

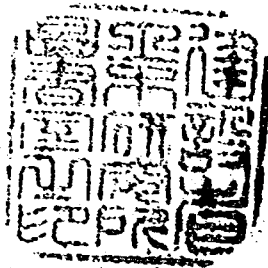
I S S N 0386-5878

土木研究所資料第1612号

マイクロフィルム第 号

土木研究所資料

近畿地建における一日土研資料



昭和55年11月5日(水)～6日(木)

建設省土木研究所

特 別 講 演

「下水処理水の高度処理と再利用について」

土木研究所下水道部長

栗 林 宗 人

表-2 昭和65年における水需給の見通し(昭和51~65年)

(単位:億 m^3 /年)

ブロック名	新規河川水 必要水量	供給可能量		過不足 (△不足)	供給が不足する 地域と不足量
			うち建設省に よる調査分		
北海道	19.1	22.7	19.6	3.6	
東北	41.4	44.6	39.9	3.2	青森西部 0.10、上越 0.62、いわき郡山 0.66
関東	85.7	38.0	30.9	2.3	
南関東	52.0	45.1	43.1	△6.9	南関東 6.91
計	87.7	83.1	74.0	△4.6	
北陸	10.7	12.4	12.0	1.7	
東海	44.8	47.0	40.8	2.7	
近畿	19.7	16.6	16.8	△3.1	京阪神 3.05
その他	15.3	20.2	15.8	4.9	播磨 0.85、淡路 0.25
計	35.0	36.8	31.6	1.8	
中国	3.8	3.8	3.0	0.5	
山陽	13.2	15.5	12.9	2.8	
計	16.5	19.3	15.9	2.8	
四国	5.2	7.1	4.8	1.9	高松 0.14、愛媛西部 0.26
九州	10.2	8.0	7.2	△2.2	北部九州 2.22
その他	19.0	21.5	14.6	2.5	
計	29.2	29.5	21.8	0.8	
沖縄	2.0	2.1	1.5	0.1	
合計	291.1	304.6	260.9	13.5	10地域 14.56

安定した社会経済の発展を今後も続けていくためには、安定した水需給関係を将来も維持していく必要がある。そのためには次の事項を総合的に推進しなければならない。

① 節水、合理化による適正な水利用

② 水資源の開発、保全、有効利用等の水の安定供給

水の安定供給を総合的に推進する施策のひとつとして下水処理水を水資源として利用することが、ここにおいて一つの考えとして出てくる。人間はその活動とともに多量の下水を発生させて利用せずにそのまま流している。表-3は地域別の下水処理水の発生量を示したものである。昭和54年度の下水処理水量は年間約62億 m^3 であるが、下水道普及率の向上とともに増大し、将来の水使用量の増加を考慮に入れなくても最終的には約250億 m^3 /年になると見込まれる。また、南関東、京阪神、北部九州等の水不足地域の下水処理水量は、これら地域の不足水量を

補って充分な量である。

下水となった水は、もともと河川から取水したものが大部分である。したがって下水もこれを浄化して再び河川に返した河川水として水利用できるようにすることが基本となるべきであろう。しかし、このような間接再利用だけでなく、処理場の立地条件によっては下水処理水を直接再利用することが合理的な場合もあり得る。

水需給のひっ迫した地域においては、水資源としての下水処理水の評価が極めて重要である。

表-3 地域ブロック別処理水量

(単位: 億 m^3 /年)

		普及率27% (昭和53年度)	普及率40%	普及率70%	普及率90%
北海道		28	4.7	7.9	12.6
東北		2.6	4.1	13.8	25.1
関東	北関東	2.2	3.5	9.1	17.1
	南関東	22.2	36.5	61.0	74.0
北陸		1.1	1.5	3.9	7.2
東海		7.3	10.3	19.1	28.6
近畿	京阪神	16.1	22.7	33.6	40.1
	その他	0.5	1.9	3.9	7.1
中国	山陰	0.2	0.6	1.5	2.6
	山陽	2.1	3.6	7.1	11.4
四国		0.9	1.5	4.1	6.4
	北部九州	2.2	4.3	7.8	11.5
	その他	1.1	1.9	6.0	9.6
沖縄		0.3	0.8	1.2	1.6
計		61.7	97.9	180.0	254.9

2. 下水処理水再利用の現状

現在、全国に約400の下水道終末処理場があるが、これから年間約62億 m^3 の処理水が発生している。終末処理場では作業用水として水が必要であるが、これに処理水をあてることは広く行なわれている。全国の処理場のうち約半数の208ヶ所の処理場で消泡水、冷却水、洗浄水等の処理工程水及び場内清掃水、水洗便所用水、融雪水等の雑用水として場内再利用が行なわれており、その再利用水量は約2.7億 m^3 /年である。

積極的に下水処理水を処理場外に送水し、直接再利用に供している処理場は表-4に示すように23処理場がある。再利用の用途は工業用水や修景用水であるが、その水量は約0.5億 m^3 /年となっている。

最近では、下水処理場以外にも、個別または複数のビル、事業所等において自らの排水を再生処理した後、水洗便所用水等に利用している例も多い。

表-4 下水処理水の処理場外再利用の現況

都 市 名	処理場名	再利用水量 (m^3 /日)	供 給 団 体	利 用 先	用 途
函 館 市	南 部	500	函 館 市	し尿処理場	雑排水
日 立 市	池の川	50	日 立 市	池の川運動公園	水洗トイレ、競技用散水
高 崎 市	城 南	2000	衛生施設組合 (高崎市ほか4町村)	し尿処理場	雑排水
船 橋 市	西 浦	4800	船 橋 市	し尿処理場	雑排水
茂 原 市	川中島	1100	民生部市政城市町村圏組合	し尿処理場	雑排水
東 京 都	三 河 島	64000	都 水 道 局	南千住工業用水浄水場	工業用水
	砂 町	2000	都 清 掃 局	し尿処理場	洗浄水
	芝 浦	190	中央卸売市場	食肉市場(屠場)	機械冷却等
		390	国 鉄	新幹線東京運転所	列車洗浄
		120	国 鉄	品川客車区	列車トイレタンクの洗浄
	森ヶ崎	960	都 清 掃 局	清 掃 工 場	洗浄水
川 崎 市	入江崎	1200	川 崎 市 清 掃 局	し尿処理場	雑排水
名 古 屋 市	千 年	23000	名古屋市水道局	住友軽金属等53社	工業用水
	名 城	10	名古屋市下水道局	名古屋市下水道局	道路清掃
大 阪 市	中 浜	3500	大阪市公団局	大阪城公園外濠	維持用水
芦 屋 市	芦 屋	140	芦 屋 市	清 掃 工 場	ガス冷却水
加 古 川 市	尾 上	1000	加 古 川 市	し尿処理場	洗車、清泡
高 砂 市	高 砂	300	高 砂 市	化成肥料製造工場	洗浄水、洗煙水
松 山 市	中 央	2400 (7400)	松 山 市	土地改良区	農業用水(6~9月)
北 九 州 市	皇后崎	6600	北 九 州 市	三菱化成工業等	冷却水
	日 明	4300	北 九 州 市	清掃事業局	ゴミ焼却場洗浄水
福 岡 市	東 部	300	福 岡 市	東部清掃工場	排ガス洗浄水等
		1400	福 岡 市	水産加工公社	脱臭、洗浄等
久 留 米 市	津 福	2600	久 留 米 市	し尿処理場	雑排水
飯 塚 市	飯 塚	600	飯 塚 市	し尿処理場	雑排水
(沖縄県)中部	伊佐浜	1500	宮浜清掃組合	し尿処理場	雑排水

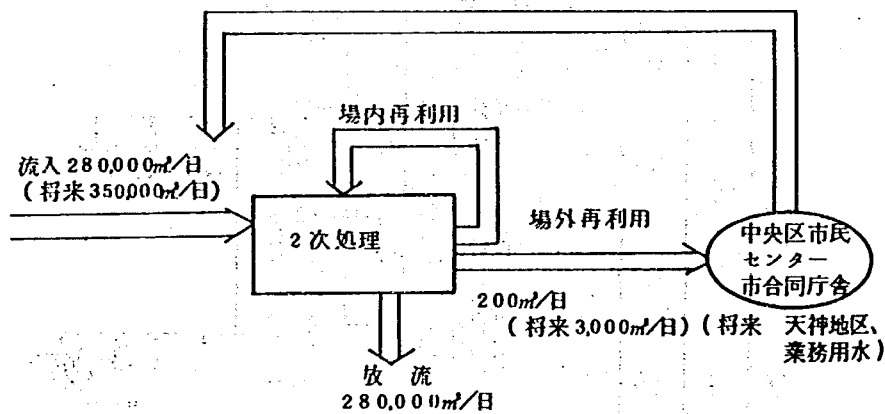
(注) 松山市の再利用水量の下段()書は、6~9月の日平均である。

3. 下水処理水再利用推進のための施策

(1) 下水処理水循環利用モデル事業の実施

このモデル事業は、昭和54年度より下水道事業として実施されている。昭和54年度に採択された事業は、昭和53年度に渇水によって著しい水不足の事態を生じた福岡市におけるものである。これは、福岡市中部下水処理場の下水処理水を市合同庁舎、中央区市民センターの水洗便所用水等に再利用するための事業で、下水処理水循環利用モデルのフローは図-1のとおりである。この事業は下水処理水循環利用モデル事業として55年度も引き続き拡大されるが、55年6月には一部通水している。

昭和55年度は、これに加えて大阪府池田市において池田処理場の処理水を市内河川維持用水、工業用水等として再利用する事業を実施することとしている。



注) 水量は55年見込

図-1 福岡市下水処理水循環利用モデル、フロー

(2) 技術基準確立のための調査の実施

昭和52年度から日本住宅公団が施工した奈良市平城ニュータウン内で、同団地の污水处理施設の処理水を開発事務所の水洗便所用水、雑用水、修景用水等に再利用する施設を設置し、下記のような調査実験を行なっている。

① 実験内容

下水処理水の循環利用に関して次の項目を調査する。

- 1) 受け入れ条件の整理
- 2) 水質基準設定に関する調査
- 3) 施設設計基準化に関する調査
- 4) 施設管理の基準化に関する調査

② 実験対象及び規模

- 1) 日本住宅公団平城開発事務所における水洗，散水，洗車，修景用水
- 2) 20 m³/日供給

③ 実験施設概要

図-2のとおり，三次処理施設として砂汚過器，活性炭吸着塔を持ち，中水道施設としてオゾン処理タンクを持っている。中水処理施設を経た処理水は水洗便所または修景用池に送られるようになっている。

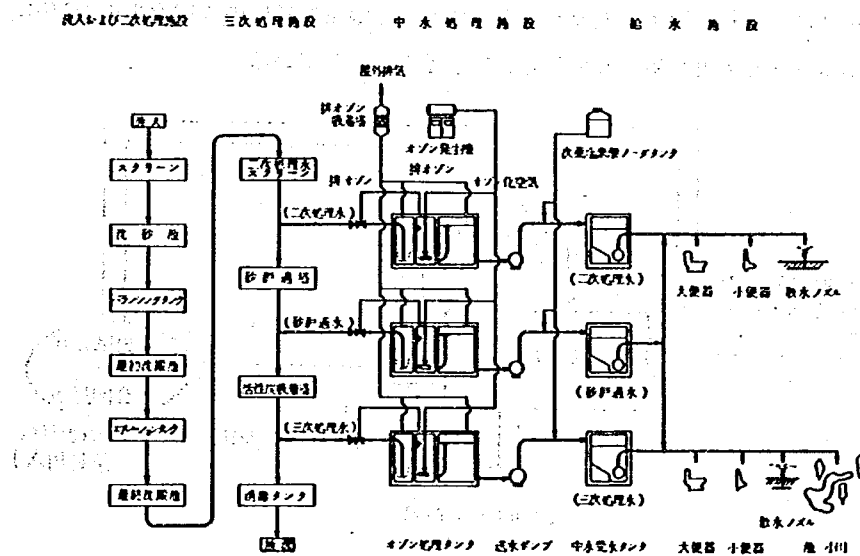


図-2 平城ニュータウン実験施設概要

4. 処理水再利用の今後の課題

下水処理水を水資源として位置付け，再利用を計画的に推進していくためには，次のような解決すべき問題がある。

(1) 水需給計画の中での位置付けの明確化

下水処理水の水資源としての位置付けを明確にし，積極的に水需給計画の中に組み入れていく必要がある。

(2) 法制度の整備

今後下水処理水の再利用を推進するために法制度の確立が必要である。このために下水道法等において関係規定を明確にする必要がある。

(3) 水質基準及び施設基準の明確化

下水処理水の再利用の用途は、水洗便所用水、洗浄用水、修景用水等の他にも河川維持用水、農業用水等があり多様である。

これらの用途ごとに、使用目的、疫学的見地等から水質基準を設定する必要がある。また、施設基準等についても明確化を図る必要がある。

(4) 費用負担の明確化

下水処理水を再利用することによって得られる便益には、公共に利益を与えるものと、利用者個人に利益を与えるものがある。このため下水処理水の再利用を推進するためには、公私の費用負担の原則を明確にする必要がある。

5. 再利用のための処理技術の種類

再利用のための処理技術は基本的には三次処理（あるいは高次、高度処理）の技術が適用される。三次処理と一般に称される技術は極めて多岐にわたっており、その種類、組み合わせ等を詳しく分類すると300以上にものぼるという報告がある。大きく分類すると微生物の活性を利用する生物学的処理法と薬品等を使用する化学的処理法、および物理学的な処理法等に分けられる。

一つ一つのプロセスは必ずしも特定の物質のみを選択的に分離除去する技術とはいえないが、除去対象物質ごとの代表的な処理法を大まかに分類すると表-5のようになる。

表一 5 除去対象物質と処理法

除去対象物質		考えられる処理法
有機物	浮遊性 (SS、濁度 BOD、COD)	急速沈降 (砂、アンスラサイト、ガーネット) 薬品凝集沈殿 (石灰、アルミニウム塩、鉄塩、 ポリマー等) マイクロスクリーナー 浮上分離、泡末分離
	溶解性 (BOD、COD)	活性炭吸着 (粉状、粒状) オゾン酸化、生物酸化 薬品凝集沈殿
栄養塩	リン (T-P、PO ₄ -P)	薬品凝集沈殿 (および沈降) 生物学的吸着、物理化学的吸着
	窒素 (NH ₄ -N、NO ₂ -N NO ₃ -N、有機体N)	生物学的硝化および脱窒法 アンモニアストリーピング法、不連続点塩素 処理法 選択的イオン交換法 (ゼオライト吸着法)
無機塩類 (溶解性) (TDS、-Ca ⁺⁺ 、Mg ⁺⁺ 、Na ⁺ Cl ⁻ 、SO ₄ ⁻⁻ 、CO ₃ ⁻⁻)		逆浸透膜法、電気透析法、蒸留法、冷凍法
病原菌等 (大腸菌群、 一般細菌、ウイルス)		塩素処理、オゾン処理、紫外線照射 (生物処理)
色、臭気		活性炭吸着、オゾン酸化、薬品凝集沈殿

6. 処理技術の各論 (要点のみ)

6-1 有機物の除去

6-1-1 浮遊性有機物の除去

2次処理水中に含まれる浮遊物質を除去することにより、その50%以上を構成する有機物を除去しようとするもの。

(a) マイクロスクリーン

図一3のように円筒状枠の曲面に500メッシュ前後の金網を張り、原水を筒内部から

外部に流して汙過を行なうものである。円筒は水平軸を中心に動力で回転し、目詰りした部分は頂部において噴射水で洗浄する。洗浄排水はトラフに受けて分離する。篩目の大きさは $23\sim 35\mu$ なのでこれより小さな固形物は除去できない。

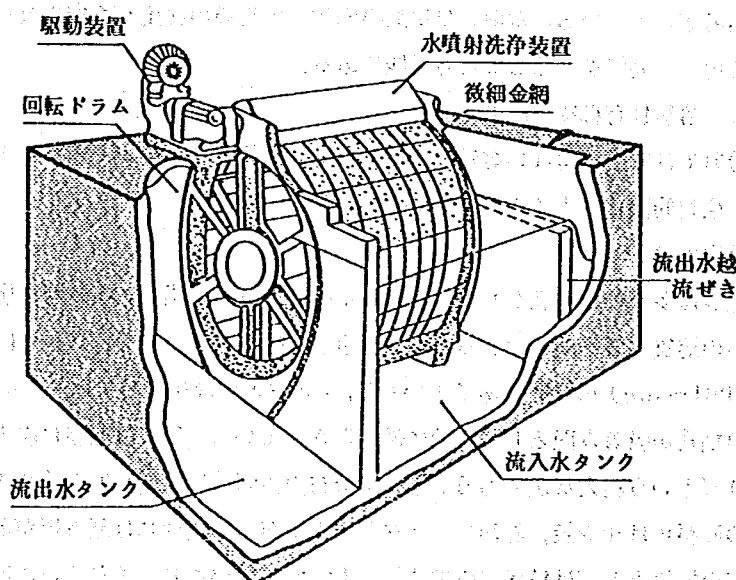


図-3 代表的なマイクロストレーナ装置

(b) 急速汙過

厚さ $30\sim 100\text{ cm}$ 程度の砂層を $100\sim 600\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{日}$ 程度の汙過速度で汙過し濁質を除去するものである。槽の構造により、圧力式と重力式に分類され、前者は比較的規模の小さなものに、後者は大規模なものに用いられる。また砂層の構成方法により、①単層、②複層、③多層の3つに分かれる。①は比重 2.65 の珪砂のみ、②は珪砂と比重 $1.4\sim 1.6$ のアンスラサイトにより後者の粒径が大となるように、③はアンスラサイト、珪砂と比重 $4.0\sim 4.2$ のガーネット砂を用いガーネット砂の粒径が最小となるようにして構成したものである。各種汙材の有効径、均等係数、層厚の選び方によって、また原水の水質によって汙過効率が異なるので、設計にはパイロットランプによる実験が必要だとされている。汙層の洗浄は通常汙過水を用い逆流洗浄により行なうが、表面洗浄や空気洗浄を併用することが多い。以上はすべて砂層上部に原水が入り下部に流出する下向流タイプであるが、単一層を用いて下部から上部に汙過する方法があり、上向流式汙過と称する。

(c) 薬品凝集沈殿

硫酸バンド、塩化第2鉄、ポリマ等の各種凝集剤を添加し、それらの凝集力によって原水中の濁質（活性汚泥片）をフロック化し沈殿池中で静置させる方法である。リンの除去も併行して行なえる利点がある。スラッジブランケットを用いたり、ポリマ併用により特殊粒状フロックを作り、この凝集力を利用して水面積負荷率を向上する高速凝集沈殿法も考案されている。なお、凝集剤の添加で生物膜の発生が抑制されれば傾斜板や傾斜管を用いて効率を高めることも可能である。

6-1-2 溶解性有機物の除去

固液分離では除去し得ない溶解性有機物の除去を行なうもので、吸着によるものと化学的酸化、生物的酸化によるものが考えられる。

(a) 活性炭吸着

活性炭は多数の微細孔が互いに連絡した構造をもつ炭素質で、活性炭吸着はこの細孔内への溶質の濃縮現象つまり吸着を利用する操作である。細孔の孔径は $10 \sim 100,000 \text{ \AA}$ ($0.001 \sim 10 \mu$) の範囲であるといわれ、下水などの液相吸着では一般に $50 \text{ \AA}$ (0.005μ) 以上の細孔が吸着表面として有効に働くと考えられている。吸着表面積は炭1gr当り $800 \sim 1,000 \text{ m}^2$ という莫大な値である。細孔径分布や表面積は原料、製造法により異なる。活性炭の原料にはヤシ殻、石油ピッチなどがあるが、水処理には歴青炭が多く用いられる。活性炭の型状としては粒状（砕破状）、球状、粉末状があり、それぞれに応じて充填塔による連続接触、流動接触、攪拌混合接触方式がとられる。連続通水、再生の容易さから、粒状炭、球状炭を使うことが多い。粒径は 8×32 メッシュとか 12×40 メッシュである。粉末炭は原料が限定されないので再生方法に目途がつけば有望な方法である。活性炭吸着は微量溶存有機物を中心に溶解性のBOD、COD、TOCなどの基質やABSを効果的に除去するとされているが炭自身非常に高価な点に難点がある。なお吸着接触時間は $20 \sim 40$ 分で、再生は 900°C 程度の還元雰囲気で行なわれ蒸気を加えて賦活する。

(b) オゾン処理

酸素原子3つからなるオゾンは極めて酸化力が強く、近年消毒、脱臭などに応用され始めている。このオゾンの酸化力を利用して溶解性有機物を酸化分解する方法である。オゾンガスはコロナ放電を利用して発生させるのがいかに濃度の高いオゾンガスを得るか、利用効率を高めるかがキーポイントとされている。

6-2 栄養塩類の除去

6-2-1 窒素の除去

生物学的な分解により下水中の有機性窒素はアンモニア性窒素、亜硝酸性窒素、硝酸性窒素へと変化してゆくが、比較的安定しているのはアンモニア性窒素と硝酸性窒素である。

(a) 脱アンモニア塔（アンモニアストリッピング）

中性付近の水中に含まれるアンモニアは通常解離して NH_4^+ の型をとっているがpHの

上昇とともにNH₃が増加し、図-4に示すように、pH11付近では90%以上NH₃の型態をとり、気相との接触で容易に溶脱する。これを利用したものがストリッピング法である。ストリッピングを行なうためにはpHを上昇させ、気液比が3,000～5,000という大量の空気と接触させる必要があるが、前者は後述するリン除去法の一つである石灰凝集沈殿と組合わせて確保し、後者は冷却塔タイプの接触方式をとって行なわれる。水温、気温の影響を受けるが温暖地であれば効率良くアンモニアを除去できる。

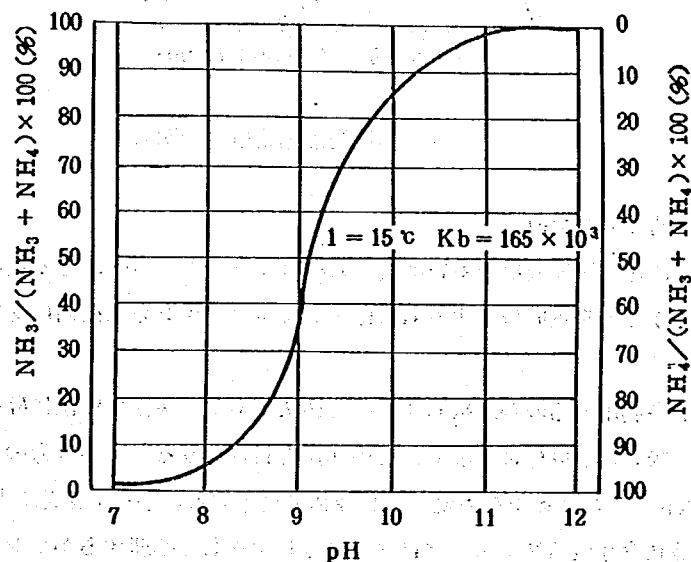
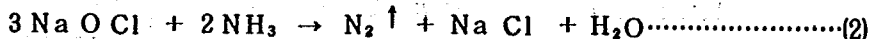
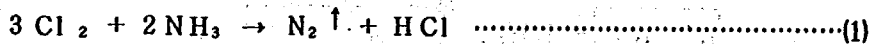


図-4 PHとNH₃/(NH₃+NH₄⁺)の関係

(b) 不連続点塩素処理

アンモニアを含む下水に塩素や次亜塩素酸ソーダを注入すると



などの反応が起り、アンモニアは窒素ガスとして飛散し除去される。この反応はアンモニア性窒素に対する有効塩素の重量比 (Cl / N) を変化させるに従って図-5のような変化を示し残留塩素が極小になると同時に、残留アンモニアが微量となる点が存在する。この点を不連続点と称し、この点の反応を利用したものが不連続点塩素処理である。

(1)式より、理論的にはNH₃ - N 1g に対し、Cl₂ は7.6g 必要なことがわかるが被酸化物がNH₃ だけでないため実際の重量比はもっと高く9.0～11.0になる。反応は短時間で終了する。残留塩素を除去するため活性炭処理を伴なうことが多い。

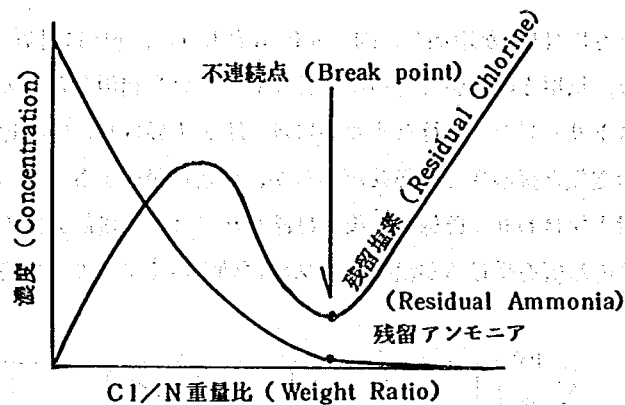


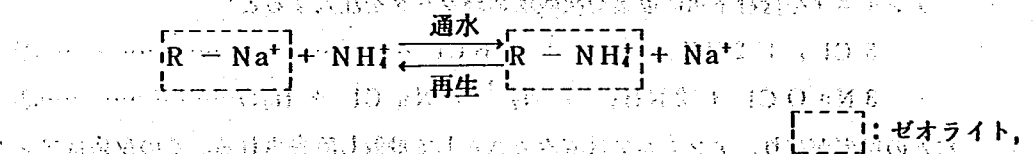
図-5 不連続点塩素処理説明図

(c) 選択的イオン交換

我国に比較的埋蔵量の多い沸石（天然ゼオライト）の内、ある種のもの、特にクリノプチロライトを主成分とするものはアンモニアイオンを選択的に交換する能力に優れている。

これを利用するのが選択的イオン交換法である。適当な粒徑に砕破したゼオライトを濾過、吸着塔と同様に充填し、交換作用を行なわせる。交換能力の低下した交換材はK、Ca Naなどのイオンを多量に含む液体で再生する。再生は焙焼によっても可能である。再生液に含まれるアンモニアはストリッピングして処理するがアンモニアの濃度が高いので効率は高い。米国でのある実験によると $SV=6\sim10$ で運転すると交換材容積の150倍程度まで95%以上のアンモニア除去が可能である。

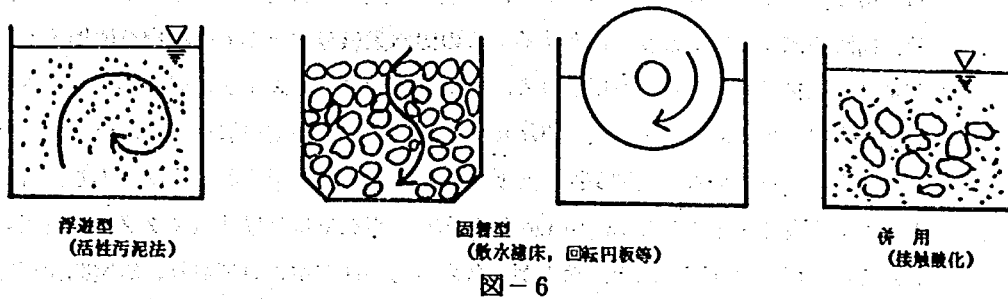
なお、ゼオライトの反応は Na^+ 型の場合



(d) 生物処理

生物処理は下水中の各種物質を用いて増殖する微生物の働きによって浄化しようとするものである。

装置の形式からすると微生物を浮遊状態で増殖させる浮遊形の生物処理（suspended growth type）と固着させて増殖させる固着型生物処理（fixed growth type）とに分けられる。また、その両者の併用式もある。



(e) 生物学的硝化脱窒素

生物処理において有機性窒素がアンモニア、亜硝酸、硝酸と変化してゆくプロセスは図-7に示す通りである。こうした変化を効果的に行なわせるため図-8のような装置を用いる。

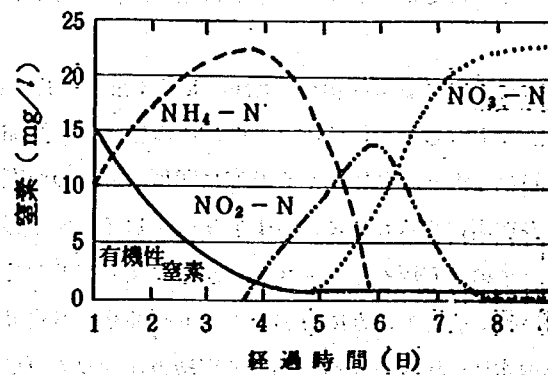


図-7 窒素化合物の変化

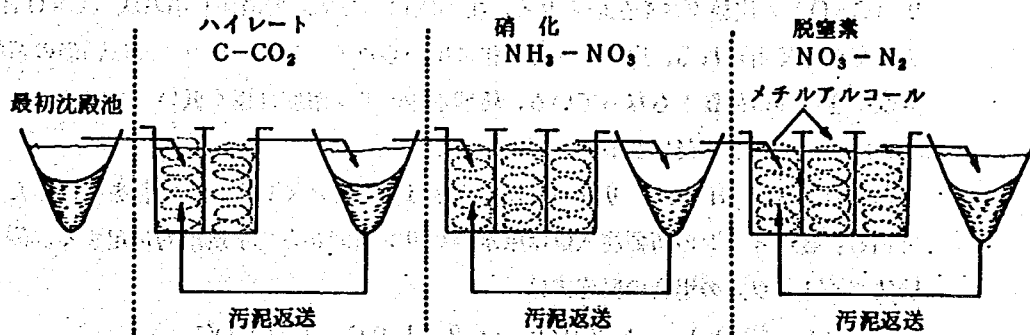


図-8 窒素除去のための3段の生物処理法の系統図

第1段では CO_2 として炭素化合物を除き、第2段では長時間曝気を行なって硝化を進める。第3段は嫌気性の条件下において、硝酸根の酸素を利用して増殖する脱窒菌を働かせ、硝酸を還元して窒素ガスにかえる。この際水素供与体として有機物を添加する必要があり、通常メタノールが使用される。添加量は硝酸性窒素1gに対し約3gとされている。脱窒素の反応塔はその接触方法により浮遊生物群微細充填材(砂)、粗大充填材の三つが考えられている。用地が沢山必要な難点はあるが注目される方法である。なお第1段と第2段をまとめた Tow Stage 法もあり、現在では単段法(メタノールを用いない)である程度の(70%以上)除去が行なえる可能性が示されており、研究開発が盛んに行なわれている。

6-2-2 リンの除去

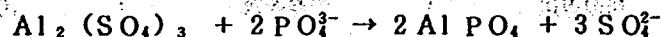
下水中には各種のリンが含まれるが生物学的分解を受けて、有機リンはもちろん、ピロリン、メタリン、トリポリリン等の無機リンはオルトリン(PO_4)に変化し、その形で存在するものが多い。したがってオルトリンの除去に主眼が置かれる。

(a) 石灰凝集沈殿

石灰を用いてリンを除去するにはpHを上昇させて不溶性物質であるカルシウム・ヒドロオキシルアパタイト [$\text{Ca}_5(\text{OH})(\text{PO}_4)_3$]の生成量を増加させてゆく必要がある。所要石灰注入量はpHと重炭酸アルカリ度に係りリンの濃度にはほとんど関係しない。リンの除去を確実にするためにはpHを9.5~11.5にする必要があるが我国の下水では大体300mg/lの消石灰を必要とする。沈殿によってリンを除去したあとの処理水は依然pHが高いので前述のように脱アンモニアを併せて実施可能である。ストリッピングを終った処理水には炭酸ガスを添加して炭酸カルシウム(CaCO_3)を析出させ中和を図る。凝集沈殿及び中和(再炭酸塩化)の工程で生ずる汚泥の主成分は炭酸カルシウムとアパタイトなので両者の比重を利用して二段に分けて遠心分離し脱水と分離を行なう。アパタイトは肥料として、利用し、炭酸カルシウムは石灰再生炉で煅焼し生石灰(CaO)と炭酸ガスを生成させる。生石灰は水を加えて消和し消石灰(CaOH_2)として循環使用される、炭酸ガスも中和に用いられる。このプロセスでは70%の石灰が回収でき一つの特長ともなっている、処理水中のリン濃度は極く低い。

(b) 金属イオンによる凝集沈殿

通常の下水のpHでは、リンの金属化合物は溶解しにくいという性質を利用したものである。金属イオンの所要注入量は原水中のリン濃度から化学量論的に定まる。例えば硫酸アルミニウムの場合の反応式は



のようになっており、分子量比でリンとアルミニウムは1:1で反応が完了する筈である。

しかし、アルカリ度 (HCO_3^-) と反応する部分もあるため注入分子量比は2~3程度必要な事が多い。除去率は90%程度である。金属により最適な pH が存在するが pH 調整は実用的でないで行なわない。

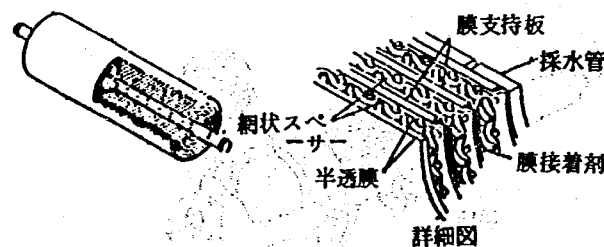
6-3 無機塩類の除去

有機物、栄養塩類を除去したあと、下水中に残存するのはCa, Na, K, Mgなどの無機イオンであり、再利用に際してはスケールを発生し障害となるものである。除去の方法はすべて物理化学的なものである。

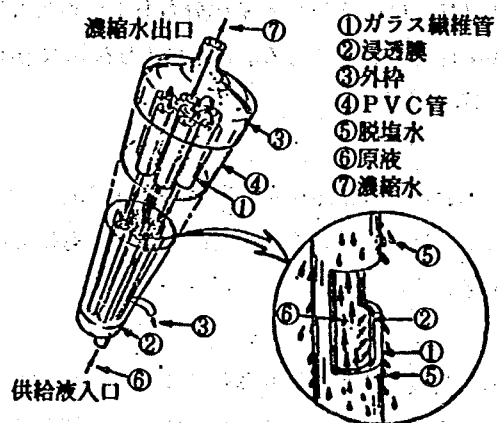
(a) 逆浸透法

濃度の異なる二つの水溶液を水だけ通す薄膜で仕切っておくと、水はあたかも両側の濃度を均等にするかのように低い濃度から高い濃度の方に流れる。これは浸透圧現象である。

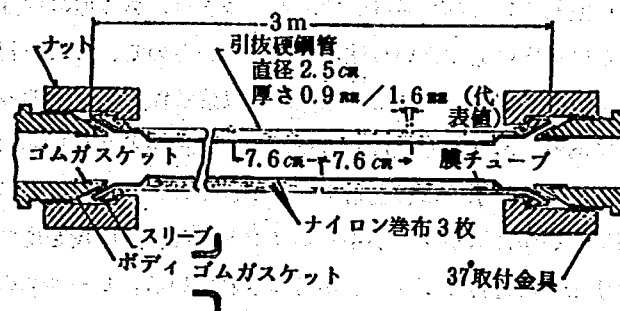
もし外から高濃度溶液の方に浸透圧に打ち勝つ圧力を加えると、水は逆に濃度の高い方から低い方に流れる。これが逆浸透である。つまり、ある種の物質は薄膜になると、鉱物質を通さないが水は通すという性質を持っているので、これを利用して下水中の無機物を除去しようとするものである。原理的には溶解性の無機物のみならず有機物も分離しうる技術である。薄膜としては酢酸セルロース膜が多く用いられ、圧力は20~100 kg/cm^2 程度である。透過水量は膜面積1 m^2 につき1 m^3 /日前後であるため、装置の単位体積当り膜面積をいかに増やすかがキーポイントとなる。面積を増す方法として、図-9に1例を示すような各種モジュールが考案されている。ビールの除去も逆浸透では可能である。



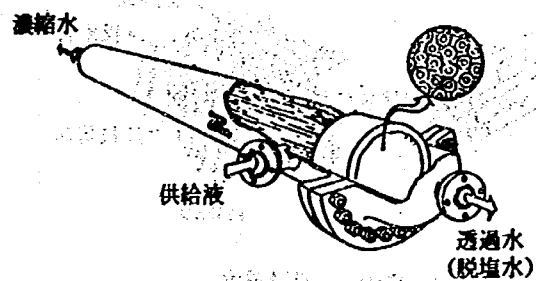
(a) Spiral 型浸透槽



(b) Havens 社の tubular 型 Module



(c) U.C.L.A の tubular 型浸透槽



(d) Du Pont 社の "Permassep"

図-9 逆浸透モジュール

(b) 電気透析法

図-10に示すように、陰陽両電極の間に多数の陽イオン交換膜と陰イオン交換膜を交互に配列して仕切られた多数の小室により構成されている。両極に直流電圧をかけると陽イオンは陰極に引かれ、陰イオンは陽極に引かれて移動しようとする。しかし陽イオンは陰イオン交換膜に陰イオンは陽イオン交換膜に阻ばれて停滞するため、イオンが濃縮する小室と希薄になる小室とが生ずる。希薄室水と濃縮室の水とを別々にとり出すことによりイオンの分離が可能となる。電気透析はもともと製塩に始まり、淡水化等脱塩に应用されているプロセスであるが、我国の技術が最も進んでいる分野である。

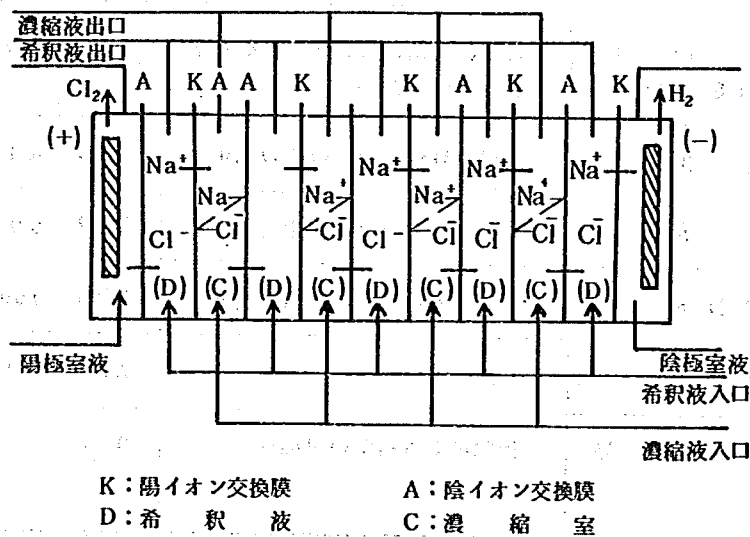


図-10 イオン交換膜法電気透析脱塩、濃縮の原理図

7. 目標水質と処理法の組み合わせ

従来 of いわゆる 2 次処理までの処理法(活性汚泥法など)では、処理水中の BOD が $20 \text{ mg}/\ell$ 、SS が $30 \text{ mg}/\ell$ 程度が 1 つの目安とされている。一般的な 2 次処理水(中水道のための原水)の代表的な水質は家庭下水を処理した場合下表のようになる。

表-6 家庭下水を処理した場合の 2 次処理水の代表的な水質はん囲

BOD	COD	SS	NH ₄ -N	T-N	T-P	TDS	大腸菌群数	ABS
5~15	10~20	10~30	5~15	10~20	1~3	100~300	2,000 $\frac{\text{N}}{\text{ml}}$ 以下	0.2~0.5

数字は mg/ℓ

この2次処理水を中水道の使用目的に応じてどの程度まで浄化してやるかが処理方法の選択のうえで大きな問題となる。1つの目安として水中に残留する物質が、中水道水として使用する場合どのように影響するかをまとめてみると表-7のようになる。

表-7

水質項目	影 響 等	(限界値の目安)
有機物 (BOD、COD)	外観、臭気、透明さ(色) スライムの発生	BOD 5~10mg/ℓ
浮遊物 (SS、濁度)	外観、臭気、透明さ(にごり) 管のめづまり	SS 2mg/ℓ
窒素	臭気、修景施設での藻の発生	(T-N 0.1)
リン	修景施設での藻の発生	(T-P 0.01)
TDS	スケールの発生、臭気、腐食	TDS 1000~2000
ABS	発泡	ABS 0.1以下
大腸菌等	接触による病気の可能性	なし

中水道としてどの程度の水質まで浄化して使用するかについては多くの調査研究が行なわれてきたが、現在までのところ統一した基準(クライテリア)が確立されるまでに至っていない。このため建設省では住宅公団と共同で同公団平城団地の平城浄化センターをモデルとして昭和52年度から3ヶ年の予定で精力的な調査を行なっている。

一応現在までに各機関で行なわれた調査をもとに提案されている用途別の「水質目標値」を整理すると表-8のようになる。

表-8 各用途別水質目標値

	水洗便所用水						修景用水						散水用水						摘要
	①	②	③	④	⑤	⑥	①	②	③	④	⑤	⑥	①	②	③	④	⑤	⑥	
濁度	30以下	30以下	—	30以下	20以下	30以下	—	5以下	—	5以下	20以下	5以下	15以下	5以下	10以下	5以下	10以下	15以下	
色度	50	不快を感ぜぬ	—	不快を感ぜぬ	30	50	—	30	—	15	30	10	30	50	10以下	30	30	30	
臭気	不快を感ぜぬ	同左	同左	同左	同左	同左	—	不快を感ぜぬ	—	不快を感ぜぬ	同左	同左	不快を感ぜぬ	同左	同左	同左	同左	同左	
PH	5.8~8.6	6.5~9.0	5.9~8.6	6.5~9.0	5.8~8.6	5.6~8.6	—	6.5~9.0	—	6.5~9.0	5.8~8.6	5.8~8.6	5.8~8.6	6.5~9.0	5.8~8.6	6.5~9.0	5.8~8.6	5.8~9.6	
BOD	—	20	—	—	—	—	—	10	—	—	8	10	—	10	—	—	—	—	
COD	—	40	—	40	60	—	—	20	—	20	—	20	40	20	75	20	60	40	
硬度	500	400	—	400	—	500	—	300	—	300	—	200	500	300	—	300	—	500	
残留窒素	—	—	10以上	10以上	—	—	—	0.2~0.5	—	1.0以上	—	0.2以上	0.2以上	0.2以上	1.0以上	1.0以上	—	0.2以上	
NH ₄ -N, NO ₂ -N	—	20	20	—	—	—	—	10	—	—	—	—	—	10	10	—	—	—	
NO ₃ -N	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	180	—	—	—	
陰イオン界面活性剤	20	—	1.0	1.0	1.0	20	—	—	—	1.0	1.0	1.0	1.0	—	1.0	1.0	1.0	1.0	
蒸発残留物	1000	—	—	3000	—	1000	—	—	—	1500	800	500	1000	—	1000	1300	500	1000	
溶解性物質	—	5000	—	—	—	—	—	1000	—	—	—	—	—	1000	—	—	—	—	
Cl ⁻	400	400	—	1000	—	400	—	300	—	500	—	200	400	300	—	500	—	400	
Fe	0.5	1.0	1.0	1.0	0.5	—	—	1.0	—	1.0	0.5	0.5	0.5	1.0	1.0	1.0	0.5	0.5	
Mn	0.5	1.0	0.3	1.0	0.5	—	—	1.0	—	1.0	0.5	0.5	0.5	1.0	1.0	1.0	0.5	0.5	
CN	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.3	—	—	—	
Hg	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	検出されないと	—	—	—	
Cu	—	—	1.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.0	—	—	—	
Zn	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.0	—	—	—	
Pb	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.1	—	—	—	
Cr ⁺⁺	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.05	—	—	—	
As	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.05	—	—	—	
F	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.05	—	—	—	
アルカリ度	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.0	—	—	—	
フェーブル	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.05	—	—	—	
一般細菌	—	—	—	100	—	—	—	—	—	100	—	100	—	—	—	100	—	—	
大腸菌	1	—	300	—	—	1	—	—	—	—	—	検出されないと	1	—	1	—	—	1	

① 日本河川協会
⑤ 日本水道協会

② 東京都首都整備局
⑥ 日本住宅公団（水洗・便所・散水は昭51.2、修景は昭50.3）

③ 近畿地建（473）

④ 近畿地建 神戸市

それぞれの規準の詳細は以下に参考例として示す。

前記表-8に示したように現在、中水道の用途として検討されてきたのは水洗便所用水、修景用水、散水用水等までである。水洗便所用水として循環利用することにより節約できる水量は、住宅については高々20%程度ということが知られており、用途をこれまでより高度なものとする、即ち、洗濯用水、風呂用水まで中水道水の利用対象として利用率を高めることが今後の課題ということになる。別の表現をすれば、現在までの利用の範囲は、直接中水に接触しない（結果として接触することはあっても）ことを前提としてきたわけであり、接触することを前提していかに安全な中水を供給できるようにするかが、水質面からの技術の課題ということになる。

もっとも、飲料水として利用した例もある。南アフリカのウインドフォークが有名であり（現在は使用していない——他の水源が得られたため）、米国コロラド州のデンバー市（人口150万人）では西暦2,000年までに下水処理水を直接上水に用いるという計画を有している。ちなみに、デンバー市では市民の70%近くがこの計画を支持しているということであり（水質面で現在の上水に劣らないという条件つきで）、我が国でいくつか行なわれたアンケート調査結果、つまり、高々5%程度の住民の同意しか上水としての利用に対して得られないという点と大きなへだたりを見せている。水の豊富などところとそうでない地域の認識の差であろうか。

中水道としてどこまで利用するかどこまで利用できるかという命題は現在の水質化学で得られる情報（つまり技術面の情報）のみでは決めきれない、社会科学的、心理学的な面をも有しているわけであり、ある時点での利用限度の決意の表示が、中水道の促進のために必要になるものと考えられる。安全性に対する過剰な考えすぎ（慎重さを欠くという意味ではない）が、中水道の価値、効果を下げるばかりではなく経済性をも低下させてしまう最も大きな要因となることは認識しておかねばなるまい。

中水道で利用される技術で通常の「三次処理」を行なう場合と異なるのは、特につぎの面である。

1) 重金属、PCB等毒物に対する安全性

2) 病原細菌、ウイルス等伝染病に対する安全性

3) 循環利用回数が増加することによる無機塩類（TDS）の蓄積による水質価値の低下

1)については、現在の下水道システム、あるいは中水道の水源を家庭下水（生活排水）にもとめるという面で特に問題とはならない。

3)については、我が国の上水水質が極めて良好であることからある程度の循環数までは特に問題とはならない。また費用の面を別にすれば逆浸透法、電気透析法等による対処が可能となる。（米国西部では一般にTDSが高く、循環利用の場合逆浸透法を採用する例が多い）

このようなことから、現在の中水道の処理技術に関する関心は2)のウイルス等の疫学面での安全性に向けられている。大腸菌については塩素処理、オゾン処理等で十分に対応できること

が知られているが、ウイルスについてはその種類、挙動が不明な点が多いので、医学関係の先生の協力も得て、同定方法、処理（不活性化）技術についての検討が行なわれている。

現時点での知見としては、

1. 大腸菌とウイルス（必ずしもすべてのウイルスではないが）との消長に類似性があること。
2. 即ち、大腸菌を死滅させればウイルスを不活性化できること。
3. したがって、塩素、オゾンによる殺菌を行なうことによってほとんどの場合安全性が保証できること、が得られており、最適な処理方法の検討が行なわれている。

8. 中水道の実例

我が国における中水道の例としては住宅団地を対象としたものと、ビル、あるいは工場、事業所内での利用例に分けられる。

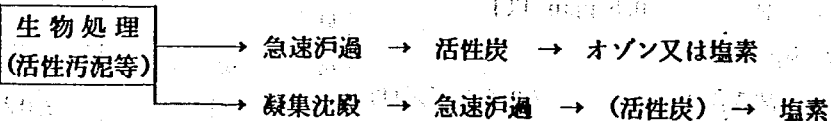
8-1 住宅団地の例

- (1) 香川県営西春日団地
- (2) 住宅公団芝山団地
- (3) 住宅公団平城団地

詳細は、別紙

8-2 個別ビル等の中水道（詳細は別紙）

31例以上、非常に小規模なもの1日10 m^3 以下のものから大規模なもの1日1,000 m^3 以上のものまで、その処理法も多岐にわたっている。代表的な処理法としては、原水が家庭下水（生活排水）の場合



というのが多い。

また、工場の工程排水を徹底浄化し、これをクローズド・システムとして利用し、一部を中水道に用いている例も見受けられる。

費用の詳細については不明であるが、採用しているプロセスの組み合わせ、処理量の規模から推定すると非常に高価な方法となっているものと思われる。（300円/ m^3 以上）

計画中のものも10例以上あり、筑波学園都市の各研究機関も排水量の多いところは中水道計画を有しており、土木研究所でも1,000 m^3 /日以上の実験排水を本館ビルの雑用水等に使用できるように設計されている。

住宅団地の例

(1) 香川県営西春日団地

1) 場 所

香川県高松市西春日町県営西春日団地（北）内

2) 使用開始

昭和51年4月から、（但し団地自体は49年度着工、50年8月入居）

3) 計画人口

香川県営西春日団地総戸数900戸のうち、中水供給の対象は、300戸、1,200人である。（実際は288戸に給水中）

4) 計画処理量

（原 水）

計 画一日平均汚水量 $Q = 250 \ell / \text{人} \cdot \text{日} \times 1,200 \text{人} = 300 \text{m}^3 / \text{日}$

中 水一日平均供給量 $q = 40 \ell / \text{人} \cdot \text{日} \times 1,200 \text{人} = 50 \text{m}^3 / \text{日}$

5) 中水使用の用途

便 所 } $40 \ell / \text{人} \cdot \text{日}$
散 水 }

6) 中水道の水質基準値

BOD 3 ppm 以下

SS 3 ppm "

T-N 5 ppm "

PH 5.8 ~ 8.6

P 0.5 ppm 以下

7) 処理プロセス

流入汚水 (300 m³/日)

↓
沈 砂 池 (60 m³)

↓
細目スクリーン

↓
流量調整タンク (42 m³)

↓
曝気タンク

↓
沈 砂 池 (52 m³)

↓
曝気循環ろ床タンク (126 m³)

↓
沈 殿 池 (40 m³)

↓
急速濾過タンク

↓
活性炭吸着装置

水質分析結果

試 料		50年8月14日採水	
		流 入 水	砂ろ過水
試験項目	相		
	気		
色	度		微黄褐色
臭			微土臭
透 視			50 以上
PH		7.02	5.71
SS		32	痕 跡
BOD		93	3 未 満
COD		38.2	8.5
T-N		18.6	0.5
NH ₄ -N		10.7	痕 跡
アルブミノイド-N		4.7	0.3
NO ₂ ・NO ₃ -N		1.8	23.6
塩 素 イ オ ン		27.2	42.9

8) 費 用

・建設費 { 汚水処理場 (二次処理) 90,000 円 (設備共)
試験管理棟 (三次処理) 15,000 円 (")

合 計 105,000 円 $\div$ 365 円/戸 (105,000 円/288 戸)

→家賃に入れるとすると2,500 円/戸・月 (365,000 円/戸
12 年/12 カ月) $\rightarrow$ 500 円/戸・月 (2,500 円/戸・月/30 日/4 人
/戸/0.04 戸/人・日)

(2) 芝山団地

1) 場 所

千葉県船橋市飯山満町芝山団地のうち高根地区の賃貸住宅

2) 使用開始

昭和52年3月入居時から。

3) 計画人口

芝山団地総戸数2,247 戸, 4,700 人のうち, 中水供給の対象は, 888 戸,
3,220 人である。

4) 計画処理量

(原 水)

計画1日平均汚水量 $Q = 260 \ell / \text{人} \cdot \text{日} \times 4,700 \text{ 人} = 1,222 \text{ m}^3 / \text{日}$

中水1日平均供給量 $q = 50 \ell / \text{人} \cdot \text{日} \times 3,220 \text{ 人} = 161 \text{ m}^3 / \text{日}$

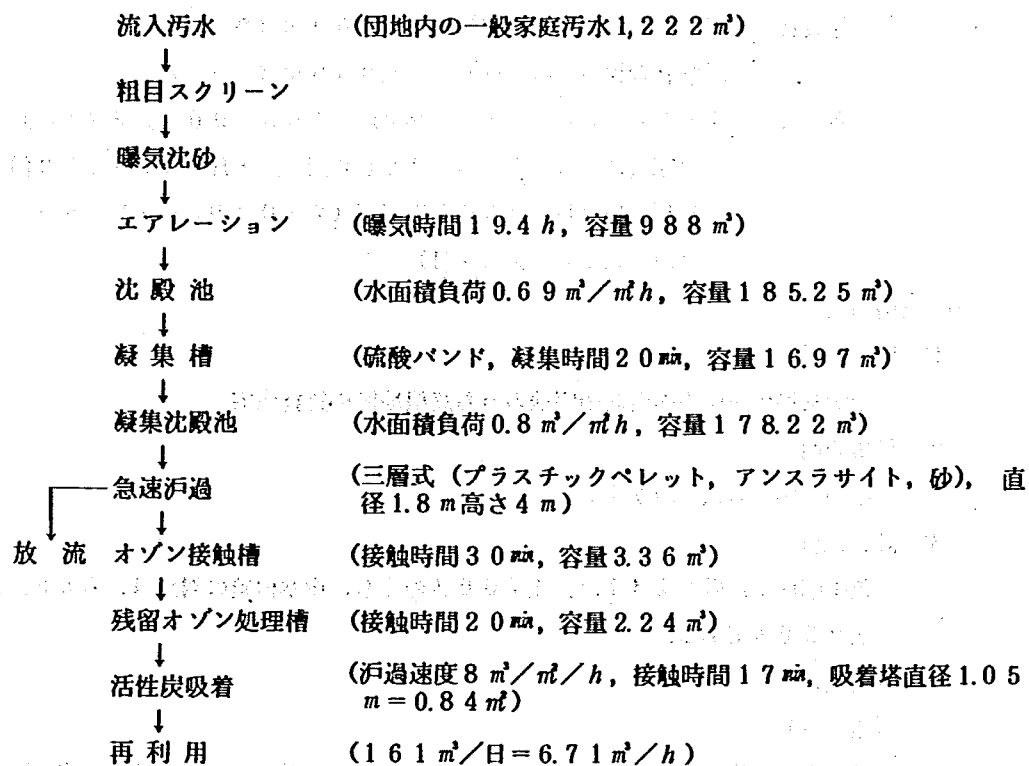
5) 中水使用の用途

{ 便 所 40 ℓ / 人・日
池・小川, 噴水等 5 ℓ / 人・日 } 計 50 ℓ / 人・日
屋外掃除 (コンテナ, 置物等) ... 5 ℓ / 人・日

6) 中水道の水質基準値

臭 気	不快臭を発しない	P H	5.8 ~ 8.6	陰イオン界面 活 性 剤	1 ppm 以下
色 度	10° 以下	C O D	10ppm以下	一 般 細 菌	100 個/ml 以下
濁 度	5° "	B O D	10ppm "	大 腸 菌 群	検出されないこと
全蒸発残留物	500 ppm "	残 留 塩 素	0.2ppm "	T O C	15 ppm 以下
浮 遊 物	5 ppm "	リン酸イオン	1.0ppm "		

7) 処理プロセス



8) 費用

建設費	中水処理施設 (躯体, 機器類, オゾン接触槽以降)	9,000 万円
	衛生設備 (屋内外配管)	8,000 万円
	電気設備	2,700 万円
合計	197,000 万円 ÷ 220,000 円/戸 (197,000 万円/888 戸)	

→ 家賃に入れるとすると 1,500 円/戸・月
 (220,000 円/戸/12 年/12 カ月)
 → 300 円/m³ (1,500 円/戸・月/30 日/3.66 人/戸/0.05 m³/人・日)

・維持管理費 (動力用水, 人件費, 水質監視, 活性炭等の費用)

300,000 円/月 ÷ 340 円/戸・月
 → 60 円/m³ (340 円/戸・月/30 日/3.66 人/戸/0.05 m³/人・日)

・合計

1,500 円/戸・月 + 340 円 = 1,840 円/戸・月
 300 円/m³ + 60 円/m³ = 350 円/m³

個別ビルの再利用例

事業主体	設置場所	規模	開始年月	処理プロセス	使用者	再利用の用途
三菱レイヨン	本社ビル (東京都中央区)	m ² /日 30	51年2月	ビル内業務排水→パイプロスクリーン →限外ろ過	本社ビル内	水洗便所
西原環境 衛生研究所	本社ビル (東京都港区)	6	48年10月	雑排水→活性汚泥法→急速ろ過	東京本社ビル 内	水洗便所
栗田工業	本社ビル (東京都新宿区)	100	49年4月	東京ガス冷却塔ブロー排水→高速ろ過 →塩素殺菌	栗田工業本社 ビル内 (12階分)	水洗便所
日本道路公団 (中国道)	上月P.A. (兵庫県) 篠崎管理事務所 (兵庫県)	90 10	50年10月 "	生活污水→調整槽→第1曝気→第1沈 殿→第2曝気→第2沈殿→貯留槽→ ろ過池	道路公団 上月P.A. 篠崎管理事務所	水洗便所
日本道路公団 (中国道)	美東S.A. (山口県)	194	49年7月	二次処理→凝集沈殿→急速ろ過→塩素 殺菌	道路公団 美東S.A.	
日本道路公団 (東北道)	那須S.A. (栃木県)	150	50年3月	二次処理→硝化槽→急速ろ過→塩素 消毒	道路公団 那須S.A.	水洗便所
PL教団大本庁 (大阪府富田林市)		4,200 (利用水量 は、この 中の一部)	39年11月	生活排水→活性汚泥法	PL教団 大本庁	道路散水 ゴルフ場 (芝生) 散水
丸の内熱供給KK. (東京都千代田区)		475	51年9月	ビルの雑排水→活性汚泥法→ 冷却塔ブロー水→凝集沈殿→ 急速ろ過→塩素消毒	三井物産本社 ビル 東京消防庁々 舎等	水洗便所
東京工業大学 (長津田地区)		155	50年10月	生活排水→生物学的脱窒→接触酸化→ 凝集沈殿→急速ろ過→活性炭処理	東京工業大学 (長津田地区)	消火用水 水洗便所 雑用水
伊東 川奈ホテル		340	49年9月	生活排水→活性汚泥法→凝集沈殿→急 速ろ過	伊東川奈ホテ ル	散水(芝生)
沖縄海洋博 アクアポリス		30 (現在 休止中)	49年4月	生活排水→活性汚泥法→石灰凝集沈殿 →再炭酸化→急速ろ過→活性炭処理	沖縄海洋博 アクアポリス	水洗便所
自治医科大学 (栃木県河内郡)		1,770	48年11月	生活排水→冷却塔ブロー水→活性汚泥 法→急速ろ過→塩素消毒	自治医科大学	水洗便所 消火用水 散水(芝生) 空調冷却水
奈良県 ディパークゴルフクラブ		734	50年8月	生活排水→活性汚泥法→急速ろ過→塩 素消毒	ディパーク ゴルフ場	芝生への散 水
広島県 広島西カントリークラブ		105	50年9月	生活排水→活性汚泥法→急速ろ過→塩 素消毒	広島西カント リークラブ	芝生への散 水
池袋副都心地区 (東京都豊島区)		1,700	51年9月	ビルの雑排水→活性汚泥法→急速ろ過 →塩素消毒	ビル	水洗便所
文部省 国際婦人教育会館 (埼玉県)		250	52年10月	生下水→活性汚泥法→硝酸化→オゾン 酸化→凝集ろ過→塩素殺菌 (空調用水は薬品 処理を併用する。)		便所洗浄水 空調用水
久保田鉄工 第2本社ビル			52年11月	生下水→活性汚泥法→生物炭酸酸化法 →	ビル	水洗便所

工場等内で個別に工業用水等に再利用している例

事業主体	設置場所	規模	開始年月	処理プロセス	使用者	再利用用途
三菱重工業	神戸造船所	m ² /日 2,050	48年8月	生活污水（工場内）→散水ろ床→加圧浮上分離→砂ろ過→活性炭吸着	神戸造船所	冷却用水 ドック用水
三菱重工業	長崎造船所 向島工場	3,300	48年2月	生活排水→活性汚泥法→急速砂ろ過→活性炭処理→オゾン処理	長崎造船所 向島工場	冷却水 船体洗浄 ドック用水 水洗便所 散水
三菱重工業	長崎造船所 香焼工場	1,800	47年8月	生活排水→活性汚泥法→凝集沈殿→急速ろ過→活性炭処理→オゾン処理	長崎造船所 香焼工場	同上
三菱重工業	横浜造船所 本牧工場	430	49年12月	生活排水→活性汚泥法→凝集沈殿→砂ろ過→活性炭吸着→殺菌 ※（≒使用せず）	横浜造船所 本牧工場	水洗便所 洗車散水 船体洗浄
石川島播磨 重工	相生工場	430	49年9月	生活排水→活性汚泥法→凝集沈殿→砂ろ過→塩素殺菌	相生工場	水洗便所 その他
三井造船	岡山県 玉野造船所	4,500	50年8月	生活排水→凝集沈殿→ろ過→活性炭吸着→オゾン処理	玉野造船所	水洗便所 洗車、散水 生産用 その他
松下電器	草津市 松下電器エレクトロニクス事業部	380	51年3月	生活排水→凝集沈殿→砂ろ過→活性炭吸着→塩素	松下電器	冷却用水
国立公害 研究所 （茨城県）	同 左	100	49年11月	生活排水、研究所排水→凝集沈殿→ろ過→活性炭吸着→逆浸透脱塩→塩素殺菌	国立公害 研究所	冷却用水
食品薬品安全 センター （神奈川県）	同 左 桑野研究所	4	50年10月	研究所排水→凝集沈殿→ろ過→活性炭吸着→塩素殺菌 （その他の処理系統あり）	食品薬品 安全センター （神奈川県）	実験用水
ブリジストン タイヤ 東京工場	同 左	2,000	50年10月	生活排水→浄化槽→生物接触酸化沈殿→急速砂ろ過→ゼオライト 活性炭処理→酸化 工場排水→油水分離 ↓ 急速ろ過 ↓ 混合	ブリジストン タイヤ 東京工場	冷却用水 消火用水
日本IBM 野州工場 （滋賀県）	同 左	50	46年3月	雑排水→活性汚泥法→急速ろ過→塩素消毒	IBM 野州工場	水洗便所 消火用水 散水用水
本田技研 熊本工場	同 左	30	51年1月	生活排水→曝気→凝集沈殿→硝化→脱窒→再曝気→凝集沈殿→急速ろ過	本田技研 熊本工場	水洗便所 その他

計 画 中 の 例

建物の名称	所 在 地	計 画 水 量		竣工年月	処 理 方 式	再 利 用 用 途
		中 水	上 水			
		(m^3 /日)	(m^3 /日)			
警視庁新庁舎	千代田区 霞ヶ関	400	730	55.6	活性汚泥法	便所用水
池袋副都心ビル	豊島区東池袋	1,240	5,540	53.4	長時間曝気方式	便所用水, 空調 用冷却水
建設省土木研究 所 研 究 本 館	筑波郡豊里町	55	1,400	53.3	重 金 属 処 理 逆 浸 透 法	便所用水, 掃除 用水, 散水用水, 洗車用水
日 野 市 庁 舎	東京都日野市	300	100	52.9	活性汚泥長時間 曝気式, 接触酸 化法	便所用水
東京都第三庁舎	千代田区 丸の内	430		50.1		便所用水
国立婦人教育 会 館	埼玉県 比企郡嵐山町				標準活性汚泥法, 急速ろ過	便所用水, 空調 用水

9. 中水道の修理費用

中水道はまだ実施例は少なく, またその採用プロセス, 立地条件もまちまちであるため, 一律に費用の議論を行なうことはむづかしいが, 現在供給されている上水等の費用に比較して決して安くはないことが現状である。

住宅団地での実施例を以下に示す。

① 公団, 芝山団地

費 用

・建設費 { 中水処理施設 (躯体, 機器類, オゾン接触槽以降) 9,000 万円
衛生設備 (屋内外配管) 8,000 万円
電気設備 2,700 万円

合 計 197,000 万円 $\div$ 220,000 円/戸 (197,000 万円/888 戸)

→ 家賃に入れるとすると 1,500 円/戸・月
(220,000 円/戸/12 年/12 カ月)

→ 300 円/ m^3 (1,500 円/戸・月/30 日/3.66 人/戸/0.05 m^3 /人・日)

・維持管理費（動力用水、人件費、水質監視、活性炭等の費用）

$300,000\text{円}/\text{月} \div 340\text{円}/\text{戸} \cdot \text{月}$

$\rightarrow 60\text{円}/\text{m}^3 (340\text{円}/\text{戸} \cdot \text{月} / 30\text{日} / 3.66\text{人}/\text{戸} / 0.05\text{m}^3/\text{人} \cdot \text{日})$

・合 計

$1,500\text{円}/\text{戸} \cdot \text{月} + 340\text{円} = 1,840\text{円}/\text{戸} \cdot \text{月}$

$300\text{円}/\text{m}^3 + 60\text{円}/\text{m}^3 = 360\text{円}/\text{m}^3$

② 香川県営西春日団地

費 用

・建設費 汚水処理場（二次処理） 90,000円（設備共）

試験管理棟（三次処理） 15,000円（ " ）

合 計 105,000円 $\div 365\text{円}/\text{戸} (105,000\text{円} / 288\text{戸})$

$\rightarrow$ 家賃に入れるとすると $2,500\text{円}/\text{戸} \cdot \text{月} (365,000\text{円} / \text{戸} 12\text{年} / 12\text{ヵ月}) \rightarrow 500\text{円}/\text{m}^3 (2,500\text{円}/\text{戸} \cdot \text{月} / 30\text{日} / 4\text{人}/\text{戸} / 0.04\text{m}^3/\text{人} \cdot \text{日})$

・維持管理費

70円/ m^3 位

・合 計

$500\text{円}/\text{m}^3 + 70\text{円}/\text{m}^3 = 570\text{円}/\text{m}^3$

以上のように、施設の原価償却費を含めた処理費用は決して安いものとはいえない。このようなことからしても、目標水質の設定とこれを満足するための最小限度の処理施設の設置を行うことが必要である。

つまり、あまりに高度な水質を要求するのではなく、機能を損傷しない範囲、安全性が保証できる最少限のもので対処しなければ、費用を下げることは困難である。この面からも、使用目的ごとのクライテリアの早期作成が急がれる。

米国のグランドキャニオンでは、この観光地における雑用水（飲料、風呂は含まない）のための中水道システムができているが、通常の生物処理水を急速濾過して塩素滅菌しただけのものを給水して特に問題は生じていない。費用も特に高いものではないと考えられる。

・参考として大規模な下水処理場で採用されると考えられているいわゆる三次処理の費用の算出例を示す。

表-9 三次処理ユニットプロセスの建設費と維持管理費推算

処理規模 費用の種類 プロセス	100,000 m ³ /日		500,000 m ³ /日		1,000,000 m ³ /日		備 考
	建設費 ×10 ³ (円/m ³ /日)	処理費 (円/m ³)	建設費 ×10 ³ (円/m ³ /日)	処理費 (円/m ³)	建設費 ×10 ³ (円/m ³ /日)	処理費 (円/m ³)	
硫酸ばん土凝集沈殿法	33.5	9.11	22.4	5.49	20.1	4.92	汚泥処理含
石灰凝集沈殿法	41.3	9.76	29.8	5.95	25.3	5.31	
活性汚泥型硝化法	45.6	8.73	33.5	6.44	28.2	6.05	
脱窒法	27.3	14.78	17.6	11.24	15.9	10.66	PH上昇分含まず
アンモニアストリッピング法	20.6	6.27	14.2	4.28	12.5	3.82	
不連続点塩素処理法	16.2	22.88	8.0	22.88	6.6	20.59	
急速ろ過法	17.6	3.17	9.8	1.26	8.1	1.00	
活性炭吸着法	29.7	5.32	16.6	3.03	13.3	2.66	

出典：日本下水道事業団試験部技術資料 51 - 007

前記の中水道の費用に比較すると割安となっているが、これは規模が大巾に異なっていること、中水道の給水用の設備の費用が含まれているため原価償却費に大きな差が生ずるためである。

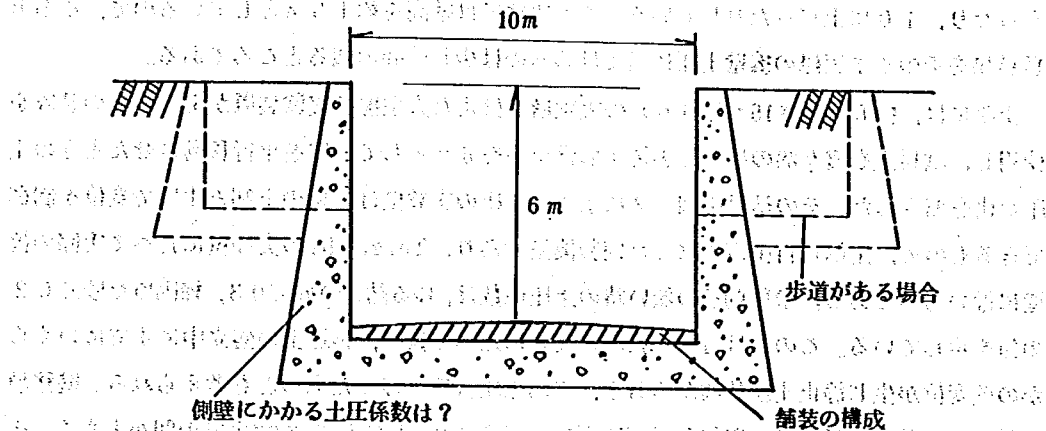
また、ここではあげていないが、TDSを除去するための逆浸透法、電気透析法は処理に要する電気代が高く、300円/m³以上となるためTDSを除去しなければならないような水質では費用はさらに高くなる。いずれにせよ、中水道のための処理費用は現時点では、従来得られてきた用水の費用と比較するとかなり高くつくというのが現実である。

1. 共 通 部 門 （目次）

共－1	静止土圧係数の適用について.....	31
共－2	鋼矢板の設計における断面計算の考え方について.....	34
共－3	新設護岸の検討をする場合の既設護岸の評価について.....	35
共－4	新しい河川改修により、旧樋門に新設樋門を継足す場合の力学計算の 方法、継手の構造、樋門の方向性等について.....	36
共－5	軟弱地盤において樋門、樋管を設置する場合の 地盤沈下の対策工法について.....	39
共－6	透水性舗装の実績とその効果について.....	42
共－7	公園における土壌改良剤（パーク堆肥）の土壌への混入量（率） 及びその効果について.....	46
共－8	面開発における都市緑地の適正管理規模及び管理方法について.....	49
共－9	瀬田川浚渫に伴う岩掘削における騒音、振動について.....	50

共一 1 静止土圧係数の適用について

(質問) 道路土工・擁壁・カルバート・仮設構造物工指針-1-4-1土圧の分類と適用文中……壁が変位しない状態の土圧を静止土圧と称する。……となっているが、下図の様な構造の側壁の構造計算には、静止土圧係数を使用してよろしいでしょうか。また、どの程度の変位(回転も含め)があると固定壁とは、言えなくなるのか。



質問図 立体交差(アンダーパス)のアプローチのU型擁壁

(兵庫県土木部)

(回答)

この場合には、主動土圧係数を使用してよい。特に、側壁の上端の変位を拘束する梁などがある場合には、静止土圧係数を使用すべきである。壁高を H とし、その壁の $1/2$ の高さの所の変位量を d とすると、 d/H の比が $1/2,000 \sim 1/1,000$ に達すると完全な主動状態に入り、固定壁とは言い難くなる。これは、平行移動でも回転移動でも同じ。今回の場合は、壁高が 6 m であるので、壁の $1/2$ の高さの位置で $3 \sim 6\text{ mm}$ の変位量が生じると完全な主動状態に入る。

静止土圧係数は、次のような場合に使用されている。

- 1) ボックスカルバートに働く水平土圧(道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針)
- 2) ケーソンの側壁に働く水平土圧(道路橋下部構造設計指針)
- 3) U型の橋台の正面に働く土圧

＜参 考＞ 壁移動量と土圧係数

Terzaghi は、幅 14 ft (4.26 m) 長さ 14 ft 深さ 7 ft (2.13 m) の実験槽に土圧測定装置(実験壁)を取付け、土圧に関する各種の実験を行っている。そのうち、壁移動に関するものについての結果を図-1に示す。この実験壁は、壁の上端、下端の変位を制御できるものであり、壁移動量がない場合は静止土圧状態にあると考えられ、静止土圧係数は、締固めた砂の状態では $0.6 \sim 0.7$ 、ゆる詰めめの砂では 0.4 の値を示している。壁移動量と土圧係数の変化を見ると、締固めた砂の場合、壁高の $1/10,000$ のほんのわずかな壁移動で、土圧係数は 0.2 に下がったり、 1.0 に上がったりしている。この実験では壁高を約 1.5 m としているので、この実験結果をそのまま実際の擁壁土圧に当てはめるのは少し疑問が残るところである。

土研には、幅 8 m 長さ 15 m 深さ 6 m の実験槽を備えた大型擁壁実験装置がある。その装置を使用し、試料土を霞ヶ浦の砂とし裏込土の盛土高を 6 m として、壁を平行移動させたときの土圧変化を調査した。その結果を図-2に示す。土研の実験壁は、壁の下端と中段で変位を制御できるもので、上端は自由端になった鋼製擁壁であり、Terzaghi の実験壁に比べて実際の擁壁に近いものである。壁移動量の無い時の土圧係数は、ゆる詰めめの砂で 0.3 、締固めた砂で 0.2 の値を示している。この値は Terzaghi の実験に比べて低く、裏込土の盛立中にすでにくらかの壁変位が生じ静止土圧状態から若干、主動土圧状態へ移ったものとも考えられる。壁移動に伴う土圧係数の低下は、壁移動量が壁高の $1/2,000$ すなわち 3 mm までの間が大きく、その後は、ゆる詰めめの砂の場合は壁移動量とともに少しずつ下がる傾向を示しているが、締固めた砂の場合はクラックの発生後再び土圧係数は上昇し一定値に近づくように思われる。

参考文献

- 1) Terzaghi, K : Large Retaining-wall Tests,
Engineering News-Record, vol. 112, 1934, p136~140

(施工研究室)

共一 2 鋼矢板の設計における断面計算の考え方について

(質 問)

鋼矢板を使用する場合、仮設構造物（土留等）として使用する場合と、目的構造物（護岸矢板等）として使用される場合とがあるが、これらの断面決定に当って道路土工仮設構造物工指針では巾 1.0 m 当りの断面 2 次モーメント及び断面係数は原則として巾 1.0 m 当り数値の 60% としている。一方、目的構造物となる護岸矢板の場合特に定められた基準がなく 100% の値を用いて設計されている場合が多い。構造的に見れば仮設であれ目的物であれ同じ考え方で設計されるべきものと考えられますが、見解をお伺いしたい。

勿論、護岸矢板等の設計で断面係数を 100% 採用するか否かは、工費にも相当の差が生じ行政的判断も必要と思われるが、その判断基準はあくまで技術的判断がベースとなると思われるので鋼矢板の継手効率の考え方等基本事項についても併せて見解を示していただきたいと思います。

(企画部技術管理課)

(回 答)

仮設構造物に使用する鋼矢板は継手が壁体中心線上にあるため、壁体が曲げを受けると継手付近に大きなせん断力が生じる。このため内側と外側の矢板が継手部分ですべり、継手が完全に結合した場合の矢板断面剛性を使用すると危険になるので、設計にあたっては一般に継手が完全結合した場合の断面係数を低減している。

この場合、断面係数をどの程度低減すべきかが問題となるが、これについては定説がなく、各機関によって低減率が異っている。道路土工指針においては、これまでの経験をもとに 60% と規定している。

一般に仮設構造物に用いられる鋼矢板は土留めおよび止水としての機能が要求され、単に連続して打込んだだけであるためこのような措置が必要となる。護岸のように永久構造物として設計した場合には通常、矢板頭部がコンクリートで結合されているが、これが矢板継手部のせん断変形を抑えるため矢板断面の剛性低下が少ない。したがって頭部コンクリートの設計の仕方によっては矢板の剛性を大きくとることが可能となる。

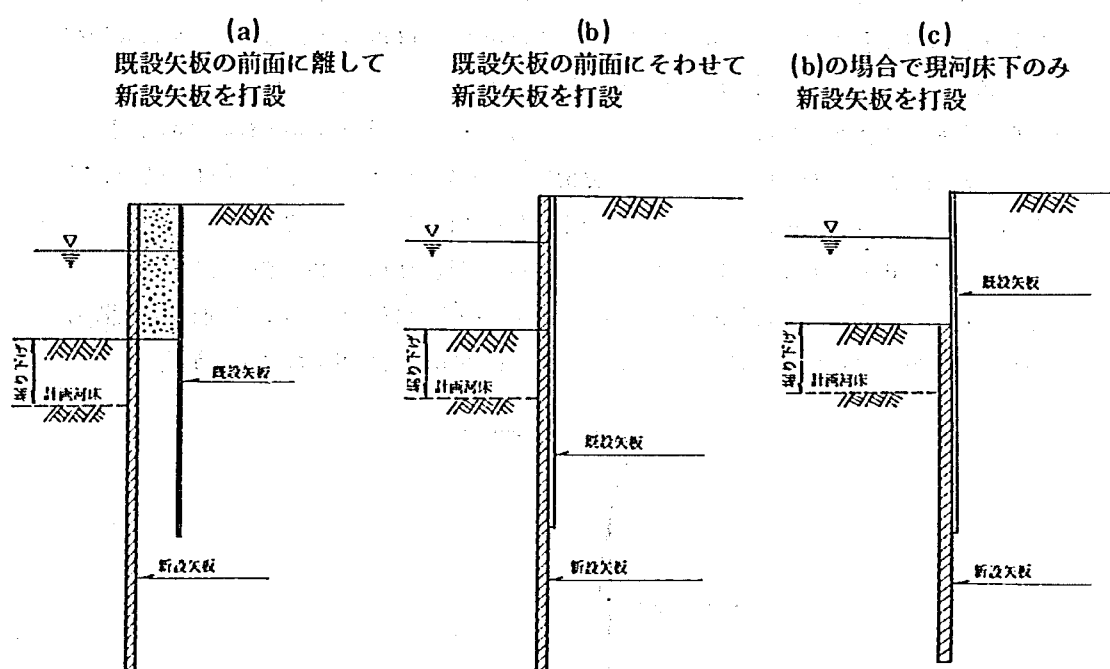
このように、鋼矢板の断面設計にあたっては、その継手剛性を、モーメント作用時の矢板継手部におけるせん断抵抗に関する挙動から判断して、剛性低減率を考える必要がある。

(基礎研究室)

共一 3 新設護岸の検討をする場合の既設護岸の評価について

(質 問)

河川の再改修にあたり下図のような場合、既設護岸をどのように評価したらよいか。



- (1) (a)の場合新設矢板に働く土圧は既設矢板により軽減されるか？
- (2) (b)の場合新設矢板の断面係数、断面二次モーメントは合成して考えられるか？
- (3) (b)と(c)を比較した場合(b)の新設矢板の現河床より上の部分は不要か？
- (4) (a), (b), (c)の中ではどの工法がよいか？
- (5) このような掘り下げ計画の場合、一般的にはどのような工法がとられているか？
(堤内側に用地確保が不可能で堤外地側で処理する場合で出来るだけ既設矢板を有効に利用した工法)
- (6) 鋼矢板護岸のたわみは河川砂防技術基準(案)で鋼矢板頭部において常時5.0cmを上まらなことが望ましいとされているが地震時では何cmが望ましいか。
(背後地が人家連担地の場合)

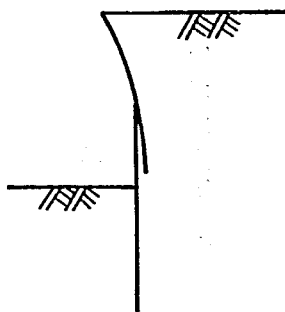
(大阪府土木部)

(回 答)

- (1) 新設矢板に働く主働土圧は河床掘削が行なわれるまでは背面裏込め土の土圧だけと考え

られる。しかし、河床を掘削すると既設矢板も若干変形し、これにともない既設矢板側の主働土圧の一部が新設矢板に作用するようになるものと考えられる。したがって新設矢板に働く土圧は既設矢板により相当軽減されるものと思われるが、その算定法については一義的に定めることができない。両方の矢板の頭部を信頼できる方法でつなぐと一種の二重締切のような挙動となり変形量を少なくすることができ有利である。なお、(a)の場合河積を狭めることになり、蛇行河川などでは洗掘の原因を作るので注意を要する。

- (2) 既設矢板の根入が十分にあれば土圧を受けた時の新設矢板と変位が矢板の各部で同じとなり、断面係数、断面二次モーメントの算術和を新しい断面剛性としてよいものと考えられる。ただし、既設矢板の腐蝕量、材質の相違などには注意する必要がある。
- (3) (c)の場合、新旧両矢板の剛性の違いのため、新設矢板の頂部で(2)に述べた仮定が必ずしも満足されなくなる恐れがある。その場合、両者の変形が一致するまでの間の断面剛性の算定が困難となるので、実際の計算にあたっては不明の点が多くなり不安が残る。



- (4) 以上のことから、質問に示された方法のうち現段階で計算法が最も信頼できるものは(b)の方法であるが、(a)の方法も条件次第では最も安全な方法になりうる。
- (5) 許容変位量については、構造物の安全性から決まる変位量と社会的要請から決まる変位量の二種類の変位量が考えられる。構造物の機能上あるいは周辺環境上からより厳しい拘束のある場合は、この変位量をもって許容変位量としなければならないがこれらは一律に規定できるものではないので、各現場の実情に応じて個々に決定するのが妥当であろう。一般に地震時の土圧に対して矢板壁の許容変位量を定めることはむずかしい問題である。

(基礎研究室)

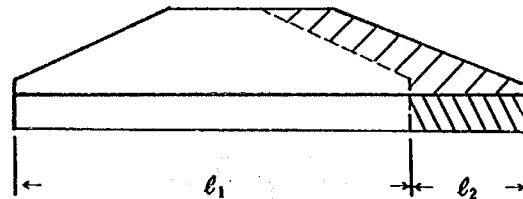
共一 4 新しい河川改修により旧樋門に新設樋門を継足す場合の力学計算の方法、 継手の構造、樋門の方向性等について

(質 問)

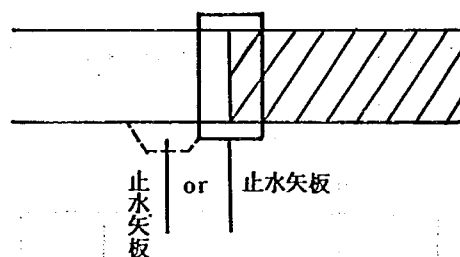
(答 答)

- (1) 旧樋門 (l_1) と新設樋門 (l_2) とを継足す場合、継断方向の応力計算で $L = (l_1 + l_2)$

と、 ℓ_1 、 ℓ_2 それぞれ分離した計算をした安全性を検討するのか。



(2) 旧施設と新設樋門の継手の構造はどのように考えたらよいか。



(3) 旧施設の(1)の検討で安全な場合、それに継足することになるが、従来の樋門の方向は必ずしも新設堤防に直角に近い状態にならないため河川管理施設構造令からも議論になるケースが多い。したがって、その方向性の限度等について治水上、力学上からなにか目安はないか。

(和歌山工事事務所)

(回 答)

(1) 昭和48年4月に作成されている“樋門樋管設計指針(案)”……(河川局治水課)及びこれを基に作成された“河川砂防技術基準(案)設計編”第一次案……(河川局計画課)においては、ご指摘のような設計方法が解説として示されている。

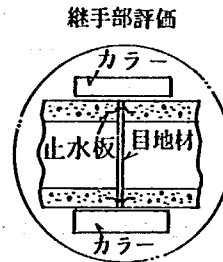
しかしながら、応力計算上からは $L = (\ell_1 + \ell_2)$ が常に ℓ_1 と ℓ_2 より大きく、分離して比較計算する意味がない。継手があれば $L = (\ell_1 + \ell_2)$ として解析すべきでない。

これらの点を“河川砂防技術基準(案)設計編”第一次案に対するシステム課の意見として提出したが、その後修正された第二次案では、ご指摘の設計方法に対する記述は削除されている。

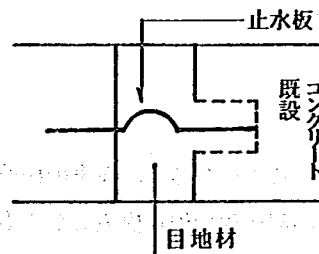
したがって、今後の設計においては、継手を設ける場合については、 ℓ_1 及び ℓ_2 それぞれの区間について縦方向の検討を行えばよいと思われる。

(河川局治水課)

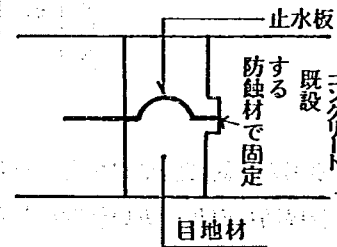
- (2) “河川砂防技術基準（案）設計編”による継手の構造は、屈撓性のある上水板を用いて、変位が生じてでも水密性を確保できる構造とし、その周囲は鉄筋コンクリートのカラーで囲む、とされている。



したがって、この原則は遵守しなければならない。特に、既設部分に対する止水板の取付方については十分検討する必要がある。



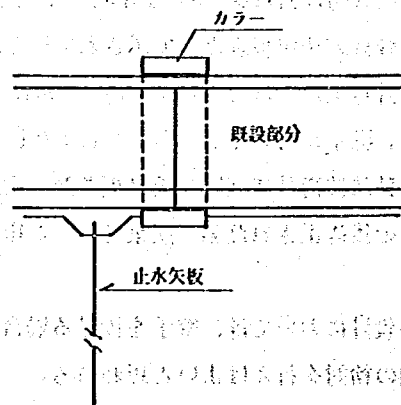
既設コンクリートに溝を掘ることができ、コンクリート等を埋戻しても十分と考えられる場合



防蝕材等で固定する場合

その取付け例を示すと、上図のような方法が考えられる。

また、止水矢板を設ける場合の位置は、矢板の施工を考えると継手位置より離れた所とせざるを得ないと思われる。



(システム課)

(3) 河川管理施設等構造令には、樋門の方向として堤防法線に直角とすることが規定されている。また、その解説によると堤体内における異物を最小限にとどめることが定められており、これは力学上から堤防の弱点の範囲を小さくするという判断にもとづいていると考えられる。また、堤防法線が変わった場合には既設の樋門に加わる荷重条件なども異なるので、力学的に既設の樋門が新たな荷重条件のもとで安定であるかどうか慎重に検討する必要がある。治水上は特に樋門の方向が問題になることは少ないと思われる。

樋門の安定性は地盤条件、堤防の形状、土質などが関係するため、樋門の方向に関する目安はないが、上記の堤防の弱点の範囲を小さくするという観点からすると、本州側端部の樋門の方向は直角にすることが望ましいといえる。

(土質研究室)

共一 5 軟弱地盤において樋門、樋管を設置する場合の地盤沈下の対策工法について (質 問)

軟弱地盤箇所では樋門等の構造物を設置する場合は支持層まで基礎杭を伴って、樋門等の基礎地盤が沈下し遮水矢板もずり落ち樋門本体の下部に20～30 m空洞が生じている。今後こうした軟弱地盤箇所において樋門等を設置する場合の対策工法について適切な設計指針はないか。

(豊岡工事事務所)

(回 答)

支持杭をもつ樋門等の下に空洞が生ずる原因としては、次に示すようなものが考えられる。

- ① 地下水のくみ上げ等による広域の地盤沈下
- ② 樋門に近接して構築した盛土などによる地盤の沈下
- ③ 載荷重による地盤の側方流動及び不等沈下
- ④ 樋門の近くの掘削による地盤の変形

当該地区の状況等から判断すると、樋門等の下に生じた空洞は主として②又は③の盛土などによる地盤の沈下が原因していると思われる。

図-1は盛土中央部及び側方地盤の沈下量の実測例を示したもので、この場合、盛土施工後の周辺地盤の沈下は軟弱層厚とはほぼ等しい距離まで及んでいる。従って、盛土の荷重分散はのり先から45°の角度で軟弱層の底面まで及ぶとして沈下の影響範囲を考えてもよいと思われる。次に、図-2は名神、東名その他の高速道路及び建設省一般改良工事などで実際に観測された盛土の沈下形状及び側方への影響を示したものである。側方地盤の沈下量及び水平移動量は図中の C_1 、 C_2 を用いて次式から推定できる。

沈下量

$$S_t = C_1 \cdot S$$

側方地盤水平移動量

$$G_x = C_2 \cdot S$$

ここで、 S ：盛土中央における最終全沈下量

なお、地盤の沈下量は、軟弱層の土質、地層構成、盛土の施工方法などによっても異なるので、それらの条件を考慮して沈下量を求めることが大切である。

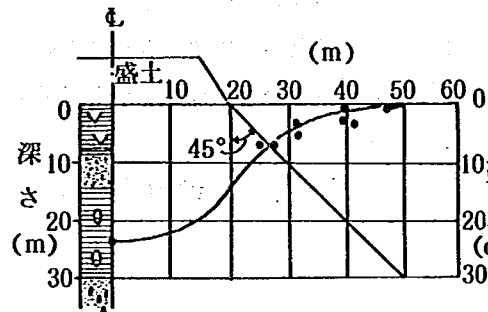


図-1 盛土による周辺地盤の沈下実測例

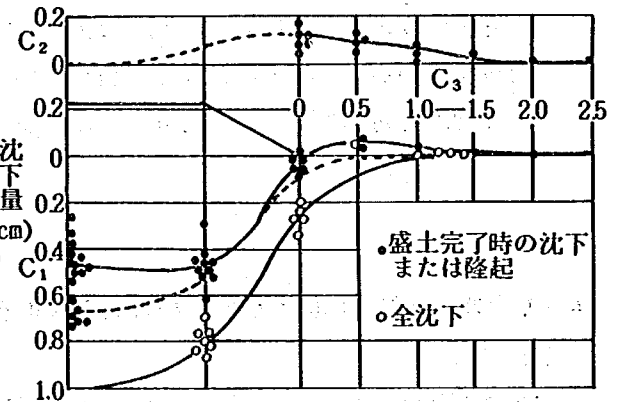


図-2 盛土の沈下形状と側方への影響
(一般国道、高速道路)

盛土による周辺地盤への影響を低減する工法としては、図-3に示すような盛土のり尻またはのり肩にくいあるいは矢板を打設する工法が一般に多く用いられている。この場合、くいま

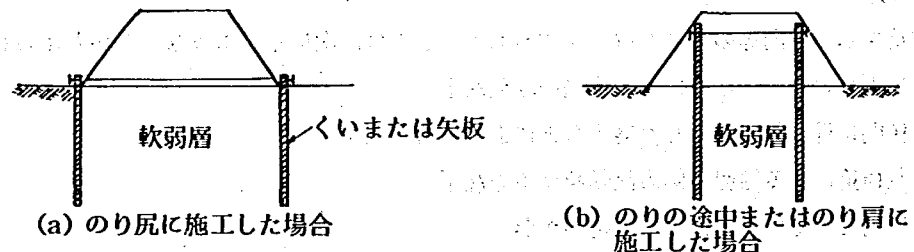


図-3 くいまたは矢板などによる側方流動を防止する工法

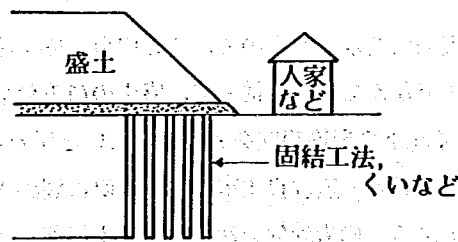


図-4 周辺地盤への影響防止工法

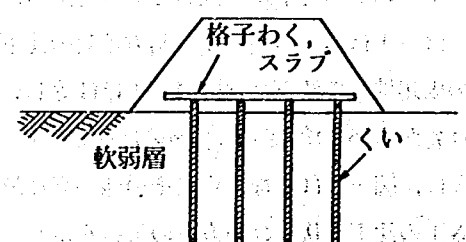


図-5 格子わく、スラブ工法

たは矢板を軟弱層下部の基盤まで打込んだとしても、上部の水平変位が大きくなる場合もあるので、両側の壁を連結するとか、他の方法でアンカーを設けるなどすると、効果が一層期待できる。また、図-4に示すような盛土のり尻に石灰やセメントを混合して柱を造る固結工法や場所打ちぐいまたはボーリングしておいて既設のくいを挿入し、その上にスラグを設けるなどの方式（図-5を参照）を用いる場合もある。

載荷重による地盤の不等沈下を少なくする方法としては、図-6に示すようなプレローディングを行い、側方流動を終らせ、残留沈下量が少なくなった時点で開削し、構造物を造る方法などが考えられる。

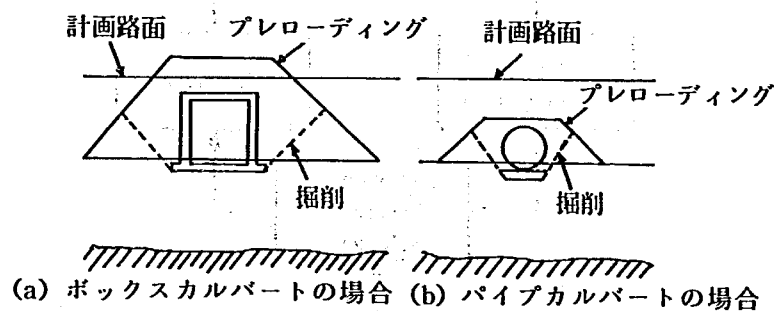


図-6 カルバートの載荷重工法

次に、既設の樋門の下に空洞を生じている箇所については、それを発見する方法がまず問題となる。空洞を発見する方法としては、図-7に示すような電磁波や超音波などを利用する方法が試みられているが、一般に広く使用するまでには至っていない。従って、構造物の変状や地盤の状況から判断したり、抜取りによって調べるのが实际的である。しかし、これらの方法によって必ずしも空洞が発見できるわけではないが、空洞が発見された箇所についてはセメントミルクなどを注入して充填するのがよいと思われる。

(土質研究室)

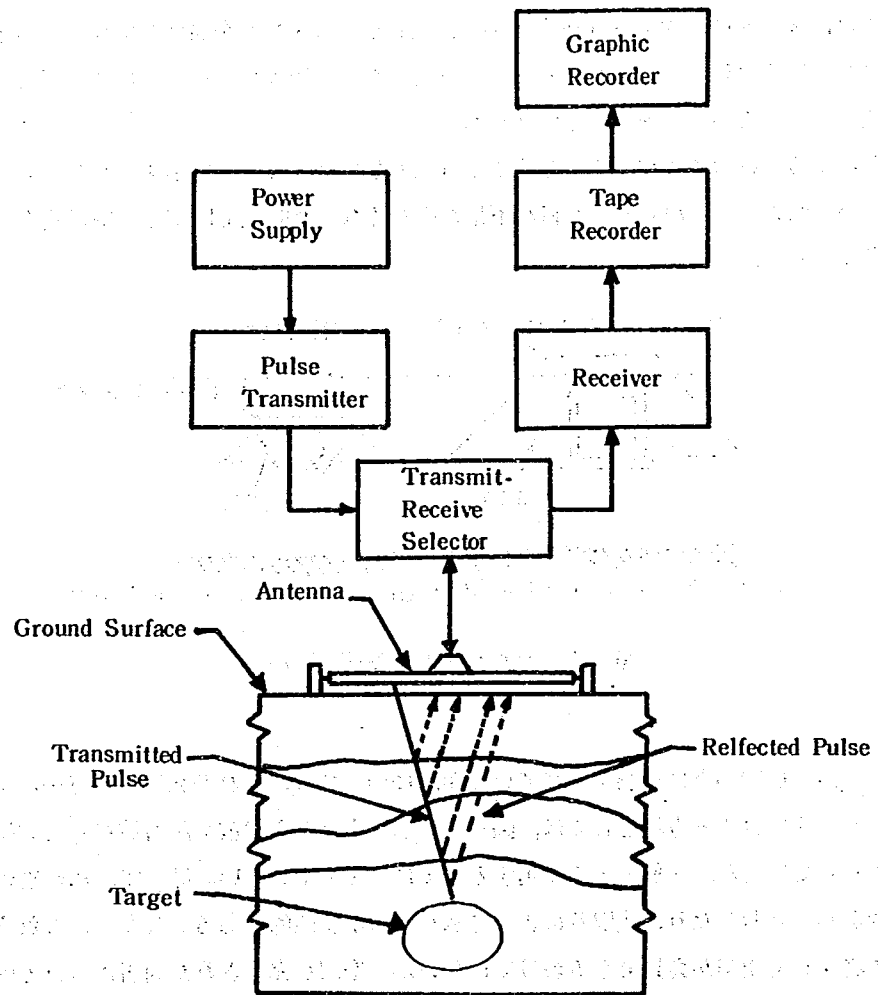


図-7 Simplified block diagram and functional operation of the ESP system.

共-6 透水性舗装の実績とその効果について

(質 問)

透水性舗装の実績とその効果についてお教えいただきたい。

(大阪府土木部)

(回 答)

1. 透水性舗装の効用と問題点

透水性舗装（浸透性舗装ともいう）とは舗装体を通し雨水を直接路床へ浸透させ、地中に還元あるいは一時貯留する機能をもつものをいい、その効果としては主に次のようなものが考えられます。

- ① 街路樹等の成育環境の改善
- ② 地下水の涵養
- ③ 路面排水施設の軽減もしくは省略
- ④ 下水道の負担軽減と都市河川の氾濫防止
- ⑤ 車両のすべり抵抗性の増大と歩行性の改善
- ⑥ 乱反射による眩惑の軽減

即ち、歩道に透水性舗装がなされれば、雨天時の水溜りが少なくなって歩きやすくなるとともに、植生にとっても土中水分が多くなって成育環境がよくなります。また、広い面積をもつ車道や駐車場などに透水性舗装が行われれば、地中への浸透水の増大により地下水の涵養が図れるとともに、都市河川、公共下水への流出量が減るのでそれらの施設の規模は小さくてすむとともに、路面の湛水がないので乱反射による車両運転者に対する眩惑ということがなくなるという利点があります。

しかし従来のアスファルト舗装ではできるだけ水密性のある舗装をつくって、舗装の耐久性を高めるという設計思想と相反する考えなので透水性舗装における問題点として現在次のようなことが指摘できます。

- ① 路床条件の変化に伴う舗装の耐久性の低下
- ② 常に雨水と空気にさらされていることから、アスファルト混合物の耐久性の低下やアスファルト被膜のはく離
- ③ 目詰まりによる透水機能の低下
- ④ 透水性舗装用混合物の配合設計方法の確立

2. 透水性舗装の実績

外国における透水性舗装の施工実績として、南アフリカ共和国で1971年にハイドロプレーニング現象の防止を含めたすべり止め舗装を目的に、開粒度アスファルトコンクリートに近い混合物を用いて施工された例がある。また、米国では主に降雨を地中に還元するという目的で1973年に駐車場舗装に透水性舗装を施工された。

わが国では、初め歩道を対象にした透水性舗装が昭和48年頃から東京都を中心に施工され、昭和50年度までに約50,000㎡の施工実績がある。

また車道で実施されたものは数少いが、昭和51年度に東京都世田谷の区道で約1900㎡施工した例などが報告されている。

3. 透水性舗装の構造設計法

透水性舗装の構造設計法は、昭和53年度に改訂されたアスファルト舗装要綱にも特殊舗装として採りあげられ、歩道構造の例（図-1）とともに材料、配合に関して基準値等が示されている。（表-1）

表-1 表層用アスファルト混合物の配合例とマーシャル基準値

(1) 配合

ふるい目		最大半径
		13
ふるい通過重量百分率(%)	20	100
	13	95~100
	5	20~36
	2.5	12~25
	0.3	5~13
0.074		3~6
アスファルト量(%)		3.5~5.5

(2) マーシャル基準値

最大粒径(φ)	13
安定度(kg)	400以上
フロー(1/100cm)	20~40
かさ密度(g/cm ³)	2.00以上
空げき率(%)	12以上
透水係数(cm/sec)	1×10 ⁻² 以上

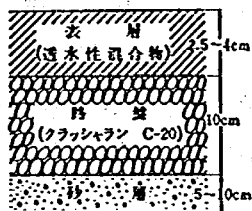


図-1 透水性歩道舗装の断面構造の一例

また、日本道路建設業協会の透水性舗装研究委員会から発刊された透水性舗装ハンドブックでは歩道舗装の他簡易舗装以下の構造の道路（大型車交通量55台/日未満）を対象にした車道での透水性舗装についても、その構造例、材料規定が示されている。（表-2）

表層用アスファルト混合物は表-1に示すように開粒度アスコンをさらに開粒にしたものが用いられているが、混合物の透水性能を10⁻²程度に保ちかつ力学特性にすぐれたものにするためには2.5φふるい通過分を20%程度とすることが望ましい。

路盤用材料には車道ではクラッシャーランまたは透水性アスファルト混合物が用いられ、歩道にはクラッシャーランまたは単粒度砕石が用いられる。歩道用路盤材としては一般にC-20またはC-30が使われるがその修正CBRは20以上、0.4φ通過分のPIは6以下でなければならない。また、車道用に用いるクラッシャーランは下層路盤で修正CBR20%以上、

PIが6以下、上層路盤で修正CBR60以上、PI4以下のものとされている。

表-2 路盤用透水性アスファルト混合物の基準値

(1) 標準粒度範囲

ふるい目の開き(mm)	通過重量百分率(%)
30	100
25	95～100
10	90～100
13	25～85
5	10～45
2.5	10～25
0.3	4～16
0.74	2～7
アスファルト量(%)	2.5～4.5

(2) マーシャル特性値

項 目	特 性 値
安定度 (kg)	250 以上
フロー値(1/100cm)	20～40
空隙率 (%)	12 以上
透水係数 (cm/sec)	$1.0 \sim 10^{-2}$ 以上

参考文献

1. アスファルト舗装要綱, 日本道路協会 昭和53年
2. 透水性歩道舗装に関する調査研究, 東京都建設局道路管理部 昭和49年2月
3. 透水性舗装研究委員会; 透水性舗装に関する研究報告書, 日本道路建設業協会 昭和51年9月
4. 透水性舗装ハンドブック; 日本道路建設業協会, 昭和54年
5. 有山, 矢島: 透水性歩道舗装, 舗装 Vol. 9-11
6. 桜井, 荒木: 透水性舗装の車道への適用, 舗装 Vol. 12-6

(舗装研究室)

共一 7 公園における土壌改良材（パーク堆肥）の土壌への混入量（率）
およびその効果について

（質 問）

土壌改良材（パーク堆肥）の土壌への混入量あるいは混入率、また、その効果について、次の項目をご教示いただきたい。

- 樹木の植栽時（1本当りの量）
- 基盤改良時（㎡当りの量、深さとの関係）

（大阪府土木部）

（回 答）

土壌改良材は、植栽地の現土壌あるいは客土用土壌の物理性・化学性を改善するためのものであるから、土壌改良の実施にあたっては、改善を要する土壌および使用する改良材の特性を事前に十分把握しておくことが大切である。

現在、国内で“パーク堆肥”として生産・販売されている有機質土壌改良材は、粉碎した樹皮を主原料とし、これに発酵菌や家畜糞・鶏糞等を混合・かく拌し、堆積・発酵させたものである。

このパーク堆肥の定性的な土壌改良効果として、次の点が挙げられている。

- ① 土壌粒子を団粒化し、通気性、通水性、保水性、保肥性を増進し、根系の発育を促進する。
- ② 栄養腐植と耐久腐植とを適当な割合で含み、一般堆肥にくらべ、土壌改良効果が大きく持続性がある。
- ③ 特殊な発酵菌を使用して腐熟させたものについては、土中の有効微生物の活動を促進し、土壌病中害（特に線虫）の抑制に効果がある。

しかし、反面、パーク堆肥は、その原材料の特性から

- ① 炭素率（C/W）が高いため腐熟過程で土中の窒素を消費し、窒素飢餓による植物の生育障害をおこしやすい傾向にある。
- ② 樹皮は、タンニン酸、フェノール等植物の成育を阻害する物質を含んでおり、腐植の進んでいないものほど、その含有率は高い。
- ③ 木物質は、水分率が30%以下になると水をはじく性質が発現するので、土中に多量に施用した場合、管理が適切でないと干害を与える場合がある。

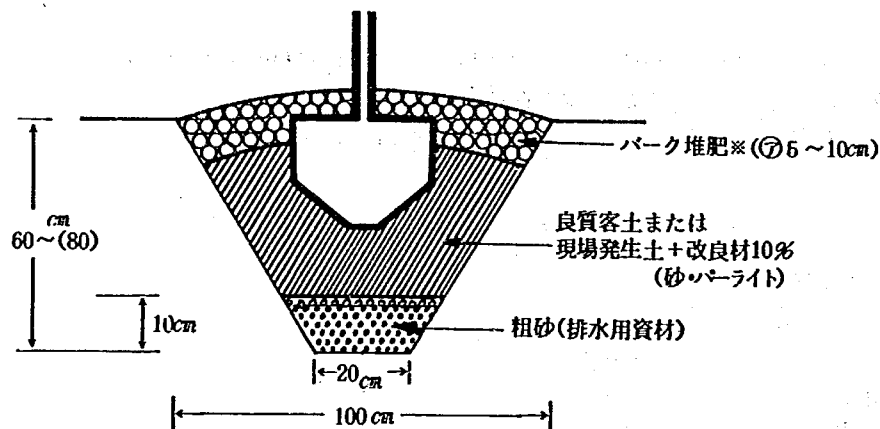
など、マイナス効果を惹起する場合があるので、その施用にあたっては、十分な注意と管理が必要であろう。

土壌改良材としてのパーク堆肥の使用量については、改善すべき土壌の状況によって異なるが、現在のところ明確に解答できるだけの試験調査がなく、経験的に2～3割としている事例

が多い。

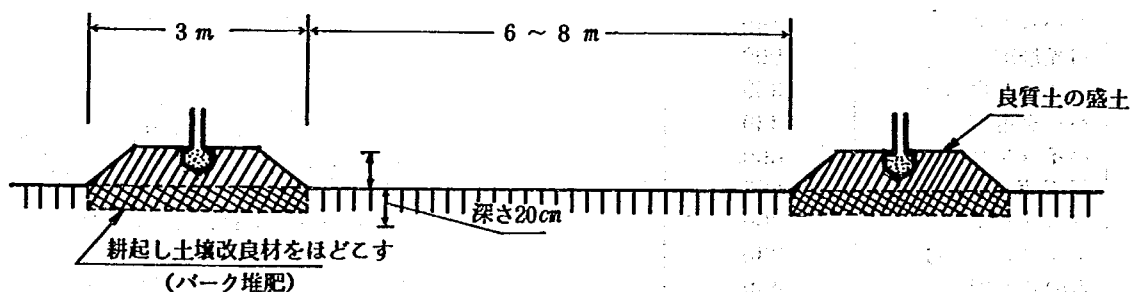
このため、質問の2点については、日本道路公団における施工の一例を示すので、参考にされたい。

・ 溝状の植穴に植栽する場合



- ・ 排水を確保するため植穴は単独としない。
- ・ 良質土を節約するため根系の発達する地表近くに良質土を多くする。
- ・ 支柱の固定を安定にする。

・ 難透水土壌の上に植栽する場合



なお、有機物の極めて少ない瘠悪な土壌を改良するため極めて多量のバーク堆肥を施用しようとする場合には、数回あるいは数年にわたって漸進的な土壌改良を行う方が無難である。また、バーク堆肥は、土壌改良材とはいえ有機質であるので、土壌の物理性の改善に永続的効果を有するとは期待難しいことを念頭に入れておく必要がある。

※ バーク堆肥でマルチングするのは、土中水分の蒸散を防止するとともに、樹皮が植物生育阻害物質を含有しているのを逆利用し雑草の侵入を防止するため。

(成分表)

■ バーク堆肥の分析例

水分 %	窒素全量 %	無機態窒素 %	リン酸全量 %	加里全量 %	塩素 %	炭素 %	P H	粒 度	荷 姿
60±2	1.5~2.0	0.5以下	1.0~1.5	0.3~0.5	0.3以下	38以下	6.0~7.5	10mm以下	20 kg ポリ袋

注：水分欄以外の%は乾物重

■ 普通堆肥（含水物）の分析例（昭28、林 義三氏編 肥料の成分表より）

水分	窒素	リン酸	加里	有機物	土 砂
72.49 %	0.45 %	0.23 %	0.48 %	17.21 %	16.37 %

(バーク堆肥の値段)

商 品 名	20kg単価
アクチフミン	330円
アツミ堆肥	900
オガールB	385
キノックス	530
キノバーク	250
グリーン堆肥	880
ゴールドデン堆肥	820
ゴールドデンバーク	340
スミリンユーキ	(18kg)600
スミリンユーキデルマ	(15kg)800~1200
セルフミン	259
ゾルゲンV	680
タバックス	480
日光堆肥	900
ネオコンポスト	350
バーク堆肥	330
ハイコンユーキ	680
V S 堆肥	600
ベニユーキ	700
マイクローブG	330
みのり堆肥	450

(緑化研究室)

共一 8 面開発における都市緑地の適正管理規模および管理方法について

(質 問)

都市緑地の管理方法と適正管理規模あるいは形状について、最近特に住宅・宅地開発に伴う緑地が多くなってきているので、それらの具体的例を使用してお教えいただきたい。

(大阪府土木部)

(回 答)

都市緑地は、主として都市における自然的環境の保全および改善、並びに都市景観の向上を図るために設けられる緑地である。

面開発、なかでも新市街地の開発に伴う都市緑地は、地区内の土地の利用計画や各種公共施設の配置および、地区内外の植生や地形等によって、その規模や整備内容が著しく異なるが、次のような事例が多いことが大きな特色である。

- ・ 開発地区の緑辺部の斜面地で相当規模の既存樹林を有するもの
- ・ 造成のり面および調整地の周辺部に植栽し、防災的な配慮をしつつ修景緑化を図るもの。
- ・ 地区に隣接、あるいは地区を通過する幹線道路等に沿って、交通騒音等を緩和するために設置するもの。
- ・ 古墳や天然記念物等を保全する必要から設置するもの。

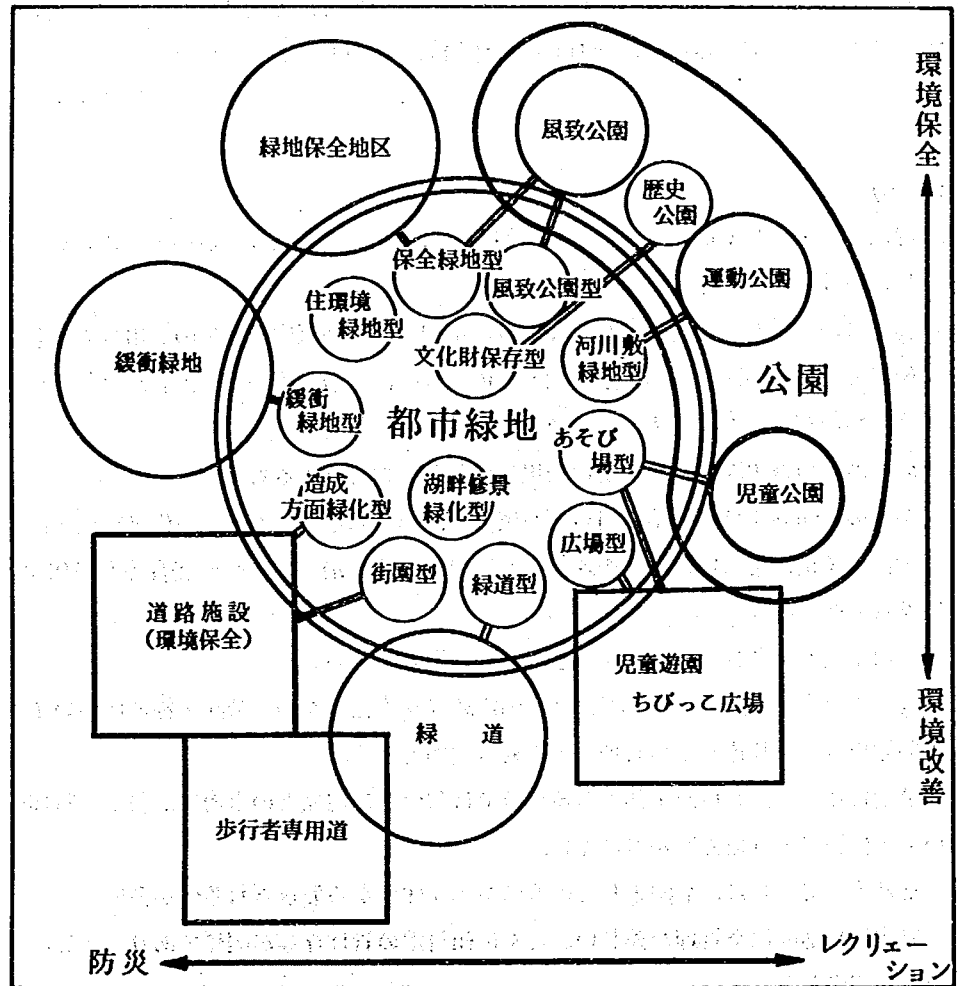
昨年度、当研究室において都市緑地の現況調査を実施したが、公園・緑地についての一般的管理問題以外に、都市緑地の管理上の主要な問題として、

- ・ 公園に比べて、利用が主体となる施設ではないため地域との緊密性が弱く、管理面についての住民参加（協力）が得にくい。
- ・ 緑地としてよりは、公園としての整備を地元住民から要求される例が多い。
- ・ 既存樹林地の保全管理が難しい。とくに傾斜地の管理作業が困難であり、土砂流出についても問題がある。
- ・ 除草または草刈には多大の労力を要し、とくに民地に接する場合は、蚊・ハエ・野良犬、美観についての苦情も多く、雑草の管理が困難である。
- ・ 河川・調整地等に接している場合は、水事故に対する管理責任を問われる。
- ・ 公園にくらべ、開放的な立地が多いため、樹木の盗掘をはじめ、車での進入や駐車、ゴミの不法投棄等が多い。

などが指摘され、管理体制・管理技術・利用者の資質など、広範囲に及んでいる。

これらの問題は、都市緑地固有の問題とはいえないものもあるが、都市における居住環境の整備および、面開発の整備を、さらに推進するために、建設省においては、本年度、都市緑地の整備基準づくりに取り組むことになっており、その中で管理に関する問題についても検討されることになっている。

都市緑地のタイプと類似施設の関係



(緑化研究室)

共一 9 瀬田川浚渫に伴う岩掘削における騒音振動について

(質 問)

瀬田川浚渫に伴う岩掘削を大型ブレーカーを台船にのせて、砕岩する計画ですが、水中での騒音、振動は陸上のものと比較してどうなるか、御教示願いたい。

(琵琶湖工事事務所)

(回 答)

建設工事騒音及び振動の予測については、まだ不明確な点が多く今後の調査研究に期待する面が多い。

本質問は、次の項目に分けられる。

- 1) 水中での機械音の発生と伝播
- 2) 水面からの音の放射
- 3) 地盤振動の伝播
- 4) 岩盤上の土かぶりの影響

以下、各項目ごとに概括的説明を行う。

1. 騒音の問題

1.1 水中での機械音の発生と伝播

水中での機械騒音の発生状況については実測例はない、また水中での音の伝播は空中の場合と同じである。魚類等に与える影響を考える場合は重要な問題となろう。

1.2 水中音の空気中への放射

音(弾性波)が性質の異なる媒質の境界面に達すると、反射及び屈折透過する。反射、屈折のメカニズムは全ての波動に等しく音の反射、屈折の概念も光の場合と同じである。

今、入射波の振幅を1とすると屈折透過波の振幅(β)は、

$$\beta = \frac{2}{1 + Z_2/Z_1} \dots\dots\dots (1)$$

で示される。ここで Z は媒質の音響インピーダンスを示し、密度(ρ)とその媒質中での波の速度(C)の積で表される。水の音響インピーダンスは空気約3,300倍だから、(1)式に $Z_2/Z_1 \div 0$ を代入すると、透過波の振幅は水中での振幅の2倍となる。同一周波数であれば振動速度も2倍となり、空気中へ放出されるエネルギー E は、

$$E = 4 \cdot E_0 \frac{Z_2}{Z_1} \dots\dots\dots (2)$$

E_0 : 水中での音響エネルギー

で示される。すなわち、機械の水中音エネルギーが空気中と同じとすれば、水中で発生した音が空気中へ放射される場合、エネルギーは約1/800となり、約30dB低くなるものと考えられる。

また、水中音が空気中へ放射される時の透過波の屈折角は、

$$\frac{\sin \theta_1}{C_1} = \frac{\sin \theta_2}{C_2} \dots\dots\dots (3)$$

で示され、水中と空気中での音波の速度比は $C_2/C_1 = 0.237$ であろうから、透過波は図に示すどおり垂直方向寄りになり、水中からの音は直接民家に伝播しないものと考えられる。

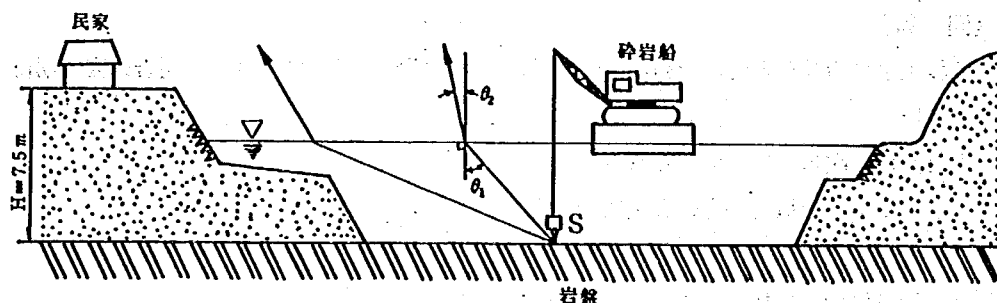


図 現場の概略図

1.3 水上機械の騒音

水面は空気音に対して完全反射体と考えることができるので、水面上で発生した音は、

$$SL = PWL - 20 \log R - 8 \dots\dots\dots (4)$$

で示される距離減衰の式で予測することができる。

以上より、水中音は騒音問題の対象とならず、水面上の砕岩船に対してのみ配慮すれば十分と考えられる。

2 振動の問題

2.1 水底での振動の発生と伝播

水は剪断抵抗が非常に小さいので、水中での横波はないと考えて良い。このような条件では水底の岩盤に発生した振動の伝播は水があってもなくても同じであり、振源が岩盤の表面にあることを考えると、水底岩盤の掘削に伴う振動はレーリー波のみに着目すれば良いと考えられる。

したがって、機械のもつ起振力が水中と空気中と同じと考えれば、振動の発生、伝播の様子は水が存在しない場合と同じと考えて良いものと思われる。

2.2 土かぶりの影響

土かぶりの影響については、発破による地盤振動の予測の面で古くから研究されているが、現状ではまだ予測の難しい問題となっている。畑中氏らが既存の資料を解析して提案した増幅率を参考までに示す。

$$\left[\begin{array}{ll} \text{表層が波長に較べて薄い場合} & r \leq 2.5 \\ \text{表層が波長に較べて厚い場合} & r \leq 7.0 \\ \text{表層が軟弱な沖積層の場合} & r \geq 10.0 \end{array} \right]$$

ここで、レーリー波が土かぶりの境界域に達してもその速度が変化しないと考えると、今岩盤のレーリー波の速度が約 800 m/sec 、周波数が 10 Hz であれば、波長は 80 m となり、これは土かぶりの厚さよりはるかに長く、したがって土かぶりによる振動の増幅は、少ないであろう。

参考文献

土木研究所資料第 1523 号

(機械研究室)

2. 河 川 部 門 (目次)

河－ 1	砂防ダムの調節効果について	55
河－ 2	河道調節量について	56
河－ 3	ダム湖に湛水する部分を埋立てて土地利用する場合の締切り堤の構造 について	57
河－ 4	RCD工法の最近の動向について	58
河－ 5	積雪量(面積雪量)の測定について	61
河－ 6	流量観測について	64
河－ 7	地下水に関する調査方法について	65
河－ 8	河道の水理模型実験結果から施設計画(護岸, 床固等)立案上注意す べき点について	71
河－ 9	淀川下流部における特殊堤の耐震安全度評価について	81
河－ 10	水門の開閉操作に伴う水理現象について	89
河－ 11	BOD 値について	92
河－ 12	湖沼における水質測定について	95
河－ 13	汚濁物質の流出機構と解析手法について	100
河－ 14	富栄養水域における栄養塩類の溶出機構について	102
河－ 15	降水と降下ばい塵の汚濁物質量について	105
河－ 16	海岸の環境保全等の実施例及び研究について	110

河-1 砂防ダムの調節効果について

(質 問)

従来より砂防計画に、砂防ダムでは10%程度の調節量を見込んでいるが実際に、一連の洪水の際、河床勾配等溪流の諸要因にかかわらず、調節能力に発揮されるものか。

土研では、土石流等の実験などを通して、把握されていると思うが、調節能力の実態を御教示願いたい。

(六甲砂防工事事務所)

(回 答)

① 調節能力の実態について

砂防ダムの調節量は過去の実績から貯砂量の10%とされているが、実際には計画堆砂線の勾配、出水の規模(流量、継続時間)、粒径、土砂濃度等の諸因子及び土砂の流出形態(土石流か土砂流か)によって調節量は変化する。

特に計画堆砂線の決め方(たとえば元河床勾配の1/2か2/3か等)やダムの施工位置によって実際の調節量は変化し、一様にすべてのダムで10%とならないのは過去の調査例でも明らかである。(下図 参照)そこで各現場を担当される技術者は現地河川でのダムの堆砂実績を充分把握したうえで各自の現場に適した調節量の設定が必要となる。

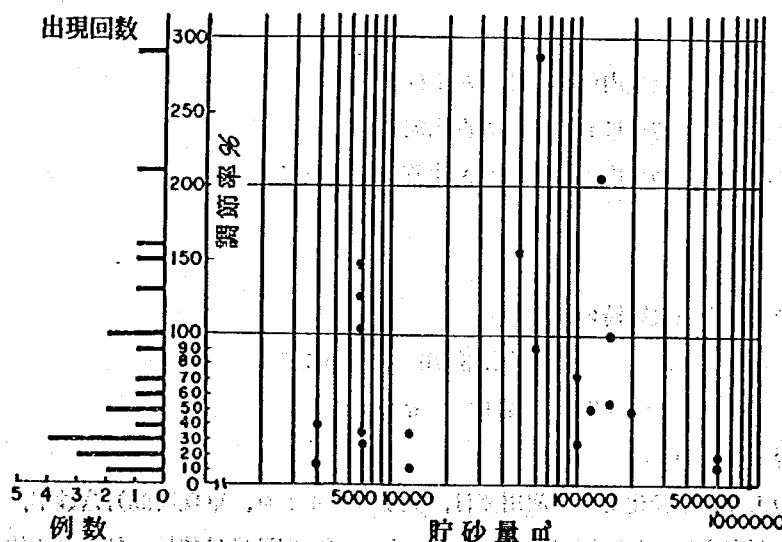


図 過去の洪水における調節率の出現回数および計画貯水量と調節率の関係

(池谷, 新砂防88)

② 実験からみた調節量について

実験的にみると土石流域ではほぼ元河床勾配程度に最急堆積勾配になる（土石流の後続流の時間によってダムの堆砂の形状はかならずしも最急堆積勾配のままであるとはかぎらない）。

一方、掃流域での堆砂実験では流量、継続時間、土砂濃度、粒径、河床勾配、河幅および粗度によって変化するが、条件が一定であって充分時間が長ければ堆砂縦断形状は動的平衡勾配となる。この動的平衡勾配と計画貯砂勾配の差が砂防ダムの調節量と考えられる。

（砂防研究室）

河－２ 河道調節量について

（質 問）

砂防計画上、河道調節を量あるいは率として、考慮しなければならないが、これの合理的設定法及びその根拠となるところを御教示願いたい。

（六甲砂防工事事務所）

（回 答）

現在砂防計画で使われている河道調節量は、河道における土砂の調節量と山腹溪岸に残存する土砂量の和として、とり扱われていて、一般に

$$B = A(1 - \alpha) \cdots \cdots (1)$$

で示されている。

ここに、A：計画対象流域内における生産土砂量

B：計画基準地点における最大洪水流砂量

α ：計画基準地点内の流域に貯留する土砂量の率

である。

α の値については既往災害時の調査から

天竜川 $\alpha = 0.42$

阿武隈川 $\alpha = 0.17$

揖斐川 $\alpha = 0.11 \sim 0.28$

姫川 $\alpha = 0.07$

という結果が得られている。

二次元水路のように単純化できる河川では、流量（ハイドロ、継続時間）、含砂率、平均粒径、河床勾配、横断面形を与えれば河床変動計算により、河道調節量は特性、粒径の不均一性・場所による土砂濃度の変化等の影響が支配的で単に計算のみでは、河道調節量を決定するには問題がある。

また流域面積の大小や流下する土砂の形態が、土石流か土砂流か等によっても堆積条件が異

なるため、河道調節量が変化することが考えられる。そこで具体的な河道調節量は各河川の土砂流出時に測量等かつ得られた実測の値を参考にして決定することが望ましい。ここにその一例を紹介する。

図は昭和42年7月、浜田川（広島県）に発生した土砂災害時に実測した結果でこの場合、河道での調節量が非常に少ないことがわかる。

すなわち、河道調節量は土砂流出時の状況によって変化することから、一定の値を決めるのは難しい現状にあって合理的設定方法は特にないので、各現地河川での観測により、各地の技術者が最終的に決定すべきであろう。

（砂防研究室）

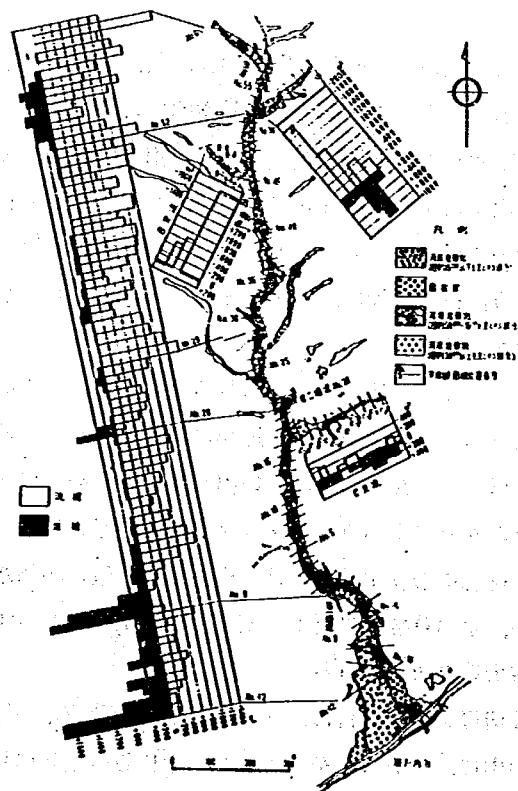


図 浜田川における河床堆積分布および土砂変動模式図

（平尾，大久保，新砂防75）

河-3 ダム湖に湛水する部分を埋立てて土地利用する場合の締切り堤の構造について

（質問）

猪名川水利用高度化事業において余野川ダムを計画していますが、同時にダム湖周辺部も宅

地開発される予定になっています。この宅地開発は本来ならばダム湖に湛水する沢の部分も埋立てて土地利用する計画となっています。

この沢の部分の締切り堤の構造ですが、上流から発生する水を処理するためには、透水性の構造でなければならないと思いますが、ダムのサーチャージ水位（E.L.211m）と（E.L.193m）との落差は18mもあり、しかも短期間に水位変動するため、透水性にした場合吸い出し現象の発生が考えられ、どのような構造にしたらよいか苦慮しているところです。

宅地開発、ダムの防災対策上締切り堤の構造をどのようにしたら安全か御教示いただきたい。

（猪名川工事事務所）

（回 答）

貯水池内の宅地開発を行う沢の具体的な地形、地質、又、宅地の規模等がわからないと、明確に答えられない点があるが、次のようなことが基本的に言える。

まず、上流から発生する水を安全に処理するために、相当の排水施設を設ける必要がある。排水施設を設けないと、出水により水が埋立部分を越流し崩壊する恐れがあるからである。排水施設の設計流量は、沢の流域面積、盛土の土量等にもよるが、防災調節池技術基準（案）等を準拠すればよいであろう。排水施設は、管渠、開渠等が考えられるが、流木等により閉塞しないように配慮する必要がある。

締切堤は、盛土や、コンクリート擁壁が考えられる。盛土のみで締切堤を作る場合、その構造は、貯水池の水位急低下時の残留間隙水圧を速かに排除するため、透水性のよいロック材料で作るものとし、水位急低下時の裏込め土の吸い出し防止のため、締切堤と裏込め土の間に、フィルタ材料をおくことが必要であろう。フィルタゾーンの厚さについては、施工性も考えて2m以上必要と考える。締切堤の安定計算では、裏込め土、残留間隙水圧を考慮し、フィルダムと同じ安定解析を行い、すべり破壊に対する安全率は、1.2以上必要であろう。残留間隙水圧の大きさは、浸透流解析等で求められる。

コンクリート擁壁で締切堤を造る場合は、水位急低下時の残留水を排除するため、擁壁に排水孔を設け、裏込め土の中に、ドレーンを造る等し、水位急低下時の残留間隙水圧を考慮した擁壁の安定計算を行う必要がある。

（フィルダム研究室）

河－4 RCD工法の最近の動向について

（質 問）最近のRCD工法の動向について、特に最近の動向について、お聞きしたい。

最近の新工法としてRCD工法が採用されている。この工法について、現段階での地形・地質上からみた施工性及びRCD工法が今後どのように展開して行くか等、事例の紹介も含め全体

的な動向について御教示願いたい。

(近畿地建 河川部)

(回 答)

RCD工法は、周知のようにローラーの振動と自重により表面からコンクリートを締固める。この方法は従来のもとは、全く異なるため、本工法の特長をこの点にのみ着目して見がちであるが、本工法の主たる利点は、RCDコンクリートの性質から必然的に由来するコンクリートの運搬方法の改善による所が大きい。

RCD工法においては、振動ローラーによる締固めが可能なようにトラフィカビリティの良好な超硬練りの0スランプコンクリートを用いている。このためコンクリートの運搬設備として、従来より専ら用いられて来たケーブルクレーンにかわって、ダンプトラックを使用することができる。ダンプトラックが打込み直後のコンクリート上を走行して、所要の地点までコンクリートを運搬するのである。ダンプトラックが打込み面で自由に作業するためには、横継目、縦継目を設けた柱状工法では具合が悪いので縦継目を廃し、横継目は打込み後カッターで切削することになっている。

以上RCD工法の顕著な特長は

- ① 堤体内における運搬をダンプトラックで行う。
 - ② 横継目を打込み後カッターで切ることとし、打込み面の作業エリアを広く取ること。
- の2点にあると思われる。この結果、コンクリートの打込み速度(量)を高め得るし、付帯的にパイプクレーンの省略、継目型枠の省略をもたらす。堤体までのコンクリートの運搬方法としては、④固定索、⑤インクライン、⑥進入道路を用いてのダンプ運搬等が考えられる。

以上のRCD工法の特性を踏まえて、本工法を採用するに適した条件としては、能動的には

- ① 堤体断面もしくは河中が広く、重機による作業が容易かつ能率的にできる。
- ② 総コンクリート量が多い。(限界量は規定しにくむしろ①との組合せが重要である。)
- ③ 堤体内埋設物が殆どない。

等があり、受動的には

- ④ 孤動型ケーブルクレーンの設置が地形・地質上の制約から極度に不経済となる。
- 等があげられる。①の条件は地形条件のみならず地質が著しく悪い場合にも生じ、堤体断面を大きくせざるを得ない事例が最近多いことにも注意する必要がある。既に本工法で建設中の島地川ダムでは②、③、大川ダムでは①、②、③、④の条件があった。無論本工法を採用するにあたっては、定性的な意味あいだけではなく、従来工法との詳細な経験比較がなされなくてはならない。

島地川、大川ダムの設計、施行を通して、RCD工法をより確実なものとするための努力が為されたが、それらの話題は設計関係では、④レヤー打設と温度応力の関係、⑤最適なコンク

リートの配合、施行面では、㊸コンクリートの品質管理の方法、㊹コンクリートの分離を防ぐまき出し方法、㊺最適な締固め厚さ、回数、振動ローラーの機種、㊻打継面のグリーンカットの方法、等であった。これらの全てについて、ここでは説明する紙面がないので各種の報告を参照されたい。RCD工法の研究の集大成として、「RCDコンクリート設計施工指針（案）」が作成されている。現在残っているRCD工法の大きな問題としては強度がある。全体として強度が小さい問題と2層を連続して締固めた場合、上層と下層に著しい強度の差が生じることの2点である。後者について、島地川ダムの例では上層コンクリートは下層コンクリートの2/3程度の強度（28日強度で約80kg/cm²）しかないことが確認され、この原因については未だ良く解っていない。コンクリートの強度の問題は単位セメント量を増して解決することを考えがちだが、単位セメント量を増すと、レーヤ打設から来る温度応力の問題で面白くなく、ブレッキング等クーリングが必要になることも考えられる。現在は強度の不均等の原因の究明と、より効果的な締固めを可能にする大型振動ローラーの開発を鋭意進めている。現在のところこの強度の問題はハイダムへの本工法の適用に対しては、若干のマイナス要因となっている。

さてRCD工法の今後の動向と問題点であるが、1つの方向は既に述べたように本工法の特長が直接的にローラーによる締固めから来るものではないのでRCD工法が持っている施行能率の向上の利点をそのまま残し、締固めを従来通り内部振動機で行い強度の問題、水密性の問題を解決して行こうとする考えであり、これをレーヤベタ打ち工法と呼んでいる。本工法での問題点は、トラフィカビリティを確保した上で内部振動機による締固めが可能なコンシステンシーを持った最適なコンクリートの配合の究明であり、現在滝沢ダム（水公団140m）をモデルに鋭意検討が行われている。本工法はRCD工法の1つの変形工法として大いに将来性のある方法と思われる。

第2に島地川、大川ダムの経験から、特に大川ダムにおいてRCD工法は打込み速度という面で著しい効果を発揮することが確認された。これは大川ダムのマットコンクリートという特殊な条件が影響していることは明らかで、ダムサイトの固有の条件が本工法の経済性に影響を与える端的な例であり、本工法の採否に当ってダムサイトの固有の条件の重要性を示すもので、従らに本工法を採用するのではなく、事前の詳細な検討の必要性を示している。

第3に現在のところ経済性には直接関係を持たないように見える工期短縮の側面を、いかにして定量的利点としてとらえるかという問題があり今後の課題である。

以上、島地川、大川ダムの経験を踏まえて、RCD工法の最近の動向について述べて来たが、本工法に対して正当な評価を下すには、なお、経験を踏まえた詳細な要因分析が必要と思われる。

（ダム構造研究室）

河一 5 積雪量（面積雪量）の測定について

（質 問）

1 積雪量の測定方法について

テレ化して、自動測定する方法について、より精度の高い測定法はどうすればよいか。

（積雪深と比重の測定方法）

2 積雪量観測所の適正配置について

1ヶ所あたりの支配面積

設置場所の配慮すべき事項

（琵琶湖工事事務所）

（回 答）

1. 積雪量の把握方法

降水量



積 雪



融雪流量

左図のように、水文過程の3つの段階のそれぞれで測定が可能である。

1-1 降水量測定による積雪量把握

① ヒーター付雨量計への入力のうち気温0℃以下におけるものを降雪と考える。

② 風が強いときは、雪は雨量計に入りにくくなる。このため風除けをつける等、工夫が必要になる。

③ 樹木や建物の影響を受けやすくなる。

④ 積雪は山脈、山岳等スケールの大きい地形や季節風の方角によって、流域内の分布がかなり片寄る。このため降水量測定地点の流域代表性についての検討が重要になる。支配面積等の概念が成立するかどうか疑問である。

1-2 雪量計による積雪量の把握

各種の方法がある。

測定法式	雪 尺	光 学 式		重量式	航 空 測 量		ガンマ線計	宇宙線雪量計
		①赤外線	②テレビ		③標 高	ガンマ線		
原 理	スケール読みとり	赤外線透過	自動監視	積雪重量の秤量	標 高の視	人工放射能ガンマ線の吸収	人工放射能ガンマ線の吸収	宇宙線中性子の吸収
対 象	深 さ	深 さ	深 さ	重 さ	深 さ	雪 量	雪 量	雪 量
設 置 場 所	人の行動可能範囲	電力供給地域		任 重	航 空 機		任 意	任 意
安 全 性	やや難	良		良	やや難		危 険	良
最も大規模な測定可能範囲		経費に依存			数m (標高による)	～2m	～2m	～20m
測定誤差	< 1%	～1%	～数%	～1%	～10%	～1%	～1%	時間分解能に依存
経費・製造・維持	小 小	中 中		中 中	小 大	中 大	中	中 小
凍結・埋没による故障・誤差	あ り	あ り		あ り	な し		あ り	な し
特 長	目視による確実性	リモートセンシング		絶対重量	広帯域サーベ		高精度リモート	(別 記)

図-1 各種雪量計の特徴比較

土木技術資料19-1(1977)

- ① 表-1のうち重量式、ガンマ線航空測量、ガンマ線計、宇宙線雪量計は、積雪量を降水量(水当量)として測定できるが、他の方法は積雪深が測定される。このため降水量を知るには積雪の比重を何らかの方法で推定する必要がある。
- ② 表-1のうち航空測量による方法は積雪深を面的に知ることができる。この種のものとして最近では衛星を利用した積雪調査の研究が進んでいる。
- ③ ガンマ線航空測量による方法は、アメリカで最近研究が進んでいる。水量を面的に把握できる点が魅力的である。

1-3 融雪流量による雪量の把握

- ① 春の雪融流出から面積雪量を直接把握できる。降水量、損失等の影響を除く必要がある。雪量が非常に小さい地域では誤差が大きくなる。
- ② 融雪が終了したときに、初めて雪量を知ることが出来るので直接予測できない。

2 面積雪量の推定方法

面積雪量の推定には2つのアプローチがある。

2-1 直接積分法

積雪深を面的に測定し比重を乗じ面的に積分する。従来電力会社等は人力によるスノーサーベイによって雪量の推定を行っている。アメリカで実施中の研究はこの方向で最も有望であるが、難点は経費と雲の障害である。

2-2 水文学的方法

アメリカカリフォルニア州で実施されている方法は過去の資料から融雪流量と流域内各地点の降水量との相関を分析しておき相関の高い観測地点の降水量から雪量を推定するのである。

竹内元水文研究室長が利根川矢木沢ダム流域にこの方法を適用し、10%以内の誤差で雪量の予測が可能であることを確めている（図1.2参照）

冬期降水量と春期融雪高の相関解析（竹内俊雄による）

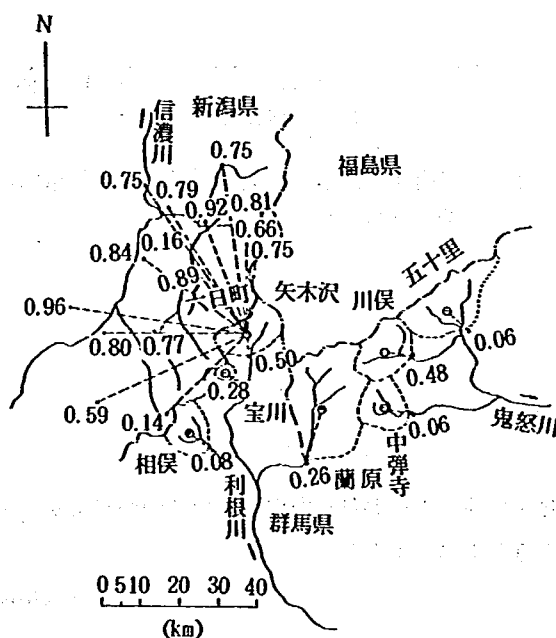


図-1 矢木沢春期融雪高と新潟県側降水観測所の冬期降水量との相関、ダム地点に於ける冬期降水量と春期融雪高との相関（竹内）

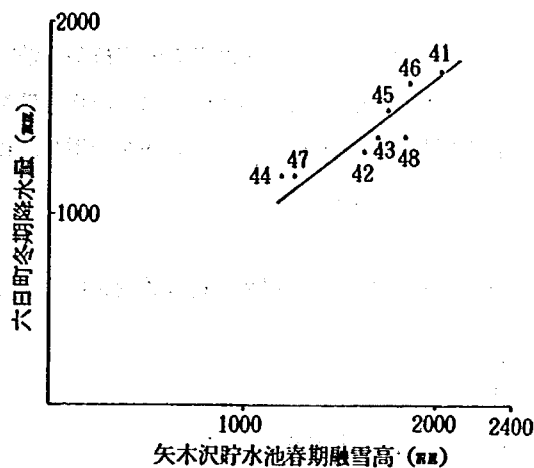


図-2 六日町冬期降水量と矢木沢貯水池春期融雪高との関係 (竹内)

(水文研究室)

河-6 流量観測について

(質問)

出水時、刻々と変化を生ずると思われる山地急溪流での簡易でかつある程度の精度を持つ流量観測の方法はどのようなものがあるか。

(六甲砂防工事事務所)

(回答)

河川での流量観測は通常、プライス式等の流速計によって、必要とする精度に合った観測方法を選択することが出来る。しかし、本問の如く山地溪流における流量観測は通常河川で行う場合と同じ方法がとれないケースが多い。

観測水深が比較的浅く、河床変動の大きい溪流部での流量観測は、現段階では決定的なものはない。通常、このような場所での流量観測は堰測法が多く採用されている。堰測法において完全越流の矩形堰の場合、流量は次の公式により算出される。

$$Q = C B H^{\frac{3}{2}}$$

ここに Q : 流量 (m^3/s)

C : 堰の越流係数

B : 堰幅 (m)

H : 越流水深 (m)

この方法においては越流深 H を測定するので、精度の高い水位観測を実施することが流量観測精度を高めるうえで必要である。

このための水位標（又は量水塔）の設置は、堰に近く、流速の小さい場所を選ぶ等の配慮が必要である。

このようにして越流深を観測して堰によって精度の高い流量を観測することが出来るが、流量の常時監視に対処するためにはフロート式等の水位計による必要がある。しかし、渓流部においては土石流の発生も多く通常の触水式のものでは連続観測は困難である。従って、このような場所での水位センサーとしては超音波方式等の非触水型センサーが有効である。超音波式水面計は従来、温度特性の悪さから精度の面で実用的でなかった。しかし近年、この分野での改良努力は大きなものがあり、10 mの観測レンジにおいて0.2 % (2 cm) 程度の精度で観測が可能である。

このほか最近では電波による水面計も開発されており、精度はさらに高くなっている。

次に、流速を計る通常の流量観測法としては最近実用化された電波流速計が有効に利用出来ると考える。これは電波のドップラ効果を利用したもので、遠隔地点から電波を発射して河川の表面流速を測るものである。適用範囲は0.5 m/s ~ 15 m/s までの比較的速い流速を最大感知距離20 mにおいて計測可能である。この計器も超音波水面計と同様に遠隔観測計器であり土石流さえ簡単に測ることが出来る。

なお急流河川においては堰を設けても越流部で完全越流にならないことが多い。このような場合には電波流速計を利用して越流部の流速を測定して流量を算出することが考えられる。

完全越流にならない場合の対策として水理模型実験を実施して水位と流量の関係を事前に求めることも効果的な方法である。厳木ダム（九州地建）においては貯水池流入量の精度の高い観測を行うために、上流部に堰を建設することを計画しておりそのための模型実験を行っている。

(水文研究室)

河-7 地下水に関する調査方法について

(質 問)

現在紀の川大堰の計画があるが湛水池と堤内地地下水との関係が明らかでない。従って河川水位と堤内地の地下水位が観測可能なよう観測井を設け調査を実施しているが十分把握出来ていない状況にある。このため河川水位と堤内地水位の関係が明らかのように、また、大堰完成後の堤内地地下水位の影響対策がたてられるような調査方法について御教示願いたい。

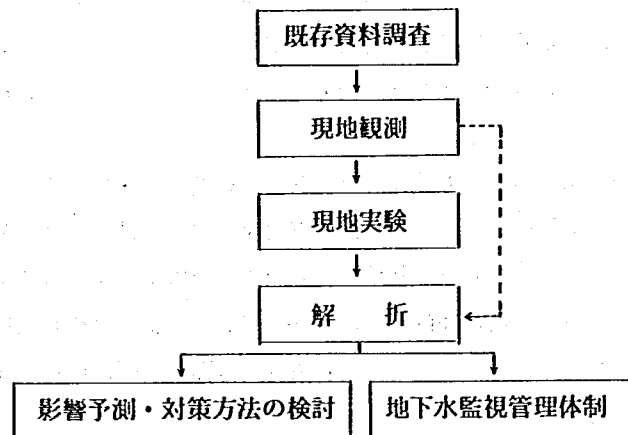
(和歌山工事事務所)

(回 答)

1 調査目的及びフロー

本質問の意図は大堰完成後、たん水区域内の河川水位の上昇による周辺地下水の影響を事前に予測し、なんらかの対策や監視システムを検討するための資料にすることにあると思われる。このための調査フローは表1のようになると考えられる。

表1 調査フロー



2 既存資料調査

① 一般に地下水調査を行うに当たって注意しなければならない点は、普通、地質状態は均質でないため、調査範囲や地下水測点数など、単純に決定できないことである。このため、既地質資料、観測資料、また航空写真などを収集し、旧河道の位置や地下水湧出点、地表水路などの分布を知り、対象地域の透水性や地下水のマクロな挙動を把握し、おおよそ、河川と地下水の関係を調査しておくことが必要である。これらは、水理地質図や地下水位コンターの形で整理する。これらにより、調査範囲や観測の必要地点を決定されることになる。

② この他、被害の可能性を知るため、対象地域での、地下水利用、土地利用（とくに住宅、農業関係）などの分布も調査しておく必要がある。

3 現地観測

① 調査範囲はできるだけ広くとる必要があるが、既存資料調査から判断する、特に旧河道跡にそって、調査範囲を広げる必要があるし、また逆に水路などが境界条件となり影響範囲が狭まることもある。

② 現地観測は、上記地域に広く測点を設けて広域的な地下水調査を実施する。日観測でも

よいが、最低1年観測は継続させる必要がある。

- ③ また、河道と地下水の直接関係を知るため、下記のような観測が必要と思われる（図2参照）

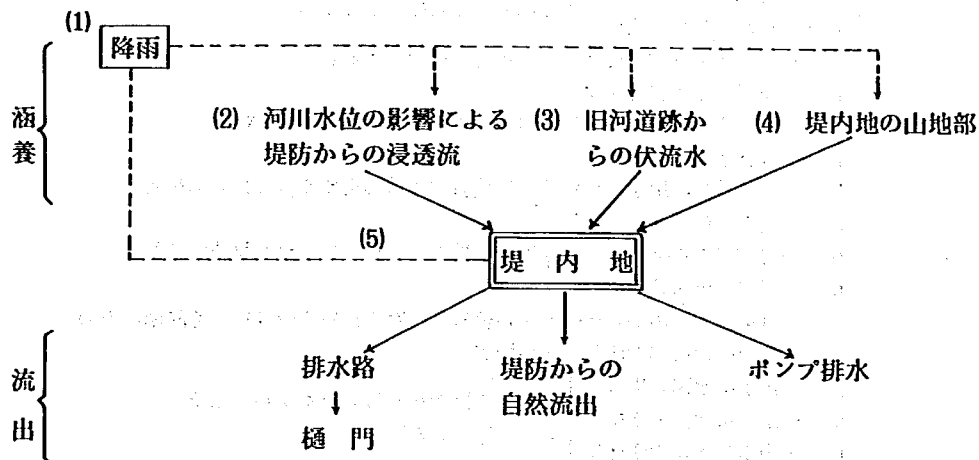


図2 堤内地の水収支

- 1) 旧河道付近のような地下水と河川水のやりとりが著しいと思われる箇所
- 2) 人家など地下水位が上昇すると影響が現われやすい地区
- 3) 地質等が異なるような地区ごとに比較できる観測を行う。

観測方法は主として、河道法線に垂直に観測井を設けて、その地点の河川水位も含めた観測を行う。（図3参照）

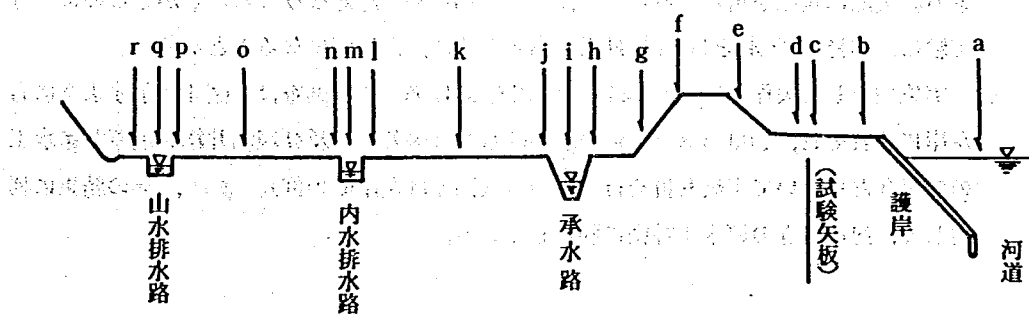


図-3 観測孔配置模式断面図

（注）このような観測体制はあくまでも理想的なもので地域によっては省略できるものも多い。

図-3の各位置での測定意義は次の通りである。

- a ……各観測孔の水位の基準となる河川水位
- b ……高水敷の河川に近い位置で、主として護岸工の影響を確かめる。
- c ……打設矢板川側の水位
- d ……打設矢板堤内側の水位 } 矢板効果を最も良く反映する位置
- e ……堤防本体の川側
- f ……堤防本体の堤内側 } 堤体内の動水勾配を把握する。
- g ……堤防裏ノリ尻、堤体内の動水勾配を把握する。
- h ……堤脚水路の堤外側
- i ……堤脚水路の水位 } 堤脚水路効果を最も良く反映する位置
- j ……堤脚水路の堤内側
- k ……堤内地で河川から比較的近い位置で水路の影響を受けにくい位置
- l ……堤内地排水路の河川側
- m ……堤内地排水路の水位 } 堤内地排水路効果を最も良く反映する位置
- n ……堤内地排水路の堤内側
- o ……堤地内で河川から比較的遠い位置で水路の影響を受けにくく降雨のみの影響を比較的抽出しやすい地点
- p ……山水排水路の堤外側
- q ……山水排水路の水位 } 山水排水路効果を最も良く反映する位置 (右岸側のみ)
- r ……山水排水路の山体側

この際、地質調査や透水試験を合せて行っておくことも必要である。測点はできるだけ河川から遠く、多く設置することが望ましいが、河川から400～500 m離れた地区までは最低必要である。これにより、地区の地下水変動や河川水位上昇時の地下水位変化を継続調査する。

4 現地実験

- ① 堰完成後の計画たん水位を現地で実験的に作りだしこれによる地下水の変化を知ることにより、完成後の地下水位予測の他、対策工についての検討を具体的にを行うことができる。実際に現象を再現するため、説得性のある調査となりうる。しかしこのような実験は、実際の湛水と同様な効果を出すために、大規模になることが多い。
- ② 実施例として矢作川の河口堰調査の例をあげる。この調査は、図4に示すように右左岸にそれぞれ、200 m×50 mの試験貯水池（堤外地）及び観測井網を設置し遮水工の効果などについて実験解析を行っている（図4は左岸側の例）。また、その結果を利用して、河口せきの遮水工計画に利用している。

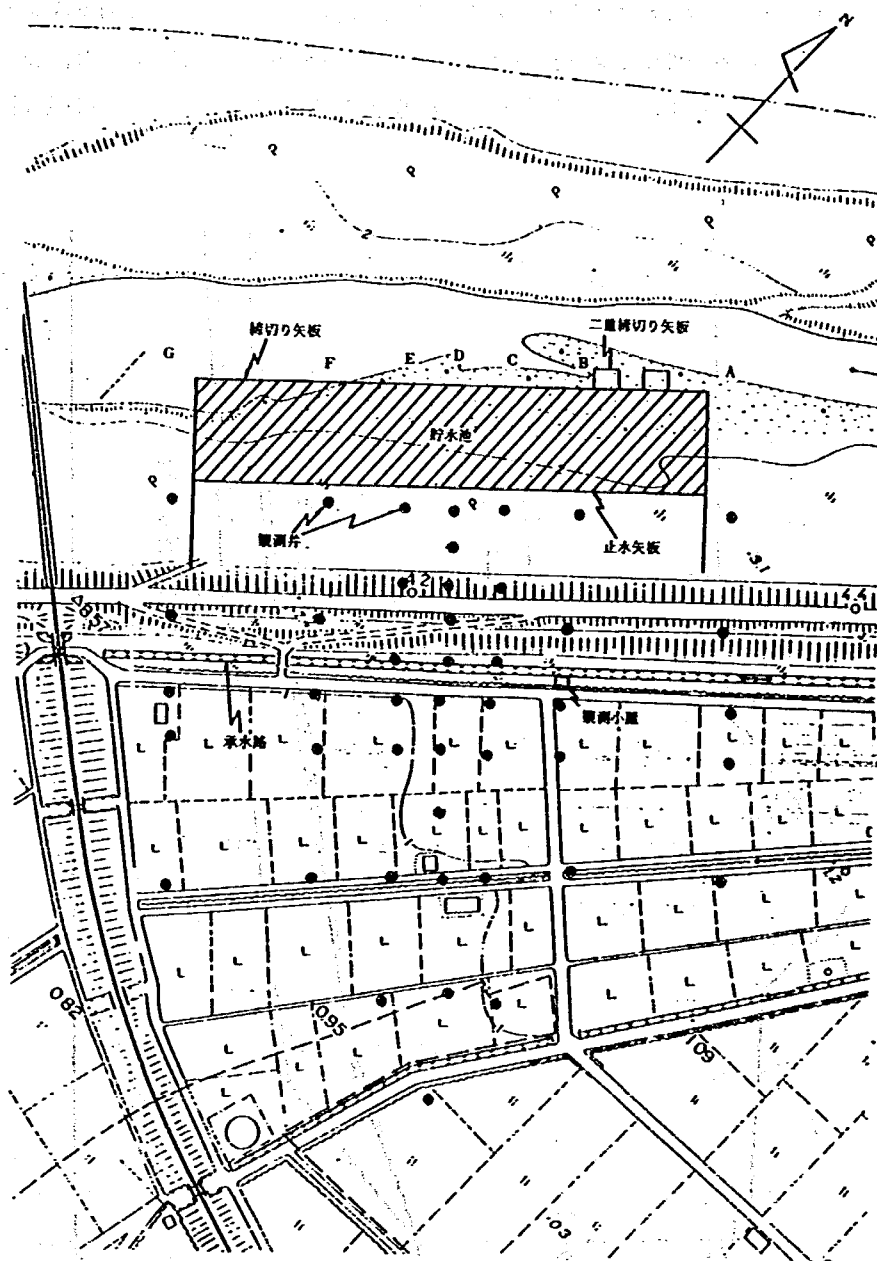


図4 現地実験施設（矢作川左岸の例）

5 解析について

- ① 解析は先の現地観測・現地実験の結果を用いて、湛水による地下水変化予測や対策工の評価を行うためのものである。普通、平面2次元モデルや垂直2次元モデルを用いるが、境界条件や水文地質パラメータの設定は慎重に行う必要があり、設定のしかたによっては、結果が大きく異なることがあるので注意を要する。(図5は解析の一例である)

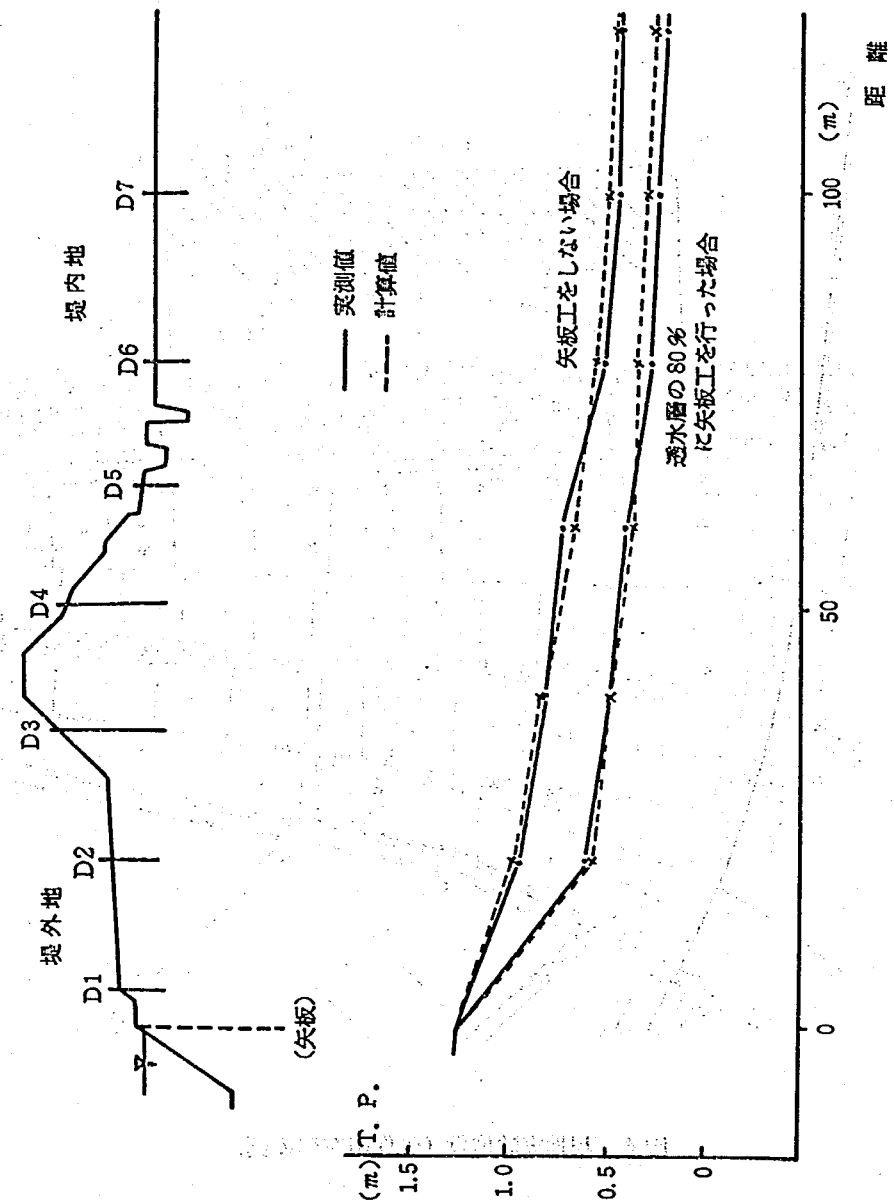


図 5 解析例

6 対策方法について

対策方法には、一般に次のようなものがある。

遮水工法	地下連続壁工法-----イコス, OWS, アースウォール, ケリー, エルゼ ソレタンシュ, KCC, BW
	矢板工法-----コンクリート矢板, 鋼矢板
	グラウト工法-----ジェット式, グラウト注入
減少工法	大断面堤体工法
	ブランケット工法----アスファルト, コンクリート, ビニール
	裏小段布設工法
堤内排水工法	承水路工法
	ウェル工法

その選択は、単に遮水性だけでなく地下環境を現状の状態で維持できる条件を満足するためにどの程度漏水を低下させるかなどについて、その効果などの検討も必要である。

参考文献

- 1) 豊橋工事事務所 矢作川河口堰漏水対策工法検討報告書, 昭和54年 8 月
- 2) 福山工事事務所 新涯・水呑地区地下水業務調査報告書, 昭和55年 3 月
- 3) 建設省水文研究グループ編訳 最新地下水学, 昭和55年 8 月

(水文研究室)

河-8 河道の水理模型実験結果から施設計画(護岸・床固等)立案上注意すべき点について

(質 問)

1 概 要

猪名川の川西・池田地区(表-1)で河道の掘削及び拡幅を行い河積の増大をはかり暫定河道として疎通能力 $1,770\text{m}^3/\text{s}$ さらに将来河道として、疎通能力 $2,300\text{m}^3/\text{s}$ の河道に改修する計画である。この改修計画にともなう橋梁のかけ替え及び新設の橋梁(173号線)の橋脚が河道に与える影響状況等について縮尺 $1/50$ (ひずみなし)で実験を行った。なお力学的相似については Froude の相似則に従った。

表-1 当地区 現況及び計画流量

河川名	地区名	距離 (km)	最小疎通能力 (m^3/s)	計画高水流量 (m^3/s)	戦後最大洪水 流量 (m^3/s)	同左一庫ダム 竣工後流量 (m^3/s)	総合治水暫定 計画 (m^3/s)
猪名川	川西・池田	10.4~ 12.6	600	2,300	1,920	1,770	1,770

④ 総合治水暫定計画の考え方としては、現状河幅を重視してその範囲内で暫定低水護岸を施工する。

⑤ 暫定事業は概ね10年以内に可能な事業量である。

2 実験結果

実験結果の要点としては、橋脚軸でのせき上げは(図-1) $\text{TP } 30.685 - 27.425 = 3.26 \text{ m}$ になる。また横断水面形上は(図-2)となる。横断面における流速網は(図-3~5)で低水護岸近辺でも4.5 m程度の流速が予想される。フルード数は0.79程度である。河床材料としては10~30cm円礫~亜角礫が主体で $D_{\text{max}} 50 \text{ cm}$ 巨礫が点在する。厚さは、現河床から0.50~2.5 mに存在する。これより下層は粘板岩の風化した貝岩が2.5 m以上である。なお現地点での実験は河床は固定床として行った。

3 質問内容

計画河床高は暫定・将来計画ともこの砂礫層と粘板岩の風化層の境界付近となると共に流速が相当急速であるため以下の事項について注意すべき点について御教示願いたい。

イ 低水護岸の根入長さ

ロ 低水護岸の形状、規模、構造

ハ 床止、根固等の形状、規模、構造

(猪名川工事事務所)

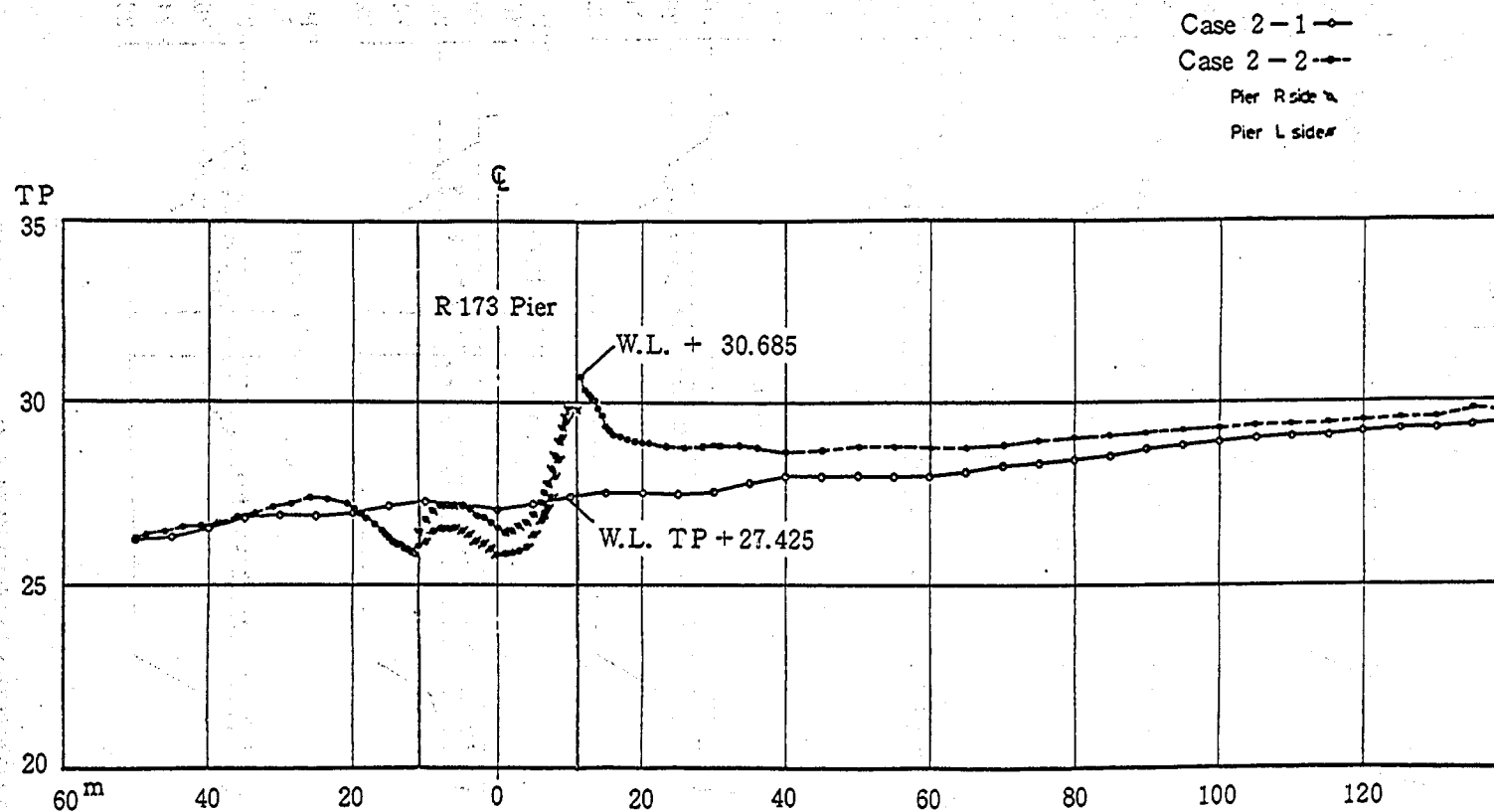


図 1 阪神高速道路橋脚軸縦断面水面形状 ($Q = 1770 \text{ m}^3/\text{sec}$)

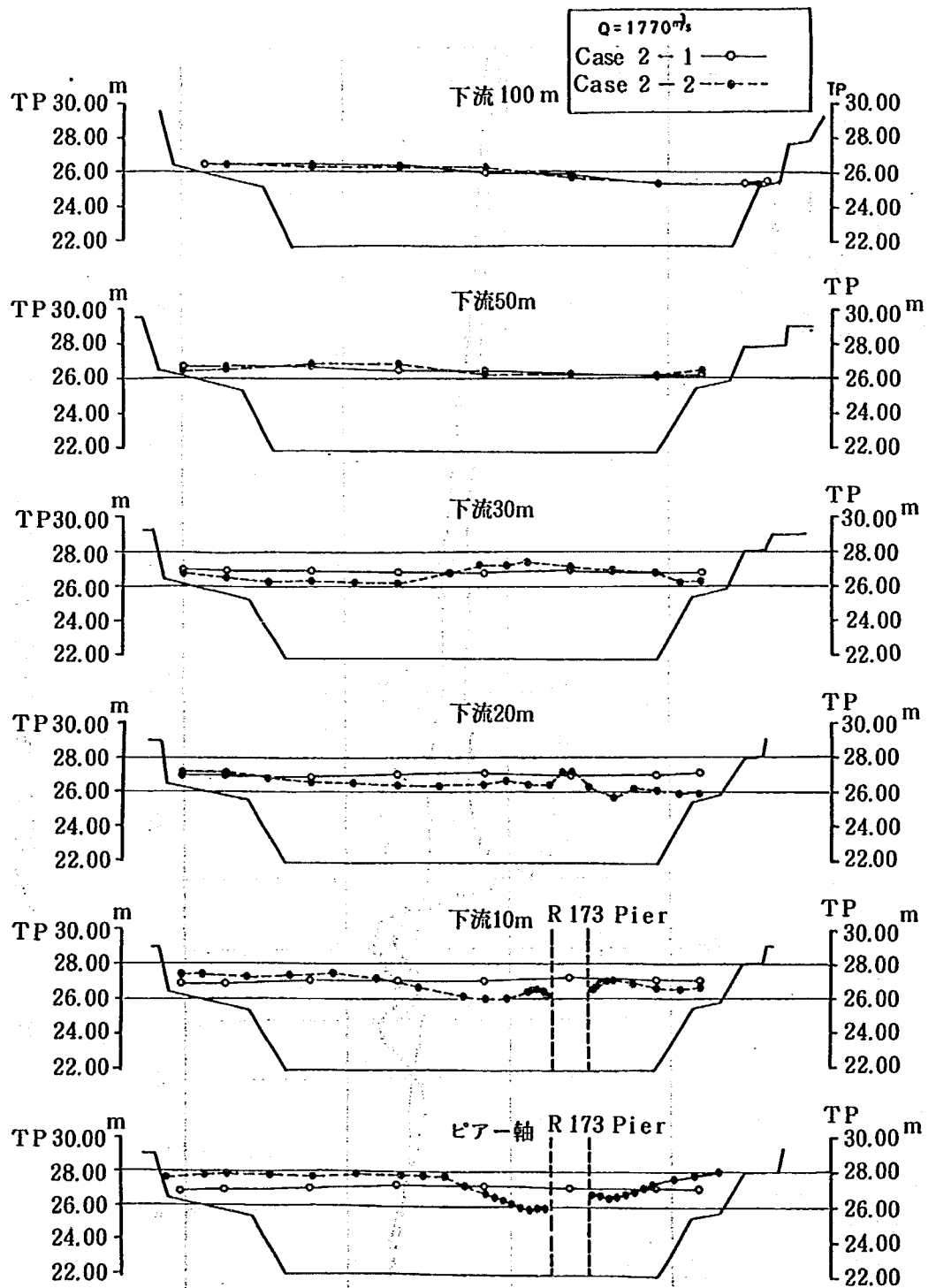
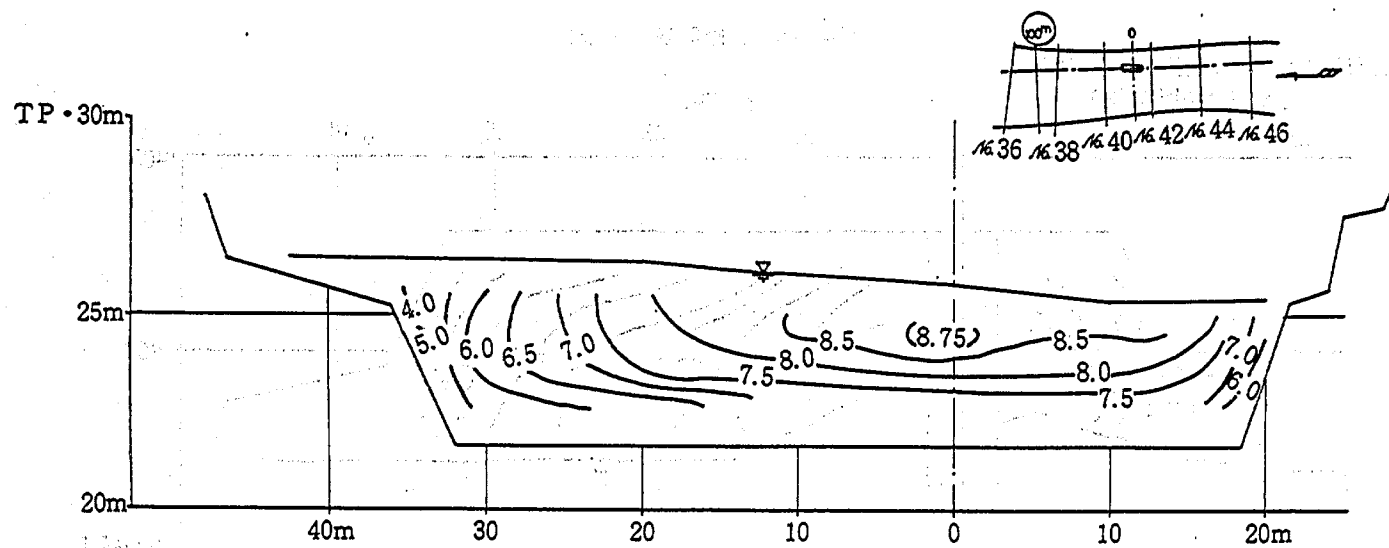
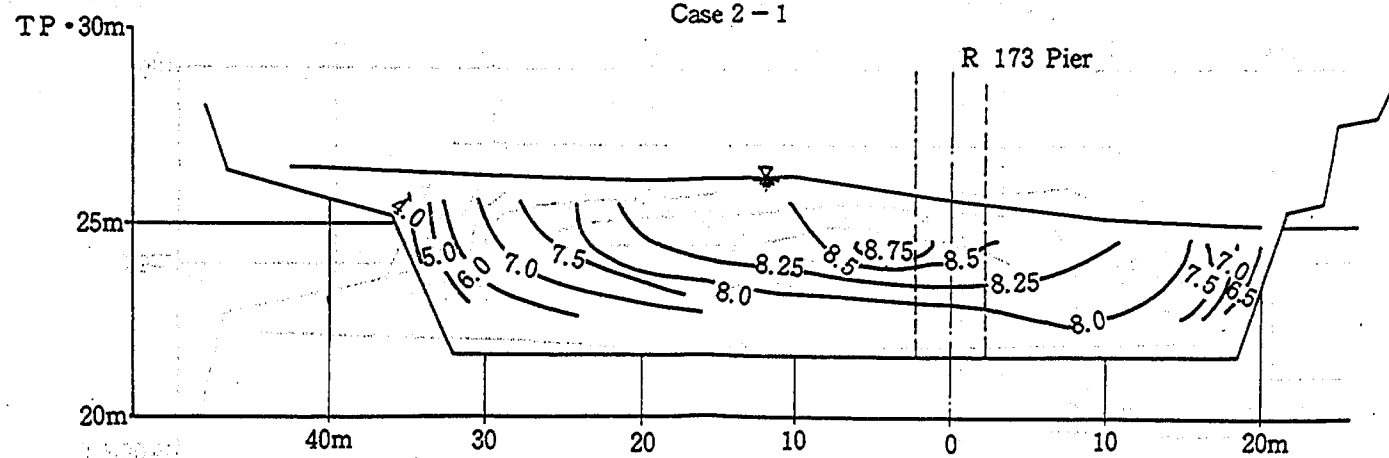


図 2 R.173 橋梁付近の横断水面形状図 (Case 2, $Q = 1770 \text{ m}^3/\text{s}$)

— 9/5 —



Case 2-1



Case 2-2

(表示単位: m/s)

流速測定: 光電管式プロペラ流速計

図 3 流速網 (下流 100 m)

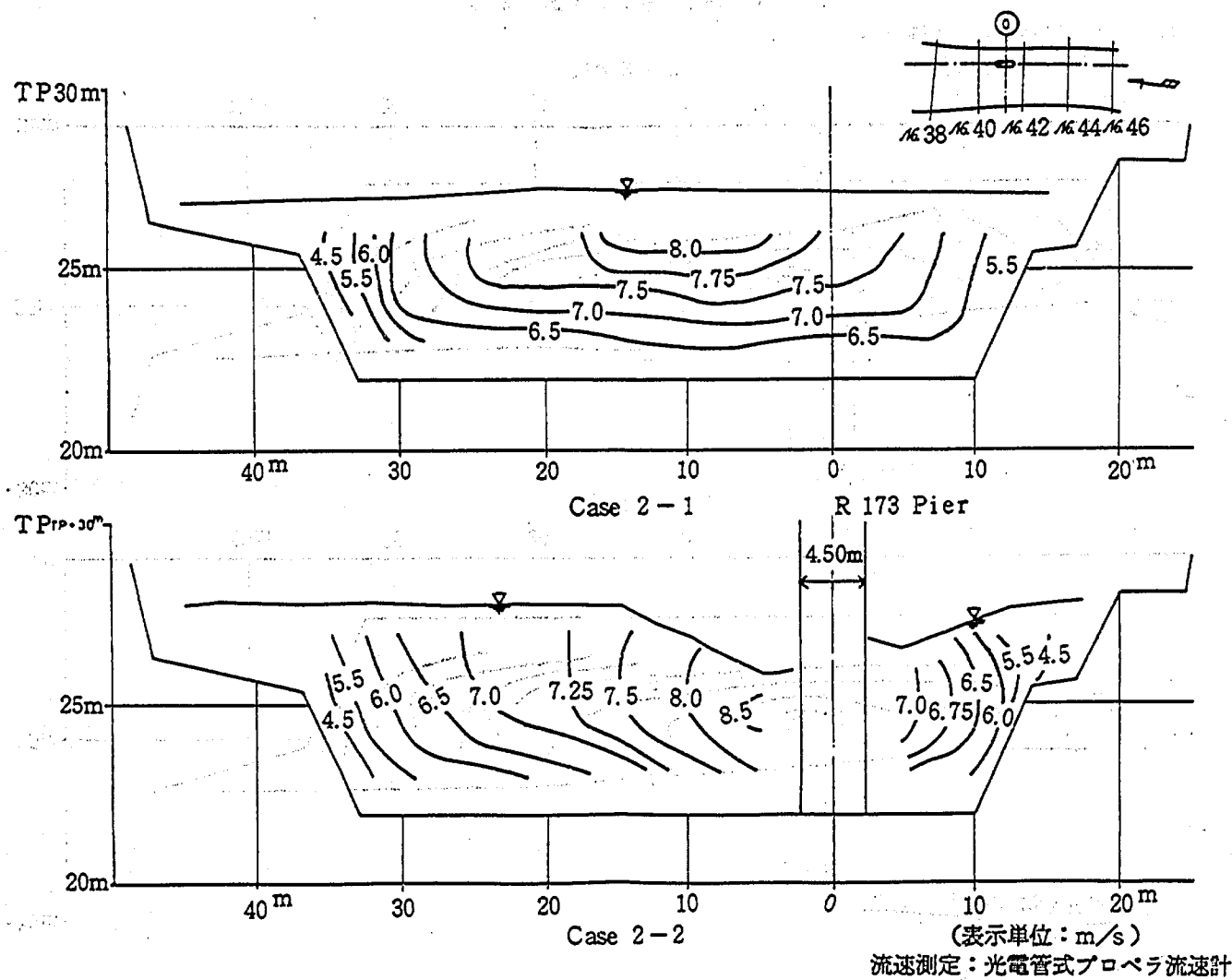


図 4 流速網 (Pier 軸)

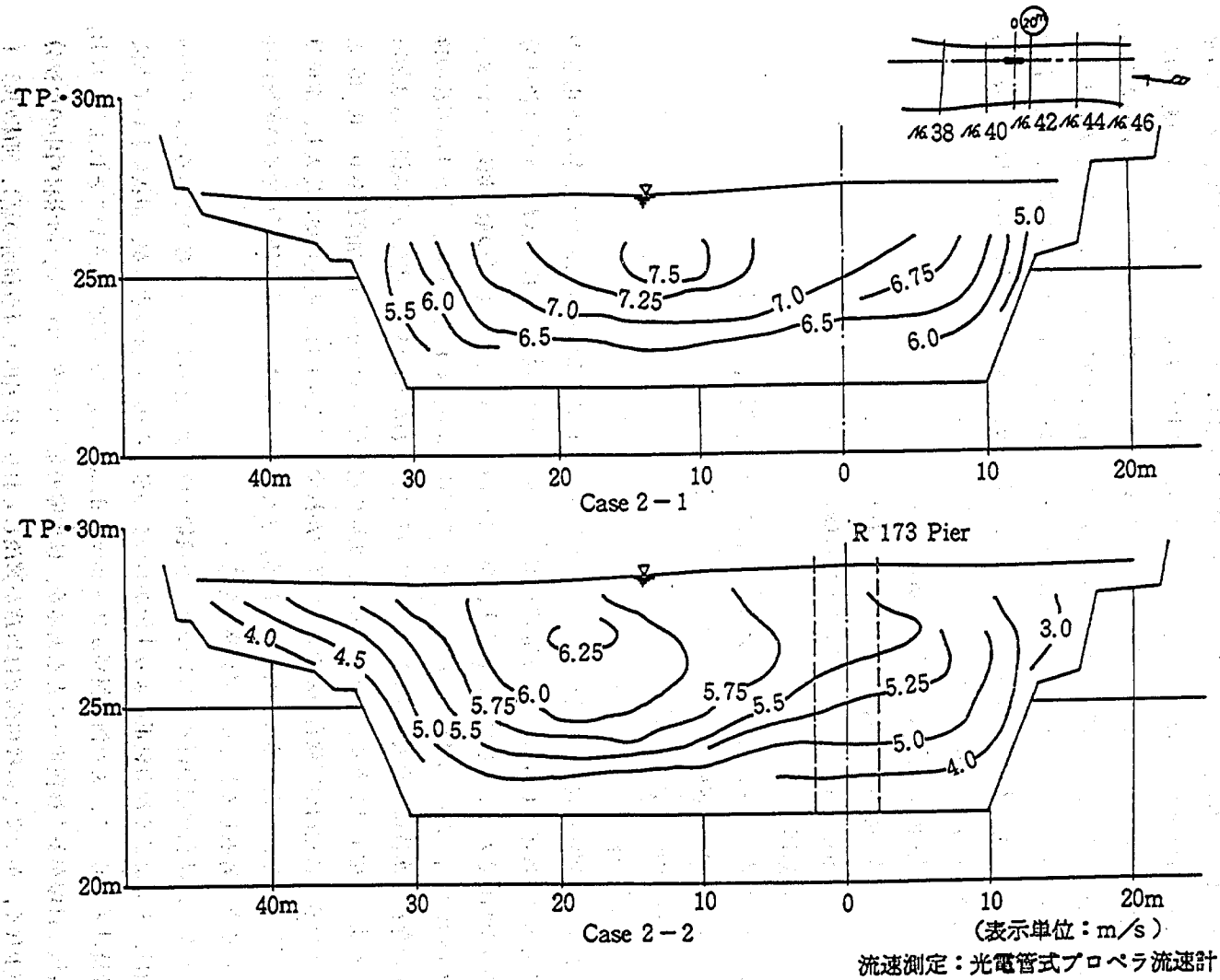


図 5 流速網 (Pier 上流20m)

(回 答)

猪名川の 10.4～12.6 km 区間が対象である。この区間には、橋梁が 4 橋、取水堰が一基、および余野川の合流がある。暫定計画の河道掘削に伴い、橋梁ではすでに中橋（市道）がかけ替えを完了しているが、他の 3 橋も今後何らかの対策工事を行わなければならない。2 基の取水堰はそれぞれ可動堰（ゴム堰）とする計画であり、床固は撤去することとなる。このあたりの堤内地盤高は比較的高いので、掘り込み河道となっており、将来余裕高分程度が特殊堤となる。この点からすると、都市部の河川にとって特に重要な河道の安全性については有利と判断される。改修計画によると、10 年程度を目途に現況河幅を尊重して主として河道掘削により、河積を拡大し、現況能力の $600 \text{ m}^3/\text{s}$ を $1770 \text{ m}^3/\text{s}$ にあげ、その後拡幅により高水敷を造成するかたちで計画の $2300 \text{ m}^3/\text{s}$ 河道とすることになっている。

ここで、当面の課題は次のようであると思われる。

- a 低水護岸の設計（根固、護岸水制等を含む）
- b 2 本の可動堰（出水時には帯工として機能）の設計
- c 合流点処理
- d 橋脚の影響とその対策（局所法掘、護岸に対する悪影響、せき上げ）
- e 上流区間への影響
- f 施行途中の河道の影響
- g 施工法（瀬替、騒音、振動等）

以上の諸問題に対し、あるいはその一部の問題に対して模型実験が行われた。軟岩が出るので河床変動は無視しようとして固定床模型（ $1/50$ 、ひずみなし）が採用され、水位や流速分布等が測定された。実験結果によると、 $Q = 1770 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合で、流速の最大値は $U_{\max} = 8.75 \text{ m/s}$ 、フルード数 $F = 0.78$ 、壁付近の流速 4.5 m/s 程度であり、また 173 号線の橋脚の存在が水位に大変大きな影響を与えていることがわかる。特に、橋脚の上流側では 3.26 m にも及ぶ水位上昇がある。しかしながら、実験の粗度係数は現況河道の粗度係数 $n = 0.035$ としており、暫定河道で軟岩が露出し粗度係数が減少するとすれば、流速は更に増大し、水位は低下して波状跳水となることも予想される。また、将来下流端の水位が低下してその影響が加わることも考慮しておくことが必要であろう。

ただし、砂利採取が行われない限り、下流端水位の低下速度は大きくないであろう。その理由は、ダム築造や河道整正により上流からの流砂量が現状より減少するが、現状においても流砂量は多くはなく、また河床材料が $10 \sim 30 \text{ cm}$ ($d_{\max} = 50 \text{ cm}$) と非常に大きいことによる。なお、現状では堰が多く存在することもあるが、砂礫堆の発達は十分ではなく、河床材料中の粗粒分が少なく、かつ多くの砂州部では雑草が繁茂しており（猪名川工事事務所の話）、河床勾配 $1/330$ の河道にしては流砂量は多くないと判断した。

この区間の河道は全体としてゆるくわん曲しており、その中に小さな曲りが 3 ケ所ある。そ

れに、左端より余野川が合流している。これらを合せて、洪水流は安定したおだやかな蛇行をするものと考えられる。もし流砂が多ければ、流れを調和した砂礫堆が形成されるはずであるが、いま、河幅水深比 (B/H) をとると計画時には $70/6.5 \div 11$ であるから、単列蛇行の傾向を有し、水深が70cm以下くらいのとき (おおよそ $Q=60\text{m}^3/\text{s}$ 以下)、複列蛇行となるのであろう。また、摩擦速度は $U_* = \sqrt{gHI} = \sqrt{9.8 \times 6.5 / 330} \div 0.44 \text{ m/s}$ 、10cmの礫の限界流速は $U_{*c} = 0.28 \text{ m/s}$ (岩垣公式による)、また無次元掃流力 $\tau_* = U_*^2 / \{(1s/\rho - 1)gd\} \div 0.12$ であるから、これらの数値により、河床上の礫は移動し、河床波は lower regime であると推定される。

さて、この区間の河道計画に対して前記のような問題点があるが、ここでは質問事項に限って回答する。

イ 猪名川のこの区間は急流部で単位幅当たり $1770/70 \div 25\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ の大流量を受持つ河道であるから、低水護岸の根入れ深さは、十分深くしておく必要がある。もっとも、これは軟岩の強度評価による。そして、ボーリング資料によると場所により若干異なるようであるが、一般的には水流に対する耐侵食性は相当程度あるとみなし得よう。しかしながら、護岸と軟岩の接点は弱点であり、同所がいったん侵食を受けるとそれは助長する傾向となるから、ドライまたは水中における軟岩とコンクリートの強度比がひとつの判断基準となる。このように、軟岩の上から護岸を立ち上げる場合には、護岸の前面に根固ブロックを捨てたり、水制を設けることは維持が困難であるから、このような機能を四角形、あるいは三角形のコンクリートにおきかえてみることもできよう。ただし、場所うちコンクリートにはじめは当然設けるが、うち込み時に軟岩に数多くの孔をあけておいて軟岩と一体化させる構造とすることが望ましい。つぎに軟岩の強度が期待できない場合には、特に重要な都市部でもあり、流速が大きく、かつ大径の礫が流下する河道であるから、十分安全な構造としなければならない。このような場合には現在は計画河床高、または最深河床高のいずれか深い位置より、1m以上深い位置に護岸基礎の頭がくるように設計すべきであると考えられる。できれば2m程度ほしいところである。ただし、これも将来の河床低下がないと考えた場合のことであって、河床低下量の予測結果や、取水堰敷高との関係を考慮した根入れ深さとしなければならない。

ロ 低水護岸の形状・規模・構造は、通常の河道より極端に川幅が狭い、しかも非常に急流な都市部の人工河道に適したものとす。一般に、護岸としては表面の粗度が大きく、かつ勾配がゆるい場合の方が前面の洗掘が小さい。しかし、水理的にみて直壁では不可ということではない、猪名川の場合には親水機能をも考慮し、用地の許すかぎり勾配をゆるくし、ところどころに階段を設けるとよい。また、危険防止も兼ねて上部に小段 (巾はせまくてもよい) があるとよいと思われる。護岸の粗度は前面の流速を減殺し、らせん流を抑えるために設ける。粗度要素は鉛直のすじ、または流れ方向に少し斜いたおび、あるいはちどり状の突起物等である。高さと間隔は理想的な平行流であれば1:10でよいが、通常は1:5以下ではないかと思われる。

る。ただし、突起物を設ける場合には高速流によって大きい剪断力が生じるので護岸は土中にしっかり連結されていなければならない。

護岸は縦断的に細かく切り離し、それぞれが独立して機能するように考慮するものとする。通常10mないし20m間隔でめじが入っているようであるが、できれば更に短くし、洪水中の破損が波及しないよう考慮することが望まれる。

低水護岸の天端は弱点のひとつでもある。ここに洪水が乗り上げ、あるいは流下する場所では洗掘を受ける。そこで、少なくとも幅1m以上の長さにわたって高水敷をなじむ材料で被覆しておくといふ。その材料としては蛇籠やぐり石、あるいはブロック張り等が考えられる。

護岸の構造は、堅固なもので、背後とよく連結された構造とし、可能な限り環境を考慮したものとするといふ。単なるブロック張りでは強度が不足すると考えるべきである。鉄筋コンクリート、大規模な枠構造、あるいはよく管理された石積み等が適当と考える。

猪名川のこの対象区間には、実験結果にも現われていると思われるが、4ヶ所の水衝部がある。それらは、合流点右岸のやや下流部、およびそれぞれのわん曲部の凹点のやや下流部（次の凸部との中間点あたり）である。このような場所においては重点的に護岸の重量を増しておく必要がある。

ハ、床固、根固等の形式・規模・構造については、まず根固から話をすすめる。軟岩の強度に信頼がおける場合で、軟岩を基礎として護岸を立ちあげることができるときには、根固は不要である。軟岩が流水によって侵食をうけると考えられるときには、勾配や水深、および軟岩の強度も異なるが、野州川の例を参考に設計するとよいと思われる。この場合、根固はできるだけ低い位置に設置し、幅は5m以上、できれば10m程度とし、平型のブロックを用い、それらを連結することを原則とする。ブロックは一層の層積とする。吸い出しを考える必要はないが、すわり具合を考慮して砂利またはぐりを敷しておくといふであろう。ブロック重量は6トン以上で大きい方がよいが、かみ合せと連結を重視すべきである。富土川では流速10m/sにも達するが、単体では28トンのブロックが流された記録があるという。

猪名川のように急流な、かつ流量規模に対して河幅の狭い川では、クイやブロックによる水制もよいが、基礎が軟岩では無理であろう。また、矢板をうち込むことも困難であると思われる。

最後に床固は、施工途上において必要となることも考えられるが、それは施工計画の段階で議論すべき問題と考えられる。暫定河道としては、河床変動をみて応変に対処することによりであろう。

(河川研究室)

河-9 淀川下流部における特殊堤の耐震安全度評価について

(質 問)

淀川下流部は、かつては大小さまざまな砂洲を生成していたが、堆積作用が進むにつれて、これら砂洲の間は埋め立てられ、次第に陸化されていったものであり、元来軟弱地盤である。したがって、下流部に築かれている特殊堤区間に対して、堤防が地震時においてどのような挙動をするかを把握し、堤体の安全度を評価するとともに、その対策を検討する必要がある。

このため着手した54年度の調査内容は、1) 既存資料の収集・整理、2) ボーリング、標準貫入試験、サンプリング、3) 土質試験(単位体積重量、土粒子の比重、粒度、含水量、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、振動三軸試験) および4) PS検層であるが、淀川下流部の特殊な堤防の耐震安全度の評価に関する次の事項に関して、御教示願いたい。

- 1 特殊堤(三面張構造)の地震被害あるいは調査解析の実例
- 2 地盤の液状化強度の評価方法
- 3 応答解析のための地盤・堤体のモデル化の方法
- 4 入力地震動の設定法
- 5 応答解析の計算方法
- 6 安全度の評価方法

(淀川工事事務所)

(回 答)

- 1 特殊堤(三面張構造)の地震被害あるいは調査・解析の実例

堤防前面にコンクリート擁壁を設けた特殊堤の地震被害については、新潟地震の際の阿賀野川河口部あるいは1978年宮城県沖地震の際の名取川河口部などのように数少ないながらも被害例がみられている。しかしながら、三面張構造をもつ特殊堤については、築堤の歴史も浅くまた施工例も少ないため、地震による被害例は皆無である。また、地震時の安定性に関する調査解析についても、土構造物としての円弧すべり解析が主流であり、三面張構造のような特殊堤についての解析例も皆無であるのが実情である。しかし、近年三面張構造をもつ河口部の特殊堤に対する耐震性の調査も行われ始めている。¹⁾²⁾ 例えば、直轄では木曽川下流部の堤防・河川構造物および基礎地盤の耐震性調査を実施している²⁾。そこでは、三面張構造の特殊堤部の地震応答解析、安定解析を行っている。

以上のように、三面張構造の特殊堤については、地震被害あるいは調査解析例がほとんどないのが実情であるが、特殊堤が河口部付近に築堤される例が多いことを考えると、通常の河川堤防と同様に三面張構造の特殊堤に対する地震時の安全性の評価および対策の検討が必要である。

2 地盤の液状化強度の評価方法

飽和した砂質地盤が存在する場合には、地震時の液状化（流動化）が問題となるが、地盤の液状化の予測を行うためには、その動的強度を求めることが必要となる。地盤の液状化強度を評価する方法には、大別して次の2方法がある。

詳細法：調査地点で不攪乱資料のサンプリングを行い、振動三軸試験により液状化強度の実測値を求める方法、調査地点での固有な液状化強度が得られるが、サンプリング、振動三軸試験等に経費がかかり、調査の対象範囲は限定される。

簡易法：既往の調査結果により導かれた液状化強度の推定式を用いて推定する方法。普通はN値、有効上載圧等の調査の容易な地盤の特性から液状化強度を推定できるようになっているため、簡易に液状化強度が求まる。しかし、推定式は数多くの実験結果の平均的なものであり、個別の調査地点の液状化強度とは若干異なることもあり得ることを留意すべきである。

本法の一例としては、道路橋示方書V耐震設計編¹²⁾があるが、そこでは地盤の動的せん断強度比（R）の推定は次式に基づく方法で行うよう規定されている。同方法によれば、N値、有効上載圧 σ_v' および平均粒径 D_{50} から液状化強度を推算することができる。

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm} \text{ の場合} \\ R = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + 0.19 \quad \dots\dots\dots (\text{解 3.7.1}) \\ 0.05\text{mm} < D_{50} \leq 0.6\text{mm} \text{ の場合} \\ R = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + 0.225 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right) \dots\dots (\text{解 3.7.2}) \\ 0.6\text{mm} < D_{50} \leq 2.0\text{mm} \text{ の場合} \\ R = 0.082 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} - 0.05 \quad \dots\dots\dots (\text{解 3.7.3}) \end{array} \right.$$

ここに、N：N値、 σ_v' ：有効上載圧（kg/cm²）、 D_{50} ：平均粒径（mm）

以上のように、両方法とも特徴があるが、調査の内容・重要度に応じて選択するのがよい。たとえば、調査対象地域が広範囲である場合は、代表的な数箇所において詳細調査を行い、当該調査地点における簡易推定式を求め、その方式を用いて地盤柱状図程度の調査結果しか得られていない他の地点の液状化強度をおおよそ推定することができる。

3 応答解析のための地盤・堤体のモデル化の方法

地盤（土構造物を含む）の地震時応答解析あるいは安定解析のためのモデル化の作業は、種々の調査結果に基づいて行われるが、これらの作業のフローの概要を図-1に示す。

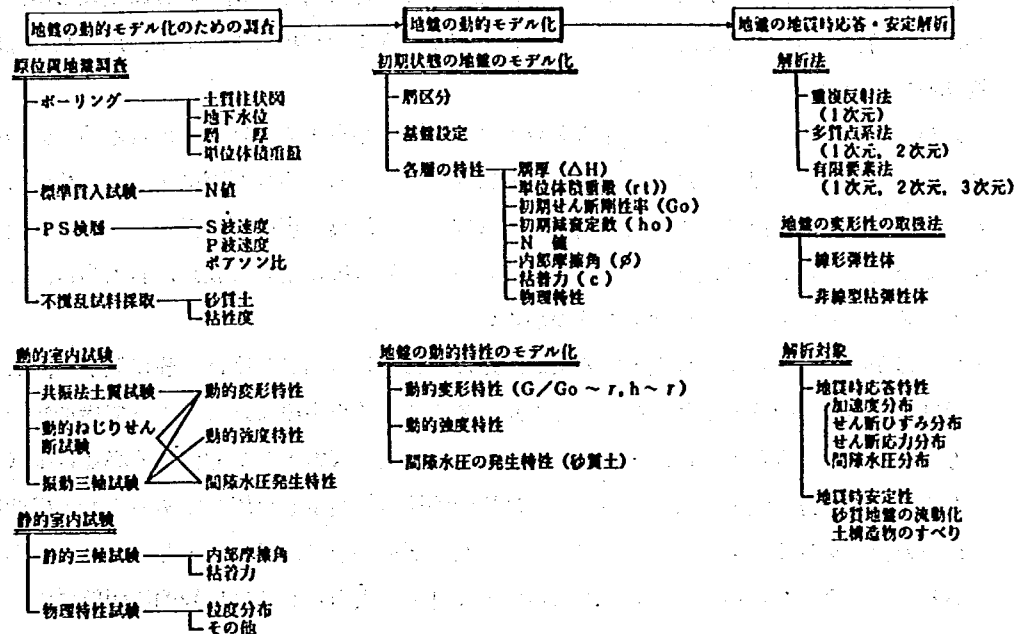


図-1 地震の動的モデル化の位置付け⁴⁾

図に示すように、モデルの設定のために必要とされる調査項目は、地盤の解析法、変形特性の取扱い方法あるいは解析対象により適宜決定されるべきものである。一般に、地盤の地震応答解析のためのモデルに必要な項目は次のようである。

- I) 層区分（基礎設定，層厚）
- II) 単位体積重量 γ
- III) 初期のせん断変形係数 G_0
- IV) 初期の減衰定数 h
- V) せん断変形係数のヒズミ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$
- VI) 減衰定数のヒズミ依存性 $h \sim \gamma$

ここで、地盤の動的な変形特性であるせん断変形係数と減衰定数のヒズミ依存性は、調査地点で採取した試料を用いた動的土質試験あるいは既往の調査結果に基づく標準曲線によるなどして設定することができる。

なお、三面張構造の特殊堤のモデルを設定する場合、前面バラベットのコンクリート部はモデルとして考慮するが、天端および背面のコンクリート被覆部は無視するのが一般的である。

4 入力地震動の設定法

地震応答解析に用いる地震入力は、調査地点の地盤条件に適した過去の強震記録の中から、地震動の特性を考慮して選定する。その際に考慮すべき主要な項目としては、地震動の強度、周期特性、継続時間などが挙げられる。

地震動の特性は地震の規模、震源のメカニズム、調査地点までの地形・地質と地震動の伝播特性、震央距離および調査地点周辺の地盤の特性など、いろいろな要因によって変化する。これらの要素のうち現段階で工学的に利用できる要素は、地震の規模（マグニチュード）、震央距離および調査地点周辺の地盤の特性とされている。動的解析に用いる設計地震入力は、これらの点を考慮して以下のように選定するのがよい。

1) 地震発生地点から調査地点までの距離が遠ければ、地震動の強度は一般に低下し、反対に近ければ地震動の強度は強くなる。したがって、比較的小規模な地震であって構造物から遠方で発生したような地震は、一般に動的解析の設計地震入力として考慮する必要は少ないであろうし、一方、大規模な地震の場合には比較的遠方で発生した場合であっても、構造物に相当の影響を与える場合が少なくないため、動的解析の設計地盤入力として考慮する必要がある。このような点から、動的解析に用いる設計地震入力としては比較的遠距離に生じる大規模な地震、近距離に生じる小規模な地震、および両者の中間の3種類程度の地震を想定して選定するのがよい。

2) 現在までの観測結果によれば、地震動はそれが採取された地点周辺の比較的表層に近い地盤（表層地盤）の特性の影響を受けており、その度合いは地盤が軟質であるほど著しいといわれている。したがって、ある特定の地点で採取された地震動記録を地盤条件を考慮しないで動的解析の設計地震入力として用いることは適切ではなく、記録の得られた地点および調査地点の両方の地盤の特性に応じて次のような点に留意したうえで、地盤条件の影響を考慮もしくは補正して解析に取り入れることが必要である。

- ・調査地点で採取した地震動の記録は、地盤条件による補正を要しない。

- ・調査地点で適当な地震動の記録が採取されていない場合には、第1近似として、調査地点と非常によく似た地盤の構成および地形・地質の地点で採取された地震動の記録を用いることができる。この場合にも地盤条件による補正は要しない。

- ・以上の2点により、地震動入力を与えることができない場合には、採取された地震動の記録を一度その地点の動的解析上の基盤の地震動に変換し、この地震動を改めて調査地点の動的解析上の基盤に作用させる。

3) 地震動の強度を表わすには、いろいろな提案がなされており、一般には最大加速度が用い

られる場合が多い。その場合、過去に発生した地震被害などの記録に基づいて調査地点における地震発生状況の特徴を把握し、これに統計的もしくは確率的な考え方を取入れて、地震の再現期間と橋の耐用年数との関係を与えて地震動強度の期待値を求める方法がある。また、マグニチュードに代表される地震の規模および震央距離による地震動強度の変化を推し測る実測資料などに基づいて推定することもできる。

5 応答解析の計算手法⁹⁾

地盤の地震時応答・安定解析法の概要は図-1に示すようである。応答解析法としては目的に応じて適当な方法を選定するわけであるが、堤防のような地表面形状あるいは周辺の地盤条件が一樣でない構造物に対しては、地盤の動的な変形特性を考慮した2次元の有限要素法による解析が一般的である。

なお、地盤が成層構造で平面的に一樣であるとみなせる場合は、1次元の重複反射法による解析もよく行われる。

6 安全度の評価方法

堤防のような土構造物の地震時安定性に関する評価項目および評価方法の概要を以下に示す。

Ⅰ) 地盤の流動化(液状化)

堤防の支持地盤に軟弱な飽和砂質土層がある場合は、地盤流動化に対する安定性の検討を行っておくことが望まれる。地盤の流動化に関する研究は数多く行われているが、例えばseed等⁶⁾、石原⁷⁾、吉見⁸⁾、柴田⁹⁾、谷本¹⁰⁾、岩崎等¹¹⁾の研究がある。また、現在のところ、構造物の耐震設計のために基準化されている地盤流動化の判定方法としては、道路橋示方書V耐震設計編・同解説(日本道路協会)、建築基礎構造設計基準・同解説(日本建築学会)、建築物設計標準解説(日本国有鉄道)、港湾構造物設計基準(日本港湾協会)等がある。

ここでは地盤流動化の判定法の一例として、岩崎等の研究成果を盛り込んだ道路橋示方書V耐震設計編¹²⁾の紹介をする。同編による流動化に関する条文を図-2に示すが、ここでは、流動化に対する抵抗率(F_1)により流動化の有無を判定している。

F_L を推算するための動的せん断強度比(R)および地震時せん断強度比(L)は簡易的に計算するようになっている。しかし、特に必要があると判断される場合は、動的土質試験や地盤の地震応答解析に基づいて、詳細な判定を行うのがよいとされている。

Ⅱ) 堤防のすべり

堤防のすべりに対する安定性の評価は、円弧すべり法による最小安全率によるのが一般である。地震時の安定性についても同様であり、通常は設計震度を設定し、その下で求められた安

3.7.1 流動化する砂質土層

(1) 流動化の判定を行う必要がある土層

地下水位面が現地盤面から10m以内にある沖積層で、かつ現地盤面から20m以内の範囲における平均粒径 D_{50} が0.02mm以上2.0mm以下である飽和砂質土層は地震時に流動化の可能性があるため、(2)項によって流動化の判定を行うものとする。

(2) 流動化の判定

流動化の判定を行う必要がある土層に対しては、式(3.7.1)で定義される流動化に対する抵抗率 F_L を求め、この値が1.0以下の土層については流動化するものとする。流動化すると判定された土層の耐震設計上の取扱いは、3.7.3の規定によるものとする。

$$F_L = R/L \quad (3.7.1)$$

$$R = R_1 + R_2 \quad (3.7.2)$$

$$L = r_d \cdot k_s \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma'_s} \quad (3.7.3)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x \quad (3.7.4)$$

$$k_s = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_{s1} \quad (3.7.5)$$

$$\sigma_s = (\gamma_{11}h_w + \gamma_{11}(x-h_w))/10 \quad (3.7.6)$$

$$\sigma'_s = (\gamma'_{11}h_w + \gamma'_{11}(x-h_w))/10 \quad (3.7.7)$$

ここに、

F_L : 流動化に対する抵抗率

R : 動的せん断強度比

L : 地震時せん断応力比

r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_s : 流動化の判定に用いる地表面での水平震度

σ_s : 全上載圧 (kg/cm²)

σ'_s : 有効上載圧 (kg/cm²)

R_1 : N 値と有効上載圧 σ'_s の関数で表わされる動的せん断強度比の第1項であり、図-3.7.1によるものとする。

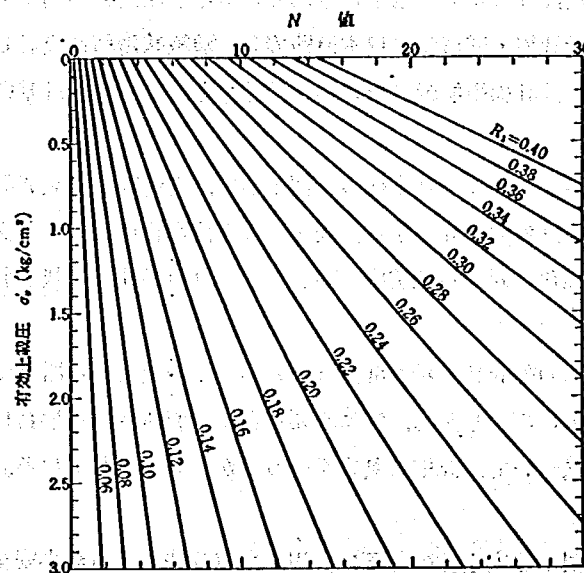


図-3.7.1 N 値、有効上載圧 σ'_s と動的せん断強度比の第1項 R_1 の関係

R_2 : 平均粒径 D_{50} の関数で表わされる動的せん断強度比の第2項であり、図-3.7.2によるものとする。

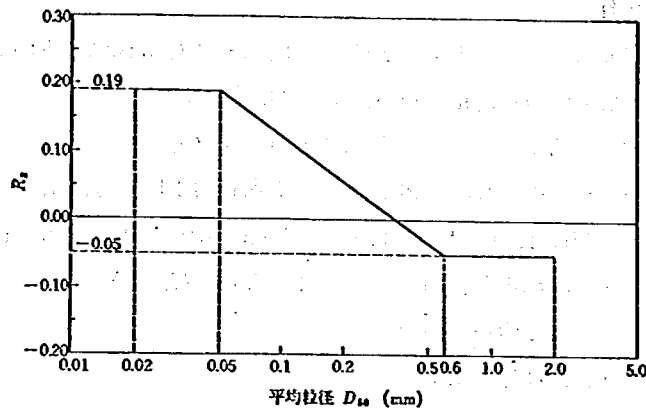


図-3.7.2 平均粒径 D_{50} と動的せん断強度比の第2項 R_2 の関係

x : 地表面からの深さ (m)

ν_1 : 4.3に規定する地域別補正係数

ν_2 : 4.3に規定する地盤別補正係数

ν_3 : 4.3に規定する重要度別補正係数

k_{10} : 流動化の判定に用いる標準設計水平震度 (0.15とする)

γ_{11} : 地下水位面より浅い位置での土の単位重量 (t/m^3)

砂質地盤の場合は、おおよそ $1.6 \sim 1.8 t/m^3$ である。

γ_{12} : 地下水位面より深い位置での土の単位重量 (t/m^3)

砂質地盤の場合は、おおよそ $1.8 \sim 2.0 t/m^3$ である。

γ'_{12} : 地下水位面より深い位置での土の有効単位重量 (t/m^3)

砂質地盤の場合は、おおよそ $0.8 \sim 1.0 t/m^3$ である。

h_w : 地表面から地下水位面までの深さ (m)

全率により安定性の評価をする。普通は地震の影響を震度で置換えているだけであるが、最近では支持地盤の流動化（過剰間隙水圧の上昇）をも考慮した安定解析も行われている。ここで、堤防および周辺地盤の過剰間隙水圧分布の推定法としては、先の i) で求めた F_L の分布から推算する方法¹³⁾と、過剰間隙水圧の発生を計算する地震応答解析による方法¹⁴⁾などがある。

iii) 堤防の沈下

地震時の堤防の沈下量の定量的な解析例は少なく、未だ実用的なものとはなり得ていない。しかし、既往の地震における堤防沈下に関する資料に基づいて、微地形、堤体資料、支持地盤特性、堤体構造、被害形態等の諸要因を媒介として、沈下量の推定を行うことができる。^{2) 15)}

以上、概括的な説明となったが、詳細は参考文献例を参照されたい。

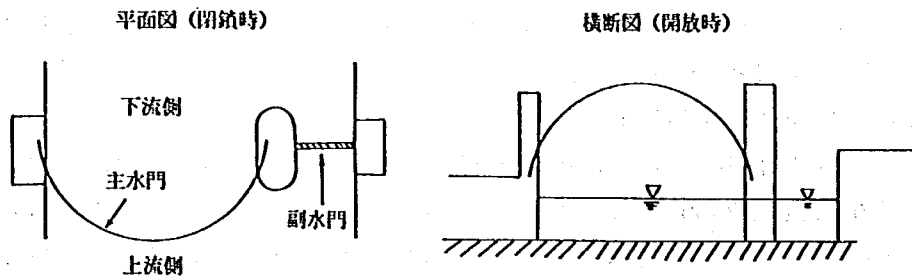
参考文献例

- 1) (財)国土開発技術研究センター：河川堤防震災対策計画調査（その3）報告書－震災対策編－，昭和54年3月
- 2) 木曾川下流工事事務所：木曾三川下流部地震対策調査，昭和52年度～54年度
- 3) 土質工学会：土と構造物の動的相互作用，土質基礎工学ライブラリー9
- 4) 岩崎，常田：地盤の動的モデル化，地質と調査'80 第2号
- 5) 建設省土木研究所：新耐震設計法（案），土木研究所資料1185号，昭和52年3月
- 6) Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Proc. ASCE, Vol. 97, SM8
- 7) 石原：土質動力学の基礎，鹿島出版会
- 8) 吉見：砂地盤の液状化，技報堂出版
- 9) 柴田，行友（1970）：飽和砂のくり返し載荷による液状化現象の研究，土木学会論文報告集，第180号
- 10) 谷本，野田，寺村：砂地盤の液状化に関する統計的考察，土木学会第32回年次学術講演会Ⅲ部，1977.10
- 11) 岩崎，龍岡，常田：地盤流動化の判定方法，土木技術資料Vol. 20 №4，1978. 4
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，昭和55年5月
- 13) 岩崎，常田：地盤流動化を考慮した河川堤防の耐震解析，土木技術資料Vol. 22 №10，1980.10
- 14) Finn, W. D. L., Lee, K. W. and Martin, G. R. (1977), "An Effective Stress Model for Liquefaction", Proc. ASCE, G76
- 15) 佐々木：河川堤防の地震被害，土と基礎 Vol. 28, №8，1980. 8

（振動研究室）

河-10 水門の開閉操作に伴う水理現象について

(質 問)



感潮河川である寝屋川を流下する洪水は、高潮対策として安治川、木津川および尻無川の中・下流部に設けられた三大水門を通して大阪湾に注いでいる。今、台風が来襲した時を想定し、アーチ型の主水門およびスイング型の副水門からなる大水門を下流端にとって不定流解析を行う場合、境界条件としての水位および流量をどのようにモデル化すればよいのか、次に挙げる水門操作の各段階にそって教えてください。

- 1 主水門および副水門が開放状態から、主水門を操作し、主水門の先端が水面に達するまで
- 2 主水門の先端が水面に達してから、主水門が完全に閉鎖するまで
- 3 主水門が閉鎖状態で、副水門が開放状態の場合
- 4 主水門が閉鎖状態で、副水門を操作し、その閉鎖開始から閉鎖完了まで
- 5 大水門完全閉鎖状態の場合
- 6 主水門が閉鎖状態で、副水門を操作し、その開放開始から開放完了まで
- 7 副水門が開放状態で、主水門が閉鎖状態の場合
- 8 副水門が開放状態で、主水門を操作し、その開放開始から先端が水面上に上がるまで
- 9 主水門の先端が水面上に上がってから開放完了まで

なお、大水門の操作時間は開閉ともに、主水門は30分、副水門は10分を要します。したがって、操作時には大水門の上、下流の水位は異なりますが、段波として取り扱うことはできません。この点に的をしぼってお答え願えれば幸いです。

(大阪府土木部)

(回 答)

寝屋川感潮部水路網の不定流計算における三大水門地点の境界条件に関する問題である。これに関して、報告書においては以下に基本的事項のみについて記しておく。具体的な内容は口頭回答時にふれてゆきたいと思う。

1 不定流計算における境界条件の意味

流水の運動は水路部、水門部、外水部に連続しているから、厳密に言えば、全水域について運動方程式を同時に解かなければ正しい解を得ることはできない。しかし水域のある部分の変動が極めて小さかったり、運動原理を単純化でき予見として与えられる場合には、この領域の運動を計算から除外し、単に「境界条件」として間接的に考慮することができる。このように境界条件は計算上省略された領域における運動方程式に代わるものであるから、その重要性は計算領域の運動方程式のそれと全く同等である。

2 不定流計算における境界条件式の形式

境界条件式は運動方程式と同等の意味を有するのであるから、一般的には運動方程式と同様に、水位、流量または流速とそれらの時間および空間に関する一階微分項を含む関係式として与えられるはずである。しかし微分項が重要な役割を果す場合には計算は難しくなることが多い。ただし空間微分のみの場合にはそれほどでもない。

それはその地点に「境界を設定すること自体」が不適当なのである。

計算を有限の領域で打ち切るには、境界条件式が微分項を含まない形になるように境界を設定するのが普通で、この場合は水深と流量または流速に関する代数方程式となる。その最も単純な場合には、流量または水位の値自体が与えられる。たとえば、下流端が（三次元的な意味で）無限に広い水域にそのまま接続されていたり、上流端の堰で上流との縁が完全に切れている場合である。現実にはこのような場合は少くないが、しかし数学的に見ればこれは極めて特殊な条件である。境界条件式は一般的には水位と流量の関係式として与えられるということに注意する必要がある。

3 3大水門における境界条件

質問にある計算区間は水門の上流水路部のみであるから、水門近くの局所流域および外水域の流水の運動を考慮して境界条件が定められる。

まず微分項の影響について考えてみる。局所流部分は領域が狭いので不定流計算の単区間スケールの空間微分が影響を及ぼすとは思われない。時間微分の影響についてはゲートの開閉速度 V と流水の応答速度（すなわち波速） C のオーダーを比較すればよい。ゲート前後の局所流域の長さはせいぜい水深の10倍程度と考えられるから C/V のオーダーがこれより十分大きければ流れを疑似定常とみなすことができる。水深を5 m程度、ゲートの操作速度を

仮りに10m/10分(事務所資料による)とすると、 $C/V \approx 400$ となり、局所流域の流れを疑似定常とみなせる。

外水域については水域の容量・形状等がかかわるので一概には言えないが、例えば下流が上流水路部と同規模の河道である場合にはこの部分の不定流性を無視できないこともある。平面図を見た限りでは、安治川水門、尻無川水門に関しては問題は無さそうであるが、木津川水門下流部で不定流性を無視できるかどうかは確かではない。(水深、放流量次第)。場合によっては計算領域を下流に延長する必要があるかもしれない(追記参照)。

以上の考察から微分項を考慮する必要がないとすれば境界条件は水位と流量の代数方程式となる。水門ゲートが境界である場合、この方程式は「ゲートの流量算定式」に他ならない。すなわち、
$$f(Q, H_1, H_2; B_1, B_2, \dots) = 0 \quad (1)$$

ここに H_1 = 内水位(局所流域より上流側)、 H_2 = 外水位、 $B_1, B_2, \dots$ = ゲート開度。
*開水路流から潜流に移行するゲート開度では、同じ開度でも上げているか下げているかによって(1)の関係が異なることがある。その場合には(1)は二価関数となるので注意を要する。

この関係式は水門及び周囲の形状に依存する。二次元的スルースゲートのように単純な形については推定できるが、質問にあるような複雑な形状のゲートに関しては実験的に求めるより他に方法はない。

さて概念的には上述のような関係式があるのだが、質問にあるようにそれぞれの場合に分けて考察してみると次のとおりである。

1(及び9) : 事務所案でよい。 $H_1 \approx H_2$

5 : 同上 $Q \approx 0$

2(及び8) : 模型実験により定めるべきである。それができなければ二次元スルースゲートの潜り状態における流量算定式を用いると良いと思われる。

3.4.6.7 : 模型実験により定めるべきである。それができなければ二次元縮流部の損失係数から類推してもよい。

1.5.9以外については先に述べたように模型実験により(1)式を求めておいた方がよい。事務所の資料によれば内外水位の差はあまり小さくなく、水門近傍以外ではそれほど急激な流れは生じないと思われるので、水門のみの抽出模型実験でよからう。上下流の水路部はそれぞれ河道幅の6,10倍程度にとればよいと思われる。

三大水門は感潮部に設置されているので密度流が生じることも考えられる。模型実験では密度流効果を考慮するのは難しいので、水門の上下流の水を種々の放流条件下で採水し密度を検討してから実験にかかるのが望ましい。ただし最も良いのは水門ができているのであるから、出水時あるいは高潮時に現地試験を行うことである。

(資料整理部)

追記

下流河道の不定流性を考慮する必要があるか否かについては、下流河道のみについて不定流計算のケーススタディを行えばよい。境界条件は、下流端（湾への出口）で適当に潮位変化を与え、上流端（水門直下流）で適当な流量条件を与える。この結果上流端の水位に十分追従していれば、下流河道の不定流性を一応無視してもよいものと思われる。

以上の考察では各河川が大阪湾に流入する地点の水位が予見として与えられるものとして話を進めてきた。しかし大阪湾のような閉鎖水域においては湾内せいしゅについても考慮しておかねばならない。すなわち、湾内潮位観測点における水位と各河川出口の水位との間に差が生じる恐れがあるので、その相関関係について予め調べておいた方がよい。

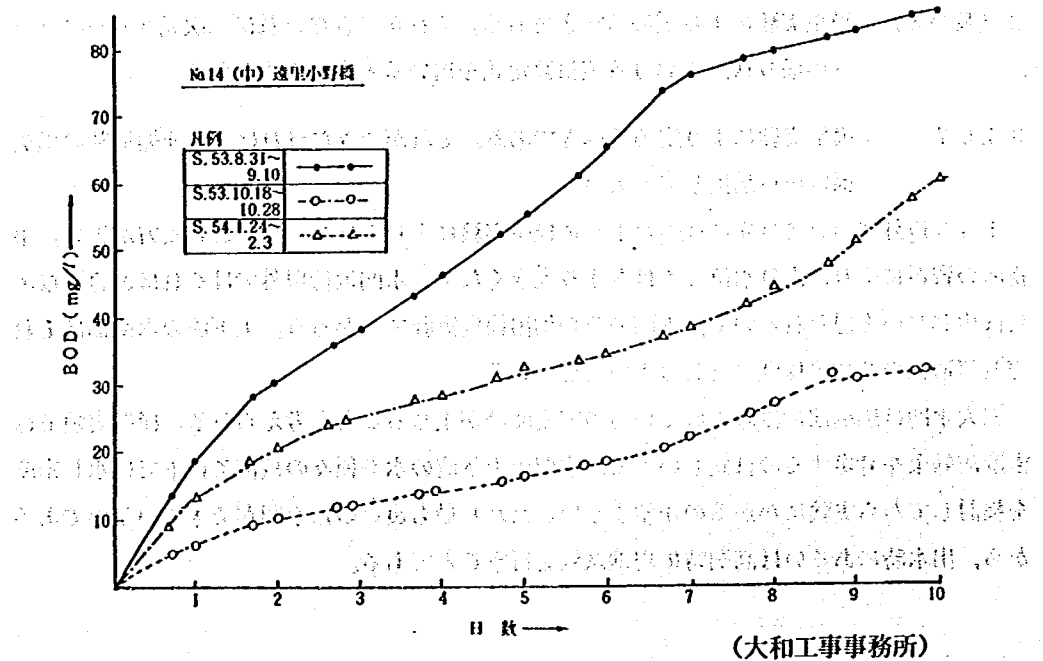
（河川研究室）

河-11 BOD値について

（質 問）

大和川における昭和53年度の調査では、別図に示すように窒素系化合物による第2段階のBODが5日以前に出現している。このような場合において、

- ① 現在では、 BOD_5 の値をそのままBOD値としているが、これでよいか？
- ② 流達率及び河川水中でのBOD減少係数を求める場合のBOD値として、どれを採用すべきか？



(回 答)

BOD (生物化学的酸素要求量) は、水中の有機物などを好気性バクテリアが酸化するのに必要とする溶存酸素の量を測定して、有機物による汚濁の度をあらわす指標としているものである。有機性汚濁による最も典型的な障害は、有機物によって水中の溶存酸素が消費され、溶存酸素の欠乏によって魚の斃死や水の腐敗が起ることであったが、有機性汚濁のこのような側面を表現するにはBODが最も適した指標であるため、従来からBODが広く用いられてきたし、現在でも代表的な指標として用いられている。なお、バクテリアによる酸素消費量は日数、水温などによって異なるため、20℃における5日間の酸素消費量が標準とされており、BODという場合は通常この条件での値をいう。ただし、他の条件での酸素消費量と特に区別するために、5日間BODということもある。また、生物学的な酸化が終了するまでに最終的に必要な酸素量を最終BOD (UOD) という。

さて、水中に含まれている物質の中で、好気性バクテリアによって酸化される物質は有機物以外にも多くあるが、ほとんど常に無視し得ないだけの量が存在しているものにアンモニア性窒素 (有機物から分解して生じたものもある) がある。アンモニア性窒素は、好気性条件下で硝化菌と総称される好気性バクテリアによって酸化され、亜硝酸性窒素を経て硝酸性窒素に変えられる。この場合、硝酸性窒素まで酸化されれば窒素 $1 \text{ mg} / \ell$ 当たり約 $3.4 \text{ mg} / \ell$ の酸素を消費する。硝化菌はエネルギー源として有機物を必要としない自栄養細菌であり、有機物の存在は増殖の阻害要因となり、また、増殖速度自体が遅いので、一般には有機物 (炭素系化合物) の酸化がある程度進んだ後にアンモニア性窒素等の窒素系化合物の酸化 (硝化と呼んでいる) が始まる。このため、酸素消費量の時間的な増加を測定すると、質問の参考図にみられるように、途中から酸素消費速度が再び増加するような2段の曲線が得られる。炭素系化合物の酸化と窒素系化合物の酸化とを区別するために、前者を第1段階BOD、後者を第2段階BODと呼んでいる。アンモニア性窒素の酸化 (硝化) は、前述のように硝化菌の増殖速度が遅いため、BOD試験において第2段階BODが顕著になるのは通常は試験開始後1週間から10日頃からといわれているが、水の性質、当初存在する硝化菌の量によっては、5日以内に第2段階のBODが始まることも稀ではない。硝化菌は河床付着物や底泥内に多く存在しているので、水深が浅くて河床の影響が相対的に大きい河川では、河川を流下する間に著しい硝化が起っていることがある。また、硝化がある程度進んだ下水処理水が放流されている所や、汚濁源からの流下時間が長い所では硝化が進みがちである。

また、硝化菌は有機物の酸化を行う他栄養細菌に較べて温度の影響を受けやすく、冬季はあまり硝化が起らない。

5日以内に第2段階のBODが始まる水について、第1段階のBODのみを測定する方法としては、アリルチオ尿素 ($0.5 \text{ mg} / \ell$ 程度) のような硝化菌の増殖のみを抑制する薬品を添加してBODを測定する方法がある。

さて、現在の環境基準、排水基準に定められているBODは、環境庁見解によれば規定された試験方法によって測定された値、すなわち、硝化の抑制を特に行わない方法によって測定された値をいうことになっている。したがって、測定計画に基づく調査では、5日以内に第2段階のBODが始まるような試料であっても、通常の方法による測定値を求めなければならない。下水処理上からの放流水の場合などでは、よい処理を行ってある程度硝化を進めると、かえってBODが高くなるという矛盾が生じるので、第1段階のBODのみで規制するように求めたことがあったが、測定方法が改訂される動きは現在の所はない。

英国における酸素要求量の規制は、第1段階のUODにアンモニア性窒素の3.4倍を加えた値、すなわち総酸素要求量として行われている。このような規制の方法も1つの考え方であるが、我国の方式は5日間という比較的短時間の間の酸素要求量を重視したものと解すべきであろう。

また、流達率および河川水中におけるBOD減少係数を求める場合のBODについても、これら数値を求め、利用する目的が、河川の環境基準のBODとの対比を含んだ解析にある限り、定められた方法で測定した値を用いるべきと考えられる。特に、大和川の場合は参考図でみる限り、5日間BODに第2段階BODが実質的な影響を及ぼしているのは夏季のデータのみであり、流達率などは概略値としての概念であることを考慮すると、硝化の影響を補正しない測定値で取扱っても十分であると考えられる。ただし、調査研究的な課題としては非常に興味ある問題であり、河川のBOD変化の解析を、第1段階と第2段階のBODに分けて行うことも考えられる。

なお、BOD試験により脱酸素係数を求める場合には、第1段階のBODのみで求めなければ、不当に小さな値となる。

(水質研究室)

河-12 湖沼における水質測定について

(質 問)

湖沼の水象、気象及び水生生物の生育状況等から湖沼の水質測定回数、項目、測定地点を教示願いたい。

特に、湖沼（又は河川）の汚濁の進行の程度によってBOD、COD、TOC等の相関が異なることから湖沼のCODの測定目的が明らかなでない等の問題がある。

(琵琶湖工事事務所)

(回 答)

1 水質の測定回数

水質の測定回数（頻度）は、定性的には、変動が大きい場合には多くの回数の測定が必要であり、変動が小さい場合には比較的少ない回数でよいといえるが、定量的に定めるのはかなり困難である。しかし、周期的な変動が卓越している場合とか、逆にランダムな変動が卓越している場合のように、変動の特性が明らかな場合にはある程度定量的な決め方ができる。

(1) 周期的な変動が卓越している場合

水質の周期的な変動には、主として季節的な要因によって起る年周期のものから、週周期、日週期、あるいはより短い周期のものまで種々のものが考えられるが、周期的な変動に対する測定回数（頻度）については、次のような経験則がいられている。¹⁾

- ① データの期間は、解析しようとする最大周期の10倍程度必要である。すなわち、年周期の変動を調べようとする、10年程度のデータが必要である。
- ② 測定間隔（データの時間間隔）は、解析しようとする最小周期の $1/2$ 以下でなければならない。いいかえると、たとえば、1日間隔のデータからは2日以上周期、確実に3日程度以上の周期の変動しか把握できない。

周期性を調べるにはスペクトル解析や、自己相関解析が用いられる。図-1は霞ヶ浦湖心に設置されているCOD計によって得られた昭和54年1月から12月までの1年間の1時間間隔のデータを用い、パワースペクトルおよび自己相関関数を計算した結果である。

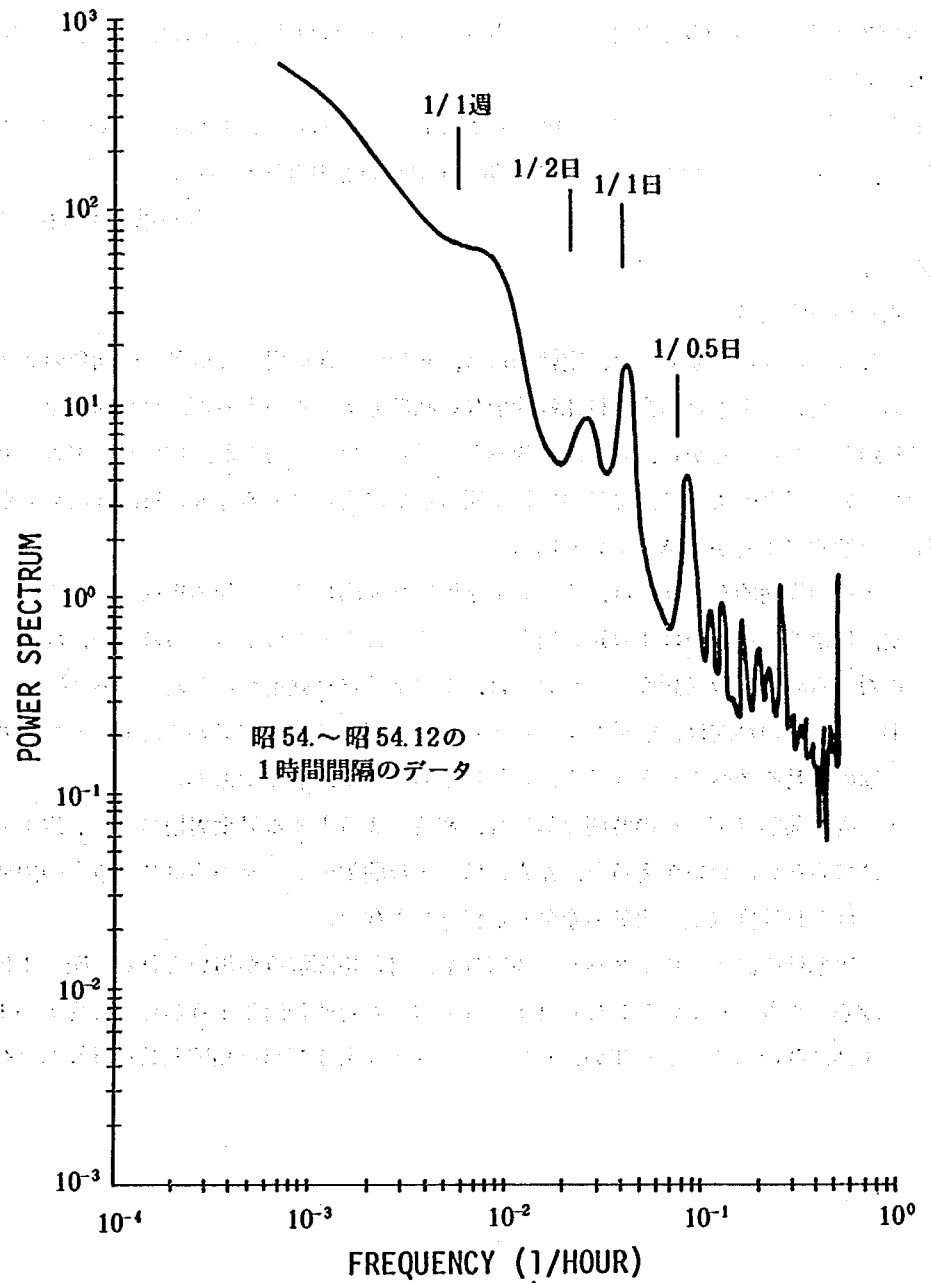
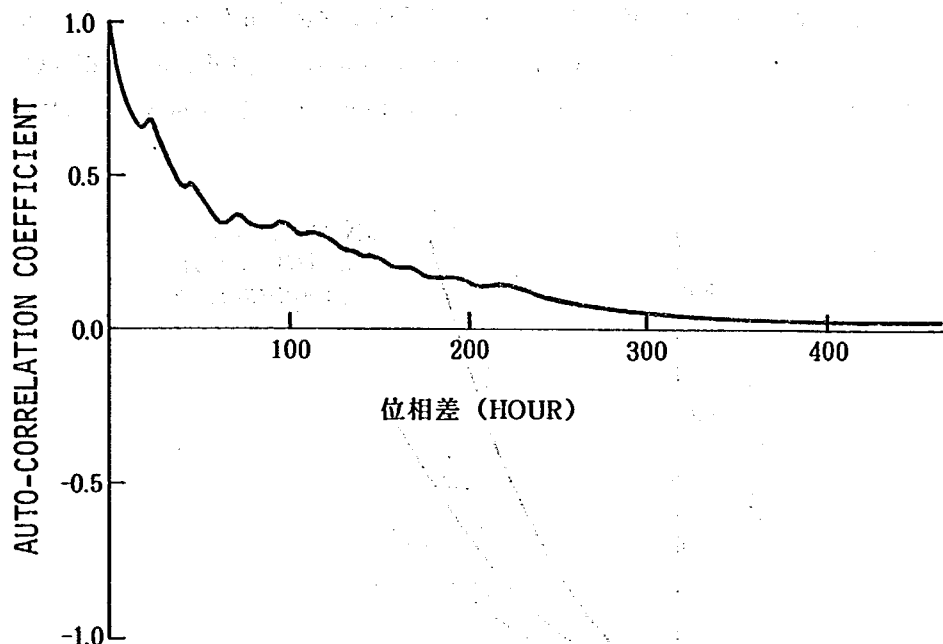


図-1 霞ヶ浦湖心CODのパワースペクトルおよび自己相関関数



このデータからは、先に述べた①、②により数時間から1ヶ月程度の範囲の周期性をみる
ことができるが、パワースペクトルの上では0.5日、1日、2日弱の周期の変動が観察さ
れる。しかし、自己相関関数からみれば、これらの中で1日周期のものが支配的と考えら
れる。しかしながら、1日周期の変動を把握するための1日に何回というような測定頻度
は非現実的であるから、この解析例からは周期性に基づいた測定頻度は定めることがで
きないが、藻類の急激な増殖、死滅が繰り返して起っている夏季のデータのみに限って解析
すれば、数日間という周期がみられる可能性もあり、水質自動監視装置のデータを利用し
たこのような解析も試みる価値があろう。

(2) ランダムな変動が卓越する場合

水質の変動がランダムであって、生起頻度が正規分布または対数正規分布であらわせる
ときには、平均値や変動係数などの統計量によって変動の特性がほぼ把握できる。この場
合には、どの程度の頻度で測定すれば、どの程度確からしい平均値や変動係数などが求め
られるかが問題になる。

生起頻度が正規分布、または対数正規分布で現わせるとき、限られた数のデータから求
めた平均値が真の平均値と比較してどの程度の正確さをもっているかは、理論的に求め得
る²⁾ すなわち、正規分布の母集団から n 個のデータを取り出して平均値を求めた時の、真
の平均値との誤差(確率値)を c とした場合 n と c との間には次のような関係がある。

$$n = \{ CV(Z_{\alpha}/c) \}^2 \quad (1)$$

ここに、 CV ：集団の変動係数（標準偏差／平均値）、 Z_{α} ： n 個のデータによる平均値と真の平均値との誤差が c の範囲に入る信頼度が α の時の正規分布の確率変数
式(1)において信頼度95% ($Z_{\alpha} = 1.96$) とした時の n と CV との関係を図-2に示す。

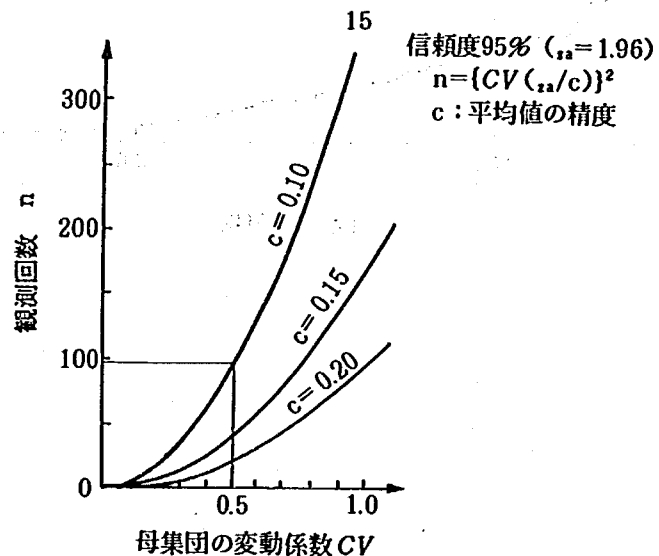


図-2 正規分布型水質項目の観測回数と
平均値の精度との関係

具体的には、図中に示してある例を考えると、変動係数が0.5であるような母集団から96個のデータを取上げた場合、その平均値が真の平均値より10%以上異なるのは1/20の確率でしか起らないという意味である。

母集団が対数正規分布のときは、式(1)に対応する関係式は次のようになる。

$$n = \left(\frac{Z_{\alpha} \sigma}{\log(1+c)} \right)^2 \quad (2)$$

ここに σ ：対数で表示した値の標準偏差

上記のような考え方は、年間、月間など、ある程度長期間の平均水質や平均負荷量を限られた数の測定結果から求めた時の平均値の精度を知るためや、逆に、このような平均値を必要な精度で測定するための測定回数を定めるのに利用できる。

他方、このような理論的な検討をはなれて、実施可能な範囲で、かつ妥当な頻度というのもある程度想定し得る。一般に、採水・手分析という形で測定を行う場合、最も高い頻度で行

うとしても高々1日1回、また、最も低い頻度で調査するとしても1ヶ月に1回は必要と考えられ、この間で測定頻度を決めることになる。富栄養化が問題になっている湖の調査においては、水質変動の大きい夏季を中心とした時期の測定頻度を決めることが重要になる。この場合、藻類の急激な増殖および死滅に伴う水質変化を把握できるだけの測定頻度が必要であり、増殖、死滅のそれぞれの過程で2点程度の測定結果が得られるような頻度にすることが望ましい。ただし、変化の著しくない時期には、測定回数を少なくしてもよいのは当然である。

2 測定項目および測定地点

測定項目および測定地点については、河川砂防技術基準（案）にある程度具体的な事項が示されているので、ここではより原則的な考え方を述べるにとどめる。

まず、測定項目については、得られたデータを利用して行う解析の手法との関係を十分に検討して定めなければならない。水質の予測や汚濁対策事業の評価などのために行う調査にあっては、解析の手法によって必要なデータがかなり異なる場合がある。特に、富栄養化が問題となっているような水域については、解析手法は未だ開発途中にあるといっても過言ではなく、簡単なモデルから非常に複雑なものまで、種々のモデルによる解析が試みられている。これらの解析においては、入力条件とするデータは勿論のこと、原則的にはモデルの変数としている指標はすべて検証のための実測値があることが必要である。調査を開始する時点で解析手法を予め想定しておくのが困難な場合もあるが、途中で修正しながら調査を進めていくにしても、当初からある程度の想定をしておくことが重要である。

なお、BOD、COD、TOCの関係については、これらの指標はそれぞれ独立した別の指標と考えるのが妥当であろう。BODは有機物のうちバクテリアによって分解されやすい部分、CODは過マンガン酸カリウムによって酸化される有機物、TOCはすべての有機物をそれぞれ測定対象としている。指標の意義からすれば、CODは他の指標に較べると、水域の汚濁機構との対応が明確ではないが、CODで定義される有機物によって湖沼の有機性汚濁の程度が規定されていると理解すればよいと考えられる。

また、測定地点については、湖沼内の測定地点に関する限り、濃度分布に基づいて定めるのが適当と考えられる。濃度分布が一様に近く場所によって濃度差があまりない場合には当然のことながら、測定地点は1ヶ所でもよい。ただし、複数の測定地点を設けるのは濃度分布自体を求めるのが目的の1つであり、予め濃度分布もわかっていない場合も多いので、実際には、負荷の流入地点や地形などを参考にしながら、濃度差がありそうないくつかの水域に分割し、それぞれの水域の代表的な地点を測定地点とするという選定方法になる。

参考文献

- 1) Wastler, T. A., " Application of Spectral Analysis to Stream and Estuary Field Studies, " U. S. Dept. of Health, Education and Welfare, 1963
- 2) 「河川水質特性調査報告書」, 建設省近畿地建猪名川工事事務所, 昭和53年
(水質研究室)

河-13 汚濁物質の流出機構と解析手法について

(質 問)

琵琶湖の流入河川において湖の富栄養化に関連する水質項目を別表のとおり実施し、今後は流域の汚濁源から湖への流入汚濁物質量を推定したい。

現在開発されている汚濁物質の流出に関する解析について良い手法を教えてください。

調査河川及び調査概要															
河川名	流域特性			汚濁源型	調査項目	観測地点	水質測定内容					河川水質平均分布	流況作成	水質採水の回数	備考
	流域面積 km ²	(S47) 人口 千人	(T-N) T-P ppm				定期測定								
							週1回	週3回	週変化	日変化	洪水時				
三田川	4.9	7.1		家庭下水	西濃郡別河川	歩道橋	○	○	○	○		○			
真野川	16.6	4.7	0.07	(小流域) 山林及び農耕地	同上	家田橋	○			○		○			
安曇川	299.3	6.4	(0.23) 0.03	(大流域)	三大河川	広瀬橋	○					○			
姉川	361.1	17.2	(0.47) 0.05	山林主体の混合型	三大河川	野寺橋	○					○			
宇會川	110.6	46.2	(1.00) 0.10	平地主体の "	西濃郡別河川	てんま橋	○	○	○	○	○	○			
愛知川上流				山林のみ	同上	ダム上流	○				○			○	
野洲川	390.6	79.8	(1.10) 0.11	混合型	三大河川 同上	野洲川橋		○	○	○	○	○	-		
瀬田川	384.8	92.0			流出河川	瀬田		○			○		○		
流量観測別調査 (40河川)							流量観測別 年4回							○	
平水時調査 一回 120分 定期 24回							平水時調査 一回 120分 定期 24回							○	

備考 (水質測定)

a) 週変化: 季節別の週間連続測定 (各季1回, 4回/年)

b) 日変化: 2時間毎, 13回連続観測
(2季(夏, 冬) × 2日(平日, 休日) = 4回/年)

c) 洪水時: 1洪水24回観測 (3洪水/年)
自動採水装置設置

(流量測定)

d) 流況作成: 自記水位計を設置し低水(24回/年), 高水(3洪水/年) 観測を実施し, 流況表作成可能とする。

e) 水質採水時のみ: 採水時に合わせて流量観測を行う。

(分析項目)

ろ過前後
BOD T-P_i Kj-N PO₄-P NO₃-N NH₄-N COD_{Cr}
CODMn NO₂-N SS P-H 計13項目

(回 答)

流域からの汚濁物質の流出の解析手法は大きく分類して2つの流れがあり、1つは図-1のような負荷流出の概念を想定して、負荷源ごとに排出負荷と流達あるいは流出負荷量を対応させる方式、他の1つは、負荷量が流量などの関数としてあらわせることから、流達あるいは流出負荷量を、流量あるいは流量と流域内での負荷貯留量の関数としてあらわして負荷の流出特性をあらわす方式である。これらの方法は必ずしも並列のものではなく、互に補完しあう性質もある。

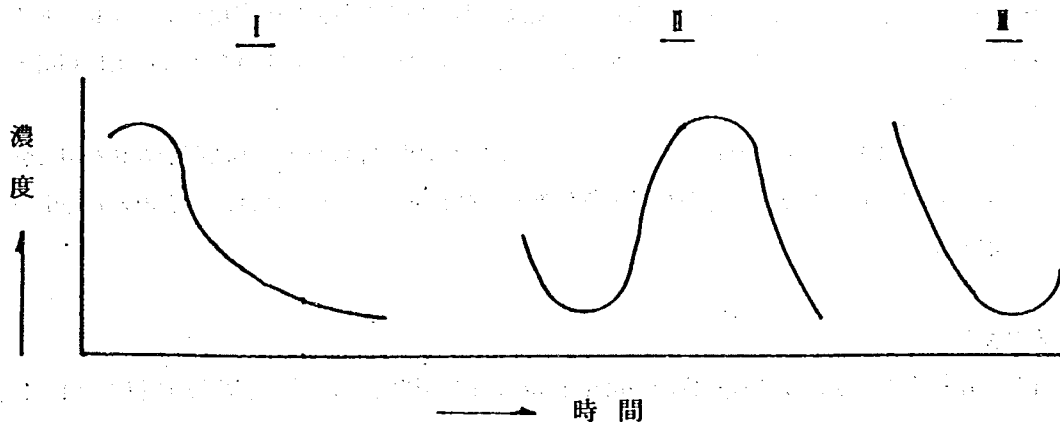


図-1 負荷流出の概念図

前者の方法では、流達負荷量が流量によって異なることを認識し、適切な流量、例えば河川に対する流達負荷量の場合には通常は低水流量、また、湖沼や海域に対する流達負荷量の場合には年平均流出負荷量に対応する流量を用いる必要がある。この方法では、自然負荷や面源負荷のように、排出負荷量と流達負荷量の区別があいまいなものについては、総流達負荷量から点源に起因する流達負荷量を差引いた値を基にして流達率の議論をせざるを得ない。

第2の方式については参考文献^{1), 2)}に方法論がまとめられているので参照されたいが、流達負荷量 Q_s を流量 Q の関数として

$$Q_s = aQ^b \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし、 a および b は定数

あるいは、流量 Q および負荷量の流域内での貯留量 S の関数として

$$Q_s = f(Q) \cdot f(S) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$ds/dt = S_{in} - Q_s \quad \dots\dots\dots (3)$$

式(2)において、 $f(Q)$ としては例えば aQ^b のような関数、 $f(S)$ としては例えば S^c のような関数が用いられる(ただし、 c は定数)。また、式(3)において、 S_{in} は汚濁源から流域内に供給される負荷量で、自浄作用を考慮する必要がある場合には、流域内での自浄作用

による減衰分を差引いた排出負荷量に相当する。

式(3)は、流域という汚濁負荷の貯蔵庫における貯蔵量の変化をあらわし、式(2)は貯蔵庫から流出する汚濁負荷量をあらわす。

式(1)は、概念的には流域という貯蔵庫内での負荷貯蔵量が無限大のときに対応するものであるが、日負荷量や月負荷量のように必ずある程度平均的な負荷量を対象として解析する場合には、貯蔵量が無限という概念の負荷量でなくとも、ある程度のよい近似を与える。また、年総流出負荷量のような値の推定に利用できる利点を持っている。式(2)、(3)を組み合わせたモデルはより一般的なモデルであり、例えば1洪水の間の負荷量の変化をシミュレートするなど、より細かな解析に用いることができるが、年総負荷流出量のような値の推定に利用するのは困難である。

しかし、式(1)、あるいは式(2)、(3)を用いた解析は、負荷流出の時間的変化を明らかにするのが主目的であり、流達負荷量と負荷源との対応をつけるためには、第1の方式を併用する必要がある。

参考文献

- 1) 山口高志ほか、「河川の水質・汚濁負荷量に関する研究(1)」,土木研究所報告第151号,昭和53年。
- 2) 山口高志ほか、「河川の水質・負荷量に関する水文学的研究」,土木学会論文報告集第293号,1980。

(水質研究室)

河-14 富栄養化水域における栄養塩類の溶出機構について

(質 問)

富栄養化傾向にある河川、湖沼の底部におけるりん等の溶出機構と鉄、マンガン等の重金属類の挙動及び生態系に及ぼす影響。

1. 定説及び土研としての所見
2. その他諸学説の紹介

以上の2点について註釈を付して紹介願いたい。

(近畿技術事務所)

(回 答)

底泥からの窒素、リンなどの栄養塩の水中への回帰は、固型物として堆積した栄養塩が底泥中で分解されて溶解性の無機栄養塩となり、間隙水を経て水中に拡散によって溶出するという

形で起る。この場合、固型物から分解して溶解性となった栄養塩、特にアンモニア態窒素は、粘土表面などに一旦吸着されて、間隙水との間の吸着平衡に応じて間隙水中に移行するという考え方がある。¹⁾

固型物中の栄養塩の無機化は主として生物学的な作用によって行われるものであり、分解速度に関係する主な因子としては固型物中の栄養塩濃度、水温があり、その他、固型物中の有機物が微生物にとって利用しやすいか否かという意味での有機物の性質なども関係している。

また、間隙中から水中への移行は、底泥が動かない状態にある場合には拡散によって（静置溶出）、吹送流などの流れによって底泥が動く場合には上の水と間隙水との混合によって（攪拌溶出）起る。静置溶出において関係する主な因子は、空隙率など底泥内での水あるいは物質の動きやすさという意味での底泥の性質があり、その他、拡散係数の大きさに関係するというところから水温などがある。また、攪拌溶出については、定常的な流れがある所では流れによって動く底泥の層内の間隙水に栄養塩が蓄積する時間がないので、結果的には静置溶出と同じ取扱いをすることができる。攪拌溶出が特に問題となるのは、湖のように常時は底泥表面にふわふわした浮泥が堆積しており、吹送流などによって時折浮泥が動くというような場合である。このような場合には、動きやすさという意味での表泥の性状、流れの強さ、前に表泥が動いてからの期間などが主な因子になる。

以上は窒素とリンとに共通した機構であるが、リンについては上記のほかに底泥に接している水が嫌気性か好気性かという条件が大きく影響している。水が好気性の場合には底泥の表面の少くとも数mm程度は好気性になり、固型物からの分解によって生成した無機のリンの大部分は底泥中の鉄（好気性、酸化状態の下では3価の鉄として存在する）、アルミニウム、カルシウムなどと結合して水に不溶の形になり、好気性の層を突き抜けて水中に溶出する量は極めて少なくなる。実際、底泥に粘土などの無機成分が多い場合には、底泥への吸着によって逆に水中から除去されるという報告もある。²⁾ 一方、水が嫌気性になるとリンの溶出が著しく増加することが知られている。水が嫌気性になると底泥の表面も嫌気性になり、酸化還元電位が低下して、4価のマンガンから2価のマンガンへの還元（酸化還元電位 1.35V）、3価の鉄から2価の鉄への還元（酸化還元電位 0.77V）が起る。還元状態のマンガンおよび鉄は通常の pH では溶解性であり、マンガンおよび鉄が水中に溶出する。この際に、鉄と結合していたリンは、鉄が溶解性になるに伴って溶解性となり、表面の好気性であった層に捕捉されていたリンが急激に水中の放出されることになる。これは実験的にもほぼ確かめられており、嫌気性条件における鉄の溶出速度とリンの溶出速度はほぼ比例するという結果が得られている。³⁾ ただし、嫌気性条件におけるリン（鉄）の溶出は定常的ではなく、好気性から嫌気性にかわった直後に溶出速度は最大になり、以降はかなり急激に減少して、嫌気性状態における定常状態の溶出速度へと漸近していく。嫌気性の定常状態における溶出速度を求めた実験例はあまり多くはないが、嫌気性になった当初の溶出速度の数分の1のオーダーである（ただし、好気性の場合の溶出速度よ

りかなり大きい)。嫌気性の状態で溶出した鉄、マンガン、リンは、好気性の層に達すると再び不溶性の塩などを形成し、除々に再び沈澱していく。実際、底層が嫌気性となっている成層期の湖においては、温度躍層の上部に水酸化鉄や2酸化マンガンの微粒子が多く浮遊しているという報告がある。⁴⁾

以上簡単にまとめると、窒素の溶出は、底泥中の窒素が主として嫌気性バクテリアによる分解によって間隙水中に移り、拡散または表泥の流れによる攪乱によって水中に移行するという機構で起る。また、リンの溶出は、水が常時嫌気性の場合には窒素の溶出と同じ機構で起るが、水が好気性の場合には、底泥の極く表面の好気的な層で大部分が捕捉され、水の中へはあまり移行しない。しかし、水が好気性から嫌気性へと変化すると、底泥の表面に水酸化鉄の形で捕捉されていたものが一時に放出され、非常に大きな溶出速度になる。鉄とマンガンの溶出も水および底泥の表面が共に嫌気性になり、これらが還元状態で溶解性となって起る。

以上のような考え方の他に、嫌気性状態における有機物の分解によって有機酸が生成し、pHが低下することによってリン、鉄などが溶解して溶出するという考え方もあるが、リン酸第二鉄が溶解性になる程にはpHが低下しないことや、鉄、マンガン以外の金属は嫌気性になっても溶出が多くなる傾向がないことから、pHの低下は主原因ではないと考えられる。また、固型物中に含まれている有機態の栄養塩の無機化や、間隙水中の栄養塩の水中への放出には、貝類やゴカイ類などの大型の底棲生物が大きく影響しているとも云われており、⁵⁾ ある場合にはその通りと考えられる。

なお、底泥からの栄養塩の溶出に関係する因子は上記のように非常に多くあるが、最も基本的な因子は底泥中に含まれている窒素およびリンの量である。当研究室の実験結果によれば、底泥中の総窒素、総リンを指標として用いてある程度の説明ができていたが³⁾、分解のしやすさを考慮して、嫌気性の状態で一定期間保存して水中に溶出させることのできる窒素、リンを指標とした方がよい関係が得られるという報告がある。⁶⁾

底泥から溶出する窒素、リン、鉄、マンガンの生態系に直接及ぼす影響については、富栄養化に関連したものを除けば特にとりあげて調査研究した例は殆んどない。これは、鉄、マンガンは毒性はあまり問題にならず、また、鉄、マンガンの溶出が起る所は無酸素状態であるため、極めてかたよった生態系しか存在しないからである。ただし、鉄、マンガンは上水道水源の場合にはかなりの問題になる。鉄、マンガン以外の重金属については、同様な機構で溶出するものはないが、ヒ素が河川水に含まれている場合には、ヒ素は鉄と共に沈澱して底泥に多く存在するようになり、鉄が溶出すると共にヒ素も水中に再溶出するという報告がある。また、無機小限のメチル化のかかなりの部分は底泥内で起っているという報告もある。

結論的には、富栄養化した水域において窒素、リンの負荷源となっている(沈澱による除去を考慮した純負荷としては負の値にはなるが)以外には、底泥からの溶出による生態系への影響はあまり考慮しなくてもよいものと思われる。

参考文献

- 1) 浮田正夫ほか,「富栄養水域における底質評価に関する研究(その2)」,第11回衛生工学研究討論会論文集,土木学会,1975年。
- 2) Freedman, P. L., "Nutrient Release from Anaerobic Sediments," Proc. ASCE, EE2, 1977.
- 3) 「河川および湖沼の底泥からの栄養塩の溶出」,土木研究所資料第1165号,昭和51年。
- 4) 田所孝生,「酸化還元過程に伴う湖水中の物質の動き」,水処理技術, Vol 15, No 5, 1974。
- 5) 浮田正夫ほか,「富栄養水域における底質評価に関する研究」,第10回衛生工学研究討論会論文集,土木学会,1974年。
- 6) 河合泰治ほか,「底泥からの栄養塩の溶出」,第15回衛生工学研究討論会論文集,土木学会,1979年。

(水質研究室)

河-15 降水と降下ばい塵の汚濁物質について

(質問)

琵琶湖水質予測に関する湖への流入汚濁負荷量の一成分として使用した。
特に山林からの平常時の河川水の濃度と降水の濃度の関連において山林が浄化機能を有するか,又は汚濁発生源としての機能を有するかによって森林の取扱いが大きく異なることが考えられる。

(琵琶湖工事々務所)

(回答)

質問内容において,琵琶湖の水質予測では降水および降塵による負荷を考慮していると述べられているように,湖沼に対する汚濁負荷,特に栄養塩負荷の中で,降水(雨水)および降塵による負荷は無視できない程のウェイトを持っていることが多い。

降雨,降塵による負荷は,元来は風などによって地表面から供給されたものや排ガスとして空気中に排出されたものであるから,地域によって量的にかなり異なり,観測例もあまり多くないこともあって,未だ原単位のような形ではまとめられていない。このため,それぞれの対象地域についての実測を行って負荷を求めているのが通常である。降雨による負荷については,雨水の水質は時間的にかなり変化するので,代表的な値を定めるのは容易ではない。ひと雨の間の雨水中の化学成分の濃度変化の型としては,図-1のような3つの型があるとされている。図の中でⅡおよびⅢは台風時にみられるものであり,通常の場合はⅠのパターンになるとされ

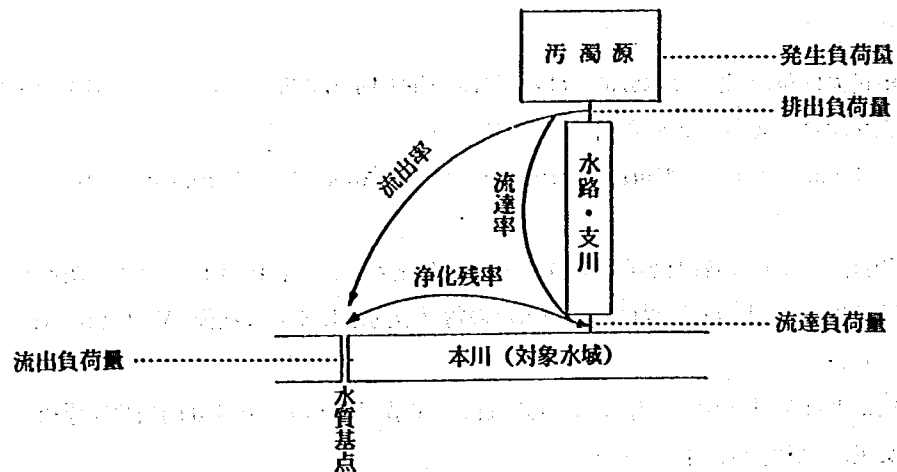


図-1 ひと雨の化学成分濃度の時間変化の3つの型

ている。したがって、雨水の平均的な水質を把握するには、ひと雨の雨水を貯留して、ひと雨ごとの平均水質とひと雨の負荷量を測定するのが良い方法と考えられる。

ひと雨の平均水質およびひと雨の負荷量は、雨の直前に大気中に存在していた負荷量によって定まるものであるから、その前の降雨からの時間や風による地表面からの供給状況によって異なるものであろう。ひと雨の平均水質とその雨の雨量との関係の例を図-2に示す。図-2(a)の場合には双曲線に近い曲線になっており、ひと雨の負荷量が一定に近いが、図-2(b)の場合にはむしろ濃度が一定に近く、負荷量は雨量にほぼ比例することになる。このように、降雨による負荷の特性は地域によって異なるので、それぞれの対象地域においてある程度継続的な調査が必要になろう。

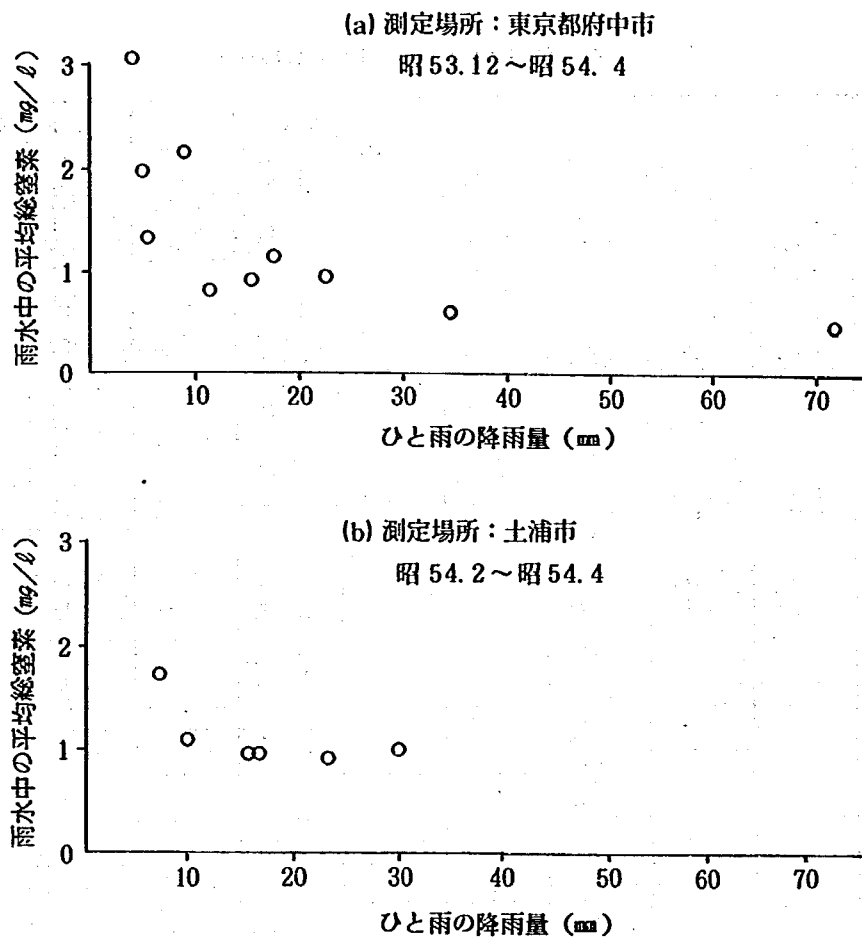


図-2 降雨量と雨水中の総窒素濃度との関係

参考のために、霞ヶ浦周辺での雨水の水質分析結果を表-1に示す。ただし、これらの観測値の一部はひと雨の平均水質として測定されたものではない。

表-1 霞ヶ浦周辺における雨水の分析結果

項目 年・月・日	T - N	T O N	I - N	NH ₄ -N	NO ₂ -N	NO ₃ -N	T - P	PO ₄ -P	備 考
47. 5.	1.479	0.145	1.334	0.603	0.184	0.547	0.033	0.017	1
6.	0.514	0.285	0.229	0.143	N D	0.086	0.015	0.032	1
7.	0.578	0.086	0.492	0.489	0.003	N D	0.020	0.017	1
8.	1.351	0.380	0.971	0.676	0.004	0.291	0.009	N D	1
9.	0.204	0.000	0.204	N D	N D	0.204	0.058	0.058	1
10.	0.154	0.000	0.154	0.039	N D	0.115	0.007	0.007	1
48. 2.	0.944	0.381	0.563	0.457	0.007	0.099	0.012	0.006	1
3.	1.896	1.276	0.620	0.521	0.007	0.092	0.026	0.006	1
6. 7.	0.608	0.251	0.357	0.263	0.012	0.082	0.055	0.039	2
6. 27.	0.636	0.353	0.283	0.152	0.001	0.130		0.004	2
8. 4.	1.333	0.196	1.137	0.637	0.010	0.490	0.028	0.007	2
49. 4. 8.			0.612	0.322	N D	0.290			6
5. 16.	0.704	0.023	0.681	0.574	0.006	0.101	0.020	0.018	3
5. 31.	1.182	0.700	0.482	0.355	0.017	0.110	0.111	N D	3
6. 9.			1.230	1.140		0.090			6
6. 11.	1.288	0.471	0.817	0.537	0.014	0.266	0.041	0.012	3
6. 17.	0.975	0.430	0.545	0.429	0.013	0.103	0.040	0.010	3
6. 17.			0.649	0.615	0.002	0.032			6
6. 22.			0.420	0.340	N D	0.080			6
6. 23.	1.062	0.317	0.745	0.383	0.007	0.355	0.079	0.014	3
6. 24.	0.834	0.233	0.601	0.355	0.006	0.240	0.041	0.014	3
6. 24.			0.776	0.716		0.060			6
6. 25.			0.341	0.245		0.096			6
7. 2.			0.238	0.238	N D	N D			6
7. 5.			0.455	0.455					6
7. 6.			0.465	0.110	N D	0.355			6
7. 11.			1.149	0.745	N D	0.404			6
7. 15.			0.655	0.655	N D				6
8. 27.			0.200	0.280	N D	0.120			6
8. 28.			0.190	0.190	N D				6
9. 4.						N D			6
9. 12.					N D	N D			6
9. 17.			0.995	0.975	N D	0.020			6
9. 18.			0.465	0.465	N D				6
9. 24.			0.311	0.230	0.001	0.080			6
9. 27.			1.528	1.520	0.008				6
9. 28.			0.207	N D	0.007	0.200			6
10. 3.			0.311	0.310	0.001	N D			6
10. 8.			1.203	1.195	N D	0.008			6
10. 22(A)			1.969	1.885	0.004	0.080			6
10. 22(B)			0.215	0.215		N D			6
10. 28.			1.288	1.240	0.005	0.043			6
11. 18.			0.487	0.390	0.003	0.094			6
12. 2.			0.473	0.187	0.016	0.270			6
12. 10.			1.851	1.543	0.008	0.300			6
12. 16.			0.761	0.645	0.006	0.110			6
12. 18.			0.522	0.450	0.032	0.040			6
50. 1. 9.			0.820	0.655	0.075	0.090			6
1. 16.			0.931	0.785	0.070	0.076			6
1. 22.			0.344	0.285	0.050	0.009			6
6. 22.	0.91	0.63	0.28	0.28	0.	0.	0.	0.	4
7. 4.	0.20	0.06	0.14	0.12	0.	0.02	0.052	0.	4
8. 5.	0.55	0.16	0.39	0.33	0.004	0.06	0.078	0.	4
9. 29.	0.55	0.28	0.27	0.25	0.005	0.01	0.018	0.008	4
10. 22.									4
11. 19.	1.07	0.40	0.67	0.56	0.007	0.10	0.	0.	4
51. 11. 17. 18.	0.97	0.123	0.847	0.71	0.007	0.13	0.008	0.004	5
52. 1. 26. 27.	0.56	0.114	0.446	0.22	0.006	0.22	0.015	0.006	5
2. 21.	0.58	0.086	0.494	0.30	0.014	0.18	0.018	0.014	5
3. 30.	0.29	0.058	0.232	0.18	0.002	0.05	0.014	0.012	5

注) 備考 1: 霞ヶ浦水質現況調査報告書 第3分冊水質汚濁発生負荷量算定単位 昭和48年2月 建設省関東地方建設局霞ヶ浦工事事務所
2: 霞ヶ浦水質調査報告書 昭和48年9月 建設省関東地方建設局霞ヶ浦工事事務所
3: 霞ヶ浦水質調査報告書 昭和49年12月 茨城県建設省関東地方建設局霞ヶ浦工事事務所
4: 霞ヶ浦流域の自然汚濁調査報告書 昭和51年3月 財団法人国土開発技術研究センター
5: 霞ヶ浦水域隔離生態系モデル実験報告書 昭和52年3月 建設局霞ヶ浦工事事務所、水資源開発公団霞ヶ浦開発事業建設部
6: 土壌汚染機構解析調査報告書 昭和49年度 茨城県農業試験場

また、同様に霞ヶ浦周辺における降塵による負荷量の測定結果を表-2に示す。これらの値を琵琶湖周辺での観測値と比較すると、リンの負荷量は同程度であるが、窒素の負荷量は1/2以下の値になっている。

表-2 霞ヶ浦周辺(土浦)における降塵による1日当りの負荷量
(単位: 負荷量kg/日kd)

月日 \ 項目	COD	T-N	T-P
6/30まで	8.42	1.46	0.22
7/31まで	11.65	0.34	0.02
8/30まで	17.47	1.66	0.10
9/30まで	16.12	1.56	0.12
10/31まで	21.84	1.66	0.14
11/30まで	19.24	2.68	0.16
平均値	15.79	1.56	0.13

降塵による負荷量の測定においては、降雨による負荷は入らないようにし、しかも降塵はすべて捕捉できなければならないが、このような設置条件を守ることがかなり難しく、調査方法にも問題が残っている。

さて、これらの降雨、降塵による単位面積当りの負荷量と、山林から流出する単位面積当りの負荷量とを比較すると、往々にして後者の方が小さいことがある。このような場合は、山林による浄化機能が山林で発生する汚濁負荷を上廻っていると解釈することができる。山林による浄化機能としては、固型物としての負荷(降塵による負荷と雨水中のリンの大部分)の捕捉や植物による吸収などが考えられるが、他の形態に較べると大きいものと考えられる。しかし、富栄養化対策が流域から流入する栄養塩負荷を少なくすることであり、山林についての対策が、保水機能を増大させて1次表面流出をできるだけ少くし、また、表土の流亡を少なくすることにあるとすれば、流出する負荷が降雨、降塵による負荷よりも大きかろうと小さかろうと、対策自体には変りがないものと考えられる。

参考文献

- 1) 三宅泰雄ほか、「降雨の化学」, 地人書館, 1974年。
- 2) 水質研究室(水質研究室)編, 「水質汚濁の調査と対策」, 1975年。

河-16 海岸の環境保全等の実施例及び研究について

(質 問)

近年、環境保全の重要性がさげばれ、環境の保全または改善に関する努力が各種事業で実施されている。東播海岸は背後地に人口が密集し、海水浴、魚つり、散策等の利用者が多く、海岸保全施設の整備を実施する上でも環境への配慮が重要と考えられる。これらの海岸に関する環境保全・改善・美観上の配慮等の実施例及び研究等について外国のものも含めて教示願いたい。

(姫路工事々務所)

(回 答)

海岸域は大別すると防災、利用、自然保護の三つの機能を有している。すなわち防災機能としては高潮や津波による陸上への海水の浸入を阻止したり、また塩害を防いでいる。利用面においても港湾、漁港、海水浴やつりなどのレクリエーションがあり、藻場や渡り鳥の生息地等の自然保護の場となっている。海岸保全施設は、これらの機能のうちの防災、特に高潮や津波による災害を防止する機能を主な目的としているために問題を生じる場合がある。

防災を主体に考え、他の項目については配慮する場合に用いられる工法としては養浜、緩傾斜堤、潜堤、植樹などがあげられる。養浜は人工的に海浜に土砂を供給し海浜の維持や波の遡上を防止する工法でアメリカやヨーロッパ諸国で用いられている。養浜された海浜は波浪のエネルギーを消し、また堤防などの洗掘を防止するなどの機能を有するとともに、海水浴や潮干狩などの場としても利用できる。我国においては二色海岸、潮南海岸、東田沢海岸などに実施例がある。この工法で問題になるのは大量の砂の入手と、その流失防止であろう。養浜した砂はその海岸の波浪特性に対応した安定な海浜になるとともに沿岸方向にも移動する。これに対処するには継続的に砂を供給するか、または突堤などの構造物で移動を防止する必要がある。

緩傾斜の海岸堤防は、斜面上で波を徐々に消すと同時に反射波が少ないために堤防前面の洗掘を防止する機能を有するとともに、海浜へのアクセスも可能でレクリエーション等にも利用することができる。これまであまり建設されていないのは工費が直立堤に比較して高くなるためであるが、最近では海浜砂の流出などによる堤防前面の洗掘が問題となり根固工や消波工を直立堤と合せて施工せざるを得なくなる場合も増えており、総合的に評価すれば緩傾斜堤の場合が有利となる場合もあろう。なお、緩傾斜の利点を発揮するには堤防ののり勾配としては3～5割より緩いものでなければならない。

侵食対策として離岸堤が施工される場合が多いが、これは視野をさえぎり景観上問題となる場合がある。このような場合には、潜堤によってもほぼ同様の機能を発揮することができる。離岸堤の消波効果はその高さによって変化し、平均海面より高くないと効果を発揮しないといわれているが、干潮時の海面とほぼ同じ高さの潜堤でも、その天端幅を広くすれば離岸堤と同じ機能を発揮することができる。工費は一般に増加するが、機能の面でも利点があり、今後適

用可能な場合もある。

我国は平野が少なく、海岸線に人口が集中しており、また台風や津波などの災害を受けやすい環境にあるために、海岸の防災事業が大規模に行われ、諸外国でこのような規模の工事が行われているところはほとんどない。したがって海岸の環境保全についても、我国のように海岸保全施設の整備をはかる際に環境について配慮するという考え方よりもむしろ総合的に管理していこうという考え方が強い。米国では「沿岸域管理法」によって全国沿岸域の資源を現在ならびに将来の世代のために保存し、保全し開発し、可能な限り回復あるいは改善することを目的とし、その具体的内容として公共沿岸域の保護とアクセスの確保、石油・天然ガス採取による影響予測と管理、海岸侵食対策が含まれている。また英国では自然景観の保護、観光レクリエーションや公共的アクセス権の確保などが中心となっている。したがって海岸環境の保全についても構造物を主体とするよりは他の手段、例えば規制などが中心となっている。

海岸災害が生じている場合には防災が中心となるがそれが堤防などで防止されると、新たに自然環境や景観に対する要求が生じ、古い構造物では不十分となる。したがって新たな施策を講じることになる。したがって長期的構想を広い視野からたてることも必要である。

(海岸研究室)

3. 道 路 部 門 (目次)

道一1	パーソントリップ調査データーを用いた将来予測手法について	113
道一2	騒音の表示単位について	116
道一3	騒音問題について	120
道一4	幹線道路と高架道路が併用した道路構造における交通騒音の予測について	124
道一5	低周波空気振動に対する調査方法及び解析手法について	126
道一6	わだち堀れ路面の切削深さの決定方法について	127
道一7	アスファルト舗装のひびわれ耐久性に対しての判定基準 または試験方法について	133
道一8	オーバーレイにおける旧コンクリート版の等値換算係数について	136
道一9	リフレクションクラックの防止法について	140
道一10	夏期の道路修繕工事におけるアスファルト舗装の 交通開放時の温度管理について	141
道一11	駐車場と駅前広場のアスファルト舗装の構成について	144
道一12	再成合材を使用したアスファルト合材について	152
道一13	各施設により異なる設計震度の統一化の方向について	157
道一14	道路橋示方書における修正震度法の適用方法について	158
道一15	ケーソンの鉛直地盤反力係数について	161
道一16	旧示方書による道路橋の補修における新示方書の適用について	162
道一17	道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工について	162
道一18	道路橋 RC 床版の破損問題への対応について	164
道一19	RC 床版の防水層の施工範囲について	165
道一20	現橋拡幅における新旧床版の一体化について	166
道一21	崩積土地盤上における道路新設工事の工法について	167
道一22	洞門等の防災施設の設計基準について	173
道一23	トンネルの覆工における坑門付近のトンネル延長方向の補強について	179

道-1 パーソントリップ調査データを用いた将来予測手法について

(質問)

パーソントリップ調査結果を用いた将来予測手法については、既にマニュアル(昭和51年)の形にまとめられ各地で利用されていますが、京阪神都市圏のような大都市地域ともなるとデータ処理等に多大のエネルギーが必要です。昨今の情勢をかえりみますと将来予測及び計画手法の簡略化が急務であると考えられます。大都市地域で適用できそうな簡略化手法をいくつかお示し下さい。

(企画部)

(回答)

1. パーソントリップ調査の調査体系上での位置づけ

交通実態調査の代表的な調査としてOD(Origin-Destination)調査がある。この調査は、交通の起点と終点を調査することによって交通の発生・集中・分布状況をは握しようとするものである。すなわち、交通主体(人、物、自動車)の出発地の位置とその種類(住宅地、工業地など)、発生施設(住居、事務所など)、出発時刻、交通手段、目的地の位置と種類、到着施設、到着時刻などのように交通(トリップ)を特定化する情報を網羅的には握しようとする調査手法であって次のような特徴がある。

- ・交通量観測などのように1地点での観測と異なり、交通の発生から終結までをとらえる調査であるので交通輸送特性の根源までさかのぼれ、交通の量および質のは握を行いやすい。したがって、交通計画策定の際に最も有効なデータとなる。
- ・通常、事業所特性、発生・集中点の地域特性なども含めて調査するので、交通計画だけでなく土地利用計画、都市計画などの基礎データともなる。
- ・調査方法、調査内容が複雑でしかも大がかりな調査となりがちである。

OD調査は、交通主体の種類に応じて分類される。交通主体としては、人・物・自動車が考えられ、それぞれパーソントリップ調査、物資流動調査および自動車OD調査と称されている。このうち、パーソントリップ調査は交通発生の根源である人の動きに着目し、総合的観点から都市交通計画を立案するための基礎資料を提供するものであり、次のような特徴をもつ。

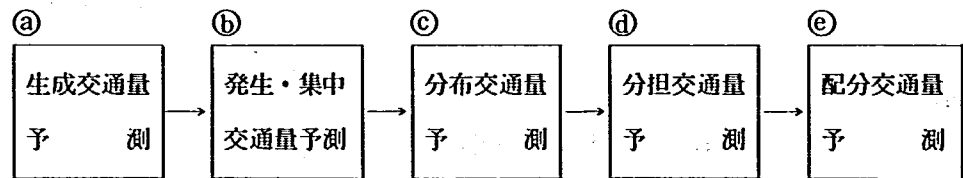
- ・利用交通機関と行動パターンの関係が総合的にとらえられ、ある交通施設計画に関し、他の交通施設(計画)への影響を加味することができるなど計画に対する総合的判断が可能となる。——交通機関の関連性は握
- ・通勤、通学等の定常的交通のみならず、私事・業務等の非定常的交通およびこれら相互の関連を得ることも可能である。——交通目的の関連性は握
- ・人の交通状態をとらえる副次的効果として、人の静的(ある場所にとどまっている状態)をもとらえられ、これらは交通計画のみならず、上下水道計画、都市災害時の避難計画など

へ反映させることができる。—— 多方面への活用

この特長を要約すると、パーソントリップ調査は総合性、整合性に重点を置いた調査といえ、これが、総合都市交通計画策定時の基本データとなるゆえんである。

2. パーソントリップ調査データを用いた需要予測手法とその簡略化について

交通計画にパーソントリップ調査データを用いる利点は交通手段別の需要予測が可能となることである。このため、交通需要予測にあたってはこの利点を生かすべく、次のような段階別予測手法をとっている。(図1)



図一 1 段階別予測手法

この予測手法を自動車OD調査データによる自動車交通量予測手法と比較すると、③および④のステップに特徴がある。③では人間の1日のトリップ回数をは握し、これに将来の都市圏総人口を乗ずることにより都市圏内の総トリップ数を定めるもので、これは自動車交通量予測時に行うコントロールトータル設定に類似した考え方である。人間の1日のトリップ回数は約2.5回程度であり、人間の行動特性から考えても変動の少ない量であるので予測値は比較的安定している。

また、④はパーソントリップ調査の特徴を最も良く生かしたものであり、③～⑤の段階までに予測された人の動きをこの段階で交通手段別に分配するものである。

ここで、予測手法の簡略化について整理すると次のようになる。

生成交通量予測の段階

夜間人口予測が主体となるので簡略化の可能性はない。

発生集中交通量予測の段階

通常、目的別予測モデルとして、

$$T_i = a_0 + \sum a_i P_i$$

T_i : ゾーン別目的別発生量(集中量)

P_i : 説明変数

が使われる。説明変数としては人口指標(夜間人口, 居住地別就業人口, 従業地別就業人口など), 経済指標(工業出荷額, 商品販売額, 自動車保有台数など), 土地利用指標(用途別面積, 用途別床面積など)などが使用され, これらを複合したものが現況再現能力が高い。

しかし、経済指標、土地利用指標などは、現況データの収集も困難であり、これら指標の予測はさらに困難である。したがって都市圏全体の目的別総発生・集中交通量を別途求めておき、ゾーン別発生・集中量予測モデルは、この総発生・集中量を分配する機能をもつものとしてとらえ、ゾーン別に予測の行いやすい人口指標のみを説明変数とするモデルとすることが最も簡便である。

分布交通量予測の段階

分布交通量を予測するモデルとして、オポチュニティモデル、グラビティモデルがよく使用されるが、将来の都市構造変化があまり著しくないと予測されるのであれば、プレゼントパターン法を使うことが最も簡便である。

分担交通量の予測段階

マルチモード法（複数の交通手段の分担率を一度に決定する方法）と、バイナリーチョイス法（二者択一法により、交通手段の分担率を順次定めて行く方法）があるが、バイナリーチョイス法による分担率曲線モデルが最も安定しており、結果的に最も簡略化が図られることとなる。

配分交通量の予測段階

自動車交通量の配分が最も複雑であるが、現在のところ、Q-V式配分手法を使用せざるを得ないものと思われる。

なお、質問の中に記述されている都市交通計画マニュアル「パーソントリップ調査による交通量の将来推計」は、実用化を主眼に記述されており、ここでとりあげられている手法は簡略化の趣旨にあっているので参考とされたい。

以上のように、各段階で簡略化が考えられるが、大都市圏における問題はパーソントリップ調査のデータ量が膨大なことにあり、この問題は、以上のような各段階で簡略化を図ったとしてもたいした解決にはならないものである。したがって、将来予測および計画手法の簡略化を考えるよりも、立案すべき計画内容とそれに必要なデータ量との関連をは握することが重要である。この観点から考えると、立案すべき計画内容に応じたゾーン数、交通手段、発着施設などを考えなければならない。例えば、国道網を主体とする幹線道路網計画と県道および主な市町村道を含む道路網計画を比較した場合、前者は

ゾーン数……通常、後者の半分以下である。

交通手段……網計画としては、徒歩・自転車を考慮する必要性は一般的に少い。

発着施設……細分化された施設種類は意味がない。

これを言い換えれば、計画内容が多種にわたるものを同時に予測ないし計画する場合は、簡略化の方向は見出しにくいということになる。

3. パーソントリップ調査と計画課題

現在実施されているパーソントリップ調査はホームベース（すなわち、1日のトリップの起

点、終点は家庭であり、事務所ではない。)であり、かつ営業用車(特に貨物車)による動きは必ずしもよくは握されないものである。このため、この調査の特長が最もよく生かされるのは通勤・通学・帰宅・買物などであり、業務交通は必ずしも十分には握されないことが北九州都市圏における調査でも明らかとなった。したがって、この調査を予測・計画に生かすに際しては、家庭を基点とする交通(通勤・通学・帰宅・買物など)に対応させることが好ましく、これはまた大都市圏におけるピーク時交通混雑の解消という大命題の解決に対し、非常によく適合するものと考えられる。このように、予測および計画手法の簡略化を目途するよりも、計画目標を明確にし(すなわち、限定し)、この目標に沿って精緻な手法で分析することが結果的には好ましいことと考えられる。

(新交通研究室)

道一 2 騒音の表示単位について

(質問)

道路交通騒音の表示単位として、今後は L_{eq} が用いられるようになると聞いていますが、現場での対応上参考にしたいので、現在の検討状況、今後の見通しと合せ、下記の点についても御回答をお願いします。

- ・変更への考え方(経緯)
- ・変更された場合の環境基準等の対比について
- ・変更された場合の予測式の取扱いについて

(浪速国道工事事務所)

(回答)

昭和20年代後半、わが国において、都市における騒音が話題となり、まず騒音計の規格が制定され、さらに測定方法についても、昭和31年にJISとして“騒音レベル測定方法”が制定されて、この中で変動する騒音について統計的な中央値の使用が定められ現在まで広く使用されてきている。国際的には、計測器についてはIEC(International Electrotechnical Commission)で、測定方法についてはISO(International Organization for Standardization)でそれぞれ検討が進められており、現在、騒音計等については各国がほぼIECに準拠しているが、測定方法については、騒音規制についての各国の歴史、各種騒音の複雑性等種々の問題からそれぞれの国で独自の評価値を採用するに至っている。うるささに関する評価について、ISOでは1971年に勧告(Recommendation)、ISO R 1996 “Assessment of noise with respect to community response(社会的反応に関する騒音の評価)”が制定されたが、そのまま国際規格に移行することには反対があって、現在国際規格原案の審議が進められてい

る。主な反対点は、R1996が一般環境の騒音評価量として L_{eq} (等価騒音レベル) を基本としているのはよいが、衝撃音、特異音に対する補正および環境形態による補正等を行って、住民反応との関連を記述している点で、国際規格として問題があるとされている。結局、評価方法を統一する目的で、他の評価量より住民反応との対応のよい等価騒音レベルを基本とすることはそのままにして、新しく国際規格原案を作成することになった。表題も "Description and measurement of environmental noise (環境騒音の表示と測定)" とし、Part I: Basic quantities and procedures (基本量と手順)、Part II: Land use planning (土地利用計画)、Part III: Application to specific situations (個別の条件に対する適用) の3部に分けることになり、Part Iは近い将来国際規格として制定される予定になっており、現在 Part IIについて原案が審議されているところである。

今回の JIS の騒音レベル測定方法の改訂 (原則として3年ごとに見直すことになっている) では、できるだけ ISO の方法を採用する方針で作業が進められ、上記の Part I を全面的に採用することを目的としたが、現行 JIS は中央値の決定方法、個別騒音測定方法等が法規制に引用されている部分も多い。したがって、今回の改訂にあたっては、現行 JIS の内容 (中央値等) についても併記しておく形をとるような動きになるであろう。この "騒音レベル測定方法 (改訂案)" の適用範囲には次のように規定されている。

『この規格は、JIS C1505に定める精密騒音計または JIS C1502に定める普通騒音計を用いて、一般の環境および作業環境における騒音を測定し、その代表値^{*}を表現するために使用される基本的な量および方法について規定する。

*)：騒音の代表値は、等価騒音レベル L_{eqT} (Equivalent Continuous Sound Pressure Level) で表現するが、必要によっては騒音レベルの中央値 (L_{50})、90%レンジの上端値 (L_5) で表現してもよい。』

以上のように、ISO の動向にならい、JIS の騒音測定方法にも等価騒音レベル L_{eq} の測定方法が併記される形とはなるが、それがすぐに規制等への導入とはならないことは先に述べたとおりである。実用的な測定算出方法の普及、予測手法の確立、種々の条件における L_{50} との関連の整理把握 (特に L_{50} に比べて数値が大きくなるため、環境行政が後退したかのような印象を与える可能性がある) 等多くの問題が残されている。

等価騒音レベル (Equivalent Sound Level: L_{eq}) は、観測時間 T における騒音と等価なエネルギーをもつ定常騒音レベルを与えるもので、変動するエネルギーをもつ定常騒音レベルを与えるもので、変動するエネルギーの時間平均値に相当し、次式で与えられる。

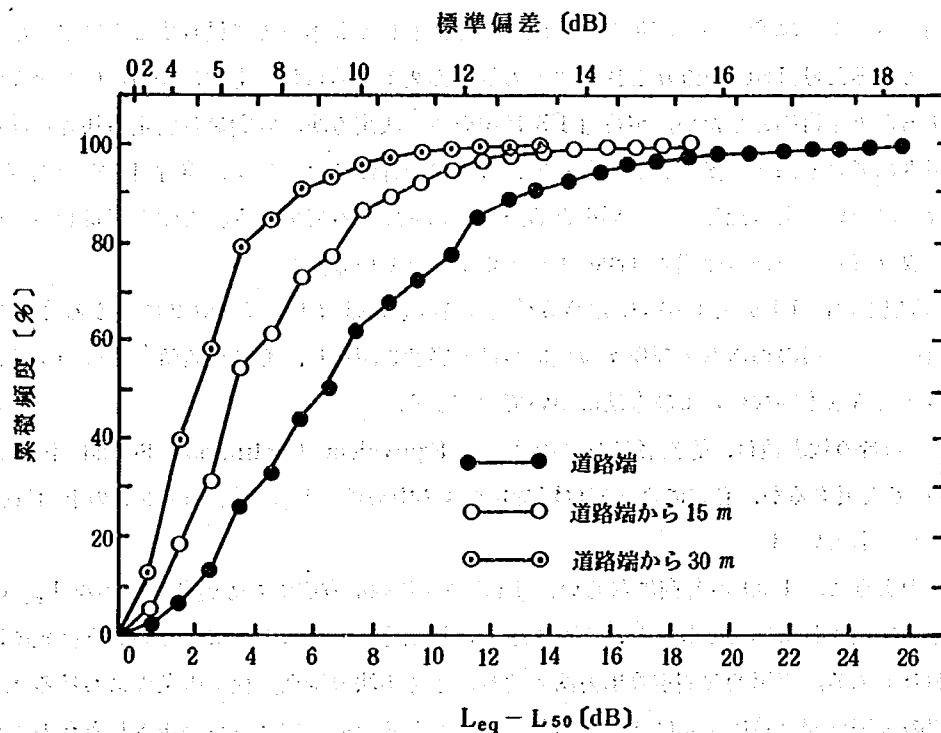
$$L_{eq} = 10 \log_{10} \left(\frac{1}{T} \int_0^T 10^{\frac{L(t)}{10}} dt \right) \quad (1)$$

ただし、 $L(t)$ は時刻 t における騒音レベルであるが、一定の時間間隔でサンプリングした

N個の騒音レベルを L_i ($i=1\sim N$) とすると、近似的には次式で得ることもできる。

$$L_{eq} = 10 \log_{10} \left(\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N 10^{\frac{L_i}{10}} \right) \quad (2)$$

実測結果に基づいて L_{eq} と L_{50} の関係を求めた例²⁾ を図—1に示す。交通量の異なる道路20本で、道路端、道路端から15mおよび30mの3つの位置で、それぞれ30分毎に24時間の測定を行った結果であり、サンプルは2.5秒間隔で200個である。これによれば、測定毎の分布の標準偏差は10～18dBに及んでおり、また、道路から離れるほど L_{eq} と L_{50} の差が小さくなることがわかる。交通量との関連では、図—2、(a)および(b)に示されるように、交通量が増すほど L_{eq} と L_{50} の差が小さくなる。



図—1 実測結果に基づく $(L_{eq}-L_{50})$ の頻度分布例 (標本数 960)

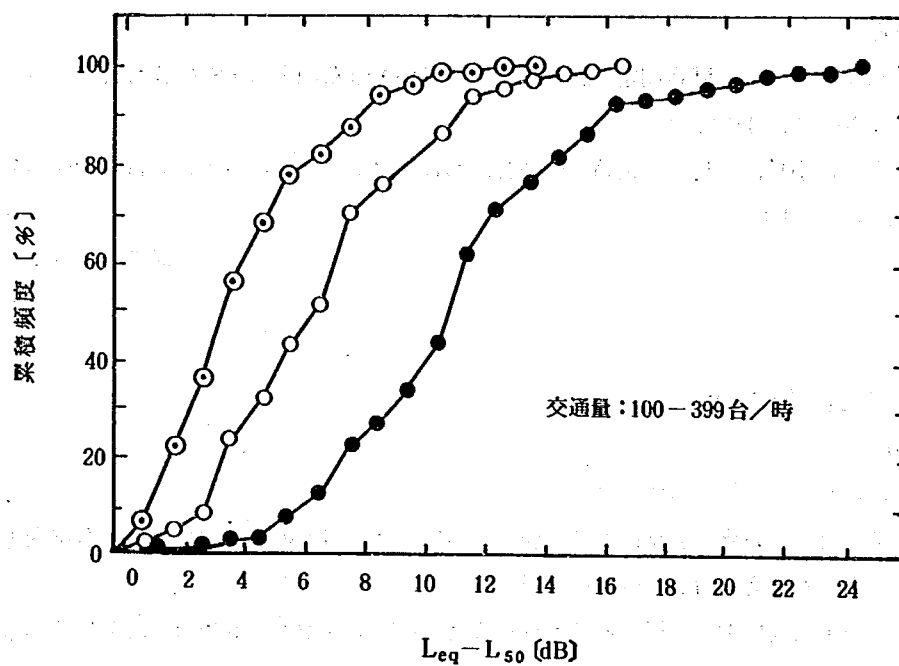


図-2(a) 実測結果に基づく $(L_{eq} - L_{50})$ の頻度分布例,
交通量との関連(1)

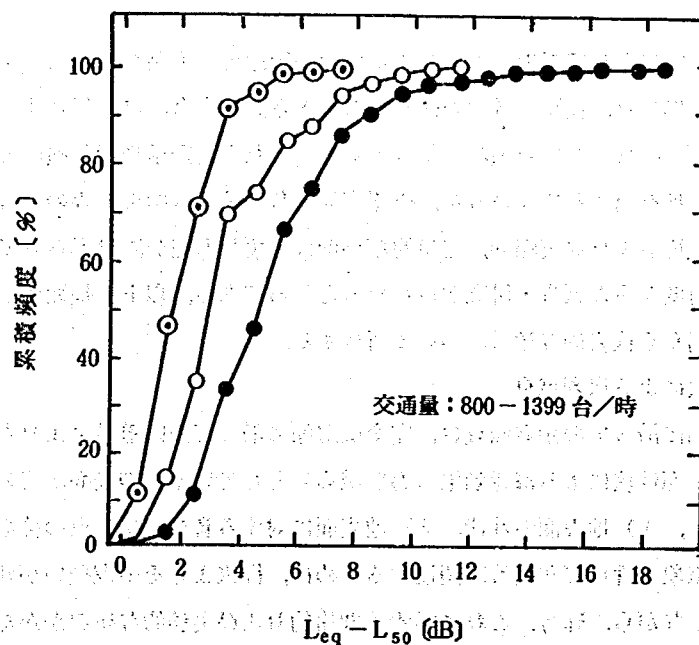


図-2(b) 実測結果に基づく $(L_{eq} - L_{50})$ の頻度分布例,
交通量との関連(2)

参考文献

- 1) 五十嵐寿一：「騒音測定・評価に関する ISO の動向と JIS の改訂」，騒音制御 vol. 4, No. 4, 1980. 8.
- 2) 曾根，小林，二村：「道路交通騒音における L_{eq} と L_{50} の関係」，日本音響学会講演論文集，51. 10.

(交通環境研究室)

道一 3 騒音問題について

(質問)

騒音における長距離伝播について

高架橋及び高い盛土道路における騒音については，相当距離が離れていても風向等により騒音が大きく騒音対策が要望されています。

現在の予測式は 100 m 程度と考えられるため長距離 (400 ~ 500 m) における遮音壁の効果及び騒音予測についてお教え願いたい。

(近畿技術事務所)

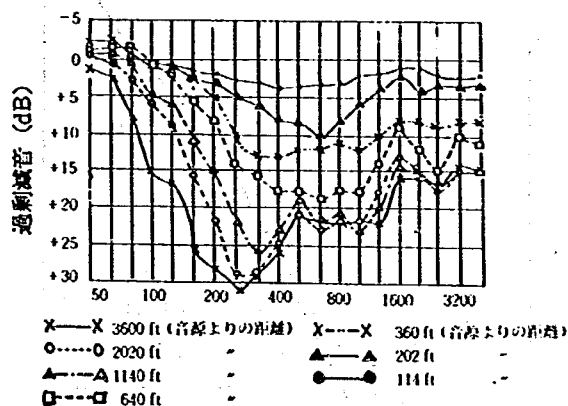
(回答)

騒音が，これまで主として対象とされてきた比較的短距離 (道路からおよそ 100 m 程度まで) での伝搬の場合と異なり，長距離域での伝搬が対象とされる場合には，気象条件，周辺地形条件等種々検討されねばならない要因が含まれてくる。それら長距離騒音伝搬に関連しての調査，研究例もこれまで種々為されてはいるが，道路交通騒音の予測 (中央値等の統計量を対象として) 等にあてはめ得るような実際的，定量的な整理は必ずしも充分には得られていない。なお，今後そのような角度からの調査・研究が待たれるところである。以下に長距離騒音伝搬に関連する調査・研究例から代表的な項目について概観する。

1) 地表面性状による過剰減衰

一般に，地表面に沿っての距離減衰は，完全反射面に沿っての距離減衰よりも大きいため，両者の差異を地表面性状による減音効果 (過剰減衰) としている。地表面が音の伝搬に与えるこれらの効果には，1) 地表面の性状，2) 地表面に対する音源と受音点の位置関係，3) 音の周波数，4) 気象条件などが複雑に関連するために，従来よりその取扱いが難解な事象とされてきた。しかしながら，昨今，これに関する理論的および実験的な研究がかなり進められ，いくつかの特性が説明され得るようになってきている。例えば，図一 1 は，W. Z. Scholes et al¹⁾ の実験結果の一例であり，伝搬距離が長くなるに従い，最大減音の生ずる周波数が低くなることや，315 Hz より高い周波数域では，1,140 ft 以上遠くなれば過剰減衰の増加がみられ

ないことなどが示されている。



図一 1 地表面性状による減音。
夏、ベクトル風ゼロ

2) 大気中の吸収

大気中を伝搬する音波は、古典的吸収（空気の粘性、熱伝導、拡散、放射によるエネルギーのロス）や分子吸収のメカニズムによって減衰することが知られている。

これらは、周波数、温度、湿度などによって変化することが知られており、これまで種々の研究が報告されている。例えば、図一 2²⁾ は、1 気圧、20℃の温度、70%の相対湿度の場合について、100 mあたりの減衰量を周波数との関連で示したものであり、全吸収のうち、古典的吸収、分子の回転による吸収、酸素および窒素のリラクゼーションによる吸収がそれぞれの程度を占めるのかが示されている。

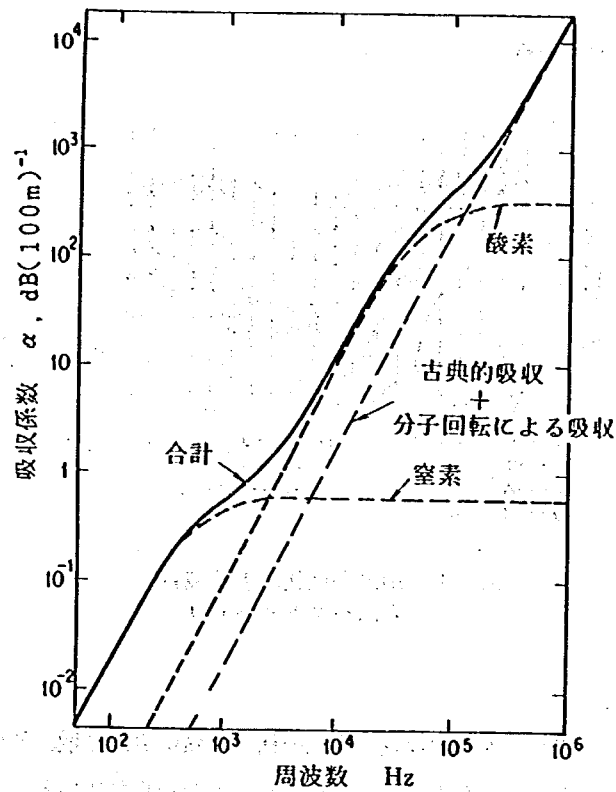


図-2 1気圧, 20℃, 相対湿度70%における推定空気吸収 (dB/100 m)

3) 気象の影響

風の影響に関しては、従来より、乱れについては無視し、平均風速の分布のみに着目しての音線理論による説明がなされており、音速を仮に一定とすると、風速勾配の影響によって図-3に示されるように音線が風下で下方に曲げられ、風上では音線が上方に曲げられてある距離以遠では音が到達しない範囲 (shadow zone) が生ずるとされている。

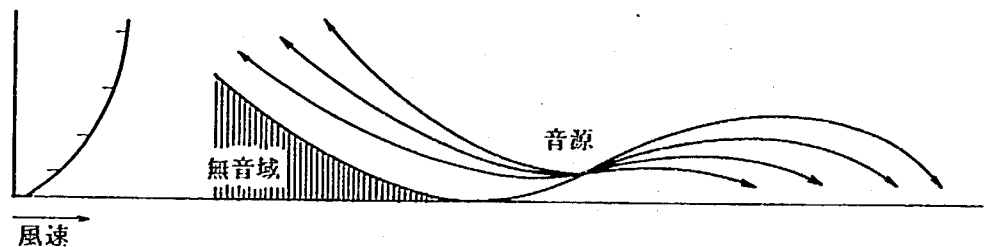


図-3 風速勾配による音の屈折

風速勾配と同様に、大気層における温度勾配によっても音速に差を生じ屈折を起すことになる。大気中では通常 100 m 上昇するごとに 1°C 温度が下るので、音線は図-4(1)に示されるように上方に屈折する。したがって風速勾配による場合と同様に、音の到達しない領域を生ずることになる。大気の温度勾配は大体 3 km 以上の高さでは通常負（上空の温度が低い）であるが、地上に近い層では地面の影響を受けるため、夜間あるいは日中でも冬期においては地面が冷却するため、温度勾配が正となって、図-4(2)に示されるように音線が下方に曲げられることもある。

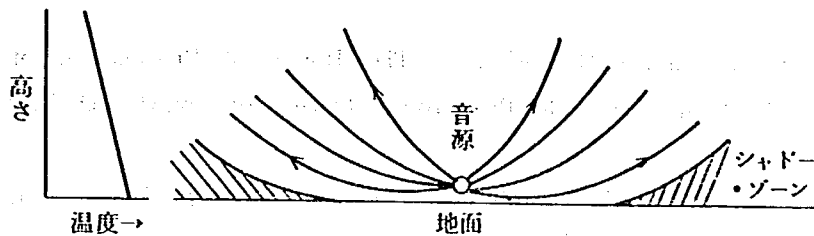


図-4(1) 温度勾配による音の屈折(1)

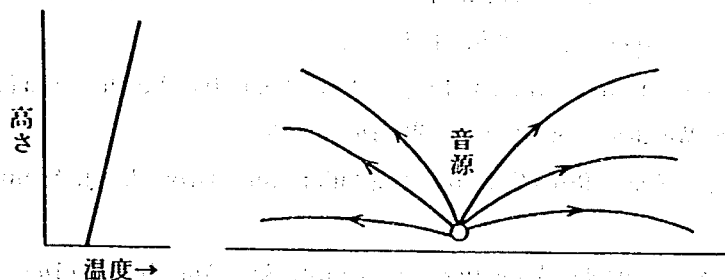


図-4(2) 温度勾配による音の屈折(2)

4) 地勢その他の影響

屋外での騒音伝搬においては、伝搬域の地勢、樹木の有無、家屋などの建造物の有無なども大きな影響因子となる。それらは、1) で検討されたように、音の伝搬する高さとも関連する。極端な場合として、主たる伝搬経路が谷底から数百～数千フィートあるような山頂から山頂への伝搬について調査した例^{3), 4)}があり、測定された減衰量が逆自乗則と大気吸収とから推定される減衰量とよく一致している。平坦地面上を低空飛行する航空機（小さな入射角 χ をもった音源）からの騒音についての研究では⁵⁾、風勾配による屈折が、6,000 m までで $\chi > 5^{\circ}$ の場合には無視し得ることが示されている。 χ のより小さな範囲での検討が問題であり、種々の角度から調査されつつある。樹木、葦などが騒音伝搬に与える影響についてもいくつかの研究があ

る⁶⁾⁷⁾。明らかに低周波域での主たる効果は、樹木が存在することによって地面が多孔性となることによる効果である。葉の寸法が波長と同程度になるような高周波域では散乱によって生ずる大きな減衰がある。

長距離の伝搬については音源の近くに遮音壁があっても経路差があまり大きくならないので、遮音の効果が見込みづらいと思われるが、そのような調査予測もないので、今のところは今後の課題として残されている。

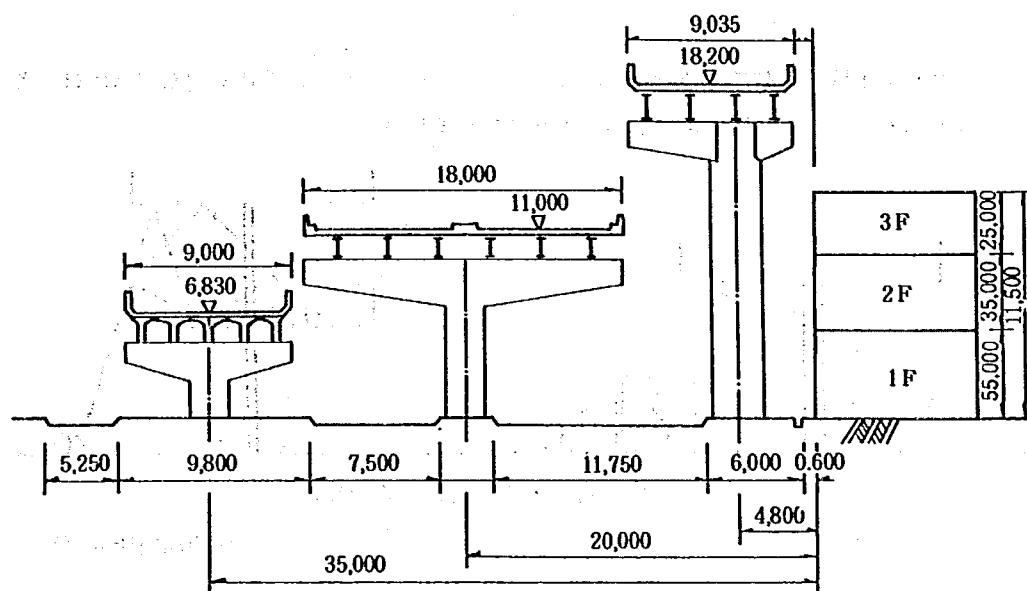
参考文献

- 1) W. E. Scholes and P. H. Parkin; "The Horizontal Propagation of Sound From a Jet Engine Close to the Ground." Journal of Sound and Vibration 2, 1956.
- 2) J. E. Piercy and T. F. W. Embleton; "Review of Noise Propagation in the Atmosphere." 1977.
- 3) F. M. Wiener and D. N. Keast; "Experimental Study of the Propagation of Sound Over Ground." J. Acoust. Soc. Am., 31, 1959.
- 4) L. P. Delsasso, "The Attenuation of Sound in the Atmosphere." USAF contract W-28-099-ac-228, 1953.
- 5) R. W. Benson et al; "Sound Propagation Near the Earth's Surface as Influenced by Weather Conditions." WADC Tech.
- 6) D. Aylor; "Noise Reduction by Vegetation and Ground." J. Acoust. Soc. Am. 51, 1972.
- 7) C. F. Eyring, "Jungle Acoustics." J. Acoust. Soc. Am. 18, 1946.

(交通環境研究室)

道一4 幹線道路と高架道路が併用した道路構造における交通騒音の予測について

(質問) 下図に示す幹線道路と高架道路が併用した道路構造における沿線地区の騒音レベルが、日本音響学会式による推定値と実測値とに可成りの差(10dB(A)前後)がでている。これより、上記の道路構造に類似した沿線地区における交通騒音の予測方法(予測式)並びに考えられる要因とその対策方法についてお教えて戴きたい。



(阪神国道工事事務所)

(回答)

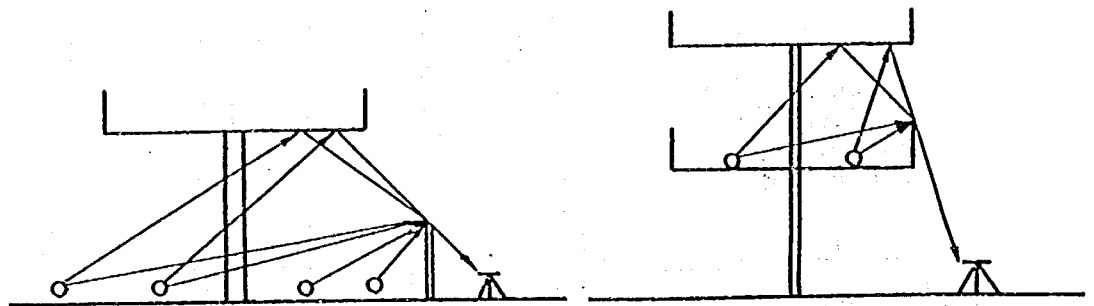
関連街路方式等で、一般平面道路上に高架構造道路が併設される場合に、それらの側方においては、単に両者が単独に存在する場合の騒音が合成されるだけでなく、一般平面道を走行する自動車からの音が、高架構造や場合によっては側方建物によってかこまれることにより、開放条件の場合のように拡散減衰されにくく騒音レベルが増加することが予想される。しかしながら、一種の反射面となるであろう高架床版裏面は一般の桁構造では単純な平面とはみなし得ず、しかも音源に対して非常に限られた面積のものとなることから、これを正反射面とする単純な計算で路側におけるレベル上昇を算出しても必ずしも実測値とは合わない。

模型実験により、この高架構造による影響を検討している例もあるが、音源、高架構造、側方建物等実験条件の現地との適合性が必ずしも明確ではなく、それをもってこの特性を定量化するには至らない。

高架構造での反射の影響は、図(質問内容に示された図)や、図-1の場合のように、平面道路側に遮音壁が設置されている場合や、高架構造が二層となる場合のように、音の回折経路上に反射面がくるような状態の場合に大きな騒音を感じるものと考えられる。このような場合には、高架構造がある場合とない場合とでかなりのレベル差を生ずることもあるものと予想される。これも、種々異なる高架構造、音源、側方建物条件毎にその影響度を定量化することはむずかしいものと思われるが、それを軽減する対策として、その反射面に相当する部分の反射率を減少させることや、伝搬方向にある遮音壁を高くすることなども考えられる。

いずれにせよ、この問題は、現地の条件(高架の材質・構造、音源の量と位置、道路周辺建築物の配置等)が非常に複雑であり、かつ条件の違いにより大きく左右されることからこれを

一般化して正確に予測に組込むことはむづかしい。したがって、特に必要な場合には、条件をうまく合わせて模型実験による予測をするのが望ましい。



図—1 高架裏面における音の反射

(交通環境研究室)

道—5 低周波空気振動に対する調査方法及び解析手法について

(質問)

最近、道路公害として、騒音、振動、排気ガス等の他に、低周波空気振動が新たな問題として提起されております。

一般国道43号沿道においても、地域住民から低周波に関する苦情等が提起されるのは必定であります。

そこで我々としても、低周波空気振動に対する対応をしなければならないと思われませんが、未だ実態調査方法の統一、解析の基準化等がなされていないように思いますので、この点に関しての取り組み方を御教示願います。

(兵庫国道工事々務所)

(回答)

道路に関係した低周波空気振動に対する苦情としては、高速道路の橋梁からのものが二、三報告されているにすぎない。しかも、低周波空気振動についてはその定義、測定方法、評価方法が定っていないことおよび苦情の発生はさほど広範囲なものではないことから現時点で一般道路においてまで測定を行う必要がとくにあるとは考えられない。

なお、測定機器としては、公害用振動計に低周波マイクロホンを接続したものが用いられていたが、最近では低周波音計と称するものが販売されており、2 Hz ~ 100 Hz 程度の周波数範囲での測定は可能であるが、得られるデータの処理などについては全く明らかとなっていない。

昭和55年8月に土木学会で行われた第8回環境問題シンポジウムにおいて、低周波空気振動の実態と問題点をまとめているので、その中から測定・評価に関するものの概要を紹介する。

低周波空気振動の定義は国内では規定されていないが、1973年のパリにおける Intrasound に関するシンポジウムでは0.1～20 Hzの範囲とし可聴域(20 Hz以上)は除外されている。しかしわが国で今まで計測された結果では100 Hz程度の範囲まで含めて観測結果が整理されており、振動レベル計を用いた場合でも90 Hzまでは測定可能である。50 Hz以下を低周波空気振動の周波数範囲とする提案もあるが一般的にはなっていない。一方低い周波数の側では風の影響を除去するため2 Hz以上とすることが実際的とされているが、これも定ったものはない。発生源の周波数特性により異った範囲で測定されている場合もあるようである。

測定に関しては、波長が長いことにより、周囲の地形や建物の影響が顕著になり、わずかな位置の違いにより音圧レベルが異なってきたり、風による影響があるため測定できる時間が限られるという問題がある。

次に測定結果の整理については、オールパスの音圧レベルあるいは周波数バンドでの音圧レベルで行われるが、騒音の L_2 のような統計的な処理方法については全く定っていない。

また測定結果を評価する場合にも、人体感覚や、建物の振動応答の実験例はあるが、騒音の聴感曲線や、環境基準に相当するものも定められていないため、他の測定例との相対比較が可能な程度に過ぎない。

(交通環境研究室)

道一6 わだち掘れ路面の切削深さの決定方法について

(質問)

大阪市では幹線道路のわだち掘れ対策として路面の切削を行っておりますが、わだち掘れ深さによっては、表層だけでなく基層さらには路盤にまでおよんでいる場合があり、路盤にまでわだち掘れがおよんでいる場合には打換工法も必要と考えられる。

そこで、「切削だけで良いのか、打換が必要か」という工法採択基準および切削を行う場合には「何cm切削すれば良いか」という判定基準があればお教え下さい。

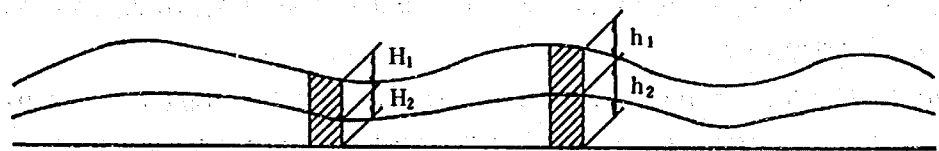
(大阪市土木部)

(回答)

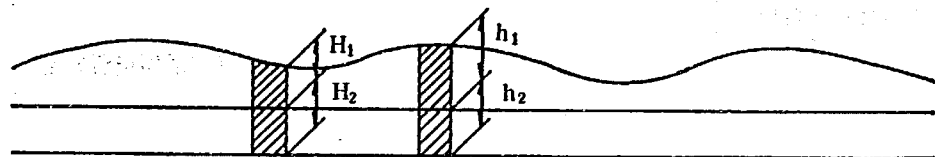
塑性流動を生じた路面の修繕として一般に切削+オーバーレイが実施される。その際、切削深さ及びオーバーレイ厚さをどの程度にするかということは重要な問題であるといえるが、それらは互いに関連しており、さらにその箇所の他の要因とも関連すると考えられるので具体的な基準を定めることは難しいと思われる。

しかし、一般的には切削深さは塑性流動の影響が及んでいる深さまですべきであると考えられる。そしてその深さを判断するためには、わだち部の凸部と凹部からコアを採取し、各

層の厚さを測定して流動している層の位置を確認するとともに（図一1参照）、コアを路面に平行な面で切断し、その空げき率を調べて行うとよいと考えられる。すなわち、アスファルト混合物がフラッシュやブリージングをおこした場合、空げき率は0～1%であり、それに温度膨張、試験誤差等を考慮すると3%程度が、塑性流動の影響をうけているか否かの目安になると考えられるからである。そして切削後のアスファルト混合物が粗粒度アスコンのように動的安定度（DS）の高いものであればよいが、トベカや修正トベカのようにアスファルト量、細粒分の多い混合物であればそれらも切削することが望ましいと考えられる。



a) 基層にも流動が及んでいる例 ($H_1 < h_1$, $H_2 < h_2$)



b) 表層のみに流動が生じている例 ($H_1 < h_1$, $H_2 = h_2$)

図一1 流動の影響範囲

次に切削深さとオーバーレイ厚さを決定する基本的な考え方を示すと以下のようなものであると考えられる。まず修繕後のわだち堀れ量を定める。そして図一2、図一3、図一4等よりオーバーレイ後に表層となるアスファルト混合物に必要なDSを求める。例えば大型車交通量3,000台/日、1方向の箇所では5年後のわだち堀れ量を10mm以下にしたい場合は、5年間の累積大型車交通量は約550万台であるから図一4より必要なDSは2,500程度となる。ホイールトラックリング試験の試験条件が標準条件（温度60℃、接地圧6.4kg/cm²）でない場合は図一5等を利用して、必要なDSを求め直す。求められたDSを満足するアスファルト混合物でオーバーレイすればよいことになる。次に切削後のアスファルト混合物について検討を行う。切削後の在来アスファルト混合物の荷重接地圧は、オーバーレイ層の荷重分散効果によって小さくなる。その程度は舗装を弾性体と考えた場合、オーバーレイ層の厚さ、舗装の各層の弾性係数等によって異なるが、図一6に示すように簡単な2層構造と仮定した場合、式(1)であらわされる。

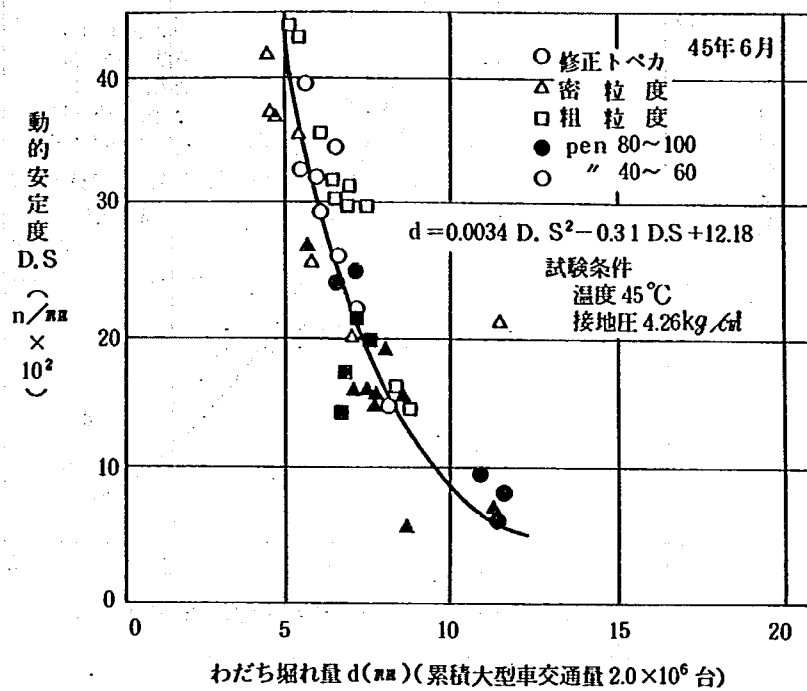


図-2 D.Sとわだち堀れ量の関係

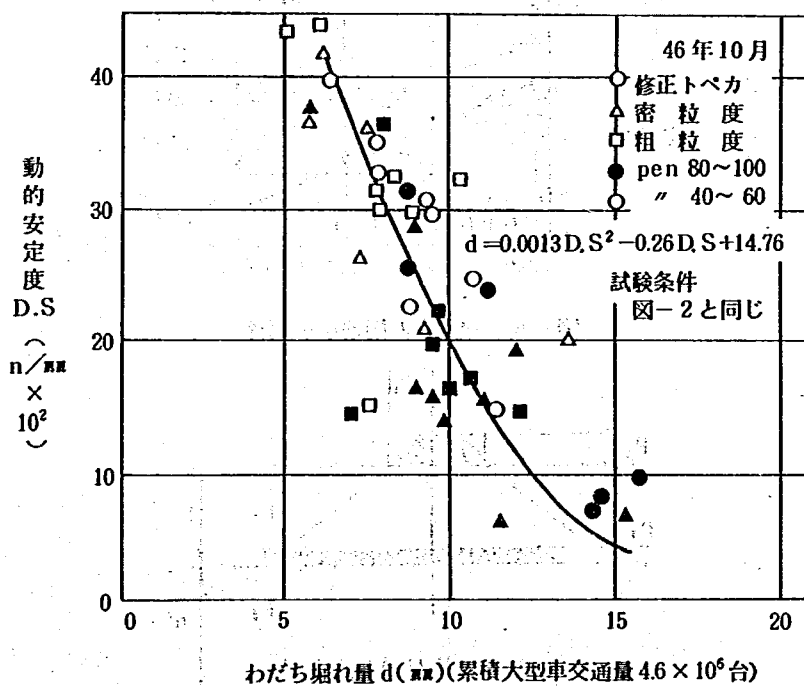


図-3 D.Sとわだち堀れ量の関係

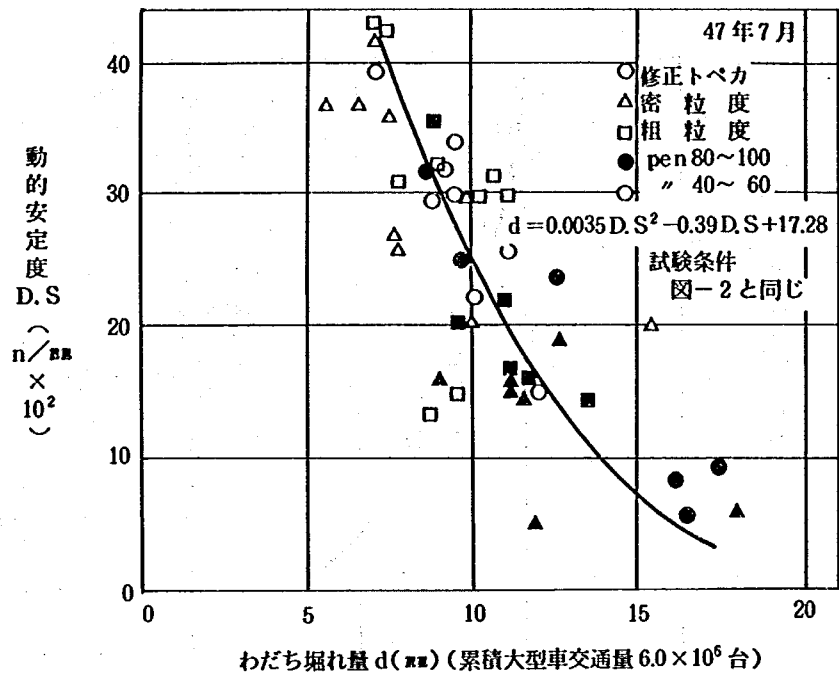


図-4 D.Sとわだち掘れ量の関係

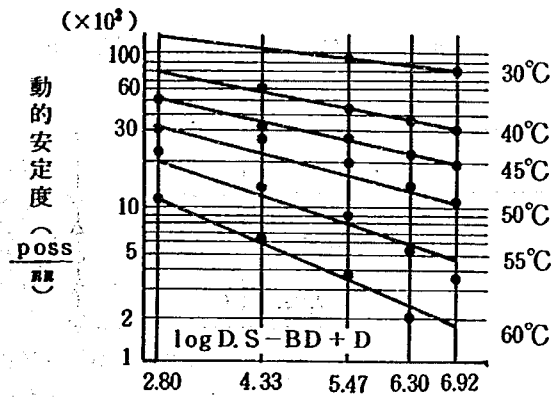


図-5 D.Sと接地圧の関係

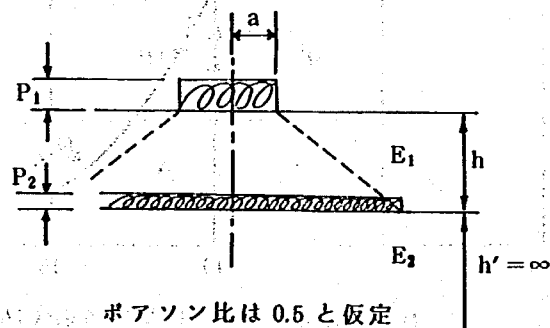


図-6 2層構造のモデル図

$$P_2 = P_1 \cdot \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{h}{a}\right)^2 \left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{\frac{2}{3}}\right)}$$

ここに P_1 : 路面における荷重接地圧

P_2 : 第2層 "

h : 第1層の厚さ

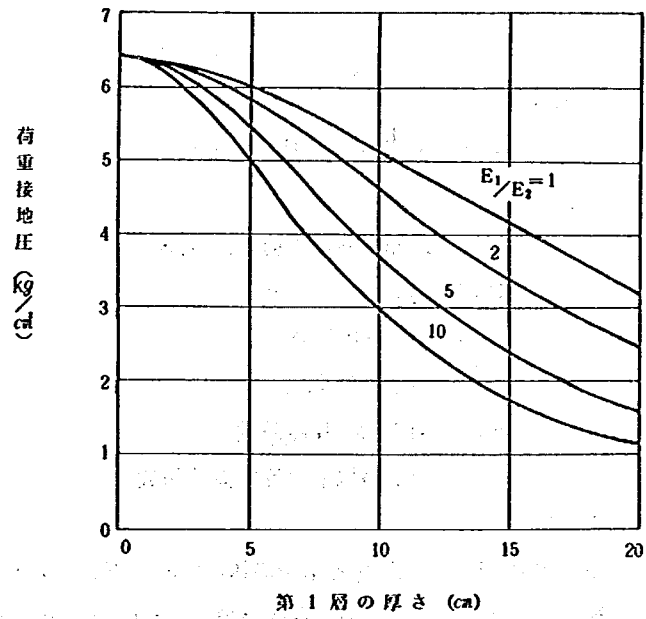
a : 荷重接地半径

E_1 : 第1層の弾性係数

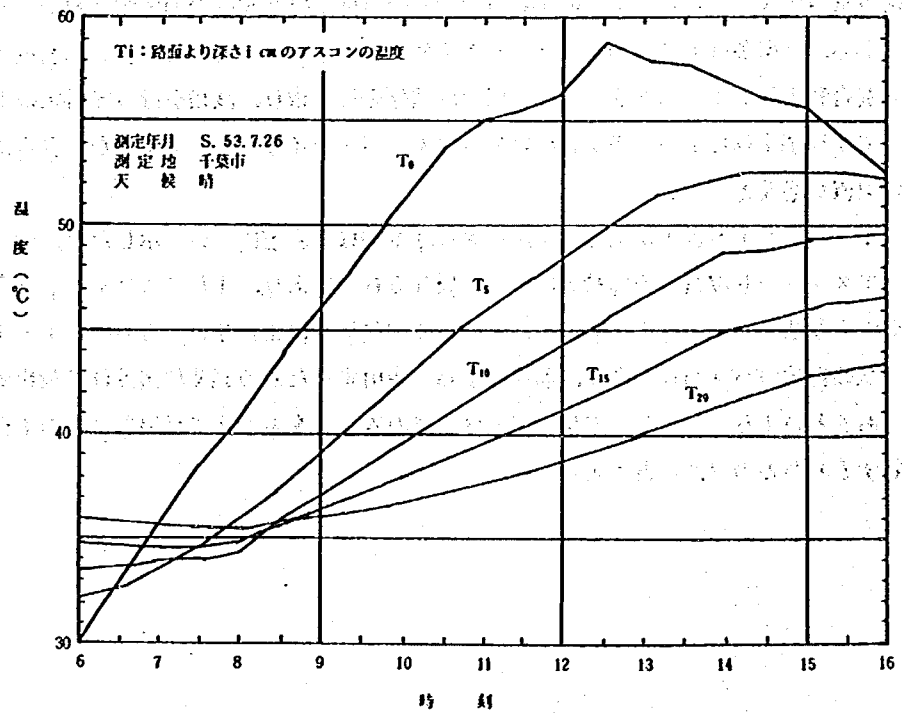
E_2 : 第2層以下の等値弾性係数

$P_1 = 6.4 \text{ kg/cm}^2$, $a = 20 \text{ cm}$ とすると P_2 と h の関係は E_1/E_2 をパラメータとして図-7のようにあらわされる。アスファルト混合物の弾性係数は一般に数万 kg/cm^2 といわれており、高温時には低下するが E_1/E_2 は少くとも2程度以上はあると考えられる。よってオーバーレイ厚さが10cmであれば荷重接地圧は路面の70%程度になると予想される。アスファルト混合物の温度の経時変化の一部を図-8に示す。路面より10cmの深さにおいては路面温度が最も高い時でも、それより約10℃低く最高温度は約50℃である。したがって、オーバーレイ厚が10cmの場合、荷重接地圧 $6.4 \times 0.7 = 4.5 \text{ kg/cm}^2$ 温度50℃の条件下で2,500のDSが必要であると考えられるから、標準条件下でのDSは図-5等を利用して求めることができる。切削後のアスファルト混合物よりホイールトラッキング用の供試体を切り取り、試験を行って所定のDSを満足する事を確認すればよい。満足しない場合はオーバーレイ厚さを厚くするか、さらに切削する等の処置が必要となる。

以上、オーバーレイ厚さと切削深さを決定する基本的な考え方について示したが、図-5等の関係はアスファルト混合物の種類等によって異なるものであり、またアスファルト混合物のDSを高める方法として表-1があるが、その具体的な基準はまだない。さらにホイールトラッキング試験自体のバラつきもあり、前述の手順を適用するための必要な諸数値は現段階では検討中であるといえる。したがって現時点では前述の考え方をふまえて試験舗装等の実例を参考に判断するのが妥当であると考えられる。



図一七 荷重接地圧と第1層の厚さの関係



図一八 アスファルト混合物の温度の経時変化

表一 1 DS に影響をおよぼす要因

D、S を高める要因としては次のようなものがあげられる。

要 因	大 ← D、S → 小	
アスファルト量	少	多
アスファルト針入度	小	大
粒 度	粗	細
粗 骨 材 量	多	少
セメント・消石灰	多	少
樹 脂 ・ ゴ ム	多	少
骨 材 加 熱 温 度	高	低

参考文献

- 1) 一日土研集(昭和49・50・51年版) 昭和52年2月
- 2) " (昭和52・53・54年版) 昭和55年2月
- 3) 土木研究所資料第923号「アスファルト混合物の配合設計, 材料に関する幕張試験舗装および室内実験による研究」 昭和49年3月
- 4) 神崎, 松浦他「アスファルト舗装の Rutting に関する基礎的研究—第1報」土木学会第24回年次講演概要, 昭和44年

(舗装研究室)

道一7 アスファルト舗装のひびわれ耐久性に対しての判定基準または試験方法について

(質問)

アスファルト舗装のわだち流動防止対策の試験舗装を行い, その調査結果から, 動的安定度(DS)の大きい配合が良いことが解りました。その反面, 一部でクラックの発生により耐久性の面で劣ることもあるので, 両方の防止を兼ねた試験方法及び基準値があれば, 御教示願いたい。

(近畿技術事務所)

(回答)

路面維持調査結果によるひびわれ率とわだち掘れ量の経年変化を示すと図-1、図-2の通りである。これより大型車交通量 3,000 台と 1,000 台の場合について、それらの経年変化をモデル化すると図-3 のようになるものと考えられる。アスファルト舗装における供用予定期間は10年であるからそれらのある程度の進行はやむを得ないが、進行が早い場合あるいは一方の路面特性値の進行が他の一方に比べて早い場合には何らかの対策が必要となる。

現在のアスファルト舗装の CBR- T_A 設計法は、S.42年に採用されたものであるが、当時の交通条件、舗装の破壊性状等から考えると、主に耐久性を考慮した設計法であると考えられる。したがって、ひびわれ率の増大に対しては T_A を増すことで解決できるものと考えられる。

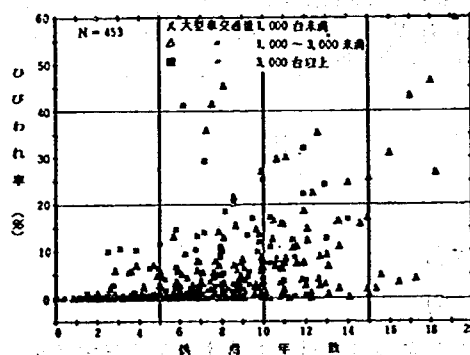


図-1 ひびわれ率の経年変化

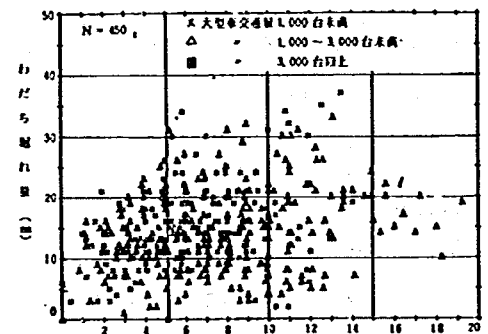


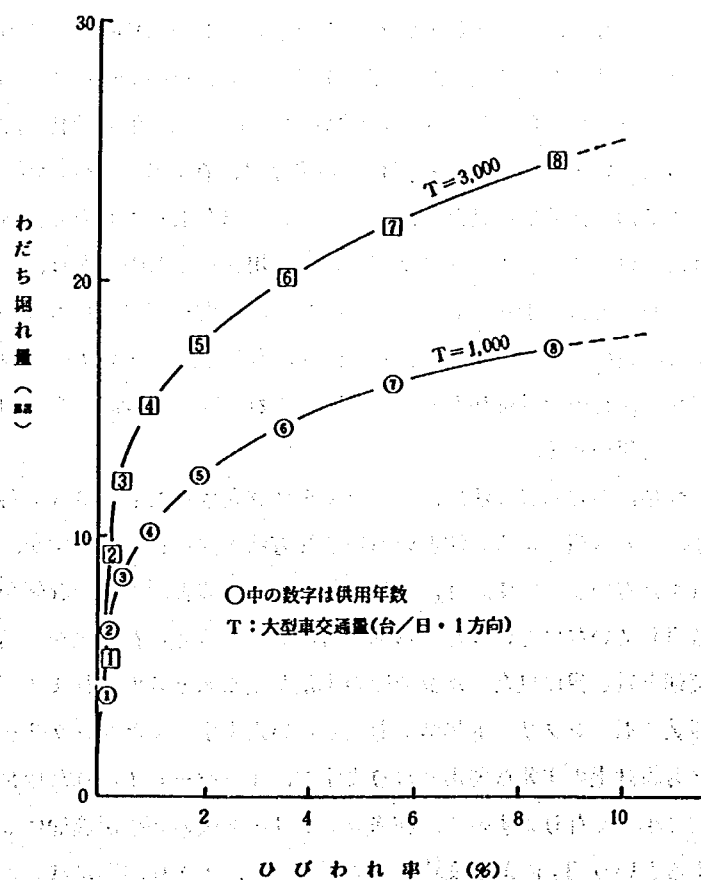
図-2 わだち掘れ量の経年変化

一方、近年、交通車両の大型化・重量化に伴って塑性流動の進行が早い場合が問題となってきた。塑性流動は舗装全体というよりは、比較的上の層、特にアスファルト混合物の性状に起因する場合が多いと考えられ、アスファルト混合物の耐流動性を表わす指標としてホイールトラッキング試験による動的安定度(DS)が有効であることが明らかとなった。塑性流動は一般に高温時に大型車が比較的低速で通過する場合に生じやすいといわれており、同試験はそのような条件をシミュレートしたものである。アスファルト混合物のDSを高めて耐流動的にするには、前問(道-6)の表-1に示すような操作を行えばよいが、アスファルト量を少くし、アスファルトの針入度が低く60℃粘度の大きいバインダーを用い、粗骨材量を多くすること等はアスファルト混合物のたわみ性を低下させ、きめの粗い混合物とすることであり、表層用アスファルト混合物の耐久性に関しては、負の要因になるものと考えられる。すなわち、ひびわれは比較的低温域での曲げ強度、曲げ疲労抵抗性に起因すると考えられるので、粘着力のあるバインダーを用い、ある程度きめの細かい混合物とする方が耐久적であるとされるからである。

以上のように、あるアスファルト混合物に関してひびわれとわだちは相反する関係にあり、

それらの試験も温度、载荷方法等が異なると考えられるため両方のチェックを兼ねた試験方法は現在のところ考案し難いと思われる。また、ひびわれに関しては現在の CBR— T_A 設計法で対応が可残であると考えられるので、現行の設計法で舗装構成を定め、わだちに関してはホイールトラッキング試験を行って所定の DS が得られるようなアスファルト混合物を選定することが現状では最も妥当な方法であろうと思われる。その際 DS の設定にあたっては、図—3等を参考に耐久性も考慮して行うべきであろう。

また、将来は所定の DS が得られた混合物について、ひびわれをチェックする意味で例えば繰りかえし曲げ試験等の導入が必要であろうと考えられるが、現状では検討の域を出ていないといえる。



図—3 ひびわれ率とわだち掘れ量の平均的な推移

参考文献

- 「舗装の維持修繕の計画に関する調査研究」第33回建設省技術研究会、昭和54年度
 全幹線道路の維持修繕計画（舗装研究室）

道一8 オーバーレイにおける旧コンクリート版の等値換算係数について

(質問)

コンクリート舗装上にオーバーレイ等によりアスファルト層がのっている場合の補修に際して T_A 計算を行う場合、コンクリート層の等値換算係数はコンクリート版のひびわれ度で決められているが、その根拠はいかなる考えによっているのか。

(大阪市土木部)

(回答)

オーバーレイによる修繕工事を行う場合、そのオーバーレイ厚の設計法として道路維持修繕要綱(昭和53年、日本道路協会)では、(1) CBR によるオーバーレイ厚の設計法と、(2) たわみ量によるオーバーレイ厚の設計法が示されている。そのうち、(1)の CBR による方法は、在来舗装をアスファルトコンクリート等値換算厚 (T_{A0}) で評価し、その個所における路床上の CBR と交通量から必要な T_A との差をオーバーレイ厚とするもので、在来舗装の評価には表一1の換算係数が用いられている。(2)のたわみ量による方法は、在来舗装のベンケルマンビームによるたわみ量に応じて交通量区分毎に見合ったオーバーレイ厚を求めるものであるが、道路維持修繕要綱で示された表はアスファルト等の舗装にのみ適用されるものであり、コンクリート舗装におけるオーバーレイでは、(1)の方法でオーバーレイ厚の設計がなされるのが普通である。

質問の趣旨は、在来舗装がアスファルト舗装の場合はともかく、コンクリート舗装の場合、当初の設計思想と修繕の場合の設計思想が異っており、これを同一の設計法を適用するのは疑問であるということだと思います。

確かに道路舗装の修繕における設計法には、まだ完全に確立されたものはなく各国でも T_A (CBR) による方法、たわみ量による方法といろいろな方法が採られていますが、理論的にもすっきりした方法はまだないようです。 T_A による方法は、舗装表面からの評価が中心となり舗装破壊の原因を考慮していないという点から不十分なものと考えられますが、舗装表面の破壊(ひびわれ)は交通と質と量に見合った舗装厚の不足が主原因と考えられますので、その点ではアスファルト舗装でもコンクリート舗装でも同じといえます。またコンクリート舗装では車輛の走行位置なども設計上の主要な要素となりますが、オーバーレイされた場合、走行位置による影響は相対的に小さくなりますので、在来コンクリート版の評価が適切になされれば舗装の不足厚を補強するという T_A による設計法を準用しても、大きな問題はないと考えられます。

なお、在来舗装の各層のアスファルトコンクリートへの等値換算の評価は、道路維持修繕要綱が出される以前は建設省技術研究会(第22回)で示されたもの(表一2)などが使われていましたが、これは舗装体内部の層の値が一定で、舗装破壊の状況に見合った評価がなされていない点に問題がありましたが、維持修繕要綱ではその点を改善し、舗装要綱における係数値や

過去の施工例、外国での例なども参考にして現在のようなものです。なお、参考までに米国の AI における等値換算係数を表-3 に示しました。

表-1 T_{Ao} の計算に用いる換算係数¹⁾

	在来舗装の構成材料	各 層 の 状 態	係 数	摘 要
表層・基層	加熱混合式アスファルトコンクリート	破損の状態が水準1で水準2の状態に進行するおそれのある場合	0.9	破損の状態が水準1に近い場合を最大値水準3に近い場合を最小値と考え、中間は破損の状況に応じて適当な係数を定める。
		破損の状態が水準2で水準3の状態に進行するおそれのある場合	0.85~0.6	
		破損の状態が水準3の場合	0.5	
上層路盤	加熱アスファルト安定処理		0.8~0.4	新設時と同程度の強度をもつと認められるものを最大値にとり、破損の状況に応じて係数を定める。
	セメント安定処理		0.55~0.3	
	石灰安定処理		0.45~0.25	
	水硬性粒度調整スラッグ		0.55~0.3	
	粒度調整砕石		0.35~0.2	
下層路盤	切込砂利および切込砕石		0.25~0.15	
	セメント安定処理および石灰安定処理		0.25~0.15	
コンクリート版	セメントコンクリート	破損の状態が水準1または水準2の場合	0.9	
		破損の状態が水準3の場合	0.85~0.5	

(注) 舗装破損の状態の基準

- 水準1：ほぼ完全な供用性を有しており、当面の維持修繕は不要であって日常の維持を行えばよいもの（おおむね、ひびわれ率が15%以下のもの）
- 水準2：ほぼ完全な供用性を有しているが、局部的な維持修繕が必要なもの（おおむね、ひびわれ率が15~35%のもの）
- 水準3：オーバーレイあるいはそれ以上の大規模な維持修繕が必要であるもの（おおむね、ひびわれ率が35%以上）

注 1) 日本道路協会；「道路維持修繕要綱」，S.53

表-2 TAOの設計に用いる等値換算係数(a_0)²⁾

在 来	舗 装		係 数
加 熱 混 合 式 アスファルトコンクリート 表 層 お よ び 基 層	ひびわれ率 (%)	1 ～ 4.9	0.9
		5 ～ 9.9	0.85
		10 ～ 14.9	0.75
		15 ～ 19.9	0.6
		20 ～ 24.9	0.55
		25 以 上	0.5
コ ン ク リ ー ト 舗 装	ひびわれ度 (cm/m^2)	20 未 満	0.9
		20 以 上	0.7
アスファルト安定処理路盤			0.7
セメント安定処理路盤			0.55
粒 調 砕 石 路 盤			0.35
切込み、砂利、碎石路盤			0.25

注 2) 第22回建設省技術研究会報告

表一 3 TAO を求めるための等値換算係数 (a_0)³⁾

分類	材 料	換算係数
I	すべての天然路床	0.0
II	(a) 改良した路床；ある程度シルトと粘度を含むが P1 が 10 以下で、大部分粒状材料。 改良した路床とは、天然路床土と舗装体の間の層をいう。	0.0 1
	(b) 石灰処理路床；P1 が 10 以上の土を処理したもの。石灰処理路床とは、舗装体の下の土を石灰と水の堅くない、または半硬の混合物を機械的に締固めたものをいう。 ³⁾	0.2
III	(a) 粒状路盤または基層；プラスチックな細粒分を若干含むが、相当粒度のよい堅い骨材で、CBR 20 を下まわらない材料のもの。P16 以下は上限値、P16 以上は下限値を用いる。	0.2 1 0.3
	(b) セメント処理路盤および基層；P1 が 10 以下の土を処理したもの。セメント処理路盤とは、路床と基層の間の層で、砕いた土とポルトランドセメントと水の堅くないまたは半硬の混合物によるものをいう。セメント処理基層とは、路床・路盤を補強保護するための層で、砕いた土とポルトランドセメントと水の堅くないまたは半硬の混合物をいう。 ³⁾	
IV	(a) 粒状基層；骨材基層規格に合格する非塑性の粒状材料のもの。上部に用いる。	0.3
	(b) アスファルト表層混合物；大きな、相当明らかなクラック。クラックに沿った欠損。また、わだち部が相当変形して安定性のよくないもの。	1 0.5
	(c) セメントコンクリート舗装；オーバーレイ施工に当たって、最大寸法 60cm 以下の小片に破壊しているもの。路盤あるときは上限値、版が路床上にあるときは下限値を用いる。	
	(d) ソイルセメント基層；表面にリフレクションクラックが広く発達している。パンピングのあるもの。舗装が若干不安定と認められるもの。ソイルセメント基層とは、砕いた土とポルトランドセメントと水の混合物を機械的に締固め、養生してつくった堅い材料で、路床・路盤を補強保護するための層をいう。	
V	(a) アスファルト表層と基層；かなりクラックはあるが、それに沿った欠損は認められないが僅少で、わだち部は若干変形しているが本質的には安定なもの。	0.5 1
	(b) セメントコンクリート舗装；かなりクラック、平坦性悪く、アンダーシールが効果的にできないもの。版片の寸法が 0.8 ~ 3.3 m で、重いタイヤローラーで、路床によく落着いているもの。	0.7
	(c) ソイルセメント基層；リフレクションクラックの状態から、ひびわれがわずかと考えられ、表層が安定な状態のもの。	
VI	(a) アスコン表層；わずかなヘアークラック、小さな所々のクラック；わだち部に變形がわずかに認められるが、安定なままであるもの。	0.7 1
	(b) 液体アスファルト混合物；全体的にひびわれなく、安定でフリージングを示さず、わだち部ではほとんど変形のないもの。	0.9
	(c) アスファルト安定処理基層；アスファルトコンクリート以外のもの。	
	(d) セメントコンクリート舗装；安定で、アンダーシールしたもの、若干クラックはあるが版片 0.8 m 以下の片のないもの。	
VII	(a) アスコン、含アスコン基層；全体的にクラックなく、わだち部に殆んど変形ないもの。	0.9
	(b) セメントコンクリート舗装；安定で、アンダーシールしたもの、全体的にクラックのないもの。	1 1.0
	(c) セメントコンクリート基層；安定で、パンピングなく、アスファルト表層のリフレクションクラックの殆んどないもの。	

注 1) この換算係数は、オーバーレイの設計にのみ適用される。

注 2) アスコン基層、アスファルトマカダム基層、プラント混合物基層、アスファルト路上混合基層。

注 3) ソイルセメント安定処理委員会の定義に従ったもの。

3) 原典, The Asphalt Institute: ASPHALT OVERLAYS AND PAVEMENT RE-HABILITATION, 1969 MS-17.

訳, 三浦, オーバーレイの厚さの設計, 施工技術 1973-6.

(舗装研究室)

道-9 リフレクションクラックの防止法について

(質問)

当該路線は国道43号線で大型車, 重量車の交通量が多く, 既設コンクリート舗装版の修繕工事として, アスファルト合材のオーバーレイ(基層5cm, 表層5cm, 計10cm)を行っている。この際, コンクリート舗装版の目地の個所で路面にクラックが発生するのを防止する為PMシート等を設置しているが, 期待する効果が得られず, 1年~1.5年で路面でクラックが発生しこれが帯状の溝となり振動騒音の発生源となっている。

これを維持工事で修復する事は, 予算的にも工事の安全管理上からも問題があり, 対策に苦慮しているので適切な工法を御教示願いたい。

(兵庫県国道工事事務所)

(回答)

コンクリート舗装版上にアスファルト混合物によるオーバーレイを実施した場合に施工後, 比較的短期間に旧舗装の目地やひびわれのあった位置の直上にひびわれを生ずる事例が多くみられる。これを一般にリフレクションクラック(reflection crack)といっている。このリフレクションクラックはコンクリート舗装版のオーバーレイ以外にも, セメント安定処理路盤やホワイトベースの上のアスファルトコンクリート舗装でも見うけられる。

このリフレクションクラックを生ずる原因として, 主に次の2つの理由が考えられる。

- (1) コンクリート版の目地やクラックが交通車輛の通過時に上下方向に動き, 上のアスファルトコンクリート層に大きな剪断力が働くこと。
- (2) 舗装体の温度変化に伴いコンクリート版が伸縮し, 目地部やクラックの幅が変化し, このためコンクリート版を接着するアスファルトコンクリートに引張り力が働くこと。

従って, このリフレクションクラックはコンクリート版上のオーバーレイの場合, 宿命的なもので, 特にオーバーレイ厚が薄い場合には殆んど避けることができないが, 施工法に注意を払うことによって, このリフレクションクラックの発生の頻度を小さくしたり, 発生時期をできるだけ遅らせるようにしているのが実情である。

リフレクションクラックの原因として, (1)が主要なものになりそうな場合, 即ち路盤内に空隙などがあって深さ方向の変化が大きい場合や, ポンピング現象などがみられる場合には, オ

オーバーレイ施工前にブローンアスファルトやセメントモルタルなどを注入してコンクリート版の下の空隙をなくし、路盤の支持力を一様にして版の変位を小さくすることが非常に大切になる。

また原因として、(2)の理由によるものに対しては従来、シート類を目地部やひびわれ部に敷いてオーバーレイすることが多くみられるが、この工法の機能としては次のような点と考えられる。即ち、コンクリート版の温度変化により版が収縮し、目地幅やひびわれ幅が大きくなると、図-1のB点のアスファルトコンクリートに引張り力が集中して働きひびわれが生じやすくなるが、シート類が目地やひびわれ上にあればコンクリート版とアスファルトコンクリートとはAC間で絶縁され、コンクリート版のB点の変位量はアスファルトコンクリートではAC間に分散され、アスファルトコンクリートの内部応力に変換される。この内部応力が吸収しきれないほど大きくなったときにのみ、AC間のどこかでひびわれが生じることになるが、シート類などで絶縁されていないときに比較していくらか安全側になる。しかし、版の変位量が大きいと吸収しきれないので、オーバーレイの実施にあたっては、個々の目地部等での変化量を少なくするような処置が必要とされる。即ち、目地部をよく清掃し、必要なら目地材を注入し、版の収縮が特定の目地に集中して現われることのないように配慮することが、リフレクションクラックの防止上重要なことになる。

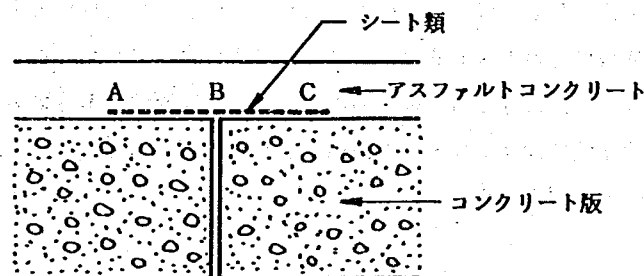


図-1

(舗装研究室)

道-10 夏季の道路修繕工事におけるアスファルト舗装の交通開放時の温度管理について

(質問)

道路舗装、夏期修繕工事において、交通開放の時間が早すぎると、わだち堀れが起る。舗装完了後アスファルト舗装版の温度は、わだち対策として管理されるべきである。ホイールトラッキング試験により、交通開放温度を管理することができないか、質問いたします。

1) 交通開放時には、どの程度のDS値があればよいか。(接地圧 6.4 kg/cm^2)

2) 温度とDS値の関係より、舗装面温度 $X^{\circ}\text{C}$ で、動的安定度DS値 X 回 $^{\circ}\text{C}$ より、交通開放時の値を決められないか。

上記のような問題が解明されると、ホイールトラッキング試験の結果に、交通開放時の舗装面温度で、試験データを取り管理出来るのではないかと考えられる。

(近畿技術事務所)

(回答)

急速施工を余儀なくされる幹線道路での夜間打換工事などで、交通開放時のアスコンの温度管理が重要になる。土研で過去に実施したシクリフト工法によるアスファルト安定処理路盤の施工実験では、路盤の転圧終了後、未だ混合物が十分冷えない状態(表面温度約 60°C)荷重車($P=5\text{t}$)を走行させ、促進わだち掘れを起こして塑性変形量の検討を行った。わだち掘れ量は荷重車の走行回数毎に横断プロファイルによる波形から求めた。2層仕上げの場合の促進わだち試験は、2層目の表面で行ったものである。この結果、図-1の結果を得た。走行回数20回は、わだち掘れに先だって実施したたわみ量試験時のものである。これによれば、走行回数20回以降の直接の勾配から判断すると、わだち掘れの生じやすさは層厚による影響は小さいことがわかる。しかし、わだち掘れの絶対量は層厚に応じて大きくなり層厚 30cm の場合、仕上げ層数にかかわらずわだち掘れ量は 20mm 以上と非常に高い。このような大きなわだち掘れが発生すると、表層・基層などの1層あるいは2層の施工では修正できないことが予想されるので、高温での車輛の走行は極力さけるべきであろう。しかし、高温であってでも塑性変形のおきにくい混合物(熱硬化性アスコンなど)を使用するなどの対策が採択できる場合は、わだち掘れは軽減できるものと予想される。

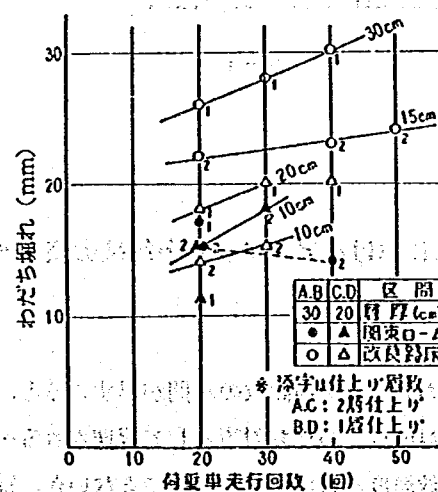


図-1 促進わだち掘れ試験によるわだち掘れ量

混合物の動的安定度（DS）は試験温度接地圧に影響される値であるので、正確な条件で評価すべきである。これらの関係は、土研資料1542号、2-10や図-2に示しているので参考にしたい。これらによれば、温度が10℃高くなるとDSは1/7~1/10に低下する傾向にあり、60℃以上の温度ではDSの評価は適当でないといえる。

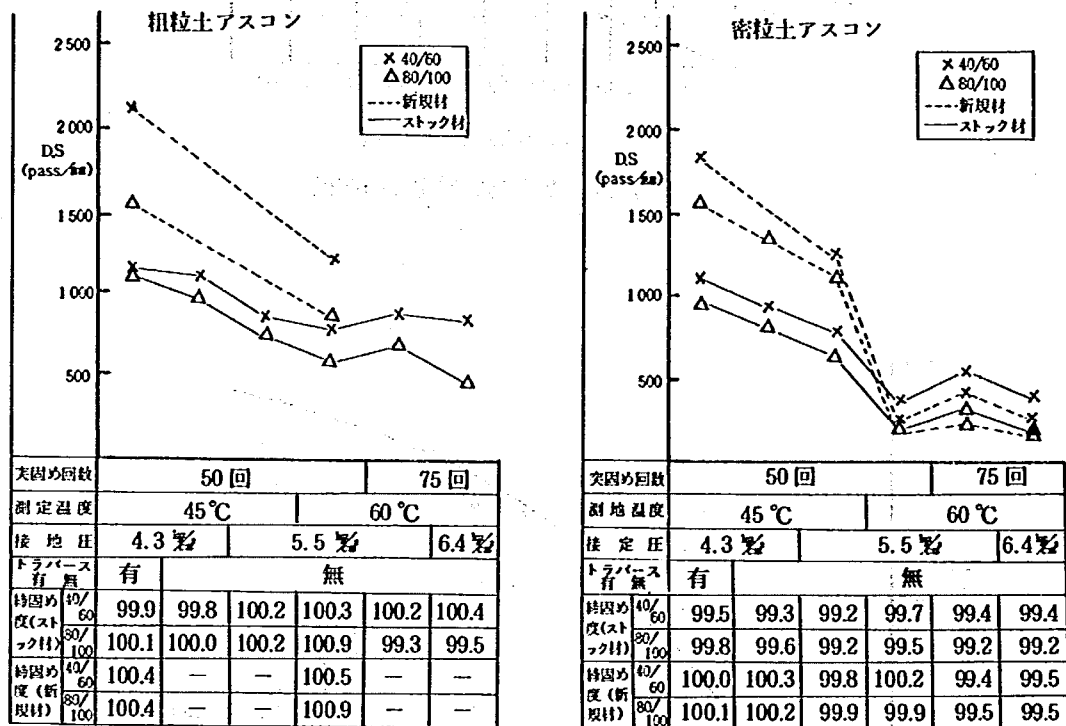
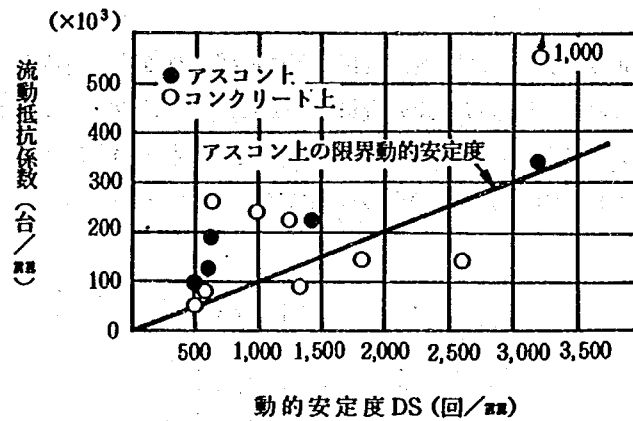


図-2 測定条件とDS

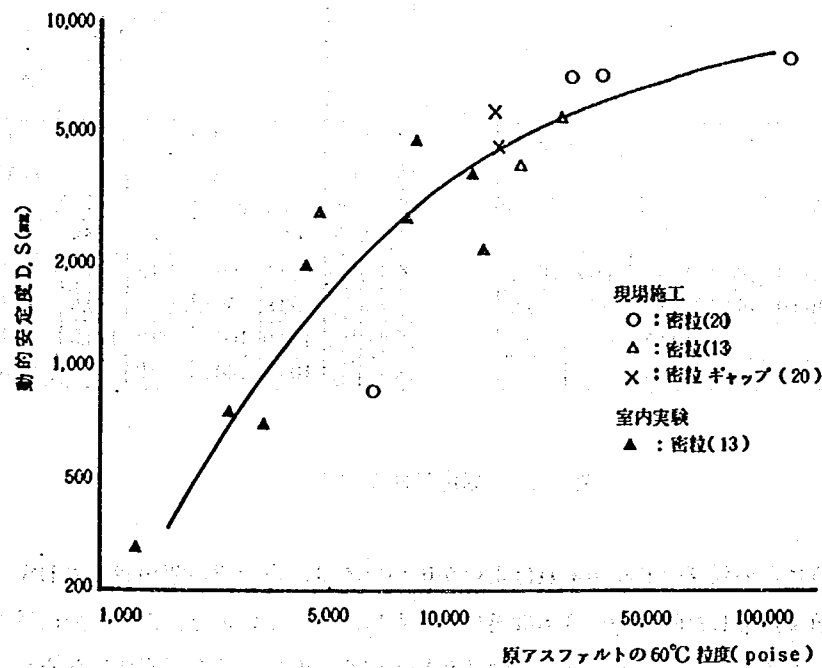
交通開放時にどの程度のDSがあればよいかについては、貴地建が昭和52年にDS = 840回/mmの目標値を提案した時の図-3も参考になるといえる。これより、大型車交通量の水準によって差位はあるが、DSは1,000回/mm（6.4 kg/cm², 60℃）以上が必要になろう。

DSはさらには、図-4に示すように混合物に使用するアスファルトの粘度によって異なる。これより、交通開放時の温度が路面温度60℃を目安とすることが一般的であるので、この時にDSが1,000回/mm以上を保証するアスファルトの粘度は、4,000ポアズ以上のものを使用することも効果であることがうかがえる。

以上のことから60℃以上の高温でDSを議論することは、アスファルト混合物では合理的でないで、現場では可能な限り放冷時間をとることが重要となる。急激に舗装体の温度をさげる試行としてドライアイスを使用したものもある。



図一3 流動抵抗係数と動的安定度の関係



図一4 原アスファルトの60℃粘度とDSの関係

(舗装研究室)

道一11 駐車場と駅前広場のアスファルト舗装の構成について

(質問) 「アスファルト舗装要綱」には、駐車場、駅前広場のアスファルト舗装構成について基準が

なく、実施の際困っていますので、

① 基準があれば、それをお示し下さい。

② 実施例をおしえて下さい。(適用条件を示して)

(兵庫県土木部)

(回答)

駐車場や施設に付随する構内道路、前庭まわり(構内広場)を対象とした構内舗装の設計基準には、営繕協会が発行している構内舗装設計標準(昭和53年度版)がある。さらに、駅前広場の舗装には、東京都建設局の道路工事設計基準(昭和54年度)などがある。

以下、これらの概要を紹介する。

構内舗装設計基準は、舗装の構造を図1のように定義し、舗装の設計は施設の区分、路床土の分類、気象条件および供用後の維持修繕などを考慮して行うことにしている。

構内舗装は図-1に示すように、路床土上に路盤、表層またはコンクリート版の順に構成される。

路面は水溜りが生じないように路面こう配を確保しなければならない。

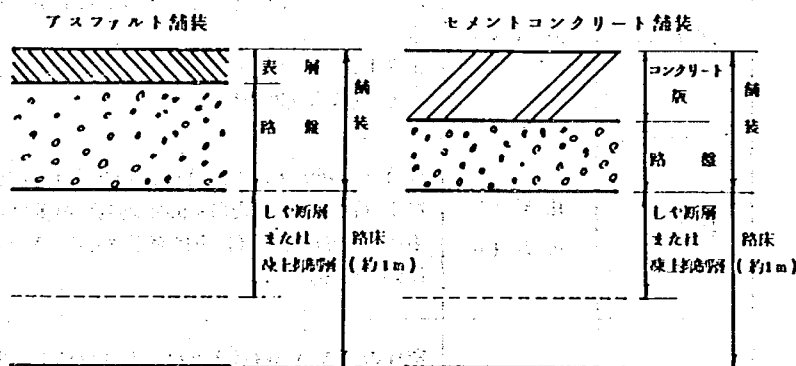


図-1 舗装の構成と各層の名称

(1) 施設の区分

官庁施設は次の2種類に区分する。

一般庁舎………単独庁舎，合同庁舎，研究所，その他（職業訓練所，コロニー，青年の家など）
 特殊庁舎………陸運事務所，警察学校など

これは，構内交通量の調査結果から，大・中型車交通量は単独庁舎で約1台/日，合同庁舎で約3台/日，研究所で約5台/日，その他で約8台/日，特殊庁舎で約40台/日となり，大・中型車はほとんどが特殊庁舎に限定されることから，2種類にしたものである。

(2) 路床土の分類

道路舗装では，路床土の支持力特性が舗装の耐久性に影響を及ぼすので，構内舗装の場合も肉眼観察かまたは簡単な方法によって路床上の評価を行い，表1のような分類をすることになっている。

路床土は表1のように土粒子の大きさによって砂質土，粘性土に大別し，粘性土については含水状態によってさらに2つに分類する。

表1 路床土の分類

区 分	土粒子の大きさによる分類	含水状態による分類	特 徴
I	砂 質 土	少 ない	大部分は，肉眼でそれとわかる砂の粒子で構成され，水はけはよい。手にとってにぎってもやがてくずれてしまう。 まさ土，シラス，山砂，火山砂，花崗土などがこれに属する。（含水比20%以下）
II	粘 性 土	比 較 的 少 ない	砂分（4.760 μふるい通過率が50%以上）が少なく，細粒土（74 μふるい通過率50%以上）が多い。 手にとってにぎれば自由に變形させることができる。（含水比40～50%）
III	粘 性 土	多 い	塑性の大きい無機質または，有機質粘土。関東ローム，黒ボクなどはこの典型的なものである。 手にとってにぎった時，手に粘りつく。（含水比50%以上）

〔注1〕路床土は，肉眼による観察，手指による感触，簡単なふるい分け，などによって路床土の性質を判断し，分類することを原則とする。なお区分IIであっても，含水比が少ない固結粘土等（岩盤状のもの）の場合は区分Iにする。

〔注2〕路床土は，雨期または，凍結解凍をさせて路床面より下方30cm以上深い位置から採取したものを試料としなければならない。

(3) 舗装厚の設計

舗装厚は、施設区分と路床土の分類及び凍上による影響を考慮して図2～4を標準としている。これらは、官庁施設における大型車の交通量は一般庁舎の平均値が11台/日、特殊庁舎が29台/日となり、これをもとに一般庁舎の場合、大型車交通量を正規分布と仮定し、95%信頼区間の上限値が21台/日となる。また、特殊庁舎ではデータ数が少ないため上限値に近い60台/日を代表値と考え、これをもとに図5から求まる設計輪荷重に相当する T_A 、 H をアスファルト舗装要綱の構造設計式で検証して安全側であることを確認の上、決めたものである。

一般地域は、 $0.65 D_{max}$ (最大凍結深さ cm) の厚さが70 cm 未満となる地域、寒冷地域は70 cm 以上となる地域として区分している。一般地域の舗装は図2のものを標準としている。一般地域で5 cm のアスファルト安定処理層を設ける構成をとりあげたのは、一般に多層構成のもの程施工性がよく、その結果、良好な平坦性が得られやすく品質の均一性、たわみ性に富む理由からである。

さらに、一般地域であっても凍上の影響があると予想される場合は、凍上抑制層を設けることにしている。凍上抑制層の厚さを決めるために用いる $0.65 D_{max}$ の65%は簡易舗装要綱と同様の取扱いにしたものである。

寒冷地域の舗装は、図3のものを標準としている。凍上抑制層はこの場合アスファルト舗装では50 cm 以上、セメントコンクリート舗装では40 cm 以上となる。構内舗装は、車輛の低速走行が多いこと、車線規制がないこと、わだち掘れが一定個所に集中しないなどの特色があるので、表層に用いるアスファルト混合物は、たわみ性に富むもので同時に自然環境による老化などに耐えるものをえらぶことにしている。一般には、フィニッシュや敷均しが可能な場合は密粒度アスコン(13)を用いる。人力施工が多い場合は、細粒度アスコン(13)を用いる。冬期にタイヤチェーンなどを使用する地域は、細粒度アスコン(13F)を用いる。セメントコンクリート舗装の版厚を15 cm としたのは、実態調査から多用されている厚さであること、施工面から使用骨材粒径の3倍以上が望ましいこと、コンクリート版の設計公式によって $(\sigma_c/\sigma_a) \times 100 = \frac{17.3}{45} \times 100 \approx 38.5\%$ 、直角隅角部の輪荷重応力による $\frac{\sigma_c}{\sigma_a} \times 100 = \frac{19.26}{45} \times 100 \approx 42.8\%$ といずれも50%以下で疲労に対して安全であり、同時に一回載荷による輪荷重も5t以下となるなどの理由によって決めている。

セメントコンクリート舗装の目地構造は、図3を標準としている。版の目地割は巾2.4～4.0 m 、長さ3.0～6.0 m 程度の長方形が一般的である。版の収縮に対して設ける横目地は打ち込み目地とし、施工上必要を生じる縦目地およびマンホールなどの周辺に設ける目地は、突合せ目地としている。

東京都建設局の道路工事設計基準(昭和54年度)では、駐停車場舗装は表2に示す交通量区分に従って、セメントコンクリート舗装にすることを原則にしている。この場合のコンクリート舗装の版厚、路盤厚さはセメントコンクリート舗装要綱と同様に決めている。しかし、最近

駅前駐停場の下部が地下駐車場として利用される場合が多いため、設計基準どおりのコンクリート版を設けることが出来にくい状況にある例がでてきている。このような場合の基準を探るために同局では試験舗装を実施しているので、その実施例を表一3に示した。

アスファルト舗装およびセメントコンクリート舗装の舗装厚の設計は、施設区分と路床土の分類別と、一般地域（凍結指数がおゝむね500未満の地域）と寒冷地域（一般地域以外）別に標準を定める。

(1) 一般地域の舗装厚および各層の構成

一般地域の舗装厚および各層の構成は図一2を標準とする。

舗装面積が大きく路面の平坦性が特に要求される場合は、路盤の一部に厚さ5cmのアスファルト安定処理層を設ける断面とする。

路床土の分類がⅢ（粘質土で含水比が高い）の場合は厚さ15cmのしゃ断層を設けるものとする。

一般地域であっても凍上のおそれのある場合は、最大凍結深さの65%の値と図一2に示す舗装厚と比較し、その値が大きい場合には、その厚さの差だけ凍上を起こしにくい材料で路床土を置換える。この部分を凍上抑制層と称する。

凍上抑制層の最小厚さは15cmとする。

施設区分	路床土の分類	アスファルト舗装断面		セメントコンクリート舗装断面
		標準断面	特に平坦性を要求される場合	
A（一般庁舎）	I	表層 5 路盤 15	表層 3 アスファルト安定処理 5 路盤 10	コンクリート版 15 路盤 15
	II			
	III	表層 5 路盤 25	表層 3 アスファルト安定処理 5 路盤 15	
B（特殊庁舎）	I	表層 5 路盤 35	表層 3 アスファルト安定処理 5 路盤 25	
	II			
	III			

図一2 一般地域の舗装断面

(2) 寒冷地域の舗装厚さおよび各層の構成

寒冷地域の舗装厚さおよび各層の構成は、図—3のものを標準とする。

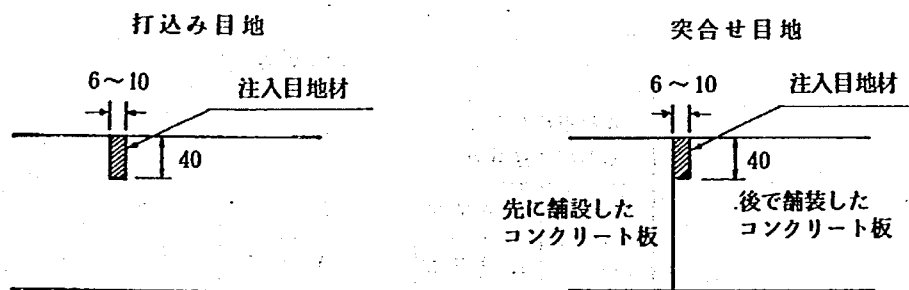
舗装厚と凍上抑制層を加えた値は最大凍結深さの65%を確保しなければならない。

施設区分	路床土の分類	アスファルト舗装断面	セメントコンクリート舗装断面
A (一般庁舎)	I	表 層 アスファルト安定処理 3 5	コンクリート版 15 路 盤 15 凍 上 抑 制 層
	II	路 盤 10	
	III	凍上抑制層	
B (特殊庁舎)	I	表 層 アスファルト安定処理 3 5	凍 上 抑 制 層
	II	路 盤 15	
	III	凍上抑制層	

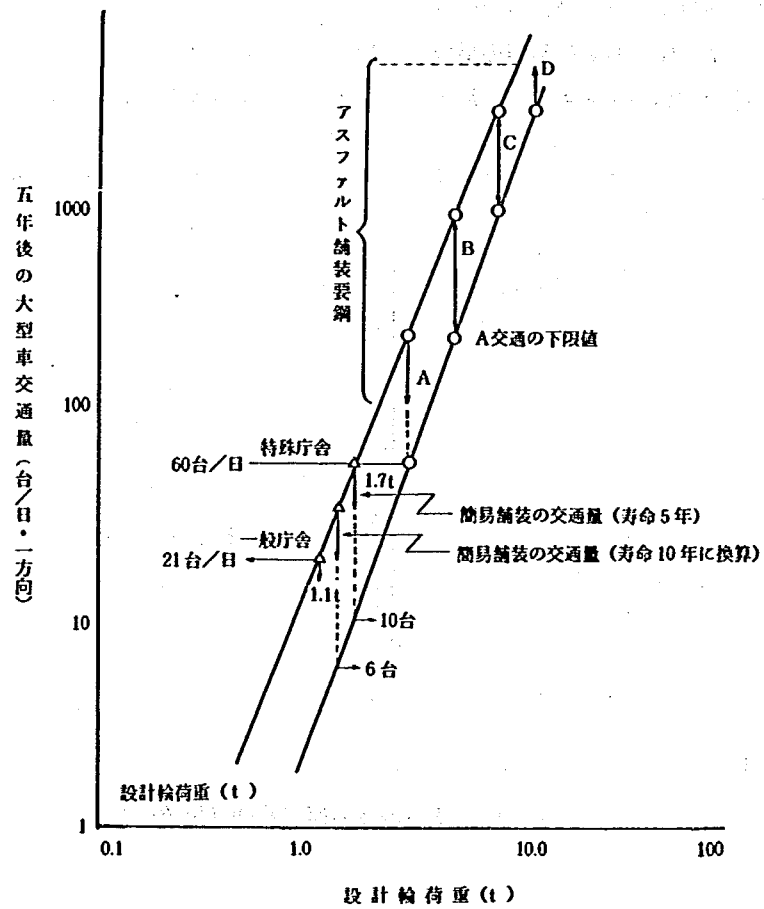
図—3 寒冷地域の舗装断面 (単位cm)

(3) セメントコンクリート舗装の目地構造

セメントコンクリート版の横目地には打込み目地を用いる。縦目地および構造物の附近には突合せ目地を用いる。これらの目地構造は図—4のものを標準とする。



図—4 目地の構造 (単位mm)



図—5 軸荷重と大型車交通量の関係

表—2 適用交通量区分

種 別		交通量区分
本線車線から分経したバス停留場		B
駐 車 場	大型車用	B
	普通車用	A
トラックターミナル等の大型特殊車用駐停車場		D

表-3 バス停部分の試験舗装の例

施工年月	施 工 場 所	施 工 規 模	舗 装 構 造	結 果 の 考 察																					
5 3. 3	早稲田通り 高田馬場駅～早大 (路線内バス停留所)	3×40m／ヶ所 ×7ヶ所	C交通 CBR 3% 表層5cm ゴム入りアスコン 樹脂入り “ シノパール 細②	・側方への盛り上りなし、下方への沈下、たわみの面からも構造の影響あり。 ・構造全体で対処することが必要、通常の設計法では不十分。 ・表層材による差も明らか。																					
5 4. 3	明治通り 伊勢丹前 (“)	4×25m／ヶ所 ×2ヶ所	切削、カバー I型 半剛性5cm II “ “ 10cm	・半剛性舗装による急速施工は可能か、どうか疑問が残った。 このためゲル化の問題を解決する必要がうかがえた。																					
5 4. 11	都土木技術研究所 戸田橋分室構内	3×3m／ヶ所 ×6ヶ所	5 <table border="1"><tr><td></td><td></td><td>半 ☺</td><td>半 ☹</td><td>半 普</td><td>改アス</td><td>4</td></tr><tr><td>半 ☺</td><td>半 ☹</td><td>半 ☹</td><td>半 ☹</td><td>半 普</td><td>改アス</td><td>6</td></tr><tr><td>A</td><td>B</td><td>C</td><td>D</td><td>E</td><td>F</td><td></td></tr></table>			半 ☺	半 ☹	半 普	改アス	4	半 ☺	半 ☹	半 ☹	半 ☹	半 普	改アス	6	A	B	C	D	E	F		・ゲル化の改善方法を検討するため安定剤の利用。 良好 ・各構造の力学性を検討。
		半 ☺	半 ☹	半 普	改アス	4																			
半 ☺	半 ☹	半 ☹	半 ☹	半 普	改アス	6																			
A	B	C	D	E	F																				
5 5. 3	新宿駅西口 バスターミナル	7×70m／ヶ所 ×4ヶ所	半剛性舗装 3社 SFRC 舗装	・基準化のために各社のちがいを検討。 ・施工上の問題。 ・耐久性 ↔ コスト																					

(舗装研究室)

道-12 再生合材を使用したアスファルト合材について

(質問)

近年建設廃材の捨場確保の困難性及省資源の観点から再生合材を使用したアスファルト合材による舗装修繕を実施しているところではありますが、品質管理及び施工管理等の面で未解決の点があり、これ等の管理基準について今後の方向及び現状について伺います。

(大阪国道工事事務所)

(回答)

日本道路協会の舗装材再生利用分科会(分科会長 藤井治芳)では、舗装廃材の再生利用の現況をとりまとめているが、これによれば以下のことが明らかにされている。

- (1) 再生材は、路盤材と加熱アスファルト混合物への利用が多い。
- (2) 再生路盤材は、アスファルトコンクリート廃材・セメントコンクリート廃材および路盤廃材等の組合せ、またはこれらの再生骨材に新規材料(切込碎石、砂、水砕スラグ等)を補足して利用している。
- (3) 再生加熱アスコンは不特定発生源のアスファルトコンクリート廃材を使用する例が多い。
- (4) 再生骨材の生産方式は実績の $\frac{2}{3}$ が機械破碎、残りは熱解砕(温湯またはスチームを利用)によるものである。
- (5) 再生混合物は、再生骨材の使用率、品質などから次の4種類に大別できる。

	再生骨材 使用率 (%)	品 質		
		粒 度	混 合 物	アスファルト
A	100	非調整	特記仕様書で指示	若干の新アスファルトや軟化剤を併用する場合もある。一般には添加せず。
B	70~100	新材の添加によって調整	アスファルト舗装要綱に準じる。	軟化剤、新アスファルトを添加して使用する。
C	30~70	〃	アスファルト舗装要綱の基準を適用	針入度を新しい合材の値に近づけるように軟化剤等で調整。
D	30以下	〃		非調整

以下に舗装構成各層への適用の現況を示す。

1. 表 層

再生アスコンをアスファルト舗装の表層に適用する例は、基層や路盤への適用より多いことが明らかである。

対象とする舗装は、軽交通道路や簡易舗装の表層に多く利用され、高級舗装への利用は少ない。

再生混合物は、A・B・Cタイプのものが使用されているが、表層のみの舗装(軽舗装)

には実績の60%近くは、Aタイプのものが使用されている。混合物の種類は、再生骨材の配合率によって調整されている。

混合物の品質は、Aタイプ以外はアスファルト舗装要綱に準じたものが得られている。また、これらの混合物は大部分がドラムミキシング方式によって生産されたものが使用されている。

2. 基 層

再生アスコンをアスファルト舗装の基層に適用する例は、実績では約10%強の利用率である。

再生混合物の使用はAタイプのものは少なく、BとCタイプが約 $\frac{4}{5}$ の割合で、中でもBタイプが多く使用されている。

再生加熱アスコンは、表層の場合と同様にドラムミキシング方式で生産されたものが主体であるが、高熱骨材方式の例もある。

3. 路 盤

舗装廃材は、常温で再生されるものは粒状路盤材、安定処理路盤材および路床うめもどし材に利用されている。一方、加熱再生されたものは、アスファルト安定処理路盤に利用されている。

再生加熱アスコンを路盤に利用する例は、実績では約20%の割合で認められている。この場合の混合物は、Bタイプのものが主に使用されている。

再生アスコンの配合設計の手順および施工方法の現況の主なものを、表1～2および図1にそれぞれ示す。

表1 配合設計の手順の1例

〔品質管理〕

〔工程〕

〔配合試験〕

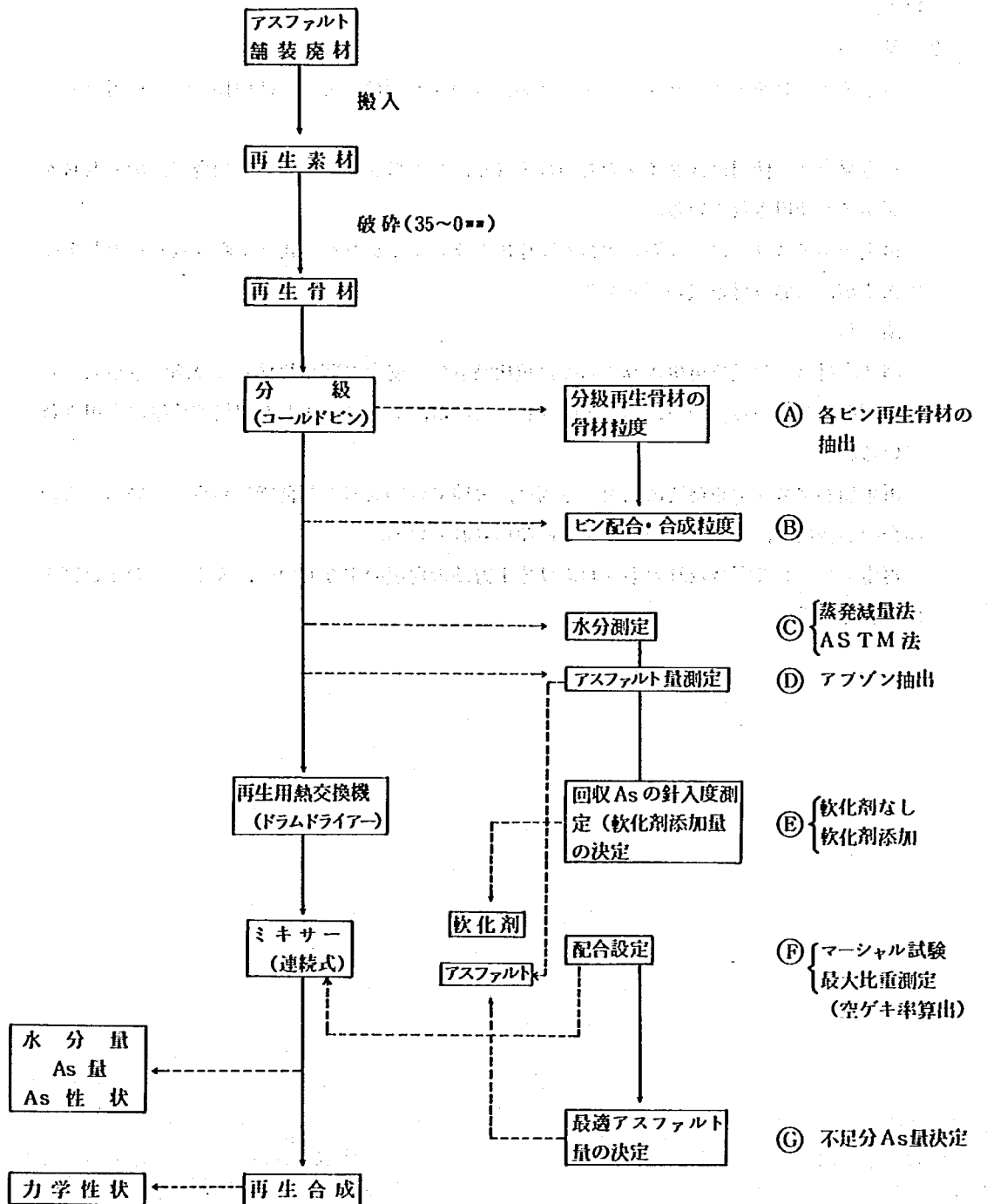
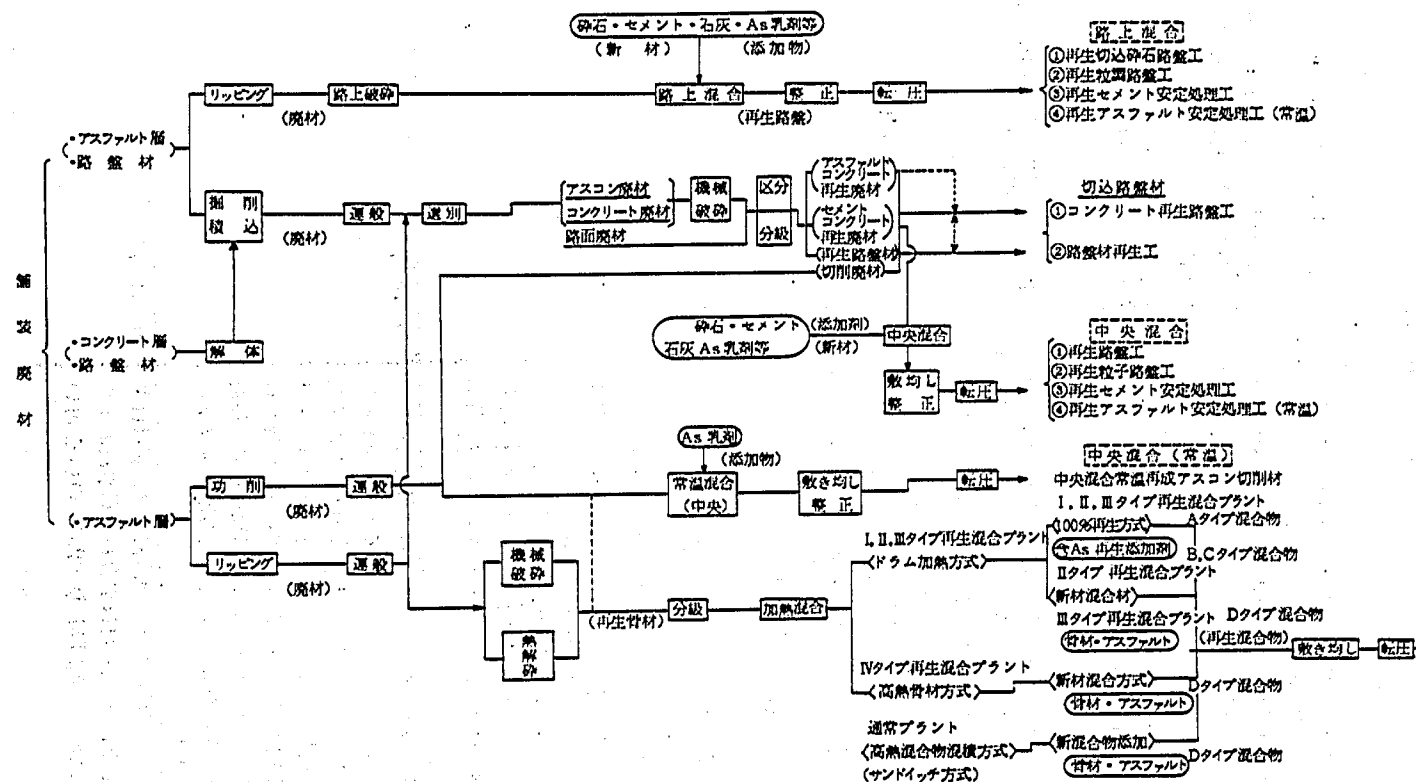


表2 配合設計例

(A) 再生混合物より回収した As の針入度を一定の基準以上とする場合	(B) 再生骨材添加率一定の場合
① 新As旧AsのPenより算術計算で所定のPenになるよう、若干の余裕をもたせて、再生骨材添加率(R%)を定める。 $R \leq \frac{At(\alpha \cdot Pn - Pc)}{Ao(Pn - Pr) \cdot \alpha} \times 100$ R: 再生骨材使用率 (%) Pc: 再生アスコンの回収アスファルトの針入度の目標下限値 Pr: 再生骨材中の回収アスファルト (旧アスファルト) の針入度 Pn: 新アスファルトの針入度 Ao: 再生骨材中の旧アスファルト量 (%) Ar: 再生アスコン中の旧アスファルト量 (%) $Ar = \frac{R \cdot Ao}{100}$ At: 再生アスコンの予測合計最適アスファルト量 (%) α: 新アスファルトの針入度, 再生アスコン中の新・旧アスファルトの比率及びプラント特性により定まる係数。 弊社では 0.9~0.85 を用いている。	① 所定の再生骨材添加率と再生骨材抽出粒度及び新材粒度から骨材合成粒度を求める。 再生アスコンの回収アスファルトの針入度の予測値 (P'_c) は次の式で求める。 $P'_c = \frac{R \cdot Ao \cdot \alpha}{100 \cdot At} (Pr - Pn) + Pn \cdot \alpha$ (記号はA)と同様)
② ①より求まる再生骨材添加率と再生骨材抽出粒度、及び新材粒度により骨材合成粒度及び各骨材配合率を求める。	
③ 合成粒度の確認が終わったら、再生骨材添加率と抽出旧アスファルト量より、旧アスファルト量を求め、それに新アスファルト量を加えて合計アスファルト量が求まるので、予測される最適アスファルト量を中心に、0.5%づつずらせて前後5点のアスファルト量でマーシャル試験を行い、最適アスファルト量を求める。これより新アスファルト量を求める。	② 同 左
④ マーシャル試験における理論密度は、新材は各材料の比重、再生骨材は混合物の真空法による最大比重試験法 (ASTM D-204) の値を用いる。	③ 同 左



図一 1 再生舗装施工方法の分類例

道一13 各施設により異なる設計震度の統一化の方向について

(質問)

昭和55年度より道路橋示方書Ⅳ耐震設計編が施行され、従前の指針による設計震度に比し、当公団高架道路のように沖積層に立地する場合や、大目の震度を用いることとなってきた。他施設（地下鉄、私鉄）等との一体施工の構造物においては、道路側の設計震度と他施設の設計震度がかなり差があり問題となることも多い。また、国鉄新幹線建設に用いられる設計震度に比しても道路側が大きく、見方によれば過大震度ではの感もある。他施設を含めて総プロにおける新耐震設計法の開発を拡張したような総合的な調整が必要なのではないか。

(阪神高速道路公団)

(回答)

昭和55年5月に出された「道路橋示方書Ⅳ耐震設計編」では、応答を考慮した修正震度法を適用すべき橋梁として、耐震設計上の地盤面より下部構造天端までの高さが15mをこえるものと規定されている。従来の道路橋耐震設計指針では25mをこえるものに応答を考慮した修正震度法を適用することにしていたが、今回の示方書では、基礎地盤が軟弱な場合など、基礎地盤の変形の影響が無視できない場合には、その影響を考慮して固有周期を算出するものと改められたため、耐震設計上の地盤面より下部構造天端までの高さが25m以下であっても、固有周期が0.5秒以上と算出される橋がみられるようになった。このため適用範囲を15mをこえるものとし、適用範囲を広げた。このような改正を行なったのは、耐震設計における設計荷重を、できる限り実際の地震応答を正しく表現したものにしようとの趣旨からである。

しかしながら、他の事業者のなかには応答を考慮した修正震度法を採用していないところもあり、質問にあるように道路と他の事業を合併して実施する場合に、両者の間で設計荷重に不一致がおこる場合がありうる。

他の事業者の耐震設計法をみると、国鉄では従来建造物設計標準に基づき、震度法によって耐震設計を行ってきた。しかし道路橋示方書の応答を考慮した修正震度法と同様の趣旨から、昭和54年9月に発行された耐震設計指針（案）解説（建設局、新幹線建設局、施設局、構造物設計事務所）では、固有周期が0.3秒以上のものについては修正震度法を用いることとし、実際の設計でもこの分類に従って設計が行われている。設計震度は次式によって求める。

$$K_h = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot K_0$$

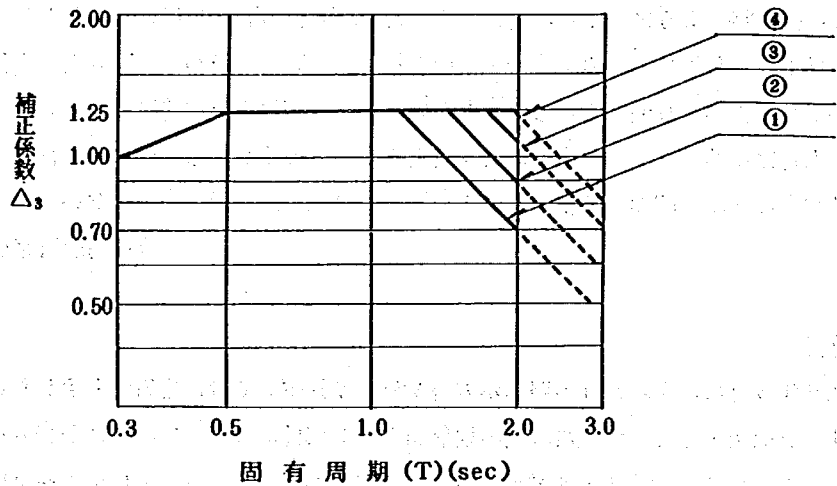
Δ_1 ：地域別係数

Δ_2 ：地盤別係数

Δ_3 ：応答特性に応じた補正係数

K_0 ：標準設計水平震度（＝0.2）

Δ_3 は図1に示すような値をとるので、固有周期0.3～0.625秒の間では道路橋の場合より若干設計震度が大きくなる。



図一1 国鉄の指針における補正係数 Δ_3 の値

東京都交通局においても、今後の設計は上記の耐震設計指針（案）解説を準用していくとのことである。

帝都高速度交通営団、大阪市高速鉄道建設本部では、まだ耐震設計指針（案）解説を準用していない。従って修正震度法の考え方も採り入れられていない。

このように、個別に見ると設計震度のとり方に若干差が生ずる場合もあるので、合併施工の場合等では、ケースバイケースで設計震度を決める必要があるものと考えられる。しかしながら設計震度は、各事業者がそれぞれ独自の設計条件、設計の効率、経済性等を考慮して決めるものであるから、一概にどの基準が最も正しいということは決め難い。よって土木研究所としては、建設省所管施設以外の施設まで含めた統一的な耐震設計法を作成する計画はない。しかし今後、できる限りの耐震設計法の統一化を図っていくことの必要性については同意できる。

（耐震研究室）

道一14 道路橋示方書における修正震度法の適用方法について

（質問）

設計水平震度

地盤別補正係数及び修正震度法の適用範囲について

新田井之瀬橋（ $L = 720 \text{ m}$ ， $W = 23.3 \text{ m}$ ）の地質状態は層厚20m以下の砂礫を主体とする沖

積層とその下位にあるN値50以上の洪積砂礫層により構成されており、指針では3種地盤と判定し震度法により水平震度 $K_h = 0.22$ としたが、今回の示方書の改訂に伴い地盤の特性値 TG を求め設計水平震度を求めると $TG = 0.25 \sim 0.35$ となり2種地盤となり $K_h = 0.2$ となる。

また「応答を考慮した修正震度法」を適用する場合の橋脚高が15mまで下げられた事により本橋々脚高は、12.5m・14.99m・15.3m・15.5m×2基・14.0m・14.8m・14.3m・14.4m・12.6mと15m前後に集中しているため、適用範囲に至った。

参考に3径間連続桁の中間支点にある固定(P6)・及び可動橋脚(P5)に対し、計算すると次のとおりとなった。なお、本橋は半径3,000mの曲線橋であるが直桁で床版による曲線橋としているため、P5橋脚では沓の移動方向と橋脚の軸方向が角度を持つため、上部工の影響をどの様にみるかが問題となるため、次の3通りで計算してもらった。

ケース1： 支点反力に相当する上部工重量を考慮した場合の $K_{hm} = 0.25$

ケース2： 下部構造編の斜角を持った場合に準拠し、上部工重量の分担を考慮した場合の $K_{hm} = 0.25$

ケース3： 上部工の影響を無視した場合の $K_{hm} = 0.22$ となる。

(1) 「応答を考慮した修正震度法」の適用範囲の解釈について、どのように決定すべきか。

同一橋梁内で個々の橋脚(橋軸直角の別も含む)で修正震度が異なる場合は橋軸及び橋軸直角の2方向に分割し、それぞれの最大値にて設計すればよいかどうか。

(2) 沓の移動方向と橋脚の軸方向が角度を持った場合、下部構造編との関連をも考慮してケース2の方法で修正震度を求めるべきかどうか。

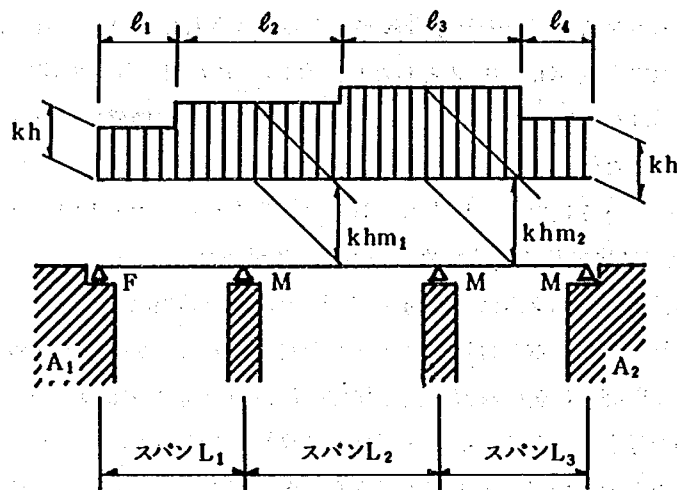
(和歌山工事事務所)

(回答)

1. 固有周期が0.5秒より長い橋に対しては、固有周期に対応した設計震度を考慮して耐震設計するのが合理的であり、耐震設計上の地盤面より下部構造天端までの高さが15mをこえる場合は「応答を考慮した修正震度法」を適用することと規定しており、橋脚高が15m前後であれば「応答を考慮した修正震度法」を適用することが望ましい。

「応答を考慮した修正震度法」では、橋全体の構造系を1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分を単位とする構造系に分割し、各構造系ごとに固有周期を算出し、その固有周期に対応した設計震度を用いて耐震設計計算を行う(次図参照)。

(建設部)



設計水平震度の分布（橋軸直角方向の場合）

記号の説明

kh : 震度法における設計水平震度

khm_1 : 応答を考慮した修正震度法における設計水平震度（ P_1 とそれが支持（水平方向に）している上部構造部分に作用させる震度）

khm_2 : 応答を考慮した修正震度法における設計水平震度（ P_2 とそれが支持（水平方向に）している上部構造部分に作用させる震度）

l_1, l_2, l_3, l_4 : 各設計水平震度を作用させる区間長で、固有周期の算定に用いる死荷重反力に相当する範囲

（参考）

2. 「応答を考慮した修正震度法」において、固有周期を算出する場合、橋軸方向については固定支承であれば上部構造の全重量を考慮し、可動支承であれば上部構造の重量は考慮しなくてよい。すなわち可動支承においては、固有周期を算出する場合は摩擦、斜角などの影響は考慮しなくてよい。斜橋、曲線橋などのように地震時の挙動が複雑な橋は、応答を考慮した修正震度法で設計した後、動的解析によって安定性を確認するのがよい。なお、下部構造編では下部構造の設計において考慮する上部構造からの水平荷重について、斜角がある場合は荷重の分担を考慮しているが、応答を考慮した修正震度法において固有周期を算出する場合は、前述のとおりである。

（耐震研究室）

道一15 ケーソンの鉛直地盤反力係数について

(質問)

現設計では土研の自動設計で設計したが、鉛直地盤反力係数 (k_v) の取り方が従来の指針と異なった考え方の k_v は k_H の $5/3$ 倍 (橋軸方向と橋軸直角方向で k_H の値が異なる場合は大きい方を取る) と、聞いている。これについて、今回の示方書の改訂に伴いプログラムの改訂をするかどうか。どの様に運用すべきか。

(指針 自動設計(プログラム) 示方書の関連)

(和歌山工事事務所)

(回答)

ケーソンの根入れ地盤に対する鉛直方向地盤反力係数 (k_v) と水平方向地盤反力係数 (k_H) の比については、従来から設計基準にふれられてはならず、指針等と異った考え方をしている訳ではない。

自動設計プログラムの設計アルゴリズムについては、ケーソン自動設計委員会 (吉田, 浅間委員長, 建設省, 公団, 国鉄, その他の学識者で委員を構成) で審査しており、ケーソン根入れ地盤の鉛直方向の強さが水平方向の強さより小さいというのは、設計上妥当性を欠くのではないかという理由から、プログラム開発当時国鉄で用いられていた (現在は用いられていない) $k_v/k_H = 5/3$ なる下限値を設定していたものである。

しかし、この比は理論的に説明できるものではないため、示方書改訂に伴って改良したプログラムにおいては、設計者 (プログラム利用者) が判断するものとして、この比を入力できるようにした。

また k_v , k_H を直接入力する方式も開発時から考慮しているが、この場合には k_v/k_H の比は関係ないようにしてあり、できる限りこの入力方式とされたい。

なお、 k_v/k_H の比を指定しない場合は、計算式による k_v , k_H をそのまま用いるが、 k_v に対して k_H がかなり大きくなる場合も想定されるので、上記2方式のいずれかによる利用をお願いしたい。

技術的判断の参考として、昭和55年度道路橋に関する地区講習会 (道路橋示方書Ⅳ下部構造編) 講義要旨 (P34~37) がある。そこでは、①三層地盤、②一層地盤、③①に対して k_{H3} だけ変化させる、④①に対して $k_v \geq k_{H3}$ とみなし、 k_v を割増しする等の比較計算例の考察の後、次のように締めくくられている。

“今のところ地盤反力係数の取扱いについては、決定的な方法はなく、実際の運用にあたっては、計算される変形係数や地盤反力係数については弾力性をもたせるのが望ましいといえる。本来ケーソン基礎は、水平力や曲げモーメントなどの外力による転倒モーメントに対し、前面地盤と底面地盤とが協同して抵抗を分担するものであるから、ケーソンの形状寸法や前面およ

び底面地盤の支持力が反映されるように、 k_H 、 k_V を設定する必要があり、設計者の総合的な判断が要求されるものである。

(システム課)

道一16 旧示方書による道路橋の補修における新示方書の適用について

(質問)

旧示方書による道路橋の床版等補強工事において、桁増設等により死荷量の増加または張出部における輪荷重の載荷位置の変更等により新示方書で主桁の応力度を検討した場合、許容応力度をオーバーする。このような場合、主桁の応力度は許容応力度に対し、また主桁の補強は行わなくて良いのか。どの程度まで超過が許されるのか。

(和歌山工事事務所)

(回答)

道路橋示方書は基本的には新設の橋梁に対して適用されるものであり、旧橋の補修については道路橋示方書の規定が必ずしも適用されないことはもちろんである。

したがって、補修の場合、応力度が許容応力度を若干上回ることもありうる。しかしながら、この場合、応力度の超過がどの程度まで認められるか定量的に示すことは困難である。橋の現況、架設後の経緯、交通の状態（特に大型車の通行）などを総合的に判断して決定すべきである。一般的には次のことが言える。

- ・橋のいたみ（コンクリートのクラック、劣化、鋼材の腐食、座屈、連結部のいたみ等）が見出される橋梁では、許容応力度の超過は妥当ではない。
- ・大型車交通量の大きい橋梁では、設計荷重による許容応力度の超過は問題を生じやすい。
- ・L荷重による許容応力度の超過はそれほど大きな問題を生じないが、T荷重による許容応力度の超過は繰り返し載荷や過積載により問題を生じやすい。
- ・同じことであるが、床組部材、床版での応力超過は問題を生じやすい。一方、主桁については健全であれば、10～20%の応力超過は問題を生じることは少ない。

(橋梁研究室)

道一17 道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工について

(質問)

「道路橋示方書」がS55年1月に改訂になったが、S53:4に出された通達「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計、施工について」の取扱いについて。

①主桁の配置について

通達では、大型車輛の車輪の軌跡を考慮し、主桁間隔は3 m程度より小さい範囲で選定するのが望ましいとなっている。

②鉄筋コンクリートの床版厚さ

$$d = K_1 \cdot K_2 \cdot d_0$$

③鉄筋の許容応力度

… 200 kg/cm²前後の余裕をもたせることが望ましい。

以上の事項について、今回改訂された「道路橋示方書」には、触れられてないように思われますが、実施の際どのように取扱えば良いのか

I形鋼格子床版について

「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計、施工について」S 53. 4. 13

1. 適用、の解説文中 …… I形鋼格子床版には適用しない…… としたのは、I形鋼格子床版は、床版厚の割増し等をしなくとも良いほど強いという意味か。又は、実施例が少ないのでその評価が定まっていないという意味か。他に理由があるのか。

(兵庫県土木部)

(回答)

主げたの配置、床版厚および鉄筋の許容応力度に関する昭和53年4月の通達の内容は、標準的な設計・施工を行う場合に配慮した方がよい事項をとりまとめたものであり、特に理由がある場合には必ずしも厳守する必要はない。このことは、上記の内容が通達の解説に示されていること、条文は一般的な注意喚起にとどまっていることから理解されよう。

一方、道路橋示方書は、いかなる場合も厳守すべきものであり、上記のように一般性を欠く可能性がある内容については、条文では示されることはない。

実際の運用としては、特に理由がない限り、通達の内容に従って設計が行われるものであることは、もちろんである。ただし、上記の主旨より、通達はむしろその主旨を理解することが重要であり、形式的にのみ運用することのないように留意されたい。

I形鋼格子床版は、一般のRC床版と異なる特殊な床版構造であり、その耐荷力、疲労強度はRC床版に比べても十分大きいと考えられる。

このようなことから、I形鋼格子床版については通達の内容をそのまま適用する必要はない。

(橋梁研究室)

道一18 道路橋 RC 床版の破損問題への対応について

(質問)

道路橋 RC 床版の破損が問題視され始めて久しく、現在までいろいろな角度から検討がなされ、示方書も再度の改善が行われている。

骨材事情の悪い関西地区においては、床版に使用するコンクリートのセメント量の増加とポンプ施工による単位モルタル量の増加等により、活荷重載荷以前に乾燥収縮クラック等が認められる事例も多い。(脱型後3ヶ月～2年の間)

対応として、床版増厚ならびに鉄筋許容応力度の低減等で対処されて来ているが、乾燥収縮応力等による内力問題に対し、必ずしも問題が解決されているとは言い難いと思われ、当公団においても2、3の検討を実施しているが、下記に関し現状での評価ならびに知見をご教示いただきたい。

①ひびわれ床版の耐久度の考え方

②新種構造形式床版の現状での考え方と土研での取組み

- ・埋殺型枠床版等の合成床版
- ・膨張(収縮保証)コンクリートの床版への適用性
- ・その他の対応策

(阪神高速道路公団)

(回答)

質問事項①について

質問①の主旨は、完成後比較的初期の段階でひびわれの入った床版のその後の寿命をどのように考えるかということであるが、鉄筋コンクリート構造として設計している以上、遅かれ早かれ床版コンクリート下面に引張ひびわれが入ることは避けられないことになる。したがって問題は、ひびわれが入ったあとも RC 床版には十分な耐久性があるかどうかという事になる。従来行われて来た床版の疲労試験の報告によると、設計輪荷重程度の荷重の繰り返しによって RC 床版にはひびわれが発展するが、それもある限度に達すると進行速度が遅くなり、実験室で疲労破壊に至らせるには相当大きな荷重としなければならないことが解っている。しかしながら、実橋における床版は、そのコンクリートの品質、施工の良否、長年月に亘るコンクリートの風化(劣化)などの影響を著しく受けると考えられ、実際に破損にまで至ったような床版では、コンクリートの打設不良、品質管理に問題があると思われるものも少なくないのが実状と言える。

従来より実橋で観察されてきた RC 床版の破壊(抜落ち)に至るまでの過程(1.ひびわれの発生、2.ひびわれ長、ひびわれ幅の発達、3.ひびわれの貫通、4.コンクリートの抜落ち)から考えると、ひびわれの発生が早いか遅いかということはコンクリートの品質にからんである程

度床版の寿命と関係しているように思える。しかしながらひびわれが入ればRC床版は遅かれ早かれ抜落るのか、あるいは、ひびわれが入ってもその程度が軽微であれば橋梁の耐用期間に匹敵する寿命を有するものなのかは、現状では明言するだけのデータがないのが実状である。

質問事項②について

新種構造形式の床版として、現在国内ではRC床版への膨張セメントの適用、埋殺しPC型枠床版、埋殺しフェロセメント型枠床版、鋼コンクリート合成床版などの研究が行われつつあります。

まず、膨張セメントの適用であるが、室内実験により極めて有効であるとの結果を報告されている例もあり、有望ではあるが、一般に膨張セメントを用いた場合、膨張剤の反応時間とコンクリート硬化時期との関係によってはコンクリートにかえって悪影響を及ぼすこと、正しい使い方をするには使用条件の指定も厳密に行わなければならない、また膨張力を保持するためには温度、湿度の条件をあらかじめ十分検討するなど従来軽視されがちであったコンクリートの品質管理を極めて慎重に行わなければならない面もあり、今後の検討が要求される。

埋殺しPC型枠床版および埋殺しフェロセメント型枠床版は、ひびわれ発生荷重を大きくできる点において耐久性改善の一策になり得るものである。このうち、フェロセメント型枠床版については、現在土研コンクリート研究室において打継目の処理方法、設計法、静的強度、繰返し載荷に対する耐久性等を検討中である。

鋼コンクリート合成床版については、合成方法、設計手法等について実験的検討が加えられつつあるようであるが実用までには、施工をも含めた研究がさらに必要と思われる。

(橋梁研究室)

道一19 RC床版の防水層の施工範囲について

(質問)

「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計、施工について」(昭和53年4月13日)において、とくに合成桁の床版および連続桁の中間支点付近には防水層を設けるのがよいと記されている。

連続桁の中間支点付近(負のモーメントが生じる範囲付近)に防水層を設ける場合、構造モデルと実際との差、施工誤差等によりある程度の施工余裕が必要と思うが、その余裕についてどの程度が適当か。

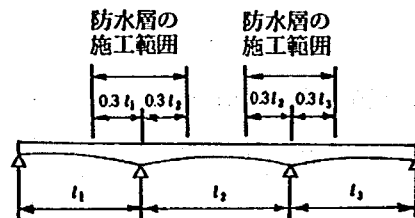
(大阪府土木部)

(回答)

連続桁の支点付近に防水層を設ける場合の施工範囲については、(鋼道路橋設計便覧(P.195))

に次のような一般的な施工範囲が示されているのでこれを参考にするとよい。

なお、防水着の選定にあたっては、その効果、施工性、舗装に及ぼす影響などについて十分検討する必要がある。



図－4.1 防水層の施工範囲

(橋梁研究室)

道一20 現橋拡幅における新旧床版の一体化について

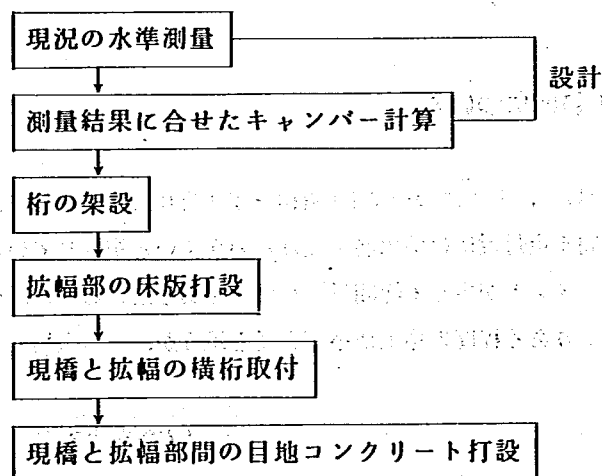
(質問)

1. 現橋は、3径間連続合成鉄桁橋（中央支点を上下させて床版にプレストレスを導入した連続桁）である。

拡幅部における橋種は、施工・管理面から3径間連続非合成鉄桁橋を採用した。

新旧の橋は、走行管理面から床版を一体化して施工するよう計画しているが、異種構造で問題は生じないか？

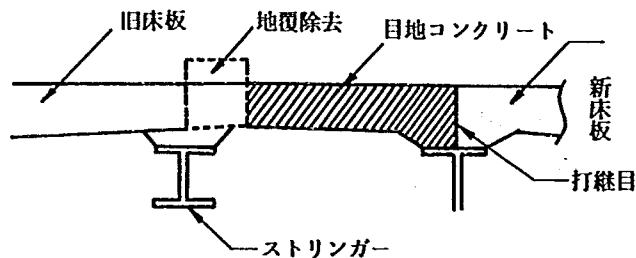
2. 施工順序



3. 現橋と拡幅部間の目地コンクリートは無収縮コンクリートを施工する。

目地コンクリートの打継目は桁上で行っている。

車を通しながらの施工で問題はないか？



(京都国道工事事務所)

(回答)

合成げたと非合成げたの間に一体化した床版を設けることは、実績も若干あり、特に否定する理由はないと思われる。また、この場合の施工を交通を通しながら行うこともいくつかの実績が示すように、十分可能である。

しかしながら、施工にあたっては、主として以下の事項に十分留意することが必要であると思われる。

1. 目地コンクリート打設まえに新旧床版の鉄筋をつなぐことは、コンクリートに複雑な応力を作用させ、場合によってはクラックを発生させる原因にもなるので避けるべきである。
2. 床版施工中にキャンバーが打設にともない変化することになるので、キャンバー変化に十分対応し、コンクリートに弱点を残さないように配慮すべきである。
3. 特にコンクリート硬化中に大きな応力、変位が生じるとクラックの原因となるので、施工順序等に十分留意すべきである。
4. 目地部の幅はなるべく小さくし、目地部コンクリートには、超早強コンクリートを用いることが望ましい。超早強コンクリートの設計・施工には十分な配慮が必要である。
5. 車輛の通行は低速度で、衝撃を生じさせないようにすることが重要である。

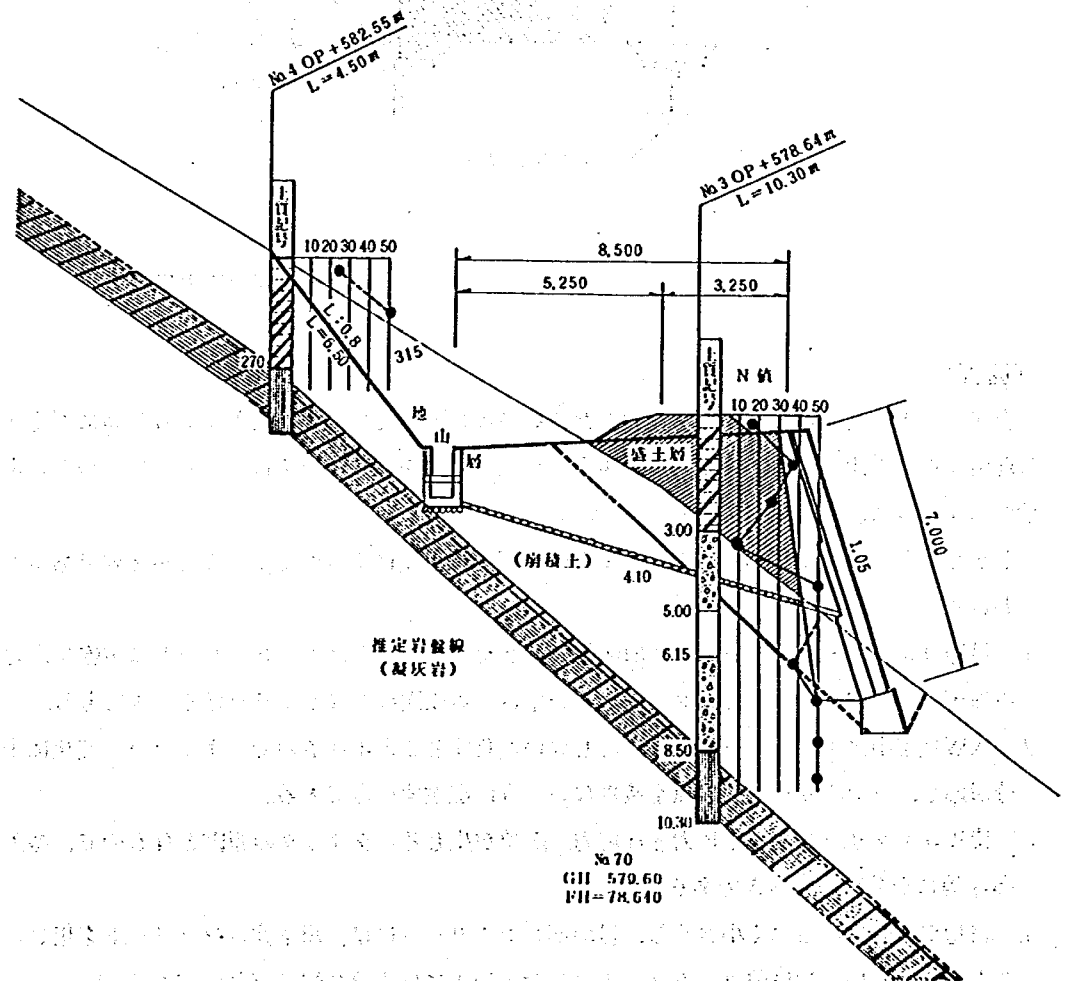
(橋梁研究室)

道一21 崩積土地盤上における道路新設工事の工法について

(質問)

大阪の北東部地域の山岳部は比較的地盤が悪く、過去においても道路工事のたびに種々な問題を起こしていた。このたび、この地域で道路新設工事が計画、実施された。道路設計を行い、

地質調査を実施すると下図の様な結果が出て来た。



この図面上の位置にどうしても道路を築造しなければならない場合（すでに用地は取得済）における道路工事の工法を教授願いたい。

又、この様な地質上の道路工事における法面処理工法は、いかなる工法が妥当であるか合わせて質問したい。（施工済の区間は芝などの植栽工で対処してきたが問題が多い。）

（大阪府土木部）

（回答）

別添図面から判断すると凝灰岩の上にある崩積土の斜面に片切り、片盛りで道路を建設することが計画されているが、この場合は、次の3つの項目について検討しなければならない。

- (1) 崩積土の切土の安定性
- (2) 崩積土上の盛土自体の安定性
- (3) 盛土が乗っている崩積土の安定性

まず、(1)について説明する。

崩積土の切土が降雨時などに崩壊しないかということと、切土の表面の侵食に対する処理を検討しなければならない。

切土の安定に関しては、次の手順により行う。

(i) 道路土工指針との整合性

道路土工指針（のり面土・斜面安定工指針）と対比すると、のり面形状については、のり高が約5mであるから一のりで良い。勾配については、崩積土の土質を岩塊または玉石まじりの粘性土の範ちゅうに入れると1:1.0~1:1.2、砂利または岩塊まじり砂質土（密実でないもの、または粒度分布の悪いもの）の範ちゅうに入れると、1:1.0~1:1.2、砂利または岩塊まじり砂質土（密実なもの、または粒度分布のよいもの）の範ちゅうに入れると1:0.8~1:1.0になる。別添図面にある1:0.8は、これらと対比するとやや急であるが、最終的には、土質試験結果等を参考に、現地踏査により決められるものである。

(ii) 安定計算

安定計算には、崩積土の強度値が必要である。強度を求める方法には、不攪乱試料による土質試験によるものと、N値等の原位置試験によるものがある。崩積土は、不均質であり、また含まれる岩塊等の大きさによってはかなりの大きさの不攪乱試料を用いないと意味がない場合が多く、またN値についても岩片や礫に当たれば、判断できなくなる。崩積土の強度は、岩片や礫をうめる細粒土により支配されるので、細粒土の不攪乱試料、あるいは、細粒土に対応するN値より強度を求める方法がより実際的であろうと思われる。N値よりの強度の換算は、 $q_u = 0.1 + 0.15N$ （シルト質粘土の場合）によるのが妥当だろう。崩積土の強度は、岩片や礫とこれら細粒土の比率も関係するので、この比率を勘案して決めることになる。安定計算では、間げき水圧も必要であるが、これは、ボーリング孔での水位、のり面での湧水の位置等より地

下水面を適当に想定するしかない。

安全率 F_s は、単一円弧すべり面法により計算するが、最小の安全率を与えるすべり面の先端部が、鉛直に近くなる場合は、テンションクラックを考慮した単一円弧すべり面法を用いる。計算によって求めた安全率が 1.5 以上あれば、のり面は安定と考えてよい。

地形、地盤条件が類似している近隣の斜面で過去崩壊した箇所があれば、その時点の含水状態、間げき水圧の分布を想定して、すべり面法による安全率 $F_s = 1.0$ に対応する強度を求め、土質試験あるいは原位置試験より得られた値と比較することは、安定計算の結果を考える上で役立つことが多い。

なお、この際崩壊の形態を調べておくことは、対策工を検討する上で重要である。

(iii) 経験、資料等にもとづく判断

指針に幅があり、また安定計算が実際上かなり制約されるので、経験、資料等にもとづく判断が重要になって来る。

まず、素因としての崩積土の強度を検討する。マクロ的には、どのようにして現在の斜面ができたかについて、地質的・地形的解釈をたてるとともに過去の集中豪雨等の災害履歴を調べる。崩積土が新しい程、また過去近隣で崩壊が発生している程、崩積土のすべりに対する安全率は 1.0 に近いと判断される。細粒土（マトリックス、岩片、隙の間を充てんしている物）の固結度、種類については、締ったものまたは、含水しても強度低下しないものが強く評価されるが、この判断は現地踏査等により経験的に判断するしかない。凝灰岩に由来する崩積土は含水による強度低下が著るしいことが多いのが、別添の土質柱状図より当該斜面も凝灰質の細粒土があると思われるので、崩積土の強度は低目に評価すべきだろう。図-1 は、道路公園でとりまとめられたものであり、判断の一助となろう¹⁾。

素因のもう 1 つの要素として基盤の傾斜がある。別添の図では、流れ盤となっているが、これは不安定な要素である。

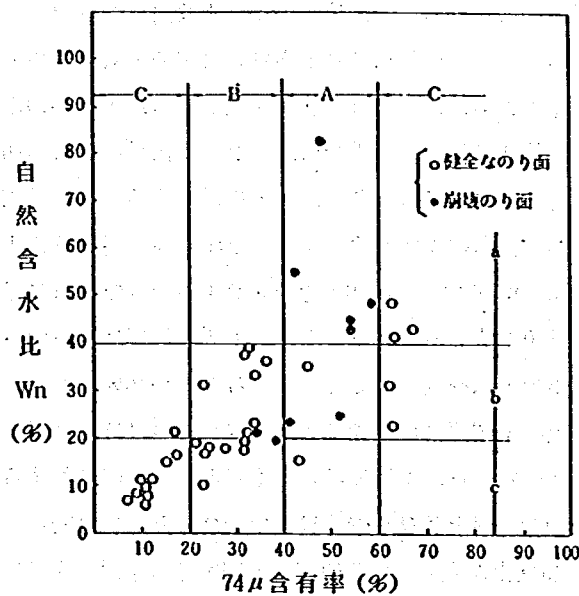
素因の総合的評価の要素として斜面の変状、異常の有無がある。これが見られる場合、豪雨時などには、安全率が 1.0 に近いものと判断される。

次に誘因に関連して、地下水の状況と地表水の流入の状況がある。地下水位が高かったり、湧水があれば、斜面の危険度は高く、特に降雨時にこれらが急増する箇所は特に危険度が高いと判断される。

素因、誘因に加えて、もう 1 つの判断要素は切土量である。最小安全率を与えるすべり面および崩積土と基盤との境界に沿うすべりに対して、切土前後の安全率を求めるとともに、近隣に切土箇所があれば、その斜面の履歴も合せて総合的に判断する。

質問内容と添附資料をもとに、上述の(i)~(iii)の手順で崩積土の切土の安定性を検討すると別添図面の計画ではやや不足であり、計画の 1:0.8 の勾配より若干ゆるく切るのが妥当だと思われる。また別添の図面では、のり尻を掘削して排水溝を設置し、集めた水を下方の崩積土中の

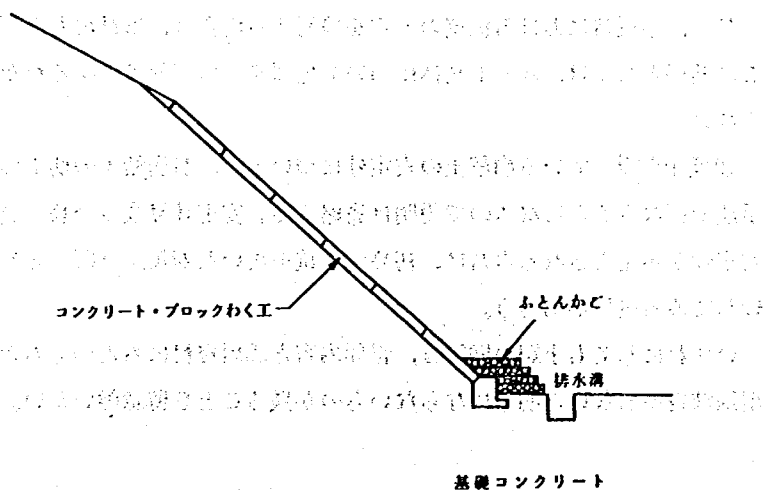
地下排水溝を通して下方の崩積土の表面より排水する計画になっているが、のり尻の掘削はな
るだけ斜面より離すとともに、掘削も最小限にとどめるのが望ましい（図一2）。図一2は対
策工の一案で、ふとんかごは押え盛土の役目もはたす。



図一1 自然含水比・マトリックスの粒度からみた崩積土のり面の安定状況（日本道路公団，奥園等による）

注 A—aゾーンに近いもの程，不安定

C—cゾーンに近いもの程，安定



図一2 切土のり面の処理の一案

のり表面の侵食に対する処理は、環境も考えて、コンクリート・ブロックわく工としわく内は植生が望ましい。

次に(2)崩積土上の盛土自体の安定性について説明する。これについても道路土工指針と整合をとりながら安定計算を行い、経験、資料にもとづく判断を加えるという手順は同じであるが、別添図面から擁壁が計画されているので、擁壁の安定を検討すれば良いことになる。土圧を道路土工指針（擁壁、カルバート、仮設構造物土工指針）に定める盛土部擁壁に作用する土圧計算式により土圧を計算するとともに、盛土の形状が切土部の裏込め土が地山に沿ってすべる時に擁壁に作用する土圧の計算式を適用する場合に近いから、指針に定める切土部擁壁に作用する土圧計算式によっても計算し、両者のうち大きい方を採用する。この土圧が、盛土高の $\frac{1}{3}$ の点で擁壁に作用するとして擁壁の安定を検討する。土圧計算に用いる盛土及び盛土と崩積土との境のすべり摩擦角 δ' については、供試体の土質試験あるいは原位置試験より求め、経験・既往の資料を加味して設計値を決める。なお、上記の土圧計算では、豪雨時の間げき水圧は考慮されていないので、盛土中の排水を施工面でカバーすることが必要である。即ち適切な裏込め材の使用と、必要なら盛土の末端部には、砂等による排水層の設置を計画する。

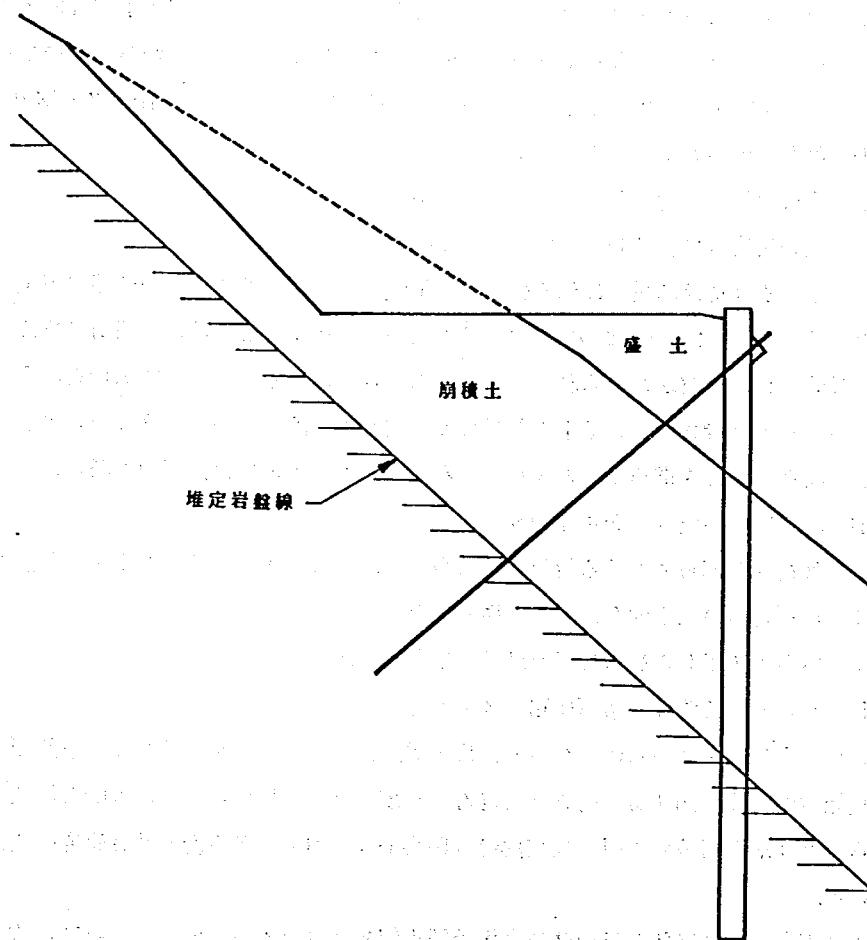
擁壁の安定は、指針にのっとり、①滑動に対する安定、②転倒に対する安定、③基礎地盤の支持力に対する安定、④背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定について検討するが、この内④は次に述べる(3)盛土が乗っている崩積土の安定性の検討と全く同じことである。①、②、③を行う時には、崩積土の強度を的確に決めることが必要であるが、これについては、(1)崩積土の切土の安定性のところで説明したので省略する。必要な安全率は指針に定める値に準ずる。

必要な安全率が得られない場合は、杭を基礎にした擁壁を計画し、必要なら杭頭にアンカーを設計し、アンカーを岩盤に定着させることになる。

なお、地震時における擁壁の安定を検討する場合は、指針にもとづいて行うことになるが、この前提としては、ルート全体について地震をどの程度考慮するかが決められていなければならない。

(3)盛土が乗っている崩積土の安定性については、(1)崩積土の切土の安定性の検討と全く同じ手法で行なうことになるので説明は省略する。安定計算及び経験、資料等にもとづく判断から、安定性が不足とされる場合は、初めから杭を用いた対策工（図-3参照）も検討し、工費を比較してみる価値があろう。

いずれにしても上記の回答は、質問内容と添附資料にもとづくものであり、問題の性格上、現地踏査をしないと明確にならないものが残ることを留意願いたい。



図一3 盛土及び盛土が乗る崩積土の対策工の一案

(急傾斜地崩壊研究室)

道一22 洞門等の防災施設の設計基準について

(質問)

洞門等の防災施設の設計については、現在、現地の状況によりそれぞれに設計されているが、設計の基準化について現在の状況あるいは計画をお教え願いたい。

(福井工事々務所)

(回答)

道路の異常気象時における落石等の危険防止については、防災対策事業等による施設対策、交通規制等の道路交通管理対策等の施策を建設省で進めてきた。しかし、たび重なる災害により、更に道路防災等に係る施策を総合的かつ適切に推進するため、昭和53～54年度において

- (1) 落石等の道路防災施設に関する技術基準の作成
- (2) 施設の状況に対応した道路交通管理手法のあり方
- (3) 道路災害等に係る紛争処理についての指針の策定

を目的とする「道路防災等に係る総合的施策の推進のための調査」を道路局で実施することとした。このうち、(1)、(2)については、日本道路協会が委託を受け、道路防災施設調査特別委員会が設置され、検討が進められた。なお、本調査を進めるにあたって本調査の重要性にかんがみ、協会内に常設されている土工委員会の「雪および落石等の防護施設小委員会」の活動と並行して調査、研究を進めることとした。本調査のとりまとめは、下記の項目について行われた。

- (1) 落石崩土の概念、発生運動等
- (2) 落石等の調査における着眼点、航空写真、現地踏査による調査手法、危険度判定等
- (3) 落石対策の基本的考え方、工種の選定方法等
- (4) 落石予防工および防護工の設計の基準的考え方
- (5) 施設の維持管理、落石検知システム等

また、本調査を進めるにあたって、日本道路公団より委託を受けた高速道路調査会の「落石防護施設の設置に関する調査研究報告書」(昭和49年2月)および日本国有鉄道施設局でまとめられた「落石対策の手引」(改訂版)(昭和53年3月)等各方面の調査研究の成果を参考としている。

本調査は、昭和55年3月道路防災施設調査報告書(日本道路協会、道路防災施設調査特別委員会)としてとりまとめられたが、洞門等の防災施設の設計についても基準化の方向でとりまとめられている。報告書の内容の概要を目次により示すが、内容の詳細については、報告書を見ていただきたい。

第1章 調査の概要

第2章 落石、崩土一般

第3章 調査

第4章 落石対策の計画

第5章 落石予防工の設計

5-1 落石予防工の設計一般

5-2 根固工

5-3 排出工

5-4 吹き付工

- 5-5 張工
- 5-6 わく工
- 5-7 ロックボット工およびアンカー工
- 5-8 編籠工
- 5-9 浮石、転石の除去工および整理工
- 5-10 その他

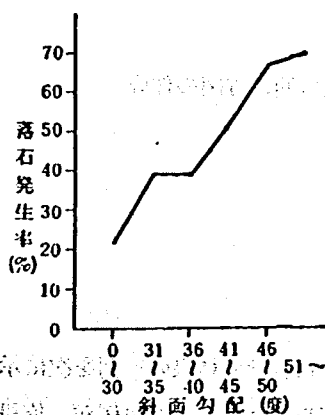
第6章 落石防護工の設計

- 6-1 設計一般
- 6-2 荷重
- 6-3 落石防止網
- 6-4 落石防止柵
- 6-5 コンクリート製落石防止壁
- 6-6 落石覆工
- 6-7 落石防止土堤および溝

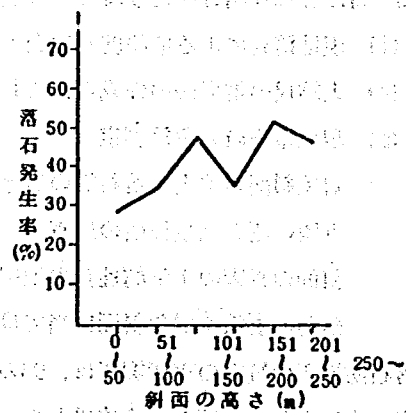
第7章 維持管理

なお、本報告書をもとに、なるべく早い機会に落石便覧といった形でとりまとめられる方向にある。土木研究所では、本報告書を取りまとめるにあたって、落石の実態調査とそれに基づく危険度判定および落石防護施設の被害の実態調査と結果の設計への適用について作業を行った。

落石の実態は、2,329斜面を対象に落石の素因（地形、地質）と誘因について調査したが、次の図は、その結果の一例である。



図一-1 斜面縦断勾配
(平均傾斜)



図一-2 斜面の高さ

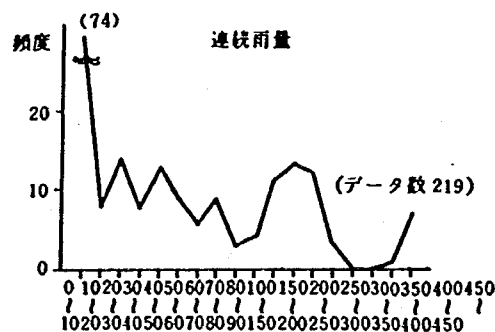


図-3 連続雨量

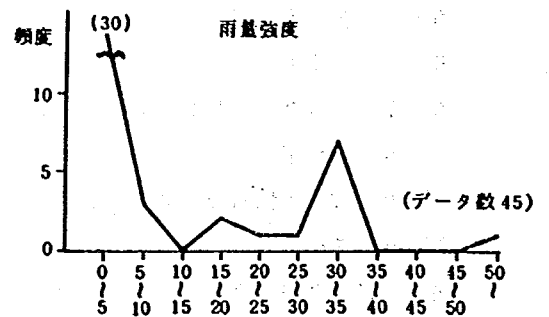


図-4 雨量強度

落石の危険度判定の手順については、

(1) ルート全体に対する調査

地形、地質等の素因と降雨等の誘因に関して、当該ルートの地域特性を把握する。

(2) 現地踏査による危険度判定

(i) ルート全体に対する調査結果の確認

(ii) ルート沿いに、斜面および沢を区分けし、各々に対して危険度を主に現地踏査により判定する。この際の調査対象項目は、

地形（斜面高、勾配、オーバーハング）

地質、土質（斜面の地盤、表土）

誘因（背後地の集水面積、湧水、降雨量、地震）

危険頻度（落石の頻度、落石による過去の被害の程度）

その他（樹木、斜面の異常、変状、斜面安定工の異常変状、斜面に対する有害行為）

(3) 特に詳細な調査を行う時の危険度判定

(i) 現地踏査による危険度判定調査結果の確認

(ii) 大縮尺の地形図の作成と、これを用いた詳細な工学的地質図の作成

(iii) 現地精査時の危険判定

対象斜面の過去の落石等の履歴の調査

近隣の落石発生箇所の調査

斜面の素因の工学的性質の把握

落石の要因を対象斜面に当てはめる

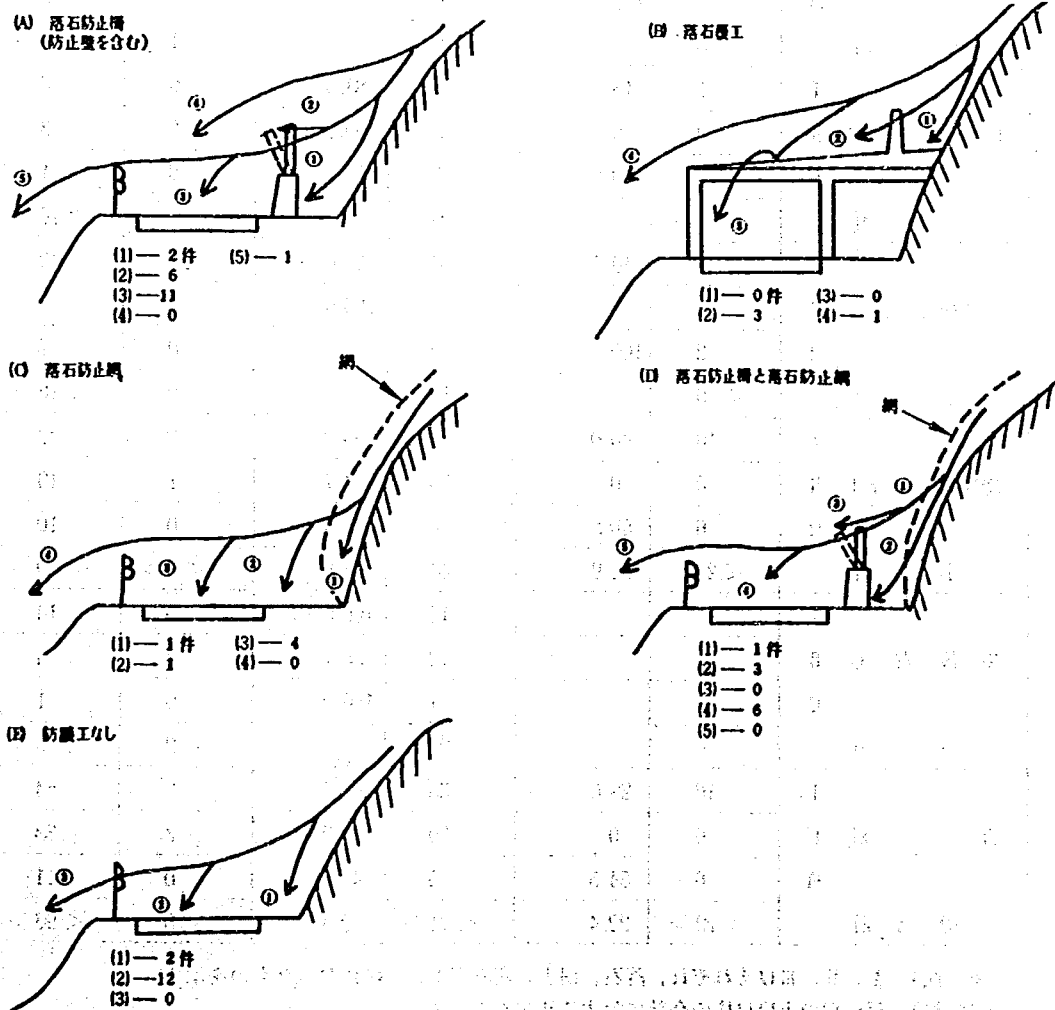
落石防護工の被害の実態調査は、98の地点において行った。その結果の一例を次に示す。

表-1によれば、落石防護施設があっても落石等の災害を防げなかった事例が、施設ありの調査対象地点の64%近くに相当する44件あることが示されており、防護工の機能に限界があることが分る。したがって、落石防護工や予防工などの施設の計画に当たっては、このような工種

のもつ機能限界に考慮を払うとともに、施設計画に際しては、単独の工種のみによるよりも幾つかの工種を組合せた方が有利な場合が多いことを留意すべきである。

なお、土木研究所においては、道路事業調査による研究として、落石対策に関して急傾斜地崩壊研究室、動土質研究室、橋梁研究室が協力して、調査・設計等の調査研究を進めている。

(急傾斜地崩壊研究室)
(動土質研究室)
(橋梁研究室)



図—5 落石の到達程度

表-1 落石、崩土等の到達程度

		施設で止ったもの		路面に到達したもの		道路を飛び越えたもの	合 計
防 止 柵	※ I	8 件	40.0% ※※	11 件	55.0% ※※	1 件	20 件
	II	0		11	91.7	1	12
	III	2	40.0	3	60.0	0	5
	小 計	< 10 >		< 25 >		< 2 >	< 37 >
覆 工	I	3	75	0	0	1	4
	II	0	0	0	0	0	0
	III	2	100	0		0	2
	小 計	< 5 >		< 0 >		< 1 >	< 6 >
防 止 網	I	1	16.7	5	83.3	0	6
	II	0	0	3	100.0	0	3
	III	0	0	1	100.0	0	1
	小 計	< 1 >		< 9 >		< 0 >	< 10 >
防止柵と防止網	I	4	40.0	6	60.0	0	10
	II	0	0	4	100.0	0	4
	III	2	100.0	0	0	0	2
	小 計	< 6 >		< 10 >		< 0 >	< 16 >
施設ありの合計	I	16	40.0	22	55.0	2	40
	II	0	0	18	94.7	1	19
	III	6	60.0	4	40.0	0	10
	小 計	< 22 >	31.9	< 44 >	63.8	< 3 >	< 69 >
施設なし	I	—		14	100.0	0	14
	II	—		12	85.7	2	14
	III	—		1	100.0	0	1
	小 計	—		< 27 >		< 2 >	< 29 >
合 計	I	16	29.6	36	66.7	2	54
	II	0	0	30	90.9	3	33
	III	6	54.5	5	45.5	0	11
	総 合 計	< 22 >	22.4	< 71 >	72.4	< 5 >	< 98 >

※ 注) I, II, IIIはそれぞれ、落石、崩土、落石崩土の一緒になったものを示す。

※※ 注) 百分率の上段は横の合計に対する比率を表わす。

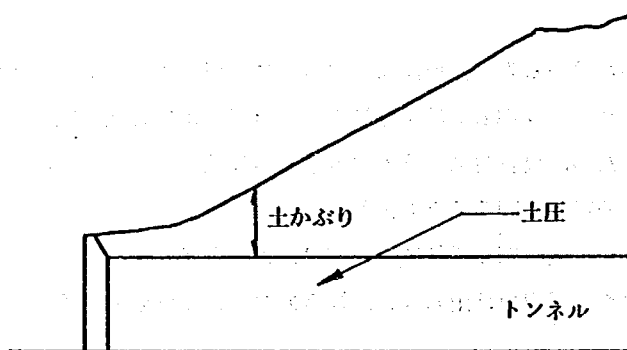
道-23 トンネルの覆工における坑門付近のトンネル延長方向の補強について

(質問)

トンネルの覆工の設計に関しては、土かぶり高さ・トンネル掘削断面の幅と高さ等から支保工の設計に用いる土荷重が設定できる。

ただし、トンネルの延長方向については補強の考え方が「トンネル標準示方書解説」にも示されていない。

現在、施工中に於いて坑門付近に定着物鉄筋を適当量入れ、これに対応しているがなお、坑門付近の覆工にはクラックが入っているトンネルが見受けられる。地山の勾配との関連も含めての検討等が行われているのであればお教え願いたい。



(兵庫県土木部)

(回答)

トンネル坑口部の設計において、坑口の位置選定の占める役割りは非常に大きく、トンネル延長や坑口部の詳細設計ばかりでなく、換気、防災の設計などまで広範囲にその影響を及ぼす。また、坑口の位置の選定が不適当であると、工事中ばかりでなく、管理段階にはいっても問題を残すことになる。

トンネル覆工にかかる荷重は、施工法や施工技術とも関連しているため、その推定が困難である。坑口付近では、一般に地形との関連で三次元的な把え方が必要であるとともに地震などの影響も中央部より大きいため、トンネル坑口部の覆工の設計はトンネル中央部に比べて一層難しくなる。したがって、トンネル坑口部の地形、地質、岩盤の状況などの定量化できない地質工学的要素に対する判断を設計にいかに入らせていくかが重要となる。

一般的にトンネル坑口は土被りが小さく地盤も悪いので、覆工に大きな軸力を導入できるような荷重を期待できないため、インバートを設置してRC構造としている。坑口部の明り巻き部分を埋戻す場合は、通常のカルバートボックスと同様の計算とし、トンネル軸方向には主鉄筋量の $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$ を配力鉄筋及び組立鉄筋として配置して、軸方向へ補強とするのが通例である。

坑口部のトンネル掘削を行った区間では、通常H形鋼アーチ支保工が設置されるので、明り巻き区間の内側の配筋と同じ配筋とし、崖錐層を完全に抜けてから、約、トンネル径奥までこれを行うのが一般的である。この区間においてもインバートを設置する。

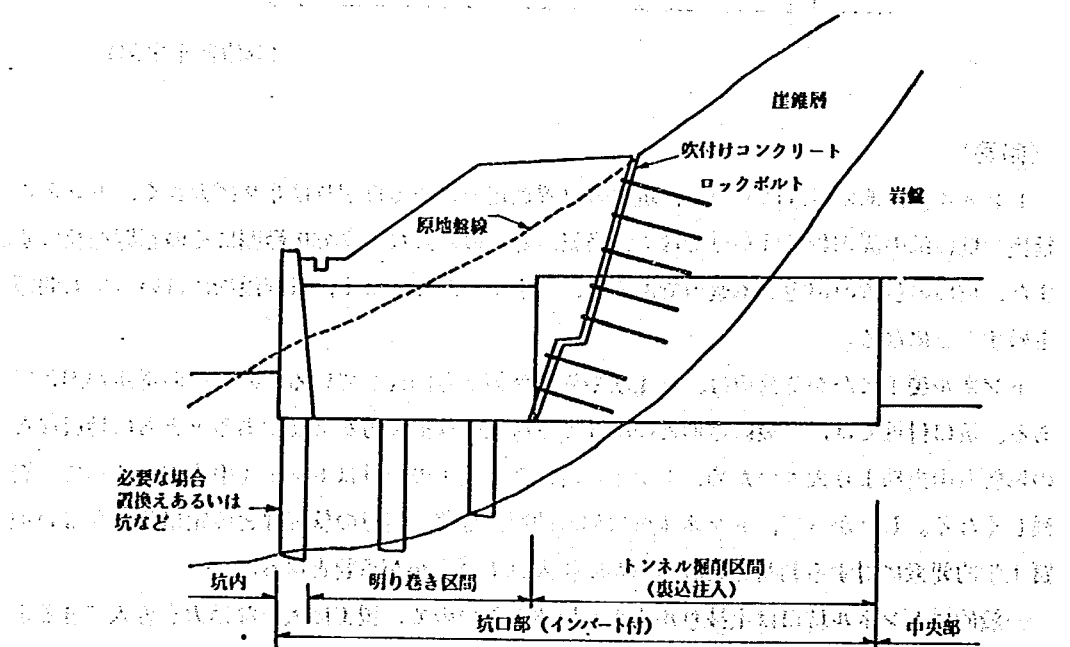
RC 構造とした覆工の打継ぎ目には、タイバーを入れて不等沈下を防ぐとともに、荷重の分散を図った方がよい。

明り巻き区間の埋戻し、及び鋼アーチ支保工の入った RC 覆工区間の裏込め注入はできるだけ早く実施する。裏込め注入では、効果的な注入口配置をして、できるだけ低圧で行う必要がある。

坑口切付けの際、不用意に地山を緩めると、覆工への荷重の増大を招くため、吹付けコンクリートやロックボルトを使用した例もある。ロックボルトは、地震時の岩盤斜面の安定にも利用できる。

坑口部の覆工に亀裂がはいるのは、偏圧などのほかに地盤が不良であることが原因している場合も多く、図に示したような地形では不等沈下により覆工に軸方向の曲げやねじりが働いて亀裂が発生する。そのため、良質材による不良地盤の置換え、フーチング、あるいは杭によって沈下を抑制し、覆工の安定を図ることもある。

このように、トンネルの坑口部の設計においては、正確な条件を与えることができないため、本体工の補強だけでなく、周辺の地山も入れた総合的な把握が肝要である。



図一 坑口部模式図

トンネル研究室 (トンネル研究室)

近畿地建における一日
土研資料

土木研究所資料第1612号
昭和55・11(1980)

企画部企画課

キーワード 一日土研

要旨

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

郵便はがき

は20
円切手
を
い
って
下
さ

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部企画課
行

No.

配布先氏名

配布先住所

No.

土木研究所資料第1612号
(昭和55年度一日土研)

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印