



土木研究所資料
第1180号

北陸地建における一日土研資料

昭和51年11月25日(休)～26日(金)

建設省土木研究所

1. 共 通 部 門 (目次)

1-1	土被り厚10 m程度超える場合のBOXの応力計算について	1
1-2	コンクリートの施工継目について	4
1-3	外来種子吹付の緑化後の在来植生の侵入状況について	5
1-4	地すべり対策工事における横ボーリング工, 及び集水井内における 集水ボーリングの孔径について	12
1-5	軟弱地盤(腐蝕土層)地帯における小径管布設に伴なり 圧密沈下の防止対策について	12
1-6	膨張性無収縮材入りコンクリートに発生した亀裂の原因について	14
1-7	スランプのコンクリート構造物に与える影響, 及びコンクリートの 圧縮強度について	16
1-8	地下水の還元方法について	18

1-1 土被り厚10m程度超える場合のBOXの応力計算について

(質問)

土木構造物標準設計では、BOX上の盛土高さを10m程度を目安として設計されているが山岳道路では、盛土の高さが10mを超えることがあるので、その場合、盛土の鉛直荷重の計算方法をどの様に考えたらよいのか、御指導願いたい。

(回答)

1. カルバートの土圧に関する理論

原地盤上に設置してその周囲に盛土をするカルバートの土圧の理論としてはマーストンの突出条件の式がある。これは図-1を参照して次のようにあらわされる。

$$W = C_c r B_c^2 \dots\dots\dots (1)$$

ここに

W : カルバートの単位長さあたりの全土圧 (t/m)

r : 盛土の単位体積重量 (t/m^3)

C_c : 荷重係数で次式により求める。

$$H < H_e \text{ のとき } C_c = \frac{\exp(K \frac{H}{B_c}) - 1}{K} \dots\dots\dots (2)$$

$$H \geq H_e \text{ のとき } C_c = \frac{\exp(K \frac{H}{B_c}) - 1}{K} + (\frac{H - H_e}{B_c}) \exp(K \frac{H_e}{B_c}) \dots\dots\dots (3)$$

K : 定数 (砂質土で $K=0.4$, 粘性土で $K=0.8$)

H_e : 等沈下面の高さ (m) で次式より求める。

$$\exp(K \frac{H_e}{B_c}) = K \frac{H_e}{B_c} + K \gamma_{sd} P + 1 \dots\dots\dots (4)$$

P : 突出比 $P = \frac{H_1}{B_c}$ ただし、くい基礎の場合は $P = \frac{H_1 + H_p}{B_c}$

γ_{sd} : 沈下比 通常表-1の値をとる。

突出条件の理論では、土塊 $abhg$ と $a'b'h'g'$ の沈下により dh , $d'h'$ の面に下向きにまさつ力が作用してカルバートの荷重は土塊 hd $d'h'$ の重量より大きくなると考えている。しかしそのまさつ力の作用する面 dh および $d'h'$ は土かぶりがいかに大きくとも常に土かぶり高さ H に等しいとは考えられずまさ

(道路部)

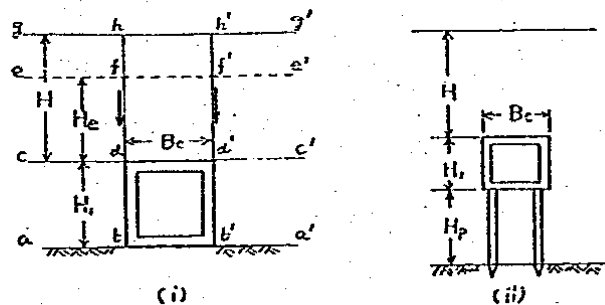


図 1 カルバートの土圧計算式の説明図

表-1 沈下比 γ_{sd} の一般的な値

地盤の状況	γ_{sd}
岩盤または硬い地盤	1.0
普通地盤	0.5~0.8
軟弱地盤	0~0.5

つ力の作用する高さが $df(=H_e)$ で限られ、それより上の部分 fh にはもはや下向きのまさつ力の働かないような場合のあることが予想される。(2)を使う場合すなわち(4)で計算した H_e が $H < H_e$ となるということは実際には $eff'e'$ なる水平面(これを等沈下面という)が存在しない(仮想的には地表 $g'g'$ より上方に存在する)ことを意味し、 $H \geq H_e$ の場合には水平な等沈下面($eff'e'$)が存在しそれより上では下向きのまさつ力が生じないので、(2)の場合より小さい荷重になる。(2)または(3)のどちらのケースになるかは土かぶり高さのみで決まるものでなく、管の支持条件、地盤の沈下程度が関係する(同じ土かぶりでも(2)になったり(3)になったりする)が、これを判定する式(4)の中に出てくる γ_{sd} (または γ_{sdP})なる定数は地盤および埋めもどし土と管の相対沈下の程度をあらわすものすなわち cd と dd' の相対沈下の程度を数量的に表現したものである。

2. カルバートの現行設計法

現在の設計土圧は

$$W = \alpha \gamma H B_c \quad \dots\dots\dots (5)$$

で計算する。ここに α :係数で次のようになっている。

- 1) くい基礎を用いないで、地盤との相対沈下のない場合、 $\alpha = 1.0$
- 2) 軟弱地盤でくい基礎を有し、盛土が沈下してもカルバートの沈下が阻止されている場合、
表-2による。

(5)において 1) の設計条件をとって $\alpha = 1.0$ とした場合の土圧は理論式(1)よりかなり小さい(C_c として(2)(3)のいずれを用いたとしても)が、普通地盤のカルバートは従来より土

表-2 くい基礎の場合の係数 α

H_1/B_c	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

圧として鉛直土かぶり荷重をとって設計して(つまり $\alpha = 1.0$ として)特に問題とならなかった経験から $\alpha = 1.0$ として(5)により設計を行なっているのであり、軟弱地盤でくい基礎を持つ場合の表-2の α の値も同様に経験的なうらづけにもとづくものである。(表-2の α を用いて(5)で計算した土圧と(2)の C_c を用いて(1)で計算した土圧は比較的近い値を示す。)

このように現行設計がマーストン理論を必ずしもとり入れているのは次のような理由によると思われる。

- 1) マーストン理論そのものの仮定、構成に必ずしも納得できない点がある。
- 2) 理論で想定されている状況はいわば極限状態すなわち極端なケースであって現実にそのような事態が頻繁に起こるとは考えにくい。
- 3) 理論式中に用いられる係数、特に沈下比 γ_{sd} は非常に求めにくい量であってスパングラ-が提唱する値の信頼性にも問題がある。
- 4) 従来の慣用的な土かぶり圧(5)で設計されたものに特に問題がない(ただし縦断方向の問題は別である)。

3. 高盛土の場合のカルバートの土圧の考え方

現行設計においては理論式を採用せず経験にもとづく慣用式が用いられているが、その適用範囲を土かぶり10mに限っているのは大きい土かぶりの実績を十分持ちあわせていないためであり、いわば経験第一主義をとっている設計方針からはやむを得ないと考えられるが、高盛土のカルバートに対して新しい土圧の考えかた（土かぶりを全部とらずに土圧を軽減させる）を適用するならば、そのような考えによる土圧に対して設計されたカルバートが実際に安全であることを確かめる必要があるだろう。

ただし現在の設計土圧 $W = \gamma H B c$ は土かぶり高さに比例した土圧が作用するとしているが、土かぶりがある程度以上になると土圧の増加は鈍化することは容易に予想されるので、ある程度以上の土かぶりに対して設計土圧(5)を軽減させることは基本的には妥当である。マーストンの式の荷重係数 C_c に(2)と(3)の2種類があるうち(2)は全土かぶりを考えた土圧をあらわし、(3)は高盛土の場合に軽減された土圧をあらわすと考えることができる。

さて、現実設計土圧(5)を高盛土の場合にどのような形に修正するか、およびその場合の限界盛土高をいかに決めるかは大変むづかしい問題である。テルツアギがトンネル土圧で考えたような考えかたや、すでに述べたマーストンの突出条件式の(4)のような考えもあろうが、これからもわかるように、単に土かぶり高さのみで決まる問題でなく、カルバートの幅や原地盤とカルバートの沈下特性なども関係してくると考えなければならない。つまり一律に10mを越える土かぶりに対して設計上の土かぶり高さを軽減していくこともできない。すでに述べたようにこの点に関しては十分なデータがないので明確な方針が出しがたいが、ここでは大胆に割り切った考えかたとして以下のように暫定的に提唱しておく。

- 1) カルバートまたは原地盤のいずれかに沈下の予想される場合には高盛土といえども全土かぶり高さをとって土圧を計算すべきで、土圧の軽減はすべきではない。
- 2) カルバートおよび原地盤のいずれも沈下のおそれのない場合土かぶりがカルバート幅の3倍程度以上 ($H > 3 B c$) でかつ10mを越えれば、必ずしも全土かぶり高をとって土圧を計算しなくてもよいであろう。
- 3) その場合の土圧として、たとえば次式のような計算を行なうことも考えられよう。

$$W = \gamma H' B c + \gamma \frac{1}{2} (H - H') B c$$

ただし H : カルバートの土圧に直接関係すると考えられる土かぶりの範囲 ($H \leq 3 B c$ で $H' \geq 10 m$)

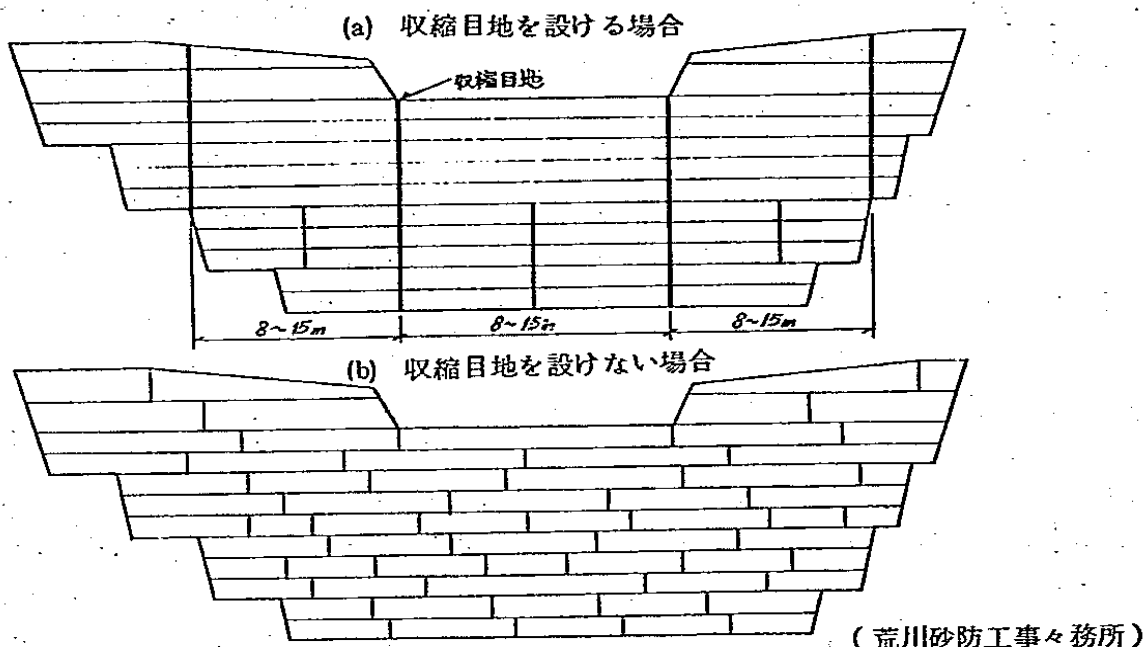
- 4) 大きい土かぶりのカルバートで、土かぶり高さを全部とらずに土圧の軽減を考えたものについて、作用土圧の実測、カルバートの挙動観測（クラックの発生などの観測）を実施すべきである。

（土質研究室）

1-2 コンクリートの施工継目について

(質問)

砂防ダムの施工は、現在、収縮目地を設ける方向にあるが、従来の1体とした施工に対する変化の背景、目地の構造の考え方について知りたい。



(回答)

継目は、構造物の1体性といった点から考えた方が好ましい。したがって、従来は打設能力など施工上の都合から止むを得ず継目を設ける場合も、構造物を1体格するように考えて、接着性を高めるように構造的に歯型を設けたり、打継面のレイタンスを取り除いてモルタルを敷くなど付着を良くするように配慮されてきた。

一方、コンクリート構造物には種々の要因によりひびわれが生ずるので、適当な間隔に収縮目地を配置する必要が生ずる。マスコンクリートの場合は、とくに硬化熱により高められたコンクリート温度の変化によるひびわれが多い。

砂防ダムの場合、以前は施工機械の規模や材料の入手の都合などから施工速度は比較的ゆっくりしており、1つのダムを仕上げるのにかなり時間がかかって、熱放散の上からはかえって都合がよく、温度ひびわれも少なかったように思われる。しかし、今日では施工速度が速くなり、ときにはレデーミクストコンクリートの使用を考慮するような時代であり、セメント使用量も多くなっているため、ひびわれを防ぐためには、人工冷却でも考えないかぎり、収縮目地を配置する必要性が高まっている。

収縮目地の構造は、ダムに三次元効果を期待するときは継目の接着効果を高めて外力の伝達を完全にするのがよいが、通常の砂防ダムのように土砂の流出阻止と河床勾配の改善が主目的である場合、目地の止水性をどう考えるかによって目地構造は異なってくる。ダムの収縮継目は最終的にある程度は開くので、十分な止水効果を期待するならば貯水ダムで行なわれているように継目に歯型

を設けて透水距離を長くし、目地には止水板を入れ、さらにグラウチングを行ったり、場合によれば特殊な止水工法を工夫したりする必要があるが、砂防ダムの場合、ごく一般には止水板を用いる程度のことが行なわれている。

なお、水平継目についても、コンクリートの打上り面の新旧コンクリートの付着をよくするために、打ち継ぎ時の処理、清掃に留意することが大切である。

(コンクリート研究室)

1-3 外来種子吹付の緑化後の在来植生の侵入状況について

(質問)

地域の状況から緑化を図る際、種子選択について外来種あるいは在来種のいずれがよいか議論されるところである。

種子の入手は、情報によれば、外来種子に比べ在来種子が品薄のため困難なようである。

ところで、耳にすることではあるが、外来種子で緑化を図ったがその植生は一時的のもので、自然に地元(物)の植生が侵入し、年数を経るに従って、外来植物は自然に消滅してしまったという話を聞きますが、ある程度、実証されているのかどうか伺いたい。

(回答-1)

外来種子で緑化した後の郷土植物(自然の地元の植生)の侵入については、施工例が増えるにつれて、その実態が明らかになってきており、現時点では、一般的に次のように要約される。

- 1) 外来種子の植生が成育した後、刈り取りと肥料を入念にやっておれば、いつまでも外来植生のままだ。
- 2) 外来種子の植生が成育した後、刈り取りも肥料もやらなければ、郷土植物が侵入し、漸次、郷土植物に遷移する。

その実態は、

まず、外来種子で緑化施工後3~4年から郷土植物が侵入しはじめ、10年ほどで、ほとんど全体が郷土植物に遷移してしまう。木本類やカヤ類が侵入してくれば、遷移はもっと早くなる。また標高1,500m以上の所では、侵入は遅く、20年くらいで、全体が郷土植物になる(富士山スバルラインなど)。

- 3) マサ(風化花コウ岩)地帯など、外来植生の衰退が激しく裸地化しやすい所では、郷土植生が侵入してもやはりこの傾向は続き、郷土植生の移行もむつかしい。

これに反して、古生層、オ三紀層の地帯では、郷土植生の侵入は激しい。

- 4) 最初の緑化施工時に、外来種子に、郷土種子を混入して使用すれば、郷土植生への遷移は、いつそう加速される。例えば、ヨモギとケンタッキー31の種を50:50で使用すると、春のいい時期なら、最初からほとんど全部ヨモギになり、秋施工でも、1年くらいで、全部ヨモギになる。

次に、名神高速道路の切土のり面を対象に外来植生施工後の郷土植生の侵入について道路公団試験所で追跡調査をした報告⁽¹⁾の要約を述べる。

名神高速道路、関ヶ原～栗東間（約 7.5Km）に、切土のり面を対象に 25ヶ所の調査地を設け調査を実施した。

本区間は、昭和 36 年～ 37 年に緑化施工されたのり面である。

導入草種は大部分がウィーピングラブグラスの単播で、一部にケンタッキー 31 フェスクを混播されている程度である。

土質は粘性土が主体で、一部に花コウ岩の風化土（マサ土）が出現する。周辺林相は、アカマツ林が大部分で一部にスギ、ヒノキなどの造林地がある。中低木類ではネジキ、ナツハゼ、ツツジ類などの耐酸性樹種の生育が多く、砂防工事が施工されたところでは、ヤシヤブシ類やニセアカシヤが良く成林している。

調査結果の要点をあげれば、次のようである（表-1 参照）

表-1 名神高速道路（関ヶ原～栗東）法面植生調査植物組成（47年10月調）

番 号	1	2	3	9	11	15	18	21	22	24	25
調査地点	KP453.4	KP439.6	KP437.7	KP398.7	KP393.5	KP424.4	KP418.7	KP392.5	KP425.2	KP415.1	KP471.5
のり面の状況	張芝工切 別切 土質 粘性土 土壌硬度 のり方位 勾配 のり長(m)	張芝工切 吹付工切 粘性土 15~16 S 42° 15	吹付工切 砂利混り 砂質土 15~20 N W 41° 14	吹付工切 軟 岩 31~35 E S 47° 26	吹付工切 黒色 粘性土 18~22 N E 43° 40	張芝工切 砂利混り 粘性土 18~22 N W 47° 22	張芝工切 砂質土 18~24 W 40° 16	吹付工切 岩塊混り 砂質土 12~13 W 49° 15	吹付工切 砂利混り 砂質土 23~24 N W 50° 12	吹付工切 砂利混り 砂質土 18~20 W 40° 19	張芝工切 砂利混り 砂質土 18~20 W 38° 10
植物被覆率(%)	100	98	95	98	100	90	100	99	95	100	100
ウィーピングラブ グラス		50	30	25	5			30	40	45	
ケンタッキー31 フェスク								35	5		
アカマツ	20	40	40	70	50		70	20	40	50	30
スギ	20	5	20	5	10	50	10	10	5	5	5
ヤシヤブシ	10										
ナツハゼ	10		+		+		+		+		
ツツジ	5		+		+				+		
コナツハゼ	10		5		+		+		+		
ネジキ	10		+				+				
マツ	10	5					+				
ヤギ						10	+		3		10
ハナ						+	10				
ホ						+					
ヨ						+					
ク						+					
コ					30	+			5		
ケ・シ・ダ						+					
備考		岩露出			湿潤地	のり面火災跡と思われる。					

- 1) 侵入植物の主なものは、木本類でアカマツ、ヤシヤブシ、ヌルデ、ナツハゼ、ツツジ類など約 5 種類、その他シダ類の数種が確認された。これら侵入種の大部分は先駆植物といわれる種類であった。
- 2) 侵入はのり面周辺の表層上に近い土壌部分より始まり、のり面中央部に侵入している。この傾向は木本、草本類とも同じである。従って、アカマツの樹令を調べてみると、施工 3 年目位から侵入しており、周辺部分の樹令が高く、のり下部が低い。その差は 2~3 年であった。
- 3) 導入植生の被覆率は外来草の平均で 15~30%，侵入植生の優勢なところは 5%前後で、ノシバ張付地ではほとんど消滅している。

4) アカマツの生育は、のり上部でやや衰り、下部で良好である。また、粘性土質より花コウ岩風化地では生育が悪い。これは、土壤養分の差よりも、土質の保水性による土壤乾燥に影響があると思われる。

5) 遷移（侵入種の種類・量）は、種子吹付工より張芝工が早い。これは張芝客土方式が種子の飛来定着→発生→生育に好条件を与えたのではないかと推定する。

参 考 文 献

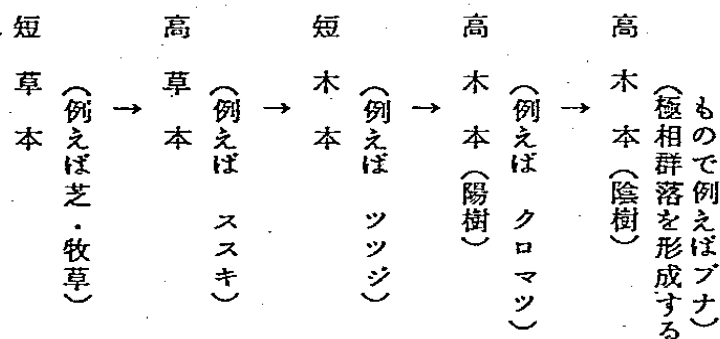
- (1) 前堀幸彦：「高速道路のり面の植生遷移状況」：日本緑化工研究会会誌 1976. 7. P. 34～35
（急傾斜地崩壊研究室）

（ 回 答 － 2 ）

植生は極相植生以外は必ず遷移する。遷移を止めることは人為的に大きな費用と労力を必要とするだろう。

法面への種子吹付けにより発芽した植生は極相群落ではないため、極相群落に向って遷移するのは植生学の教えるところである。極相群落は一般にその地方の気候条件、地形条件等で決定され、それに向ってその地方に適した植生すなわち在来種に変化するであろう。視覚的には表－1に示すような遷移を示すのである。

表－1 視覚的に見た植生遷移



ここで種子吹付けによる植生は短草本群落であり、時間の経過と共に高草本（例えばススキ等）から木本類へと遷移が進む。このような変化は例えば文献2によくまとめられている。これは、建設後1～3年を経た名神高速道路、約7年を経た東名高速道路、2～3年を経た中央高速道路（名古屋付近）の法面を対象に吹付けた植生かどのような遷移をしているかについて調査したものである。

結果の一部を表－2～4、図－1～3に示すが、時間の経過と共に在来種が侵入し、吹付植生が消えていく様子がわかるであろう。

表-2 名神高速道路の法面植物の出現順位

順位	種 名	地点数	出現率	1位	2位	3位	4位	5位	6位	7位	8位
1	ス ス キ	133	95.7%	26	54	33	16	4	0	0	0
2	ア カ マ ツ	101	72.7	42	13	16	12	13	5	0	0
3	ク ズ	77	55.4	32	16	7	11	7	3	1	0
4	セイタカアワダチソウ	76	54.7	10	18	20	15	9	4	0	0
5	メリケンカルカヤ	41	29.5	3	7	8	7	11	4	1	0
6	ス ル デ	34	24.5	1	7	3	11	8	2	2	0
7	ヤ シ ャ ブ シ	33	23.7	6	5	8	4	6	5	0	0
8	一 次 植 生	32	23.0	11	7	6	3	4	1	0	0
9	ネ ム ノ キ	30	21.6	3	3	5	11	6	2	0	0
10	ハ ギ	22	15.8	0	2	6	2	7	4	0	1
11	ア カ メ ガ シ ワ	20	14.4	1	0	8	6	5	0	0	0
12	ヤ マ ナ ラ シ	14	10.1	0	2	2	3	4	2	1	0
13	タ ラ ノ キ	12	8.6	0	1	2	5	3	0	1	0
14	イ タ チ ハ ギ	11	7.9	0	2	2	5	0	2	0	0
15	ニ セ ア カ シ ア	9	6.5	3	0	2	1	3	0	0	0
16	イ タ ド リ	7	5.0	0	0	1	1	3	2	0	0
17~33	地点数6(5%)以下17種	34	—	1	3	6	11	10	3	0	0
33	計	139 (686)	—	139	139	135	124	103	39	6	1

表-3 東名高速道路の法面植物の出現順位

順位	種 名	地点数	出現率	1位	2位	3位	4位	5位	6位	7位	8位
1	一 次 植 生	289	98.0%	251	28	8	1	1	0	0	0
2	ス ス キ	288	97.6	25	181	47	23	10	2	0	0
3	*オ オ ア レ チ ノ ギ	208	70.5	1	11	53	61	48	23	10	1
4	ヨ モ ギ	160	54.2	0	9	44	48	28	19	11	1
5	ア キ ノ ノ ゲ シ	98	33.2	0	4	18	16	30	20	9	1
6	ア カ マ ツ	91	30.8	1	10	21	15	21	11	7	5
7	ク ズ	77	26.1	14	15	13	8	6	9	8	4
8	メリケンカルカヤ	61	20.7	0	13	10	19	7	7	4	1
9	ハ ギ	53	18.0	0	1	3	14	12	9	9	5
10	セイタカアワダチソウ	53	18.0	0	5	11	8	10	9	10	0
11	アメリカセンダングサ	53	18.0	0	3	11	6	11	12	7	3
12	チ ガ ヤ リ	44	14.9	0	3	11	10	7	9	4	0
13	イ タ ド ハ ギ	41	13.9	0	2	9	11	6	5	6	2
14	メ ド	24	8.1	0	1	4	3	9	6	0	1
15	ヤ シ ャ ブ シ	23	7.8	0	2	3	7	4	4	2	1
16	ネ ザ サ	21	7.1	0	1	3	3	8	2	3	1
17	ノ コ ソ ギ	20	6.8	0	0	1	1	11	4	2	1
18	ヤ ク シ ソ ウ	19	6.4	0	0	2	2	5	7	2	1
19	タ ケ ニ グ サ	17	5.8	0	1	1	2	5	5	3	0
20	ツ ユ ク サ	17	5.8	0	0	1	2	1	6	5	2
21	ハ コ ネ ウ ツ ギ	16	5.4	0	0	4	4	1	5	1	1
22	ス ル デ	14	5.0	0	0	2	3	3	3	1	2
23~66	地点数13(5%)以下44種	171	—	3	5	15	28	44	44	19	13
66	計	295 (1858)	—	295	295	295	295	288	221	123	46

注) *ヒメムカシヨモギを含む。

表-4 中央高速道路の法面植物の出現順位

順位	種 名	地点数	出現率	1位	2位	3位	4位	5位	6位	7位	8位
1	一 次 植 生	141	98.6%	136	4	0	1	0	0	0	0
2	*オ オ ア レ チ ノ ギ ク	96	67.1	2	23	32	17	12	8	2	0
3	ヨ モ キ	68	47.6	4	41	10	7	3	1	2	0
4	ス ス キ	44	30.8	0	5	13	12	5	6	1	2
5	ア メ リ カ セ ン ダ ン グ サ	40	28.0	1	11	8	12	6	0	1	1
6	メ リ ケ ン カ ル カ ヤ	35	24.5	0	17	6	3	5	3	0	1
7	イ ス タ デ	24	16.8	0	2	7	5	7	2	1	0
8	ハ ハ シ ャ ブ シ	23	16.1	0	7	3	7	4	1	1	0
9	ア カ マ ツ	20	14.0	0	4	3	6	3	3	1	0
10	イ タ ド ツ	19	13.3	0	5	5	3	5	1	0	0
11	ダ ン ド ボ ロ ギ ク	19	13.3	0	2	3	3	6	3	0	2
12	ア キ ノ ノ ゲ シ	17	11.9	0	2	4	1	2	1	4	3
13	エ ノ コ ロ グ サ	17	11.9	0	1	4	6	3	2	1	0
14	ア レ チ マ ツ ヨ	12	8.4	0	0	4	3	3	2	0	0
15	ワ ラ ビ	10	7.0	0	1	5	1	1	1	1	0
16	メ ヒ シ バ	9	6.3	0	0	2	3	0	4	0	0
17	パ ツ コ ヤ ナ	9	6.3	0	1	2	0	3	2	1	0
18	ギ シ ギ シ	9	6.3	0	0	4	3	1	0	1	0
19	ツ ユ ク サ	8	5.6	0	1	1	3	1	2	0	0
20	ヤ ク シ ソ ウ	8	5.6	0	0	1	2	2	2	1	0
21	セ イ タ カ ア ワ ダ チ ソ ウ	7	5.0	0	1	2	0	2	0	1	1
22	セ イ タ カ ア ワ ダ チ ソ ウ	7	5.0	0	1	2	0	2	0	1	1
23~49	地点数 6 (5%)以下 27種	53	—	0	6	9	13	8	10	4	3
49	計	143 (707)	—	143	138	134	115	85	54	25	13

注) *ヒノムカシヨモギを含む。

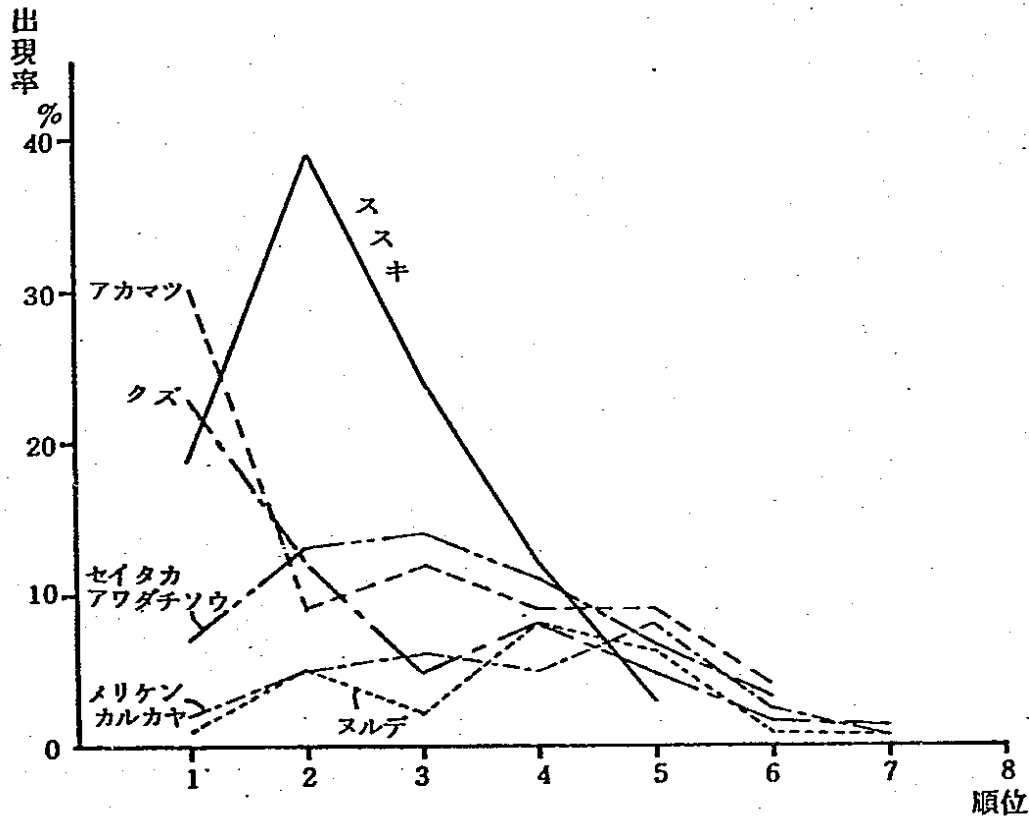


図-1 名神上位6種の順位別出現率

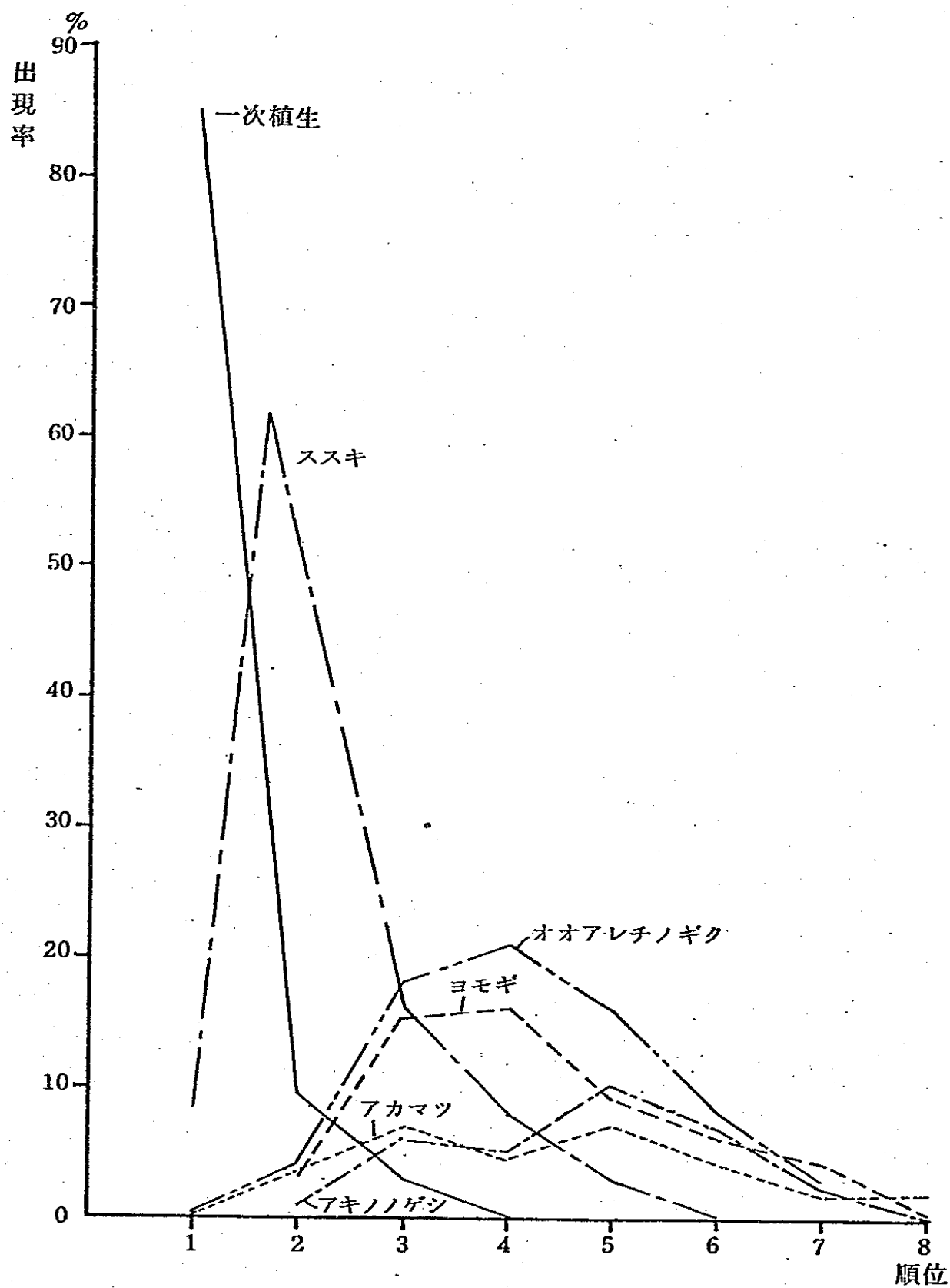


図-2 東名上位6種の順位別出現率

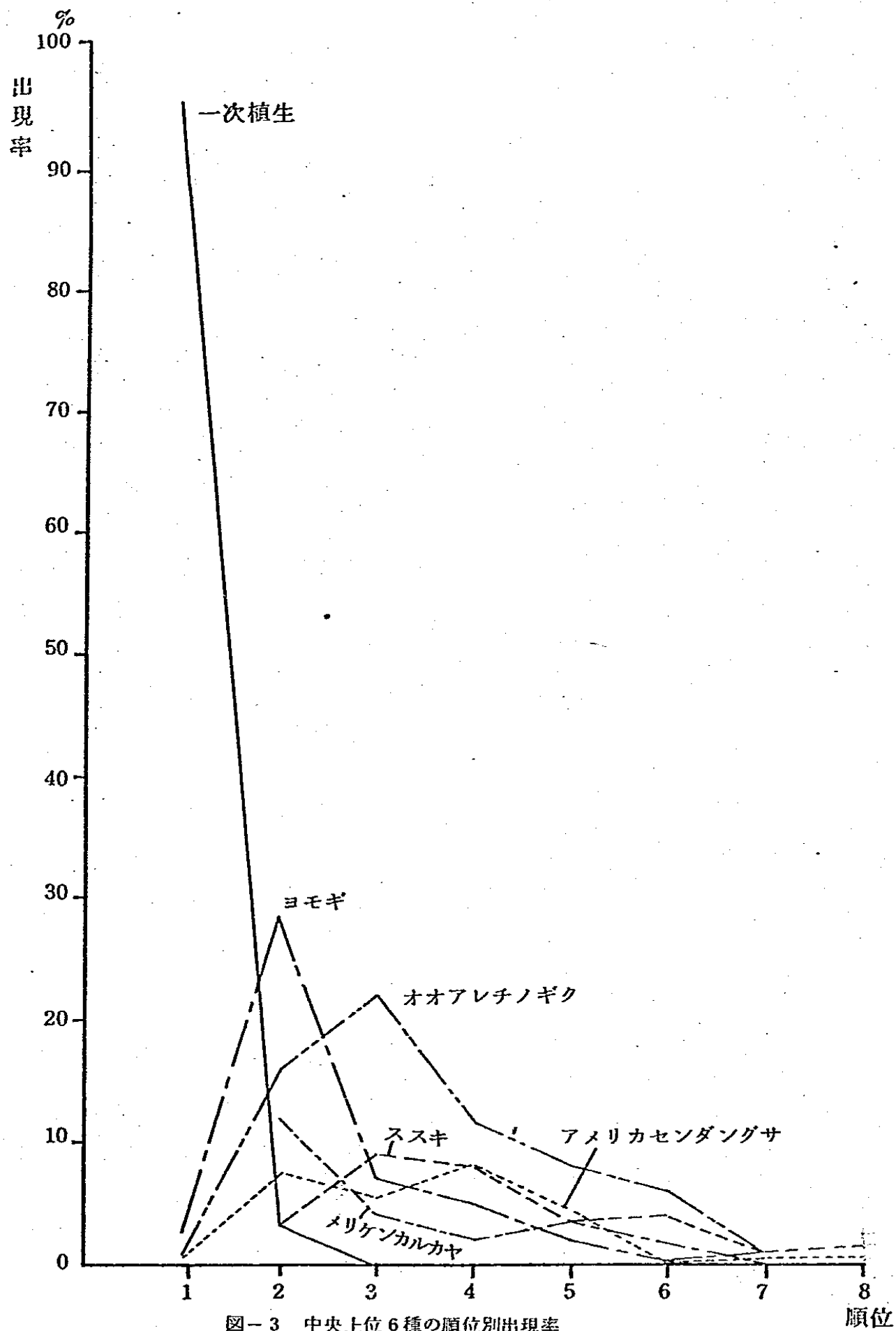


図-3 中央上位6種の順位別出現率

〔参 考 文 献〕

2) 道路建設後の道路のり面植生変遷に関する調査研究報告書 1976年3月

道路緑化保全協会

日本道路公団名古屋管理局

(交通環境研究室)

1—4 地すべり対策工事に於ける横ボーリング工、及び集水井内における集水ボーリングの孔径について

(質 問)

現在、山形県において横ボーリング工、及び集水井内における集水ボーリング工は標準として、 116 m/m の孔径でボーリングを行い、 75 m/m の保孔管を挿入しております。これを一率に統一するのも疑問が感じられますので、孔径を地質(あるいは土質)ごとに標準孔径を決めたいと思いますが、この事について御指導いただきたい。

なお、 116 m/m にしているのは、孔詰りおよび維持管理として孔の洗浄が考慮されています。

(山形県)

(回 答)

現在地すべり地の地下水排除に用いられている排水ボーリングには地表より 3 m 以下にある浅層地下水排除を目的とした横ボーリングと、深層地下水(普通 15 m 以深)排除を目的とした長い横ボーリングや集水井内で行なう横ボーリングとがある。

浅層地下水排除を目的とした横ボーリングの場合、移動土塊内の排水を行なうには口径 65 m/m のものが良く用いられるが集水能力は小さく、よほど透水性の大きいレキ層等でないと十分な排水効果を上げえない。そのため透水性の低い地層からの排水には 100 m/m 程度の大口径のボーリングを必要とする。また地すべり頭部等のキレツ部内に滞水した水を排除する場合も 65 m/m 以上の口径を必要とする。

次に深層地下水排除の場合、横ボーリングは土粒子間の地下水排除を目的とはしておらず、亀裂等の間隙などに存在する地下水排除を目的としているので、口径 65 m/m 以上を基準とするが、孔詰り、および維持管理等、現場条件を勘案して適宜、決定すれば良いと考えられる。

(地すべり研究室)

1—5 軟弱地盤(腐蝕土層)地帯における小径管布設に伴なう圧密沈下の防止対策について

(質 問)

地表から $1\text{ m} \sim 4\text{ m}$ は腐蝕土層(N 値 $1 \sim 2$)で、それ以深は透水係数 $10^{-3} \sim 10^{-4}$ 程度の砂層であり、不透水層はない。これらの地盤に於ける下水道工事の水替に伴う地盤の圧密沈下によって建築物等に被害が発生しているため、この防止対策について質問した。

大径管を施工する場合、地下水位以下でもシールド工法や推進工法等で水替を行わないで管渠の

築造は可能であるが、内径 600 ㎜以下の小径管では、開削工法をとらざるを得ないが、透水係数 10^{-3} ~ 10^{-4} 程度の砂層のため、地下水の湧水が多くウエルポイント工法によって水替を行わざるを得ないのが現状である。

このウエルポイント工法による水替は砂層の上部にある腐蝕土層が、急激な圧密沈下を起し建築物道路等に被害を与えている。

この水替によって生ずる軟弱地盤の圧密沈下を防止する工法について、実例又は基本的な考え方をお教え願いたい。

(新潟市役所)

(回 答)

質問のような状況下で地下水低下をすれば周辺地盤の地盤沈下は避けられないと考えられ、事実かなりの現場で家屋等の沈下に対する補償を行なっているようである。

沈下原因が地下水のくみあげによるのであれば、止水壁を完全なものにすることと地下水のくみあげ量、くみあげ時間をできるだけ少なくする以外に対策はないわけで、止水は側面のみでなく、底面についてもなんらかの措置を実施しないと効果は薄くなる。絶対に確実な工法はあり得ないと思われるが、一応以下のような方法を参考にして現地の状況その他を考慮のうえ仮設工の計画をされたい。

1. 連続地中壁工法で止水壁を築造する。
2. 連続矢板の土質を用いるときはできるだけ長い矢板を打つことにより、周辺の水の浸透長を長くする。この場合には水のくみあげは避けられないので、周辺への影響をできるだけ小さくするにはくみあげ量とくみあげの時間を少なくしなければならない。つまり、短い区間ごとに短期間で管を布設してできるだけ早く埋めもどしをする。
3. 注入工法も一応考えられるがビート（腐植工）は非常に不均一なため薬液の浸透が完全に行なわれないことと有機分のためセメント系材料が利用できないことが問題で、水ガラス系材料についても場合によって地下水が赤濁するなどの事態が起こることがある。
4. 周辺地盤の沈下は地下水低下のためだけではなく、掘削による地盤のゆるみも原因として考えられるので、それに対してはまえもって石灰パイルによる地盤改良を行なった後に掘削することが考えられる。

当然、これらの方法の複合形式も考えられるわけで、工費その他の条件を勘案して検討する必要がある。腐植土は圧縮性が大きいにもかかわらず透水係数がそれほど小さくはないので、脱水による沈下は速度が早く沈下量も大きい。家屋等の構造物の沈下は非常にわずかなものであってもクラックの発生等機能障害を起こすことが多く、この種の開削工法に伴う沈下公害も完全に防止するのはかなり困難と考えられる。

(土質研究室)

1-6 膨張性無収縮材入りコンクリートに発生した亀裂の原因について (質問)

下水処理場の水槽に膨張性無収縮材入りのコンクリートを施工したところ、立上りの部分に垂直亀裂を生じた。その原因について、材料および施工の両面より現在検討中であるが、これに対する見解を聞きたい。なお、コンクリートの品質、施工概要等は、つぎのとおり。

コンクリートの品質

設計基準強度 : 210 kg/cm^2

セメントの種類 : 普通ポルトランドセメント

単位セメント量 : 246 kg/m^3

膨張混和材量 : 25 kg/m^3

水セメント比 : 56%

空気量 : 4%

スランプ : 12cm

施工概要

施工時期 : 夏季

打設方法 : ポンプ打ち

締固め方法 : 内部振動機使用

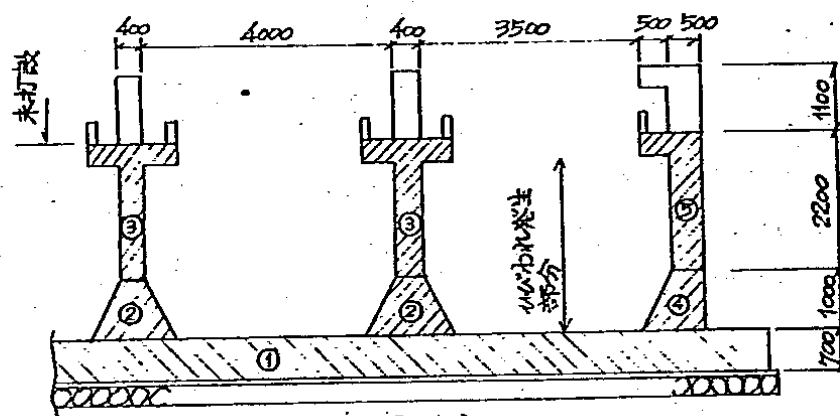
養生方法 : 3日間散水養生, 7日目に脱型

構造概要

図-1のとおり。

ひびわれ概況

ベース上のハンチ部分および側壁部に、3m前後の間隔で鉛直方向にひびわれが発生。ひびわれ幅は0.1~0.4mm程度。



① ② ③ ④ ⑤ 中の数字は 打設日順を示す。

図-1. 水槽構造概要(断面)

(新潟市役所)

(回答)

本例のような水槽側壁のほか、構造的にこれと類似する擁壁、ボックスカルバート、幅の広い壁式橋脚などにみられるひびわれについてのべる。

ひびわれの原因としては、つぎのようなものが考えられる。

1) コンクリートの沈下

- 2) 乾燥収縮
- 3) 温度変化
- 4) 荷重作用

(1) コンクリートの沈下によるひびわれ

打込み直後のコンクリートの沈降によって生ずるもので、図-2のように張出し部をもつ構造物などでコンクリートが沈下するのに伴ない、張出部などの上部コンクリートが型わくに支持されて自由に沈下できないために、境界部にひびわれが生ずることがある。

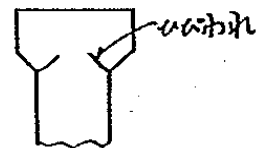


図-2 コンクリートの沈下によるひびわれの例

沈みひびわれを防止するためには、できるだけスランプの小さいコンクリートを用い、よく締固めを行なうことが必要である。鉄筋の上部などにてできる沈みひびわれは、発生後にタンピングを行なって消すようにすれば害が残らない。

(2) 乾燥収縮によるひびわれ

乾燥収縮に影響をおよぼす各種要因のなかでも単位水量の影響がもっとも大きく、図-3に示すように収縮量は単位水量にほぼ比例して増加する。また、単位セメント量が多いほど、水セメント比が大きいほど、乾燥収縮量は大きくなる。従って、乾燥収縮量を小さくするには、単位水量をできるだけ少なく、またセメント量も必要最少限にとどめるのがよい。

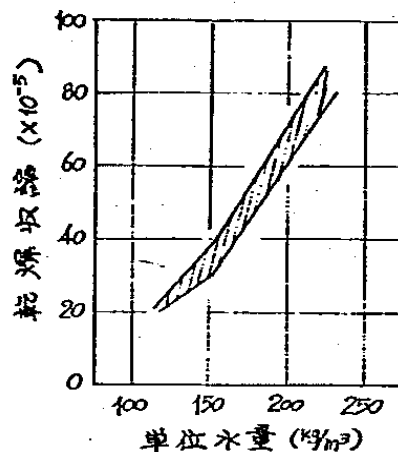


図-3 単位水量と乾燥収縮量との関係

外的条件としては、温度が高いほど、また湿度が低いほど、収縮は大きくなる。初期の収縮によるひびわれを防止するには、十分な湿潤養生を行なうことが必要である。

(3) 温度によるひびわれ

構造物に打込まれたコンクリートの温度は、時間とともに図-4のように変化する。水和熱により最高温度 t_1 に達したときから徐々に冷却されて常温 t_a に戻るまでの温度差 $\Delta T = t_1 - t_a$ に対応してコンクリートに収縮ひずみ $\epsilon = \alpha \cdot \Delta T = \alpha (t_1 - t_a)$ (α : 熱膨張係数) が生ずるが、

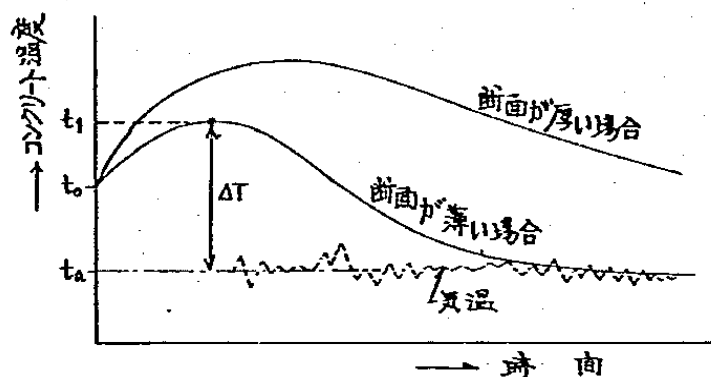


図-4 コンクリート温度の変化

さきに施工されたベースコンクリートなどにより収縮が拘束されると、コンクリートに引張応力が作用し、その値がその時の引張強度を上まわるときにひびわれが生ずる。このようなひびわれは、拘束の大きい部分に生じやすい(図-5)。

また、断面の大きな部材では表面部分と内部とで温度差を生じ、温度の低い表面部分に引張応

力が生じてひびわれが入りやすい状態となる。図-6は橋脚についての実測例で、この場合実測された温度差は約13 deg.であり、これに対応するひずみ約 1.3×10^{-4} を通常のコンクリートの伸び能力 $(0.8 \sim 1.6) \times 10^{-4}$ とくらべると、これだけでひびわれ発生の原因となることがわかる。

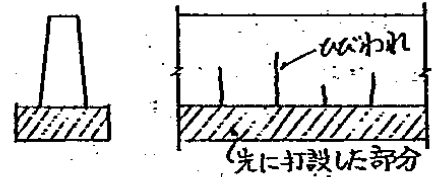


図-5 温度ひびわれの例

コンクリートの温度上昇や温度勾配に起因するひびわれを防止するには、単位セメント量を極力少なくしたり、マッシュな構造物では水和熱の少ないセメントを用いるなどしてコンクリートの発熱を少なくするのが有効である。

拘束による温度ひびわれを避けるには、適当な間隔に目地を設け、拘束によるひずみを分散させるのが効果的である。

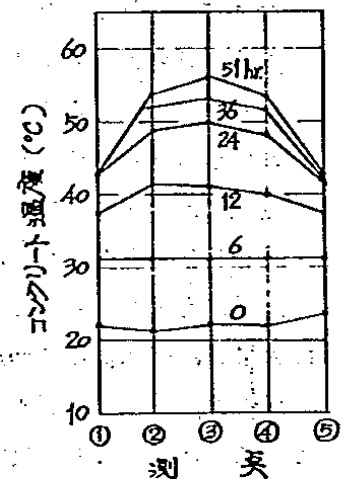
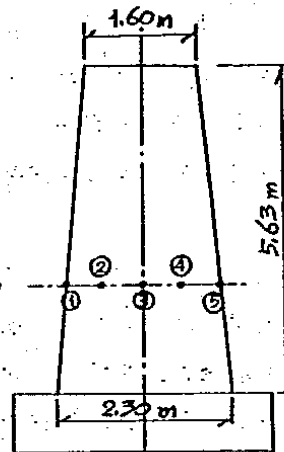


図-6 橋脚の内部温度分布実測例(土研)

(4) 荷重作用によるひびわれ

上載荷重や土圧などによる曲げひびわれ、基礎の不等沈下の影響によるせん断ひびわれなどがある。

施工途上において、一時的に設計荷重(完成後の荷重)と異なった外力を受けてひびわれを生じた例もある。各施工段階でのさまざまな構造系と、それぞれに対する荷重の組合せについてあらかじめ十分検討しておくことが必要である。

本例の場合、ひびわれの状況からみてその原因は2)または3)、あるいは2)と3)の相乗作用によると考えられるが、明確な結論を得るためにはさらに今後の調査が必要である。

なお、本例の場合には膨張コンクリートが使用されているが、膨張コンクリートは本来乾燥収縮による体積変化を補償するのに有効であっても、温度変化による収縮のように比較的急激に生ずるものに対してはほとんど効果はないと考えられる。本例の場合、ベースコンクリートに接するハンチ部分などはもっとも拘束度が高く、膨張材の効果も発揮されやすいと考えられるが、この部分にもひびわれが生じたことを考えると、この場合のひびわれは、温度ひびわれの公算が大きいといえよう。

(コンクリート研究室)

1-7 スランプのコンクリート構造物に与える影響、及びコンクリートの

圧縮強度について

(質問)

- (1) マスコンクリートをポンプ施工する場合、スランプ12~18cmを確保するために単位水量が多くなるが、完成後の構造物に悪影響がないか。悪影響がある場合には、どのように対処すれば

よいか。

- (2) コンクリートの圧縮強度試験用供試体の、 $\phi 15 \times 30\text{cm}$ と $\phi 10 \times 20\text{cm}$ とでは、後者の方が強度が高いといわれるが、どのように考えればよいか。

(新潟市役所)

(回答)

- (1) コンクリートのスランプは主として単位水量によって支配され、スランプを大きくしようとするれば単位水量はそれにほぼ比例して増加する。単位水量が増せば、水セメント比を変えないかぎり必然的に単位セメント量も増加する。

単位水量が増すと乾燥収縮が大きくなり、ひびわれなどの欠陥を生じやすくなる。また、施工中の材料分離が大きくなって、水密性も低下する。

単位セメント量が増すと、不経済であることはもちろん、セメントの水和による発熱が多くなり(図-1)、温度ひびわれが発生しやすくなる。また、乾燥収縮も大きくなる。

このような弊害はマスコンクリートにおいてとくに著しく、したがってマスコンクリートでは単位水量を極力少なくすることがとくに重要となる。

ポンプ施工は、最近とかく安易に使われすぎるきらいがあるが、上記のようなことから、マスコンクリートの施工にはポンプの使用を避け、他の施工法を採用すべきものといえよう。

なお、これは現在におけるコンクリートポンプの性能を前提にしてのことで、将来は、さらに最大寸法の大きな骨材を用いたコンクリートや硬ねりのコンクリートの輸送にも適用しうるように、コンクリートポンプの性能改善をはかる必要がある。

- (2) 高さと直径の比が2.0の円柱供試体における、

供試体の大きさと強度との関係については、アメリカ開拓局が示した図-2のような関係があり、これによれば $\phi 10 \times 20\text{cm}$ の方が $\phi 15 \times 30\text{cm}$ よりも数パーセント強度が大きく出ることになる。

しかし、国内での試験結果(図-3)には両者の強度はほとんど同一とみなしうるものもあって、総体的にみて両者の強度差は明確

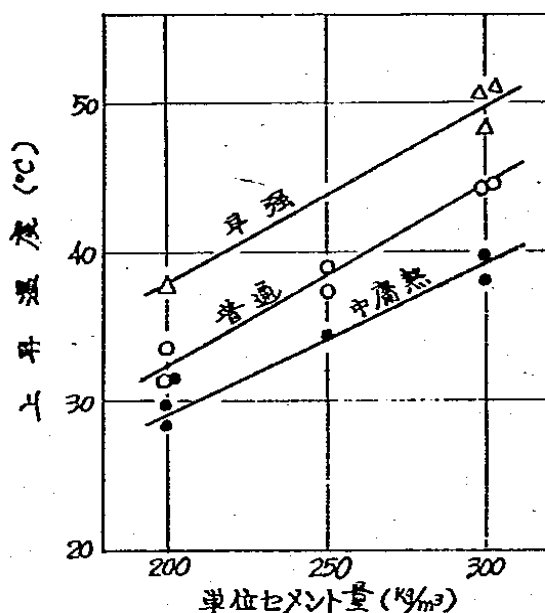


図-1 単位セメント量と上昇温度との関係(土研)

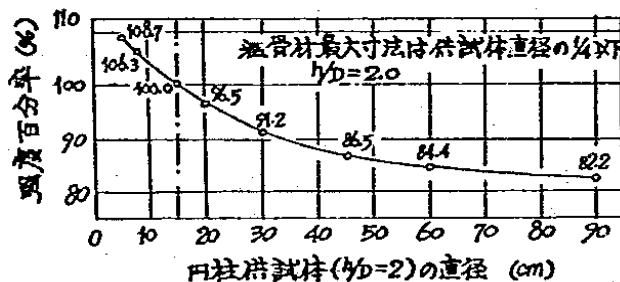


図-2 $\phi 15 \times 30\text{cm}$ 供試体の強度に対する強度比 (アメリカ開拓局)

でない。従って、 $\phi 15 \times 30 \text{cm}$ と $\phi 10 \times 20 \text{cm}$
では強度は同一とみなしてよい。

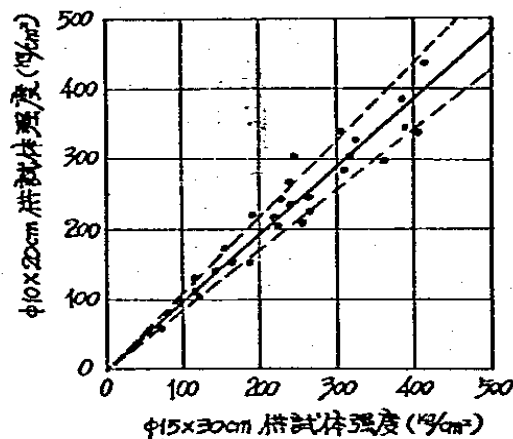


図-3 $\phi 15 \times 30 \text{cm}$ 供試体強度と
 $\phi 10 \times 20 \text{cm}$ 供試体強度と
の関係(笠井)

(コンクリート研究室)

1-8 地下水の還元方法について (質問)

地下水の地下への還元は土木工事において、地下水の低下に伴う地盤の圧密沈下の防止に非常に効果があるが、井戸からの地下水の還元は色々な条件によって困難な事が多い。

実際井戸から地下水を圧入した場合、その井戸の地下水の産出量に対して同一の水頭差で圧入しても10分の1程度還元出来れば良好で、また、時間とともに圧入量が減少し逆洗をくりかえさないと注入できなくなることが多々ある。

この原因として圧入水質、土粒子の再配列等が考えられるが、水質要因として酸化鉄、SS、バクテリアによる井戸の目づまりが予想される。

この中で最も影響のある要因は何かあるいは水質要因として他にもあるものか、試験データはないでしょうか。また圧入水として使用しうる(圧入量が減少しにくい。地下水汚染に対して安全である)具体的な水質条件はどのようなものか。

又、井戸からの地下水圧入した場合の圧入量に対する水位上昇量の算定式にどのようなものがあるか。

(新潟市役所)

(回答)

1. 目づまりの原因としては、一般的に、次の項目が考えられている。

(1) SS

特に、シルトや粘土分を含む水の注入は顕著な目づまりが発生することが報告されている。⁽¹⁾ アメリカのテキサス州 Southern High Plains での注入結果によると、再揚水によって、注入されたSSの10~30%が取り除かれるが、数回の注入、再揚水のくり返して、注入井としての使用が不可能となっている。文献(1)には具体的なSS濃度は示されていないが

た。文献(2)によると、高次処理水（水質規準としては飲料水に適する）が注入されたが、わずかな量の浮遊物（ SiO_2 に換算して、 2 mg/l ）にもかかわらず、注入井での水位上昇が生じた。この場合には、再揚水によって、ほとんど注入前の注入能を回復している。表-1に注入水の水質分析結果と、図-1に注入井での水位上昇状況を示す図を上げておく。

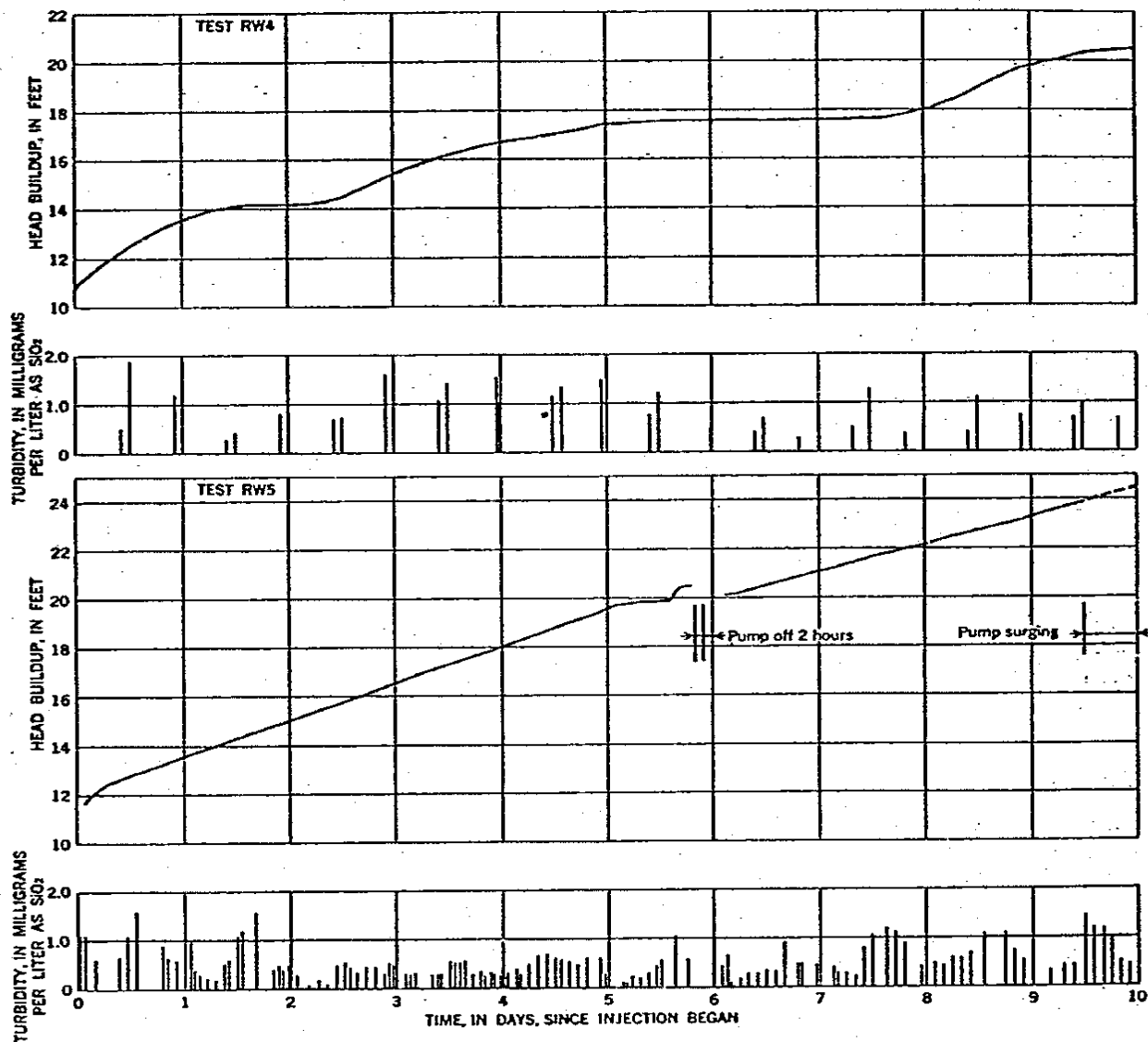


図-1 注入井の水位上昇と注入水の水質

(2) 微生物（らんそう類、バクテリア）

帯水層は小さなものでも、ろ過作用による捕獲能力を有するので、上述のSSの場合と同様に目づまりの発生が予想される。

(3) 有機物

有機物を含む水を長い間注入すれば、井戸の近傍で、その有機物に適した微生物が発生することが知られている。注入井の周りでの有機物による微生物の発生、それによる目づまり状況

表-1 注入水の水質

Test No.	RW1 8	RW2 8	RW3 4	RW4 21	RW5 10
Number of samples					
Total iron	0.56-0.23 0.53	0.18-0.08 0.10	0.21-0.04 0.13	0.34-0.02 0.12	0.58-0.14 0.24
Free CO ₂	31-19 20	45-26 34	55-36 43	100-36 65	31-15 21
Fluoride	0.34-0.22 0.22	0.32-0.16 0.22	0.39-0.29 0.31	0.44-0.24 0.34	0.45-0.16 0.26
Ammonia nitrogen	26.5-22.5 25	29.5-25.5 28	24.5-21.5 23.2	30-21.5 25	29-23 25
Albuminoid nitrogen	0.53-0.46 0.53	0.60-0.52 0.55	0.54-0.33 0.35	0.52-0.27 0.36	0.56-0.32 0.36
Nitrite nitrogen	0.003-0.001 0.001	0.003- <0.001 0.001	<0.001 - <0.001 <0.001	0.001- <0.001 <0.001	0.002- <0.001 <0.001
Nitrate nitrogen	<0.05 - <0.05 <0.05	<0.05 - <0.05 <0.05	0.25- <0.05 <0.05	1.55- <0.05 <0.05	<0.05 - <0.05 <0.05
Oxygen consumed	13-6.8 10	4.8-4.4 4.6	4.6-3.1 3.8	3.9-2.1 3.3	3.4-2 3
Chloride	75-69 70	74-72 72	86-76 78	70-62 64	77-63 73
Total hardness	80-66 72	70-64 68	70-66 69	106-54 62	92-64 72
Total alkalinity	87-84 86	82-76 81	86-78 85	86-33 73	91-68 77
pH	7.0-6.7 6.9	6.8-6.6 6.7	6.7-6.5 6.6	6.6-6.2 6.4	7.1-6.9 7.0
Total solids	364-355 357	376-370 373	380-364 377	418-259 377	377-338 357
Methylene blue active substances	0.41-0.28 0.39	0.59-0.18 0.24	0.14-0.07 0.13	0.18- <0.02 <0.02	0.04-0.02 0.02
Calcium hardness	42-36 38	44-34 38	38-34 35	44-23 34	50-40 42
Total phosphate	3.60-1.90 3.40	3.08-1.0 2.32	2.40-1.74 2.32	4.20-0.90 1.56	6.20-1.44 3.56
Orthophosphate	3.60-1.90 3.40	2.80-0.50 1.92	1.92-1.44 1.91	3.50-0.81 1.52	4.80-1.40 3.10
Sulfate	125-115 118	147-132 144	144-132 135	185-118 147	144-127 137

Analyses by U.S. Geological Survey					
Test No.	RW1 6	RW2 6	RW3 7	RW4 11	RW5 9
Number of samples					
Silica	14-13 14	14-14 14	14-13 14	15-12 14	14-10 14
Calcium	16-15 16	18-16 16.5	16-15 16	18-15 16	18-16 18
Magnesium	6.3-5.2 5.7	5.6-5.3 5.4	5.1-4.7 4.9	4.4-2.7 4.1	5.7-5.0 5.2
Sodium	81-71 76.5	68-66 67.5	86-76 80	77-63 69	74-64 69
Potassium	13-12 12.5	13-12 12	13-12 12	13-12 12	12-11 11

を示すデータが得られなかったもので、ここでは抽水法の微生物の発生による目づまりについてのデータを示す。(3)図-2は、表流水に含まれる有機物によって、浸透層での嫌気性バクテリアが繁殖し、それによる浸透量の減少を示している。(最初の浸透率の減少は供給水がストップしたためであって、二度目の減少が嫌気性バクテリアの繁殖によるものである)。右の図は

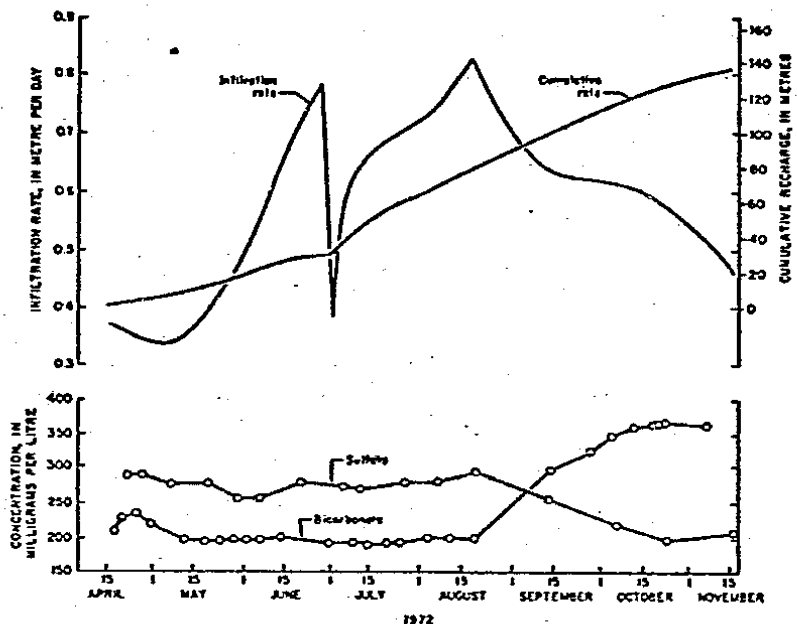


FIG. 2 Graph showing relationship between infiltration rates and changes in chemical quality of the water at a depth of 0.6 meter.

拡水池床から 0.6 m 下での、好気性から嫌気性への移行に伴う水質変化、Sulfate と Bicarbonate について示すものである。拡水池と注入井では地質化学的な環境は異なるが、注入井の囲りにおいても、微生物が繁殖し、目づまりを引き起すことが考えられる。

(4) 化学反応による不溶性物質の生成⁽⁴⁾

注入水と帯水層水に含まれる化学反応物の化学反応によって生ずるものである。結晶性沈殿物 (CaSO_4 等) の帯水層間隙への蓄積、ゲル状の水酸化鉄、水酸化アルミニウム等の発生が考えられている。前者は後者と比較してそれほど大きくないとされている。2,600 mg/l の鉄分を含む水が、水酸化ナトリウムの溶解している間隙水を持つ砂層の実験塔へ注入された結果、透水性の 30 % が減少した。

しかし、同じように、1,000 mg/l の鉄分濃度の水が、水酸化アンモニウムを含む実験体へ注入されたが、ほとんど透水性の減少は見られなかった。通常の表流水の鉄分濃度は、せいぜい高くても数 mg/l であるから、化学反応による不溶性物の生成で目づまりはほとんど生じないと考えられる。

(5) 空気胞

空気胞による目づまりは、泰野⁽⁵⁾の地下水人工涵養実験で見られている。図-3 は目づまり発生による注入井での水位上昇状況を示すものである。わずかな再揚水で、ほぼ元通りの注入能力を回復していることが示されている。

(6) 酸化鉄

酸化鉄を含む水の注はわずかな濃度であっても、鉄バクテリアの繁殖を生じさせる。明確に、鉄バクテリアの繁殖による目づまりであるという報告はなされていないようである。

(7) 砂粒子の再配列

砂粒子の再配列というと、具体的なイメージはうかばれないが、実際は揚水・注入に伴う砂粒子の移動あるいは変位の顕著な場合と考えるべきであろう。泰野の揚水井で多大な水位差を与えたために、揚水井としての使用が不可能とな

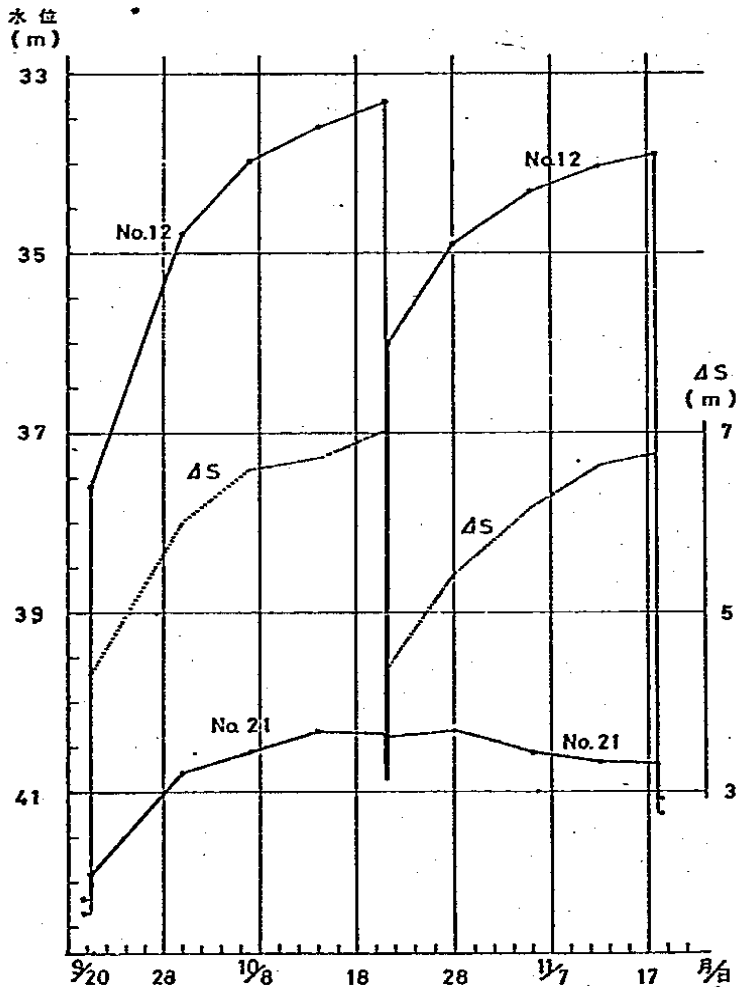


図-3 注水時の水位変化

った例が知られている。(泰野市役所水道局の人による)。

2. 具体的な水質規準について

目づまりは、帯水層材の諸持性 (粒土分布、透水性等)、注入井の注入操作にもよると考えられるから、一概に、注入水の水質のみで目づまりの発生の有無を決定するのは不可能であろう。

しかしながら、大東市 (大東市による)、泰野盆地 (神奈川県温泉研、泰野市による)、大阪市 (建設省による) での人工涵養の成功からすると、上水道水として水質規準を満足する注入水であれば、致命的な目づまりは発生しないと言えそうである。

3. 井戸からの地下水圧入による水位上昇の算定式

地下水圧入による水位上昇の算定式は、ストレーナーにおける抵抗を無視すれば次のように表現される。

井戸による圧入 (図-4 参照)

$$Q = \frac{2\pi kb(h_0 - H)}{2.3 \log_{10}(R/r_0)} \quad (\text{被圧地下水})$$

$$Q = \frac{\pi k(h_0^2 - H^2)}{2.3 \log_{10}(R/r_0)} \quad (\text{自由水面を持つ地下水})$$

ここに、 k : 地盤の透水係数

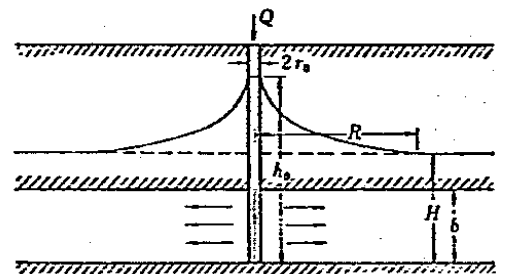


図-4

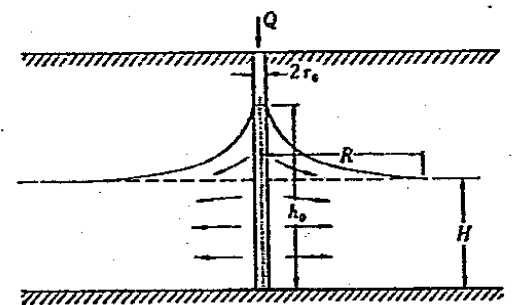


図-5

しかし、実際の注入量は、この式によるものよりかなり小さく50%以下の場合もある。注入量が多い場合、その理由としては、ストレーナの孔径が小さく、ここを通過する水の流速が大きいために損失を生ずることと、この高流速のために、ストレーナー周辺の地層中の砂粒子の変位を生じ、このため、この附近の透水係数が減少することが考えられる。更に、目づまりを生ずれば注入量は大巾に減少する。

参 考 文 献

- (1) Groundwater Recharge: Richmond F. Brown and Donald C. Signor, Water Resources Bulletin VOL. 8 No 1.2. 1972
- (2) Injected Highly Treated Sewage-Plant Effluent into a Deep Sand Aquifer
- (3) Geochemical Factors Affecting Artificial Groundwater Recharge in the Unsaturated Zone : Warren W. Wood, D. C. Signor, Transaction of the ASAE (Vol. 18, NO 4 1975)
- (4) Chemical Reaction Between Recharge Water and Aquifer Water : D. L. Warner and L. F. Daty
- (5) 泰野盆地における深井戸による地下水の人工涵養(II) : 長瀬和雄, 萩野喜作, 横山尚秀, 神奈川県温床研究所報告 VOL. 6, NO. 3, 117p~124p, 1975

(水文研究室)

2. 河 川 部 門 (目 次)

2-1	フィルダムの貯水池水位計の適性配置と機構について	25
2-2	ティートンダムの事故について	29
2-3	砂防ダムの効果量算定について	37
2-4	侵食海岸対策としての施設計画と階段式傾斜堤について	38
2-5	急流河川における堤防構造の再検討について	40
2-6	土砂生産から河口流出に至る土砂動態のコントロールシステムについて	41
2-7	地下水に関する適格な調査方法について	49
2-8	山地の開発行為(団地造成)による流量(高水, 低水)の変化について	55
2-9	洪水はんらん予想区域の推定方法について	57
2-10	庄川流量改訂の流出解析に伴う上流利水ダム群の取り扱いについて	59
2-11	一級河川における改修計画を流域の開発及び支川の補助改修の進展により本川に 与える影響評価を行うにあたりどのような調査検討が必要か	61
2-12	農業排水, 家庭排水中の窒素の除去方法について	63
2-13	砂防ハイダムの設計基準について	65
2-14	砂防ダム堆砂池に設ける護岸工の設計について	67
2-15	フィルダム洪水吐の異常洪水時における設計流況について	68
2-16	砂防基本計画における流出係数(α)の取り扱いについて	69

2-1 フィルダムの貯水池水位計の適性配置と機構について

(質問)

貯水池の運用すなわちゲート操作においては、貯水位測定は重要な位置を占めているが、従来より過酷な自然環境に加え、風波浪・地震・放流等の水位変化により、その適確な測定は困難視され、水位計設置については、その配置・機能・利用方法について十分検討するものとされてきた。

よって、当事務所で計画中のフィルダムの貯水池水位計設置の指針を得たいので、下記事項の考え方について、注意すべき点、検討すべき点があれば、御教示願いたい。

① 水位計の密度 貯水池末端部1カ所、堤体付近2カ所、計3カ所を計画。

② 水位計の配置



図-1. ダム管理のための水位計の配置検討
(D点からダム寄り及びA点が適当と考えられる)

③ 水位計機構の選定 測点AとC………… フロート・デジタル方式(ex, 拓和)

測点B………… 電波式

④ 水位情報をゲート操作に使用する際の注意事項

なお、貯水池諸元の大要は下記のとおりです。

利用水深	60 m	貯水池幅	約1 Km (最大)	洪水吐は右岸
貯水池延長	約9 Km	貯水池面積	約5.3 Km ²	

(金沢工事事務所)

(回答)

貯水池の運用管理、ゲート操作に用いる貯水池水位はダム管理の基本情報であり、信頼度の高い測定が要求される。最近はさらに、この情報を自動処理して記録保管し、また、ゲート制御装置とオンラインで結んで用いる事が行われるようになっており、それによって情報としての信頼性(正確さ、安定な値、障害が少ない)がより強く求められているといえる。これに対して水位の測定条件や測定法、情報の処理について種々配慮すべき点が多い。以下に、これらについて知る範囲の事を概説する。

なお、貯水池水位計の設置条件は、ダム堤体のごく近い位置附近を除いては、ダムの型式に対する違いはないと考えてよい。

1. 水位計測点の位置と密度

- (1) 貯水位の取扱いは、通常、貯留水面は水平であるとの前提のもとに貯水位が管理され、また貯留量、流入量等の諸計算が行われているが、これらは実務的に簡便であり、また通常はこれで差し支えないとして用いられている。

しかし実際の貯水池では、洪水流入時に池の中流部から背水末端にかけて河道状態を呈して、貯水池内で水面勾配がつく事があり、又、風波浪や長周期変動（セイシュ）による水位変動が観測され、情報の処理にある程度影響を与えている。本題の目的の場合には、観測値がこれらの影響をできるだけ受けず、観測値の利用条件に適合するよう配慮する必要がある。

上記のうち、洪水流入時の水面勾配の影響を避けるためには、貯水池の平面形状からは、図一1のD点からダム寄りに設けるのが適当と判断される。図のC点は影響を受ける必要がある。

- (2) 水位観測地点は、2か所またはそれ以上設けることを推奨したい。複数台数を設置する目的は①作業状態の相互監視及び障害、保守時の代替系をもつこと。②複数測定値の平均処理によって波浪等の影響を軽減し、正確な平水位を把握することが挙げられる。このうち①は、計器の信頼性を確保する目的のものであるが、文頭にも述べたようにその必要性が非常に大きいことが管理経験から認識されている。②に対しては、後に述べるように、他のいくつかの代替的方法があることや、この方法による効果もそれらと同程度のものであることから、あまり多くを期待しない方がよいと考えられる。

これらの事から、ダムの管理、操作上からは、最小限2地点が必要であると考えられる。このうち1地点はダム管理の基準となる水位計として、ダムに近い位置（例えばA地点）とする必要がある。もう1地点は、(1)項や、施設としての条件等を考慮しながら、なるべく離れた地点（例えばD地点）が望ましいと考える。この場合、基準水位計の代替化が可能なように考慮しておくことが望ましい。なお、例えば、B地点はD地点と同様の機能をもっており、またC地点は、洪水時の水位監視や、平水時の水面挙動の把握を主目的とする場合に有効なものと考えられる。

2. 設置条件等

水位計地点の選定条件として、さらに次の諸点について配慮する必要がある。

- (a) 堤体上流法面、地山法面等で緩斜面の所や、強風時の主風向に直角に面する斜面は、風浪が高くなるおそれがあるので避けた方がよい。
- (b) 放流による貯水池内の接近流速の影響を避けるため、発電取水口、大容量放水管、越流型洪水吐から少なくとも30mまたはそれ以上離すこと。
- (c) 越流型洪水吐の流入部導水路を長くとり必要がある場合（フィルダムで稀に見られる）には、放流制御用としてその導水路内にも別途、水位計を設ける必要がある。

3. 測水筒の設計及び水位計の選定

- (1) 測水筒と水位計の構造形式は同時に検討する必要があるが、ダム管理の基準水位計は永年にわたって用いるので、その施設構造は堅牢であり、また維持保守が容易なものでなければならない。

またダムでは、貯水池内の施設の補修、改善が非常に困難であるから、とくに測水筒（または測水塔）やその基礎構造の設計には十分の配慮が必要である。

(2) 河川関係で使われている水位計のおおよその機能構造として表-1のように分類できる。

これに対して、ダム管理での必要な条件として以下の諸点があげられる。水位計の選定はこれらを考慮して行う必要がある。

- (a) 測定範囲が非常に大きい（一般に 20～100 m）
- (b) 測定精度は、全範囲に対して、許容誤差 $\pm 0.5 \sim 0.1 \text{ cm}$ を必要とする。
- (c) アナログ記録されるとともに、デジタル量で取扱い、またそれを遠隔伝送（有線または無線）して用いる。
- (d) データの自動処理またはゲート制御装置へのオンライン結合がなされること。
- (e) 情報量の信頼度、機器の信頼度がともに高いものであること。

表-1 水位計の型式構造の分類

型 式		精 度	表示,記録 方 式	水位検出法	測 水 井 等	適 用 特 徴	ダムへの適用
フ ロ ー ト 式	フロート・ウエイト式	±0.5～1cm	アナログ デジタル	フロート, ワイヤ, 直径25cm以上	径50cm以上	測水井設置費大, 鉛直	○
	巻 取 式	±0.5～1cm	アナログ デジタル	フロート, ワイヤ, 直径12cm程度	径15cm以上	鉛直	○
	測 水 柱 式	±1cm	アナログ デジタル	フロート, リードスイッチ, 測定管径16.5cm	補助支柱	傾斜取付可	△
	触 針 式 電 極 式	±1cm	アナログ デジタル	電極, ワイヤ	径10cm以上, 補助支柱	水位変化小のところ 傾斜取付可	△
フ ロ ー ト レ ス 式	音 波 式	±1cm	デジタル	音波反射	音波管 補助支柱	傾斜取付可	○
	圧 力 式	±1～2%	アナログ	水圧検出	リード線保護管	水位変化小のところ 傾斜取付可	×
	圧 力 式 (気泡)式	±1～2%	アナログ	水圧—気泡圧 検出	気泡管保護管	水位変化小のところ 傾斜取付可	×
	静電容量式	±1～2%	アナログ	静電容量検出	電極棒保護管	水位変化小のところ 水質変化ないところ 傾斜取付可	×

(3) 測水筒の構造は、フロート式の場合には、外水面の波浪の影響を減少させるため、その導水口断面積を井筒断面積の $1/400 \sim 1/500$ にする（導水口径が小さいほど消波効果は大きい）。孔詰まりや施工を勘案し、この値がよいとされている。直径の小さい測水筒の場合でも、水面の安定を計るためにはやはり導水口はできる限り小さくする必要がある。

測水筒設計の一例を示すと、井筒内径 60～100 cm のコンクリートフューム管とし（これは耐腐食性が高く、また施工後の内面整形が容易である）、内面は突起や曲りがないように施工する。導水口は径 10 cm 程度のものを上下 2 段（低水位以下及び制限水位の上）に設け、それぞれの入口はステンレス銅板で蓋をし、それに径 1～1.5 cm の孔を数個づつあける。

(4) 水位計（検出部、変換部）の機構として、上記(2)に示したものの他、次の諸点があげられる。

- (a) フロート式の場合、フロートは大きく、またダンパー機構等によって短周期の水面変動をで

きただけ吸収する構造のものが望ましい。

(b) 基準水位計は有線遠隔型を原則とする。

(c) 検出値が経時的な精度の低下や、累積的な誤差の生じない機構であること。

(d) 観測値の遠隔伝送は並列のデジタル信号方式とし、雑音による誤差の導入のないようにすること。また伝送信号のチェックができる（パリティチェックなど）ことが望ましい。

4. 水位情報をゲート操作に使用する際の注意事項

ダム管理では水位情報は、①貯水位の監視・制御（水位）、②流入量の推定（水位変化速度）、③ゲートのオンライン制御の場合には制御情報として（水位、変化量、変化速度）、の大別して3つの使い方がなされ、また情報量として3様の特性が利用される。すなわち、位置座標の情報とともにその位置変化の情報（時間要素を含む）として用いていることに大きい特徴がある。そのため情報の正確性、即時性、安定性が要求される。これらに対し、情報の利用上注意すべき諸点をあげる。

(1) 前にも触れたが、ダム管理室においては、水位のデジタル表示・記録とともにアナログ記録も行うこと。そして常時監視しやすいような機器配置、記録様式とする必要がある。これらは、水位変化状態をパターン認識する意味で重要である。また、複数水位計による観測を行う場合には、それらのアナログ記録はできれば同一記録紙上に、しかも連続的に記録させて相互監視がしやすいようにするとともに、貯水池の微少な水面挙動が解析できるようにしておくことが望ましい。

水位観測値のデータ処理を処理装置によって行う場合には、2つの観測値を自動監視して、相互間に大きい差が生じた場合や、急激な水位変動時（表－2参照）にアラーム警告を行うようにするなどの工夫も有効である。なお、これらの他に、従来から行われている堤体水位標の遠隔監視も行えるようにしておく必要がある。

(2) 貯水池では表－2に示すような種々の外乱的水位変動が起ることが経験されている。この水位変動は、風浪等による短周期（周期数10秒以下）、不規則なものから、セシユ状の長周期（周期数分～数十分）、規則性のものまでその特性範囲が広い。これまで述べた配置や構造に対する

表－2. 貯水位変動の特徴観測例

特徴分類	周 期	水位変動幅	持続時間	発生度数	推定原因等
規則性長周期 (1)持続性変動	数分～ 数十分	最大 2～4 cm	数時間～ 数十時間	多発するダムと検 知しないダムあり	洪水流入、ゲート操作、 風、原因不明
(2)短時間変動	数分～ 数十分	最大 3～8 cm	1～5 時間	発生ダム多い	ゲート操作、揚水発の 下池
不規則短周期 (3)持続性変動	数十秒以下	最大 3～20 cm	数時間～ 数十時間	ダムによって変動 幅発生度数異なる	風浪が主因、水位計の 位置、構造の影響大
(4)短時間変動	数十秒以下	最大 3～10 cm	0.3～1.5 時間	発生が稀、突発性	土砂崩落、地震、初期 変動大きく減衰早い
(5)複合性変動	長＋短	(1)と(3)、(2) と(3)の複合	数時間	発生少ない	(1)と(3)、(2)と(3)の原因 が重なったとき
(6)特殊な変動	(約30 秒)	(最大6 cm)	(数時間)	(特定のダム)	水位計設置場所の特殊 条件、風が強いとき発生

(1973 花 籠)

配慮によっては、主に短周期の変動の軽減に有効であり、比較的長周期の変動はそのまま観測されることが多いからデータ処理に当ってはこの点に注意する必要がある。

データ処理でのこれらの対処法として以下のような方法が有効である。

- (a) 観測値の自動平均化処理（1～2分間に10回程度水位をサンプリングし、平均処理してゆく）。これによって周期1～2分以下の変動はかなり軽減される。
- (b) 流入量計算等に用いる水位変化量は、ダム操作管理上許容される範囲で、できるだけ大きい値を用いて、観測値に含まれる外乱の影響を小さくするように配慮する。すなわち、流入量規模、操作精度、操作安全度を考慮してサンプリング時間間隔または水位差を数段階変えるように工夫する。
- (c) 水位の異常な急変動を検知し、アラーム警示させ、対応措置ができるだけ早く取れるようにする。
- (d) 上流の流入河川水位を同時に監視する。これは洪水時の流入量把握に際して、貯水池情報とともに重要な情報となることが経験されている。

5. その他（貯水池水理特性解明のための水位観測）

以上、実務的な意味での貯水池水位観測上の注意事項について述べたが、近年、データ処理装置の導入やオンライン・ゲート制御の一般化に伴ない、正確で良質な観測値を得る事の要請が非常に強まっている。既設のダムでは、このために水位計の改善や増設が行われる例も多い。一方、これらの要請への対処法は、まだ十分解決されているとはいえない。その原因の一つとして貯水池水理現象がまだ十分把握、解析されていないことがあげられる。これには現地における周到な観測調査が必要であり、この目的のための計画的観測も現地の協力を得て行う必要があると考える。

（水資源開発研究室）

2-2 ティートンダムの事故について

（質問）

現地の破壊状況並びに被害状況について、簡単な説明をお願いします。

（北陸地建・河川計画課）

（回答）

本年6月5日、米国アイダホ州のティートンダムが決壊した（写真-1）。事故原因の解明のため、二つの調査団が組織され、現地調査、試験・解析および施工実績の検討などが精力的に行われているが、まだ最終的な結論は出されていない。また、わが国の建設省は8月29日より10日間の日程で現地調査団（団長—岡本舜三・埼玉大学学長）を派遣し、開拓局の担当者の説明を受け、現地を視察し、



写真-1

設計施工に関する詳しい資料を得て帰国した。

1. 被害の概要

約3億6千万トンの水が貯水池から流れ出たために、下流の町や農場に大きな被害を出した。

上流側から被害を追うと、ダム直下流のニューディルは典型的な農村で、河川とやや離れて家が散在しているために低地部のみわずかな被害を出した。その下流の村ティートンもほぼ同様であるが、より河川に近い河川沿いの家・畑・道路の被害が大きい。その下流のシュガーシティは街が市街化しており、河川の近くであつたため大きな被害を出した。

更にその下流のレクスバークは、この付近で最大の人口8,000人の町であるが、今回最大の被害を出し、下町一体が冠水した。スネーク河との合流点メヴァンでは河川沿いの低地部と道路・橋梁等の土木被害が目立つが、住宅の被害は少ない。これらの地域で死者10、負傷者1,000、浸水家屋7,000を数え、被害額は農業被害を除いて3,000億円にのぼった。また450



写真-2

の農場が被害を受け、冠水した農地は約150 Km²であつた。(写真-2は被災家屋)

2. ダムの概要

ティートンダムは、洪水調節・灌漑・発電・リクリエーションを目的とした多目的ダムである。ダムおよび貯水池の諸元は表-1に示す。1974年に着工され、今年はじめ盛立を完了したばかりであり、主放流管の工事はまだ終わっていない。

ダムの標準断面を図-1に示す。堤体は開拓局特有の幅広いしゃ水ゾーンを持ち、リップラップとしてロック材が用いられているほかは、細粒な材料から成るアースダムである。

しゃ水ゾーン(ゾーン①)の粒度は、材料調査時の試験で

0.005 mm以下 10%

0.005~0.074 mm 74%

0.074~4.76 mm 16%

であり、米国統一土質分類でCLである。プロクターの突き固め試験で最大乾燥密度 γ_d (g/cm³)は、1.33~1.67このときの最適含水比はそれぞれ32.5~17.9%であつた。

サンプリング材料を混合した試料

貯 水 池		ダ ム	
湛 水 面 積	8.5Km ²	堤 高	93m
有効貯水量	246×10 ⁶ m ³	堤 頂 長	930m
総貯水量	356×10 ⁶ m ³	堤 体 積	7.6×10 ⁶ m ³
洪 水 吐		利 用	
余水吐容量	500m ³ /s	発 電	20,000 kw
余水吐ゲート	6.3×4.7m 3門	灌 漑 (最大)	8.2m ³ /s
放 流 管	2門合計120m ³ /s	リクリエーション地区	0.5 Km ²

表-1. ダム・貯水池諸元

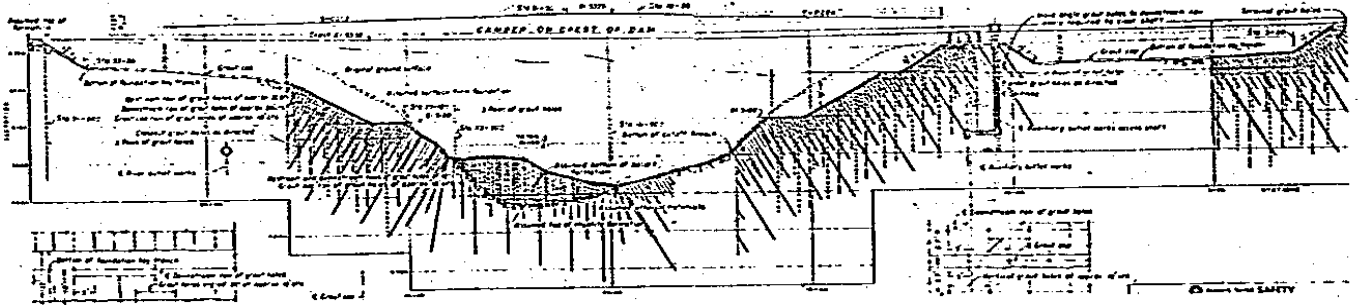


図-3. ダム基礎縦断面図

もグラウト孔の密度が高い(図-3)。ダムサイトの熔岩は洪積世初期のもので、強熔結であり、ジョイントの発達が著しく、透水性が極めて高い。

1969年に行なわれたグラウチングテストによれば、深部では注入量は少ないが、表層付近では漏洩が多く、とくに標高1530m以上(5100')では表層から20mまではグラウチングよりも、キートレンチを設けた方が上水工法としては経済的と判明し、キートレンチを入れた。(図-4)

本工事におけるカーテングラウチングの注入圧は次のようなものである。

$$P = 0.7(1 + 0.25D)$$

ここに P : 注入圧 (Kg/cm^2)

D : 深度m (バッカーの位置)

で定められた。

カーテン列は、1列、2列、3列と3種の部分があるが、3列といっても上下流列は補助的なもので内容は大部分が1列といってよい。グラウチングでは、積極的に塩化カリシウムを用いて、セメントミルクをできるだけ早く団結させミルクを遠くまで送らないようにしている。本工事におけるカーテングラウトの注入実績によれば、セメント量は、下流列998Kg/m、中央列158Kg/m、上流列301Kg/mであり、特に上・下流は相当のセメント注入量である。また、グラウチングの改良度の見授は表-2とされた。したがって、表層部のルジオン値は大きいまま残されている。

3. 事故原因の調査



写真-3

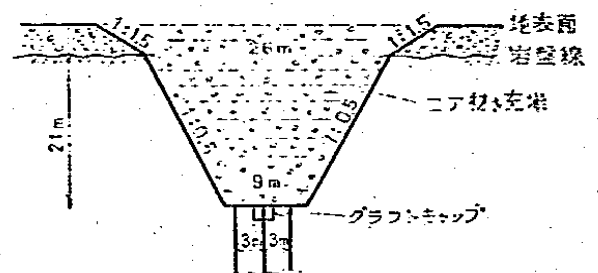


図-4. キーウェイ(アバットの止水トレンチ)

事故原因を調査するために、二つの調査団が組織された。ひとつは内務省次官およびアイダホ州知事が米国学会議等の推薦にもとづき任命したもので、連邦政府職員は含まれておらず、いわば独立の第三者による調査団である。もう一つの調査団は連邦政府職員により構成されたものである。

内務省の委員会は7月14日に、事故原因調査の中間報告を発表した。

中間報告は、まず調査活動、ダム地質、堤体の概要を述べたあと事故原因として考えられる事項を洗い出し、今後の調査活動の方針を出している。以下これらのうち決壊原因に関する項のみ要約しよう。

— 内務省の中間報告の概要 —

内務省のティートンダム決壊原因調査委員会は、現場検証、種々のデータ、報告書および写真から判断して、決壊が内部侵食の結果であることに間違いはないとしている。しかし内部侵食の原因が何かという点に関しては、現在のところ結論を下してはいない。

委員会は、ティートンダムの設計施工上の特徴の中で以下に列記した事項は、内部侵食を起させる可能性があるとは指摘している。

- A. アバットの基礎岩盤、特に上位標高部の岩盤は著しくジョイントが発達しており、透水性が高い。
- B. 不透水ゾーンの堤体材料はシルトであり、浸透破壊に対する抵抗性が小さい。
- C. キートレンチの底部の幅が9mで設計されているが、これはダム高に比して狭い。
- D. 不透水ゾーンの基礎となっている岩盤の全てのき裂を完全に塞ぐことは困難である。特にキートレンチの下流側にフィルターを入れておかなかったのがこのことは重大である。
- E. 不透水ゾーンの材料は、キートレンチおよびアバットの勾配がきつく、不陸の多い斜面ではよく締め固められない。
- F. 洪水吐の基礎は、キーウェイを設けるかわりにグラウトによる処理を行なっている。
- G. 急峻なアバットに、深く狭いキートレンチを入れている。

委員会は、内部侵食の原因は、以上の項目のどれか(1又は2以上)に関連していると信じているが、決壊の状況から破壊の原因として次の三項目の可能性を挙げている。

(1) 不透水ゾーンの材料のき裂あるいは浸透破壊

アバットが急傾斜であるために不透水ゾーンに不等沈下によるき裂が発生しうる。最初の大量の漏水の発見箇所は、標高1560m付近であるが、この部分は地形上最もき裂が発生しやすい。破壊の時点でこの標高には30mの水圧が作用しているため、き裂を広げて下流側の材料から順次洗い流し、パイピングを起したことは十分考えられる。

岩盤にき裂が多いので、基礎の浸透流が原因となって堤体材料が洗い流されたのかもしれない。すなわちキートレンチの上流側の岩盤のき裂から水圧をもった水が浸透し、下流側の岩盤のき裂から材料が流出していったということも考えられる。

あるいは、アバットの地形上、キートレンチにアーチアクションが働いて、キートレンチ内に上載荷重が伝わっていなかった可能性がある。アーチアクションが強い場合には、水圧は水平方向の土圧よりも大きく、流速の大きな浸透流が発生する。(図-5)

(2) 不透水ゾーンと基礎の境

界面の浸透流によるパイピング

不透水ゾーンの材料は、いわゆるコンタクトクレイは用いずに、直接岩盤と接触している。このダム不透水材料は、浸透破壊に抵抗性の小さいシルト材であるので、岩盤と堤体材料の接触面に沿う流れがあり、かつ下流側に材料が流される出口があれば、浸透破壊

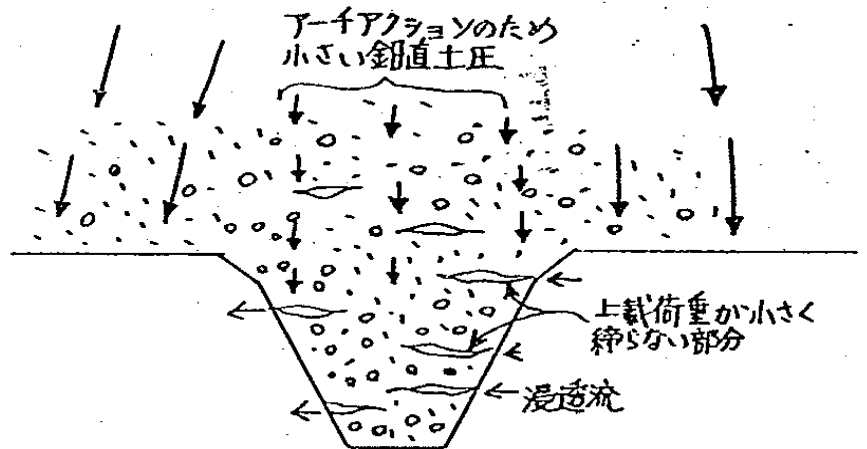


図-5. アーチアクション

が生じる。観測井の水位記録を調べると、キートレンチ直上流部には、ほぼ貯水池の水圧そのものが作用している。また、キートレンチの下流側の水圧は小さいので、この間に大きな動水勾配があった。従ってキートレンチ内の材料の締め固めが不十分であったり、キートレンチ下部の岩盤表面のき裂の処理が不完全であったりすれば、容易に浸透流路が形成される。キートレンチの下流側の岩盤のき裂は、材料中のシルト分を洗い流す可能性があり、浸透流路は徐々に拡大しパイピングとなりうる。岩盤はジョイントが発達しているので、入念にき裂の充填処理をすることと、材料をよく締め固めることを前提としていた。現場の施工管理はこの点を理解し、工事記録によれば工事の監督をきちんと行なっていたことになっているが、急なアバットで不陸のある表面だけに、施工が完全ではなかったということもないとはいえない。

(3) グラウトカーテン

グラウトの施工記録報告書によれば、工事は完全に実施されていた。しかし基礎岩盤は、もともと透水性が非常に高いものであるので、グラウトカーテンが破れていたことも十分考えられる。グラウトカーテンに穴が開いていれば、大量の浸透流が発生し、この浸透流はジョイントを流れて、グラウトカーテン下流の不透水ゾーンに達する。この浸透流が徐々にシルト材料を洗い流し、パイピングを起したのかもしれない。このような浸透流によるパイピングの可能性は、グラウトカーテンの破れだけでなく、右岸アバットのカーテンの先を回る浸透流によってもあり得る。

4. 今後の課題

今回のティートンダムの事故をふり返り、今後のダムの建設、管理に当たって注意すべき点について述べてみよう。一般に、ダムを建設し、管理するに当たって重要な項目は

- 1) 設計
- 2) 施工
- 3) 安全管理

である。このうち、いままでに述べてきたように、設計については90mを越すダムであるに拘ず、

リブラップををのぞき、堤体材料としてはかなり細粒のものが用いられていたこと、岩盤の透水性が高いにも拘らず、不透水ゾーンの着岩巾が9 mと極めて小さいこと、フィルターを着岩させていないこと、などがあげられ、施工面ではしゃ水材料がシルト質の材料で非常に浸蝕に弱いものであるにも拘らず、コンタクトクレイやフィルタなしで着岩させていること、グラウト終了時の基礎岩盤の透水性の判定基準（表-2）が甘く欠陥があるなどがあげられる。これらはいずれ、事故報告としてまとめられると考え

表-2. 深度別ルジオン値

鉛直深さ	0~6 ^m	~12 ^m	~18 ^m	~24 ^m	~30 ^m	~45 ^m	~60 ^m	~75 ^m
注入圧(Kg/cm ²)	0.7	1.75	2.8	3.85	4.9	5.9	8.6	11.2
ルジオン値	26.6	10.5	6.6	4.8	3.8	3.1	1.4	1.1

られるが、今回のテートンダム事故において、われわれに不可解なのは、このような大事故になる寸前ま

で、何らその徴候もとらずに放置された点である。

われわれの今までに経験したダムでも漏水量が予想以上に多く、水位上昇を途中で止め、追加グラウトを行ったダムはいくつかある。しかし、これらのダムではいずれもかなり早い時期から漏水量の多いことをとらえており、十分に調査し、検討を加える余裕を持っていた。これらの事実はテートンダムにおいては、管理・観測体制にも重大な欠陥があったといわざるをえない。

元来、ダムは設計・施工・管理のいずれかに欠陥があっても多少のトラブルは起るものである。しかし、安全管理が充分に行われれば、補修工事の必要が生じたり、ある程度以上に水位が上げられないということは起っても、今回のような大事故にはならない筈である。その意味でも安全管理は、ダム建設の総決算となり重要な意味をもつ。

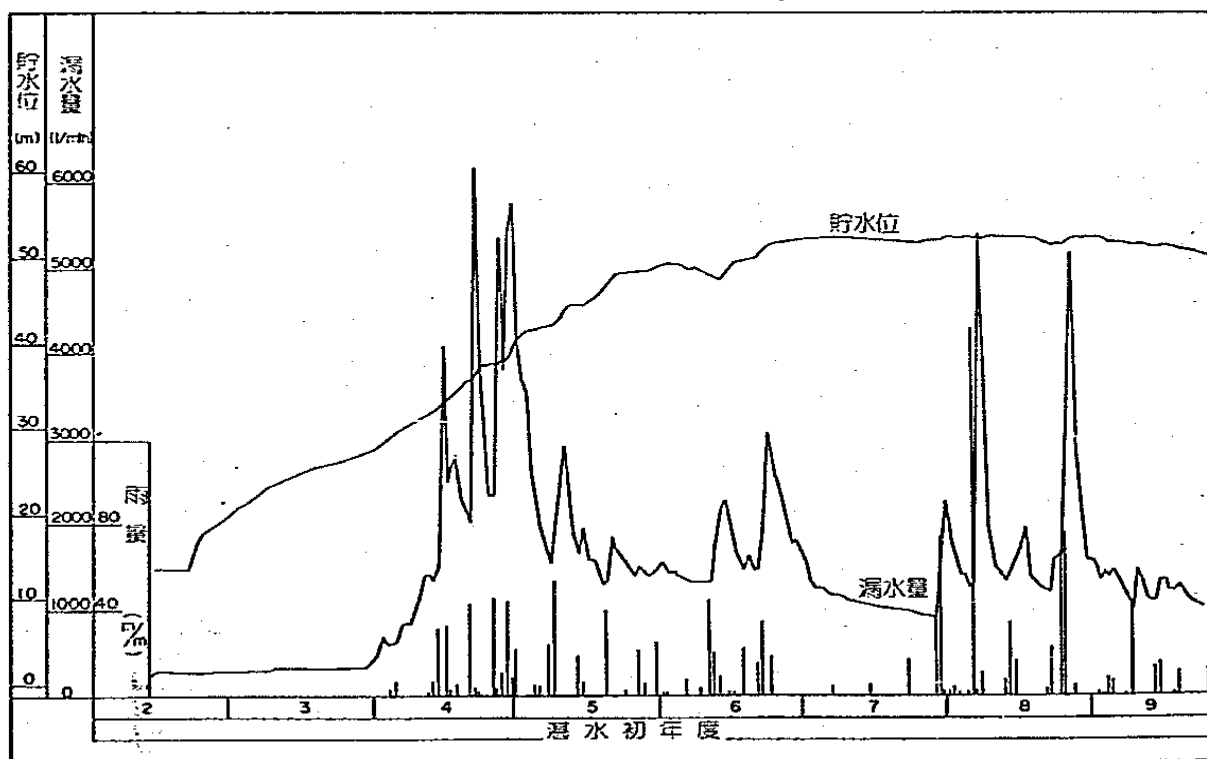


図-6

图-7

-

图 8

最後に、ティートンダムのみならず、マルパッセダムセントフランシスダムなど大事故を起したダムはいずれも最初の満水のときである。これから、ダムが完成し、

最初の清水を迎えるまでは、工事々務所の段階で行い、工事担当者の手で種々の測定を行い、測定値に対する判断と対策の検討を行うべきであろう。
(フィルダム研究室)

2-3 砂防ダムの効果量算定について

(質 問)

砂防基本計画は、河川砂防技術基準(案)計画編P50により、土砂生産抑制計画、流出土砂抑制計画、流出土砂調節計画より成立っており次式を定めているが、

$$E = (Q + A - B)(1 - \alpha) - C - D$$

E : 計画許容流砂量

Q : 当該計画基準点の直上流の計画基準点(複数の場合もある)における洪水の計画流出土砂量

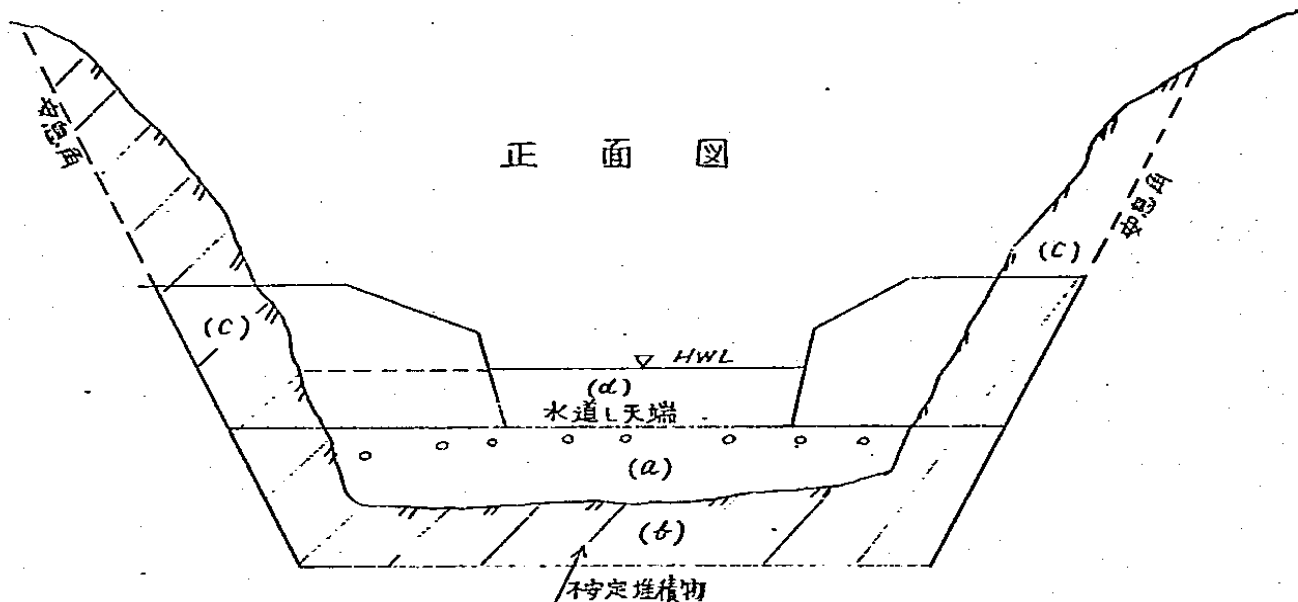
A : 計画生産土砂量

B : 計画生産抑制土砂量

α : 河道調節土砂量の $(Q + A - B)$ に対する割合

C : 計画流出抑制土砂量

D : 計画流出調節土砂量



1. 土砂生産抑制計画・流出土砂抑制計画、流出土砂調節計画の区分をどのようにして決定するのか、御教示願います。(特に平面的な区分)
2. 上図(横断面図)について、私見ですが、次のように考えてよいか。
 - 土砂生産抑制計画 (a), (b), (c)
 - 流出土砂抑制計画 (a), (b)

○流出土砂調節計画 (d)

(河川計画課)

(回 答)

1) ここで言う砂防ダムの効果は、基本的には計画貯砂線を上流側に設定し、各断面で推砂面を水通し天端として、上図(横断面図)を考えればよい。個々のダムでは、溪流の湾曲等によって、斜面の崩落箇所及び範囲は異なるので、現地の状況に応じて判断しなければならない。

2) ○土砂生産抑制計画 (b), (c)

○流出土砂抑制計画 (a)

○流出土砂調節計画 (d)

(砂防研究室)

2-4 侵食海岸対策としての施設計画と段階式傾斜堤について

(質 問)

北陸地建の海岸事業は、全国的にも有数の侵食海岸である富山県の下新川海岸と石川県の松任、美川海岸で調査及び工事を、又新潟海岸で調査をそれぞれ実施している。なお新潟海岸については昭和52年度から直轄工事に着手すべく予算要求している。三海岸における施設の現況は次表のとおりである。

	要防護延長	直立堤	消波工	副堤	斜堤	離岸堤	突堤	摘 要
	m	m	m	m	m	m	基	
下 新 川	16,465	12,646	12,646	2,319	2,620	13.5	31	
松任美川	12,706	12,183	4,151	—	143	24	—	堤防は農林分306m含み S.52から直轄工事の予定
新 潟	7,980	3,020	5,045	—	—	0.3	—	堤防は、農林分1,620m含み

上表からわかるように、当地建の担当海岸のほとんどの区間に直立堤が設置されているが、海岸は本来白砂青松が理想であり、できるだけこれに近い施設計画を検討する必要がある。近年特に生活の場として、レクリエーションの場として海岸環境の改善が要望されていること。又、侵食対策としても反射波の少い堤防構造が有利であることなどから直立堤を階段式傾斜堤の功罪について、ご意見をお伺いしたい。

また、新潟海岸のような現在無堤の砂浜海岸に新しく施設を設置する場合、堤防施設そのものが侵蝕を助長する結果となることがあるとも言われている。この点も含めて、新しく施設計画を進める上でのアドバイスをお願いしたい。

(河川計画課)

(回 答)

海岸堤防の形式すなわち直立堤にするか傾斜堤にするかは、波浪や地盤などについての自然条件、海浜の利用などの社会的条件、工費などの経済的条件を考慮して決定しなければならない。海岸堤防の第1の機能は陸上への海水の侵入を防止することであるが、これは直立堤でも傾斜堤でも必要とする高さを有していればその機能をはたすことができる。ただ直立堤の場合に必要な高さで傾斜堤の場合に必要な高さは異なり、直立堤に比較しているから2割の勾配を持つ場合には高くなり3割より緩くなると低くなる。

しかし堤防の周辺海岸に与える影響については同じではなく、直立堤の場合には入射波を反射する形式であるために反射波が大きくなるが、傾斜堤の場合には斜面上で砕波するために反射波はほとんど生じない。また堤防前面における洗掘や沿岸漂砂量は直立堤であると乱れが生じ多くなる。

構造的には直立堤の場合には重力式になる場合もあり一般的には基礎に作用する単位面積当りの荷重は傾斜堤に比較して大きくなる。

海岸は越波を防止するためばかりでなくレクリエーションや漁業などにも利用されている。汀線付近の海浜は海水浴や、つり、網干し場、生物の生息、海水の浄化作用などの働きをするので、汀線付近の砂浜の幅が広いほどこれらの目的に利用することができる。直立堤の場合にはこのような利用はかなり阻外される。

一方工費については直接堤防を建設する費用と土地の買収費に分けられよう。傾斜堤の場合には必要とする面積が直立堤に比較すると数倍にもなるために一般には全体の工費が直立堤よりかさむことになる。沿岸堤防を造る場合にはその陸上部が重要な価値を有している場合がほとんどであり、陸上部を堤防用地として利用するのが困難な場合が多い。現在、勾配の緩い傾斜堤があまり造られていないのはこのような理由によるのであろう。しかしさきにも述べたような利点を傾斜堤は有しており、工費がかかってもそれに見合うものがあれば傾斜堤は採用してもよいと考えられる。ただ下新川海岸のように沿岸方向の漂砂量の釣合が崩れたために侵食が生じている場所では傾斜堤にしても侵食を止めることはできず、侵食対策のための工事を合せて行なうか、侵食された場合の対応策についてあらかじめ検討しておく必要がある。

現在無堤の場所に施設を計画する場合には、その自然条件とともに施設の目的を明確にする必要がある。侵食対策として計画する場合には堤防のみでは不充分で離岸堤や突堤などの防止工法も考慮する必要がある。また海浜は安定しているが越波を防止する必要がある場合にはさきに述べた直立堤と傾斜堤の特性を考慮して計画を行えばよいであろう。長期的に見た場合には安定であっても海浜は季節的に大きく変動しており、海底地形の変化も考慮して堤防の位置などを決定すればよい。また堤防の形式としても階段式傾斜堤の他にのり枠にぐり石を詰めたような形式なども考慮の対象となろう。

表-1 直立堤と傾斜堤の比較

項 目	直 立 堤	傾 斜 堤
機 能 う ち あ げ 高	波を反射する。 入射波と堤防の設置水深によって変化する	斜面上で砕波させる。 入射波、堤防設置水深の他に斜面の勾配が関係する。 1～2割の勾配では直立堤より高くなる。 3割より緩くなると低くなる。
波 力 地 盤 支 持 力	衝撃力が作用する。 荷重が大きくなるため地盤の堅固な必要がある。	直立堤より一般に小さくなる。 直立堤に比較して小さい。

洗掘	大きい。	傾斜が3割より緩ければ小さい
堤防用地	小	大
堤体土砂	小	大
海浜の利用	阻害される場合がある。	阻害されることが少ない。

(海岸研究室)

2-5 急流河川における堤防構造の再検討について

(質問)

北陸地建所管の河川数は15河川であるが、このうち常願寺川、黒部川等約半数の河川は河床勾配が1/200以上の急流河川である。

このような急流河川では、洪水時には土石流に近い巨大なエネルギーに対応するため

- i) 巨大水制の設置 ii) 控堤のある霞堤方式
- iii) 堤防断面の拡大 iv) 堤防天端までの護岸
- v) 裏護岸

等の堤防補強を行っている。

このように補強された堤防であっても昭和44年8月出水では黒部川の福島地先において堤防天端より約1m低い水位で破堤し、更に控堤をも破り扇状地に氾濫し、氾濫水は再び本川には戻らなかった事実がある。

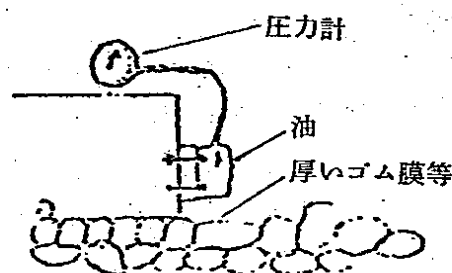
このことに鑑み、昭和51年度から河川事業調査費をもって水害危険度調査として黒部川において堤防、水制等へ加わる流水エネルギーの測定、堤防欠壊機構の解明、危険箇所の予測等を行ない、更に、これらの結果を堤防、護岸、水制等の構造設計に反映させたいと考えている。

1) 昭和51年度は、黒部川において洪水流のエネルギーを測定する機器の開発を実施することとしており、図のような測定器を考えているが、このような測定方法で良いかどうか。また、今後の調査の進め方についてお伺いしたい。

2) また手取川等においては河床低下が進み、河積は十分あるが護岸根固が浮き上がり、危険な状態になっているところも見られ、洪水前後の河床変動を調査のうえ根継工等の対策を計画している。

今後ダム等による流送土砂量の減少が予想され、更に河床低下が進むものと思われるので有効な対応策を検討する必要がある。

この対応策について、考え方、調査方法、工法などについて合わせお伺いしたい。



(河川計画課)

(回答)

1. 水制や根固工など流水中の物体に作用する力の要素には、(a)形状抵抗、(b)揚圧力、(c)表面摩擦力、(d)浮力、(e)河床面との摩擦力、(f)重力、(g)かみ合わせ連結にもとづく抵抗力、(h)転石による

衝撃力、などを考えればよい。調査の計画によれば、物体（根固工）に作用する圧力を測定するようになっているが、圧力測定から得られるのは上の a, b のみの情報で、しかも物体の全表面積で測定する必要がある。図示された圧力測定法では動圧などを原理的には測定可能であるが、(i)受圧面が物体の一部に限られている、(ii)受圧面の變形による形状低抗を大きく受ける可能性がある、(iii)流向に直角方向に受圧器を向けることが困難、(iv)転石の衝撃力を測定できない、(v)転石衝突による受圧面の保護が困難、(vi)圧力伝達管の保護、圧力記録方式に難しい点がある、などの問題点が実施にあたって出てくるものと思われる。現時点では測定された圧力を当面の設計計画に反映させる方法論が不足している点から考えて、つぎの代案に検討の余地がある。すなわち洪水時の航空写真やレーダー式流速計によって表面流速を解析しこれを底面流速とみなし、また抵抗係数の値を仮定して、間接的に根固工にかかる流体抵抗を算定できる。複雑な形状のブロック類の抵抗係数や揚力係数は正確には実験によらざるを得ないが、ブロックの転動とか滑動を上記の a~h を総合して評価する方法として、ブロック移動の実物実験を現地河道で実施することが考えられる。

こうした調査に平行して根固工などの損壊がその基礎部分の洗掘による場合が多い（上記の項目 f に相当）から、洗掘形状と根固工機能損壊の程度の実態調査が基本的に重要になるであろう。

2. 急流河川は土砂生産量、運搬量が大きく、従来河床上昇に対する治水工法がとられてきた。したがって河床低下に対する治水技術にはまだ無経験のものが多く、一方流れの破壊力は依然大きいので、周到な調査と慎重な対応が望まれるであろう。河床低下にともなう対応策、調査方法、採用する工法などの治水技術の確立への道は従来の経過からみて結局、これまで急流河川を治めてきた治水と集積された工法の中にあるのでないか。

河床低下にともなう対応策の調査目標として、まず当該河川の河床低下量の長期的な見通しが肝要となる。この目標達成のためには多方面にわたる調査が要請される。採用する工法や工作物等の計画の方針はこの見通しによる。河床低下量が比較的僅かであれば護岸や根固工の根継を考えてゆけばよい。しかし大きい河床低下量が予想される場所では、洪水流の横侵食の激しさと、根継工法が構造的に不安定となる要素が多いことから考えて、根固工を含んだ護岸の構造を抜本的に改める必要が生じよう。すなわち、従来のブロック張り護岸は転石等の衝撃には耐え得ないと考え、護岸として重量で水流に抵抗し剛な構造をもつ一体として機能する法護岸への改良が考えられる。さらに流速を減勢して転石の衝突を防ぐ形式の根固工（根固水制）で補強する必要がある。（河川研究室）

2-6 土砂生産から河口流出に至る土砂動態のコントロールシステムについて

（質 問）

土砂生産から河口流出までの過程においては、谷・山地河道には流送や調節機能があり、また砂防ダム、治水・利水ダム等による影響等もあって総合的な土砂コントロールに関するシステムを確立する事が困難である。近年、様々な施設の設置に伴い下流域の土砂被害は軽減されつつあるもの

の河床の著しい低下に伴う二次的な被害（護岸の洗掘，地下水の低下，海岸侵食の助長等）が発生しつつあり骨材資源の枯渇と相まって，その影響は深刻である。これに対処する方法として総合的なコントロールシステムを確立する必要があるが，これらに関する事例があつたらご紹介願いたい。又河床変動計算式は種々提案されているか急流河川に適応性の高いものは何か，アーミング効果の評価方法，浮遊砂公式等についてもご教授願いたい。

（黒部工事）

（回答）

土砂動態のシステムは土砂生産，移動，貯留および採取で構成され，そのアウトラインは図-1のようである。

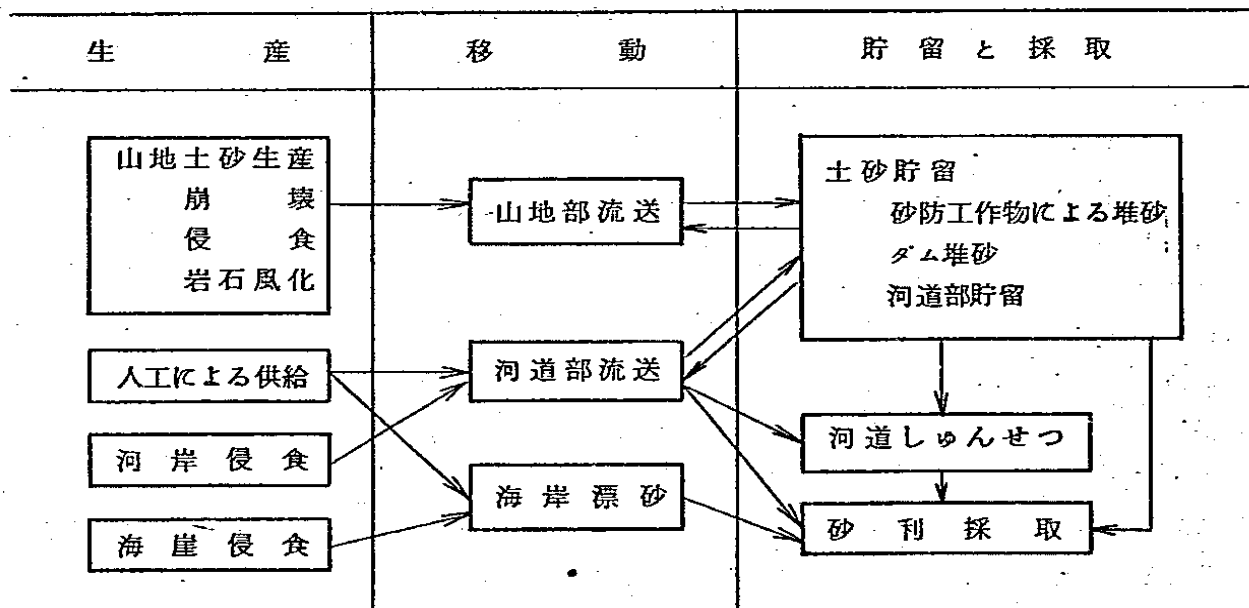


図-1 土砂収支の主要素

このうち，人工による供給には，耕作による土砂供給およびトンネル掘削に伴うズリの供給などがあり，図-1には記載されていないが，火山噴火に伴う降灰なども場合においては含まれるであろう。このようなシステムは次の段階で，土砂の量的および質的な内容が問題とされる。質的内容とはたとえば粒度分布，比重および強度などを指す。そして，それぞれの量および質の平面分布特性と時間分布特性が検討されなければならない。さらに，このような土砂動態のシステムを完成させるためには，モデル解析，あるいはその手法，検討，および社会，経済，環境上の諸問題との調和ということについて十分な考察がなされなければならない。河川における水系を一貫した土砂動態に関する研究の重要性については言及するまでもないが，非常に大きな問題を包含し，かつ難解である。いまはまだ，その緒についたばかりであり，基礎的な資料を整備する段階において，十分な成果が得られるに至っていない。もとより，土砂動態のコントロールシステムに至っては，実際に完成されたものはないといってよいであろう。しかしながら，断片的な調査・検討例は集約されつつある。中部地建では，天竜川において大規模な土砂動態の調査を行い，その成果がまとめられる

段階に至っており、* 多大の期待が寄せられている。その成果に基づけば、精度のよいシステムの検討に入ることが可能となるであろう。また、土木研究所では、特別研究として、河川生産物と収支について検討を行っている。

今回は、設問に対する十分なる解答にはならないが、コントロールシステムを考察するうえに必要な問題点および土研における研究成果の一部を参考のため記しておくこととする。なお、土砂流出をコントロールする手法としては、砂防堰堤、穴あきダム、ゲートダム、排砂水路、エンブティダムおよび人工調節などがあるが、一例として、エンブティダムについて説明する。

1. 技術上の問題点

上流における土砂生産から河口流出までの土砂輸送の過程を考察し、それをコントロールするシステムを検討するに当たり、次の各項目が問題となるであろう。

- a. 単位面積当り、年平均土砂生産量とその分布特性
- b. 生産土砂の粒度分布
- c. ダム堆砂量と粒度分布 — 流送特性の把握
- d. 土砂流出量の経年変化と確率評価
- e. 土砂生産と土砂流出を支配する要因分析
- f. それぞれの河道区域における適正土砂供給量とその粒度分布
- g. 河口への適正土砂供給量
- h. 河床材料の採取可能量
- i. 土砂動態を中心とした水系一貫の総合的河道計画の位置づけ
- j. 土砂動態のコントロールシステム

河川上流部における土砂流出量は、流量と共に河川水理現象の重要なインプットである。近年は河川への土砂供給量の減少が著しいといわれるが、その量的な把握および地域特性の知識は必しも十分でなく、個々の河川の計画において、土砂量の推定に苦慮しているのが現状であろう。また、たとえば砂防計画には地先の土砂災害を防止することのほか、下流河道からの要請量とその質的内容を満たす調節機能の保持が要求されるが、問題は、そのハードなコントロールシステムばかりでなく、質・量両面におけるインプットおよびアウトプットの上流から下流までの河道全体の中での位置付が必要とされるであろう。このように、この命題には非常に広範にわたり重要な課題が多く含まれる。

2. 全国河川上流部の土砂流出量 **

全国の76箇所のダム堆砂資料（流域最上流の多目的ダム）に基づき、単位面積当り年平均の流出土砂量の地域分布特性を調査した。流出土砂量の多い地域は九州のシラス台地で韓国岳霧島山の近辺、四国の剣山地、中部地方は赤石山地、木曾山脈など諏訪湖を中心に広がり、関東地方は帝釈山地を中心にかたまっており、東北地方では真昼山地などである。流出土砂量の多少には

* 原、長沼：天竜川土砂動態調査について、建設省技術研究会 S. 51

** 須賀、島貫、徳永：流出土砂量の全国分布特性、土木学会年講 S. 51

気候地形および地質上の影響が全て含まれていると考えられる。地形・地質を問題にするとき、地殻構造線の影響が考えられる。堆砂量に関する限り、構造線付近が特に多いというわけではないが、ダム堆砂

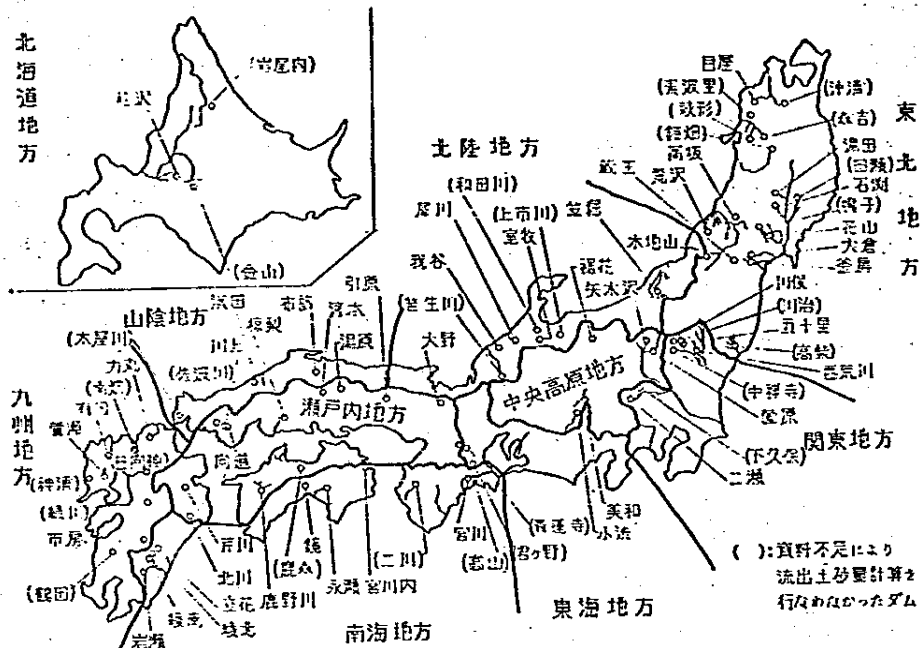


図-2 ダム分布と地方区分

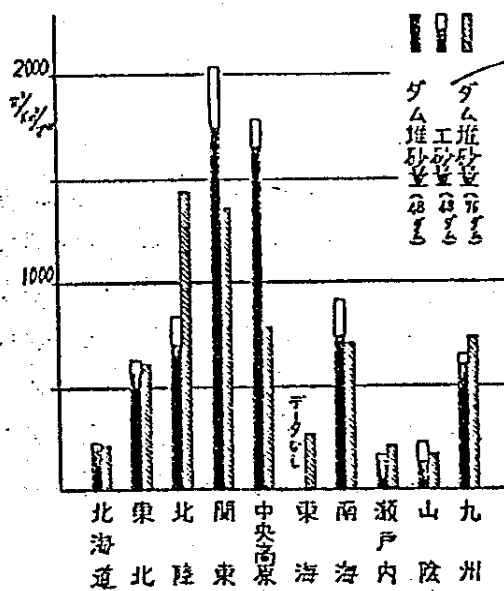


図-3 地域別の堆砂量と流出土砂量

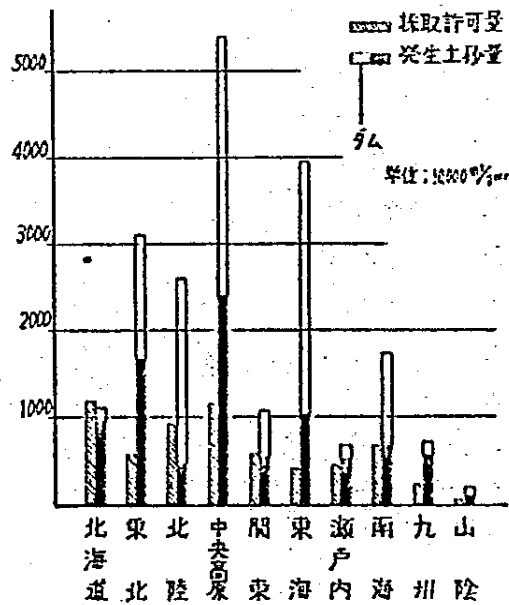


図-4 地方別土砂採取量・発生土砂量

資料によると、ダムによる補捉率を考慮して求めた流出土砂量は構造線付近の方が多くなっている。これはダムに補足されない細かい土砂量が多いということである。このような地質の影響や、地形および気象特性をすべて含めたものとし、図-2の地域分野を行い、各地域の大略の平均的な流出土砂量を求めると図-3のようである。当然のことながら、各地域内での個々の河川における流出土砂量が問題とされる場合にはその影響を別途考慮する必要がある。資料数による影響は図-3から、九州・山陰・瀬戸内・南海・東北・北海道ではないが、北陸・関東・中央・高原では

多少の差が生じている。これは、資料76のうち補捉率の計算を行うことができた48資料の堆砂量に関する比較結果であるから、もとより流出土砂量についての正確な検討を行ったものではない。

したがって、このような地域別の流出土砂量が全体的を射た方法とはいきれないが、実情の一端を説明するものとみなすことはできよう。

図-4は各地域の河川土砂採取量(許可量)と比較したものである。砂利・砂の採取許可量は、昭和48年度の資料を用いたが、経年的な変化はあまりない。全発生土砂量は各県別の平均の流出土砂量に山地面積を乗じて算出した。これより、採取量と許可量との差は最近ではあまりなくなっているといわれているが、北海道・関東・瀬戸内・南海および山陰地方では、河道に出てくる量と採取量とがほぼ見合っている。このことから流出土砂量の計算結果の有意性が判断されるであろう。

流出土砂量を考察するにあたり、主要因として気象・地形・地質を念頭に全国を10地域に分割し、年平均の単位面積あたりの流出土砂量を求めて、河道計画上の資料を作成した。計算結果によると全国の年平均全発生土砂量は207,600千 m^3 、ダム堆砂量61,900千 m^3 である。したがって、河道への流出土砂量は145,700千 m^3 で、全発生土砂量の約70%である。なお、文部省研究班^{***}においてもほぼ同様の結果が得られている。現在の貯水ダム数は400余りで、今後さらに140程度のダムが近く建設されるとすると、現時点における流出土砂量の減少とその影響および将来の変化について、河川技術者は十分なる認識を持つ必要がある。流出土砂量は重要な基本量であるので、今後の詳細な調査、たとえば、粒径別の流出土砂量および出水毎の調査などが切望される。なお、今回影響要素として、流域面積、地形の起伏量とその比、平均斜度、平均標高、河床勾配等の地形因子、地質と地被状態等の地質因子および降水量(年間総量、降雪量、大雨連続雨量等)および洪水流量などの水文・気象因子などを取りあげ相関関係を調査したが、土砂生産とその流出は単純相関によって表現しうる現象ではないことが重ねて明らかにされたことを付記しておく。

3. 流出土砂量の年変動特性^{****}

土砂流出量の地域的ならびに時間的な変動は小さくない。その変動特性の解明は河川および砂防計画上非常に重要である。量的なものに限定しても、ここで扱う時間変動特性に関する研究は遅れている。しかし、ダム堆砂資料もようやく蓄積されてきたので、解析が可能になりつつあると思われる。ここでは、その可能性の検討を行う。

土砂生産の原因は山腹崩壊、河岸侵食および人工要素であり、ダム堆砂には河床堆積の流下が加わる。山腹崩壊は大規模間欠的、他は雨量・流量と河川長などに関連があると思われる。人工要素としては、林相、焼畑農法、山腹工、流路工、ダム、砂利採取およびその他土木工事などがある。したがって、変動特性に及ぼす影響要因は一般的には地形・地質・気象および人工要素の全てを考慮する必要があるが、特定地域では気象条件を主体に考察することとする。

ダム堆砂資料は10年以上の資料を有する最上流ダムとし、手法の検討を目的としているので貯水池の捕捉率による補正は省略した。図-5は個々のダム堆砂量を単純に確率紙にプロットしたもの

*** 自然災害科学総合研究班(代表・石原藤次郎)「土砂の流送・運搬に伴う自然環境変化に関する研究」S50.5, 文部省科学研究費報告書

**** 須賀・島貫: 流出土砂量の年変動特性についての一考察 —— 土木学会年講S.51

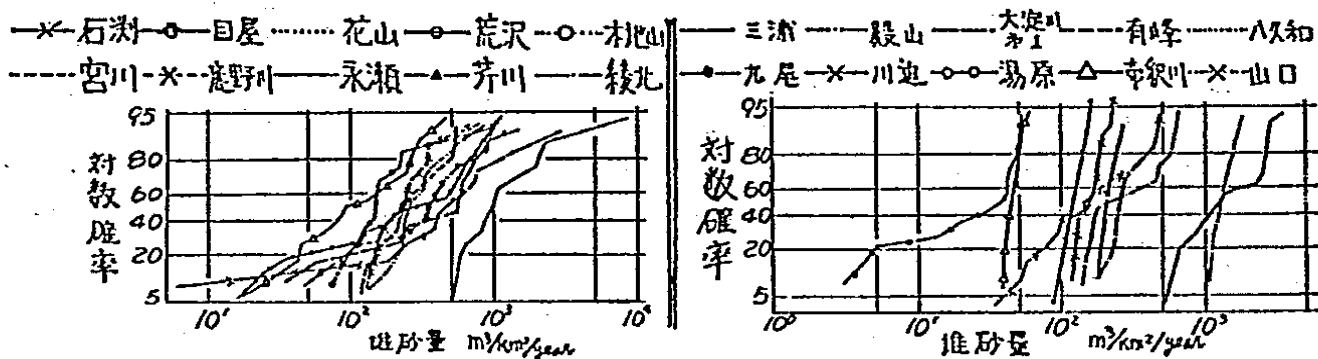


図-5. (a) 多目的ダム

(b) 発電用ダム

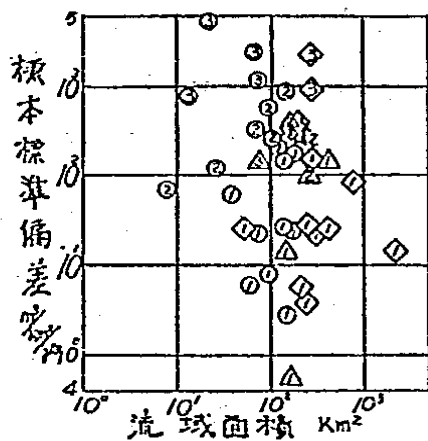


図-6. 標本標準偏差と流域面積の関係

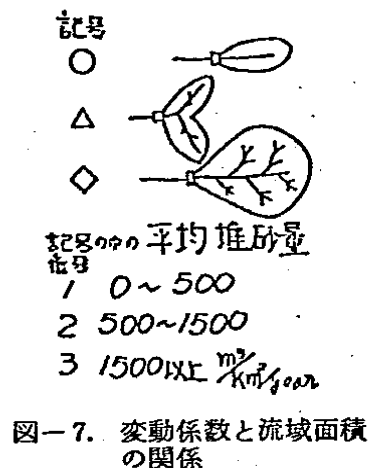
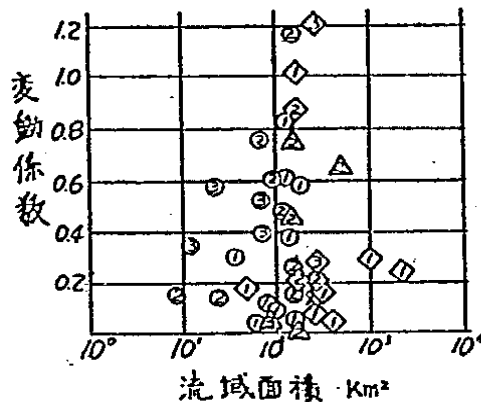


図-7. 変動係数と流域面積の関係

のである。測定年数が不足するので明確なことはいえないが、ほぼ対数正規分布するグループ(A)と2本の直線にのるグループ(B)とに分けられる。これは土砂生産の原因にもよるが、下流のダムほど前者の傾向、そして上流のダムほど後者の傾向が出てくるようである。このことは流域面積(谷の長さ)の大小に置き換えることもできる。ある程度大きい降雨がないと土砂の流出が少いとする数字の小さい部分の直線は立ってくる。数字の大きい部分の直線は重大な意義を有するものであり、砂防計画や流砂池計画上は無視し得ないと思われる。この数字の大きい部分の直線の勾配、あるいは分散は気象および地質条件にもよるが、河道長と関係があり、その変動係数は、河道長の増大と共に減少すると予想される。図-6および図-7は他の要因の影響も存在するが、地形や河川長の影響が認められることを示す。たとえば、Ⅰ型、Ⅱ型よりもⅢ型の流域形状パターンの方が、勾配がゆるやかで、流域面積の増大に伴う変動係数の減少の割合は小さい。この場合、一般に変動係数は流出土砂量が大きいと小さくなるが、流出土砂量の大小による影響はあまりないようである。

土砂流出量に及ぼす影響要因は多く、そこに卓越要因がないのが特徴であり、わずかの相関を頼りに解析しなければならない。

自己相関・相互相関および確率長円を求めてみると、土砂流出に対して大雨が原因し、崩壊が土砂発生の主因で発生後数年にわたって土砂流出があるもの、あるいは総雨量との相関が大きく、山腹侵食・河岸侵食および河床堆積物などの流出が支配的と考えられるものなど、それぞれの流域に

対して土砂流出の特性が明らかにされる。今回は完全に正規化された2変量に対しての計算をしていないので、正確度を欠くが、一般に大雨があってすぐ土砂流出が生じる場合は少く、雨量が少くても大量の土砂流出が生じる場合もあるという現象で、そこには時間的なおくれが存在するのが大きな特徴となっている。いまだにダム堆砂資料は観測年数が短かく、資料数も少ないが、変量の間の相関は小さくても似たものを集約し、現象をみつめながらブラックボックスを改良してゆくことは可能であろう。たとえば、崩壊の雨と運搬の雨とを分離して考察するのも一法であろう。そして、このようなモデル解析は流域の概要把握に役立つので、土砂流出の特性を把握する手法の一つに教えあげてもよいことをうかがわせるであろう。

4. 流 砂 量

河道に流出した土砂は、流水により輸送される。流砂量の定性的な問題については、かなり解決されているが、ここでは定量的問題について、特に急河川に適用できる公式に関する質問である。しかしながら、これは河床材料の粒度構成、補給砂の量と粒度分布、河床波やアーマルング効果、および平面的な蛇行特性の影響などが重なり、現在なお重要な研究課題である。現在、河川における流送特性の実態を精度よく把握することが非常に困難であるので、間接的に公式の評価が行われているに過ぎない。ただし、多くの公式が実験に基づくものであるから、実験条件に近い河川ではその公式の適用性がよいということはいえる。たとえば、均一粒径に近いほぼ直線状の水深のあまり大きくない河川における掃流砂量については、佐藤・吉川・芦田公式などの適用が可能であろう。しかし、その精度については、まだ疑問が残されており、計算値より2～3倍程度大きくなることが多いといわれている。浮遊流砂量は量的にはかなり大きい、公式間の差も大きく、評価がかたまった段階に至っていない。河川上流部の土砂発生状況の影響もあり、川においては流れの輸送しうる容量に満たない浮遊砂しか流下しない河川もある。河床変動との関連についても、必ずしも明確に解明されているわけではない。日本の河川の中・下流部における実測によると、ほとんどがWash loadと考えられる浮遊砂量であるが

$$Q = (4 \times 10^{-8} \sim 6 \times 10^{-6}) Q^2 \quad (\text{m-sec 単位})$$

の関係が認められている。流砂量公式の精度向上のためには、本格的な現地観測の方法を研究し、広範囲にして系統的な実測が必要であろう。

最後に、アーマルング現象については、最終段階の安定状態に関する研究は、相当程度進められており、ダム下流河床の低下などについて検討例もあるが、中間の遷移状態については、まだ多くの疑問点が残されており、現地への適用性についても、なお未知な点が多いことを記憶にとどめておく。

(以上、河川研究室)

5. 最近オーストリアでは、エンブティダムがさかんにつくられている。その構造は砂防ダムの水通し部が基礎から天端まで開口部となっており、この開口部に流出砂礫の最大礫径の80%程度の間隔を持った鉄製の格子枠を設置したものである(図-8)。エンブティダムは次の事項を期待して設置される。

- ① 堆砂区域は平時の砂れき輸送時には堆積が起らないで、災害をもたらすほどの大出水時に堆積させる。

② 小規模の無害の出水にもなって出てくる砂礫は、堆砂区域を通過して流出し、べつだん人手をかけて除去しなくてもよい。

③ 大粒径分、とりわけ、開口部間隔の $1/3$ 以上のものはダムでせきとめられるが、一方、それより小さい砂礫は流送されて、下流区域で砂礫の平衡状態を保持ないし改善することが可能になる。すなわち、従来のように全部がダムでせきとめられて浸食状態を呈することがなくなる。

④ 堆砂区域の砂礫を流去させるのは、あくまでも自然流水の力であって、営繕班の作業はそれより円滑に進行するように力を貸すだけである。

などである。エンブティダムの効果を十分発揮させるための条件として次の事項が挙げられる。

① エンブティダムの効用は、低水もしくは平常水を十分集水させることにより相当量の細粒分を無害に堆砂区域から流去せしめることにある。したがって、この効用がうまく発揮できるためには、開口部の形

に応じて集水されてくる低水量が十分でなければならない。そのため、このタイプのダムを導入できるのは、砂礫を流送してきたのち長期にわたって砂礫を含まない水が流れてくるような溪流に限られる。氷河性溪流はこの点で最適である。同時にまた、目的とする大粒径分だけでなく、小粒径分もある程度抑止されることも見落してはならない。

② 小径礫の多い溪流に建造するのが有利である。

③ 土石流あるいは流木の輸送されてくるようなところでは好結果は期待できない。

④ ふるい分け効果を期待するばあいは、目の開きを異にする。少なくとも3基のダムを並べて設置する必要がある。

⑤ 堆砂区域は、平素はからにしておかなくてはならない。したがって、格子ダムのビームは下流側からとりはずせるようにしておいて、場合によっては機械類をそこから堆砂区域内に進入せられるように配慮されている必要がある。

⑥ 格子部分は、必要に応じて格子間隔をかえられるような構造としておかなくてはならない。

⑦ ビームは大出水にあっても堅固に固定されていて破壊をうけず、その後堆積物除去のために取りはずすのに支障がないような構造でなければならない。

⑧ 次の災害にそなえて営繕班が堆砂区域を処理しておくことは必要不可欠である。

⑨ 推算によれば、土石流溪流にあるダムが、からの状態で土石流の襲来をうけた場合は、静水圧の8~13倍の外力をうけるものとおもわれる。したがって、もしダムそのものの抵抗を高めない場合には、ダム上流側にそれ相応の土石流分散工を設置し、土石流の衝撃圧がダムに直接ぶつか

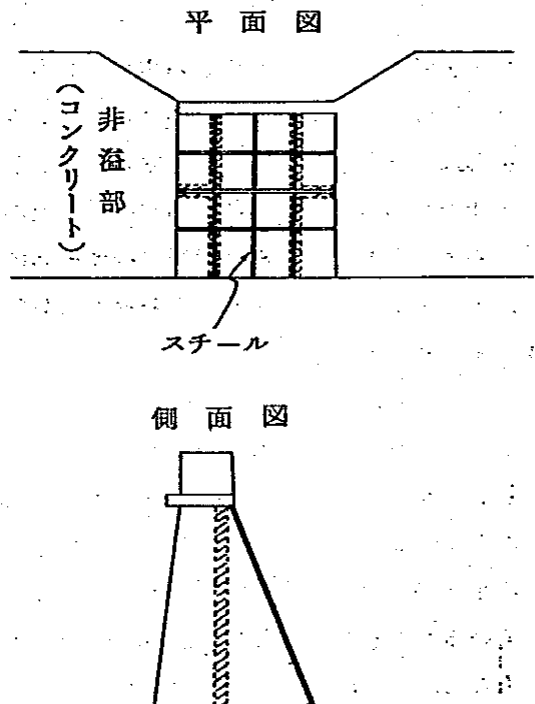


図-8. エンブティダム

らないように配慮しなければならない。

わが国では、松本砂防工事事務所の浦川で、昭和50年度スリットダムが施工されている。今後、このダムの堆砂変動に関する資料が集積されれば、スリットダム計画の貴重な資料となろう。

— 参考文献 —

○アウリッキー「日本とオーストリア砂防の比較論的考察」新砂防 Vol 28 号外

(砂防研究室)

2-7 地下水に関する適格な調査方法について

(質 問)

地下水資源の確保と管理のため地下水に関する調査手法の確立が急務となっている。現時点では、各現場において、個所にその特性に応じた調査手法を用いているが、結果は必ずしも満足出来るものではなく、それぞれ苦慮している。

例えば、調査範囲をせまくしてモデル化し、観測井設置を行い調査するか、あるいは広域的に調査するかについても、地下水の特性が複雑で、かつ、他の多くの要素に左右される地下水では、まったく選択しかねるのが実状である。

特に、河川との関連を集中的に調査する場合の適格な調査方法について、一つの方向を提示願いたい。

(富山工事事務所)

(回答-1)

地下水に対する調査といっても、何を目的とするのか、どのようなことを知りたいのかということが判っていなければ、適格な解答にはならないと思われる。

ある地域における地下水の適正な利用と管理のために、地下水の実態を把握し、将来の予測を樹てということであれば、関東地建において、昭和49～51年度にわたって実施されている関東地域地下水調査⁽¹⁾がもっともよい参考になると思われる。

地下水調査システムは図-1のフローチャートに示すとおりであり、ここに実施されている調査項目とその内要は以下のようになっている。

調 査 項 目	調 査 の 内 容
地下水域の調査	地区の設定、地形、地質、水理地質、地下水位
地下水位予測調査	地下水シミュレーション、水理定数
涵養機構の実態調査	水収支(実例)
管理システムの検討	モニタリングシステム(観測井配置等)

地下水域を地下水の管理計画を樹立するにあたって、一つの管理区域とするに適当な地域と考えること、その地区の設定は、地形・地質(土質)・水理地質上から滞水層の広がり把握し、地下水の流動および水位の変動も十分に考慮された上でなされなければならないであろう。

地下水の実態を把握するためには、地下水の容器としてのモデルをどのようにとらえるかという考え方が重要で、それを地下水盆と呼ばれている。地下水盆は、それを構成している帯水層としての各地層の堆積条件、および地質構造上の制約によって決まり、地下水は地下水盆のそのような境界条件

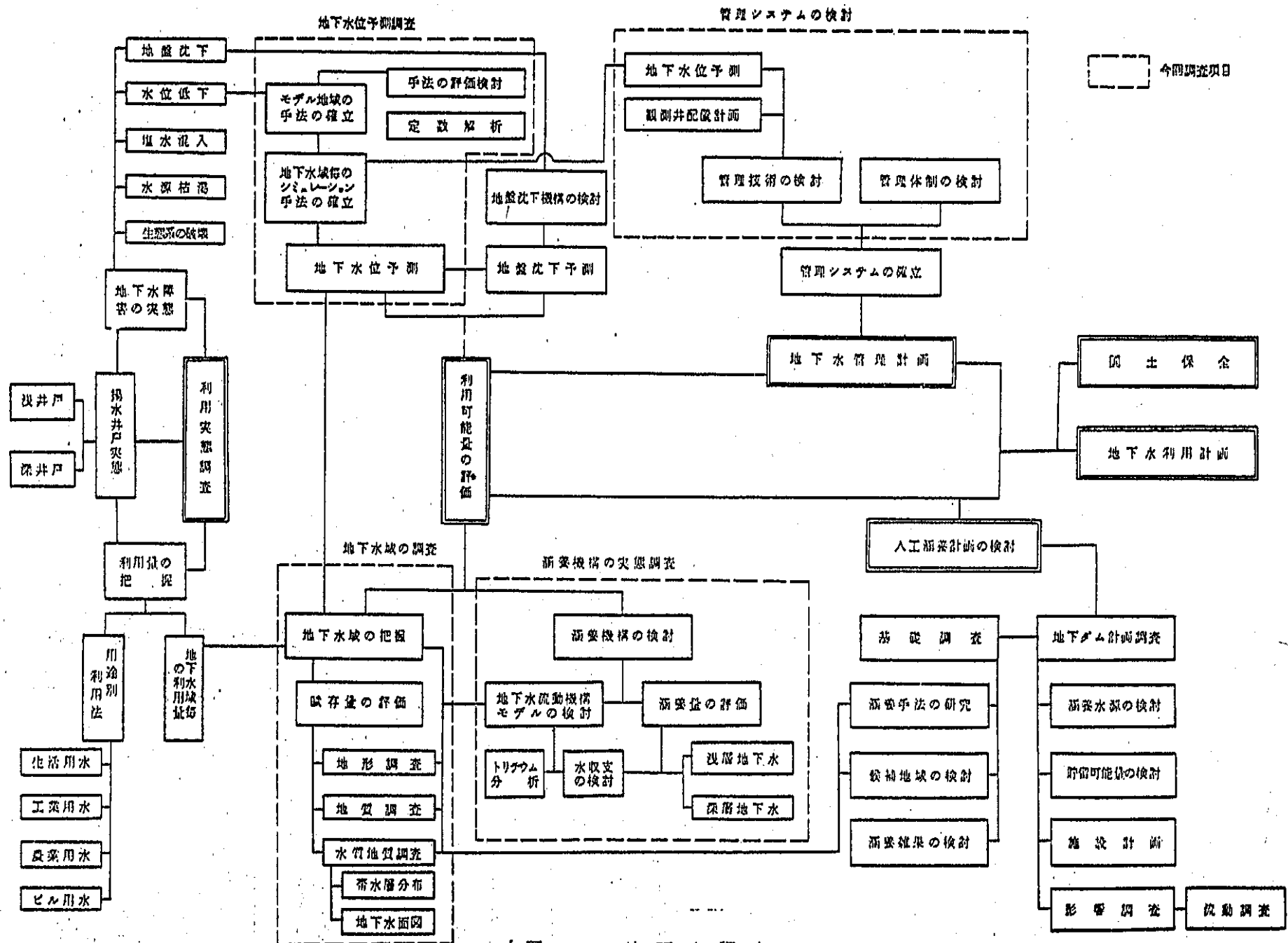


図-1. 地下水調査フローチャート

と地形条件によってゆるやかに流動している。

地下水の流動は人為的な利用状況と、その変動によって大きな影響を受け、そのことが地下水管理のもっとも大きな必要条件となっている。

以上の関係を柴崎⁽²⁾は図-2に示している。

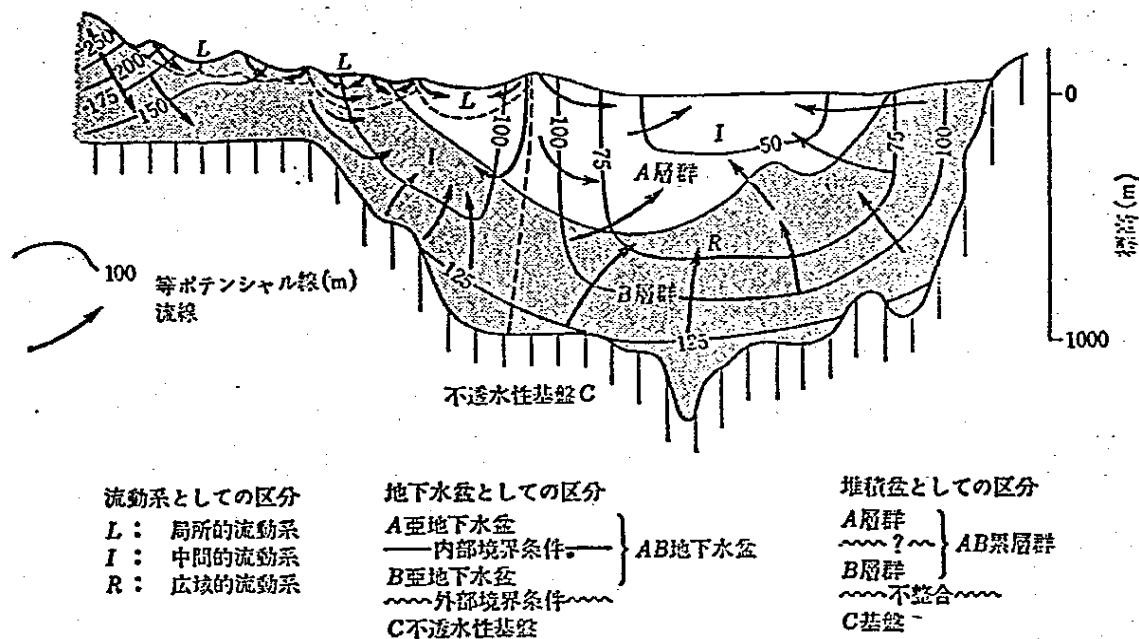


図-2. 堆積盆・地下水盆・地下水流動系の関係 (柴崎, 原図)

地下水盆あるいは地下水域における地下水の動態を予測するために、地下水収支シミュレーションが実施される例が多くなってきている。この場合、地下水盆の性状をどのようにとらえ、地下水域をどのようにして決定し、モデル化するかがもっとも大きな問題となっており、いわゆる地下水の調査といわれるものは、このモデル化をいかに現実に近いものにするかということのために実施されるものである。

地下水の動態を求めるためのパラメータは、基本的には、以下の7項目程度と考えられている。⁽³⁾

- | | |
|-------------------------|-----------|
| (1) 地下水盆の形状と区分 — (地下水域) | |
| (2) 帯水層係数 | (5) 初期水頭 |
| (3) 境界条件 | (6) 水頭変動 |
| (4) 揚水量 | (7) 地盤沈下量 |

これらのパラメータを決定するためには、とくに(1)~(3)では、ボーリングや土質試験を主とする地質調査の役割が大きいが、(4)~(7)では長期の観測資料が必要となる。

これらの資料が得られない場合には推定によるしか方法がないが、新規に調査孔や観測井が必要となる。

地質調査としては、下記の項目が考えられるが、地下水域の決定との関連において、既存資料の活用に負うところが大きい。

- (1) 地形区分 (空中写真, 地形図, 踏査)

(2) 地質概査(既存地質図, 地表地質踏査)

(3) ボーリング資料(柱状図, コア, 検層資料, 土質常数, 透水係数等)

(4) ボーリング調査(とくに(3)が少ない場合には必要)(土質常数, 透水試験, 検層等)

(5) 深・浅井戸資料(ストレーナ位置, 揚水量, 地下水位, 径時変化, 柱状図等)

(6) 地質構造の決定(既存資料と新規調査によって, 水理地質断面図を作成する)

河川との関連を求めるためには, 図-2の堆積盆と, 流動系の調査が重要であり, 地質断面図を数多く作成するとともに, 河川の低水流量観測結果との照合検討が必要になる。

(地質研究室)

(回答-2)

河川との関連において地下水を考える場合には, 対象とする地下水は, おおむね浅層地下水や伏流水と考えてよい。

必要な調査項目は次のようなものである。

1. 地形学的考察

対象とする地域が河川流域のなかで, どのような位置にあるのかを判断することは, 地下水と地表水との関係を求める上で重要な点である。台地・段丘, 扇状地, 自然堤防, 谷底平野, 三角州・海岸平野, 旧河道, 湿地, 水草地, などの地形判読は, 国土地理院で作成している土地条件図などを利用するのが便利であり, 地質構造を知る上にも有力な手がかりを与えてくれる。

2. 地 質 調 査

地下水の流動を調べるためには, 地質構造を知らねばならない。地質調査には, 物理探査, 磁力探査, 重力探査, 地震探査, 電気探査など多くの方法があるが, ボーリング調査によりこれらの調査を補足することが精度を上げる上で重要である。従って, 調査地域内あるいは近傍における土木工事等に着目して既往のボーリング資料を蒐集することは, 経費の節減とともに, もっとも有効な手段である。これらの調査をもとに, 地域全体の地盤構造図を作成する。

3. 地下水位の測定

地域全体にわたる地下水位を測定することにより, 次のような情報を得ることができる。

- ① 地下水の流動方向と勾配を知る。
- ② 地下水量の変動を知る。
- ③ 降雨や河川からの供給を知る。
- ④ 蒸発や他の河川または地層中への流出を知る。
- ⑤ 人工的な揚水, かん養などの影響を知る。
- ⑥ 滞水層の水理学的特性を知る。

すなわち, 河川との関係を, 地域的にまた時間的に把握するためには, 定期的に地下水面図を作成することが有効な手段である。図-1は荒川左岸扇状地で観測した井戸の水位から求めた地下水面図である。

測水調査では, 観測井の配置と数が問題となるが, この例では, 1点当り平均 1.8 km^2 になっているが, 精度と経費の点から考えると 2 km^2 に1点位がおおむね妥当なところである。



図-1. 地 下 水 面 図

水位測定は、できるだけ既設の井戸を利用して自記水位計を設置するのが望ましいが、家庭用の井戸であれば1日1回の手動観測を委託して実施するのも経費の点から有効な方法である。

4. 河川の水位流量観測

河川水の伏没、還元を知るために、調査地域に沿って縦断的に流量の変化を把握する。手法としては、H～Q曲線による方法、同時流量観測などがあるが、地下水との交換量は比較的少ないから、小支川からの流入量などを十分精度よく測定することが重要である。

地下水面との比較をする上で河川表流水の水位測定は重要である。基準点については、自記水位計を設けることが必要である。

5. 水質指標による調査

地下水水質による地下水の分類、追跡調査には各種の方法が提案されている。これまでに述べた調査方法と併用すれば更に調査精度を向上させる場合もある。水質指標としては、地下水流動に伴って増加する陰イオン HCO_3^- や陽イオン Na^+ などの比較²⁾ ラドンやトリチウム濃度測定による滞流時間の推定法³⁾があるが、これらの方法はかなり厄介な化学分析を必要とする欠点がある。

(河川部長)

— 参考文献 —

- 1) 山本荘毅：地下水探査法，地球出版
- 2) 橋本健，他：水質指標による地下水・伏流水調査，その1，その2
土木技術資料 Vol. 16, №8 (49年)，Vol. 17, №10 (50年)
- 3) 榎根 勇：地下水資源の開発と保全，水利科学研究所

2-8 山地の開発行為（団地造成）による流量（高水，低水）の変化について

（質 問）

標記についてご教示願います。

(地域振興整備公団)

（回 答）

まず，防災調整池等の技術基準等では，合理式

$$Q = \frac{C}{3.6} RA \text{ および } R = \frac{a}{t_c + b} \text{ (例えばタルボット式)}$$

において，Cは山地の場合0.6，開発後0.9， t_c についても流下時間と流入時間にわけ，流入時間は山地30分以内，開発後5～10分，流下時間は $t_2 = \sum (L_i/V_i)$ で求められる。ここに $L = \sum L_i$ は流域最遠点までの流路長，Vは断面平均流速（例えば計画時）である。

また，開発前，開発後の t_c を直接求める土研式もある。

$$t_c = 1.67 \times 10^{-3} (L/\sqrt{s})^{0.7} \quad \text{前}$$

$$t_c = 2.4 \times 10^{-4} (L/\sqrt{s})^{0.7} \quad \text{後}$$

開発面積が流域の一部である場合，流出係数Cの加重平均を用いることも行われている。

以上が計算等に用いる場合の一般的な説明であるが，簡単に調査研究の現状を紹介しておこう。

団地化を都市化にいい変えて都市化による流出の変化は、

- 1) 屋根、道路等による不浸透面積の増加
- 2) 浸透域浸透能の減少
- 3) 斜面粗度および凹凸の減少に伴う斜面(動的)貯留量の減少
- 4) 側溝、下水管等排水設備の整備に伴う流入時間および流下時間の減少

と説明できる。すなわち

- ① 有効雨量の増加 1), 2)
- ② 貯留関数の減少 3)
- ③ 到達時間の減少 3), 4)

と置き換えられよう。

まず、①について、山地に対しては、最近岡本氏が行なった整理¹⁾によれば、一次流出率0.4~0.6、飽和雨量 $Rsa = 200 \sim 300 \text{ mm}$ が読みとれる。

次いで都市化域に対しては、われわれが行った整理によれば²⁾、浸透域と不浸透域に分けて考えるのが適切なようであり、まず浸透域に対しては、浸透能 $8 \sim 15 \text{ mm/hr}$ また Rsa は顕著ではないが、 $100 \sim 150 \text{ mm}$ 程度と考えられる(凹地貯留約 6 mm)。なお不浸透域の場合わずかな凹地貯留 $1 \sim 2 \text{ m}$ を除いて全部流出する。

②については、貯留関数あるいは $S \sim Q$ カーブで比較するのが適切と思われるが、大ざっぱにいうと流域面積 $1 \sim 5 \text{ km}^2$ の場合

$$S = 5 \sim 15 Q^{0.6 \sim 0.7} \quad (\text{山地域})$$

$$S = 1 \sim 2 Q^{0.6 \sim 0.7} \quad (\text{都市域})$$

程度と思われる。なお、これと異なる結果もえられており、なおデータの集積をまたねばならない。(なお、貯留関係は面積の増加とともに一般に少しずつ増加する。)

③については、ほぼ技術基準に準じた理解でよいものと判断されるが、本来降雨強度とともに伝播速度は増加すると考えるべきで、最近これを取り込んだものも発表されている。^{5) 6)}

低水の変化については、これまで詳しく整理されたものがないので、推定の域をでないが、いずれにしても不浸透面積率が大きな役割を果たすものと思われる。

まず、大まかにいって地下補給量は不浸透面積分減少するものと思われる。ただし逆に蒸発散量もこの分減少するものと考えられる。都市域の蒸発散量として約 1 mm/day といったことがいわれているが、不浸透面積率を50%とすれば、浸透域あたり 2 mm/day となり、これはほぼ妥当な値と考えられる。

雑な計算を行ってみると、山地での年間を通しての直接流出率を1~2割とすると、涵養量は 1300 mm 、蒸発散量を 2 mm/day とすると 700 mm がとられ 600 mm 、これは1日あたり 1.5 mm/day となる。

開発地の不浸透面積率を5割とすると、 750 mm が涵養量となるが、これから 1 mm/day をひくと 400 mm 、これは 1 mm/day となる。

開発の影響の大まかな試算例である。

— 参考文献 —

- 1) 岡本芳美：第18回水理講演会
- 2) 都市河川研究室：土研資料1018号
- 3) 土木研究所：流出試験地調査報告書
- 4) 河川協会，住宅公団：大規模宅地開発に伴う調整池技術基準(案)
- 5) 角屋 睦：農業土木学会中四支部研修会S51.4
- 6) 長谷川正：第14回土木研究所発表会S51.10

(都市河川研究室)

2-9 洪水はんらん予想区域の推定方法について

(質問)

標記推定方法についてご教示願います。

(河川計画課)

(回答)

洪水はんらんの予想を行うには次の3つの方法が考えられる。

- A 水理計算による方法
- B 既往洪水調査による方法
- C 地形調査による方法

A. 水理計算による方法は資料として降雨又は流量記録を用い確率処理によって適当な規模の洪水を定め、これに應ずる水位を水理的な手法で求めようとするものである。わが国で採用された例は少ないが、これに近いものとしては東京都が作成した浸水危険地図がある。アメリカで精力的に行なわれている方法がこれにあたる。

水理計算に基く方法の特徴は次のようである。

- (1) 洪水氾濫区域のみならず洪水位を推定することができる。従って建築の際の盛土高の決定などに利用できる他、自分の家の浸水位等を予想することができる。
- (2) 洪水の規模として任意の確率を採用できる。
- (3) 河川改修，地盤沈下等による氾濫水位の変化を予想できる。
- (4) 洪水流出の計算が必要になる。このため調査に費用と時間がかかる。また流出モデルには各種の定数が含まれているが，これらを適切に推定することは難しく，流出計算にはかなりの誤差が含まれる。但し，既往洪水の記録によってモデルの調整を行うときは信頼度が高くなる。そのためこの方法を採用する場合でもBの方法を併用することが是非必要である。

B. 既往洪水調査による方法は過去に発生した洪水の調査をもとにして氾濫区域や氾濫水位を知ろうとするものである。既往洪水調査の特徴は次のようである。

- (1) 洪水氾濫区域や洪水位を知ることが容易。
- (2) 実際に生じた洪水なので，結果については住民等への説得力があり，又，洪水への対応等で貴重な教訓が含まれていることが多い。
- (3) 欠点としては，洪水の規模がまちまちなので結果の補正が必要である。その場合には水理計算

による方法で補正する。

- (4) もう一つの欠点として河川改修、地盤沈下等による氾濫水位の変化を予測できないことがあげられる。この場合にも水理計算によって補正を行う必要がある。

C. 地形調査による方法は扇状地、デルタ、自然堤防、後背湿地などの微地形が浸水の頻度や浸水時間と密接に関連していることを利用し、これらの地形分類によって洪水の危険度を予測しようとするものである。この方法の特徴は次の通りである。

- (1) 長い過去の洪水を反映した結果が得られる。このため規模の大きい洪水の氾濫状況がある程度把握できる。
- (2) 地形分類等は地形学・地質学の専門家の手を煩わさねばならないが、比較的少ない経費で作成できる。また、わが国では、すでにかんがりの地域で地形分類調査が行われており「水害地形分類図」、「土地条件図」等にまとめられている。
- (3) 河川改修、地盤沈下等の効果を反映していない。形は原始河川の状態で氾濫現象を反映していると考えられる。しかしながら、河川改修の規模を大きくこえるような大洪水時には原始河川当時に近いような氾濫が再現されとの指摘もあり、とりあえずの方法としては十分に参考になるものと思われる。
- (4) この方法によって洪水氾濫の区域や氾濫の性質（浸水時間の長短・流速の大小）等については大よその推定が可能である。しかし、洪水位については殆んど判断できないのが欠点である。

以上のように各方法は、それぞれ特徴を有しているが、最も信頼できるのは、過去の洪水の氾濫の実測である。各地点の氾濫水位等は記録に残っていないことが多いが、聞き込み等の方法で、かなり再現できる。このようにして調査した結果を基本とし、これに洪水規模、河川改修効果、流域都市化の効果、地盤沈下の影響を水理計算によって補正することが最も望ましいと考えられる。

なお、調査の準備として対象地域の洪水に対する大よその性質を知る意味で地形調査は有益と思われる。

以上が洪水はんらの予想を行う方法の概略であるが、このうち、水理的手法は常に有効であるわけではない。

まず、堤防があるときは、①破堤地点が特定できないこと。②破堤断面によって流出量が異なるが、破堤断面が推定しにくい、という難点がある。また、特定地点の破堤という前提に立って推定した洪水はんらの予想を一般に発表することが必要であるかどうか疑問である。

次に現象シミュレート信頼性について考える。

対象地域が地形的に貯留型といえるような場合には、一般に水理計算の信頼性がかなり高いようである。この場合にも定数等の設定には既往洪水による検証を行うことが望ましい。

アメリカで、水理的手法が多用される理由は、地形発達が進食型であるため、多くは貯留形地形になっていることに原因があろう。

対象地域がデルタ又は自然堤防地帯であるときは、一般に流路構成が複雑になり、水理計算が複雑になる。このような地域では、地形学的な接近法で氾濫区域を推定することも有力になる。

対象地域が扇状地や急勾配の谷底平野であるときは水理的接近はかなり困難になる。流れは射流であり、水面形は流れの横断方向について水平になるとは限らない。

このような領域ではむしろ微地形の調査、既往洪水の氾濫状況の調査等が有力な手法になるものと思われる。

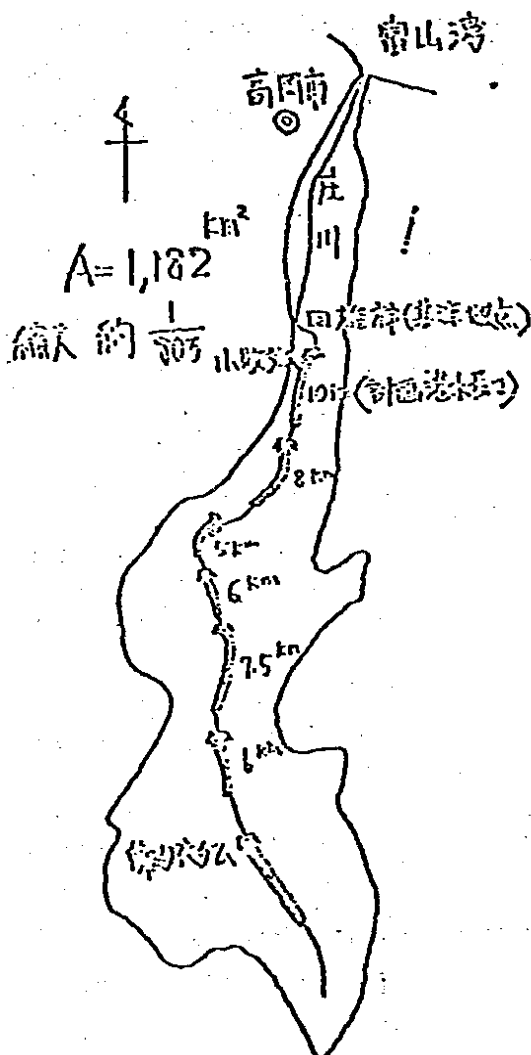
なお、洪水はんらん予想区域の調査法については、現在手引を作成中であるので参照されたい。

— 参 考 —

石崎：「洪水危険地図」土木技術資料18-5 (1976)

(水文研究室)

2-10 庄川流量改訂の流出解析に伴う上流利水ダム群の取り扱いについて (質問)



現在、庄川は流量改訂の検討作業中であるが、本川河道に階段状に7つの利水ダムが累築されているため、流出解析(貯留関数法)において、次の問題が生じているのでお伺いしたい。

① 定数解析

実績洪水流量波形は上流ダム群により人為的に変化しているため、ダム毎に流域分割を行い、毎正時の当該地点のダムの流入量 Q_0 と一つ上流のダムの放流量 Q_1 の差 $\Delta Q = Q_0 - Q_1$ をもって残流域からの流出量として残流域の定数解析を行なった。しかし ΔQ が負になる場合もあり、また一つの洪水について合うような定数を求めても、他の洪水が合わない。このため毎正時のダムの流量に問題があるとして、現在、ゲートの開度を変化させる毎に検討しようとしているが、このような検討の方向でよいのか、また、他によい定数解析の方法はないか。

② 基本高水計算

①のように求めた定数で基本高水を算定する場合、階段状のダム群における洪水の流下をどのように考えたらよいか。なお、基本高水が $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になりそうなのに対して、流量資料のそろっている洪水は、 $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度となっている。

(富山工事事務所)

(回答)

1. 流出解析について

河川の流出解析を行う場合には、観測流量資料の性格や解析精度等を勘案して全体的にバランスのとれた解析を行う必要がある。

質問の、利水ダム群を含む河川の流出解析では、指摘事項も含め、いくつかの問題点がある。質問に対する具体的対応策については、別により詳細に検討する必要があるが、以下、一般的に注意すべき点について2, 3述べる。

(1) 流量記録の精度

ダムにおける流量推算値には、一般に次のような誤差が含まれる。

- ① ダム放流量推算誤差
- ② 貯水池流入量の推算誤差
- ③ ゲート操作の影響

①のダム流入量推定値は、相対的に精度が高いものと考えられているが、それでも実際には、ダム余水吐の設計精度が高い場合（標準型越流頂を用いているか、または放流量推定のための水理実験を行っている場合）でも、数パーセントの誤差はあり得るし、さらに、余水吐の設計精度が必ずしも高くはないと見られる場合（標準型以外の越流頂形状をもち、しかも特定の水理実験がなされていない場合。古いダムに多い）や、ダム越流頂が風化、浸食等をひどく受けている場合には10%を越す推定誤差を持つ場合があることが認められている。

②の貯水池流入量を求める場合には、ふつう貯留量の時間変化をもとにして推算するが、その場合貯水量変化の観測誤差（貯水池面積の測定誤差および貯水位の誤差）および上記の放流量推算誤差が関連する。とくに、貯水位観測値には貯留増減による本来の水位変化量の他に、貯水池や測水筒構造の特性による特有の波浪を含み、それがかなり大きい誤差となる場合があることが経験されている。

③について、上流ダムのゲート操作に伴う放流量を短い時間間隔で求める場合には、貯水池内の洪水伝播による到達おくれを考慮しなければならない場合もある（例えば平均水深が2.5 m程度の貯水池内の洪水伝播速度は1分/Km程度である）。

(2) したがって、流出解析に当たって以下のような配慮が必要である。

- ① 河川縦断方向のダム地点、河川の流量記録については、あらかじめ、各地点の流量時系列の連続性、縦断方向の各地点間の流量の連続性、本川と残流域との流量の配分について、全体的に平滑化等の調整を行う。
- ② 上述のような記録値の精度を勘案すると、流量計算等の単位時間間隔は細くしない方がよく、一般には0.5時間またはそれ以上とするのが適当と考えられる。また、貯留関数法における定数K、Pは、とくに根拠をもつ場合の他は、各ダムの残流域分に対してそれぞれ異なる値を適用する必要はないものと考えられる。（水資源開発研究室）

2. 基本高水計算

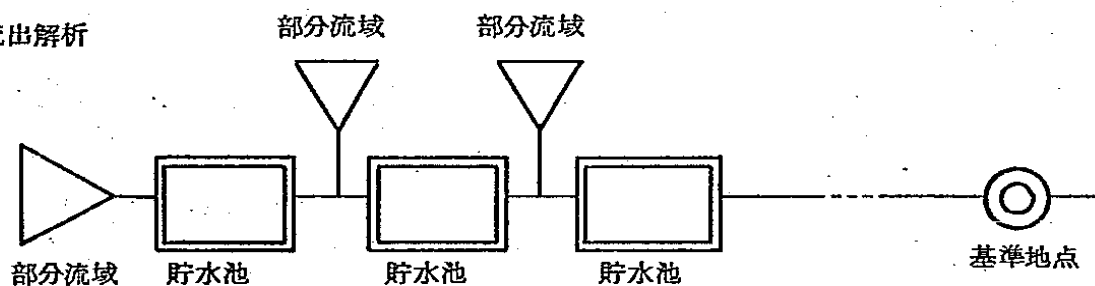
ダム群が利水ダムの場合には洪水調節の機能を期待することができない。すなわち洪水を迎えるにあたって各ダムの水位が満水面であることを前提にせざるを得ない。このときの洪水波の波速は $\sqrt{gh}$ m/s ($g=9.8$, h は水深(m))であらわされる。従って、各河道区間の遅れ時間はかなり小

さいものになる（庄川全体で1時間以内位であろう）。

また、河道における貯留による流量低減は一般にかなり大きなものであるが、河道が満水の貯水池群から構成されているときは貯留効果は期待できない。

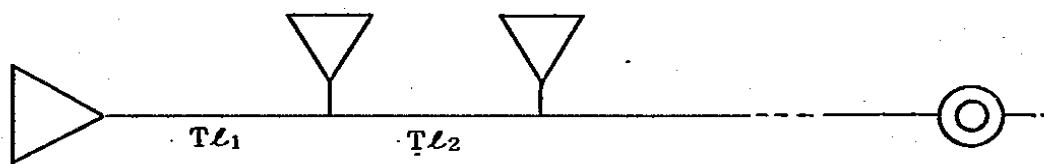
以上のような意味で、庄川の場合、流域が大きい割には比流量が小さくならないことが予想される。

① 流出解析



各部分流域の定数 (K , P) は同一値または同一規範で定めた値とする。 K , P の値を仮定して、貯水池の貯水位変化による流量変化を計算した上で基準地点の流量曲線に一致するように K , P の値を調整する。

② 基本高水計算



$T\ell$ は洪水波の伝播速度から求める。流域の K , P の値は流出解析で調整された値を求める。

なお、予想される基本高水の位にくらべて、観測流量の値がかなり小さくなることは、しばしば予想されることであって止むを得ない。但し、この場合には流出モデルの非線型性について吟味しておくことが望ましい。*

* 簡単な方法としては、角屋氏の求めた到達時間の実用式によって検討できる。（土木学会年講 1976 年）

（水文研究室）

2-11 一般河川関係における改修計画を流域の開発及び支川の補助改修の進展により本川に与える影響評価を行なうにあたり、どのような調査・検討が必要か

（質問）

関川は、その源を新潟県中頸城郡鏡山に発し、妙高山麓を東流し、野尻湖から発する。池尻川を合

せ流路を北に転じ、新井市で山間部を離れ、平野部に入り、上越部に入って別所川、知穴川等を合流し、河口用地を保全川を合せて日本海に注いでいる。流域は 1143.4 Km^2 、流路延長 64 Km の河川である。

昭和44年一級河川となり、昭和40年、同44年に大出水に見舞われ、計画高水流量の再検討が必要となり、昭和46年に流量改訂が行なわれ、基準地点高田で $3,700 \text{ m}^3/\text{s}$ と決定した。これによる改修は現川で大きく拡張しなければならない。特に河口付近の下流部は家屋連担部を控え、治水事業の早期解決が必要である。しかし、その進展に難行を示している。一方、流域は支川の改修、また開発計画が改修計画と相反し、急速に進んでおり、流域の開発度が本川にどのように影響を与えるか検討を行なううえで、この調査、検討の進め方について御教示をお願いするものである。

(高田工事事務所)

(回 答)

1. 「土地利用の変化」と「河道改修」が、洪水流出にどのような変化をもたらすかについては、土木研究所でも従来から調査を進めてきている。現段階での結論としては、在来の貯留関係法のような手法は、この問題を扱うのに適していないということである。その主たる理由は次の通りである。

① 流域の貯留関係

k や T_L などは、流域のスケール(たとえば面積)や地被状態の関係であると考えられるが、その関係を明らかにするには、現状の実証データの蓄積度では全く不十分である。変化の予測は更に困難である。

② 河道の貯留関係

T_L を一定とすると現象と矛盾が起こる。 T_L を流量の関係とする方法は、実測の洪水資料がある場合には有効であるが、変化の予測には適していない。

2. そこで、土木研究所では現在、Kinematic waveの理論に基づいた解析法「準線形貯留型モデル」を提案し、その適用例を挙げつつある。このモデルは、流域については、角屋ら³⁾によって公表された洪水到達時間公式をもとにしているが、比較的滑らかな流出波形が得られるように、吉野⁴⁾の関係をを用いて線形貯水池に変換している。また、河道については、いわゆるKinematic channelを使っているので、物理モデルにはほぼ近く、流量の差による洪水波伝播速度が、高水敷の効果なども含めて評価できる。

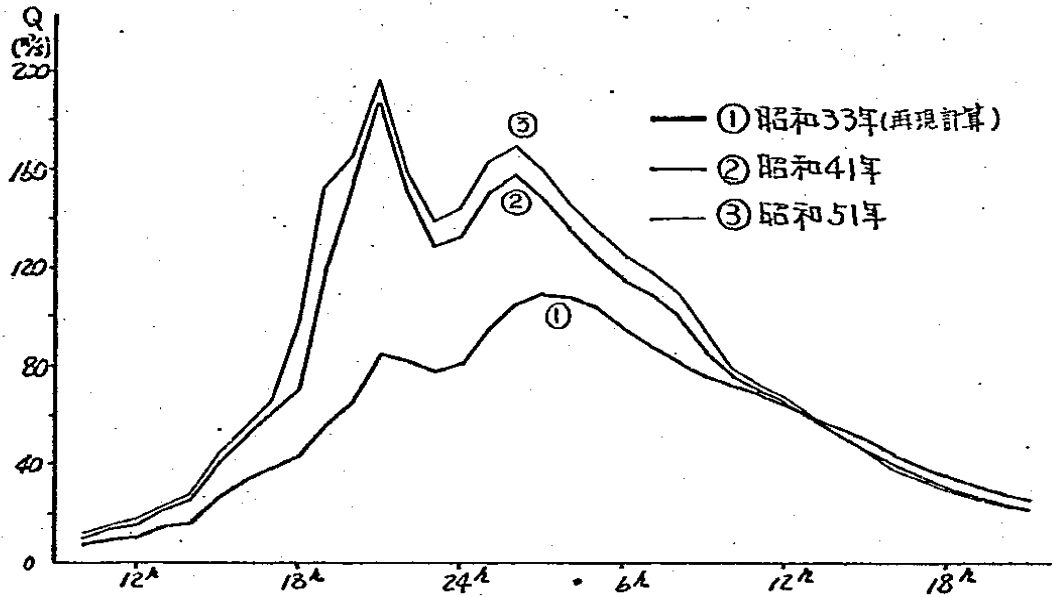
土地利用の変化は、損失機構(在来のものと同じ)の変化、流域勾配・等価粗度の変化、下水路の整備、排水区の変化など、いずれの形でも取り上げることができる。また、河道改修は、横断形・縦断勾配・河床粗度の変化として捉えられる。

3. モデルの詳細は文献¹⁻²⁾に譲るが、結果の一例を図にあげる。

— 参考文献 —

- 1) 石橋・橋本：土地利用の変化を伴う流出機構に関する調査：昭和50年度河川事業調査費報告：土木研究所
- 2) 長谷川：都市化による流出機構の変化：昭和51年度土木研究所所内発表会：土木研究所
- 3) 角屋・福島：中小河川の洪水到達時間：京大防災研年報、 No. 19 B ：京都大学防災研究所
- 4) Runoff Characteristics of Small Urbanized Areas：IAHS Tokyo Symposium.

(水文研究室)



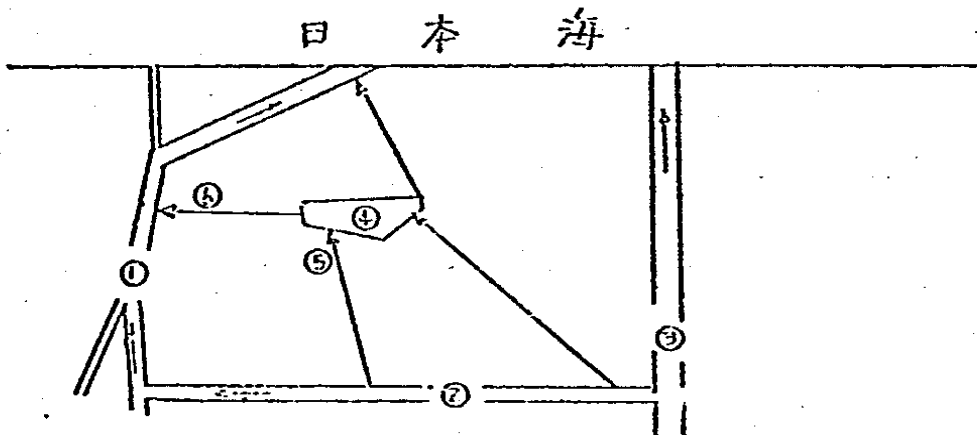
図一畑地の宅地化による流出の変化
(石神井川流出試験地, 狩野川台風)

2-12 農業排水, 家庭排水中の窒素の除去方法について (質問)

従来, 支川等で農業用水は反復利用されてきたが, 近年, 富栄養化され(特に窒素分が多く), 本川から取水するケースが多くなってきている。(例, 鳥屋野潟から取水していたものを信濃川から取水, 貝喰川から取水していたものを信濃川から取水し, 貝喰川を排水路に変更)

そこで, 富栄養化の原因と考えられる農業用水, 家庭用水でも, 窒素分を減らすことができれば, 少量で高濃度の窒素分が処理出来て本川口富栄養化されずにすむと思われるが, その方法についてご教示願いたい。(なお, 新潟平野の農業排水は, ほとんど排水機場から排水されている。)

(河川管理課)



水 質 経 年 変 化

(単位 ppm)

(注)

	信濃川 ①	小阿賀野 川 ②	阿賀野川 ③	鳥屋野湯 ④	清玉部用 水 ⑤	親松排水 ⑥
47. 8.25	1.188			2.341		2.448
11. 1	0.919		0.454	3.269		2.690
48.12.20	1.716	1.450	1.114	3.407	2.852	3.613
49. 2. 7	1.173	1.114	0.853	4.213	4.834	4.579
9.24	1.242	0.795	1.501	3.072	3.810	4.967
50. 2.12	1.530	1.185	0.901	3.955	5.316	4.001
8.22	1.762	1.118	0.326	1.848	1.574	2.928
51. 2.10	2.035	1.220	0.683	2.374	3.531	3.757

農業用水取水水質基準

PH	6.0~7.5
COD	6.0 以下
SS	100 以下
DO	5 以上
純窒素	1 以下
亜鉛	0.5 以下
ヒ素	0.05 以下
銅	0.02 以下

「水質障害対策事業の採択基準」

(回 答)

窒素は植物の生育に必要な栄養塩の1つである。それ故に水域、特に湖などの停滞水域に多量に存在すると、植物性プランクトンの大量発生の原因となり、水利用に多くの障害をもたらすことがある。また、窒素を多量に含有する水を灌漑用水として用いた場合は、窒素が不要な時期にも窒素が作物に供給され、いわゆる窒素過多の被害が起ることがある。窒素の排出源としては、工場廃水（特に有機性のもの）、家庭下水、畜産廃水、農業排水などが主要なものである。農業は被害者になることがありと同時に加害者にもなる。

さて、窒素は水中においては有機性窒素、硝酸性窒素、亜硝酸性窒素、アンモニア性窒素のいずれかの形で存在しており、これらの合計が総窒素である。通常の家下水では総窒素として30 ppm程度含まれており、その大部分はアンモニア性窒素の形で存在している。農業排水（水田からの排水）にも数 ppmのオーダーで含まれており、特に基肥の施用直後の初期の排水では高く、十数 ppmの値も観測されている。

下水中の窒素の除去は下水処理技術において残されている研究課題の中で最も大きなものの一つであり、実験室レベル、パイロットプラントレベルの研究は数多く行なわれているが、未だ実用には供されていない。従って、端的に言えば、窒素除去の簡便な方法は、現在の所は残念ながらいわずにない。窒素除去の方法は大別すると、アンモニア性窒素の形の窒素を除去する方法と硝酸性窒素の形のものを除去する方法とに分けることができ、また別の区分をすれば、物理化学的な方法と生物学的な方法とに分けることができる。

アンモニア性窒素の形で除去する方法としては、石灰などによって pH を上昇させ、水中のアンモニウムイオンをアンモニアガスに変えた後、空気と水とを効率よく接触させてアンモニアガスを空气中に追い出すいわゆるアンモニアストリッピング法、ある種のゼオライトなど、特にアンモニアを選択的にイオン交換する能力を持った物質を用いて除去するイオン交換法、あるいは、塩素を注入してアンモニアを窒素ガスに変える不連続塩素処理法などがあるが、技術的、経済的な問題が多く残っており、実用段階に至っていない。

硝酸性窒素を除去する方法の代表的なものとしては生物学的脱窒法がある。この方法は、硝酸性窒素内の酸素を酸素源として活動し、その結果として硝酸性窒素の酸素を奪って窒素ガスに変える脱窒

菌と称される細菌を利用する方法である。この方法では、アンモニア性窒素を予め硝酸性窒素に変えておく必要があり、この過程、すなわち硝化を含めた全体的な処理法を生物学的硝化脱窒法と呼んでいる。硝化も硝化菌と一括して呼ばれる細菌によって行なわれるが、硝化が起るためには水中の有機物濃度が低くなければならない。一方、脱窒が起るためには有機物濃度が高くなければならないので、生物学的硝化脱窒を起させるためには、水中の有機物を一旦さげて硝化し、その後人工的に再び高くしなければならない。このため、メタノールなどの有機物を加えて脱窒を行なうという方法が実験的に行なわれているが、いずれにしても、脱窒過程で再び有機物濃度を高める必要があることが実用化における隘路となっている。

硝化脱窒は生物学的な過程であるため自然界でも起り得るが、一旦有機物濃度が低くなった後に有機物が高くなるという条件が必要であるから、有機物に富む水田の底土の中など非常に特殊な条件下でしか起らないといわれている。

また、酸化池などによってアンモニア性窒素や硝酸性窒素を植物性プランクトンなどの植物にかえて除去するという方法を考えられるが、現在のところは発生したプランクトンを水中から除去する経済的な方法がなく、また、除去しなければ植物性プランクトンは容易に分解して再びアンモニア性窒素を放出するので、この方法も実用的ではない。

結論的にとりまとめると、排水中の窒素除去の方法には種々のものがあるが、農業排水や家庭下水に適用できるような簡便な方法はなく、現在の段階では比較的悪影響の少ない硝酸性窒素にまで処理させるという方法が現実的な対応策であると考えられる。

(水質研究室)

2-13 砂防ハイダムの設計基準について

(質問)

現河川砂防技術基準では、フローティングダムは、高さ15m以下を原則とし、かつ支持力やパイピングなどに十分安全性を確保することを定めているが、具体的な設計基準もなく、ダムおよび河川構造基準等にも適用外となっていることから、今日まで建造された砂防ハイダムについて、きめ細い調査や検討およびそれに対する判断の基準が具体的に行なわれているものが少ないと思われる。砂防ハイダムの設計基準の策定が必要と思われるが、その作成準備はなされているのか。それまでの具体的な設計基準は何に準じるべきか等を伺いたい。

(立山砂防)

(回答)

現在のところ15m以上のいわゆる砂防ハイダムに関する設計基準はなく、河川砂防技術基準(案)設計編において設計基準を検討中である。

技術基準(案)設計編が出来るまでの間は当面次の事項に注意して設計施工にあたられること。

1. ダムに作用する外力

砂防ダムでは、一般に静水圧(もしくは静水圧を1.0とせず1.0～1.7として泥圧・土圧を考慮している)を用いているが、泥圧の及ぼす影響が予想以上に大きい場合が考えられるので、堆泥のみかけの単位重量、泥圧係数、堆泥の空隙率等の調査が必要である。

水平方向泥圧(P)は次式によって求まる。

$$P = c w d$$

ここに P : 水平方向泥圧 (t/m^2)

c : 泥圧係数 (通常 0.4~0.6)

w : 堆泥の水中における単位重量 (t/m^3)

d : 堆泥の深さ

なお, $W = W_0 - (1 - V) W_1$

ここに W_0 : 堆泥のみかけの単位重量 (t/m^3) (通常 1.5~1.8)

V : 堆泥の空隙率 (通常 0.30~0.45)

W_1 : 水の単位重量 ($1 t/m^3$)

次に、揚圧力はかならず考慮すること、特に浮石除去やコンソリデーショングラウチング等、基礎処理が適切に実施されないと揚圧力は大きくなる。

地震力も堤体に水平に作用する外力として考慮すること。動水圧も考慮すべき外力の一つで、実際の設計では、地震時に対する安定計算は満水時と仮定した場合、全地震力としてよい。

2. 上流端の引張応力

水圧・堆砂圧およびダム自重の合力の作用点が、ダム底面の中央1/3にはいるようにする。

3. 滑動に対する安全度

Henny, によるせん断摩擦安全率を用いて計算する

$$n = \frac{\tau_0 l + f v}{H}$$

ここに n : せん断摩擦安全率 (4以上とする)

v : せん断面に垂直な力の合力

H : せん断面に水平な力の合力

l : せん断面長

τ_0 : せん断強さ (コンクリートもしくは岩盤の弱い方の値)

f : せん断面の摩擦係数

なお、実施設計にはいる前に、ダムでいう予備調査的なものが必要であることはいうまでもない。

特にダムサイト及びたん水区域内の地質調査、地形調査等は欠くことができない。

地質調査の主な内容

- ・断層や破碎帯の有無及び方向
- ・基盤岩か被り層か
- ・基盤岩の構造、種類と岩級区分
- ・岩のわれ目
- ・不整合、貫入等の関係
- ・風化度

地形調査の主な内容

- ・ダムサイト及び貯砂機能が最大にとれる地形か

- ・施工条件、特にプラント関係の可能な地形か
- ・山腹斜面形と崖錐等の関係
- ・地すべり地形の有無

実施調査にあたっては、これらの他、ボーリング、弾性波による上記調査の確認と透水係数等のチェックが必要となろう。時には横抗・縦抗によって調査する必要も生じる。

(砂防研究室)

2-14 砂防ダム堆砂地に設ける護岸工の設計について

(質問)

常願寺川本川において砂防ダム建設に伴う河床上昇のため堆砂地河岸に広がる集落での流木による危険性が増し護岸工の必要性が生じてきた、そこで河床変動の大きい砂防ダム堆砂地での護岸工を設計する場合の計画水位余裕高、根入深等について伺いたい。

1. 計画水位

水利計算より計画水位を求めるには流路幅として、広い堆砂面全幅でなくある有効幅を取るべきと思われるが、この考え方でよろしいか、また、この有効幅はどう求めればよろしいか、また、他にどのような方法があるか。

2. 余裕高、根入深

ダム堆砂面は上流からの流入土砂量の多少によって河床の上下が大きい、余裕高、根入深はこの河床の上下差を考慮に入れる必要があると思われるが、それはいかに求めればよいか、また現在の河床はいかなる状態での河床(最高および最低河床か、またはそのどの附近の河床高なのか)なのか、その判別方法は何か、また他に考慮に入れる必要のあるものは何か、等。(立山砂防)

(回答)

1. 計画水位

計画水位に関しては、特に広い堆砂地を有する砂防ダム上流にあつては有効河幅を考慮するのがよいだろう。有効河幅に関しては芦田*らが

$B = (3.5 \sim 7) Q^{1/2}$ B : 河幅 Q : 流量 と発表しているが確立された式はない。なお、別の調査結果**では急流河川及び小流域面積の河川において

$B = (2 \sim 4) Q^{1/2}$ で表わされている。

係数は各河川の性質によって決定されるべきものであるが、小さくとる方が安全側にあることはいうまでもない。

2. 余裕高と根入深

余裕高については、河川砂防技術基準(案)計画編P176を参照されたい。なお、計画高水流量が200m³/sec 以上の場合は河川の余裕高(同P98)に準ずるのが望ましい。

根入深については最低河床から考えるもので、原則的には最低河床より1.0mを根入深とするが、

* 芦田・高橋・水山: 流路工計画に関する水理学的研究 新砂防 №97

** 池谷 浩: 昭和51年9月 台風17号集中豪雨災害現地調査結果 等

特に変動の大きい箇所ではその変動高を考慮して決定すること。

(砂防研究室)

2-15 フィルダム洪水吐の異常洪水時における設計流況について

(質 問)

フィルダムの異常洪水流量は、河川砂防技術基準のクリーガー曲線より算出するが、流量は相当大きくなるので、洪水吐の流況は異常時であり、乱流になることはいたしかたないと思いますが、如何でしょう。

(富 山 県)

(回 答)

フィルダムの異常洪水流量すなわちダム構造令のダム設計洪水流量は、ダム地点の超過確率年200年の流量、既往最大の洪水流量、近傍類似流域に生じた既往最大の洪水観測記録より算出される流量〔この流量が、地域別既往最大比流量曲線によって求められる流量に相当する。なお、河川砂防技術基準(案)昭和51年に示される地域別比流量(設計標準値)は、今回の構造令の公布に伴い、若干修正される見通しである。〕のうち、最も大なる流量の1.2倍の流量とされている。

このフィルダムのダム設計洪水流量は、現行の大ダム会議の異常洪水流量と較べて数段大きい流量であり、洪水吐の設計における取扱いを明確にしないと著るしく過大かつ不経済な施設となる恐れがある。

さて、現行の洪水吐の設計における基本的な取扱いは、洪水吐の流入部および導流部に対しては、超過確率年100年の流量の1.2倍の流量〔現行ダム設計基準における設計洪水流量(フィルダム)、現在作業中の改訂案では、この流量を標準洪水流量と呼び、1.2倍はしない方向で検討中である。〕流下時には、ダム本体、関連諸施設に支障を与えず安定した流況で安全に流下せしめる構造とし、これを越える異常な出水時においてもダム設計洪水流量流下時までにはダム本体の安全に支障なく流下せしめる構造とすることとされている。

一方、減勢工については、貯水池使用計画上の最高水位(常時満水位もしくは洪水時満水位)もしくは100年に1回生ずる貯水池水位(標準洪水流量に対応する水位として、改訂案では標準洪水水位と呼ばれる。)における放流可能流量(ゲートを有する場合は、ゲートを全開して放流できる流量)までは、ダムの築造によって生じた過剰なエネルギーを減勢できる構造とし、これ以上の放流に対してはダム自体の安全を脅やかす洗掘を防止できる構造とされる。この場合、ダム管理区域外に対しては、当該地点の計画高水流量までの流量についてダム築造前と同一の流況を呈するように特に注意する。また、放流可能流量を越える放流によって、貯水池欠壊に匹敵する被害が流水のエネルギー増加に起因して生ずる恐れのあるときには、その流量までも減勢できる構造とすることとされている。これが現在、最も標準的な取扱いである。

なお、設計流況については、次の点を考えなければならない。

洪水吐の設計では、機能面(水理設計)と構造面(構造設計)の設計を必要とし、水理設計では要求される機能を満たす外形寸法すなわち形状と寸法が定まり、構造設計ではこの機能を保つための強度と安定を与える構造が定まる。

この場合、水理設計では形状を改良して流況の安定化を図る試みがなされ、構造設計では規模を大きくし、かつ強度を増すことによって流況の不安定さを補う試みがなされる。すなわち、流況の不安定さは、構造物の規模を大きくして設計荷重を割増し十分な強度を有する構造物にすることによっても解決できることである。

したがって、設計では、この両者がその洪水吐に課せられた設計条件のもとで適当な調和を保つようにすることが重要であって、いずれかに過大な負担をかけることは好ましくない。とくに、異常洪水時の流況判断では、この点を十分配慮する必要がある。
(篠崎試験所)

2-16 砂防基本計画における流出係数(α)の取り扱いについて

(質問)

砂防計画の中で生産土砂量の流れに伴なって($1-\alpha$)というものが使われているが、この α を河床特性(河床勾配、河床材料、河床巾、上流地質、特に比重に影響する)等で決定する方法。

(荒川砂防)

(回答)

河川砂防技術基準で、 α は河道調節土砂量の流入砂量に対する割合とされているので、 α は流出係数ではなく、調節率と考える方がよい。この α に影響する要因として、河道特性(河床勾配、平面形状、河床材料等)、供給砂の物理的性質(量、粒度組成、比重等)、洪水量及び継続時間等が考えられるが、現在のところこれらの要因と α との関係について整理されているものは見当たらない。当面、河床変動計算によって求める方法がよいだろう。すなわち、任意の河道区間について、その上流端に計画流入砂量を与え、計画洪水量及び継続時間に対して河床変動計算を行えば、その間に堆積した砂量が河道調節量として得られる。
(砂防研究室)

3. 道 路 部 門 (目 次)

3-1	ブロークンバックカーブにおける最小直線長と設計速度の関係について (平面線形, 縦断線形別に)	71
3-2	自然環境アセスメントに関する最近の研究事例の紹介	73
3-3	圧雪時チェーン着装大型車の登坂可能縦断勾配とその長さについて	76
3-4	積雪寒冷地域における舗装について	80
3-5	凍上抑制層について	84
3-6	特殊アスファルト合材(表層用)の現状と将来について	86
3-7	トンネル掘削ズリによる盛土(路体)の敷均し厚さ, 締固め度測定方法について	92
3-8	斜面上深礎工法による基礎の水平安定計算法について	93
3-9	中央分離帯の植生面よりみた巾員決定について	94
3-10	場所打ち杭の杭間隔について	97
3-11	地すべり地における鋼管杭抑止工法の設計について	97
3-12	土木標準設計(ボックスカルバート)使用上の問題点と 考え方について	101

3-1 ブロックンバックカーブにおける最小直線長と設計速度の関係について (質問)

同方向に屈曲する曲線の間に短い直線を入れることは、避けるべきであるが(道路構造令の解説と運用, P168), 具体的に何 m とったらよいか伺いたい(平面線形, 縦断線形別に)。

なお, RAL-L-2(ドイツ道路学会小委員会: 地方道路構造指針, 1963)には平面線形の場合設計速度を6倍し, m になおした値(例えば設計速度 80km/h のとき 480m)としているが妥当なものでしょうか。
(上越国道工事事務所)

(回答)

ブロックンバックカーブとは同方向に屈曲する曲線の間に短い直線を入れたものをいう。ブロックンバックカーブが悪いとされる理由は, 短い直線区間が錯覚によって平面曲線の場合は反対方向に曲っているように見え, 縦断線形の場合は浮き上って見えて視覚的ななめらかさが害されることである。(図-1)

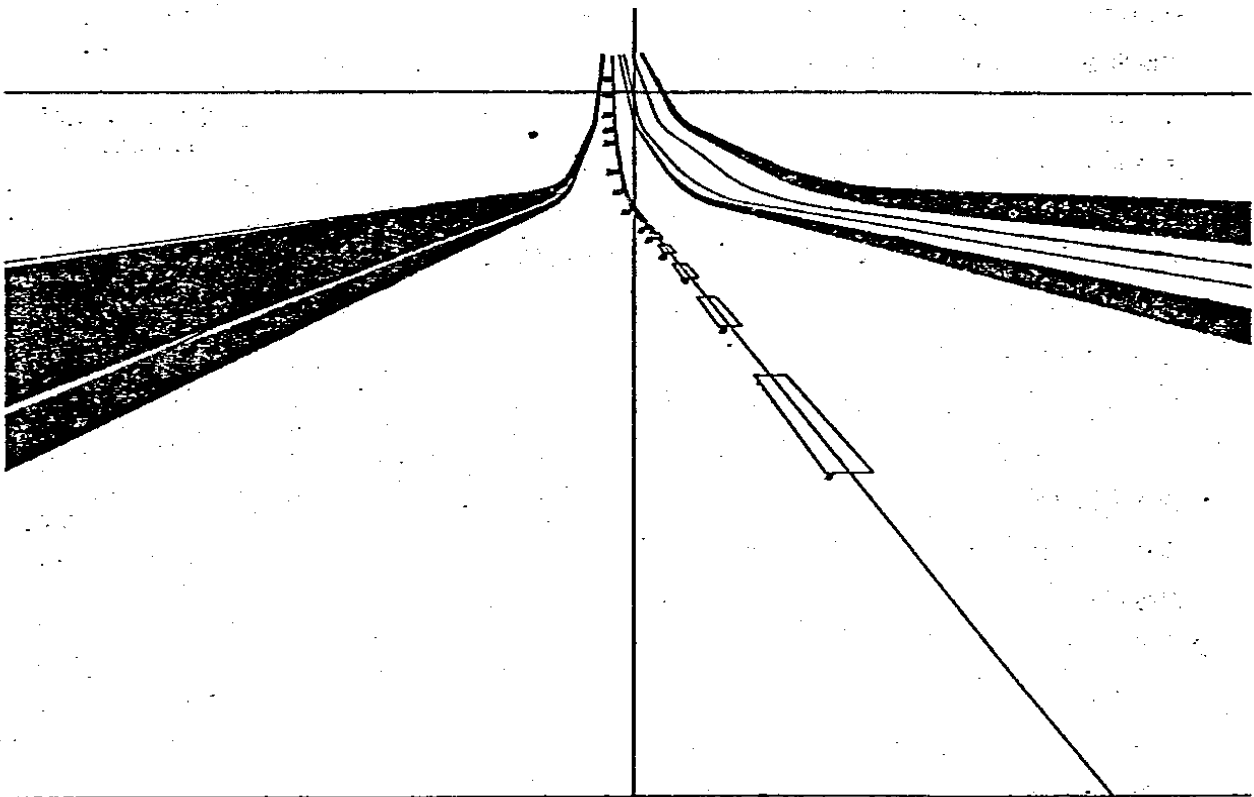


図-1 縦断線形のブロックンバックの例(都市高速道路線形設計便覧より)

従って, 一般にブロックンバックカーブは避けるべきものとされているが, 設計速度と関連づけて具体的に最少曲線長を定めた規定は, 指摘されたRAL-L-2の規定(平面線形の場合, 設計速度を6倍して, m になおした値)以外に残念ながら見当たらない。

直線長の具体的な限界値を定めるためには, 実際のブロックンカーブにおける事故統計, 運転者の快適性に関する評価をデータとして解析を進めなければならないと思われるが, そのような研究

例は未だ十分な成果をあげていないのが現状である。

現段階で最も注目すべき研究資料は神戸大学の枝村教授が中心となって土木学会の第29回、第30回年次学術講演会に発表された論文である。これは透視図によるアンケート実験であり、ブロックバックカーブが視覚的理由で悪いとされていることからすれば、理に叶った検討方法と思われる。以下にその実験結果を記述する。

1. 縦断線形のブロックバックカーブ

水平区間を50, 100, 200, 300, 400 mの5種、水平区間をはさむ縦断こうばいを1, 2, 3, 4 %の種に変化させ、全体が平面的に直線の場合と半径2,000 mの円になっている場合について検討している。縦断曲線長は70 mとして固定している。

図-2はその実験の解析結果である。判定比が大きいくほど浮き上がり感の大きいことを示しており、その1は平面線形が直線の場合、その2は曲線の場合である。これによれば、直線の場合は水平区間が300 mの場合、曲線の場合は水平区間が200 mの場合が最も浮き上がり感が大きいことがわかる。この実験結果から、縦断のブロックバック現象を解消するには水平区間をなるべく短かく(100 m以下)するか、または、ずっと長く(400 m)以上とすればよいと云うことになる。水平区間が一定であれば前後の勾配のきつい程、浮き上がり感が大きいことも示されている。図-3、図-4は水平区間距離と勾配の関係による評価を等高線で示したものであるが、この図から平面線形を直線にすると曲線の場合より

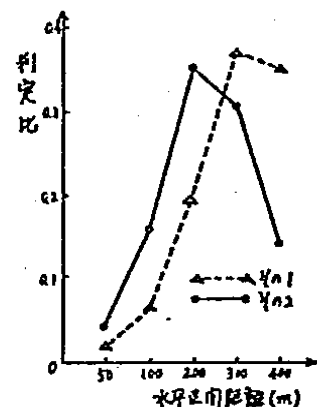


図-2 縦断のブロックバック(その1)(その2)勾配を一定にした場合の解析結果

も悪いと判定される範囲、すなわちブロックバックの影響を受ける範囲が局部的になる。また100 m以下の短い水平区間を設ける場合は平面線形にした方がよく、400 m程度の長い水平区間を配置する場合は平面線形を曲線にした方がよいこととなる。

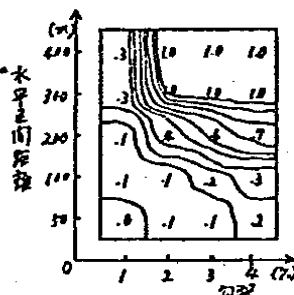


図-3 平面線形が直線の場合

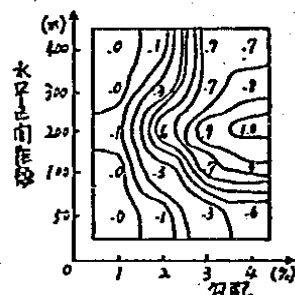


図-4 平面曲線が曲線の場合

2. 平面線形のブロックバックカーブ

同方向の曲線にはさまれる直線区間の距離を10, 20, 50, 100, 300の5種、曲線半径を880 m(交角5°), 640 m(7°), 500 m(9°), 400 m(11°), 330 m(13°), 280 m(15°)の6種の組み合わせについて検討している。

しかしながら、この実験結果は一致性が悪く(人によって評価が異なる)、組み合わせの良否を判断するには至らなかったとされており、RALの基準に対応する結果は得られていない。

質問の主旨の設計速度ととるべき直線区間長の関係について答える資料は残念ながら現段階では見当らなかった。この関係について私見を述べると、設計速度と実際の走行速度の関係について、

運転者は走行する地点の線形に見合った速度で走行しようとする傾向があるため、設計速度が低い場合でも曲線半径が大きい所では高い速度で走行し、設計速度の高い場合に類似すると思われる。従ってブロークンバックカーブには含まれる直線区間長は、設計速度よりは前後の線形との相関で制約条件を定めた方がよいと思われる。RALの規定は高速道路のような設計速度の高い道路に適用されるものと思われ、設計速度の低い所で、たまたま線形的に曲線半径の大きい所に適用すると、直線区間長が短くなり過ぎる傾向があろう。設計速度の低い道路で走行速度も低くなるような線形の所では運転者の視点位置も近くなり、錯覚の可能性は少なくなると思われるが、なお今後の実験検討に待つ所が大きい。いずれにしても現段階では明確な基準は示し難いので、設計の実際面では、設計者が常にブロークンバックカーブによる錯覚の可能性を意識し、疑わしい線形について、透視図による検討を行なう、類似の線形の地点を探して、走行性、事故率等を参考にする、などして判断することが望ましい。

(道路研究室)

3-2 自然環境アセスメントに関する最近の研究事例の紹介

(質問)

当地建では一般国道291号線の自然環境調査を $1/10,000$ 図面で比較線が描ける範囲内で行なっている。当該地域は国立公園および県立自然公園区域に掛るため今後自然環境アセスメントを行なう必要が生じるが、自然環境アセスメントの調査を行なうため参考となる御意見およびこれに関する研究又は調査事例の内容を紹介して下さい。

(道路計画課)

(回答)

環境アセスメントを行なう場合の流れは、一般に図-1のようである。自然環境アセスメントの場合も同様であろう。以下流れに沿って述べる。

i) 調査項目

調査項目についていろいろな機関で検討されており、下記の文献1.2.3.4.5.等が参考になろう。

ここで大きな比重を占めるのは植物と動物である。他にも地形、文化財、自然景観について地域によっては必要な項目である。

ii) 調査方法

植物、動物については学問的に統一された手法があり文献3.5.に詳述されている。

しかし、道路計画に学問的手法を取り入れることは、時間的、空間的に限度があり、例えば $1/10,000$ の図面に植物社会学的群落調査に基づく植生図を作成することは非常に困難である。そのため空中写真により植生図を作成することは現在研究中であり、土研から国土開発技術研究センターに「空中写真による植生調査への応用研究」を委託し委員会を組織して現在作業を取りまとめ中である。今後道路計画の各段階と植生図の必要精度については、さらに研究が必要である。

なお非常に広範囲な動物調査は現状では不可能であり、天然記念物的な動植物の保存について検討するに留める。他の動物は、食物連鎖網の中で生産者である植物に依存しており、道路計画においては、自然環境を植生で代表させることが望ましい。

2) 現況把握

現況調査による成果を植生図、動物図に収め、さらに地形、地質、気象条件等を調査し、計画域の現況を把握する段階であり、文献1.3.4.5.6.7.等が参考になろう。

3) 予測

予測には短期的(物理的)なものと長期的(生態学的)な将来予測があり、文献5.8.9.11.等が参考になろう。

いずれにしても自然環境項目を将来予測するには、この分野における事後研究等の蓄積も少なく、予測も難しいため類似地域の類似植生域での結果から類推するのが確かな方法であろう。

4) 評価

将来予測を参考に、自然環境項目に問題があるかどうかを決定する段階である。評価の目安としては参考文献1.4.に示される水準があるが、一般には公園法による地域指定等の違いによって全国的レベル、地方的レベル等の保全水準が提案されており、最終段階では環境庁長官や知事が評価を行なう場合が多い。従って、道路計画者は予測まで行なうのが普通であり、評価するに耐えうる調査資料を用意することが必要である。

5) 研究、調査事例

我国における自然環境アセスメントの事例としては、本州四国連絡橋の大三島橋、大鳴門橋の環境影響調査報告書があり、よくまとめられている。その他環境庁の自然環境保全審議会で論議されている山岳道路の提出資料が参考になる。

一般国道では158号平湯安房地域、自然植生調査報告書が48、49年に中部地建高山国道工事々務所から出されている。

過去の例でも自然環境の主要な要素は植生であり、道路計画の精度に準じた精度を持つ植生図の用意が必要であり、市販されているものは文献6.7.に基づく $1/200,000$ のものがあり、環境庁には文献6.の作業図として $1/50,000$ の植生図が用意されているが、実際には $1/200,000$ の植生図をもとに作成されているため $1/50,000$ の植生図でも精度は $1/200,000$ の植生図と考えた方が無難である。

道路計画では特に地図的な標定の精度が要求されることを鑑み、空中写真等により相観植生図を作成することは、予測、評価を行なうのに有効な調査であり、相観植生図の作成の整備を望みたい。

アメリカでは1970年から環境影響報告書(EIS)を事業に先立って公表することが国家環境政策法(NEPA)で決められている。その中の環境項目に自然環境に関するものが含まれている。

自然環境に関するものを抜粋すると以下の通りである。

1. 周辺地域の概要

イ) 土地利用 ロ) 地形学的特徴 ハ) 地質学的特徴 ニ) 気候に関する特徴 ホ) 植物、動物に関する特徴 ヘ) 歴史的考古学的な特徴 等の現況把握のための章である。

2. 事業実施により引き起される影響

上記1.に示した項目について事業を実施することによって発生すると思われる影響の予測を記述する。

3. 避けることの出来ない悪影響評価および軽減措置

上記1.の項目について上記2.の予測に基づいて社会的に認められるか否かを軽減措置も考慮に入れて判断する図-1という評価の部分である。

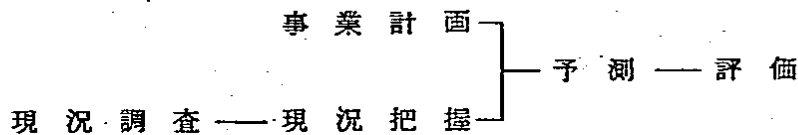


図-1 環境アセスメント流れ図

4. 提案計画に対する代替案

提案した計画を選び出す過程において考慮した代替案を記述する部分で、路線代替案、設計代替案さらに作らないという代替案も含んでおり、それぞれの影響を比較している。ある項目に片寄ることなく総合的視野から計画案は選ばれる。

5. 短期の影響と長期の影響

この章においては、工事による直接的変化、人為的にまた時間による回復を考慮して、長期的影響が考察されている。

6. 不可逆的かつ回復不能な資源の消費

道路計画により道路がつくられると、植物と動物の生活の場が永久に失なわれることがある。これら一連のEISは文献12.に示されており、その中で植物の調査では、計画により影響を受ける樹種、さらにそれらの樹種毎に樹木数、伐採数、移植数、保存数を調査している。なお調査、研究の事例は参考文献を見られたい。

参 考 文 献

1. 道路計画と自然環境保全に関する調査

道路計画における学術保護対象の評価1.2.3.

昭和48, 49, 50年3月 建設省道路局

2. 道路計画の事前評価手法に関する研究 1.2.

昭和49, 50年2月 国土開発技術研究センター

3. 自然環境アセスメント小委員会報告書 昭和50.3

建設省道路局委託 日本道路協会

4. 環境アセスメント手法について 昭和51年6月

建設省大臣官房技術調査室

5. 道路環境アセスメント実施要領(案)昭和51年3月

〃

〃

6. 緑の国勢調査—自然環境保全調査報告書—

昭和51年3月 環境庁編

7. 天然記念物緊急調査 植生図の主要動植物地図

文化庁編 (財)国土地図協会

8. 道路セミナー '73.9 全国加除法令出版

特集一 自然環境保全と道路

9. 土木学会誌 1974年9月号 特集みどり

10. 環境影響調査報告書(大三島橋, 大鳴門橋分)

本州四国連絡橋公団

11. 土木研究所資料第1163号道路の自然環境調査報告書

昭和51年10月(印刷中) 建設省土木研究所

12. 土木研究所資料第951号 昭和49年5月

アメリカにおける環境インパクトステートメント

(交通環境研究室)

3-3 圧雪時チェーン着大型車の登坂可能縦断勾配とその長さについて

(質問)

圧雪時チェーン着大型車が縦断勾配5~6%, 延長5~6km続く道路を走行するとき, 登坂不能となり放置者がでてくる。

圧雪時チェーン着大型車が登坂可能な縦断勾配と長さについて御指導願いたい。

(回答)

雪氷路面では, 通常の乾燥, 湿潤路面とは異なり, すべり摩擦抵抗は非常に小さく, 運転者, 車輛の性能, 道路構造, 雪氷路面状態等によって, すべり摩擦係数が幅広く変化することはすでに知られているところである。一般に自動車が発進するためには, 自動車のタイヤが空転している時の摩擦抵抗係数が, 自動車のころがり抵抗係数より大きな場合に発進可能であるが, 縦断勾配部においては, ころがり抵抗の他に勾配抵抗が加わり, これら両者の抵抗係数の和よりも走行しながら空転しているときの摩擦抵抗係数が大きい場合, 最初は一部空転があっても発進は可能である。

いま, 登坂可能な縦断勾配の算定式は次の通りである。

$$t = \mu_r + i + (1 + \epsilon) \frac{\alpha}{g} + f + \frac{K_a A}{W_0} v^2 \dots \dots \dots (1)$$

ここに t : 牽引係数

μ_r : ころがり摩擦係数

i : 縦断勾配

ϵ : 加速抵抗比

α : 加 速 度

f : 制動抵抗係数

K_a : 空気抵抗係数

A : 進行方向に対する車輛の投影面積

W_0 : 車輛の重量

V : 走行速度

上式において、空気抵抗と制動抵抗は考えず、牽引係数 t に駆動時の摩擦係数 $\beta \cdot \mu$ を代入すると次式となる。ここで、 β は自動車の荷重配分係数、 μ は駆動時又は走行時の摩擦係数である。

$$i + (1 + \epsilon) \alpha / g = \beta \cdot \mu - \mu_r \dots \dots \dots (2)$$

また、雪氷路面においては、駆動時の急激な発進はタイヤの空転を招き発進しにくくなるので非常に小さな加速度 α で発進することになる。そこで、(2)式左辺の第二項は一応無視すると、次式のようになる。

$$i = \beta \mu - \mu_r \dots \dots \dots (3)$$

ここで、(3)式に必要な各条件を下記に示す。

1) 荷 重 配 分

現在、一般に用いられている基本型トラックの荷重配分は図-1、2の通りであり、またその基本型トラックの荷重配分係数を表-1に示す。

表-1 荷重配分係数： β (駆動輪、タンデム型)

条 件	トラック：空 車 時	トラック：積 載 時
車 輛 総 重 量 8 t 車	0.45 (0.23)	0.66 (0.33)
車 輛 総 重 量 14 t 車	0.42 (0.21)	0.62 (0.31)

注) ()内は、タンデム型の配分係数である。

2) すべり摩擦係数の最小値

過去に北陸自動車道において、雪氷路面のすべり摩擦係数を調査した結果を表-2に示す。

表-2 雪氷路面の摩擦係数の最小値 (路面に薬剤散布なし)

	リブタイヤ	スノータイヤ	スパイクタイヤ	チェーン付タイヤ
μ_s (駆 動 時)	0.04~0.17	0.07~0.21	0.08~0.27	0.27~0.35
μ_d (制 動 時)	0.15	0.16	0.20	—
μ_r (ころがり抵抗)	0.02	0.02	0.02	0.03

注) 駆動時摩擦係数の左側の値は空転時のものであり右側は最大摩擦係数である。

表-1、2の値を用いて計算した発進可能勾配は表-3の通りである。表-3で最大勾配に範囲があるのは、それぞれ空転時及び最大値に対応するものであり、左側の数値は最悪の路面で運転操作のよくない人でも発進可能な勾配である。右側の数値は雪質は最悪であるが、運転操作技術が最高の人の発進可能な勾配である。

さらにすべり摩擦抵抗と登坂可能勾配の関係を図-3に示した。

表-3 雪面上発進可能な最大勾配(%)

車 種	タイヤ及びすべり止め装置	リブタイヤ	スノータイヤ	チェーン付タイヤ	
				タ ン デ ム	シ ン グ ル
ト ラ ッ ク 空 車 時	8 t 車	0.0~5.7	1.2~7.5	9.2~12.8	3.1~4.9
	14 t 車	0.0~5.1	0.9~6.8	8.3~11.7	2.7~4.4
ト ラ ッ ク 積 載 時	8 t 車	0.6~9.2	2.6~11.9	14.8~20.1	5.9~8.6
	14 t 車	0.5~8.5	2.3~11.0	13.7~18.7	5.4~7.9

すなわち、大型車の駆動輪がタンデム型の場合には、表-1、3でも明らかなようにダブルチェー
ンを取り付けなければ、縦断勾配5~6%の坂路を登ることは無理なようである。

なお表-3の値は一応加速抵抗を計算に入れていないので、実際にはこの勾配値よりもやや小さ
くなると考えられる。

次に、登坂長については、最近の交通量から見て長い坂路の途中で自動車がなんらかの原因で停
止せざるを得ない場合も少なくなく、再発進ができない縦断勾配では、登坂が困難であり、この場
合、必ずしも登坂長には関係しないと考えられる。また、すべりながら登ることができた場合でも、
雪氷路面では乾燥又は湿潤路面に比して走行速度が下がるため、その登坂距離は短い、この場合
の登坂長についての計算は、道路構造令を参照にされたい。

参 考 資 料

- 道路構造令の解説と運用
- 路面のすべり抵抗に関する研究(2)
— 雪氷路面のすべりについて —

- 雪氷地域における道路の合成勾配に関する調査研究
- 国産車の仕様諸元(76年刊)

日本道路協会
土木研究所報告
1383

高速道路調査会
自動車技術会

(交通安全研究室)

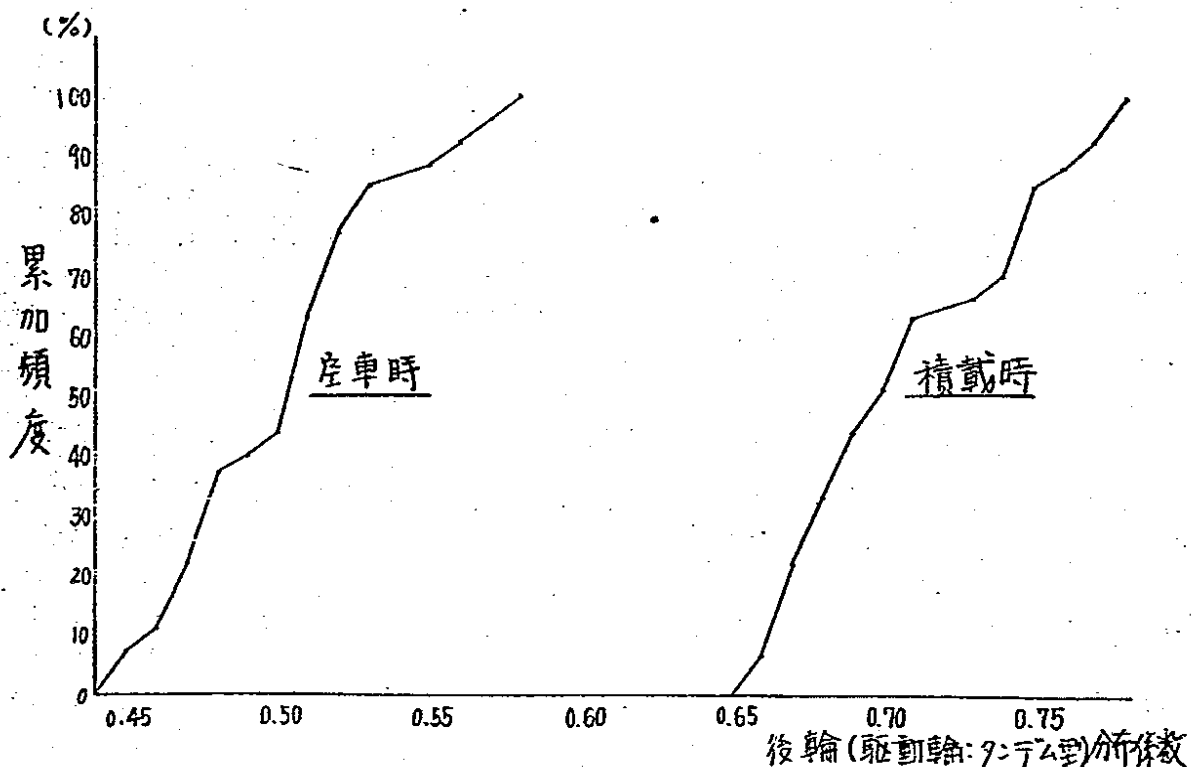


図-1 普通トラック荷重分布(現在一般に使用されている8tトラック)

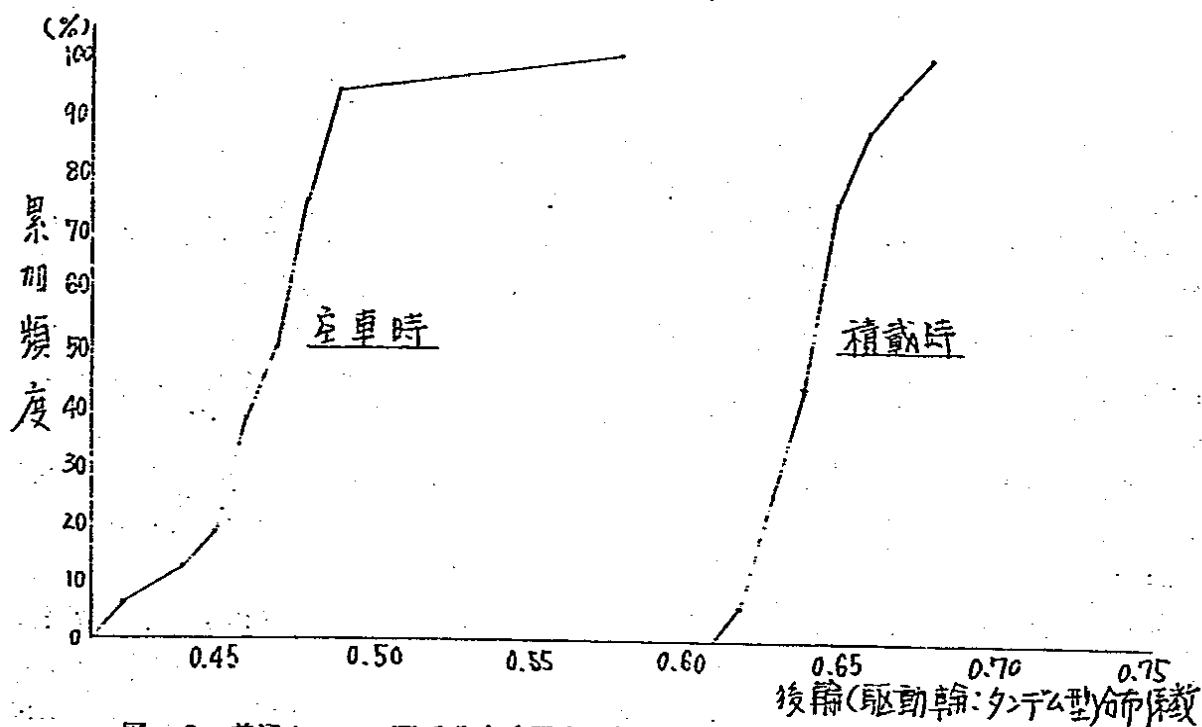


図-2 普通トラック荷重分布 (現在一般に使用されている14tトラック)

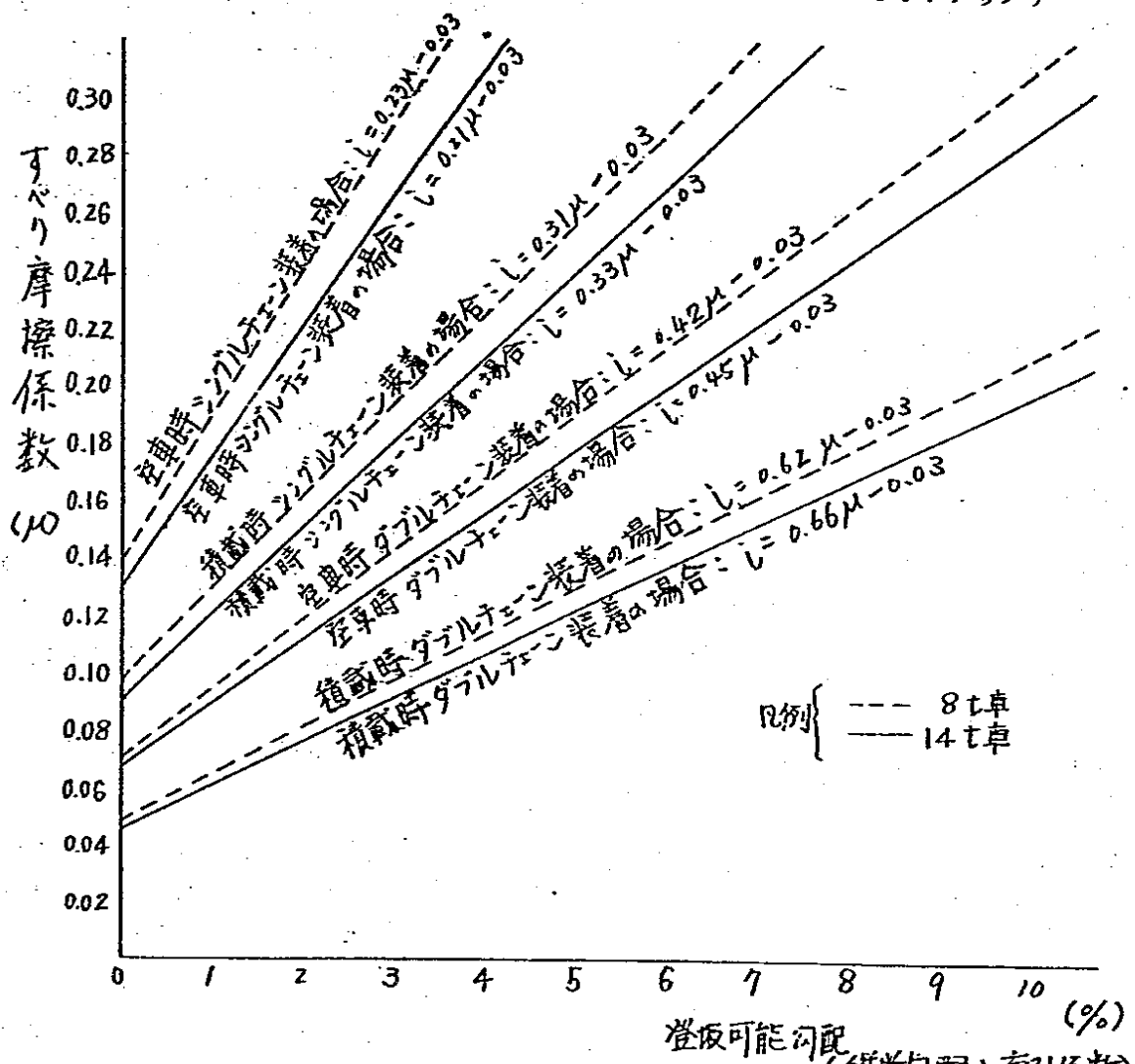


図-3 登坂可能勾配の計算図

3-4 積雪寒冷地域における舗装について

(質 問)

当地域は、夏は太平洋側に劣らぬ暑さが続き、舗装の老令化と近時の重車輛も相俟って路面の平坦性が失われ、わたち堀れが激しく沿道環境上、走行上、交通安全上も問題が生じて来ている。

又、冬は、雪と寒さのため、車はスノータイヤ、チェーンを装備し、路面を摩耗している。特に消雪パイプ設置個所や融雪期には、摩耗の進行も激しく沿道環境（騒音）、走行性、安全上からも問題がある。

こうした地域に適した舗装については種々の研究が進められているが、これらの修繕の方法、合理的修繕工法の決定法等も含め現状とその見通しを伺いたい。 （北陸地建・道路部）

(回 答)

積雪寒冷地域では、舗装の破壊はほぼ融雪期（2～3月）に集中し、次いで梅雨期（6～7月）、冬期（12～2月）、降霜期（10～12月）の各時期にわたって発生するようである。したがって、これらの補修計画は小規模かつ緊急のものについては融雪期を中心に実施されており、年度初めの4月には冬期破壊の個所やパッチングした個所を大規模に再修理する計画のようである。大規模な修繕では新設工事の場合同様、耐流動、耐まもう性を考慮した混合物を用いてそのままあるいは場合に依じて路面切削を行ないオーバーレイを実施することになるが、この場合の表層用混合物については別項の質問事項にある問題点が残される。

日本アスファルト協会は昭和46年度に舗装のポットホールのパッチングによる補修を対象に補修材料と工法に関する試験調査を行ない、湿潤時においても作業可能な材料を開発した。新しい材料の性質および骨材粒度はそれぞれ表1、図1に示すとおりである。これらの材料を用いて、東北および北陸両地方建設局管内の道路で合計300カ所でパッチングの補修を行ない、最高30日までの現場観察で材料の良否を評価したところ次のような傾向がえられた。

- (1) 現場試験結果によれば新材料はいずれも従来の常温混合物に比べて耐久性がある。特にカットバック系低温用材料、カットバック系常温用材料(I)、カットバック系常温用材料(II)、シート系常温用材料の4種類は30日以上寿命が期待される。
- (2) ラベリング試験におけるすりへり量の小さい材料はパッチング後の寿命も長い。（図2、3参照）
- (3) マーシャル試験の供試体および一軸圧縮試験用の供試体による圧縮試験から求まる変形係数と耐久度との間には前者が負、後者が正の相関関係が認められる。（図4、5参照）
- (4) 骨材の粒度は細粒のものが望ましく、特にフィラー量は多いものが耐久性にすぐれる。
- (5) バインダーは流動性があり同時に粘着力のあるものが望ましい。

これらの他に合成樹脂（塩化ビニール樹脂、フェノール樹脂、ポリエステル樹脂、ポリ酢酸ビニール）と珪砂との混合物をパッチング材として使用しようとする試みもあったがいずれの場合も作業性、経済性などの面で問題があり、将来の検討が必要とされている。

湿潤寒冷な時期のパッキングが材料の効率的な利用の面から決して合理的なものとはいえないが、管理環境の問題とからめて止むをえないのが現状である。積雪地域に適した耐流動、耐まもうにす

ぐれる最良の混合物が入手されないにしても、次善の材料による降雪前の事前修繕などが、より合理的なものとして更に検討されるべき性格のものであらうと考える。

参 考 文 献

1. 日本アスファルト協会

湿潤時作業可能な舗装補修材料の開発に関する研究報告書

昭和46年4月

(舗装研究室)

表-1

種類	材 料 系	施工する温度による区別	バインダー量 %
A	カットバックアスファルト系	5℃	7.5
B	アスファルト乳剤系材料		7.4
C	ゴム入りアスファルト系		6.75
D	カットバックアスファルト	常 温 施 工	6.8
E	カットバックアスファルト	20℃	5.5
F	トベカ系	・ 常 温 施 工	8.2
G	シート系	70℃	12.0

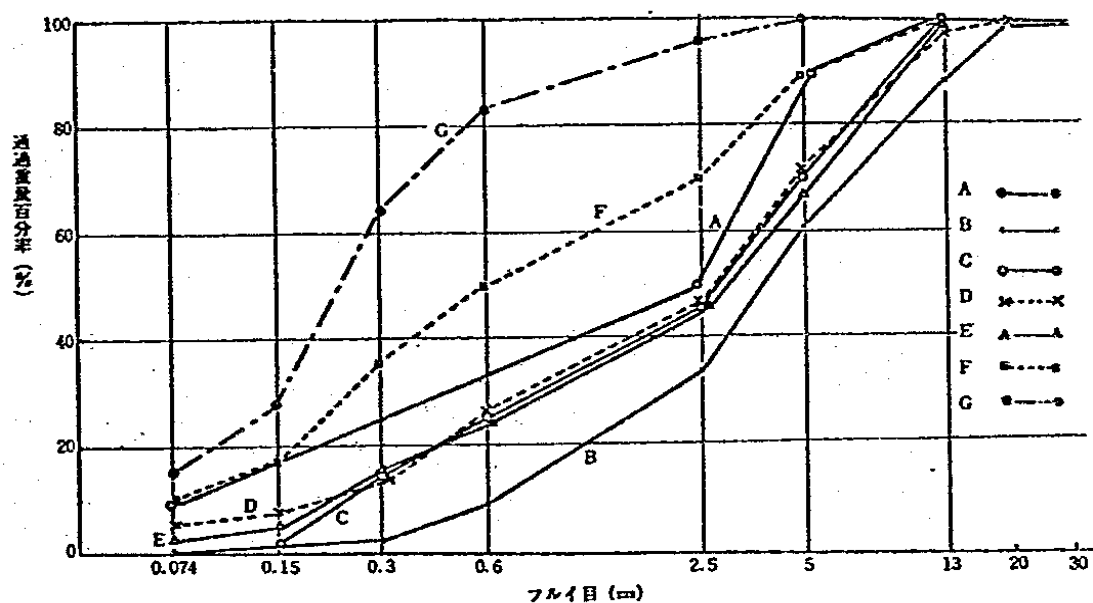


図-1 材料の粒度分布

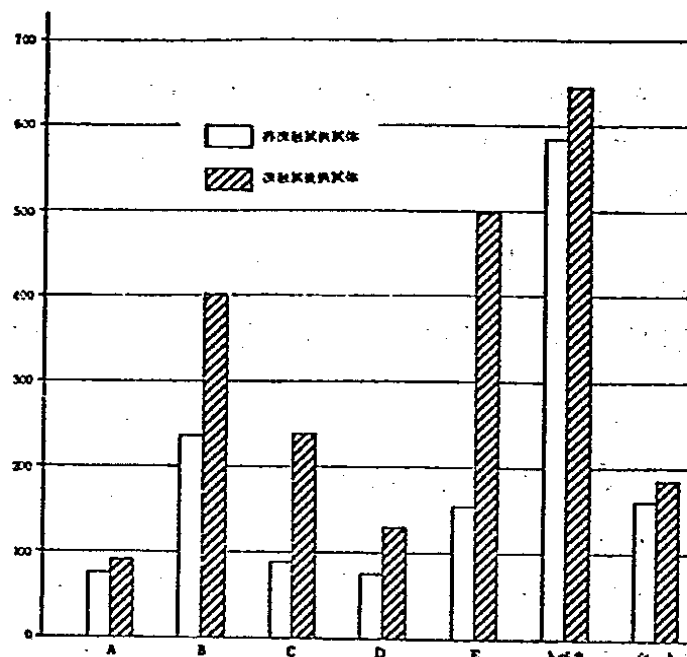


図-2 す り へ り 重 量 減

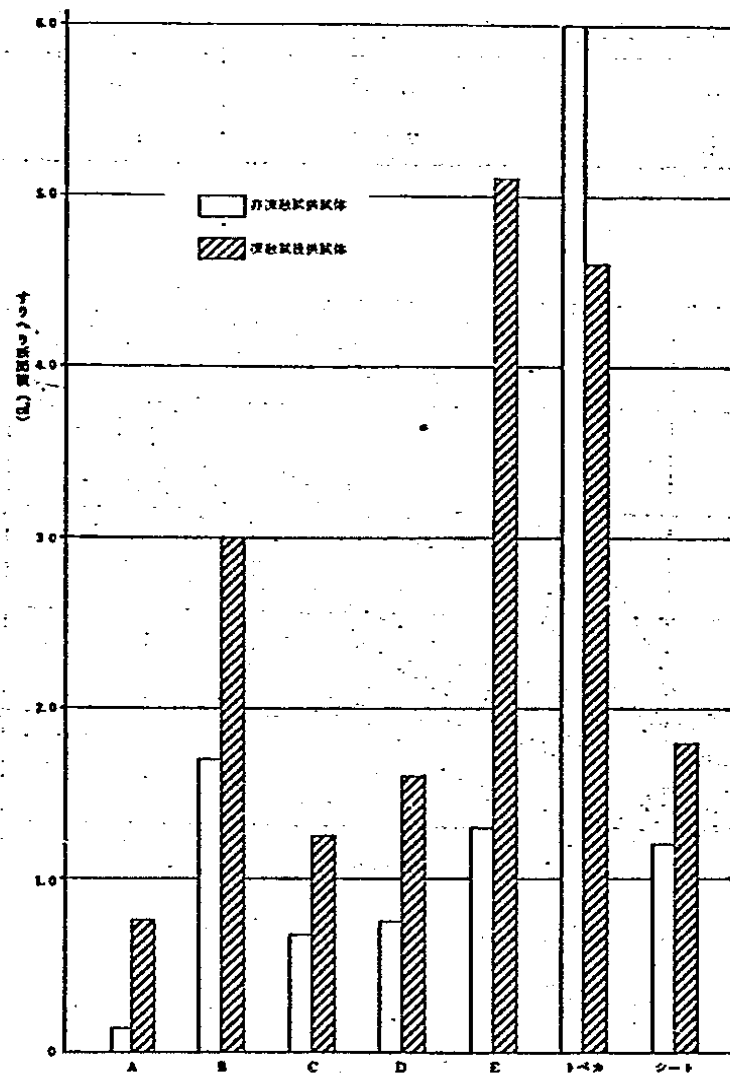


図-3 す り へ り 断 面 積

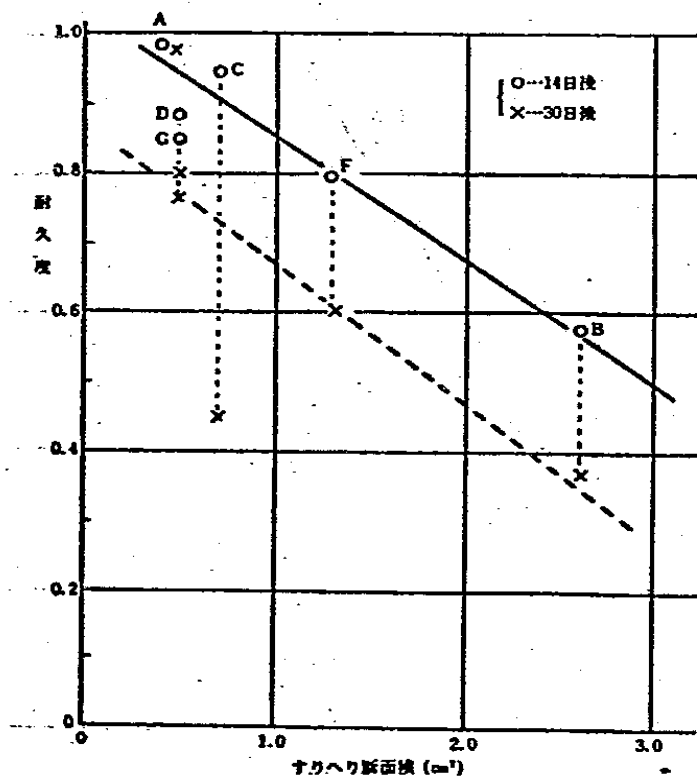


図-4 耐久度とラベリング結果(I)
(小密度の供試体)

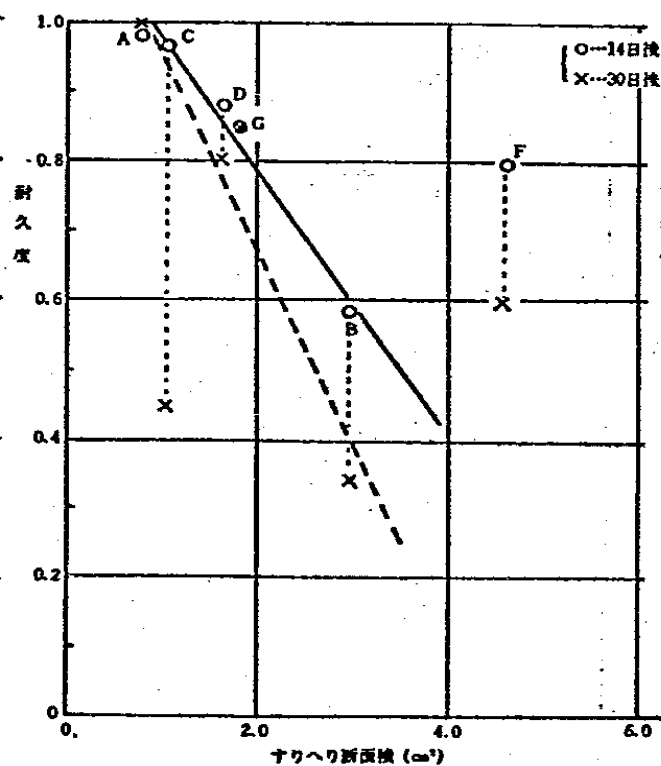


図-5 耐久度とラベリング結果(II)
(凍・融・後の供試体)

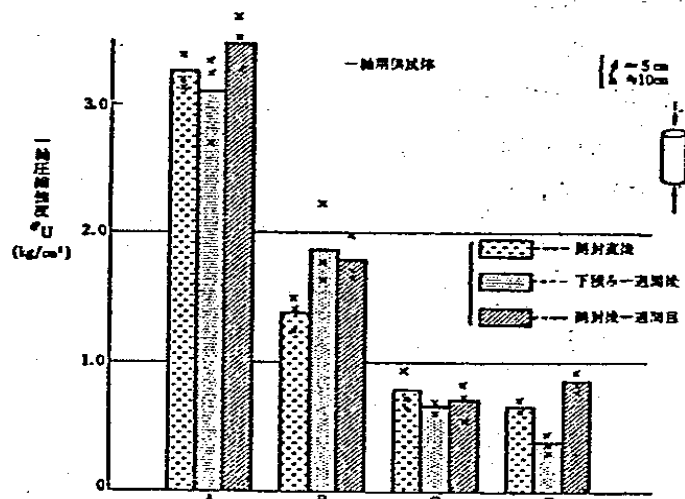
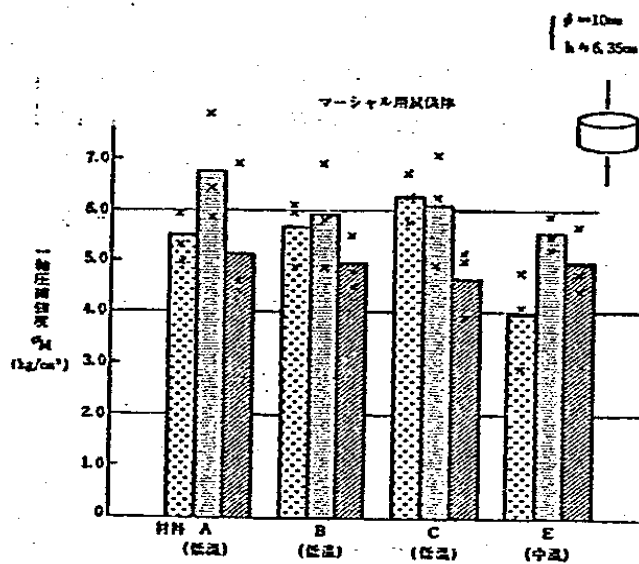


図-6 一軸圧縮試験による比較

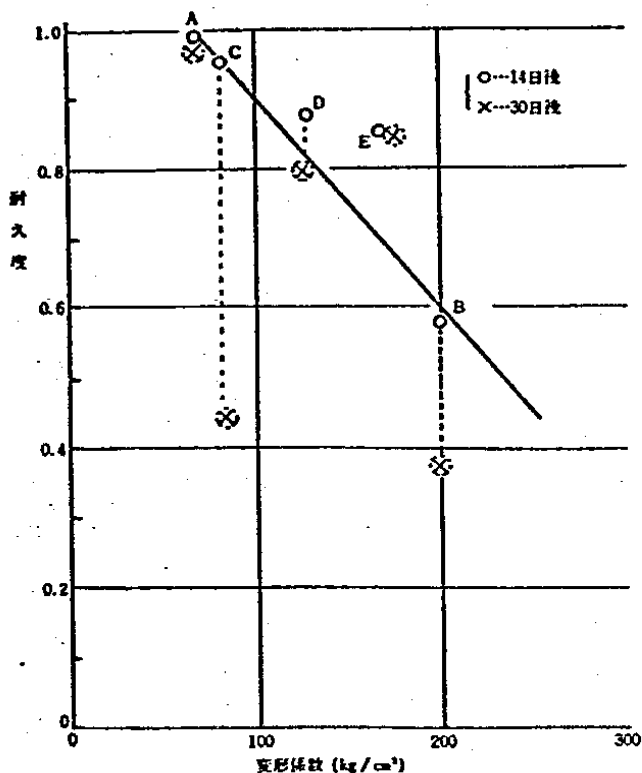


図-7 耐久度と変形係数の関係(I)
(マーシャル供試体)

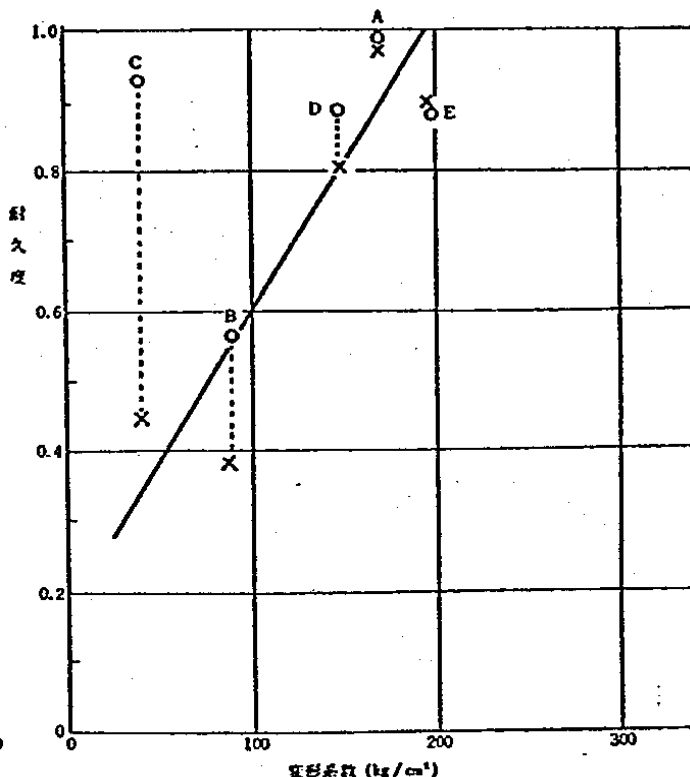


図-8 耐久度と変形係数の関係(II)
(一軸供試体)

3-5 凍上抑制層について

(質問)

① 凍上抑制の材料について

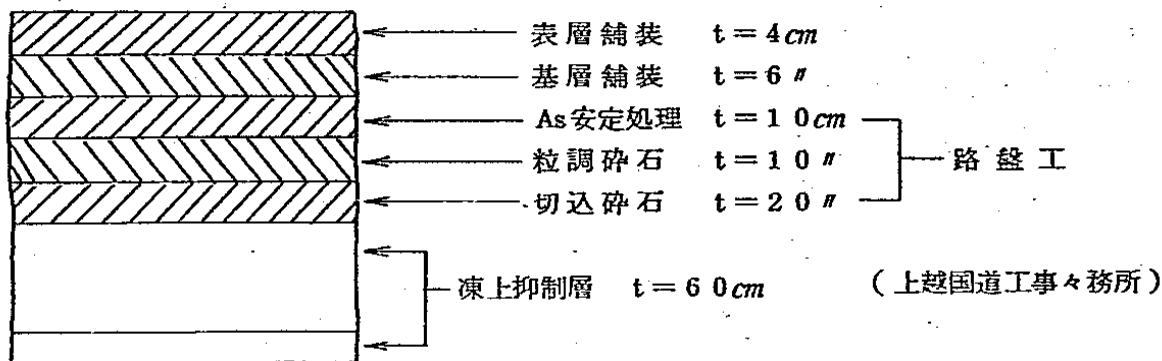
・河川土砂(最大粒径30cm程度)を使うときその厚さの決め方はどうすればよいか。

② 一般国道17号の場合、六日町、湯沢、浅貝に分かれているが、凍結指数が違うので、その変化点の決め方はどうすればよいか。

③ 凍結深さを決めるとき $z = c\sqrt{F}$ の式があるが、 c (3~5)の決め方をもっと細分化する必要があるのではないだろうか。

[参考]

当事務所では現在浅貝の凍結指数517により国道17号 神立地先より群馬県境までを抑制層を考え次の構成により施工している。



(回答)

①、③の凍上抑制層について

舗装要綱42年版では凍結深さは $z = c\sqrt{F}$ の式を用いて、その深さだけ置き換えすることになっていたが、現在の要綱(50年版)では道路排水工指針の内容に合わせて、実際の測定や経験から定められないときは、過去10年間のうち最大の凍結指数を用いて、図2・2のB曲線の値から、理論最大凍結深さを求め、この理論最大凍結深さの70%までを非凍上性材料によって置きかえることにしている。従って凍上抑制層の厚さは、所要の置換え厚から、設計CBRと交通量とから定まる舗装厚(H)を差引いた厚さであり、現地盤の土のcの値とは無関係である。

即ち、凍結深さは現地盤の凍結深さでなく、非凍上性材料で置き換えたとき(すなわち、舗装したとき)の凍結深さを考えているので、この場合、cの値はB曲線一本に統一され5に近い値となっている。

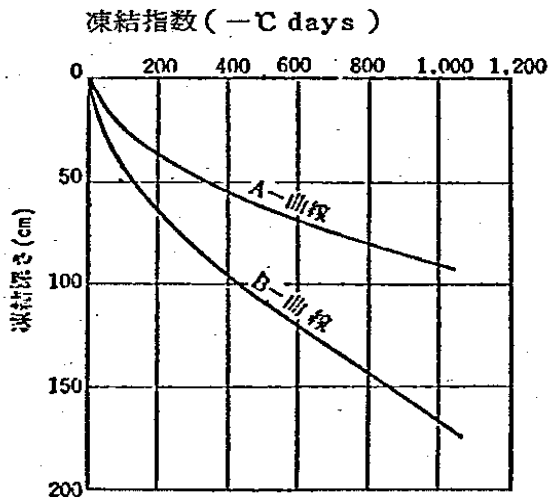
また上越国道管内での凍上抑制層の厚さは浅貝では $F=517$ であるので理論最大凍結深さは図2・2のB曲線から110cmとなり、所要の置換え厚はその70%の77cmとなる。

従って、設計CBRから定まる舗装厚が50cmであるならば凍上抑制層の厚さは $77-50=27$ cmとなる。

但し、従来の経験から所要の置換え厚がわかっているときはそれを用いることになっている。

なお、凍上抑制層として用いることのできる材料は排水工指針の基準では次のようである。

- (イ) 粒調碎石、切砂の場合：4,760 μ フルイを通過するもののうち、74 μ フルイを通過するものは15%以下
- (ロ) 切込砂利：4,760 μ フルイを通過するもののうち、74 μ フルイを通過するものが9%以下
- (ハ) 砂：74 μ フルイを通過するものが6%以下



備考 A曲線は凍上を起こしやすい
均一な細粒材料の場合
B曲線は凍上を起こしにくい
粗粒材料の場合

図—2・2. 凍結指数と凍結深さとの関係

②の指数の変化点について

原則的には、凍結指数が同一路線でも地区によって著しく異なる場合は、それから置換え厚さを計算して、設計過大にならぬよう、その置換え厚を用いる路線区間を定めるべきであろう。参考に北海道での例では、置換え厚が10cm異なる毎に適用区間を決めており、また、同一市町村では同じ値を適用している。

参 考 文 献

As 舗装要綱(50年版)

道路排水工指針

(舗装研究室)

3-6 特殊アスファルト合材(表層用)の現状と将来について

(質 問)

特殊アスファルト舗装は現在まで種々の研究調査が行われ、各種のアスファルト合材が発表されておりますが、経済、施工性の面から一般的なものとなっていないのが実態であります。近年の自動車の大型化、性能の向上、又消雪パイプの設置、加えて沿道住民の振動、騒音、水はねに対する苦情に対処するには、耐摩耗耐流動性を高め、路面の平坦性を保持して行く必要があります。

アスファルト合材を組成している中で、骨材の粒度によって改良するには限度があり、最終的にはアスファルトの改良・改質ということに帰するものと思われます。従来の添加物のない合材より1~1.5割程度のコストアップによる新材料の開発は望めないでしょうか。その現状と将来について伺いたい。

(羽越国道工事々務所)

(回 答)

舗装技術に関連した問題点の解決には、材料の選択、配合、施工面などでの検討は欠かせない。特に材料に関連して特殊アスファルトの採択により問題の解決にあたる例は少なくない。現在市販されている特殊アスファルトはストレートアスファルトの主として感温性状の改善をはかるために、ゴム(NR, SBR, BRなど)、熱可塑性プラスチック(EVA, EEAなど)、あるいは無機系の触媒を加えているものなどが代表的である。さらに熱硬化性プラスチック(エポキシ樹脂など)を加えることによって樹脂がもつバインダー特性をアスファルトに付加させようとしたものがある。これらの特殊アスファルトは対象とする舗装の種類(たとえば重交通用舗装、すべり止め舗装、橋面舗装など)、経済性などを考慮して使い分けられ、それぞれに応じた材料規格の検討も進められているのが現状といえる。

日本道路協会の本州四国連絡橋舗装基準調査特別委員会では、舗装本体用のバインダーの検討として、CR(クロロブレンラバー)、EVA(エチレン酢酸ビニル共重合樹脂)、EEA(エチレンエチルアクリレート樹脂)を用いて、アスファルトとの複合バインダーを試作しその物理性状や混合物の力学試験を行ない(図1~4参照)改質アスファルトの規格、改質硬化性樹脂の規格、あるいはそれらを用いた混合物の基準値の検討を行なっている。しかしいずれのバインダーもコスト面ではかなりアップ(4~20倍)になることが予想されている。

北海道開発局では冬期の耐まもう性、夏期の安定性ならびにすべり抵抗性のすぐれた表層用アスコンを見出すために昭和49年9月に一般国道12号線美唄市で延長900mにわたって試験舗装を実施した。ここに取り上げられたものは前述したようなゴム入り、樹脂入り、触媒系、アスベスト入りなどのアスファルトを用いた細粒ギャップアスコンで、昭和51年8月までの調査では特に顕著な差異は見出されていないようである。

本四舗装の調査で検討の対象となったバインダーの中で熱硬化性のエポキシアスファルトはまだ試験施工さえほとんどなされていない特殊材料であるが、耐まもう、耐流動にすぐれた性質をもつとされているので、今後コストとにらみ合わせながらの検討が必要であろう。また瀝青系以外のセメントコンクリートをオーバーレイに用いるなどは道路環境条件にもよるが、早強セメント、ファイバーコンクリートの導入などにより実現の可能性がある。

タイヤチェーン、スパイクタイヤによる摩耗の問題は舗装技術の面からのみでなく、特に危険のある個所での路面の融雪、融氷、無雪道路での使用制限、特殊タイヤチェーンの採用など幅広い行政的措置が必要とされるのではないだろうか。

参 考 文 献

1. 本州四国連絡橋舗装基準調査報告書

昭和49年度中間報告書

日本道路協会

(舗装研究室)

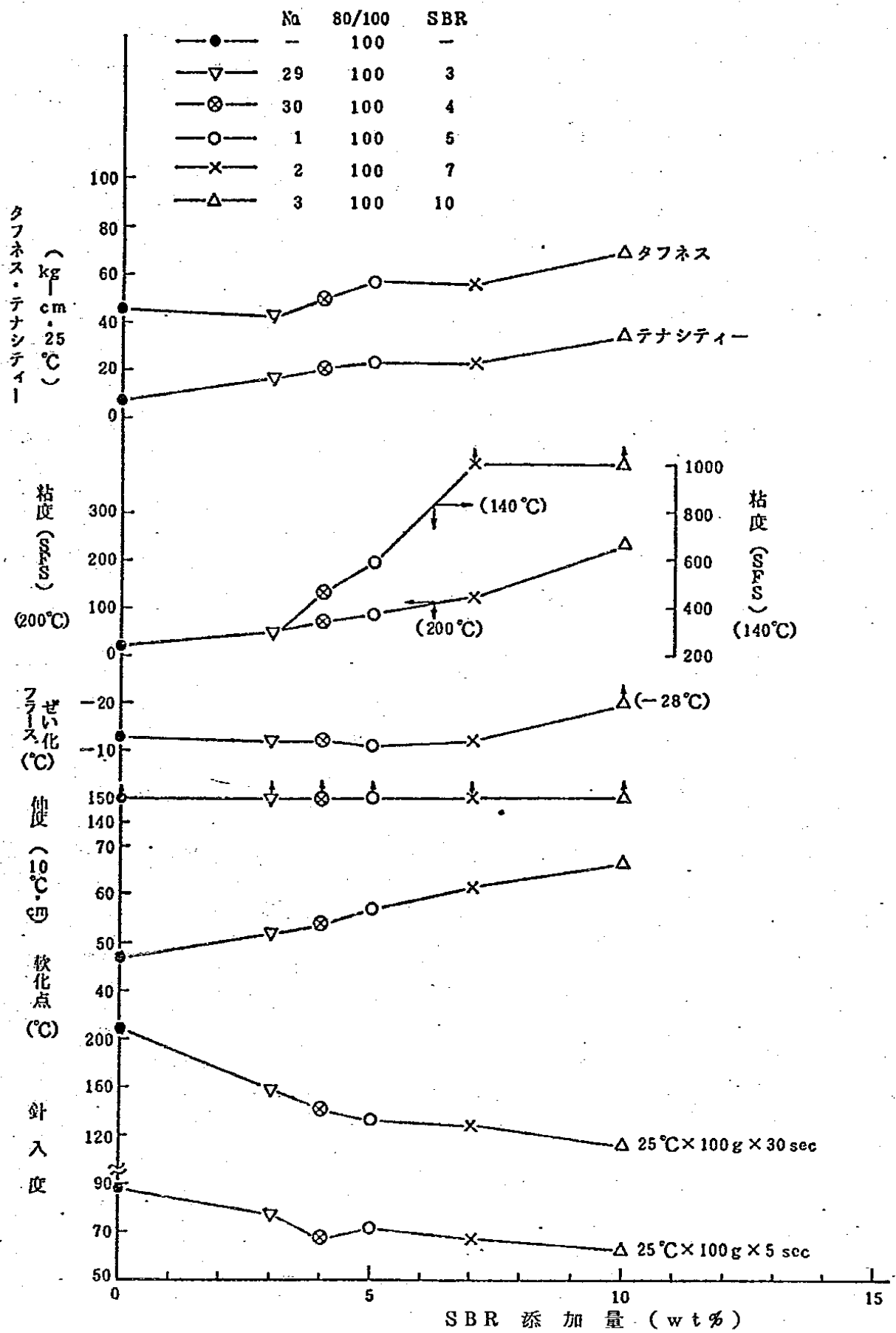


図-1 SBR 添加効果

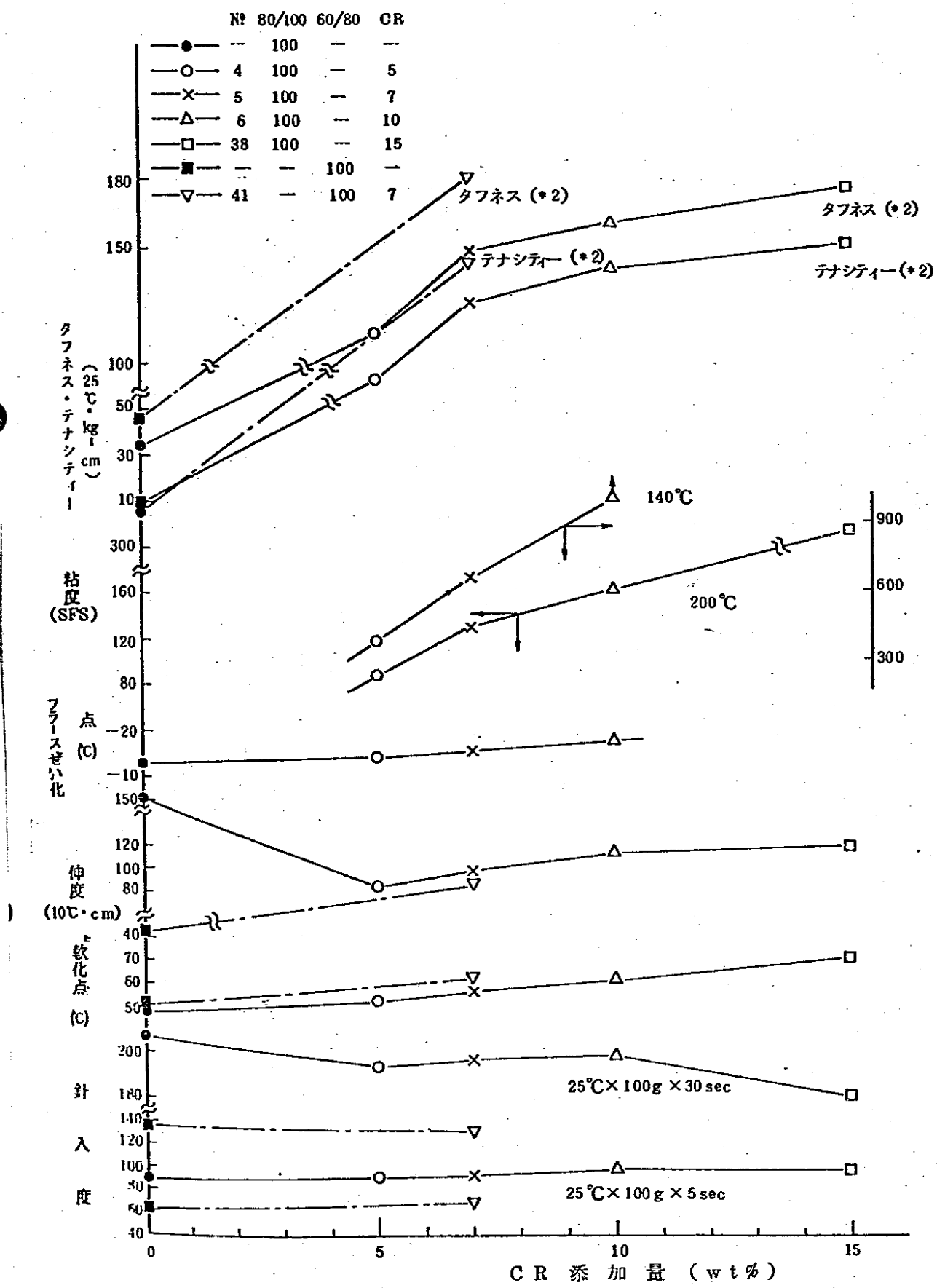


図-2 CR 添加 効果

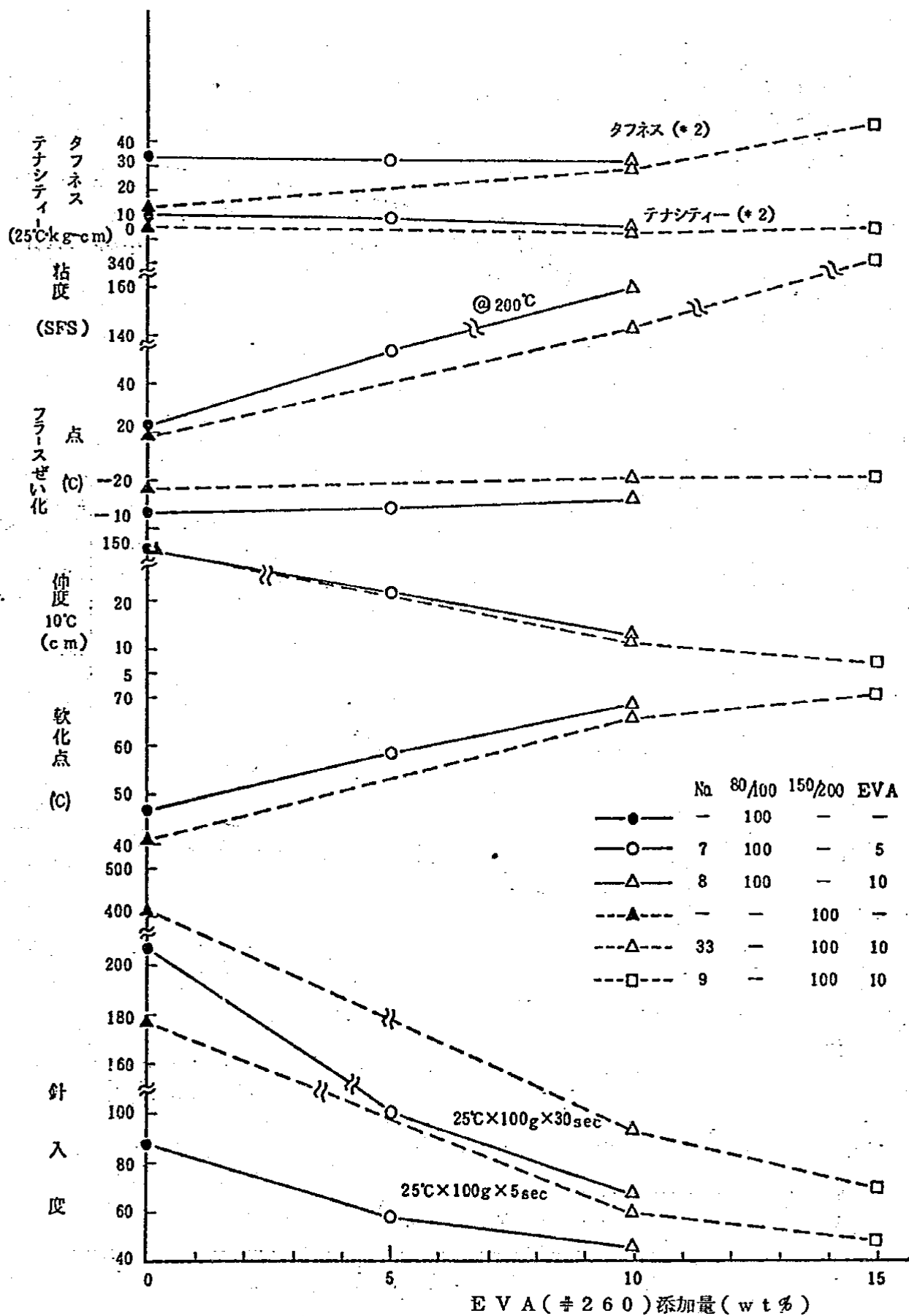


図-3 EVA 添加効果

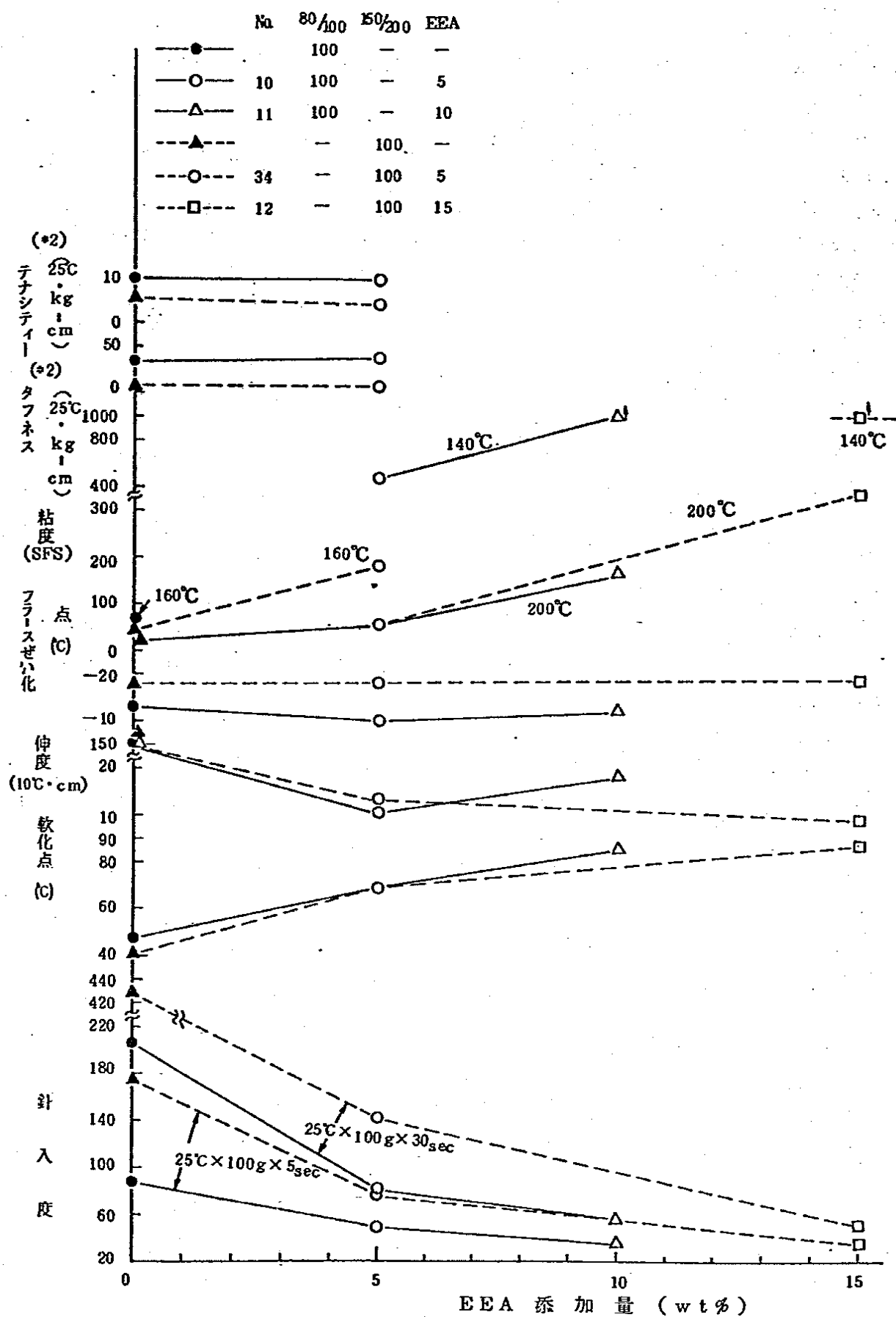


図-4 EEA 添加効果

3-7 トンネル堀削ズリによる盛土（路体）の敷均し厚さ、締固め度測定方法について（質問）

本トンネルは新潟県と山形県の県境に近い南西1Kmの間、内地内で標高70～100mの山塊が海岸まで延びているため、現在の国道は海岸線を迂回している。今回の計画線は現国道より山側に30mで並行して計画している。

地質はすべて新第三紀中新統に属する粗粒玄武岩で弾性波探査の結果は3.1～4.6Km/Sとなっており全体には比較的良好な岩盤であるので堀削上部半断面方式として施工した。

1.1) 路体盛土敷均し厚について

路体盛土の敷均し厚は共通仕様書では最凹部より各層水平に締め固めながら逐次所定の高さまで盛り上げ、一層の仕上り厚は30cm程度を標準としている。

本工事のトンネル堀削土を盛土利用土とし施工したために上半土平、インバート堀削土の敷均し厚については共通仕様書の30cm施工は可能であります。大背堀削土の敷均し厚は弾性波探査で3.1～4.6Km/Sと全体に比較的良好の為堀削が大割になり敷均し厚は50～60cmと考えられるので上記については30cm、下記については、50～60cmの敷均し厚として施工したい。

2) 締固め度測定方法

共通仕様書では締固め度 $\bar{X}$ 0.85%以上で規定されているが、盛土材は粗粒玄武岩の為締固め度測定は不可能と思われるが、どのような測定方法があるか。（羽越工事々務所）

（回答）

1. 岩砕の締固め管理

岩砕の盛土については一般的な管理基準はないので、個々の現場において、試験転圧を行ない管理基準を定める必要がある。この場合にどの程度まで締固めるべきかを判断する目安としては、十分な能力を持つ締固め機械で転圧して、盛土層の沈下がほぼ安定した状態とすべきであろう。この状態を定量的に把握して、管理基準を定める方法として次のものが考えられる。

(1) 密度管理——最大粒径の大きい場合には、最大粒径より十分に大きい孔を掘って、水置換法で、密度を求める。最大粒径が15cm程度以下であれば突き砂置換法も利用できる。また、東京電力の高瀬ダムにおいては透過距離50cmのRI密度計によって、大径のレキを含む透水ゾーンの締固め管理を行ない、水置換法よりも精度の高い測定結果を得ている。（土と基礎23-5（土質工学会）「RI法のフィルド盛立管理への適用性」）

(2) 強度管理——平板載荷試験、衝撃地耐力試験などの力学的試験によって強度あるいは変形特性を求める。

(3) 施工法管理——基準状態を得るための転圧方法、すなわち、締固め機械、敷均し厚さ、転圧回数等を規定し、その実施を確認する。

この3つの方法のうち、(1)及び(2)は盛土材の粒径によっては測定に多大な労力を必要とするとともに、その測定精度は低く、これにより締固め度の管理を行なうことは困難な場合が多い。

したがって、岩砕の盛土については、締固め機械を指定し、敷均し厚さを写真、VTR等によ

り、締固め機械の作業時間をタスクメーター等により記録するなどの方法で施工法管理を行なうのが望ましく、(道路建設版243「レキ層土による道路土工の一例」)、品質に問題がありそうな箇所に対してのみチェックとして密度管理あるいは強度管理を併用すれば十分に盛土の品質は確保できるであろう。

2. 路体盛土敷均し厚さについて

当該現場の岩質は硬岩であり、大背の堀削ズリが大割となることが避けられなければ、路体の下部に50～60cmの敷均し厚で施工することは止むを得ないであろう。しかし、この場合には将来、盛土の安定に支障を与えるような空げきは残さないように細粗粒をよく混合して施工することが必要である。

しかし、路体上部は路床材料の安定を損うような空げきを残さないためにも敷均し厚さを30cm程度とし、入念に施工しなければならない。

幸い当該現場では、上半、土平、インバート等の堀削ズリは比較的小径のものが得られる可能性があるので、大径の大背の堀削ズリとあわせて盛土断面の各部において有効に使われることが望ましい。

3. 締固め方法について

硬岩の岩砕の締固めは自走式あるいは被けん引式の大形の振動ローラ(6～15t級)で行なうのが望ましい。また、岩砕が砕き易いものであればタンピングローラの使用も有効であろう。

また、フィルダムにおけるロック材の締固めでは大形のブルドーザ(32t級)が使用されている例もある。しかし、施工法管理によって締固めの管理を行なうのであれば、敷均しと締固めの作業を明確に分離するために振動ローラ等の締固め専用機械を使用するのが望ましい。

(施工研究室)

3-8 斜面上深礎工法による基礎の水平安定計算法について

(質問)

標記については、「財団法人高速道路調査会」「基礎構造研究委員会」「基礎構造設計研究班」で昭和48年2月に出された「基礎構造に関する調査研究昭和47年度・報告書」に基づいて設計しているが今後共これを使用して設計してよろしいか否か。

(大町ダム工事々務所)

(回答)

道路橋下部構設計指針・くい基礎の設計篇では、斜面上に設けられるくい基礎について以下のよう述べている。一般に、山岳地帯の斜面上に基礎を設ける場合、背面土による荷重、前面地盤の抵抗土圧などを勘案して、適当なk値を定め、根入れ長についても十分検討を要する。上記のように有限な抵抗面をもつ地盤のk値を低減して考える必要がある。具体的には、現在道路公団で研究した調査報告しかないので、質問者のいう「基礎構造に関する調査研究報告」でやって良いと考えられる。

(基礎研究室)

3-9 中央分離帯の植生面よりみた幅員決定について

(質問)

国道も最近では4車線化が進み、中央分離帯を設け植樹を行なうケースが増加しておりますが、道路構造令に基づく基本的な中央分離帯巾は3Mであり、植樹に利用されている巾は1.5M程度である。

この為、植樹されている植生に対する水分の供給が不十分となり、植生の育成に大きな支障の要因となっているようです。

そこで、中央分離帯の植生面からみた必要巾員の目安について御教示願いたい。

また対策として、側帯及び路肩部へ透水性舗装の採用は出来ないものであろうかどうか最近の研究動向をお教え願いたい。

(技術管理課)

(回答-1)

道路の巾員に関して、一般的技術的基準は、道路構造令に定められているが、環境施設帯の設置も含めた道路緑化の整備、巾員の定型化等を趣旨として、「道路の標準巾員に関する基準(案)」(昭和50年7月15日付、都市局都市計画課道路局企画課深長通達)が定められた。一方、道路の緑化については、道路緑化技術基準(昭和51年7月26日付都市局長、道路局長通達)があり、技術的な基準が示されている。

道路緑化技術基準は、道路を新設し、又は改築する際に適用するものであり、合理的な計画、設計、施工、管理に関し一般的技術的基準が定められている。

この基準(案)の中に示されている植栽の巾員は、特別な場合を除いての一般的なものであり、都市内の公園的な要素を持つ街路等については別と考えられる。

一般的には、道路緑化は交通量、沿道の土地利用、周辺の環境調和等を総合的に判断して定められた巾員の中で、その植栽目的にあった植栽形態、樹種等が交通条件、土質等の与えられた条件下で選定され、施工されている。

中央分離帯に植えた樹木が成育不良である場合をよく見かける。成育不良の原因は多く考えられるが一般には下記のような原因が複合している。

- ① 樹木の種類が生態条件(日照条件、微気候など)等に合わない。
- ② 大気汚染による。
- ③ 植栽土壌としての条件を満たしていない、などである。

ここでは特に③の植栽土壌として具備すべき条件を述べる。

植栽土壌として備えていなければならない条件には、①土壌水分 ②土壌構造 ③土壌酸度 ④土壌養分がそれぞれ植物に適していることが必要である。これらのうち水分条件に関係するは①と②である。

土壌水分はPF値一般に水分が土壌粒子に吸引保持されている強さを、その吸引圧に相当する水柱の高さ(cm)の対数で表わしたものによって判定され、植物の利用する水分は、主としてPF2.5~4.0の範囲の水分である。(表-1)

* PF値 一般に水分が土 粒子に吸引保持されている強さを、その吸引圧に相当する水柱の高さ(cm)の対数で表したもの

表-1 土 壌 水 分 の 特 性 一 覧

PF	0	1	2	3	4	5	6	7
張 圧	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	1	10^1	10^2	10^3	10^4
水分恒数	最大含水量		飽和含水量	水分当量	初期萎縮点	終期萎縮点	風 乾	絶 乾
種 別	過 剰 水			有 効 水		無 効 水		

この植物にとっての有効水分は、土壌構造、土性などにより異なり、異なった土性を持つ各種の土壌を混合してPF値に基づく有効水分範囲を広め、さらに保水性、通水性、通気性の高い団粒構造の土壌であることが望ましい。(図-1)

このような構造の土壌であれば、保水性にも優れているため、我国のように降水量の多い地域では、降水日から次の降水日まで過乾燥になることはまれである。中央分離帯の植栽巾員は深さにも関係し、出来るだけ植栽土壌の深さを深くすることが望ましく、成育状態は巾よりもむしろ深さによる影響の方が大きいとされており、深さが十分(植種により異なる)であれば中木(1.5m位)のものでは50cmもあれば、成育に水分不足からは大きな支障は生じない。

表面に草本類を成育させることは、表面の硬化を防ぎ水分の吸収を良くすること、さらに養分の補給にも寄与するために大切なものである。

このように中央分離帯の植生面からの構造は、分離帯内の植生立地基盤として良い土壌条件を持つことが必要であり、良い土壌であれば、たとえ50cm位の巾員でも降雨時に十分に水分を吸収し、長時間有効水分を保つことから、巾員よりも体積を中心に良い土壌で客土を行ない、維持管理(主として表面硬化を防止する等)を行なうことが必要である。

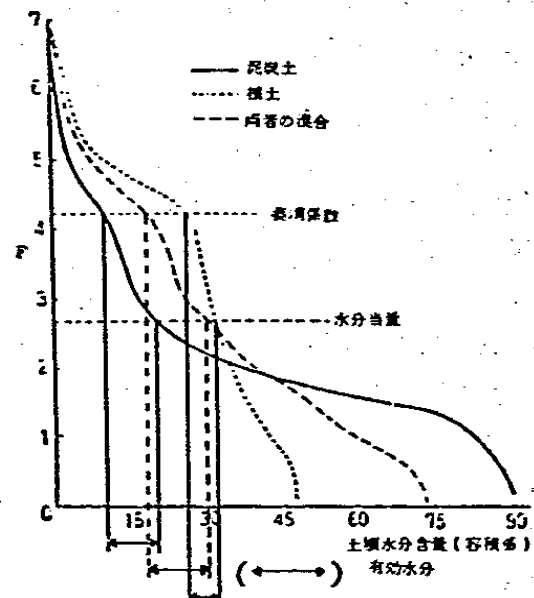


図-1 組成の異なる土壌のPF曲線と有効水分の範囲

参 考 文 献

- ① 道路緑化技術基準(案) 昭和50年3月 日本道路協会
- ② 道路の環境施設帯の植栽に関する研究 昭和51年3月
日本道路公団 道路緑化保全協会

(交通環境研究室)

(回答-2)

① 透水性舗装の側帯、路肩部の適用について

現在の舗装の設計思想は、できるだけ路面からの水の浸透を防止して、舗装の耐久性を高めようとする考え方であり、透水性舗装の路面水をできるだけ地下へ還元しようとする思想とは対立する立場にある。

そこで、一般車両の走行部と連続して透水性のある舗装を設けようとする場合、次のような点を考慮する必要がある。

- (イ) できるだけ、耐久性、及び強度のある舗装にする。
- (ロ) 路床、路盤に浸透した水が、一般舗装部の路床路盤に浸透して耐久性等を減じないような構造にする。

ここで、(イ)の条件をみたす混合物、あるいは路盤は一般に透水性は悪い。(ロ)の場合は、車道部と側帯部とを不透水性の壁で遮断するか、特別な舗装構成もしくは排水設備を必要となる。さらに、舗設後、塵埃のため、舗装表面が目詰まりする恐れが多いので、現状では車道での透水性舗装の施工は問題があろう。

② 透水性舗装に関する現在の研究の動向

現在、我国での透水性舗装の実施例は東京都を中心に昭和48年から約5万M²が施工され主に歩道舗装で用いられているが、その目的は次のような点である。

- (イ) 道路周辺の樹木の生育環境の改善(通気性、通水性の改善)
- (ロ) 雨水の地下水への改善(公共下水道施設の負担の軽減、地下水の涵養)
- (ハ) 歩道での歩行性の改善(水はけの改善)

透水性舗装の設計施工上留意する点として、次のような点があろう。

(イ) 構造設計について

路面に溢水させないために、路床の透水性に応じて十分な間隙を確保する厚さの設計とする。

(ロ) 舗装材料について

(i) 路盤は通常、粒調碎石もしくは切砕が用いられるが、貯水能力を高めるために、路盤の空隙は安定性を妨げない範囲で大きくする必要がある。

(ii) アスファルト混合物の透水性は空隙の量と質によって決まるが、その量と質は骨材粒度とバインダー量によって支配される。よって、粒度およびバインダー量の変化が、透水性に及ぼす影響とともに、力学的特性及び混合物の耐久性についても考慮する必要がある。

(ハ) 施工性について

アスファルト混合物は開粒度に近い混合物となるので、プラント及び舗設現場での温度管理に特に注意する必要がある。

諸外国では、アメリカでは日本と同様な目的から、歩道もしくは駐車場などで適用しており、英国や南アフリカではハイドロブレーニング現象などを防ぐことを目的として高速道路や空港での表層の舗装として使用されているようである。

参 考 文 献

舗 装 V.01 9-11

道路建設 №342～№344

(舗装研究室)

3-10 場所打ち杭の杭間隔について

(質 問)

道路橋下部構造設計指針(杭基礎設計篇)に於て杭の最小間隔は杭径の2.5倍に規定し場所打ち杭については杭間隔を2.5D以下にすることもできるように解説で説明されているがどの程度まで縮小できるか御指導願いたい。

当地建でのこれまでの例としては2.0Dまで縮小した例がある。

(道 路 部)

(回 答)

くい最小中心間隔が、くい径の2.5倍より小さくなると群ぐいとしての影響が著しくなる。場所打ちぐいの場合は施工によって隣接ぐいに影響を与えることが少ないのでくい径の2.0倍程度までくい間隔を縮めた例はある。このようにくいの最小中心間隔は、2.5Dより小さくとも可能であるが、この場合群ぐい効果を考慮して支持力の低減を行なう必要がある。軸直角方向の場合には、横方向地盤反力係数に次の補正係数を乗じればよい。

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) \quad \text{ただし } L < 2.5 D$$

L: くい中心間隔(m)

D: くい径(m)

既製ぐいの打撃工法の場合は、打込み時の振動により隣接ぐいに悪影響を及ぼすので、2.5Dより小さくくい間隔をとることは望ましくない。

(基礎研究室)

3-11 地すべり地における鋼管杭抑止工法の設計について

(質 問)

一般国道157号線のうち堂ノ森谷地先は崩積土、地上り移動層の強風化砂岩、強風化頁岩等があって地上り活動の多い地先であります。

この地形に一部新設道路が計画され、将来の地上り活動に対し安定を計る必要があって、種々検討した結果直接抑止力を付加するために鋼管杭工を採用していますが下記事項について御教示下さい。

1) 安全率(Fs)のとり方について

安全率は2又はその地点の経済効果と密接な関係を考慮して決定しなければならないのですが当所ではFs1.2として安定計算していますが色々と問題はありますが、一般的にFsをどのように決定採用されているか。

2) 鋼管杭の腐蝕防止工について

鋼管杭の腐蝕防止工とて鋼管杭の中埋材として碎石を入れ鋼管杭の外側と内側を同時にブラウドを行っています他に経済的な腐蝕防止工及び考え方がないか。

3) 鋼管杭の中埋コンクリートを計算上剪断力を考慮してよいか。

当所では抑止力を鋼管の許容剪断力のみで応力チェックをしているが中埋材を多少考慮しなくてもよいか。

(金沢工事事務所)

1) 安全率(F_s)のとり方について

(回答-1)

地すべり防止工事を施工した後に期待される地すべりの計画安全率は、斜面の安定度を高め、保全対象物の安全をはかるための目標値であり、その決定にあたっては地すべりの現象と規模、保全対象の重要度、地域社会の経済性、地すべりによって生ずることが想定される被害の程度等を総合的に考慮して決められるものである。

地すべりの急激な動きが予想され、多数の人命・家屋・道路・鉄道・河川、その他公共施設等に重大な影響を及ぼす恐れのある地すべり(平均的なもの 長さ200m, 巾150~200m, 厚さ2.0m程度)については計画安全率を1.10~1.20(局部的には1.20以上)にとるようにしている。しかし規模の広大なもので、人家、公共施設等に影響の少ないもので、応急対策として当面の安全確保を目的とするものについては、計画安全率を1.05~1.10とするのが一般的である。又ダム貯水池周辺の地すべりの場合には貯水面の影響等を具体的に検討するものとする。

一般的に道路が地すべり災害をうけている場合には、たとえ移動量が小さくとも、道路交通の支障がただちに広範囲の地域社会生活に影響を与える場合が多いので、計画安全率は1.20以上とすることが通常である。

しかし押え盛土工、切土工など抑制工を中心とした場合には計画安全率は1.10~1.20でもよいが、通常はこの工法をとる余地のないことが多く、杭工、シャフト工のような抑止工をとらざるを得ず、このときは計画安全率を1.20~1.30としているのが一般である。

(地すべり研究室)

(回答-2)

地すべり防止ぐいの設計法は、まだ基準化されていない。従って質問者のいう極限地盤反力法で計算される場合は、安全率1.2程度は必要ではなかろうか。また、線形弾性地盤反力法のChangの方法などによって計算する場合は材料の許容応力度を使用できる。

(基礎研究室)

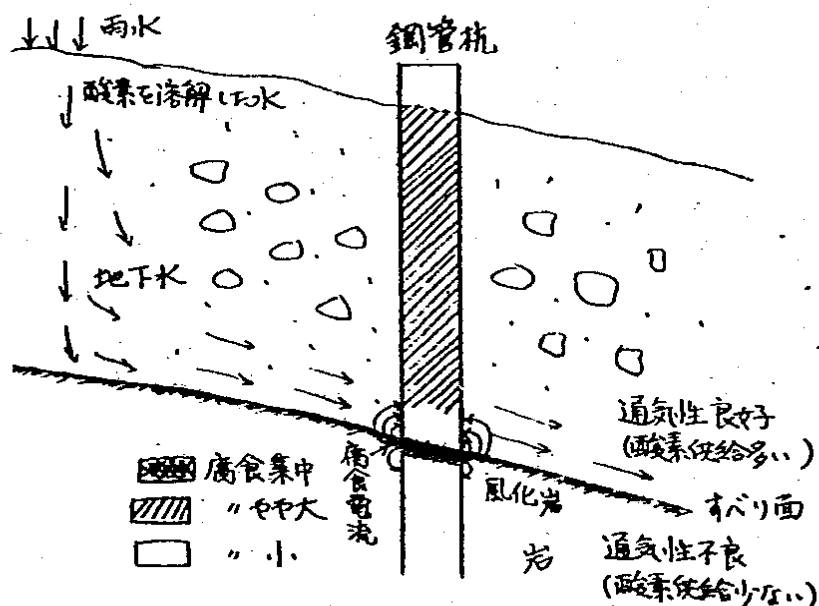
2) 鋼管杭の腐蝕防止について

鋼管杭の土中における自然腐蝕は、一般に土の比抵抗が小さいほど、また通気性がよいほど大きい。比抵抗の違う土層や透水性の違う土層が互層を形成している場合には、鋼材が接している環境差に基づくマクロセル形成により、特定個所に腐蝕が集中することがある。

山間部の土は、一般に比抵抗が大きく、従って、腐蝕性は小さい傾向があるが、地すべり地では、崩壊や攪乱作用を受けて表層土の通気性は良好であり、雨水などの酸素を溶解した水が土中を浸透してすべり面に達し、地下水となってたえず酸素を供給するため、表層土中では平均して酸素の供給量は大きい。これに対して、すべり面以下では酸素の供給量は極めて少ないと考えられる。以上のことから、表層土中での鋼材の腐蝕速度はかなり大きい反面、すべり面以下では腐蝕速度は小さいものと推定され、その境界すなわちすべり面の近くの強風化岩層付近にマクロセルの形成による腐蝕

の集中が予想される(図参照)。

以上の理由から、鋼管杭の防蝕方法を選定する前に、まず、地すべり地内の代表的な個所において、土の腐蝕性調査を実施してその実態を把握し、防蝕の必要性を判断するのが適当と考えられる。



鋼管杭の腐蝕電池モデル

2. 土の腐蝕性調査

ノルウェーのRosenqvistが開発したコロージョン・サウンド測定器を用いて、ボーリング調査時に土層別の比抵抗、復極率及び鉄電極の自然電位を詳細に測定する方法が最も適していると考えられる。この測定により、深度別、地層別の年間腐蝕率(mm/year)の概略値と腐蝕が集中する可能性の有無が判断できるので、調査場所の土中における鋼杭の防蝕の必要性を判断する場合や防蝕方法を選定する場合に参考となる。

3. 鋼管杭の防蝕

(1) 腐蝕代による方法

表層土中での腐蝕に対しては、道路橋下部構造設計指針、くい基礎の設計編(日本道路協会)に定められている 2mm の腐蝕代をとればよいと考えられるが、腐蝕が集中する可能性の大きい個所が確認された場合は、定量的な調査法がないため、腐蝕代の決定は困難であり、他の防蝕方法を採用した方がよいと考えられる。

(2) 塗装による方法

サンドブラストによりSIS 05.5900^{*}のSd 2以上のさび落しをした後、タールエポキシ樹脂塗料を乾燥膜厚 300μ 程度になるよう塗装する(超厚膜型塗料を用いれば、エアレス塗装1回塗りだけでよいから塗装費を軽減できる)。

(3) 防蝕テープ巻きによる方法

ビニル系、合成ゴム系、ペトロラタム含浸繊維質テープなどの防蝕テープを巻いて防蝕する方法で、地下埋設管や化学プラント配管の防蝕に用いられている。通常は高度の素地調整をせずにサンダーがけ程度で施工されるが、ペトロラタム含浸繊維質テープの場合は、多少のさび層が残存していても防蝕性能はあまり影響を受けない利点がある(ただし、外力に対する抵抗

*さび落しに関するスウェーデン規格

性は劣る)。しかし、防蝕テープには種々のものがあるから、使用目的に適合するものが見つかるかも知れない。

(4) セメント硬化体ライニングによる方法

セメントモルタルやセメントコンクリートを工場でライニングした鋼管杭を用いるか、現地で鋼管杭の周りの間隙に注入してライニングする方法により防蝕する。計画されている方法もこの範ちゅうに属すると思われるが、良い品質のセメント硬化体を連続性を損なわずにある程度厚く注入することが防蝕上不可欠であるため、鋼管杭の径よりかなり大きく削孔する必要がある。従って、この方法は、防蝕ライニング費は比較的安価であるが、削孔費が高くなると思われる。

(4) 電気防蝕による方法

電気防蝕には流電陽極方式と外部電源方式の2つの方式があり、規模が小さい場合や商用電力を利用できない場合は流電陽極方式が適している。流電陽極方式の場合は、通常はマグネシウム合金陽極を鋼管杭に分散して溶接する方法で防蝕するが、陽極材の所要量の決定には、陰分極試験による土の腐蝕性調査が必要である。

4. ま と め

- (1) 防蝕をおこなうことが前提であれば、土の腐蝕性調査は不要である。ただし、腐蝕代による場合及び電気防蝕の場合は調査が必要である。
- (2) 削孔費の点では、腐蝕代による方法、塗装による方法、防蝕テープによる方法が有利であり、防蝕施工費も比較的安い。信頼性や耐久性にやや難点がある。
- (3) セメント硬化体ライニングを効果的に施工するには、かなり大きめの削孔が必要であるが、防蝕効果に対する信頼性及び耐久性の点では最も優れており、防蝕施工費も比較的安い。
- (4) 土の腐蝕性が小さく、かつ、特定の地層に腐蝕が集中するおそれがないければ、腐蝕代による方法が最も経済的である。

(化学研究室)

3. 鋼管杭の中埋コンクリートを計算上剪断を考慮してよいか

(回答-1)

鋼管杭の中埋めコンクリートは通常鋼管内に附加される鉄骨材と鋼管との空隙を填充して、両者が一体となって剛体化させることを目的としている。

しかし深度20m～30mの細い鋼管内のコンクリート打ちは、附加鋼材の障害もあって必ずしも所要強度に達しているとは限らない。あくまで諸材の一体化を目的とし、附加的なコンクリート剪断力は計算に加えないで、安全側にあるという程度とすべきであろう。

(地すべり研究室)

(回答-2)

鋼管と中詰コンクリート間のせん断力の伝達方法が明確でない場合は、せん断抵抗を考慮しない方がよい。中詰コンクリートは、鋼管ぐいの変形防止としてかなり有効であるし、通常の場合せん断力のみで鋼管が破壊することは考えられない。

(基礎研究室)

3-12 土木標準設計（ボックスカルバート）使用上の問題点と考え方について

（質問）

1. 対象土かぶり厚10m以上の場合における設計上の考え方について
2. 標準設計と業務委託設計との経済性について

過大な安全性（配力鉄筋等）ではないか、設計の省力化については非常に省力化されているが、会計検査等経済性の議論になると賛成できない面もあり、今後もっと設計条件を細かく分けて標準化する必要がある。
（金沢工事々務所）

（回答）

1. 共通1-1「土被り厚10m程度超える場合のBOXの応力計算について」参照のこと。

（土質研究室）

2. 標準設計はある設計条件の範囲に対して構造諸元を指定するものであるから、その範囲における下限の設計条件に対しては、一般に材料が不経済となる面があり、安全性についても大きくなる。これは標準設計作成上、つまり一定枚数に集録するために避けることができない点である。そこで、このような1枚の集録範囲（ピッチ）の決定はできる限り経済性を考慮するようにしており、標準設計では当該総事業費等を勘案して決定し、トータル的にさほど差のないピッチとしている。

ご指摘のボックスカルバートの場合は、特に条件の区分および標準設計の枚数制約による差はないはずであり、あるとすればそれは設計法の差であろうと思われる。つまり、ボックスカルバートの標準設計では、施工性等を勘案して部材厚の増加量は5cmピッチとし、鉄筋のピッチについても1mの間に割り切れる本数としていることから逆に集録範囲が設定されたものである。

従って、部材厚の変化を例えば1cm単位、鉄筋の配置もcm単位とすれば材料費は標準設計を適用した場合より減少するであろう。しかし、標準化は利用者が自分に都合のよい寸法を設定することが不経済になるとの反省から生れており、この場合も条件を細かくして集録巻数を増やすことが必ずしも得策とは思われない。

なお、現場の条件からどうしても標準設計を適用できない（数計条件が合致しない）場合は、別途設計となるが、このような場合は、標準設計との設計方針が基本的に異なるのであるから標準設計との整合はとれなくても良いと思われる。この点については会計検査院にも説明はしており、心配はいらない。

また配力鉄筋については、コンクリート標準示方書に準拠しているので過大となっているとは思われない。
（システム課）