ISSN 0386－5878
土木研究所資料第2804号

土 木 研 究 所 資 料

四国地建における一日土研資料

平成元年11月21日(火)～11月22日(水)

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright © (1989) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複写は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第2804号1989年11月

四国地建における一日土研資料

企画部企画課

要旨

四国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の回答をまとめたものである。

キーワード：一日土研

共通部門目次

		（質問者）	（回答者）
1	地下水調査	松山工事事務所	地質研究室 …… 1
2	脱水型枠の開発状況	四国技術事務所	コンクリート研究室 …… 5
3	長大盛土のり面の安定工法	中筋川ダム工事事務所	土質研究室 …… 8
4	公共投資のフロー効果の測定	企画部企画課	システム課 …… 14
5	建設ロボット導入の阻害要因	香川工事事務所	機械研究室 …… 18
6	ブロック積及び重力式擁壁の設計の考え方	香川県土木部	システム課 …… 22 施工研究室
7	杭基礎の杭頭処理（鋼管杭）	企画部技術管理課	基礎研究室 …… 29
8	高齢化地域における防災システム	企画部企画課	耐震研究室 …… 34
9	地建の情報化を進める上でのヒント	企画部電算情報課	システム課 …… 44
10	幅の大きい　体の乾燥収縮目地の施工方法	松山工事事務所	コンクリート研究室 …… 51
11	コンクリートの着色	中筋川ダム工事事務所	コンクリート研究室 …… 53
12	コンクリート構造物のひびわれの影響	四国技術事務所	コンクリート研究室 …… 55
13	建設工事の施工に伴い生じたコンクリートの破片の処理	愛媛県土木部	コンクリート研究室 …… 57
14	小型樋門のプレキャスト化	四国技術事務所 河川部河川工事課	コンクリート研究室 …… 59 基礎研究室 土質研究室
15	モルタル吹付け、コンクリート吹付けにおけるクラック	香川県土木部	コンクリート研究室 …… 60
16	アンカー付法枠工の設計	富郷ダム工事事務所	地すべり研究室 …… 63
17	プレキャストボックスカルバートの縦締め	愛媛県土木部	土質研究室 …… 66
18	ジオテキスタイル利用盛土の設計	富郷ダム工事事務所	土質研究室 …… 70

19	鋼矢板の継手効率	徳島工事事務所	基礎研究室 ……	73
20	自立式鋼矢板の根入れの計算方式	徳島工事事務所	基礎研究室 ……	76
21	橋梁杭基礎工法としてのプレボーリング工法の採用	松山工事事務所	基礎研究室 ……	79
22	構造物底面の滑動安定計算に用いる滑り摩擦係数のとり方	土佐国道工事事務所	基礎研究室 ……	82

共－1　地下水調査

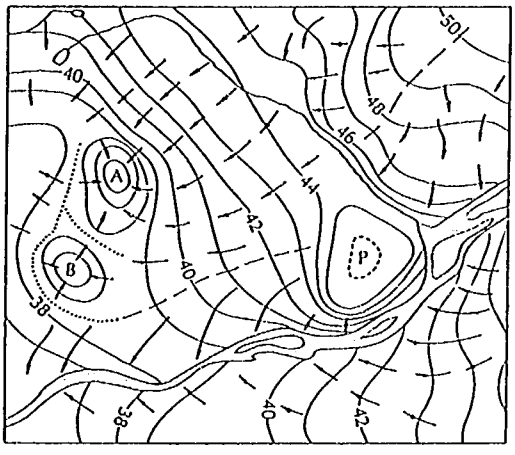
（質問）

同位体を用いた地下水の流動方向調査につて、どの程度の精度で流向が把握でき、また費用はどの程度なのか後教示願いたい。

（松山工事事務所）

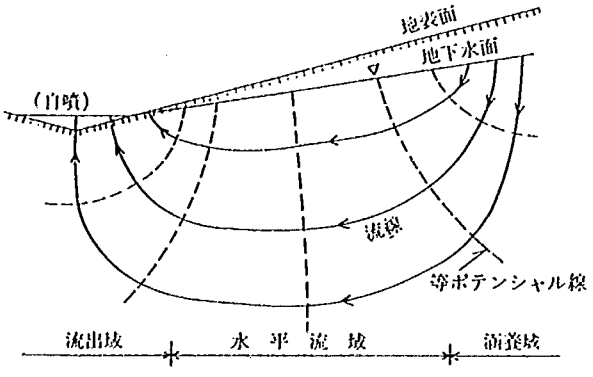
（回答）

地下水は平面的には、地下水面の形状に沿ってその等高線に垂直な方向に流動する（図－１）。　一方地下水面下の被圧された地下水の場合は、圧力の高い方から低い方に向かって、地下水頭の等ポテンシャル面に垂直な流線方向に流動する（図－２）。



図－１　地下水面と流動方向（山本）

したがって地下水面の形状あるいは地下水頭の３次元的分布が明らかにされれば地下水の流動方向を知ることができる。　しかし、現実的には地下水頭の３次元的分布を調査することは困難であるので、追跡子や水質・同位体を指標にして地下水の動態を実証的に解析する方法が採用されることがある。

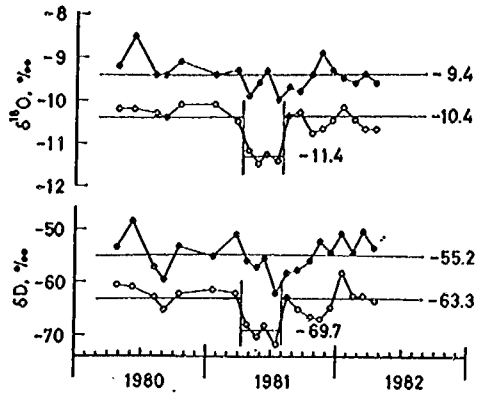


図－２　地下水流動の概念図

（「日本の地下水」）

地下水動態の調査に利用される同位体としては、まず安定同位体とし

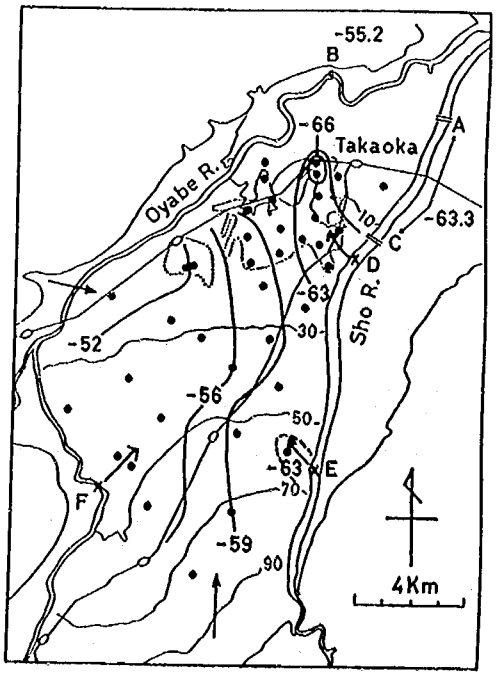
て、水素（H，D）、酸素（^{16}O，^{18}O）、炭素（^{12}C，^{13}C）などがある。　また、放射性同位体としては、トリチウム（T）、ラドン（^{222}Rn）、炭素（^{14}C）などが利用されている。　これらの中で、特に水分子を構成している水素・酸素の同位体、すなわちH，D，T、^{16}O，^{18}Oの存在度の変化は、水に溶存している化学成分が周囲の物質と物理化学的に反応して一般に水とは異なる挙動をとるのに対して、水分子そのものの挙動の変化を指し示す直接的な指標となる。



図－３　δ値の季節変動の水系別表示　（水谷他）

これらの同位体から地下水の流向・流速を推定する方法には、地下水中に溶存している、あるいは水分子そのものを構成している同位体の量比が、河川水の影響によって季節的に変動することが用いられている。

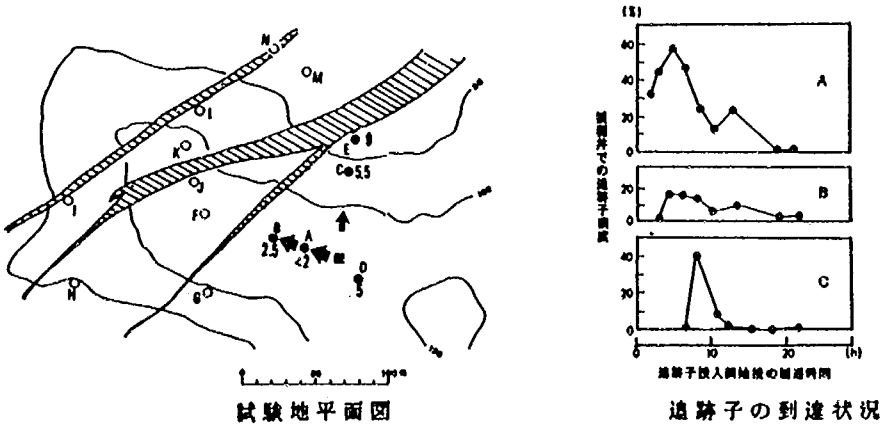
同位体の存在度は、通常同位体比（例えばD／H，^{18}O／^{16}O）として測定され、図－３のように標準値からのずれ（δ値）で示されるが、河川水がそれぞれ特有のδ値を持っており、季節的に変動しているので、その影響を受ける地下水のδ値の分布パターン（図－４）から地下水の涵養源・流向・流速等の動態を評価することができる。



図－４　庄川扇状地におけるδD値の分布と推定流向（水谷他）

以上の同位体は自然環境中に初めから存在しており、その変動パターンを人為的にコントロールすることは不可能なので、局所的な流系・流速調査には適していない。

これに対し、放射性同位体を投入し、解析する方法があるが、この方法は一時的にせよ環境を汚染するため現在ではほとんど利用されていない。　近年、それに変わる方法として、放射化追跡子法が開発され、利用されはじめている。　この方法は、環境を汚染せず、人畜にも無害な追跡能が高い物質を極微量投入し、下流で採取した追跡子を原子炉で放射化させて検出する方法であり、10^{-10}ppmオーダーの低濃度でも検出することが可能な優れた方法である。　図－５は、あるダムサイトでの調査例で、図中■印が追跡子の投入井、●印が追跡子の検出された地点、○印は検出されなかった地点で、断層破砕帯が遮水帯となっていることがわかる。また数字は追跡子の到達時間であり、これらの結果から局所的な地下水動態を評価することができる。



図－５　放射化追跡子による調査例（小前・浜田）

このようにして同位体比から算出された値は、地下水位分布からダルシー則に基づいて計算した値に比べると一般に一桁（数十倍）程度大きい値をとることが知られている。　これは、浅層の地下水流が帯水層の一部分を水みち状に流れていることを示していると考えられている。　したがって、測定値が相互に大きく異なっていても、それは精度の問題ではなく、それぞれの測定法が地下水の挙動の別々の側面を捉えているものと解釈すべきであろう。　すなわち、同位体を用いた地下水動態調査結果の精度を議論できる対象はないということである。

最後に、測定費用の点についてであるが、件数にもよるが概ね一件当り数万円と見積られる。

参　　考　　文　　献

小前隆美・浜田浩生（1988），追跡子による地下水流速の計測，第５回地下水問題研究会前刷集，20-23

水谷義彦・小田松尚（1983），安定同位体比による富山県庄川扇状地地下水のかん養源，地球化学，17，1-9

農業用地下水研究グループ（1986），日本の地下水，1043p，地球社

山本荘毅（1983），新版地下水調査法，490p，古今書院

（地質研究室）

共－2　脱水型枠の開発状況

（質問）

四国においても塩害の著しい海岸線や、山間部の寒冷地など自然環境の厳しい場所に設ける構造物の外観と早期劣化が近年問題化されている。

新工法（透水性）型枠は「コンクリート表面の気泡アバタを無くし、コンクリートの耐久性も向上する」とのことで、開発・試験・調査しているとのことだが、その状況、適用の見通しを御教示願いたい。

（四国技術事務所）

（回答）

最近、開発されつつある脱水型枠は吸水型枠、透水型枠などとも呼ばれ、表1に示すようなものがある。建設省には民間で開発された技術を証明する民間優良技術証明事業制度があるが、この制度で脱水型枠のテキスタイルフォームの性能を調査したので、その調査結果を紹介しながら、ご質問の点について回答する。

表1　開発されている脱水型枠

名　　称	開発機関
テキスタイルフォーム	熊谷組
シルクフォーム	鹿島建設
スリットフォーム	岐阜工業
クラザップシート	大成建設
エクセルフォーム	大林組

1．脱水型枠とは

脱水型枠とは型枠内側に取り付けられた織布やセラミックスの層を通して、フレッシュコンクリートの側圧、自重によって、水分が気泡とともに型枠外に移動、排出される型枠である（図1）。これによって、型枠表面のコンクリートの水セメント比は減少して強度、水密性などの性質が改善されるとともに、型枠表面の気泡が無くなることからコンクリートの外観も改善される。

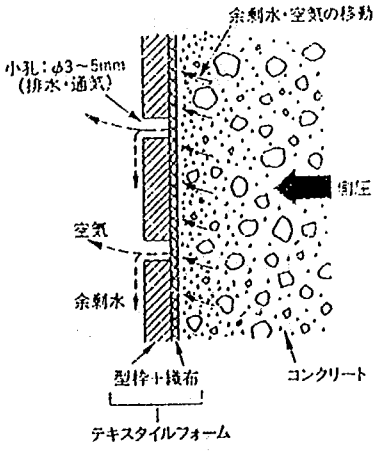


図1　テキスタイルフォームの構造

2．脱水型枠を使用したコンクリートの品質

脱水型枠を使用すると、主に次の点の性能が型枠表面付近のコンクリートで改善される。

①コンクリート表面の気泡除去（外観の向上）

脱水型枠の気泡（またはアバタ）の除去性能を表す方法としては、コンクリートのある面積中の気泡の占める面積の割合（残留気泡率）を調べる方法によっている。残留気泡率は脱水型枠の性能、コンクリートの配合、打込み高さ、締固め度、型枠の傾き等の様々な要素の影響を受けるが、同一条件での従来型枠との比較では脱水型枠を使用したコンクリートの残留気泡率は従来型枠の1/20以下となっている。

②表面強度

コンクリートの強度の調査方法はシュミットハンマーを用いて非破壊で調査する方法と、ボーリングコアを抜き取って調べる方法等がある。

シュミットハンマーは、コンクリート表面付近の強度だけを測っているので脱水型枠の表面付近の性質の改善効果がよくわかる。脱水型枠は従来型枠に比べ例えばW/C=60%、スランプ９cmのコンクリートで、７日で約3倍、28日では約1.7倍の表面強度の増加が認められた。抜取り供試体は長さが10～20cmであるため、供試体全体の強度を表し、この場合では約10%程度の増加が認められた。これらの結果から脱水型枠による強度改善効果は表面から数cmの部分だけであり、耐久性等の面では効果が期待できるが設計強度や型枠取り外しに関する強度に関するまで強度の増加は期待できない。

③耐久性の改善（耐久性の向上）

コンクリートの耐久性に関係するものとして中性化、凍害、塩害があるが、前述のコンクリートで脱水型枠を使用するとコンクリート表面はおおむね次のように改善される。

a)中性化　　従来型枠の１／４以下

b)塩分浸透性　　〃　　１／５以下

c)耐凍害性　　従来型枠は表面剝離に対して、脱水型枠は変化無し

以上の改善は特にブリージングが大きなコンクリートで著しいものと推察される。

もともと、水の移動の少ないような、W/Cの小さなコンクリートでは改善の幅は小さいものと考えられる。また使い方としては、コンクリート上面に型枠がかぶさるような所では、上面に気泡がたまりやすいので、こうした所に用いると、コンクリート表面の大幅な改善が可能であろう。

3. 施工上の注意点

脱水型枠を用いて施工する場合に注意しなければならないことは、開発されている個々の型枠（工法）の施工要領によるが、総じていえば、脱水型枠は効率化のために従来より早く型枠を取り外す事例がみられることがあげられよう。脱水されてもセメントが水和して強度が発現したものではなく、湿潤養生期間が短くなるわけではないので、早く型枠を取り外しても早期にコンクリート表面を乾かすと、コンクリート品質の向上の効果が得られないばかりか、場合によっては乾燥収縮ひびわれが発生し外観を損ねることもある。したがって、通常より早く型枠を外した場合は直ちに湿潤養生を始め、通常のコンクリートと同じ期間の湿潤養生を行う必要があろう。

4. その他

脱水型枠はすでにいくつかの工事で施工されており、近畿地建ではパイロット事業として取り上げている。また、ここで述べた結果は熊谷組で開発されたテキスタイルフォームでの結果を主に述べているため、今後脱水型枠の使用を検討するに当たっては民間優良技術証明制度で性能が確認されたものを検討するのがよいであろう。

（コンクリート研究室）

共－3　長大盛土のり面の安定工法

（質　問）

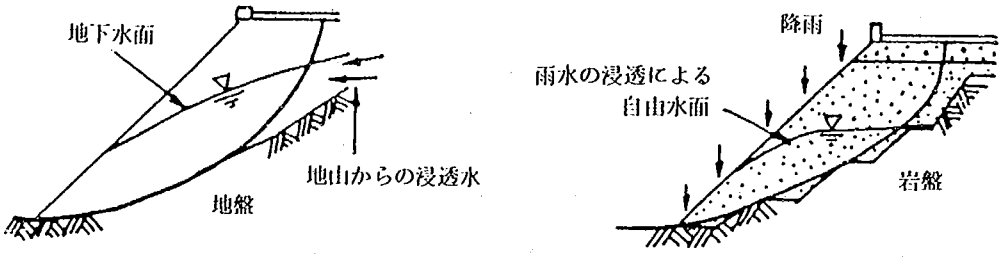
現在，当ダムでは民地を借上げて残土処理（盛土）を行っているが，この処理場は谷部に位置し，のり勾配は2割，のり高は最終的には60m（のり長で150m）とする計画である。

このような盛土の安定計算の考え方と，長期的に維持管理の手間の少ない工法（施工事例等）についてご教示願いたい。

（中筋川ダム工事事務所）

（回　答）

谷部のような傾斜地盤上に築造される盛土では，地山からの湧水や浸透水が盛土内に浸透したり，のり面からの雨水の浸透によって盛土中の地下水位が上昇し，盛土を不安定にすることが多い（図－1参照）。



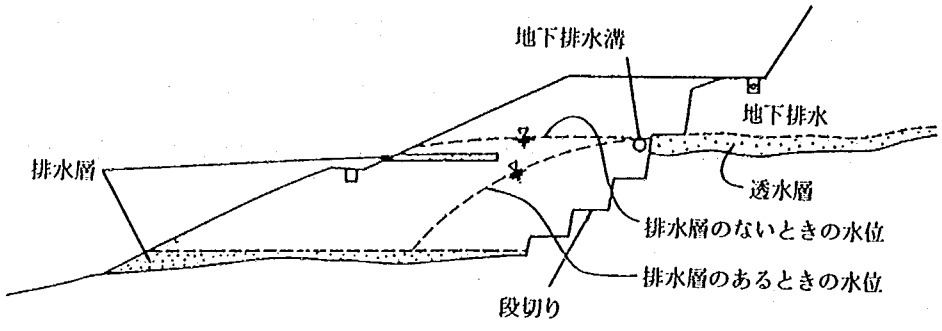
(a) 地山からの浸透水による
地下水位の上昇

(b) 雨水の浸透による
地下水位の上昇

図－1　傾斜地盤上の盛土の安定に及ぼす地下水位の影響

このような場合は，図－2に示すように，盛土内へ地下水が浸透しないように地下排水溝を配置し，かつ盛土内の地下水位の上昇を防ぐために盛土に排水層を設ける必要がある。

また地山の表面付近の土のせん断強さは風化などによって低くなっていたり，軟かい粘土などが分布してすべりの原因となることがあるので、できるだけ深く地山を掘削して段切りし，盛土を施工するのがよい。

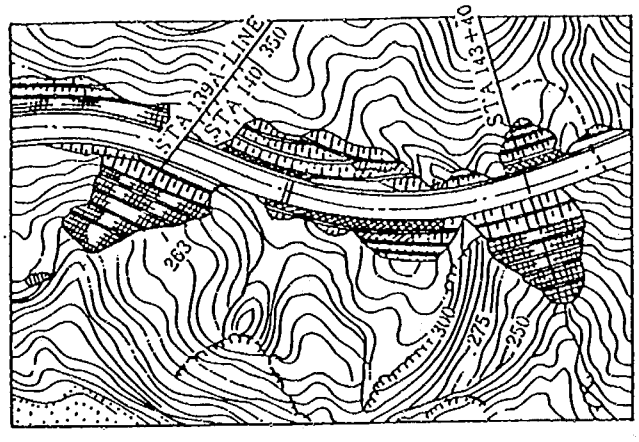


図－2　傾斜地盤上の盛土の地下排水溝および排水層

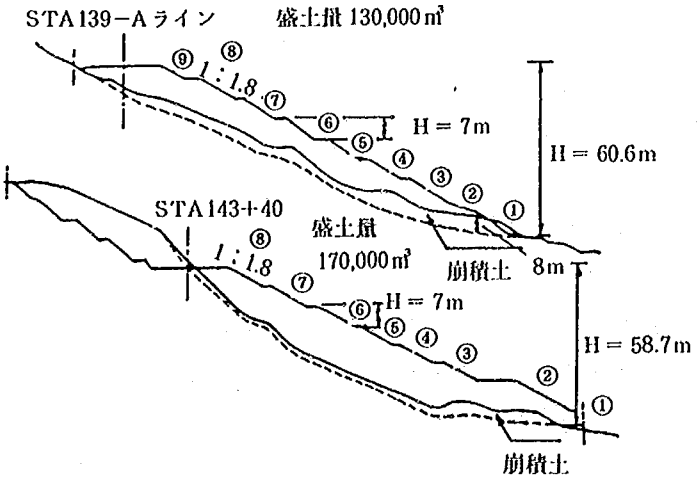
以下，傾斜地盤上に築造された長大盛土のり面の代表的な設計・施工事例を[1]を例にとって，工法と安定計算の考え方を示す。

(1) 事例の概要

当該盛土は，図－3に示すように急峻な沢地形を通過する。このため図－4に示すようなスライス状の高さ約60mの片盛土が築造されることとなった。盛土材料としては，新第三紀中新世の風化凝灰岩が使用されることとなったが，この材料は強スレーキング性材料であり，盛土のり面の安定が懸念された。そこで，盛土のり面の安定を確保するために以下のような設計・施工法の検討がなされた。



図－3　平　面　図



図－4　高盛土横断図

(2) 設計・施工法の検討

（i）設計・施工法を検討する上での基本方針

設計・施工法を検討する上での基本方針を下記のとおりとした。

a） 盛土地盤の強風化凝灰岩，崩積土は除去する。

b） 盛土の下部には置換材を含め，スレーキングしない透水性の材料を盛土する。

c） 段切りは基盤の割合新鮮な凝灰岩が出るまで掘削し，これにより地山内での地すべりの発生を防止する。

d） 地山から盛土への水の侵入を防止するため，段切状の地山と盛土の境界部には全面透水シート，地下排水溝を設置する。

e） 押え盛土工法は，追加買収，保安林解除が伴い，供用工期に影響があるため，現幅ぐい内で設計する。

f） のり尻部は，ふとんかごなどで補強する。

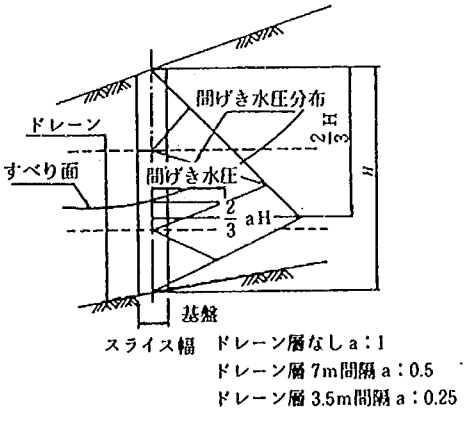
（ii）安定の検討

1）盛土材料の評価

盛土のうち，切土の下部に出る新鮮な凝灰岩は，盛土の上部2段に使用し，その下部の材料は風化凝灰岩を使用する。この風化凝灰岩は，乾湿繰返し1サイクルでスレーキングする材料であり盛土後もスレーキングが進行する可能性のある材料である。このため盛土施工中においては圧密による強度増加を期待しない材料とした。

2）間げき水圧の考え方

盛土の重要性，土質条件から詳細な安定計算は，全応力法と有効効力法によることとした。この場合間げき水圧が安全率F_sを大きく左右する。



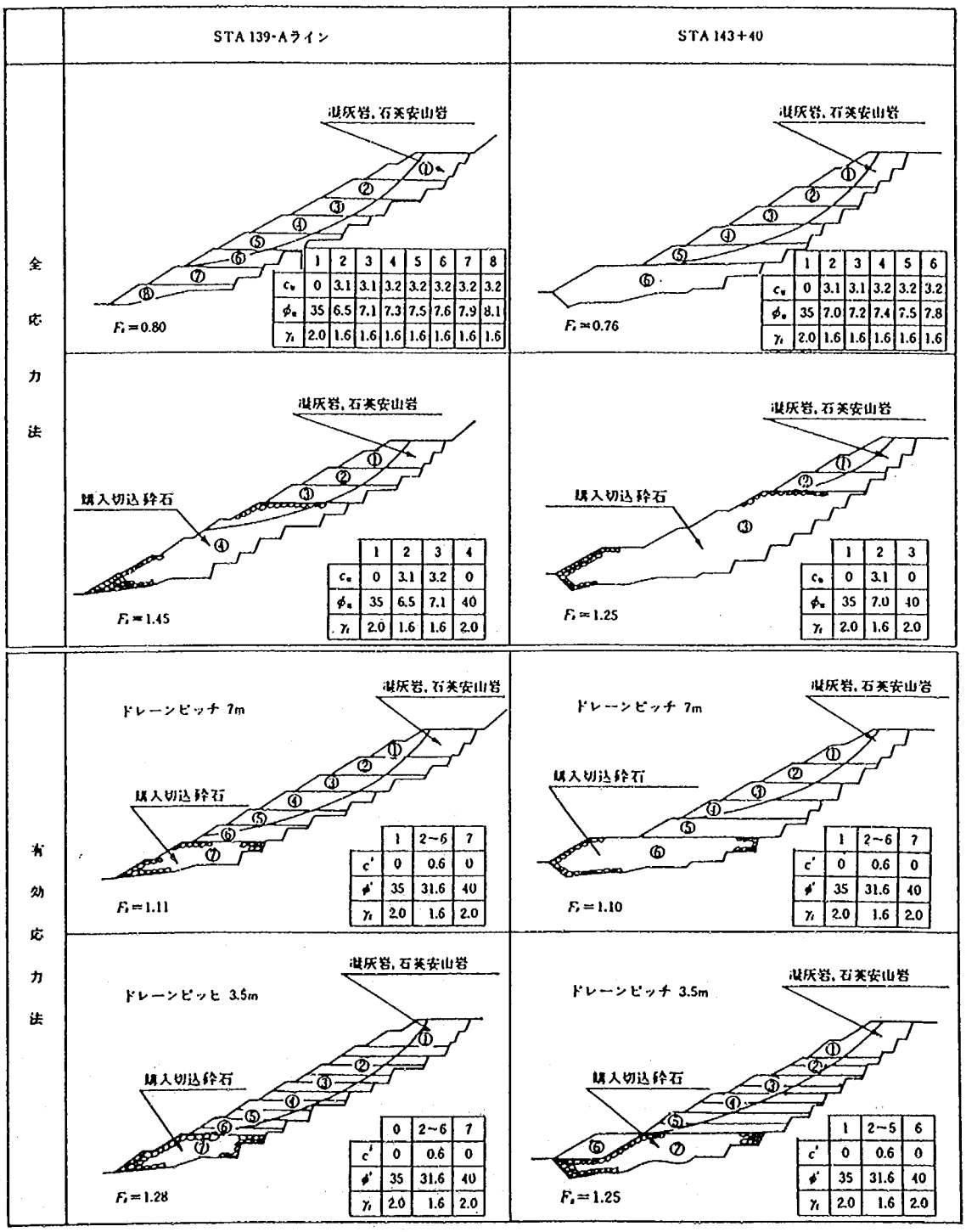
ドレーン層なし a：1
ドレーン層 7m間隔 a：0.5
ドレーン層 3.5m間隔 a：0.25

図－5　間げき水圧分布の仮定

当該盛土の場合，排水層が多段に設置されるため，図－5のような間げき水圧分布を仮定した。又使用するドレーン材（排水層材料）は施工性，工期などを考慮して人工ドレーン材を使用することとした。

3）安定計算

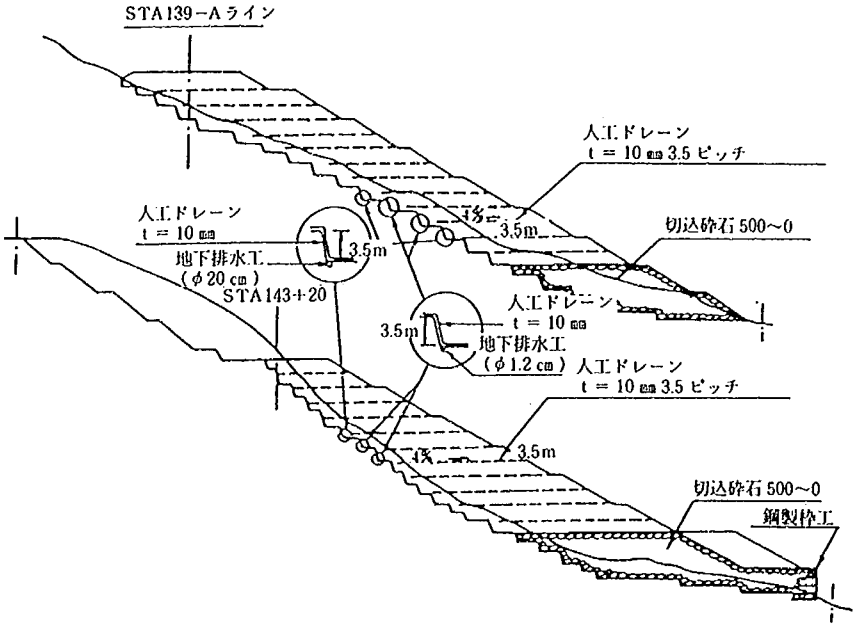
当該盛土の安定計算は「道路土工－のり面工・斜面安定工指針」によるものとした。盛土下部には，比較的安価に入手出来る切込砕石500～0（最大粒径500mm）を使用することとし図－6に示すタイプについて検討を行った。



図－6　全応力法，有効応力法による盛土の安定の比較図

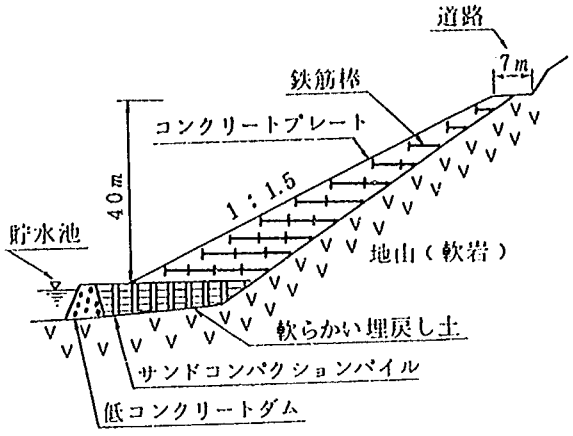
(3) 断面の決定

検討の結果，図－７に示す盛土構造で施工を行うこととした。施工に当っては段切り，崩積土（強風化凝灰岩）を除去し，最下段から２段まで切込砕石500～０を，それより上段は，風化凝灰岩をさらに，上部２段は，石英安山岩を使用することにした。また人工ドレーン材のピッチは，3.5ｍとした。

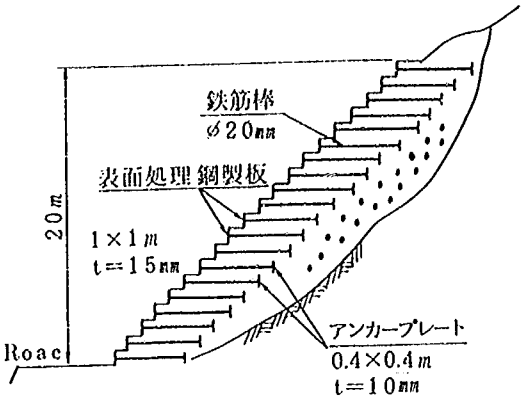


図－７　高盛土設計標準横断図

なお，最近では，ジオテキスタイルやアンカープレート付鉄筋を利用した盛土工法が適用される事例が増えてきている。図－８は，アンカープレート付鉄筋を用いて高さ40m，のり勾配１：1.5の道路盛土を築造した例を示したものである。アンカープレートは盛土の側方移動を拘束するもので，アンカープレート付鉄筋の引抜き抵抗力によって盛土のすべりに抵抗できるように設計されている。なお，鉄筋棒を地山にアンカーすると，さらに効果が期待できる。同様に，アンカープレート付鉄筋を補強材として適用した例として，図－９がある。この場合は，盛土高が20mで，のり面の勾配が45°と急勾配の盛土である。この斜面は豪雨によって崩壊した礫まじりの土の斜面で，その復旧対策に補強盛土を適用したものである。補強材として，ジオテキスタイルを用いる例がある。ジオテキスタイルには，軟鋼程度の高強度を有するジオグリットや排水と引張強度の両者の機能をもつ不議布等を組合せて、20mを越える高盛土を築造することが行われている。



図－8　アンカープレート付鉄筋を用いた高盛土の施工例



図－9　アンカープレート付鉄筋を用いて急勾配盛土を施工した例

また，浸食を受けやすい盛土材料を使用する場合には，のり面表層付近に長さ２m程度のジオテキスタイル60～120cm程度の密な間隔で敷設することにより，締め固めがおろそかになりやすいのり面付近の転圧を容易にし，表層付近の土の強度を高めるとともに，ジオテキスタイルが引張り補強材として働いて表層すべりや浸食の防止に役立つため，将来的に維持管理の手間の少ない盛土のり面が築造できる。

従って，先の事例等で述べた基本的な排水対策や段切などと併せてジオテキスタイルを利用したのり面表層部の補強を考えておけば，長大盛土のり面の安定工法として万善であろうと思われる。

〈参考文献〉

1）日本道路協会：道路土工－のり面工・斜面安定工指針，昭和61年11月，pp. 352-358

（土質研究室）

共－4　公共投資のフロー効果の測定

（質問）

フロー効果の計測は、マクロ経済モデルや産業連関表を用いて行われるが、これらはマクロ的に効果を計測することとなり、地域に密着した波及効果を計測するには各種の仮定等を必要とし、精度的な問題が残ると考えられる。このため、地域経済に与える効果を地域に密着した形で（市町村程度のレベルで）捉える方法について御教示願いたい。

（企画部企画課）

（回答）

公共投資のうち工事費は、建設資材をはじめとして、他の生産を増加させる生産誘発効果や、雇用効果等のフロー効果を持つ。そこで、まず工事費のもたらすフロー効果の測定方法について述べる。

フロー効果の計測にあたって用いられる産業連関表等は国や県のマクロなレベルで作成されることが多い。市町村レベルでの効果を計測するには、これらの既存の産業連関表を利用して、地域を細分化して推定する方法が考えられるが、実態をどれだけ反映したものになるかは必ずしも明確ではない。

効果をより精度よく計測しようとすれば、市町村レベルでの実態調査を行う必要がある。事例として、神戸市の公共投資について、神戸市と神戸市外の２地域別の産業連関表を作成して効果を計測した例（「公共投資の効果に関する実証的分析」都市研究報告第3号、㈱神戸都市問題研究所）がある。そこで、ここでは同報告書より、その方法を紹介する（事例１）。

（事例１）

①　まず、対象となった公共投資について、その請負業者に対し、その工事の経費内訳、材料費内訳、労務者の居住地内訳、下請業者の市内市外内訳などを調査した。

② 各公共投資について、調査結果から、次に示す手順で、地域別産業別最終需要額を推計した。

はじめに、調査結果である経費を次の３つの部分に分けてそれぞれごとに計算を行った。

第１番目は、材料費の部分で、調査結果の地域別産業別購入先を用いて、その部門分類を今回の地域産業連関表の部門分類に組みかえることにより、地域別産業別最終需要額を求めた。

第２番目は、労務費の部分である。まず居住地内訳の調査結果を用いて、労務者を市内と市外に分割した。そして、労務費は、すべて消費されるものと仮定し、また、消費は、居住地で行われるものと仮定して、地域別産業別最終需要額を推計した。なお、産業別消費割合の数値には昭和48年実施の消費実態調査の大都市の結果を使用した。

第３番目は、外注費、その他経費（又は現場経費）、一般管理費などの部分で、これらの経費については、調査結果から直接地域別産業別内訳を求めることができないので、次のような推計計算を行った。

まず、これらの合計値に、建設省作成による昭和45年建設部門投入係数を用いて、産業別最終需要額を求めた。そして求められた産業別最終需要額を、今回使用する昭和50年神戸市地域産業連関表の部門分類に一致させるように集計した。ついで、地域産業連関表から計算される地域間交易係数を用いて、集計された産業別最終需要額を市内と市外とに分割した。

以上のようにして、別々に計算された地域別産業別最終需要額を加えることによって、各公共投資の地域別産業別最終需要額を求めた。

③ 求められた各公共投資の地域別産業別最終需要額を、前述の用途別、工事内容別それぞれの分類基準に従って集計した。

④ 用途別、工事内容別の地域別産業別需要額それぞれについて、前述の産業連関分析の基本的な考え方を用いることにより、誘発される生産額を計算した。

⑤　この誘発される生産額に、地域産業連関表より算出される粗付加価値係数を乗ずることによって、誘発される所得額を求めた。

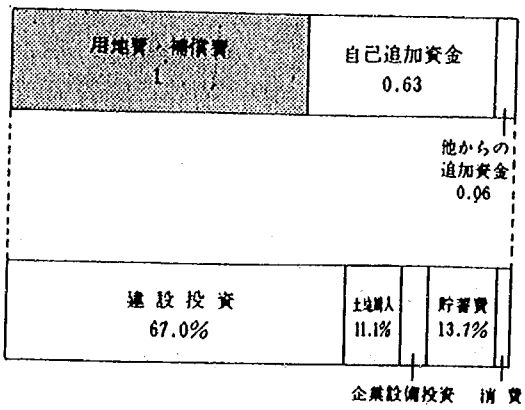
⑥　また、誘発される生産額に、地域産業連関表の生産額と昭和50年の国勢調査、事業所統計調査、工業統計調査それぞれの統計の就業者数とから求められる労働係数を乗ずることによって、誘発される雇用機会を計算した。

以上説明してきた手順で、公共投資の生産、所得、雇用に対する波及効果が計測されることになる。

ところで、公共投資には工事費の他に用地費・補償費も含まれるが、用地費・補償費は権利者の個人所得であり、その多くが貯蓄されてしまうため、工事費のような生産誘発効果をもたらさないともいわれている。それに対し、土木研究所では、街路整備事業において支払われた用地費・補償費の使途に関するアンケート調査を実施し、実態分析に基づいて、その効果の内容を明らかにした事例がある。その調査の手順と結果を以下に示す（事例２）。なお、同事例では用地費・補償費の使途の市内市外の内訳を調査しておらず、必ずしも市内のみの効果ではない。

（事例２）

全国から80路線（74都市）を抽出した。そして、街路整備事業により昭和55年度に用地費・補償費を受け取った権利者を対象に、昭和58年3月時点の支出額の使途内訳をアンケート調査した（用地費・補償費を受け取って転出した者のうち市外に転出した者については、調査制約により分析の対象としていない）。支出額とは、「用地費・補償費」と「用地費・補償費の誘発により追加された自己及び他からの資金」の合計金額である。図-1に支出



図－１　支出額の内訳

額の内訳構成比率を示す。

これによると、支出額の67.0%は建設投資に、また、5.5%は企業設備投資に向かっており、これらを合わせると直接的な再投資が全体の約7割を占めていることがわかる。

ここで、本調査では次式により投資誘発率を定義して、それぞれの値を求めた。

投資誘発率１＝支出額／用地費・補償費

＝1.69

投資誘発率２＝建設投資／用地費・補償費

＝1.14

つまり、用地費・補償費に対する支出額は1.69倍であり、街路整備事業に伴い支払われた用地費・補償費はその0.69倍に当たる他からの資金を導入していることになる。また、用地費・補償費に対する建設投資は1.14倍であり、建設投資だけで用地費・補償費を上回る投資を誘発している。この建設投資はそれ自体が高い生産誘発効果をもっていることを併せて考えると、用地費・補償費のもたらす効果が決して小さくないことがわかる。

本回答では、市町村レベルでフロー効果を測定する方法として工事費の効果と用地費・補償費の効果を求めた事例をそれぞれ紹介した。いずれの事例もアンケート調査により、直接投資の行き先（使途内訳）を尋ねることにより効果計測のためのデータを得たものである。従って、調査の規模が大きくなると必ずしも簡便な計測手法とは言えなくなるが、特定の地域に限定して効果を把握する方法としては最も正確な方法である。

（システム課）

共－5　建設ロボット導入の阻害要因

（質問）

自動車工場における溶接ロボットなどにみられるように、いわゆる産業用ロボットにより、生産工程の無人化が製造部門で急速に普及し大きな成果を上げているが、建設工事では、建設ロボットの導入がまだ十分なされていない。この原因について御教示願いたい。

（香川工事事務所）

（回答）

現在の実状は、トンネル工事（Ｅｘ．全自動ジャンボ、ＮＡＴＭのコンクリート吹き付けロボット）や基礎工事（Ｅｘ．地下連壁）などに建設ロボットが導入されている。特に全自動ジャンボ（ロボットジャンボ）を例にとると、実用化がされて１０年余りに約２０台が生産され現場で活躍していると言われている。（表１参照）

しかしながら現在のところ質問にあるように、広く一般的な工事での普及には至っていない。その理由としては、以下に述べるような建設工事の特性を十分に満足できる技術が開発されていないことが指摘できよう。

表１　全自動ジャンボの製造実態（「建設の機械化」より）

	納入年月	稼働現場名	タイプ	台数
T社	S53. 11	神岡鉱山		1
	S54. 2	石炭技術研究所		1
	S55. 6	今市地下発電所	2ブーム，クローラ	1
	S58. 4	生駒トンネル	2ブーム，クローラ	2
	S59. 5	肥後トンネル	2ブーム，クローラ	2
	S59. 6	志和トンネル	2ブーム，クローラ	2
	S60. 10	篭坂トンネル	2ブーム，クローラ	2
F社	S56. 6	小野上実験用トンネル	1ブーム，クローラ	1
	S58. 11	金剛山トンネル	3ブーム，クローラ	1
	S59. 2	生駒トンネル	2ブーム，クローラ	1
	S59. 3	金剛山トンネル	3ブーム，クローラ	1
	S59. 4	福智山トンネル	2ブーム，クローラ	2
	S60. 12	新上麻生	1ブーム，ガントリー	1

現在広く普及している産業用ロボットと建設ロボットとの差異は、その作業フィールドの差である。たとえば、産業用ロボットはそれを導入することにより作業フィールドに人間を入れなくする方向で導入が図られたが、建設ロボットはそれが導入されても特殊な場合を除き人間とロボットが同じフィールド内で作業が行われる。産業用ロボットが工場のように外形が既知のフィールドで移動用のガイドが存在し対象とするワークがほぼ同形同質量であるに対し、建設ロボットが不規則なフィールドを移動し自分の位置が計測しにくく対象物が一定でないのも技術開発上の難点である。また、工場では加工用とハンドリング用のロボットのペアを最小単位として稼働しているのに対し建設用では通常単独のロボットとなっている。

建設ロボットが産業用ロボットのように広く導入されていない要因は、建設ロボットの位置決め・姿勢制御・対象物の認識・作業装置の自動操作が産業用ロボットに比べて種々の困難を有することが掲げられていることが多い。（図１参照）産業用ロボットが導入されるにあたっては、製造工程、検査行程を見直して合理化を図りロボット導入に適した工程にしてロボットを導入するのが一般的である。それに対し、建設ロボットの導入にあたり、このような施工工程等の合理化は特に行われず機械技術的もしくは安全等の理由により、ロボット化すべき工程を抽出し、建設ロボットを単独で導入する例が多い。

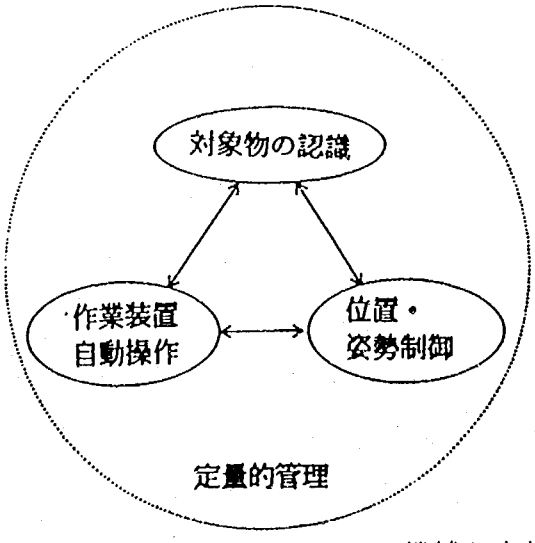


図１　ロボット化の要素（「建設機械」より）

このようにして導入した建設ロボットのなかには、ロボットが行う工程とこれの前後に続くの工程との整合が困難

で、施工効率がそれほど上がらなかったり、安全面の問題が十分解決できないといったことにくわえ、コスト高等の問題が発生するものも見受けられる。建設ロボットが普及するには施工品質・速度の向上、施工費用の低減など経済的に成り立つことが最重要課題であると言われている。（図２参照）

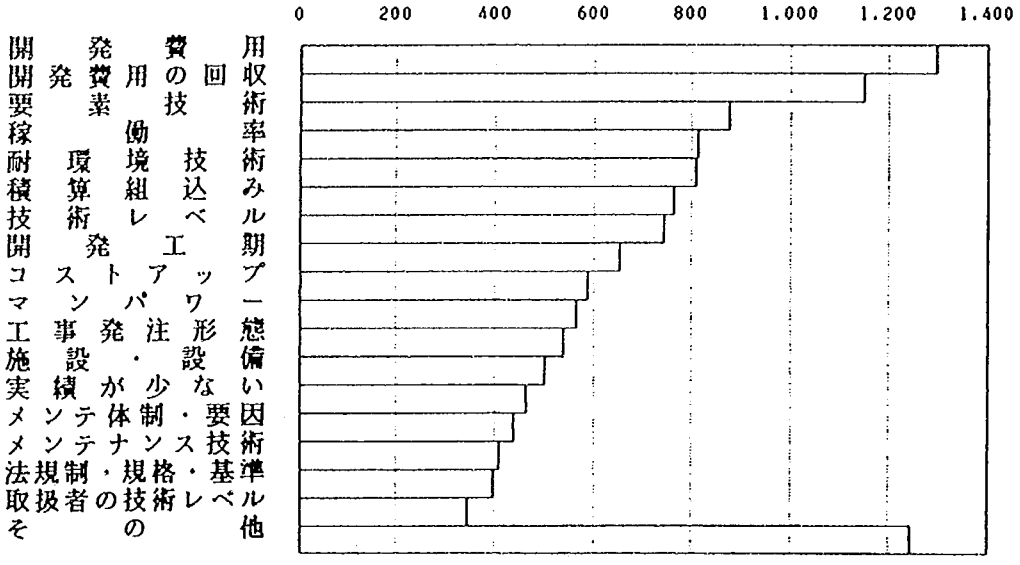


図２　阻害要因別評価結果（「自動化・ロボット化の現状と今後の課題」より）

このような課題を解消するためには、現在の施工工程の見直しによる建設ロボット導入に適した工程・設計への組替え、ロボットでの施工に見合った管理手法の開発等の環境整備が急がれている。

また、機械技術面からすると全自動ジャンボ、杭打機械、コンクリート吹き付け機、深層混合処理機械、地下連続壁施工機械等の建設工事を構成する各種行程のうち特殊な行程に専用機を入れそれを自動化・ロボット化する特殊行程の専用機のロボット化と、油圧ショベルのような汎用機を自動化・ロボット化する２つの方向があると言われている。（図３参照）特殊行程の専用機のロボット化は、従来のシーケンシャル制御の応用で実現可能であるが、汎用機の自動化・ロボット化は、従来なかった高度な制御手法が必要であるとも言われている。

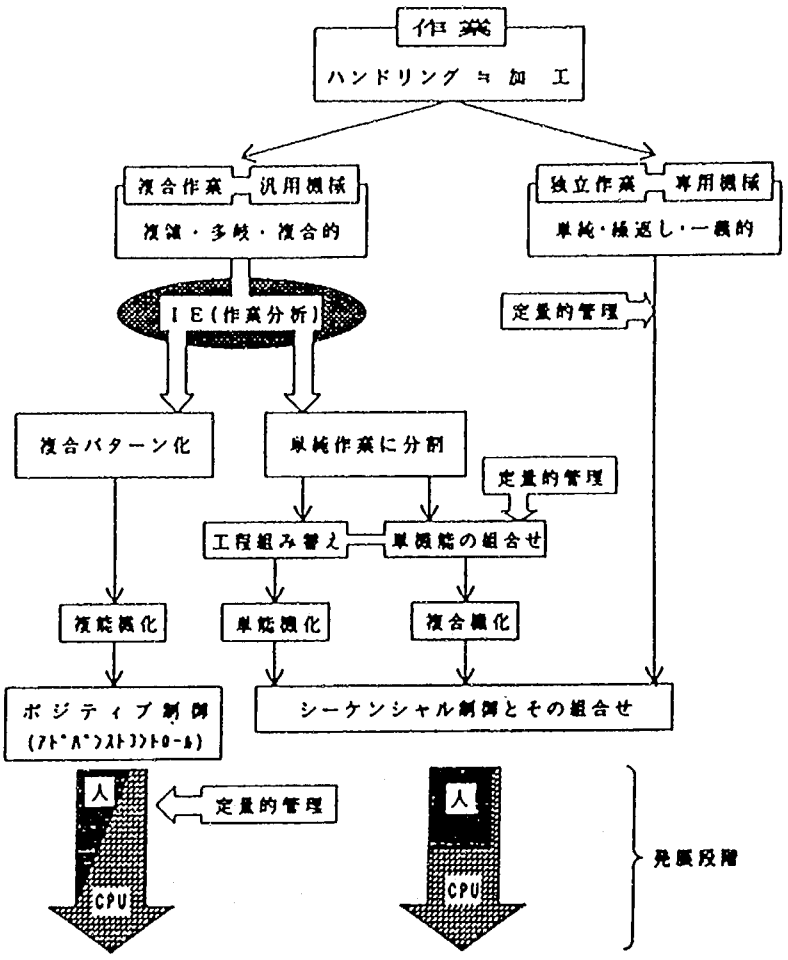


図３　建設工事の自動化の方法（「建設機械」より）

参考文献

岡田喬、北原成郎：ロボットジャンボ、建設の機械化１９８８年６月号、日本建設機械化協会

村松敏光：建設機械のロボット化の方向性１・２、建設機械１９８９年１・２月号、日本工業出版

土木学会：自動化・ロボット化の現状と今後の課題、昭和６２年９月

（機械研究室）

共--6　ブロック積及び重力式擁壁の設計の考え方

（質問）

ブロック積及び重力式擁壁の下記の点について御教示願いたい。

① 標準設計第２巻（擁壁類）に集録されている重力式擁壁の前面勾配１：０．０２を１：０（垂直）として適用する場合の留意点について

② ブロック積擁壁を盛土部に適用する場合の留意点について

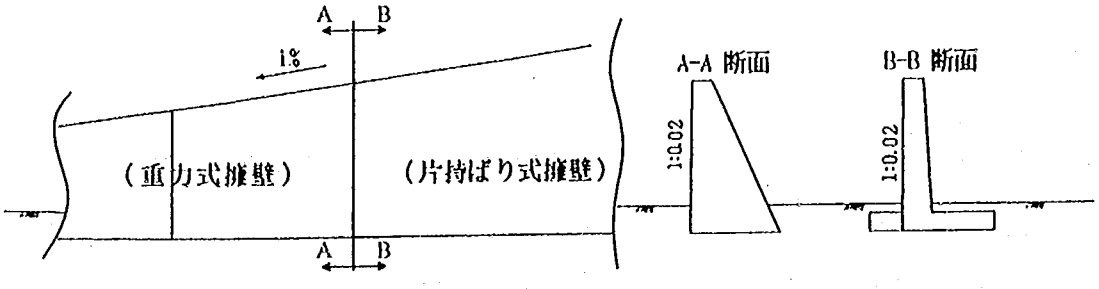
（香川県土木部）

（回答）

（1）重力式擁壁について

擁壁は道路等を造る過程で盛土あるいは切土の施工に際し、土の斜面だけでは安定を保ちえない箇所に土砂の崩壊を防止したり、あるいは土地の有効利用を図るために設けられる。特に擁壁前面を道路空間として利用する場合は、人への威圧感等心理的な影響から擁壁の前面にこう配を設けており、例えば片持ばり式等擁壁高さが比較的高い場合では少なくとも1/50以上にするのが望ましいと規定されている（「道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」日本道路協会）。

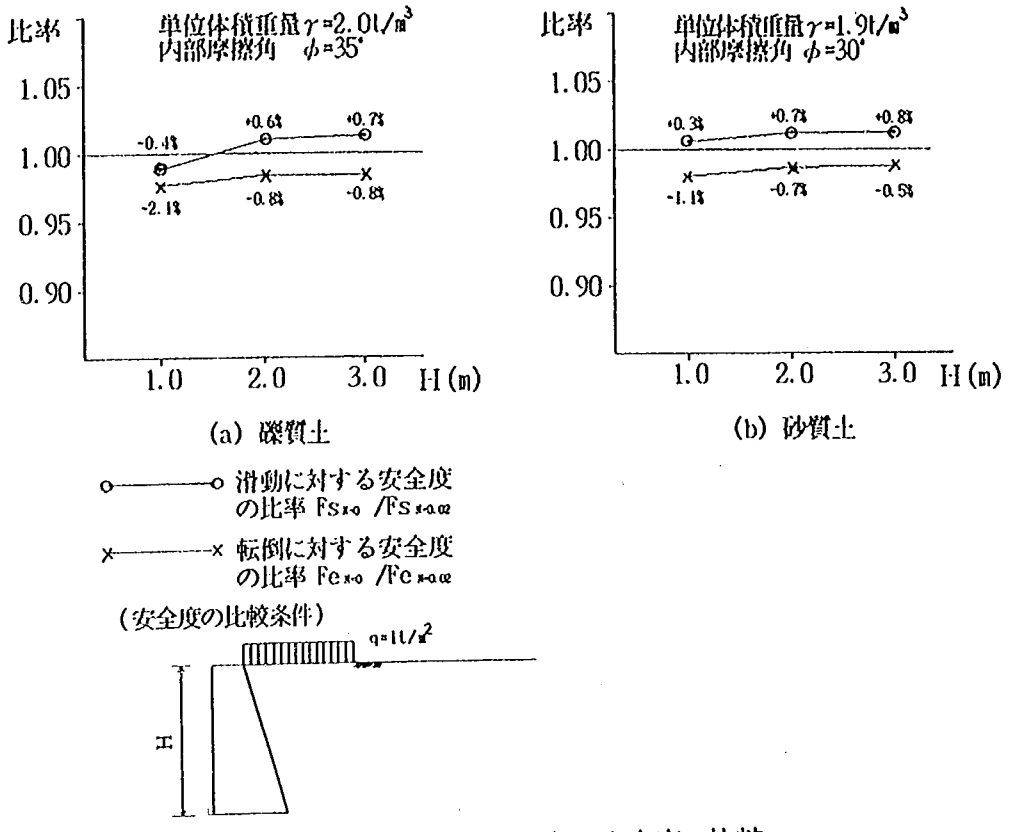
標準設計では、重力式擁壁においても図－１に示す片持ばり式擁壁とのすり付けを考えて０．０２のこう配を設けている。ご質問のように前面こう配０．０２を０



図－１　重力式擁壁の前面こう配の考え方

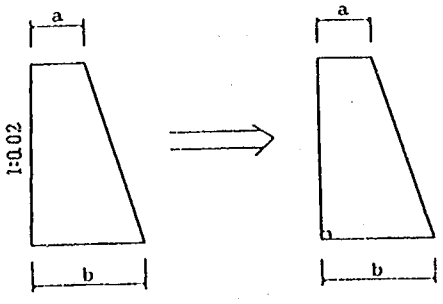
と解釈した場合でも、図－２に示すように　滑動及び転倒に対する安全度の差は土質の種類、高さにかかわらず２％以内であり、安定に関して特に問題は生じない。したがって、重力式擁壁の単独施工で、かつ、擁壁高が低く人への威圧感があまり

問題にならない場合には、構造設計を省略し、図－３に示すように天端幅、底版幅を変えず前面こう配を０にして施工を行ってもよい。



図－２　前面こう配の違いによる安全度の比較

ご質問の前面こう配直は、近年の地価高騰により用地買収等の問題から有効と思われるが、一方で、美観や道路通行の快適性等の問題も今後ますます重要になると予想されるため、標準設計の集録範囲やその中の形状寸法等について今後検討していきたい。



(注) a，bの寸法は固定

図－３　断面形状の設定方法

（2）ブロック積み擁壁について

ブロック積み擁壁は他の擁壁とは異なり、通常は設計計算を行わず、経験的に決められたのり勾配や断面形状でに基づいて設計を行っている。これは、他の擁壁が擁壁全体が一体となり土圧に抵抗するのに対し、ブロック積み擁壁がブロック相互の噛み合わせや裏込め材によりその位置を保って土圧に抵抗するためである。任意の高さにおけるブロック積み擁壁の自重と、擁壁に作用する土圧の合力の位置（示力線）からブロック積み擁壁の設計計算を行う方法もあるが、仮定条件が必ずしも合理的でないこともあって一般には利用されていない。

また、他の擁壁が積極的に土圧を支持するのに対し、ブロック積み擁壁は、

① 擁壁の高さに応じたのり勾配を規定している。

② 擁壁背面土の安定性に負うところが大きい。

などの特徴を有している。

以上のような理由により、道路土工指針や建設省制定土木構造物標準設計等では、ブロック積み擁壁の使用にあたって、

① 背面土が良好で十分締固められている場合、

② 背面の地山が安定している場合、

③ 土圧が小さい場合、

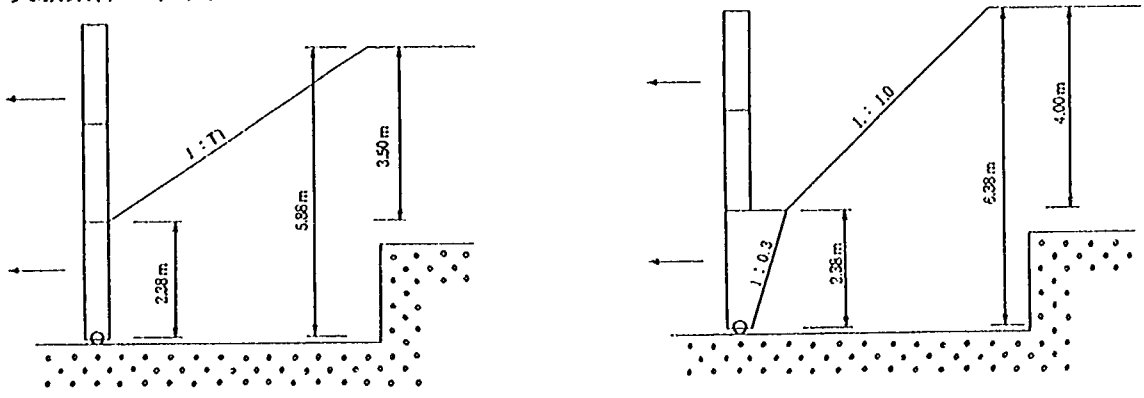
④ 倒壊しても重大な事故につながらない場所、

などの条件を設け、主にのり面保護的な擁壁として用いるようになっている。現場においては、これらの条件の解釈により使用に制限を加えている場合があるようである。しかし、上記の条件を満足する場合は盛土部の擁壁に用いても差し支えない。盛土部に用いる場合の留意点としては、過大な土圧が作用しないように、良質な裏込め土を選定し、入念に施工する必要がある。

参考までに土木研究所で実施された擁壁実験結果により、裏込め土の施工の重要性や

土載荷重による土圧の増加について確認しているので述べておく。

実験は、土木研究所所有の大型擁壁実験装置を用いて、裏込め土の施工条件と背面盛土の嵩上げが土圧に及ぼす影響を調べたものである。図－1に実験の概要図を、表－1に実験条件を示す。



（a）直壁(No.1～6)　　（b）もたれ壁(No.7、8)

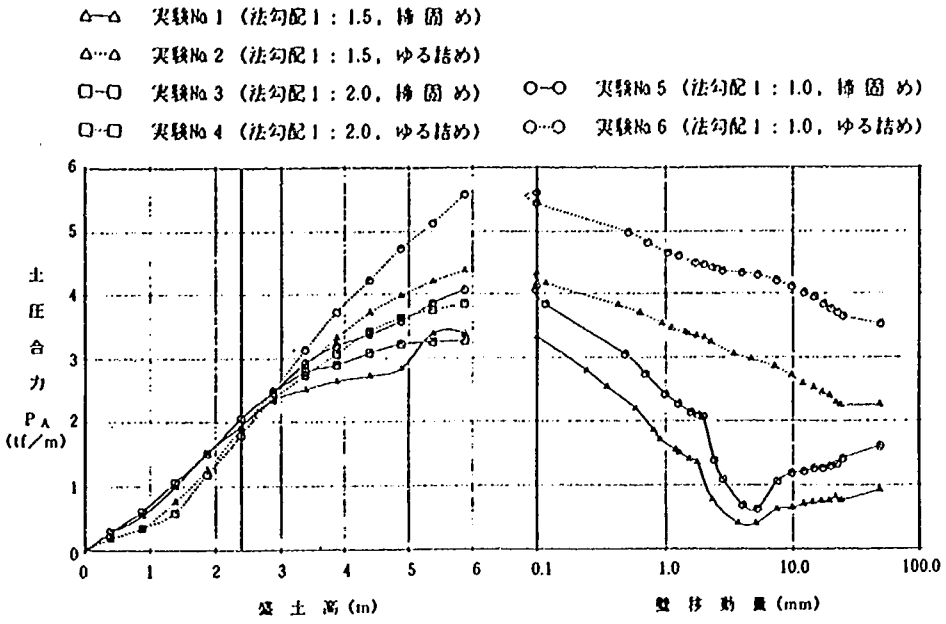
図1　実験概要

表－1　実験条件

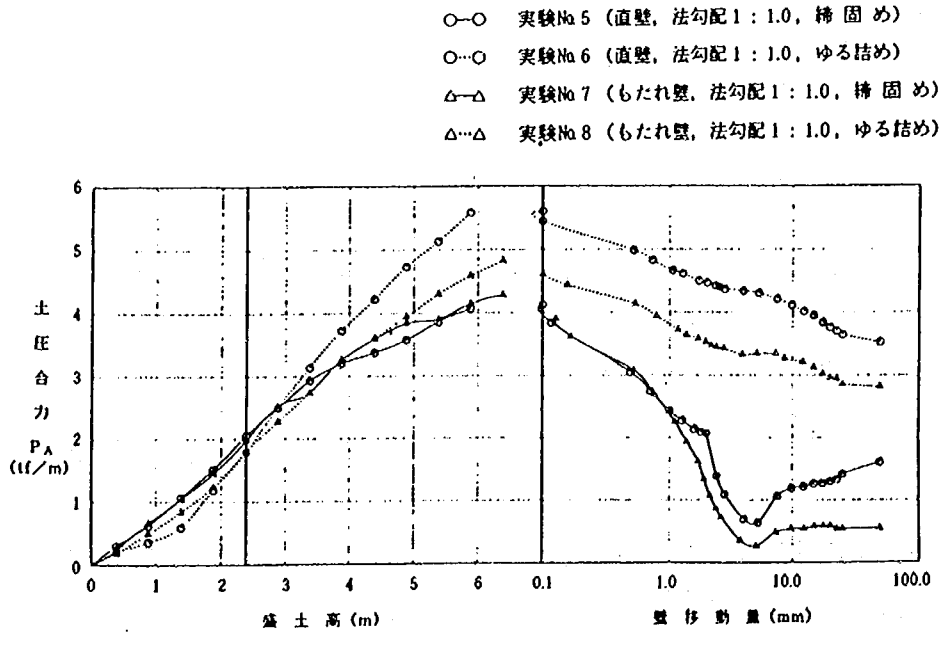
実験No.	実験壁形状	壁高 (m)	盛土形状		裏込め土					施工条件
			嵩上げ盛土高さ (m)	法勾配 (1:n)	土の種類	湿潤密度 (tf/m³)	含水比 (%)	内部摩擦角 (φ、°)	粘着力 (c、tf/m²)	
No.1	直壁	2.38	3.5	1:1.5	川砂	1.709	9.9	37.8	0.35	締固め
No.2	直壁	2.38	3.5	1:1.5	川砂	1.570	9.3	21.3	0.25	ゆる詰め
No.3	直壁	2.38	3.5	1:2.0	川砂	1.749	9.5	37.8	0.35	締固め
No.4	直壁	2.38	3.5	1:2.0	川砂	1.562	9.2	21.3	0.25	ゆる詰め
No.5	直壁	2.38	3.5	1:1.0	川砂	1.749	9.5	37.8	0.35	締固め
No.6	直壁	2.38	3.5	1:1.0	川砂	1.562	9.1	21.3	0.25	ゆる詰め
No.7	もたれ壁	2.38	4.0	1:1.0	川砂	1.724	9.6	37.8	0.35	締固め
No.8	もたれ壁	2.38	4.0	1:1.0	川砂	1.561	9.4	21.3	0.25	ゆる詰め

直壁の実験結果を図－2に、直壁ともたれ壁の比較を図－3に示す。この結果、以下のことが確認できた。

① 擁壁の高さまでの盛土では、裏込め土を締固めない方が土圧は小さいが、その差は



図－２　直壁の実験結果



図－３　直壁ともたれ壁の比較

僅かである。

② 背面の盛土が擁壁の高さを越えると、締固め施工の方が土圧は小さくなり、嵩上げ比（擁壁の高さと擁壁より高い盛土部分の高さの比）の増加とともにその差は開いていく。

③ 盛土高が３ｍ程度のとき、嵩上げ比では0.3程度のときに嵩上げ盛土による上載荷重は約１tf／㎡で、道路土工指針等で採用している上載荷重になるが、上載荷重による土圧の増加は僅かである。

④ ①~③は静止土圧の状況であるが、壁移動による主働状態への移行ではゆる詰めでは土圧の低下がなだらかで、かつ、低下率も少ない。これに対し締固め施工では土圧の低下が急で、特に５㎜程度の移動後の土圧は急激に低下し、嵩上げがない場合の静止土圧に対し1／4程度にまで低下している。また、別途行った現場における高さ６ｍの擁壁の変位量測定では、水平方向に10㎜程度まで移動が観測されたことがある。

室内実験における主働土圧の急激な低下と、現場における擁壁の移動量を考え合せると、裏込め土を十分に施工することにより擁壁に作用する土圧を大幅に低減することができると考えられる。

⑤ もたれ壁の静止土圧は、直壁と同様壁高までの盛土ではゆる詰めの方が土圧は若干小さいが、壁高を越えるとゆる詰めの場合の土圧が締固めに比べ大きくなる。また、盛　土高が５ｍ（嵩上げ比1.0)以上では、ゆる詰めの土圧が直線的に増加しているのに対　し、締固め施工の土圧が一定値に落ち着く傾向がある。

もたれ式の主働土圧については、ゆる詰めの傾向は直壁の傾向と類似しているが、締固め施工では、1.0mを越えると土圧の急激な低下が始まっている。

参考資料

1）道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針：日本道路協会

2）土木構造物標準設計第２巻　手引き：（社）全日本建設技術協会

3）千田　昌平、熊谷恒一郎、足立　賢一、中垣　光弘、岡村　栄三：現場擁壁における土圧測定実験、土木研究所資料第1116号(1976)

4）鳴津　晃臣、藤川　昌幸、中田　公基、鳴田　功：大型擁壁実験－４－、土木研究所資料第2311号(1986)

（システム課、施工研究室）

共－7　杭基礎の杭頭処理（鋼管杭）

（質問）

杭頭部とフーチングの結合部の設計については新方法（杭基礎設計便覧）によることとなっているが、鋼管杭Ｂ方法については条件付きであるものの従来方法の溶接方式の使用が運用上認められている。今後の杭頭結合方法ならびに設計法の考え方・動向を御教示願いたい。　　（企画部技術管理課）

（回答）

杭頭部とフーチングの結合部は、作用する外力に抵抗できるとともに杭基礎本体にその外力を伝達する重要な構造部分である。しかしながら、杭頭結合部はフーチングから杭へと剛性が急変する箇所でもあり、構造上の弱点ともなり易い。したがって、杭頭結合部は十分な耐力と安全性を確保できる構造とするとともに、現場条件からも確実な施工が実施できるものでなければならない。

（１）杭頭結合法

周知のとおり鋼管杭Ｂ方法の杭頭結合法は、従来方法である鉄筋溶接方式（蓋板方式）から杭基礎設計便覧に示す鉄筋かご方式（中詰コンクリート，ずれ止）に変更されたが、主な変更点は以下の通りである。

①従来方法は、鉄筋自体が溶接鋼材ではなく現場溶接の信頼性に不安があること、また施工事例としても鋼管と鉄筋を溶接してないもの，点溶接のものが多く見受けられた。これらのことから新方法では、鉄筋の溶接そのものを避け、確実な施工ができるよう鉄筋かごを杭体内に埋込むこととした。

②蓋板方式は、蓋板自体の剛性が有限なため鉛直支圧応力の分散効果が十分でない。このため、杭体内にズレ止めを設置しコンクリートを充てんすることにより、鉛直支圧応力の分散効果を高め、押込み力を確実に杭体に伝達できる構造とした。

③蓋板方式は、杭頭結合部の杭内部が中空状態となっており、構造上の弱点と

なり易い。杭中空部にコンクリートを充てんすることにより、杭頭結合部の杭体の剛性を高めた。

以上のように、新しい杭頭結合法は従来法の構造上・施工上の問題点を改善し、確実な杭頭結合方法として信頼性を高めたものであり、鋼管杭B方法の杭頭結合法はその確実性，信頼性から鉄筋かご方式によるのが原則である。

（２）杭頭結合部設計法

鉄筋かご方式の設計法については、その後の実験解析から得られた成果や知見をもとに、その一部を修正することとしている。以下、杭頭部設計法の改訂（案）を参考までに示すとともに（表－２，表－３）、ここでは鋼管杭B方法における仮想ＲＣ断面の考え方について紹介する。なお、改訂（案）については、現時点（原稿作成時）において審議未了項目も残っているため、項目によっては変更の可能性もある。正式な設計法の詳細ならびに運用は、道路橋示方書の改訂に合わせ、別途通知される予定である。

○　鋼管杭B方法における仮想ＲＣ断面について[1]

杭頭結合部ＲＣ断面の鉄筋かご径が減少すれば、その曲げ耐力は鉄筋かご径にほぼ比例して減少することが実験的に確認されている。しかし、その減少度合は、ＲＣ断面のかぶりを単に鉄筋より10㎝とする設計上の許容曲げ耐力の減少度合より小

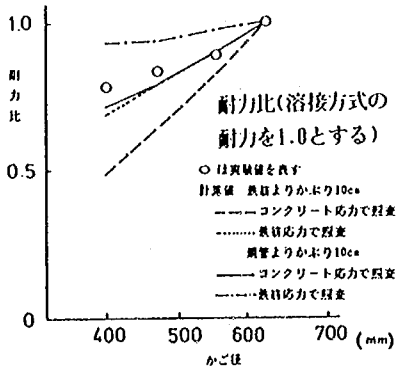


図-1 かご径と耐力の関係(杭径600㎜)

表-1 実験諸元及び結果

ケース		杭径(㎜)	かご径	鉄筋径(㎜)・本数	結合方式	備　考	実験最大曲げモーメント(t・m)	溶接方式との比	許容抵抗モーメント(t・m) 鉄筋よりかぶり10cm		鋼管よりかぶり10cm	
実験A	1	406.4	300	16 、12	かご方式	ずれ止め　0段	22.7	0.81	6.9	※0.68	9.1	※0.91
	2	406.4	300	16 、12	かご方式	ずれ止め　1段	23.8	0.85				
	3	406.4	300	16 、12	かご方式	ずれ止め　2段	24.5	0.88				
	4	406.4	420	16 、12	溶接方式	－	28.0	1.0	10.0			1.0
実験B	5	600.0	400	22 、12	かご方式	杭径+20cmのコンクリート柱	42.0	0.52	15.0	※0.59	22.1	※0.86
	6	600.0	400	22 、12	かご方式		63.0	0.78				
	7	600.0	400	22 、12	かご方式	SD40使用	74.3	0.92				
	8	600.0	620	22 、12	溶接方式	－	81.0	1.0	25.6			1.0

※は溶接方式との許容抵抗モーメントの比

鋼管杭　方法A

表－2

照査項目＼規準類			S55 道示	S61 便覧	改訂（案）
押込み力に対する照査	フーチングコンクリート	① 杭頭 垂直支圧応力度	$\frac{P}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{ca}$	$\frac{P-S}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{ca}$ S：外側ずれ止めでの許容支圧力	S55 と同一
		② 杭頭から上方への 押抜きせん断応力度	$\frac{P}{\pi(D+h)h} \leq \tau_a$	$\frac{P-S}{\pi(D+h)h} \leq \tau_a$ $S=n\times\pi(D+t)t\times\tau_{ca}$	S55 と同様
	中詰めコンクリート	③ 内側ずれ止め上 垂直支圧応力度	－	$\frac{P-S-S'}{\alpha n\pi(D'-t)t} \leq \sigma_{ca}$ ・外側ずれ止め、杭頭肉厚での許容支圧力を考慮し、αで支圧応力度を低減	－
引抜き力に対する照査	フーチングコンクリート	④ 杭頭から下方への 引抜きせん断応力度	－	－	$\frac{P}{\pi(D+h_1)h_1} \leq \tau_a$ h_1：引抜きせん断力に有効なフーチング厚さ
	杭周面の境界クリートとフーチングコン	⑤ 摩擦力	－	・摩擦係数×支圧力 ・外側ずれ止めでの許容支圧力を考慮する	－
水平力及びモーメントに対する照査	フーチングコンクリート	⑥ 杭周面 水平支圧応力度	$\frac{H}{Dl}+\frac{6M}{Dl^2} \leq \sigma_{ca}$	S55 と同一	S55 と同一
		⑦ 杭前面から外側への 押抜きせん断応力度	・検討する	$\frac{H}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_a$	S61 と同一
備考					・hをずれ止め下段よりフーチング上面までとする。

鋼管杭　方法B

表－3

照査項目 ＼ 基準類			S55 道示	S61 便覧	改訂（案）
押込み力に対する照査	フーチングコンクリート	① 杭頭 垂直支圧応力度	$\frac{P}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{ca}$	S55 と同一	S55 と同一
		② 杭頭から上方への 押抜きせん断応力度	$\frac{P}{\pi(D+h)h} \leq \tau_a$	S55 と同一	S55 と同一
	中詰めコンクリート	③ 内側ずれ止め上 垂直支圧応力度	－	$\frac{P-S'}{\alpha n \pi (D'-t)t} \leq \sigma_{ca}$ ・杭頭肉厚での許容支圧力を考慮し、αで支圧応力度を低減	－
引抜き力に対する照査			－	－	－
水平及びモーメントに対する照査	フーチングコンクリート	④ 杭周面 水平支圧応力度	$\frac{H}{Dl} \leq \sigma_{ca}$	S55 と同一	S55 と同一
		⑤ 杭前面から外側への 押抜きせん断応力度	・検討する	$\frac{H}{h'(2h+D+2h')} \leq \tau_a$	S61 と同一
	仮想鉄筋コンクリート	⑥ コンクリートと鉄筋の 応力度	・鉄筋を杭に溶接 ・仮想断面は、鉄筋より10cm（かぶりは10cm）	・鉄筋かごを杭内へ （杭より10cm内側） ・仮想断面は、杭径	・鉄筋かごを杭内へ （ずれ止めより15mm内側） ・仮想断面は、杭より10cm外側
備考					

さなものである（表－１，図－１）。今回の改訂（案）においては鉄筋かご径の影響による杭頭部の耐力変化を、設計に同レベルで反映できるようＲＣ断面のとり方について検討したものである。

図－１，図－２はその検討結果である。仮想ＲＣ断面を杭径（鉄筋よりかぶり10cmとほぼ同じ）とする鉄筋柱の照査では、コンクリートの応力度照査で決まる事例が多かった。図－１から、鋼管より10cmのかぶりをとりコンクリートの応力度照査を行っておけば、実験による耐力の変化と傾向を設計に反映できることがわかる。また、図－２に示すように、鉄筋よりかぶり10cmとして計算したひずみは、実験値に対して過大に応力を評価しており、かぶりを鋼管より10cmとして計算するのが妥当といえる。

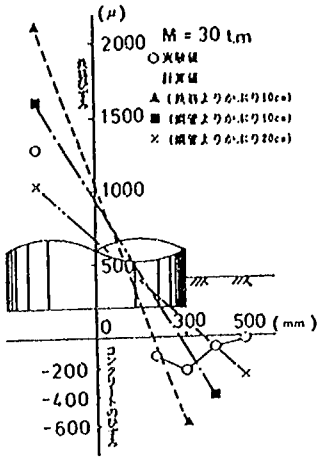


図-2 杭頭部に生じるひずみ

以上のような実験・解析から、改訂（案）では、仮想ＲＣ断面のとり方として、設計上のかぶりを鋼管杭より10cmとしたものである。

〔参考文献〕

1）岡原，中谷，龍田；鋼管杭の杭頭結合部の水平耐力について，第17回 日本道路会議論文集，1987.10 ，(社)日本道路協会

2）道路橋示方書Ⅳ下部構造編，1980．5 ，(社)日本道路協会

3）杭基礎設計便覧，1986．1 ，(社)日本道路協会

4）岡原，高木，篠原，龍田；ずれ止めを用いた鋼管杭杭頭結合Ａ方法の引き抜き耐力に関する実験，第18回日本道路会議論文集，1989.10，(社)日本道路協会

5）岡原，小幡，田口，龍田；ＰＣ杭の杭頭結合部の引抜き載荷実験，第18回日本道路会議論文集，1989.10，(社)日本道路協会

（基礎研究室）

共－8　高齢化地域における防災システム

（質問）

四国は、他地域に比較し高齢化が進んでいる。各家庭においても高齢者のみが居住する場合が多く、災害時の情報伝達・避難などのシステム開発の方向について教示願いたい。

（企画部企画課）

（回答）

1．はじめに

御指摘のようにわが国では高齢化は急速な勢いで進展している。国連では、全人口に対する65才以上の占める割合が７％を越えた状態を高齢化社会、これが14％を越えると高齢社会と規定している。わが国ではこの割合はすでに10％を超し、高齢化社会は現実の話となっており、高齢社会に向かって突き進んでいる。[1)]

災害時の情報伝達は、１）組織内の情報伝達、２）組織間の情報伝達、３）組織から住民への情報伝達、の３つに大別される。さらに、どの様な情報を伝達すべきかは、災害発生からの時間経過によっても大きく異なり、一般に、１）災害発生直前の災害予報・警報、および、災害発生直後の災害関連情報、２）応急復旧過程における災害関連・復旧情報、３）本復旧段階における復旧情報、と３つに大別される。御質問の趣旨は、上記の分類からすると、災害発生直前もしくは直後に避難すべきかどうかの判断を中心として、組織から住民に対する災害情報伝達システムに相当する。

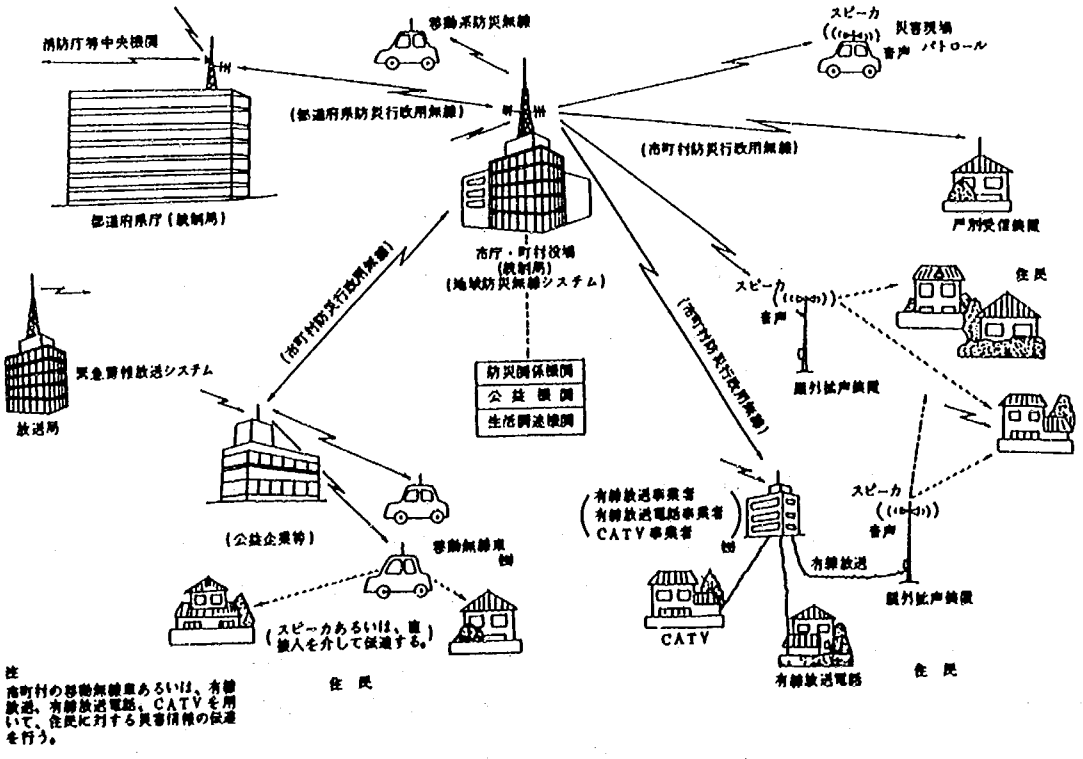
住民に対する災害情報の伝達及び避難等防災に関する責務は市町村や警察、消防にあり、建設省が直接こうした業務にタッチすることは少ないと考えられるが、ここでは建設省にとらわれず、今後の高齢化社会における防災システム（情報伝達・避難体制等）の現状と将来の開発の方向について一般論として示すこととする。

2．住民に対する情報伝達及び避難

高齢化社会では、いろいろな面で従来とは異なった防災システムが必要とされるようになるが、まず、一般住民に対する情報伝達体制及び避難の現状と、これに関してどのような点が問題となっているかを考えてみよう。

災害時において情報の伝達は極めて重要である。現在、わが国の災害対策用の無線システムは図－１のようになっており、[2]市町村と防災関係機関間の情報伝達は、中央防災無線，ＮＴＴによる無線通信（災害応急復旧用無線電話、孤立防止用無線電話）、都道府県防災用行政無線、消防防災無線網（地上系および衛星通信系）、建設省多重無線通信回線、等によっている。直接住民に達する災害情報サービスとしては住民と市町村をむすぶ市町村防災行政無線が整備されつつある。また、この他に、テレビ・ラジオ、サイレン、広報車、有線放送、自主防災組織の伝達網、等多種のメディアがある。これらのメディアは、情報伝達量、伝達速度、正確さに関して表－１のような特徴がある。最近では、通信衛星の活用やマルチチャンネルアクセス方式等の新技術も導入されつつある。

住民に直接情報伝達できる手段としては、市町村防災行政無線が現状では最も正確に災害情報や指示命令の伝達をきめ細かく、かつ、短時間のうちに行うことができる。市町村防災行政無線の中には、車載の広報車のように移動系無線と屋外スピーカー、戸別受信機等からなる同報系無線がある。同報系無線のうち屋外スピーカ



図－１　情報伝達手段の種類

表－1　災害情報の伝達手段の比較

	市町村防災行政無線固定系（同報無線）	テレビ・ラジオ	サイレン・半鐘	広報車	有線放送電話有線テレビ	自主防災組織による伝達
伝達情報量（◎：大 ○：中 △：小）	(○) ・大量の情報の送信は可能であるが，内容の正確な聞きとりが困難になる。	(◎) ・音声，映像により大量の情報の伝達が可能である。	(△) ・信号による警報の伝達のみである。	(○) ・大量の情報の送信は可能であるが，聞きとりが困難である。	(◎) ・マスメディアと同様大量の情報の伝達が可能である。	(◎) ・人づてのため多くの情報は伝達不可
伝達速度（◎：速 △：遅）	(◎) ・一斉放送により即時に伝達が可能である。	(◎) ・即時に伝達が可能である。	(◎) ・即時に伝達が可能である。	(△) ・広報車が目的地に到着するまで，また周回のために時間を要する。	(◎) ・即時に伝達が可能である。	(△) ・市町村から自主防災組織へ，さらに自主防災から住民へ戸別に伝達するため時間を要す。
伝達の正確さ（◎：正確 ○：やや不正確）	(○) ・情報量や，環境条件により不正確になる可能性がある。	(◎) ・正確な伝達が可能	(◎) ・事前に信号の意味を周知徹底することにより，正確な伝達が可能	(○) ・情報量，環境条件の他に運行速度によっても不正確になる可能性がある。	(◎) ・マスメディアと同様，正確な伝達が可能である。	(○) ・人づてのため情報内容が変容する可能性がある ・正確な伝達なための訓練が必要
伝達範囲（◎：広 ○：中 △：狭）	(◎) ・設置箇所によるが，一応市町村全域に伝達可能 ・騒音，建物の密集による難聴地域がある。	(◎) ・受信機の普及により全域に伝達可能 ・住宅，事業所内への伝達が中心になる。	(◎) ・同報無線と同様であるが，信号であるため伝達範囲がやや広くなる。	(○) ・市町村全域を回ることは困難である。 ・走行ルート沿い以外の住民には聞こえにくい。	(△) ・端末設備のある施設，家庭に限られる。	(○) ・自主防災組織で掌握されている人に限られる。
地域性（◎：地区レベル ○：市町村レベル △：広域）	(◎) ・選択呼び出し機能によりある程度地区別の情報を伝達することが可能である。	(△) ・サービスエリアが大きく，エリア内の各市町村に対して地域性の高い情報を伝達することは困難である。	(△) ・信号であるため地域による差はない。	(◎) ・移動性により地区別に伝達内容を変えることが可能である。	(◎) ・自主放送を行っている施設では地域性の高い情報の伝達が可能である。	(◎) ・住民が必要とする，地区レベルの情報の伝達が可能である。
災害時の信頼性（◎：有 ○：無）	(◎) ・非常電源により，地震発生時も機能し得る。	(◎) ・トランジスタラジオの普及により地震発生時も機能し得る。	(◎) ・地震発生時も機能し得る。	(△) ・交通混乱により，地震予知段階においても利用できない場合がある。	(△) ・地震発生時は断線により利用できない場合がある。	(◎) ・人づてのため地震発生時も機能し得る。

一は聴取率がかなり低い場合があるのが問題で、ある災害では放送内容が理解できたのは全体の１２％弱に過ぎなかったという調査結果もある。[3] これは、スピーカーからの距離が遠かったり、周囲の地形、建物等に反響する等の音量、音源の問題と、さらに、豪雨や台風時には屋外拡声方式では雨や風の音に打ち消されて聞き取りにくいといったためである。高齢者になり、聴力の低下した場合には一層このような傾向が顕著になろう。

これに対して、戸別受信機は、過去の激甚な災害で極めて有効に機能している。例えば、昭和５８年７月の山陰水害における島根県三隅町では、2,900世帯中2,666世帯に戸別受信機が設置されており、町長自ら”非常事態宣言”を発し、「このたびの雨は、今までにない異常な雨です。よって、各地区、各集落において、速やかに安全な態勢をとってください！」との緊急連絡により、1,106世帯、3,017名が避難した。このため、大部分の家屋が大被害を受けたにもかかわらず、死者・行方不

明者は17名と全体の災害規模からみると小数の犠牲者で済んだ。[3)4)] さらに、昭和５８年５月の日本海中部地震では、津波により100名の死者・行方不明者を出したが、青森県鰺ケ沢町では、１２時１４分に仙台管区気象台から出された大津波警報を戸別受信機で１２時１５分に4,764世帯に流し、20,536人の住民中60.9%に相当する12,500人が避難した。

このように、戸別受信機は過去の災害時の情報伝達にきわめて重要な役割を果たしたが、この中には、高齢化社会における防災システムを考える上で以下のようないくつかの重要な鍵が含まれている。

1）災害時には、その危険性が当該避難者にとっていよいよどうにもならないくらい現実のものにならない限り、避難行動はとられにくい。避難行動をとった理由により、避難の仕方を分類すると、a）自分の判断にもとずく「自由判断型」，b）他人が避難するのを見て避難する「他人追従型」、c）危険がいよいよ身に迫り避難する「危険切迫型」、d）市町村等の指示に基づく「受指示型」、に分けられる。1923年の関東地震のように日中に起きた広域災害で、しかも大火災が発生したにもかかわらず、危険切迫型の避難者が全体の約1/3もいたという事実は、いかに人間が避難行動をとるために、「心の決断」を必要とするかを示している。

2）災害情報は各世帯に直接流されなければならない。切迫した状況下で短時間のうちに情報伝達するためには、やはり各世帯に直接情報を流すことが基本的に重要である。また、その情報は「～をしなさい」という指示情報でなければならない。

3）災害後に、情報がどの程度正しく住民に理解されていたかを調べると、情報のほんの一部だけを理解しただけであったり、楽観的な自分の見方で判断をした場合、反対にいたずらに不安感ばかりを募らせた場合、と災害情報が正しく理解されていない場合も多い。また、災害情報がくりかえして流された結果、情報慣れしたり、過去に誤報に接した経験があるため、災害情報をたいしたこととは受けとめないといった場合もある。さらに、住民の中で災害情報の受けとめ方に幅があると、流言が発生したりする場合が多い。

3．高齢者の特性と情報伝達及び避難の問題点

人は高齢化にともなって、生理機能の低下をもたらす。最も基本的な生理機能をまとめると表－２のようになり、聴力・視力の低下が入力機能の低下を、理解力・気力の低下が分析力の低下を、運動機能の低下が避難力の低下を、というように全ての面で防災性を弱くして行く。例えば、運動機能の低下という面をとってみると、表－３は国土庁による災害時の避難能力をしめしたものである[5]が、高齢者では1.5～2.0Ｋｍが歩行限界距離とされている。従って、高齢者に対しては、距離のある地点に避難拠点を設けたとしても有効に機能しないであろう。高齢者の中には寝たきり老人など自分で移動ができない場合が少なくない。従って、高齢者向けの搬送用具の開発、居住地に近いところに簡易な避難シェルターをつくったり、移動可能な応急救護ステーションを設けたりすることも考慮しなければならない。

表－２　高齢化に伴う生理機能の低下

機能による分類	機能低下の影響
聴力・視力の低下	情報摂取力の低下
理解力の低下(ボケ)	情報分析力の低下、行動への転換力の低下
気力の低下(ボケ)	行動への転換力の低下
運動機能の低下	行動力、避難能力の低下

表－３　災害時の避難能力

年　齢	歩行限界距離(km)
老人および子供	1.5～ 2.0km
男子14歳～20歳	5.0～ 7.0km
女子14歳～20歳	3.0～ 5.0km
男子21歳～30歳	10.0～15.0km
女子21歳～40歳	8.0～10.0km

次に重要なことは、こうした生理機能の低下が引き金となって、表－４に示すように種々の面でさらに高齢者の防災性を弱めて行く点である。[6]すなわち、高齢化し、生理機能が衰えると、活動範囲がせばまり、家族や地域のコミュニティ等との

表－４　生理機能の低下に伴う防災性の低下（6)に基づき作成）

タイプ	防災性の低下
家族・地域からの隔絶 （生活圏の減少）	情報摂取力、分析力、行動力の低下に伴い、コミュニケーションや行動がままならなくなる結果、家族や地域からアイソレーションされる。ひとり暮らしの老人世帯で、家族や地域から忘れ去られてしまっている場合が、典型的な例である。
居住環境面の防災性の低下	行動力の低下により、生活必需品を身のまわりに置くようになる。身の周りが過密化する結果、いざという場合の危険性が増大する。 また、家屋の修理もままならず、老朽住宅に居住する場合が増える。

コミュニケーションも円滑に行かなくなる結果、自然に自宅に閉じ込もりがちとなる。一人暮しの場合には、特に、この傾向が強いとされている。このような高齢者に対しては、かりに十分な情報伝達ができたとしても、避難行動をとるためには、まわりの介添者が必要とされよう。しかし、これは実際には非常に難しいことであろう。例えば、東京都が行った世論調査によると、日常的な交流がない高齢者に対して災害時にまわりから援助の手が差し伸べられるかとの質問に対して、約1/3ができそうにないと答えている。[6] 現状では、高齢者が生理的・精神的機能の低下にともない家族や社会・地域と遮断されるようになるにつれ、災害時に確実な避難援助が受けられないと考えるべきであろう。

高齢者が災害弱者となりやすいという傾向は、過去の災害でもはっきりと現れており、例えば昭和５７年の長崎豪雨災害におけるある地区の死亡率を年齢別（女性）に分類すると、２１～５０才台の死亡率が２０％程度であるのに対して、７１才以上になると４０％になっているという報告がある。[6] また、昭和５３年６月の宮城県沖地震では、宮城県内の死者２７名中、６０才以上の高齢者は１１名で全体の約４割をしめている。[7]

４．高齢者に対する情報伝達・避難システム

以上のような点を理解した上で、高齢者に対する情報伝達・避難システムを考え

てみよう。以下は、最新の情報処理機器と情報通信技術を利用して、災害発生から高齢者の避難までを支援するシステムの基本フレームを示したもので、4つのサブシステムから構成されている。

1）高齢者のデータベース・サブシステム

高齢者がどこにいるか、避難能力や移動支援用具・介添者の必要性、最寄りの避難場所及び避難ルート、想定される災害と被害状況等を調査し、これを高齢者マップとして、データベース化する。このような例としては、例えば、京都市消防局が昭和45年より、寝たきり老人のマップ作りを始め、訪問活動による消火指導に利用しているものがある。

2）災害情報の収集・処理システムの開発

災害発生の予報・警報、災害発生状況、被害の拡大予測、二次災害の危険性等に関する情報を速やかに収集し、処理できるシステムを構築する。高齢者を避難させるためには、一般住民とは異なったタイミング、避難路が必要とされることも予想されるため、一般住民を対象とするよりも、さらにきめ細かい災害予測が必要とされよう。

3）災害情報の伝達システムの開発

災害時に確実に機能し、少なくとも音声情報（できれば、画像情報も）の伝達が可能な災害情報伝達システムの構築。市町村から住民に対する一方向の情報伝達ではなく、住民から市町村に緊急事態の連絡ができる双方向システムが望ましい。メディアとしては、無線が望ましいが、光ファイバー、衛星通信等のニューメディアの利用も考えられる。このような例としては、例えば、埼玉県が進めている高齢者向けの無線ペンダントがある。これは、家庭用受発信器と無線ペンダントを高齢者宅におき、消防本部のパソコンと組み合わせた緊急時連絡システムで、これにより、高齢者から直ちに緊急情報が消防本部に入り、緊急対応が可能となる。また、高齢者にも理解されやすい情報伝達文章の検討、および、わかりやすい図、絵等の用意も必要であろう。さらに、高齢者の場合には、情報の理解に介添者の援助を必要とする場合もあるため、状況に応じて介添者を派遣できるシステムの検討も重要である。

4）避難誘導支援システムの開発

災害の種類、二次災害の危険性等を考慮しながら、高齢者を安全に避難させるために最適なタイミングと避難路、避難場所を選定するとともに、一人で避難できない場合の介添者の派遣等を支援するシステムである。また、高齢者の移動可能距離が限られるため、広域避難拠点よりも分散させた近距離のシェルター式避難施設の方が有効と考えられる。さらに、移動機能をなくした高齢者の容易な搬送方法（ハードを含む）の開発が必要とされよう。

高齢者に対する災害時の対策は、まだ、道のりが遠いと言わざるを得ないが、わが国が急速に高齢化しつつある現状から、できるところから対応を検討していくことが重要となろう。

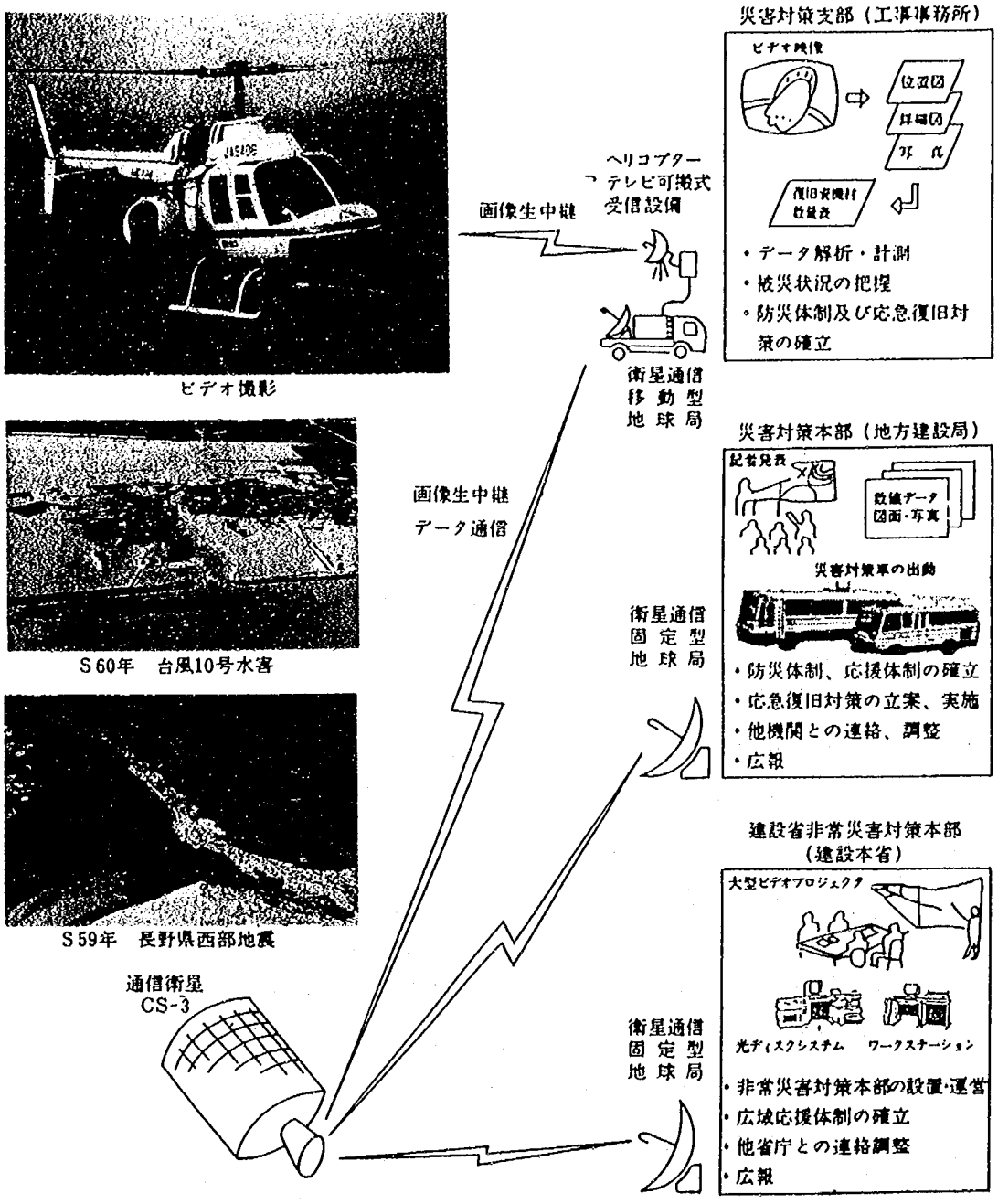
なお、建設省では、地震、水害、土砂災害等大規模な災害が発生した場合に被害の拡大防止や二次災害の防止あるいは被災した施設の速やかな復旧を円滑に図るためには、災害情報を速やかに収集し処理・伝達することが重要であることから、建設省総合技術開発プロジェクトの一環として、「災害情報システムの開発」を昭和６２年度～平成３年度の予定で実施している。この中では、近年進歩の著しいニューメディアやリモートセンシング等の先端技術も積極的に活用し、図－２に示すように次のような災害対策の確立に資することを目標としている。[8)]

1）バーズアイ情報収集体制　：　ヘリコプター、航空機等による空からの情報収集を行い、迅速な状況把握を可能とする。

2）オンライン災害対策体制　：　災害ごとの状況に基づき、最も適切な対策を時々刻々検討することにより、一体的な災害対策を行う。

3）マッピングデータベースサービス体制　：　マッピングデータベースに災害情報を付加して、防災用マッピングデータとしてサービスを行う。

ここでは、災害情報の提供先として、一義的には施設管理者を対象としているが、都市防災等では一部、住民に対する災害情報の伝達・避難等も検討されている。



図－2　建設省防災情報システム

参考文献

1）東京消防庁予防部：高齢者と火災、セキュリティ、Vol.152、昭和６３年

2）国土庁：防災白書、大蔵省印刷局、昭和６３年

3）（財）消防科学総合センター：地域防災データ総覧、－地震災害・火山災害編－、昭和５９年、－風水害・火災編－、昭和６０年

4）家田　保、川島一彦、大日方尚巳：深夜に災害が発生した場合の職員の招集実態－山陰水害の場合－、土木学会第４０回年次学術講演会、昭和６０年

5）国土庁による、文献6）から引用

6）宮崎益輝：高齢化社会における地域防災計画、都市計画、Vol.152、昭和６３年

7）片山恒雄：災害は進化しているか、第２０回生研講習会テキスト、昭和６３年

8）建設省国土地理院、土木研究所、建築研究所：災害情報システムの開発報告書、（その１）、（その２）、昭和６３年、平成元年

（耐震研究室）

共－9　地建の情報化を進める上でのヒント

（質問）

世の中は高度情報化社会へ移行していると言われている。地建としても情報化を進めている。今後情報化を進めるにあたって（1)地建としてのネットワーク，デジタル通信網の在り方(2)光ディスクによるＯＡ化の検討 等のテーマが検討課題となっている。

検討を進めて行く上でのヒントを御教示願いたい。

（企画部電算情報課）

（回答）

1．地建としてのネットワーク,デジタル通信網の在り方

今後、高度情報化社会への対応としては、各部局内のコンピュータネットワークによる総合的な情報処理システムが必要になると思われる。このような総合的システムを整備するためには、以下に示す項目の検討が必要である。

① 計算機システムによる処理業務の多重化

② ①に必要なコンピュータネットワークの構成

①については、現状の計算機システム（ネットワーク）において、どの様な業務を処理しているか。また、今後どの様な業務を付加させるか。さらに、各機能分担をどの様にすべきかの検討である。

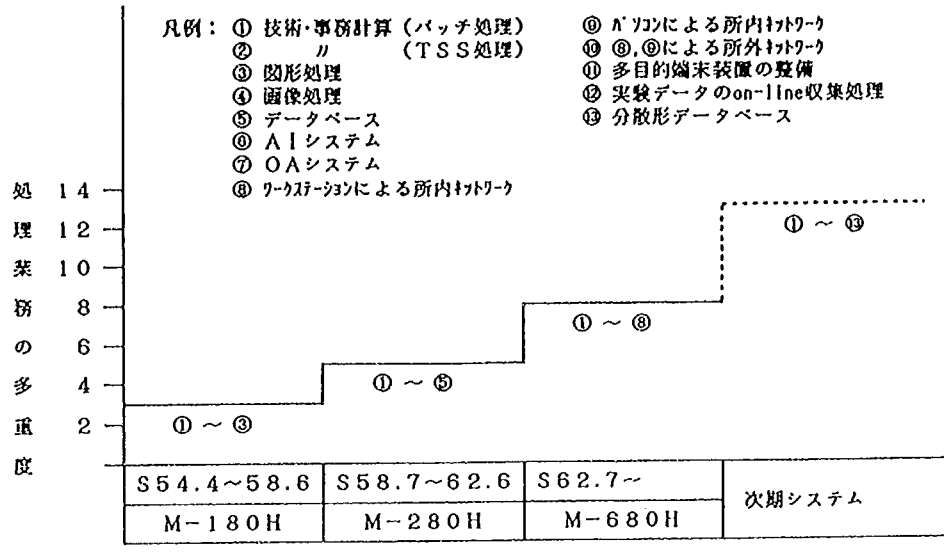
②は、①の計画を実現するためにどの様なコンピュータネットワークの構成が必要となるかを検討する。なお、コンピュータネットワークの構成を考える場合、データの種別（文字・数値，図形，画像等）を考慮した通信網の検討も必要となる。

以下に具体例として、土木研究所が進めている計算機システムのネットワーク化について紹介する。

1)計算機システムによる処理業務の多重化

土木研究所の大型汎用計算機システムは、つくば移転から現在に至るまで図－1に示すように処理業務が多重化してきている。今後、さらに多目的な業務を処理す

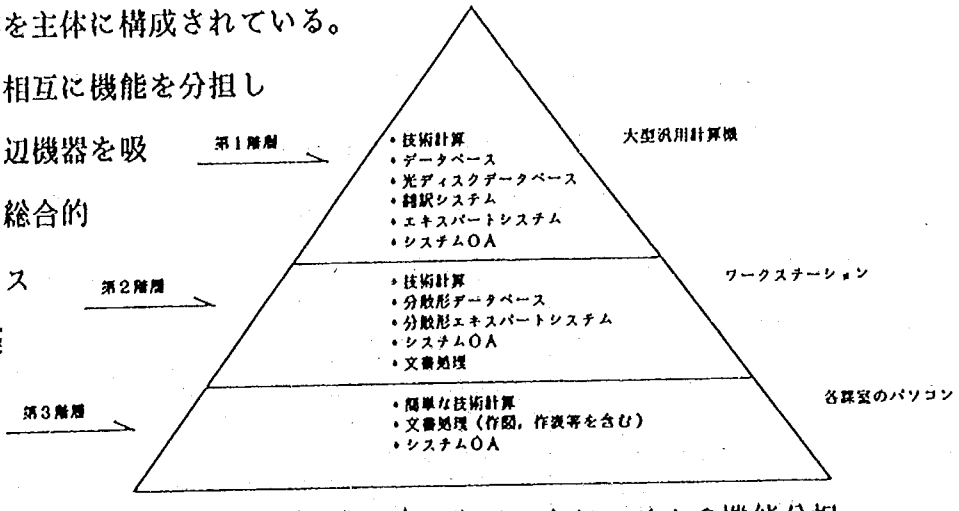
るためのシステム整備が必要とされてくる。



図－1　大型汎用計算機システムによる処理業務の多重化

そこで、土木研究所の大型汎用計算機システムを整備するために、図－2に示す総合的なオンラインネットワークシステムにおける機能分担を考えている。このネットワークシステムは、大型汎用計算機システムをメインフレームとした3つの階層構造により構成されている。

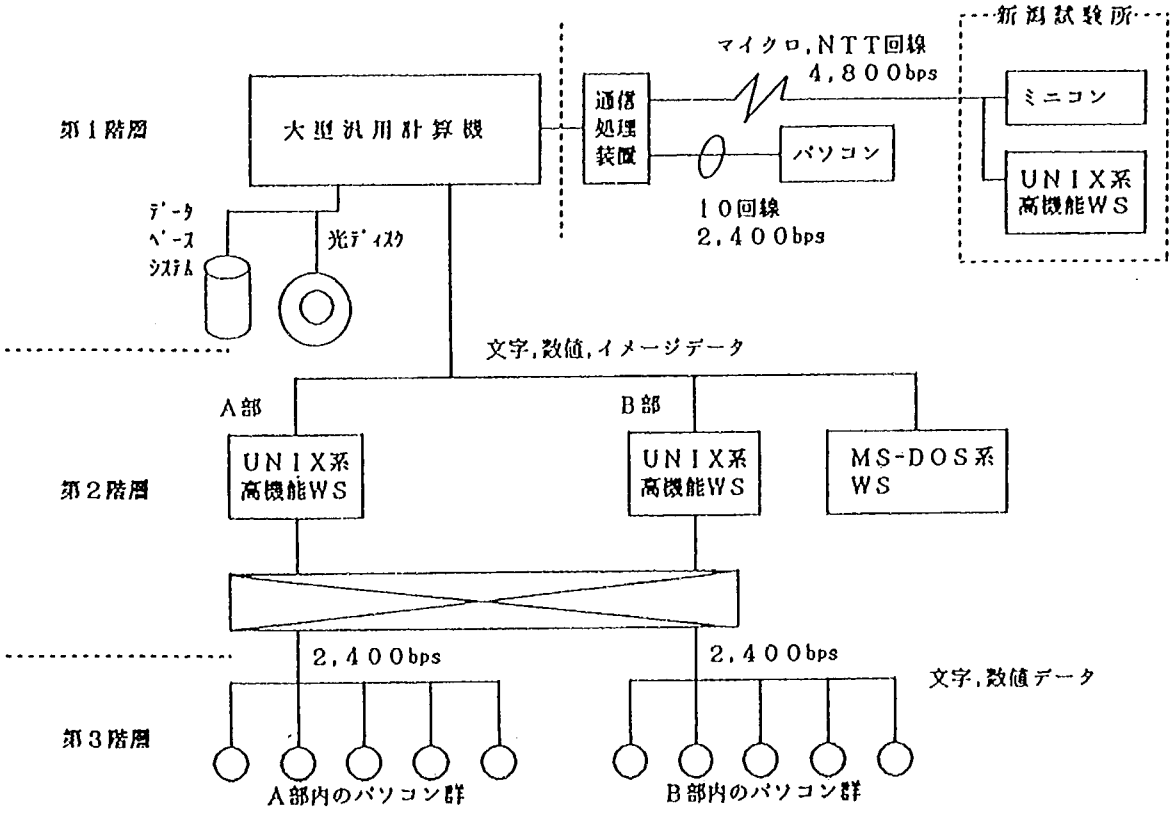
第1階層は大型汎用計算機，第2階層は高機能ワークステーション（32bit,UNIX系）とワークステーション（16bit,MS-DOS系），第3階層は各課室保有のパソコン群を主体に構成されている。これらは、相互に機能を分担し新技術の周辺機器を吸収しつつ、総合的な計算機システムを構築して行くことができる。



図－2　ネットワークシステムの機能分担

2)コンピュータシステムのネットワーク構成

1)を実現するためには、図－3に示すようなネットワーク構成が必要となる。図中取扱い可能なデータ種別として、第1及び第2階層については文字・数値，イメージデータを第3階層においては文字・数値データを主体に考えている。



図－3　ネットワークの構成

一方、新潟試験所との伝送回線は土木研究所～高田工事事務所間はマイクロ回線をその先はNTTの専用回線（D1回線）を使用して、伝送速度4,800bpsで運用している。現在、技術計算，データベース（文字・数値データ），電子メール等の処理が可能となっている。しかし、電子メール等に利用されるイメージデータを含んだ伝送の場合、現在の伝送速度では表－1に示すような伝

表－1　データ種別による伝送時間の比較

データ種別	データ量	用紙	ﾍﾟｰｼﾞ	伝送時間
文書のみ	約6KB	A4	1	約10秒
グラフ入り文書	約20KB	〃	〃	約33秒
画像・ｸﾞﾗﾌ入り文書	約30KB	〃	〃	約50秒

送能力である。

現在のアナログ回線では、伝送速度が現状の２倍の９，６００bpsで限界である。したがって、今後取扱うデータの大容量化等に対応して行くには、以下に示すような特徴を有するデジタル回線を用いて総合的な情報処理システムを構築することが必要不可欠となる。

① データ伝送の高速化，大容量化（画像伝送に効果大）が図れる

② 大型コンピュータ間のネットワーク化への対応が容易

③ ニューメディアへの対応が容易

④ 伝送回線の品質向上

２．光ディスクによるＯＡ化の検討

現在、光ディスク装置へのデータ格納方式には、大きく分けて次の３つの方式がある。

① 再生専用型

② 追記型

③ 書換え型

現在、最も普及している方式としては②の追記型である。また、③の書換え型も一部で開発されている。

また、光ディスクを利用する場合のシステムとしては、大きく分けて次の３つの構成が考えられる。

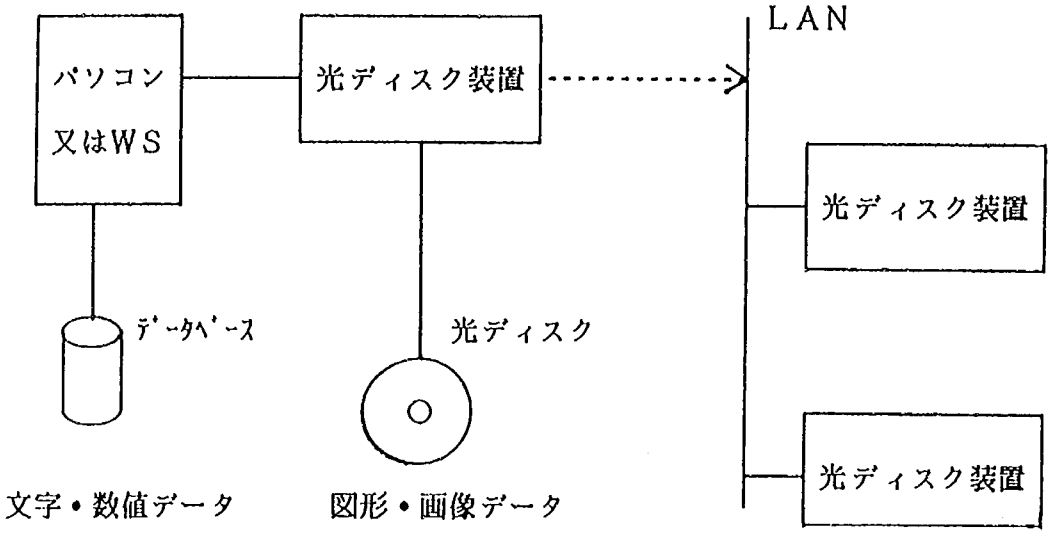
① 光ディスク装置単体システム

② 光ディスク装置とＷＳ，ＰＣの接続システム

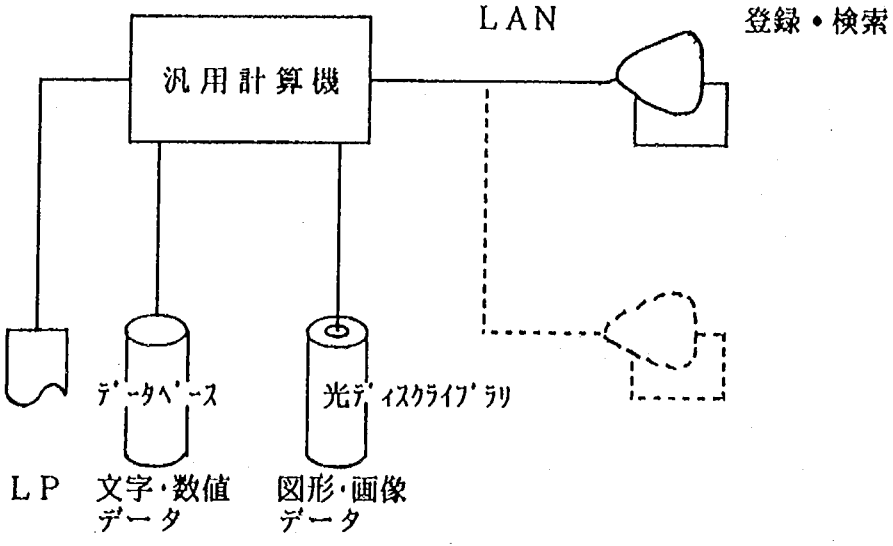
③ 光ディスク装置と汎用計算機の接続システム

①の光ディスク装置の単体では、新聞記事や文書等の情報を容易に蓄積し検索が手軽に行える。しかし、文字・数値情報はあくまでタイトルの管理を主体としたファイルとなっているので、集計・統計等の処理は弱点となっている。そこで、ＯＡ

システムにおいても集計・統計等の処理を容易に行うためにリレーショナル型のデータベースを作成する必要がある。このため、光ディスク装置をさらに利用しやすくするため、各種ＬＡＮ方式を取り入れた②及び③のシステムとして図－４及び図－５に示す構成が考えられる。



図－４　光ディスク装置とＷＳ・ＰＣの接続システム



図－５　光ディスク装置と汎用計算機の接続システム

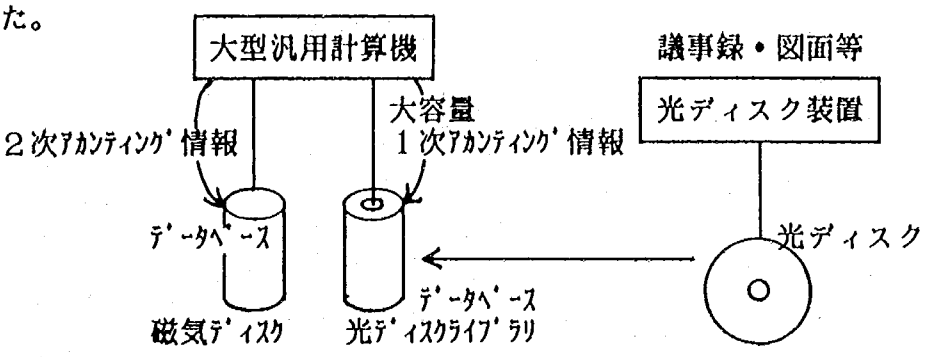
図－４の構成は①の利用システムを高度化したもので、集計・統計等の処理に威力を発揮する。これは、文字・数値データをワークステーションあるいはパソコンにデータベース化し、検索機能を強化している。検索結果に関連する図形・画像データ等を光ディスク装置にコマ番号を転送して自動検索するシステムである。

図－５の構成は②の利用システムをさらに高度化したもので、光ディスク装置を従来の磁気ディスク装置と全く同じ様に扱い、データやプログラムの蓄積と実行，計算結果の蓄積等を行うことが出来る。

しかし、現在の光ディスク装置に関わる技術は、書換え型はまだ開発段階であり追記型が主流である。また、磁気ディスクに比べ光ディスクはアクセス時間が約10倍程度かかること等を考慮すると当面は、恒久的な情報の蓄積を主体とした処理にむいていると言える。

③の利用システムの１例として土木研究所が行っている電算情報の管理システムについて紹介する。

土木研究所では、昭和５４年度より電子計算機の稼働状況を把握するために、月毎のジョブ件数やＣＰＵ使用時間等電子計算機の稼働状況に関わる多くの資料を作成している。以前は、これらの資料は書類と磁気テープにより保管していたため、必要な情報を検索，集計等する場合に多くの時間を必要とすることや保管場所の確保や管理・利用面で問題があった。そこで、図－６に示すシステムにより情報のデータベース化を行うことにより、電子計算機の稼働状況に関わる情報の即時検索を可能とした。



図－６　電算情報の管理システム

各種情報のデータベース化の手順は、以下に示す通りである。

① 大型汎用計算機より出力される大容量の１次アカンティング情報（生の数値情報）を光ディスクに蓄積する。

② １次アカンティング情報から使用頻度の高い情報（２次アカンティング情報）を編集し、磁気ディスクにベータベース化する。

③ 稼働状況の管理上必要な議事録等文書類を光ディスク装置から画像情報として光ディスクに登録し、光ディスクライブラリに収納する。

以上の各作業は、③についてのみ人手を介しているが①及び②については自動化し省力化を図っている。

（システム課）

共－10　幅の大きい躯体の乾燥収縮目地の施工方法

（質問）

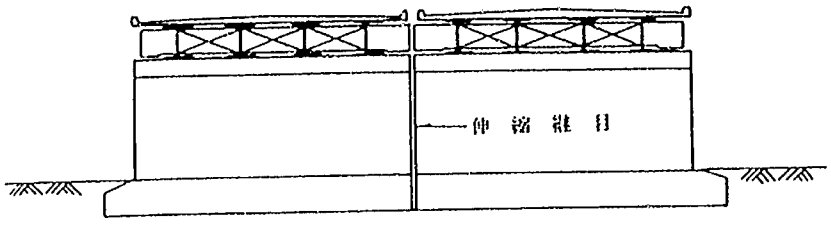
躯体幅が大きい場合、道路橋示方書等では「躯体表面にＶ形の切れ目を持つ目地を設けるのがよい。この継目で鉄筋を切ってはならない」となっているが当事務所ではその箇所に亀裂が入りにくいと聞いているため完全に鉄筋を切った形で施工し、その間に止水のための弾性材料を詰めている。道路橋示方書の通り鉄筋を切ってはいけないのか、鉄筋を切ってよいのか御教示願いたい。

（松山工事事務所）

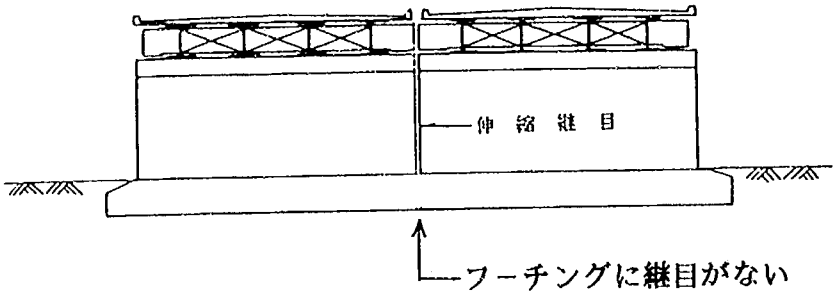
（回答）

コンクリート構造物は、乾燥収縮のほか水和熱や外気温などによる温度変化に伴う変形が拘束されるとひびわれが発生することがある。とくに幅の大きい構造物は、水和熱による温度によるひびわれが生じ易い。温度、収縮ひびわれを防止するためには、構造物の連続性を切る目的で継目を設けるのが最も効果がある。しかし、継目を設けるとその目地が大きくずれたりする心配があるため、鉄筋を連続させたままで所定の間隔で断面欠損部を設けておくひびわれ誘発目地を設ける方法がよくとられている。ただし、この方法では目地部にうまくひびわれを誘発しても、ひびわれが大きく開かないので大きな収縮があると目地以外の箇所でもひびわれが発生する場合がある。道路橋の場合には目地以外の部分にひびわれの発生することの影響と継目の大きな動きによる弊害の両方を勘案して、多少ひびわれは発生し易いが、動きの小さい誘発目地を設けているものと考えられる。したがって、目地の動きが構造物に害を及ぼさないものは継目を設けてもよい（図－１参照）。

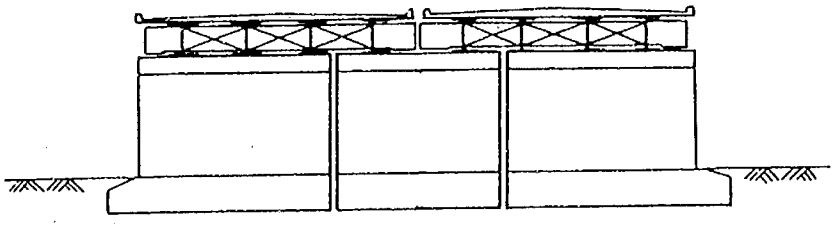
図－１の（ａ）は、上り線と下り線で独立した橋台と考えられるため、継目を設けてもよい例である。（ｂ）、（ｃ）は、継目を設けてはならない例である。（ｂ）は、フーチングにひびわれを生じる可能性がある。（ｃ）は、上部工の動きが異なるためである。



（ａ）継目を設けてもよい場合



（ｂ）継目を設けてはならない場合



（ｃ）継目を設けてはならない場合

図－１　鉄筋を切って継目を設けてもよい例（橋台）

（コンクリート研究室）

共－11　コンクリートの着色

（質問）

最近、環境に対する意見が多くなってきている。そこで、コンクリート構造物が景観に馴染むよう、コンクリートを着色することについて、染料、配合上の問題、強度との関連、長期的な色彩の変化など、最近の技術動向を踏まえて御教示願いたい。

（中筋川ダム工事事務所）

（回答）

コンクリート構造物の着色方法として、大きく２つに分けると、（１）着色セメントを用い、コンクリートそのものの色調を変化させる、（２）通常のコンクリート構造物について、表面の塗装を行う、の２つの方法が考えられる。

着色セメントとする場合、一般には、コンクリート練り混ぜ時に、白色セメントに着色材を混合して製造するか、工場で製造された着色セメントを購入することとなる。着色材として用いられる顔料の満たすべき条件は次のようなことである。

・耐アルカリ性、・耐光性、・耐候性、・コンクリート強度の低下を起こさない

顔料の種類により、上記の各項目に対してどの程度の性能が得られるかについては、現在十分なデータが発表されておらず、実際の使用に当たっては試験を行うことが望ましい。

次に、着色セメントを用いたコンクリートを施工する際に注意すべき点を列挙すると次の通りとなる。

・舗装や流水にあたるコンクリートのように、表面が常に磨かれているものはよいが一般のコンクリートは、コンクリート表面に発生するエフロレッセンス（白華とも呼ばれている。）により、色が次第に白っぽくなったり、場合によっては、真っ白に変わってしまうことがある。また、コンクリートが乾いているときと、ぬれているときで色合いが異なる場合がある。エフロレッセンスを防止する方法には、撥水剤をコンクリート表面に塗る等の方法もあるが、長期にわたって性能

を維持するものはまだない。従って、色合いを保つためには撥水剤の再塗装などの維持管理が必要である。

• 顔料は微粉末なため、単位水量が増加しやすい。また、顔料が増えるほど、フレッシュコンクリートの粘性が増加し細骨材率を調節する必要がある。

• ミキサーで着色材を混ぜる場合、練り混ぜが不完全であると、色むらが生じるので、十分な練り混ぜが必要である。

• 型枠の表面に錆、汚れなどがある場合、カラーコンクリートの表面が汚れるので注意が必要となる。また、型枠剝離材の種類によって、カラーコンクリートの表面の仕上がりに悪影響を及ぼす可能性がある。

着色セメントは、主として工場製品（カラーコンクリートブロックなど）等で用いられているのが現状である。

塗り替えは必要になるが、塗装による着色は色彩が確実であり、また、コンクリート耐久性向上の点からも好ましい。塗装による場合、塗料の選定に当たっては、特に耐アルカリ性に注意する必要がある。飛来塩分によるコンクリート構造物の塩害の防止策も兼ね備えた塗装とする場合には、施工方法は道路橋示方書塩害対策指針（案）に従うのがよい。すり減りや、塗膜が傷つく恐れがある場合の着色方法としては、コンクリートに直接着色する方がよいのはいうまでもない。

参考文献

新コンクリート用混和材料 • 技術と市場；シーエムシー

西岡思郎；講座、カラーセメント、油井 • 地熱セメント；コンクリート工学、VOL. 24,NO.1,1986

道路橋示方書塩害対策指針（案）

（コンクリート研究室）

共－12　コンクリート構造物のひびわれの影響

（質問）

ひびわれが発生したとき従来外観上、皆無となるよう、目地詰め等の補修をしてきたが、構造物種別、箇所等によっては、ひびわれが進行し、補修ができないものもある。

そこで、構造物種別（例記）と箇所及びひびわれの程度（率）等によっては、構造物の安全上、許容でき、補修の必要がないものもあると思われるが、その研究がなされていれば御教示願いたい。

（例記）鉄筋コンクリート・橋梁床版（連続単純）
・函渠（人道）（頂版）
・擁壁（横断、縦断）
無筋コンクリート・擁壁（横断、縦断）

（四国技術事務所）

（回答）

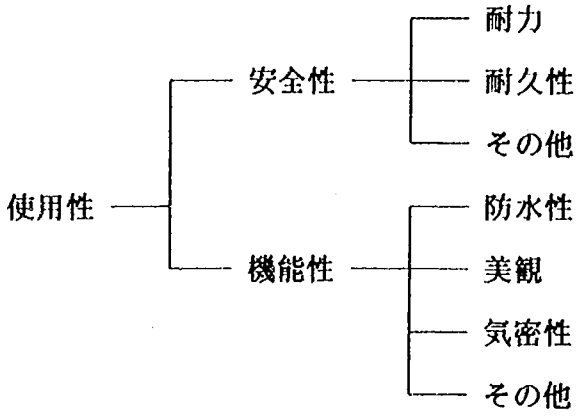
コンクリート構造物のひびわれの原因の解明、補修の要否を判定するには、多くのデータが必要である。原因の解明には、ひびわれの発生位置、形状、大きさ（ひびわれ幅、長さ、深さ、密度など）、発生時期、施工方法や設計図書などが必要となる。また、補修の要否の判定には、構造物の使用性（図－１参照）、設置されている環境状態などがわからなければ判断できない。質問のように一般的にひびわれ補修の要否を判定することは、具体的には説明しにくいので文献１）、２）などを参照し、判断されたい。

ここでは、一般的な対応についてふれておく。

① ひびわれ位置の鉄筋応力度について設計上問題がないかどうか、過大な荷重がかかっていないかを検討する。主鉄筋の応力度が過大になったために発生したひびわれは補強するか荷重を低減しなければならない。

② 沿岸構造物など環境の厳しいところに位置している構造物に生じたひびわれは、0.2～0.3㎜以上のひびわれ幅であれば鉄筋が腐食しないように補修しなければならない。

③ 貫通したひびわれは、漏水しないように補修しなければならない。



図－1　構造物の使用性

<参考文献>

1）日本コンクリート工学協会：コンクリートのひびわれ調査・補修指針、1980

2）コンクリート構造物の補修ハンドブック、技報堂出版、1978

（コンクリート研究室）

共－13　建設工事の施工に伴い生じたコンクリートの破片の処理

（質問）

建設工事の施工に伴い発生する廃棄物の処理は、その内容によって適正に処理することが法律によって義務づけられているが、コンクリートの破片については「土地造成の目的となる土砂に準ずるもの」として取り扱えるのかどうか、明確な区分があれば廃材の所有者に対する指導も行い易くなることから御教示願いたい。

（愛媛県土木部）

（回答）

建設工事の施工に伴って発生するコンクリート廃材等は、「廃棄物の処理及び清掃に関する法律」（以下、法律）によって「建設廃材」とされ、法律にもとづいた処理を行わなければならないとされている。一方、砂や砂利などの廃棄物は「残土」とされ、一般には法律は適用されずに処理されている。

コンクリート廃材を土砂に準ずるものとして取り扱えるかどうかは、「土砂に準ずるもの」とされているだけで、その判断も「社会通念上、有償売却できるもの」だけである。したがって、コンクリート廃材が単なる廃材なのか、利用を目的とした建設廃材なのかは処理の程度や方法ではなく、使用する目的があってそこに保管してあるのか、あるいは保管に名を借りて放置してあるのかで分けられると考えられる。

このような考え方を示した例では「コンクリート破片を土地造成に利用する目的で、粒度調整等の中間処理をし、附加価値を高めたとしても、そのものを有償売却できず、また、占有者自らも土地造成に利用できないで、他人に不用物として、処分料金を支払って処分を委託した場合には産業廃棄物とみなされる」（「建設廃材の取り扱いについて」環産第２号、昭和５５年１月３０日）という記述がある。

いずれにしても、コンクリート廃材の取り扱いについては個々のケース（廃材の処理程度、処分地等）に応じて関係機関と調整、確認を行うことが必要といえる。

なお、コンクリート廃材も路体盛土や舗装路盤、護岸根固め等の他、表－１のような利用法も考えられるが、こうした利用を行うことを主張するならば、コンクリート廃材を粗割りしたり必要に応じて粒度を調整するなどの処理を行っておくこと、あるいはそのような処理を行えるように区分けをしたり、整理をしておくことが必要と言える。

建設省においても、コンクリート廃材の増加と骨材資源の確保という点からコンクリート廃材から得られる再生骨材の利用技術の開発を「建設事業への廃棄物利用技術の開発」（建設省総合技術開発プロジェクト）において行った経緯があり、成果としてまとめられていることも参考までに記しておく。

（コンクリート研究室）

表－１　コンクリート再生材の有効利用方法

利用形態	形状	用途	製造方法ならびに利用方法
コンクリート部材利用	塊状	魚礁・敷石等	(製造方法) 原コンクリート構造物を部材切断する。 (利用方法) 部材の特徴を生かすことにより、再利用するものであり、桁、柱部は端部を切断し、そのまま魚礁として再利用、薄い部材では、切断加工のうえ、敷石等への利用が考えられる。
コンクリート小割利用	ブロック状	割石、床固め材等	(製造方法) 原コンクリートを30～50㎝程度に小割する。 (利用方法) とりこわし材を小割する程度で、割栗石、床固め材等の利用が可能である。
コンクリート破砕骨材利用	粗割材	道路用材料（埋戻し材、路盤材等）	(製造方法) 前述に同じ (利用方法) 破砕材料をそのまま利用するものであり、道路用に利用。 ①埋戻し材、切込材、②路盤材、路体材、③その他、不良土と破砕骨材と混合攪拌のうえ、流用土として利用する等の方法が考えられる。
	粗骨材	アスファルト用骨材	(製造方法) 前述に同じ (利用方法) コンクリート破砕後の粗骨材をアスファルト用骨材として利用する。
		コンクリート用骨材 (1)	(製造方法) 原コンクリートを小割のうえ、クラッシャ、シュレッダ等の破砕機械により破砕する。 (利用方法) 5㎜以上の粗骨材として再利用するものである。
	細骨材	コンクリート用骨材 (2)	(製造方法) 前述に同じ (利用方法) コンクリート破砕後の細骨材をコンクリートおよび工場製品の材料として利用する。
	微粉末	地盤改良	(製造方法) 上記の粗骨材と細骨材を製造する際の二次廃材 (利用方法) 深層混合処理等に利用する。

共－14　小型樋門のプレキャスト化

（質問）

堤防開削期間の短縮、堤体の圧密沈下などにより発生する樋門底版下の空洞現象に対処するため地盤沈下に対して追従する可撓性を確保する目的で、プレキャスト樋門の検討を行っているが、設計施工方法に関する留意点について御教示願いたい。

（四国技術事務所、河川部河川工事課）

（回答）

近年、樋門底版下の空洞現象に対処するためプレキャスト製ボックスカルバートを、ゴム製などのジョイントでつなぎ合わせるタイプの構造物が検討されている。この問題については、現在、（財）国土開発技術研究センターで審議中である。正式な報告が出た場合には、それによっていただきたい。それまでは、個々に検討して対応していただきたい。ここでは、可撓性を確保する目的でプレキャストコンクリートブロックを用いた樋門について留意すべき点は次のようなことである。

①縦断方向のたわみが地盤沈下量に追従できること。

②たわみにより継ぎ手部分からの漏水がないこと。

③縦方向にＰＣ鋼材や鉄筋でつなげてあること。

④プレキャストブロックは、従来の現場打ちＲＣ部材の場合よりもコンクリートの品質がよいので、かぶりはある程度薄くできるが、極端な薄いかぶりとしないこと。

以上の項目についての確認が必要となる。

（コンクリート研究室、基礎研究室、土質研究室）

共－15　モルタル吹付け、コンクリート吹付けにおけるクラック

（質問）

モルタル吹付け、コンクリート吹付けの施工において、吹付け材の収縮、膨張によるクラックが発生しやすい。特に初期硬化の収縮によるヘアークラックは避けられず、過去会計検査等において論議の対象となっている。本県は本来吹付け工のヘアークラックは避けられず、そのクラックにより表面雨水が進入し、背後の地山に対し風化の助長、地山の吸い出し、背面水圧の増大へと進行し、壁体の崩壊につながらないと想定される場合は対策の必要なしと判断しているが、その基準（クラックの幅、長さ、量、方向、クラック線上の凸凹のくいちがい等）がない。また、その考え方が不明でありご教示願いたい。また、ひびわれ防止法としての目地材の使用と養生剤の散布、補修方法としての背面へのグラウトの注入、等の効果と使用方法についてもご教示願いたい。

（香川県土木部）

（回答）

吹付けコンクリートは、通常薄い面状に施工され、目地も設けられない。しかも、法面施工では吹付け後十分な湿潤養生をすることが難しく、供用中は気象変化をまともに受ける。このため、全くひびわれを生じさせないということは極めて難しいことである。

ひびわれの生じる原因としてはいくつか考えられる。材料面から見ると、セメントの硬化収縮、乾燥収縮がある。水量が増すと、乾燥収縮量が増え、ひびわれが生じやすくなる。外的要因としては、まず気象作用として、温度変化による収縮ひびわれやコンクリート凍結による膨張性ひびわれ、地山の凍結による押し出しなどがある。次に外力として、地山の変位によるものや、樹木の根によるものなどがある。

法面の吹付けコンクリートは地山の風化防止のために用いられるものであり、こうしたひびわれが生じても、大きなひびわれでなければ、コンクリートが地山に密着している限り、特に問題はないだろう。また、法枠の場合には鉄筋コンクリートの設計

がされているため、吹付けのひびわれは直接は構造物の耐力に影響を及ぼさない。

さて、吹付けコンクリートのひびわれが生じた場合の対処であるが、現在のところ、どの程度の幅以上になったら補修するかなどに関する基準を示すのは困難であるし、効果的な補修方法も確立されていない。著しく幅の広いひびわれが生じ、明らかにコンクリートが浮いている場合には、浮いている部分のコンクリートははつりとるのがよいであろう。異常に大きなひびわれでは、地山側に問題がないかどうかも含めて、原因を解明することは重要である。質問中に示された背面へのグラウト注入による補修については、基本的にはグラウトは地山を固めるためのもので、吹付けコンクリートのひびわれ補修のためにグラウトした場合、その必要性と効果には疑問がある。不用意に圧力をかけてグラウトすると、浮いたコンクリートをさらに剝離させかねなし、ひびわれを埋めるだけのものでも施工時期等を考慮にいれないと、コンクリートを剝離させるような応力を発生させかねない等、よほど注意深く施工しないと補修効果を得られないだけでなく、逆効果になりかねない。

ひびわれ防止に、ご指摘のように目地材を入れる方法も考えられるが、吹付けコンクリートは地山に密着してこそ効果があり、しかも地山は凸凹を有しているため、薄い吹付けでは思った程効果はあがらないだろう。また目地材そのものも、過酷な気象条件下で、長期的に耐久性を有するものは多くないし、吹付けの施工が著しく煩雑になる。

吹付け後の養生を改善すると、ひびわれを低減する効果はあると考えられる。吹付け後、しばらくの間は乾燥しないようにし、湿潤状態に保ちたいものである。方法としては散水、シートによる覆い、養生剤の散布などが考えられる。養生剤によるものは、白舗装のように平坦性が良好な場合と異なり、吹付け面に凸凹が多いことなどにより、その使用量が増したりもして、直射日光が当たると効果が減るので、その使用にあたっては十分な検討と配慮が必要である。

この他にひびわれを減らすためには、気温が高いときや、著しく低いときの施工を避ける、直射日光や風の影響を考えて施工する、などの配慮も必要である。また地山との付着をよくするために、地山面の清掃を十分に行うなども必要である。

鉄網などを入れるとひびわれ分散効果がある。どうしても幅の広いひびわれを入れたくない場合には有効な手段だが、吹付けの施工は多少難しくなる。また外力に対抗する必要があるときには鋼繊維入りの吹付けが行われる。高価ではあるが、丈夫であるとともに、非常にひびわれが生じにくいものとなる。

（コンクリート研究室）

共－16　アンカー付法枠工の設計

（質問）

アンカー付法枠工の設計について、以下の２点について御教示願いたい。

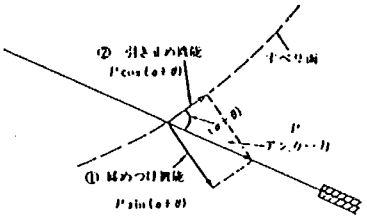
① アンカー付法枠工における必要アンカー力として、締めつけ力と引き止め力の考え方があるが、設計にあたってこれらの適用区分をどのようにすればよいか。

② アンカーの定着深度の考え方について。

（富郷ダム工事事務所）

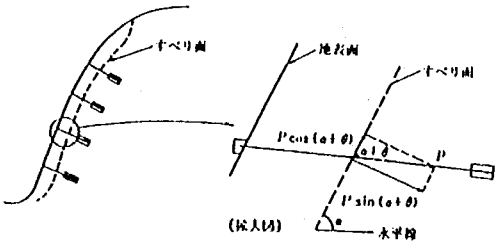
（回答）

① アンカー工には図－１に示すように締めつけ機能と引き止め機能があるが、これらの機能が同時に発揮されるかどうか明らかではないため、現状では安全側を考えてどちらか一方の機能のみを考慮して設計に反映させることが多い。



図－１　アンカー工の２つの機能

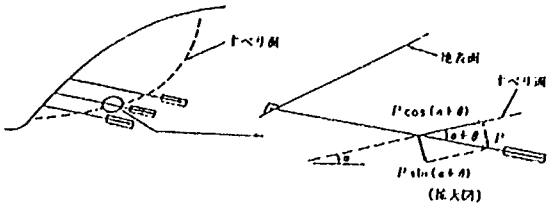
例えば想定されるすべり面の勾配が急で、その位置が浅い場合には、図－２に示すようにアンカーの打設角がすべり面に直角に近くなるため、締めつけ機能を期待したアンカーとする場合が多い。このような場合、引き止め機能である$P\cos(\alpha+\theta)$は小さくなるため、安全側を考慮してこれを無視する場合が多い。



図－２　締めつけ機能を期待する場合
（すべり面の勾配が急な場合）

一方、すべり面の勾配が緩やかで、その位置が深い場合には、図－３に示す

ようにアンカーの打設角がすべり面に平行に近くなるため引き止め機能を期待したアンカーとする場合が多い。このような場合、締めつけ機能であるPsin(α＋θ)tanφ は小さくなるため、安全側をとってこれを無視する場合が多い。



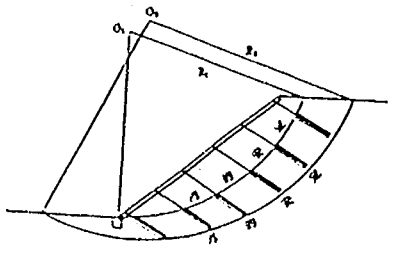
図－3　引き止め機能を期待する場合
（すべり面の勾配がゆるい場合）

一般に、すべり面勾配が急で想定すべり層厚の薄い法面保護のアンカーの場合には、締めつけ機能を期待するためにアンカー耐力の 100%を初期緊張力として採用する場合が多い。

② 想定すべり面からアンカー定着部までの長さは、次のような要素から決定する。

i)斜面の全体的な安定の検討

図－4に示すように、斜面の全体的な安定のためには、想定すべり面（内的安定）のみではなく、アンカー体先端付近を通るすべり面をさらに想定して安定解析を行う必要がある（外的安定）。この外的安定に関する斜面の安全率は内的安定計算で得られた値以上とならなければならない。



図－4　斜面の外的安定の検討

ii)アンカー引張り材自由長

アンカー引張材の自由長部は、地山に有効プレストレスを与えるため、また、そのプレストレスがクリープによって減少することを少なくするため、さらに、定着部または地盤に小さな変位が生じてもアンカーの緊張荷重が大

きく変化しないようにすること等のために設けられる。海外の基準では4.0m程度は必要であるとしている。

iii)アンカーのグループ効果

アンカーを非常に近接して打設し同時に引き抜けば、単独に打設したアンカーに比べてその1本当たりの極限引抜力は低下する。したがって止むを得ず接近して打設する場合には現地において引抜試験を行ったり、より深い位置にアンカー体を定着させることが望ましい。

iv)アンカー体の土かぶり厚

アンカー体の定着基盤と斜面の表面間の土層の厚さが薄い場合（すなわちアンカー体定着基盤の深さが浅い場合）にはアンカー体は定着基盤の表面よりさらに深く（一般にはアンカー体径Dの20倍以上）設置することが望ましい。

以上のような項目のほか、施工性、工費等を考慮して最終的なアンカー体定着位置を決定する。

<参考文献>

- （社）日本道路協会：道路土工　のり面工・斜面安定工指針、昭和61年
- （社）全国治水砂防協会：斜面崩壊防止工事の設計と実例、昭和62年

（地すべり研究室）

共－17　プレキャストボックスカルバートの縦締め

（質問）

プレキャストボックスカルバートの施工において、延長が長い場合には縦締めが必要になる。プレキャストボックスカルバートについては各種製品があるが、ＰＣボックスカルバート道路埋設指針以外の製品については、縦締めの設計・施工法の指針がなく、支障をきたしているので、ご教示願いたい。

（愛媛県土木部）

（回答）

プレキャストボックスカルバートの特徴は、工場でカルバートを製造して現場で敷設していくために、現場作業の省力化が図られ、また工期が短縮されることにある。しかしながら、工場で製造したものを現場に輸送するために、重量と１ボックスの長さが制限される。このために、継手が多くなる構造となるので、継手部の開きや段落ちのおそれがあり、水路ボックスの場合は漏水のおそれもある。

プレキャストボックスカルバートには、ＰＣボックスカルバートとＲＣボックスカルバートがあるが、縦締めに関して現行の設計法では多少の相違がある。すなわち、ＰＣボックスカルバートでは、施工時のボックスの連結と完成後の継ぎ手部の開きを防止することを目的として、ＰＣボックスカルバート道路埋設指針のなかでは下記に示すような考え方をもとにして設計を行っている。

①　施工時の検討

縦締めにおけるＰＣ鋼棒と緊張力の算定は、施工時において緊張させながらブロックを連結させていく際に、ブロックと基礎コンクリートの摩擦抵抗に対して、これに打ち勝ってブロックが移動できうる緊張力が必要である。すなわち、ＰＣボックスカルバートの製品ブロック１個当たりの重量Ｗ、ＰＣボックスカルバートと基礎コンクリートの摩擦係数$\mu=1.0$（通常は$\mu=0.6$程度であるが、安全を考慮して）とするとき、図－１のような３個の製品を緊結施工する場合の摩擦力ｆは次のように表される。

$$f = \mu \cdot W \cdot n \qquad (1)$$

次に、初期緊張は底版のＰＣ鋼棒を２本同時に緊結させるので、このときのＰＣ鋼棒１本の緊張力をP_tとすると、緊張力が摩擦力より大きくならなければならない。

$$f < 2 \cdot P_t \qquad (2)$$

（１）式、（２）式に$\mu = 1.0$、$n = 3$を代入すると、

$$W < \frac{2}{3} \cdot P_t \qquad (3)$$

となり、ＰＣ鋼棒に対する緊結可能最大製品荷重は

$$W < \frac{2}{3} \cdot \sigma_{pt} \cdot A_p \qquad (4)$$

σ_{pt}＝ＰＣ鋼棒の許容応力

A_p＝ＰＣ鋼棒の断面積

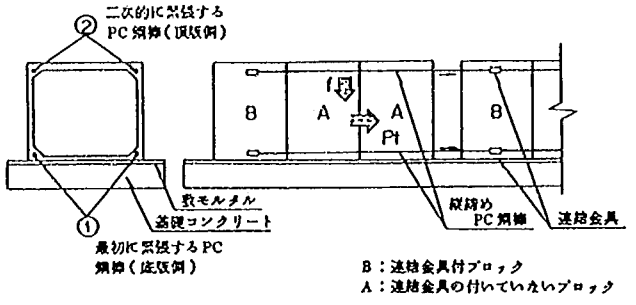
となる。ここで、ＰＣ鋼棒（SBPR 80/95）$\phi = 13$mmを使用するとき、$\sigma_{pt} = 6650$ kgf/cm^2、$A_p = 1.327$ cm^{2}を代入すると$W < 5883$kg、またＰＣ鋼棒（SBPR 80/95）$\phi = 17$mmを使用するとき、$\sigma_{pt} = 6650$kgf/cm^2、$A_p = 2.270$ cm^{2}を代入すると$W < 10064$kg となり、それぞれのＰＣ鋼棒を用いたときの施工できる製品重量が算定できる。

②完成後の継手部の漏水の検討

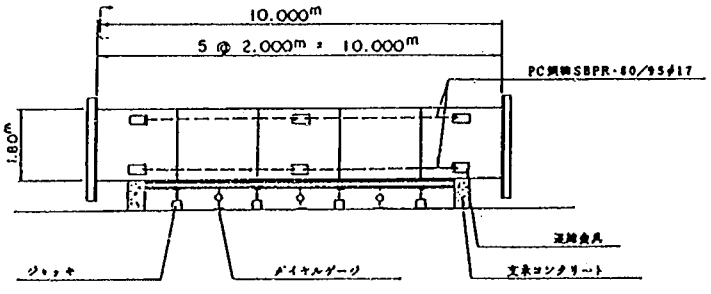
ボックスカルバートの不同沈下によって、ボックスの継手部が開き、漏水することが懸念される。施工に際しては、不同沈下が生じないように基礎の形状、施工方法を適切に選定することが重要である。

不同沈下が生じたときの継手部の漏水については、現段階では提示できる設計法はないが、財団法人国土開発技術研究センターにおける縦締め連結および漏水試験を実施して、地盤が不同沈下した場合の継手からの漏水の有無を検討している。図－２に示すように、ＰＣ鋼棒で緊結したＰＣボックスカルバート（カルバート内は満水状態）を油圧ジャッキの上に配して、ジャッキの油圧を低下することで不等沈下を再現している。縦方向のプレストレスは、ＰＣ鋼棒（SBPR 80/95

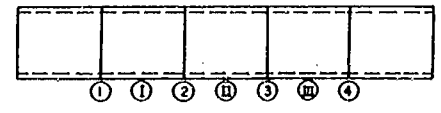
）φ＝17㎜４本を使用して、緊張力Ｐ＝60ton を導入している。図－３はＰＣボックスカルバートのたわみを示したものであるが、最大1.29㎜たわみが生じている。さらに、ジャッキ圧力をあげて、部材を復元し、内水圧0.5kg/cm² で漏水の有無を確認している。この結果、不同沈下時および内水圧を加圧したときの漏水は認められなかったので、ある程度の不同沈下に対しては対応できるとしている。



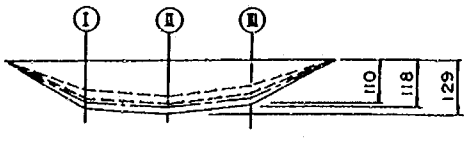
図－１　緊結施工の概要



図－２　縦締め連結の不等沈下試験



(a) 測点およびジャッキ支点



(b) たわみ図

図－３　ＰＣボックスカルバートのたわみ　（単位，1×10^{-2}㎜）

一方、ＲＣボックスカルバートについては、ＰＣボックスカルバートのような道路下の埋設指針はないが、現行においては次のような考え方に基づいて設計している。

① 地盤が良好な場所

地盤が良好な場所では、不同沈下などは生じないと考えて、縦締めを行わないとしている。これは、継手部がはめ込み方式でパッキングを施しているため、多少の不同沈下に対しても継手部の構造で、対応できるという考え方に基づいている。

② 地盤に不同沈下が生じるおそれのある場合

地盤に不同沈下が生じるおそれのある場合には、継手部の構造だけでは対応できないので、その場合には継手部の開きを防止するために、ＰＣボックスカルバートと同様に縦締めを行っておく必要があると判断される。

次に、縦断方向の設計の考え方について、基本的には、上載荷重がほぼ一定の場合には、地盤の不同沈下が生じにくく、また不同沈下が生じたとしても応力的にはそれ程過度にはならないと考えて、継手で対応できるとしている。このため、荷重による曲げ応力に対する設計は、ＰＣボックスカルバートおよびＲＣボックスカルバートとも原則として行っていないのが現状である。従って、荷重条件や地盤条件で不同沈下量が大きくなる場合には、現行の設計法によらず、別途検討することが必要である。考え方としては、縦締めのＰＣ鋼棒の量を多くして、曲げに対して対応できるようにしなければならないが、断面や構造の面からＰＣ鋼棒だけによる対応では無理が生じる場合がある。そこで、不同沈下に対応できるように、１個あたりのボックスの長さを短くして、角変形しやすいゴムを用いた止水板をもつ継手構造などから、沈下に追従するような構造にすることも検討されている。しかしながら、この構造にしても、追従性や止水性の面からもある程度限界があるので、不同沈下が大きくなると判断される軟弱地盤の場合には、プレロードなどの軟弱地盤対策を施して、不同沈下をできるだけ少なくしたうえで、上記のような構造のものを考えていく必要があると思われる。

（土質研究室）

共－18　ジオテキスタイル利用盛土の設計

（質　問）

盛土の補強としてジオテキスタイルを用いる場合に岩砕等の混入している場合には，施工中に材料の一部が破損することも考えられ，設計時に許容応力度を決定するに当って材料強度の補正を行う必要があると思われますが，一般的に用いられる許容応力係数0.5の中には材料の一部破損も含まれるのか，もし含まれないとするのであれば盛土材料によってどのように考えればよいか御教示願いたい。

（富郷ダム工事事務所）

（回　答）

まず，ジオテキスタイルを利用した盛土の安定検討に用いるジオテキスタイルの設計引張り強さを決定するときの基本的な考え方について述べる。ジオテキスタイルの設計引張り強さは，ご指摘のように，単に破断強さを用いるのでなく，これにクリープや耐久性あるいは施工中の損傷などを考慮した低減係数を乗じて決定される。

また不織布などのように伸び特性の大きい材料では，土の許容ひずみとの対応をとることも必要である。このような考え方を式で表わすと，次のようになる。

$$T_A = \mathrm{Min}\left(\frac{T_L}{F_D \times F_C},\ T_E\right) \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに，T_A ：ジオテキスタイルの設計引張り強さ

T_L ：クリープを考慮したジオテキスタイルの限界引張り強さ

F_D ：耐久性（長期的な劣化特性）を考慮した材料安全率

F_C ：施工中の損傷を考慮した材料安全率

T_E ：盛土材料の許容ひずみに対応するジオテキスタイルの引張り強さ

クリープを考慮したジオテキタスタイルの限界引張り強さT_Lは，引張り試験によって求めたジオテキスタイルの最大引張り強さT_{max}にクリープを考慮した低減係数μを乗じて次式のように表わされる。

$$T_L = \mu \cdot T_{max} \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに，μ：クリープを考慮した低減係数

T_{max} ：ジオテキスタイルの最大引張り強さ（波断強さ）

クリープを考慮した低減係数μの値としては，米国林野庁の方法では，表－1に示すような値が用いられており，我が国では$\mu = 0.4 \sim 0.5$ 程度の値を用いるのが望ましいとされている。μの値は基本的には製品ごとにクリープ試験を実施して求めることが望ましく，永久構造物の場合で50年～100年程度の耐用年数を考える場合には少くとも一年以上のクリープ試験のデータが必要であるといわれている。またクリープ試験には土中にジオテキスタイルを埋設した状態で再現して行うことが理想であるが，実

際上は空中でのクリープ試験結果を用いることが多い。

次に，日光や土中での科学的・生物学的作用による長期的な材料の劣化特性を考慮した安全率F_Dについては，これまでF_D =1.0～2.0の範囲のデータが報告されているが，日光の直射を避けるなどの適切な処置を施したジオテキスタイルでは，通常の場合，F_D =1.0と考えてよい。pHが5～8程度の土中では，ジオテキスタイルの劣化はほとんど生じないことが報告されているし，天然材料でなく人工合成材料からなるジオテキスタイルの場合は，土中の微生物の作用による強度低下は少ないと考えられている。ただし，強酸性・強アルカリ性土壌中や熱水の影響を受けるような特殊条件下でジオテキスタイルを使用しなければならない場合は，材料によっては強度低下を生じるおそれも否定できないので，化学的劣化の試験を行っておくことが望ましい。なお，科学的あるいは生物学的な作用による強度低下に対しては，F_D =1.0～1.12の値を採用している国もあるが，我が国ではそのような考え方を採用するまでに至っていない。

ご質問のあった施工中の損傷を考慮した材料安全率F_Cについては，まだよくわかっていない点が多く，現在，試験施工による検討や適切な室内試験法の検討が進められているところである。砂質土や粘性土などの一般的な土質材料の場合には、施工中のジオテキスタイルの損傷は少ないので，F_C =1.0と考えてよいと思われるが，ご指摘のように岩砕や礫まじり土などを用いる場合には，施工中の損傷による材料の強度低下のおそれが十分に考えられるし，またそうした試験施工結果も得られている。そこで，フックを用いた引裂き試験やコーンを落下させて孔の径を測定するコーン落下試験，直径6㎜の押し抜き刃を貫入させる耐貫通性試験などが提案されているので，それらの試験からジオテキスタイルの損傷程度を把握しておくとよい。また，現場の施工条件を再現した試験施工を行って損傷の実態を明らかにし，しかるべき材料安全率を見込むか，あるいは適切な施工上の工夫を行う必要がある。

上記の結果から，損傷の程度が少ないと判断された場合には，損傷に対する安全率F_Cは1.0と考えてもよいと思われる。

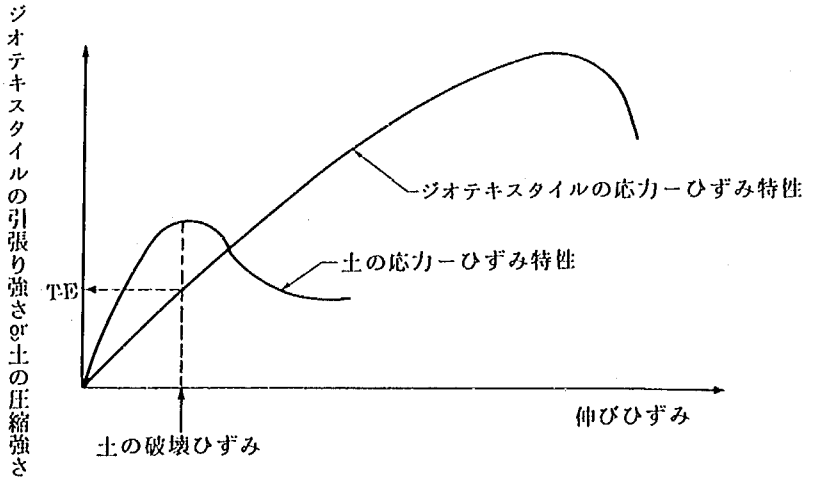
これまでの報告によると，F_Cは1.0～1.7程度の値をとるように提案されたものであるので，ジオテキスタイルの種類と損傷の程度に応じて材料安全率F_Cの値を評価するのがよいと思われる。

最後に，盛土材料の許容ひずみに対応するジオテキスタイルの引張り強さT_Eについて述べる。図－1に示すように，不織布などのように剛性の低いジオテキスタイルでは，最大引張り強さが得られるときの伸びひずみは，盛土材料の許容ひずみ（5～15%程度）に比べてかなり大きいものになる。従って，盛土材料の許容ひずみに対応するジオテキスタイルの引張り強さT_Eを求め，これと先ほど述べた$\frac{T_L}{F_D \times F_C}$とを比べ，小さい方をジオテキスタイルの設計引張り強さT_Aとするのが一般的な設計の考え方である。

（土質研究室）

表－1　製造法および布の各種タイプのストリップ引張試験結果の長期クリープ減少率

ポリマー品質（製造方式）	巾広法による巾広ストリップ引張り強度の百分率
ポリエステル　（ニードルパンチ）	70%
ポリプロピレン（ニードルパンチ）	55%
ポリプロピレン（融合接着）	40%
ポリプロピレン（織布）	25%



図－1　土の許容ひずみに対応するジオテキスタイルの引張り強さ T_E

共－19　鋼矢板の継手効率

（質問）

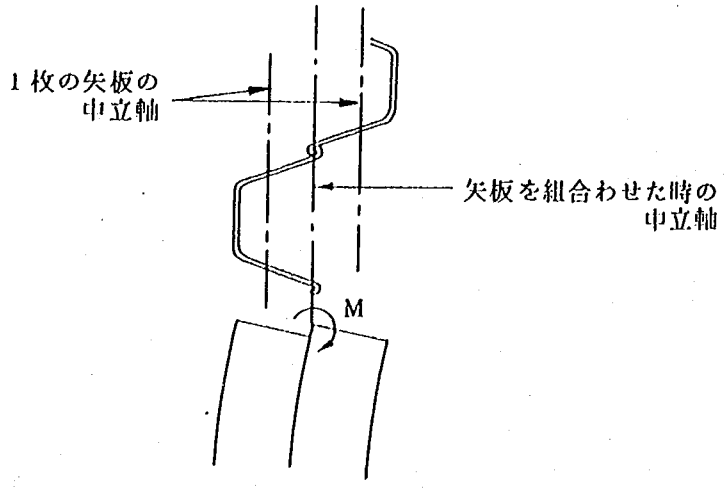
鋼矢板の継手効率として道路と河川で異なる数値を使用しているが、その取扱いおよび頭部固定方式について、御教示願いたい。

（徳島工事事務所）

（回答）

鋼矢板は、一枚一枚が継手によって結合されており、U形鋼矢板では継手は壁体中心線上にある。壁体が曲げを受けると壁体中心線付近に大きなせん断力が生じ、これに起因して内側と外側の矢板が継手部分ですべることがある。このため、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に継手効率を乗じることにより低減している。

例えば、Ⅳ型のU形矢板を図－１のように組合せた場合、継手部が完全に接合されずれがなく一体となって外力に抵抗する場合、１ｍ当りの断面二次モーメントは31,00cm^4/mであるが、継手部でせん断力が伝わらず一枚毎に独立で抵抗する場合、9,225cm^4/mと約1/3に低下する。



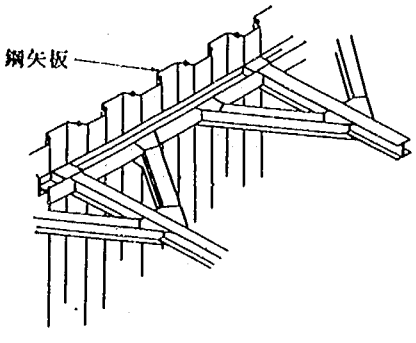
図－１　継手がせん断によるずれを生じた場合の変形

実際には継手同志の摩擦力によってある程度のせん断力を伝えることができるが、地盤の硬軟（特に壁体根入れ部の拘束条件）や頭部の拘束条件、腹起しと矢板の接触状況、矢板継手部の状況（土が詰まっているか、油または止水材を塗布してあるかなど）、荷重の大きさなどにより種々変化するものと推測される。

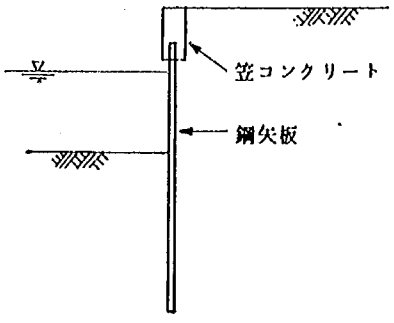
現在までに行われた実測事例によれば、Ⅲ型ないしはⅣ型の鋼矢板を図－１のように連結した場合、継手が完全に結合されたと仮定した値に比べて、実際の断面二次モーメントは約４０～５０％位、断面係数は６０～７０％位のデータが得られている[1)]。しかしながら、これらのデータのバラツキも大きく、また矢板の水平変位量にも依存するため、最終的には工学的な見地から継手効率を決定せざるを得ない。

道路土工擁壁・カルバート・仮設構造物指針[2)]では、これらの継手効率を６０％とし、鋼矢板天端付近で継手部を溶接したり、コンクリートで頭部を連結して固定したものは８０％程度まで上げてもよいとしている。

一方、図－３に示すような鋼矢板護岸の継手効率について、河川改修事業関係例規集[3)]によると、鋼矢板護岸の継手効率は、笠コンクリートや鋼矢板の根入れ等が十分確保出来る場合には断面２次モーメントで８０％、断面係数で１００％としている。ただし、仮設鋼矢板には適用しないものとされている。



図－２　矢板式土留め壁の例



図－３　鋼矢板護岸の例

河川改修事業関係例規集の規定は、河川護岸など永久構造物を対象としている。これらは一般に笠コンクリートなどで頭部が固定されており、また、長期的にはさび等の影響によりずれに対する抵抗は大きくなるものと考えられる。これに対し、仮設構造物の鋼矢板は他への転用が可能であるため、頭部を笠コンクリートで固定するなどして継手効率を向上させることは少ない。したがって、仮設土留め壁に用いる鋼矢板の継手効率としては、土工指針による値を用いればよいと考える。

鋼矢板頭部の固定方式について規定したものは少いが、共同溝設計指針[4]では、鋼矢板継手部を掘削面側から鋼矢板頭部より５０ｃｍ程度溶接したり、コンクリートで鋼矢板頭部より３０ｃｍの深さまで連結して固定する方法が示されているので参考にされたい。

（参考文献）

１）岡原，中谷，越川，南，北村：「大規模土留め壁の設計に関する研究」，土木研究所資料第2553号，昭和６３年３月.

２）日本道路協会：「道路土工　擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」昭和６２年５月.

３）日本河川協会：「河川改修事業関係例規集」p.162，昭和６２年.

４）日本道路協会：「共同溝設計指針」昭和６１年３月.

（基礎研究室）

共－20　自立式鋼矢板の根入れの計算方式

（質問）

仮締切に用いられる自立式鋼矢板の根入れの計算方法にはChangの方法と土工指針の方法の２つがあるが、どちらを使うかについて御教示願いたい。

（徳島工事事務所）

（回答）

自立式鋼矢板の根入れ長の計算方法として、一般的にChangの方法と土工指針の方法が使われている。

Changの方法とは、単杭の横抵抗についてのChangの理論を鋼矢板壁に適用したもので、次式に示す平衡方程式を解いたものである。ここでは地盤を弾性体と仮定し、横方向地盤反力は水平変位量に比例すると考えている。

$$EI\frac{d^4y}{dx^4}+kBy=0$$

ここに、　EI：単位幅当りの曲げ剛性　（kg･cm^2）

k：水平方向地盤反力係数　（kg/cm^3）

B：単位幅＝１００ｃｍ

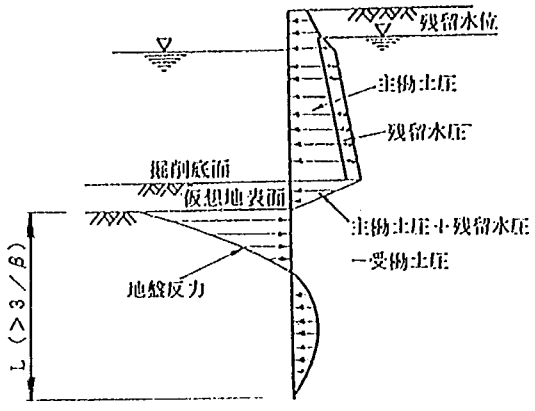
x：地表面からの深さ　（cm）

y：矢板の水平方向への変位　（cm）

Changの理論によると、βＬが３以上であれば有限長の杭を半無限長とみなして取扱っても大きな誤差は生じないことがわかっている。したがって、矢板の計算法としてChangの方法を用いるためにβＬが３以上（曲げ剛性が大きい場合は２．５以上）となるよう矢板の根入れ長Ｌを定めたものである。ただし、βは次式により算出する。

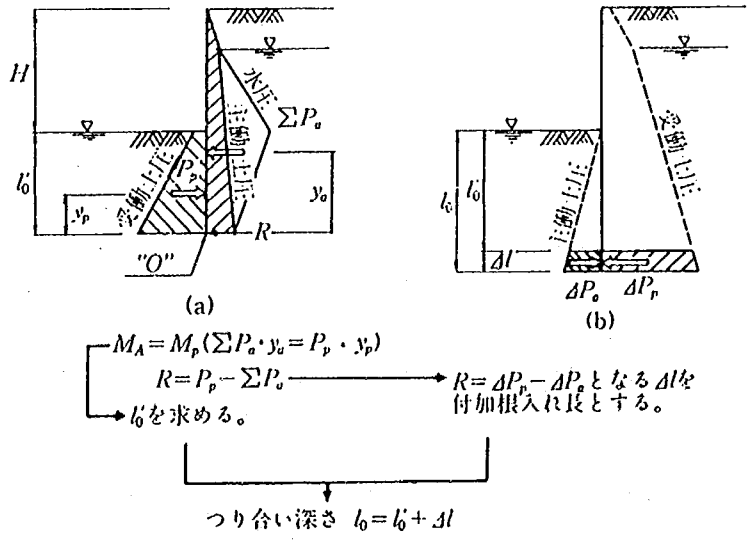
$$\beta=\sqrt[4]{\frac{kB}{4EI}}$$

なお、掘削底面のすぐ下では矢板前面の受働土圧より矢板背面の主働土圧などが大きくなるので弾性地盤と考えることはできない。このため受働土圧が主働土圧と等しくなる点を仮想地表面とし、それ以下を弾性地盤として取扱っている。



図－1　Changの方法による根入れ長

地盤を弾性体と仮定した平衡方程式に基づく Changの方法に対し，土工指針の方法[1]では地盤の極限平衡状態における水平力とモーメントのつり合いを考慮している。具体的には図－2に示すように主働土圧等によるモーメントMAと受働土圧によ



図－2　土工指針による自立式土留めのつり合い深さ算定方法

るモーメントMPが等しくなる深さl_0'に水平力を等しくするための付加根入れ長Δlを加えてつり合い深さl_0としている。

上記のようにChangの方法は弾性地盤中の半無限長杭の理論を自立式鋼矢板壁に適用できるよう根入れ長を決定する方法であり、矢板の水平変位量が小さく地盤が弾性体として取り扱える状態を前提として安定解析を行うものである。一方、土工指針の方法は、壁体を剛体と仮定し、塑性状態での矢板の安定から根入れ長を決定している。小規模掘削における自立式仮設矢板においてはその矢板長も短く、また変位による周辺への影響も小さいことから根入れ長の計算は土工指針による方法でよいと考えられる。ただし、この方法によると掘削深さが２ｍ程度以上から根入れ長，必要断面，頭部変位量が急激に大きくなる[1]ので、他の構造形式を含め検討を行われたい。

（参考文献）

１）日本道路協会：「道路土工　擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」昭和６２年５月．

（基礎研究室）

共－21　橋梁杭基礎工法としてのプレボーリング工法の採用

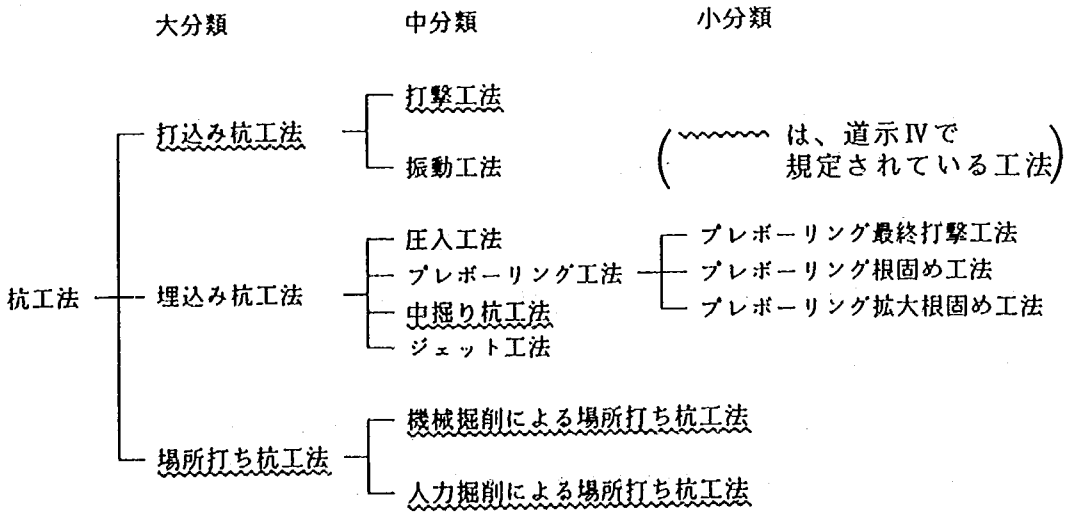
（質問）

近年、市街地において橋梁基礎に杭基礎を選定した場合に、周辺環境対策上場所打ち杭工法を採用する事例が多いが、建築基礎で実績の多いプレボーリング工法を橋梁杭基礎工法として採用できないか御教示願いたい。

（松山工事事務所）

（回答）

杭基礎を施工法別に分類すると図－1に示すように、大分類として打込み杭工法、埋込み杭工法、場所打ち杭工法に分けることができ、プレボーリング工法は埋込み杭工法の範疇となる。



図－1　杭工法の施工法上の分類

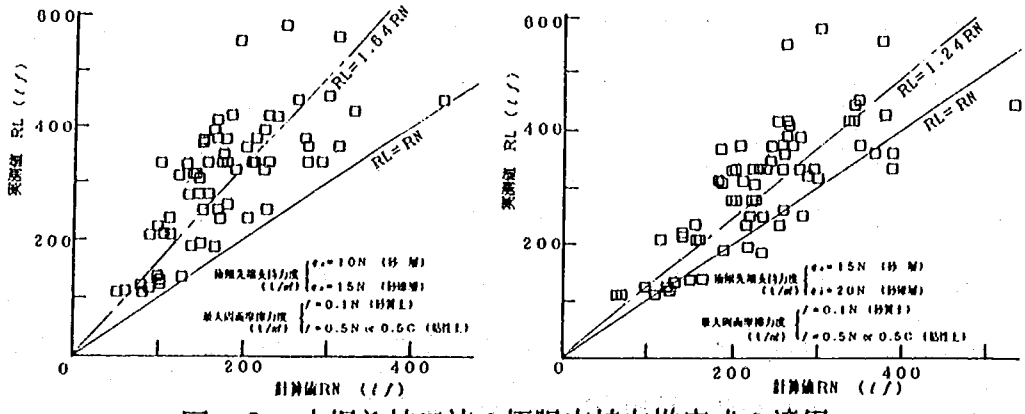
打込み杭工法は、一般に杭体が土を押しのけながら地盤中に貫入するため地盤の締固め効果や杭先端の閉塞効果を期待できる。これに対して、プレボーリング工法はあらかじめ地盤を杭径以上の大きさで掘削し杭を挿入する工法のため、このままでは地盤との周面摩擦力や先端支持力を期待することはできない。そこで、支持力を発現させるため次に示すような工夫を行っている。

①杭周面摩擦力および水平抵抗を確保するために、地盤と杭体との空隙に低強度のセメントミルク（杭周固定液）を注入する。

②杭先端支持力は、掘削孔内に挿入した杭の頭部を最終打撃する（最終打撃方法）かあるいは杭先端部に富配合のセメントミルク（先端根固め液）を注入した後杭を挿入する。この場合、先端部分を拡大する方法（拡大根固め方法）と拡大しない方法（根固め方法）とがある。

このように、プレボーリング工法は杭中空部にオーガを通し掘削しながら杭体を沈設する中掘り杭工法とは、杭径以上の拡大掘削を伴う点で明確に区分される。プレボーリング工法は掘削方法の違いや支持力の発現方法の違いにより種々の工法があるが、これらは基本的にはセメントミルク工法を応用したものである。セメントミルク工法の具体的な内容については参考資料２）を参照されたい。

周知のように道路橋示方書Ⅳ下部構造編（昭和５５年）においてはプレボーリング工法の設計施工に関する規定はなされていない。これは橋梁基礎としての実績がほとんどないことや載荷試験データの蓄積がなされておらず支持力機構が明らかにされていないなどの理由による。現在、当研究室ではセメントミルク工法の載荷試験データを収集し、鉛直支持力に関する検討を実施しているが、軸力測定データが少なく支持力推定式の提案までには至っていない。そこで、たとえば中掘り杭工法の支持力推定式を適用した場合、図－２に示すように鉛直支持力に関してはかなりあることが確認できるが、これは杭頭における支持力の比較であり、杭周面摩擦力と杭先端支持力を正確に評価しているとはいえない。特に、杭周固定液があるため見かけ上杭径が大きくなっており、この部分が極限支持力状



図－２　中掘り杭工法の極限支持力推定式の適用

態までどのような挙動をしているのか明らかにする必要がある。また、橋梁基礎構造物は鉛直力に比べ水平力が卓越し、繰返し荷重となることが多いため、水平方向の安定性が問題となるが、プレーボリング工法の水平方向の支持力機構に関しても明確に評価されているとは言い難い。

したがって、採用にあたっては地盤条件と施工条件を考慮して適切な工法を選定するとともに、支持力機構については載荷試験により別途検討するのが望ましい。なお、杭周固定液を用いない工法については所要の水平抵抗が確保できない可能性が強いので、採用にあたっては杭周固定液を用いる工法を選定するのがよい。また、杭周固定液は施工中に液面の低下を起こす可能性があるので、現場条件に則した条件で試験練りを行い配合を決めるとともに、本杭の施工中は十分な施工管理を実施しなければならない。

(参考資料)

1) 土研資料2411号：近畿地建における一日土研資料
(共－1埋込み杭の設計について)

2) 建設省住宅局建築指導課：埋込み杭施工指針・同解説,1979.12

(基礎研究室)

共－22　構造物底面の滑動安定計算に用いる滑り摩擦係数のとり方

（質問）

一般に、橋台の滑動安定計算を行う場合「道路橋示方書Ⅳ下部構造編」を適用し、擁壁の滑動安定計算を行う場合「道路土工指針」を適用している。しかしながら、橋台と擁壁が連続する場合では、同じ地盤を支持層としているにもかかわらずそれぞれの摩擦係数のとり方が異なる場合がある。滑動安定に関する設計の考え方を御教示願いたい。

（土佐国道工事事務所）

（回答）

直接基礎の滑動について図－１に示すように、基礎に鉛直力V_1と水平力H_1が作用しているモデルを考える。いま基礎が滑動する直前とすれば、せん断抵抗力H_{u1}は、力の釣合式である式（１．１）により求められる。

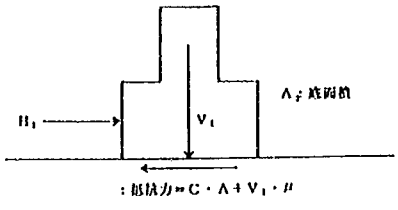
$$H_1 = H_{u1} = C_b \cdot A + V_1 \cdot \mu \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1.1)$$

H_{u1}：基礎底面におけるせん断抵抗力

C_b　：基礎底面と地盤の粘着力

A　：基礎の底面積

μ　：基礎底面と地盤の摩擦係数



図－１　モデル図

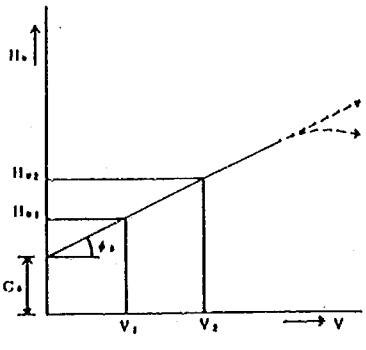
ここで、地盤が十分剛であるとすれば、図－２に示すように鉛直力Vの増加に伴い摩擦抵抗は増大し、摩擦係数μは$\tan\phi_b$と書くことができる。

$$H_u = C_b \cdot A + V \cdot \tan\phi_b \quad \cdots \quad (1.2)$$

ϕ_b　：基礎底面と地盤の摩擦角

これは、道路橋示方書Ⅳ下部構造編に示す式である。

しかしながら、式（１．２）の関係は、地盤が剛で作用力Vに対し地盤が破壊しない範囲で成り立つものであり、地盤自体のせん断強さ（C，ϕ）が小



図－２　摩擦抵抗図

さければH_uに達する前に地盤の破壊が先行し、算定されるH_uは過大評価されることになる。ここで、地盤の破壊面上のせん断強さを、Mohr-Coulomb の破壊基準で応力表示すると、式（１．３）で示される。

$$\tau = C + \sigma \tan\phi \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1.3)$$

τ：土のせん断強さ

C：土の粘着力

ϕ：土のせん断抵抗角

以上のことから、式（１．２），式（１．３）の関係、特にϕ_bとϕの関係を十分考慮したうえでせん断抵抗力H_uを評価する必要がある。

道路橋示方書IV下部構造編と道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物指針で滑動に対する設計思想がやや異なるのは、上述したϕ_bのとり方による。摩擦係数μを実規模で確認することは困難なため、例えば土とコンクリートのϕ_bは、道路橋示方書IV下部構造編では $\phi_b = 2/3\phi$ 指針では $\phi_b = \phi$としている。これは、相方の対象とする構造物が異なり、それぞれの対象とする構造物が必要とする安全性や使用性，荷重規模，作用荷重や荷重算出方法の相違，支持地盤の状況，補修の難易等を考慮して定められる。

橋梁下部構造の擁壁との構造上・設計上の主な相違点としては、以下のものを挙げることができる。

１．滑動の影響；橋梁下部構造は上部構造を支持しており、下部構造の安定に関する検討のみばかりではなく、上部構造に与える影響度合も安全性評価の一つとして考慮しておかなければならない。

２．鉛直力；下部構造には、上部構造の死荷重も作用しているため、擁壁と比較すれば大きな鉛直力を設計の対象としていることになる。鉛直力Vが大きいと、滑動力に対する抵抗力は大きくなるものの、地盤の破壊が局部的にしろ先行する可能性もそれだけ高くなる。このことは前述のとおりϕ_bのとり方次第では式（１．２）におけるH_uの推定精度にも影響するものとなる。

3．水平力；橋梁下部構造は、擁壁とは異なり全ての構造物に対し耐震設計を行っており、滑動に対する照査においては地震時の水平力（滑動力）により決まる例が多い。また、設計震度の算出法も擁壁とは異なる。地震時の水平力としては、地震時土圧，下部構造自身の慣性力，上部構造の慣性力をみており、設計震度やこれら作用荷重の不確定要素もふまえたうえで地震に対する構造物の安全性も考慮しておく必要がある。

以上のように、橋梁下部構造および擁壁ともそれぞれの特性や安定に関する評価をもとに算定式が定められてきたものであり、橋梁下部構造，擁壁ともそれぞれを規定する示方書ならびに指針により設計して問題ないものといえる。

（参考文献）

1)日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編，P191，1980.5

2)日本道路協会：道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物指針，P51，1987.5

（基礎研究室）

河川部門目次

		(質問者)	(回答者)	
1	ダム貯水池末端部の堆砂対策	細川内ダム調査事務所	ダム水工研究室 ……	85
2	急流河川における河床安定対策としての横断構造物	河川部河川計画課	河川研究室 ……	88
3	河道計画に際しての高水敷上の立木等の設計	河川部河川計画課	河川研究室 ……	91
4	河道内植生の取り扱い	大洲工事事務所	都市河川研究室 ……	93
5	堰等による背水区間における流量観測手法	徳島工事事務所	水文研究室 ……	100
6	洪水管理の予測	河川部河川計画課	水文研究室 ……	104
7	水位変動に伴う貯水池法面の裸地対策	細川内ダム調査事務所	緑化研究室…… 水資源開発研究室	110
8	漏水対策と地下水涵養	徳島工事事務所	土質研究室 ……	119
9	樋門の門柱部の設計及び樋門部における遮水工	河川部河川工事課	システム課 …… 土質研究室	121
10	高水流量の土砂混入の考え方の適用河川	河川部河川計画課	河川研究室 ……	125
11	急流河川における護岸根入れ根固め対策	香川工事事務所	河川研究室 ……	127
12	橋脚の流下方向の長さと流水阻害率との関係	河川部河川管理課	河川研究室 ……	131
13	局所洗掘対策工	徳島工事事務所	河川研究室 ……	133
14	局所洗掘対策方法	高知工事事務所	河川研究室 ……	136
15	アーマ・レビーにおける最近の動向	徳島工事事務所	河川研究室 ……	137
16	河川における護床工	愛媛県土木部	河川研究室 ……	141
17	近自然工法の技術基準	高知工事事務所	都市河川研究室 ……	143
18	河川横断構造物と魚道	河川部河川計画課	都市河川研究室 ……	146

19	河川環境護岸の計画と設計	四国技術事務所	都市河川研究室 ……	156
20	地下水盆管理のための観測体制	徳島工事事務所	水文研究室 ……	168
21	水文観測計器の新技術	四国技術事務所	水文研究室 ……	171
22	緩流河川における治水安全度の考え方	徳島工事事務所	総合治水研究室 ……	175
23	河川流域に係るポンプ排水規制の事例	中村工事事務所	総合治水研究室 ……	178
24	総合治水対策での下水道整備のあり方	高知工事事務所	総合治水研究室 ……	181
25	海岸護岸の設計の考え方	徳島工事事務所	海岸研究室 ……	184
26	海岸における漂砂の移動方向調査	高知工事事務所	海岸研究室 ……	186
27	水位維持を目的とする放流設備	細川内ダム調査事務所	ダム水工研究室 ……	189
28	小流域ダムにおける設計洪水流量の算出方法	中筋川ダム工事事務所	水資源開発研究室 ……	195
29	水門扉に溶融亜鉛メッキを施工する場合のひずみ量判定基準	四国技術事務所	機械研究室 ……	197
30	軌索式ケーブルクレーンの能力の限界	富郷ダム工事事務所	機械研究室 ……	200
31	堤防（堤体土質等）の簡易調査	河川部河川計画課 高知工事事務所	土質研究室 ……	201

河－1　　ダム貯水池末端部の堆砂対策

（質問）

ダムの堆砂形状のシミュレーション結果で、１００年後の堆砂層が比較的高く推定された場合、そこが境界条件となり、その影響が上流域まで及ぶことが予測されるが、こうした場合の対策方法について御教示願いたい。

（細川内ダム調査事務所）

（回答）

図－１は貯水池内の堆砂形状の変化を示したもので、流入土砂に占める掃流砂の量が比較的大きい場合の典型的なものである。上流域にバックサンドあるいは河床上昇によるバックウォータの影響を与える可能性のあるケースは、このように掃流砂の量が多い場合がほとんどである。この堆砂形状の変化は迎洪水位付近を下流へ進行するデルタ頂部の挙動とほぼ勾配が一定となっているその上流面に特長付けられている。すなわち、デルタの進行に伴ない上流の河床が上昇していく。この上流面勾配は流入土砂量、粒度分布、貯水池の水位変化により決まるものであり、一般論として議論出来ないが、既往の実例をみると迎洪水位時の貯水池末端付近で$\Delta H/Z_D = 0.3 \sim 0.6$程度となっている。これらの経時変化についてはシミュレーション計算によりある程度予測できるが、計算上の仮定により結果が大きく異なることがあり、周辺の河床変化等を踏えた検証が必要である。特に、流入土砂量については把握が難しいが最も支配的なものとなるので努力が必要である。

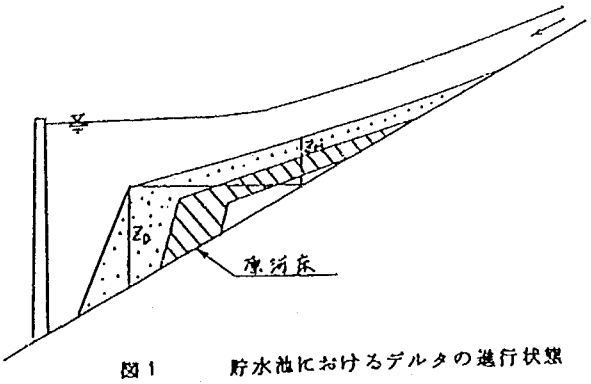


図１　　貯水池におけるデルタの進行状態

シミュレーション結果が十分吟味された上で背砂の影響が上流域まで及ぶことが予測される場合には当然対策が検討されることになる。この対策としては、一つは、河川堤防の補強・かさ上げ、河道の開削・整備、用地買収による遊水池化等といった直接的な対応策があるが、本質問の主旨はこれらとは別に、貯水池末端部の背砂（バックサンド）に伴う河床上昇そのものを抑える対策方法についてのものと思われる。

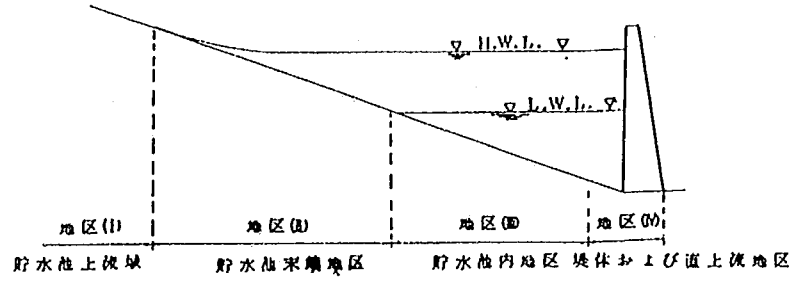
この貯水池末端付近の河床上昇を抑える方法として

（イ）流域からの流入土砂量そのものを削減する方法

（ロ）貯水池末端付近で流入土砂を直接排除する方法

（ハ）貯水池内に堆積した土砂を排砂することによって貯水池末端付近での土砂の堆積を低減させる方法

が考えられる。



図－2

図－2に示すように、（イ）は貯水池上流域における対策で、流域内の土砂生産抑制対策や河道区間での土砂流送調節対策等があるが、一般に、ダム管理者とは別の事業主体によるものである。（ロ）は貯水池末端における対策で、河床を維持する方法と貯砂ダム等により流入土砂量を削減してデルタの形成を抑制する方法とがある。前者は出水毎に河床を浚渫・掘削して常時安全な河床を維持する方法である。また後者は、貯水池末端付近に貯砂堰（ダム）を設け積極的に洪水時の流入土砂を貯留し、定期的に機械力により掘削・搬出し、しかも、資源としての有効利用をも

図る方法、さらに、スリット管や排砂トンネルを設けて洪水時の流入土砂をバイパスさせて貯水池に入れない方法あるいはこれらを組み合わせた方法等がある。（ハ）は貯水池内や堤体及び直上流における対策であるが、前者は主に浚渫により貯水池内に堆積した土砂を機械的に排除する方法であり、後者は堤体内あるいは堤体付近に設置した排砂門、排砂管等の設備により流水のもつ掃流力を利用してダム下流に排砂し堆砂形状を制御する方法である。

ところで、貯砂ダムを設ける場合、その設置にあたっては、効果と影響を事前に十分検討する必要がある。設置位置については、貯水位との関連で、H．W．Lより高い位置だと常にドライワークで土砂の搬出が可能である利点があるが背水が上流へ及ぶこととなるので注意を要する。またH．W．LとL．W．Lとの間だと貯水池の有効容量を一部食うこととなり、また、ドライワークが可能な時期が制限される。そのため一般には、常時満水位、または、洪水期制限水位の標高付近に設置されることが多い。また、設置規模については、流入土砂量、設置地点の地形による貯砂能力、設置後の河床変化を踏えた堆砂効果、及び、土砂の搬出計画等を総合的に検討して決定する必要がある。

（ダム水工研究室）

河－2　急流河川における河床安定対策としての横断構造物

（質問）

急流河川における河床低下対策としては、流路工、階段工、落差工、床止工など用いられるのが一般的である。しかし、構造物の設置に関しては、構造物周辺の深掘れ、魚道の確保、景観等の問題が生じる可能性があるので、河床が維持できるのであれば横断構造物を設置せずに対処したい。安定河床は河床材料粒径、河床勾配、流水の特性等により決まると考えられるが、河床低下対策としての横断構造物の設置の必要性の判断法について御教示願いたい。

（河川部河川計画課）

（回答）

横断構造物は河道の縦断的な連続性を断ち切る構造物であるといえる。横断構造物の設置が河道に与える影響は非常に大きく、設置条件が悪ければ河道の安定性に悪影響を与える場合もある。また、設置しても十分な河床変動抑制効果が得られない場合もあるので、設置に際しては慎重な検討が望まれる。ここでは横断構造物の設置の必要性の判定方法、および設置する場合の注意事項について述べる。

1．横断構造物を設置するかどうかの判定法

横断構造物を設置するか否かの判定は、以下の点について総合的に評価する必要がある。

1）河床低下の進行状態の推定

現在も河床低下が進行しているのであれば抜本的な対策が必要となり、横断構造物の設置の必要性が増す。最深河床高の縦断図を重ね合わせ、河床低下の進行状態を推定する。

2）河床低下の原因の推定

横断構造物がその機能を発揮するのは上流からの供給土砂が減少したことが原因となって生じた河床低下に対してである。わが国の急流河川ではしばしば河床低下が問題とされているが、2つの主要な原因が考えられる。一つは供給土砂の減少で

あり、もう一つは砂利採取である。砂利採取の場合は採取を止めれば低下は止まるが、供給土砂の減少が原因の場合は今後も河床低下は続くと考えられるので横断構造物の必要性が増す。

河床低下の原因の推定方法は次のとおりである。

①最深河床高縦断の経年変化を見て、河床低下速度が砂利採取と関係があるかを見る。平均河床では洗掘の進行がぼかされていてよくわからない。

②u_*縦断図を作る。u_*とは摩擦速度のことで$u_*=\sqrt{g\cdot h\cdot I}$と表される。ここに、g：重力加速度、h：水深、I：エネルギー勾配（等流に近い流れでは水面勾配で代用可）である。この図において、上流よりも下流の方がu_*の値が大きい地点は河床が低下傾向にあると考えられる。よって、このような地点と河床が実際に低下した地点は本来ならば一致するはずであるが、砂利採取があればこの関係は崩れる。

③河床表層粒径の変化を調べる。上流より土砂供給がなくなっていれば表層はアーマーコートが形成されるので粒度は粗くなる。

3）一次元河床変動計算による将来河床の予測

将来河床の予測を行う方法には一次元河床変動計算がある。河床変動計算法にはまだ多くの課題があり予測精度には問題があると考えられるが、既存の手法の中では最もすぐれた方法であると考えられる。横断構造物を設置した場合と設置しない場合で河床変動計算を行い、将来河床を比較することにより横断構造物の設置効果を判定する。

2．急流河川に横断構造物を設置する場合の注意

急流河川では、洪水時に生じる河床変動は砂州の移動の形で生じる。土木研究所で行った扇状地河川を対象とした模型実験では、河床の移動層の厚さが6m程度に達した例もある。横断構造物周辺でも同様の河床変動が生じ、構造物周辺の河床が低下するときには構造物自身は大きな流体力にさらされることになる。土木研究所で行った急流河川の模型実験では、河床の低下時に通常の床止工では破損される傾向にある。また多くの急流河川には砂州が形成され、みお筋が発達し、その位置変動

が大きい。みお筋の存在は横断構造物上においても流水の集中を招き、構造物下流で局所洗掘が発生し、これがきっかけとなって構造物が破壊された事例は多い。したがって、扇状地河道のような急流河川に横断構造物を設置する場合、構造物は例えば流路工のように根入れ深を十分に取り、かつ自重が十分であるなど、非常に強固な構造のものにする必要があると考えられる。

（河川研究室）

河－3　河道計画に際しての高水敷上の立木等の設計

（質問）

吉野川上流域では、その無堤地区は水防林に覆われているが、現在無堤地区解消で堤防工事が鋭意進められている。

堤防設置後の水防林の取扱いについては、河川管理上、洪水の阻害、景観、河川空間環境等相反する機能があるため、これら高水敷上の樹木を考慮した河道設計を行う場合に、どのような点に注意して設計を行なえばよいか御教示願いたい。

（河川部河川計画課、類似質問：高知工事事務所）

（回答）

樹木の扱いについては植栽と伐採では若干異なると考えられる。

植栽の考え方に関しては、現在「河岸等の植樹基準（案）について」がある。これは樹木の水理特性を考慮し高水敷上へ樹木を植える場合の配置法等について述べたものであり、当面はこれに基づき植栽計画を立てる必要がある。

伐採については、既存の樹木群が水防林としての機能、すなわち流速低減効果、水はね、導流効果、親水機能等を有する場合もあるので、全て伐採することは必ずしも最善策とは言えない。樹木群が存在することによって生じる治水上の問題点や、逆に樹木群を伐採することによって生じる問題点を把握・検討し、先に述べた水防林としての機能を保存した方が得策であると判断されるのであれば存置させるのも一つの方法であると考えられる。三重工事事務所の作った櫛田川水害防備林伐採基準（案）はこのような考えに基づき、親水機能など定量的な評価の難しいものについても数量化を図り、総合的に樹木伐採の判定を行っている。

さて、このように樹木群の伐採判定を行っていく場合、まず第一に考えなければならないのは樹木群を残した場合のデメリットである。樹木群の水理特性のうち、治水上マイナスに作用すると考えられるのは以下の項目である。

1．合成粗度係数が大きくなり疎通能力の低下を招く。

2．樹木群の位置によっては堤防近傍の流速を増大させるばあいがある。

これらの機能の定量的な評価の方法については、土木研究所報告「洪水流に及ぼす河道内樹木群の水理的影響」[1]に詳しく述べられているので参照されたい。同書には、河道内に樹木群がある場合の水位予測手法、不等流計算方法、および樹木群がある場合の河道横断方向の流速分布推定方法などが記されている。これによれば、樹木群のある河道の疎通能力の推定が可能となる。また、樹木群を置く位置と流速分布との関係、すなわち堤防付近の流速低減効果や高水敷の平均流速増大効果が明らかとなるので、高水敷上の地被状態の許容流速（条件によっても大きく異なるが、例えば芝では2～3m/s、土では1.5～2m/s以下程度と推定される）と合わせて考慮し、樹木群伐採の判定が可能となる。また、同書の範囲では定量的な評価はできないが、水裏など流速の小さいところでは樹木群が流水に与える影響は少ないと考えられるので、樹木群を残しやすいポイントの一つと推定される。

上記のような考えに基づけば樹木群の伐採の必要性の判定がある程度可能となる。しかし、上記の方法は樹木群の評価法を一次元的な考えの範囲内に留めており、さらに詳細な判定には平面２次元数値計算が必要となる。これによれば、樹木群が流況に与える効果を把握できるので、樹木群の堤防保護効果・水はね機能等と樹木群の規模・配置等の関係についてのより一層詳細な議論が可能となる。

（参考文献）1)福岡、藤田；洪水流に及ぼす河道内樹木群の水理的影響、土木研究所報告、1989年

（河川研究室）

河－4　河道内植生の取り扱い

（質問）

肱川の河岸には、昔から水防林としてエノキが植生されており、景観、生物からみて好ましい環境を呈しているが、河川改修上河積確保のため河道掘削により、大半が除去される位置にあり、地元からは保存要求の声が高く、環境管理基本計画でも施設計画上の取扱に苦慮している。そこで、全国での取扱事例と、今後の調査方法等を御教示願いたい。

（大洲工事事務所）

（回答）

〈河道植生の取扱事例〉

治水機能、環境機能に対する地域の要望を踏まえて、河川改修と樹木の調整された結果を類型化すると、

①部分的に現在の環境を残す→樹木を選抜して伐採、片岸の樹木を残す

②部分的に環境を変更する代わりに、保証施設で補強する→樹木を一部伐採するが、環境護岸を設置し、他の樹木の環境改善を図る。

③現在の場所と連続したところに代替施設を設置→現在の樹木を伐採し、堤防沿いのすぐ近くに移植する。あるいは幼樹を植える。

④他の場所に代替施設を設置→堤防上の樹木を別の場所に移植

⑤河道計画により環境の全面的保存→バイパス水路の設置

となる。

土木研究所で収集した資料によると、樹木に対してはバイパス等の技術的対応によって完全保存したものが３件、代替え植樹２件、一部保存４件、移植２件、伐採２件、未定２件となっている。完全保存とした３件は、天然記念物に指定されているものが２件であり、他の１件は神社の杉並木である。一部保存または移植は６件と多く、樹齢が古くて移植が困難な場合には代替植樹が行われている。

〈樹木との調整事例〉

（事例－１）　宮城県の蛭沢川における桜並木保全の事例

蛭沢川では疎通能力拡大の面から河道改修（引堤）の必要が生じた。しかし沿川は散歩等に利用されており、両岸の桜並木を保全して欲しいとの要望が地元住民からあって、協議・調整を行った。その結果、左岸の並木を残すことになったものである。この他改修に当たっては、護岸材料として雑割石のように表面がざらざらしたブロックを用いたり、橋梁の高欄にも工夫を施している。

（事例－２）　山形県新井田川におけるケヤキ並木の事例

新井田川沿川には江戸時代に植樹された20数本のケヤキ並木があったが、河川改修によりすべて伐採する必要が生じた。保存を要望する地元との間で協議が行われたが、代替植樹を行うことで意志疎通が図られた。

（事例－３）小貝川における河道内樹木の伐採事例

小貝川の河道内にはケヤキ、エノキ、クヌギ、スギなど色々な樹木が繁茂している。これらの河道内樹木が洪水時に引き起こす水位上昇、疎通能力の低下等と、環境面から判断してすべての樹木を伐採するのではなく、地域住民と協議し、残す樹木を決めているらしい。

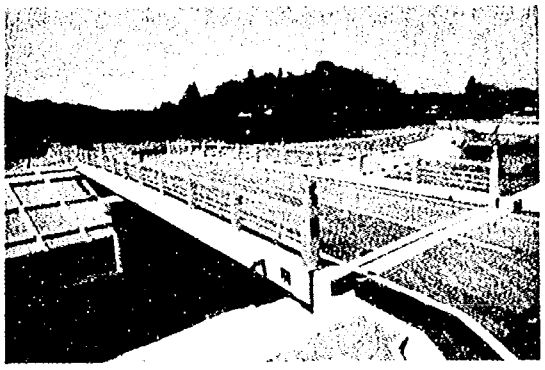
このほかの事例を表に示す。

表－1　樹木との調整事例

名　　称	河　川	所　在　地	所　　管	概　　要
ポプラ並木の保全	創成川	北海道札幌市	北　海　道	河川改修に当たってポプラ並木がある右岸はそのまま残し，反対側の岸を拡幅した。
代替ケヤキの植樹	新井田川	山形県酒田市	山　形　県	河岸に江戸時代からのケヤキが残されており，代替ケヤキを植樹
桜並木の保全	新　川	茨城県土浦市	茨　城　県	桜並木への影響を軽減するために施工法等に配慮して河川改修を実施した。
津田の松林の移植	梶　川	香川県大川郡津田	香　川　県	河川改修に当たって松林の移植をはかり，護岸は自然石護岸とした。
桜並木の伐採	幸地川	沖縄県名護市	沖　縄　県	桜並木があったが，老木であり市と協議の上で伐採した。
桜並木の代替植樹	関　川	新潟県上越市	高田工事事務所	



写真－1　宮城県蛭沢川
（残された桜並木と改修後の河道）



写真－2　宮城県蛭沢川
（擬宝珠のある釈迦堂橋）



a）工事着工前



b）工事着工後

写真－3　山形県新井田川

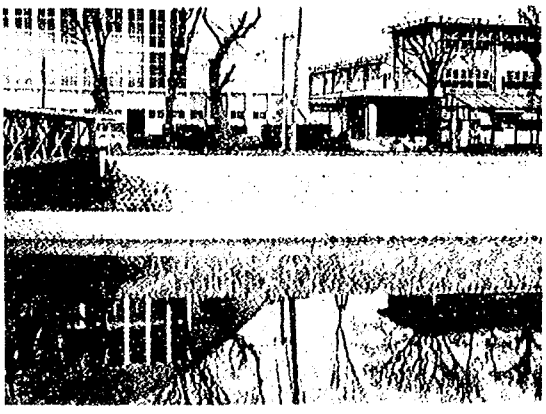
1) 山形県新井田川の代替ケヤキの植樹

①



伐採前　左岸より望む

②

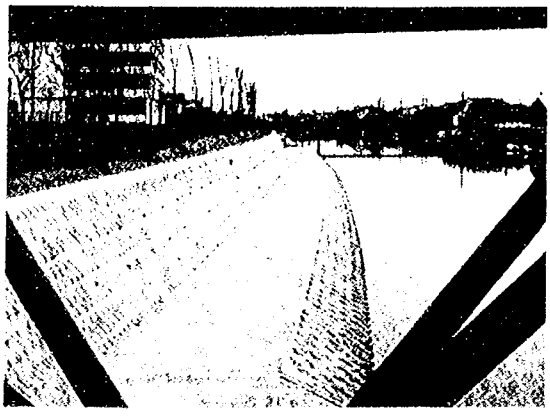


③

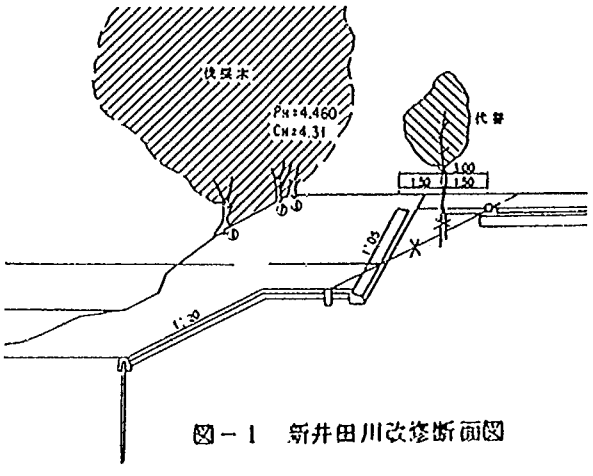


下流より上流を望む

④

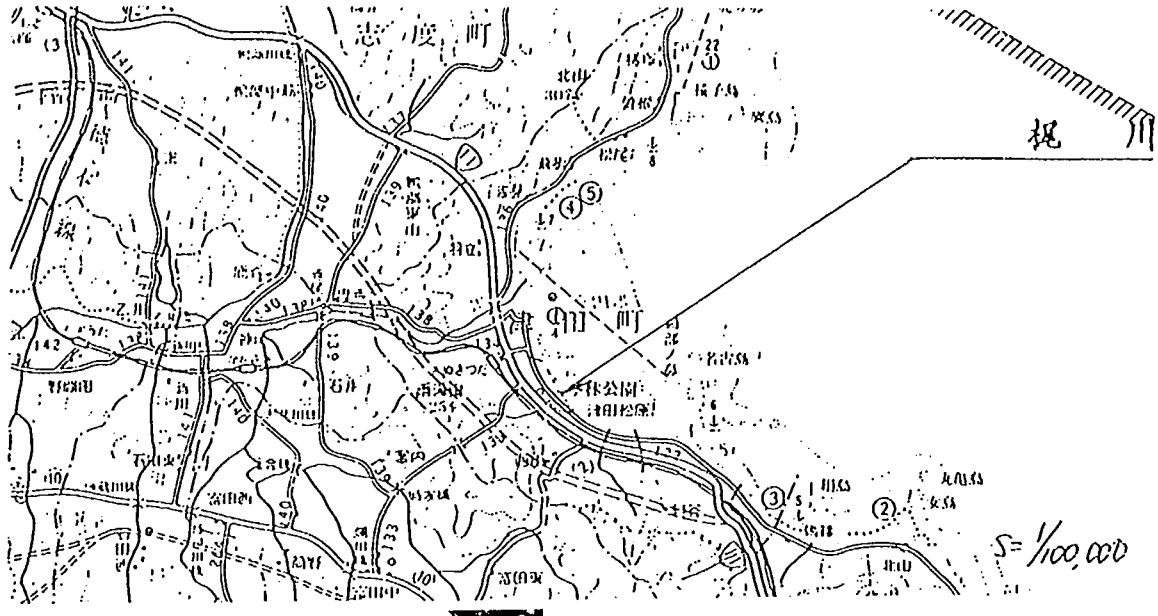


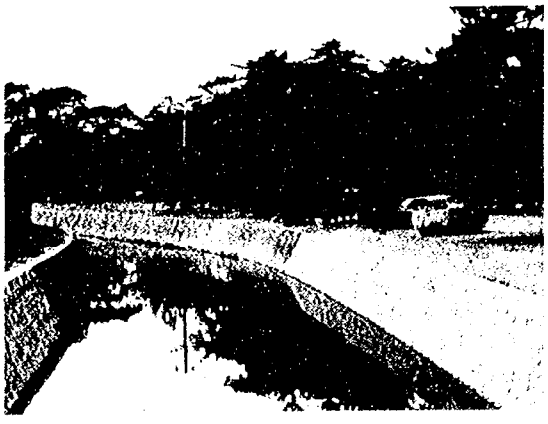
下流新井田橋より上流を望む



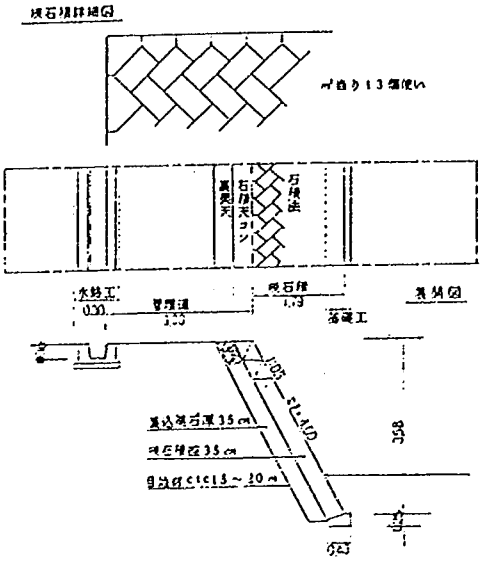
図－1　新井田川改修断面図

2）香川県堀川の松林の移植









〈取り扱い検討のための今後の調査方法の一例〉

1．エノキを現在地に残す場合

①エノキの景観場、生物環境上の効果把握

②潅木等の伐採可能性……残し方の検討

③樹木群の洪水における影響の把握（河川研究室で取りまとめ中）

④計画流量の流下断面確保の検討

・引堤

・河床掘削……第二低水路の設置等

右岸側に第二低水路を設置し、樹木群を島として残す

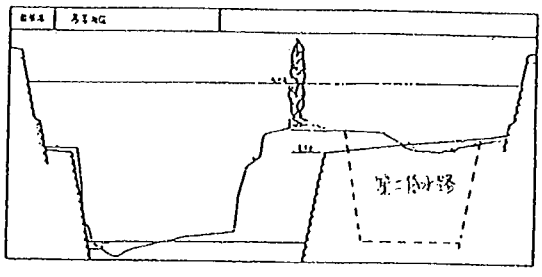


図　第二低水路の概要

・堤防の嵩上げ

以上の組み合わせにより最適な解決策を求める。

⑤実現可能性の検討

・コスト

・用地買収

⑥水理実験等による最終チェック

2．残すことが不可能な場合

河道内に樹木を残すことが困難な場合、エノキの移植の可能性を検討する。このときの検討項目としては、

①移植を行なう植栽帯の確保

②移植方法

③移植工事費

④管理方法

⑤試験移植による実験

⑥代替え植栽の検討

などである。

なお、エノキが生物的に移植するに値するかどうか、つまり移植に耐え得るかどうかの検討は専門的に検討する必要がある。このときに移植可能性の判断は、樹勢、樹形、幹、枝の割れ、腐れ、病虫害などの客観的な物差しで評価する。

3．可能な範囲で残し、代替え植栽で補強する場合

1、2を組み合わせて検討し、合理的な組み合わせ方法を選択する。このときにエノキだけでなく、他の樹種を植樹することにより新しい景観や、親しまれる並木の形成など将来にわたって検討しておくとよい。

〈既往の検討資料〉

既往の検討資料としては、北陸地建の関川、近畿地建の宇治川の例がある。

【参考文献】

松浦茂樹、谷本光司、国府田理恵子「河川事業における治水機能と環境機能との調整についての事例分析」土木研究所資料第2410号　1986.9

「都市河川研究室」

河－5　堰等による背水区間における流量観測手法

（質問）

吉野川下流部では、第十堰、柿原堰等河川横断構造物があり、その背水区間内で流量観測を行っており、特に低水流量観測については精度が問題である。背水区間での観測手法について御教示願いたい。

（徳島工事事務所）

（回答）

一般に河川横断構造物による背水の影響を受ける場合には、観測地点での水面勾配Ｉが変化するため、そこでの流量Ｑは、水位ＨとＩの関数となる。このときＱがＨの一価関数となるには特別な条件が満たされなければならない。すなわち、背水の影響をもたらしている河川横断構造物が一切可動部の無い固定構造物であること、流水がその構造物を常に越流していること、および水面勾配Ｉを変化させるその他の影響（例えば潮位）を受けていないこと、の３つの条件である。このとき、ＩもＨとともに一意的に変化するため、結局ＱはＨの一価関数となる。なお、この場合は、堰等での越流水深を測定することによってＱを把握することも可能であろう。

通常の場合は、ゲートの操作状況、等によってＨとＩの関係が異なってくるため、ＱとＨとの間に一価関係は成り立たない。この場合のＨ－Ｑ対策としては次の２つが考えられる。

1)構造物上流水深に応じて不等流計算による複数のＨ－Ｑ式を作成する（文献2)参照）。

2)水面勾配別のＨ－Ｑ式を作成する（文献3)参照）。

さらに、ゲートの操作が比較的多く、定常不等流とみなせない場合には、不定流計算が必要となる。すなわち、

3)不定流基礎式（運動方程式と連続の式）を差分化し、下流端（当該観測地点）において水位Ｈ、上流端（流量Ｑの把握できる地点）でＱを与えて、その間の断面特性、粗度、横流入量を与えて計算する（文献4)参照）。

また、基礎式において水位Hと水面勾配Iを既知とすると、基礎式は流速Vについての2次式となる。そこで、

4)不定流基礎式に基づくVについての2次式をもとにHとIを測定することにより、Qを計算する（文献5)参照）。

以上、測水施設によらない流量モニタリング手法をいくつか示したが、これらの手法（特に1)～3)）が、「流量観測」と言えるかどうかには疑問がある。堰・フリューム等を利用する方法を除けば、断面平均流速と水位を計測することにより流量を知るのが、流量観測の原則であることは現在でも不変である。実際、1),3)においては、計算区間が長くなった場合に断面特性、粗度、横流入量の把握の不正確さ、2),4)においては水面勾配の測定値の誤差、等の問題があり、現実の河川の状況によっては精度の確保が難しくなる場合も考えられる。このような場合、断面平均流速を直接計測する施設、例えば、開水路電磁流量計（開発中）や超音波流速計による観測が考えられる。

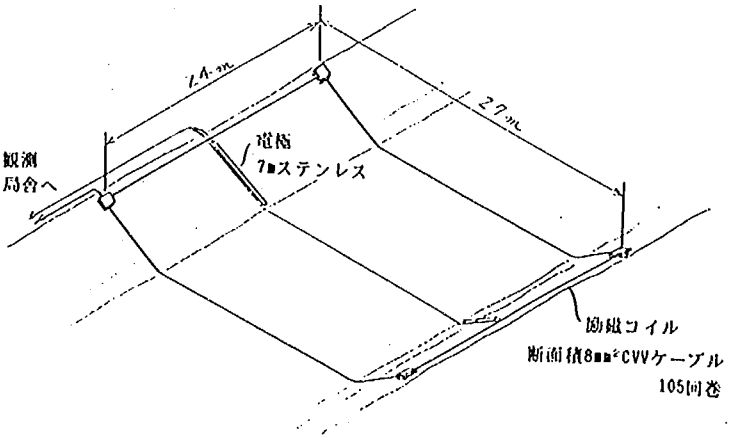


図1　綾瀬川開水路電磁流量計模式図

開水路電磁流量計は、流量の連続観測及びリアルタイムでの情報入手を可能にする現在開発中のシステムである。すなわち、コイルによって励起した磁界の中で流水内に発生する誘導起電圧を、河川両岸に設置された電極によって計測することにより断面平均流速を知り、同時に水位を計測することによって流量を観測するシステムである。図1に江戸川工事事務所の協力で設置した綾瀬川での実験観測施設の例を示す。したがって、逆流も測定できる、流量計の設置による水位の変化はない、航行・魚の通行の支障とならない、等の特色を有している。しかし、微小な電圧を測定しているので、設置できる場所周辺の電気

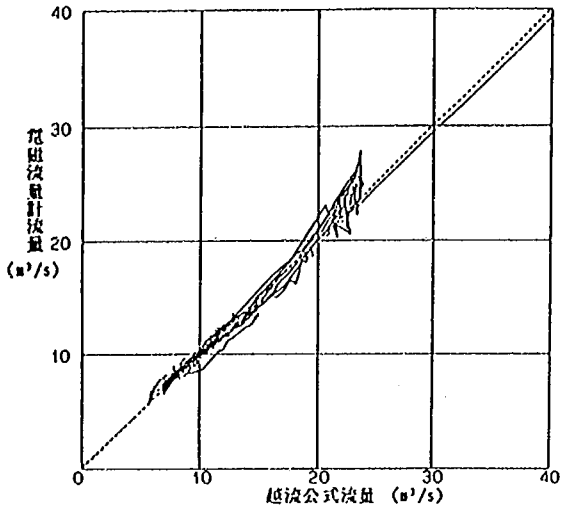


図２　沖浦ダム観測成果　　（1988年9～11月）

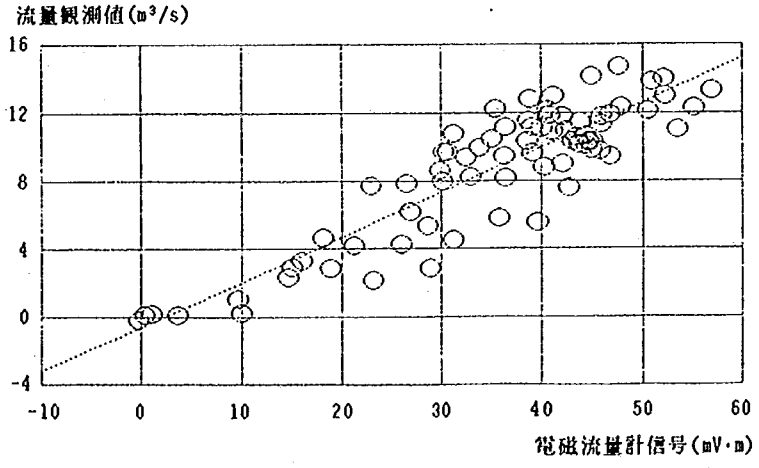


図３　綾瀬川観測成果（1989年3月8～9日、20分毎）

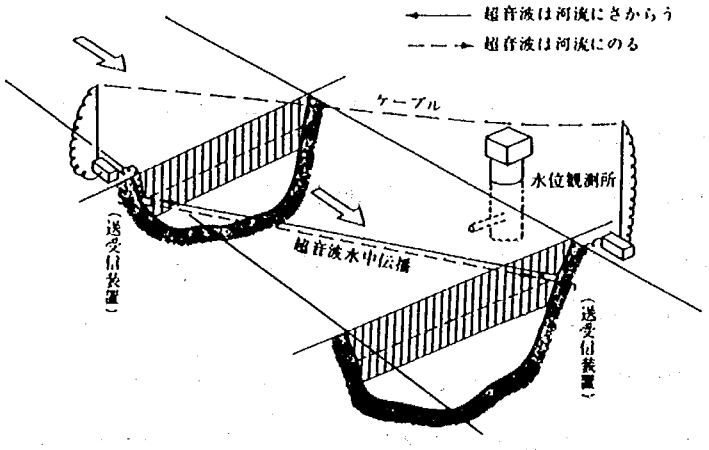


図４　超音波流速測定模式図

的特性及びコイルの設置場所の制限を受け、塩水が遡上する区域、機械等の発するノイズの大きいところ、河幅の広い（30m程度以上の）大河川等では利用できない。浅瀬石川ダム管理事務所管内の沖浦ダム切欠部での観測成果（図２）より、コンクリート３面張り等の実用上河床が絶縁されているとみなせる水路では十分実用レベルに達したと考えられる。一般の自然河川においても、綾瀬川での観測成果（図３）より、流水電導度等による補正により精度は向上したが、この場合信号の零点が経年的に変化する現象が生じているため、現在その原因について調査中である。

超音波流速計（図４）は、すでに実用化されているシステムであり、利根川の布川、常陸利根川の八代、息栖、信濃川の帝石橋などの調査例がある。開水路電磁流量計とほぼ同様な特色を有しているが、川幅の広い大河川でも利用可能であることは、最大の特長である。測定精度に影響を与える要素としては、河川固有のノイズ、浮遊物質、水温分布による音波の屈折、平均流速の代表性等がある。堰上げによる湛水部では、特に温度成層による音波屈折に注意しなければならない。

＜参考文献＞

1)建設省水文研究会「水文観測」

2)信濃川下流工事事務所「水文操作に要する感潮区間における河川流量の把握」，昭和57年度北陸地建管内技術研究会

3)青木「水面勾配をとり入れた水位流量曲線」土木技術資料，Vol.14，No.6，1972.

4)石狩川開発建設部「感潮部の河川流量について（第一報）」昭和59年度北海道開発局技術研究発表会

5)江戸川工事事務所「中川粗度係数検討」昭和57年3月

6)吉野、早川，「開水路電磁流量計の開発」土木技術資料，Vol.30，No.6，1988.

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

8)河－24，関東地建における一日土研資料，土木研究所資料第2680号，昭和63年

（水文研究室）

河－6　洪水管理の予測

（質問）

四国は山地が河口まで迫り急流河川が多い。このような河川における洪水は短時間降雨に左右されることが多い。このため、水防活動等に資するための洪水予測を実施するに当たっての予測手法及び注意ポイントを御教示願いたい。

（河川計画課）

（回答）

1．はじめに

洪水時に適切な河川管理やダム管理を行うにあたり洪水予測の重要性は言うまでもない。この洪水予測の予測精度の最も支配的な情報は、現時刻から数時間先までの降雨量である。このため、当研究室では，昭和54年度からレーダ雨量計を用いた降雨の短時間予測の研究を行っており，現在までのところ，予測モデルの開発，そのモデルの予測特性及び予測精度の評価，他の予測手法との精度比較を行っている。ここでは，当研究室が開発した降雨予測モデル「雨域追跡法」について紹介するとともに、流出予測への応用にあたっての注意点について説明する。

2．雨域追跡法による降雨予測

2．1　予測手法

雨域追跡法による降雨予測手法を簡単に述べれば次のようである。

（1）T時刻とT－Δt時刻の2枚のエコー図をある降雨強度（これを閾値と呼ぶ）を境にして，各直交メッシュの降雨強度が閾値以上のメッシュを1，降雨強度が閾値以下のメッシュを0と2値化

する。

なお，閾値としてエコー図の各メッシュの雨量強度を大きい順に並べ大きい方から数えてメッシュ個数で1/3番目にあたる降雨強度を採用することが，レーダ観測範囲全域の雨域の平均的な移動ベクトルを求めるのに適している

（2）T－Δt時刻の2値化したエコー図を平行移動させ，T時刻の2値化したエコー図に重ね合わせ次式で定義される関連係数C.A.を求める。

$$C.A.=\frac{n_1\cdot n_4-n_2\cdot n_3}{\sqrt{n_{12}\cdot n_{34}\cdot n_{13}\cdot n_{24}}}$$

ここに，nは表－1に示すようなマトリックスの要素である。

この関連係数が最大値を示すような方向及び距離を雨域の移動ベクトルとする。

表－1　関連係数算出のためのマトリックス

T時刻の	T－Δt時刻のエコーの値		
エコーの値	1	0	計
1	n_1	n_2	n_{12}
0	n_3	n_4	n_{34}
計	n_{13}	n_{24}	

n：メッシュ数

（3）この設定した移動ベクトルを用いてT－Δt時刻のエコーを移流させて，T時刻のエコー図と重ね合わせることにより降水強度の差｛E(T)－E(T－Δt)｝を求め，Δt間の発達・衰弱量とする。

(4)設定した移動ベクトルでT時刻のエコーを5分間隔で移流するとともに，発達・衰弱量も定値外挿して，各時刻のエコー図を予測する。予測雨量はこれらエコー図から降雨強度を5分間の降雨量に変換し累加して求める。

なおここに示した発達・衰弱量の算定法，外挿法はその一例として示したものであり，必ずしもこの方法にこだわることはない。また発達・衰弱を考慮しない場合は(3)のステップが省略されることになる。発達・衰弱を考慮しない予測方法をここでは「単純移流モデル」と呼ぶことにする。

雨域追跡法に基づく短時間降雨予測の精度は，移動ベクトルの設定及び発達・衰弱量の見積りをいかに正確に行うかに依存することは言うまでもない。

2．2　予測精度

(1)使用データ

レーダ雨量計は赤城山レーダのものを用いた。対象とした降雨は，降雨規模の大きい，台風，低気圧，前線という3つの降雨成因を含む8降雨である。

(2)単純移流モデルの予測精度

表－2に単純移流モデルの予測結果を示す。ここでは，$\Delta T = 15$分で，発達・衰弱は考慮しなかった。

なお，予測精度の評価方法は次の通りである。

① 予測値と比較する実測値はレーダ雨量値とし地上雨量値は用いない。

② 評価対象面積は15km×15km=225km²の正方形メッシュとする。

（計算は3km*3kmメッシュを最小単位とする。）

③ 1時間予測とは予測時点から1時間後の1時間雨量を，2時間予測とは予測時点の1時間後から2時間後までの1時間雨量を予測しているものとする。

表－2から明らかなように1時間予測では相関係数0.6～0.9と安定した予測精度が得られており，実用性が高いことがわかる。一方，2時間，3時間予測では1時間予測に比べ急激に精度が低下し，相関係数は0.2～0.6程度である。しかし，適中率は70％以上ある。これから，2時間，3時間予測では降雨量を定量的に予測するのは難しいが，定性予測は実用的であると言える。

表－2　単純移流モデルによる予測精度の一覧

降雨名	1時間予測		2時間予測		3時間予測	
	サンプル数	相関係数	サンプル数	相関係数	サンプル数	相関係数
79/05/14低気圧	1975	0.71	1430	0.35	1128	0.26
79/10/18 台風	5391	0.86	4084	0.63	3262	0.42
80/10/19 前線	4578	0.86	2684	0.56	1377	0.40
81/06/25 前線	2518	0.82	1344	0.57	889	0.67
81/08/22 台風	4018	0.76	2958	0.42	2044	0.42
82/07/29 前線	2662	0.63	2099	0.32	1604	0.24
82/08/01 台風	3926	0.62	2905	0.29	2202	0.23
82/09/12 台風	5063	0.81	3558	0.53	2750	0.36
1)適中率	84.5		75.0		71.9	
2)C.S.I.	73.5		57.9		49.9	
3)表現率	85.5		74.1		67.2	
4)一致率	84.0		72.5		65.9	

1)適中率　ランク一致サンプル数を全サンプル数で除したもの×100

2)C.S.I.・$\frac{X}{X+Y+Z}$ ×100

3)表現率　$\frac{X}{X+Z}$ ×100

4)一致率　$\frac{X}{X+Y}$ ×100

実測2mm＼予測2mm		
	W	Y
	Z	X

３．降雨予測モデルの適用方法

３．１　流出予測への応用

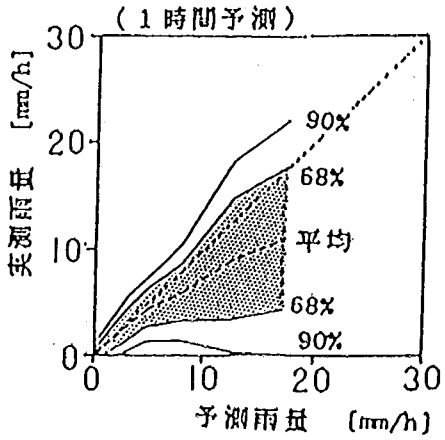
従来のリアルタイム洪水流出予測では、遅滞時間を超える予測は予測雨量を必要とするため、予測降雨が得られない場合は、予測対象時間に限界があった。これに対して、レーダによる降雨予測を応用することにより、流出予測の精度を高めることが可能となる。

また、レーダから得られる降雨値は、9Km²の観測メッシュになっており、局地性降雨に十分対処できる情報量となっている。しかし、従来用いられている貯留関数法等の流出モデルでは、流域平均雨量で降雨を入力する方法であるため、面的な情報が得られるレーダ雨量のメリットを十分に生かすことができない。そのため、当研究室では、現在、レーダメッシュに対応した流出モデルの開発を行っており、今後の成果報告書を待たれたい。

３．２　降雨予測結果の信頼限界

降雨予測モデルを実際の流出量の予測計算に使用する場合は、最終的な流出予測量に対しての使用限界を明確にしておく必要がある。

図－１に単純予測モデルの予測結果を統計処理して求めた信頼限界を示す。これから，予測雨量が実測雨量より大きい値を示す傾向があること，降雨強度が大きくなるほど信頼限界の幅が広がることが分かる。したがって、このような降雨予測の誤差が生じることを考慮に入れた上で、流出予測モデルへ適用することが望ましい。



図－１　信頼限界曲線

［参考文献］

1）土木研究所水文研究室，レーダ雨量計の観測特性と精度向上に関する調査報告書，土木研究所資料第2078号，1984年３月

2）吉野文雄等，レーダ雨量計による降雨の短時間予測，土木技術資料Vol.27,No.7，1985年7月

3）土木研究所水文研究室，レーダ雨量計による短時間降雨予測に関する調査報告書，土木研究所資料第2406号，1986年10月

（水文研究室）

河－7　水位変動に伴う貯水池法面の裸地対策

（質問）

制限水位の設定されているダムにあっては、常時満水位と制限水位に差が生じるため、特に春～秋にかけて貯水池の法面が裸地となって表れ、景観上または水質上問題が生じる。

水位の変動する法面での対策可能な緑化工法等があれば、御教示願いたい。

（細川内ダム調査事務所）

（回答）

1．はじめに

ダム湖ではダムが完成に近づけば、湛水に先だって洪水時水位までの林木はすべて伐採される。また、伐採後に残った林床植生も湛水に耐えられないものが殆どで、これも間もなく枯死することとなる。こうして、植生の消滅とともに水位変動域湖岸は全域的に裸地化が進行する。地形（傾斜・斜面形）、地質、土層等の斜面のもつ素因によって異なるが、裸地化を促進する誘因としては、雨水による表面侵食、寒冷期における凍結・霜柱による侵食、風による侵食、その他がある。さらに、湖面の波浪による侵食、水位変動によって徐々に進む土壌のにじみ出し侵食、また、水位変動による基盤・土層における中間流の変化、間隙水圧の変動による地滑り性崩壊、洪水時を主とした旧渓流の渓床・渓岸湾曲部の侵食、流木等の衝突による侵食等、湛水域における独特の現象がある。[1)、2)]

この様に、裸地の出現は、植物の枯死と土砂の不安定により起こることがわかる。

ここでは、冠水と植物について述べ、緑化工の種類、考え方について説明する。

2．冠水と植物の育成 [2)]

陸生植物は、生育期に長期にわたる水没があれば生育を保つことが出来ないが、短期間の冠水や、樹幹下部の浸水の場合には、その頻度が多くなければこれに耐えて生育する種類がある。しかし、植物が冠水状態におかれた場合、どのような影響

を受け、どのように反応するかは、現在のところ十分に明らかにはなっていない。

（1）湛水と植物の生理的反応

湛水（冠水）状態が植物の生育に与える主要な影響は、土壌中（根系部）における嫌気的な環境の発生である。一般的に根系は、土壌中で呼吸を行っており、湛水（冠水）によって土壌中の空気と水に溶存する酸素が急激に消費されると同時に二酸化炭素の増大などが生ずるため、呼吸が不可能となり根細胞の機能低下による吸水阻害等が生じ、[3]正常な根系の作用が妨害され、植物に種々のストレスが生じる。樹冠部まで湛水すると、植物の生育は停止すると考えてよい。

樹冠以下の湛水の場合は、まず、根系部にストレスの反応がみられ、湛水の程度によって二次的に下部の葉の凋萎現象や白化現象が始まり幹の伸長が休止したり、いわゆる枯れ下がり現象が生ずることもある。酸素濃度の低下には、耐性の強弱によって次のような反応が現れる。すなわち、耐性の強いものは、通常の機能を保ち二次根や不定根を生じ、耐性が中位のものは、不定根の発生が可能で、耐性の弱いものや耐性のないものは、正常根の機能は停止してしまい、不定根は発生しない。

根系は、生育に必要な水分や養分を細胞膜を通じて代謝調節するが、湛水すると過剰な水分や嫌気性環境が根の透水機能を弱め、植物体にアンバランスを生じさせる。湛水条件下の葉は、気孔を閉じ、これによって蒸散とガス交換が制限され、光合成も抑制される。湛水状態が長期にわたれば、植物は養分の吸収や光合成、蒸散の減退などをきたすことになる。

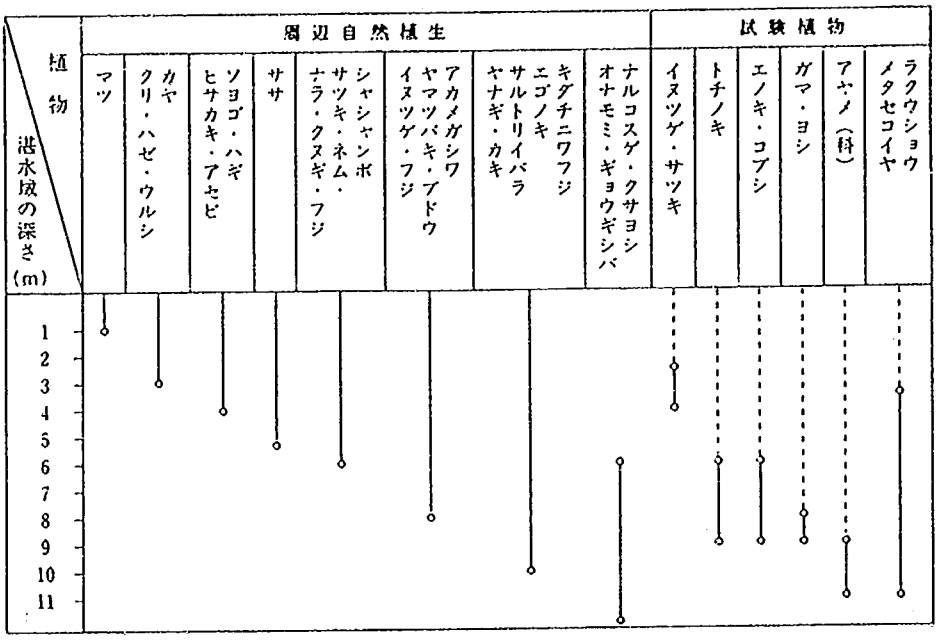
湛水水位が低下し、このような障害が短期間で解消されれば植物の生育は保たれるが、湛水が長期間にわたる場合や回復しないうちに再度湛水条件下に置かれるような場合には、その後の生育に与える影響はさらに大きくなる。

（2）湛水域の植生と冠水抵抗性

陸生植物は、生育期の長期にわたる湛水（冠水）や水位変動の激しいところでは正常に生育することが困難となる。しかし、多目的ダム湖などでは満水位との間に常時5～10m程度の湛水差があり、また夏期に洪水期制限水位が設定されるので、

湛水域の上部域ほど水没しない期間が長い。したがって、短期間の冠水や樹冠部以下の湛水に止まる場合に耐えて生育する種類や、生育期間に一定期間の水位低下が続き裸地が生ずるような場合に発芽や再生する植物の種類はかなり多く、湛水域における湛水深と植物の生育との関係の調査例[2]は表－1のようになる。

表－1　湛水域の深さと植物の生育との関係



湛水域における植物の定着は、水位変動のほか、気候，地形，地質，土層などの自然条件によって著しく異なるが、これまでに観察することができた湛水域湖岸における植生の種類[2][4]は、次のようである。

湛水域内上部の比較的傾斜も緩く、土層も保たれているところでは、森林植生の構成種のなかで耐水性が高いものが選択的に残されている。高木のコナラ、クリ、カキ、ヤブツバキ、アカメガシワ、エゴノキ、ネムノキ、イヌエンジュ、リョウブ、アカシデ、アオダモ、ヤマウルシ、バツコヤナギ、オノエヤナギ等、低木類ではイタチハギが各地のダム湖に分布し、面状に生育するところが少なくない。このほかイヌコリヤナギ、イヌツゲ、ヒサカキ、ヤマハギ、ヤマフジ、タニウツギ、シャシャンボ、コバノミツバツツジ、ホツツジ、レンゲツツジ、ササ類等の他ヤマフジ、ノイバラ等のつる植物もある。草本ではオナモミ（一部にはオオオナモミ）が最も

旺盛に増殖し、イタチハギと共に各地のダム湖で認められる。この他、オヒシバ、メヒシバ、エノコログサ、メリケンカルカヤ、ススキ、シケシダ、イタドリ、スギナ、アメリカセンダングサ、ニシキソウ、コニシキソウ等も侵入が早い。

湛水域内上部の表土が欠乏した急斜面では、高木類が少なくなる。基岩の露出する斜面で、破砕基岩や節理・層理の発達した湿度条件の良いところではイタチハギの様な低木類が定着する。

湛水面域下部では、高木類が急に減少する。生育期に冠水する日数や頻度が少ない場合は、湛水面の低下につれてオナモミ，オヒシバ，メヒシバ，エノコログサ，アメリカセンダングサ、ニシキソウ、コニシキソウなどが，上部から下部斜面に向かって順次発生する。

近藤ら[5]は、緑化用植物の冠水抵抗性を判定するため、水深70cmの実験用水槽を用い、平均流速47cm/sec，濁度28～57ppm,溶存酸素６～７ppm の濁水に地被植物を完全に水中に没し、その生育反応を経時的に実験観察を行っている。

その結果、冠水条件下における生存期間の長短、あるいは被害の発現・進行状態から、冠水抵抗性に極めて富む植物，冠水抵抗性に富む植物，冠水抵抗性の中程度の植物，冠水抵抗性の劣る植物，冠水抵抗性の極めて劣る植物に区分するとおおむね次のとおりである。

(1) 冠水抵抗性に極めて富む植物（生存期間 175日間以上）：チャボリュウノヒゲ，セキショウ，トクサ

(2) 冠水抵抗性に富む植物（生存期間85日間以下）：コモンバミューダグラス，シーサイドベントグラス，セントオーガスチングラス，リードキャナリーグラス，パヒアグラス，ノシバ，コウライシバ，イグサ，ガマ，ヨシ，ハマヒサカキ，マルバシャリンバイ，ツゲ，チョウセンヒメツゲ

(3) 冠水抵抗性の中程度の植物（生存期間50日間以下）：ハイランドベントグラス，ダイコンドラ，ケンタッキーブルーグラス，マコモ，ナギイカダ，ツルオオバマサキ

(4) 冠水抵抗性の劣る植物（生存期間30日間以下）：トールフェスク，ケンタッキー31フェスク，ウィーピングラブグラス，チモシー，オーチャードグラス，トベラ，トゲナシテリハノイバラ

(5) 冠水抵抗性の極めて劣る植物（生存期間20日間以下）：ペレニアルライグラス，イタリアンライグラス，ホワイトクローバー，サツキ，ヘデラ・カナリエンシス，ヘデラ・ヘリックス

冠水条件下で長期間生存する植物でも、景観的に見苦しくない程度の状態で生存するのは15～20日間程度の冠水範囲であるといわれている。

3．湛水面裸地の緑化技術

（1）緑化基礎工の目的

斜面の緑化が維持されるには、斜面の土層を安定に保つことが大切であり、崩壊や滑落の危険があるところには土留工や柵工など緑化基礎工によって安定を図る必要がある。

緑化基礎工は導入する植物に適するような生育環境を造成するために、生育基盤の安定化、不良な生育基盤の改善、厳しい生育環境の緩和を目的として設ける。

1）生育基盤の安定化

一般に、生育土層が安定しているか否かは、斜面の勾配によって異なることが多く、斜面の勾配別にみた緑化基礎工の要・不要の目安は表－2の様に考えられる。

また、生育基盤の安定を図る緑化基礎工には、次のようなものがある。

① 斜面勾配の修正と生育基盤の安定化

積工、柵工、土留工、のり面工等

② 生育基盤層の維持

網張工（金網張工；樹脂ネット張工）、植物素材張工（むしろ張工；わら張工）、枠工（コンクリート連続枠工；プレキャスト枠工；プラスチック枠工；アンカー付枠工；木枠工；鋼製枠工）、土砂詰蛇籠工、客土式積工等

③ 軟弱地盤の排水

のり面蛇籠工、蛇籠暗渠工等

表－2　緑化基礎工適用の目安 [2)]

傾斜角	緑化基礎工の目安
30度以下	・高木類が優占する植物社会の復元が可能 ・生育が良好 ・緑化基礎工―排水工
30～35度	・35度は放置した場合に自然復旧する限界角度 ・一般に，35度を境として，これ以上では，表土層安定のための緑化基礎工が必要になる
35～40度	・中・低木類が優占し，草本類が地表を覆う植物群落の復元をめざす ・生育基盤の安定を目的とする緑化基礎工を設置する ・高木類を導入すると，将来生育基盤が不安定になる危険性がある
45～60度	・低木類や草本類からなる丈の低い植物群落の復元をめざす ・斜面上に15cm以上の厚さの客土をすることは避ける ・生育基盤の安定を目的とする強固な緑化基礎工を設置する ・60度以上の斜面にも植物の導入は可能であるが，将来崩落する危険性が高いので，斜面の形状を変えて植物を導入する

2）生育基盤の改善

植物の根系が伸長できる土壌の硬さには限界があり、それ以上の場合や、土性が良くない場合も改善が必要になる。

①硬質土の生育基盤を改善するには、土壌硬度計で硬度を測定し、それに基づいて改善する。

②粘性土では、通気性の改善が必要であり、排水処理や、気相の多い無機質資材を多量に混合するなどの措置が効果的である。

3）生育環境の緩和

気象条件が厳しいところでは、生育障害が生じ易い。このようなところでは、気象的な生育阻害要因を回避するために、柵工やネット工等の緑化基礎工を設置する。

（2）湛水面緑地の保全

表土の多い斜面では、滑落や波浪による侵食を防止するために編柵工やプラスチック等の新しい素材を活用した柵工などを施工して、土層の安定を図ったうえで植生を導入する。早く密生させるには、播種や枝条を埋める方法や短く切って挿し木や枝まきする方法等を活用する。草本類は表土が安定すれば埋土種子や飛来種子に

よって侵入が早い。

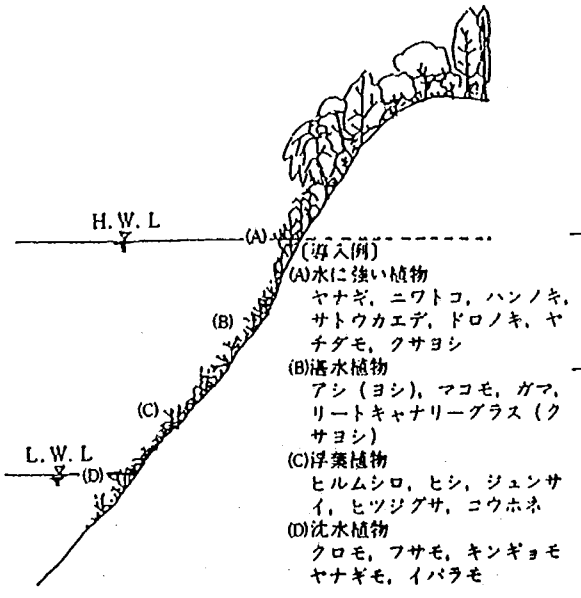
表土が少ない斜面や硬い土層をなす斜面は、乾燥し易く貧養なことも植生の侵入が遅れる要因である。このため、斜面に水平小溝の切付けや小穴をつくり、ここに種子を播種して、侵食防止材、ネット併用被覆工等を行って乾燥と侵食を防止する。植生が定着して繁茂すれば、その部分の環境が改善されるので、自然の侵入も容易になる。

（3）緑化手法

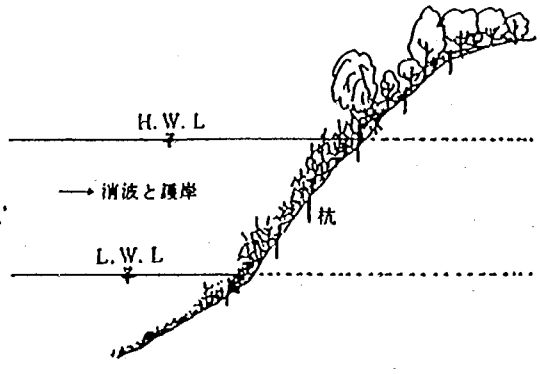
一般には湛水面域の緑化手法として図－1、2[4]の様な考え方に基づいて工法の適用が図られる。

比較的安定で生育基盤が十分な湛水域の斜面では、図－1に示すような方法で緑化が図られる。また、波浪侵食が激しいところ、崩落や土砂流出の危険があるところでは、図－2の様に簡易な土留柵や緑化基礎工（工作物）が併用される。

生育基盤に乏しい湛水域の斜面では、基礎工を併用した基礎造成を伴った緑化が図られる。図－3は丸太材を用いた方法である。丸太材の腐敗から起こる危険を除くための方法として、図－4の様な蛇籠（フトン籠）工が用いられる。この方法は

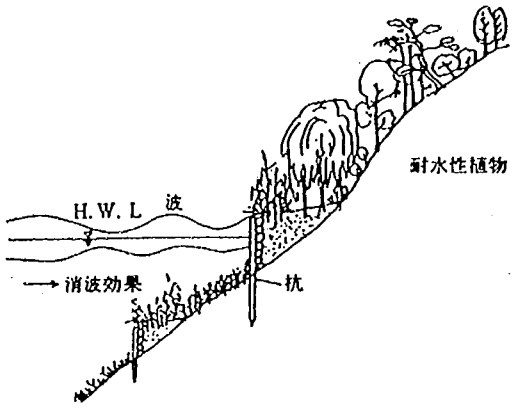


図－1　耐湛水性植物の導入

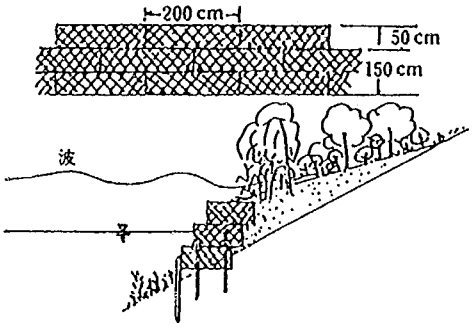


図－2　簡易工作物と耐湛水性植物の併用

比較的急斜面にも適用されるが、大きな土圧が予想される場合は擁壁工を用いる。緩傾斜では、図－５の様な消波及び侵食防止に丸太材やプラスチック素材の土留工が設けられる。



図－３　基盤造成を伴う方法（丸太柵工）

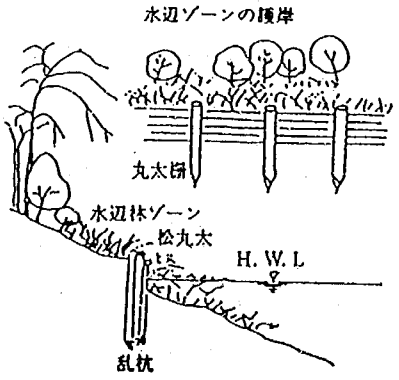


図－４　基盤造成を伴う方法（蛇籠工）

４．緑化の考え方 [1)]

（１）既設ダム湖岸

土層の安定や表面の保護、保湿等の対策を配慮すれば、かなり緑化が図られるものと思われる。高木類は生育土層が十分保たれていなければならないので裸地斜面への導入は困難で斜面の安定を待って自然に生立するのを期待する。従って導入植物は耐性の優れているイタチハギ、ヤナギ類を主とし、これと発芽生長が早く面的な地表緑化が得られる草本類も多く活用すると良いと思われる。



図－５　土留工による消波と護岸

（２）新設ダム湖岸

新設ダムでは湛水域の林木は事前に伐採されるが、試験湛水の行われる３年ほど前から湛水域上部で、湛水に強く萌芽力の旺盛な樹種の中径木以下のものは残し、

他のものは伐採する。伐採した跡にはイタチハギの植栽や播種、オナモミの播種等を行って湛水が始まるまでに全域的な分布が図られるようにする。こうすれば湛水直前に伐採したときの地表よりは裸地化に対する耐性も向上すると思われる。

なお、斜面の緑化が維持されるには、斜面の土層を保つことが大切なので崩壊、滑落の危険があるところには状況によって強固な土留工や柵工等によって安定を図る必要がある。

参考文献

1）難波宣士編著：緑化工の実際（創文）　1986

2）最先端の緑化技術（ソフトサイエンス社）

3）苅住　昇：樹木根系図説（誠文堂新光社）　1979

4）太田重良：ダムの修景緑化について、ダム日本No.430～434　1980

5）近藤三雄ほか：冠水地の緑化に関する実験的研究、緑化工技術、8(3)　1982

6）小暮　保：多目的ダムなどによって生ずる貯水池湖岸線の帯状裸地に対する緑化工法の一考察、緑化工技術4、(2)　1977

7）倉田益二郎：緑化工技術、森北出版　1979

この他にも参考にした文献としては、

• 野田坂伸也ほか：ダム湖の定期水没域の植生、緑化工技術8(3)　1982

• 松野幸雄：水中緑化工の実用化について、グリーンエージ4　1977

• 岩川幹夫：ダム湖淡水域の植生及び緑化について

• 利根川ダム統合管理事務所：自然環境調査とりまとめ業務報告書　昭和５８年

• 三春ダム工事事務所、（財）ダム水源地環境整備センター：三春ダム貯水池湖岸対策検討業務報告書　昭和６３年

などがある。

緑化については、冠水後の水中での植物の腐食、分解や施肥による貯水池水質への悪影響も予想される。この様な影響も考慮にいれ冠水前に刈とりを行うなどの管理も必要になると思われる。

（緑化研究室、水資源開発研究室）

河－8　漏水対策と地下水涵養

（質　問）

現在，吉野川第十堰の改築のため実施調査に着手しているところであるが，堰の位置する吉野川下流平野一帯は，近年，地下水の塩水化が進行し，社会問題化しているため，堰改築に際して地下水涵養による塩化化防止を望む声が強い。しかし，堰湛水のために堤内地側が過度の漏水により湿潤化する恐れもあり，併せて対応策を検討する必要がある。そこで，堰湛水による漏水対策と地下水涵養という相反する対応を同時に考えた検討事例，実施事例があれば御教示願いたい。

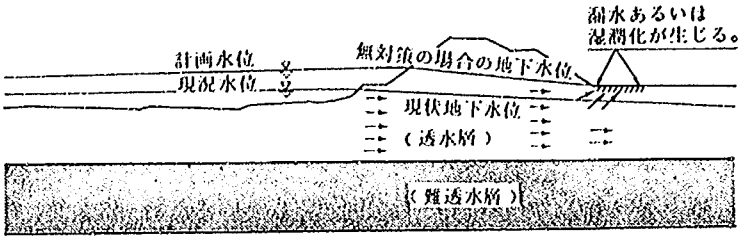
（徳島工事事務所）

（回　答）

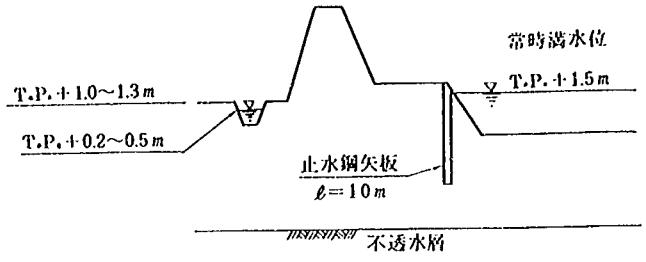
質問のように，地下水の塩水化が問題になっている地域での堰の築造としては，矢作川河口堰，遠賀川河口堰，芦田川河口堰，長良川河口堰等の事例が挙げられる。いずれも，堰湛水による河川水位の上昇による堤体及び堤内地側での湿潤化（図－１）が問題とされ，同時に，地下水の流況の変化にともなう（主に堰下流域における）塩水の遡上の問題が懸念されたことから，その両者を満足するように漏水対策と地下水涵養とを組み合わせた工法が採用されている。すなわち，堰湛水による河川水位の上昇とそれに伴う漏水等に対しては，川表側の止水矢板によって河川からの浸透水を遮断したり（図－２），ブランケットによって浸透経路長を大きくして堤内地側での地下水位の上昇を抑えるような工法（図－３）がある。また，それらを併用する場合（図－４）もある。一方，塩水遡上に対しては，地下水位をあるレベルに保つように堤脚部に承水路を設けたり（図－２，４），対象地域に盲暗渠を格子状に配置したりする方法（図－３）が挙げられる。この場合，矢板は，原則として不透水層へ完全に貫入させている。矢板の貫入率と止水効果の関係を検討した事例をもとに，矢板の打ち込み深さで浸透水量をコントロールし，地下水を涵養させるようなことも考えられなくはないが，施工時の継手からの漏れや，地盤内の透水層の分布状況など不確定な要素が多い。したがって，一応，河川水の浸透を極力おさえておき，その上で，承水路等による地下水位のコントロールを行おうというものである。また，堤内地側に余裕がある場合には，図－５のように嵩上げ盛土を実施して，この部分での漏水等を防止する方法もある。

ただし，広域的な地下水の挙動（塩水の遡上の問題を含めて）はきわめて複雑であるため，事前の地下水動向の調査，堰湛水による影響の評価などを事前に調査することはもちろん，事後の継続的な観測を実施することか望ましい。

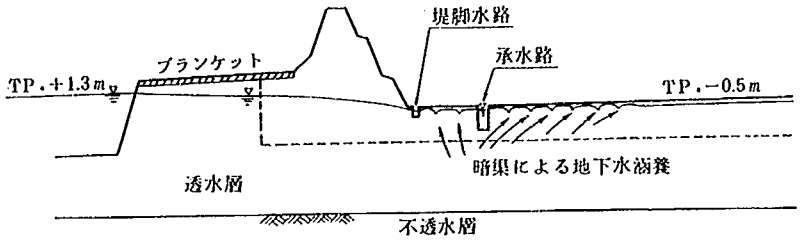
（土質研究室）



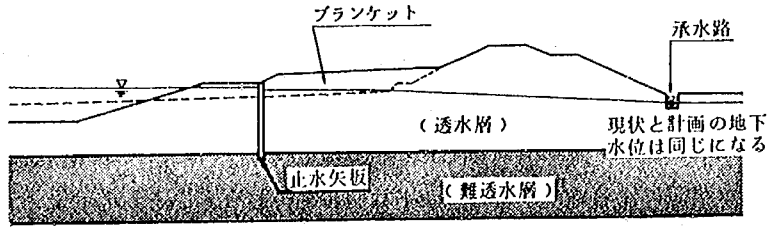
図－1　堰湛水にともなう地下水位の変化



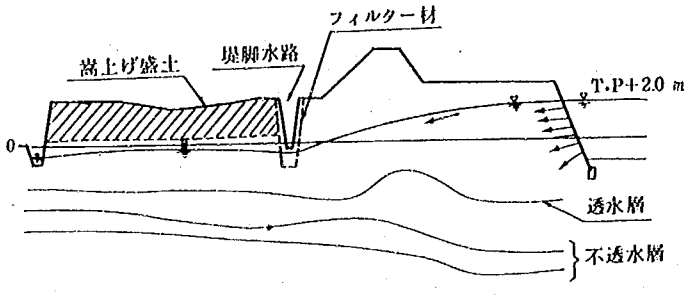
図－2　止水矢板と承水路とを併用した場合



図－3　ブランケットと承水路，暗渠を併用した場合



図－4　止水矢板，ブランケットと承水路とを併用した場合



図－5　堤内側嵩上げ盛土と承水路を併用した場合

河－9　樋門の門柱部の設計及び樋門部における遮水工

（質問）

（1）樋門の門柱および操作台は通常標準設計に準じて設計しているが、条件によっては柱断面の鉄筋応力度に余裕のあるものもある。構造設計の考え方について御教示願いたい。

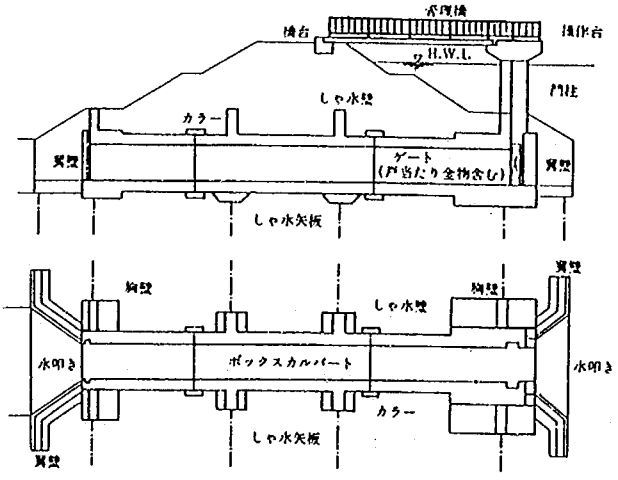
（2）樋門の下部及び側部については、レーンのクリープ計算により遮水工を決定しているが、上部については検討をせず遮水壁のみで対応している。上記検討を行い遮水壁の増設等を考慮する必要はないのか。

（河川工事課）

（回答）

（1）樋門の門柱部の設計について

樋門・樋管は図－1に示すように複数の構造部から構成されているため、その設計に当たっては各構造部との関連について十分な配慮が必要である。



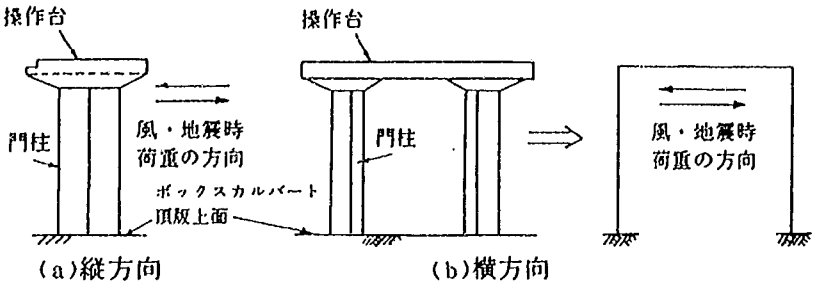
図－1　樋門・樋管の構造部

御質問の門柱及び操作台についても、その機能を十分に発揮させるためには、ゲートの取り付け及びその操作性（操作台の作業スペースの確保）あるいは維持管理のために設ける管理橋等、門柱及び操作台に係わる他の構造部との調整が重要となる。

以下に、門柱及び操作台の設計上の留意点を含め、その考え方を記述する。

(a) 門柱及び操作台の設計状態

門柱及び操作台の設計は、縦方向と横方向の２条件について行う。図－２にそれぞれの設計状態を示すが、いずれもボックスカルバートの頂版上面と門柱のつけ根を固定端と考え、縦方向を片持ばりとして、また横方向を門型ラーメンとして、常

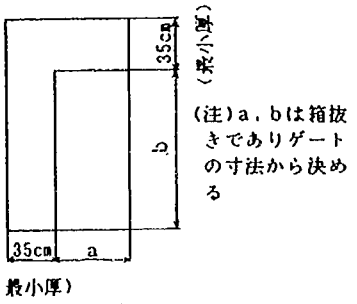


図－2　門柱及び操作台の設計状態

時，風荷重時及び地震時（但し、横方向の場合、温度の影響についても考慮する）の各荷重状態について設計断面力を計算する。

(b) 部材寸法の設定と部材設計

門柱の部材寸法は図－3に示すように、ゲートの寸法及び耐久性・施工性等から規定される最小部材厚（河川砂防技術基準では35cm但し、規模の小さいものは30cm）を基に設定する。



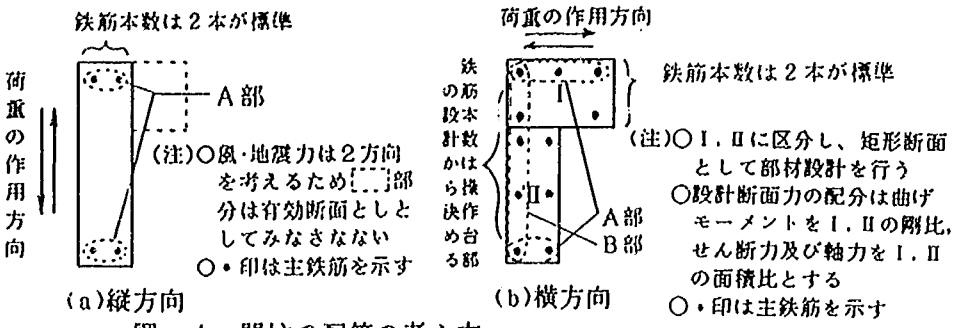
図－3　門柱の部材寸法の決め方

また、部材設計は各部材に作用する設計断面力、部材寸法及びコンクリート・鉄筋の許容値から必要鉄筋量を求め、それに対して各部材の取合いあるいは施工性を考慮した実際の配筋を行った後に実応力度を照査するのが一般的である。これは図－3で設定された部材寸法は、ほとんどの条件で応力上からの断面不定を生じないことからである。なお、必要鉄筋量と実応力度は、曲げモーメントと軸方向圧縮力を同時に受ける矩形断面として算定するが、その詳細については「標準設計第3～4巻」を参照されたい。

(c) 配筋の考え方

配筋は(a)で述べた各設計状態を満足し、かつ部材の取合い（この場合は門柱と操作台）等を考慮する必要がある。以下に門柱及び操作台の配筋に当たっての留意点を示す。

① 図－4に示すA部の鉄筋径は、縦方向と横方向の両設計状態を満足する必要があるため、それぞれの必要鉄筋径のうち大きい方で決定する。



図－４　門柱の配筋の考え方

② B部の鉄筋は配筋上、操作台の上側鉄筋と同一になるため、鉄筋径と鉄筋本数を門柱部と操作台の両者から決定する。一般には、門柱のⅡで決定されることが少ないので、Ⅱの鉄筋応力度に余裕が生じる場合もある。

③ さらに、門柱の主鉄筋径は施工性から同径が望ましいので、①，②の結果を基に調整を行う。

以上、門柱及び操作台の構造設計の考え方を簡単に紹介したが、御質問の鉄筋応力度の余裕については、(C)で述べたように実際の配筋に当たって種々の調整を行う結果、条件によっては鉄筋応力度に余裕が生じる場合もあると考えられる。

(2) 樋門部における遮水工

一般に、土とコンクリートなど異質な材料との接触面は水が通りやすい傾向にあり、しかも、そのような箇所は施工時に十分な締固めを行うことが困難な場合が多いために埋戻し土自体の透水性も、他の部分（構造物のない部分）に比べて高くなりやすい。このため、その接触面に沿って浸透水が集中して流れやすく、また、流速が大きくなるため土粒子が押し流される可能性が高くなる。河川堤防を横断する構造物においても、堤体の一般部に比べれば堤体との接触面に浸透水が集中しやすく、その部分から土粒子が流出する可能性があり、特に、構造物の底面では、土粒子が洗い流されるとその部分が空洞化し、堤防の安全性を損なうことにつながりかねない。このため、従来より、矢板等の遮水工を設置し、構造物と堤体との接触面に沿った浸透経路を長くして接触面に沿う流れの動水勾配を減少させるような対策

が行われてきている。このときの遮水工の長さ（打設深さ）を算出するために、実際の構造物における破壊事例から浸透経路長と堤体の安全性の関係をまとめたものが、レーンおよびブライの研究であり、現在のクリープ比による矢板長の計算方法である。

しかしながら、過去に行った構造物回りの損傷に関する実態調査によると、構造物の底面ばかりでなく、側面を回り込む流れによっても土粒子が洗い流されて空洞化している事例が確認され、その後、構造物の側面に関しても同様の遮水工を設置する必要が指摘されたことは周知の通りである。

ところで、構造物の上面に関しても上述のようなことが当然考えられるわけであるが、埋戻し時の締固めが十分に行える場合（埋戻し土の透水性を低く抑え、構造物と埋戻し土を密着させ得るような場合）には、通常の遮水壁でも十分であると考えている。ただし、構造物と堤体との不同沈下が予想される場合や、埋戻し土部分に透水性の大きな材料を用いざるを得ないような場合には、そこが弱点とならないよう遮水工を設置することが望ましい。この場合の遮水工の範囲は、想定される堤体内浸潤線の高さまでとするのが適当であろう。

（システム課・土質研究室）

河－10　高水流量の土砂混入の考え方の適用河川

（質問）

土器川の直轄河川区間の現行河床勾配は、1/101～1/308と非常に急勾配である。出水時には流水に土砂が混入して流れる状況にある。砂防河川では計画流量に土砂混入を見込んでいるのと同様に、土器川でも計画流量に土砂混入を見込むべきではないかと思われるが、一般の急流河川で土砂の混入を見込むべきであるか御教示願いたい。また、見込むのであれば、その手法についても御教示願いたい。

（河川計画課）

（回答）

土砂の混入を見込むのは勾配が1/10のオーダーの場合、すなわち勾配が非常に急な場合で、通常の河道では土砂の混入は見込まない。これは、以下の理由による。

通常の河道であれば、洪水中の土砂混入率は、高々 1%程度であり、多くの場合（中間地河道～緩流河川）では、 1%混入していることはあまりない。また、流量の数%の誤差が水位に及ぼす影響は高々数cmで、また０．数%の誤差であれば、数mmの誤差にしかならない。水位に与える影響としては、流量の誤差よりも河床波による粗度の変化やその他の影響の方が、かなり大きい。すなわち、土砂の混入の影響よりもその他の影響の方が大きいので、土砂混入の影響を評価しても、その他の影響の方を考慮していなければ意味が無いことの方が多い。また、急流河川の堤防安全度は水位だけで決まるのではなく、また扇状地河川については、不等流計算などにより水位を精度よく評価することはまだまだ問題が多い。

したがって、実際には勾配が1/100よりも緩ければ通常河道計画では、一般的には土砂の混入量を計画流量に見込まなくてもよい。ただし、以下の場合は例外とする。現在、通常の河道勾配の部分で、土砂の混入を見込んでいる河川に熊本県の白川がある。これは、土砂の氾濫による災害が生じたことがあったためである。また、白川上流は、火山性荒廃地である。すなわち、この河道は河床材料に火山灰が多く、洪水時に泥流となって流れる可能性がある河道である。したがって、通常の河道の

勾配であっても、火山灰性の荒廃地河道については、これまでの土砂災害の事例の有無や規模について調査を行い、問題がある場合には土砂の混入を見込む。

（河川研究室）

河－11　急流河川における護岸根入れ根固め対策

（質問）

土器川は，河床勾配が約1/100と非常なる急勾配であるため，流速も早く局部的には5m/sに達するものと推定される。このことから，急流河川根固工法として開発されたコンクリート十字ブロックを採用する等の改修工事が着手当時より取り組まれている。

このことから今後共，護岸の根入れ，根固め対策を強力に推進を図るべく検討をしており，これに関する昨今の新技術や事例があれば御教示願いたい。

（香川工事事務所）

（回答）

護岸の破壊は大部分が基礎の洗掘によるものであって，充分な根入れ深を取ることが要求されるが，急流河川等では多大な費用を要することから，根固工と一体として耐洗掘抵抗性を持たせている事例が多い。護岸の根入れは，洪水時の洗掘深が判明していれば，その深さまで基礎工の天端を下げることが考えられる。しかしながら，現時点においては，施工条件等の面から現況河床または計画河床のいずれか低い河床を見つめ，その高さより１m以上の深さに基礎を入れているものが多いようである。このようなことから護岸前面の河床の洗掘を防ぎ，基礎の安定を図る目的で設けられる根固工の重要性は極めて大きい。根固工の備えるべき要件は，掃流力に耐えること，耐久性が大きく，河床変動に対応し得ることなどである。よって，適当な屈撓性と粗度が必要であり，適当な重量を持たせることが必要である。ここでは，この根固工の布設幅や必要ブロック重量等の新しい考え方および留意点について以下に述べる。

（１）根固工の布設幅について

根固工の機能としては，根固工前面に洗掘が生じた場合においても，その前縁が河床に追随し，かつこの状態においても護岸前面の根固工の一部が安定である必要がある。連接層積みブロックによる根固工の沈下特性に関する実験結果によれば，

河床材料の安息角で沈下して行くことから，洗掘深に対して根固工が滑動しないための安定条件，すなわち根固工の必要布設幅を求めることができる。図-1は，このような考え方から洗掘深Dと設計布設幅B_tの関係について，単位面積当たりのブロック重量別に示したものである。これより，洗掘深Dが決まれば必要布設幅とブロック重量を求めることができる。また，この結果によると洗掘深に対して根固工が安定であるための必要布設幅はかなり大きいことがわかる。

いっぽう，根固工の施工にあたっては，布設幅はできるだけ小さい方が経済的である。安定条件に対して検討した各要素（安息角，摩擦係数，揚力係数，粗度係数）のうち，この布設幅を低減させる効果が最も大きいのは，ブロックと河床との摩擦係数を大きくすることが効果的であることなどが概略明らかになっている。なお，以上のような連結層積みブロックの他に，連結しない場合や乱積み状態における根固工に対しては現在検討中である。

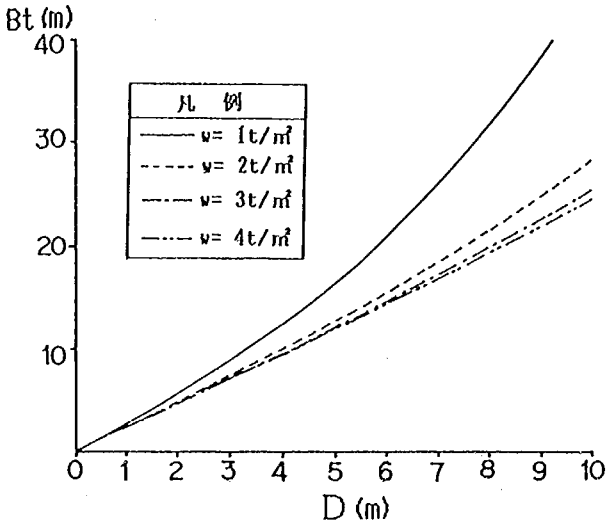


図-1 洗掘深と布設幅の関係

（2）根固めブロックの重量について

根固めブロックは，連結構造としても摩耗や腐食によりその連結が外れて個々のブロックが単体となる場合もある。その場合のブロックは，単体となっても移動しないだけの重量が必要である。ブロックの単体としての移動限界流速は，ブロックの形状や重量および河床の状況等により異なる。図-2はブロックの代表的な形状を大別し，そのときの移動限界流速と重量の関係を示したものである。

実験は，模型ブロックが移動する限界時の流速をブロック柱頭部で測定し，その

結果を実物大のブロックに換算し直したものである。この図を参考にして，単体ブロックの移動限界流速を求め，敷設する地点の流速と比較し，ブロック重量の選定に用いることができる。

なお，根固めブロックは，通常一層あるいは二層に敷設され，群として用いられる。この場合，群としてのブロックの移動特性は，ブロック相互間のかみ合せ効果や，ブロックによるしゃへい効果があるため，単体ブロックとしての，移動限界流速よりも大きな流速でなければ移動しなくなる。したがって，群としての機能を保持し得る場合には，許容流速の割増し係数を考えるものとして，実験に基づいて得た結果を示したものが表-1である。

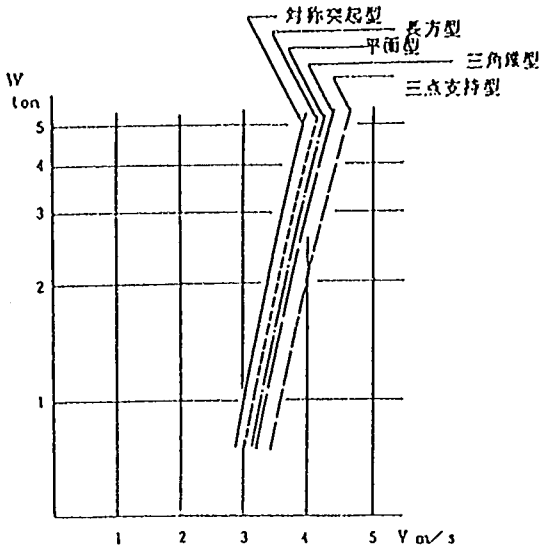


図-2　ブロック単体の移動限界
（今後の実験の増加によって変わる可能性あり）

表-1　ブロック群の流失に対する許容係数

型	単体	群
平面型	1	2
長方型	1	2.8
対称突起型	1	1.5
三点支持型	1	2.3
三角錐型	1	1.4

（参考資料，今後の実験によって変わることもありうる）

なお，実際の設計に際しては，ブロックによる流速てい減効果やブロック周辺の洗掘の特性には十分考慮する必要がある。すなわち，ブロックが流失する原因には，

ブロックの単体としての重量不足によるものと，洗掘が生じ２次的に流出するものとがあり，後者についてはブロック形状による影響が存在するものと考えられる。しかし，現段階では明瞭な結論が得られておらず，さらに今後の調査検討が必要とされる。なお，連結鉄筋の改良や強度等の検討も必要と考えられる。

（河川研究室）

河－12　橋脚の流下方向の長さと流水阻害率との関係

（質問）

河道内に橋脚を設ける場合，河積阻害を必要最小限度とするための一般的な目安として，河積阻害率（橋脚の総幅が川幅に対して占める割合）を用いて，治水上の影響への対策指導の根拠の一つとして利用している。これに対し，橋脚の流下方向の長さを流下方向に直角方向へ換算し，河積阻害率に含めて評価できれば，流下方向に橋脚が長大となる橋脚に対する対策指導の根拠の一つとして活用が期待できると考える。そこで，橋脚の流下方向の長さを流下方向に直角方向へ換算する手法を水理学的理論付等により，簡単な数式で表す事ができれば御教示願いたい。

（河川部河川管理課）

（回答）

河川管理施設等構造令によれば，河川区域内に設ける橋台及び橋脚は，計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げず，付近の河岸及び河川管理施設の構造に著しい支障を及ぼさず，並びに橋台又は橋脚に接続する河床及び高水敷の洗掘の防止について適切に配慮された構造とするものと記されている。このようなことから橋脚による治水上の影響を極力小さくして，河積を阻害する程度を必要最小限にとどめるための一般的な目安として，河積阻害率が規定されている。この河積阻害率とは，流向に対して直角方向に測った橋脚の総幅がその川幅に対して占める割合として表わされている。したがって，このような概念からは，質問事項の橋脚の流下方向の長さを流下方向に直角方向へ換算する方法の水理的に明確となる根拠や手法はないと考えられる。しかしながら，橋脚による河川の縦断方向に対する影響については，橋脚の形状（方向）や配置によって，下流の流況に及ぼす影響等はかなり大きいと考えられる。すなわち，流水方向に対して橋脚軸が一致していない場合においては，その遮蔽幅が大きく影響して，水位の堰上げや橋脚周囲の局所洗掘が増大し，また下流側河床変動に及ぼす影響も非常に大きくなる。このような場合には，橋脚の抗力係数が変わるので，簡単に河積阻害率で橋脚の影響を評価し得ない。

水位堰上げへの影響ではないが，流水方向と橋脚軸の傾斜角θが洗掘深に及ぼす影響としては，θ＝0°に対する係数としてLaursenによって得られている[1]。これによると洗掘深は，橋脚軸長Lと橋脚幅Dとの比L/D＝4，θ＝20°ではθ＝0°における最大洗掘深の約1.7倍に達する。このため橋脚軸は，洪水時の流向に一致させ，流量や水位によって流向が変化してもθは5°以下とする必要があるとされている。[2] また，低水路法線形や河道の湾曲する場所等の橋脚の配置，斜橋の影響，近接橋等による河川への影響の把握と対策等の検討に関しては，定性的な現象はある程度明らかにされているものの，個々の河道特性による三次元的な流れの問題であるので，現在のところ模型実験による検討が有力な手段としてその役割を果たしている。

（参考文献）

1) Laursen ,E.M. :Scour at Bridge Crossings, Proc. of ASCE. HY2, Vol.86, 1960.

2) 土木研究所資料第1797号：橋脚による局所洗掘の予測と対策に関する水理的検討，昭和57年3月。

（河川研究室）

河－13　局所洗掘対策工

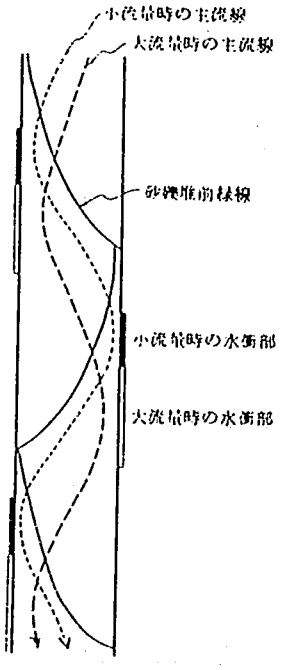
（質問）

那賀川水系那賀川では，単列砂礫堆が発達しながら下流へ移動している。そして，澪筋と洪水時の主流線が重なっているところでは，局所洗掘が発生し，堤体への悪影響が危惧されている。そこで，この対策工としてふさわしい工法を紹介していただきたい。

（徳島工事事務所）

（回答）

河道の蛇行や砂礫堆に対応して生ずる水衝部の対策工法は，最終的には護岸，根固工が必要であろうと考えられる。砂礫堆の形成されない河道あるいは砂礫堆が形成されてもそれに伴う流れの蛇行が弱い場合は，水衝部位置が河道の形状によってほぼ決まってしまうが，砂礫堆の形成される河道では，河道の蛇行だけでなく，砂礫堆に伴う流れによっても，水衝部が形成される。この砂礫堆上の流れと水衝部との関連は図-1に示すようなものとなる。水衝部は，洪水中の大きな流量によってできるものと，洪水終期のように，小流量でも砂礫堆の高まりからの落差を伴う岸に直角に近い流れによってできるものとがある。護岸，根固めは，どちらの水衝部も対象となるが，概して緩流河川では前者の場合が，急流河川では後者の場合がより重要と考えられる。



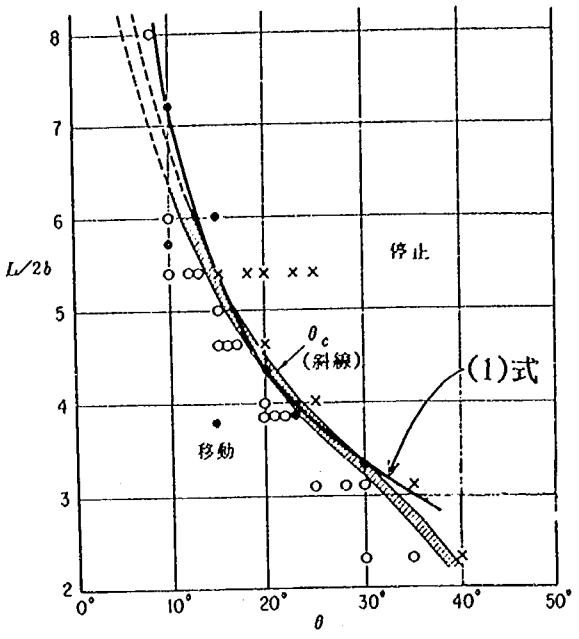
図－1　砂礫堆と水衝部

以上のように水衝部位置は，河道形状とそこの砂礫堆位置によって推定できるが，砂礫堆が移動している場合は，水衝部の位置がそれに伴って下流へ移動するので，護岸，根固めも水衝部の移動による災害を被る前に下流へ延長しなければならない。また，

このような場合の対策の一つとして砂礫堆の移動を停止させ，澪筋を固定させる方法も考えられる。この水衝部を固定させるための条件は，種々の波長の水路における実験により，図-2が得られている[1]。これは低水路河道の蛇行半波長をその河道に形成される砂礫堆長と同程度とし，

$$L/2b = \left(\frac{1}{\tan\theta}\right)+1.5\cdots\cdots(1)$$

で与えられる曲がりを有する蛇行河道とすることである。



図－２　砂礫堆の停止限界角度θ
（木下良作）

ここにL：蛇行波長(m)，b：川幅，θ：曲り角である。これより蛇曲河道における砂礫堆の停止限界の状態は，対岸からの主流線が，下流凸岸より川幅の1.5倍だけ上流側へ衝る状態とほぼ等しい。ただし，低水路の蛇行半波長がそこに形成される砂礫堆長よりかなり長い場合は，水路の蛇行半波長より短い砂礫堆が河道内に生じて，それが移動する可能性があるため，水路の曲がりをさらに大きくする必要が生ずる。逆に水路蛇行半波長が砂礫堆長よりかなり短い場合は，砂礫堆停止限界の曲がり角が若干小さくなる。

いっぽう，他の局所洗掘対策工としては，水制工がある。ただし，砂礫堆の形成が顕著な河道では，流れの蛇行に逆らって水制だけで流れを変えようとすることは難しいだけでなく，水制の損壊や蛇行特性を乱して河道に悪影響を与える可能性もある。したがって，このような河道の水衝部は，原則として護岸工で対処し，かつ

水制工は河道前面の流速を減勢し，蛇行特性を乱さない程度の長さの短い，透過性のある護岸水制，あるいは根固水制が良いと考えられる。なお，那賀川においては，砂州の下流への移動に伴って，水衝部位置も下流へ移動するので，前もってこのような対策を行う必要があろう。

（参考文献）

1）建設省河川局治水課，土木研究所河川研究室：蛇行現象と河道計画，1982.

（河川研究室）

河－14　局所洗掘対策方法

（質問）

物部川では局所洗掘が著しく、現状は根固工及び水制工が実施されているが局所洗掘の抜本的な対策となっていない。

一方、この洗掘箇所は貴重な淵として鮎をはじめとする魚類の格好の住処となっており、根固めや水制のブロックも餌場や住み処としている。

堤防の安全性を確保することは勿論であるが、魚類の生息にも配慮した局所洗掘対策があれば御教示願いたい。

（高知工事事務所）

（回答）

局所洗掘箇所は魚類の格好の住処である淵を提供する一方、洪水時には水衝部となり堤防に危険をもたらす。また、現在行われている根固工や水制工は空隙や水裏等が魚類に餌場や住処を提供しており魚類の生息に良い環境となっている。

抜本的な局所洗掘対策としては、河道の法線形を変える、あるいは、完全に床固めをする等が考えられる。しかし、これらを行った場合は魚類の住処である淵がなくなってしまう。従って、魚類の生息にも配慮した局所洗掘対策を行うには根固工や水制工を洪水に対して十分強くすることであると思われる。即ち、根固工であれば流体力によって流出しない重量をもったブロックを用いたり、吸い出しを生じないよう吸い出し防止工法をおこなう、あるいは、前面の洗掘に対し追随できるように屈とう性をもたせる等である。水制工ならば、流体力で破壊しないように基礎を強固にすると同時に、周辺に許容以上の洗掘が起こらないよう根固めを施すこと等である。更に、魚類の生息によいといわれている多様な環境を形成させるため、ブロックに突起がある根固工や空隙のある水制工を用いたりすることが望ましいと考えられる。

（河川研究室）

河－15　アーマ・レビーにおける最近の動向

（質問）

近年における改修計画は、年々費用と労力がかさむ一方であり、超過洪水対策の1つの方法としてアーマ・レビーによる耐越水化が検討されています。アーマ・レビー において、現在どの様な工法（対策）が進んでいるのか、現段階で実際に施工している例、また、施工における問題点など最近の動向を御教示願いたい。

（徳島工事事務所）

（回答）

1.はじめに

アーマ・レビーに対する一般的な考え方を示すものとして、以下の文献があるので、詳細については、これらを参照されたい。

1）越水堤防調査最終報告書（解説編），土木研究所資料，第2074号，1983

2）アーマ・レビーの設計（その1,越水対策），土木技術資料 ,vol.30-3，1987

3）アーマ・レビーの設計（その2,漏水対策），土木技術資料 ,vol.30-3，1987

4）加古川堤防質的強化対策調査報告書，土木研究所資料，第2621号，1988

ここでは、実際の施工例として、小貝川（下館工事事務所）の堤防強化対策工法（表法侵食、漏水対策）について示し、また、一般的な問題点を述べることで回答とする。

2.施工事例

アーマ・レビーは、堤防の安全度を向上させるために設けられる。したがって、求める強化の内容とそのレベルによりいろいろな構造のものが考えられる。

アーマ・レビー の構造は、河道や堤土質の条件によって、また、河道計画上での位置づけ、流域の資産や経済性などによって適宜選定される。図-1は、加古川の堤防強化の施工案であり、表法、裏法共に保護工が施工される。これは、典型的なアーマ・レビーの例であり、表裏のどちらもアーマ化された例で越水による裏法の侵食対策がなされている。また、図-2は、小貝川の施工例であり、この場合には表法に

アーマ・コート が埋め込まれ、止水矢板が設けられている。ここでは、既に施工されたこの小貝川の堤防強化の事例について説明を行う。これは、耐越水工法の事例ではないが、侵食対策に対してはこれに似た構造になるので、表法の対策の施工事例として取り上げた。

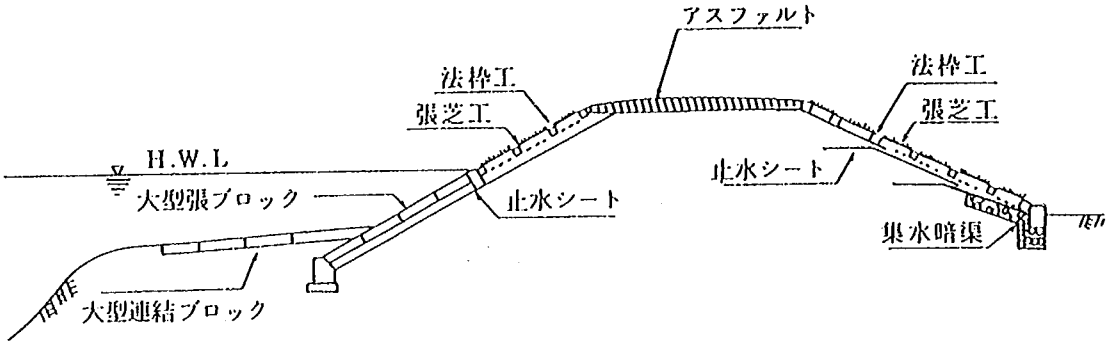


図-1 アーマ・レビーの一例

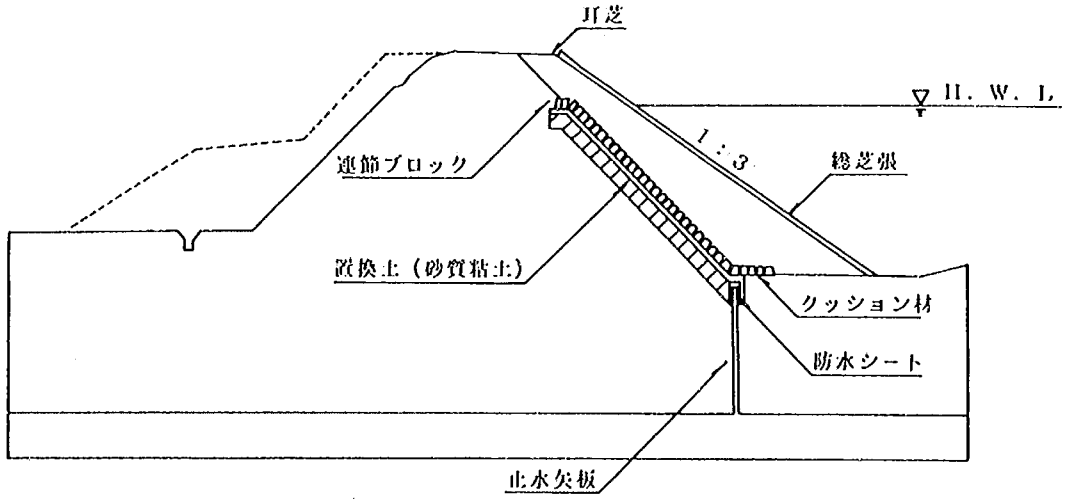


図-2 小貝川の堤防強化

小貝川は、61年8月10号台風により被災し、堤防強化が図られることとなった。また、この時漏水現象が数多く発生したので、堤防強化は透水と表法侵食に対して行うものとして、図-1に示したような工法が取られた。

施工は、表土の置換、止水矢板打ち込み、笠コンクリートの打ち込み、防水シート張り、防水シートの固定、連結鉄筋溶接、連結ブロック張り、表土転圧、総芝張りからなる。写真-1,2は、防水シートの設置及び連接ブロックの設置の施工状況を

表している。また、この事例では、写真-3に示すようにこのブロックの上に表土を盛り、総芝張りを行っている。これは、小貝川の景観及び防水シートの劣化防止の観点から行われた。一般的に、この防水シートの材質は、直射日光により劣化していく性質があるので、シートは通常表面に出さないようにする必要がある。

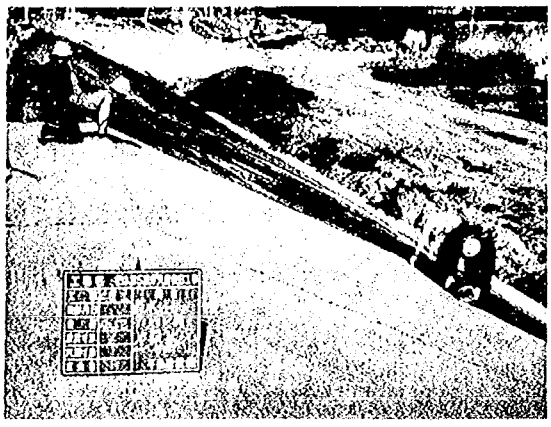


写真-1　防水シートとクッションの施工状況

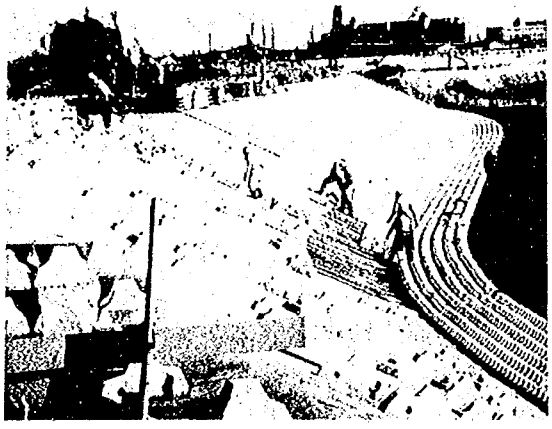


写真-2 ブロック張り施工状況



写真-3　表土転圧の状況

3.越水対策の場合の注意事項

耐越水化の場合は、裏法の保護と法尻の保護を行う。

裏法保護工に要求される機能は以下の通りである。1)裏法の侵食防止、2)雨水浸透の防止、3)河川水の浸透による水圧及び気圧上昇の防止、4)長期間にわたる機能の維持、5)周囲の景観との調和。このような機能を満足する保護工の材料として、コンクリート、アスファルト、防水シートが挙げられる。コンクリート及びアスファルトは、越流水による外力に対して安全であるが、長い区間にわたってこの構造

にするとコスト的に問題があり、また施工に手間がかかる。防水シートは、これらと比べて比較的安価である。ただし、排水、排気を可能にするために、シートをかさ掛け式に設置し、先に述べたように直射日光を防ぐためにシートに土羽を打つ必要がある。また、シートと法尻保護工とは独立な構造にする必要がある。

法尻保護工に要求される機能は、以下の通りである。1)法尻の洗掘軽減、2)堤体土の法尻からの水出し防止、3)滑動や転倒に対して安全、4)堤体内の水をドレーンする、5)長期間にわたる機能の維持。このような機能をもつ材料として、コンクリート、アスファルト、ふとん籠が挙げられる。コンクリート、アスファルトなどを用いる場合には、ドレーン機能を持たせるために、その上下に砕石を引くなどの工夫を要し、また屈とう性が期待できない。ふとん籠は、屈とう性に富み、変形に対し柔軟に対応でき、また、透水性が高いのでドレーンとしての機能も有する。

なお、裏法尻においてはアップリフトが作用するため、防水シートやふとん籠で施工する場合には以下のような対策が検討されている。裏法の変形に対しては、防水シートの下に侵食対策防止工を設置する。また、防水シート及びふとん籠は、十分な強度を持つものを用いる。また、かさ掛け構造の防水シートがずり落ちないように、十分な挿入長を確保する。また、アップリフトが大きくなると考えられる場合には、排水性を十分考慮した構造とするか、土羽土を厚くするなどの対策が必要である。

（河川研究室）

河－16　河川における護床工

（質問）

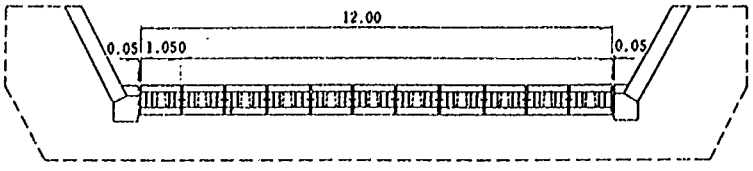
従来、急流河川においては三面張り工が採用されてきたところであるが、近年、アメニティー等の要請から底張りコンクリートに変えて護床工が施工される例がでてきている。この場合の護岸について三面張護岸として取り扱うのかどうか御教示願いたい

（愛媛県土木部）

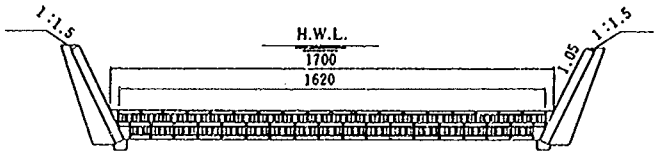
（回答）

護床工施工の場合の護岸の根入れ深さは、三面張り工と同様河床低下が無いと考えて根入れ深さを決めて良いと考えられる。ただし、護床工の施工では河床低下を生じないという初期の目的を達するように設計しなければならない。即ち、流体力によりブロック等が移動しないこと、吸い出しが起こらないことの２点を考慮して設計しなければならない。また、河岸の傾斜が急な場合や、土質が不安定な場合など護岸に擁壁機能をもたせる場合は、河岸の土圧で護岸が転倒しないよう根入れを深くする必要もあろう。

河川砂防技術基準では通常の護岸工の根入れ深さは計画河床か、現況河床の低い方より0.5m～1.5m程度の深さとすることになっているが、一般的な三面張護岸の施工例では、護岸の根入れは図－１，図－２のように護床工下面程度である。しかし、護床工上下流端では粗度の急変による局所洗掘や、河床低下が起こることがある。また、床止め直下流などでも非常に大きな流速と乱れが生じるため護床工が流出したり洗掘が起こるおそれもある。このような特殊な位置の根入れ深さは洗掘、河床低下の危険性を考慮し図－３のように深くされることもある。

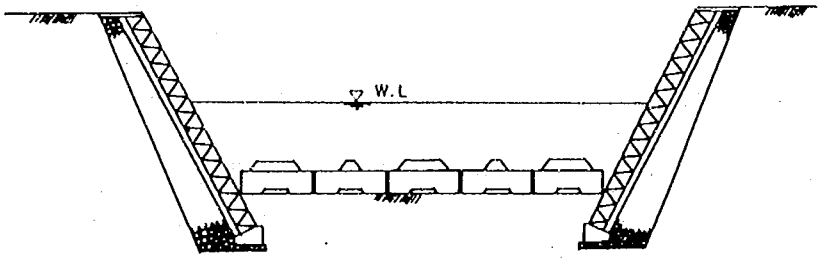


図－1



図－2

三面張り床止め工



図－3

（河川研究室）

河－17　近自然工法の技術基準

（質問）

近年、河川改修における「近自然工法」が注目されているが、その技術基準的なものがないか御教示願いたい。

（高知工事事務所）

（回答）

１．近自然工法とは？

スイス、ドイツ、イギリス等において、ここ１０年の間で行われている河川改修工法をスイスではこのように呼んでいるようである。　ドイツ語では　Naturnaher Wasserbanという。Wasserbanは河川工事の意味でNaturは自然、naherはnahe（近い）の比較級でより近いという意味であり、直訳すれば「より自然に近い河川工事」という意味である。

近自然工法は①自然的景観の形成および②動植物の生活空間の形成を２大目標としている。その際前提となっているのは人間の存在であり、人間のレクリェーション活動である。西ドイツの連邦自然保護および環境保全法第１条第１項には「水域においても、自然および景域を、人間の生存の基盤として、また、自然や景域の中における人間のレクリェーション活動の前提として保護し、保全し、形成すること」

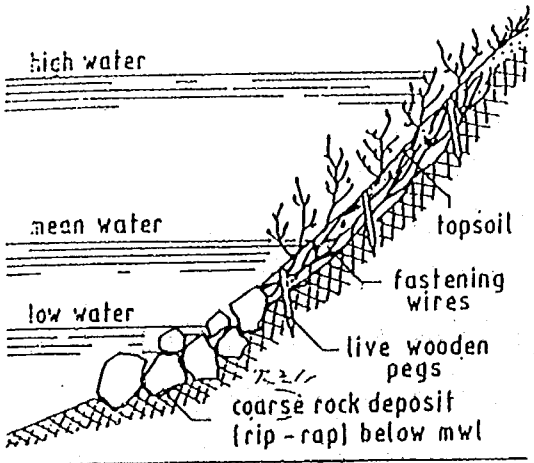


Fig. 4. Collision-bank protection by brush mattress. 2)

図－1

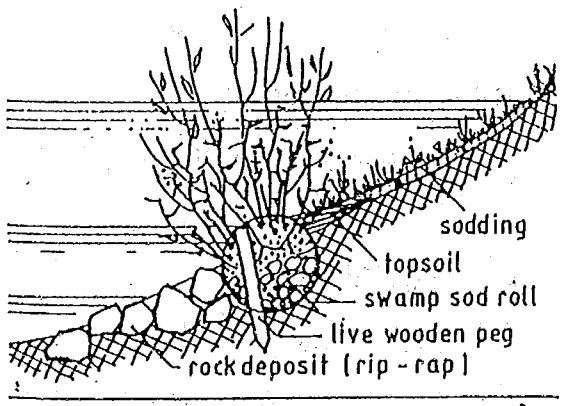


Fig. 5. Glide-bank protection by swamp sod roll. 2)

図－2

と表現されており、前述の内容がよく示されている。このように近自然工法においては人間の存在すなわち人間のレクリェーション活動が前提とされていることは注目してよい。

具体的な工法として行われているのは図－１、２に示すように日本において伝統的に行われていた柳枝工、蛇篭工、粗朶沈床などとよく類似しているものもある。

２．近自然工法の目的

日本においても、うるおいとやすらぎを求める人々の要求が高まり、河川を身近で貴重な自然の場として認識するようになってきた。このような社会情勢により近自然工法は注目されるようになってきている。いわゆる近自然工法の目的は次の２つに集約される。

①景観的に自然の河川に見えること

②魚類等の生物が住みやすい河川であること

これらの目的を達成するために行う具体的な処理方法として次のようにまとめることができる。

1)河岸の処理…植生が繁茂し、生物が住める空間を持った河岸

2)瀬・淵など河床の形態の保全、創造

3)生物の生息に適した局所的な深み、よどみの創造（わんど、水制周辺部のイメージ）

4)河道横過構造物の処理

5)高水敷、堤防、河川周辺の緑地等との一体的整備

３．技術基準について

上述したように近自然的河川改修工法には、種々の対象がありそれぞれその実現への難易度は異なるが技術的には大きくわけて次の課題が上げられる。

①近自然工法を実施した後の景観、生態系に対する効果の評価

②近自然工法の流水の疎通、外力による安全性等治水面の評価

③コスト、施工性の評価

これらの課題を解決できてはじめて技術基準が作れる。土木研究所では都市河川研究室で現在「都市河川における自然的環境の保全に関する研究」「生態系に配慮した河川整備に関する研究」等、質問に関連した課題を研究中である。近自然工法に対する要求が高まってきている今日、早急に研究を進め、河川研究室、現場の意見等を参考にし、可能なところから順次、技術基準に準ずるものを作成するための資料を蓄積していく予定である。

（参考文献）

1)石光研二、端憲二、西ドイツの親水事例、農業土木学会誌、1985.9、vol.53-9

2)Arno S,Schmid「Design In The River Landscape」Landscape Planning10(1983) 31-41

3)Waterspace Amenity Commission「Conservation and Land Drainage Guidelines」 1984

4)クリスチャン・ゲルディ「スイスの近自然河川工法」　近自然河川工法研究会、 1989

（都市河川研究室）

河－18　河川横断構造物と魚道

（質問）

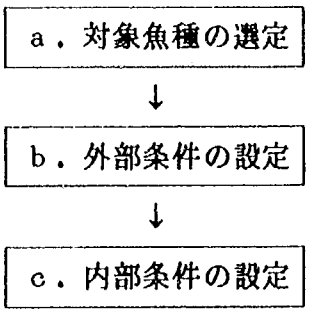
河川の横断構造物に、魚道が設けられており、この工作物は新しいものや老朽化したものもある。また現在、第十堰等改築の予定があり、そこでの魚道を設計するに当たっての留意事項等を御指導願いたい。さらに、魚道公園等を今後検討するにあたって目で見える魚道等の事例があれば御紹介願います。

（河川部河川計画課）

（回答）

1．設計上の留意点

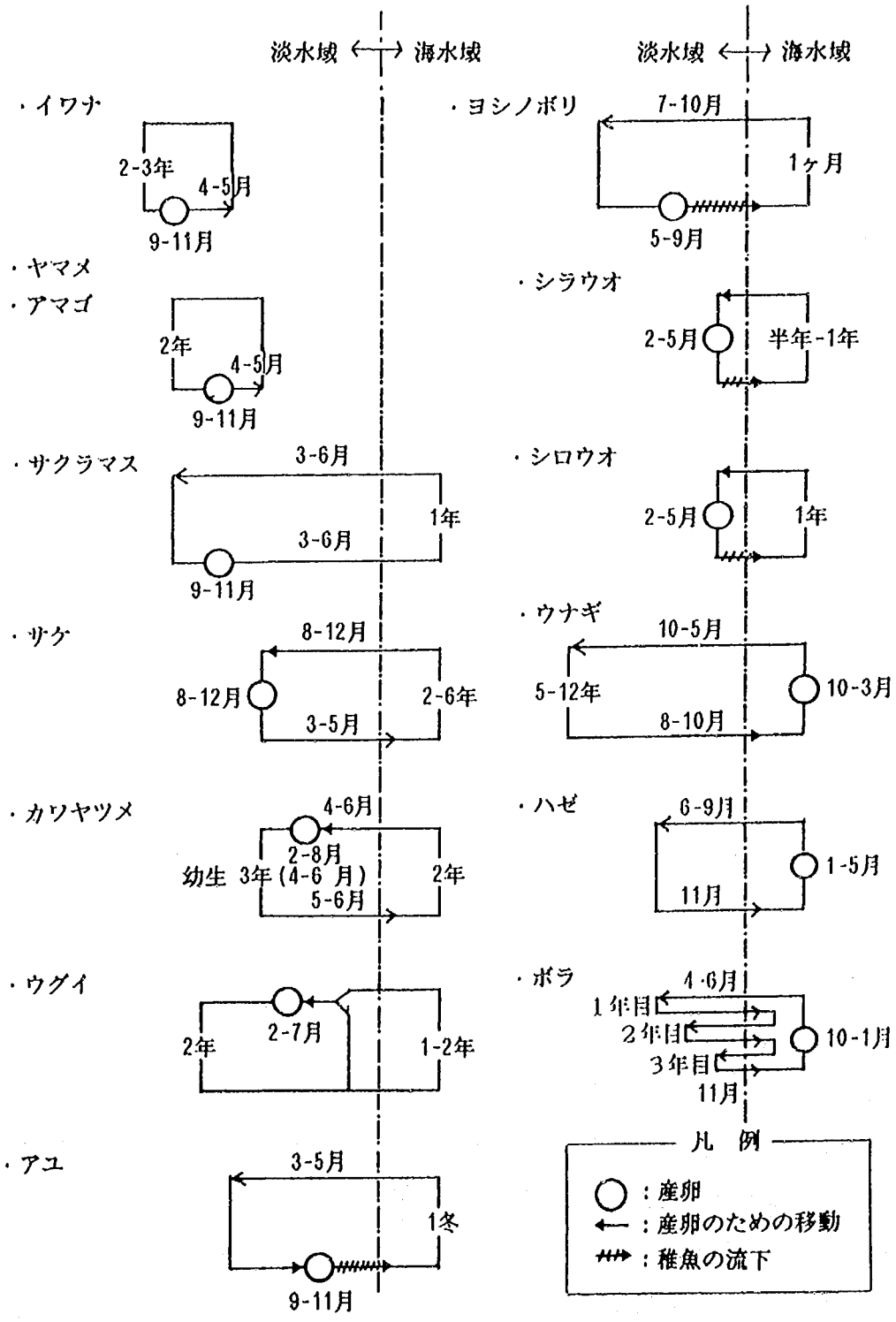
魚道は魚道設置の対象となる生物種を選定し、その生物の生態または適応能力に応じて外部条件、内部条件を設定する。



a．対象魚種

魚道で対象とする魚種または生物種を選定する。対象は、魚道を主に利用する魚種となる。（図－1）

以下、対象種の適応能力に応じて、取付位置、勾配などの外部条件と流速、水深などの内部条件を決定する。しかし、種の中でも、体長、あるいは時期により能力は異なるので注意する必要がある。

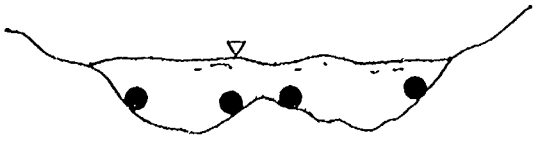


図－1　主要な魚類の生活史と移動

b．外部条件

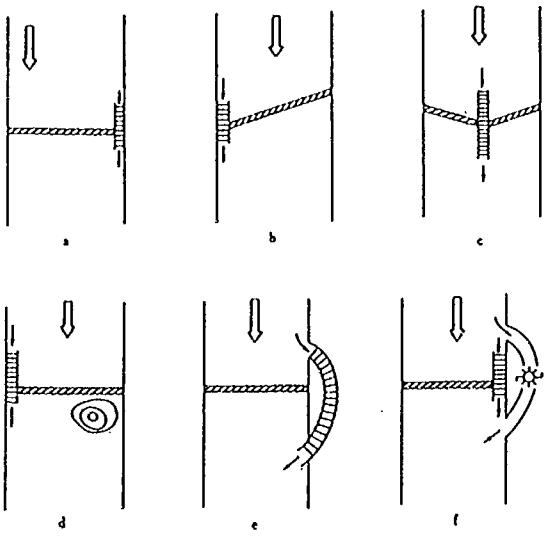
・位置

遡上経路の線上に設定する。〔一般に魚は岸寄りを遡上する傾向がある。（図－２）〕

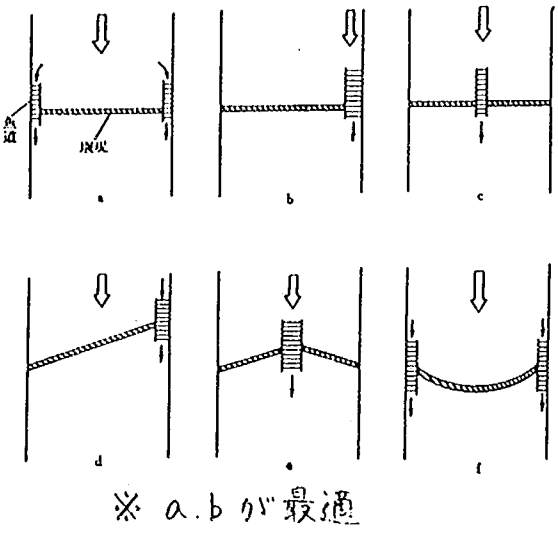


図－２　魚類の遡上箇所（加藤，1968）[2)]

また河床変動（土砂の堆積など）を考慮するとともに、取水口の付近は避ける。（図－３、図－４）



図－３　悪い魚道の例[1)]

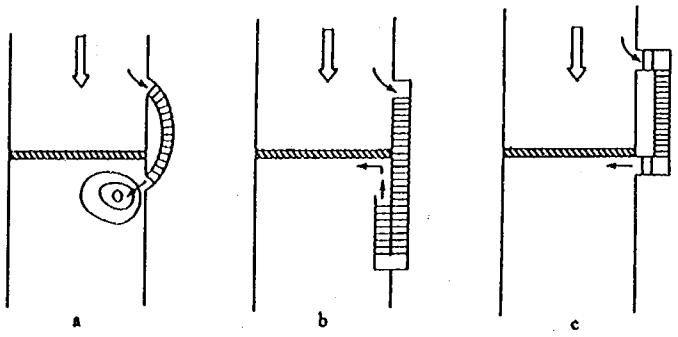


図－４　魚道の位置[1)]

・入口

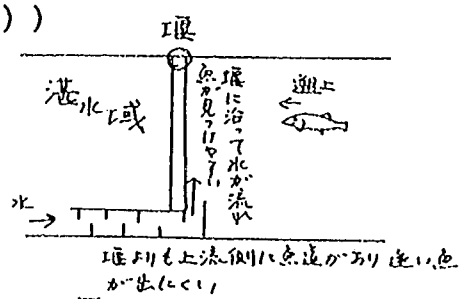
入口は構造物に近接させる。〔構造物にぶつかった魚は横に移動する。〕（図－５）

工夫例：魚道入口を横断構造物にそって設定し、魚道を



図－５　魚道の方向[1)]

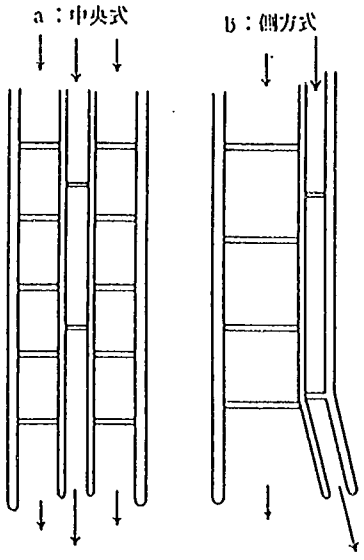
構造物の上流に付ける。（引込み型魚道（図－６））



図－６　引込み魚道（案）

・誘導

誘導効果を高めるために呼び水を設定する。（図－７）呼び水は、魚道入口下流側の魚を魚道入口に誘導するような流速分布となる必要がある。（図－８）



図－７　呼び水式魚道[1)]

・出口

取水口の付近は避ける。

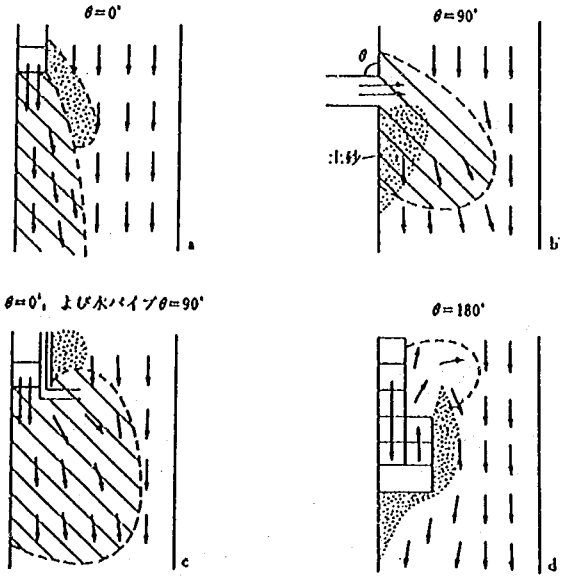
・大きさ

魚道幅は、見つけやすさという観点から広い方がいい。（全面魚道（図－９）という考えもある。）

工夫例：全面階段式魚道

・勾配

ゆるい方がいいが、そのために延長が長くならないようにする。隔壁の高さ、落差、間隔によって対応する。



図－８　越流のある場合の魚道の方向と流況[1)]

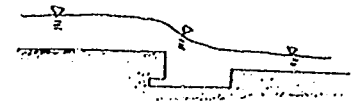
ｃ．内部条件

・形式

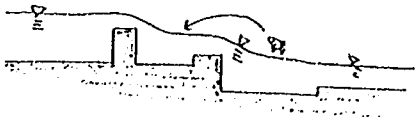
形式は、始めに階段式を検討す

る。階段式は、ある程度の通水量、勾配が確保できれば、内部形状の工夫でさまざまに対応できる。流れを乱しにくい形状でもある。また経済的である。

その他、平面式は緩勾配である場合に、導壁式は通水量が十分でない場合に用いる。



(a) 案



(b) 案

図－9　全面魚道（案）

・通水量

通水量は対象種をもとに決定する。ただし対象種の移動時期はある程度決まっているので、その時期に必要流速・水深となるような流量を通水する。流量調節ができるものが望ましい。

・流速

通水量に応じて、階段の高さ、隔壁落差、隔壁間隔、越流水深、流速（隔壁越流流速）などを決定するが、このうち始めに魚類の遡上に影響の大きい流速について検討する。

魚道内の流速は、対象魚種をもとに決定する。遊泳力以下のものとする必要がある。〔稚アユは適正流速0.4～0.6m/s 、最大流速1.2m/s以下、ウグイ、オイカワはアユの0.8 倍程度〕

・流況

魚道内の流況は、流れをあまり乱さないようにする。〔乱れがあると魚は疲労する。休息場所が必要である。〕

工夫例：隔壁天端の傾斜、玉石張りの床、潜孔の設置

2．魚道の設計に際し検討する項目

①魚類の魚道出水口への誘導方法

1）「呼び水」による方法

2）誘導堤または副堰堤による方法

3）電気スクリーンによる方法

4）光や色彩を利用した方法

5）音を利用した方法

※3）～5）のうち、色彩や光をつけた事例はあるが効果の方は不明である。

その他についてはアイデアはあるが、事例はほとんど無い。

②魚道位置

1）魚道位置

2）魚道出水口の位置

3）魚道出水口の河川流向に対する角度

③魚道内水理条件

1）通水量

2）流速（隔壁越流流速）

3）隔壁越流水深

4）通水量の調節装置

④魚道の内部構造（図－10参照）

1）魚道幅員

2）勾配

3）隔壁

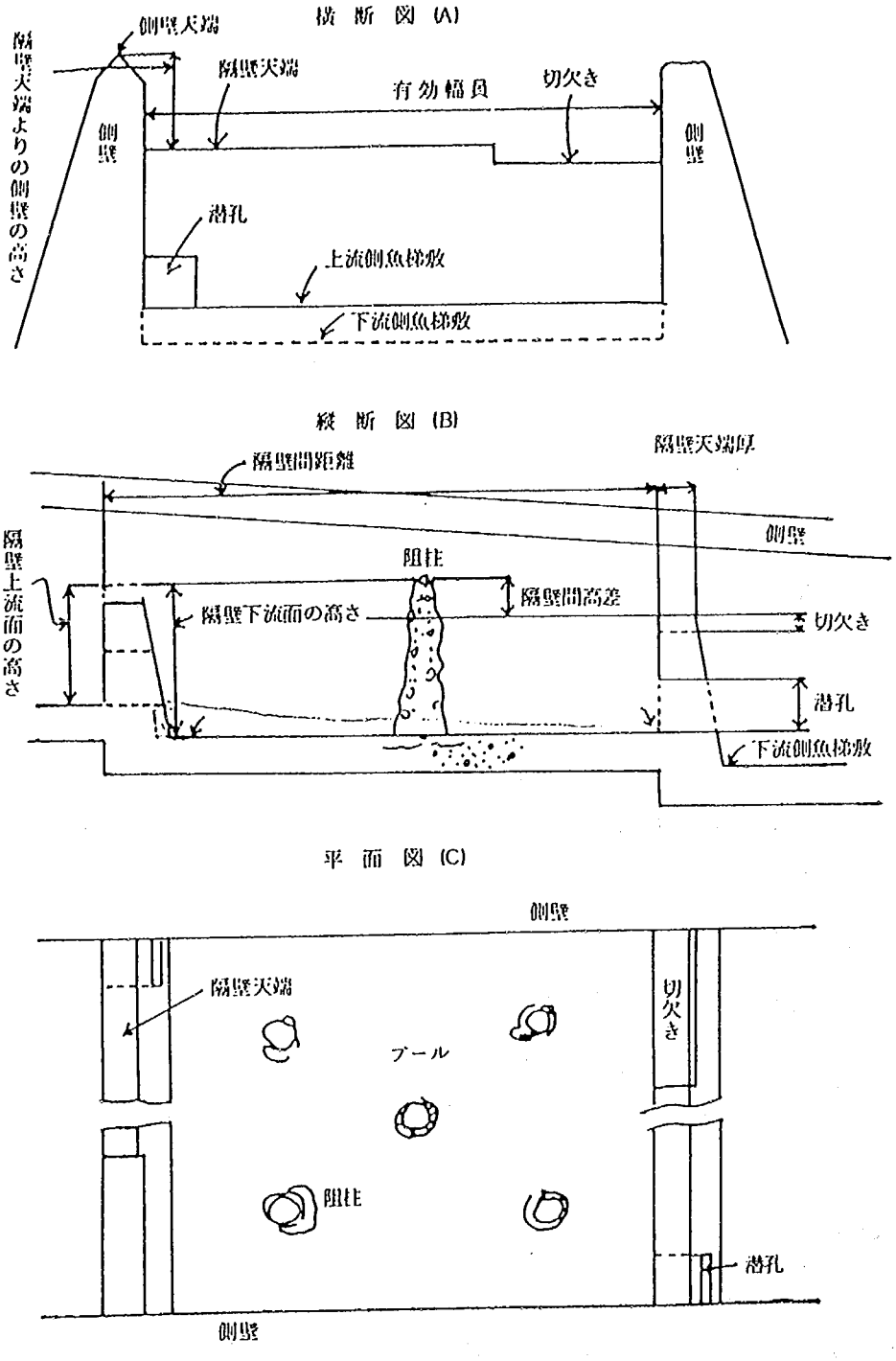
(1)形状

(2)天端厚

(3)高さ（プールの上流側、下流側）

(4)隔壁間高差

(5)隔壁間距離（プールの広さ）



図－10　魚道各部の名称[1),2)]

4）切欠

(1)形状

(2)隔壁における切欠部位

(3)切欠の高さ、幅等

5）側壁の高さ

6）潜孔

(1)隔壁における位置

(2)形状

(3)潜孔の高さ、幅等

7）阻柱

8）魚溜り

9）プール底面の形状

⑤魚道入水口の位置

⑥その他

1）魚道出水口付近の構造

3．参考：魚道アンケート調査から得られた結果

以下は、当研究室が各地建に調査表を送付して、管内の堰目ダムなどの管理者に魚道に関するアンケートを行なった結果である。調査対象魚道は266 例である。

魚道の効果については、「魚道の利用状況、実態はいかがですか。」という質問から判断しまとめた。「良い」と判断されたのは99例、37％で、「悪い」と判断されたのは11例、４％で、残りの156例、59％は不明であった。

結果を以下に示す。

・堰の高さと形式の関係

平面式は２ｍ以下、導壁式は４ｍ以下しかない。階段式は４ｍ以下が多い。

・魚道幅

広い方が適しているとは限らない。

・幅員率　＝魚道幅÷河川幅×１００（％）

２～６％の範囲で良いの比率が高い。

それ以上になっても効果が上がるとは限らない。

・魚道延長

関係がみられない。

・魚道勾配

１／５～１／１５の範囲が全体の３／４を占める。

１／８以上（急勾配）では効果は低い。

１／２０以上（緩勾配）では効果は比較的高い。

・階段落差、階段間隔、階段高さ

効果との関係はみられない。

・設計流量、平均水深、平均流速、越流水深

効果との関係はみられない。

・魚道の位置

中央のみの場合「良い」２４％、岸寄りにある場合「良い」３９％

岸寄りの方が効果がある。

・呼び水あり

呼び水ありは全体の１７％

呼び水なし「良い」３７％、呼び水あり「良い」４３％

呼び水ありの方が効果がある。

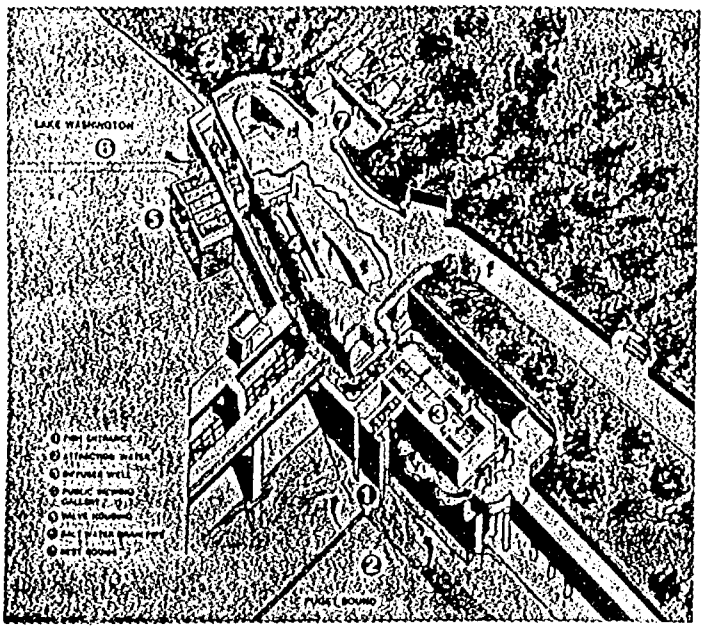
特にアユに対して有効

ただしここに示したのは、全ての魚道を網羅したものでなく、地域的に偏りもある。また良い悪いの効果の判断は主に管理者の判断によっており、具体的に調査を行なった事例は少ない。よって参考までにとどめるものとする。

4．親水性を考えた魚道の例

・魚道が水族館のようになっている例

北米やカナダの、特に西海岸側にある魚道には、水族館のようなギャラリーがついている魚道がかなりある。家族ぐるみで船の運行のためのこう門をヨットなどが通過する様子を見物した後、ギャラリーから魚道を覗き、親水性あふれる公園を散策する。（参考文献２）



図－11　ワシントン湖にある水族館風魚道鳥瞰図[1)]

北米西岸のワシントン湖に見られる水族館風魚道の例を図－11に示す。②に呼び水が放出し、魚は①から矢印の方向に侵入、③～⑤にいたる。その途中の④が水族館のようになっており、観客は外からガラス越しに遡上する魚を見ることができる。（参考文献１）

＜参考文献＞

1）小山長雄，魚道の診断と設計

2）水産庁，内水面魚場環境・利用実態調査報告書，昭和62年３月

（都市河川研究室）

河－19　河川環境護岸の計画と設計

（質問）

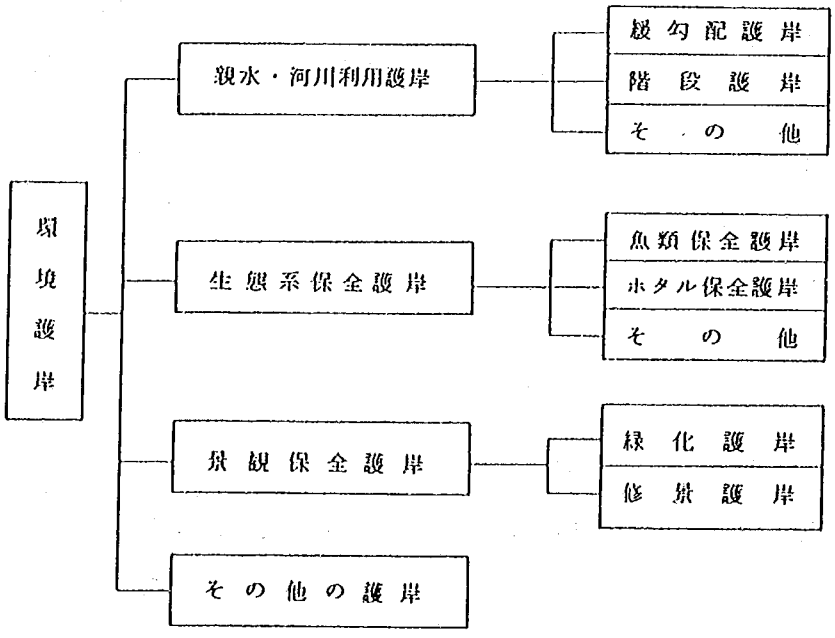
四国地建においての護岸は控35cmの間知ブロックが主体で施工されているが、近年は環境機能を備えた種々のタイプの護岸が要望されており、これら環境護岸計画での基本的な考え方について御教示願いたい。

（四国技術事務所）

（回答）

環境護岸、階段護岸、親水護岸等の名称については従来明確な定義・分類がなく混称されやすいので、回答の前に整理しておく。

昨年度の直技「水辺空間の環境評価に関する研究」によると、環境護岸は以下のように分類されている。



親水・河川利用護岸とは、河川に触れたり近づきやすくなるよう護岸を階段状に切り下げたり、法面が緩勾配になっている護岸をいう。階段護岸はもっとも代表的な環境護岸であり、施工例もきわめて多い。これには高水護岸として観覧席護岸と称するものや、低水護岸として船着き場を兼ねたものも含まれる。緩勾配護岸はおおむね5割勾配以上と考えてよい。流しびなを行いやすくしたもの等がある。この他、テラスを設けたテラス護岸もここに含まれる。

生態系保全護岸のうち魚類保全護岸とは、現状ではほとんど魚巣ブロックのことと考えられる。魚巣ブロックにも鉛直状のものと階段状になったもの（段岸魚巣ブロックという）がある。魚巣ブロックは階段護岸と併用して設置されることも多い。魚類以外の保全を目的としたものには、ホタル保全護岸や植生保全護岸、野鳥保全護岸がある。

景観保全護岸のうち緑化護岸はブロック自体あるいは法枠工の一部に植物が生えるように工夫されたものである。修景護岸には自然石を用いたもの、鉄平石をはったもの、カラーブロックやタイルを用いたもの等がある。

ちなみに、環境護岸以外の環境施設として、じゃぶじゃぶ池、親水水路、河川プールやマリーナ等が挙げられる。

また、伝統的な法覆工のひとつである蛇篭工法は、鉄線の腐蝕や石材・石工の不足等の問題はあるが、生態系の保全や景観にとってはおおむね良好で、環境機能が高いと再認識されている。一種の環境護岸として今後注目されるであろう。

以下質問の順番通り回答する。

①環境護岸の強度について

一般の護岸の設計に際し、(a)基礎の洗掘に対する安全性、(b)裏込土砂の吸い出しに対する安全性、(c)背後からの土圧、水圧による破壊に対する安全性、(d)流水による法覆面の破壊に対する安全性、(e)上下流両端部からの欠け込みに対する安

全性、(f)護岸肩部からの洗掘に対する安全性、(g)護岸構造の変化点からの破壊に対する安全性等を検討する必要がある。環境護岸の設計も基本的には同様な検討が必要となるであろう。

特に、環境護岸の設置による流れの局所変化が予想される場合には、(a)について慎重な検討が必要である。

また、修景護岸でブロックの上に石やタイルを張る場合、洪水時の強い流れによりはがされることが多い。流体力から揚力・抗力を算出し検討することも重要である。また、緑化護岸では、植物の下の土が流されやすい。

環境に配慮した護岸と一般の護岸が連続するところでは、上記の(g)が該当する。十分な検討が必要である。

環境護岸が破壊される原因の一つに子供たちが遊んで壊してしまうという報告がある。子供たちが遊んでタイルや石をひっぺがしたりするというのである。環境護岸の一部分が壊れていると、洪水時にはそこから破壊が広がっていくことも考えられる。通常時の点検、維持管理も重要である。

②治水重点区間と環境保全区間等との区分について

治水重点区間とは、万一洪水が氾濫すれば被害が甚大になるような区間、あるいは流水に対して弱点となるような区間で、堤防が壊れたり水が溢れないよう慎重に設計するところと考えられる。護岸が壊れやすい①の(a)の現象は、湾曲部の外岸側すなわち、深く淵がほれている場合が多い。深い淵は一般に魚類等生物の生息環境としては良好であり、また河道の湾曲部は良い河川景観が得られることが多い。したがって、治水重点区間と環境保全区間とは重なる場合も多く、環境護岸を設置する場合には十分な検討が必要である。

質問の環境保全区間と自然保護区間とは明確な区別が難しいが、環境保全区間とは、親水活動や景観、あるいは生態系の保護を図る区間と考えられる。ここは一般的には、景色がよいところや、平常時には遊びやすい区間であり、階段護岸、修景

護岸、魚巣ブロック等の設置が考えられる。一方、自然保護区間とは、自然が多く残っていて野生生物、野生植物あるいは天然記念物等貴重種を保護する区間と考えられる。この区間では生物の生息条件を配慮し、適切な生態系保全護岸の設置が有効であろう。オープンスペース利用区間は高水敷が広く、オープンスペースとしての利用が有効な場合である。観覧席護岸の設置も一つの手法である。

なお、区間の区別には、その河川や流域の特性を十分考慮して慎重に決定することは言うまでもない。

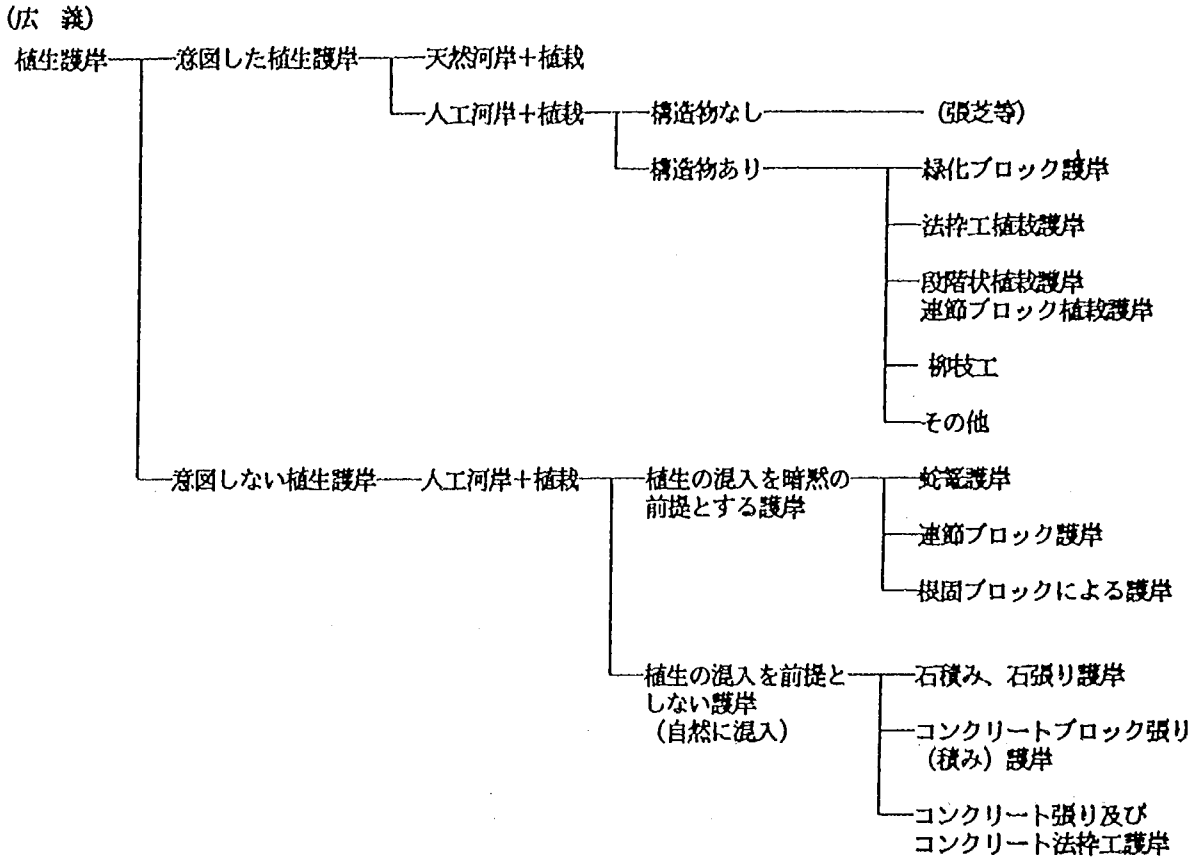
③環境護岸の種類、工法

環境護岸工法の選択に際しては、一般の護岸と同様に、その付近の既設護岸の工法および過去の被災状況ならびに最近の河床変化、出水の規模等を考慮する他、河川規模勾配、水深など他の類似河川の実例を参考することも肝要である。

のり覆工としては、蛇篭、連節ブロック、石積み、石張り、コンクリートブロック張り（積み）、コンクリート張り、コンクリート法枠工等がある。環境護岸の種類ごとに工法を整理する。

緩勾配護岸：玉石張り、コンクリートブロック張り、コンクリート張り
階段護岸　：連節ブロック、コンクリートブロック、コンクリート張り
魚類保全護岸：コンクリートブロック
修景護岸　：自然石護岸、カラーブロック護岸、法枠ブロック詰石護岸、
　　木杭詰石護岸

緑化護岸は広義の植生護岸の一部である。植生護岸については、「水辺空間の環境評価に関する研究」の中で次のように分類されている。



④成功例、失敗例

環境護岸の設置は近年各地で設置されており、事例数もかなり増えている。事例を収集した参考文献を参照されたい。

成功例として人々がよく集まっているもの、景観が周辺とマッチしているもの等の例を挙げる。

写真－１は千代川の流しびな護岸である。

写真－２は静岡県山川の階段護岸である。公園と隣接している。

写真－３は愛知県乙川の護岸で、階段護岸、魚巣ブロック、法枠植栽が組合っている。

写真－４は山口県一の坂川のホタル護岸である。ホタルやホタルの餌のカワニナの生態に十分配慮している。

写真－５は相模川の鉄ぺい石を張った護岸である。

写真－６は山形県馬見ヶ崎川の例である。環境護岸ではないが、本川とは別に親水水路を自然的に整備している。よく人が集まるところである。

失敗例として、環境護岸の一部が壊れたものを挙げる。

写真－７は低水護岸に張った鉄ぺい石が壊れたものである。

写真－８は洪水により高水敷上に張ったタイルがはがれている。

写真－９は河道内の河川プールが洪水により土砂で埋まった状況である。このプールは湾曲部内側に設置されている。

中小河川では、環境護岸の設置が河道断面を極端に変化させることがある。流れに変化を与え環境上好ましい場合もあるが、洪水時には局所的な水位上昇やながれの剥離、渦の発生、ひいては局所洗掘・堆積等の問題が生じる。写真－１０に中小河川の洪水の痕跡状況を示す。階段部分で水位が上昇している。このような場合、断面積や径深などを検討し、水理的問題点を克服して設置しなければいけない。

⑤今後の取組と傾向

河川の空間環境の充足が要求される今日、環境護岸に対してもよりよい護岸が望まれている。特に、生態系や景観、親水活動に配慮した河川整備として、緩勾配護岸、修景護岸、緑化護岸、生態系保全護岸に対する要望が強くなると考えられる。

「水辺空間の環境評価に関する研究」において、構造物の素材、色、配置手法について河川景観設計の立場から述べてあるのでこれを参考にされたい。

環境護岸の設置の際には、構造物の強度とともに、治水上の安全性も検討する必要がある。環境護岸に対しては今まで水理的検討はあまりなされていないが、特に中小河川に設置される環境護岸については重大な問題となることも考えられるので、慎重な検討が必要である。

環境護岸の水理的な問題点としては、断面変化に伴う水位上昇と局所洗掘の問題

が挙げられる。これについて当研究室では、水理的合理性を備えた環境護岸の設置手法について検討している。

また、河川研究室では洪水時に護岸法覆工に作用する力と法覆工表面近傍の流速について検討し、流水中においても安全でかつ適度な流速低減効果を持つ護岸法覆工の設計手法を提案している。参照されたい。

参考文献

・環境護岸の事例

1）京浜工事事務所：環境護岸、昭和５５年頃
実態をもとに環境護岸を分類

2）岡山河川工事事務所：環境護岸工法の検討、昭和５５年８月
さまざまなタイプの護岸に対し、治水性、生態系保全性、親水性、利用性、緑化性、修景性を評価

3）九州地建河川調整課：河川環境整備事業事例集、昭和６０年６月
護岸、植栽、広場の事例整理

4）東北地建河川調整課：河川環境整備事業事例集、昭和６３年３月
主に東北管内の事例整理

・景観設計について

1）建設省河川局河川計画課、建設省土木研究所：水辺空間の環境評価に関する研究、第４１、４２回建設省技術研究会

・水理検討について

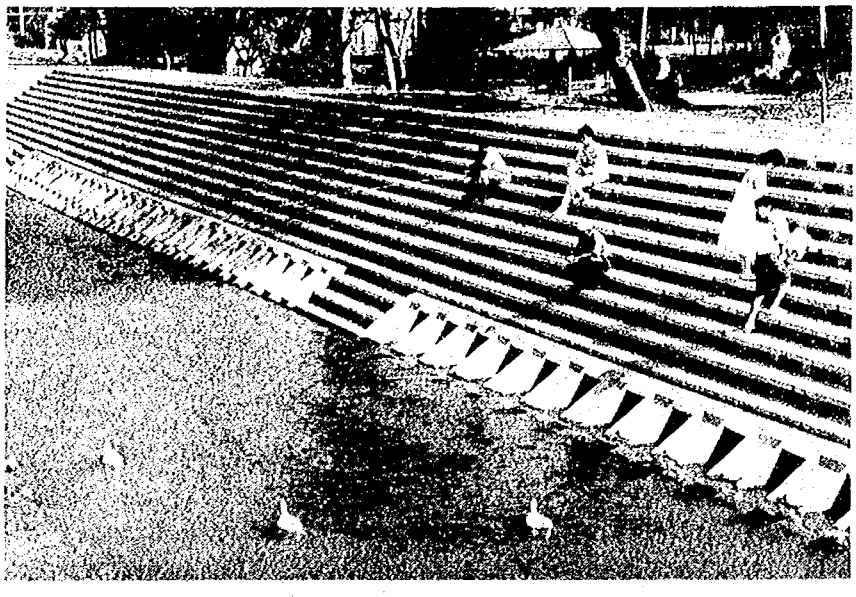
1）都市河川研究室：階段護岸の水理的検討、土木技術資料、平成元年１０月号
（投稿中）

2）河川研究室：護岸法覆工の水理設計法に関する研究、土研資料第２６３５号、昭和６３年３月

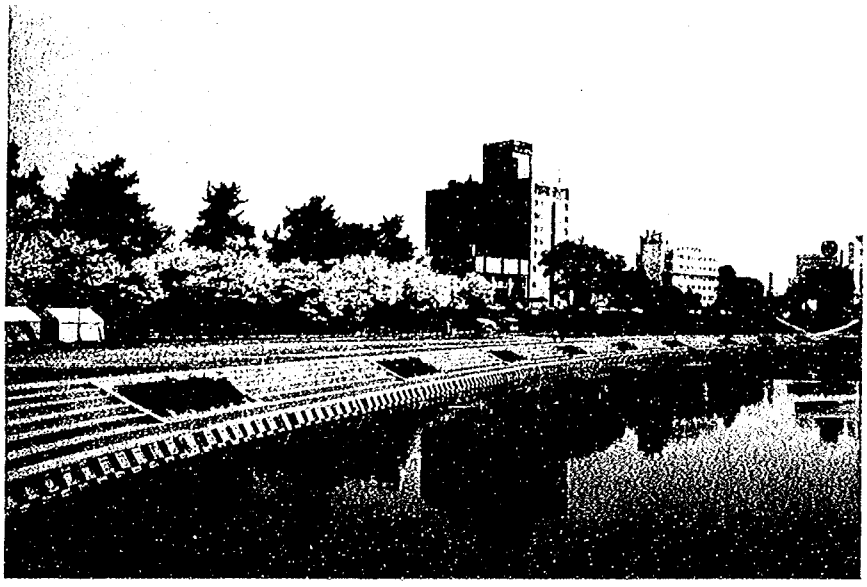
（都市河川研究室）



写真－１　千代川流しびな護岸



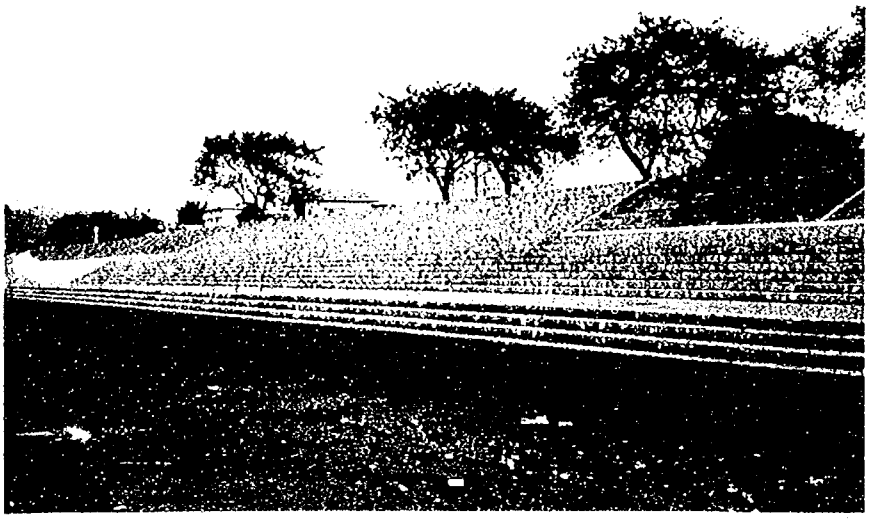
写真－２　静岡県山川の階段護岸



写真－３　愛知県乙川の階段護岸＋魚巣ブロック＋法枠植栽



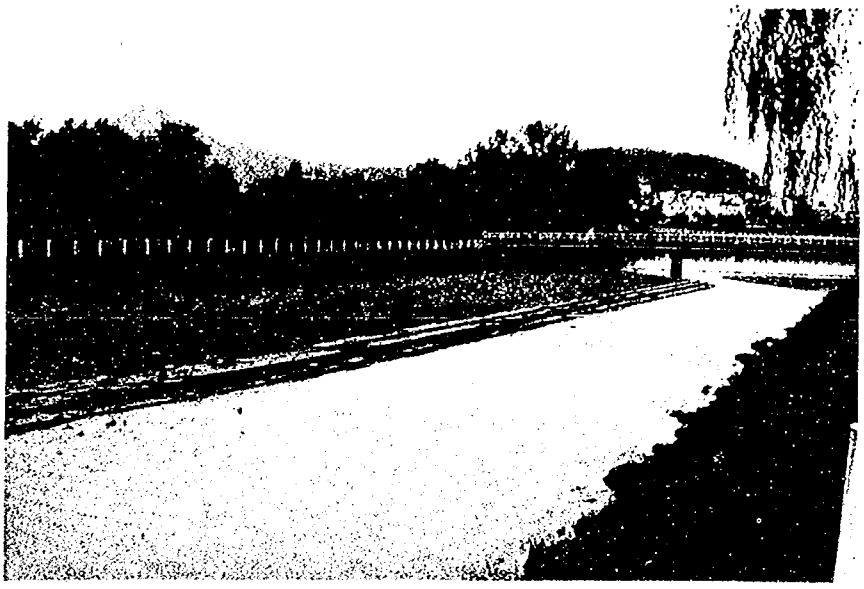
写真－４　山口県一の坂川のホタル護岸



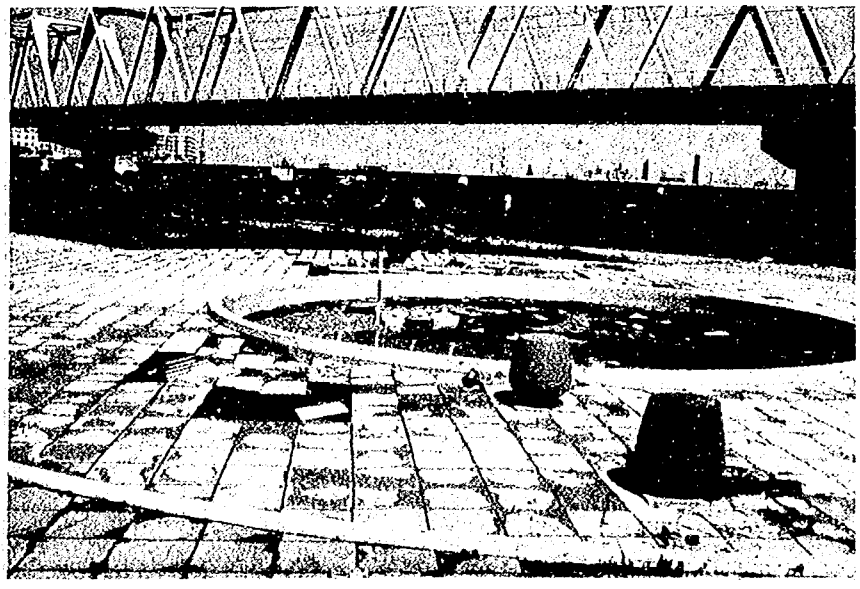
写真－５　神奈川県相模川の鉄ぺい石護岸



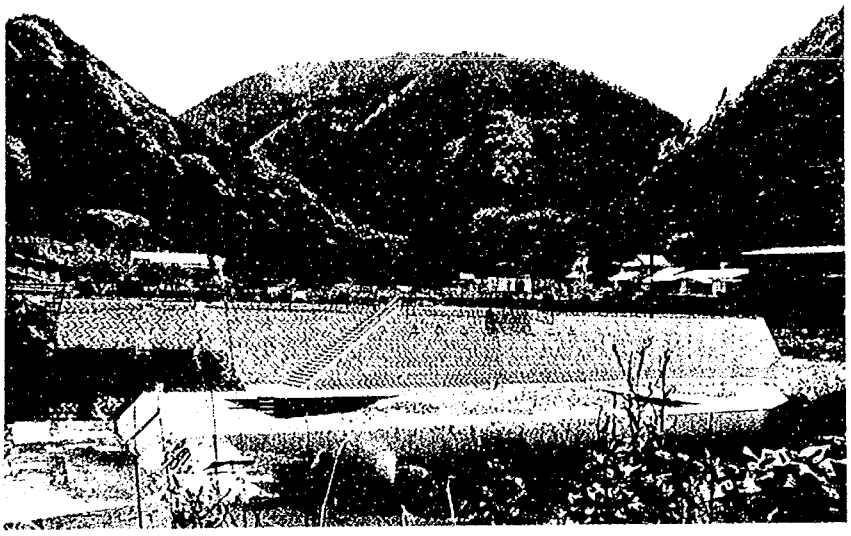
写真－６　山形県馬見ヶ崎川



写真－７　低水護岸の鉄平石がはがれている



写真－８　高水敷のタイルがはがれている



写真－９　河川プールに土砂が堆積



写真－１０　中小河川の階段護岸の洪水痕跡

河－20　地下水盆管理のための観測体制

（質問）

当事務所では、以前より地下水管理のため、地下水観測を行っているが、どこまで観測密度をあげれば（観測箇所、回数、地層の密度）管理のための観測として有効か、御教示願いたい。

（徳島工事事務所）

（回答）

必要な観測密度は、具体的な観測目的による。例えば、５０ｋｍ² に１か所の雨量観測所密度という目安は、流域平均の一雨雨量を誤差５％程度におさえるという判断基準に対し必要とされる密度である。

地下水盆の管理の目的は一般的には表－１のとおりであり、降雨の場合のような明確な判断基準がないため、そして地下水は複雑な地層構造に影響を受けるため、観測密度基準がないのが現状である。目的、解析手段、それに必要なデータを場合場合に応じて考え対処する必要がある。

ただし、目安として以下のことが一般的に言われている。

１）塩水化を監視する場合、微細な水理地質構造、潮位変化による圧力勾配の変化に影響され塩水が侵入するため、他の目的のための観測よりも面的にも時間的にも密な水位観測と塩分濃度観測が必要となる。塩分濃度の観測を頻繁にできないときは、満潮時刻に観測するなどの配慮が必要である。

２）沖積平野のように地形、地質が単調なところでは山麓や段丘の発達しているところより観測地点は少なくて良い。

３）不圧水では５～３０ｋｍ² 、被圧水では１００～１５０ｋｍ² に１か所の割合で配置する。（地下水調査および観測指針（案）より；ただし明確な判断基準より求められた値ではない）

４）かなり詳細な資料を必要とする複雑な地域では１００本／１０００ｋｍ² 、主要な特徴を地図上に表す目的だけの場合は１～２本／１０００ｋｍ² である，（最新地下水学）

５）半径ａ（ｍ）の水圏を確率Ｐで補足するのに必要な単位面積当りの観測点数ｎは次式にて与えられる。（地下水調査法より）

$$P = 1 - \exp(-n\pi a^2)$$

表－２は上式により計算した１ｋｍ² 当りの測点数である。

表－1　地下水管理の目的

大目的	小目的	対象事項
国土保全	地盤沈下の防止	「地盤沈下の防止」
	水量・水質の保全	「地下水位の維持」「表流水環境の保全」「塩水化の防止」「地下水質汚染の防止」
地下水資源の合理的利用	水資源の開発	「地下水の新規開発」「表流水との連結運用」
	渇水対策	「渇水時補給水源」「経年貯留」
	非常時利用	「非常用水」
地下空間（帯水層）の有効利用	蓄熱利用	「夏期冷房用水、冬期消雪用水の利用」
	土壌帯の浄化機能の利用	「土壌浄化」
	治水能力の増大	「洪水の貯留空間としての利用」「雨水貯留」

表－2　半径ａ（ｍ）なる水圏を確率Ｐで補足するに必要な１ｋｍ²あたりの測点数（地下水ハンドブックより）

P ＼ a	1	10	100	300	500	1000
0.95	950.000	9.500	95	10.5	3.8	0.95
0.90	735.000	7.350	75	8.1	2.9	0.73
0.85	605.000	6.050	60	6.4	2.4	0.60
0.80	507.000	5.070	51	5.1	2.0	0.50

表－３　濃尾、長岡、重信における地下水位観測密度

（Ｓ56年）

	層区分	面　積	常　　時		一　　斉	
		㎢	井戸本数	井戸密度（井／㎢）	井戸本数	井戸密度（井／㎢）
濃尾平野	Ｇ１層	1800	54	0.030	30	0.017
	Ｇ２層	1800	106	0.059	35	0.019
	Ｇ３層	1800	100	0.056	———	———
長岡地区	——	126	43	0.341	120-150 （約200）	0.600 - 0.750
重信川	——	82.3	23	0.279	60	1.000 （60㎢）

６）観測点数は自由地下水位を計る場合には、１ｋｍ² に４点前後までが妥当なところである。（地下水ハンドブック）

実際の事例は表－３のとおり長岡や重信川扇状地のような不圧地下水に対しては３～５ｋｍ² に１か所、濃尾平野の被圧地下水に対しては２０ｋｍ² に１か所程度の密度となっている。また、一斉測水は１ｋｍ² に１か所程度の密度で行っていることが多く、これがひとつの目安になるであろう。

（水文研究室）

河－21　水文観測計器の新技術

（質問）

水文観測は、人間が目視で行う普通観測を原則としているが、近年は観測員の確保が困難となってきており観測員体制を維持することが難しくなっている。このため観測員に代わる自動水文観測器を導入して積極的に自動化を進めていく必要が生じてきている。このため、最新の自動水文観測計器（雨量、水位、地下水位等）の種類、信頼性や精度について御教示願いたい。

（四国技術事務所）

（回答）

自動水文観測器が、検出（センサー）部と記録部によって構成されるとすれば、記録部についてはエレクトロニクス技術の導入により著しい進歩が見られるものの、センサー部については、少なくとも雨量・水位センサーに関する限り文献1)に既述されているもの以降、目立った進歩は見られないようである（なお、本項の検討の対象とは若干異なるが、レーダ雨量計については着実に進歩していると考えられる。現業レーダ技術に関しては、文献2),3)、現在研究開発中の新しい特殊レーダ（二重偏波・ドップラーレーダ）技術に関しては、参考文献4)を参照されたい。）。そこで、ここでは自動水文観測器の現状について簡単に述べる。なお、センサーの種類や原理等は、文献1)に網羅されている。

まず、雨量センサーについては、転倒ます型雨量計（0.5㎜ピッチ、テレメータ用は1㎜）が最も一般的である。転倒ますは、転倒時の滴下分が除去されてしまうので、気象庁検定により3%以内の精度が保証されるのは80㎜/h程度以下であり、それ以上の降雨強度の場合はより大きな誤差（転倒中の降雨量が捨てられてしまうので一般に少な目の値を示す傾向を持つ）を含んでいる可能性がある。しかし、現実には、センサー自体の誤差以外にも、設置状況による誤差が考えられ、特に地上から高いところに設置されている雨量計では風の影響も受ける。したがって、雨量計はでき

るだけ設置基準を満足させることが必要である。それが満たされている限り、降雪量計として精度が高い溢水式とともに、転倒ます型は今後とも自記雨量計の主流であると考えられる。

水位センサーでは、精度の高いセンサーとしては各種市販されているが、長期にわたる信頼性、保守性を考えると、現在でもフロート式、特に水研62式が優れていると考えられる。それは、昭和58年度に実施した各工事事務所へのアンケート結果において、表1のように欠測割合が少ないこと、図1のように、その原因のほとんどがセンサー自体の要因でなく、外的要因であること、にも表れている。しかしながら、観測所全体としてみると、設置費用あるいは河床変動特性を考慮したときの維持管理費用が高い、等の問題点がある。このため、最近では取り扱いの容易さから水圧式センサーの割合が増加している。しかし、水圧式の場合にも、土砂堆積、動水圧、温度変化等の影響や故障時の対応等の問題が存在している。いずれにせよ、現地の自然条件との適合性、安定性、精度、観測期間、維持管理の容易性、経費と重要性、等を総合的に評価して自記水位計の機種選定を行うべきである。

一方、記録部については、テレメータ観測所を除いて、従来は自記紙に記録するのみで、それをあらためてデジタル値として読み取って整理するのが一般的であった。しかしながら、近年は、A/D変換器を内蔵したデータロガーが市販されている。これとテレメータを利用して直接ディジタルデータを収集して、コンピュータ端末あるいはパソコン等により一括処理するシステムが、データ収集・処理の省力化のために今後必要になってくると考えられる。このような背景を考慮して記録部を構成することが望まれよう。但しその場合でも、ディジタルデータのチェックを行うために自記記録も同時にとることは必要である。

以上、自動水文観測機器の現状と方向性についてごく簡単に述べてみたが、自動水文観測機器による観測は間接測定であり、普通観測による直接測定との関係と今後のあり方については、いまだ議論が煮詰まっていない段階と考えられる。したがって、現時点ではデータ処理の省力化等を考えたシステムの構築が望ましい。普通

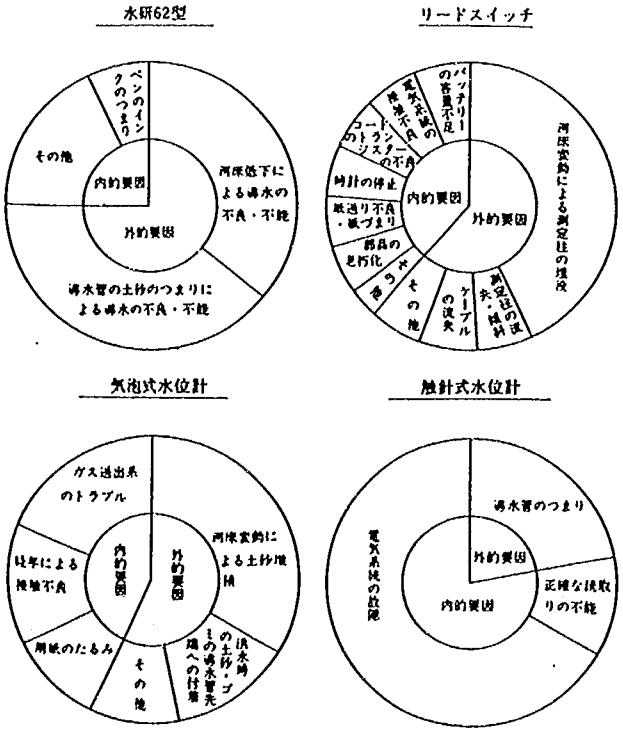
表－1　欠測の多い水位計の箇所数

全　国

機種			欠測の多い水位計の箇所数 (A)	全箇所数 (B)	欠測値の多い水位計の箇所数割合(%) (A)／(B)
フロートを用いた水位計	フロート式	リシャール型	2	280	0.7
		ロール型		80	
		水研61型	1	74	1.4
		水研62型	33	820	4.0
		小計	36	1,254	2.9
	ディジタル		38	596	6.4
圧力を用いる水位計	圧力型水位計		8	115	7.0
	気泡型水位計		17	192	8.9
触針型水位計			13	73	17.8
超音波水位計			3	19	15.8
その他			2	94	2.1
計			117	2,343	5.0

注）1.「欠測値の多い水位計の箇所数」欄のうち，フロート式の中には細分類不能のものがあった。これについては，記載内容から判断して，最もふさわしい型式にあてはめている。

2. 地下水観測用のものも含む。



注）図中、内的要因とは機器の各部分の故障・不良、外的要因とは外的条件によるセンサー機能の不能・不良を示す。

図－1　自記水位計の機種別欠測原因

観測については今後の部内検討を必要とすると考えられる。

<参考文献>

1)建設省水文研究会「水文観測」

2)土木研究所水文研究室「レーダ雨量計の観測特性と精度向上に関する調査報告書」，土木研究所資料第2078号，1984年3月

3)土木研究所水文研究室「降雨減衰項導入に関する研究」，土木研究所資料第2756号，1989年3月

4)土木研究所水文研究室「DNDレーダによる降水現象の観測に関する共同研究報告書（第1報）」，土木研究所資料第2594号，1988年3月

（水文研究室）

河－22　緩流河川における治水安全度の考え方

(質問)

緩流河川の低平地部においては、潮位によっては降った雨はほとんどが内水となり、内水氾濫をきたすことになる。このような条件のもと、潮位・降雨の複合確率を分かりやすく評価する方法があれば御教示願いたい。

(徳島工事事務所)

(回答)

「緩流河川における治水安全度」ということであるが、具体的には、緩流河川に沿った流域の内水に対する安全度の評価についての質問である。

いうまでもなく、内水問題は外水位に対して内水域の地盤高が相対的に低いことによって発生する。したがって、内水を発生させる当該地域の雨だけでなく、外水位との相互関係によって内水の危険性の程度に差がでてくる。ここに、質問にもあるように、ふたつの物理量の複合確率を考える場面が出てくるわけである。

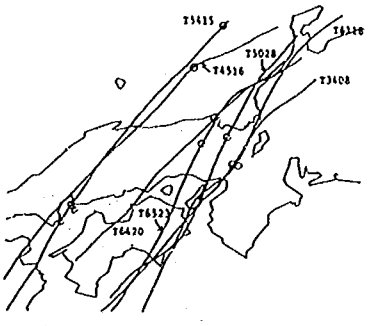
質問では、外水位として潮位が考えられているようであるが、一般的にはもう少し複雑で、主要なものでも潮位の変動、内水域が接続している本川水位の変動、本川上流の降雨の時間分布及び内水域の降雨の時間分布が互いに絡み合った結果として内水が発生する。もちろん、上記４つの物理量の中には強い従属関係にあるものもある。特に、本川水位の変動は潮位の変動と本川上流域の降雨の時間分布によって大部分が決ってしまう。また、海域や河川・流域の状況によっては、４つの物理量のうちの特定のもののみに注目すれば良いことも多々あるであろう。むしろ、解析的な取扱易さと、結果の解釈のしやすさを考えるならば、海域や河川・流域の特性を考慮しつつ、せいぜい２変数以下の問題として捉えるのがよいと考えられる。

従来においても、対象は異なるが、洪水のピーク流量とボリューム、本川と支川との合流量等については、複合確率的な分析、評価の試みを行った事例はいくつかあった。しかし、治水安全度とのからみで潮位の確率を取り扱った事例はあまりなく、潮位の取扱については、確定論的に所与とする方法が一般的である。このよう

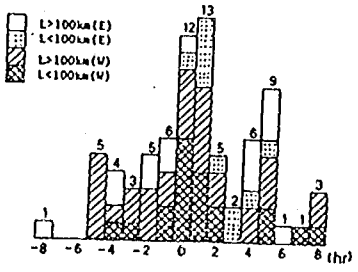
な取扱がされてきた理由としては、①雨を中心とする河川側の水文量と潮位とがかなり異質な発生機構を持っていて同一の評価にのりにくい、②複合確率を分析できるほどデータの蓄積がなかった、③洪水の期間中にも変動する短い周期を潮位が持っていて洪水ハイドログラフとの組合せを考えたとき、水理的に非常に取り扱いにくい、④高潮そのものの発生機構にいろいろなパターンがあり、高潮ひとつ取り上げてもなかなか同一の確率分布で評価しにくい、などといったことが考えられる。

このように、潮位と河川側の水文量との複合発生現象を捉えるにはいろいろな困難を伴うが、最近になって端野、神田らがこのような問題についていくつかの研究[1),2),3)]をしているので、その概要を紹介する。

まず、大阪湾を中心とする地域を通過した台風（図—1）に注目して分析している。最大潮位偏差を η_{max}、ピーク雨量を r_p 、η_{max} と r_p の発生時差を τ としたとき、$\tau \fallingdotseq \pm$ 2時間以内になる場合が多く、特に、$\eta_{max} \geqq 1$ 以上となるものは、大半がこの時差の範囲に含まれる結果となっている（図—2）。



図－1 Observed typhoon tracks causing η_{max} more than 1 m at Osaka (symbol ○: typhoon position when η_{max} occurred).



図－2 Histogram of time-lag r (a positive sign is used when r_p precedes η_{max}).

また、Marked point process理論と二変数指数型分布より定式化された二変量年最大値のリターンピリオドT_{xy} の推定法によって各台風のr_p と η_{max} についてのT_{xy} を算定し、室戸台風（$r_p = 6.8$, $\eta_{max} = 292$）で 215年などの値をえている。

次に、洪水と高潮が同時に生起する場合の河川の水位変動について、河床勾配 $\frac{1}{3,000}$、長方形断面のモデル河道を設定して、一次元不定流計算を行っている。河道上流端で洪水ハイドログラフ、河口で潮位のハイドログラフを与え、高潮の継続時

間をいろいろ変えて（図―３）、計算を行っている。その結果、河川の水位が最も高くなるような高潮継続時間があり、そのとき、感潮域の上流部では河口の最大潮位偏差以上の水位上昇が起こる（図―４）としている。

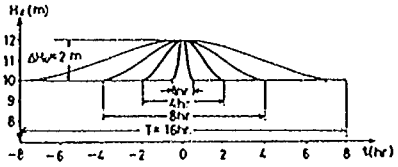


図-３ Water level due to storm surge at river mouth.

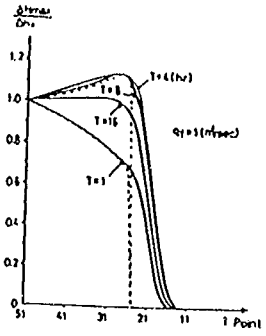


図-４ ΔH_{max} for different durations of storm surge.

以上が研究の主な概要である。地域や河道等が限られた条件のもとで行われているため、もう少し、いろいろなケースで検討し、一般性を確認する必要があるが、我々が治水計画を立てる上で興味ある結果が得られているといえよう。

しかしながら、このような水理計算や確率計算は数字の答えは求められても、最終的な意志決定をしてくれるものではない。やはり、事業コストや便益を比較し、さらに、治水事業として最小限の安全性を確保する等を総合的に考えて、計画立案をする必要があることはいうまでもない。

(参考文献)

1）端野、北沢、杉：Marked point process理論による高潮の確率評価、第20回自然災害科学総合シンポジウム、1983

2）端野、神田、北沢、横山：台風性降雨と高潮の同時生起性に関する研究、土木学会論文集　第357号 II－3、1985

3）神田、浜村、村岡：感潮河川の計画高水位に関する基礎的検討、第31回水理講演会論文集、1987

(総合治水研究室)

河－23　河川流域に係るポンプ排水規制の事例

（質問）

渡川水系右支川中筋川には現在８ヶ所（補助含む）の排水ポンプが配置されている。洪水時には当河川の流下能力に対し約１割のポンプ排水が行われ、洪水危険度を助長している。そのためポンプ排水規制を実施したいが、他河川の事例及び排水規制の考え方について御教示願いたい。

（中村工事事務所）

（回答）

ポンプの排水規制を行う場合、個別のポンプについて規制をかけるのか、あるいは流域全体で統一したルールに基づき排水調整を行うのかでその考え方が異なる。

個別のポンプ場の排水規制については、ポンプ場の設置・改築に関して河川法第２４条（土地の占用の許可）、第２６条（工作物の新築等の許可）の許可をする際に、同法第９０条第１項に基づく許可条件として排水規制条項を附すことにより、排水規制の実行を担保するのが一般的である。また既設のポンプ場の場合は、第２４条許可の更新時、あるいは更新時に達していない時であっても、ポンプ場管理者の合意があれば許可条件の変更を行うことが出来ると考えられる。これらの個別のポンプ場の排水規制では、河川管理者とポンプ場管理者の間で取り交わす確認書・協定書、あるいはポンプ場の操作要領*などにより具体的な運転調整の方法などについて取り決めている場合が多い。

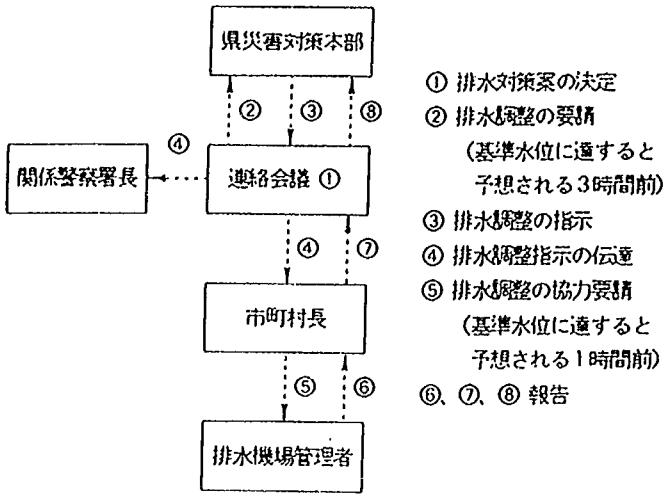
一方、流域全体で排水調整を行う場合は、河川法上これに相当する規定がない**ため、流域の関係者の合意に基づく協定などにより実施しているのが実態である。これらの事例としては、愛知県の日光川・青森県の岩木川水系十川があげられる。以下に各事例について簡単に紹介する。

①日光川の事例

日光川は、木曽川と庄内川に囲まれた濃尾平野西部低平地を流れる２級河川である。流域の地盤沈下に伴うゼロメートル地帯の広域化、内水域の拡大などにより湛

水防除のための排水ポンプが数多く設置されているが、河川の整備が完了していないことなどから、これらのポンプ場の運転調整を実施する必要性が生じた。

このため愛知県では、関係市町村長、排水機場管理者、県事務所長、農地開発事務所長、および土木事務所長からなる日光川水系排水対策調整連絡会議



図－1　日光川水系排水調整フロー図

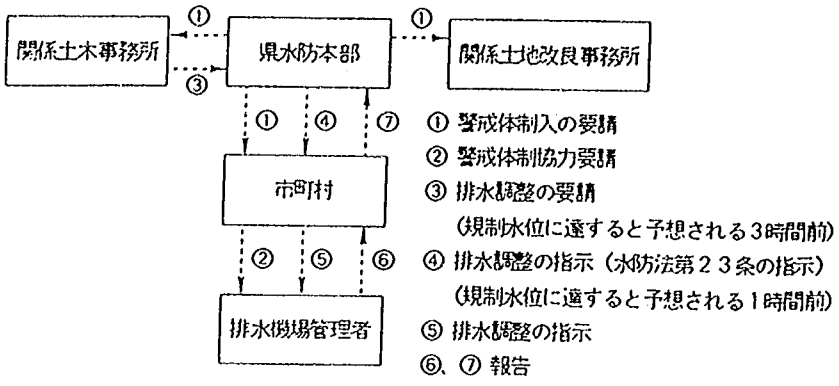
（尾張地区排水対策調整連絡会議及び海部地区排水対策連絡調整会議の2組織からなる。）を設置し、排水調整を行っている。

具体的な排水調整の方法は、日光川水系排水対策調整連絡会議要綱に定められている。図－1に要綱に基づく洪水時の排水調整のフローを示す。基準地点の水位が排水規制基準水位に達すると予想される3時間前に、連絡会議から県災害対策本部あてに排水調整の要請がなされ、これに基づく県災害対策本部からの協力要請により、排水調整が実施される。このように、日光川水系の場合は、災害対策基本法あるいは水防法に基づき、知事が協力要請を行うことによって排水調整が実施されるものとして位置づけられる。

②十川の事例

十川は、津軽平野を北流する岩木川の右支川である。十川流域においても日光川の事例と同様に、流域関係者の同意に基づいた排水調整を行っている。図－2に県水防計画書に基づく、十川流域での排水調整フローを示す。十川の場合では、関係土木事務所の要請による県水防本部からの指示発令により、排水調整が実施される。したがって十川流域の排水調整は、水防法に基づいて、水防を指揮する立場の知事が水防管理者へ指示することにより実施されるものとして位置づけられる。なお、

各個の排水機場の排水規制ルールは、機場地先の水位と堤内側の遊水池水位により定めている。



図－2　十川における排水調整フロー図

ここに掲げた2事例では、連絡会議等流域の関係者の合意に基づき水防管理者への指示あるいは災害対策基本法の知事の協力要請によって、排水調整が実施されるのであって、河川管理者が河川法上の権限に基づいて排水規制を行なっているのではないことに注意すべきである。

以上述べたように、河川管理者がポンプ排水規制を行うためには、河川法第26条等の許可条件に基づく直接的な指示と、水防管理者等への要請による間接的な方法の2通りの方法が考えられる。

いづれの場合においても、ポンプ排水規制の結果、内水浸水が生じるのであるから***、排水規制のルールを作成するにあっては、十分関係者の合意を得ると共に、排水規制を行うことの合理性を明らかにしておく必要があるものと考えられる。

注）*河川法第14条の操作規則ではない。

**河川法第22条（洪水時等における緊急措置）により排水規制を実施できるなどの考え方もある。

***例えば、平野川水害裁判では、下水道排水ポンプの運転調整の是非について争われた。

（総合治水研究室）

河－24　総合治水対策での下水道整備のあり方

（質問）

宇治川は、一級河川仁淀川に合流する左支川である。当河川は、平地部の地盤高が低く、本川の出水時には自然排水が不可能な内水河川である。宇治川の改修計画は1/30の超過確率で策定されているが、現在まで暫定施工により概ね1/5 の治水安全度が確保されている。

しかしながら、最近流域内の開発が進展し、これに伴い安全度1/5 の都市下水路計画が作成されている。河川計画と下水道計画で同一の安全度を設定しているが、計画降雨波形の与え方などの違いにより、流出量が異なるなど、治水計画に不整合が生じる可能性がある。このため、河川の治水計画と下水道の計画調整を実施した事例等について御教示願いたい。

（高知工事事務所）

（回答）

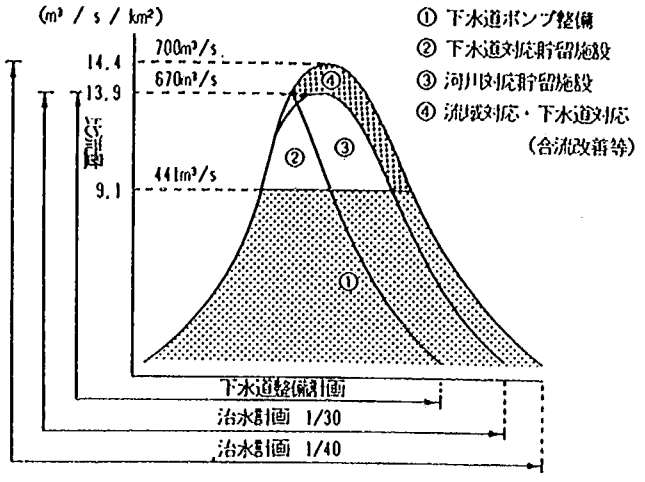
河川計画と下水道計画とでは、流出量を算定する際の前提条件がかなり異なる。河川計画では、線的な施設である河川からの氾濫を防止することを目的とし、下水道計画の対象に比べ広い流域や計画規模の大きな降雨に対して計画が策定されるのに対し、下水道計画の目的は雨水の面的排除による浸水の防止であり、計画の対象とする計画規模も1/5～1/10 と小さい。このため計画に用いる流出モデル、降雨波形等の考え方は各々の計画の特性に応じたものとなっており、その結果両者での計画流量が異なることとなる。（両者の計画手法の歴史的な変遷、計画手法の相違による流出量への影響等については参考資料に詳しい。）

下水道計画と河川計画で同一のモデル・降雨波形を用いるならば、計画の整合を図ることが可能であるが、上述のような各々の計画の目的に沿って計画手法が決定されてきているのであるから、計画調整にあたっては各々の計画手法を尊重すべきであろう。

実際に下水道計画と河川計画とで計画調整を行った事例としては、鶴見川および

寝屋川のものがあげられる。

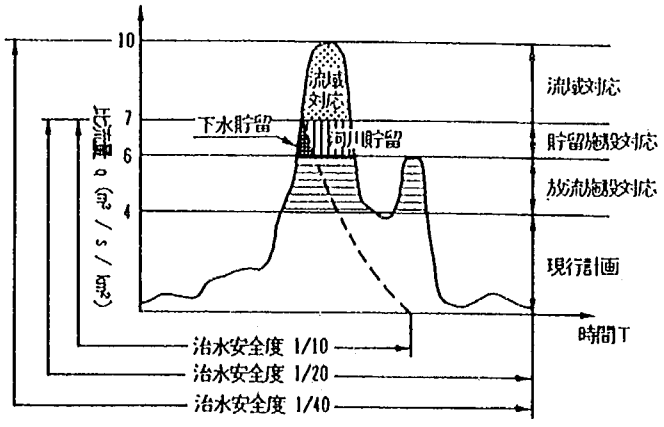
図－１に鶴見川の総合治水（長期）計画における、低地地域の流量計画の概要を示す。計画では、低地地域の整備水準を1/40とし、この流出量を下水道ポンプ排水、下水道対応の貯留施設、河川対応の貯留施設、流域対応等により配分しようとするものである。下水道の分担流量としては、下水道の将来計画に基づき概ね50mm/hr までポンプ排水により処理し、これと貯留施設を組合せることにより、1/10の治水安全度の整備を行うものとしている。さらにこれを越える流出量に対応するため、1/30までを河川の貯留施設により、また1/40までを流域対策および下水道の合流改善等により整備するものとしている。



図－１　鶴見川の低地地域整備計画

なお、河川本川の計画では1/150 の規模の外水域流出量に、低地地域から排出されるポンプ排水量を加え、これらに見合う河道・放水路等の整備を行うものとしている。

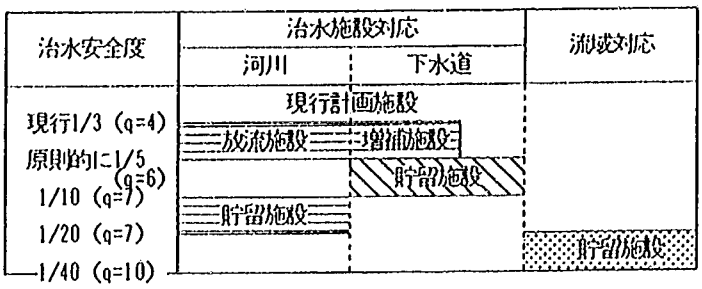
一方寝屋川では、流域の総合的な治水対策を進める上での基本計画である寝屋川流域都市水防災総合計画において、図－２に示すような流量配分を行うことにより内水域の河川計画と下水道計画の調整を図っている。



図－２　寝屋川の内水域治水安全度

計画で用いている降雨波形は戦後最大の実績降雨のものであり、内水域での治水安全度は1/40である。計画では、現行計画基本高水に対する流量増加分（q=4 $m^3/s/km^2$以上）について、現行計画以上の河道改修の実施が困難であることから、流域対

応、下水道・河川の貯留施設および放流施設により配分することとしている。下水道、河川および流域対応の役割分担は図－３に示すとおりである。



図－３　寝屋川の内水処理計画

このように長期的な視野に立つ総合治水対策を考える場合には、河道・下水道・貯留施設・流域対応等で適切に流量を分担する計画を作成し、これに基づき各々の施設計画を立てる必要がある。そのためには、異なった安全度・計画手法の計画相互の調整が必要であり、ここに掲げた２事例では、降雨波形等や計画安全度を統一するのではなく、河川・下水道計画で用いている流出波形を基礎として計画調整を行い流量分担計画を作成している。

ここに掲げた２事例は、共に新しい総合治水計画に関するものであるが、これらの河川では、河川管理者、下水道管理者および関係自治体等で組織する流域協議会の場で、計画調整等に関しての議論がなされ計画が定められており、一般に河川計画と下水道計画の調整を行う場合であっても、このような関係者間での合意形成が不可欠であると考えられる。

また、計画調整にあたっては、各々の河川・流域の特性等により調整すべき内容が異なるため、個々のケースについて十分な検討を行う必要があるものと考えられる。

＜参考資料＞

浜口、井出、中島：総合的な都市雨水処理計画に関する研究、土研資料第2481、1987

（総合治水研究室）

河－25　海岸護岸の設計の考え方

（質問）

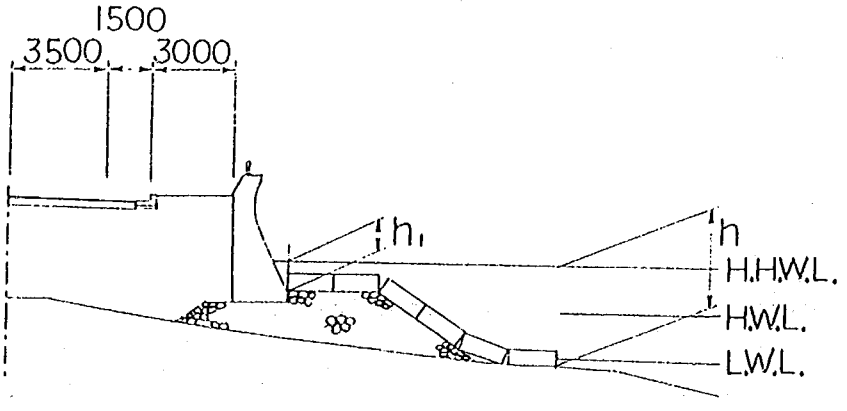
必要護岸天端高を決める場合、許容越波量q、波高H_0'、水深hを与えて図式解法により解を求めているが、この場合の水深はどの位置の水深を用いるべきか御教示願いたい（図－１，２参照）。

（徳島工事事務所）

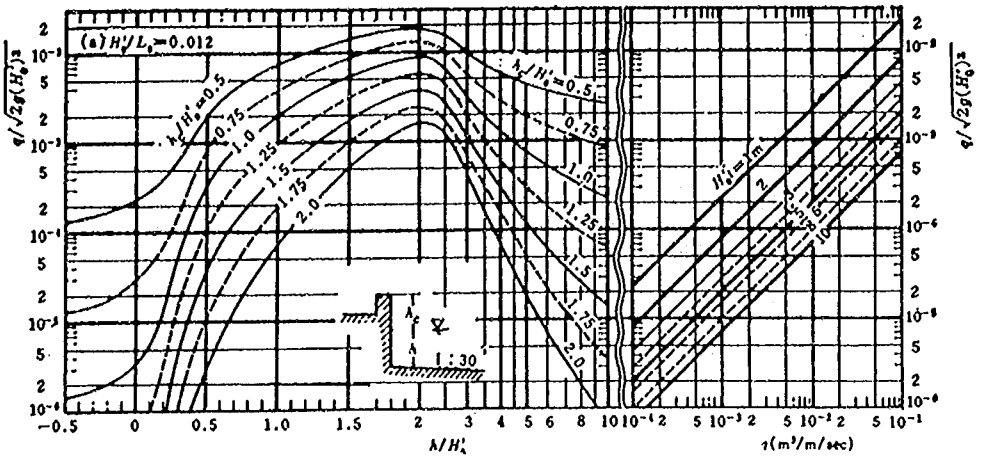
（回答）

海岸護岸からの越波量に関しては、海岸保全施設築造基準に詳しい記述があり、それに基づいて設計を行うことになっている。質問文中の越波量qを与える図－２は、図中に記載されているように、直立護岸に波が作用する場合の越波量算定図表である。したがって図－１に示すように根固工や消波工がある場合の越波量算定には使えない。築造基準を調べると、消波護岸の越波流量についても同様な図が示されている（図－３）。しかしながらこの場合、消波ブロックは水面以上にまで設置されており、図－１の条件と異なる。しかも図－１では、消波ブロックではなしにコンクリート方塊により根固工が築造されているから、消波効果は消波ブロックを設置したものより明らかに低い。結局、求めるべき解は、図－２と図－３の中間的なものになると思われる。このとき、計算に用いる水深は図－１のhとする。図－１のような任意形状の断面での越波量の算定図は一般的には与えられていない。より詳細なデータが必要とされる場合は、固定床水理模型実験を行うことが望ましい。

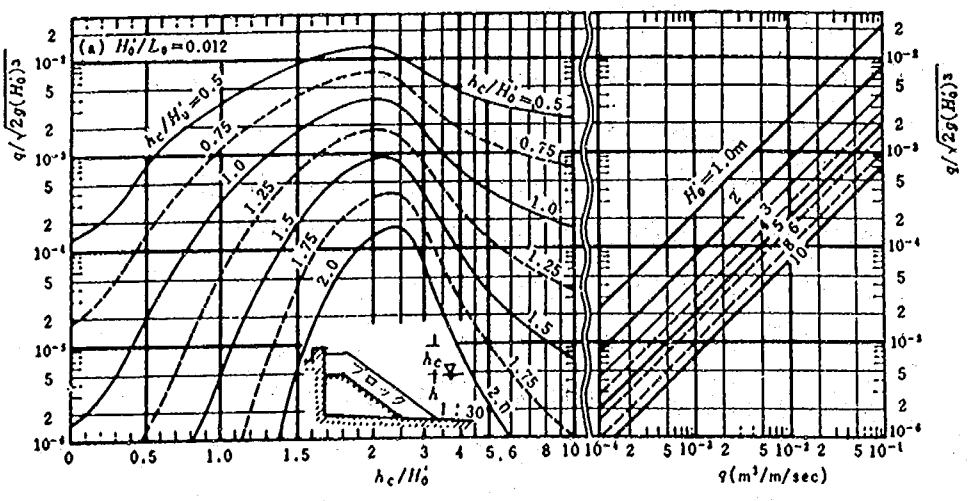
（海岸研究室）



図－１　海岸断面形



図－２　直立護岸の越波流量推定図（海底勾配1/30）



図－３　消波護岸の越波流量推定図（海底勾配1/30）

河－26　海岸における漂砂の移動方向調査

（質問）

高知海岸では、レンガを投入して漂砂の移動方向を把握しようとした事があったが、投入地点より東西方向にレンガが拡散し、漂砂方向が特定できなかった。しかしながら高知海岸では長期的に見ると突堤状の放水路の東側に土砂がたまっていることから、漂砂はある一定の方向性を持って動いているように思われる。これを簡単に把握できる方法があれは御教示願いたい。

（高知工事事務所）

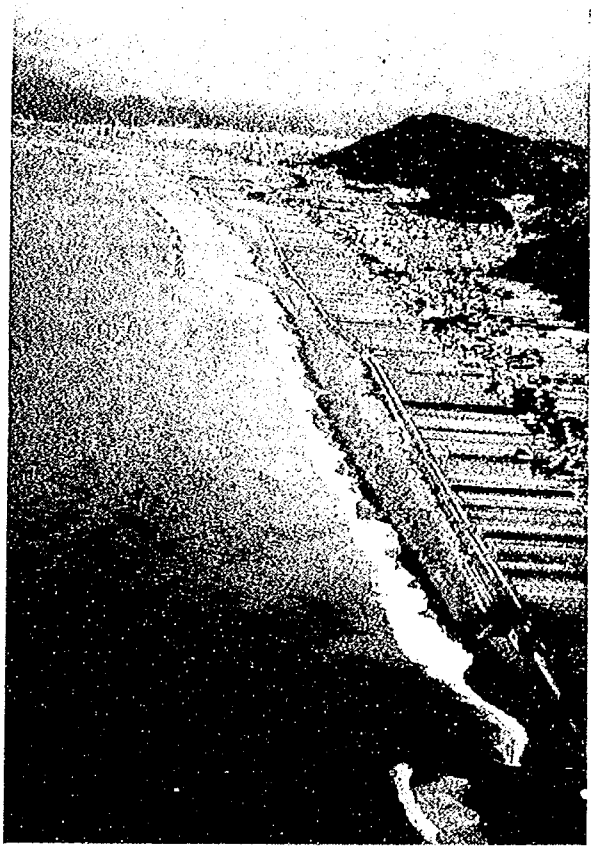
（回答）

近年、土木研究所では実態データをもとに全国各地の海浜地形変化の分析を進めており、すでに多数の地点における漂砂の方向や漂砂量が明らかにされている。したがって第一にはこれらの既発表の文献を入手することを進めたい。現地での調査はこれらが終了してから行うべきである。

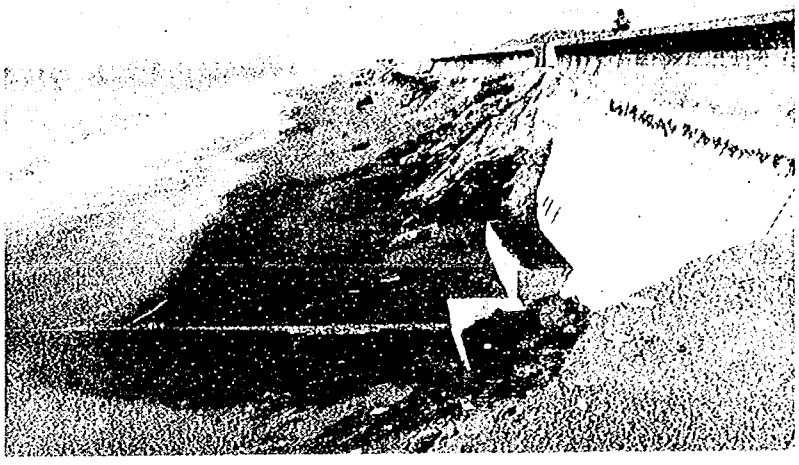
漂砂の方向を調べるには、空中写真、地形図等を利用して行う方法、深浅図を用いて等深線の変化より調べる方法、トレーサーを投入して調べる方法などがある。ここでは空中写真を利用した方法を例示する。1989年7月末～8月初旬において、高知海岸では台風11、12号の影響によりかなり著しい海浜変形が生じ、そのときの状況が高知工事事務所により写真撮影されている。写真－１は東沢放水路より高知港方向、西向きに8月21日に撮影された斜め写真である。写真手前側、汀線形が不連続となった部分に放水路がある。写真によれば、構造物の西側隣接部で汀線が後退しており、構造物を挟んで汀線形が左右非対称となっている。一方、写真上方の離岸堤群の東端ではトンボロが大きく発達している。以上の点は、この時期まで西向きの沿岸漂砂が卓越していたことを明らかに示している。このように斜め空中写真を利用すれば沿岸漂砂の卓越方向はかなり明確に判断することができる。ただし波向が季節的に大きく変化する海岸では写真－１と逆に、構造物の東側で汀線の後退が顕著になることもある。このような海岸では季節的に何回か写真を撮影する必要がある。ところで、台風来襲直後における東沢放水路の西側の状況が写真－２として、また離岸堤群のわずかに東側の海浜状況が写真－３に記録されている。写真－２を見ると、海岸堤防の前面で著しく侵食が進んだことが明らかである。あたかも土砂が沖方向へ流出したかのように思えるが、この場合深浅測量データによれば沖

への土砂流出はほとんどなく、沿岸方向に移動したことが分かっている。事実、写真－３によれば、一連の砂浜海岸の西端近傍では消波ブロックが埋没するほど大量の土砂が堆積している。この例に見るように、沿岸漂砂による地形変化はかなり大きな空間スケールを持って生ずるものであり、写真－２よりただちに沖に土砂が流出したと判断することはできないことに注意が必要である。

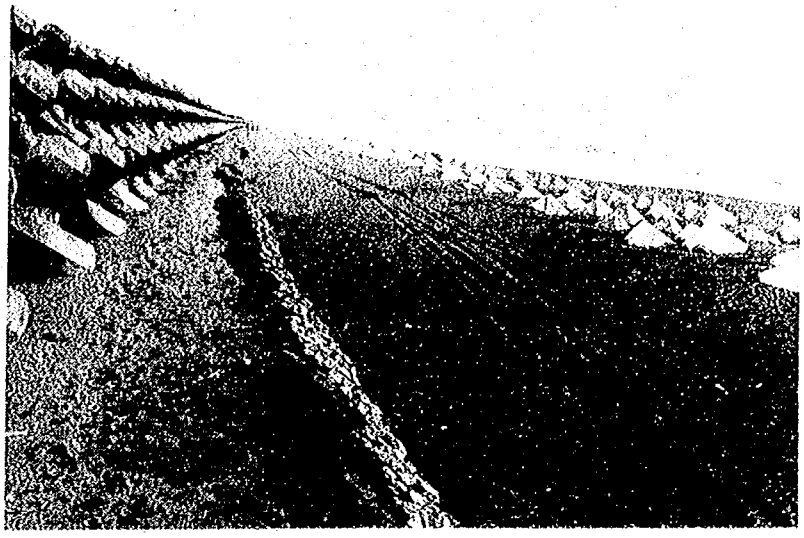
（海岸研究室）



写真－１　高知海岸の斜め写真（1989年8月21日撮影）



写真－２　東沢放水路西側の海岸状況（1989年8月5日撮影）



写真－３　離岸堤群東端背後より東を望んだ海岸状況写真（1989年8月1日撮影）

河－27　水位維持を目的とする放流設備

(質問)

洪水調節開始流量と利水最大放流量の差が大きい場合に、水位維持用放流設備を設置する必要があると考えるが、これについての低圧オリフィスなどの実績や設計基準等があれば、御教示願いたい。

また、実管理上の問題解消のための設計および操作方法の試案を考えたが、これについての計画論上の問題点等を併せて御教示願いたい。

「水位維持用放流設備の能力を利水最大放流量から洪水調節開始流量までとし、敷高を管理水位[管理水位とは、制限水位を維持するため余裕流量をもたせた水位で、制限水位より30~40cm下を考える。]と一致させ、水位が管理水位と同じ期間については全開としておき小出水を自由越流させる。そうすることにより、水位維持のためのゲート操作が減少することとなり管理上メリットが大きい。」

(細川内ダム調査事務所)

(回答)

1. 水位維持用放流設備の設置の目的

ここで言う水位維持用放流設備は、利水放流設備の最大可能放流量から洪水調節用放流設備の最小可能放流量に見合う流入量を放流し、利水放流設備および洪水調節用放流設備と連携して貯水位を維持するために設置されるものである。

実際の運用では、利水放流設備と水位維持用放流設備、あるいは、水位維持用放流設備と洪水調節用放流設備の相互間で操作する設備の切替えを必要とすることが一般的である。このため、下流での放流量の変化を流水管理上必要とされる適正なものとし、かつ、切替えを支障なく実行するためにそれぞれの設備間の可能放流量をオーバーラップさせるとともに、操作ルールを定式化する必要がある。なお、既存の水位維持用放流設備で、操作ルールの定式化が十分でないため、制御設備との関係が適切でなくなり、切替えが円滑に出来なくなっている事例があるので特に配慮が必要である。

また、水位維持用放流設備の規模や形式を選定するにあたっては、可能放流量に加えて、ダム管理上必要とされる水質制御機能や放流水の水質をも満足出来るものとしなければならない。

このように、放流設備の機能を流水管理のシステムの中に適正に位置づけるとともに、それぞれの設備の機械的性質と整合のとれたものとすることが重要である。しかし、いたずらに放流設備の種類を増やす事はシステムの複雑化、メンテナンスの繁雑化をまねくなど、維持管理上好ましくない面が現れることもあり、十分な検討が必要である。すなわち、利水用放流設備の放流能力を増大させる事や、洪水調節用放流設備の設置常数を増すことで水位維持用放流設備を別途に設けないことも考慮にいれる必要がある。

2. 水位維持用放流設備の設置が求められる条件

1.で述べたような考え方を踏まえて、いくつかのダムで水位維持用放流設備が検討され、実際に管理が行われてきている。その設置目的は、個々のダムによって異なるが大別すると次の様になる。

① クレストゲートや大容量高圧放流管ゲートのような大規模ゲートの微小開度放流を避ける。

② 融雪出水時等に大規模ゲートの長期にわたる使用を避ける。

③ 出水初期の体制およびそれに見合う制御方式が可能な設備として水位維持用放流設備が必要とされる。

④ 潅漑期の低温水の放流や洪水期における長期間の高濁度水の放流を避ける。

このうち①はゲートの信頼性に係わる構造上の問題から生じているもので、②は①に加えて管理の合理化に係わる考えが加味されている。③は管理の合理化に係わる事項であり、④は水質を考慮したものである。

3. 水位維持用放流設備の設計条件

2.の設置目的を満足する設計条件について、次のような案が考えられる。

(1)形式

低圧オリフィス型と高圧小容量放流管型が可能であり、種々の条件を考慮して選択する。それぞれの特徴を述べると以下の様になる。

低圧オリフィス型；　断面が比較的大きいため設計洪水位での放流量が大きくなり、非常用洪水吐きの機能を分担可能である。また、設置標高が高いため、表層付近の比較的温度の高い水を放流できる。

高圧放流管型；　設置標高が低いため、貯水池管理用の水位低下用放流設備としての機能を付加する事が可能である。また可能最大放流量が比較的小さく、水位の変化による流量変化が鈍いため流量制御が比較的容易であり、自動制御にも十分耐える設備とすることが可能である。

(2)規模 (一条を前提とする)

一般論として記述するのは適当でないが、規模を設定するには以下に示す条件を目安とすることが出来る。条件により異なるので数字が一人歩きしないよう注意する必要がある。

㋑維持すべき水位における可能最大放流量を洪水調節用放流設備一条の概ね50cm開度放流量以上とする。

㋺維持すべき水位における可能最小放流量(低圧オリフィス10cm開度程度、高圧小容量放流管5%開度程度)を、利水最大放流量の10%程度以下とする。

ここで、50cm開度とは、洪水調節用放流設備の微小開度放流をさけ、かつ、切替え時のオーバーラップを考慮したもので、利水最大放流量の10%も、利水放流設備との放流の連続性を確保するための目安である。

(3)敷高

低圧オリフィスの場合は、放流条件およびゲート断面を考慮して決定すべきであるが、維持すべき水位から5~20m程度下が多い。なお、非洪水期と洪水期がある場合は、制限水位と常時満水位の両方について検討する必要がある。一方、高圧小容量放流管の場合は、固定標高で最低水位との関係から決定すればよい。

(4)水位維持用放流設備の実績

現在までに設置された水位維持用放流設備のうち低圧オリフィス形式のものは表-1に示される通りであり、非洪水期の融雪洪水処理を想定した東日本型と、比較的集水面積が小さく、洪水期の雷雨のような小出水の水位維持管理を目的とした西日本型に分けられる。これ以外の地区では小容量高圧放流管形式が用いられている。

表-1　水位維持用放流設備の実績

ダム名	貯水位	利水最大放流量	コンジット放流量(1条)			オリフィス放流量		条件					
			10cm開度	50cm開度	全開	10cm開度	全開	①	②	③	④	⑦	⑰
耶馬渓	常時満水位	3.1	1.1	5.5	56.5	0.8	19.2	○	○			○	×
殿木	常時満水位	7.1	3.4	15.6	123.6	2.6	92.9	○	○		○	○	×
	湯水時満水位		2.9	12.9	101.4	1.4	21.4	○	○		○	○	×
玉川	常時満水位	33.0	3.4	17.3	113.5	1.9	105.0	○		○	○	○	○
	制限水位		1.1	5.3	101.0	0.9	50.0	○		○	○	○	○
筏瀬石川	常時満水位	12.0	3.8	18.7	140.0	2.3	160.0	○	○	○	○	○	×
	制限水位		3.3	16.4	122.5	1.5	65.0	○	○	○	○	○	×
Ⓣ	常時満水位	3.0	1.1	6.8	108.6	0.7	40.0	○	○		○	○	×
Ⓗ	常時満水位	6.7	4.2	20.9	195.3	1.7	66.7	○	○		○	○	×

表-1では、各設備の流量条件をそれぞれの洪水調節開始流量を100として示している。また、①~④は次の事項を表している。

①洪水調節用放流設備が、高圧で大容量(断面積3~4m²以上)のゲート付き放流管である。

②利水最大放流量が、維持すべき貯水位における洪水調節用放流設備(複数条ある場合1条)の概ね50cm開度放流量以下である。

③非洪水期の融雪による出水流量が、利水最大放流量を長期間上回ることが予想される。

④維持すべき貯水位における洪水調節用放流設備の全開放流量が、洪水調節開始流量を上回る。

この事項に該当するものを○で示すが①は全て満足し、②、③のうちいずれか、さらに④を満足する場合に、特に設置が求められたと考えられる。

これに対して、設計された低圧オリフィスの放流量について3.の(2)の条件を次に示すが、全て条件㋑を満足しているものの、条件㋺については、満たされていないものが多い。これは、低圧オリフィスの操作の最小ステップを開度10cmと与えたことと、利水最大放流量の10%を放流量の連続性を保つ最低限度と設定したことによっており、かなり厳しい条件と考えられる。実際には、適切な操作ルールにより連続性が保たれることになると思われるが、可能な限り条件㋺を満足するよう規模を設定することが望ましい。

また、低圧オリフィス可能最大放流量を如何に設定するかも問題である。たとえば、洪水調節開始流量の100%を越えるものは、低圧オリフィスの放流可能範囲が大きく洪水調節用放流設備の操作回数を低減することが出来るが、逆に設備が大きくなって利水放流設備との放流量の連続性を保つことが難かしくなる場合が予想される。従って、低圧オリフィスの規模を、利水放流設備と洪水調節用放流設備の両方のバランスを考慮して、円滑な操作の切替えが出来るように決定すべきである。

5. 試案に対する計画上の問題点

試案において、水位維持用放流設備をゲートレスにする考え方は管理上好ましいが、1ブロックの1/3である5mが設備の幅の限度とすれば、40~50cmで放流可能な流量は3~4m^3/s程度であり非常に小さい。利水最大放流量との関係も考慮する必要があるが、制限水位では洪水調節開始流量はもとより、コンジットの微小開度放流量にも満たないことが予想され、設備としての利点は少ないと考えられる。なお、新設のダムにおいては、管理水位を設定しなくても適切な管理が実行出来るよう、操作規則等を策定する必要がある。

自然調節方式のダムに代表されるように、洪水に達しない流水の調節として、自由越流により制限水位を上回る運用を設定することが可能であるが、数10m^3/sを放流するために制限水位を大幅に上回る計画は適切でなく、十分な吟味が必要である。

むしろ、ゲート付の低圧オリフィスや高圧小容量放流管について、前述の設計の考え方に基づいて規模を検討し、自動制御を行う方策を検討するほうがより現実的と考えられるが、洪水吐きとの調整が必要であることは言うまでもない。

(ダム水工研究室)

河－28　小流域ダムにおける設計洪水流量の算出方法

（質問）

当事務所において平成２年度に実調を予定している横瀬川ダムは集水面積が11.4㎢という小流域ダムである。このダムのダム設計洪水流量を定めるにあたっては、通達（クリーガー曲線）の適用面積を下回っていることから、この設定に苦慮している。この点について、適切な手法等があれば御教示いただきたい。

（中筋川ダム工事事務所）

（回答）

ダム設計洪水流量は河川管理施設等構造令に次の流量のうちいずれか大きい流量（フィルダムでは当該流量の1.2倍の流量）と記載されている。

①ダム直上流の地点において200年に1回の割合で発生するものと予想される洪水の流量

②当該地域において発生した最大流量

③当該ダムにかかる流域と水象もしくは気象の観測結果に照らして当該地点で発生する恐れがあると認められる洪水の流量

上記の内③については地域別比流量曲線式（クリーガー曲線と呼ばれている）が用いられており、当分の間小流域に係るものを除き用いることとしている。ここでいう「小流域」とは20㎢以下を目安とすることとしている。なお、小流域の比流量値については、クリーガー曲線をそのまま適用することには問題があるので、当該ダム流域の近傍における流域のそれぞれにおいて発生した最大の洪水を生じさせた気象現象の観測資料を用いて、適切な流出解析を行い決定しなければならない。この場合，当分の間当該ダム流域が所属する地域における地域別比流量値を基準として、当該ダムの貯水池容量，設計洪水位，洪水吐きの形状等との相互関係を十分検討のうえ、決定すべきである。

クリーガー曲線は米国での実測データを基礎として比流量値と流域面積の関係を包絡するものとして求められており、日本に適用するために単位系をＭＫＳ単位系

に変換して使用している。なお、地域係数は各地域での最大値を包絡するように決定されておりその曲線により実測データをうまく包絡出来ている。しかしながら、小流域でのデータが少ないため適用面積を小流域を除くと表現している。なお、小流域において最大洪水時の気象現象観測資料が無い場合はクリーガー曲線を延長して用いている例も多くみられる。

このように小流域におけるダム設計洪水流量の算出方法は確立しておらず、当研究室では平成元年度から２年度にかけて小流域におけるダム設計洪水流量に関する調査を実施して現行クリーガー曲線との関係を考慮しつつ、算出方法を確立させる予定である。小流域においては洪水到達時間は1時間以下と考えられ、貯留効果の影響もほとんどないと思われるため、クリーガー曲線との関係を考慮して、各地域別に既往最大時間雨量を整理して、この降雨による流出量からダム設計洪水流量の検討を実施している。現時点での考えとしては小流域での比流量値はクリーガー曲線と同様の傾向にあるとみられる。

（水資源開発研究室）

河－29　水門扉に溶融亜鉛メッキを施工する場合のひずみ量判定基準

（質問）

当技術事務所では、河川用小型水門扉（２．７ｍＨ×３．０ｍＢ程度以下）を対象に扉体の溶融亜鉛メッキ施工について調査試験を実施している。

溶融亜鉛メッキを施工する場合の最大の検討課題はメッキによる歪み発生をいかに抑制するかであるが、抑制の目標値を明確にする必要がある。そこで、水密ゴム取付面等の平面度及び許容歪量についてその決定方法を御教示願いたい。

（四国技術事務所）

（回答）

扉体の許容平面度を明らかにするためにまず、水密部周辺の位置関係を考える。

河川用ローラーゲートの水密部周辺を図－１に示す。水密部周辺は、”水密を行なう”という機能を考えるとき、扉体、戸当りの関係は、水密面を基本にして考えるべきである。扉体と、戸当りの位置関係は、図－１に示すとおり、戸当りの水密板面と扉体の水密ゴムが接し、戸当りの主ローラ踏面と扉体の主ローラが接しているが、荷重を受けたとき変形等の影響を考えずに、扉体と戸当りの位置関係をつなげているのは、主ローラ踏面（外周面）と戸当り側主ローラ踏面（レール）である。

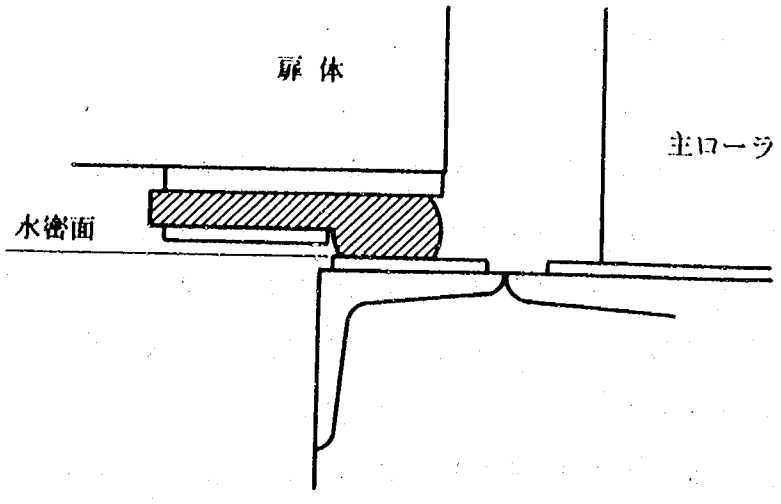


図-1　水密部周辺図

扉体の寸法の基準を、主ローラの踏面にとることはできないから、主ローラの軸を含み扉体面に平行な平面を考え、その面を水密部周辺の扉体側の寸法の基準面と考える（図－２）。そうすると扉体の主ローラ踏面と水密ゴム面の位置関係は、基準面から主ローラ踏面までの寸法とその許容差と、基準面から水密ゴム面（ゴム上端）までの寸法とその許容差で決まることになる。一方、水密面は、戸当りの水密板面に等しいと考えれば、戸当り側の主ローラ踏面と水密板までの寸法とその許容差がわかれば、水密面と水密ゴムの位置関係が、水密板、主ローラ踏面（レール）、主ローラ踏面（外周面）、扉体側基準面を介してわかることになる。

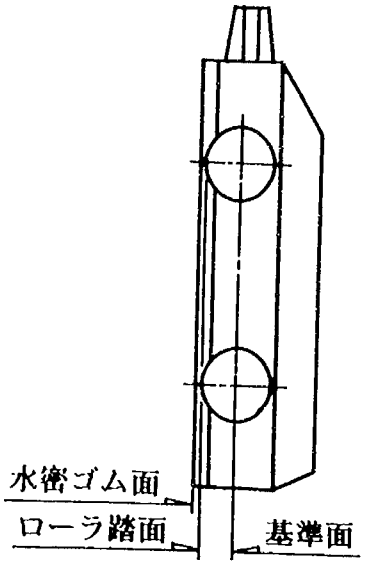


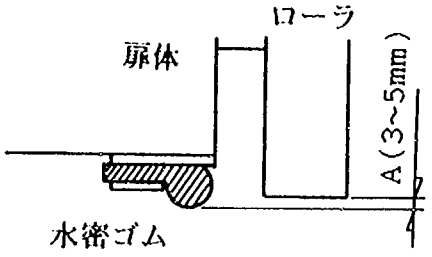
図-2 基準面位置関係図

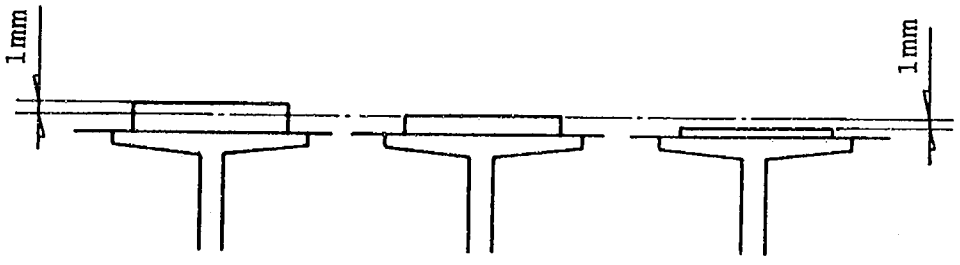
機械工事施工管理基準（案）によると、扉体の主ローラ踏面から水密ゴム面までの距離の許容差が定められており、０、＋２㎜とされている。これは、扉体の基準面から主ローラ踏面までの寸法（許容差を含む）と、基準面から水密ゴム面までの寸法（許容差を含む）の差として現われる寸法の許容差だと考えられる。標準設計における圧着代は３㎜とされているから、主ローラ踏面から水密ゴム面までは、３㎜～５㎜となる。一方戸当り側では、主ローラ踏面板と水密板は同一平面上と考えて、その許容差は、同基準（案）によると±１㎜である。したがって、水密板と水密ゴム面との位置関係から、このときの実際のゴム圧着量は、２㎜～６㎜ということになり、水密が保たれるということになる（図－３）。但し、ゴムの弾力性を考えると水密ゴムの上端面を測定面とせず、水密ゴム取付面（ゴム下面）を測定面とした方が合理的である。

したがって、扉体の水密ゴム取付部の平面度は、扉体の基準面から水密ゴム取付面までの寸法とその許容差を考えるのであるから、許容差０、＋２㎜を適用すれば

よいと考える。また、施工法によって基準を変えるという考え方は、一般に認められるものではないと考える。

また実際の計測法について、問題のあるところは、検討して行くべきであると考える。





（ア）　（イ）　（ウ）

Aが3mmで（ア）のとき圧着量2mm

Aが5mmで（ウ）のとき圧着量6mm

図-3 圧着量説明図

文献

建設機械課：機械工事施工管理基準（案）、昭和５７年

（機械研究室）

河－30　軌索式ケーブルクレーンの能力の限界

（質問）

近年、軌索式ケーブルクレーンの能力が増強されつつあると聞いているが、その限界について御教示願いたい。

（富郷ダム工事事務所）

（回答）

軌索式ケーブルクレーンには、軌索式両側走行型、軌索式片側走行型、Ｈ型があるが、定格吊荷重でみた能力では、現在の国内実績では９．５ｔが最高であり、また国内メーカによる海外での実績も１３．５ｔが最高である。

軌索式ケーブルクレーンの場合、巻き上げ・走行速度（サイクルタイム）や、操作性などが、チェックポイントになると考えられるが、現在実績のある９．５ｔに対しては特に技術的問題はないといわれている。これ以上吊荷重を増やした場合も設計上あるいは使用上の問題はないといわれている。　しかし、軌索式ケーブルクレーンを大型化したときにいちばん問題になるのは、軌索側のロープの径である。軌索のロープは一般にロックドコイルロープを使用しており径の大型化には製造上の制約がある。現在ロープ径の製造上の上限は、φ１２０でありこのときの吊荷重が１３．５ｔ（主索径間４７０ｍ、軌索径間１９０ｍ）である。φ１２０より大きい径については、国内で製造した実績はない。

また、径の大きいロープを採用する場合、ロープ自体の重量が大きく道路輸送ができない場合もあり、現地まで輸送するルートについて確認する必要がある。

（機械研究室）

河－31　堤防（堤体土質等）の簡易調査

（質　問）

背後地が重要な箇所は古くから堤防が築かれ現在に至っている。しかし，堤防も長期間の風雨，洪水により漏水による細粒分の流出等堤防の劣化が考えられる。

そこで，このような堤防の劣化現象を現地で簡易に調べる手法等についてご指導願いたい。

（河川部河川計画課）

物部川の右岸堤防上流部は，昭和20～30年代に築造されたものであり，その材質等についての資料が残っていない。昭和20年代頃の築堤は河床材料を用いて行われたものと思われ，その質的な安全性が心配される。堤防調査を行う場合，開削やボーリングの方法では高い費用で点の調査しかできないので，安い費用で線的に堤防の状況を把握できるよい調査方法はないものか御教示願いたい。

（高知工事事務所）

（回　答）

質問の主旨からすると，堤体の土質構成を把握し，しかも，クラックや空洞，或は，細粒分の流出にともなう堤体土の粗粒化などの生じている可能性のある，いわゆる弱点箇所を発見することのできる，非破壊の（浅層）探査技術についてということになろう。

現在用いられている浅層探査技術には，表－1に示すような方法があるが，そのなかで，電波レーダによる方法ならびにアースグラフによる方法が，近年，注目されるようになり，技術の改良が加えられてきている。土木研究所でも，樋門・樋管等の構造物周辺での弱点箇所調査法として，電波レーダの研究を進めているところである。しかし，いずれにしても電波や電流，振動（弾性波）などの助けを借りて間接的に土中の状態を探ろうとするものであるから，一般に，得られた結果を解読

表－1　浅層地下探査技術

番　号	名　称	探　査　原　理
1	表面温度差法	構造物直下に空洞があると、空洞部分での熱伝導の性質が異なるから、結果的に構造物表面での温度分布が異なる。すなわち、構造物の表面温度の日変化の特性を把握することによって、その原因となる構造物下の状況を推定する。
2	電波レーダ	地中に放射された電波が誘電率の異なる境界で反射することを利用したレーダ探査装置である。
3	アースグラフ	地盤の電気抵抗の分布を多点間での計測から求め電気抵抗が土質によって異なることを利用して、地盤の土質分布を推定する。
4	弾性波探査1	弾性波の伝搬速度が地盤の強さによって異なることを基に、地盤の層構造を探査する方法。
5	弾性波探査2	構造物の表面加振に対する応答を接触インピーダンスとして計測し、構造物の構造的な強さを推定する。
6	音響分析	構造物を打撃した時、構造物下に空洞がある場合とない場合では、構造物の音響放射が異なり、発生する音の周波数を分析して空洞の有無を判定する。

して実際の土質状況に読み替えるには豊富な経験が必要とされる。また，それぞれの方法に一長一短があり，測定範囲（深度）に制限があったり（電波レーダの周波数帯，アースグラフの電極間隔，電極の挿入深さなどによる），地下水（特に，塩水）の影響等を受けやすいなどの問題もあり，最終的には，直接（破壊検査等によって）確認することが必要である。

従って，次のような手順で，一次調査－＞二次調査－＞詳細調査の順に調査を実施するのが良いと思われる。

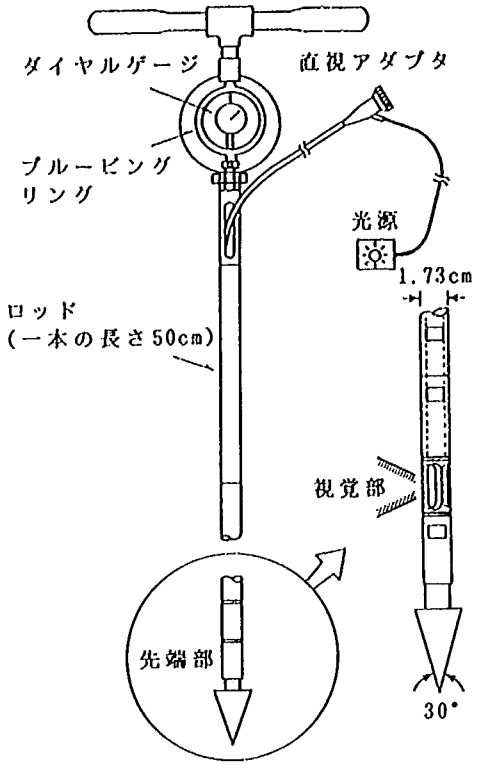
一次調査：過去のボーリングや堤防開削のデータを整理して対象区域の地形，地質分類を大まかに把握し，併せて，過去の洪水等による漏水状況を事前に調査しておく。現地踏査は，電波レーダにより，対象区間全体の概略を縦断的に調査する。この場合，調査の対象となる深度を５～６ｍと考えれば，周波数の低い電波を使用するのが適当であろう。

二次調査：一次調査において，何らかの異常（かならずしも堤体の弱点とは限らない。地中の狭雑物等の影響である場合も考えられる。）が見出された箇所について，アースグラフによる調査を実施する。この場合，精査したい深さまで電極を打ち込むことになるので，おおがかりな調査となるざるを得ず，したがって，費用もそれだけ多くなる。

詳細調査：二次調査において，さらに，異常が発見されたものについては，ボーリングや堤防開削を実施して，実際に，弱点がないかどうかを調べる。また，この調査の結果をもとに上記一次，二次調査のデータを再度判読することで，より的確に堤体の状況を把握することが出来る。

一方，堤体の強度面での調査としては，動的，静的な貫入試験が考えられる。ボーリング調査を実施する場合には，併せて標準貫入試験を実施することで堤体の土質と強度を同時に把握することができるが費用や手間の点で，堤防の縦断方向に連続的に（狭い間隔で）実施することは実際には困難である。最も手軽な方法として，簡易静的コーン貫入試験（いわゆるコンペネ）が挙げられる。この方法では，コーン貫入強度から土の強度を正確に推定することは難しいが，作業性に富むため短時間に数多くの地点を調査できる利点があり，堤防の縦断方向の相対的な強度の分布を調べるのに適していると言える。この場合，ある程度の間隔をおいて，オランダ式コーン貫入試験（ダッチコーン）や標準貫入試験を実施することが望ましい。これによって，コンペネの結果からも，大まかに堤体の（絶対的な）強度分布を把握することができると考えられる。なお，土木研究所では，このコンペネの貫入軸内に光ファイバースコープを挿入し，貫入試験実施時に，貫入強度と併せて視覚による土質判別を行える試験機の開発を実施中である（図－１及び写真－１参照）。

（土質研究室）



図－1　ファイバースコープ挿入型貫入試験機



写真－1　ファイバーコープによる画像

道路部門目次

		(質問者)	(回答者)
1	高架道路のノージョイント化	四国技術事務所	橋梁研究室 …… 205 舗装研究室
2	吹付法枠工法の選定	香川県土木部	急傾斜地崩壊研究室 …… 214
3	休日交通を考慮した道路計画	道路部道路計画第二課	新交通研究室 …… 216
4	道路の環境問題	香川工事事務所	交通環境研究室 …… 218
5	掘削深さに制約ある場合の打換え時の舗装構造設計	土佐国道工事事務所	舗装研究室 …… 220
6	ＮＡＴＭ工法における内空変位測定の時期	中村工事事務所	トンネル研究室 …… 224
7	芝生広場における適正な土壌改良	国営讃岐まんのう公園工事事務所	緑化研究室 …… 227
8	橋梁床版の施工性	香川工事事務所	橋梁研究室 …… 229
9	側こうの構造（蓋版構造及び全体構造）	中村工事事務所	システム課 …… 235
10	吹付法枠の設計手法	徳島工事事務所	急傾斜地崩壊研究室 …… 237
11	道路の整備効果とその計測手法の概要	道路部道路計画第二課	道路研究室 …… 244
12	道路の交通渋滞の定義	徳島工事事務所	新交通研究室 …… 252
13	パソコンによる交通量配分	松山工事事務所	新交通研究室 …… 255
14	軟弱路床上の舗装の設計	道路部道路工事課 徳島県土木部	舗装研究室 …… 257
15	人工砂がアスファルト混合物性状に及ぼす影響	土佐国道工事事務所	舗装研究室 …… 261
16	アスファルト量の選定条件による舗装の耐久性への影響	四国技術事務所	舗装研究室 …… 266
17	アスファルト混合物の最大粒径	四国技術事務所	舗装研究室 …… 270
18	街路樹の剪定	香川工事事務所	緑化研究室 …… 272

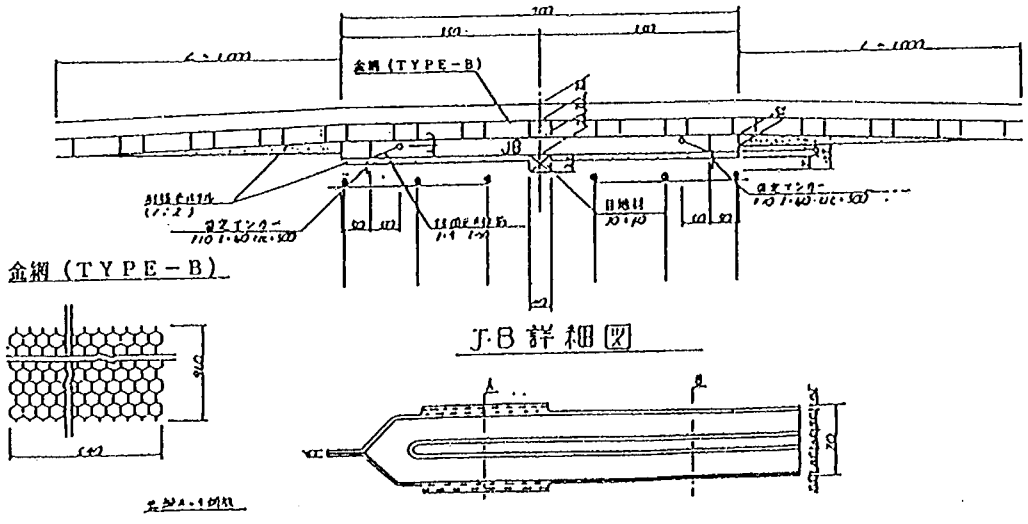
19	植生工施工における既存植物群落への影響	道路部道路計画第一課	緑化研究室	275
20	高盛土部の施工に関する暗渠（ボックスカルバート）の応力計算	徳島県土木部	土質研究室	278
21	ボックスカルバートの止水板の効用及び施工目的	高知工事事務所	土質研究室	282
22	鋼管矢板基礎における頂版と鋼管矢板との結合方法	道路部道路工事課	基礎研究室	283
23	鋼管矢板基礎（井筒型、仮締切兼用方式）の頂版厚の決定方法	徳島工事事務所	基礎研究室	287
24	場所打ち杭の先端極限支持力度	土佐国道工事事務所	基礎研究室	289
25	近接基礎の設計施工に当っての変位量の推定法	土佐国道工事事務所	基礎研究室	292
26	橋梁拡幅時の継目部	土佐国道工事事務所	橋梁研究室	295

道－1　高架道路のノージョイント化

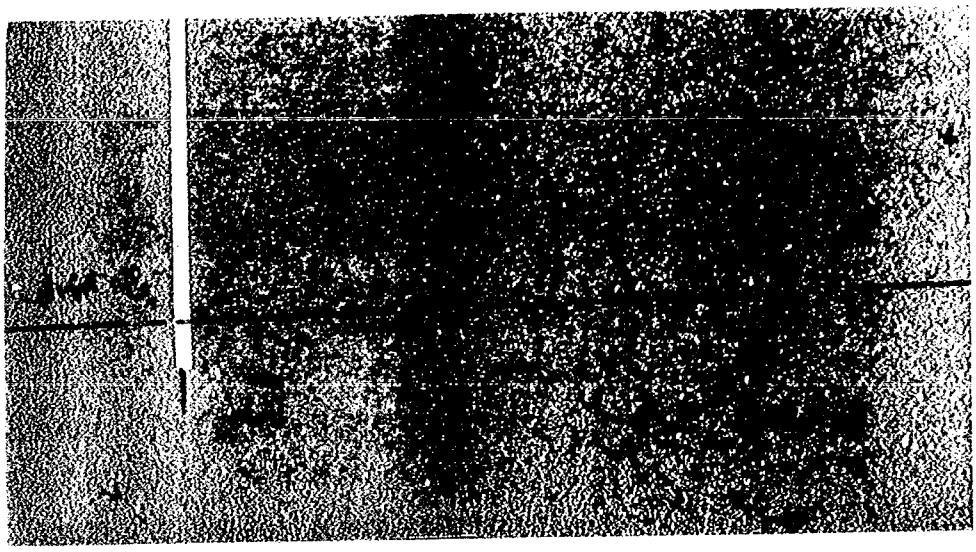
（質問）

近年、高架道路においてはジョイント部が振動、騒音の発生源となっていることから、各方面でノージョイント化の開発、試験、調査が進められていると聞く。高架道路のノージョイント化に関する最近の状況について御教示願いたい。また、四国地方建設局ではノージョイント工法として図－１に示す構造のジョイント化を施工し、追跡調査を行っているが、平成元年２月の調査時点（３年経過）で写真－１のようなクラックが発生した。このため、補修を含めた構造の検討を行う必要があるが、補修方法、補修事例、四国地方建設局で施工しているノージョイント工法を補修計画する上で検討しなければならない事項（Ａｓ舗装厚，Ａｓ混合物の種類，桁の伸縮量がＡｓ混合物に与える影響）等について御教示願いたい。

（四国技術事務所）



図－１　四国地方建設局で検討しているノージョイント工法



写真－1　ノージョイント工法を用いた橋梁で生じた舗装面のひびわれ

（回答）

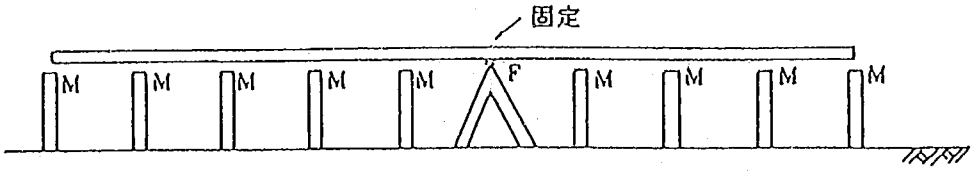
1．はじめに

道路と橋梁との境界部や橋けた端部相互の継目部に設けられるジョイントは、輪荷重の影響を直接受けることもあって、橋梁構造の中で最も破損しやすい部分となっている。また、ジョイントからの漏水がけたや支承の腐食及び床版の劣化の原因となることがあり、維持管理上の大きなネックとなっている。こうした問題に加えて、自動車の走行性の面でも好ましいものではなく、また、都市内等においてはジョイント部から発生する騒音、振動が問題となる場合もある。このようなことから、近年ジョイントをできるだけ少なくすること、ならびに騒音や振動の少ないジョイントの開発が強く求められている。ここでは、現状におけるノージョイント化の主な方策として橋梁の連続化（けた自身の連続化）および床版と舗装路面部あるいは舗装路面部のみでのノージョイント化について紹介し、次いで四国地建で現在取り組まれているノージョイント工法を中心に、舗装路面部のみでのノージョイント工法の特徴、補修方法及び今後の課題等について述べるものとする。

2．橋梁の連続化について

ジョイントの数量を減らすための方策の一つとして、連続げた形式の採用が挙げられる。連続げたの採用は橋梁の耐震性を高める上でも効果的である。

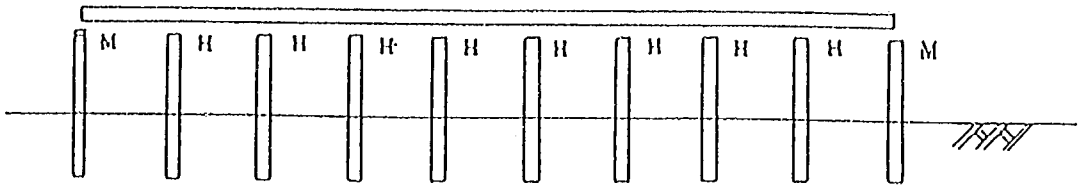
連続高架橋の形式には様々なものが挙げられるが、地震力の分散の方法からみると、地震時の水平反力を特定の橋脚に集中させる集中固定（１点固定）方式と地震時の水平反力を各橋脚に分散させる分散固定（多点固定）方式に大きく分けられる。図－２に支承の１点が固定で他は自由である集中固定方式の一例を示す。この集中固定方式では、温度変化およびコンクリートの乾燥収縮やクリープに伴うけたの伸縮は拘束されず、けたや橋脚には水平反力は生じないが、固定支承が設置された橋脚には地震時水平力が集中して作用するため、その橋脚の寸法が大きくなる。一方、分散固定方式は、橋脚とけたを結合して地震時水平力を各橋脚に分散させるとともに、橋脚とけたの結合によって生じる温度変化およびコンクリートの乾燥収縮やクリープによる水平反力を構造上の配慮によって軽減、分散するものである。分散固定方式に対応する形式の例を以下に示す。



図－２ 集中固定方式の概念図

２．１ 多ヒンジ形式

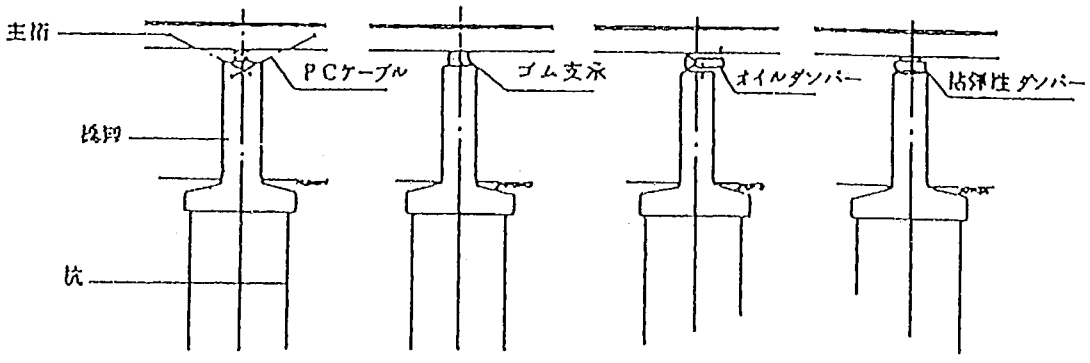
この形式は、図－３に示すように、けたと橋脚をヒンジ結合し、地震時水平力を各橋脚に分散させるとともに、フレキシブルな橋脚や基礎を用いることによって、温度変化およびコンクリートの乾燥収縮やクリープによって生じる水平反力を橋脚や基礎の変形で軽減させる形式である。



図－3 分散固定方式の概念図(多ヒンジ固定方式)

2．2 接合装置を用いる形式

この形式は、図－4に示すように、けたと橋脚の間に何らかの接合装置を設け、温度変化およびコンクリートの乾燥収縮やクリープに伴うけたの伸縮はできるだけ拘束せず水平反力を小さくおさえ、地震時のけたの動きは拘束して各橋脚に地震時水平力を分散させようとするものである。この方法には、けたと橋脚をバネ定数の小さな弾性材で連結し、常時の水平反力は小さくおさえ、かつ地震時水平力は各橋脚に分散させようとするものや、オイルダンパーと可動支承を設け、常時のけたの伸縮は逃し、地震時の慣性力のみを各橋脚に分散させようとするもの等がある。



図－4 分散固定方式の概念図(接合方式を用いる形式)

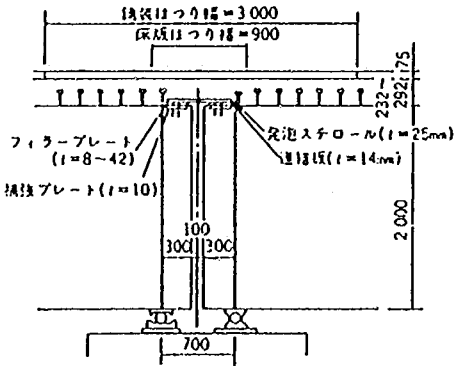
3．床版と舗装路面部でのノージョイント化

阪神高速道路公団では、既設橋梁を対象とした床版と舗装路面部でのノー

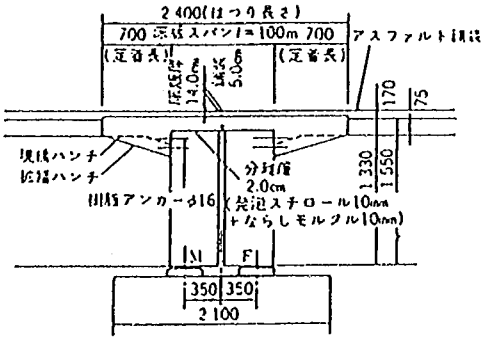
ジョイント化に関する研究開発を進めているが、図－５に、その例として鋼単純合成Ｉ桁とＰＣ単純合成Ｉ桁とをそれぞれノージョイント化したものを示す[1]。前者は主げた上フランジおよび端横げた上フランジ間を連結板で連結し、その上に床版および舗装を連続的に打設したものであり、後者は床版のみを連続化してその上に舗装を連続的に打設したものである。

これらのノージョイント工法は比較的簡単な機構からなるが、温度変化や地震時における橋脚への反力分担が変化するため、橋脚や基礎に対する応力照査や反力分散方式の検討が必要となる。また、現時点でこれらの工法を適用するには、次のような条件を満たす必要があるとしている。

① 直線区間にあり、主桁中心が一直線上にあること。
② ほぼ同様の支間の単純桁が重連していること。
③ 橋脚および基礎形状がほぼ同様であること。
④ ＰＣ桁の場合は合成桁であること。



（ａ） 鋼げたの場合



（ｂ） ＰＣげたの場合

図－５ 阪神高速道路公団で検討している床版と舗装路面部でのノージョイント工法

４．舗装路面部のみでのノージョイント化

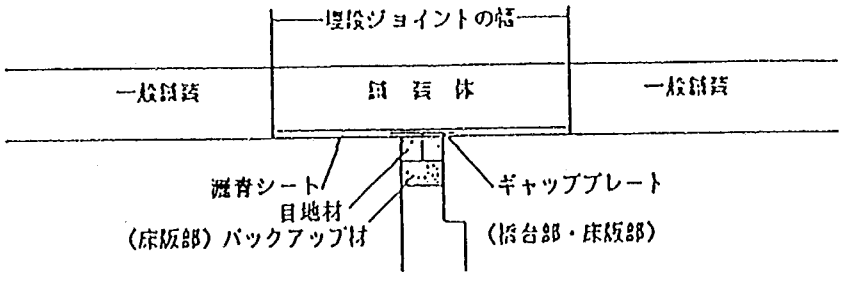
騒音、振動の少ないジョイントに関しては、最近、舗装路面の連続性を保てる形式のジョイントの研究開発が進められている。このタイプのジョイントは、基本的に橋梁の変位を舗装路面部で吸収しようとするもので、従来のジョイントを用いた場合と異なって、路面上に異質なゴムや鋼等が現われないため走行性が改善されるほか、騒音、振動の低減が図れる特徴を有する。このタイプのノージョイント化については、四国地方建設局で現在取り組ま

れているほか、日本道路公団、建設省東北地方建設局、阪神高速道路公団、兵庫県等でその適用のための検討が行われている。

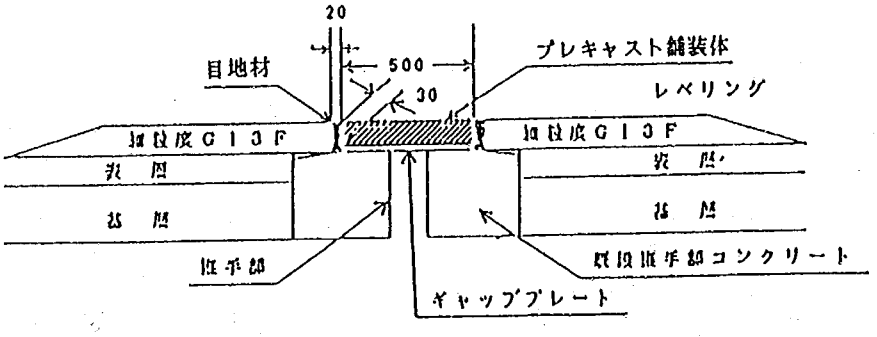
4．1　日本道路公団および建設省東北地方建設局におけるノージョイント工法

日本道路公団におけるノージョイント工法を図－6に示す[2]。また、東北地方建設局において検討されているノージョイント工法を図－7[3]に示す。このタイプは、プレキャストの舗装体、不織布等からなる遮青シート、ギャッププレート、目地材等から構成されており、ギャッププレートによりジョイントの伸縮機能を確保しつつ、生じた伸縮を遮青シートによって分散させてノージョイント化に伴う舗装のクラック発生を防止していることが特徴である。また、プレキャスト舗装体と一般舗装部の間に設けられた目地材でも伸縮を吸収している。

このタイプの工法の利点は、既設の橋梁に対しても適用できること、ジョイント部にプレキャストの舗装体を用いているため、舗装体に破損が生じた場合でも補修が容易であることが挙げられる。一方、遮青シートと床版およ



図－6　日本道路公団で検討しているノージョイント工法

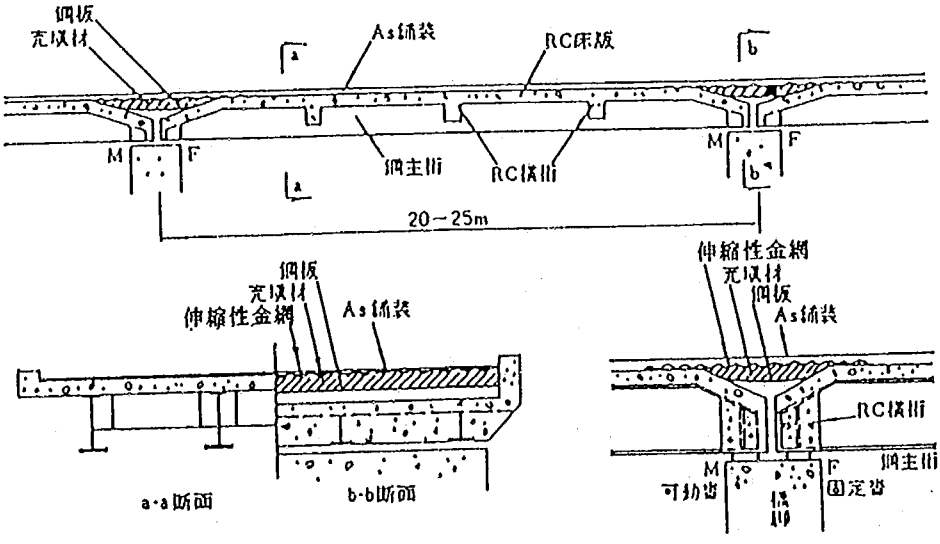


図－7　東北地方建設局で検討しているノージョイント工法

び舗装体の接着が十分でない場合には舗装体と床版の間にすべりが生じ、舗装体の早期の破損の可能性があることに注意しなければならない。また、このタイプは大きな伸縮量を吸収することが困難であり、１つのジョイントで伸縮の吸収可能なスパンは、鋼橋で３０ｍ程度、コンクリート橋で６０ｍ程度までである。

４．２　阪神高速道路公団および兵庫県におけるノージョイント工法

阪神高速道路公団では、四国地方建設局で現在取り組まれている六角形状金網を用いた工法に加えて、伸縮性金網を用いた工法について検討を進めている[4]。兵庫県においても、図-８に示す類似の構造のものについて検討を行っている[5]。また、これらの金網のかわりにジオテキスタイル等を用いた事例もある。



図－８　兵庫県で検討しているノージョイント工法

この工法の特長は、プレキャスト舗装体を用いないため、舗装が一体的に施工できること、橋梁の伸縮を舗装体の比較的広い範囲で吸収できることが挙げられる。一方、注意しなければならない点としては、金網等をアンカー等を用いて床版に固定しているが、この固定が不十分な場合には金網等により舗装が上下に分断され、舗装の破損が生じ易いこと、また、金網等が厚いあるいは網目が細かい場合には舗装体の厚さが部分的に薄くなるなどして舗

装の一体化が失われ、その箇所にクラックが発生し易いすることが挙げられる。さらに、舗装の修繕が必要となり舗装の切削を行おうとした場合、金網等により切削に困難を伴うことが考えられる。なお、このタイプの工法は一般に新設橋に適用される。

5．　四国地方建設局におけるノージョイント工法が適用された橋梁の補修および同工法の今後の課題について

四国地方建設局でのノージョイント工法を用いた橋梁における舗装路面部の破損であるが、クラックの発生状態から考えて、金網等の厚さに起因するものと考えられる。すなわち、用いた六角形状金網が比較的厚さのあるものであるため、舗装の一体化が失われ、この影響で亀甲状のクラックが発生したものと考えられる。この六角形状金網を用いた工法は、コンクリート舗装上にアスファルト舗装のオーバーレイを行った場合に発生するリフレクションクラックを防止を目的で施工された事例もあるが、この場合にも同様の破損が生じている例がある。したがって、補修にあたっては六角形状金網を含めて破損箇所の舗装を撤去する必要があるが、ジョイントの部分的な補修であれば、舗装の撤去後、シートを埋設したタイプの工法を用いて補修するとよい。また、破損箇所も含めて広く舗装の補修を行う場合には、シートを用いた工法、あるいは金網等を用いた工法であれば網の厚さがあまり厚くなく、網目の粗いものを用いて補修することが望ましい。

今後、新設の場合も含めたこのようなノージョイント工法の計画にあたって検討すべき点は、前述のように、施工上、材料選定上の注意事項に留意すること、さらに、極端な橋梁の伸縮量を埋設ジョイントで吸収することは無理がある点に留意すること等である。また、舗装の施工については、特に金網等を用いる場合、舗装厚をあまり薄くすると舗装の一体化が失われやすいこと、タックコート等の接着を十分行うこと、さらにアスファルト混合物としては、比較的クラックの発生に強いゴムを添加したバインダを使用することなどに留意するとよい。

＜参考文献＞

1）中島　拓；伸縮装置、　橋梁と基礎、　p61～88、　1986，8
2）高速道路調査会；橋梁伸縮装置に関する調査研究報告書，昭和63，3

3）小原，松浦；橋梁床版継手部の補修工法について、　第４１回管内技術研究発表会道路部会（東北地建）　ｐ６５９～６６４、　１９８９．８
4）阪神高速道路公団大阪管理部；ノージョイント化に関する整理開発業務報告書、昭和５９．３
5）藤井，駿河，梶谷，青野；伸縮継手のない橋梁・高架の提案、　橋梁と基礎ｐ２１～２５、　１９８７．６

（橋梁研究室）
（舗装研究室）

道－2　吹付法枠工法の選定

（質問）

吹付法枠工法を採用するにあたり、各種フレーム工法の選定規準等が明確でなく苦慮している。以下の項目について御教示願いたい。

1．各種フレーム工法の選定基準

2．枠寸法及び枠間寸法の決定基準

3．モルタル・コンクリート吹付の選定基準

4．枠材の品質管理基準（強度の判定方法及びその基準値）

5．鉄筋のかぶり厚

（香川県土木部）

（回答）

1．各種フレーム工法の選定基準

フレーム工法の種類は、使用する型枠材の種類（金網、ダンボール、発泡スチロール）により大別される。法枠部材の強度は、使用する鉄筋、枠寸法、吹付材料によって左右され、型枠材の影響を受けるものでは無い。不整形斜面への施工性は、型枠材の地山へのなじみ良さから金網→ダンボール→発泡スチロールの順である。現場状況を判断して、経済的な工種を選定すべきと思われる。

2．枠寸法及び枠間寸法の決定基準

枠寸法の決定においては、法枠工を(1)安定した法面で風化防止のために用いる。(2)崩壊に対する抑止工法として用いる。といった目的によって決定している。

(1)の場合においては、枠寸法は150㎜×150㎜で十分である。一般的に植物の生育に必要な土の厚さは150㎜以上とされていることから決定されている。しかし、現場斜面の凸凹の状況などから、200㎜×200㎜を用いることが必要な場合もある。

(2)の場合は、外力の大きさによって決定されるものであり一様でない。しかし吹付施工という条件から部材寸法の大きなものは均質な施工が困難であるため枠寸法は最大でも500㎜×500㎜にとどめたい。

枠間寸法は、枠内面積を1.0m²～1.5m²程度とることが望ましい。すなわち、裸地斜面に施工された植生工が、十分に活着し保護工としての効果を発揮し、侵食をおさえ得るためには、最大この程度の枠内面積とする必要がある。

(3)モルタル・コンクリート吹付工の選定基準

コンクリート吹付工は、粗骨材を使用するため、高い強度を期待できる反面、粗骨材のはね返りによるロスが大きい欠点がある。モルタル吹付工は施工が容易であるが、高価である。選定にあたっては、これら特徴をふまえて決定すべきである。

(4)材料の品質管理基準と強度の判定方法及びその基準値

モルタル及びコンクリート吹付工の品質管理についてはコンクリート標準示方書に準ずるとされている。

強度の測定方法については、１．試験用パネルに吹付けたコアーあるいは金属製円筒に吹き込んで製作した供試体により圧縮試験を行う、２．シュミットハンマー、３．超音波伝播速度測定器、４．ボールハンマーによるもの等提案されているが、それぞれ問題点も多く基準値まで確立されたものは、現在のところ存在しない。

(5)鉄筋のかぶり厚

鉄筋のかぶり厚さは腐食の観点から３cm以上とすることが望ましい。

＜参考文献＞

コンクリート標準示方書
フリーフレーム工法　（理工図書）
トンネル薄肉覆工（吹付コンクリート工）
に関する調査研究報告書　（高速道路調査会）

（急傾斜地崩壊研究室）

道－3　休日交通を考慮した道路計画

（質問）

休日交通に対する道路計画が注目されるなか、休日センサス結果を用いての計画交通量の考え方について御教示願いたい。

（道路部道路計画第二課）

（回答）

道路計画において車線数を決める場合、計画交通量と設計基準交通量との関係で車線数が決定される。計画交通量は計画設計を行う路線を将来通行するであろう自動車の年平均日交通量（ＡＡＤＴ）であり[1]、将来交通量推計結果をもとに決定される。従来は秋の平日に行ったＯＤ調査結果をベースに、将来の交通量推計を行い、その過程において交通量配分の現況再現性を春秋平日平均日交通量（平日センサス交通量）でチェックしながら、将来路線交通量を推計していた。しかし、ＯＤについては平日と休日ではＯＤパターンが異なることが推定されるため、年間を通じての平均的なＯＤを秋の平日のＯＤだけで表すことは必ずしも十分ではないことも考えられる。また、観光交通の著しい道路については春秋平日平均日交通量がＡＡＤＴと著しくかい離する場合がある。従って、これらの問題点に対応するための方法として休日センサス結果を交通量推計のプロセスの中に組み込むことにより、ＡＡＤＴベースでの交通量推計を行うことが考えられる。

まず、ＯＤについては平成２年度のセンサスにおいて秋の休日のＯＤ調査を行うこととしているところであるが、休日ＯＤ調査を行い、その結果を交通計画に反映していこうとするのは初めての試みであるため、秋の休日のＯＤ調査結果を用いたＡＡＤＴの推計方法、秋以外のＯＤ調査の必要性等について今後新たに研究していくことが必要である。また、休日一般交通量調査結果の利用については、昭和６３年センサスから年間の休日の平均的な交通量を与える秋季の休日の一般交通量を調査しているので、この値を用いてＡＡＤＴを推定するモデルについて現在検討を行

っている。しかしながら、秋季の休日交通量からではＡＡＤＴの推定に際して観光交通が反映されていない区間については、ＡＡＤＴを精度よく求めるために、観光交通の著しい時期の交通量調査の必要性等について今後検討を行う必要がある。

（新交通研究室）

参考文献：１）（社）日本道路協会；道路構造令の解説と運用　Ｐ６６，１９８３

道－4　道路の環境問題

（質問）

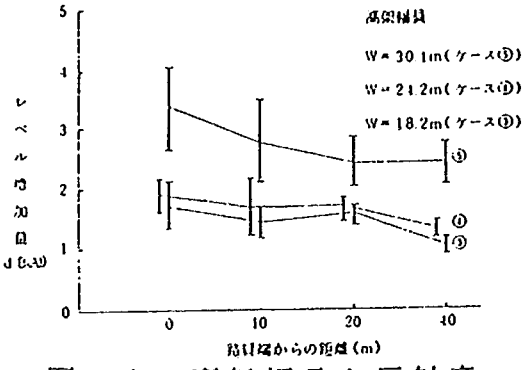
２階建構造の天井の反響効果による騒音の影響および対応策があれば御教示願いたい。

（香川工事事務所）

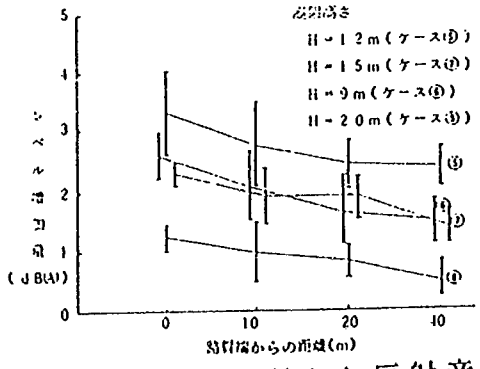
（回答）

１層高架道路の裏面反射音の影響は、高架高さ、高架幅員、平面道路幅、高架裏面形状、受音点位置等により異なるので、その影響がどの程度のものであるかを定量的に示すことは困難である。過去に土木研究所で裏面形状がＩ桁のものに関して、裏面反射音の影響、反射音対策の効果を模型実験により調査した例があるので、これを示すことにする。

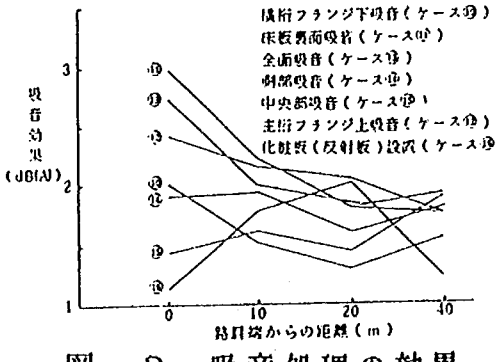
高架高さ１２ｍのものについて、高架幅員と裏面反射音の関係を図１に示す。これを見ると、高架幅員が広くなるにつれて、その影響が大きくなることがわかる。これによると、幅員２０ｍ程度における上昇幅は、２（ｄＢ）前後である。次に、高架幅員を一定（３０．１ｍ）とした時、高架高さと裏面反射音の関係を図２に示す。これを見ると、高架高さが高くなる程その影響が小さくなる傾向にある。また、裏面反射音を低減させる対応策としては、高架裏面に



図－１　高架幅員と反射音



図－２　高架高さと反射音



図－３　吸音処理の効果

吸音板を設置することが考えられる。その効果の例を図３に示すが、これによると、対策効果は１～２（ｄＢ）程度である。

なお、これらの詳細については参考文献を参照されたい。

参考文献：「高架道路周辺の騒音分布とその対策」土木技術資料（VOL.28,NO.6）

（交通環境研究室）

道－5　掘削深さに制約ある場合の打換え時の舗装構造設計

（質問）

既設舗装の打換え、特に、路床土の設計ＣＢＲが２未満であるような軟弱な路床の場合の修繕において、沿道条件から掘削深さが制約され、厚い舗装構造がとれない場合の舗装構造の決め方について御教示願いたい。

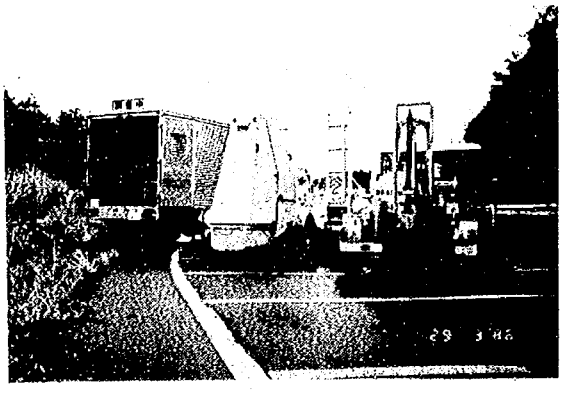
なお、当地の修繕工事の例ではＣ交通で路面電車の軌道があり、そのため掘削深さは最大60cm程度が限界となっている。

（土佐国道工事事務所）

（回答）

既設舗装に亀甲状のひび割れが全面的に発生するなど舗装の構造的な破損が生じているか、あるいは生じる恐れのある場合、すみやかに既設舗装路面の調査を行い、交通量区分と路床の設計ＣＢＲとから定まる舗装の所要厚さが不足している場合は、その不足分だけオーバーレイを行うか、所要の厚さに相当する打換えをするなど処置をとらなければならない。

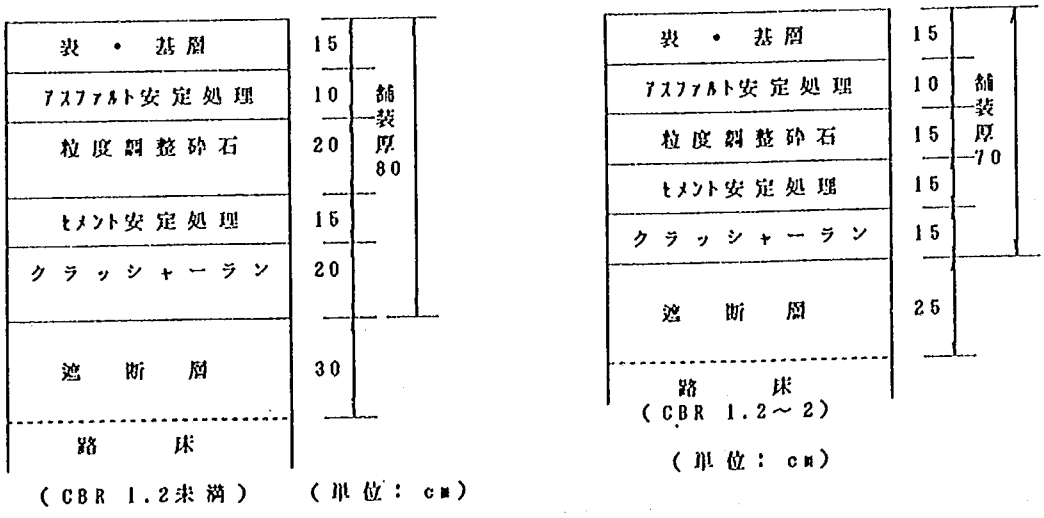
既設舗装の構造評価を行う方法として、道路維持修繕要綱では路面の破損状態や試掘した時の観察により在来舗装構成各層の等値換算係数を評価し、在来舗装の等値換算厚Ｔaoを求める方法と、ベンケルマンビームによるたわみ量の測定結果から所要オーバーレイ厚を求める方法とが示されている。ベンケルマンビームによるたわみ量は本来、多層より成る舗装を路床を含めた単層の半無限弾性体としての評価しかできず、構造的な弱点が舗装のどこに存在するのか、それだけでは判断できないが、近年、多層弾性体としての評価も可能となる複数点の同時測定が可能なたわみ測定用機械も開発されている。



写真－１　ＦＷＤ（３機種）

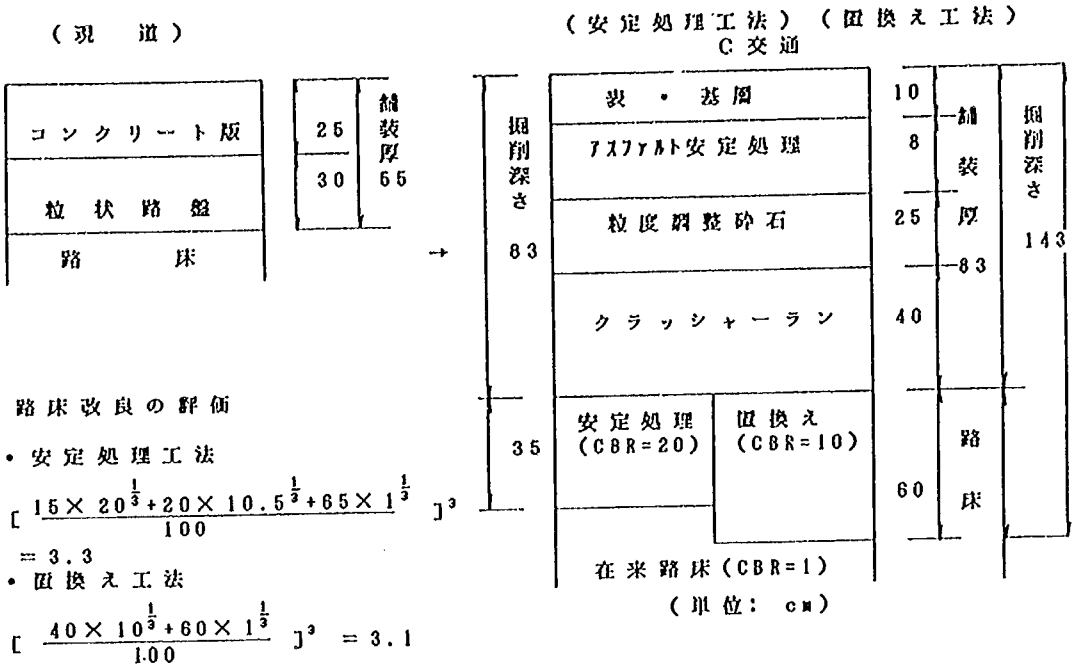
（ﾌｫｰﾘﾝｸﾞ ｳｪｲﾄ･ﾃﾞﾌﾚｸﾄ･ﾒｰﾀ）

一般に、路床土の設計ＣＢＲが３以上の時、通常、路床に対する特別な対策なしにアスファルト舗装の構造を決めることができる。設計ＣＢＲが２未満の時は路床土の置換えや安定処理により路床改良を行うかサンドイッチ舗装等の特殊な構造計算による舗装としなければならない。これは、このような支持力の小さい路床上にそのまま舗装を設けると路床面に作用する荷重応力が、その路床の支持力でも耐えられるように交通荷重を広く分散させねばならず、そのため極端に厚い不経済な舗装を必要とするからである。設計ＣＢＲが２未満に限らず、２以上であってもその値が小さい場合、重交通箇所の舗装では舗装厚は大きくなる。したがって、このような箇所における修繕工事も舗装の破損が路盤や路床にも及んでいたり、その恐れがある場合の打換え工事では掘削深さも通常の舗装では大きなものとならざるを得ない。



図－１ サンドイッチ工法の例(Ｃ交通)

質問の箇所では、Ｃ交通であるので、路床土のＣＢＲが１と仮定するなら、路床改良（改良後の設計ＣＢＲ３とする）した後の標準的なアスファルト舗装の構造は図－２に示す様なもので、現状のコンクリート舗装をこのような構成とするためには１４３cm掘削して６０cmの路床土の置換え（置換え材料のＣＢＲ１０の場合）、または８３cmの掘削後３５cmの安定処理を行い、さらにその上に総厚８３cmの舗装を構築するようなものになる。

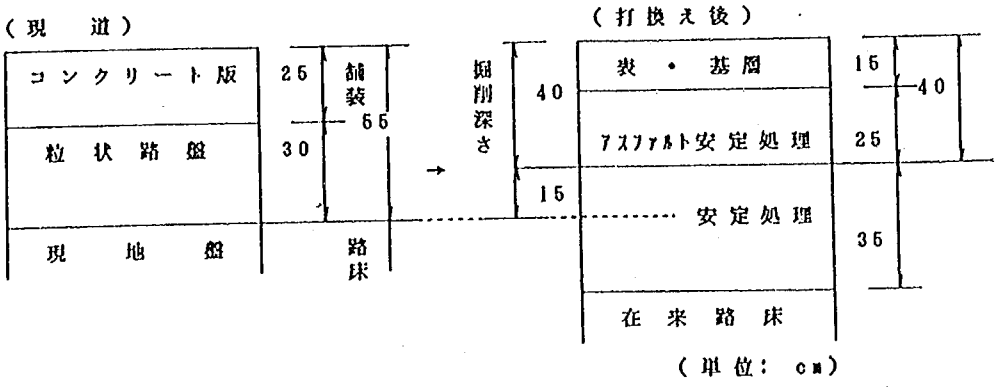


図－2　一般的な場合の打換えの例

沿道条件から掘削深さが制約をうける場合、従来と同じような材料を用い、同じ様な舗装構成とするのでは厚くなって施工できないので、材料、工法を変えて薄い舗装としなければならない。その方法として、路盤に剛性版を設けたサンドイッチ工法ないしはフルデプス（アスファルト）舗装やディープストレングス舗装が考えられる。質問にあるような現道での打換え工事で、通過交通等の影響を最小限にすることが要請されるものには施工時間が短いフルデプス舗装が適していると考えられる。フルデプス舗装は路床上の全ての層にアスファルト混合物を用いた舗装であり、ディープストレングス舗装は舗装の一部に粒状材料を用いているが、大部分がアスファルト混合物で構成される舗装である。これらの舗装は、通常の舗装設計におけるHの規定は適用せず、Taのみを満足する構造とするもので、わが国の施工例は必ずしも多くないが、①路面高さの制約をうけ、目標とするHを確保することが困難な箇所、②地下埋設物の埋設位置が浅く、施工時の地下埋設物の保全に特に注意が必要な箇所、③工事期間の短縮が特に要求される箇所などへの対応策としてアスファルト舗装要綱に示されている。

なお、フルデプス舗装の場合、アスファルト混合物層の締固めを十分に行えるだけの路床の支持力があることが必要なため、アスファルト舗装要綱では路床土の設計ＣＢＲが２以上のところに限定している。このため、当地の例では、路床が軟弱なので路床改良（安定処理）を併用した図－３のような構成が考えられる。この場合、在来の粒状路盤の一部はそのまま路床土と同じようにセメント等による安定処理を行えばよい。なお、路床土を乱さない場合の支持力が十分ある場合（例えば路床が関東ロームのような粘性土）には乱さない試料によるＣＢＲを測定し、それを用いて舗装厚を決めればよい。フルデプス舗装で打換えを行う場合は、交通区分が変わらない限り、通常、図－３のように路盤の一部が残るので施工機械による路床土の撹乱の心配は少なく、その点でも有利になる。

しかし、フルデプス舗装はアスファルト混合物の層が厚いことから、舗設後の混合物の温度低下は、通常の舗装に比べて緩やかで、それだけに初期わだちが出来やすい。このため、舗設後の交通開放は混合物の温度が十分低下してから行う必要がある。やむを得ず、早期に交通開放をしなければならない場合には、基層までの舗設後に、いったん交通に開放し、翌日以降に改めて表層のみを舗設するなどして、交通開放直後に発生する初期わだちをできるだけ少なくすることが望ましい。



図－３　フルデプス舗装における打換えの例

（舗装研究室）

道－6　ＮＡＴＭ工法における内空変位測定の時期

（質問）

ＮＡＴＭ工法によるトンネル掘削において、内空変位測定は重要な項目として理解している。その内空変位測定の要領の中で、「測定は掘削後すみやかに実施する」とあるが、そのすみやかの程度がいつ頃かを教えて頂きたい。また、内空変位量に対する管理基準値の設定方法についても併せて御教示願いたい。

（中村工事事務所）

（回答）

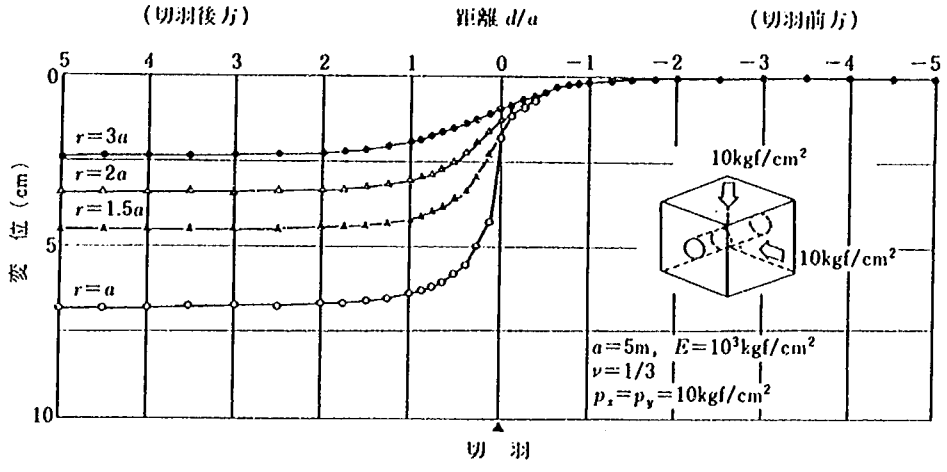
1．内空変位測定の時期

ＮＡＴＭにおける計測項目の内、内空変位測定は特に重要な項目の一つである。内空変位の測定は、一般的にはスチールテープ状の特殊な巻尺を用い、トンネル壁面にモルタルで固定した計測ピン間の距離を測定することにより行う。このため、内空変位の測定は、計測ピンの設置・固定時間、測定作業の安全性等を考慮すると、掘削直後の測定は不可能であり、掘削後しばらくしてから測定しているのが実状である。

初期の内空変位は、掘削による切羽周辺部の応力再配分や岩盤のクリープ特性に大きく影響される。内空変位の測定開始時期が遅れると、測定開始までの内空変位量を計測しないことになり、計測される内空変位量が小さくなる。このため、内空変位測定要領の中で「測定は掘削後すみやかに実施する。」とされているものである。

質問にある内空変位測定の時期については、測定可能になった時点とし、また、できるだけすみやかに測定可能になるよう配慮すべきであるといえる。道路公団の計測要領[1]では、内空変位の初期値の測定は、掘削後12時間以内にできるだけ早く測定することを原則として、施工上の理由によりやむを得ない場合でも24時間以内に測定することとされている。実際に計測による施工管理を行う際は、この程度の初期値の計測で良いと考えられる。

なお、測定結果を用いてトンネルの周辺地山の挙動の解析等を行う際、注意することとして、測定値には、前述のように掘削直後から測定開始までの間の初期の変位は含まれていないこと、および地山は切羽が到達する以前に掘削の影響を受け、切羽到達時点では既に変位（緩み）が生じていることを考慮する必要がある。図－1に弾性体モデルを用いた数値解析による切羽位置と地山変位の関係を示す[2]（r；変位計測位置、r=a；トンネル壁面変位）。この場合では切羽到達時には最終変位の約20～30％程度の変位が発生していることがわかる。



図－1　弾性体内の円形トンネル周辺の変位状態

2．管理基準値の設定

内空変位量の管理基準値を設定する際に、現時点では、地山区分毎に定量的な基準値を明示することはかなり困難である。一般的には、掘削の初期段階では過去の実績または事前の数値解析や地山もしくは支保工の破壊歪から基準値を設定し、ある程度掘削が進みデータの蓄積が行われた後は、施工済みの区間のデータから管理基準値を修正する方法を用いている。なお、この際、施工済みの区間のデータを比較し、参考にするため、各測定において測定時期（切羽との距離）、測定方法等を統一しておく必要がある。

（参考文献）

1)道路公団；トンネル施工管理要領（計測工編）、昭和63年4月日本道路公団

2)谷本新伯；土木特殊工法シリーズ４・ＮＡＴＭ１、昭和59年5月森北出版

3)土木学会；トンネルにおける調査・計測の評価と利用、昭和62年9月

（トンネル研究室）

道－7　芝生広場における適正な土壌改良

（質問）

広い芝生広場があるが、シルト分が多いせいか、水はけが悪く、芝の生育も良くないと思われる。排水工等を含めた土壌改良工について、御教示願いたい。

（まんのう公園工事事務所）

（回答）

まず滞水個所を特定する必要があるが、一般的には、雨上がりの翌日に観察すると良く判る。しかし、それは表面排水や地下排水の現状の結果としての滞水であり、必ずしも土壌そのものの排水性を示しているものではない。土壌そのものの排水性と周辺の排水性を調査するためには簡易現場透水試験を行う必要がある。これに、動的貫入試験器を併用すると土壌の柔らかさ等も把握できるので、土壌改良にもデータが使用できるものといえる。これらにより、芝生地の生育基盤の状況を面的に把握することができる。

表－1　土壌改良材の分類[1]

	系　統	主な機能	主　原　料	主要資材名
有機質	動植物質系	物理性・化学性・生物性改良	泥炭，若年炭等	ピートモス，腐植酸質資材*
			家畜・家きんふん等	家畜および家きんふん**（の処理物*）
			樹皮，オガクズ等	（バーク）たい肥**
			都市ごみ等	コンポスト（たい肥**）
			し尿・下水・工場排水汚泥	汚泥肥料**
		化学性改良	貝化石，かに殻等	貝化石粉末**，かに殻粉末*
		微生物性改良	微生物等	たい肥腐熟促進材
	高分子系	物理性改良	有機化合物	合成高分子系資材
無機質	鉱物質系	物理性・化学性改良	天然鉱物	ベントナイト，ゼオライト
		物理性改良	鉱物熱処理品	焼成バーミキュライト，パーライト
		化学性改良	産業副産物，岩石風化物	フライアッシュ**，石こう，鉱さい，含鉄物**
	普通肥料	化学性改良	リン鉱石，蛇紋岩等	リン酸質肥料
		〃	鉱さい等	ケイ酸質肥料，マンガン質肥料
		〃	若年炭，蛇紋岩等	苦土肥料
		〃	石灰岩等	石灰質肥料

* 一部普通肥料
** 特殊肥料

有孔管や砕石排水では、シルト分が多くなると、その有効範囲は、せいぜい管から0.5～1m程度であり、密に配管しておく必要がある。そこで、土壌改良工を併用することにより、基盤そのものに排水性を持たせ地下排水工の効果を上げ、配管の間隔を疎にす

ることが可能となる。また、最近では不織布等土木シートの新製品もあるので検討の対象になるものと思われる。

土壌改良材は、表－１のように分類されるが、その効果のを表－２に示す。次にその概要について述べると、保水性がよく、排水性が不良の土壌では黒耀石系のパーライトがよい。このような土壌に有機質系のもの多くを使用すると酸素不足になり、還元状態を示すので生育が不良となる。さらに、保水性も持たせ、排水性も持たせるには、真珠岩系のパーライトを使用するとよい。排水性が大方確保されているような土壌においては、有機質系のものを使用するとよい。製造段階でパーライトを混入している有機質土壌改良材もあるように、有機質系と無機質系の土壌改良材を混合使用すればよい結果を得られるものと考えられるが、改良材の種類が多い事や長期の生育試験データがないということもあり、今後の課題であろう。しかし、一般的には、真珠岩系パーライトで30％程度、有機質系改良材で20％（C/N比にもよる）以内が目安として各々別個に使用されている。

表－２　都市緑化用の各種土壌改良材の効果[2)]

土壌改良材＼土壌不良要因	乾燥（有効水不足）	過湿	固結	養分不足（保肥力不足）	pHの不良	物理化学的有害物質の存在
バーク堆肥	(△)		○	△	△	△
ピートモス	(△)		(○)	△	△	△
オガ屑入り家畜糞尿堆肥	○		△	◎		○
化学処理若年炭（ニトロフミン酸）	○		○	○	○	○
真珠岩パーライト	◎		◎			
黒曜石パーライト	△	◎	◎			
バーミキュライト	○	◎	○	△		
ゼオライト	(△)			◎	△	△
高分子保水剤	(◎)	(△)	(△)			
客土（粘質，砂質土）	粘	砂		○		△
肥　料				◎	(○)	
炭カル・苦土カル					◎	△
土壌酸化剤						○

◎ 特に有効，○ 有効，△ やや効果あり，（ ）特定的に効果あり

〈参考文献〉

1）日本芝草学会編：「新訂芝生と緑化」，ソフトサイエンス社，（1988）

2）長谷川秀三：緑化資材読本－公害と対策1986年12月号臨時増刊，p.28-45，公害対策技術同友会，東京，（1986）

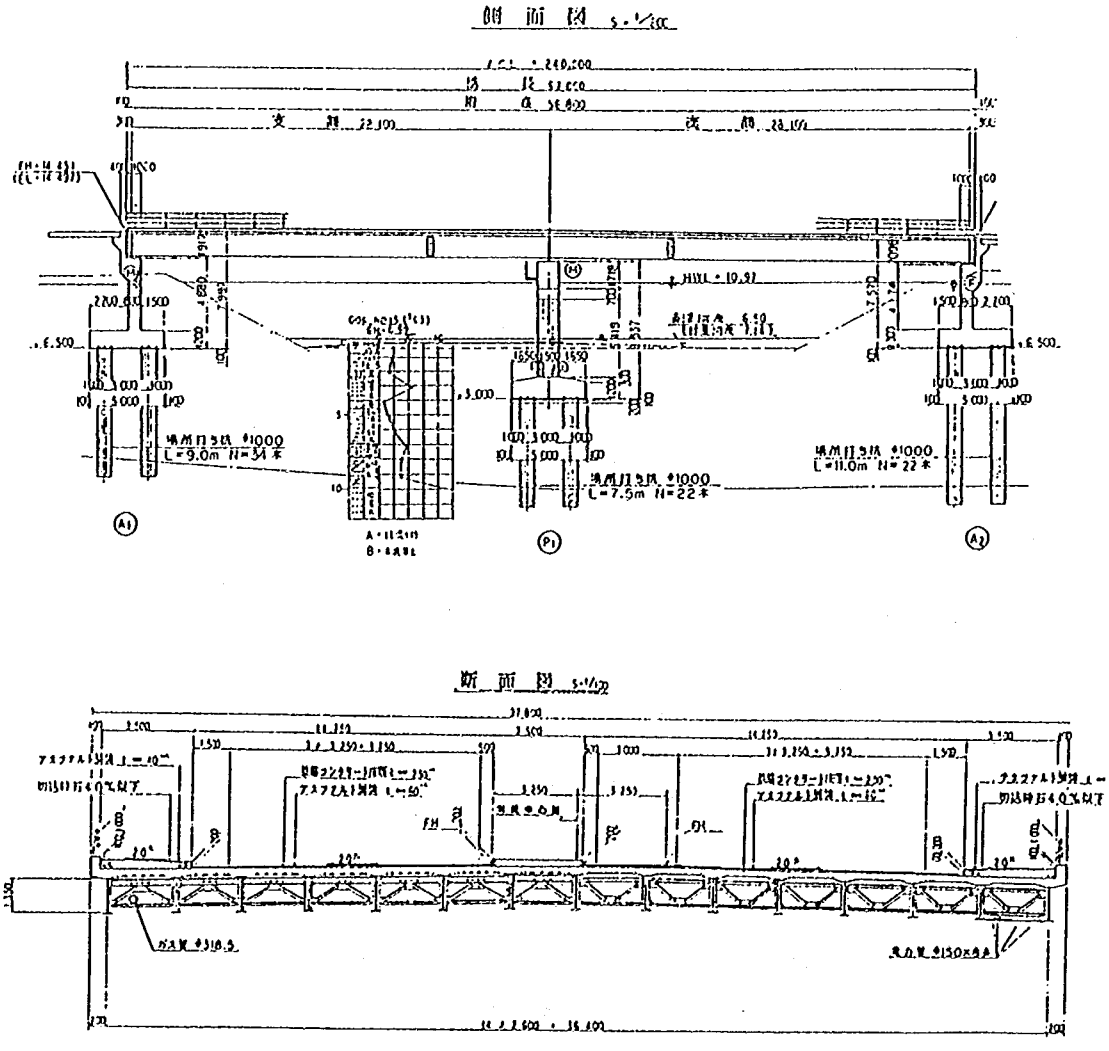
（緑化研究室）

道－8　橋梁床版の施工性

（質問）

近年、交通量の増大とともに橋梁の長大化が進んでおり、その中で図－1に示すような幅員の広い床版が計画されている。このような従来より広い床版になるとクラックの問題より目地等を設ける必要があるのではないかと思われる。このような幅員の広い床版を施工するにはどのような施工方法が考えられるのか、また、全国の事例等もあればあわせて御教示願いたい。

（香川工事事務所）



図－1　床版の施工性の検討を考慮している橋梁の概要

（回答）

1．鉄筋コンクリート床版の劣化損傷の原因

鉄筋コンクリート床版は、橋梁の主要部材の中で劣化損傷を生じる割合が高く、劣化損傷の原因、劣化損傷の評価法及び補修補強方法等について広範な検討が行われてきており、数次にわたる設計基準の改定も行われている。劣化損傷の形態については、二方向ひびわれの形成，亀甲状ひびわれへの進展，水や遊離石灰の滲出と進み、最終的に陥没や穴あきを呈する場合が多い。こうした劣化損傷は昭和３０年代後半に建設された橋梁の鉄筋コンクリート床版に比較的多く発生しているが、その主な原因としては配力鉄筋の不足，床版厚不足等が挙げられている。

さらに、最近の調査研究により、このような鉄筋コンクリート床版の劣化損傷は自動車の走行繰返しによる疲労現象であり、過積載車を含む大型車の影響を特に受けること、及び橋面からの水の浸入によって促進されることが理解されている。

2．鉄筋コンクリート床版のひびわれ防止の重要性

鉄筋コンクリート床版の劣化損傷は、橋面からの水の浸入によって促進されるが、この水の浸入は初期ひびわれの発生が誘因となっていることが少なくないことから、これを防止することに加えて、橋面からの水の浸入を防ぐために防水工を設ける必要性が認識されている。

コンクリートの引張強度は一般に圧縮強度の１／１０程度と小さいため、種々の要因によってひびわれを生じやすいが、鉄筋コンクリート床版に生じやすいひびわれとしては次のようなものが挙げられる。

①　沈みひびわれ

圧縮鉄筋。または床版とけたの境界に沿って生じる骨材の沈降によるひびわれで、コンクリートの硬化直前にこて均しを行うことによって一般に防止できる。

②　初期乾燥収縮ひびわれ

コンクリートの硬化初期の急激な乾燥によって生じるひびわれで、湿度が低いとき、気温が高いとき、風が強いときに発生しやすい。このひびわれの発生を抑止するために、散水とこて均しの繰り返し、被膜養生等が一般に行われる。

③　型わく支柱の変形・沈下によるひびわれ

型わくの締付けが不十分であったり、支柱が埋戻し地盤上に設けられるような場合において、打設したコンクリートの重量による型わく支柱の沈下や変形によって生じることがある。

④　収縮ひびわれ

コンクリートの硬化後にセメントの水和に伴うコンクリートの硬化乾燥によって生じることがある。このひびわれの発生を抑止するには、コンクリートの配合においてできるだけ単位水量とセメント量を少なくすることが必要となる。

⑤　温度ひびわれ

温度降下時にコンクリートの自由収縮がけたや床版内部の鉄筋によって拘束されたり、断面内の温度差によって床版が変形することによって生じることがある。

⑥　曲げひびわれ

曲げモーメントによる縁応力度がコンクリートの引張強度を超える場合に生じるひびわれで、現行の道路橋示方書では鉄筋の応力度の許容値を設定し、このひびわれの幅を抑えている。

3．鉄筋コンクリート床版のひびわれ防止対策

以上のように、鉄筋コンクリート床版に生じやすいひびわれは多く挙げられるが、これらのひびわれの発生を抑止するには、以上で述べた対策に加えて次の対策を講じておくことが望ましい。

(a) コンクリートの配合において、粒径０～４ｍｍの細骨材の含有量を少なくする。
(b) コンクリートの配合において、水セメント比をなるべく小さくする。
(c) 使用する鉄筋については、なるべく細径のものを選定する。

4．広幅員の鉄筋コンクリート床版のひびわれ防止対策

さて、今回の質問にあるように幅員が広い橋梁においてひびわれを生じさせないようにするには、さらに次に述べるような対策を講じることが考えられる。

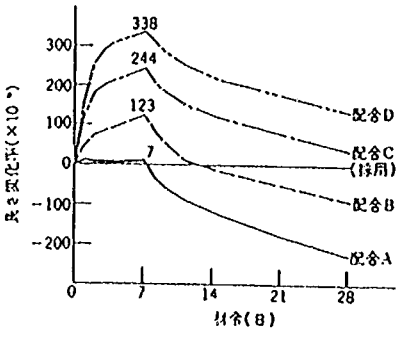
表－１　膨張性混和材を混入したコンクリートの配合と圧縮試験結果

(a) コンクリートの配合

配合	W/C (%)	S/a (%)	セメント	水	細骨材	粗骨材	混和材	膨張材
			(kg/m³)					
A	49.3	44.0	300	148	819	1 073	0.750	0
B	46.2	41.0	300	150	754	1 113	0.813	25
C	45.8	41.0	300	151	751	1 108	0.825	30
D	45.1	41.0	300	151	749	1 108	0.838	35

(b) 圧縮試験結果

配合	スランプ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (kg/cm²) 1d	2d	3d	7d	28d
A	8.0	4.7	47.5	103	155	256	421
B	8.0	4.2	73.4	148	179	280	460
C	8.5	4.0	78.2	146	185	287	455
D	9.5	4.0	79.8	151	189	293	450



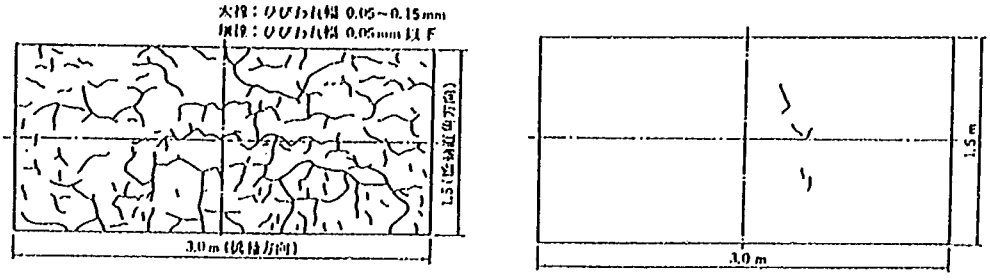
図－２　膨張性混和材を混入したコンクリートの材令と長さ変化の関係

(a) コンクリートに適量の膨張性混和剤を混入する。
(b) 橋軸直角方向の自由伸縮を拘束しないように支承を配置する。
(c) 適当な間隔に収縮目地を設ける。

これらのうちで、(a)の対策については日本道路公団や首都高速道路公団において実橋に試験的に適用され、良好な結果が得られている[1)2)]。

表－１及び図－２に、首都高速道路公団において葛飾川口線の１０径間連続非合成鋼箱桁橋の鉄筋コンクリート床版に膨張性混和材を適用するにあたって実施された材料試験の結果を示す。膨張性混和材が混入されたコンクリートは、材令７日程度まで伸長側にほぼ膨張性混和材の量に比例してひずみが増加した後、収縮側のひずみに転じているが、膨張性混和材を混入していないコンクリートに比べると、収縮ひずみ量が１００μから３００μ程度小さくなっている。この試験の結果に基づき、実橋のコンクリートには３０kg／m³の膨張性混和材が混入されたが、一年経過後も膨張ひずみが残留しており、ひびわれの抑止対策として効果があることが追跡調査により確認されている。

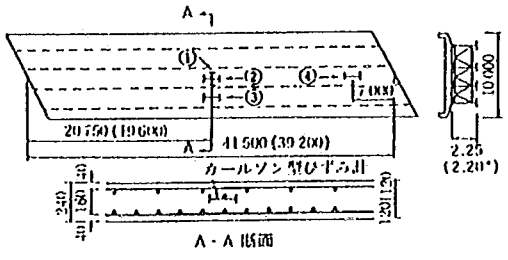
また、日本道路公団では長崎自動車道の黒石浜橋（プレートガーダー橋）の鉄筋コンクリート床版に３５kg／m³の膨張性混和材を混入している。図－３は、この橋の材令１９か月における普通コンクリートを用いた床版と膨張性混和材を混入したコンクリートを用いた床版の下面のひびわれ発生状況の



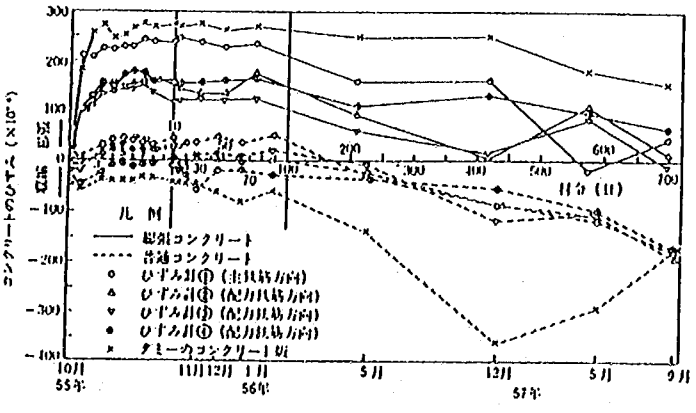
(a) 普通コンクリートを用いた床版　　(b) 膨張性混和材を混入したコンクリートを用いた床版

図－3 材令１９か月における床版の下面のひびわれ発生状況
（日本道路公団 長崎自動車道の黒石浜橋）

の比較を示したものである。普通コンクリートを用いた床版には多くのひびわれが生じているのに対して膨張性混和材を混入したコンクリートを用いた床版にはほとんどひびわれが見られず、膨張性混和材の混入の効果が明確に認められる。図－４には、膨張性混和材の混入の効果を定量的に確認するために行われたコンクリート内部のひずみを測定結果を示す。膨張量は主鉄筋方向①がもっとも大きく、無拘束膨張の９０％の２５０×１０$^{-6}$となっているのに対して、配力鉄筋方向②はスタッドジベルを介した鋼主げたの拘束の影響を受けて主鉄筋方向①の約６５％、



(a)ひずみゲージの設置方法

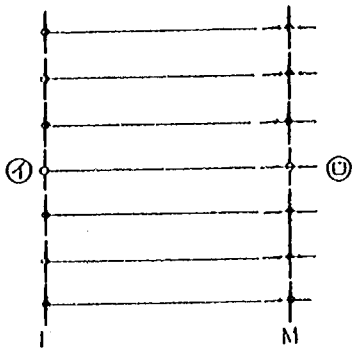


(b)コンクリートのひずみと材令の関係

図－４ 膨張性混和材を混入した床版のひずみ変化(長崎自動車道の黒石浜橋)

無拘束膨張の約６０％の１６０×１０$^{-6}$の膨張量となっている。なお、主鉄筋方向と配力鉄筋方向の膨張量に差が生じているが、これは両方向のコンクリートの拘束条件の違いに起因しているものと考えられる。辻らはこうした点を確認するために実験的に検討を行っているが、主鉄筋方向は鋼げたの拘束の影響がほとんど認められなかったとしている[3]。

(b)の対策については、橋軸直角方向の伸縮をなるべく拘束しないように支承の種類や配置に配慮するものであり、図－５にその一例を示す。なお、この場合には、㋑及び㋺の支承ならびにこれらに隣接する対傾構には大きな橋軸直角方向の水平反力が作用するので注意を要する[4]。



(図中の↔印は移動可能方向を示す)

図－５ 広幅員の橋梁の望ましい支承の配置

(c)の対策は、あらかじめ設定した位置において床版に生じる引張力を吸収する方法であり、建築構造物のスラブにおいて比較的多く用いられている。しかし、道路橋においてこの方法を採用すると、橋軸方向に目地ができ、構造上の弱点となり、また通行車両にも影響を与える可能性があるので避けるのが望ましい。

＜参考文献＞

1）武田，中村，豊福；膨張コンクリートによる鋼橋床版のひびわれ対策、コンクリート工学、Ｖｏｌ．２１、Ｎｏ．３、１９８３．３

2）原 、甘利、稲葉；多径間連続高架橋の温度変化時の挙動測定、橋梁と基礎、ｐ１１～１８、１９８５．１２

3）辻 、岡村；膨張コンクリートによる鋼合成床版の改善に関する基礎研究、コンクリート工学、Ｖｏｌ．２０、Ｎｏ．２、１９８２．２

4）岡本、境田；鋼製支承の設計と施工、橋梁と基礎、ｐ２５～３２、１９８６．８

（橋梁研究室）

道－9　側こうの構造（蓋版構造及び全体構造）

（質問）

現在の土木構造物標準設計第１巻に示されるＣ２蓋版を山岳道路等の路肩部に設置すると、大型車が通行した場合破損することがある。したがって、このような場合は、蓋版形式ではなく床版形式にした方が有利と考えられるので、これについて御教示願いたい。

（中村工事事務所）

（回答）

標準設計の側こう本体及び蓋版は、道路と平行に設けることを前提に、歩道荷重及び一般車両（Ｔ－２０相当）の条件を対象に集録している。御質問のＣ２蓋版は一般車両の荷重条件を対象にしたものであるが、蓋版の設置目的は歩行者及び自転車等の転落防止あるいは表面水の排水であり、自動車走行のために設けるものではないと考える。特にコンクリート製の蓋版に一般車両が直接走行すると、蓋版のがたつきから角欠けが生じ、場合によっては破損することも予想される。このようなことから、標準設計のＣ２蓋版は、車道側においては一般車両の一時待避等の箇所に利用するものであり、常時蓋版の上を一般車両が走行する箇所に用いるのは適当でないと考えられる。

したがって、御質問のような道路条件であれば、蓋版形式ではなく、パイプカルバート等による暗渠形式あるいは御提案されている床版形式を採用するのが得策と思われる。

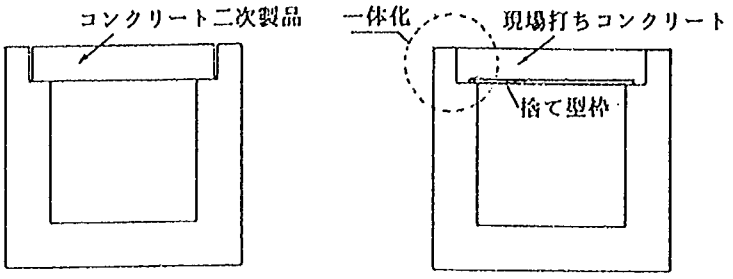
なお、暗渠方式のパイプカルバートについては標準設計第１巻に集録されているので、以下では事例を基に床版形式の構造を紹介する。

図－１は蓋版形式と床版形式の構造を比較したものである。床版形式は、側こう本体に蓋版を設置する蓋版形式とは異なり、蓋版を捨て型枠を用いて場所打ちコンクリートで施工し、側こう本体と蓋版を一体化したものである。

ここで、捨て型わくには施工性、強度・耐久性、コンクリートとの一体性あるい

は耐腐食性が要求されるため、使用材料の選定が極めて重要になる。

なお、現在までに亜鉛鉄板等の施工事例がある。また、平成元年３月に（財）土木研究センターが



図－１　側こうの構造

「民間開発建設技術の技術審査・証明事業認定規定」に基づき、床版形式の捨て型わくの審査証明を実施しているので、これについても今後の設計・施工の参考になると思われる。

（システム課）

道－10　吹付法枠の設計手法

（質問）

吹付法枠の設計においては、現在、連続ばりもしくは単純ばりで解析して断面を決定している例が多いが、どのような荷重状態で、どういう解析をすればよいのか御教示願いたい。（永久アンカー併用の場合も）

（徳島工事事務所）

（回答）

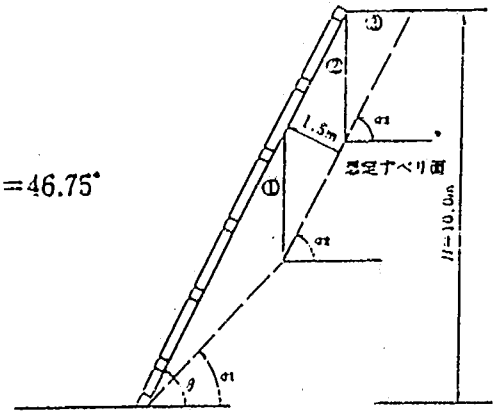
吹付法枠の設計において常に考慮する荷重は、枠の自重、枠内裸地部の重量で、そのほかに地山の滑動荷重、雪の自重、地震の影響を考慮する場合もある。

法枠断面の決定及び解析法について図－１のような切土斜面の例で検討する。

斜面角：$\theta = 63.5^\circ (1:0.5)$

すべり角 $\begin{cases} \alpha_1 = \dfrac{\theta + \phi}{2} = \dfrac{63.5^\circ + 30^\circ}{2} = 46.75^\circ \\ \alpha_2 = \alpha_3 = \theta = 63.5^\circ \end{cases}$

すべり長 $l = 12.3$ m



図－１

設計条件

フリーフレームの断面・寸法　300×300　　2000×2000 mm

表層部の単位体積重量　$\gamma_t = 2.0$ t/m^3

表層部の内部摩擦角　$\phi = 30^\circ$

鉄筋　SD 30 許容引張応力度　$\sigma_{sa} = 1800$ kg/cm^2

モルタル（コンクリート）の許容曲げ圧縮応力度

$$\sigma_{ca}=\frac{\sigma_{ck}}{3}=\frac{180}{3}=60\ \mathrm{kg/cm^2}$$

(σ_{ck}：設計基準強度　$=180\ \mathrm{kg/cm^2}$)

目標安全率　$F_s=1.2$

モルタルの単位体積重量　$\gamma_c=2.30\ \mathrm{t/m^3}$（鉄筋を考慮する）

枠内客土の単位体積重量　$\gamma_e=1.6\ \mathrm{t/m^3}$

枠内客土の厚さ　$h'=0.3\ \mathrm{m}$

○粘着力 c

想定すべり面における安全率を，一応，$F_0=1.0$ として粘着力 c を算定する。

表－1

切片の番号	断面積 A (m²)	奥行1m当りの体積 V (m³)	重量 $W=\gamma\cdot V$ (t)	すべり角 α	$T=W\cdot\sin\alpha$ (t)	$N=W\cdot\cos\alpha$ (t)
①	5.85	5.85	11.70	46.75°	8.53	8.01
②	5.10	5.10	10.20	63.5°	9.13	4.55
③	2.85	2.85	5.70	63.5°	5.11	2.54
計					22.77	15.10

$$F_0=\frac{\sum N\cdot\tan\phi+c\cdot l}{\sum T}$$

$$1.0=\frac{15.10\times\tan 30^\circ+c\times 12.3}{22.77}$$

$$\therefore\quad c=1.14\ \mathrm{t/m^2}$$

○すべり面に上載される荷重

切片①に上載される荷重

縦枠重量$=0.3\ \mathrm{m}\times0.3\ \mathrm{m}\times7.8\ \mathrm{m}\times2.30\ \mathrm{t/m^3}=1.62\ \mathrm{t}/2.0\ \mathrm{m}$

横枠重量$=0.3\ \mathrm{m}\times0.3\ \mathrm{m}\times(1.7\ \mathrm{m}/段\times5段)\times2.30\ \mathrm{t/m^3}=1.76\ \mathrm{t}/2.0\ \mathrm{m}$

客土重量$=0.3\ \mathrm{m}\times1.7\ \mathrm{m}\times(0.6+1.7\times3+0.6)\mathrm{m}\times1.6\ \mathrm{t/m^3}$

$=5.15\ \mathrm{t}/2.0\ \mathrm{m}$

枠と客土重量計$=8.53\ \mathrm{t}/2.0\ \mathrm{m}$

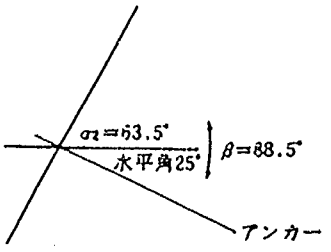
奥行 1.0 m 当りでは，$W_1'=4.27\ \mathrm{t/m}$

切片②　同様にして，$W_2'=1.86$ t/m

これより，表5･2の①$T=11.64$ t，①$N=10.94$ t

②$T=10.80$ t，②$N=5.38$ t

となり，$\sum T=27.55$ t，$\sum N=18.86$ t



図－2

○必要アンカー本数

$$F_s=\frac{\sum N\cdot\tan\phi+c\cdot l+P_A\cdot\sin\beta\cdot\tan\phi+P_A\cdot\cos\beta}{\sum T}$$

β：アンカーとすべり面との角度　88.5°（水平角 25°）

P_A：アンカー力

$$1.2=\frac{18.86\times\tan 30^\circ+1.14\times 12.3+P_A(\sin 88.5^\circ\times\tan 30^\circ+\cos 88.5^\circ)}{27.55}$$

$\therefore P_A=13.6$ t/m

したがって，奥行 2.0 m 当りでは，13.6 t/m×2.0 m＝27.2 t の引張力が必要となる。各交点（最上段，最下段は除く）にアンカーを使用すると，1本当りの設計荷重 P_t は交点が5ヵ所あるので，

$$P_t=\frac{27.2\text{ t}}{5\text{ 本}}=5.44\text{ t/本}$$

○アンカー長

アンカー長　$l=l_f+l_a+l_b$

l_f：地表より想定すべり面までの距離

l_a：ねじ部（枠部含む，0.4 m

l_b：有効定着長

$$l_b=\frac{F_s'\cdot P_t}{\pi\cdot D\cdot\tau}$$

D：削孔径　ϕ42 mm

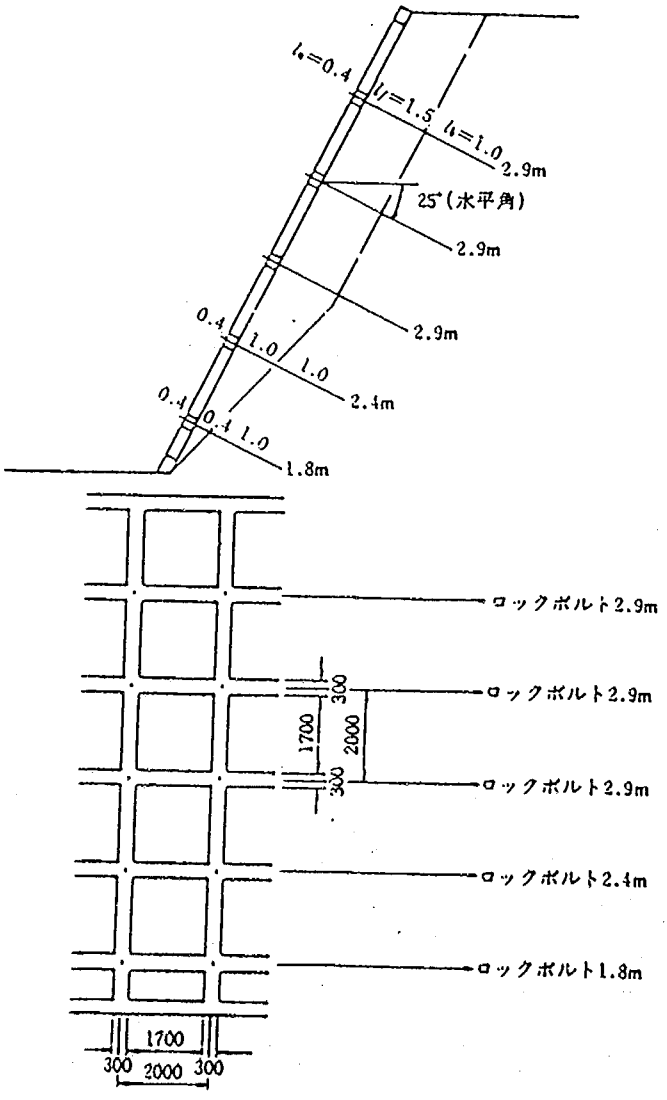
τ：アンカー周面の摩擦抵抗　10.0 kg/cm² （定着部は軟岩とする）

F_s'：アンカーの引抜きに対する安全率　2.0

P_t：アンカー1本の設計荷重　5.44 t/本

$$l_b = \frac{2.0 \times 5.44 \times 10^3}{\pi \times 4.2 \times 10.0} = 33\ \text{cm} \fallingdotseq 1.0\ \text{m}$$

一応，注入グラウトとアンカー材（D 22 のロックボルト使用）との付着を見てみると，許容付着応力度 $\tau_{oa} = 14\ \text{kg/cm}^2$ として，(グラウト材の設計基準強度 180 kg/cm²)



図－3

$$P_l' = \frac{P_l}{2} = \frac{5.44}{2} = 2.72\ \mathrm{t}$$

枠はアンカーの引張力によって荷重を受け，連続ばりとして検討すると（荷重は等分布荷重とする），枠が受ける曲げモーメント M は，

$$|M| = \frac{w \cdot l^2}{10} \qquad \left(w = \frac{P_l'}{l}\right)$$

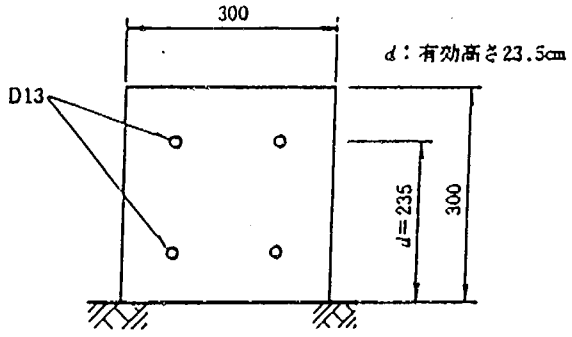
$$= \frac{P_l' \cdot l}{10} = \frac{2.72 \times 2.0}{10} = 0.544\ \mathrm{t \cdot m} = 54400\ \mathrm{kg \cdot cm}$$

※　実際には，縦枠，横枠両方共検討するが，アンカーがほとんどの交点に使用されていること，スパンが等しいことにより１方向だけ検討する。

○必要鉄筋量 A_s

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot d} = \frac{54400}{1800 \times 7/8 \times 23.5} = 1.47\ \mathrm{cm^2}$$

よって，D 13×2 本＝2.53 cm² を上下に使用する。（図－4）



図－4

○応力の検討（鉄筋：σ_s，モルタル：σ_c）

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d}, \quad \sigma_c = \frac{\sigma_s}{m}$$

鉄筋比　$P = \dfrac{A_s}{b \cdot d} = \dfrac{2.53}{30 \times 23.5} = 0.0036$

これより，$j = 0.907$，$m = 38.8$

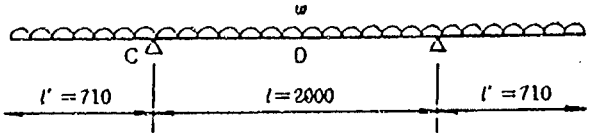
よって，

$$\sigma_s = \frac{54400}{2.53 \times 0.907 \times 23.5} \fallingdotseq 1010 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2 \cdots\cdots\cdots\cdots \text{O.K}$$

$$\sigma_c = \frac{1010}{38.8} = 26 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 60 \text{ kg/cm}^2 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{O.K}$$

※　枠の検討は安全に考えれば，アンカーの引張力が1方向にかかるものとして計算し，鉄筋量を算出する。

（3）　正，負の曲げモーメントが等しいと考えて鉄筋量を算出する場合（ただし，枠の検討はアンカーの引張力が1方向にかかるものとして検討する）



図－5

$$w = \frac{2 \cdot P_t}{2 \cdot l' + l}$$

$P_t = 5.44$ t/本

$|M_c| = |M_o|$ となるような l' を算出すると，

$$\frac{1}{2} \cdot w \cdot l'^2 = -\frac{1}{2} \cdot w \cdot \left(l' + \frac{l}{2}\right)^2 + w \cdot \left(l' + \frac{l}{2}\right) \cdot \frac{l}{2}$$

$$\therefore l' = \sqrt{\frac{l^2}{8}} = \sqrt{\frac{(2.0)^2}{8}} = 0.71 \text{ m}$$

よって，

$$w = \frac{2 \times 5.44}{2 \times 0.71 + 2.0} = 3.19 \text{ t/m}$$

○枠が受ける曲げモーメント

$$M = \frac{1}{2} \cdot w \cdot l'^2 = \frac{1}{2} \times 3.19 \times (0.71)^2 = 0.81 \text{ t·m} = 81000 \text{ kg·cm}$$

○必要鉄筋量 A_s

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} \cdot 7/8 \times 23.5} = \frac{81000}{1800 \times 7/8 \times 23.5} = 2.19 \text{ cm}^2$$

よって，D 13×2 本＝2.53 cm² を上下に使用する。

○応力の検討（鉄筋：σ_s，モルタル：σ_c）

$$\sigma_s=\frac{M}{A_s\cdot j\cdot d},\quad \sigma_c=\frac{\sigma_s}{m}$$

鉄筋比　$P=\dfrac{A_s}{b\cdot d}=\dfrac{2.53}{30\times 23.5}=0.0036$

これより，$j=0.907$，$m=38.8$

よって，

$$\sigma_s=\frac{81000}{2.53\times 0.907\times 23.5}\fallingdotseq 1510\ \text{kg/cm}^2<\sigma_{sa}=1800\ \text{kg/cm}^2\cdots\cdots\text{O.K}$$

$$\sigma_c=\frac{1510}{38.8}=39\ \text{kg/cm}^2<\sigma_{ca}=60\ \text{kg/cm}^2\cdots\cdots\text{O.K}$$

参考文献　フリーフレーム工法

設計・施工指針　（理工図書）

（急傾斜地崩壊研究室）

道－11　道路の整備効果とその計測手法の概要

（質問）

事業に対する整備効果の定量化が要求されているなか、その手法について御教示願いたい。

（道路部道路計画第二課）

（回答）

1．道路網整備の目標

道路網整備の目標は、道路法の第一条に明記されている通り、交通の発達に寄与し、公共の福祉を増進することである。公共の福祉という面で道路がいかなる役割を果たしているかを、より具体的に整理してみたものが、いわゆる道路が果たすべき機能と言われるものであり、道路網整備の目標は、道路が果たすべき機能の増進であるということができる。道路が果たすべき機能は広範多岐に亘るが一般的には表－1のように整理されている。[1)]

表－1　道路の多様な機能

道路機能			効果等
交通機能	トラフィック機能	自動車、自転車、歩行者等の通行サービス	道路交通の安全確保 時間距離の短縮 交通混雑の緩和、輸送費の低減 交通公害の軽減、エネルギーの節約
	アクセス機能	沿道の土地、建物、施設等への出入サービス	地域開発の基盤整備 生活基盤の拡充 土地利用の促進
空間機能		公共公益施設の収容 良好な居住環境の形成 防災機能の強化	電気、電話、ガス、上下水道、地下鉄等の収容 都市の骨格形成、緑化、通風、採光 避難路、消防活動、延焼防止

2．道路網整備水準指標の開発

道路網整備水準指標とは、道路が果たすべき機能に対する現在のサービス水準をマクロ的に表わす指標であり、道路整備計画の目標への貢献度をマクロ的に見るための指標ともなる。従って、道路網整備が社会・経済・環境に及ぼす影響(効果)の把握や道路網整備を評価する際の指標ともなるものであり、整備水準指標の開発は、整備計画の評価と裏腹な関係にある。

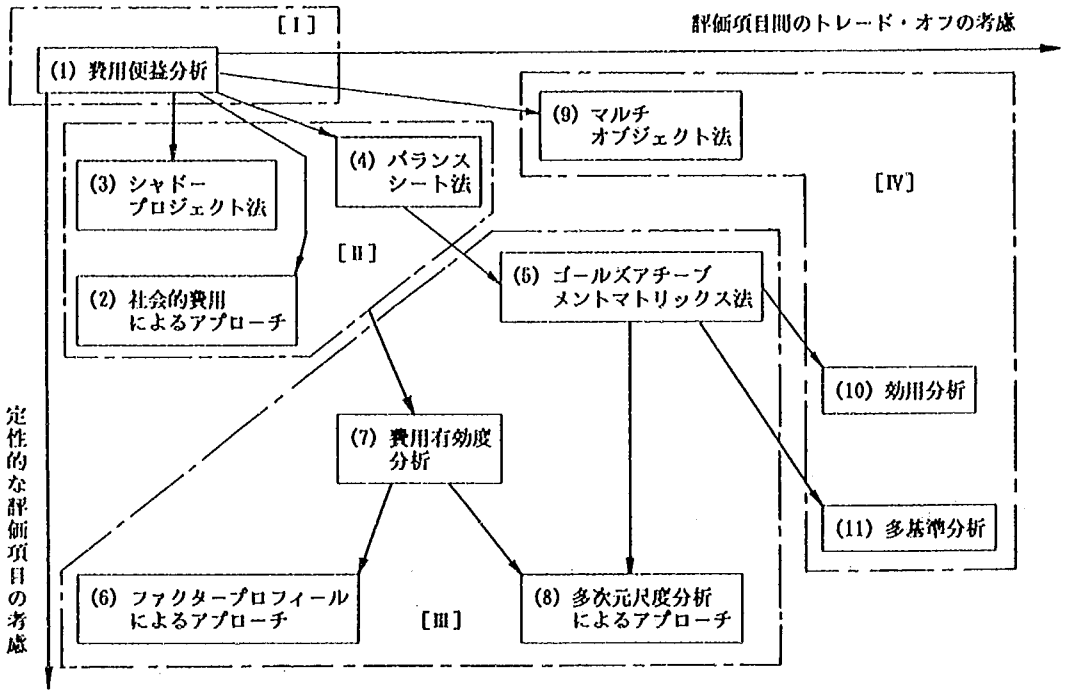
各機関によって種々の整備指標が提案されているが、トラフィック機能に対する指標に対し、空間機能に対する指標等が少なく今後の課題といえる。主な指標が参考文献２）に整理されているので参照されたい。

また、道路整備指標としてではないが、アメニティといった計量しにくい項目に対する評価指標なども提案されている。[3)]

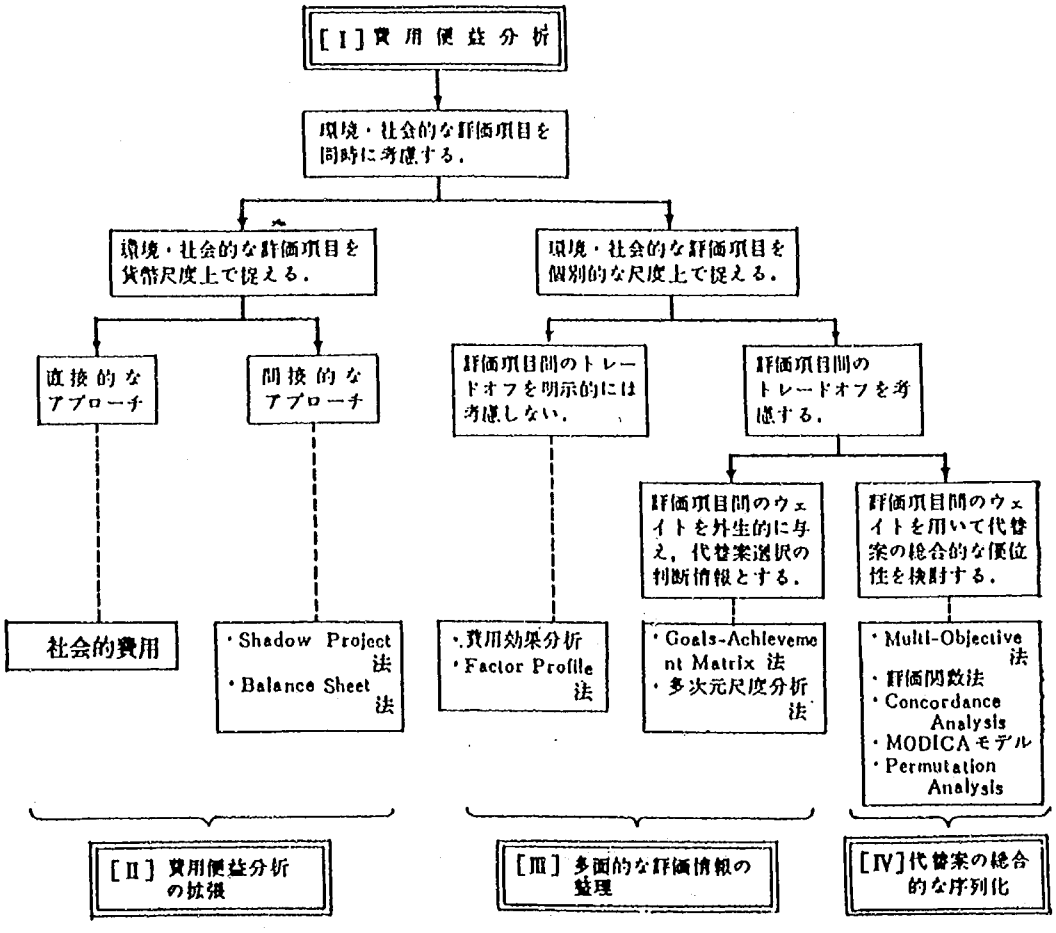
なお、整備水準指標を開発する際には、定量的な指標であることと計測の容易さが求められることは勿論であるが、指標の変化に伴う状態の変化が概念として理解し易いものであることに留意する必要がある。

3．道路網整備の評価手法

公共福祉の増進という目標に対する政策手段として、道路網の整備を把えた場合、政策手段としての道路網整備計画の妥当性を判定するためには、(1)効率性、(2)公平性といった観点からの評価が求められる。評価手法として最も一般的な手法として費用・便益分析がある。この手法は、概念的に判り易く、代替案の比較が容易であるというメリットがある。しかしながら費用便益分析では、道路整備が社会・経済・環境面にもたらす多様なインパクトを同時に考慮することが難しく、この費用・便益分析の欠点を補うべく多くの評価手法が提案されている。これらの評価手法は図－１、図－２に示す様な分類が出来ると提案されている。[4) 5)]



図－1　代替案評価のための各手法の関連



図－2　代替案評価のための各手法の関連

道路網整備計画の評価目的によって評価手法も選択される必要があり、評価方法によって、効果の分析や計測方法も違ったものとなる。例えば、計画案の相対的な評価(順位づけ)が目的であるならば、図－１，図－２における〔Ⅲ〕や〔Ⅳ〕のグループの様な評価項目毎の定性的な順位づけによる評価方法で十分な場合もある。[4) 6)]

しかし、計画案の財源調達といった問題をも含めての統計的な評価が求められる場合には〔Ⅰ〕や〔Ⅱ〕のグループの様な、単一の尺度(最も単的なものが貨幣ターム)による評価方法による必要がある。〔Ⅱ〕のグループに属する社会的費用による評価方法を用い、騒音の社会的費用の計測方法についての考慮を試みたものとして参考文献７)がある。参考文献７)では、計測方法として、①資産価値による方法、②被害防止支出による方法、③価値意識による方法、④直接質問による方法について提案し各々の方法による評価を試みている。また、価値意識の一般的な測定方法として表－２に示す方法があるとしている。

表－２　価値意識の測定方法

方法の名称		方法の概要	備考
個人の価値意識の測定方法	1. Keeney の方法	一対のくじに対する意思決定者の選好を聞くことにより，乗法的または加法的多属性効用関数を構成する方法である	期待効用仮説に基づく方法で効用関数の構成方法は Keeney による
	2. Probit 分析法	二つの代替案に関する個人の選好判断が効用差に基づくものと考え，選好判断のデータから最大推定法によって個人の加法的効用関数を構成する	計量経済学の分野で開発されている Probit 分析法の応用である
	3. ベイズ推定論的方法	二つの代替案に関する個人の選好判断が効用差に基づくものと考え，加法的効用関数の重みの事後確率密度関数を逐次的に選好判断からベイズ算定する	
	4. 回帰判別関数法	二つの代替案の選好判断結果が，１次元尺度上多群に分類できるものと考え，１次元尺度上のモデルによる代替案の評価値とアンケート調査結果の相関比が最大となるように回帰判別関数を構成する	この方法は，間隔尺度の構成方法の一つである
集団の価値意識の測定方法	5.トレードオフ法	集団の平均的価値意識を多属性の価値関数の形にモデル化する方法である 二つの代替案の選好をアンケート調査し，集団の選択比率から価値関数を推定する	
	6. サーストンの１対比較法	集団の平均的価値意識を多属性の価値関数の形にモデル化する方法である点でトレードオフ法と類似しているが，質問形式と数理モデルに相違がある	計量心理学の分野で開発された方法の応用である

４．道路網整備効果の計測方法

道路網整備が社会・経済・環境面に及ぼす多様な影響について、事実関係を分析し、影響を予測する手法（予測モデル）が開発されているが、これらの予測モデルが整備効果の計測手法と言える。例えば、第１０次五か年計画が社会・経済・環境に及ぼす効果の分析においては、表－３に示す種々の効果のうち計測項目と分類された項目についてのみの分析が行われた。[8] その際、直接効果を計測するために、交通センサスデータをもとに、道路種別毎の総走行台キロの推計や道路種別毎の旅行速度の推計等に関するモデルが検討されている。また間接効果を計測するためには、ＩＲＥＮＥ（アイリーン）と呼ばれる計量経済モデル[9] が利用されている。

また、表－３に揚げられている非計測項目に相当するような項目等については、社会的費用の計測手法のところで述べたとおり、アンケート調査、インタビュー調査、実態調査等に基づき、(1)資産価値の変化、(2)価値意識の変化等に着目した計測手法が建設省技術研究会の指定課題として検討され、[10] また、土木計画学研究において多数提案されている。[11] [12]

（道路研究室）

表－3　道路整備の効果

分類			効果	
			計測項目	非計測項目
ストック効果	直接効果	交通機能に対応する効果	①走行経費の節約 (②燃料の節約) ③走行時間の短縮 (④生活時間の創出)	①定時性の確保 ②運転者の疲労の軽減と走行快適性の増大 ③荷傷みの減少と梱包費の節約 ④大量輸送処理による効果 ⑤交通事故の減少　等
	間接効果	交通機能に対応する効果	⑤生産力の拡大効果 (⑥税収の増加) (⑦雇用の創出) ⑧物価の低減	⑥地域開発の誘導 ⑦土地利用の促進 ⑧生活機会の増大 ⑨生活環境の改善 ⑩人口の増大 ⑪行財政の効率化等
		空間機能に対応する効果		⑫通風，採光，緑の空間としての生活の快適性を向上させ，都市のアメニティを高める。 ⑬防災空間として都市の安全を保障する。 ⑭電気，電話，ガス，上下水道，地下鉄等各種施設を収容し，都市活動の基盤を確保する。 等
フロー効果		財政支出効果	⑨道路投資の需要創出効果 (⑥税収の増加) (⑦雇用の創出)	

(注)　1.「計測項目」,「非計測項目」とは，第10次道路整備五箇年計画による効果として計測対象としたもの，しないものをいう。

2. ⑥税収の増加，⑦雇用の創出は生産力拡大効果，需要創出効果を通じて副次的に実現する。

参考文献

1)建設省道路局監修；道路行政(昭和63年版)、道路利用者会議、PP617~637

2)建設省；道路整備の効果とその評価に関する調査研究、第36回建設省技術研究会、昭和58年

3)内藤 他；アメニティをいかに計量化するか、オペレーションズ・リサーチ No.8、PP381~388、1989.8

4)天野 他；多基準分析に基づく計画代替案の評価に関する基礎的研究、土木学会論文集 No.307、PP71~84、1981.4

5)土木学会編；交通需要予測ハンドブック、技報堂出版、PP499~504、1981.10

6)金沢；道路整備計画の新評価法、道路交通経済No.36、PP16~21、1986.7

7)森杉 他；騒音の社会的費用の計測方法に関する研究、土木学会論文集No.302、PP113~123、1980.10

8)小林；第10次道路整備五ヶ年計画の経済効果、道路交通経済No.44、PP23~30、1988.7

9)坂下；道路投資の経済効果測定について、道路交通経済No.48、PP57~66、1989.7

10)建設省；道路整備の効果とその評価に関する調査研究、第37，38回、建設省技術研究会(昭和59年,60年)

11)土木学会；土木計画学研究論文集、No.4,5、1986.10,1987.11

12)土木学会；土木計画学研究講演集、No.9,10、1986.10,1987.11

道－12　道路の交通渋滞の定義

（質問）

交通渋滞について、どの程度速度が低下すれば渋滞なのかなどのように、なんらかの指標を用いて渋滞を明確に定義したものがないかどうか御教示願いたい。

（徳島工事事務所）

（回答）

交通渋滞は、「走行している車両が道路のある区間に異常に集中して低速運転の長い車列が続いている状態」[1)]、あるいは「交通容量を越える交通需要があり、道路が混雑している状態」[2)]などと定義されており、一般には交差点や合流部等の交通容量の小さな断面において、容量を上回る交通量の集中や違法駐車等による容量の低下により、徐行、停止、発進を繰り返す長い車列が続いている状態をいう[3)]。交通渋滞の程度を表す指標としては、混雑度、旅行速度、渋滞長、渋滞台数、信号待ち回数、占有率等が用いられているが、渋滞に対する統一的かつ定量的な定義はない。

交通渋滞は、特定の場所及び時刻における交通状態を示すものであり、情報収集システム上の問題やドライバーの感覚との整合といった問題から、すべての道路に対し統一した定義をすることは困難である[4)]。現在は、渋滞に関する情報提供の必要性等から、表－1に示すように各機関毎に異なった定義がなされている。平面（信号）交差点をもつ一般道路と自動車専用道路では、渋滞の発生原因や発生のしかたが異なり、またドライバーの速度に対する感覚も異なるものであるため、渋滞を判断（定義）する際に用いる指標や、その定義による「渋滞」の意味する交通状況は両者で異なったものとなっている。例えば表－1にみられるように、自動車専用道路においては高速走行性が望まれることから、車列長のほかに走行速度が渋滞の定義の中にとりいれられている。

表－1　渋滞の定義

機関名		車列長	速度	占有率	継続時間
日本道路公団*		1～1.5km以上	40km/h以下		
本州四国連絡橋公団*		1～1.5km以上	40km/h以下		
首都高速道路公団**		1.5km以上	20km/h以下		30分以上
阪神高速道路公団**		1km以上	30km/h以下		30分以上
警視庁***	渋滞度 1	300～500m			
	〃 2	500～1000m			
	〃 3	1000m以上			
東京国道工事事務所****				25%以上	

*　車列長、速度の基準を共に満たす場合
**　車列長、速度、継続時間の全ての基準を満たす場合
***　車両感知器によって得られるデータ（占有率等）を用いて適宜判断
****　車両感知器の情報（占有率）と渋滞地点の連続性、継続時間を考慮して判断
資料:各機関資料

土木研究所では、交通渋滞に関する研究を行っており、その中で渋滞の定義についても検討を行っている。渋滞の定義の検討にあたっては、土木研究所で開発した車載型の旅行速度自動測定装置[5]によって収集した詳細な旅行速度データと、運転者の渋滞感を比較し、渋滞を判定するための要因とその組合せ、運転者が渋滞を感じる時の各要因の値を設定することによって渋滞の判別方法を検討した。その結果、渋滞は平均速度（２０km/hより速いか遅いか）、最高速度（３５km/hより速いか遅いか）、停止から次の停止までの走行時間（４０秒より長いか短いか）によって判定できること、これらの要因のうち、平均速度と最高速度の組合せでの判別が運転者の渋滞感に近いこと等がわかった。以上のことから、車載型旅行速度測定装置を用いて収集した旅行速度調査データを解析する際の渋滞判定の条件は下記のとおりとした。但し、この判

定条件は昨年度の調査におけるデータ解析の目的で、４車線の幹線道路に関して設定したものであり、一般的な渋滞の定義については今後さらに研究を進めていく予定である。

＜渋滞判定基準＞

- 平均速度２０km/h以下かつ最高速度３５km/h以下の区間を渋滞区間とする。
- 判別区間に連続性をもたせるため、最終判定区間長を３００m以上とする。

（新交通研究室）

（参考文献）

1） (社)日本道路協会編；道路用語辞典（第２版），丸善，ｐ．２２７，１９８５

2） (財)高速道路調査会，(社）交通工学研究会編；交通工学用語辞典，技術書院，ｐ．５８，１９８５

3） 橋本鋼太郎；道路交通における渋滞問題，道路Ｎｏ．６，ｐｐ．７～１２，１９８８

4） 高田邦彦；交通工学入門・３．交通混雑（その２），交通工学Ｖｏｌ．２４，Ｎｏ．３，ｐｐ．３７～４５，１９８９

5） 谷口栄一，川名万寿雄，中口和巳；車上器による旅行速度測定と解析方法，第１８回日本道路会議論文集（自由課題），１９８９

道－13　パソコンによる交通量配分

（質問）

現在パソコンの機能が向上し、記憶容量等も以前に比べれば大きなものとなっている。一方交通量配分は、入力条件等を変化させて複数のケースで計算することが多い。このためパソコンを利用して、局あるいは事務所等で交通量配分を実施できるシステムの開発の予定について御教示願いたい。

（松山工事事務所）

（回答）

パソコンではないが、ミニコンを用いた交通量推計システムとして、土木研究所では「道路交通計画シミュレーター」を開発済みである。この「道路交通計画シミュレーター」は、局や事務所が単独で様々なケースの交通量推計作業を行うことを前提としており、ＨＩＤＩＣ　Ｖ９０というミニコンを用いて、交通量推計の発生・集中、分布、配分の各段階で、対話形式により様々なモデルを選択しながら作業をすることができるようになっている。

しかし全体のシステムの価格、維持管理の容易さ、操作性、図や表の扱い易さなどを考えると、ミニコンよりもパソコンを用いた方が有効と思われる場合があるので、パソコンで可能な作業についてはパソコンの導入を積極的に検討する必要がある。しかし、上記システムをそのまま現在の16ビットパソコンに導入することは、メモリー容量や計算速度等の制約から無理がある。今後パソコンの性能が向上した段階では、地建単位（ゾーン数300～1000，リンク数2000～14000）での交通量推計がパソコンにおいても可能となるものと期待される。現状でパソコンを利用する場合は、小地域の配分や計算量の少ない簡略な配分に限られることとなる。従って、パソコンで全ての推計作業を行うのではなく、地建単位或は都道府県単位の配分を大型計算機で行い、その結果の一部を用いて小地域の配分をパソコンで行うなどの方法が考えられる。今後は、大型計算機とパソコンの作業分担を考慮しつつ、交通量配分におけるパソコンの有効利用について研究していくことが必要であると考えら

れる。なお、パソコンを用いた交通量推計システムには、都市部を対象に建築研究所において開発された「都市交通計画情報システム」（メモリーの制約から、ゾーン数300,リンク数2000,ノード数2000 以下。但し実際にはこれに加えて計算速度上の制約も加わるので、必ずしも上記の制限内であれば実用的な推計が可能であるとは限らない。）がある。[1)]

（新交通研究室）

（参考文献）

1．浅野光行、宮本成雄；パソコンを用いた都市交通計画・情報システムの開発と整備の方向,交通工学 Vol.23　増刊号，pp.55-62,1988.

道－14　軟弱路床上の舗装の設計

（質問）

軟弱路床上の舗装の設計について、以下の場合はどのように対処すべきか御教示願いたい。

(1) 昭和53年に発行された旧アスファルト舗装要綱には、「交通量が少ない場合などでは道路の状況等に応じて置換厚を50cmまで薄くして、置換した土のＣＢＲをとって設計し、施工後の補修によって走行性を保つのが経済的となる場合がある。」という記述があったが、このような考え方での設計はどのようにするべきか。

(2) 置換層の厚さをどの程度に設定することが合理的か。

(3) 置換層に用いる材料の支持力が非常に大きい場合、平均ＣＢＲの計算ではどの程度に評価するべきか。

(4) 比較的支持力のある現地盤（たとえばＣＢＲ＝７）の上に良質材料（たとえばＣＢＲ＝12）によって路床を築造する場合、

①良質材料を1m盛り上げ、路床の設計ＣＢＲを12と評価して舗装を設計する。

②良質材料を1m盛り上げ、軟弱路床の設計と同様に在来路床の影響を配慮して、下部20cmについてはＣＢＲ＝７の低減層としてみなして平均ＣＢＲを算出し、設計ＣＢＲを８と評価して舗装を設計する。

③良質材料を1.2m盛り上げ、下部20cmについてはＣＢＲ＝７の低減層としてみなして、上部100cmのＣＢＲである12を設計ＣＢＲとする。

のいずれが適切な考え方であるか。

（道路部道路工事課、徳島県土木部）

（回答）

(1) 旧要綱の記述は、初期の施工費は小さくして、その後の補修で道路の機能を保とうとするもので、簡易舗装に近い考え方といえる。これは、交通量が少なく重い車両も少ない道路について経験的にいわれてきたことであり、この考え方を合理的に適用するためには、施工した舗装が将来どのように破損していき、いつの時点で

補修が必要になるのかが予想できなくてはならない。ところが、現実には舗装の破損時期を予測することは非常に困難であり、通常の設計方法で設計した舗装とこの考え方にもとづいて設計した舗装のいずれが長期的に有利かについては、定量的に判断することは困難である。したがって、この考え方の適用については、当該路線の地質条件、交通条件、過去の経緯等を熟知した現場技術者が判断するほかはなく、合理的な判断基準も存在しない。現実にそのような判断を行えるだけの、特定の路線について深い知識や経験を持った現場の技術者は数が少ないため、現場の混乱を避ける意味で、昭和63年版のアスファルト舗装要綱では当該の記述を削除した。

(2) 当初の置換工法では、1mの置換を行うことを前提としていたが、その後1m未満の置換が各地で行われ、1m未満の置換でも路床の改良効果が得られることがわかったため、望ましい置換厚さとして昭和63年版のアスファルト舗装要綱では 50～100cmの範囲を提示した。したがって、設計者はこの範囲で最も経済的となる断面を設定することとなる。そして、どの断面が最も有利になるかは、使用材料、施工費、残土処理費等の現場条件によって異なる。

しかし、個々の施工について最も経済的に有利となる断面を見出すことは繁雑であるため、各発注機関において、以下の考え方にもとづいて最適断面を求めておくことが望ましい。

①設計ＣＢＲごとに標準断面を用意し、それぞれの単位面積あたり施工費を求める。

②現場で使用できる置換材料のＣＢＲにもとづき、各置換厚さ（ 50cm～100cmまで10cm刻み）の設計ＣＢＲを求める。

③各置換厚さについて、材料費、施工費、残土処理費等を含む、単位面積あたり路床置換の費用を算定する。

④置換路床の設計ＣＢＲにもとづき、舗装の断面を選定し、路床の置換費と舗装の施工費を加えたものが最小となる断面を求め、そのときの置換厚を最適な置換厚とする。

(3) アスファルト舗装要綱では、置換に使用した材料の室内試験でのＣＢＲがいく

ら大きくても、平均ＣＢＲを求める場合にはその上限値を20としており、自然路床の場合には上限値を設けないことと扱いが異なっている。

自然路床は、自然に堆積した土砂が十分な年月を経て固結したものであり、非常に安定している。それに対し、置換等によって改良した路床は人工的に締固めたものであり、時間の経過、気象作用、交通荷重によって、徐々に安定化していくものである。室内試験での支持力評価は、ほぐした材料を突き固めて短期間にその支持力を評価しようとしたものであり、長期的な性質の変化は考慮されていない。現行の設計方法は、自然路床を室内ＣＢＲ試験で評価した結果にもとづいて作られている。したがって、人工的につくった路床については、安定化するまでの危険な状態を考慮するため、なんらかの支持力の低減を行うことが必要と考えられる。そこで、軟弱路床の置換では必ず低減層を考慮することを考え合わせ、自然路床での支持力の最大値である20を絶対に超えることがないように、置換層の材料のＣＢＲの上限を20としている。

(4) アスファルト舗装要綱、セメントコンクリート舗装要綱では、路床の支持力を代表でき、季節的な変動が少なく、かつ現実的に支持力の調査が可能な深さとして、路床の厚さを1mと決めている。したがって、アスファルト舗装要綱、セメントコンクリート舗装要綱の設計体系では、厚さ1m以外の路床は存在せず、それ以外の厚さについては他の設計体系によることになる。現在、簡易舗装やそれより軽交通の舗装を除けば、要綱類の設計方法以外の設計方法で、日本国内での適用性が確認された一般的な方法はないため、厚さ1m以外の部分の支持力を考慮して舗装の設計をする場合には、信頼できる検討機関等により個別に検討することが必要となる。したがって、③のケースは誤りであると断定することはできないが、一般的に問題のない断面ということもできない。

軟弱路床について低減層を設ける理由は、

①現地盤が軟弱なので、一定の施工深さを確保することが困難である。

②現地盤と接触する付近は、十分な転圧を行うことができない。

③現地盤から細粒分が置換層にしみこんで支持力を低下させる。

ということである。ところが、現地盤の支持力がこの程度あれば、①および③の状況は発生せず、1層の敷ならし厚を20cm程度として転圧を行えば②の問題も生じない。したがって、確実な転圧が可能であるとするならば、良質材料のＣＢＲを設計に採用してよいと考えられる。ただし(3)で回答したように人工的につくった路床については、なんらかの支持力の低減を行うべきなので、設計ＣＢＲとしてはアスファルト舗装要綱の区間のＣＢＲと設計ＣＢＲの対応表で得られる設計ＣＢＲより、1ランク下の設定にするべきだろう。なお、一般に路床のＣＢＲが7（設計ＣＢＲで6）あれば、路床改良するより現地盤の支持力に合わせて舗装を設計施工する方が経済的となることが多いことを付記しておく。

（舗装研究室）

道－15　人工砂がアスファルト混合物性状に及ぼす影響

（質問）

当事務所管内の高知県中央部では、近年、資源の枯渇、採取規制により、粗砂に人工砂を使用している。また、細砂には海砂を使用しているが、粒度が細かいため、粗砂（人工砂）の配合率が細砂（海砂）の配合率より多くなっている。（図-1、2に骨材粒度曲線、表-1、2にアスファルト混合物の配合設計データを示す）

アスファルト舗装要綱では、スクリーニングスと天然砂の配合比率は、スクリーニングスが天然砂より多くならないようにすることが望ましいと記載されている。したがって、当事務所管内のように人工砂の配合比率が天然砂の配合比率より大きい場合、アスファルト混合物にどのような影響があるのか、また、配合設計上の留意点について御教示願いたい。

（土佐国道工事事務所）

表-1 粒度配合

種別 / 材料名	名　称	粗粒度アスコン		密粒度アスコン	
		骨材配合率	配 合 率*)	骨材配合率	配 合 率*)
粗骨材	5号砕石	25．0	23．9		
	6号砕石	32．0	30．6	38．0	35．8
	7号砕石	15．0	14．3	19．0	17．9
細骨材	粗　砂	14．0	13．4	22．0	20．8
	細　砂	9．0	8．6	15．0	14．1
フィラー	石　粉	5．0	4．8	6．0	5．7
ｱｽﾌｧﾙﾄ	ｽﾄﾚｰﾄ60～80		4．4		5．7
計		100．0	100．0	100．0	100．0

*)アスファルトを加えた場合の配合率

表-2 最適アスファルト量におけるマーシャル性状

性状項目	粗粒度アスコン		密粒度アスコン	
	性状値	基準値	性状値	基準値
突固め回数(回)	75	−	75	−
密度(g/cm^3)	2.422	−	2.343	−
安定度(kgf)	1210	500以上	1210	700以上
空隙率(%)	4.0	3～7	4.0	3～6
飽和度(%)	72.0	65～85	76.5	70～85
フロー値(1/100cm)	28	20～40	29	20～40
最適混合温度(℃)	153	−	153	−
最適転圧温度(℃)	141	−	141	−

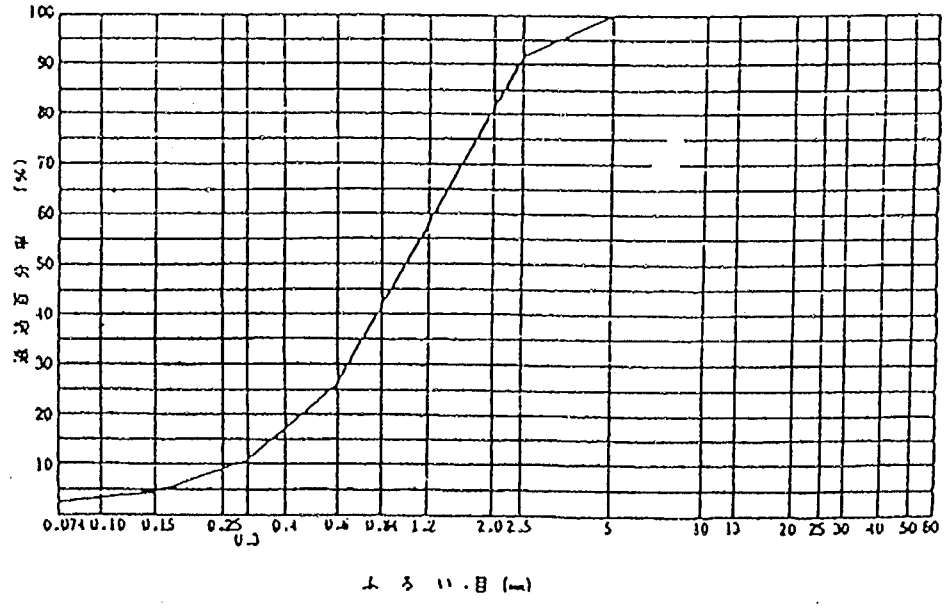


図-1 人工砂の粒度曲線

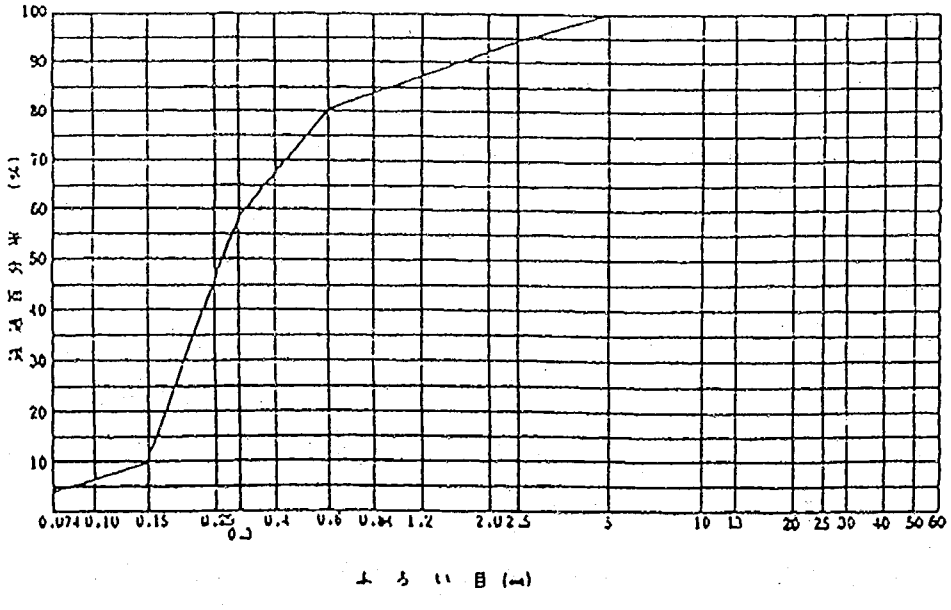


図-2 海砂の粒度曲線

（回答）

アスファルト舗装要綱では、配合設計の際の注意事項として、「スクリーニングス（人工砂を除く）と天然砂との配合比率は、スクリーニングスが天然砂よりも多くならないようにすることが望ましい。」と記述している。しかし、「人工砂を除く」とあるように、アスファルト舗装要綱では、人工砂とスクリーニングスを別に定義し、分けて考えている。

アスファルト舗装要綱の考え方では、人工砂とは最初から砂を作る目的で岩石をクラッシング（破砕）し、粒度調整したものである。一方、スクリーニングスとは、砕石等を作る過程におけるクラッシングや砕石の粒度調整の際に発生したものであり、いわば砕石の副産物というべきものである。したがって、スクリーニングスは多くのダスト分を含んでおり、スクリーニングスの配合比率が大きいとアスファルト量が増加して、アスファルト混合物の流動が生じやすい等の影響がでる。このようなことから、アスファルト舗装要綱では、スクリーニングスの配合比率を天然砂以下にする旨、記述している。　一方、人工砂はクラッシング後、粒度調整を行っており、一般にダスト分は多くない。質問の人工砂についても、それほどダスト分を含んでおらず、また、アスファルト量も天然砂を使用した場合とほとんど同じである。したがって、アスファルト混合物への影響はあまりないものと考えられる。

なお、今回の人工砂については問題はないが、配合設計にあたって一般的に留意する事項を挙げると、以下のとおりである。

1)アスファルト量に注意する。

ダスト分が多い場合はアスファルト量が増えるため、配合試験の結果、異常なアスファルト量となった場合は、人工砂の粒度の確認をする。プラントの試験練りの際、混合物に異常が認められた時も同様である。

2)重交通路線に使用するアスファルト混合物については、耐流動性の確認をする。

人工砂を使用した場合のみではなく、天然砂を使用した場合にもあてはまることであるが、車線当り交通量が1,000台を超える場合は、ホイールトラッキング試験により、

耐流動性の確認を行っておく。

3)実際の混合時に人工砂のダスト分に注意する。

実際にプラントでアスファルト混合物を製造する際、人工砂のダスト分が、粒度試験を実施した際の人工砂のダスト分と同程度であるか、注意する。

（舗装研究室）

道－16　アスファルト量の選定条件による舗装の耐久性への影響

（質問）

一般に混合物のアスファルト量を設定する場合、マーシャル基準値の中央値で設定している。しかし、ストレートアスファルト６０～８０を使用する混合物では、近年、耐流動対策の観点から、マーシャル基準値の中央値と下限値の平均よりアスファルト量を設定することが多い。これによりアスファルト量は中央設定値に比べ０．２～０．５%程度減じているため、動的安定度（ＤＳ）も向上することが認められており、アスファルト舗装要綱でも耐流動を重視する場合は「共通範囲の中央値から下限値の範囲で設定アスファルト量を減らすことができる」旨、記述している。

しかし、アスファルト量を減ずることによる耐久性への悪影響も懸念されるため、以下の点について御教示願いたい。

(1)アスファルト舗装要綱の記述の根拠。

(2)アスファルト量減少による、供用後の耐久性（ひびわれ、アスファルトの劣化等）への影響。

(3)耐久性への影響があるとした場合、耐久性に関する追跡調査の必要性の有無。

（四国技術事務所）

（回答）

(1)アスファルト舗装要綱の記述の根拠。

アスファルト舗装要綱に、耐流動を重視する場合にアスファルト量を減らすことができる旨の記述がされたのは、昭和53年版のアスファルト舗装要綱からである。そしてこの記述の根拠は、昭和40年代に土木研究所舗装研究室が中心となって実施した幕張試験舗装（千葉市幕張町、国道14号）の供用性追跡調査結果[1)]である。

幕張試験舗装では、アスファルト混合物の配合設計に関する各種の要因が検討された。特にアスファルト量については、同一の骨材、粒度について、マーシャル試験共通範囲の中央値（ＯＡＣ）をアスファルト量とした工区、ＯＡＣより0.5%アス

ファルト量を減じた工区の２水準の工区を設定することとし、多種の混合物について、このような２水準の工区が設定されている。そして、追跡調査結果について分散分析を行った結果、図-1に示すように、アスファルト量の大小がわだち掘れ量の大小に有意であるという結論が得られた。これにもとづいて、昭和53年版のアスファルト舗装要綱に前述の記述が採用されたものである。

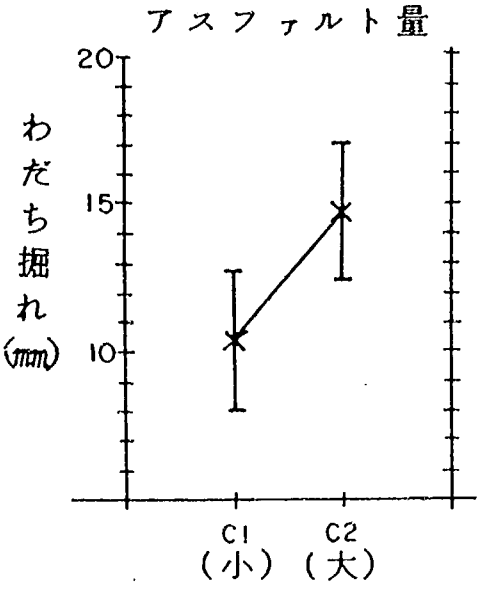


図-1 アスファルト量が
わだち掘れに与える影響

(2)アスファルト量減少による、供用後の耐久性（ひびわれ、アスファルトの劣化等）への影響。

前述の幕張試験舗装では、アスファルト量の大小がひびわれに及ぼす影響についても検討している。図-2にＯＡＣ工区、およびＯＡＣ-0.5工区のひびわれ率を示す。ＯＡＣ工区ではひびわれの発生が少ないのに対して、ＯＡＣ-0.5%工区ではひび割れ発生の大きい工区があり、アスファルト量の大小がひびわれ発生に影響することを示している。この結果について分散分析を行った結果を図-3に示す。アスファルト量の大小は、特に粒度との相互作用でひびわれ発生に影響を与えている。この図より、①アスファルト量が小さいとひび割れ率が大きい、②0.6㎜通過量が小さく、0.074㎜通過量が大きい混合物は、ひび割れを生じやすい、ということが読み取れる。また、供用後の舗装より採取したコアより回収したアスファルトの針入度残留率の変化を図-4に示す。ＯＡＣ-0.5工区はＯＡＣ工区より大きい劣化を示している。

この結果はＯＡＣ-0.5%の場合についてのみの結果であるが、一般的に、アスファ

ルト量の大小はひびわれ発生、アスファルト劣化という点で、舗装の耐久性に影響を与えると考えてよい。したがって、いかに耐流動を考慮する場合でも、極端にアスファルト量を減ずることは問題があり、通常はＯＡＣ-0.3%程度までとすべきであろう。ＯＡＣ-0.3%としても、ホイールトラッキング試験によるＤＳが不足の場合は、アスファルト量の減少によってのみＤＳを向上させるのではなく、骨材粒度を見直すか、改質アスファルトを使用する等、他の対策も併用する必要がある。

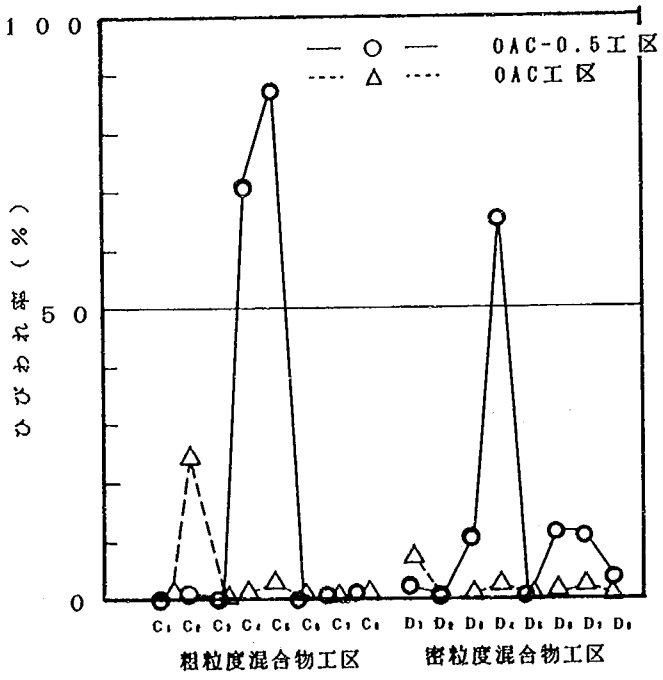


図-2 幕張試験舗装における
ひびわれ率の状況

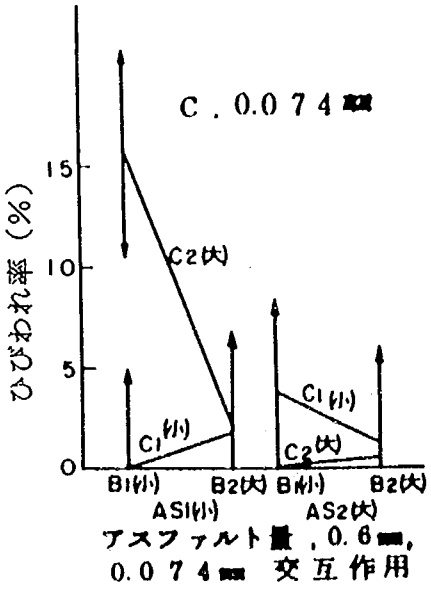


図-3 アスファルト量が
ひびわれ率に与える影響

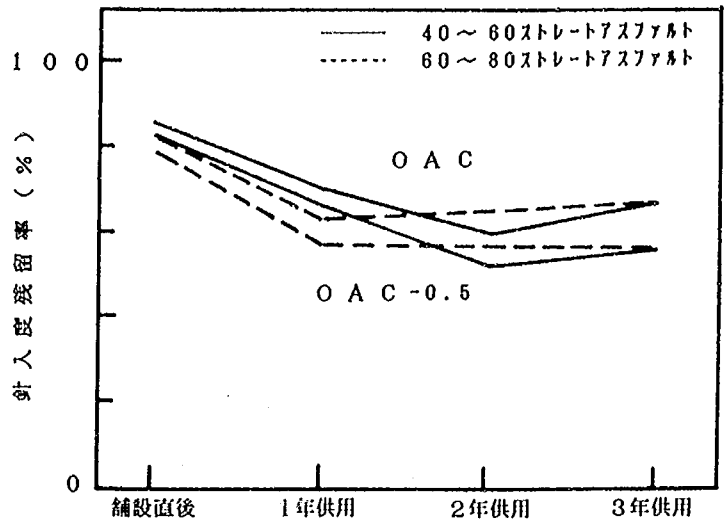


図-4 幕張試験舗装におけるアスファルトの劣化状況

(3)耐久性への影響があるとした場合、耐久性に関する追跡調査の必要性の有無。

上記のようにアスファルト量の減少の対策を行う箇所は塑性流動わだちが問題となる箇所であり、ひびわれよりもわだちが主たる修繕の原因となることが多いと予想され、通常の舗装工事においては、追跡調査の必要はない。ただし、特殊な粒度や材料を用いた場合等については、追跡調査を行っておくとよいであろう。

1)建設省土木研究所舗装研究室：加熱アスファルト混合物の配合設計と施工に関する研究、土木研究所資料第1213号、pp.115～199、1977.3

（舗装研究室）

道－17　アスファルト混合物の最大粒径

（質問）

アスファルト舗装要綱には、粗骨材の最大粒径が20㎜であるものと13㎜であるものを比較して、耐流動性、耐摩耗性、すべり抵抗性で前者が優れ、耐久性では後者が優れているとしている。しかし、当事務所の試験結果では、マーシャル安定度、動的安定度のいずれも後者の方が大きくなっており、アスファルト舗装要綱と異なる結果を示している。そこで、アスファルト混合物について、粗骨材の最大粒径が20㎜であるものと13㎜であるものの得失について御教示願いたい。

（四国技術事務所）

（回答）

土木研究所における室内試験の結果では、質問とは逆に最大粒径が20㎜であるものの方が、マーシャル安定度、動的安定度ともに最大粒径が13㎜であるものより大きくなっており、ラベリング試験の摩耗量も最大粒径20㎜のものの方が小さくなっている。そこで、このように相反する現象が生じる原因について考えてみる。

同一の系統のアスファルト混合物で粗骨材の最大粒径が異なるもの（たとえば密粒(20)と密粒(13)）を比較すると、粗骨材の最大粒径が大きいものの方が、粗骨材量が多く、モルタル分が少なく、最適アスファルト量が小さくなる。耐流動性の面から見た場合、モルタル分やアスファルト量が少ないことは、一般に有利に作用する。また、耐摩耗性から見た場合、モルタル分はスパイクタイヤによって容易に掻き取られてしまうため、スパイクタイヤに対しては粗骨材分で抵抗する関係上、粗骨材量が多く、骨材が大きいほど摩耗に対しては有利になる。また、最大粒径が大きいものは、仕上がりの表面性状が平滑になりにくいため、すべりの面でも有利になる。これが、アスファルト舗装要綱で耐流動性、耐摩耗性およびすべり抵抗性に優れるとしている理由である。

逆にひび割れや剝離を生じにくいという性質（耐久性）の面からは、粗骨材量が多く、モルタル分が少なく、最適アスファルト量が小さくなるという、最大粒径が

大きいものの特徴が悪い方向に作用するため、最大粒径が小さいものの方が耐久性に優れるとしている。

最大粒径が大きいものと小さいものを比較する場合に、忘れてはならないことは施工性の問題である。施工現場においての施工しやすさを考えると、モルタル分が多い分だけ最大粒径の小さいものの方が締固めやすく、容易に高い締固め度を得ることができる。それに対し最大粒径が大きいものは、骨材のかみ合わせ効果が得られなければマーシャル安定度が低くなり、十分な締固め度が得られなければ耐流動性、耐摩耗性のいずれも低くなる。したがって、最大粒径が大きいアスファルト混合物を使用する際には、現場において良好な施工性が得られるように、粒度やアスファルト量の設定、施工機械の選定に注意する必要がある。つまり、アスファルト舗装要綱に記述されている優劣が成り立つためには、良好な配合で適切に施工されているという前提が必要となる。ほとんどの場合は、配合の工夫や施工機械への配慮によって良好な施工を行うことができるが、粗骨材の性状（形状、アスファルトとのなじみ等）によっては、改善を図れないことがある。アスファルト舗装要綱の記述は、あくまでも一般論を述べているので、その地域で使用できる材料が、配合等によって改善を図れない場合に該当することが調査の結果わかっている場合には、アスファルト舗装要綱の記述にこだわらずに最大粒径を決定すればよい。

（舗装研究室）

道－18　街路樹の剪定

（質問）

近年，道路環境において，特に景観等より緑の確保ということで街路樹の無せん定の傾向が聞かれるが，道路管理者としては，交通管理上色々と問題があり苦慮している所である。

そこで，全国的な無せん定の事例及び，今後の街路樹の管理等の方向性があればご教示願いたい。

（香川工事事務所）

（回答）

全国における，無剪定（自然生長型剪定）実施の事例については，表－1に示す都市において行われている。

剪定は，樹木の美観，機能の維持，形状寸法の調整等を目的として，管理計画で定めた仕立て方式に基づいて，目的に応じた適切な時期及び手法を選んで行うのが基本である。

高木は自然樹形仕立てを原則とし，整枝を目的とした剪定を適宜行うことにより自然樹形の維持

表－1　自然生長型剪定実施の概況

自治体名	概　　略
宇部市（山口県）	・昭和24年の国道植栽を始め市内街路樹は市が施工，管理しており，当初より定期剪定は行っていない。枝抜き剪定を冬期に隔年以下で行っている程度。
豊橋市（愛知県）	・昭和48年より市道街路樹の夏期剪定を廃止し，スソ刈りのみにした。一部街樹については昭和46年頃から冬期剪定も行っていないが始めるのは冬期剪定をしている。
徳島市（徳島県）	・市民環境「緑を守る会」の発案により昭和49年より全街樹について剪定廃止ただし，年一回程度の枝スカシ，整枝は行っている。
神戸市（福井県）	・グリーン神戸作戦の一環として昭和49年頃から徐々に剪定廃止，ただし枝スカシは行う他，支障枝についても剪定を行っている。
鯖江市（福井県）	・昭和55年より市道のすべての街路樹について樹高4mでおさえるようにしていた剪定を止めて年1回不要の枝（ふところ枝，からみ枝等）を抜く程度に。
高知市（高知県）	・昭和56年より定期剪定を止めて自然仕立に，既に実施している路線は道季節（クス，シマトネリコ），市民発案桜通り（イチョウ）等884本。
大分市（大分県）	・高木は出来るだけ自然形にという方針で市道のすべての木を無剪定に。ただしシダレヤナギ，プラタナスは夏2回の枝抜きをし，他の木も支障のある側面等は切る。
岡山市（岡山県）	・市道については従来より夏期剪定をしておらず支障になる部分を地上2～2.5mのところでスソ刈りを行っているのみ。冬期剪定は実施。
玉野市（　〃　）	・ヤナギ，ポプラ，メタセコイアについては剪定を実施。メイワンフク，イチョウ，アメリカフク，ナンキンハゼは夏，冬に枝葉枝等を枝抜きを実施しているがいわゆる剪定はしていない。
鹿児島市（鹿児島県）	・10年前より無剪定。高さ9mまではばす方針，ふところ枝等を切るほか。
横浜市（神奈川県）	・山下公園通りイチョウ等
東京都（東京都）	・神宮外苑聖徳記念絵画館前イチョウ，銀座通りイチョウ，表参道ケヤキ，渋谷駅前ユリノキ
大阪市（大阪府）	・御堂筋イチョウは昭和初期（10年に拡化完了）より基本的にハサミを入れず

を図る。ただし，樹木の種類，植栽場所等により自然相似樹形又は人工樹形仕立てとする場合は，定期的な剪定により目的とする樹形の維持を図ることが望ましい。中・低木の刈り込みの場合は，定期的な剪定により所定の形状の維持を図ることが望ましい。花木等にあっては，開花を阻害しないように花芽形成期前に行うことが望ましい。

また，街路樹の育成過程で生じる管理上の問題を考えれば，その植栽計画時において，それぞれの道路構造，状況に合致した樹種の選択，育成管理目標を設定するというような街路樹のマスタープランを策定するのが望ましい。

しかしながら，現状をみると自然樹形仕立て（無剪定）による街路樹は，信号・標識がよく見えない，落葉により車がスリップする，落葉等により集水桝がつまる，民家へ木が侵入するなど管理上の問題点がある。

これらの問題点に対する対処方法の例を示すと表－２のようになるが，管理段階におけるきめ細かな心配り，関係者への理解と協力など，いわば心情的な面での対応が有効である。

なお，それぞれの仕立て方法は，以下のとおりである（図－１）。

自然樹形仕立てとは，樹木固有の樹形を尊重し，剪定は道路植栽としての機能を発揮させるための必要最小限にとどめるものである。樹木固有の美しさが発揮され管理も省力化できるが，空間的制約の多い場合では困難である。

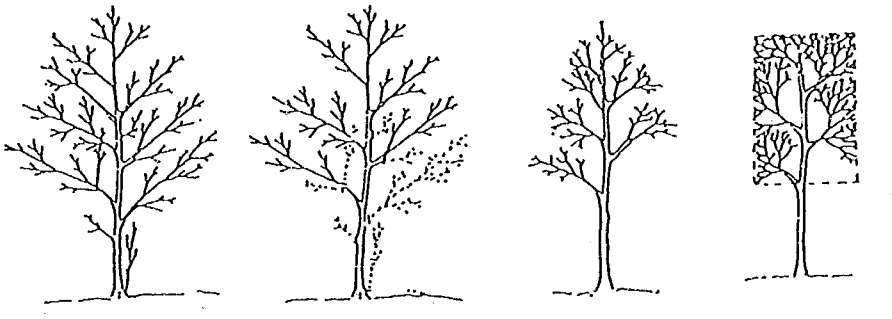
表-２ 自然生長剪定方式実施上の問題点と対処方法例

架線（電線，電々線）	・架線の高さを高くする。（事例では１５～１６m） ・架線を補強し強化する。 ・架線を地下埋設とする。（但し，樹木の生育を阻害しないように注意が必要） ・樹木の上に架線がこないように電柱を民地側等へ移設する。 ・架線を街路樹のない通りへ移す。
信　号	・アームの延長により車道中央寄りに。 ・補助信号灯の設置。
交通標識	・最少限の剪定。
看　板	・説得により理解を求める。
民地境界	・基本的に剪定。
建築限界	・基本的に剪定（出が大きくなってくれば，あまり問題はなくなるものと思われる。）
風	・基本的に風倒防止のみの剪定はしないが，過みすぎた枝は透かす。（樹系の発達により風倒は必ずしも増えない。） ・支柱の強化。
落　葉*	・市民にも協力を求める。 ・管理当局も何らかの方法で対処法を考え，努力する必要がある。
日　照*	・住民に協力を求める。
備　考	*印の問題点は住民に対して明らかに負担をかけることなので注意を要する。

自然相似樹形仕立てとは，樹種本来の樹形をとどめながら全体を縮小するもので，枝抜剪定による不要枝の除去のほか，切詰剪定あるいは切返剪定により樹形の縮小を図る。定期的な剪定を必要とする。

人工樹形仕立てとは，樹種本来の樹形とほとんど無関係に形を作るもので比較的太い枝を切返剪定で除去するほか，細い枝葉に対しては刈込剪定が用いられる。頻繁な剪定を必要とする。

また，無剪定とは，樹木の生長のままに放任するもので，道路植栽として必要な最低限の剪定をも放棄したものであり，結果的に無剪定のままで緑化目標を達成できる場合も皆無ではないが当初から無剪定を方針とすることはない。



図－1　剪定例

〈参考文献〉

土木研究所緑化研究室：道路の緑化技術に関する研究報告書，昭和57年３月

(社) 日本道路協会：道路緑化技術基準・同解説，昭和63年12月

奥水　肇：街路樹の育成と維持管理，公害と対策22巻８号(1986.7.31臨)

近藤三雄：街路樹の自然樹形仕立てを考える，道路と自然16巻２号（1989)

前田　博，山岸　裕：道路緑化（その４），土木技術資料30巻10号(1988)

前田　博：道路緑化の現況，月刊日造協166号(昭和63年10月)

(緑化研究室)

道－19　植生工施工における既存植物群落への影響

(質問)

近年、建設事業の施工にあたっては、環境への影響が問題とされる。実際施工にあたって、自然公園等、自然環境の保全の必要性に迫られる地域では、施工方法にも十分な配慮が必要であると思われる。特に重要な植物群落が付近に生育している現場では、植生工施工にあたって、安易に外来種を選定した場合、後の既存植物への影響が心配されるのではないか。最近の動向等について御教示願いたい。

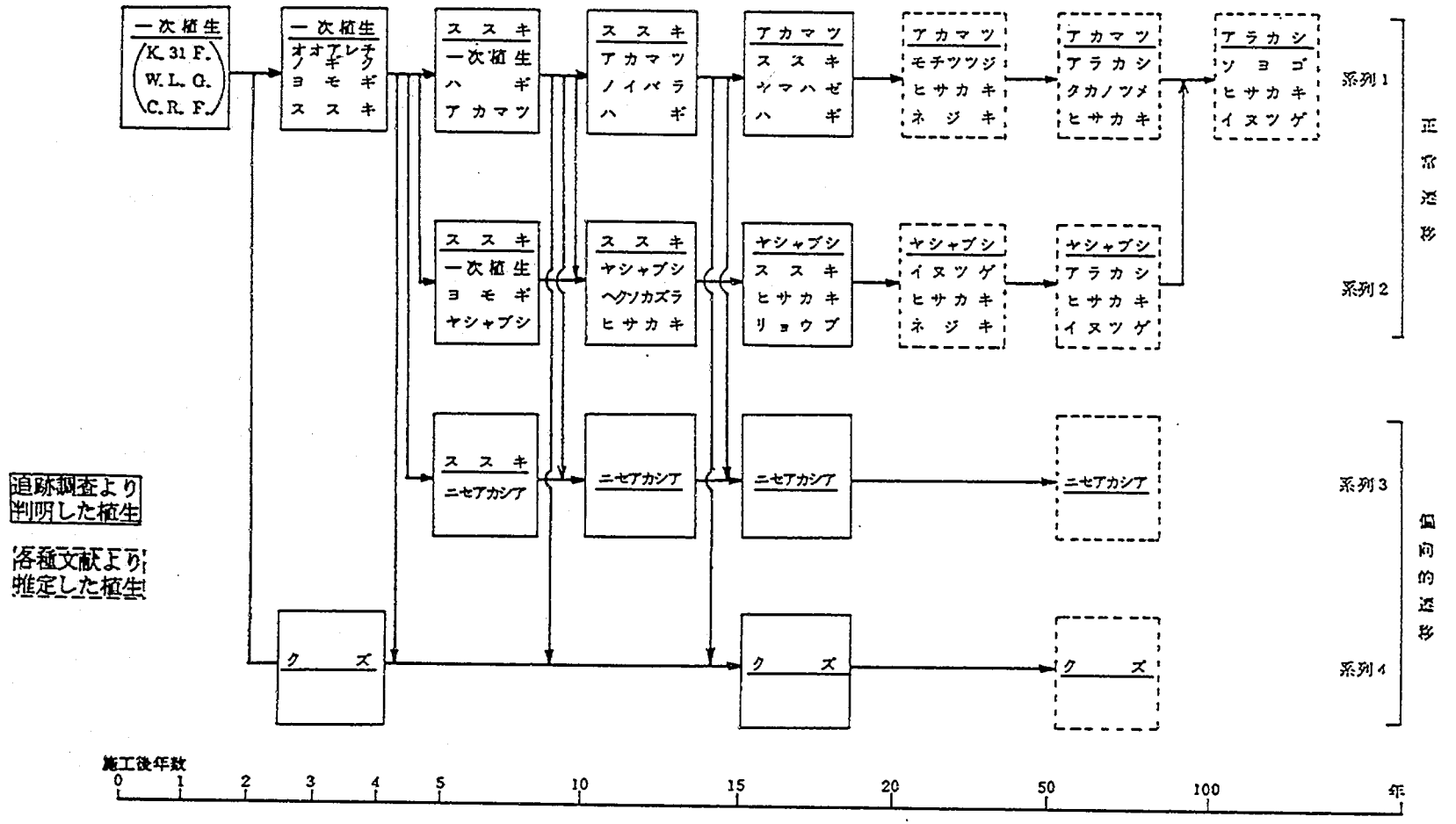
(道路部道路計画第一課)

(回答)

やむを得ず、自然公園特別地域等のように特に重要な植物群落が生息しているような地域の付近を通過するような場合には、固有の植生を保全するという意味においても、郷土種の導入等が妥当と考えられる。しかし、一般的に発芽率等はそれほどよくないので、かえってのり面等を侵食の危険性に晒す恐れがあると思われる場合には、牧草種の混播等も考慮して行く必要がある。

残念ながら、「外来牧草種」が「後の既存植物」に与える影響を長期的に調査した文献は、殆ど見かけないので、逆に、外来牧草のり面がどうなっていったかを調査した文献により、人為的に播種された外来牧草種が日本の環境においてどうなっていくのかにより類推する。約20年間程のり面植生遷移を追跡調査した結果によれば、植生遷移の形態にも何種類かあるが、約10～15年間程で外来牧草種が、いわゆる既存植物にほぼ取って変わられている事を示している。この事は、当初の裸地環境では生育できた外来牧草種も既存植物の生育条件に近付くにつれ衰退していかざるをえなっかためであると考えられる。

すなわち、表土保全等植物の生育基盤を確保することにより、既存植物を維持することが可能であるということであると思われる。一時的には、裸地が生ずるために先駆植物の侵入等植生に乱れが生ずるが、直に周囲の既存植物の侵入が始まるので、ほぼ原状に復帰できるものと考えられる。



植生遷移の模式図(関東、東海、近畿、中国地方)

＜参考文献＞

1．緑化工の実際：難波宣士：㈱創文：昭和61年3月15日

2．試験所技術資料第705号「道路のり面の侵入植物」：日本道路公団試験所
：昭和56年3月

3．日光宇都宮道路における生物相の変遷：宮下修一他：道路と自然、49号13巻1号
：昭和60年10月

（緑化研究室）

道－20　高盛土部の施工に関する暗渠（ボックスカルバート）の応力計算

（質問）

現在の道路土工指針では、暗渠の作用土圧の算定は高さ10mまでしか規定がないが、10mを越える高盛土区間に施工する暗渠の応力計算に用いる土圧は、どのように計算すればよいかご教示願いたい。

（徳島県土木部）

（回答）

10m以上の土かぶり高をもつカルバートの土圧算定方法が道路土工指針等に示されていないのは、これまで10m以上の土かぶりをもつカルバートの土圧については十分解明されていないことによる。そこで、道路土工指針の考え方および不同沈下が生じる場合のカルバートに作用する土圧の考え方に基づいて、10m以上の土かぶりをもつカルバートの作用土圧の計算方法について以下に述べる。

① 道路土工指針、建設省標準設計における作用土圧の算定方法

a）ボックスカルバートの場合

道路土工指針及び建設省標準設計では以下のようにボックスカルバートの作用土圧を算定することを定めている。

適用範囲　土かぶり高さ10m以下

鉛直土圧算定式　$P_{vd1} = \alpha \cdot \gamma \cdot h$　　（1）

i　支持地盤が良好で、杭基礎等を用いない場合、$\alpha = 1.0$

ii　軟弱地盤上に構築されているが、杭基礎など剛性基礎で支持されていない場合、$\alpha = 1.0$

iii　軟弱地盤上に構築されて、杭基礎等で支持されて盛土の沈下に抵抗する場合、αは表－１の値をとる。

また、過去に土木研究所で調査した軟弱地盤上で杭基礎で施工されたカルバートの土圧を計測しているが、図－１は土圧の実測値と（１）式における計算値を比較したものである。この図から、Ｈ／Ｂが３を越えると実測値が計算値を上回る傾向を示し

ているものの、H／Bが3程度までは計算値と実測値が良く適合している。カルバートの幅に対して土かぶり高さが高くなるにつれて、カルバート直上の土塊の重量γhと作用土圧の比率（土圧の割増係数）が大きくなっており、不同沈下が生じる場合は、土かぶりの高いカルバートほど直土圧γhに対する土圧の増加割合は大きくなる傾向にあるといえる。従って、不同沈下が生じるおそれのある場合には、10m以上の土かぶりをもつカルバートについても、割増係数をみる必要があると考えられる。

b）アーチカルバートの場合

アーチカルバートの作用土圧の算定式も、割増係数をみてボックスカルバートと同様の式を用いる。また、割増係数αの値も表－1の通りである。しかし、支持条件は、ボックスカルバートの場合、軟弱地盤上に構築され杭基礎等で支持された場合に割増係数をみるが、アーチカルバートの場合は、地盤や支持条件にかかわらず表－1に示す値を用いるとしている。この理由として、以下のようなことが考えられる。

i　道路公団の土圧測定結果が、直接基礎においても直土圧γhより大きくなっている。

ii　iの原因として、アーチカルバートは高盛土の場合に適用されることが多く、またカルバートの高さも高いので、カルバート側部の盛土が圧縮沈下を起こして、カルバートと周辺盛土の部分で不同沈下が生じるためと考えられる。

なお、道路土工指針では土かぶり高さの適用範囲が明示されていないが、道路公団設計要領では適用土かぶり高さを0.5 ～15mとしている。

②　不同沈下が生じる場合のカルバートに作用する土圧の考え方

軟弱地盤上に構築されて、杭基礎で支持されたカルバートは、図－2に示すようにカルバートと周辺盛土部の間で不同沈下が発生して、このためカルバートに作用する鉛直土圧は、カルバート直上にある土の重量だけでなく、これより大きな作用土圧が生じる。すなわち、図中における□ＡＢＣＤの部分だけの土の重量ではなく、不同沈下によって生じるくさび状の土塊の重量も付加されて、ＡＢＣ’Ｄ’の部分の重量がカルバートに作用することになる。

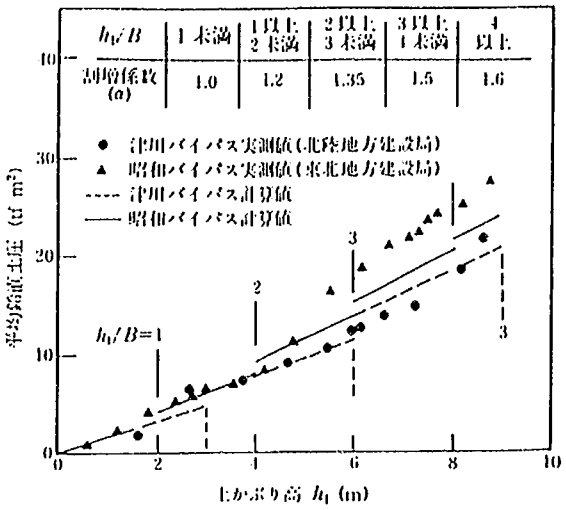
次に、高盛土に施工されたカルバートは、図－３に示すように直接基礎で施工されても土中における応力は大きいので、盛土下部は圧縮沈下が生じる。このため、カルバートの側部の盛土が沈下してカルバートと盛土の間で不同沈下が生じる場合がある。特に、カルバートの高さが高い場合や圧縮沈下しやすい盛土材料の場合、地下水の影響を受けやすい場合などに不同沈下がみられる。このため、高盛土では直接基礎で施工した場合でも、不同沈下によって付加土圧が加わる場合もある。

③　10m以上の土かぶりをもつボックスカルバートの作用土圧算定方法

土かぶり10m以上の場合も、基本的には土かぶり10m以下の道路土工指針と同様の考え方にたって算定することが考えられる。すなわち、地盤が良好で地盤との沈下による不同沈下が生じない場合や、カルバート側部の盛土の圧縮沈下による不同沈下が生じない場合は、（１）式を用いて割増係数$\alpha=1.0$ を用いて算定する。また、地盤の条件が良好でなく盛土荷重によって不同沈下が生じるおそれのある場合、あるいは図－３に示すようにカルバートが高く、カルバート側部の埋戻し土の圧縮沈下によって盛土に不同沈下が予測される場合は、カルバートに作用する土圧は、γhより大きくなることがある。こうした場合は、表－１に示す割増係数αを用いて作用土圧を算定する。このため、カルバートの構造は部材断面が厚くなる。従って、アーチカルバート等で対処することも考えられる。また、作用土圧の集中を少なくするためには、地盤改良（置換工法、固結工法、プレロード工法）で地盤の沈下を防ぐなり、カルバート側部を良質土等で埋戻しを行い、それを十分締め固めて、盛土の沈下を少なくするなどの対策を取ることが重要である。こうした対策を施して不同沈下を防ぐことで、（１）式を用いて割増係数$\alpha=1.0$ 程度で作用土圧を算定することができると考えられる。

また、最近では発泡スチロール等の超軽量盛土材を用いて、作用土圧を軽減する新しい工法もあり、高盛土で作用土圧が大きくなりカルバートの設計が困難になる場合は、超軽量盛土材を用いて土圧を軽減することも１つの方法と考えられる。

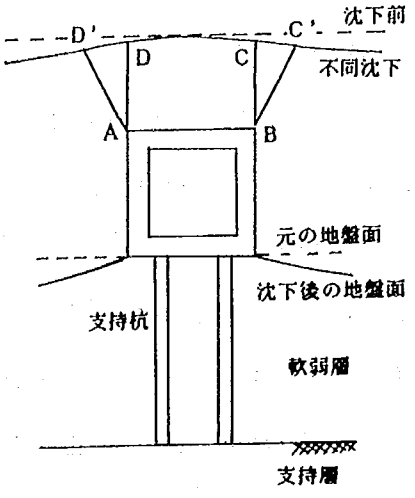
（土質研究室）



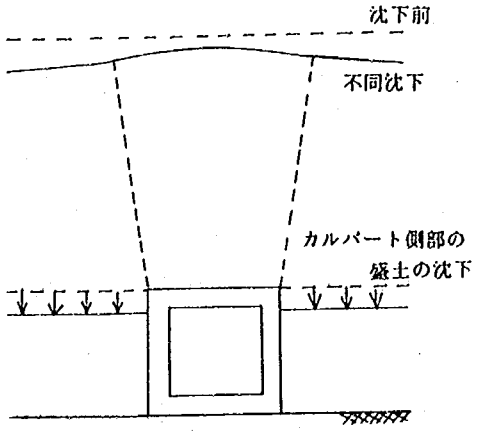
図－1 ボックスカルバートの土圧実測例（その2）
（文献：土木研究所資料第1983号，昭和58年3月）

表－1 割増係数 α

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



図－2 杭基礎をもつカルバートの不同沈下例



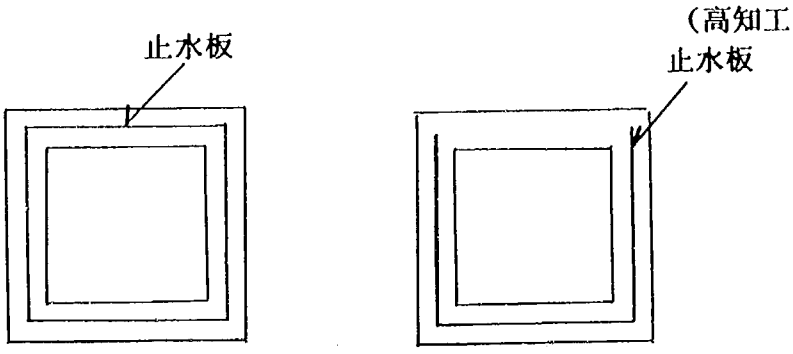
図－3 高盛土による不同沈下例

道－21　ボックスカルバートの止水板の効用及び施工目的

（質問）

道路土工「擁壁・カルバート・仮設構造物指針」では、継ぎ手の構造、継ぎ手構造の組み合わせが記載されているが、ボックスカルバートが人道ボックスの場合と、水路ボックスの場合とで止水板を下図のように使い分けているケースが見られる。名前だけの止水だけが目的ならこれでもおかしくないと思うがご教示願いたい。

（高知工事事務所）



人道ボックス
（全周に止水板を入れる。）

水路ボックス
（頂版には止水板を入れない）

ちなみに、この場合の継ぎ手構造はＩ型であり、止水を施工しない頂版部分は目地材のみが入っている。

（回答）

ボックスカルバートにおける止水板の目的は、水路ボックスの場合は、カルバート内を流れる水が漏水するのを防ぐことにあり、また、人道ボックスの場合は雨水や地下水がカルバート内に侵入することを防ぐことにある。こういう目的で止水板を質問にあるような図のように設置することは目的にあっている。

しかし、たとえ水路ボックスであろうと頂版から雨水や地下水が侵入することはけして好ましいことではない。雨水や地下水の侵入にともない盛土内の土砂が吸い出され、盛土が緩むことも考えられるので、水路ボックスにおいても頂版に止水板を設置することを奨励する。

（土質研究室）

道－22　鋼管矢板基礎における頂版と鋼管矢板との結合方法

（質問）

四国地建管内で現在計画中の橋梁下部工事における頂版と鋼管矢板との結合方法は、当初コネクター方式で設計していたが、河川協議の条件で工事は非出水期となり工事規模等から、工程の短縮、また労務者の安全面を考慮して、鋼管矢板に孔をあけ鉄筋を挿入する方式に変更することにしている。この方式は「鋼管矢板基礎設計指針・同解説（日本道路協会）」に構造例が明示されているが、設計、および施工について御教示願いたい。

（道路部道路工事課）

（回答）

鋼管矢板基礎の頂版と鋼管矢板の結合部は、頂版に作用する荷重を円滑に、かつ安全に鋼管矢板に伝える構造としなければならない。

「鋼管矢板基礎設計指針・同解説（日本道路協会）」[1]では、仮締切り兼用方式の場合の結合方法として、①コネクター方式、および②鉄筋差し込み方式の構造例が示されているが、その設計方法としては最も一般的である①のコネクター方式について記述している。

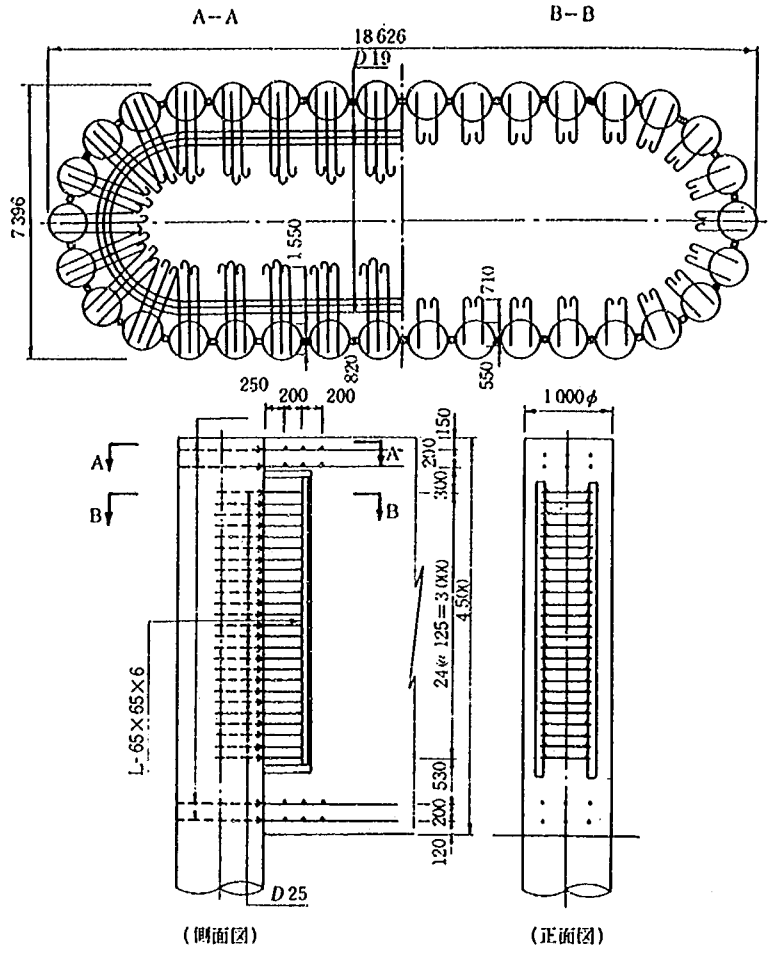
質問にある②の鉄筋差し込み方式は、首都高速道路公団で開発されたものであり、その設計方法および構造細目は、「下部構造設計基準（首都高速道路公団）」[2]に示されているが、これらは模型実験等を含めた基礎実験結果に基づいている[3][4]。

1．設計方法

図－1に示されるように、鉄筋差し込み方式による頂版と鋼管矢板の結合部は、モーメント鉄筋およびせん断鉄筋で構成されている。以下に、「下部構造設計基準（首都高速道路公団）」に示されている設計方法を要約する。

1）モーメント鉄筋の設計

コネクター方式と同様の方法で求めた設計モーメント、および頂版に作用する水平力に対して抵抗できるように設計する。



図－１　鉄筋差し込み方式による頂版と鋼管矢板の結合例[1)]

$$\sigma_x + \sigma_z \leqq \sigma_a$$

σ_x：モーメントにより生じる鉄筋の引張応力度（kg/cm²）

σ_z：水平力により生じる鉄筋の引張応力度（kg/cm²）

σ_a：鉄筋の許容引張応力度（kg/cm²）

２）せん断鉄筋の設計

接合部に働くせん断力に対し必要なせん断抵抗を有すると共に、頂版にそのせん断力を伝達させるように設計する。せん断鉄筋の応力度は次式より求める

が、式の誘導等の詳細は、文献３）を参考にするとよい。

$$\tau = R_p / (n \cdot A_s) \leqq 0.66_a$$

τ ： 鉄筋のせん断応力度（kg/cm²）

6_a： 鉄筋の許容引張応力度（kg/cm²）

R_p： 鋼管矢板１本あたりの頂版下面における鉛直反力（kg）

n ： せん断鉄筋の本数（本）

A_s： 鉄筋断面積（cm²）

２．構造細目

鉄筋差し込み方式は、その接合部の引張抵抗として鉄筋とコンクリートの付着力を全面的に期待している。したがって、鉄筋の定着長、鉄筋間隔等の細目が重要となる。以下に、その内容を列挙する。

①鉄筋の配列は、鋼管矢板の断面方向には３列を最大とし、矢板軸方向には、10cm以上の間隔をとるものとする。

②鋼管矢板内並びに頂版内への鉄筋埋込み長さは、所要の定着強度が取れる長さとする。ただし、頂版内への埋込み鉄筋にフックを付けた場合は、所要の定着強度が取れる長さの2/3以上の長さとする。なお、モーメント鉄筋の頂版内埋込み長さは、上記により求めた長さに 50cm を加えた長さとする。

③中詰めコンクリートの設計基準強度は頂版コンクリートと同様とし、打設長は頂版厚さの２倍程度とする。

④鉄筋差し込み孔の径は、鉄筋径に10mmを加えたものを標準とし、また鋼管矢板に生ずる断面欠損率は５％以下でなければならない。

３．施工

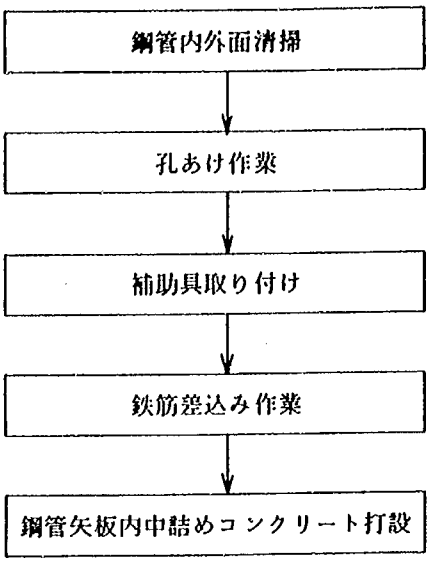
鉄筋差し込み方式による頂版結合工の施工順序を図－２に示すが、コネクター方式と比較して、溶接が不要であり多少の雨でも施工が可能であるという利点がある。以下に施工にあたって注意すべき点を示す。

①鋼管矢板の表面および内面に付着した錆・土は、孔あけの際の火口損傷、切断

不調の原因となるので、鋼管内外面の清掃は十分に行わなければならない。

②鋼管の曲げ耐力は仮締切り時の土圧および水圧による曲げモーメントに対して十分である必要がある。したがって、孔あけによる鋼管の断面欠損を最小に抑えるために、孔の形状を鉄筋差し込み軸と同軸とするなどして、孔あけ精度の管理を十分に行わなければならない。

③鋼管内清掃後は、管に蓋をして雨水の進入防止に努めなければならない。



図－２　頂版結合工（鉄筋差し込み方式）の施工順序

〈参考文献〉

1）日本道路協会：「鋼管矢板基礎設計指針・同解説」昭和５９年２月

2）首都高速道路公団：「下部構造物設計基準」昭和６１年４月

3）安孫子・鯨井・和泉・森本：「鋼管矢板基礎の頂版コンクリートと鋼管との結合構造に関する研究」土木学会論文集　昭和６３年２月

4）戸田・安藤・鯨井：「鉄筋差し込み方式による鋼管矢板基礎頂版結合部の設計と施工」橋梁と基礎　昭和５９年１１月

（基礎研究室）

道－23　鋼管矢板基礎（井筒型、仮締切兼用方式）の頂版厚の決定方法

（質問）

鋼管矢板基礎の頂版厚を決定する際の要因として、

①部材として必要な厚さ

②剛体として取り扱える厚さ

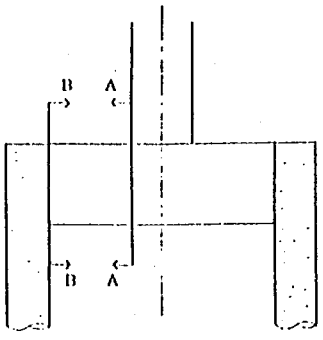
が挙げられるが、具体的な設計手法について御教示願いたい。

（徳島工事事務所）

（回答）

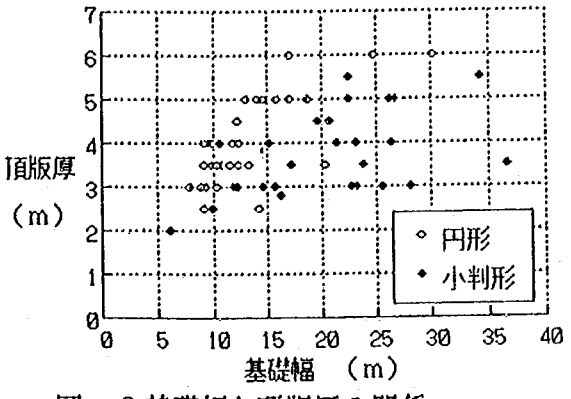
頂版は、躯体の柱または壁部分を支えるとともに、個々の鋼管矢板を結合し共同して荷重に抵抗させるための版状の構造物である。

頂版の設計においては、図－１に示すＡ－Ａ断面に生じる曲げモーメント、せん断力及びＢ－Ｂ断面に生じるせん断力に対して十分な強度を有するように断面計算が行われ、必要な頂版厚や主鉄筋量が求められる。頂版の構造解析にあたっては、ＦＥＭ解析等の厳密な検討が本来望ましいが、通常簡便法として鋼管矢板の最大鉛直反力を用い、頂版は片持梁と仮定し、単位幅に換算して解析が行われる。[1)]



図－１頂版の断面計算位置

このようにして部材設計から求められた必要頂版厚において鋼管矢板との結合部の計算が行われ、コネクター方式の場合、モーメントプレート・シアープレート及びブラケットが配置される。



図－２基礎幅と頂版厚の関係

頂版厚自体は、井筒部の形状と躯

体の形状との関係や荷重条件等により定まるものであるが、施工実績としては図－２に示すように３～４ｍが多いようである。

また、鋼管矢板基礎の安定解析は、基礎全体の曲げ剛性を評価した弾性床上の有限長梁として行われるが、この際基礎全体が一つの梁として挙動することが前提となる。このため、基礎全体の曲げ剛性を計算するにあたり、頂版を剛体とみなしたうえで継手管せん断剛性を考慮し、実用の範囲において合成効率が定められている。さらに、鋼管矢板の鉛直反力は、頂版を剛体とみなして算定される。このように、部材計算により定まる頂版の剛性が高いことから、設計の便宜上頂版を剛体とみなして通常設計を行っている。事実、直接基礎及び杭基礎と同様に頂版の剛性を基礎構造物との相対的な剛性比較（$\beta \cdot \lambda \leqq 1.0$）[2]により判定した場合、通常の鋼管矢板基礎においては部材計算により定まる頂版厚を確保すれば剛体とみなせることが多い。ただし、厳密な解析手法により鋼管矢板基礎の設計を行う場合については、必ずしも剛体とみなせる頂版厚とする必要はない。

なお、頂版の詳細な設計計算式については、鋼管矢板基礎設計指針同解説（日本道路協会）を参照されたい。

（参考文献）

1)日本道路協会：鋼管矢板基礎設計指針同解説，Ｐ68，1984.2

2)日本道路協会：道路，Ｐ70，1983.5

（基礎研究室）

道－24　場所打ち杭の先端極限支持力度

（質問）

道路橋示方書IV下部構造編による場所打ち杭の杭先端極限支持力度 q_d の推定で，杭先端が軟岩等によって支持される場合の考え方については過去の一日土研で述べられているが，その後の研究により均質な岩盤上の q_d の推定方法に変わりはないか御教示願いたい。

（土佐国道工事事務所）

（回答）

場所打ち杭は，コンクリートの打設直前に行う掘削孔内の孔底処理が重要となるが，入念に施工したとしても若干のスライムは残留しているものと考えなければならない。また，地盤を掘削して杭を構築するため，打ち込み杭と異なり杭先端地盤の締固め効果は期待できず，杭先端地盤は掘削前よりもゆるめられるものと考えられる。

このため，道路橋示方書IV下部構造編では，杭頭にあまり大きな変位を生じない範囲で杭先端の極限支持力を与えることとし，表－1に示すように砂質地盤については地盤強度にかかわらず一律に 300tf/m² とし，硬質粘土地盤については $3q_u$ としている。

表－1　場所打ち杭の q_d 推定表（tf/m²）

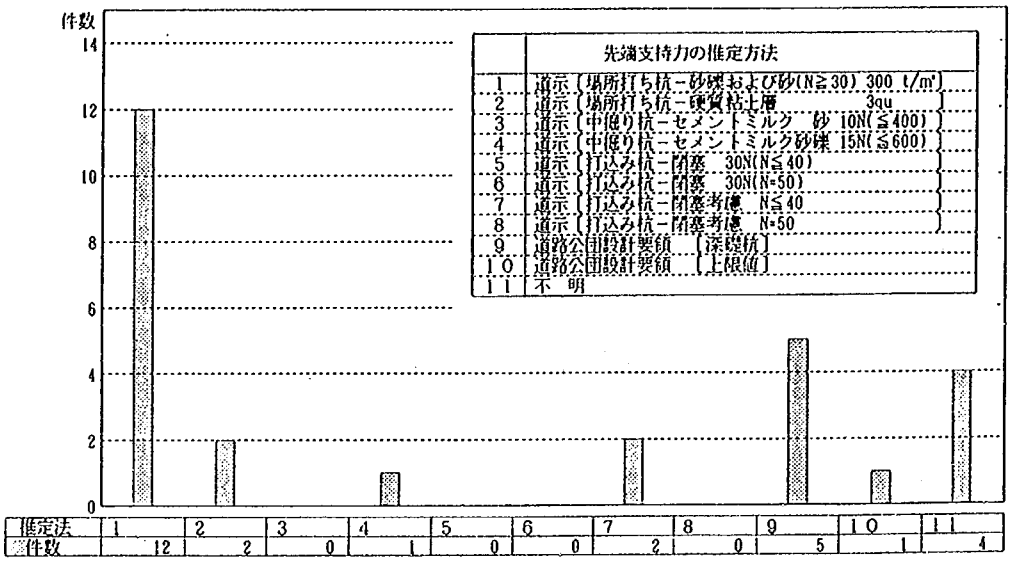
地盤種別	先端極限支持力度
砂れき層および砂層（N≧30）	300
硬質粘性土層	$3q_u$

ただし，q_u は一軸圧縮強度（tf/m²）

道路橋示方書IV下部構造編においては，岩盤を支持層とする場所打ち杭の先端支持力度に関しての明確な規定はない。これは，岩盤を支持層とする杭の支持力機構についての研究や実杭による載荷試験がほとんどなされていないこと，岩盤は風化の程度，亀裂の発生状況などにより力学的特性が大きく異なり，一律な評価が困難

なこと，などの理由による。

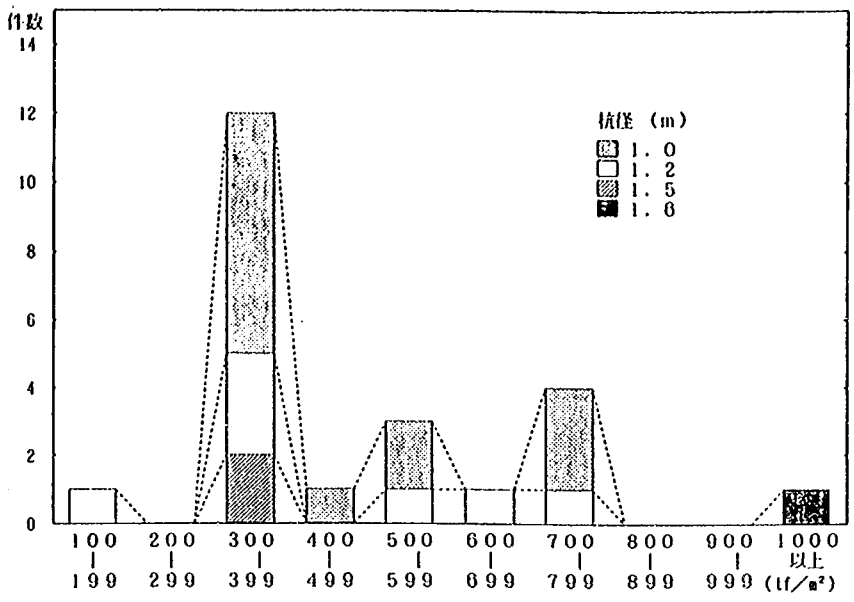
一方，昭和55年度以降に設計された道路橋を対象とした杭基礎に関するアンケート調査の結果，約 200件の橋梁が岩盤を支持層としており，そのうち約20%が場所打ち杭により施工されている。先端支持力の推定法に関しては図－１に示すとおり，道路橋示方書IV下部構造編の規定を準用している事例が全体の約６割を占めている。



図－１　場所打ち杭の先端支持力推定方法

また，これらの設計において，杭先端に期待する極限支持力度は図－２に示すように 300tf/m² とする事例が最も多く，300～750 tf/m²の間に全体の約９割が収まっている。

以上述べたように，現在のところ岩盤を支持層とする載荷試験例は少なく，確立された支持力評価法はないが，杭先端の地盤が土丹や軟岩の場合については，先端極限支持力度は一軸圧縮強度（ 200～300 tf/m² 程度まで）の３倍程度を目安としてよい。ただし，岩石試験による一軸圧縮強度は必ずしも岩盤としての力学的特性を示すものではなく，設計に用いる一軸圧縮強度の設定には慎重を期す必要がある。



図－２　場所打ち杭の先端極限支持力度

（基礎研究室）

＜参考文献＞

１）日本道路協会：杭基礎設計便覧，昭和61年 1月

２）駒田敬一編：構造物基礎の計画と設計の要点，昭和61年 8月

道－25　近接基礎の設計施工に当っての変位量の推定法

（質問）

近接基礎工事を計画するに当って、近接程度の判定については一般に土研資料「近接基礎設計施工要領（案）」あるいは、各機関で独自に定められた規定に準じて検討がなされている。

しかし、非常に近接したケースで施工に伴う既設構造物等の変位量が問題となる場合、どのような手法で検討すべきかについては、明確な記述がみられない。汎用的で合理的な設計法があれば御教示願いたい。

（土佐国道工事事務所）

（回答）

近接基礎工事の中で、最も変状問題に注意を要する土留めを用いた掘削工事を対象として、変位量の推定法の考え方について述べる。

背面地盤の変位量は、地盤条件、地下水位の変化、掘削規模、土留め形式等に深く関係しており、その予測は一般に難しい。そこで地盤変位量の推定には、その要因に着目しそれぞれを考慮することが考えられる。掘削に伴う地盤変状の主な要因を挙げると以下のようになる。

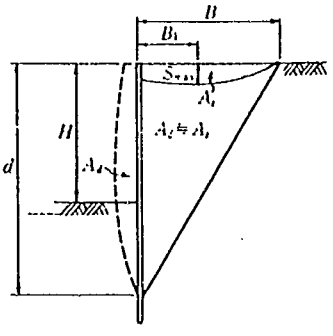
①土留め壁の変形

②土留め壁や杭の引抜きに伴う地盤変位

③地下水位低下に伴う圧密沈下

④掘削に伴う地盤のリバウンド

⑤その他

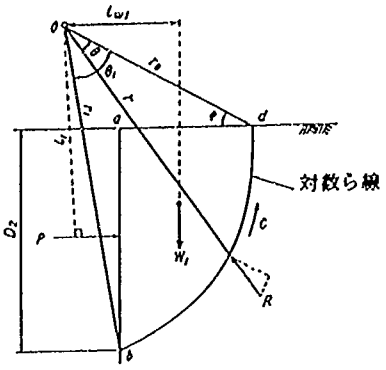


A_d：鋼矢板のたわみ面積
A_s：背面地盤面の沈下面積
B：影響範囲
S_{max}：最大沈下量
B_1：S_{max} の生じる位置（$0 \leqq B_1 \leqq H$）
d：一般には仮想支持点までの深さ
H：掘削深さ

図－1　鋼矢板のたわみ面積と背面地盤の沈下面積[2)]

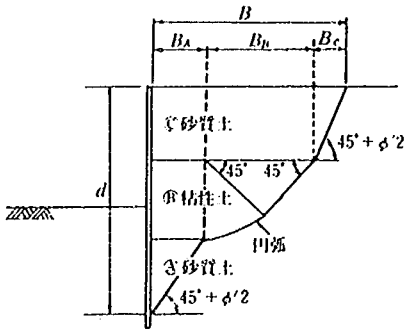
このうち、①、②については、道路土工「擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」の中で定量的な検討が可能としている。①の土留め壁の変形推定方法は現在のところ弾塑性法[1)]等によるのが適当と考えられるが、これが適用できない場合は簡易変位計算

法[2]によってもよいとしている。その結果求めた土留め壁のたわみ面積A_dと、地盤での沈下面積A_sとの間には、図－１に示すように$A_d = A_s$という関係が認められていることから、周辺地盤の沈下量を検討することができる。なお、影響範囲[3]については、図－２に示すように考え、互層地盤では図－３に示すように各層の影響範囲を足し合わせて、全体の影響範囲を求めるものとする。



図－２　影響範囲[3]

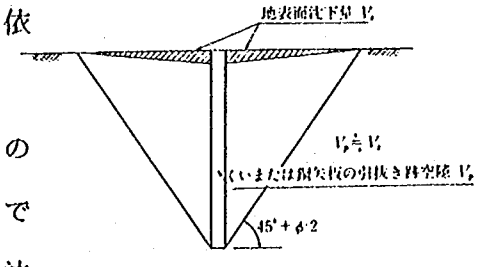
また、②の土留め壁や杭の引抜きに伴う地盤変状の推定方法は、図－４に示すように、引抜き跡の空隙V_pと地表面沈下量V_sを等しいとして算出するとしている[3]。



図－３　互層の場合の影響範囲[3]

一方、③、④については、一般にはTerzaghiの圧密理論を用いた定量的検討[4][5]も可能といえる。

詳細な検討方法としてＦＥＭ解析も広く行われているが、いずれにしても定数設定の難しさは依然として残っている。



図－４　引抜きによる周辺地盤の沈下量算定法[2]

以上、掘削工事における地盤変状は、これらの現象が複合して発生していることに留意すべきであろう。参考のために、各基準での変位量推定法についての一覧表を、表－１に示す。

<参考文献>

1）　建設省土研資料1816号：掘削土留め工設計指針(案) 57年3月
2）　日本道路協会：道路土工「擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」62年5月
3）　建設省土研資料2009号：近接基礎設計施工要領(案) 58年6月
4）　建築学会：山留め設計施工指針　63年1月
5）　土質工学会：土留め構造物の設計法　52年1月

表－1　各基準での変位量推定法についての一覧表

	土質工学会 土留め構造物の設計法（S52年 1月）	旧国鉄 掘削土留設計指針（案） （S54年 12月）	建築学会 山留め設計施工指針 （S63年 1月）	東京電力 地中送電土木工事における構造物近接部設計・施工指針 （S60年 11月）
許容変位量	記述なし	線路に近接して施工する場合線路保守基準が目安	記述なし	既設構造物の基礎において標準 水平変位 10㎜ 鉛直変位 5㎜
変位量の要因	①土留め壁の変形 ②排水による圧密沈下	①壁体に関するもの a．剛性 b．根入れ長 c．先端条件 d．遮水性，開水性 ②支保工に関するもの a．切ばり剛性 b．間隔 c．先掘量 d．プレロード ③掘削底，背面に関するもの a．安定係数（N_b） b．掘削底面下の軟弱層厚 c．地下水位	①根切りに伴う山留壁の変位 ②山留壁からの漏水や排水に伴う土砂の流出 ③排水に伴う地下水位低下による粘性土の圧密沈下 ④山留壁や基礎杭の施工に伴う変位 ⑤山留壁や基礎杭の引抜きに伴う変位 ⑥根切りに伴う地盤の浮上り 計画段階で定量的に検討できるものは上記①，③，⑥の要因	記述なし
変位量算出法	①土留め壁の変形 略算法（単純バリ） 電算プログラム （三連モーメント） ↓ 沈下量推定 ②排水による圧密沈下 Terzaghiの一次元圧密理論による沈下量計算 Peckが統計的にまとめた図で概算	（a）実測値に基づく推定 ①壁体の水平変位 ②地表面沈下および掘削による影響（Peckの図） （b）数値計算 ①単純ばり法 ②弾性床上の連続ばり計算 ③有限要素法	（i）過去の実測値から推定する方法 ①Peckの図 ②沈下量と掘削係数 ③壁変位と沈下量 （ii）すべり面を仮定する方法 土留め壁の変位量から周辺沈下量の推定 （iii）根切りに伴う地盤の浮上り ①弾性論に基づく方法 ②圧密論に基づく方法 （iv）地下水位低下に伴う圧密沈下（Terzaghiの一次元圧密理論）	簡易計算法 有限要素解析 弾性床上の梁理論
備考	①土留め壁の変形 土留め壁の変形量 ≫ 地表面の沈下量 計算上予想できない変形量 （切梁のなじみ，受働土圧の低下，杭の抜き跡等） ②排水による圧密沈下 Terzaghi一次元圧密 ＜実際の圧密沈下	壁変形と地表面沈下の両方を変形の対象としている		変位推定検討フロー図

（基礎研究室）

道－26　橋梁拡幅時の継目部

（質問）

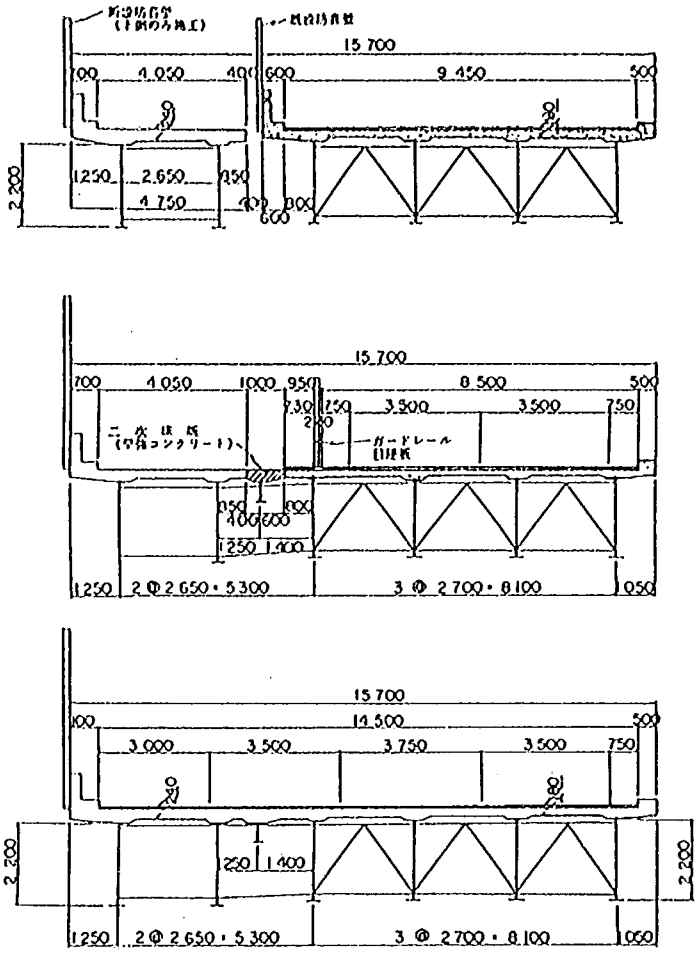
橋梁拡幅時にＲＣ床版の継目部が生じるが、これが構造上の弱点部となる可能性がある。この継目部の施工にあたって留意すべき点について御教示願いたい。

（土佐国道工事事務所）

（回答）

橋梁の拡幅にあたっては、既設部と新設部の構造が一体化されることが多い。たとえば、現在、名神高速道路では、主に慢性的な交通渋滞の解消を図るため現行の４車線を６車線に拡幅する改築事業が進められており、その中で橋梁については既設部と新設部の構造を一体化する方法が採用されている[1]。図－１は、この改築事業における標準的な既設部と新設部のＲＣ床版の継目部の施工順序を示したものである。また、図－２に継目部の構造を示す。

こうした施工順序および構造の選定にあたっては、継目部の補強方法、鉄筋の継手方法，コンクリートの打設方法等について検討が行われている。これらのうち、継目部の補強方法については、継目部を直接に支持できる縦げたを設ける方法を採用しているが、これはコンクリートの打継目に作用するせん断力の繰返しの影響によって変状が生じるのを防ぐことを意図している。鉄筋の継手方法に関しては、重ね継手とガス圧接継手及び機械継手について比較検討されたが、ガス圧接継手及び機械継手では施工者の技量に左右されやすいことや床版が受ける繰返し荷重による疲労に対する問題があることが指摘され、最終的には重ね継手が用いられている。コンクリートの打設方法については、継手部と新設部のコンクリートを一度に打設する方法と、新設部のコンクリートをまず打設し、その後に継手部のコンクリートを打設する方法が考えられるが、前者の場合には後者の場合に比べて施工中にコンクリートと鉄筋の継手部との間に相対変位が生じて局部的に鉄筋とコンクリートの付着が損われる可能性が高くなることから、後者の打設方法が採用されている。なお、土木研究所においては関東地建管内の千住大橋の拡幅に伴う検討の中で、コンクリートの打設方法を検討するために供試体による載荷実験を行っているが、新設部と継手部のコンクリートを分割して打設する方法が継手部と新設部のコンクリートを一度に打設する方法に比べて継目部の曲げ



STEP－1
拡幅部主桁，床版施工
新設防音壁下側のみ施工

STEP－2
既設橋レーンマーク修正
ガードレール，目隠板施工

STEP－3
既設防音壁及び地覆撤去

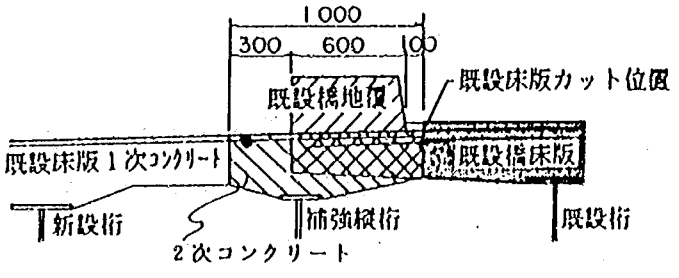
STEP－4
新設桁と既設桁を横桁で剛結
床版接続部横桁設置
二次床版施工（早強コンクリート）
新旧床版一体化
新設防音壁完成

STEP－5
拡幅部舗装
ガードレール，目隠板撤去
レーンマーク修正

拡幅完成

単位：mm

図－1　名神高速道路の改築事業におけるRC床版の継目部の施工順序



単位：mm

図－2　RC床版の継目部の構造

破壊強度等の点で優れていることを確認している[2)]。

以上が橋梁拡幅に伴うＲＣ床版の継目部の施工に係る主要な留意点であるが、このほか次のような点についても留意しておくことが必要である。

① ＲＣ床版の劣化損傷は橋面からの水の浸入の影響で助長されることが明らかになっている。橋梁拡幅に伴うＲＣ床版の打継ぎ部には水が浸入しやすいので防水処理を施しておくのがよい。

② コンクリートの打継ぎ面についてはテーパー（勾配）を設け、打継ぎ面に変状が生じた場合でも、それが継目部のコンクリートの落下につながらないようにすることが望ましい。

③ 継目部には縦げたの配置によって負の曲げモーメントが生じるので、それに対する鉄筋を適切に配置する必要がある。

④ 打継ぎ面についてはコンクリートの表面の弱い層（レイタンス）をワイヤブラシ等で取り除くとともに、浮いた粗骨材も取り除く必要がある。

⑤ コンクリート打設後、長時間経過した打継ぎ面については、表面処理を行い十分吸水させ、富配合のモルタルを塗り、直ちにコンクリートを打ち継ぐようにするのがよい。

＜参考文献＞

1）橋梁構造物の改築に関する基本事項検討報告書（その１，その２）；
（財）高速道路技術センター、昭和６１年３月、昭和６２年３月

2）佐伯 他；交通供用下で分割施工されるコンクリート床版の耐荷力、
土木研究所資料第１７１７号、昭和５６年８月

（橋梁研究室）

四国地建における一日
土研資料

土木研究所資料第 2804 号
平 成 元 ・ 11 （1989）

企 画 部　　企 画 課

キーワード：・・ 日 土 研

要　旨

四国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の回答をまとめたものである。

郵便はがき

41円切手をはって下さい

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部企画課 行

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2804号
(平成元年度一日土研)　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印