で必要となってくる情報の流出予報における貢献度を予報時期と比較して明らかにしている。即ち，短期予報において情報としては実測流量のみであるが，中期，長期予報においては降雨量及び予測降雨量の必要性が少しずつ増し，予測時間が長いときはついには洪水予報は全て予測降雨量による事になる。

以上のように到達時間の長い大きい河川では洪水予報の入力として流量や実測雨量が使用できるのに対し到達時間の短い中小河川では洪水予報の入力の主体は予測降雨で占められることになり，予報の精度やシステムの信頼性の点で大河川の場合にくらべて格段に難しくなることを覚悟する必要がある。すなわち中小河川では洪水の予報というより洪水の可能性の予報と呼ぶ方がふさわしくなる。ポテンシャル予報が成立するためには情報の受手である住民の意



図－1　洪水過程と洪水予報



図－2　洪水予報期間と必要とするデーターの変化

識が高くなければならず，中小河川の洪水予報のもう一つの難しさになっている。

2. 降雨予測

降雨予測の手法は次のように分類することができる。

A 長時間予測（２４時間程度）

① 総観モデル法

② 統計的モデル法

③ 力学的モデル法

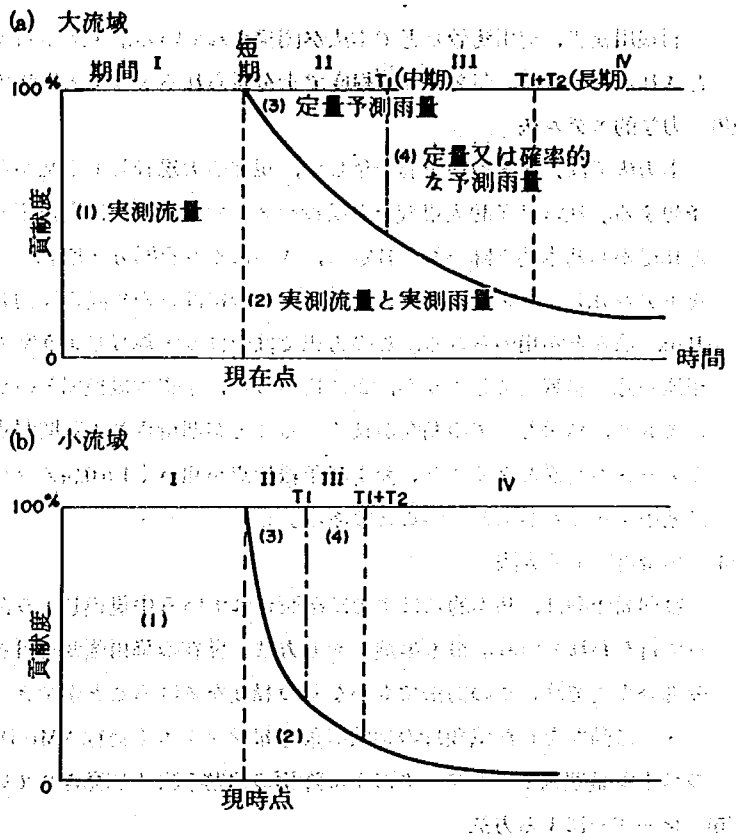
B 短時間予測（３～４時間程度）

① 雨量計による方法

② レーダーによる方法

③ 人工衛星による方法

以下各法について述べる。



図－3 洪水予報期間とデーターの貢献度

(1) 総観モデル

「前線では雨が降る」とか「下層Jetの北側には雨が多い」などの経験的・定性的判断による予測である。客観性はあまりないが，地上天気図・高層天気図などによって簡単に行なえる強みをもつ。

(2) 統計的類似法

(1)とあまりかわらないものとしては，過去の天気図で似たものを捜し出し，その時の降雨分布をもって予測する方法もある。

これを進め，定量化をはかるため，大規模じょう乱（台風，低気圧など）の位置（距離），強さ，移動の方向，速さなどをパラメーターとして，必要な地点や流域の降雨予測式を，過去の記録から回帰して求める方法も工夫されている。

しかしこれらの方法は現在のある規模のじょう乱から将来の異なるじょう乱を予測する場合，もともと相関の高くない関係がどこかに含んでおり，それが予測精度を落している。

利根川統管，淀川統管などで本法が開発されている。主たる対象は台風のようである。必要とされるデータは，気象FAX程度で十分得られるよう工夫されている。

(3) 力学的モデル法

本方法では，まず数値予報を介して，現在の大規模じょう乱から，将来の大規模じょう乱を予想する。次いで予想大規模を中規模やメソのじょう乱に変換する。変換には①上昇気流強度と比湿から基本的な降雨量を推定し，さらにこれを配分・増幅してやる法と，②メソじょう乱をモデル化し，メソじょう乱が発生した場合にはどの程度の降雨量になるかを予想するBlack Box 法などが用いられる。この方法ではやはり大規模じょう乱と中規模以下のじょう乱との相関の悪さが残ってしまうが，(2)に比べると，予想大規模場という比較的精度のよいものを用いており，結果としての精度が良くなることが期待される。問題点は，数値予報のために膨大なデータが必要となること，および予報地点が粗い（150kmメッシュ）ために，ただちに流域に適用することができないことである。

(4) 雨量計による方法

短期間予測は，基本的にはすでに確認されている中規模じょう乱を将来に外挿することによって行なわれている。最も単純なやり方は，現在の降雨強度を外挿するものである。台風の主要部分などでは，この方法でもかなりの精度をあげることができる。

すでに動きだした気象庁の地域気象通報システム（通称AMe DAS）により17kmメッシュの地上雨量観測ネットワークによる降雨の追跡手法も開発されている。

(5) レーダーによる方法

降雨の面的な把握法として最も有効な手段がレーダーによる降雨観測である。レーダーでは降雨を面的にかつ連続にとらえる事が出来るばかりでなく，降雨予測に最も重要な因子である雨域の移動速度，移動方向を観測することが可能である。このことにより降雨の短時間の予測は他の方法に比べて非常に高い精度で予測する事が可能である。レーダー観測ではこの外に雨域の発達・衰弱の様子も併せて観測出来ることから今後の降雨予測精度の向上が期待出来る。

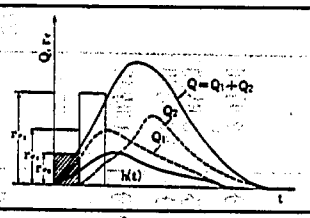
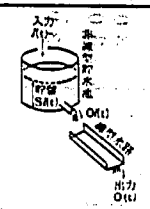
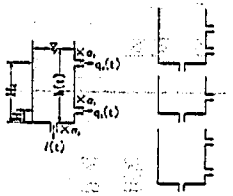
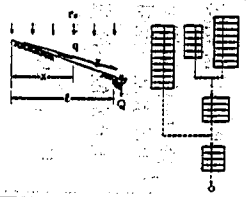
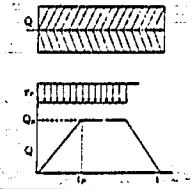
(6) 人工衛星による方法

近年，多数の軌道衛星や静止衛星による上層の情報が比較的容易に得ることができるようになった。人工衛星から観測できるものは雲である。したがって雲と雨の関係を明らかにしなければならない。最近のリモートセンシング技術と電子計算機によるパターン処理技術は急速に進歩し，衛星から撮影した赤外写真から雲高度や，含水量を求める技術も開発されている。現在ではまだ定性的な観測にとどまっているが，今後衛星によるデータを利用した定量的な降雨観測及び降雨予測が実用化される日は間近いものと思われる。

3. 流出解析

流出解析の手法は色々な方法が考えられる。主な解析手法を表－1に示す。そのほか最近では準線形モデルにより都市化を考慮した流出解析法も開発され，流域の都市化対策（都市化による流出量の増加に起因する河川改修，氾濫予測）に成果をあげている。

表－1　おもな流出解析法

解析法	提案者	式形	模式図	特徴
単位図法	Sherman(1942)	$Q=\int_0 r_e(t-\tau)h(\tau)d\tau$ $r_e(t)$有効降雨強度 $h(t)$単位図		○線型 ○単位図の決安法・関数形により細分類できる。 ○非線形性を考慮できるものもある。
貯留関数法	木村俊晃(1961)	$S_l=KQ^p$　S_l貯留量 $\frac{dS_l}{dt}=I-Q_l$　I入力 $Q=Q_l(t-T_l)$　T_lおくれ時間		○非線形 ○T_lに問題点がある。
タンクモデル法	菅原正巳(1961)	$q_1(t)=(h(t)-H_1)\alpha_1$ $q_2(t)=(h(t)-H_2)\alpha_2$ $i(t)=h(t)\alpha_0$		○非線形 ○タンクの数が多くなると、パラメータの同定がむずかしくなる。
Kinematic Wave法	岩垣,末石(1955)	$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial q}{\partial x}=r_e$ $h=kq^p$　斜面流 $\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial X}=q$ $A=KQ^p$　河道流		○非線形 ○水理学的モデル ○Kの中に含まれる等価粗度(N)に問題がある。$(k=(\frac{N}{\sqrt{i}})^p)$ ○ほかに中間流に関するモデルもある。
合理式	?	$Q_p=\frac{r_e A}{3.6}$ $r_e=f_p r$ or $=r-f_c$		○線形 ○ピーク流量のみを推定する。 ○式形が単純。

表－2　ダム管理における洪水予測

ダム名	予測方法	使用機器	予測所要時間	洪水到達時間	摘要
石淵，田瀬 湯田，四十四田	貯留関数法*	電子計算機	10分 ～15分		北上統管**
鳴子	単位図法 実績流出パターン図	卓上電算機	20分 60分	3時間	
釜房	単位図法 降雨－流量等相関	卓上電算機 及びデーターロガ	15分 20分	3時間	
藤原，相俣，薗原	貯留関数法*	電子計算機	40分		利根統管**
五十里，川俣	降雨－流量相関図	図表	30分	2時間	
二瀬	検討中	—	—	—	
横山	降雨－流量相関	図表	30分	2時間	
丸山	降雨－流量相関 上流水位－流量相関	図表 図表	30分 30分	5時間 3時間	
矢作	上流水位－流量相関	〃	30分	1時間	
美和，小渋	検討中	—	—	—	
天ケ瀬	貯留関数法*	電子計算機	10分 ～15分		淀川統管**
猿谷	流出関数法	〃	5分 ～10分	3時間	
九頭竜	流出関数法	卓上電算機	2分 ～5分	約4時間	
菅沢	単位図法*	〃	20分	約3時間	
柳瀬	各種相関図による方法*	図表	30分	12時間	
島田	降雨－流量相関図	図表	10分	3～6時間	
緑川	単位図法	電算機	30分	2時間	
松原，下筌	〃	卓上電算機	30分	2時間	
桂沢	〃	〃	30分	3時間	
金山	〃	〃	30分	4時間	
岩尾内	〃	〃	30分	7時間	

*降雨予測を行っているダム　　**洪水予報業務担当

表－2にはダムにおける洪水予測の手法を示すものである。表から比較的大河川のダムで電子計算機を利用したものは貯留関数法を用いているようである。

〔参考文献〕

1) 流水管理システム調査概要集，建設省河川局

2) 一日土研集（昭和49，50，51年），土木研究所

3) 漢江洪水予警報調査報告書，国際協力事業団

4) 土木学会年次学術講演会概要集，第32回，第33回，土木学会

（水文研究室）

河一5　洪水警報と情報伝達システムについて

（質　問）

台風河川といわれる大淀川においては，最近長期間にわたり，洪水の実績がなく水防団体の水防体制についても実質的な訓練でなく，年中行事的な訓練になっていることを始め，さらに問題になる地域住民の河川に対する認識状況はゼロに近い状態にある土木研究所で指導された静岡県巴川の実例などから洪水予警報と情報伝達システムについて御教示いただきたい。

（宮崎工事々務所）

（回　答）

はじめに

はじめに問題の簡単な位置付けを行うと，洪水災害対応には広範な手法があるが，これらはある観点から見ると，河川改修のようなほとんど河川管理者が対応するものと，水防あるいは情報伝達のように住民参加あるいは住民とのかかわりが必須なものとに分けられる。

本稿では，住民参加がなければ対応が完成しないという観点をとって，一連でありながら相対的に官側のみの問題である洪水予警報については，それほど触れず，後者すなわち情報伝達システムに主点をおいてまとめて見る。

なお静岡県巴川七夕災害の際の調査報告には，これに関連したことがらがまとめてあるので，参照されたい。*

*土木研究所：流域洪水防御計画調査報告　その1～その6

土研資料№1188，№1238，№1362，とくにその1，その3

1. 洪水予警報

洪水予警報については，前述のようにあまり触れない。直轄河川のような大河川に関するものについては各地建河川管理課，淀川統管等に直接問合せいただきたい。*

我々の所掌するような中小河川あるいは都市化によって流出が急激になった河川では，やはり降雨開始から洪水が到達するまでの時間が短いために，いかに予報時間を短縮して，住民に避難する時間，あるいは家財を救う時間を与えるかが非常に重要なことになる。

しかしこの問題に対する答は，先に結論からいえば，否定的であり，その意味では，次に触れ

る情報伝達をより確実に，より迅速にすることによって，時間を稼がねばならないのが現状のようである。

例えば流域面積が100㎢規模で，したがって到達時間が1～2時間であるような流域での洪水予警報時間を短縮する方法として，まず，単純には，

① 降雨資料（実測，テレメーターなど）＋流出シミュレーションモデルによる方法が考えられるが，これでは稼げる時間もわずかとなり，また精度も期待しにくいと思われる。

この場合これを補強する方法としては，

② ①に前期流域の湿潤度をあらわす指標を加える方法

③ レーダー雨量計による雨量の早期予測および精度向上をはかる方法

などが考えられよう。②の方法における指標としては，前期降雨指標（Antecedent Rainfall Index），例えば，

$$API = R_1 + \frac{R_2}{2} + \frac{R_3}{3} + \cdots\cdots R_i : i\text{日前の日雨量}$$

あるいは，平時流量，土中水分などが考えられる。要は前期流域の湿潤度を代表するものを用いて，予測の適中率を上げようというものである。土中水分を実測する試みも1，2なされているようであるが，流域のどこで，深さ方向にどのようにはかるか，今後の課題といえよう。

ライシメーターの重量変化を測定してこれに替える試みもなされつつある。また崖崩れの予知にこれを応用した例はすでにある。(1)

もし5～10年間ほどの流域代表雨量記録と懸案地点雨量があれば，数種のAPIと雨水損失および流出シミュレーションモデルを組合せ，予警報シミュレーションを行ない，その適中率を評価してみるのも面白いと思われる。この場合当然予報時間，確保できた時間なども求められよう。

＊得られる情報（例えば流量）を次々に利用して，シミュレーションモデルの定数を修正しながら予報する手法などがまだそれほど利用されていないときく。試みられてもよい手法といえよう。

(1) 細野義純，地すべり，Vol 10，№3 1974あるいは日本消防Vol 26，№10，1973

2. 情報伝達システム

情報システムの高度に発達した現代において，この分野が最も遅れているといったら，一寸奇異な感じを受けられるだろうが問題は深夜の情報伝達システムにあるといえば納得いただける方も多かろう。過去に遡って，九州に例をとれば昭和28年の熊本の白川のはんらん，集中豪雨のはしりとなった昭和32年の諫早の本明川のはんらんは，いずれも夜襲われたために，災害は大きく増巾されているし，最近ではわれわれが調査を行った静岡県巴川の災害が，やはり日曜，夜，参院および知事選にぶつかり，やはり寝耳に水の浸水となり，災危の拡大を余儀なくされている。

これに対して，S.36.9の第2室戸台風における大阪，S.45.7の千葉水害などは昼間であったことが幸いにして，災害の拡大を免がれた例といえよう。

意識が多様化し，治水に関心を払うことが少くなり，行政に相当におんぶした都市住民を対象に問題を想定すると，情報伝達が相当に無力化する深夜に限定してそう間違いはないと思われる。

以上を留意しながら在来の伝達システムについて，多角的な評価を試みると，表－1[2]が得られる，夜のみを対象にして書きなおすとまた相当ちがったものになると思われるが，多角的には評価のよいテレビ，ラジオ，電話が，夜を考えると「準備の不必要性」で弱く，また防災ベルからサイレンまでが，気象条件あるいは住宅の密閉性などに左右され，いわばほとんどの手段が確実性において不充分であることを示している。

このほか巴川災害で発生した情報関連の障害は，

i）電話中継所の浸水，ii）親戚，友人の安否に関する情報を求める電話による交換器の過熱 iii）報道機関に対する確実な情報の遅延，iiii）浸水による市職員の市役所集中の困難，などがあった。

ではどういう方法が好ましいかであるが，まず大きな要件としては，

① 複数以上の方法を想定用意し，なんらかの手段での情報伝達を期待すること。

② 住民参加の情報伝達システムを組織すること。

が挙げられよう。後者については，巴川の災害の際にも，従来の市職員および消防団員によるシステムだけでは，実際には，非常な危険な状態で必死の活動をしてもらったにもかかわらず，必ずしも十分なものでなかったことから，これからは必須の事項と思われる。

以上のような結果から，清水市等で実現，あるいは提案された手法は，上述①については，他の手法のほかに新たに震災時にも有効な

1）同報無線の設置（＋スピーカー）

このほか

2）アマチュア無線の組織化＋市職員の居住地での出勤

の案も検討されている（電波法上一部問題あり）。

住民参加の方法としては，自主防災組織の組織化が進められており，2）の手法などと結合されれば，情報伝達システムとして有効なものになりえよう。学校からの児童家庭に対する情報伝達システムに見られるようなカスケード型（あるいはトーナメント型）のシステムは大いに参考になろう。

一情報であるが，鶴見川では，京浜工事々務所＋横浜市とラジオ関連と協定を結び災害時には，情報を随時放送にとびこませてもらっており，51年災には，有効であった。

以上方法に関する提案を行って来たが，もう一つ重要なことは，このような住民参加を必須としたシステムは，突然の災害時にすぐ満足に機能するわけではなく，日頃の日常活動が必要ということである。もちろん日常活動といっても，災害そのものが非常に非日常性の高いものであるだけに，機械的なそれではあまり効果がなく，種々の工夫をこらす必要がある。

例えば，広報映画の作成－小中学校巡回－懸賞感想文の募集－父母への浸透，といったパターンもあるだろうし，適切な時期に災害時最低必須事項のメモを配布するのも一法であろう（これは，相対として埋れてしまうパンフより，襖間等に貼っておける一枚紙の方が有効である。適切

表－1　各種情報伝達手段

評価項目 / 伝達手段	即応性	瞬時性	確実性(I)	確実性(II)	広域性	装置の不必要性	準備の不必要性	同時性
	昼夜間を問わぬ対応性	情報伝達の迅速性	伝達の確認の可能性	受信者と受信装置との接近性	伝達可能範囲の広さ	受信側での受信装置の不必要性	受信側での受信装置の不必要性	同一情報の多数同時受信の可能性
テレビジョン	◎（いつでも5分以内で放送可能）	◎	×	◎	◎	×（受像機の設置が必要）	×（スイッチをつけることが前提）	◎
ラジオ	◎（いつでも2～3分で放送可能）	◎	×	◎	◎	×（受信機の設置が必要）	×（スイッチをつけることが前提）	◎
電話	○	○（回線が錯綜している場合は待ち時間が発生する）	◎	◎	◎	×（電話機の設置が必要）	×（受話器を取ることが前提）	×（マンツーマン方式が原則）
広報無線	◎	○	×	×	○	◎	◎	○
有線放送電話（電話装置 放送装置）	◎	○	×	○	○（気象条件によって情報の到達範囲が左右される）	◎（但し，応答性を確保するためには電話機の設置が必要）	◎	○（複数のラウンド・スピーカーからの音のかぶりを防ぐために同時放送が難しい）
防災警報ベル（屋外）	◎（自動化が可能）	○	×	×	△（同上）	◎	◎	○
広報車（スピーカー付）	○	○	×	×	△（同上）	◎	◎	○
サイレン，半鐘	○	○	×	×	△（同上）	◎	◎	○
探照燈	○	○	×	×	△	◎	◎	○
アマチュア無線	◎	◎	◎	◎	◎	×	×	△
人声（肉声 メガホン ハンド・マイク）	△	×	◎	◎	×	◎	◎	×

の機能評価と問題点

具体性 具体的な情報内容の伝達可能性	応答性 情報内容の問い合せに対する回答の容易性	注意喚起の容易性 受信者の注意喚起の工夫の容易性	事故等への対応性 停電等に対する対応性	継続性 情報伝達を連続して行えることの可能性	経済性 コスト	問題点
○ （ローカル局の利用による）	×	○ （警告音の同時放送は可能）	△ （携帯テレビの利用による）	△	(◎)	• 防災機関に於ける情報発表時期の遅れが放送時期の遅れの最大の原因となっている。 • 防災機関が発表する情報の抽象性が具体的な情報を放送できない原因となっている。
○ （ローカル局の利用による）	×	○ （警告音の同時放送は可能）	○ （携帯ラジオの利用による）	△	(◎)	• テレビジョンの場合と同様の問題点がある。
◎	◎	△ （呼び出しベルの形式変更は技術的には可能）	×	△	×	• 回線の容量内でのみ伝達が可能であり容量オーバーは回線故障を起こす。
◎	×	○	○	○	×	• 送信する者は資格が必要である。
◎	○ （電話の利用による）	○ （ラウンド・スピーカーによる警告音の放送が可能）	×	○	×	
×	×	○	×	◎	×	• 気象条件・住宅の密閉性等によって受信の可能性が左右される。
◎	×	○	△	△	△	
×	×	○	○	◎	○	
×	×	×	△	○	○	
◎	◎	×	△	△	×	
◎	◎	△	◎	△	◎	

表－2　水害，その他災害に対する一時避難処置について

1. 避難命令　避難命令は区長が発令する。避難命令がない限り一時避難場所は開設しない。

2. 命令の伝達　避難の必要ある場合は，警察官，消防署員，赤十字奉仕団員，水防団員の協力を得て，口頭をもって伝達すると共に，次のとおりサイレンを吹鳴して避難すべきことを伝達する。

サイレン	鳴る○ 1分間（約5秒休止）鳴る○ 1分間（約5秒休止）鳴る○ 1分間

◎注意　特別火災警報（上の避難命令と間違わないように）

サイレン	鳴る○ 30秒間（約6秒休止）鳴る○ 30秒間（約6秒休止）繰返し

3. 一時避難所　避難の場合は，警察官，消防署員，赤十字奉仕団員，水防団員の誘導により，下記最寄りの場所へ避難すること。

避難所	電話番号	所在地	校下区域
港高等学校	583－1401	波除 2丁目 3－1	波除
市岡高等学校	582－0330	市岡元町 2丁目 12－12	波除，南市岡
市岡東中学校	582－8580	市岡元町 3丁目 2－18	波除，市岡
波除小学校	583－4000 583－0790	波除 3丁目 6－8	波除
弁天小学校	573－5812 573－5813	弁天 2丁目 9－35	弁天
市岡商業高等学校	571－5301	弁天 1丁目 5－23	弁天
市岡中学校	572－7231	磯路 1丁目 5－21	磯路
磯路小学校	571－5300 571－0355	磯路 3丁目 7－7	磯路
南市岡小学校	582－0390	南市岡 2丁目 6－35	南市岡
市岡小学校	571－0550	市岡 3丁目 2－24	市岡
港南中学校	573－0051	三先 1丁目 5－28	市岡，三先
田中小学校	573－0031 573－0032	田中 2丁目 10－34	田中
三先小学校	571－0019 571－1244	三先 2丁目 6－32	三先
池島小学校	571－4354	池島 2丁目 5－28	池島
港中学校	572－4461	池島 1丁目 5－35	池島，八幡屋
八幡屋小学校	571－0013	八幡屋 3丁目 3－5	八幡屋
港晴小学校	574－6636 574－6637	港晴 1丁目 3－12	港晴
築港小学校	573－2445 573－2446	築港 1丁目 10－38	築港

この表は必ず見やすい場所に貼って下さい

（ただし，三先校下福崎地区および築港校下港頭地区の避難については，特別措置をとることがある。）

4. 避難上の注意

(1) デマに迷わず，警察署，消防署，区役所，赤十字奉仕団，水防団の情報を信ずること。

(2) 衣料，寝具，家材は二階又は天井の上にあげて置くこと。

(3) 一時避難所へは家財道具，その他大きな荷物を持ち込まないこと。

(4) 不必要の火気，灯火は全部消し，留守宅に間違いの起こらないようにすること。

(5) 近所の人は一団となって互いにたすけあい避難すること。

(6) 身体障害者，病弱者，妊産婦，乳幼児はできるだけ身寄先に避難させること。

(7) 一食ないし二食分の食糧及び飲料水，米穀通帳，その他の貴重品は必ず携行すること。

◎(8) 避難所の保健衛生のため便器，（なければ古バケツ及び新聞紙）を必ず持参のこと。

(9) 働ける人は家に残って，水防団や赤十字奉仕団に協力して警備救援業務に従事すること。

◎(10) 避難所では必ず係員の指示に従うこと。

◎(11) 避難命令が出ても災害救助法が発令されない限り，一般物資は配給しない。

なものではないが1例を表－2に示す)。[3]映画の作成は，経費のかかる方法なので，どこでも採用できるものではないが，方法的には有効な方法なので，然るべき行政機関と協同で，災害の話* そして河川管理者側の対応の紹介，防災のあり方などまとめて見るのがよかろう。映画では京浜工事々務所がわかりやすいものを作成して好評を得ている。

例示を重ねるが，昔の災害時の写真の配布，あるいは陳列，洪水痕跡の表示(電信柱等)，浸水予想図の公表なども住民意識高揚の立派な手段と思われる。

(2) 土木研究所：流域総合洪水防御計画調査　その3　土木研究所資料№1238，S. 52. 3

(3) 中島暢太郎　田村信之：大阪湾高潮の予警報と避難防備対策・第13回自然災害科学総合シンポジウム1976，10

＊古老の話，災害の写真，開発に伴なう流出増など多角的な面から説得性のある話をまとめる。

まとめ

災害が終ったあとで，もしあのとき1時間あるいは10分通報が早かったら……という話もあろうかと思われるが，実際この10分が意外に有効なことがある。すなわち，テレビ1台，フトン数枚そしてタタミ数枚を2階に上げられたことが被災感をやわらげ，またその結果路上に出されるゴミがへり救援活動も円滑に動き，後仕末日数がへり，結局は事後の災害の拡大を防ぐことになることを理解しなければなるまい。事後のあと始末が，被害感をもっとも大きくするという結果も得られている。情報伝達をおろそかにせず，より有効なシステムの開発に努力すべきである。

(総合治水研究室
水文　〃)

河一6　精度のよい流量観測方法について

(質　問)

河川の流量観測の精度向上をはかることがますます重点となっているが，実用的で精度を得られる観測方法を河川の状況別(満干潮時・洪水渇水の別)に教示いただきたい。なお，合わせて，堰超音波流速計，発電力からの換算値(発電ダム地点)及びダム水位変化による換算値等による流量値の精度がプライス流量計による値とくらべて，どの程度のものか教示願いたい。

(大隅工事々務所)

(回　答)

一般的に流量観測の精度に寄与する因子としては①流速測定②断面測定③算出計算方法などがあげられる。これらの誤差が総合され最終的にH－Q式等で常時の流量算出が行なわれる。河川の条件，流量の多い少ないによって各々観測方法，精度等が異なるが，一般的なものは文末に参考文献を載せておくので参照されたい。ここでは，特殊な場所あるいは強調したい点について論ずることにしたい。

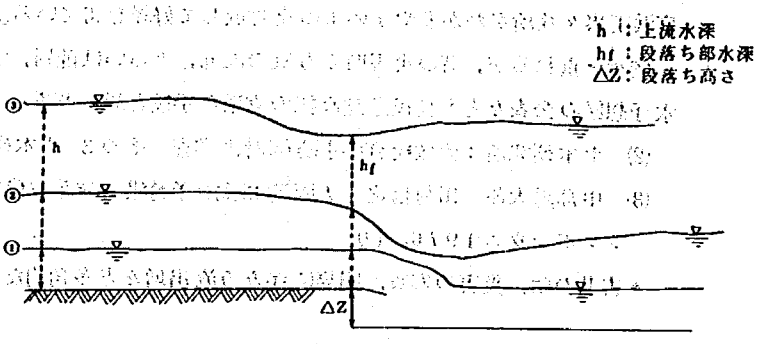
1) 急流河川では，河床変動の出来るだけ少ない場所を選定するのが良策であるが，段落ちを利用

した流観について検討した例があるので紹介したい。

一般的に段落ち部ではコントロールセクションが存在するため一ケ所の水位測定で流量換算の可能性を有する。まず，段落ち部で発生する水面形について説明する。

図－1は段落ち部での可能水面形を示す。ただし，この場合，上下流で水面形に影響を与えるものがない場合である。

h_c を限界水深，h_0を等流水深とするケース①では $h_f < h$ で h は h_0 となる。当然 $h_f < h_c$ である。この場合には河道の粗度が判明しないと水深から流量の換算は不可能である。流速計による流量観測を行ない $H-Q$ 曲線の作成が必要となる。



図－1　段落ち部での水面形

ケース②の場合は $h > h_c$，$h_j \fallingdotseq h_c$（実際には $h_f < h_c$）で，段落ち附近で支配断面つまり水深 h_c となるところが生じる。よって水位計によって h_f あるいは h_c が観測されれば，流量が算定されることになる。

ケース③の場合は段落ち部で射流とならずしたがって，支配断面は生じない。この場合，二台の水位計で h と h_f を測定すれば流量への換算が可能となる。あるいはケース①と同様に $H-Q$ 曲線の作成を行なわなければならない。具体例を多摩ニュータウンを流れる乞田川の段落ち部で検討した。

対象段落ち部河道断面を図－2に示す。対象断面は台形状でさらに複断面ではあるが，段落ち部での水面形の変化は長方形断面と仮定して考える。まず，生起する水面形について把握する。表－1は水深を変化させた時の流速，流量，フルード数，および $K = \Delta Z / h$ の変化を示したものである。マニング式を用いて流速，流量を計算した。水深 h が $0 < h < 2.7\,m$ まで

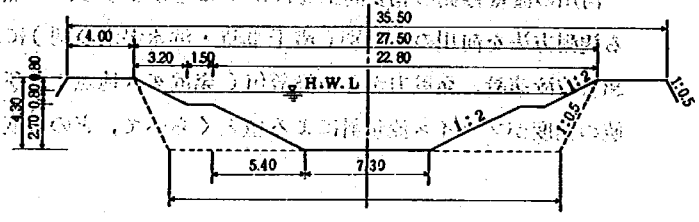


図18　河道断面

図－2　河道断面

$$V = \frac{1}{n} \cdot \left\{ \frac{(7.3+2h)h}{7.3+2\sqrt{5}\,h} \right\}^{2/3} \cdot I^{1/2},\quad Q = \frac{1}{n} \cdot (7.3+2h)h \cdot \left\{ \frac{(7.3+2h)h}{7.3+2\sqrt{5}\,h} \right\}^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

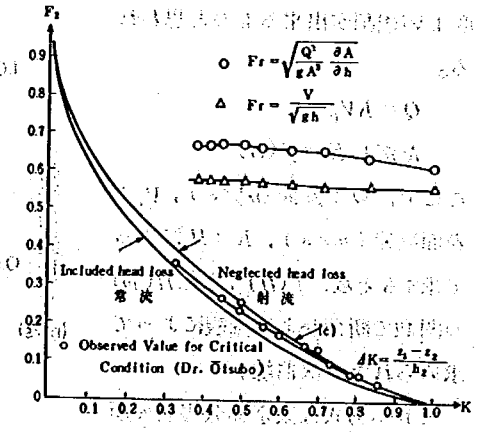
となる。ここに，nはマニングの粗度係数，Iは河道勾配，Vは流速，Qは流量である。nについては実績$n=0.03$を用いた。また$I=1/270$である。

表－1の結果をみると流れは段落ち部上流では常流となり，ケース②，③の場合となり，ケース①は生じないことになる。

次に段落ち部付近で支配断面が生ずるかどうかであるが，図－3は長方形断面段落ち部での支配断面の発生条件を示したものである。図中の曲線より上の部分では，段落ち部で射流となる条件のところであり，下の部分では常流となる条件のところであって，曲線上が限界を示すことになる。対象段落ち部での計算結果をプロットすれば，常に段落ち部では射流条件になっていることがわかる。よって対象段落ち部ではケース②の場合のみということになり，H—Q 曲線を必要としない流量観測の可能性があることが明らかにされたわけである。

表－1　流速・流量等の関係

h m	V m/sec	Q m³/sec	$F=\sqrt{\frac{Q^2}{gA^3}\frac{\partial A}{\partial h}}$, $\left(\frac{V}{\sqrt{gh}}\right)$	$K=\frac{\Delta Z}{h}$
0.2	0.67	1.03	0.49, (0.48)	5
0.4	1.01	3.27	0.53, (0.51)	2.5
0.6	1.30	6.63	0.57, (0.54)	1.67
0.8	1.52	10.8	0.59, (0.54)	1.25
1.0	1.72	16.0	0.61, (0.55)	1
1.2	1.93	22.5	0.63, (0.56)	0.83
1.4	2.09	29.6	0.64, (0.56)	0.71
1.6	2.25	37.8	0.65, (0.57)	0.63
1.8	2.39	46.8	0.66, (0.57)	0.56
2.0	2.54	57.4	0.67, (0.57)	0.50
2.2	2.66	68.5	0.67, (0.57)	0.45
2.4	2.78	80.7	0.68, (0.57)	0.42
2.6	2.90	94.3	0.68, (0.57)	0.38



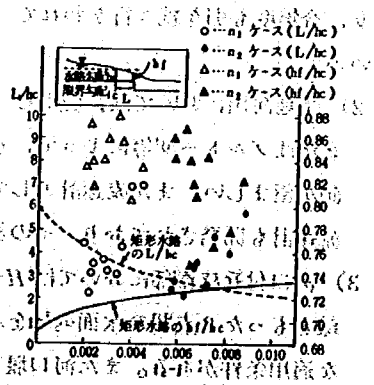
図－3　支配断面発生条件

次の問題は，流量への換算可能な水位をどのように計測するかということになる。水位観測が困難となる理由は次下に集約される。

① 段落ち部近くは流線が曲るため，静水圧分布にならず，h_fの検出は不可能に近い。

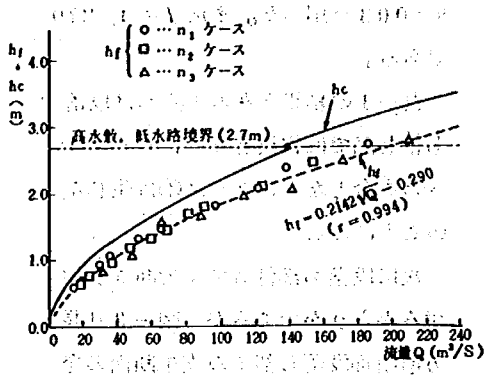
② h_c については流量によって h_c の発生点が変動し，h_cの検出も困難である。（図－4参照）

図－4をみると$L/h_c\approx3$であるから，水位計で測定された水位をまず近似的にh_cと考えLを求め，改めてh_cを不等流式（ベスの式等）でh_cを推定することが考えられる。



図－4　段落ち流れの $L-h_2$，h_5/h_c，i_c-i

ここでは，東京都土木技術研究所で，この段落ち部での水理模型実験が行なわれたので，模型実験結果を基に流量換算について考える。図－5はその実験結果である。h_f が測定されれば図中の回帰式によって流量が得られることになる。前述したように h_f の直接測定は不可能に近いから，模型実験結果より水位観測々定地の水位と h_f との関係を知れば，流量が得られる。模型実験結果がないと，h_c を推定する方法しかなく誤差等についてはさらに検討を要する。



図－5　模型実験による h_f と Q の関係

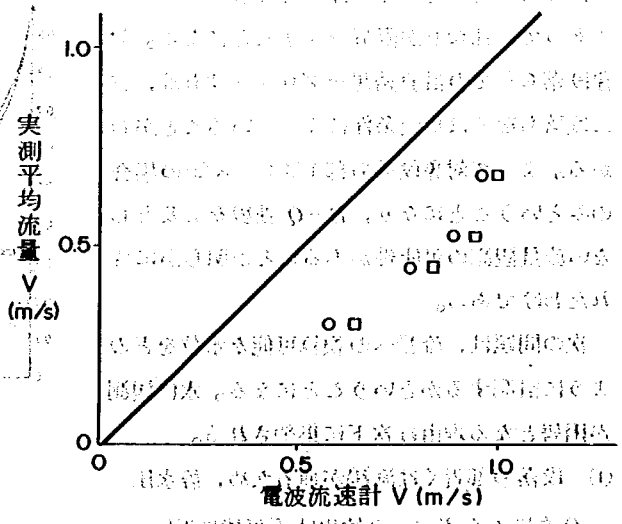
また河川などにおいては，排砂方法を考慮した堰などの工作物によって観測することが望ましいが，まったくこれら工作物がない所では，電波流速計が有力な観測器になると思われる。これはドップラー効果を利用したもので，遠隔地から電波を発射して河川の表面流速をリモートセンシングによる方法で観測可能とするものである。適用範囲は0.5～15 m/s の比較的速い流速に適するものである。図－6に観測された一例を示す。測点数が少ないが，次の補正式を使用することで精度よい観測が出来るものと思われる。

$$Q = KV_0$$

ただし $K = f(H)$

ここで，Q：流量（m^3/s），V_0：表面流速（m/s），K：H によって求まる変数，$f(H)$：水位 $H(m)$ の関数で断面および流観によって求められた n 次曲線。

なお本方式は東京都公害研究所において検討されているものであり，今年度も引き続き行なわれている。



図－6　平均流速と表面流速の関係

2）平地河川においては，蛇かごまたはブルトーザ等によって，水深の確保できる低水路の整形固定を行ない，精密法による観測が望ましい。また流速計としては回転式が一般的であるが，低流速でも測定可能な電磁式の流速計も開発されており，その測定精度も高いものとなっている。

3）河口付近感潮部においては $H-Q$ 曲線を作成することが非常に困難となる。Δx なるある距離をもった2点間の水面勾配を利用した不定流で求める方法もあるが，その場合でもさまざまな適用条件がある。また河口堰などの工作物のある場合が多いと思われるが，この場合でも上流流入量の観測は，背水の影響などを避るべきであり，放流量も取水量など正確に把握する必

要がある。基本的には，回転式，電磁式あるいは浮子式などの流速計を用いた流量観測に頼る他ない。

超音波式流速計について言えば，まず，設置のキャリブレーションが重要である。また場合によっては，数年に1回行う必要があるかも知れない。超音波式流速計を使用する時の留意点を下記にあげておく。

- 観測小屋の換気に注意すること。高温になると記録計，センサーを除く装置が異常稼動することがある。
- 水深方向の水温差がある時には，異常値等を観測する場合がある。水温傾度によって超音波が屈折して水平に伝わらなかったり，上下層二段に取り付けてある場合等は，屈折によって相互干渉を起す場合がある。
- 観測された値が平均流速となるような水位による補正係数を流観によって求めておく必要がある。

1例を載げると，8,289稼動時間のうち，装置異常46時間，水温（媒体異常）変化154時間となっている。

4) 水力発電力は次式で与えられる。

$$P = 9.8\,QH\eta_1\eta_2$$

ここで P：発電力（KW），Q：噴射流量（m^3/sec），H：水頭（m），η_1：水車の効率，η_2：発電効率である。よって流量Qは

$$Q = \frac{P}{9.8 \cdot H \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}$$

で表わされる。η_1，η_2 は表－2のような値を取っておりかなり精度よい算出方法といえる。

表－2　水車の効率と発電効率

水車の効率

	フランシス						
n_5（m・KW）	60	90	120	150	190	250	300
最大出力時　η（%）	86.5	88	88.5	89	89.2	88.5	87.5
最高効率時　η（%）	89	90	90.5	91	91.2	91	90.5

発電効率

	竪軸うず巻フランシス					
有効落差（m）	27	38	69	82	111	229
最高効率（%）	91	89	92.5	94.5	92	89

5) 貯水池ではセイシュと呼ばれる1時間～数時間の長周期の波が発生し，水位から流入量へ換算するときの妨げとなる。その性質はある程度解明されているが，個々の湖の形状によって大きな影響を受けるので，個々の検討が必要である。その対策としては時間的に平均することも

考えられるが，縦断方向に複数の観測所を設置し，その観測値を平均することが良いようである。

またダムの水位変動の原因には，水門，コンジットの操作に関連したものも多いので実態をよく調べておく必要がある。

〔参考文献〕

1) 竹内，江川，篠田：低水流量観測の精度に影響を及ぼす2，3の要素について，土木研究所報告第105号，昭和36年2月

2) 北海道開発局：流量測定の精度向上に関する研究，昭和49年10月

3) 竹内，江川：浮子の更生係数，土木技術資料№5，Vol 1，昭和38年

4) 木下：雨量・水位などの測定時間間隔のきめ方，土木研究所報告第130号，昭和41年10月

5) 青木：水面勾配をとり入れた水位流量曲線，土木技術資料№14，Vol6，昭和47年

6) 東京都公害研究所：河川における汚濁負荷量の常時測定に関する研究，昭和54年3月

7) 土木研究所：試出試験地調査，昭和53年度河川事業調査報告書，昭和54年5月

8) 土木施工管理技術研究会：多目的ダムの建設，第1巻

9) 土木研究所：超音波流量計の現状に関する調査報告，土木研究所資料第1056号，昭和50年6月

10) 全日本建設技術協会：水文観測，流量編

（水文研究室）

河一7　伏流水調査方法について

（質　問）

旧河川・旧堀及び砂レキ地域での伏流水を調査実施する場合の方法についてご指導いただきたい。

伏流水調査方法について

1. 調査箇所の条件

① 旧河道，旧河川

② 地質不明

③ 位置……略図のとおり

④ 断面……

⑤ H～Q観測所……位置図のとおり

2. 河川の状況

① 9/0 附近の分流点は，400㎥/S 以上にならなければ，五ケ瀬川に流出しない。

② 五ケ瀬川左川行藤川からいくらか（1.0㎥/s 以下）流入している。

③ 9/600の三輪地点のH～Qと3/700の三ツ瀬地点のH～Qとの相関では，三ツ瀬が約25%低減される。

3. 知りたいこと

① 調査の方法

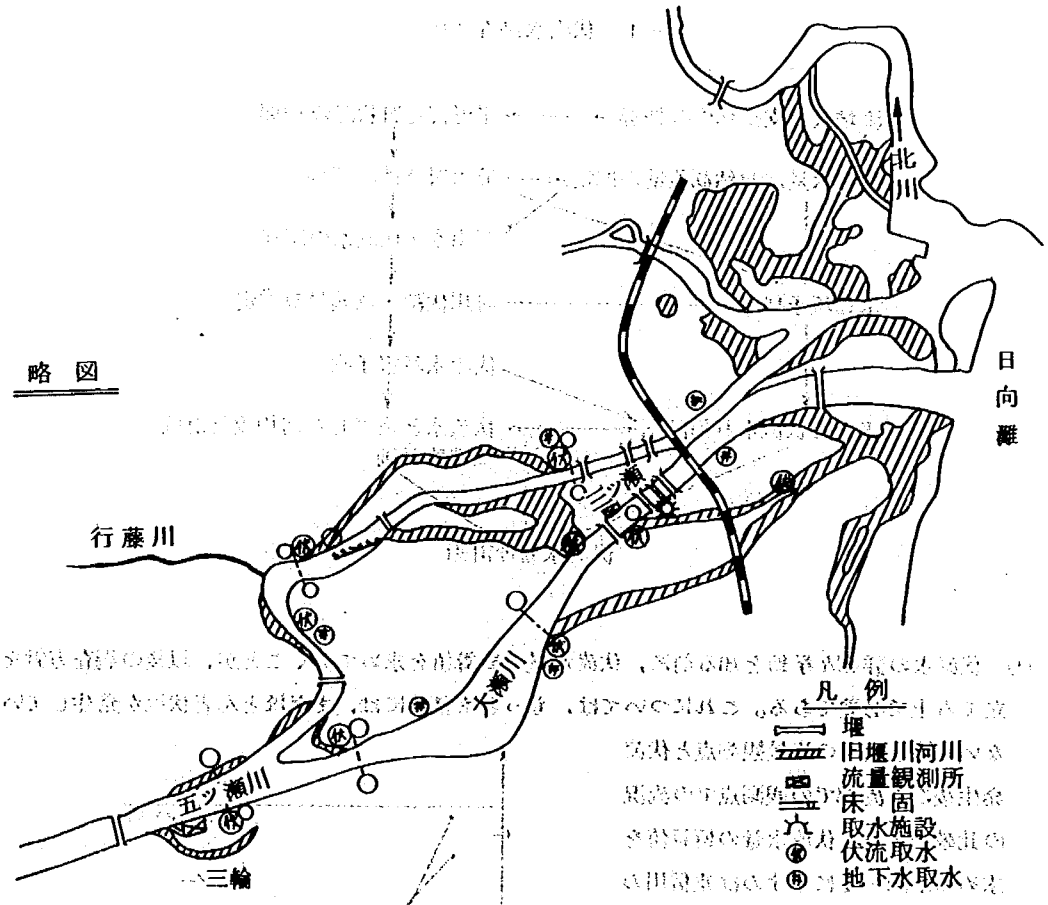
② 面・縦・横の実態

③ 流向

④ 流量

⑤ 出来れば，利用計画の方法

略 図



（延岡工事々務所）

（回 答）

1. 伏流調査の目的

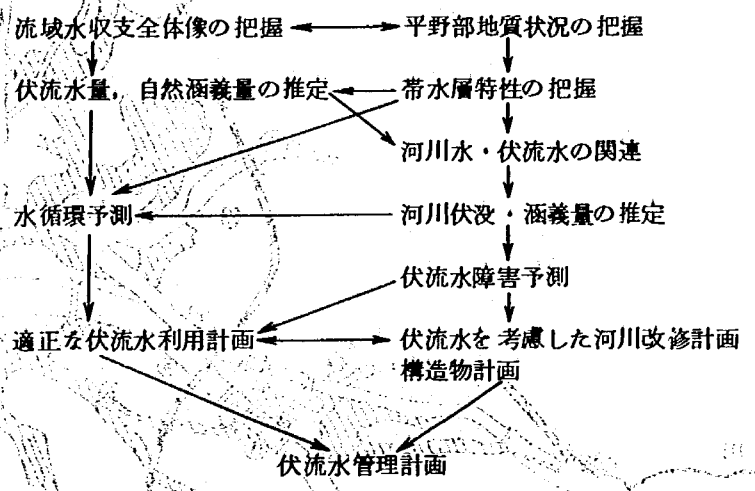
伏流水は現河道や旧河道付近の比較的浅い地層中を流れる水で，地下水の一種であるが，その区別は明確でない。しかし，河道付近を流れるため，河川水とのやりとりが盛んで，流量状況が河川改修や河川構造物の影響を受けやすい。また，伏流水の豊富な地区は地盤帯水層が良好で安定した水源となることが多いが，取水によって河川流況やその他障害が生じる恐れもある。この

ため，これら計画に際しては，伏流水の分布や量を調査するとともに，河川水との問題を重点においた調査を行う必要がある。

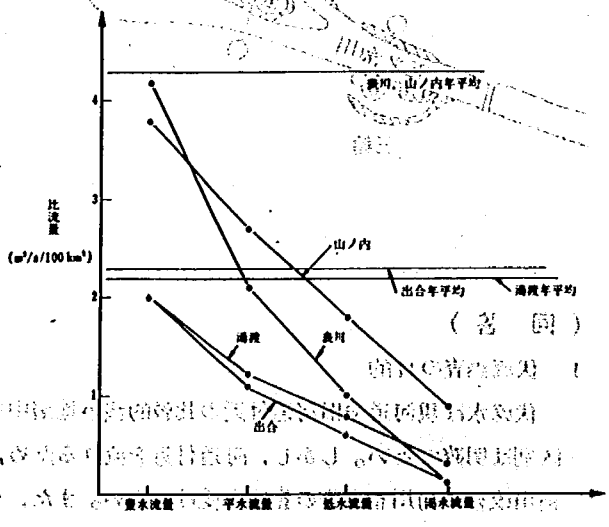
2. 調査の手順について

伏流水調査は表－1に示すようなフローにしたがって行う。この際，これらの調査の中で，特に注意すべき点を2～3あげる。

表－1　伏流水調査フロー



① 伏流水の詳細な挙動を知る前に，伏流水量の概算値を求めておくことが，以後の調査方針を立てる上で必要である。これについては，もっとも簡便には，まだほとんど伏流が発生していない流域上流部の流量観測点と伏流発生後の下流部での観測点での流況の比較によって伏流水量の概算値を求める。図－1に示すのは重信川の例[1]で山ノ内，表川（上流部）と出合，湯渡（下流部）との流況の差がはっきりと認められる。その差は平均で2m³/s／100km²程度であるが，途中での水使用を考えると，約1.5m³/s／100km²の水が伏流水として流動しているとことになる。さらに詳細な数値を得るためには流域水収支計算を行うことが必要である。



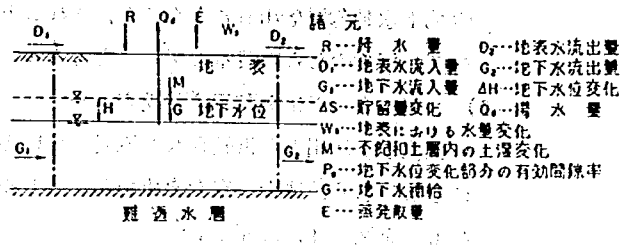
図－1　重信川流況図

（図－2参照）

② 河川水と地下水の関係を模式的に表わせば，図－3のような4つのパターンに別れる。[3] これらの関係を定量把握する手法として次のようなものがあげられる。

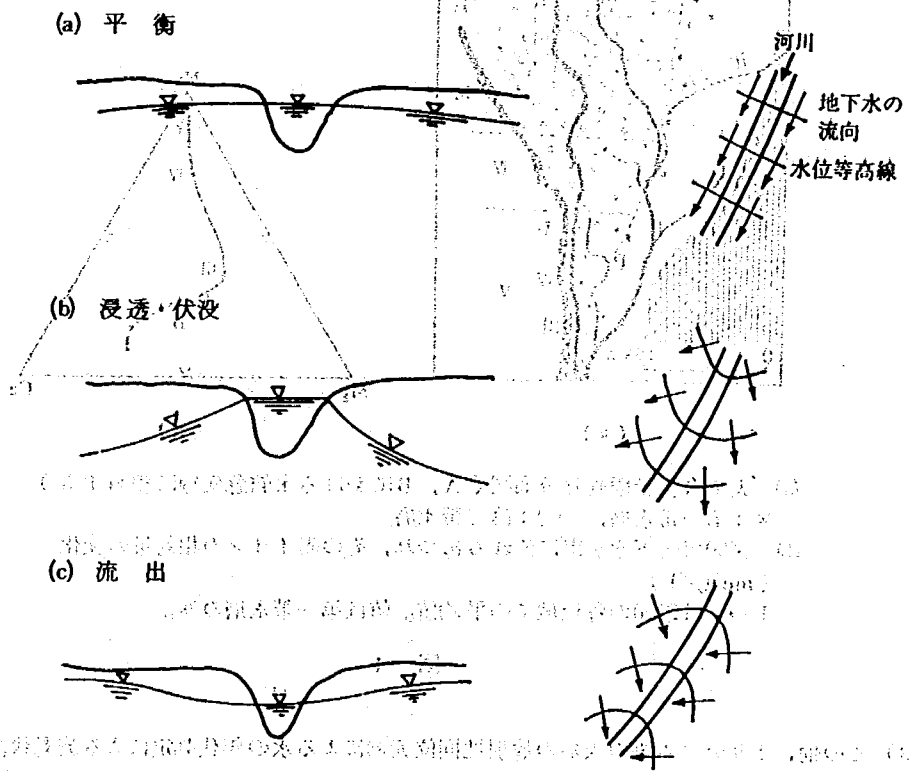
1） 同時流観及び地下水位測定

同時流観を行うことにより，河川流水方向に伏没還元状況を定量的に知ることができる。



$$R-(D_2-D_1)-E-(G_2-G_1)-\Delta S-Q_d=0$$
$$\Delta S=W_s+M+P_e\Delta H$$

図－2 水収支基本式

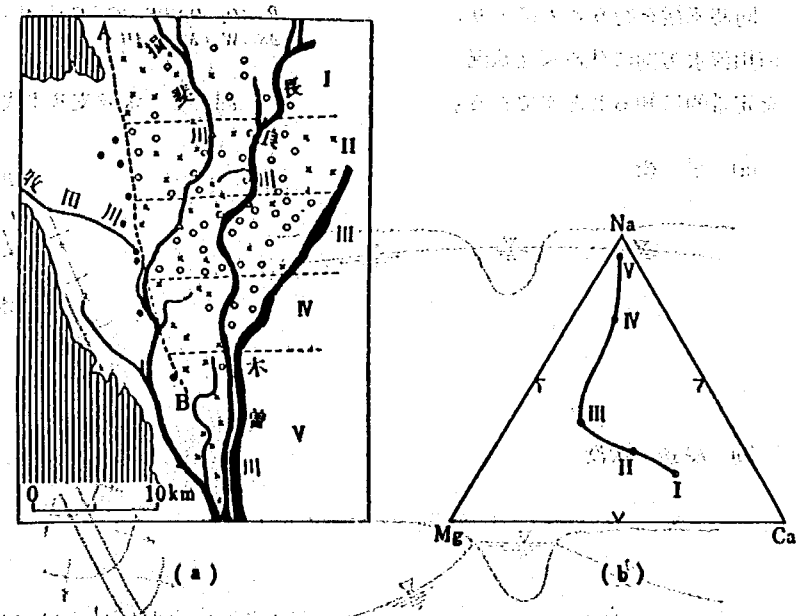


図－3 表流水と地下水との関係

また同時に河川周辺の地下水位を河川からの距離に応じて測定しておけば，河道と垂直方向の地下水動勾配を知ることができ，これより，河川近傍の透水量係数を求めることができ，モデル解析のための貴重なデータともなる。

2）水質組成の変化を利用する調査

伏流水が河川から供給されて流動しているとすれば，ある種のイオンの濃度は，流動方向に増加もしくは減少の定向変化を示すことがある。この変化をKey diagramにより示したものを図－4，に示す。[2)]



(a) 大垣自噴帯観測井分布図（A，Bにおける水質急変線に相当する）
×：第一帯水層，　○：第二帯水層
(b) 図(a)で地下水が南に流れるにつれ，その陽イオンの相対量の変化（meg／l）
I→Vは図(a)の各地域での平均値。値は第一帯水層のみ。

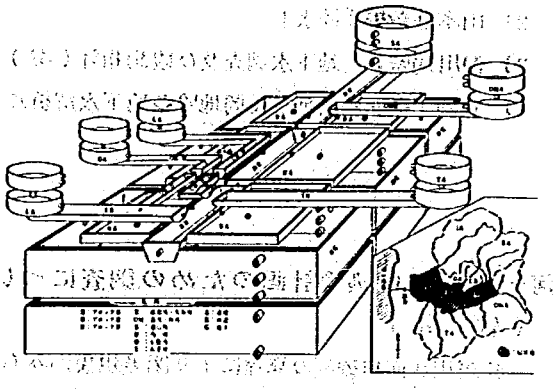
図－4

3）この他，トリチウム等の天然の放射性同位元素による水の年代測定による流動状況の推定法もあるが，バックグランドの変化が大きい場合は測定結果の判定が正確に出にくい。また，人工的トレーサーによる地下水流動状況の調査は地下汚染の危険性があり，実施が困難である。このような，水質分析の他に，電導度，pH，水温の分布により伏流水流の追跡を行うことは比較的容易である。

4）矢作川等では河口せき建設に伴う河川水位による地下水への影響調査として，現地実験を行っているが，同様な実験はかなりの経費が必要である。

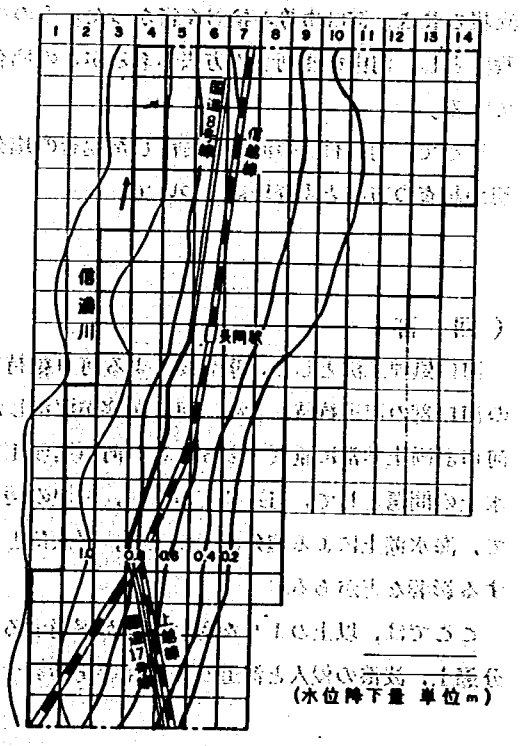
③ 河川改修や河川構造物が伏流水に与える影響や伏流水利用計画の検討を行う場合は，十分な資料収集や現地調査を行ったのち，伏流水の挙動をモデル化し，予測計算を行うのが一般的で

ある。この際，図－1に示したフローにしたがい，資料収集や現地調査で得られた結果が十分反映されたモデルである必要である。水循環モデルはたとえば図－5に示すような構成で，流域全体の水収支状況を表現することができ，各種の入力条件による地表水や伏流水のマクロな差動を予測に用いることができ，主として伏流水利用計画の検討に利用できるほか，地下水シミュレーションの境界条件や入力条件の設定に役立つ。



図－5　重信川流域水循環モデル概念図

地下水シミュレーションは河床掘削による伏流水に与える影響など細部の伏流水位の動きを検討する場合に用いることが多い。（図－6は信濃川長岡地区の例[4]）シミュレーションを行う際には，境界条件や入力条件の設定に十分注意を払わないと，現実とはほど遠い結果を得ることが多く，仮定や条件を十分認識した上で，計算結果を評価すべきである。



図－6　河川水位低下による影響解析例（長岡）

④　伏流水の利用方式について

利用方式は次のようなものが考えられる。

1）河川水・伏流水の個別利用（現状利用方式）

2）伏流水の渇水時利用

河川豊水時は河川水を利用し，渇水時のみ伏流水を利用する方式である。

3）伏流水・河川水連結利用

2）の方式をさらに進めて，河川豊水時には人工涵養等により伏流水を補強し，渇水時により多くの伏流水を取水する方法である。

4）地下貯水池または地下ダム利用

3）の方式と河川ダムとの連動利用，また遮水壁構造により伏流水せき上げ，塩水化防止を行い伏流水取水強化を図る。これらを計画，実施するためには，地下水，伏流水の管理，監視システムを作成し，適切な運用を行う必要もある。

〔参考文献〕
1) 重信川水管理に関する調査　土木研究所水文研究室「地建依頼調査試験報告」昭和５４年５月
2) 山本荘毅編「陸水」
3) 河川局監修　地下水調査及び観測指針（案）
4) 長岡工事々務所他　長岡地域の地下水解析について，第３２回技術研究会講演概要

（水文研究室）

河一８　河口処理計画のための調査について

（質　問）

肝属川は河口砂州の発達により閉塞現象がみられるため昭和３４年から導流堤工事を行い現在，左岸約２００m，右岸370mを施工している。

しかし，河口砂州の発生は，解消されていず，このため昭和５３年度に水理実験を委託して，導流堤の長さ，河口巾等の検討を行なった。その中でかなり有望視される方法として，河口巾を現況程度とし，河床を掘削する方法があるがこの場合塩分そ上，波の侵入・河床の安定等が懸案となっている。

そこで，河口付近の河道を掘削した場合の塩分そ上，波の侵入河道の安定性等を検討するための現地調査の方法と調査地点について。

（大隅工事々務所）

（回　答）

河口処理工法として，導流堤による河口維持対策が数多く行われているが，河道掘削による将来の河口部の河道維持も含め，河口閉塞が解消したために生ずる治水・利水上の問題の検討や評価も河口計画上非常に重要である。この河口処理工を行ったために生ずる二次的な問題点としては，治水上の問題として，河道延長の影響，波浪の侵入・高潮の侵入および海岸侵食，利水上の問題として，海水遡上による塩分濃度の上昇，平水位と地下水位の低下および河川・海岸構造物や漁業に対する影響などがある。

ここでは，以上のような河口閉塞が解消することによって発生する河口付近の河道掘削による塩分遡上，波浪の侵入と河道の安定性等を検討するための現地調査法の質問事項について述べる。

1. 河口部河道掘削による河口河積維持と問題点

(1) 河口導流堤による河口河積維持と問題点

河口は，河川流のみならず海からの異質な作用を受ける。よって外海に面している河口では，掘削によって砂州を取り除いても，導流堤内水深が浅ければ，波による汀線に直角方向の土砂移動によって，導流堤内に砂州が短時間で発生し，水深が深くなればなるほど底質材料が動きにくくなるので砂州は発生しにくい。この砂州が発生するかしないかの導流堤内の限界水深 h_c

と沖波波高の比 h_c/H_0 は，波の波形勾配 H_0/L_0，材質材料の動きやすさ $\sqrt{gH_0}/W_0$（W_0 は底質の沈降速度），河口地形の初期形状，導流堤の配置形状に影響を受ける。その関係は今もって明確になっていないが，山本は[1]現地の導流堤間の砂州発生状況と導流堤内河床高の関係，河口模型実験例から，導流堤間水深が4 m以上あれば，その水深は1年ぐらいは維持でき，2～3 mでは強波浪時に浅くなることがあり，2 m以浅では砂州の発生を見るとしている。

また，河口砂州の発生を防いだとしても，現状において安定している河床を低下させれば，河川からの流出土砂によっても，河口の場合には土砂が堆積するので，その堆積速度を把握し，維持浚渫を考えておく必要がある。この河口からの流出土砂が，海岸漂砂の供給源となっている所では，浚渫土砂を河口部汀線付近に補給しなければ，河口部付近の海岸侵食の原因となろう。

一般に河床材料が0.5mm以下の緩流河川では，浚渫河道はある程度長い期間維持しうるようであるが，扇状地性河川や，粗砂の河床材料を持つ河川では河床変動速度は早い。特に掘削河道がその河川が持つ動的な平衡河床高と大きく離れている場合には堆積速度は早くなる。河口近くの河床高や勾配を決める支配流量を Q で代表し，河口部で川幅の変化がないとすると，動的平衡状態では，河口の水深は等流水深となり，

$$h = \varphi^{-2/3} \cdot g^{-1/3} \cdot B^{-2/3} \cdot I^{-1/3} \cdot Q^{2/3} \quad \cdots\cdots (1)$$

となる。ここで φ は流速係数で U_m/U_*，I は勾配，Q は平衡状態を決める支配流量である。Q の値は，河川の特性によって異なるが，年一回洪水流量程度と考えられる。通常の河口は砂州等によって河口幅が狭められているので，砂州上流での水位のせき上げにより，川幅一定の場合の動的河床高より河床高が高くなっているため，導流堤によって砂州の発生を防ぐことができれば，砂州上流の河床高は多少低くなるが，河川自身では，上述の水深以上にはなりえず，河床をより低くする場合には河道掘削にたよるほかない。

河床掘削後の河床変動速度を知るには，種々の問題点があるが，河口近くの河床変動計算を行う必要があろう。河床変動計算に当っては，数10年間ぐらいの流量時系列での河床変動量把握，河道の動的平衡河床を決めると考えられる年1回，数年に1回の洪水流量に対する動的平衡河床の把握，および計画洪水に対する河口部の洪水時の河床変動を把握しておく必要があろう。なお河床変動計算を行う場合，流砂量式が必要であるが，現在ある流砂量式の精度はあまり良いものではない。流砂量式として種々のものがあるが，これをそのまま流砂量式として使うことは危険が大きい。それゆえ計算式と実測値との検証計算を通じて流砂量式の補正をしていく必要があろう。

(2) 河口部河道掘削による河道安定性を検討するための調査項目

河口現象は種々の要素が作用し合った結果として生ずるものであるから，主要な要素についてはすべて調査することが肝要である。とくに波浪観測など海域での調査は危険と困難を伴うものであるが，一面的な調査に終らないよう配慮しなければならない。河口処理工に必要な具体的な調査法については，河口処理対策指針（案）[2]を参照していただき，とくに(1)で述べた

現象を把握するための資料と調査項目は，

ⓐ 河道の縦横断形状および平均河床，最深河床高経年変化

ⓑ 海部深浅図および汀線位置経年（季節別）変化

ⓒ 平水時の河口開口部縦横断形状

ⓓ 出水あるいは異常風浪来襲前後の河口部縦横断形状と海部深浅図

ⓔ 河口砂州消長図（形状・砂州高）

ⓕ 河床材料縦横変化

ⓖ 河川からの流出土砂量（年間流出土砂量とその粒径）

ⓗ 砂利採取量

ⓘ 河口付近の波浪特性（波高，波向，周期）

ⓙ 風速，風向特性（とくに異常気象時の風速，風向）

ⓚ 流量，水位（入退潮量，平水時および出水時）

ⓛ 潮位（平均潮位，朔望平均干満潮位，気象偏差）

ⓜ 沿岸漂砂の量および方向

等である。これらの資料のうちとくに強波浪時の波浪特性と河口砂州形状・砂州高，河口部海岸の地形変化および河口部の水理量（流量，河口水位，潮位変動）や，洪水時の水理量と河床変動量，流出土砂量および河口部・海岸の地形変化等について明らかにする必要がある。なお今後行われる調査にあたっては，得られた資料の精度と補正方法，諸量の計算方法，図と表のまとめ方，他の諸量との相関，比較などを考慮して位置や範囲を決める必要があろう。また河口付近における波浪諸元の性質を知るために，隣接海岸における波浪記録が一般に用いられているが，その地点と当該河口部との両者に地形条件，気象，海象条件が異なる場合もあり，河口部で波浪観測を行い，両者の相関が悪い場合や河口部の諸現象との関係を精度よく把握するためには，独自に波高計等を設置して観測することが望ましい。

2. 河口部河道掘削による塩水遡上と現地調査法

(1) 塩水遡上現象と影響要因

河口は塩水と淡水の混合の場でもある。河口砂州は河口の幅を狭め，塩水の侵入を防いでいる。河口砂州を取り除き，河道掘削することは塩水の侵入距離を長くし，河口近くで取水しているような所では，水質が悪化し，取水位置の変更等を行わなければならない場合も生じる。従って河口処理前に河道内への塩水の侵入状況を予測し，利水等に影響がある場合には，その対策をしておかなければならない。塩水遡上の形態には弱混合（塩水くさび），緩混合および強混合型の3種に分類されることがよく知られている。しかしこれらの間には明確な境界が存在するわけでなく，潮位変動の小さい日本海側の河川では弱混合型が多く，潮位変動が大きくなると強混合型へと移行する。また感潮面積の大きい河川ほど強混合型の特性が顕著になる。潮位変動量と周期は月令によって変化するので，混合形態もそれによって変化する。一般にこれまでの調査結果によると，低水時には，小潮後にその河川における最も弱い混合，大潮

後にその河川における最も強い混合型が現われる。

塩水の遡上距離は弱混合のときが最も長く，強混合のときには短くなることが多い。潮位変動に伴って塩水くさびの長さと塩水濃度も変化し，くさび先端部の移動には，くさびの伝播速度および河床面の摩擦などが大きな影響を与える。このとき河床面のくぼみやみお筋などの効果により，下層高濃度の塩水層において混合が促進され，縦断的な濃度変化が生じる。上層の淡水層には，下層の高濃度の塩水が混入し，拡散によって濃度勾配を生じる。このようにして弱混合から緩混合型に，さらに緩混合から強混合型へと変化する。潮位変化が小さくなると，多少の位相おくれを伴って，逆の方向に混合形態が変化してゆく。このとき，過去の状態の影響が相当程度残存し，その履歴作用を無視できないといわれている。

流量の影響は，自流量と入退潮量とに分けて考える必要がある。入退潮量が大きい場合には，自流量の影響を無視しうることが多いが，裏日本などの潮位変化の小さい河川では自流量によってくさびの遡上距離が大きく左右される。

河道内の塩分濃度およびその分布状態に影響を与える要素は，この他にも数多くのものが考えられ，これらの要素が複雑に作用し合うので，現在までの理論を用いて直ちにそれぞれの河川の種々の条件下で塩分状況を知ることは不可能な状態にあり，現地観測により，支配的な要素およびその相互関係を明らかにすることが重要視されている。

(2) 塩水遡上調査

ある時点における塩水遡上状況を知ることが目的である場合には，目的に合致した調査を実施すればよいが，多くの場合は河道掘削等による塩水遡上距離の変化などを予測するために行われる。予測精度はシミュレーション手法の開発の程度と現地資料による補正の程度とに左右される。予測手法には，強混合としての取り扱いと弱混合ないし緩混合として取り扱う方法がある。この限りにおいて，現地調査の目的は主として次の項目を知ることにあるであろう。

すなわち，

ⓐ 仮定の検証

ⓑ 初期値および境界条件

ⓒ シミュレーション結果の検証

ⓓ 予測精度の検討ならびに三次元特性に基づく補正

などであろう。また河川水質に対する要請は変化しうるものであるから，可能な限り広い目的に対応しうる調査内容とすることが望ましい。

一般に，河道内の塩水遡上調査においては，

ⓐ 河道条件（横断，縦断，平面形および河口条件）

ⓑ 流量（自流量，入退潮量）

ⓒ 水位（各地点の水位の時間変化）

ⓓ 流水の三次元性（上層と下層の流速分布の縦横断変化）および舟だまり，湖沼等による流水の挙動

ⓔ 河口における海水の密度

などの基礎的な水理条件が与えられた場合に，

ⓐ 淡塩水の混合状況と混合形態

ⓑ 濃度分布（鉛直，縦断および横断変化）と境界面の位置

ⓒ 最上遡上距離（塩素イオン濃度でたとえば200 p.p.m となる地点）

ⓓ 任意の地点における塩素イオン濃度の出現頻度

などを，

ⓐ 大潮，中潮および小潮などの月令変化

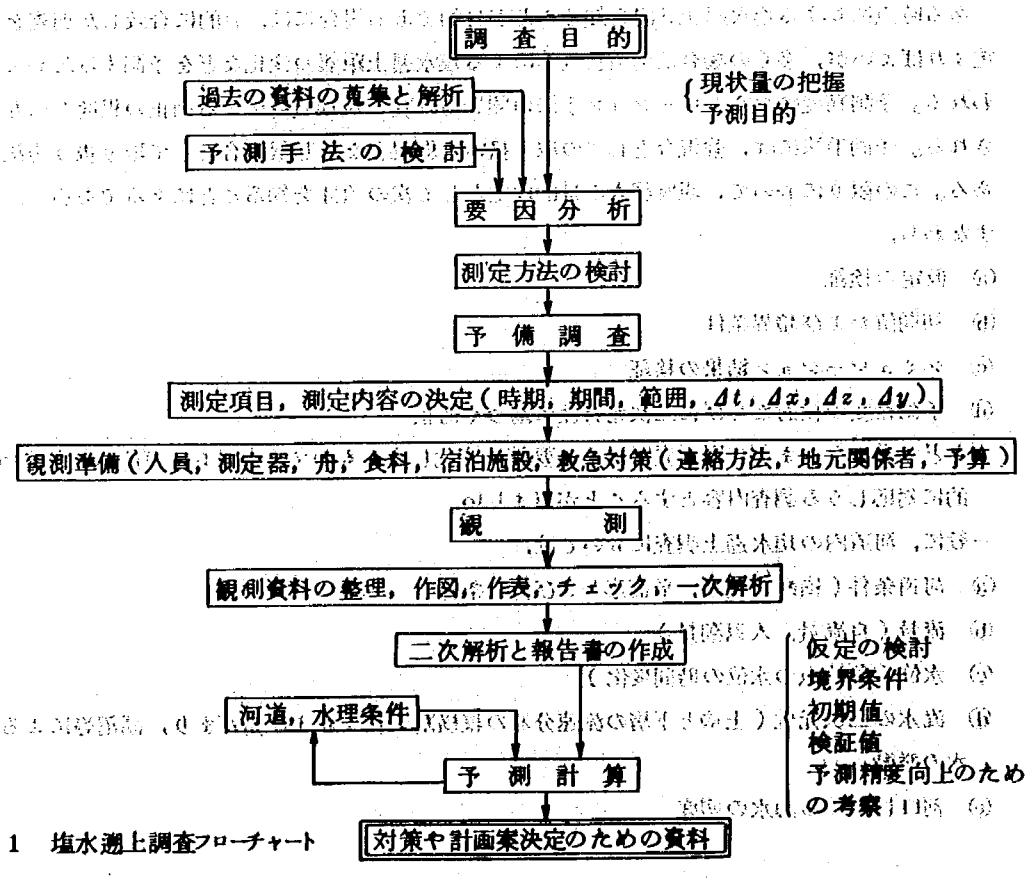
ⓑ 一潮汐変化

ⓑ 履歴現象の分離

の条件を考慮して調査することになる。この場合，風によって混合状況が変化し，海からの波によって河口条件が変化するので留意する必要がある。また流量変化に対しては，安定流量時の調査，洪水終了直後からの調査および場合によって洪水中のフラッシュ調査などが当面意義を有することになるであろう。

(3) 塩水遡上調査計画

現地調査計画は，調査目的にかなった全体のシステムの中での位置づけが明確になされたうえで検討される。図－1は全体のフローチャートの一例を示したものであり，各項目の具体的内容は個々の問題ごとに定められる。



図－1　塩水遡上調査フローチャート

一般に，調査に先だって蒐集すべき資料は次のようである。

ⓐ 河道の縦横断形状（200mないし250m間隔，感潮域）

ⓑ 平面形状（距離ぐい位置が明確に判明する大きさ）

ⓒ 河口部断面形詳細図

ⓓ 海部深浅測量図

ⓔ みお筋経年変化図

ⓕ 平均河床高経年変化図（低水位下平均河床）

ⓖ 平均低水位経年変化図（量水標地点）

ⓗ 最深河床高経年変化図

ⓘ 砂利採取量

ⓙ 河床材料縦断変化

ⓚ 河口部砂州長図（航空写真など）

ⓛ 汀線変化（経年変化）図

ⓜ 下流河道における河川構造物調査（堰および床固等）

ⓝ 河口処理工調査および河口維持の方法（しゅんせつの有無）

ⓞ 調査予定日付近の潮位時間変化図

ⓟ 調査予定日前1ケ月程度の日～流量曲線（日～水位曲線）

ⓠ 水位～流量曲線（量水標地点，最近のもの）

ⓡ 航空写真による表面流速分布の解析結果があれば参考とする

ⓢ 過去の塩水遡上調査報告書

以上の資料のうち，不可欠な資料は，ⓐ，ⓑ，ⓒ，ⓜ，ⓞ，ⓟ，およびⓠである。ⓢにあげた過去の塩水遡上に関する調査資料がない場合には，大略の遡上距離の特性を予備調査などにより把握しておく必要がある。

つぎに調査期間またはその付近の資料として必要なものは以下のようである。

ⓐ 河口付近の平面および横断測量

ⓑ 流観により水位～流量曲線のチェック，および仮水位標のよみとの相関関係の把握

ⓒ 検潮所潮位記録

ⓓ 風向，風速記録

ⓔ 波高，周期，波向記録

ⓕ 河口付近仮ベンチ標高のチェック

これらの資料のうち，特に河口部幾何学形状は変化が激しいので必ず実測することが必要である。また河口付近は，地盤沈下量が意外に大きい所が多いので留意が必要である。以上の予備または補足調査資料の蒐集，実測およびその検討は非常に重要なものであり，これにより本調査結果が左右されると言っても過言ではない。本調査における測定項目は次のようであり，通常の実測には波の影響の少ない日を選ぶとよい。

ⓐ 塩素イオン濃度分布と水温分布および調査地点水深

ⓑ 流向，流速分布および調査地点の水深

ⓒ 水位（潮位，仮量水標および量水標地点）の時間変化

ⓓ 風向，風速，しおめ等，その他の関連現像

なお，これらの測定の時間間隔および距離間隔は，連続現像の連続性が明確に表現できるように定める。測定精度がよくない場合にはその間隔を細かくする。時間間隔は測定に要する時間にもよるが，おおよそ3時間程度にとるのが普通である。このほか一，二の定点において，連続測定値が得られることが望まれる。

横断方向の測点数は，あらかじめ予備調査により横断特性を把握し代表地点を選定し一点のみに限定でできれば最良である。ただし，河口付近から海部にかけての一帯，大きなわん曲部，死水域（貯留部），取水口付近，および分，合流点付近は横断変化が大きいので留意する必要がある。また，みお筋の発達している河道では，海水がみお筋にそって遡上する特性があるので，とくに瀬の部分で一見塩素イオン濃度が極端に低下する場合でも，その上流において再び高濃度の塩水が出現することがある。したがって，くさび先端付近では横断方向の塩水追跡調査が必要である。縦断方向の測定点は全長にわたって等間隔とする必要はない。大きな変化がみられるのは河口付近，先端部付近，断面急縮急拡部，およびその他特殊な条件を有する部分である。したがって，そのような区間を詳しく調査しておけばよい。河口から海部にかけての一帯は混合が激しく，横断変化も大きい場所であるが，境界条件を与える必要から，特に詳細な調査を必要とする。鉛直線上の測定点も等間隔とする必要はない。通常の河川においては，濃度および流速の変化が小さい部分では1 m程度の間隔とすることができる。しかし二層流の場合に，境界面付近では２５cm程度の間隔とすることが望まれ，流速測定では少なくとも下層における流速ゼロとなる点はおさえておくことが望まれる。過去の実測例ではこの点で間隔が大き過ぎる例がみられる。

測定期間はほぼ一定流量となる時期を選び，月令変化を把握できるように計画する。過去の実測資料では大潮時のみの実測が多いようであるが，最長遡上距離を知る目的の場合には，むしろ上・下弦（小潮時）直後が重要である。もし実測回数に制限のある場合には，このような特性を考慮して計画をたてる必要がある。これに対して潮位変動の小さい日本海側の河川では月令の影響をほとんど考慮する必要はないようである。１回の測定では１潮汐を包含するように２４時間観測が望まれる。

なお塩水の遡上調査は，通常の測量業務とは異なった面もあり，研究的な眼で現象をみつめる必要もある。実際の観測には，測定員の技術判断を要する点も多く，事前の研修を不可欠とする。また観測値に現われない三次現象や，測定の距離的および時間的間隔でもれてしまい，把握できない重要な現象もある。風と波の影響も観測値の精度に現われる。したがって，調査責任者は観測期間中，現場をくまなく観察しまた観測員との連絡を十分にして適切な指示を与えられる体制をととのえておくことが重要であろう。

3. 河道掘削による波浪の侵入

(1) 波浪の侵入

河口に存在する河口砂州や河口前面のBarは，河道内への波浪の侵入を防いでいる。もしこの河口砂州を取り除き，河口水深を深くすると，波は河口で砕波することなしに河道内へ侵入し，護岸，堤防などの河川構造物に被害を与えることになる。河道内で波がどのように変形し，波高がどのくらいになるかは，海浜形状，河道形状，河川流量，河川構造物，密度流等の影響を受けて複雑に変化し，それらをすべて見積ることは不可能で，現状では一部の効果を無視した把握しかできない。密度流の効果を考えない場合は，無歪の模型によりいちばんよい答を得ることができる。

これまでの模型実験結果によると，河道内への侵入波として砕波ぎりぎりの波がいちばん危険な波と考えて良いようで，これより大きい波は沖で砕波し，河道内侵入波高は砕波ぎりぎりの波より小さい。波の侵入高を把握する場合の水位は，高潮時には波浪が大きいから，計画高潮位とし，計画波浪としては，一般に観測波浪の1／3有義波の最大値を取ればよいが，河道内への波の侵入高評価のためには，河口で砕波しないで侵入する最大波を取っておけば十分な場合が多い。

(2) 波浪の侵入を検討するための現地調査

外洋より来襲する沖波は，河口部に接近して，河道内に侵入する過程において種々の変形が行われる。変形の内容は，波高，波長，進行速度および波向などであって，周期の変化はあまり複雑でない場合で，かつ波浪の局部的現象でなく，全般的な傾向を把えるという面にとどめれば，これまでの実験結果より各要素の波の変形についてこれらを合成して河道内の波の変形を計算にて求めることが可能である。この河道内波浪侵入の計算法については，河口処理対策指針（案）[2]や文献[3]に述べられている。その方法は，卓越する波高（周期），入射方向を想定し，河口部に到達する波浪を推算して，河道内波浪侵入計算により，河道内進入波高，波の堤防への打上げ高を推定する。したがって波浪侵入を検討するために必要な現地調査と資料は，気象，海象特性と地形特性などである。これらのものは，

ⓐ 河道の縦横断および平面形状

ⓑ 河口部断面形詳細図

ⓒ 河川構造物調査

ⓓ 海部深浅測量図

ⓔ 河口部の波浪条件（とくに異常風浪時の卓越波高，波向，周期）

ⓕ 風速，風向特性（とくに異常気象時の風向，風速）

ⓖ 潮位（平均潮位，朔望平均干満潮位，気象偏差）

等である。ただしこれらの調査項目は，最小限必要なものであり，河口処理の目的に対応しうる広い調査内容とすることが望ましいことは言うまでもない。また計画波を決めるためには，実測値をもとにするのが最もよい方法であるが，実測値が少ない場合，風の資料を用いて計算されることが多い。

〔参考文献〕

1) 山本晃一：河口導流堤に関する一試論，土木技術資料17−1（1975）

2) 河口処理対策指針（案）：建設省河川局治水課，土木研究所河川部（1975）

3) 須賀堯三，松村圭二：河道内遡上波浪の推定法，土木技術資料16−6（1974）

（河川研究室）

河−9 ダムの濁水長期化の調査について

（質　問）

ダム濁水放流問題の主要な要素の一つである濁質の性格として粒度構成鉱物的性質（粘土鉱物，火山灰等比重，結晶の形状大きさ）帯電性（ゼータ電位，洪水時の河川水のpH，導電率もかかわるとされる）等と実際の濁水中における濁質の挙動沈降拡散との関連性について概念的な把握整理がなされているか，濁質に係るこのような調査の項目と方法（例えば粒度構成分析はコールターカウンターでは肝心な5ミクロン程度以下の粒子が抱えられない。又試料を運搬するとき現地と同様の分散状態の保持）と結果の利用のしかたを御教示いただきたい。

（九州技術事務所）

（回　答）

近年，貯水池計画及び管理上，ダム貯水池における濁水長期化問題が顕在化しており，国土開発技術研究センターに「ダム貯水池に関する水質調査委員会」が設置され，全国的に広汎な調査が実施されている。[1] 同委員会では，これまでの調査成果をもとに今後の調査として水質監視を目的とした定常調査，及び冷濁水・富栄養化の機構を解明するための詳細調査・特殊調査に分けて調査要領を検討している。濁水の詳細調査の内容は濁水解析（シミュレーション）を前提としたものであり，洪水時の濁水観測及び濁質試料分析が重要となる。

ダム濁水長期化現象の要因は，次の2つが支配的と考えられている。[2]

(1) 流入水の貯水池内での滞溜機構

(2) 常時あるいは洪水時における河川水の懸濁物質の性状

(1)に関しては，流入水の滞留時間の長い成層型貯水池に見られる密度流現象が密接な関係を有し，洪水などによって貯水池に流入し，貯水池内に懸濁された微細粒子は層状の流れによって沈降が阻害され，洪水規模に応じた濁水長期化現象を呈する。

このような現象把握のための調査としては，次のような水理・水文・気象調査が実施されている。

イ．貯水池流入量，流入水温，流入濁度の観測

ロ．貯水池内水温分布，濁度分布の観測

ハ．貯水池放流水温，放流濁度の観測

ニ．ダム地点での気温・日射量・湿度・風速・雲量等の気象観測

また，ダム濁水現象の解析法としては，電力中央研究所で開発した鉛直1次元モデル，あるいは京

大の２次元モデル等がある。これらのモデルでは，貯水池内を分割し，マクロ的かつ経験的な知見に基づいて，水温熱収支，水量収支，及び濁質収支から貯水池内水温及び濁度を予測するものである。表－１は，鉛直１次元モデルの入力及び基礎条件の例を示したものである。ここで濁質に関わる入力としては，流入濁度式，沈降速度，渦動拡散係数の３つが挙げられる。

表－１　１次元モデルの主要基礎条件

項　目	項　目
1. 計算対象流況 S51. 3. 1～S52. 2. 28 2. 貯水池形状 ・計算層厚　2.0 m ・各層の平面積及び湛水長は図面計測 3. 気　象 ・気温，日射量，湿度，風速，雲量 ・ダムにおける観測値および高知気象台の資料で，毎日の平均値又は，日間積算値 4. ダム流入量 ・吉野川本川流量 支川大北川，瀬戸川流量，汗見川取水量 ・平水時は日平均値，洪水時は２時間毎の値 5. ダム放流量 ・クレスト越流量（敷高EL325） 発電取水量（表層取水時は水面下－４m，中層取水時は敷高EL285から取水） 利水放水管放流（管中心EL262） ・平水時は日平均値，洪水時は２時間毎の値 6. 洪水流入期間 ・S51. 4. 13～17（Qp＝　571 m^3/s） ・S51. 7. 23～28（Qp＝2,087 m^3/s） ・S51. 9.　8～16（Qp＝4,760 m^3/s）	7. 流入水温 ・本川，支川ごと実測を用い，欠測値は補間推定 8. 流入濁度 ・実測値および試算をもとに下式の係数を本川，支川ごとに推定 $C = k \cdot Q^{\alpha}$ （本川　$k = 0.25$，$\alpha = 1.05$ 支川　$k = 1.0$，$\alpha = 1.05$） 9. 河川流入部水理定数 ・流入河川形状は実測値 ・マニングのn値，　$n = 0.035$ 内部フルード数，　$F = 0.25$ 表層よりの連行係数，　0.5 10. その他の条件 ・粒子沈降速度：ストークスの式を用い平均粒径(d)および比重(ρ)は実測値および試算をもとに $d = 3\ \mu$，$\rho = 2.65$ととする。 ・水面反射係数，　$ar = 0.03$ ・水面吸収率，　$\beta = 0.502$ ・日射の水中減衰係数，　$\eta = 0.676$ ・渦動拡散係数，　$D = 0$

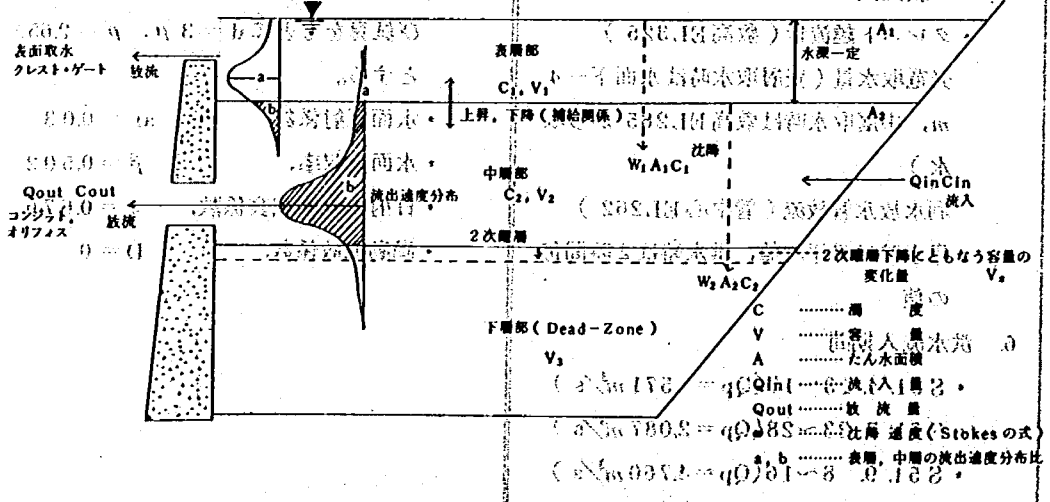
流入濁度は，流量と相関が高く，流量及び濁度を両対数紙にプロットして濁度を流量の回帰式として推定することが多い。この推定式は，濁水解析において最も重要な要素の1つであるので，特に洪水時観測データを中心として数多く収集する必要がある。全国的あるいは地域的に流量濁度関係式の係数がどの位になるかを整理した事例はないが，これまでの解析では概ね濁度と流量は比例関係にあるとしていることが多い。

沈降速度は，従来の調査に依れば濁水の原因となる粘土鉱物の粒径は数μ以下であり，その静水中の沈降速度は1 m／日の程度である。濁水解析においては，貯水池内濁質の粒度分布から代表的粒径を求め，これからストークスの式を用いて沈降速度を求めている。このときの沈降速度は時間的・空間的に一定としていることが多いが，貯水池内濁度分布の観測値は必ずしも一定速度の沈降状況を示していない。このことは，貯水池内流れの乱れによる沈降の阻害，理化学的特性に基づく沈降の阻害等多くの要因が考えられるがその機構を解明するには至っていない。

このような沈降速度が一定という仮定に対して，流入濁質における粒度変動を導入し，時間ごとの流入濁質の沈降速度を一定速度／微粒子率として表現し貯水池表面濁度の予測結果を改善した事例がある。[3] ここで，微粒子率とは，採水した試料を濁度測定後混合して24時間静置し，再び試料表面水の濁度を測定して静置前の濁度で除した値である。すなわち，全濁質中での24時間静置しても沈降しない程度に微細な粒子の割合を表わすものとしている。

当研究室において鉛直1次元モデルを簡易化した3層（表層，中間層，底層）モデルによる解析では，沈降速度を時間的に段階的に変えることにより予測精度を向上させた。モデルを図－1に，結果を図－2に示すが濁度が100ppm以下で沈降速度をストークス式から求めるときの代表粒径を便宜的に7／10にしている。

このように濁質の沈降速度は，貯水池内での濁質の質的変化を総括的に表わすものであり，今後，時間的・空間的な沈降速度の変化状況について，貯水池内濁度の観測及び採水試料の沈降試験に基



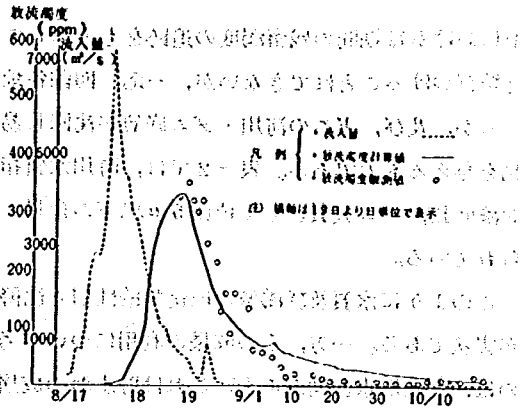
図－1 モデルの概念図

づいて十分な調査を行なっていく必要がある。

拡散係数に関しては，貯水池内流れの乱れに基づくものであり，流れあるいは沈降に基づく濁度の時間的変化と拡散による時間的変化を分離することが困難なため，濁度分布の観測値からこれを求めることは困難である。

次に河川水の懸濁物質の性状に関してであるが，これは河川水の水質との相互作用により，濁質の分散凝集に対する要因として関係しているといわれている。貯水池中に分散したコロイド粒子の挙動には表面の活性が重要となり，コロイド粒子の分散・凝集状態が粒子の沈降挙動を大きく支配する。

濁質の沈降挙動について，自然沈降試験により，四国の河川及びダム貯水池から採取した河川水及び底質粒子についての沈降特性を3段階に整理したものが表－2である。これらの評価は，静水



図－2　洪水における検証計算結果

表－2　四国各地の河川水・ダム底質の沈降特性についての評価とその評価指標

河川名 ＼ 項目		河川水 評価	河川水 指標とその数値 EC(μ mho)	河川水 指標とその数値 Ca+Mg／Na+K	ダム底質 評価	ダム底質 指標 <5μ含量(%)	底質微細粒子 評価	底質微細粒子 指標 粘土の風化程度
吉野川水系	穴吹川	Ⅰ	310	3.58				
	池田ダム	Ⅱ	103	1.58				
	早明浦ダム	Ⅲ	80	1.63	Ⅱ	26	Ⅰ	小
	大橋ダム	Ⅲ	58	1.27	Ⅲ	65	Ⅱ	小
	穴内ダム	Ⅲ	76	1.35	Ⅰ	9	Ⅰ	小
那賀川水系	長安口ダム	Ⅰ	151	1.99	Ⅱ	49	Ⅲ	大
	小見野々ダム	Ⅰ	160	2.75	Ⅱ	34	Ⅲ	大
	坂州木頭川	Ⅰ	210	3.23				
住淀川水系	大渡ダム	Ⅰ	177	2.61				
渡川水系	津賀ダム	Ⅱ	152	1.81	Ⅱ	28	Ⅲ	中
	(窪川川北川)	Ⅱ	173	2.05				
肱川水系	鹿野川ダム	Ⅱ	200	1.66	Ⅰ	22	Ⅱ	中
	野村ダム	Ⅱ	310	1.72				
重信川水系	石手川ダム	Ⅲ	250	1.73			Ⅲ	中
奈半利川水系	魚梁瀬ダム	Ⅲ	96	0.67	Ⅲ	79	Ⅰ	中

中における短期間の残留濁度の追跡をもとにして得られた結果であり，直ちにダム濁水長期化現象と結びつけることはできないが，一応，四国各地での河川水がどの程度に微細粒子を沈降させやすいのか，及び，どこの河川・ダム底質が沈降し易いのか，または沈降し難いのかについて基礎的知見を与えるものである。表－２では，河川水質指標として電気伝導度，Ca＋MgとNa＋Kのイオン濃度比，ダム底質として粒径５μ以下の含量，底質微細粒子の指標として粘土の風化程度が挙げられている。

このように水質及び濁質の理化学的性質と沈降特性との関係については，まだ不明な点が多いのが実状である。一方，その成果の利用について考えてみると，濁水対策として現在考えられているのは，選択取水設備があり，これは貯水池の成層特性を利用して放流水の濁度低減を計る方法である。選択取水の検討には，前述したように沈降速度の空間的・時間的変化に関する知見を得る必要があり，これは貯水池内濁度分布の観測及び採水試料の沈降試験により評価できるものと考えられる。従って，この場合には水質及び濁質の理化学的性質は必らずしもわからなくともよいと言える。しかしながら，このような濁質分析調査は沈降性阻害要因を知ることにより濁水長期化現象を解明し，１つは将来それらの要因を除外するための理化学的方法を検討する際の基礎資料となるものと考えられる。また，もう１つは今後建設されるダムにおいて濁水長期化問題が発生するかどうかを判定するための評価指標に関する知見を与えてくれるものと考えられる。

参考文献

1) 河川局開発課，ダム貯水池（湖）の水質に関する調査，５３年２月

2) 安芸周一，貯水池濁水現象，土木学会水工学シリーズ７５－Ａ－１

3) 水資源開発公団，ダム濁水対策のための水質解析調査報告書，昭和５３年３月

4) 中村，足立，濁水化貯水池における濁質粒度の変動，土木学会論文報告集第２７９号，1978. 11

5) 四国地建，昭和５３年度ダム濁水調査業務報告書

6) 昭和５３年度河川総合開発事業調査費報告，貯水池の濁水に関する調査，建設省土木研究所，昭和５４年６月（水資源開発研究室）

河一10　遠賀川河口堰の塩水侵入機構及び堰貯水池の塩分排除方法について

（質　問）

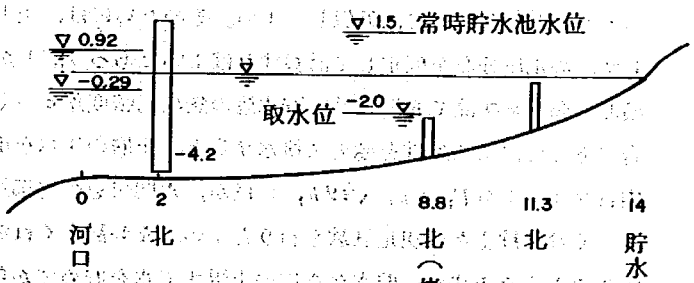
遠賀川河口堰は昭和54年10月より試験湛水開始，昭和56年4月より本湛水の予定であるが，一年余りの湛水期間中に堰貯水池内の塩水を排除する必要に迫られており，効果的な淡水化制御方式を策定するに当たって意見を伺いたい。

また，ゲート開放時の塩水侵入機構についてもあらかじめ明らかにしておく必要があるため，調査・検討方針について意見を伺いたい。

（遠賀川工事々務所）

（回　答）

遠賀川河口堰上流部（貯水池）における淡水化過程について考察する。遠賀川下流部の縦断形はおおよそ図－1のようである。堰の建設に伴う直接のしゅんせつは終了したが，河川河床形状とするためのしゅんせつは残されている。8.8 km地点に存在する堰は撤去の予定であるが，11.3km地点に存在する堰は残されるという。貯水池上流端は，計画では14 km地点ということであるから，このあたりの計画河床高がT.P.0 m程度となっているはずである。朔望満干水位は，それぞれT.P.0.92と－0.29 mで，潮位差は1.31 mである。流量は渇水流量が2～3 m³/s，低水流量が10 m³/s程度であり比較的小さい。反面，河口堰地点の低水路幅は413 mと，かなり広い。入退潮流量に占める河川自流量の割合は大きくない。したがって，遠賀川下流部における海水の侵入の状況は，河口堰の水門を全開とするとき，通常弱混合状態であり，朔望を中心とする数日間に緩混合状態になると考えられる。海水の侵入長が最大となるのは，流量が平水～低水程度以下である限り，成層度が最もよくなる日の直後の上・下弦後2～3日のときである。そして，河床高がT.P.0 mより若干低い12～13km あたりまで遡上するが，8.8kmおよび11.3km 地点に存在する堰の高さにより，これより遡上距離が若干短かくなるはずである。



図－1　遠賀川下流部縦断模式図

さて，問題はこのような状況にある遠賀川下流部の2km地点に建設された河口堰の水門操作により，昭和54年10月から昭和56年4月迄の間に貯水池を淡水化するとのことである。河口堰の水門は洪水流量が1,000 m³/s以上のとき全開となるが，この期間にこの程度の出水があれば問題はない。この洪水の発生する超過確率は½程度という。流量はもう少し小さくても，ある程度の洪水が発生すれば，おそらく問題はないであろう。したがって，過去の資料に基づく流量の生起に関する流況

の調査結果により判断すべきである。

つぎに，この資料から淡水化にとって最悪となる流量の条件を求めることが必要であり，この場合の淡水化現象について考察しなければならない。貯水池では成層していると考えられる。下層では，ほぼ均一の濃度となるであろう。出水時以外に下層濃度が変化する原因は，ゲート部における漏水，魚道からの海水の侵入，舟の出入りがあれば閘門操作に伴う海水の侵入，河床からの湧水の効果，および風による混合の効果などである。また，冬期の表流水の水温が小さくなるときに，じゅんかん流が生じ，その影響で下層濃度が小さくなることもある。このような要因の影響は遠賀川の場合，あまり顕著ではないと思われるが，試験期間中は，たとえば週1回程度の実測を行うことが望まれる。

水門操作による海水排除には2通りの方法がある。ひとつはダブルゲートを用いて底から水をぬく方法であり，他は表流水をぬく方法である。ダブルゲートを操作できるのは，堰上下流の水位差が十分にあって逆流が生じないことが必要である。この条件は，水路の底における水圧が上流の方が大きいということで，近似してよい。そのためには，上下流における鉛直面上の密度分布を測定して，静水圧分布を仮定して計算すればよいであろう。しかし，このようにして貯水池の下層の高濃度の海水を排除できるのは，貯水池の無次元密度差 $\varepsilon=(\rho_2-\rho_1)/\rho_2$ が大きく，流量が小さい場合であって，ある条件を越えて排水すると，上層の淡水を出してしまうことになる。この条件は，内部フルード数 $F_1=u_1/\sqrt{\varepsilon g h_1}$ のほか，水門付近の局部的な形状の影響があり若干微妙である。詳しくは実験または現地試験を行うとよい。なお詳しくは参考資料を参照されたい。

このような方法は，貯水池水位の上限まで水を貯めてから，短時間にその限度までの水を排水するというように，間欠的な水門操作を行えばよいが，他方，上層水を排除する方法により淡水化を促進しえれば好ましいことである。このとき，排除される上層に下層の海水が混入する機構は，連行現象，風浪による混合，および塩水くさび上流端における先端渦による混合である。安全側をとれば連行現象のみを考慮すればよいであろう。流れは貯水池の上流端付近，および下流端付近を除いて一次元流を仮定してよい。また，近似的には全体を一次元流としてもよい。下層から上層への混入速度 V_m は[1]

$$V_m=2\times10^{-3}F_1^3u_1 \qquad (1)$$

として，内部境界面の面積を考慮し，また内部境界面は水平と仮定して，時間間隔毎に界面位置を低下させることで計算を実施すればよい。なお，実際は界面は水平でなく，F_1 も縦断的に変化しているので，このような水理量の縦断変化を考慮した一次元二層流の非定常的な取扱を行えば精度は向上する。この計算法については必要に応じ，(文献2)～5)を参照していただきたい。なお，試験湛水開始後，貯水池内の混合状況および界面形状等について実測を行って，計算の仮定状況や適合度などについて調べておくと，予測精度を高めることができる。

ところが，遠賀川における実際の淡水化過程を考えると，2つの堰上流にたまっている海水，河床の局所的なくぼみにたまっている海水，底泥より湧出する塩水および堰付近からの漏水などによって侵入する海水などがあって，単純な計算でうまくシミュレートできるとは考えにくい。現地の状況をよく勘案して判断を下すべきである。したがって，十分余裕のある計画とする必要があると

考えられる。この際に供用開始まぎわにおいて，淡水化が十分に促進されていないときには，下層の海水のみをポンプ排水する方法についても検討しておくことが望まれる。

最後に，ゲート開放時の塩水侵入機構としては，2つの事項を考えなければならない。一つはゲート付近の局所的な現象であり，他はそれより上流における段波ないしは塩水くさびの非定常性である。前者については，試験湛水を行う初期の段階において，ゲート操作を行い，現地試験を行うとよい。試験方法の詳細については別途報告したいと思う。また，ゲートより侵入する海水の一次元的な運動については，数値計算により推定することも可能である。文献2)～5)を参照していただきたいと思う。以上は平水時のゲート操作に伴う海水の侵入の問題である。試験湛水中に必要があって，ゲートを操作するときにのみ事前に検討しておけばよい。

本湛水開始後に主ゲートを開放するのは洪水時で流量が270m^3/s以上のときである。この場合にゲートより海水が侵入しない条件は，堰位置の水深が限界水深より小さいということである。そこで，無次元密度差$\epsilon=(\rho_2-\rho_1)/\rho_2=0.025$，$h_1=4.2m$，および$B=50m$とすると，一門あたりの限界流量$Qc$は

$$Qc=\sqrt{\epsilon g h_1^3 \cdot B^2}=\sqrt{0.025\times 9.8\times 4.2^3\times 50^2}=213m^3/s$$

となる。したがって，流量が270m^3/s以上となったとき，ただちに主ゲートを全開すれば海水は侵入する可能性があるが，ダブルゲート等の調節ゲートを閉めながら，主ゲートを開放すれば海水は侵入しないことになる。計算の仮定に若干の問題はあるが，いずれにせよ，一門あたりの流量が213m^3/s以上となるように水門を操作しないと海水は侵入する可能性がある。しかし，ゲート開放後，時間の経過とともに，堰下流部の海水濃度は減少するので，それに応じて限界流量は減少する。このような現象の定量評価は，密度流現象を平面的に2次元の不定流現象として取扱い，数値計算を行うほか，現地観測を行って予測精度をあげることが必要である。

ところで，洪水が1,000m^3/sとなると全ゲートを開放するということである。このときは河口出口の直下流において，おそらく導流堤の先端部において，内部ジャンプが発生する。このような場合には，潮位変動の影響を無視することが可能であり，定常流としての塩水くさびの計算をすれば，海水の侵入状況を把握することができる。

〔参考資料〕水門の潜り流出による塩水排除

河口堰による堰上流貯水池の塩分排除方法としては，水門を閉じ，上流側の水位を高め，または退潮時水門を適当な開度で開け，潜り流出の状態で下層の塩水をフラッシュし，上流貯水池の塩分量を制御することが考えられる。水門により下層塩水のみを排除（または下層取水）する限界については，Harleman，GoochとIppenの研究[6]がある。

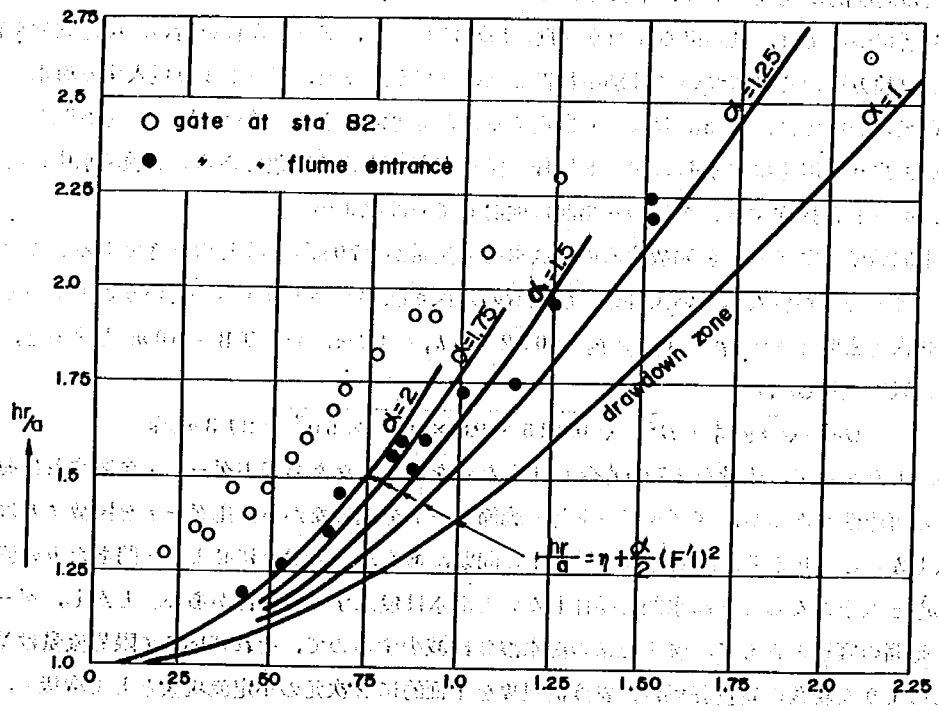
Harleman等は，下層流体について貯水池内と水門流出に（リップ先端）とでエネルギー方程式を適用し，

$$\frac{h_r}{a}=\eta+\frac{\alpha}{2}(F_i')^2,\quad \eta=1-\frac{\Delta h_m}{\epsilon a} \qquad \cdots\cdots(2)$$

を得ている。ここにa：水門開度，h_r：貯水池内の水門敷高から境界面までの高さ，$\epsilon=\rho_2-\rho_1/\rho_2$，$\rho_1$，$\rho_2$：上下層の密度，$\alpha$：流速分布補正係数，$F_i'=(u_a)_i/\sqrt{\epsilon g a}$，$(u_a)_i$：下層水の

みの限界流出平均速度，Δh_m：流出口の流線の曲率による圧力減少値である。

これよりηの曲線を実験的に求め，h_r/aとF_i'との関係を(2)式にもとづいて種々の値に対して求めて実験値とともに示したのが図－2である。実験の結果では，F_i'の小さいときには，$\alpha=2$，



図－2　水門取水の特性曲線（h_r/a）と（F_i'）との関係

大きいときには$\alpha=1.1$となり，さらに損失水頭が無視できない場合には，これらの曲線群は上の方へシフトする傾向となる。しかし，現地観測データーがないので，今のところ明らかでないが，乱流の流れである現地の条件では，$\alpha=1.1$という値が合理的であろうと考えられている。これより水門開度a，およびε，h_rが与えられれば，図－2より下層水のみの排除限界の流速，流量が得られる。なお，これは限界条件のみである点に注意する必要がある。

いっぽう山口・高橋[7]は，同様に$F_i''=u_a/\sqrt{\varepsilon g a}$について，$\alpha$の影響は無視できるとして，淡塩排出比$Q_s/Q$に関して実験を行い，図－3の結果を得ている（ただし，$F_i''>2$の範囲）。ここにQ_s：塩水流量，Q：全流量である。Q_s/Qは，H_2/aにも影響されるが，影響のない範囲$H_2/a>9$に対しての結果である。ここにH_2：水門下流側水深，図－3より堰地点の全流量Qおよび開度a，ε，h_rがわかれば，淡塩排出比Q_s/Qを求めることができる。以上は，上流貯水池内が二層化している場合であり，貯水池水深が浅い場合は，風等によって混合され，層化されない場合等の問題もある。しかし，この扱いについては，実験的にも理論的にもまだ確立されていない。

なお，水門からのもぐり流出速度は

$$u_a=\beta\sqrt{2g\{(h_r+(1-\varepsilon)h_1-H_2\}} \qquad (3)$$

であり，流出係数ρは実験または原則によって定める。おおよそ$\beta=0.6$程度であると思われる。

（参考文献）

1）須賀・高橋：淡塩二層流の連行係数，土木学会年次講演会，1976.

2）須賀堯三：一次元二層不定流の数値計算，土木学会海岸工学講演会論文集，1977.

3）須賀堯三：一次元二層不定流の数値計算（その２），土木学会年次講演会，1978.

4）須賀堯三：一次元二層不定流の数値計算（その３），土木学会海岸工学講演会論文集，1979.

5）須賀・高橋：内部抵抗係数に関する再考，土木学会海岸工学講演会論文集，1979.

6）Harleman, D.R.F., R.S.Gooch, and A.T.Ippen：Submerged Sluice Control of Stratified Flow, Proc. ASCE, Vol 84, no, HY2, pt.1, April, 1958.

7）山口・高橋：利根川河口堰塩水遡上に関する模型実験報告書：土木研究所資料第544号，昭和44年3月

（河川研究室）

河－11　水産資源保護と河道計画との関係について

（質　問）

① 工事に伴なう事項

河川の低水部施工については，濁水が鮎の生育に影響することからして，現在２～３重仮締切し，濁水をろ過排水して対応しているが，仮締切盛土及び撤去の時点でトラブルを生じる例がある。他に工法があれば，ご指導いただきたい。

② 計画断面に関する事項

高水流量の流過能力増大をはかるために現河床を掘りさげる計画がとられているが，瀬や深みがなくなり，魚族に適した低水路がなくなる。鮎の生活条件と思われる断面，縦断，水深，生物等をとらえた施設をご指導いただきたい。

③ 河口維持方法に関する事項

鮎の遡上と河口開口状況は非常に関係が深いとされており，開口維持の方法と併せて遡上に最適な断面維持についてご指導いただきたい。

（延岡工事々務所）

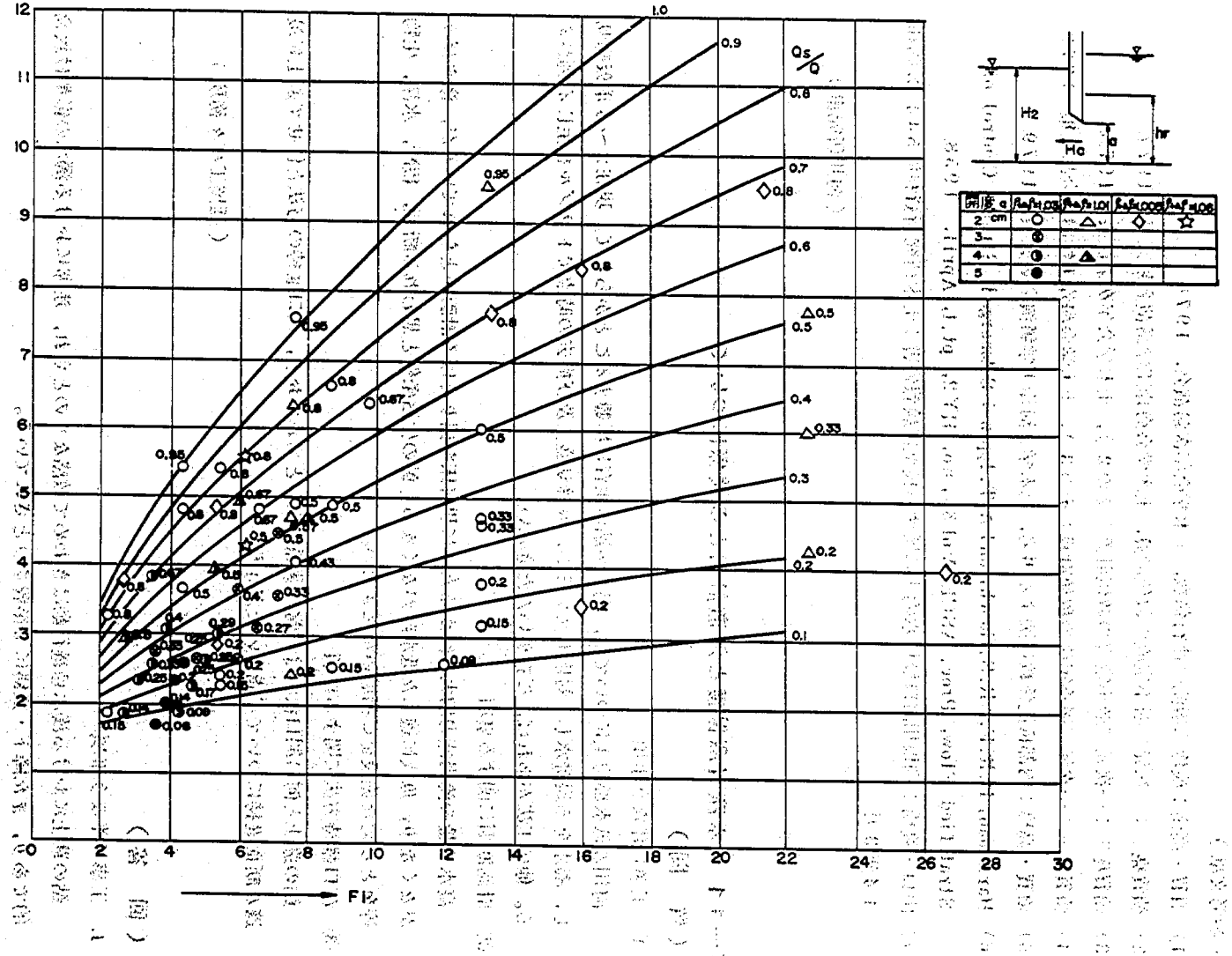
（回　答）

1. 工事に伴なう事項

鮎の遡上における濁水忌避行動はきわめて敏感なものとされ，産卵における濁水の影響は致命的であり，また降下・摂餌にも影響ありとされている。

本質問は，河川低水部での種々の工事に伴ない発生する濁水の流出を抑える現在の対応策－仮締切盛土－にまだ問題があり，新工法はないかとの問題提起である。

現在の対応策では，盛土の際，および同盛土撤去の際の土砂流失がトラブルとなっており，工



図－3　$hr/a \sim F_i'$

事中は2～3重仮締切による沪過効果のため問題はないと判断されている。

この手法でのトラブル発生原因は，盛土自体の土砂流失とともに，沈積した沪過池内の土砂の流失が加わるものと考えられる。トラブルの直接的解決としては，盛土自体からの土砂の流失の起こりにくい袋詰構造（サンドバッグ，サンドマット，土のう）とすることによって一部改善を図れよう。沪過池内の沈積土砂については，周辺の盛土撤去以前に除却するなど，キメの細かい方策に頼る以外に方法はなさそうである。

常時水深が小さく，また平水流量の小規模のところでは通常，瀬替えによる方法がよく行われている。

常時水深の比較的大きい場所では，矢板仮締切やオイルフェンス方式などが考えられる。大規模な濁水発生工事では矢板等による方式が定着しているが，当該工事規模での経済性が問題であろう。オイルフェンス方式ではその一部のタイプについて試験的に河道内工事で実施された例があるが，沈降速度の大きい成分が垂れたフェンス網の下部から流失したことがあったとされている。

このように，工事規模，濁水対策経費，補償金額等を総合的に勘案して，濁水対策を実施するのが望ましいが鮎の生態，とくに産卵期・産卵場所への濁水の影響を回避できるような工事時期の選択がとくに重要である。

2．計画断面に関する事項

鮎はその一生において，清浄な河川のもろもろの場所の種々の流況を必要とする。その生態は詳しく調査研究されており，産卵・降下・海域での生態・仔アユの河口での滞留・ソ上・生長・生息などの各時点で必要とする流況・水質・底質などが次第に明らかにされつつある。

流過能力不足を解消するための河床掘削工事は，河道の現状を一部，あるいは大きく改変する可能性があるばかりでなく，比較的長期間を要するものであるから，工事の影響が下流河川全体に長期にわたる恐れがある。こうした意味で，工事手法や現状の流況確保などについて綿密な計画をたてておくことが重要であろう。

本質問は，鮎の生活条件を確保するための掘削後断面形状の指針に因するものである。

指針を得るためには，当該河川での鮎の生息状況（河川ごとに違いが見られる）を調査し，把握したのちに，掘削河道区間の鮎の一生における役割を調べあげることが重要であろう。掘削区間によっては非常に細かい配慮が必要な場合もあろうし，あるいは工事時期さえ配慮すればあまり問題とならない場合もあろう。

工事そのものは調査結果と掘削区間の役割とにもとづいて，ある程度の瀬や深みが再現できる手法が計画されることになろう。掘削後の出水でも自然に瀬や深みが形成されるものと十分期待してよい。

しかし問題は，河床の状態を旧に復し得ても，工事手法など他が原因となって，従前通りの鮎のソ上が期待できる保障がないことである。また掘削後の出水ののちにはじめて鮎がソ上することも考えられる。こうした意味では鮎が生息可能になるまでの長期的視野も必要である。

最近，魚族の保護に適した各種コンクリートブロックが開発設置されており，そのいくつかの

事例によれば，鮎の漁獲高が増加したと伝えられるものもある。この種のブロック設置が鮎の回帰を必ずしも保障するものではないが，一考の余地ある施設である。

3. 河口維持方法に関する事項

鮎の一生では，仔アユの降海の際の河口通過，翌春先きの河口付近海域への集中，および海水・淡水混合域での生活が，河口の持つ役割とされる。

このうちとくに，海域に形成される淡水の楔が大きいほど，河口付近海域に集中した鮎の走淡水性・水温選択性を刺激して，ソ上量が増加するとされている（呼び水量とソ上量の関係）。走流性と好む流速とがあり，満潮直後の退潮時に日周期をもって河口をソ上するとされている。

海水・淡水混合域での生活は，上流へのソ上の準備段階であり，重要な水域である。また河口部では，両岸や中州の岸辺の浅瀬沿いにソ上するといわれる。

一方自然河口開口部は，波と漂砂，河口流量と供給土砂量などのバランス状況によって季節的変化を繰り返している。自然河口状態ではすでに鮎のソ上の実績があることから，その開口状況を維持することになる。

問題は，洪水流通能力を増加するため各種の河口処理を行わねばならない場合である。ブロック積み等の短い導流堤で，洪水時には砂州のフラッシュを期待する河口処理計画では従前と変わらぬ河口の役割を果たすことになろう。しかし漂砂の移動限界水深まで導流堤を出し，導流堤内水深を維持するような場合は，複雑な淡水海水混合状態にいかなる変化が生じ，鮎のソ上にどのような影響・効果が生ずるかを全体的に把握することはきわめて困難であり，まだ定説はない。類似の河川での鮎のソ上状況についての調査が望まれるところである。

（都市河川研究室）

河－12　ドビュッソン式の適用限界について

（質　問）

ピアーによる堰上げには，ドビュッソンの式が常用されているが，本式の適用・限界についてお聞きしたい。尚，橋梁のピアーと堰上にあるピアーに同一に適用できるものか。

（八代工事々務所）

（回　答）

橋脚による堰上げに関する研究は，古くから多数の人達により行われてきており，その主なものだけでも表－1に示すとおりである。質問に答える前に，これらの概要について，土屋・浦の報文[1]を参照し，D'Aubuisson 式と他の式を比較し，適用範囲を明らかにする。

橋脚が流れから受ける主な抗力[2]は，形状抗力と造波抗力である。形状抗力は水の粘性に起因し，

1）土屋昭彦・浦勝　橋脚のせき上げについて　土木技術資料8－2
2）　〃　〃　橋脚の抗力係数について　土木研究所報告131号（昭和42年4月）

表－1　せき上げ計算式比較表

発表者名	計算式	備考
D' Aubuisson	$\Delta h=\frac{V_1^2}{2g}\cdot\frac{1}{K_D^2}\left\{\left(\frac{B}{W}\right)^2-1\right\}$	
Eytelweine	$\Delta h=\frac{V_1^2}{2g}\left\{\left(\frac{B}{KD\cdot W}\right)^2-\left(\frac{h_3}{h_3+\Delta h}\right)^2\right\}$	D' Aubuisson の修正式
Debauve	$\Delta h=\frac{V_1^2}{2g}\left\{\left(\frac{h_1\cdot B}{K_D\cdot h_3\cdot W}\right)^2-\left(\frac{h_1}{h_3+\Delta h}\right)^2\right\}$	Eytelweine の修正式
Weisbach	$Q=K_W\cdot W\cdot\sqrt{2g}\left(\frac{2}{3}\Delta h^{3/2}+h_3\Delta h^{1/2}\right)$	
Rühlman	$Q=K_{R_1}\cdot W\cdot h_3\cdot\sqrt{2g}\left(\Delta h+\frac{V^2}{2g}\right)+\frac{2}{3}K_{R_2}\cdot W\cdot\sqrt{2g}\left\{\left(\Delta h+\frac{V^2}{2g}\right)^{3/2}-\left(\frac{V^2}{2g}\right)^{3/2}\right\}$	Weisbach の修正式
Merriman	$Q=K_W\cdot\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}B\left(\Delta h+\frac{V^2}{2g}\right)^{2/3}+W\cdot h_2\left(\Delta h+\frac{V^2}{2g}\right)^{1/2}\right\}$	Weisbach の修正式
Nagler	$\Delta h=\frac{1}{2g}\left\{\frac{Q}{K_N\cdot W\left(h_3-\theta\frac{V_3^2}{2g}\right)}\right\}^2-\beta\frac{V^2}{2g}$	$\theta=0.3$, β：αによって定まる定数
Rehboclk	$\Delta h=\left\{K_{Re}-\alpha(K_{Re}-1)\right\}\cdot(0.4+\alpha+9\alpha^3)\alpha(1+2\omega)\frac{V_3^2}{2g}$	K_{Re}：橋脚の形状により定まる定数
土屋，浦	$\frac{\Delta h}{h}=C_D\frac{D}{2B}\cdot F_r^2$	

後流領域内に発生する渦によるものである。後流領域は橋脚両側面からはく離した流線とその間の流れが正常に復する範囲をさし，フルード数（F_r）のほかレイノルズ（R_e）数の影響もある。造波抗力は橋脚が水面に波をつくるために生ずる抵抗である。土木研究所で行った実験結果から，抗力には次のような特性があることが確認されている。①橋脚の抗力はR_e数及びフルード（F_r）数，橋脚巾と水深の比（h_0/D）及び橋脚配置間隔ならびに橋脚端部形状に支配される。②h_0/Dが大きくなると造波抗力は小さくなり，水深が小さくなると造波抗力の占める割合が大きくなる。③全抗力の大きさはF_r数が小さい場合はR_e数に支配され，F_r数が0.6以上になれば増加する。その場

Δh ：せき上げ量

h ：水路の水深
V ：水路の流速
B ：水路の幅
} サフィックス 1, 2, 3 はそれぞれ橋脚の上流・橋脚間・橋脚下流における値を表わす。

Q ：水路の流量

t ：橋脚の幅

$W = B - \Sigma t$ ：橋脚間の純幅

$\alpha = \Sigma t / B$ ：橋脚による断面の縮小率

$Fr = V/\sqrt{gh}$

$\omega = V^2/2g \cdot h = Fr^2/2$

K_D ：D' Aubuisson 公式の係数

K_W ：Weisbach 〃

μ ：Rühlman 〃

K_N ：Nagler 〃

δ_0 ：Rehbock 〃

ρ ：水の密度

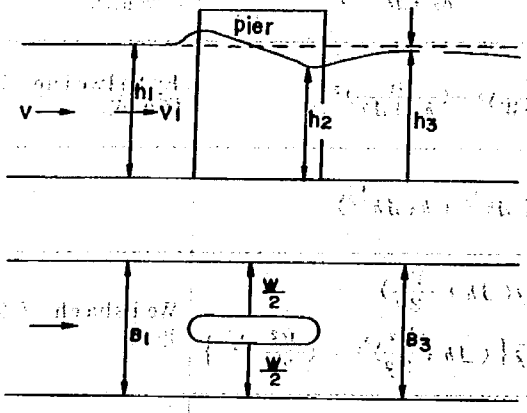
A ：基準断面積

C_D ：抗力係数

F ：抗力

Δx ：移動距離

ΔE ：エネルギー変化



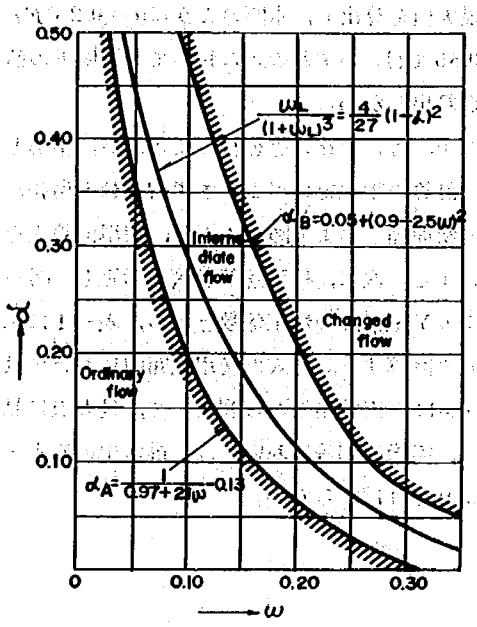
図－1 定 義 図

合，h_0/D が大きいと抗力の変化は小さく，水深が小さいと抗力の変化は大きくなる。④橋脚間隔がせまくなると当然のことながら，全抗力は増加する。

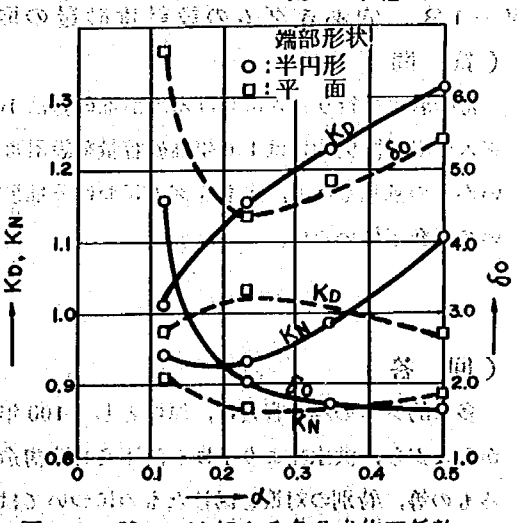
D' Aubuisson は「せき上げ高は流れが縮少断面に入るときの流速の変化にもとづくものである。すなわち，橋脚間と上流断面における流速水頭の差である。」と主張している。D' Aubuisson 式は他の計算式に比べて大きなせき上げ量を示す傾向にある。この原因として，「橋脚の上下流端の水位差により係数K_Dを定めたためによる。」ものと物部及び Nagler 等は指摘している。Eytelweine は収縮係数K_Dは収縮断面のみに用いることと水深が変化することを考慮して，D' Aubuisson の式を修正した。さらに，Debauve は Eytelweine の橋脚上流断面における流速にかえ，流量を用いて表現している。Weisbach は「橋脚間断面の流量は潜りオリフィスの流量とせきの流量の和であらわされる。」と主張しているが，少なくない研究者が彼の計算式は独断的であり実用的でないと指摘している。Rühlman は Weisbach の式を修正提案しているが，計算が非常にめんどうであるという欠点がある。Merriman は Weisbach の計算式に接近流速水頭を考慮するとともに，潜りオリフィスとして扱い，橋脚巾を W・長さを B として修正している。Nagler は「橋脚間断面の流量は最小断面積$W \cdot h_2$の潜りオリフィスを$\Delta h + \beta(V_1^2/2g)$で満足するものである。」としている。彼は大規模な実験を行い最初に$\theta = 0.3$，$\beta = 1.8$と発表したが，これらの値を用いるとFr数が小さい場合にせき上げ量が負となったり，橋脚規模及び収縮率に無関係であること等の不合理が生じることを指摘され，後でβを修正しているが，こじつけの感はまぬがれない。Rehbock は

約2,000個に及び実験結果より式を求め，すべての流れの状態に適合するものではないことを言明し，橋脚による断面収縮率とFr数による3つの領域を設定し，最も小さいOrdinaryflowと称する場のみに適応されるとしている。彼が行った実験の精度や実験量を考慮し，適応範囲を限定するならば，かなり実現象に近いせき上げ量を求めることが可能と判断される。土屋・浦はせき上げが橋脚の造波及び形状抗力によるものであるとして，抗力係数を実験的に求めた。しかし，同計算式は流れによる摩擦損失の無視と抗力係数値にも問題があり，[3] 他の計算式よりも一般に小さい値を示す傾向にある。

水理公式集[4]では「D' Aubuisson のものは，近似度の高いことが認められている。」としているが，公式集中に用いられている原著者の係数とは異なる修正値を用いてYarnallが確認した結果であり，しかも図－2に示すOrdinary flowの範囲においてであることに，注意しなければならない。Yarnellが，2,600個に及ぶ実験値から求めた各式係数の修正値は，図－3に示すとおりである。彼は橋脚下流断面の流れの状態を$\omega = Fr^2/2$で表わし，橋脚間の流れに限界水深が生ずる状態（$Fr = 1.0$）を境界に，2領域を設定した。この限界流が生ずるときの下流断面におけるωの値をω_Lで表わせば，αとω_Lの関係は図－2の真中の線となる。そして，図－3に示した各係数の公式は$\omega < \omega_L$，すなわち常流の範囲内においてのみ適用できる。したがって，質問のD' Aubuisson式の適用範囲については，橋脚下流断面が常流でかつ，図－2のα_Aラインより左側の領域となる。また，併記してあった「同式の堰柱適用の是非は？」については，結論的にいえば適用可能である。現在のところ，D' Aubuisson式が多用されているが，Yarnellの実験と研究結果によれば，かなり制限的に用いなければならない。半円形端部をもつ橋脚のせき上げ量計算にあたっては，図－4に示すような範囲に，図－3に示すYarnellの修正係数を用い，各計算式を適用する。



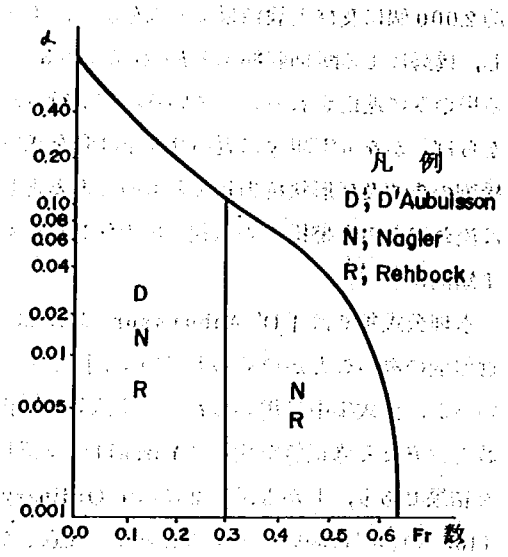
図－2　Rehbookの流れの状態図



図－3　Yarnellによる各公式修正係数

3) 実際に役立つ水理計算例　土木施工設計計算例委員会　山海堂
4) 水理公式集　昭和46年改訂版　土木学会編　P252

ことが好ましい。同図は図－2に示したOrdinary flowの場のみを抽出し，横軸をフルード数で表現したものである。同図によることが好ましいとした理由は，例えば実河川のように断面縮小率が小さく（$\alpha=0.05$），Fr数が0.3以上になる場合のD' Aubuisson式は3倍以上の最大値を算出し，水門のように$\alpha=0.2$で$Fr=0.55$では，いずれの式においても½以下の値しか算出しない。



図－4　各式適用範囲

以上，各式の比較等を行ってきたが，結論として計算の手順を述べる。まず，Fr数と橋脚による断面縮小率より図－4から，適用計算式を選定する。次に，橋脚端部形状を考慮し，図－3よりYarnellの修正係数を求め，表－1に示す式で計算する。各式の適用範囲内においては，Yarnellの実験結果から判断して，最大限に見てもせき上げ量は水深の1割にも達しない。したがって，実際河川等においては，排水中の流木・ゴミ等によるせき上げ量がかなり大きく，留意しておかなければならない。

（河川研究室）

河－13　穴あきダムの設計堆砂量の取扱いについて

（質　問）

常時湛水を行うダムにおける設計堆砂量は100年堆砂容量を確保している。これに反して穴あきダムの場合慣例的には10年堆砂容量を設計堆砂量としているが，穴あきダムの場合は不用ではないかとの意見もあり，穴あきダムにおける堆砂容量の取扱い及び既設穴あきダムにおける実例についてご教示願いたい。

（熊本工事々務所）

（回　答）

多目的ダムの堆砂容量は，原則として100年間に溜まる推定堆砂量をとるものとされている。しかしながら，洪水吐より土砂を流下させる構造としたもの，貯水池への流入土砂を計画的に排除するもの等，特別の対策を講じたものについては，必ずしも100年堆砂量を採用しなくても良いとが，河川砂防技術基準(案)に説明されている。（計画編，第10章，第2節・2.1堆砂容量）

つまり，特別の対策を講じたものについては必ずしも100年堆砂量を採用しなくても良いとの方向づけがなされており，したがって，ととでは，穴あきダムの洪水吐が特別の対策として評価し得

るか否かということになるが，基本的には，常時流水を貯溜しないダムにおいて，当該洪水吐によって水理的に得られた平衡堆砂面以下の堆砂量が，この場合の貯水池計画上の堆砂量ということができる。逆に，平衡堆砂面以上の容量を貯水池有効容量として評価し得るものと言えよう。

このように，貯水池の有効容量を平衡堆砂面標高以上として評価した計画事例としては，黒部川水系宇奈月ダムがある。

宇奈月ダムにおける堆砂面は（今後さらに検討が加えられることとなっているが），貯水池への流入洪水量，貯水池操作による貯水池水位変動状況，流入土砂量と流入土砂の物理性状，土砂吐の水理的，構造的機能等について総合的立場から検討を加え，水理模型実験等も実施した結果，大略，15～20年で平衡堆砂状態になるとの一次的結論を得ている。

（水資源開発研究室）

河－14　はさみ層の透水処理について

（質　問）

矢田ダムのサイト周辺を構成する地質は砂岩を主体とする大野川層群が基盤となり，その上部に阿蘇熔岩が分布しているが，この阿蘇熔岩は3層の溶結凝灰岩とシルトや軽石層からなる3枚のはさみ層が互層をなしており，ダム基盤となるのは最も新しい第3熔岩である。

またダムサイト上流右岸部には，貯水池に沿って延長約5 kmに及ぶ細尾根があり，最も薄い部分はダム計画標高位で200 m程度しかないところもある。この細尾根全域の標高140 m～170 m間に先述のはさみ層があり，現在までの調査によると，この層からの漏水またはパイピングの危険があるとされ，この対応策が問題になっている。

このはさみ層は洪水時満水位より下位にあり，また地表面から40 m～80 m間の深所にあるため対応策としてはグラウト等が考えられ，既にグラウトテストも実施されているがグラウト効果の確認が不十分であり，今後継続調査の必要がある。

このような層に対する処理工法と想定される工法に対応した地質調査をいかに進めればよいか御教示いただきたい。

（矢田ダム調査事務所）

（回　答）

矢田ダムの基礎は，中世代白亜紀の大野層群を基盤とし，その上に第4紀の極めて新しい阿蘇火山活動による火砕流堆積層が不整合堆積した地質で，一般にこのような地質条件でダムを築造する場合，極めて難しい問題が種々ある事が予想される。

御質問の右岸や女尾根部からの漏水問題は予想される難問題の1つであり，添付図面，既存調査資料から見て確かに問題になり，図面で見る限りダムサイト近傍よりも上流域D～F測線付近で最も厳しい条件となり，何らかの対策が必要と思われる。

しかしながら具体的な処理工法を検討するためには，先ず問題箇所の地質構造（地層の分類，層

序関係，厚さや範囲等の分布状況）を明らかにし，さらに各層の工学的性質（物理・力学的性質，透水特性，浸透水に対する抵抗性等）を明らかにして始めて，どの層のどの範囲を対象とするかが明確になり，種々の処理工法を比較することができる。

最初に地質構造であるが，添付図面の解釈には次のような疑問がある。即ち，火山活動時の火山灰や軽石のような降下物の一次堆積はほゞ原地形沿いに等厚に堆積し，溶岩流，熱雲流や泥流は低地沿いに原地形を埋めほゞ水平に堆積するという前提にたつと，添付図面の地層分類が正しいとするならば，Wt_2 の堆積後，河谷の浸食が Wt_2 から基盤の大野層群に達するまでの火山活動の休止期間を考えなければ Wt_3 の堆積状況が説明できない。したがって Pt_1 ～ Wt_2 は時代の違う全く別の火山活動と考えた方が地質断面を説明し易い。またこの様な堆積環境を考えると Pt_3 の分布や Wt_2 ～ Wt_3 休止間の段丘面や河床砂礫層の分布に疑問が残る。

次いで各層の工学的性質であるが，御質問では Wt 層にはさまれる未固結層が透水性であるという前提で，未固結層が浸透水に対する抵抗性が弱いことを問題にしているが，これまでの類似した地質における経験（緑川ダム，漁川ダム，下湯ダム等）では，一般に最も透水性が問題になるのは高溶結の Wt であり，低溶結層はむしろ難透水に近い。

これに対し処理工法を考えると，Wt の透水性改良は通常のセメントグラウチングで十分可能であるが，未固結層の透水性改良はグラウト工法では極めて困難であり，条件によっては別の処理工法を考える必要がある。

以上，御質問の主旨とは全く異なる内容となってしまったが，矢田ダムの今後の調査は，前述したように地質構造の把握が最優先であり，右岸尾根部の処理工法は地質構造とその工学的性質の把握がなされて始め検討されるべきものと思われ，あえて見当違いの回答を致します。

（フィルダム研究室
地　質　〃）

河－15　軟弱地盤における樋管の設計水平力について

（質　問）

武雄工事々務所においては，樋門樋管の設計は建設省河川局から出されている樋門樋管設計指針にのっとり，設計施工しているけれども，樋管にジョイントを設けた場合に，施工後，下記表に示すようにその開きが許容水平変位量（地震時1.5 cm）の１０倍にもおよぶ箇所が見られる。そのために継手部の止水板が破壊され漏水等が発生し，樋管の機能があやぶまれている。（答　図）

当事務所においても，その開きに対策を講じているのであるが，今後の設計施工に疑問と不安をいだいている。そこで樋管についてその原因究明を行なうため，計器を埋設して，その挙動を観測し，また理論的にも有限要素法を使って解析を行った。その結果として，樋管上の築堤盛土によって基礎地盤に側方変位がおこり，この側方変位による水平力が原因であるという結論に達した。

当事務所では，樋門樋管の設計水平力は地震時よりも上記による水平力の方が大きいのではないかと考えているが，もっと明確な解答を得るために今後も他樋管において挙動の観測及び解析を行なう計画である。

実際，側方流動によっておこる変位からこんなに大きい水平力が発生するのか，もし起るのであれば，杭頭部は破壊しているのではないか。

当事務所のような軟弱地盤においては，今後の樋門樋管の設計水平力は現行どおり地震時で行なうべきか否か。

以上二点について御教授お願いします。

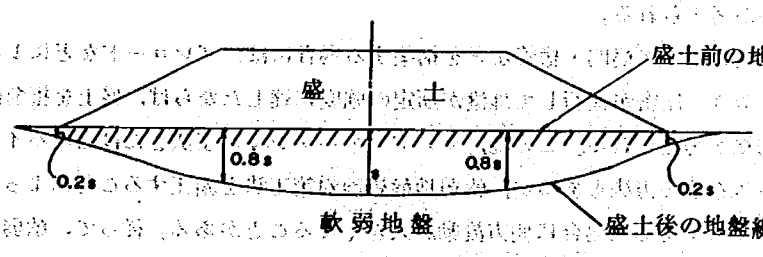
継手の開き（底盤）

	竣工年月	継手の開き
医王寺中排水樋管	S49. 12	6.5 cm
得　越　〃	〃50. 9	10.0 〃
東古川排水施設	〃52. 3	13.0 〃
西古川　〃	〃54. 3	4.5 〃

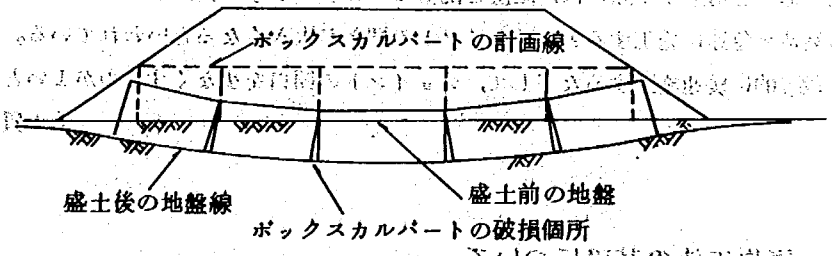
（武雄工事々務所）

（回　答）

軟弱地盤上に高さ5 m程度の盛土をすると，普通の場合1～2 m，多い場合には3～4 m程度の沈下を生ずる。この沈下の横断形状は図－1に示すようなものになる。従って，樋門，樋管などの横断構造物がある場合には，構造物を沈下にある程度追従できる構造にしておいても沈下量が大きくなると，図－2に示すようにジョイントが大きく開口したり，本体が破損することがある。



図－1　沈下の横断形状



図－2　地盤沈下に伴なうボックスカルバートの損傷　（開　発）

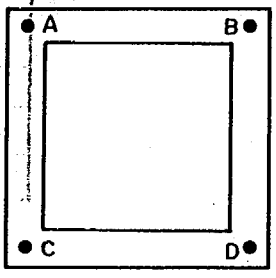
土木研究所と地建とで協同して過去に行なった道路，河川におけるボックスカルバートの観測調査の結果を示すと，表－1のとおりである。

表－1をみると，周辺の盛土の沈下量の大きい北海道，東北の例では，ジョイントの開きも大きくなっている。

表－1　ジョイントの開きの測定結果

地建名	ジョイントの開き	周辺盛土の沈下量
No.1　北海道	5.5cm（0.11～0.35cm）	72～162cm
No.3　東　北	5.3～5.8cm（0.5～6.0cm）	83～113cm
No.6　中　部	1.7cm	—
No.7　中　国	1.7～2.5cm	—

又，図－3に示すような継目計をカルバートの四角に設置して測定したところ，4個の継目計はほとんど同じ値を示したという結果が得られている。これはカルバートがジョイントのところで折れ曲っているのではなく，ほとんど水平に移動しているためかと思われる。表－1の（　）値は堤防断面からはずれたところにあるジョイントの測定値を示したもので，盛土のないところのジョイントの開きは少なくなっている。したがって，できればジョイントは土かぶりの小さい所，もしくは盛土からはずれるところに設けることが望ましいと考えられる。



● 継目計の位置

図－3　継目計の配置

以上のべたことから，質問事項にある箇所の樋門・樋管のジョイントの開きは盛土載荷による地盤の側方流動によるものではないかと思われる。従って，軟弱地盤の場合の考え方としては，盛土荷重などによる地盤の側方流動を何かに少なくするかに主眼点をおいて検討すべきである。側方流動を少なくするための工法としては次のようなものが考えられる。

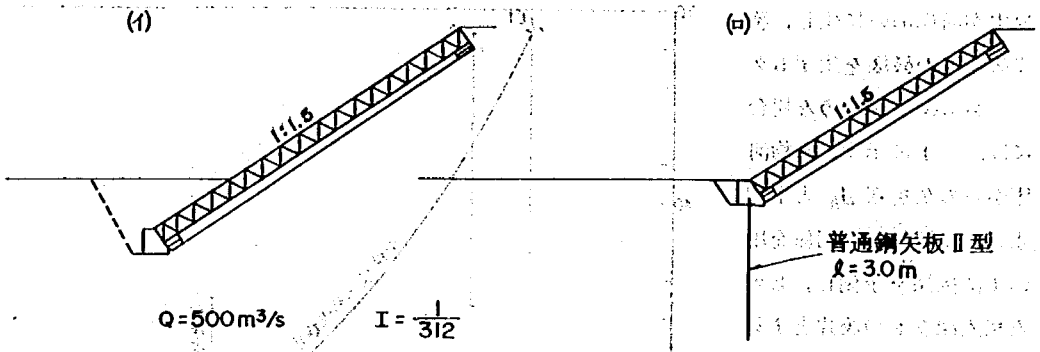
すなわち，軟弱地盤上に樋門・樋管などを構築する場合には，プレロードなどによる載荷重を軟弱地盤に加えておき，圧密が進行して地盤が所定の強度に達したならば，盛土を掘削除去して構造物を構築する方法が考えられる。この他，サンドコンパクション工法または石灰パイル工法などを適用して地盤処理をする方法もあるが，軟弱地盤処理対策工法を施工することによって地盤が乱されると，かえって盛土をした場合に側方流動が大きくなることがある。従って，軟弱地盤処理工法を適用する場合には，できるだけ地盤を乱さないような工法を選定するのがよいと思われる。同様に，樋門・樋管を構築する際には，地盤を乱さないように丁寧に施工する必要がある。又，構造物や盛土の築造を急速に施工すると，ジョイントの開きが大きくなるといわれている。このため時間をかけて段階的に緩速施工するなどして，ジョイントの開口を少なくするのがよいと考えられる。

（土質研究室）

河－16　護岸工法の基礎について

（質　問）

護岸工法における根入れ基礎と矢板基礎とを比較し洗掘等の水理特性を御教示戴きたい。



現在中小河川改修事業にて改修中のA河川では護岸を(ロ)の工法で施工中でありますが基礎前面の洗掘が(イ)の工法に比較してひどい様に見うけます。水理学的にはたしてそうなのか御教示願いたい。

（宮崎県土木部）

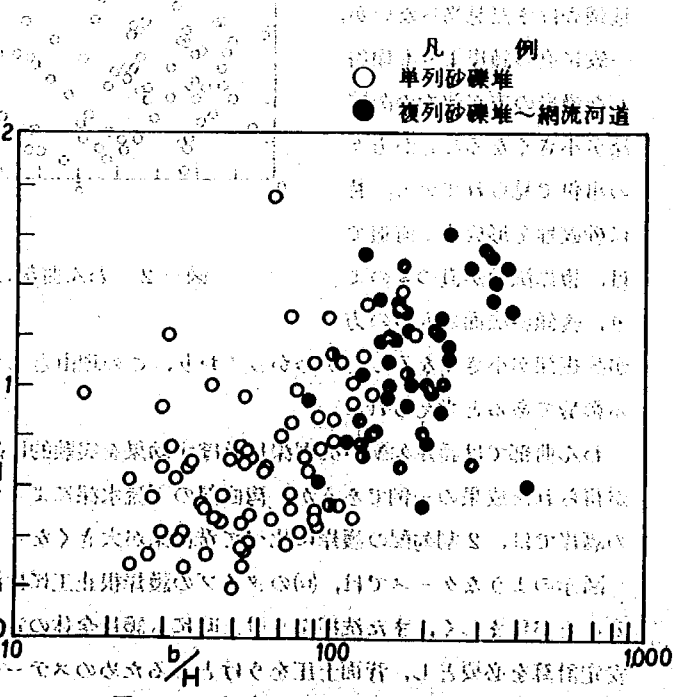
（回　答）

護岸のり覆工の基礎は通常しがら工，詰ぐい工，矢板工，コンクリートブロック根止工，等が用いられている。緩流河川では杭打が容易であることから，矢板工が多用される現状にある。

護岸の破壊は大部分が基礎の洗掘によるものであって充分な根入れ深をとることが要求されるが，急流河川等では多大の経費を要することから根固工と一体として対洗掘抵抗性をもたせている事例が多い。

洪水時の洗掘深が河道調査で判明していればその深さまで基礎工の天端を下げることが考えられるが，一般には不明の場合が多く，かつ施工条件の面から，現況河床高に対して1 m位下に基礎を入れているものが多いようである。

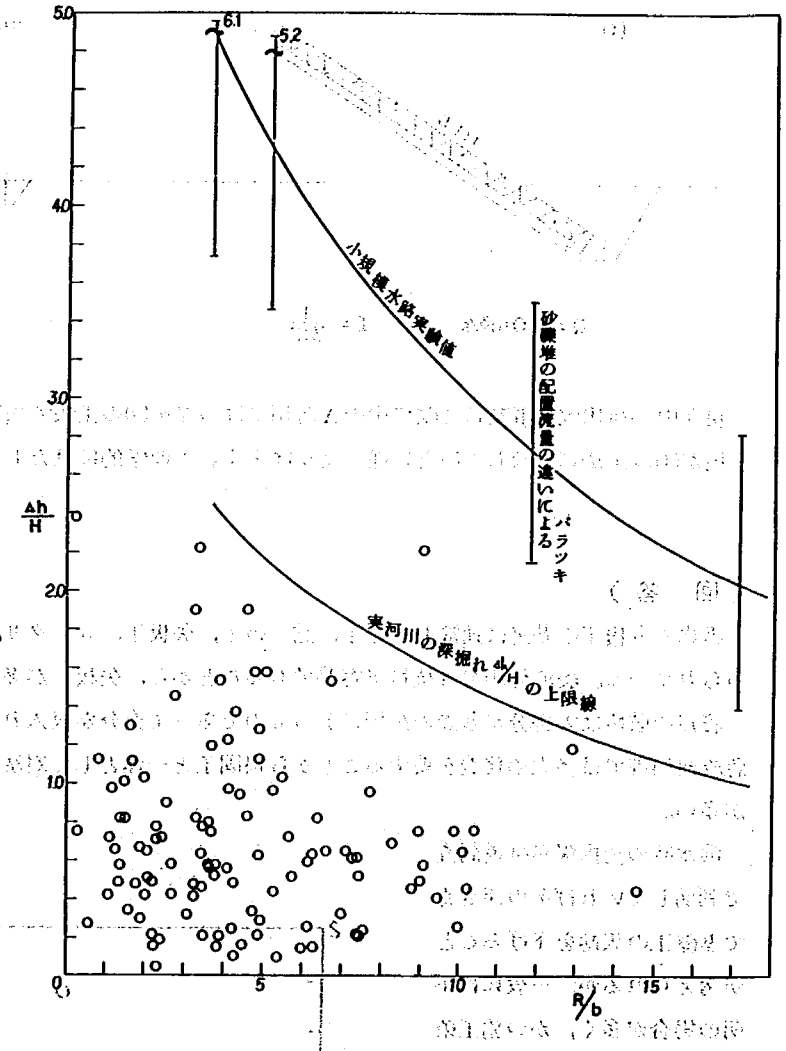
護岸基礎の根入深は河道の洗掘特性，河床変動特性と密接な関係にある。図－1は建設省技術研究会[1]で報告された洗掘深についての関係を示すものである。砂礫堆が形成され，流れが偏流，蛇行する河道では砂礫堆による深掘れの



図－1　深掘量と河幅水深比

1）蛇行に関する研究，第32回建設省技術研究会（昭和53年度）

発生が河岸沿いに生じ，護岸法止工の破壊を生ずるケースがある。このような場合には図－1に示す，平均河床からの洗掘深 Δh と平均水深 H：河巾 b の関係を用いて洗掘深を予測し，必要な根入深をもつ護岸とすることが考えられる。図－2は河道湾曲部の深掘れと湾曲度の関係を示すものであって，湾曲部における根入深を考えるための一資料として使用できる。ここに R は湾曲部の曲率半径である。



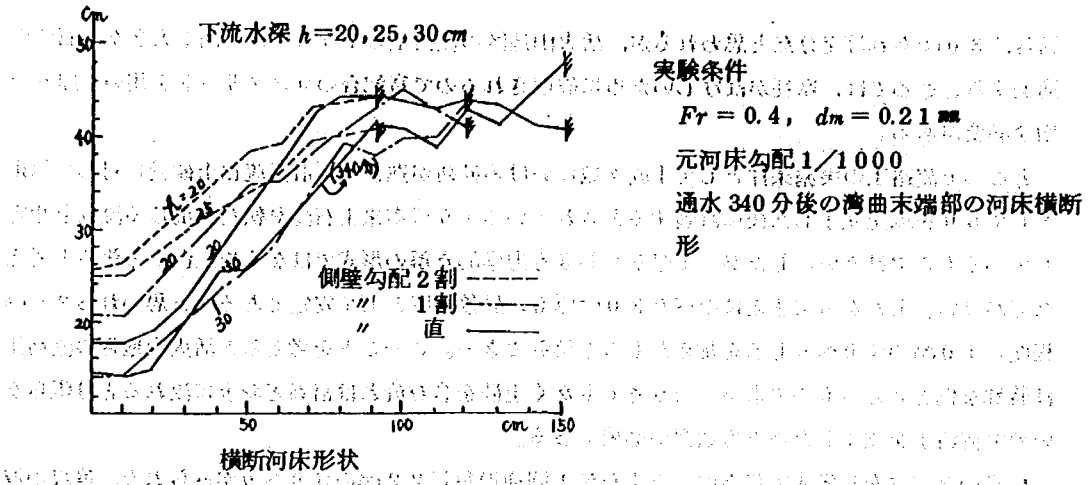
図－2　わん曲部の深掘れとわん曲度の関係

質問中にある護岸勾配が前面の洗掘深に与える影響については，系統だった現地調査はまだ見当らないが，一般に直の護岸よりも傾斜した護岸の方が前面の洗掘深が小さくなることが方々の事例で見られている。特に砂礫堆を形成する河道では，護岸法面が直のものより，緩傾斜法面のものの方が洗掘深が小さくなることがわかっており，この理由として，護岸前面に生ずる二次流の強さによる影響であると考えられる。

わん曲部では護岸勾配が洗掘深に及ぼす効果を実験的に研究した成果がある。[2] 図－3はこの実験が得られた成果の一例であるが，湾曲部の下流水深によっては洗掘深に相当の差が生じており，直の護岸では，2割勾配の護岸に比べて洗掘深が大きくなっていることを示している。

図示のようなケースでは，(ロ)のタイプの護岸根止工には洗掘対策として根固ブロックが併用されることが望ましく，また洗掘をうけた時にも護岸全体の安全を確保する意味から，構造体としての安定計算を必要とし，背面土圧をうけとめるためのステーの設計，および矢板背面からの土砂吸出

2) 須賀，馬場：わん曲部護岸の水理機能に関する二，三の実験的考察，土木学会年次学術講演会1971.



図－3　横断河床形状

し対策を考えておく必要がある。護岸前面が洗掘されると矢板背面の土圧の作用で根止工と法覆工の間にキレツが発生し，吸出しの一因となるので充分な配慮を加えることが望ましい。

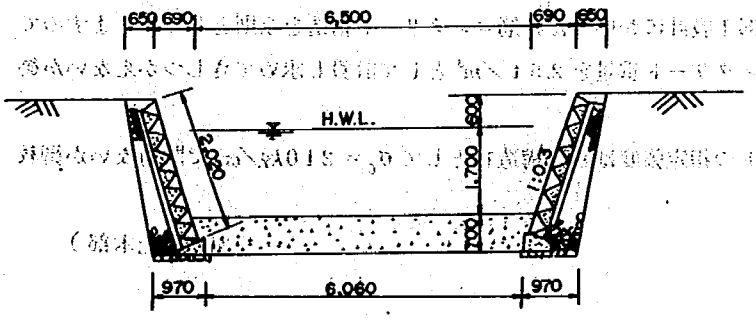
（河川研究室）

河－17　流路工における底版コンクリート厚さの決定根拠について

（質　問）

昭和52年度より御池川流路工として三面張（下図参照）を逐次施工している所でありますが，底版厚さ（0.7 m）の決定根拠が明確ではなく，経験工学的要素で決定している現状でありますが厚さの決定目安でもあれば御指導願いたい。

標準横断図　S＝1／100



計画流量$Q=46m^3/s$

縦断勾配＝計画 1/10～1/60

土石流粒径＝25cm～35cm

（宮崎工事々務所）

（回　答）

流路工の底版コンクリートの厚さを決定するための理論式は現在のところまだ得られていない。

通常は３０cmあれば充分だと思われるが，活火山地区の流路工のように年に何回も大きな土石流が通過するところでは，摩耗がはげしいために破壊されるので富配合のコンクリートを用いて厚みを増す必要がある。

ところで流路工の実施条件として上流々域における砂防が進捗し，計画流出土砂量に対して原則として５０％以上完了した後に計画するとされているように本来土石流や転石を混じる流れを想定しているものではない。したがって厚みも強度も力学的な解の形式ではなく施工性から決ると考えた方が良い。したがってまえにのべた３０cm厚も，無筋の版として安定であろうと思われる２０cm程度に１０cmのすりへりしろを加えたものと解釈できる。このことを考えると活火山地帯の流路工は特殊な例といえるものである。云うまでもなく土砂を含む流れは計画どおりに流れるとは限らないので流路工を施工したあとも観察が必要である。

桜島のデータを参考までにあげると土石流１回通過毎に2.2cmのすりへりがみられた。底版の厚みは当初の厚み３０cmを５０cmにし，現在では１mとしている。

（砂防研究室）

河－１８　可動堰下部工の設計について

（質　問）

①　直接基礎の場合

(イ)　可動堰の下部工設計における水叩きの部材厚は揚圧力に対して浮上が起こらないようコンクリート重量を2.35t／m^3として計算し求めておりますが，さらに岩着以外は不等沈下等をも考えて用心鉄筋程度を配筋することにしております。この際の鉄筋量の目安としてどの程度を考えておくべきか御教示載きたい。

(ロ)　(イ)の場合のコンクリートの指定強度は鉄筋が用心鉄筋ということでσ_c＝160kg／cmとしておりますが問題ないか御教示願いたい。

②　杭基礎等の場合

(イ)　杭基礎等の可動堰の下部工設計においては鉄筋コンクリート構造を原則としておりますので①－(イ)と同じ要領にてコンクリート重量を2.5t／m^3として計算し求めてさしつかえないか御教示載きたい。

(ロ)　(イ)の場合のコンクリートの指定強度は鉄筋構造物としてσ_c＝210kg／cmで問題ないか御教示載きたい。

（宮崎県土木部）

（回　答）

①　直接基礎の場合

(イ)　水叩きは，最も大きな浸食作用をうける所であり，堰本体を保護する目的からも鉄筋コンクリート構造物によるのが原則とされております。それゆえ，地盤が良くて水叩きを直接基礎で

施工できる場合でも，用心鉄筋を若干多めに配筋し，ダブルに配置するなどの必要があると思われます。

(ロ) 御質問中の指定強度は現示方書では設計基準強度（生コンの場合は呼び強度と考えてよい）という言葉が使用されております。

水叩きに使用されるようなコンクリートは，耐久性の面からその配合を定めるべきと思われ，水セメント比はＡＥコンクリートで７０％程度以下とする必要があると思われます。

通常の材料を用いる場合，σ_c＝１６０kg/cmのコンクリートはW/C＜７０％をほぼ満足すると考えられるが，骨材の品質など地域によって異なるのでσ_cの決定に当っては，この点について考慮する必要がある。

② 杭基礎の場合

(イ)および(ロ)について，御提案の方法でさしつかえないと思われます。

（基礎研究室）

河－１９　パイプクーリングの効果の判定方法について

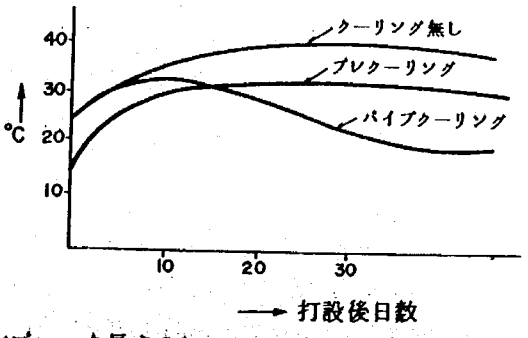
（質　問）

コンクリート標準示方書によると「旧コンクリートの材令が1.5ｍ～2.0ｍのリフトの場合は，５日に達した後でなければ新コンクリート打継いではならない。」と規定し，さらに「人工冷却によって温度調節を行う場合には，これを緩和することができる。」と規定されているが，パイプクーリングを行う場合にその効果の判定方法と日数の短縮度合を御教示お願いします。

（厳木ダム工事々務所）

（回　答）

質問の趣旨は，ダムコンクリート標準示方書に依れば，人工冷却によって温度調節を行なう場合，現在，標準とされている打設インターバル0.75～1.0ｍリフトの３日，1.5～2.0ｍリフトの５日以上の日数を緩和することが出来るとされているので，パイプクーリングを行なう場合の打設直後の温度調節の効果の有無の判定と，そのインターバルの短縮度合の考え方についてのものと思われる。右の図は，あるダムを例にとって外的温度条件，コンクリートの熱的特性を用いて，クーリング無し及びクーリングの方法による温度履歴の差を計算により求めたものであるが，これによると，パイプクーリングの効果はコンクリート打設後３～５日頃から現われはじめるとみてよい。したがって，プレクーリングのように，打設温度を直接降下させる方法とは異なりパイプクーリングの場合は，打設直後の温度調節の



（ブロック長さ30ｍ，２ｍリフト，打設間隔５日，打設８日）

効果は少なく，自然放散によるものとあまり大きな差はないと考えて良い訳で，標準示方書で示されている打設インターバルの短縮は，難かしいと判断される。即ち，打設直後から温度調節を行なうためには，クーリングの負荷を過大としなければならずこの場合，初期材令時にパイプの周囲だけを急冷却し，引張応力を生じさせることにもなりかねないためである。

（ダム構造研究室）

3. 道路部門（目次）

道－1　交通量推計について …… 97

道－2　高架橋から発生する低周波振動公害に対する調査手法と対策について …… 99

道－3　複雑な地形地における大気質拡散予測および騒音予測について …… 101

道－4　環境アセスメント（騒音）について …… 108

道－5　環境アセスメント関係（大気汚染）について …… 116

道－6　近接トンネルの調査および施工について …… 119

道－7　バイパス計画によるトンネル部盛土を施工したときの
トンネルに与える影響の解析手法について …… 121

道－8　軟弱地盤の低盛土区間の沈下予想および適切な対策工法について …… 122

道－9　入替路床土の設計ＣＢＲの取扱いについて …… 125

道－10　風化しやすい材料のＣＢＲ値の判定について …… 126

道－11　粗粒度アスコンの配合設計における突固め回数について …… 127

道－12　アスファルト舗装の流動対策について …… 129

道－1　交通量推計について

（質問）

最近，道路整備効果の検討が行われているが都市周辺部における交通量推計は道路網の複雑・細分化リンク距離の短いこと等，従来の方法でやると，O.D.表を細分化する方法が考えられるが，推計（精度）が実態とかなりかけはなれることもある。交通推計について簡単な推計法があれば教授願いたい。

（宮崎工事事務所）

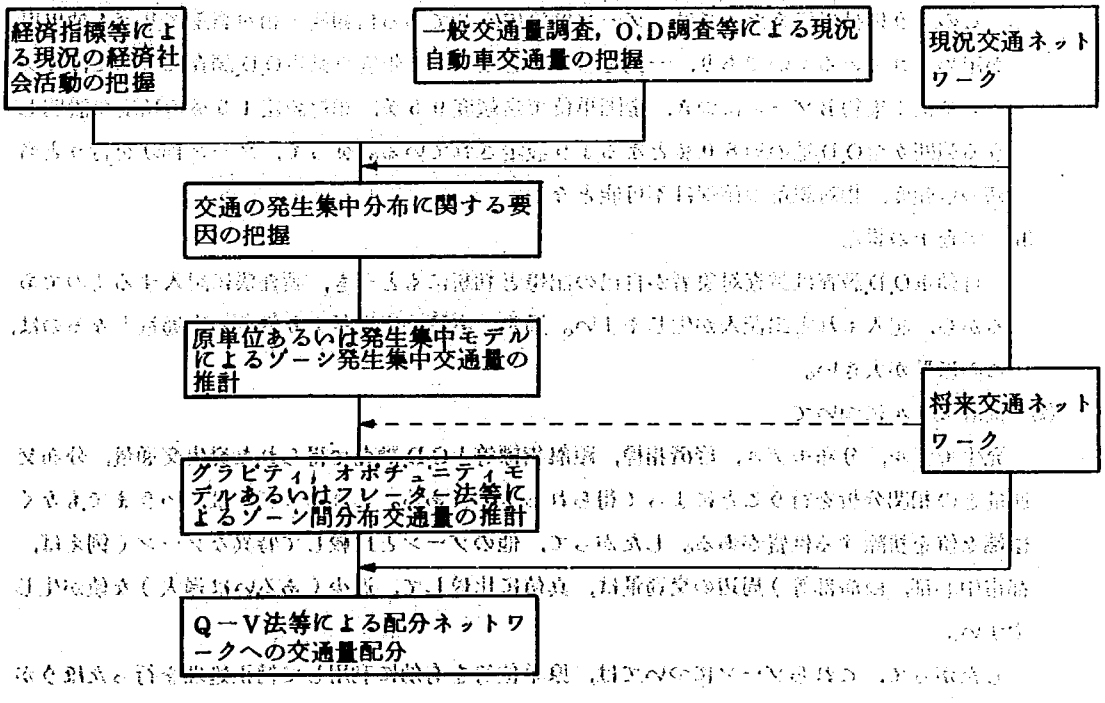
（回答）

現在のところ，質問趣旨に合致する簡単な推計手法はない。

〔参考〕

1.　交通量推計手法

交通量推計の標準的手法は，概ね次のとおりである。



交通量推計は，現況交通量を基に上記手法に基づき，種々の仮定を設けて行うものであり，これにかわる有効で簡単な推計手法は特定の場合を除き，現在のところない。また，上記手法でも推計の各段階では誤差の発生が生ずる可能性があり，これら誤差発生の可能性を十分に考慮したうえで推定値の妥当性を判断する必要がある。以下に，誤差発生の可能性とその原因について概

略記述する。

なお，交通量推計手法にはこの他にパーソントリップO.D.に基づく方法もあるがここでは省略する。

2. 交通量推計誤差の発生の可能性

(1) 現況データについて

(a) 抽出率と誤差

自動車O.D.調査の抽出率は，ゾーン単位（対応する道路ネットワークにより定まる。例えば，Bゾーン，集約ゾーンなど）と大きな関係がある。

自動車O.D.調査の目的は，任意のゾーンi・j間の交通量を知るものであり，このi〉j間交通量の真値を把握するためには理論的には全数調査が必要であるが，手法上，不可能であるので統計理論に基づき，一定の抽出率でもって真値を推定することとしている。一定の抽出率に達しないと推定されたi・j間交通量が不安定になるので，このため信頼度，相対誤差に応じた抽出率を定める必要がある。

通常，信頼度は95％程度の値をとるが，この意味は，95％の確実さで，真値に対して±15％の誤差をもつ推定値が得られるということである。

このように抽出にあたっては，ゾーン単位に応じてある信頼度と相対誤差に基づき抽出率が定められているものであり，一例をあげると昭和52年度自動車O.D.調査については，ゾーン単位：集約Bゾーンにつき，全国単位で信頼度95％，相対誤差15％の精度で説明しうる範囲が全O.D.量の約80％となるよう設定されている。従って，ゾーン細分を行うと当初の信頼度，相対誤差の確保は不可能となる。

(b) 実査上の誤差

自動車O.D.調査は調査対象者が自己の記憶と判断にもとづき，調査票に記入するものであるから，記入もれと誤記入が生じやすい。通常，実際の交通量より過少の交通量となるのは，この影響が大きい。

(2) 推計モデルについて

発生モデル，分布モデル，経済指標，距離指標等とO.D.調査で得られた発生交通量，分布交通量との相関分析を行うことによって得られるものである。これらモデルは，いうまでもなく極端な値を排除する性質がある。したがって，他のゾーンと比較して特異なゾーン（例えば，都市中心部，臨海部等）周辺の交通量は，真値に比較して，過少（あるいは過大）な値が生じやすい。

したがって，これらゾーンについては，原単位等を有効に利用して補正処理を行ったほうがよい。

また，発生モデルのみで将来の発生量を推計する場合，通常の発生モデルが一時点における面的クロスセクション分析のみで得られたパラメータを用いているので，将来の発生需要を説明しえない場合がある。一例として，説明変数に人口関係の指標を用いた場合，一般的に発生量との相関関係は非常に高いが，このままでは将来推計値が過少となる場合が多い。これは，

人口指標が他の保有台数，経済活動指標等と比較して静的な指標であり，交通量の伸びを良く説明しえないためである。

(3) 配分ネットワークについて

交通量推計では，交通は，ゾーン中心（1点：これは配分ネットワークのノードとなる。）から湧き出すこととして求めるものである。したがって，配分においてはある任意のゾーンから他のゾーンへ動く交通，すなわちゾーン間交通のみが配分される。したがって，あるゾーンの内々交通は配分されないので，特に都市内の業務交通のように短トリップのものは現在の手法では求めることが困難となる。

このように現在の手法は，概ね都市間幹線道路等の交通量配分について適合しやすいものである。従って，都市内幹線道路等の推計についてはゾーン単位を相当に小さくし，（抽出率を高めて）さらにゾーン内々交通についても考慮のうえ推計値を求める必要があり，それだけに誤差が生じやすいものである。

(4) 以上の他に配分におけるＱＶ式の適用など，誤差発生要因が考えられるので，推計の各段階で得られるデータを十分吟味したうえで次の段階に進むようにした方が良い。

3. 道路整備計画と交通量推計

現在の交通量推計手法は，以上のように幹線道路に適用しやすい手法であり，補助幹線道路などについては，交通量による検討とあわせて沿道土地利用の状況，網密度等についても検討して適切な道路整備計画を策定することが望ましいことと思われる。

なお，このような都市内または都市周辺の道路（網）計画策定に関する参考資料として「都市計画道路の計画標準（（財）都市計画協会発行）」があるので参照されたい。

（道路研究室）

道－2 高架橋から発生する低周波振動公害に対する調査手法と対策について

（質問）

橋名　裏田橋

場　所　北九州市八幡東区山王町　国道3号　２０Ｋ６００附近

昭和３１年設計示方書　昭和４０年架設　１等橋　Ｔ＝２０ｔ

上路橋　鋼　橋　Ｉ桁（合成）

路面勾配　縦断　4.5％　横断　2.0％

以前，裏田橋附近住民よりやかましくて夜，眠れないと苦情が発生し調査の結果騒音が要請基準をオーバーしているので５３年度防音壁を設置した。当初低周波振動が発生しているという事が良くわからず騒音問題で対処した。

防音壁設置後は７～９ｄＢ(A)減衰したが住民よりガラス戸がガタガタいって夜眠れないという苦情が出てきたので公団等の実験資料を見ると，低周波振動が発生する原因として下記のような

ことが考えられる。

(1) 国道を通過する車輌から発生するもの

(2) 橋梁のタワミで発生するもの

(3) 橋梁のジョインドより発生するもの

以上のようなことで低周波マイクロホンで測定した結果，大型車通過時の音圧レベルは９０～９３dBで6.5Hz～１2.5Hzの数値をみた。

文献などによると，低周波空気振動の影響で木造建具のガタつきは12.5Hzで７５dBとされされており発生源は橋梁の剛度不足によるタワミではないかと考えられる。今後おこりうる公害問題に対応するにあたり，低周波発生源及び原因調査の手法とその対策工法について御指導をお願いします。

（北九州国道工事事務所）

（回答）

低周波空気振動は，現在採用されているA特性の騒音計では評価されない低周波領域の空気振動であり，１９７３年にパリにおけるInfrasoundのシンポジウムでは0.1～２０Hzの領域が議論の対象とされた。しかし我が国で公害としてとりあげる場合，現場での測定結果をみると，必ずしも可聴域以下とは限らず，１００Hz程度までを含めて低周波空気振動として測定記録を整理している場合が多い。低周波空気振動は，工場，事業所，交通機関など様々なところで発生しており，道路橋からの発生による苦情もあるが数は少ない。

発生源の調査方法としては，低周波マイクロホンによる多点測定を行えば，音圧レベルの分布，周波数特性の分析を行うことができ，さらに，橋梁の振動レベル及び周波数特性を同時に測定し，低周波空気振動と比較すれば，発生原因が推定できる。

当該橋梁における発生原因についてみれば，質問にある(1)の原因は一般に卓越周波数が現地で測定された6.5～１2.5Hzより高く，橋梁部以外では問題にされていないことから，(2)，(3)について発生原因を調査すればよいと考えられる。またジョイントが発生原因であっても，ジョイントから直接発生する空気振動は卓越周波数が高い場合が多く，この場合は，ジョイントにおける衝撃が，橋梁に伝搬し，床版などの振動により空気振動が発生しているとも考えられる。

従って対策としては，ジョイント部の補修により衝撃をやわらげることと橋梁の剛性を増し振動を低減させることなどが考えられ，実際にガーダーの端対傾構を補強し，剛性を増加させた例もある。

いずれにしても，発生原因を充分調査したうえで，対策工法の検討を行う必要があるが，対策事例が少なく，未だその効果が十分に見込まれる方法は明らかになっていない。

（交通環境研究室）

道－3　複雑な地形地における大気質拡散予測および騒音予測について

（質問）

日見道路計画対象地域は全般的に急峻な山地となっており道路構造は盛土，切土，橋梁およびトンネルと変化に富んでいる。又周辺は宅地化が進んだところでもあり，環境対策には十分な検討を要すると考えられる。

1）道路局作成「予測方法（案）」に示される有風時プルーム，無風時パフを組み合せた拡散計算式の適用範囲はどこまでか。

2）さらに詳細な検討を行なうにはどのような方法が適当か。

3）トンネル坑門部とかヘアピンカーブ付近とか交差点部等の特殊な場所における騒音予測はどのようにすればよいか。

当地域のような特殊での騒音補正値 α_i はどのようにして決めるのがよいのか。

（長崎工事事務所）

（回答）

1. プルーム式，パフ式は，下に示す乱流拡散の微分方程式を基本としている。

$$\frac{\partial c}{\partial t}+u\frac{\partial c}{\partial x}+v\frac{\partial c}{\partial y}+w\frac{\partial c}{\partial z}=\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x\frac{\partial c}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(K_y\frac{\partial c}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(K_z\frac{\partial c}{\partial z}\right)+Q \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

u，v，w：x，y，z 方向の風速

K_x，K_y，K_z：x，y，z 方向の拡散係数

Q：排ガス排出強度

プルーム式は，(1)式に対して

① 拡散場が平担である。

② 風速は定常であり，しかも一様である。

$v=w=0$

③ x 方向の拡散項は移流項に比べて無視できる。

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x\frac{\partial c}{\partial x}\right)=0$$

④ 解は定常解である。

$$\frac{\partial c}{\partial t}=0$$

⑤ 濃度分布は正規分布をする。

⑥ 地表面では汚染物質の沈降はなく完全に反射される。

パフ式は，(1)式に対して

① 拡散場が平担である。

② 風速は0である。

③ 濃度分布は正規分布する

④ 地表面では汚染物質の沈降はなく完全に反射される。

以上のような前提条件で解析的に求められたものである。したがって，実際の現象に対する拡散式の適用範囲は，これらの前提条件を近似的に満足する場合となる。予測方法（案）で定めた拡散パラメータは，トレーサーガス拡散実験，実測調査などの結果が考慮されており，平担な地形における予測では，適合性を有するものと判断している。しかし，地形が複雑な場合や道路構造が複雑な場合の予測に適用する際には，拡散式の前提条件を必ずしも満足しない。地形が複雑な場合には，気流が地形により影響を受けて空間的に一様とならないため，拡散式で求めた濃度分布形状と実際のものが大きく異なることも考えられる。したがって，詳細な濃度分布を検討する場合には，厳密な意味でこれらの拡散式を適用するのは望ましくないと判断される。道路構造が複雑な場合には，構造により気流が乱される道路近傍の部分では拡散式で取扱えると考えられる。アセスメントの実施に際しては，平面道路のデータから求めた拡散パラメータを用いて，予測方法（案）に定める計算条件で拡散式に適用することとしている。この計算条件では予測濃度が理論上考えられるよりも高めとなるが，予測に際しては安全側となるよう配慮したものである。

2. 日見道路のように地形および道路構造が複雑な地域に対して適用できる予測方法として，風洞模型実験手法と差分型モデルが考えられるが，いずれの方法も現在の予測技術では確立された方法となっておらず，以下に述べる点に留意すべきである。

風洞模型実験は，地形の縮尺模型（1／100～1／1000）を用い，道路からトレーサーガスを放出し，下流域に設けた測定点で濃度計測を行って，濃度分布を推定する方法である。この方法では，地形模型の凹凸により気流の空間的分布が再現されるため，濃度分布形状も実際の現象とよく一致するといわれている。したがって，地形が複雑な地域における大気汚染の予測を比較的簡便で精度よく行う方法として今後期待される方法である。しかし，風洞実験では，大気安定度のような拡散に及ぼす熱的要因を取入れるのが困難であるとか，実験値を実現象の濃度に換算する際の方法や実現象を再現するための相似条件などの実験手法について問題点は残されている。

差分モデルは，拡散の基礎方程式を差分化して解くもので，予測領域をメッシュ分割するため，地形を考慮することも可能である。しかし，計算条件として拡散係数の空間分布や気流の空間分布を設定する必要があり，これらの諸条件が現在のところ明確ではない点や計算量が膨大となるなどの欠点を有している。したがって，アセスメントに適用する際は，類似したケースについて試算を行い，精度を確保できるように拡散係数などを定めてやる必要がある。

3. 日本音響学会の実用的予測方式の基本式は，直線道路上に音響パワーの等しい音源を一列等間隔に無限に並べて，それらからの音を完全反射面上（半自由空間）で合成して導かれるものである。また，道路横断形状や遮音壁など音がそれらを迂回することによる減衰（回折減衰）補正値α_dは，線状音源について導かれたものであり，それらの伝搬に対する障害形態が一様である

場合に対応するものである。さらに，種々の要因に対する補正値α_iは，計算値と実測値とを適合させるためのものであり，実測データが得られた現場条件（基本式や回折減衰がほぼ適用できるような条件）に対応する場合に適用できるものである。しかし，盛土から除々に平面に変ったり，盛土と高架が連続していたり，あるいはランプ，インターチェンジなどのように一様な伝搬条件でない場合，交差点や料金所などのように非定常的な交通形態の場合などは，この予測方式が適用できない。このような場合に，受音位置近くの道路条件で代表させてこの予測方式をそのまま適用することは，特に受音位置が道路から離れている場合に誤差は大きなものとなる。

道路条件，周辺地形条件等音の伝搬条件が一定していない場合の予測方式としては，以下のような手法がある。

(1) 電算機シミュレーション

電算機上に点音源を並べ，それぞれの音源毎に対象受音点までの伝搬経路を考えて計算を行う。この場合にも，代表一列で発生させるかあるいは実際の車線数で発生させるか，交通流を等間隔とするか，あるいは指数分布，アーラン分布など実態により近いものとするか，各音源パワーを平均等パワーとするかある分布をもたせるか，平均車頭間隔の基本1パターンだけ計算するかあるいは実際の測定と同様にある時間一定時間隔で瞬時レベル頻度分布を求めるかなど種々の方式が考えられる。どのような手法とするかは現場条件や必要とする予測精度などからの判断となろう。点音源からの音に対する回折減衰については，前川やKurzeらの研究結果を適用できるであろうが，問題となるのは，種々の要因に対する補正値α_iの適用である。α_iは，伝搬域地表面の性状による影響がその主なものと考えられるが，点音源に関する減衰係数を調査して，その値をシミュレーションに組み込むとか，あるいはシミュレーション（合成計算）の後に，代表断面のα_iをあてはめることが考えられる。これもそれぞれの現場条件からの判断となろう。

(2) 道路区分間分割による計算

種々条件の変る道路を，概略同一視できるいくつかの区間に分割し，それぞれ有限長線音源として個々に計算を行って合成する方式が考えられる。この場合，無限長線音源の有限長さへの変換式としては次式が考えられ，回折減衰については，その区間の中間点での伝搬経路で代表させることが考えられる。無限長道路として求めたレベルΔL_∞とすれば，対象とする道路見通し角度θに対するレベル$\Delta L\theta$は簡略的に次式で求まることになる。

$$\Delta L\theta = \Delta L_\infty + 10\log_{10}\frac{\theta}{\pi}\ [\mathrm{dB(A)}] \qquad (1)$$

回折減衰を求めるとき，代表中間点に点音源を考えて，その回折減衰をあてはめることも考えられるが，次式を利用して，音響学会の線音源に対するα_dをそのまま用いることも考えられる。すなわち，任意の方向θに対する音響経路差がδである場合，それに対応する受音点正面の音響経路差δ_{max}は次式で近似される。

$$\delta_{max} = \delta / \cos\theta$$

このδ_{max}を用い，音響学会の線音源に対する補正値α_dを求め，それをその区間に対する補正値α_dとする。

(3) 音響模型実験

従来より，ホールの音響設計などに用いられてきたが，近年，道路交通騒音の予測あるいは研究にもこの無響室での音響模型実験手法が用いられている。手間と設備を要し，音源や模型材料の選定など難しい点もあるが，所定の条件に従えば，複雑な伝搬形態の場合でも直接その伝搬結果を把握することができるし，任意の伝搬形態を比較的容易に作り出すこともできるので，かなり有効な手段となりうるものである。

以上のような予測手法が考えられるが，それぞれに一長一短があり，どの手法を用いるかは，現地の条件，必要精度（他項目との精度のバランスを要する）等により適宜選択されるべきものと考えられる。以下に代表的な3つの特殊個所について，実用的予測手法の一例を示す。

i）トンネル坑口部における騒音

トンネル坑口部においては，トンネル内を走行する車からの音が集中して坑外に放射され，それが周辺地形の影響を受けて伝搬するので，その予測は非常にむずかしい。しかし，実用的には，一般開放部に対する日本音響学会の予測式を基本として求める次のような手法が一つの方法として考えられる。[1)]

a）まず，坑外に対しては，日本音響学会の予測式を用い，それを道路見通し角度θにより補正する。

$$L_0 = L_M + 10\log_{10}\frac{\theta}{\pi} \qquad [\mathrm{dB(A)}]$$

L_0：明り部についての騒音レベル〔dB(A)〕

L_M：無限長道路としたとき（トンネルがないとして）の騒音レベル〔dB(A)〕

b）トンネル坑口からの音に対しては，まずトンネル内に等間隔に車を配置し，各々の車からの音を坑口面で合成して，坑口面の音響パワーを求める。この場合に，トンネル内での距離減衰は実測結果などより3dB／100mと安全側に設定する。

$$W_T = \frac{W_0}{2}\sum 2^{-\frac{(n-\frac{1}{2})d}{100}} \qquad (1)$$

W_T：坑口面音源のパワー　　W_0：音源（自動車）の平均パワー

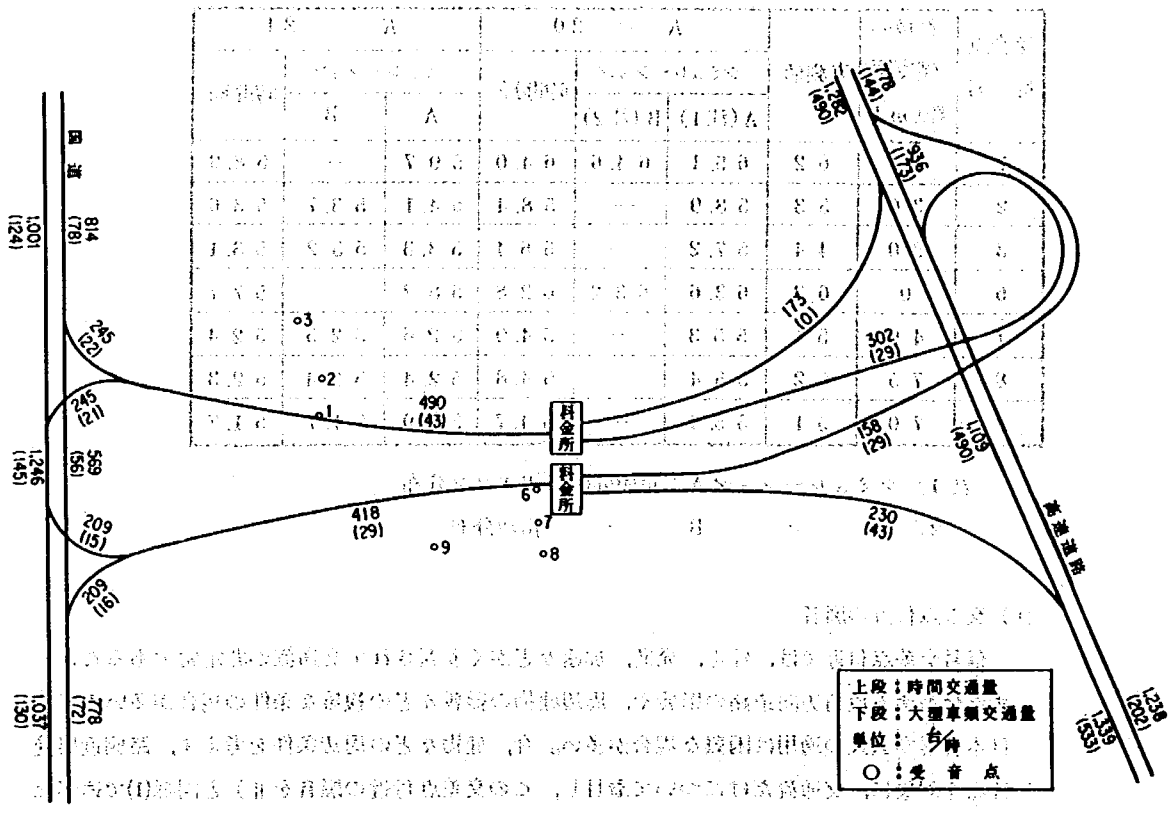
n：トンネル内に存在する車の台数　　d：平均車頭間隔

次に得られたパワーを有する仮想面音源を坑内の適当な位置に設定し，それをいくつかの微少音源に分割する。分割されたそれぞれの音について坑口線部での回折減衰を計算することで，放射指向性状を得ることができる。

c）以上求められたa）とb）を合成することにより，坑口周辺における騒音レベルを大略計算することができる。

ii）インター・チェンジなどにおける騒音

ランプ，インター・チェンジなどでは，線形，断面形が複雑であること，交通流が道路部分により異なることなどがあり，その周辺部における騒音レベルの予測はかなり難しい。



図－1　インター・チェンジにおける騒音予測例

交通条件および受音点位置

図－1に示すようなインター・チェンジの周辺における騒音について，(1)で述べた電算機シミュレーションにより求めた結果と実測値との対応を示したのが表－1である。点音源からの音の距離減衰係数K（距離減衰を$K\log_{10}\ell$（ℓ：距離）とした時の係数Kであり，完全反射面の場合に$K=20$である）を20と24の2種設定し，車頭間隔がポアソン分布と指数分布の場合について求めている。これによると，シミュレーション値は，路肩の受音点では減衰係数が20，路肩から離れた受音点では減衰係数が24で実測値と良く適合していることがわかる。なお，受音点番号3ではかなりの差がみられるが，この点は密集した家屋群の中にあるので，家屋による遮蔽効果を見込む必要があるようである。

表－1　インター・チェンジにおける騒音予測例

実測値と計算値の比較

単位dB(A)

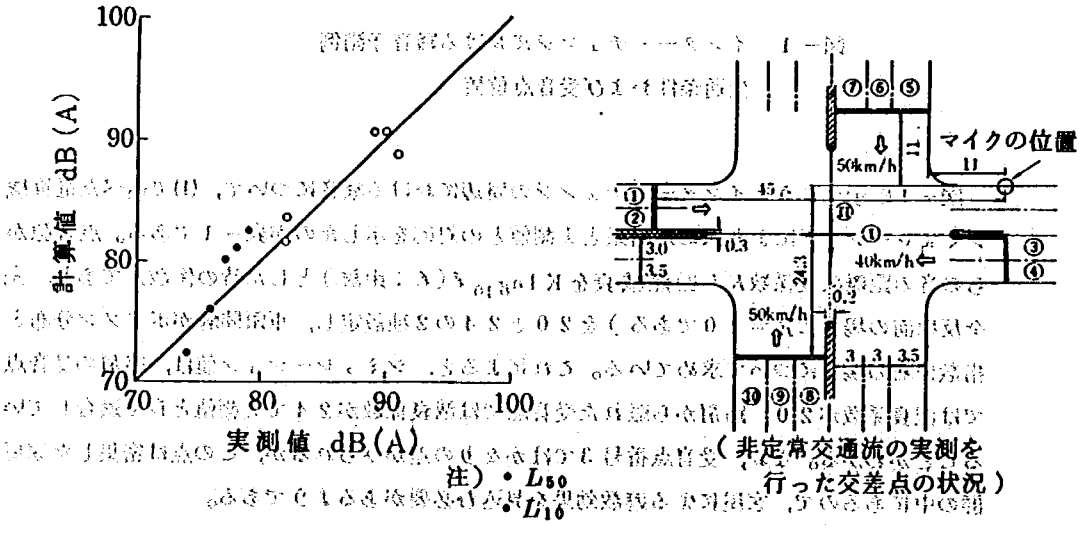
受音点番号	路肩からの最短距離(m)	実測値	K = 20 シミュレーション A(注1)	K = 20 シミュレーション B(注2)	K = 20 時間分布	K = 24 シミュレーション A	K = 24 シミュレーション B	K = 24 時間分布
1	0	62	65.1	64.6	64.0	59.7	—	58.9
2	30	53	58.9	—	58.4	54.1	53.7	53.6
3	90	44	57.2	—	56.4	53.3	53.2	53.1
6	0	63	63.6	63.2	62.8	58.2	—	57.7
7	40	51	55.3	—	54.9	52.6	52.5	52.4
8	75	52	55.4	—	54.8	52.4	52.4	52.3
9	70	51	55.4	—	54.7	51.9	51.7	51.7

注 1)　シミュレーションA：車頭間隔がポアソン分布

2)　〃　　B：　〃　　指数分布

iii）交差点付近の騒音

信号交差点付近では，停止，発進，加速などがくり返されて交通流が非定常であること，また交差する直角方向道路の影響や，周辺建物の影響などの複雑な条件の場合が多いので，日本音響学会式の適用は困難な場合が多い。今，建物などの周辺条件を考えず，路側近接受音点を対象に，交通流だけについて着目し，この交差点付近の騒音をii）と同様(1)で述べた電算機シミュレーションを行って実側値と対比した例が図－2である。[2)]



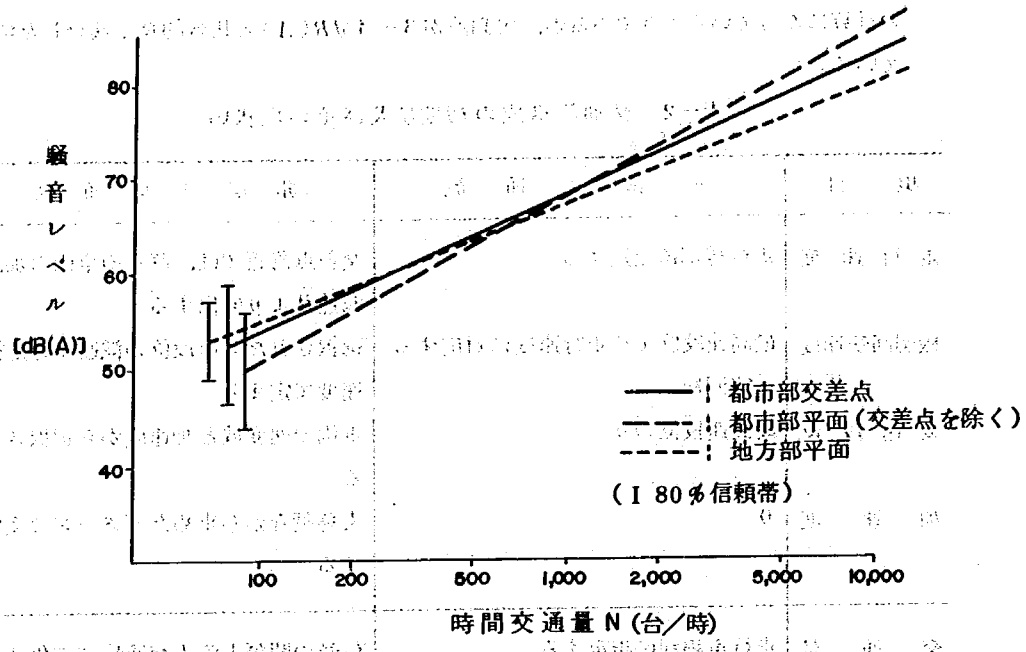
図－2　非定常交通流における実測値と計算値の比較

非定常交通流を表－2に示すようにかなり詳細に取扱っており，かなり大きなプログラムでの計算になっているようであるが，実測差が3～4 $dB(A)$と比較的良く適合した結果を得ている。

表－2　交通流構成の初期値及びその取扱い

項　目	定常交通流	非定常交通流
走行速度	走行線別に指定する	交差点附近では，個々の車両の加，減速はより変化する
機関回転速度	最高速段位での走行速度に対応する一定回転	選択された変速段位の減速比と走行速度で定まる
変速段位	最高速段位のみ	車両の速度域と加速度から選択される
加速度	0	実態調査から求めたパターンで変化する
交通量	走行車線別に指定する	信号の間隔と流入交通量で変化する
車種構成	車線別にシミュレーション時間の平均値として指定	左に同じ
序列	一様乱数による無作為抽出	左に同じ
車間距離	交通量，走行速度，及び車種別にみた平均車両長を考慮した正規分布	最小車間距離のみ指定するが，その他は時間によって変化する

全国における騒音実態調査資料より（現場条件は必ずしも明確ではないが資料数は非常に多い），都市部における交差点と，交差点を除いた部分でのそれぞれの中央値L_{50}は図－3であり，その差異は小さい。



図－3　交差点における中央値 L_{50} と時間交通量との相関
（実態調査資料より）

交差点付近の騒音については，こうした電算機シミュレーション等によって予測できても，それが受け手の人のうるささにどのように対応するかという確認も必要であると思われる。

比較的定常騒音である個所では，平均的レベルでうるささが決まるものと考えられるが，発進，加速，停止などによるレベル変動が，どのような物理量でうるささと対応するのかという検討が必要となろう。

（参考文献）

1）建設省土木研究所道路部交通環境研究室：トンネル坑口周辺における騒音に関する実験結果，土木研究所資料第１４２０号，１９７８．８

2）木村彰良・坂上文寿：道路交通騒音のシミュレーションについて，日本音響学会誌３１巻７号，１９７５

道－4　環境アセスメント（騒音）について

（質問）

種々の原因による補正値 α_i については道路構造が高架であり交通量が1,000台／h以下の場合には750～1,000台／hの実測値をもとに決定したとあるが，実際には750台／h以下のケース

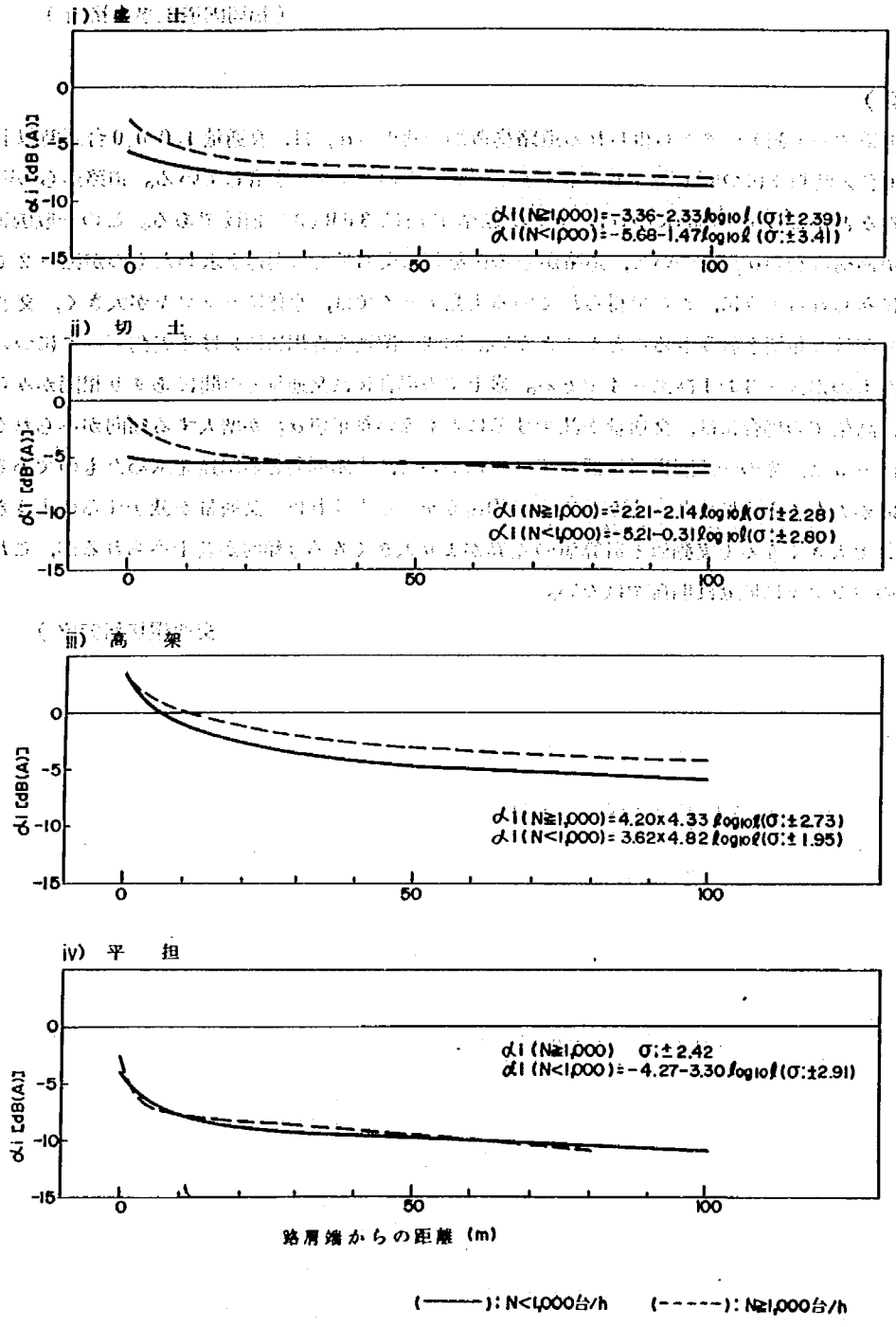
がありこの場合の計算値と実測値との精度について伺いたい。

（福岡国道工事事務所）

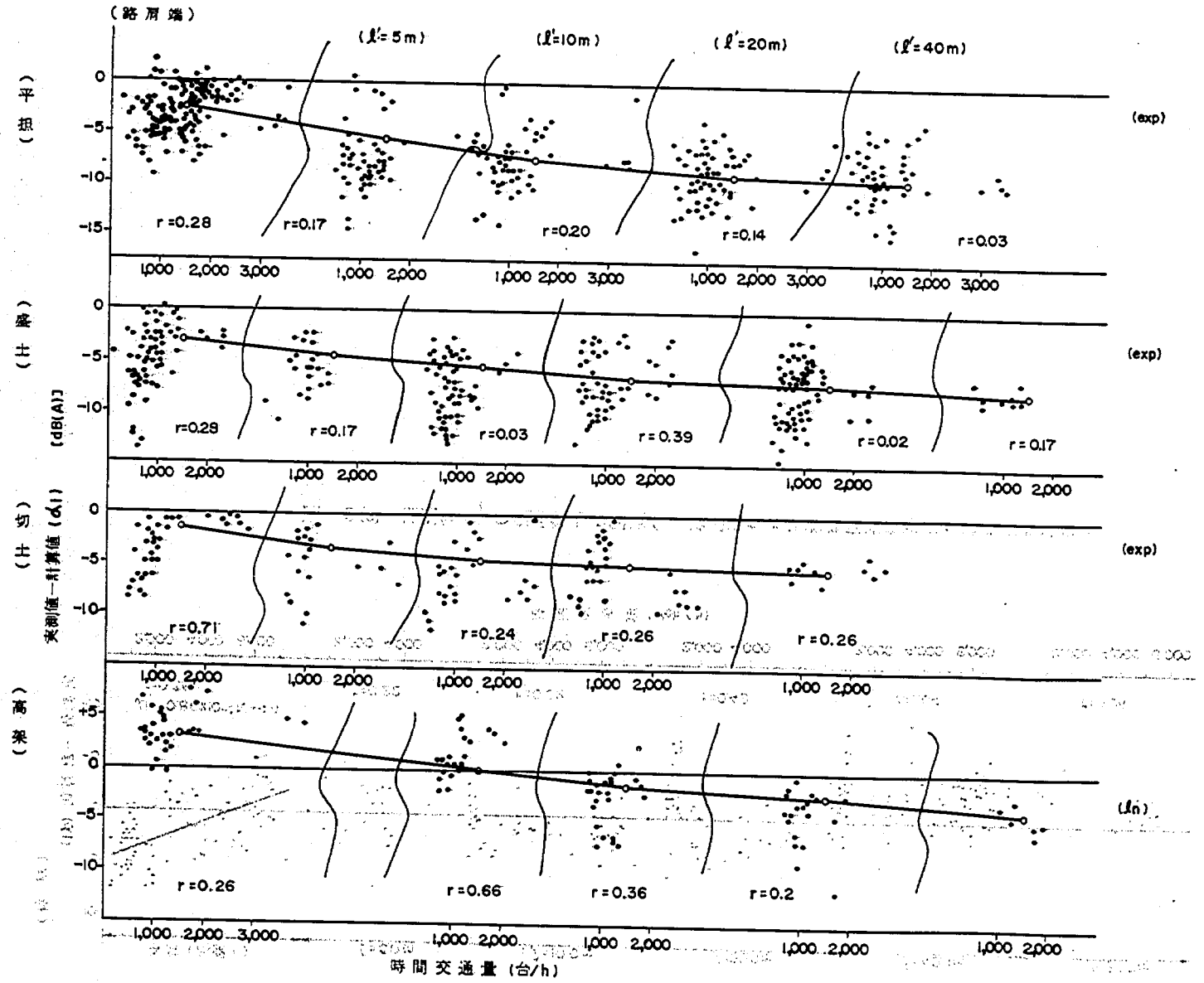
（回答）

一般国道での実測データから得られる道路構造別の補正値α_iは，交通量1,000台／時以上と1,000台／時以下について図－1に示すようなデータのバラツキを有している。道路からの距離，交通条件などによらず平均的にみれば，α_iの標準偏差は3dB(A)前後である。この一般国道における道路構造別のα_iについて，道路からの距離毎に交通量との関連を求めたものが図－2である。図にみられるように，ここで得られている実測データでは，全体にバラツキが大きく，交通量との間の明確な相関を読み取ることができない。同様の関連を専用道における実測データについて検討したものが図－3および図－4である。盛土での場合には交通量との間にあまり相関がみられないが，高架での場合には，交通量が減少するにともない補正値α_iが増大する傾向がみられる。また，図－5は，先の一般国道平担部のデータについて，車頭間隔との関連を求めたものである。車頭間隔が大きくなるにつれ，すなわち（平均速度を一定とすれば）交通量が減少するにともないα_iが負で大きくなる（実測値と計算値の差異がより大きくなる）傾向が若干みられるが，これもデータのバラツキに照せば明確ではない。

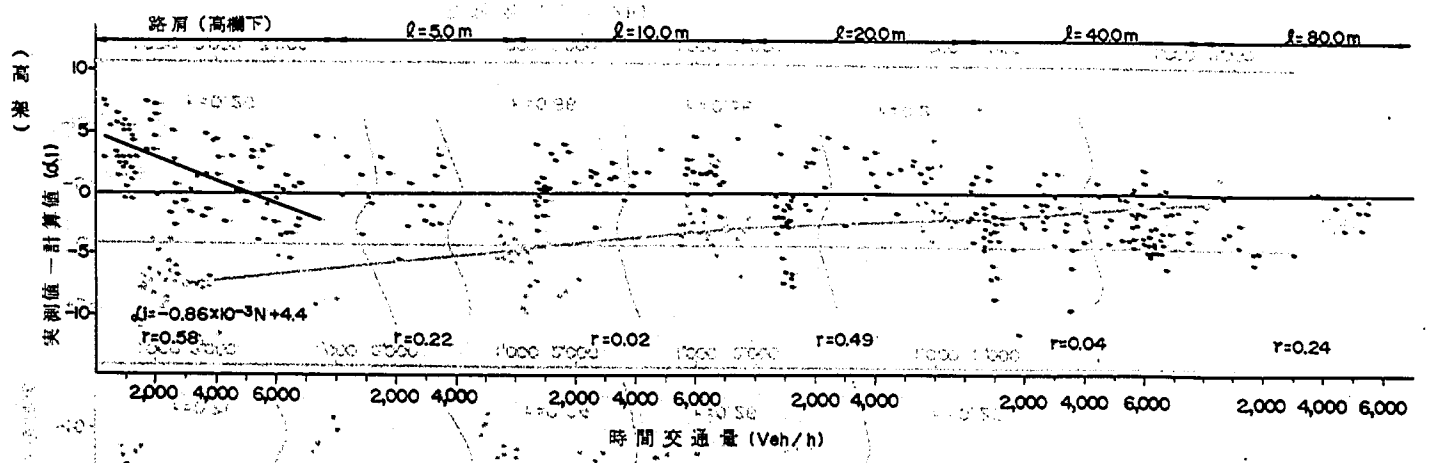
（交通環境研究室）



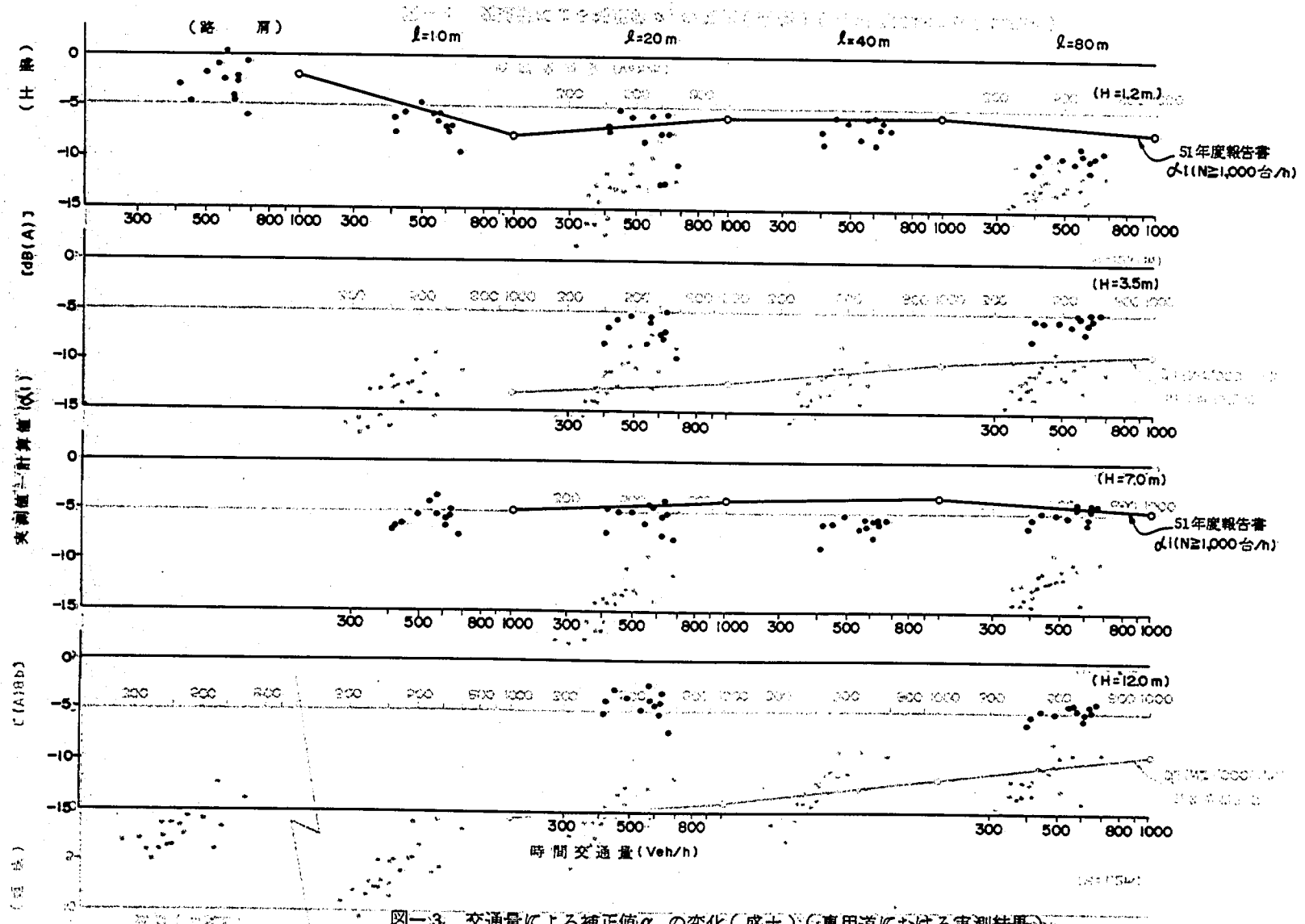
図－1 （一般国道）交通量1,000台／h以上と1,000台／h以下の α_i の比較



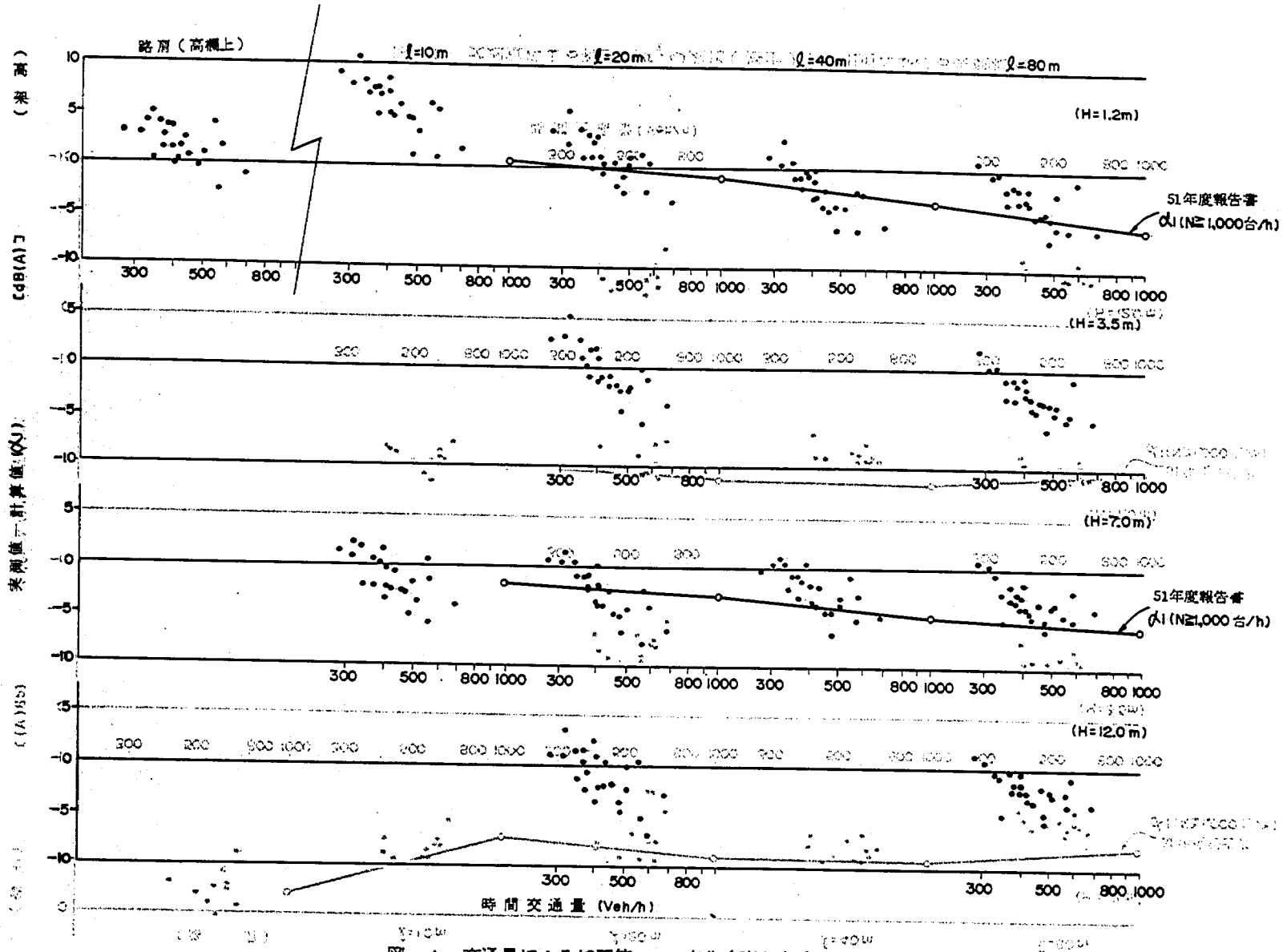
図−2(1) 補正値α_iの交通量との関連(一般国道における実測結果)



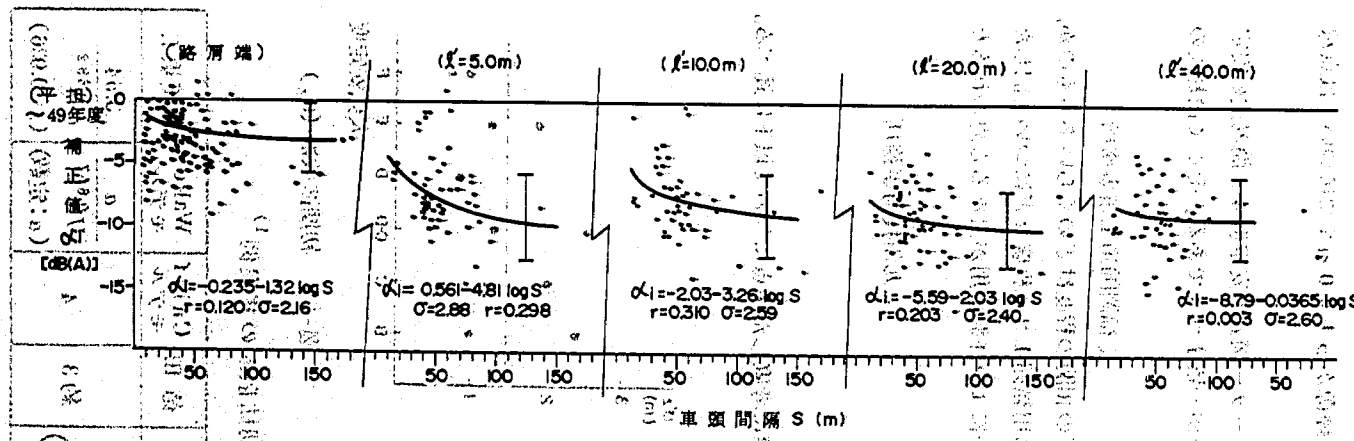
図—2(2)—補正値 α_i の交通量との関連（一般国道および首都高速道路における実測結果）



図—3　交通量による補正値α_iの変化（盛土）（専用道における実測結果）



図−4　交通量による補正値 α_i の変化（高架）（専用道における実測結果）



図—5 平均車頭間隔による補正値 α_i（一般国道平担）

道－5　環境アセスメント関係（大気汚染）について

（質問）

1）プルーム式に使用する拡散パラメータ σ_y σ_z は Pasquill のパラメータを参考に決定するが，本来 Pasquill のパラメーターには煙源から１００m以遠についてしか表示してない。そこで道路局の「道路環境評価に用いる予測方法」では煙源から１００mまでについては点線で示してあるがこの考え方と精度について伺いたい。

2）パフ式の厳密解と簡易式による解についての比較でターナー図表の安定度４と簡易式の安定度ハの結果は非常に一致するとあるが理論的には３とハが一致すべきである。そこで簡易式の適用の考え方について伺いたい。

（福岡国道工事事務所）

3）路側における実測値とモデル式により算出した値などの相関の程度はどのくらいあるものか，又，色々なモデル式が発表されているがこれらの式の適用範囲１２cm程度などについて記した文献など（和文がよい）を御教授願いたい（使用モデルにより予測費用が異なると思われるため，その判断材料としたい）。

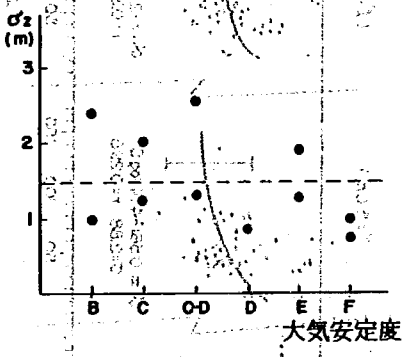
（九州技術事務所）

（回答）

1. プルーム式に用いる拡散パラメータ σ_y，σ_z を設定する際に考慮した諸点について以下に述べる。

1）道路内拡散

自道車から排出された汚染物質は，道路上で自動車の走行によりかく拌混合され，道路内ですでにある拡がりをもっていると考えられる。この現象をプルーム式で表現する方法として道路内で初期拡散幅を定義することが考えられる。図－1は，トレーサーガス拡散実験，実測調査から推定した初期拡散幅を示す。値は若干ばらついているが，表－1に示す既往の資料と合わせて平均的には1.5m程度の値であると判断している。水平方向の初期拡散幅については，道路を対象とした実験が少ないところから筋定値を求めることはできないが，道路上に汚染物質が一様に拡がっていると



図－1　初期拡散幅（σ_z）

表－1　初期拡散幅の提案例[1)]

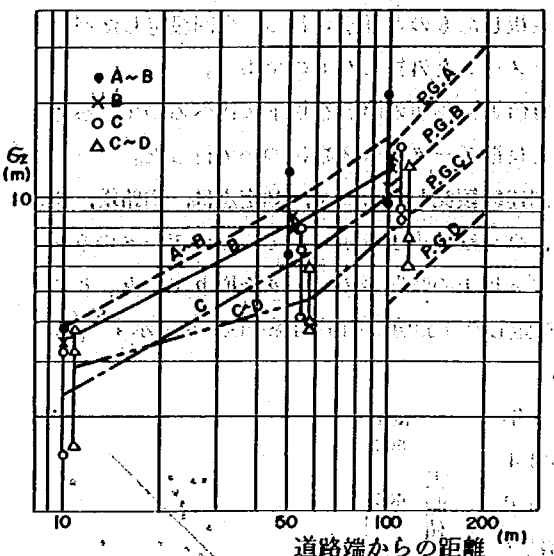
	EPA	SRI	森　口	徳　田	Calif モデル	Wake モデル	三菱重工
σ_{z0} (m)	1.5	１０	約５ (10m程度もある)	約３	4	$\frac{a}{U^{0.667}}$ (a：定数)	$\frac{3.54}{U^{0.682}}$ (γ=0.936)

考えれば，初期拡散幅は車道幅員にとるのが妥当であると考えられよう。

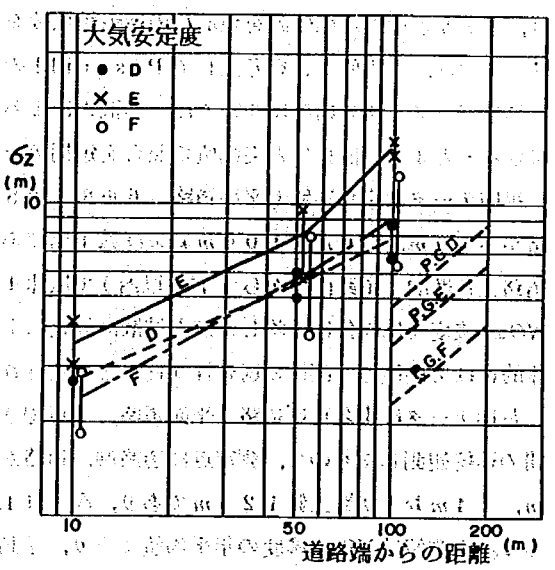
2）沿道拡散

自動車から排出された汚染物質は，道路上でかく拌混合を受けた後，一般の大気拡散となる。

図—2，図—3は，トレーサーガス拡散実験[2),3),4)]，実測調査から求めた鉛直方向拡散幅を示す。



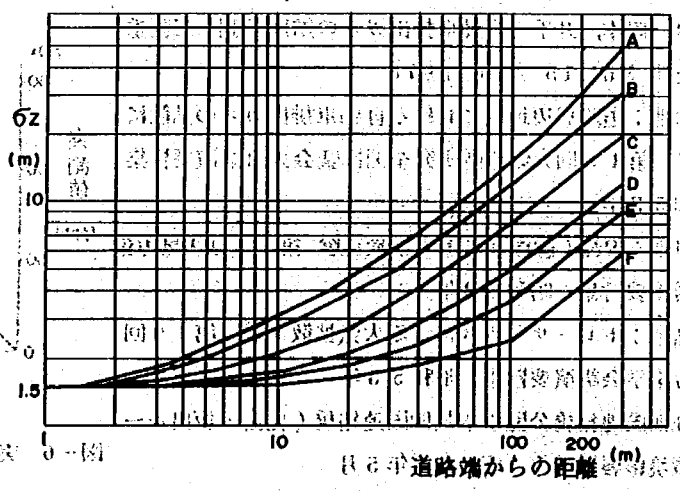
図—2　鉛直方向拡散幅（不安定側）



図—3　鉛直方向拡散幅（安定側）

大気安定度が不安定側の階級では，風下距離100m地点でPasquill—Giffordの与えた数値とほぼ一致している結果を得ている。大気安定度が中立もしくは安定側ではPasquill Giffordの与えた数値よりも大きくなっており，安定度階級による序列も必ずしも整合がとれていない。

そこで，1）と2）の成果と従来からのPasquill-Giffordのパウメータを参考にしてプルーム式に用いる拡散パラメータσ_zを図—4のように道路近傍の部分について信正を施して実用面から設定してみた。大気安定度が安定側では設



図—4　環境影響評価に用いる鉛直方向拡散幅

定した値は実測結果より小さめであり，予測に際しては安全サイドとなっている。水平方向の拡散幅は，Pasquill－Gifford の与えた数値に初期拡散幅として車道幅員を加えて設定してみた。

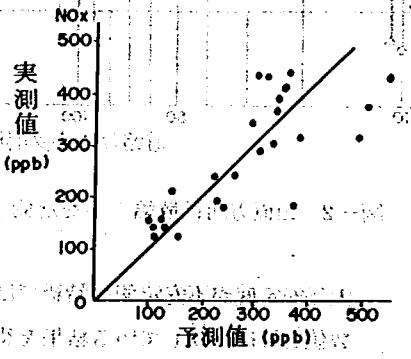
ている。水平方向の拡散幅は，Pasquill－Giffordの与えた数値に初期拡散幅として車道幅員を加えて設定してみた。

煙源から１００mまでについては，Pasquillは拡散パラメータの数値を与えていないが，これは，煙突などの固定発生源を想定して遠距離拡散を重要視したものと推察される。今回設定したパラメータでは，実測値などを考慮してPasquillのパラメータを外押したものである。

拡散パラメータの精度については，拡散式による計算値と実測値の照合を以下に述べるので，参考にされるとよい。計算値と実測値の照合を短期データと長期データの２種類について行った。

短期データは京葉道路（平面道路，６車線）で５日間連続観測したもので，測定点は，道路端，道路から１０m，３０m，１００mおよび風上側であり，高さは地上1.5mである。このデータのうち道路直角風向（道路直角から±45°以内）で風速１m／s以上の時間帯のデータを取り出した。このNO_x濃度を風向毎に平均した値と拡散計算式により推定した予測値の相関関係を図－5に示す[5]。全体的には実測値と予測値の適合性は良いと判断される。

長期データは東名高速道路（平面道路，４車線）で１年間の連続観測したもので，測定点は道路端，道路から２４m，６４mおよび風上側１２５mであり，高さは1.5mである。実測値はNO_x濃度の年平均値であり，予測値はプルーム式，パフ式を用いて予測方法（案）に示す方法に従って気象条件，交通条件を整理して拡散計算を行って年平均値として算出したものである。図－６は実測値と予測値の相関関係をみたものであるが，適合度合は良いと判断される。



図－5　実測値と予測値の相関（短期データ）

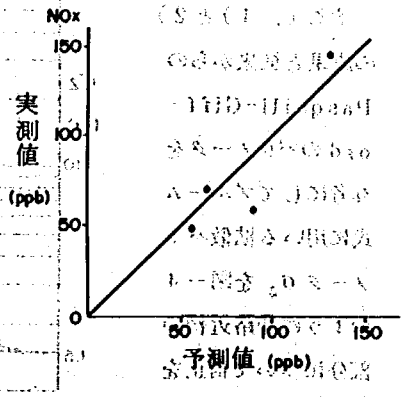
1）筌口，岡本，井手：自動車排出ガスの拡散予測　三菱重工技報 Vol 15 No 4 1978

2）八木他：道路周辺地域における自動車排出ガスの拡散について　第１８回大気汚染研究全国協議会大会講演要旨集　昭和５２年

3）山口他：SF_6（線源）による拡散実験　第１９回大気汚染学会講演要旨集　昭和５３年

4）川島他：トレーサーガスによる大気拡散実験　第１９回大気汚染学会講演要旨集　昭和５３年

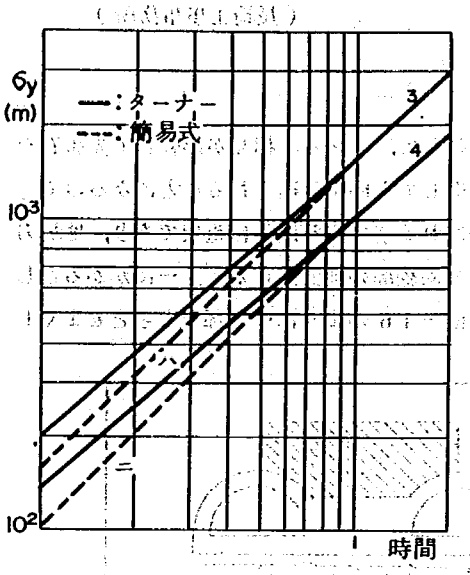
5）本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋（児島・坂出ルート）環境影響評価書　昭和５３年５月



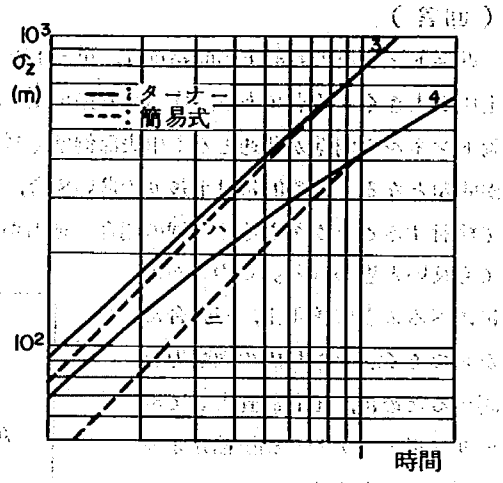
図－6　実測値と予測値の相関（長期データ）

2. パフ式の簡易式による解は，原式に対して拡散パラメータ$\sigma_y = \alpha T$，$\sigma_z = \gamma T$とおいて求めたものである。厳密解と簡易式の解に生じる差は，ターナーの与えている拡散パラメータが図－7，図－8に

示すように必ずしも$\sigma_y = \alpha T$, $\sigma_z = \gamma T$ では表現できないことに起因している。したがって,



図－7　水平方向拡散幅



図－8　鉛直方向拡散幅

ターナーの安定度3と簡易式の安定度ハが対応しているものとは限らない。予測方法(案)にも示しているように,濃度計算結果からはターナーの安定度4と簡易式の安定度ハの方がより対応している。このように簡易式の適用にあたっては,原式によるものとの相関性を検討した上で用いるのが原則である。理論的には,原式を忠実に積分して濃度を求めるのが望ましい。

(交通環境研究室)

道－6　近接トンネルの調査および施工について

(質問)

1. 近接トンネル設計に当ってどのような調査を行なう必要があるか。
2. 近接トンネルを第1期として暫定使用し,第2期で完成施工するに当ってどのような施工方法が考えられるか。また施工上どのような留意点があるか。

〔現地状況〕

① 地　質 …… 第4紀層の安山岩と火山角礫岩の互層を成し,岩質は堅硬礫で風化は深部まで進んでいない。又,大きな断層は考えられない。

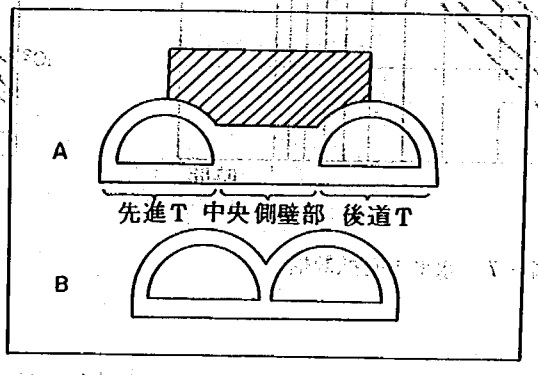
② トンネルの土被り …… 最小　15 m程度

③ 状況　トンネルに近接して市道および水源池があり施工に際しては市道を全面規制できない。

（長崎工事事務所）

（回答）

近接トンネルの設計上の問題点は，単一トンネルと比較して，トンネル相互が影響して先進Tの土圧が大きくなる点である。作用する鉛直土圧は側壁を通して下部に伝達されることになるので，両トンネルの側壁が共通となる中央部側壁（ピラーと呼ばれる）の設計は特に重要であり，地耐力が問題となる。概略的には土被りの薄い場合，図－1Aの斜線部の地山荷重がピラーにかかるとして検討することができる。今回の場合，地山が良いので図－1Bのように中央部をもっとせまくしても良いと思われる。この方が後に述べるように施工上，好都合だからである。なお地山の地耐力を調べるために，地質調査としてボーリング・コアの一軸圧縮強度等を調べるのが望ましい。



図－1　模　式　図

トンネルの施工にあたっては，地山をゆるめないことが必要であり，この点においても，ピラーの施行が要点となる。ピラーは一般的に先進させて施行し，地山との間隙を十分に充填することが必要となる。図－1Aのように中央部を広くとると，先進導坑の断面が大きくなって施工コストが上がるとともにゆるみも多くなりがちである。したがって地耐力の点で問題が生じないかぎり図－1Bのように近づけるのが良い。

2期工事の後進Tの施工の問題点としては，先進Tの施行により地山がすでにゆるんでいるところを掘る可能性が多いこと，および先進トンネルに後進トンネルの掘削の影響が出ることである。

先進トンネルに与える影響としては，土圧の増加，地山の変形，発破振動などがあり，いずれも覆工にクラックを発生させる要因となるので，先進トンネルの覆工には用心のため鉄筋を入れておくことが望ましい。

質問とは直接関係がないが，参考図によると終点側坑口はコンターと平行にトンネルが入るようになっているので偏圧並びに坑口位置の十分な検討を行う必要があると考えられる。No.222付近も検討の必要がある。

（トンネル研究室）

道－7　バイパス計画によるトンネル上部盛土を施したときのトンネルに与える影響の解析手法について

（質問）

トンネルの応力解析は一般に

(1) 地山のゆるみ高さと，それによって発生する主働土圧の推定が困難である。

(2) 覆工コンクリートの力学的構造系が明確でない。

(3) 覆工の変位を地山が拘束することによって生ずる受働土圧の決定が難かしい。

以上のような理由で極めて難しく，オーソライズされた解法というものはないが通常の山岳トンネルでは従来の類似のトンネルの例を参考にし覆工厚等を決めているし，一方明り巻トンネルは，力学的構造系も明らかでありトンネルに作用する土荷重についてもはっきりしているのでその解析についての理論的な問題は少ない。

当該トンネルは通常の山岳トンネルとして築造されたものと解されるが，現在4.8mの土かぶりの上に8.5mの盛土をしたときの正確な力学的解析はきわめて困難であり，現実に即応した解析手法の採用に苦慮している。明確な解析手法があればその資料を提供していただければ幸いである。

（参考）

現在はとりあえず，「Proctor・White氏の図式解法」によって覆工応力の解析を試みに採用している。

（北九州国道工事事務所）

（回答）

トンネルの構造物としての安全性は，トンネルが受ける外力とトンネル構造物自体の強度とを比較することによって明らかになる。したがってこの二者について別々に検討していくのが良いと思われる。

まずトンネルが受ける外力について述べる。4.8mというトンネル径の約1／2のうすい土かぶりがトンネルにあたえる外力の大きさは，地山強度によって，0から全土かぶり荷重になるまで様様である。地山が健全な花崗岩であれば0であるし，乾燥した砂のように粘着がなければ全土かぶり荷重がトンネルに作用する。千葉市の貝塚トンネルの例では，土かぶりがトンネル直径の0.41倍，粘着力0.65Kg／cm²，摩擦角26°という条件で全土かぶり荷重の約半分の荷重がかかった。ここでは安全のために全土かぶり荷重がかかるものとする。次に盛土による土圧の場合は全土荷重が地中構造物に作用すると考えるのが妥当である。したがって，両者をあわせて，8.5m＋4.8m＝13.3mの地山高さの土荷重が外力としてトンネルに作用することになる。トンネル応力解析はここからさらに応力のレベルにまで解析を進めるやり方であるが，覆工と地山の接触状況に関してわからないことが多いため，問題が多い。

次にトンネル構造物自体の強度であるが，これは実験的にもとめられる。[1] それによると覆工厚45mのとき覆工の耐荷力は地山の高さにして約53mである。

（[illegible]）

これらを比較すると，大まかに言って，トンネルが受ける外力は地山高さにして13.3m，トンネルの強度は地山高さにして53mであるから，強度が外力を大幅に上まわるから，このトンネルは安全であると言える。しかし，覆工の強度を十分に得るためには，地山と覆工とが密着していることが必要であり，この条件を満すようにするため，トンネルには充分な裏込め注入を実施することが必要である。また，盛土によってトンネルに加わる土圧が大きくなることが予想されるので，安全管理上，盛土施行時にトンネル壁面にクラックが発生しないかどうか注意することも必要である。

参考文献

1) 道路トンネル便覧　昭和50年1月，111P，日本道路協会

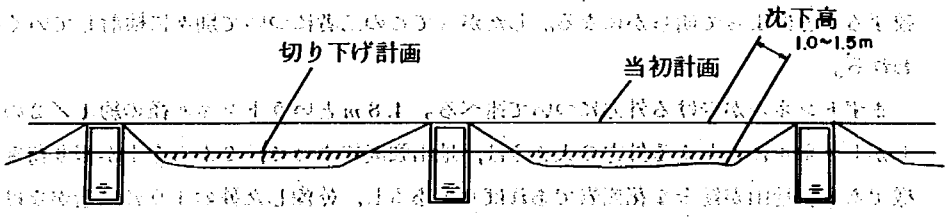
（トンネル研究室）

道－8　軟弱地盤の低盛土区間の沈下予想および適切な対策工法について

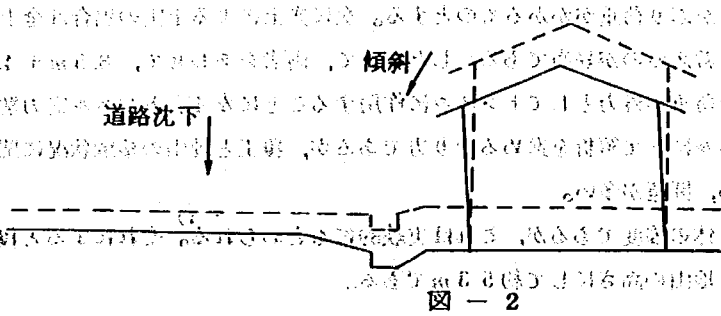
（質問）

1. 佐賀県白石バイパスは，昭和42年度に供用開始して以来，地下水のくみ上げや交通による繰返し荷重による圧密沈下が重なり，沈下の生じやすい盛土部と沈下の生じにくい道路横断構造物との間に大きな段差が生じ交通に支障をきたしている。また，道路沿いの家屋が道路の沈下にひきずられて傾斜するという問題点も生じている。

そこで，現在，ボックスを切り下げて計画縦断を下げる案を検討中であるが，盛土部も出てくるためいままでと同じく沈下が発生するおそれがある。こうした道路沈下を抑える適切な工法をお伺いしたい。



図－1



図－2

（佐賀県道路課）

Ⅱ.

(1) 交通による繰返し荷重による影響を考慮しなければならないのはどのような場合か。たとえば，盛土高，計画交通量，又は，地盤条件等との関係から判断基準を教えていただきたい。

(2) 圧密計算には，二次圧密を考慮する必要があるか。

(3) 適切な不等沈下対策について御指導願いたい。

（八代工事事務所）

（回答）

一般に低盛土道路では，軟弱地盤に及ぼす盛土自重と交通荷重の両者の影響が加わるため，供用後の不等沈下や変形が大きくなる場合があり，極端な場合には舗装にひび割れが発生する。

このような著しい不等沈下は，盛土高，軟弱地盤の性状（特に，軟弱層厚の局所的な変化や土質の不均一性），盛土及び路床の性質，舗装の種類と構造，及び大型車交通量などが関係して生じる場合が多い。

ここでは，建設省技術管理業務土質部会の共同研究の1つとして実施してきた調査結果にもとづき，軟弱地盤上の低盛土道路の問題点とその対策について述べることにする。この調査は，種々の地盤条件をもつ実際の道路内に各種地盤対策工を施工した試験区間を設け，路面の沈下や平担性の変化を追跡調査したものであるが，これまでの調査結果から次のようなことが判明している。

① 軟弱地盤上の道路で最も大きな問題は，道路横断構造物（カルバートや橋脚等）との断差の問題である。

佐賀県白石バイパスの場合はこの典型的な例であると考えられる。一般にカルバートなどの構造物の基礎に杭基礎が用いられた場合に段差は大きくなる。これは，構造物と盛土との相対的な沈下量の差が大きくなるためである。

従って，地盤の残留沈下量が大きいほど段差は生じやすく，供用後の改築，修繕等の維持管理費も多くなる。たとえば，関東平野のあるバイパスでは，軟弱層厚が3.0～40mもあるため供用後の残留沈下量が年間20cmを越え，このため，支持杭をもつ橋脚との取り付け部に種々の支障が生じ，維持修繕工事のために，供用開始から2ケ年で1千万円近くもの金額を費した例もある。しかも，軟弱層が厚いため沈下の終息に10年以上かかる計算になり，今後何年間もかなりの維持修繕の手間と費用がかかることが予想される。

このように，軟弱層が厚いほど，残留沈下量が大きくなり，しかもそれが長期にわたって継続するため，道路交通及び維持管理に大きな影響を及ぼすことになる。

一方，軟弱層が比較的薄い場合（10m以下）には，盛土による沈下の終息が早く，供用開始までに加わった工事用車両の重量がサーチャージの効果を発揮しやすいため，交通荷重による沈下量も少なく，供用後の残留沈下はほとんど生じないという調査結果が得られている。

② 軟弱層の層厚や土質が局所的に変化している所では，不等沈下を生じやすい。

ただし，①で述べたように，軟弱層が薄い場合にはあまり大きな問題とはならない。

③ 道路横断構造物との断差の問題を除けば，交通荷重による路面の平担性の低下はそれほど問題とならない場合が多い。調査した道路は，軟弱層が1.5 mのものから35 mに及ぶものが含まれており，軟弱層が厚い場合には供用後かなりの沈下が生じている。こうした沈下の発生にもかかわらず路面の平担性がほとんど変化しないということは，路面が縦断方向にほぼ一様に下っているということを意味していると考えられる。

④ 沈下予測で考慮すべき交通荷重の大きさは，盛土自重に換算すると，1.5 m程度の静荷重を考慮すればよいと考えられる。

これは，盛土高2.5 m，3 mプロフィロメータの標準偏差$\sigma = 1.0 \sim 1.5$ mm，日交通量1万台弱の特性をもつあるバイパスでの沈下観測値をモデルとして，せん断変形による即時沈下を考慮した通常の圧密計算を行ない，供用後急増した沈下量がどれほどの盛土荷重に起因するものかと試算し，これをもって交通荷重の大きさと考えて求めたものである。

⑤ 軟弱地盤上に盛土した場合に生ずる沈下には，載荷による即時沈下と載荷後に起こる圧密沈下，ならびにクリープなどによる二次圧密とがある。従って，全沈下量を予測する場合には，二次圧密をも考慮した沈下計算をすることが必要となるわけであるが，二次圧密については十分な解明がなされていないため，あらかじめ計算によってそれを予測することは困難な場合が多い。したがって，過去の実測値との比較などから設計段階における全沈下量は，即時沈下量と圧密沈下量とを合せたものとしてそれらを計算によって求めるのが普通である。しかし，供用開始後の残留沈下量はクリープなどによる二次圧密の影響もかなり含まれることになるので，既往の類似した地盤条件の沈下データなどがある場合には，それらを参考にして二次圧密についても検討しておくのがよいと思われる。又，供用後に観測した時間と沈下曲線とからそれ以後に生じる残留沈下量を推定する方法も実際の現象を把握するいみで，好ましい方法であると考えられる。

最後に，低盛土における軟弱地盤処理工法について述べる。

一般に，軟弱地盤上の低盛土道路で用いられる地盤対策工法は次のようなものである。

(1) サンドマット，敷設材，添加材等を用いた表層処理工法
(2) サーチャージ工法
(3) 置換工法
(4) サンドコンパクションパイル工法，石灰パイル工法

上記の対策工法のうち，白石バイパスのように軟弱地盤の層厚が大きい場合には，一般的に置換工法を適用することは困難であり，又表層処理ではその効果はあまり期待できないと考えられる。従って，この場合，サーチャージ工法がサンドコンパクションパイルや石灰パイル等を用いた深層処理が適切であると思われる。

サーチャージ工法の場合には，まず，現在の道路に交通荷重の効果に相当する盛土高1.5 m以上のサーチャージを加え，沈下がほぼ終了した時点でサーチャージを除去し，ボックスの切り下げを行ない計画縦断を下げる。ただし，この場合，道路沿いの家屋等がひきずられて沈下することもあるので，これを防止するための対策工法としては，沈下を防止したい家

屋のわきには矢板を打ち沈下をここで切断しておくことなどの対策工法が考えられる。

サンドコンパクションパイルや石灰パイルを用いて深層処理を行なう場合には，全層にわたって処理するのが最も好ましいわけであるが，軟弱層が厚い場合には軟弱層全体を処理することは困難である。この場合でも，軟弱層厚の1／2か，できれば2／3以上の深さまで改良するのが沈下防止の面からは望ましい。又，沈下があまり生じないので沿道の家屋の沈下は少なくなると考えられる。ただし，サンドコンパクションパイルや石灰パイルの打設中に地盤を乱すと，盛土荷重の載荷時に側方流動を大きくし，周辺地盤に悪影響を及ぼすこともあるので注意して丁寧に施工する必要である。

（土質研究室）

道－9　入替路床土の設計ＣＢＲの取扱いについて

（質問）

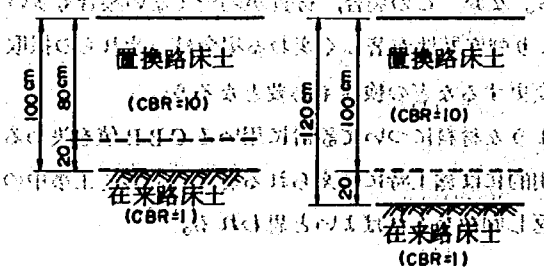
路床土を入替える場合の設計ＣＢＲの求め方が舗装要綱 P－18 に示されているが入替厚を1.2 *m*として入替土のＣＢＲを設計ＣＢＲ値とすることができれば経済的な場合があるので，その取扱の可否をお伺いしたい。

（宮崎工事事務所）

（回答）

路床改良の目的で，軟弱土を良質材料で置換える場合，舗装要綱（５３年版）では，下が軟弱土の場合，十分な締固めが困難なこと及び供用後の軟弱路床土の下からの混入による支持力低下の恐れがあることから，置換え厚のうち，下部の２０*cm*については強度評価の計算に含めないようにしている。したがって，路床土を１*m*置換えた場合（例Ａ）では，有効な置換え深さは，８０*cm*であるのに対し，１２０*cm*置換えれば（例Ｂ），置換え後の設計ＣＢＲの計算では置換え土の強度は１００％評価されることになる。（図参照）

（図）　路床置換えの計算例



置換え後の設計ＣＢＲ

(A) $CBR_m = \left(\frac{20\times1^{1/3}+(100-20)\times10^{1/3}}{100}\right)^3$

$= 7.1 \rightarrow 6$

(B) $CBR_m = 10 \rightarrow 8$

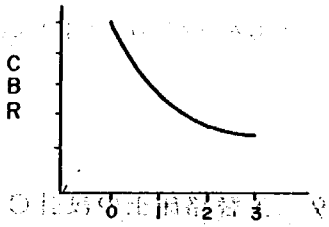
例Bのように，１２０cm置換えることは，構造設計上は可能であるが，その場合，路床を１２０cmとみるのかという疑問が生ずる。しかし，この場合は，路床はあくまで１mで，下部の２０cmについては締固め等を十分に行なうために路体を一部置換えたものだと理解していただきたい。

（舗装研究室）

道－10　風化しやすい材料のＣＢＲ値の判定について

（質問）

第三紀層の泥岩・頁岩は風化（乾湿くり返し）を受けると細粒化・泥化をおこして粒度が変化していく。この材料の変化の状況を調べるためにくり返しＣＢＲ試験を行うと図の様に粒度が細粒化とともにＣＢＲ値が低下していき何サイクル目からは一定値になる。



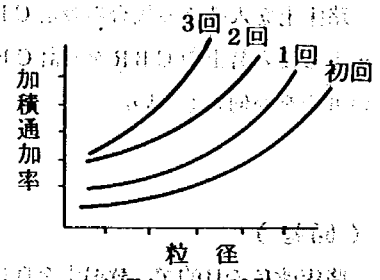
くり返しCBR試験結果

① この様な材料は試験用試料のとり方によって，試験値が大きく変化する。

適正な試料の採集方法

② 設計ＣＢＲの決め方

（日本道路公団）



くり返しCBR試験と粒径

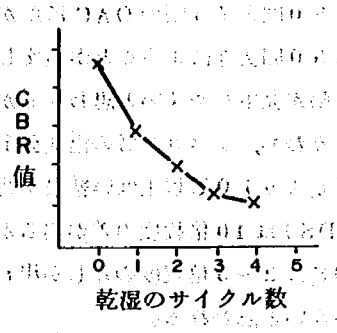
（回答）

泥岩，凝灰岩，片岩，頁岩などの軟岩はスレーキングを起こす性質をもち，道路の盛土材料等に用いた場合，害を与える場合がある。この種の軟岩は盛土材料として扱う時点では岩としての性質をもち，これらの材料による盛土は空隙の多いものとなりやすく，また施工後には岩塊が細粒化して長期的に沈下が継続して生じたり，支持力の不足を生じたりする恐れもあるので，これらの材料の使用に当っては十分注意しなければならない。

このような軟岩を路床材として用いる場合の材料試験用試料の採取に当っては，一般の路床部の場合と同様に代表的なものとなるように採取する。なお，この場合，材質が均一でない場合も多いと思われるので，採取する個所数は一般の場合より強度特性が著しく変わる場合は，それらの採取個所に応じたＣＢＲ値の決定を行ない舗装厚を変更するなどの検討も必要となろう。

乾湿の繰返しによって強度特性値が低下するような材料について設計に用いるＣＢＲ値を決める場合，現在のところ，定まった方法はないが実用的には施工時に考えられる乾湿の回数（工事中の降雨回数）だけ室内のＣＢＲ試験での乾湿の繰返し回数をとればよいと思われる。

構造設計上の安全からみれば，一定の値に収れんするときのＣＢＲ値をとるとよいが，その繰返し回数が多いときには試験が煩雑になるので実用的でない。また舗設後の表層からの水の浸透や地下水の変動による乾湿の影響については，それは交通荷重の影響に較べて小さいと考えられること，および周囲が拘束されているのでこの材料の乾湿よりも含水量の大小による影響の方が大きいと思われる。この場合，含水量の大きくなることの影響はＣＢＲ試験における水浸で評価されているので，舗設後の乾湿の繰返しを考慮する必要性はないと考えられる。



乾湿の繰返し数とCBR

（舗 装 研 究 室）

道－１１　粗粒度アスコンの配合設計における突固め回数について

（質問）

Ｃ交通以上における粗粒度アスコンの配合設計は７５回の突固めで供試体を作成することになっているが（舗装要綱Ｐ６４），２層以上となる基層の粗粒度アスコン全ての配合設計を７５回突固めとすると亀裂の発生しやすい混合物となるので，基層最上層のみを７５回，それ以下は従来どおり５０回とするべきではないかと考えますが御意見をお伺いしたい。

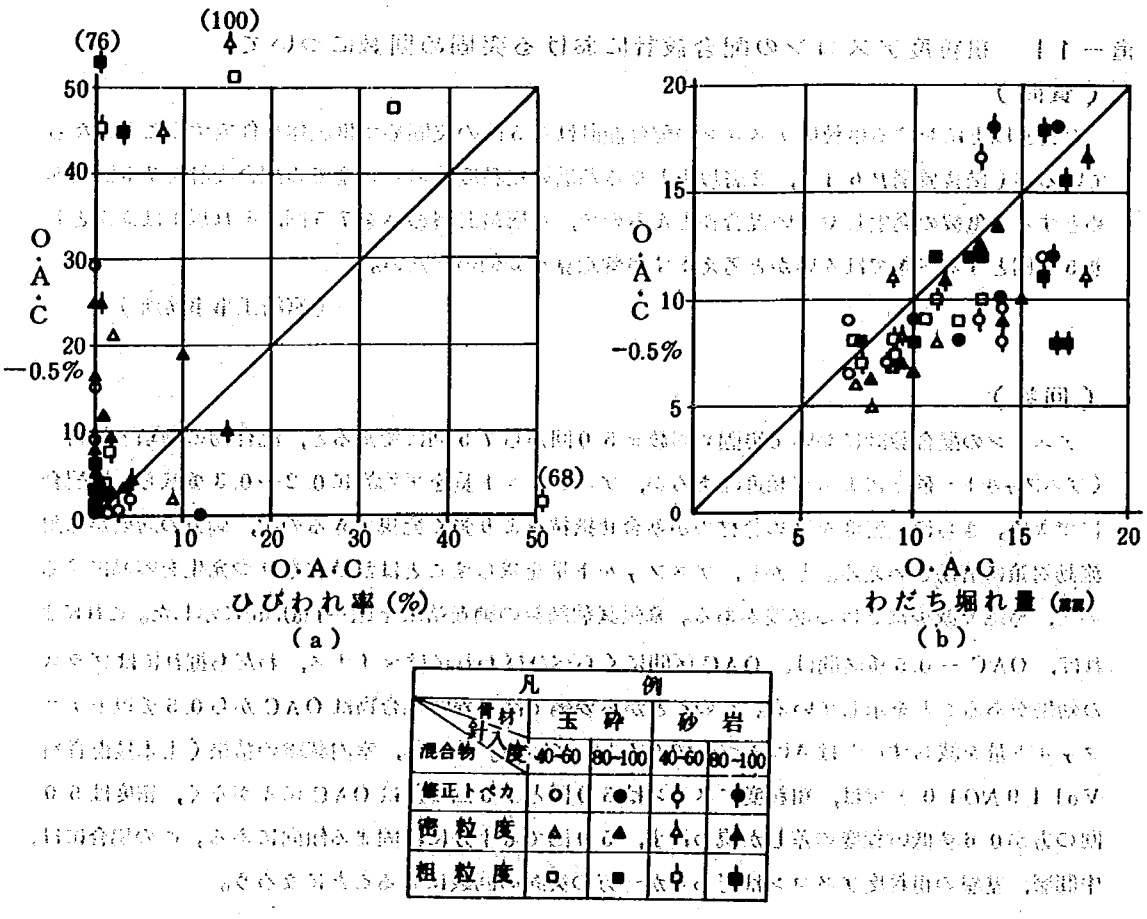
（宮崎工事事務所）

（回答）

アスコンの配合設計において突固め回数を５０回から７５回に変えると，混合物の種類・材料（アスファルト・砂）によって相違はあるが，アスファルト量を平均的に0.2～0.3％減らした配合にできる。さらに，密度を高め骨材のかみ合せ抵抗をより強く発現できるので，両方の効果から耐流動対策に有効といえる。しかし，アスファルト量を減らすことは舗装にきれつ発生を容易にするので，極端な減少はさける必要がある。幕張試験舗装の調査結果を図－1(a),(b)に示した。これによれば，ＯＡＣ－0.5％区間は，ＯＡＣ区間にくらべひびわれにはマイナス，わだち掘れにはプラスの効果があることを示している。このことから要綱では，表層混合物はＯＡＣから0.5％以上アスファルト量を減らすことはさけるべきであるとしている。しかし，室内試験の結果（土木技術資料Ｖｏｌ１９ＮＯ１０）では，粗粒度アスコンは５０回と７５回の差はＯＡＣに差がなく，密度は５０回の方が0.6％低い程度の差しか現われず，５０回でも十分に締固まる傾向にある。この場合には，中間層，基層の粗粒度アスコンはどちらか一方の突固め回数によることになろう。

５０回と７５回のＯＡＣに差がある場合で路盤が粒状材料の場合は，基層のはく離を防ぐ意味から５０回突きによることが望ましい。ここでは，中間層より基層の方がアスファルト量が多いので流動が発生しやすいと思われるが，アスコン層の温度勾配があるので流動の問題はないといえよう。すなわち，アスコン層の温度測定（土研資料１２１３号）で路面から１０cm程度内部の温度は表面温度より１０℃以上低い結果が得られている。ＷＴ試験で温度が１０℃差があれば，動的安定度（ＤＳ）は１０倍程度の差が出るが，５０回と７５回のＯＡＣに相当するアスファルト量の差ではＤＳは２～３倍程度の差しか現われず，温度差による影響がはるかに大きいので流動の原因にはならないと思われる。

路盤がアスファルト安定処理路盤である場合には，はく離の心配はないので耐流動性の意味から中間層，基層とも７５回によることになろう。



図－１　設計アスファルト量とひびわれおよびわだち掘れ量との関係

（舗装研究室）

道－12　アスファルト舗装の流動対策について

（質問）

1. 改質アスファルトの使用について

最近のアスファルト路面の維持修繕は都市部の流動対策で非常に苦慮しているが，昨年のアスファルト舗装要綱の改訂により特殊材料として改質アスファルトの使用について，解説及び規格等についてふれてあるが，現在程度の表現では現場での改質材使用にちゅうちょせざるを得ない現状である。

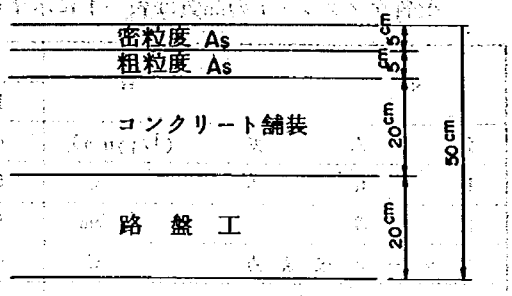
土木研究所は改質材使用について具体的な基準は作成してないか，あればどの程度を目標とした基準なのか，その工法，仕様書等御教示願いたい。

2. 既流動舗装の切削深さについて

当事務所では現在5cm程度の切削舗装で実施しているが，流動の影響範囲はどの程度と考えればよいか，5cm程度の切削でよいのか，御教示願いたい。

（長崎工事事務所）

舗装構成（交通区分C交通）



3. 九州技術で行った試験施工の結果から，耐流動に対して効果のある混合物は，粒度の荒い混合物や粘性抵抗の大きい改質アスファルトを用いた混合物である。しかし，これ等の混合物を用いてオーバレイを行ったものの中には，わだち掘れが発生した箇所もある。これは，既設舗装の影響が対策層に表われたものと思われるので，既設路面の事前調査と既設舗装がオーバレイした混合物に及ぼす影響について御教示を御願いしたい。又，耐流動に効果のある混合物はひびわれが発生する傾向を示しており，ひびわれの発生を防ぐには，舗装の耐荷力（たわみ量）を増す必要があると思うが，どの程度の耐荷力を必要とするか御教示を御願いしたい。なお，前述の流動防止効果があると思われる混合物にわだち掘れが発生した箇所を堀削調査した結果，対策層の下層部の変形が認められた箇所もある。

（九州技術事務所）

（回答）

1. 改質アスファルトは，(1) 60℃粘度を高める。(2) タフネステナシティの増大を計る。(3) 高温時の流動抵抗性を高める。など石油アスファルトの性質を改善する主たる効果によって分類している。しかし，それらの効果を満たすバインダーの種類は少なくないので，一定の基準を設け品質が確認されたものを使用することにしている。

(1), (2)に関連する規格は土木研究所や，日本道路協会，アスファルト舗装小委員会，日本アスファルト協会，アスファルト舗装委員会などで検討された資料を参考に定められたものであり，これ以外のものは現在のところない。

(3)については，本四舗装設計基準（案）で検討した，熱硬化性樹脂としてのエポキシ樹脂，熱可塑性樹脂としてSBR，CR，EVA，EEA，などを用いた改質アスファルトの規格があるので，これらを表1～2に示したので使用に際しては参考にしていただきたい。

これまでの施工例からみると施工方法は，セミブローンアスファルト，改質アスファルトとも温度管理が通常アスコンより高温であるため，締固め作業は早目に実施されているが，特別な転圧機械が必要になる例はない。

表－1　改良アスファルトの品質

改質アスファルトの品質は表－1に示す規格に合格するものでなければならない。

項目		規格値 I型	規格値 II型	試験法
針入度	(1/10mm)	60～100	60～100	JIS K 2530
軟化点	℃	50～65	60～75	JIS K 2531
伸度	cm	50以上	10以上	JIS K 2532
フラース破壊点	℃	－12以下	－12以下	JIS A 6011
タフネス（25℃）	kg・cm	120以上	120以上	付録
テナシティー（25℃）	kg・cm	100以上	100以上	付録
粘度 60℃	ポアーズ	4,000以上	16,000以上	ASTM D－2171
粘度 160℃	SFS	500以下	500以下	ASTM E－102
粘度 200℃	SFS	200以下	200以下	ASTM E－102
引火点	℃	280以上	280以上	JIS K 2274
灰分	%	1.0以下	1.0以下	JIS K 2272
比重	(25℃/25℃)	1.000以上	1.000以上	JIS K 2249
薄膜加熱（180℃×2.5時間）後 蒸発量	%	0.3以下	0.3以下	ASTM D－1754－72
薄膜加熱（180℃×2.5時間）後 残留針入度	%	65以上	65以上	ASTM D－1754－72

表－2　硬化性アスファルトの規格

使用する硬化性アスファルトは，表－2に示す規格に合格するものでなければならない。

項目		規格値	試験法
混合指定温度	℃	100～180	－（答図）
粘度（混合指定温度時）（二液混合後10分以内）	ポアーズ	10以下	付録
引火点（C.O.C.）主剤，副剤とも		（混合指定温度＋50℃）以上	JIS K 2274
比重 主剤，副剤とも	(25℃/25℃)	1.00～1.20	JIS K 2249

表—3 特殊アスファルト配合設計および施工方法

種類	バインダーの溶解	配合設計	混合	舗設	資料
セミブローンアスファルト	140～180℃における動粘度を毛管粘度計で測定し，150～300CSTの温度範囲から選んだ温度(混合温度)でアスファルトを加熱溶解させる。	アスファルト舗装要綱5—3—3に準じ共通範囲の中央値を目標にアスファルト量をきめる。 マーシャルは75回突き固めによる。	アスファルトの動粘度が150～300CSTの温度範囲から混合温度を選ぶ。	通常の混合物より高温を必要とするので混合物の敷均し後速やかに締固めなければならない。	重交通道路の舗装用アスファルトの研究報告書。 昭和53年4月 (日本アスファルト協会)
ゴム入りアスファルト(本四改質I型)	バインダーの加熱温度は，セムボルトプロール度250秒に相当する温度を標準とする。ただし，180℃以下とする。	アスファルト舗装要綱5—3—3に準じ共通範囲の中央値を目標にアスファルト量をきめる。	バインダーの粘度が250SFSに相当する温度を標準とし(200℃を越える時は200℃)2混合温度とする。混合温度の管理目標は±15℃以内	初転圧は混合物が変位したヘアクラックを生じない限り敷均し後直ちに行う。初転圧温度は混合指定温度より30℃以上下回ってはいけない。	本四連絡橋橋面舗装基準(案) 昭和52年3月 (本四舗装基準調査特別委員会)
樹脂入りアスファルト(本四硬化性アスファルト)	A液，B液を120℃に加熱し，14.5%：8.5.5%(重量比)の割合で所定量計量し120℃で保温しながら両液を2分間混合する。	以下の(1)～(3)を参考にきめる。 (1)マーシャル試験による安定度が最大になるバインダー量 (2)空げき率3%に相当するバインダー量 (3)OBC(容量%) ＝VMA－VCM	通常の工程と同様な方法で加熱計量骨材を空練りした後，A液，B液を混合した硬化性アスファルトを所定量注入し，均一な混合物が得られるまで混合する。	舗装は通常のフィニッシャーによる転圧は混合物が変位を起したりヘヤクラックを生じない限り敷均し直後直ちに開始し，バインダーの可使時間内に2次転圧を完了する。	本四連絡橋橋面舗装基準(案) 昭和52年3月 (本四舗装基準調査特別委員会) 本四連絡橋の橋面舗装に関する調査研究報告書。 昭和54年3月 (海洋架橋調査会)

硬化性アスファルトは混合物の温度管理，養生方法，接着の面で難しい点があるが，長浦試験舗装では施工が十分に行われた区間は良好な性状を示しているので，今後の利用が期待される。いずれの材料も詳細な仕様は同表の資料に示した文献に示されているので必要に応じて参考にしていただきたい。

2. アスファルト舗装のわだち部分を補修する場合，表層のみを打換えるか，あるいは基層まで打換えるかは重要な問題といえる，これを決めるには，

(1) 路面の調査　　(2) 混合物の調査

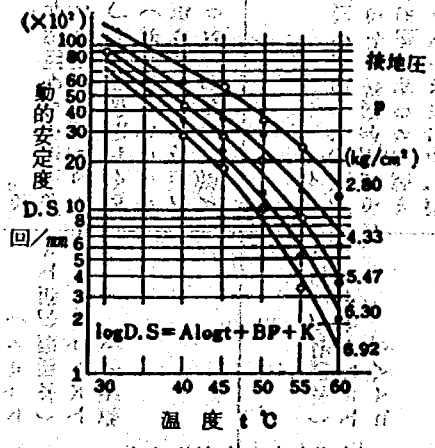
を行って判断することが良いと思われる。

(1) 路面調査

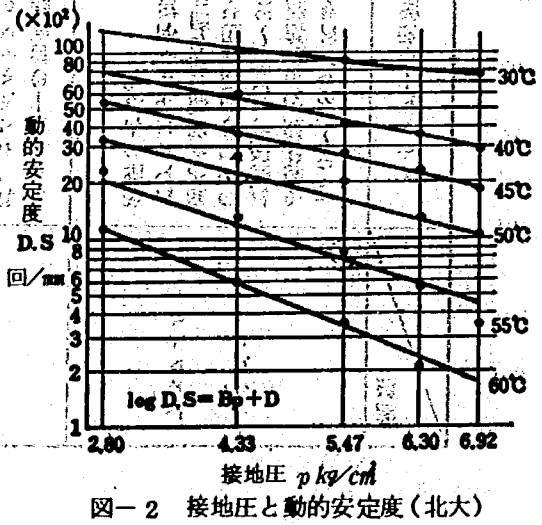
わだち掘れがアスコン層のどの位置まで及んでいるかを調査することが先ず必要といえる。このため，わだちの凸部と凹部からコアーを採取し，各層の厚さを測定し流動している層の位置を確認すれば，切削深さをきめる資料となる。さらに各層のアスコンの種類を明らかにし，下層に粗粒度アスコン以外のものがあり流動の原因となっている場合はそれらを除く処置が必要となる。

(2) 混合物調査

コアー各層の空げき率を調査し空げき率が3％（アスコンがフラッシュやブリーシングをおこした供試体は，空げき率が0～1％であることがわかっているので，それに温度膨張，空げき率，試験法の誤差などの安全率を見込んで3％以上が必要）以下に低下している層は切削することが望ましい，これは幕張試験舗装の調査でも圧密変形に対しては，密度の増加が著しいほど（空げき率の減少が著しい）わだち掘れが大きく，また初期空げき率および最終空げき率が大きいほどわだち掘れが小さいことからもいえる。さらに可能であれば，アスコン各層の切出し供試体によるWT試験を行ないDSの大小で評価することが望ましい。この場合，例として表層（5cm）＋基層（5cm）という構成を仮定する。表層と基層ではアスコン層の温度差は約5℃あるので，菅原らの温度，接地圧と動的安定度の関係（図―1～2）から60℃で1,500回／mmを55℃に換算すると2,600回／mmとなるので55℃でのDSの値を大巾に下まわるよう



図―1　温度と動的安定度（北大）



図―2　接地圧と動的安定度（北大）

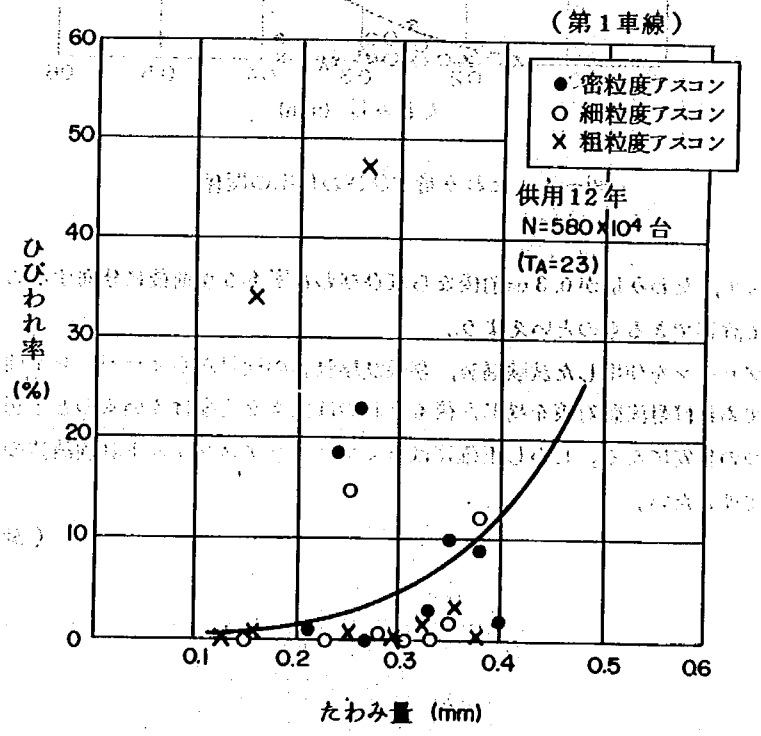
であれば，その層は切削することがわだち対策としてよいといえる。

以上のような調査ならびに試験を行い総合的に切削深さを決めることが必要と思われる。

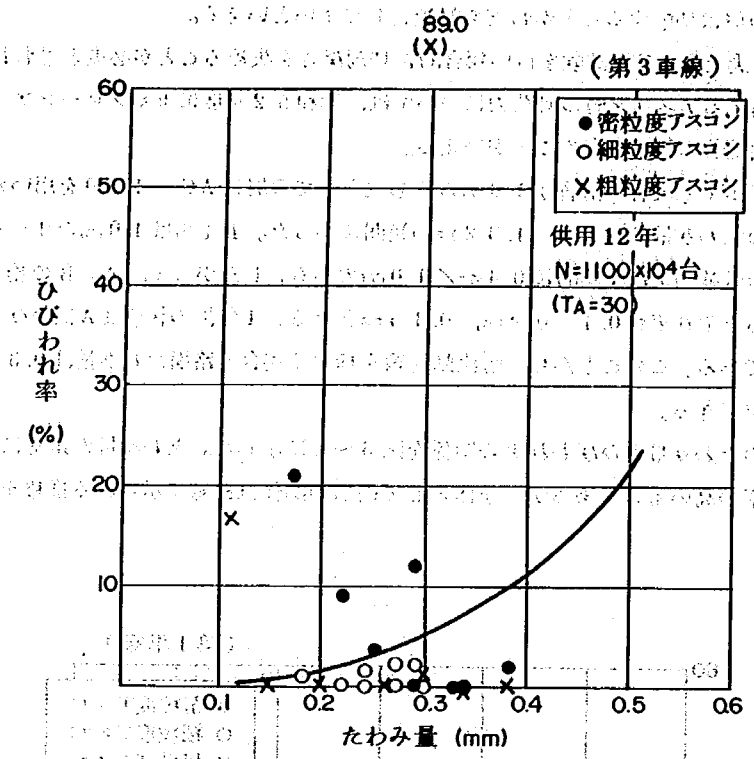
3. 耐流動対策を構ずるアスコン層の耐荷力については，昭和52年度にセミブローンアスファルトを使用した試験舗装の例から次のことがいえる。

A工事は打換工事で（表層＋基層）10cmのうち主として表層にAC－140を用いた舗装である。施工直後のたわみ量は0.83～1.32mmの範囲にあった。B工事は10cmのオーバーレイ舗装のたわみ量の低減効果は平均的に0.4mm／10cmである。したがって，A，Bの施工前のたわみ量を推定するとそれぞれ0.4～0.9mm，0.35mmとなる。1年後の状態はAはひびわれが発生し，Bは良好である。このことから，耐流動対策を構ずる場合の路面たわみ量は0.35mm以下が望ましいと推定できる。

幕張試験舗装のたわみ量とひびわれ率の関係を図3～4に示した。たわみ量が非常に小さいところでひびわれ率の高いものもあるが，全体として両者の関係は曲線で示される推移を示すものと思われる。



図－3　たわみ量とひびわれ率の関係



図－4 たわみ量とひびわれ率の関係

したがって，たわみ量が0.3㎜前後ならばひびわれ率も5％前後に分布するので，供用年数から判断して許容できるものといえよう。

セミブローンを使用した試験舗装，幕張試験舗装の検討からオーバーレイ前のたわみ量は0.3㎜以下であれば耐流動対策を構じた後もきれつは大きな心配はないものと予想されるので，この値が一つの目安になる。しかし正確にはセミブローンアスファルト試験舗装の調査結果から明らかにしてゆきたい。

（舗装研究室）

九州地建における一日
土研資料

土木研究所資料第1528号
昭和54・11（1979）
企画部企画課

キイワード　一日土研

要旨

九州地方建設局管内の現場技術者からの技術的問題点に関する質問に対して回答をまとめたものである。

郵便はがき

□□□－□□

20円切手をはって下さい

建設省土木研究所
企画部企画課 行

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1528号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印