

March 1972

農業土木技術研究会

水と土

第 8 号

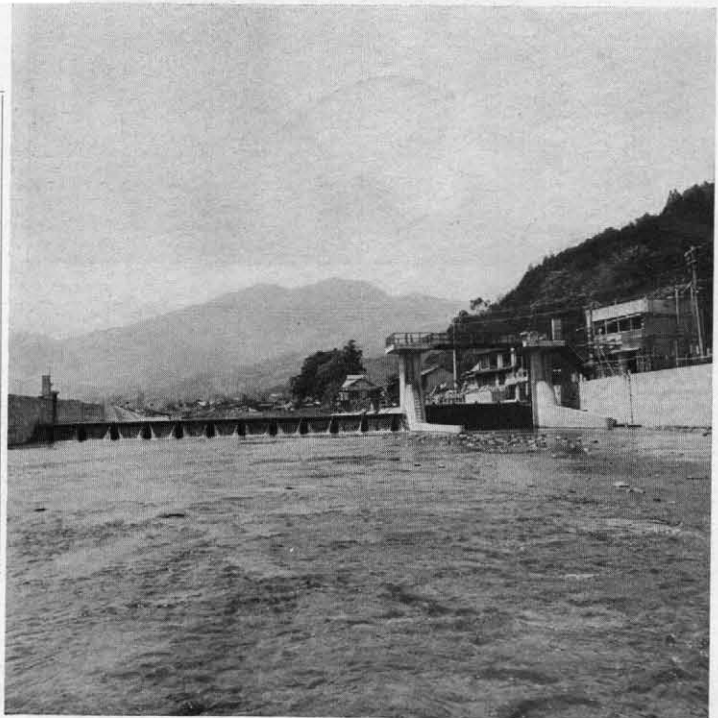


江川ダム（上流より）

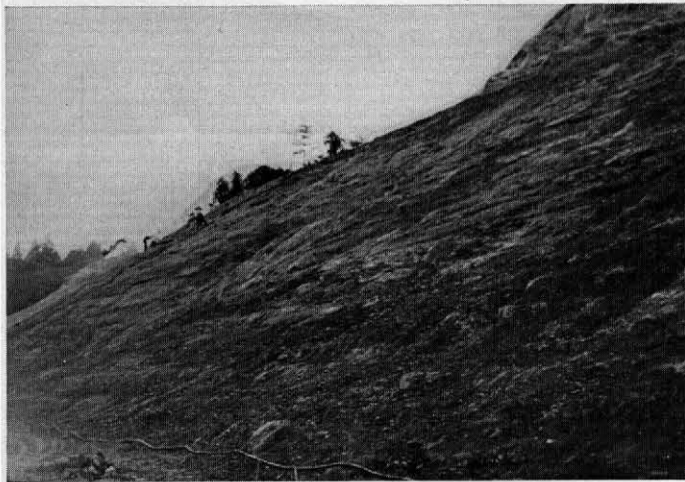
〔江川ダム〕

福岡県甘木市江川

型 式	重力式コンクリートダム
堤 高	79m
堤 体 積	260,000m ³
余 水 吐	テンターゲート3門
取水施設	ローラーゲート6門
総貯水量	25,000千m ³
有効貯水量	24,000千m ³
目 的	農業用水 水道用水 工業用水



女男石頭首工



①左岸堤体部より上流池敷および土取場コンクリート吹付部を望む

②法面コンクリート吹付の状態



③法面コンクリート吹付作業

水

と

土

No. 8

1972

March

目次

グラビア

水資源開発公団両筑平野用水事業（江川ダム）
勝浦ダムコンクリート吹付工事

報 文

水田用自動給水弁（流体素子利用）について

渡 辺 清 六……(1)
加 藤 達 郎

かんがい受益地の決定と面積の分類集計について

伊 藤 光……(5)

フィルダムの安定解析（コンピューターによる）
について

堀 部 孝 一……(23)

吹付コンクリートライニングの設計と施工事例に
ついて

近 藤 秀次郎
霞 山 恒……(31)
山 口 武樹
杉 山 茂 樹

資 料

頭首工の護床工に関する新しい水理設計法

川 合 亨……(41)
岩 崎 和 己

不透水性材料により舗装された池敷の貯水による
変形について

沢 田 敏 男……(59)
篠 和 夫

講 座

最適化手法の考え方（第5回）

中 道 宏……(67)
山 口 保 身

会 告 ……(75)

編集後記 ……(77)

第一回農業土木技術研究会々賞

本研究会では、事業の一環として毎年一回優秀論文の顕彰を企画しております。

今回、昭和45年度（会誌「水と土」1～4号）について、会員の代表（名簿から任意に100名を抽出）および編集委員会で選考した結果、第一回会賞は下記のとおりに決定いたしました。

正賞（賞金3万円）

「阿讃トンネルのR.T.M工法について」

水資源開発公団香川用水建設所

稲田長徳
西岡公
菊地正伍
大西康則

副賞 該当なし

「阿讃トンネルのR.T.M工法について」の紹介

本論文は、香川用水事業のうち、最も重要な工事の一つである阿讃トンネル工事に採用した新しいトンネルのボーリングマシン工法につき、その機械の紹介ならびに採用経緯、問題点の抽出、各種の比較資料、施工計画、また斯界でも珍しいその実績などを詳細に記述した報告文である。今後注目されるこの新しい工法について各種の思い切った現場的資料の紹介は、大へんすぐれた業績であると共に貴重なものである。

あらまし：

香川用水事業は、吉野川総合開発事業の一環として、四国、徳島県池田町の吉野川より取水し、香川県に導水する事業で、昭和43年10月着工、昭和52年完了予定で、現在最盛期の事業である。

阿讃トンネル工事は、 $D=3.600\text{mm}$ 、 $I=\frac{1}{1,900}$ 、その延長は、国内の水路トンネルとして最長の約8kmで、かぶりは高く、(150m～650m)坑口は、上、下両坑口に限定され、岩質が非常に硬い(1300～1900 kg/cm²)事などの特徴がある。また香川用水事業関連の総投資建設費は、約450億の多額に昇り、その工期の短縮と経済性が、とりあえず全事業の効果の早期発生への隘路として重要視されていた。

筆者らは、上記トンネルの特性と、重要性に対処し、当初より在来の発破トンネル工法とR.T.M工法とを慎重に比較究明し、その結果R.T.M工法については、工事費が割高になること、施工実績が少ないこと、岩硬度が大幅に適用範囲以上であること、延長が長すぎるなどにより採用するには若干不安を感じたため在来工法によって契約した。しかし、その後さらに慎重な検討を行ない、各種のトラブルを克服し、またR.T.M工法の長所を充分に把握し、設計変更によってR.T.M工法を採用した。これは早期通水の要望に応えるべく、また新しいトンネル施工技術の開拓を目指し、自信をもって踏切ったものである。本文はその採用の経緯、主要機械の諸元、掘削方法、R.T.M工法による施工実績と地質の適応性等について紹介し、阿讃トンネル工事の施工計画、および実績について、基本的な考え方各種資料を掲載している。なおとくに、単位当たりの施工費、くっさく実績、歩掛りなどの現場的に知りたい事項については、かゆいところまで手のとどくように、また門外不出かと思われるものまで取りまとめられており、非常に重要なものである。また、本報告は、契約延長4,032m中1,140m迄の施工完了時点(S45.5.31)でのものであるが、現在(S47.2.1)は、残りの全延長についても同じく好成绩(工事費的にも)で掘削を完了し、さらに追加延長1000mに取りかかり、事業の与望に応えると共に、種々の日本記録を更新しているようである。さらに、これら後半の施工実績の発表が待たれるが、これらは併せて今後、日本の土木トンネル施工界の稀にみる貴重な実績資料といえるものであろう。

(文責 柴田)

水田用自動給水弁(流体素子利用)について

渡 辺 清 六* 加 藤 達 郎**

目 次

- 1. まえがき.....(1)
- 2. 流体素子切換弁の原理.....(1)
- 3. 流体素子切換弁の種類.....(1)
- 4. 水田用自動給水弁.....(1)
- 5. 現地使用状況.....(3)

1. まえがき

近年労力節減の為圃場整備事業が活発であるが維持管理その他の面からも水田かんがい用パイプライン化が各地で実施されているがこれに使用する給水弁(手動)の選定が難かしいものであるがこれを更に飛躍させ電気その他の動力を用いない自動給水弁の試作がなされ今回当県に於て試験的に使用されたのでその資料を掲げてみたい。

2. 流体素子切換弁の原理

流体中に流体を噴出させた場合噴流から周囲の流体エネルギーが与えられていわゆる巻込み現象が生ずる。図1のように周囲が壁に囲まれた狭い空間中に流体を噴出させると当初は直進するが形状の僅かな非対称性あるいは噴流の乱れのために噴流が少しかたよる。巻込によって失われる流体を補うために外部から流れ込む流体は噴流の両側の断面積の違いによって異なるため図1(b)の場合噴流の左側はますます圧力が低下する。そのため噴流はさらに左側に傾き結果として噴流は左側の壁に付着しその後側壁に沿って流出する。この様な現象は流体を流し始めてから一瞬の間起きる。ところで噴流の巻込みは粘性による摩擦のみが作用する層流の場合よりも乱流の状態の方がより顕著に生ずる。勿論層流のときでも付着現象は生ずるが付着力は弱くなる。この意味で切換弁の作動範囲に下限が存在する。

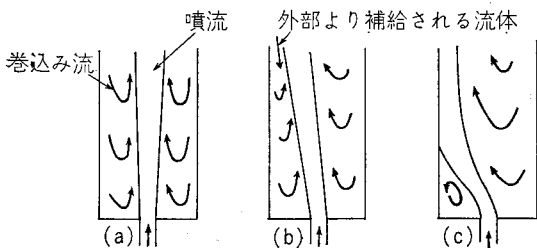


図1 コアンダ効果

3. 流体素子切換弁の種類

流体素子切換弁はノズルから噴出した噴流はその両側に生じた差圧のためノズル近くの壁に付着して流れるというコアンダ効果を利用したものである。切換弁内部の流路の形状によってこの切換弁は3種類の作動をする。図2-(a)に示すように切換弁の流路が全く対称であるときノズルから噴出した噴流はコアンダ効果により最初どちらかの側壁に付着した側の出口流路より流体が流出する。付着した噴流の切換えは一般に制御口より加圧流体を送ることにより行われる。流体が液体の場合切換えた側の制御口を閉じる事で大流量でも瞬間的に切換えることが出来る。制御入力が消滅しても流れは希望する側に保持されるから制御入力は必ずしも連続流である必要はない。図2-(b)に示すように一方の側壁を反対側壁よりもノズルに近づけて切換弁流路内の形状を非対称にするとこの弁の機能は単安定となる。すなわちノズルからの流体は最初定められた側の側壁に付着して流出する。制御口が何らかの方法により閉じられたとき流れは切換えるが制御口が再び開放されると流れは元に戻る。図3-(c)に示すように側壁の形状を全く変化させると前記のようなコアンダ効果が生じないので両方の制御口が開放されているとき両方の出口流路からほぼ等しい流量が流出する今制御口より適当な圧力を加えると出口流路から制御口の差圧に比例した流量が得られる。

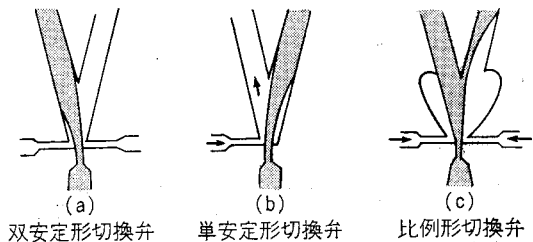


図2 純流体切換台の種類

4. 水田用自動給水弁

この弁の作動も上述のコアンダ効果を利用したもので

* 三重県農林水産部耕地課課長
 ** 三重県伊勢耕地事務所

図3において制御口が開いているときノズルからの流れは上側の側壁に沿って出口流路(1)から流れ出し出口流路(2)には流れは存在しない。いま制御口を閉じると流れが切替って噴流は下側の壁に沿って流れ出口流路(2)より流出する。制御口を再び開けると流れは元の状態に戻り出口流路(1)より流体が流出する。自動給水弁はSSFDバルブ(図3)と自動給水弁(図4)及び水位検出器(図5)から構成されている。ここではSSFDバルブは入力信号を受け自動給水弁を操作するためのパイロット弁の状態を果している。SSFDバルブの供給口はコック⑯及びストレーナー⑭を通して自動給水弁取付部の本管に接続され、その出口流路(1)(2)はそれぞれ自動給水弁の上部チャンバ及び下部チャンバに接続されている。検出器は給水弁より10m以内の任意の水田内に固定する。田面水位が低いときフロートが下り検出口が開いているのでSSFDバルブ内の流れは下部チャンバ内に送り込まれその結果ダイヤフラムを押し上げバルブを開く。給水に

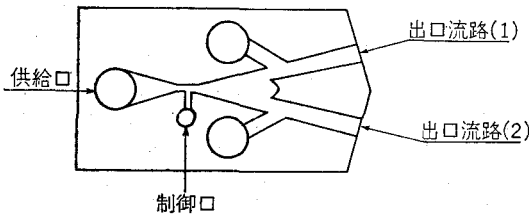
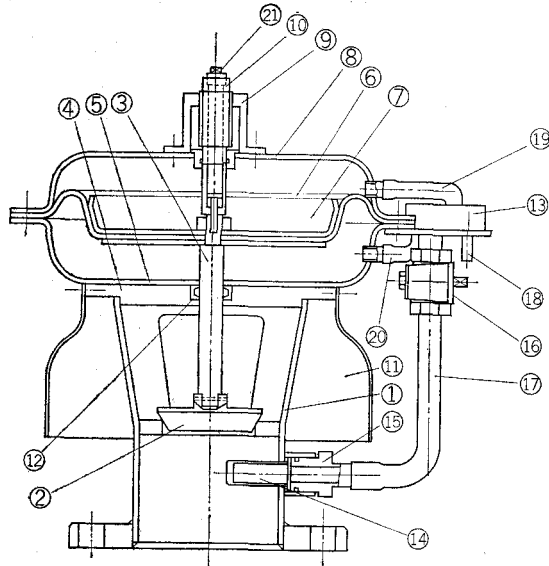


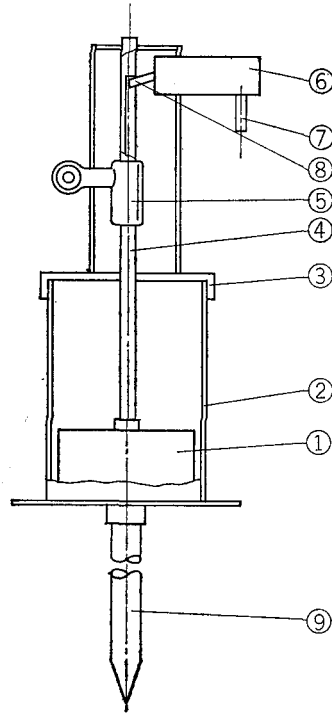
図3 SSFDバルブ



- | | | |
|------------|------------|----------|
| ① ボデー | ② ジスク | ③ ステム |
| ④ アッパープレート | ⑤ ローチャンバ | ⑥ ダイアフラム |
| ⑦ ダイアフラム受 | ⑧ アッパーチャンバ | ⑨ ヨーク |
| ⑩ ストッパー | ⑪ カバー | ⑫ オイルシール |
| ⑬ 流体素子 | ⑭ ストレーナー | ⑮ 止めタップ |
| ⑯ コック | ⑰ 供給管 | ⑱ 制御口 |
| ⑲ 出力口(1) | ⑳ 出力口(2) | ㉑ プラグ |

図4 自動給水弁

伴って水面が上昇するとフロートも上昇する。フロートが上限設定水位に達すると検出器のレバーが押し上げられて検出口を閉じる。このため、SSFDバルブ内の流れは出口流路(2)から出口流路(1)に切換えられ上部チャンバを加压する結果ステム③が下降し給水が停止する。再び水位が減少し下限設定水位に達するとレバーが押し下げられて検出口が開き直ちに給水動作が自動的に行なわれる。



- | | |
|-----------|-------|
| ① フロート | ⑥ 検出器 |
| ② ガード | ⑦ 検出口 |
| ③ キャップ | ⑧ レバー |
| ④ ロッド | ⑨ 杭 |
| ⑤ 水位設定ツマミ | |

図5 検出器

仕様

1. 作動流体圧力; 0.2~2 kg/cm²
2. 給水管口径; 100%
3. 弁作動方式; 正栓, オンオフ
4. 駆動部形式; ダイアフラム復動形
5. 給水量; 自動時 15m³/hr
手動時 100m³/hr
6. 接続方式; フランジ (J I S 10 k)
7. 手動装置; 手動開閉可
8. 検出方式; フロート形及SSFD直動形
9. 検出管距離; 10m以内
10. 水位調節範囲; 10~80%

11. 操作消費流量； $1.2 \ell / \text{min}$ ($0.2 \text{kg}/\text{cm}^2$ のとき)

5. 現地使用状況

水田用自動給水弁を46年5月14日に三重県度会郡小俣町松倉地内に設置し試験を行った。自動給水弁は仕様通り $0.2 \text{kg}/\text{cm}^2$ 以上の圧力で働き問題はなかったが、㉔検出機のプロートの底に土砂が溜り検出水深を狂わせた。㉕図5の中の㉖検出器のレバーの破損があった。㉗図4の㉘ストレーナーは今回は水質の関係で栽培期間中一度も掃除する事はなかったがもし期間中に掃除の必要がある時には元栓を閉じなければならず問題があった。

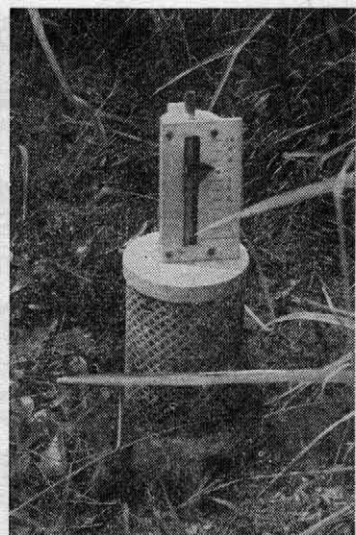
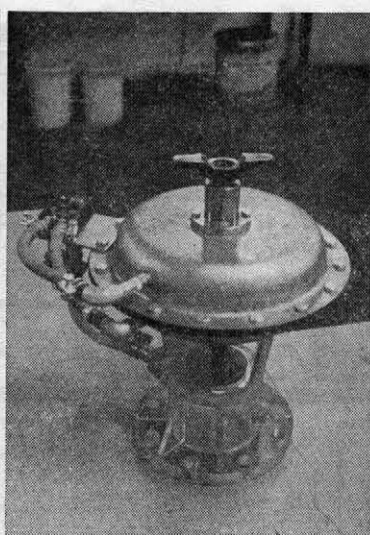
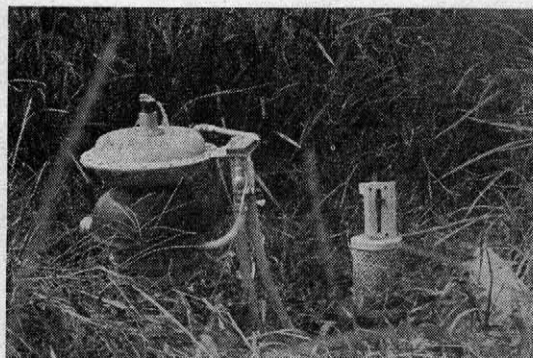
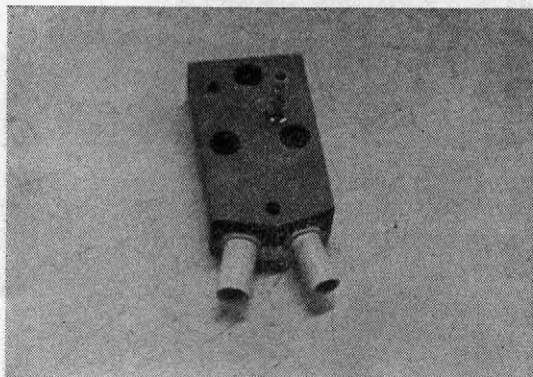
上記対策として㉔に対しては図5の㉙の如きリムを取付ける事により解消出来る。㉕に対して試作品の段階であったので取付にボンド等の接着剤を使用したけれど

も一体化に成型すれば良い。㉗に対しては立上り管に止水栓を取付ければ問題はないが給水栓の二重化と云う事で単価的には問題は残る。

代播用水時の自動化はかなりむつかしく本給水弁に於ても論議の的となったが結局代播時は1日程度で終了するものであり又その時には現地元も作業に出ているので手動式で充分間に合うという事になった。以上本年度は試験的段階であったので今後改良の余地は多分にあるが一応実用の目度はついた。最後に北村バルブKK各位の多大の協力で本現地テストを終えた事を感謝します。

引用文献 定水位自動給水弁作動原理及操作説明書
純流体切換弁(フルイデックス)原理とその応用

北村バルブKK



かんがい受益地の決定と面積の分類集計について

—かんがい計画技術のシステム化(1)—

伊 藤 光*

目 次

- | | |
|------------------------------|----------------------|
| 1. 目的と特徴……………(5) | コンピューターで行う方法……………(6) |
| 2. 「受益決定」と「分類集計」について……………(5) | 4. 実施例について……………(8) |
| 3. 「受益地決定」と「分類集計」をコンビ | 5. むすび……………(9) |

1. 目的と特長

ある地域について、かんがい計画を立てようとする場合、かんがいの対象となる農地の整理が必要である。用水が不足しているという理由だけで、かんがい計画を立てるわけにはいかない。かんがいの目的は、かんがいによって農地の条件を改良し、農業生産を増強させることにあるが、最終的な目標は、経済的な効果を目的としている。

したがって、かんがい計画を新しく樹立しようとする農地は、かんがいを必要とするだけでなく、他の立地条件、すなわち、農地の生産基盤全体にわたって経済的に整備することができ、ベイするところでなければならない。経済的に整備でき、将来にわたって農業を営みうる農地をブロック毎に判定し、原則としては、良好な条件のところだけについて、かんがい計画を行う必要がある。

しかし社会的条件は別にして、物理的条件だけから整理するとしても、これは簡単な業務ではない。

すなわち、ある小さな農地を考えても、人間の入社試験のようにいろいろな角度からその内容を調査しなければならない。傾斜はどうか、団地構成はどうか、区画の形状はどうか、土壌はどうか、耕作者は事業に賛成か、現況地目は何か、どういう土地利用がよいか、等を調査しなければならない。精度を上げるためには、できるだけ小さい面積毎に調査をすればよいが、作業上、おのずから限度がある。この小さな面積について、受益地採択の可否を判定し、それらを集合することによって、かんがい受益地の決定を行う。つまり、土地改良の対象農地を決定するのである。

従来は、ソロバンと人間の判断によってこれらの作業を行っていたが、これは多くの労力を要し、判別も不合理で主観がとまない、計画の進行に大きなさまげとなっていた。土地改良の調査計画の実務にたづさわって

たことのある人なら理解できると思われる。例えば、受益地を決定する場合、簡単に、傾斜は20°までとか、区画の大きさは20aまでとか、単一の条件であれば手作業でも簡単に選別ができる。しかし「区画が30a以上あれば傾斜は20°以上でもよいが畑でなければならない」とか、複合条件によって判別するとなると、大へんな作業であり、そのあとの集計も、確認も大へんである。

この作業をコンピューターで行うことによって作業の省力化を行い、計画をスピード化し、よりよいかんがい計画を立てようというのが、ここで紹介する「受益地の決定と集計の手法」である。

この手法の特徴は、要約すると、小さなブロック毎の調査内容をあらかじめ指示した受益面積決定条件によって可否を決定させ、現在、農林省が使用している土地改良計画書、および概要書の面積に関する表をすべて一括して集計表示させるから、受益面積決定条件によって選別された農地の性格が一括に確認、説明できることであり、不満足の場合は、受益面積決定条件を変更することによって、その変更に応じた面積表が作成されることにある。とくに、本手法は、きわめて実務的であり、そのまま農林省の業務に使用できると考えられる。

今回、計画業務のシステム化とスピード化の一環として、コンピューターによる「受益地の決定」と「分類集計」を試みたので、参考に紹介する。

2. 「受益決定」と「分類集計」について

大規模土地改良地区（国営クラス約3,000ha以上）の計画業務にさいして、とくに重要な役割を持っているにもかかわらず、必ずしも、その重要性について、十分な理解が行なわれていないものとして、受益地（面積）の決定業務と分類集計業務がある。

受益地（面積）の決定は、今後の農業経営に重要であるばかりでなく、ひいては土地改良事業の成否のカギとなるものである。受益地の決定にさいしては、土地に關するあらゆる角度から調査を実施し、総合的な判断の

* 九州農政局計画部技術課

とに決定されなければならない。この一つの手段として、受益地を決定した後、いろいろと分類集計して、あらゆる角度から検討を行なっている。

例えば、現在、農林省かんがい計画等で作成している分類集計表は30種以上に達する。

すなわち、対象とする地域内の農地について、各種の角度から基礎調査を実施すると共に、一方では、受益地決定の方針を樹立して、個々の農地について個別に受益地の判定を行い、「受益地と決定したもの」、および「受益地より除外したもの」を、各々一定の分類集計表の様式のとおり、分類集計することが、受益地の性格や内容の説明のさいに必要である。

大規模地区では、この業務は作業量がぼう大であるばかりでなく、総合的な判断力を必要とする。しかも、いろいろの理由によって、この業務は数回にわたってくりかえされるのが普通である。

業務としてはきわめて重要であり、しかも多くの労力を要するにもかかわらず、従来この種の業務は系統だてられず作業者の記憶や創意工夫による面が多かった。

農地を選別したり、分類集計する手法としては、

- ①従来どおり各種のメモ書式的で任意に作成した分類集計表によって行う方法
- ②パンチカード（会津調査事務所等で実施）による方法
- ③コンピューターによる方法

等がある。もちろん、対象地区の規模、複雑さ、等によって、その業務に合致した手法は選択すべきであり、また、受益地決定の方法や分類集計については、各地区の特殊性を加味して作成すべきであることは、もちろんであるが、ここでは、③のコンピューターによる方法を紹

介する。

3. 「受益地決定」と「分類集計」をコンピューターで行う方法

まず、調査地域の設定を行なう。この設定にあたっては、計画の対象となる、すなわち、受益地として予想さ

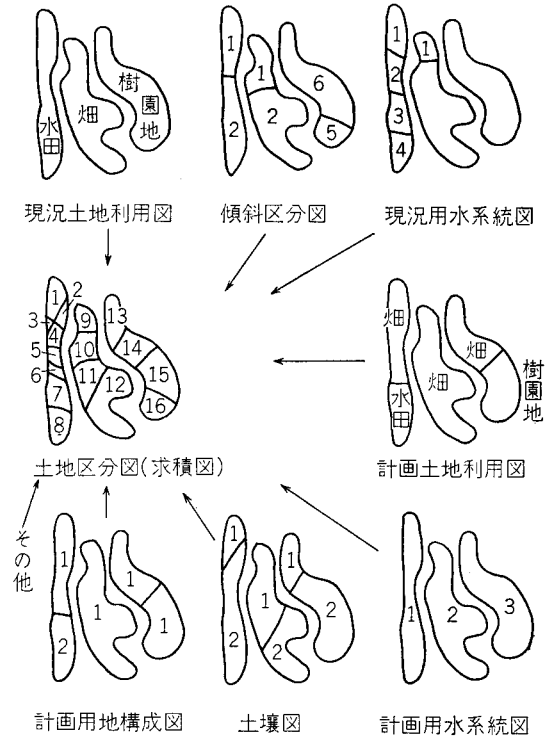
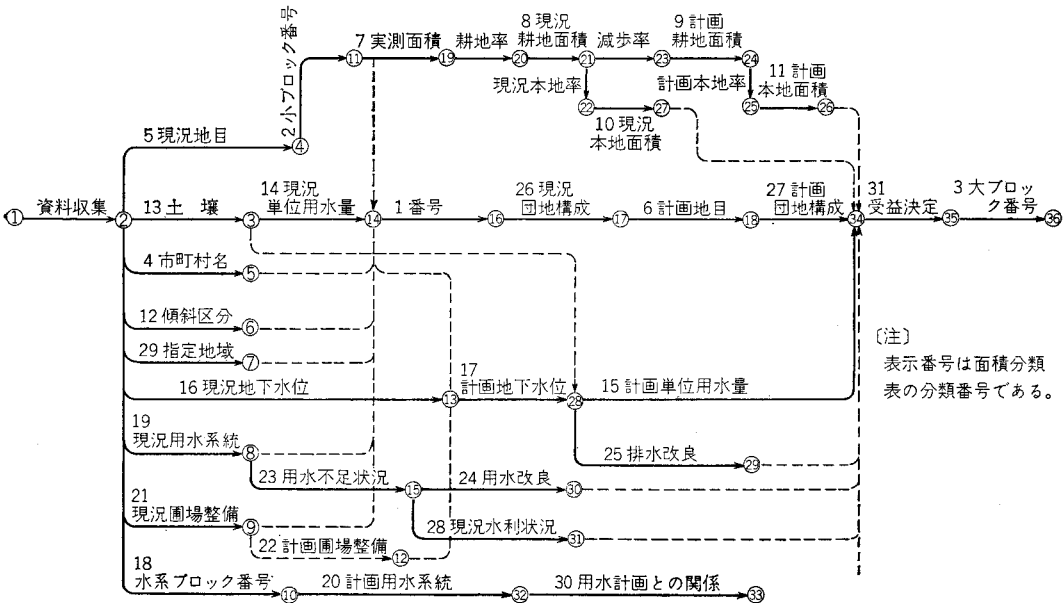


図-1 土地区分図作成模式図(例)



(注)
表示番号は面積分類表の分類番号である。

図-2 面積分類表作成の手順

表-1 面積分類表(1)

(地区) 昭和 年 月 日

分 類 番 号																																					
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚	①	②						
番	小	大	市	現	計	実	現	計	現	計	傾	土	現	計	現	計	水	現	計	現	計	用	用	排	現	計	現	指	用	受							
号	ブ	ブ	町	況	画	測	況	画	況	画	斜	壤	況	画	況	画	系	況	画	況	画	水	水	水	況	画	況	定	水	益							
(5)	(4)	(3)	(2)	(1)	(1)	(4)	(4)	(4)	(4)	(4)	(2)	(2)	(1)	(1)	(1)	(1)	(2)	(4)	(4)	(2)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(注)					
一																																					
一																																					
一																																					
一																																					
一																																					
一																																					
	一	連	一	一	一																																
	連	番																																			
	番	号																																			
	と	す																																			
	る																																				

(注) この場合、合計すると六十六桁である。
 ()内の数字は使用する数字の桁数である。
 受益決定指示に基づく

表-2 分類項目毎の区分表 (分類番号及び区分番号)

① 番 号 コンピューター用番号 ② 小ブロック番号 プラニメーター求積番号 ③ 大ブロック番号 小ブロック番号の同一なものについて集計 ④ 市町村名 1. 唐 津 市 2. 鎮 西 町 3. 呼 子 町 4. 玄 海 町 5. 肥 前 町 6. 北 波 多 村 ⑤ 現況地目 1. 水 田 2. 畑 地 3. 樹 園 地 4. 未 墾 地 5. そ の 他 ⑥ 計画地目 1. 水 田 2. 畑 地 3. 樹 園 地 4. そ の 他 ⑦ 実測面積 プラニメーターによる区測面積 ⑧ 現況耕地面積 実測面積×耕地率=現況耕地面積 ⑨ 計画耕地面積 現況耕地面積×減歩率=計画耕地面積 ⑩ 現況本地面積 現況耕地面積×現況本地率=現況本地面積 ⑪ 計画本地面積 計画耕地面積×計画本地率=計画本地面積 ⑫ 傾斜区分 水 田 畑 1. 1/1,000 ① ~ 3° 2. 1/1,000~1/100 ② 3°~ 8° 3. 1/100 ~1/20 ③ 8°~10° 4. 1/20~1/11.5 ④ 10°~15° 5. 1/11.5以上 ⑤ 15°~20°	⑬ 土 壤 1. 水田 1~51 ⑤-1に適用する。 2. 畑 1~14 ⑤-2, 3, 4に適用する。 ⑭ 現況単位用水量 1. (タイプ番号) 2. (°) ⑮ 計画単位用水量 1. (タイプ番号) 2. (°) ⑯ 現況地下水位 1. 高 2. 中 3. 低 ⑰ 計画地下水位 1. 高 2. 中 3. 低 ⑱ 水系ブロック番号 現況水系ブロック番号 (1 ~ 63) ⑲ 現況用水系統 A 1 ~ 15 ⑳ 計画用水系統 B ~ Z 幹線分水点 1 ~ 100未満 ㉑ 現況圃場整備 用排水路が完備 11. 10a未満 12. 10a~30a 13. 30a以上 14. 未整備で圃場整備可能地 15. ° ° ° 不可能地 (未墾地は空らんとする) ㉒ 計画圃場整備 1. 10a未満 2. 10a~30a	⑳ 30a以上 ㉓ 未整理 ㉔ 用水不足状況 1. 大 2. 中 3. 小 ㉕ 排水改良 1. 要 2. 不要 ㉖ 排水改良 1. 暗渠不要 2. 暗 渠 要 ㉗ 現況圃地構成 1. 圃地が20ha以上 2. ° 10ha以上~20ha未満 3. ° 10ha未満 ㉘ 計画圃地構成 1. 圃地が20ha以上 2. ° 10ha以上~20ha未満 3. ° 10ha未満 ㉙ 現況水利状況 1. 井 堰 2. 自然取水 3. 貯 水 池 4. 揚 水 池 5. そ の 他 ㉚ 地域指定 1. 農振地域 (市街化調整地域) 2. 市街化区域 3. 市町村の意志により除外するもの ㉛ 用水計画との関係 1. 用水計画に支障あるもの 調整池掛の水田 2. ° 圃場整備地区の上流 (同一水系)水田 3. ° 新設ダム下流水田 4. 用水計画に支障ないもの ㉜ 受 益 1. 本計画に採用したもの 2. 採用しないもの
--	---	---

れる地域は、すべて含まれるよう設定しなければならない。この調査地域について、現況地目、市町村、傾斜、土壌、単位用水量、地下水水位、現況用水系統、現況の圃場条件(区画)、用水不足状況、排水状況、団地構成、水利状況、指定地域、等の基礎調査を実施し、また、これらを参考にして土地利用計画、計画単位用水量、計画用水系統、計画の圃場区画、用水改良の要、不要、計画の団地構成、本計画との関連、等を地形図に表示する。おそらく、機械的に作成すれば、20枚以上の図面を作成することになる。これらを、すべて重ねあわせれば、網の目のように地域が区分される。(土地区分図作成模式図参照)トレーシングペーパーを現況土地利用図の上ののせて、トレースする。次に、傾斜区分図上ののせてトレースする。次々に、すべての図面をトレースすると、土地区分図ができあがる。すべての図面のトレースが終了した土地区分図は、これ以上、土地を分割しても意味がない。この一つの網の目は、実は前記で分類したものがすべて共通な用地である。この区分団地に番号をつけ、図一2の手順にしたがって、表一1の面積分類表に、表一2の分類項目毎の区分表に従って、番号で資料を作成する。この区分表は、上場地区の実施例であるが、その地区に適合した区分表を作成すればよい。すなわち、この小団地について、受益地決定の条件を照合して、受益地の適否を決定するのである。

一方、この小団地をプランメートし、一定の耕地率や減歩率を果すれば、現況面積や計画面積が算定でき、受益地として決定したものについて、農林省で定めている計画書や概要表の面積に関する一切の表が作成される。

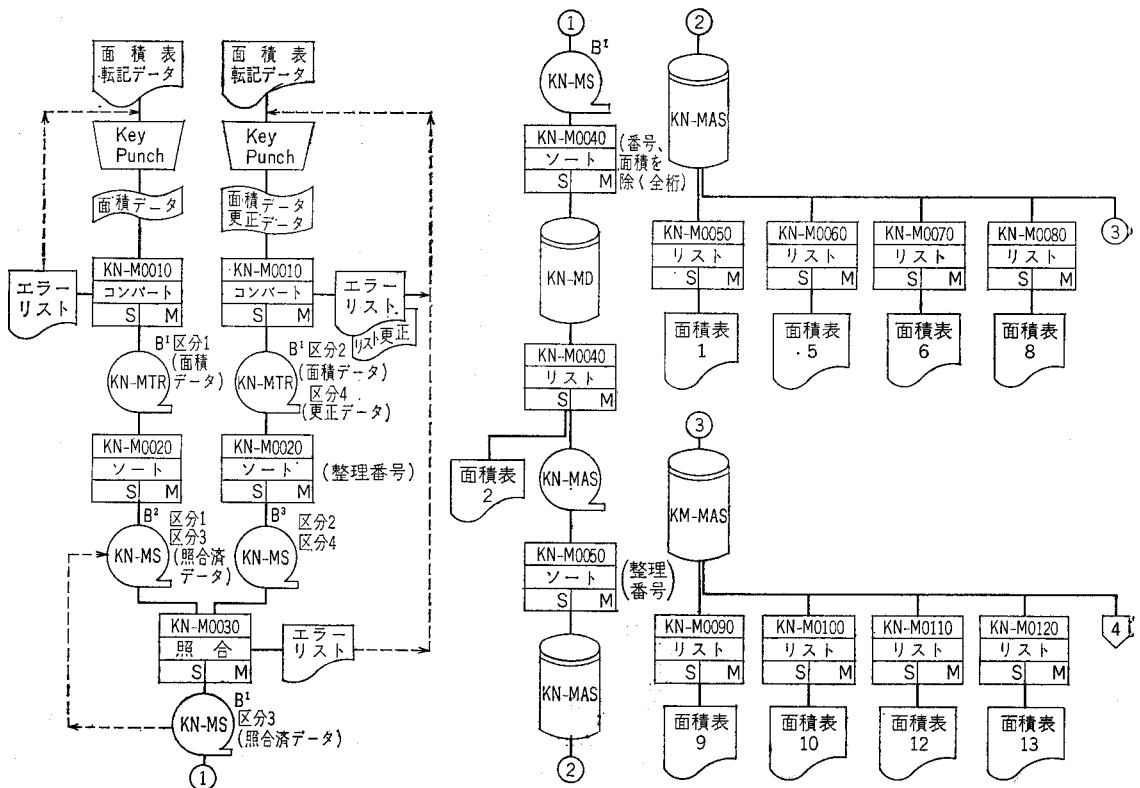
以上の作業を、コンピューターによって行うのである。

4. 実施例について

上場地区(佐賀県)のかんがい計画にさいしては、受益面積の決定が一つの大きな問題であった。最小団地が約9,000あり、これらについて一つ一つ受益地決定条件と照合し、受益地の判定を行うことは、きわめて多くの労力を要し、エラーが起り易いことが予想された。

また、判別終了後、分類集計を行うのであるが、受益地決定条件の変更が生じれば、再び、ふりだしにもどることになる。そこで、計画途上の変更を予想し、コンピューターによって、作業をすすめることにした。コンピューターを利用するために考えたのが、表一3の「面積分類集計表作成要領」である。

すなわち、一度資料を作成しておけば、「受益地決定条件」もデータとして処理できるから「受益地決定条件」の変更があっても、ただちにその条件に合致した受益地を決定し、20表余りの面積分類表をコンピューター



図一3 フローチャート

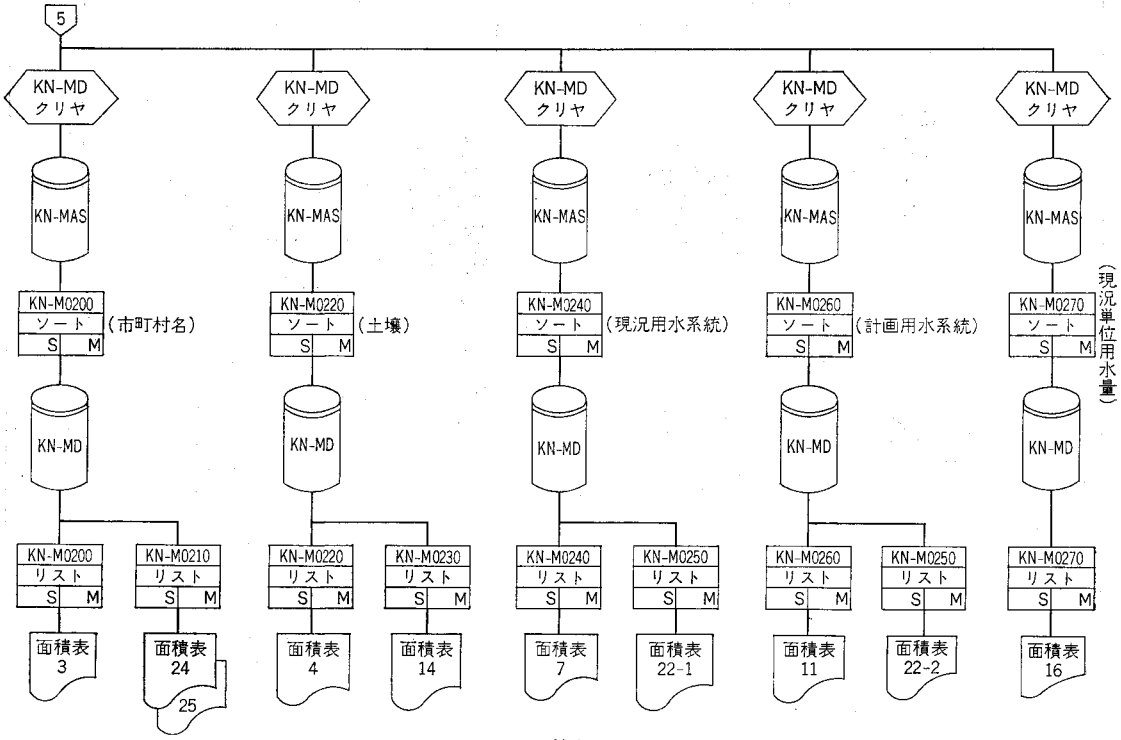
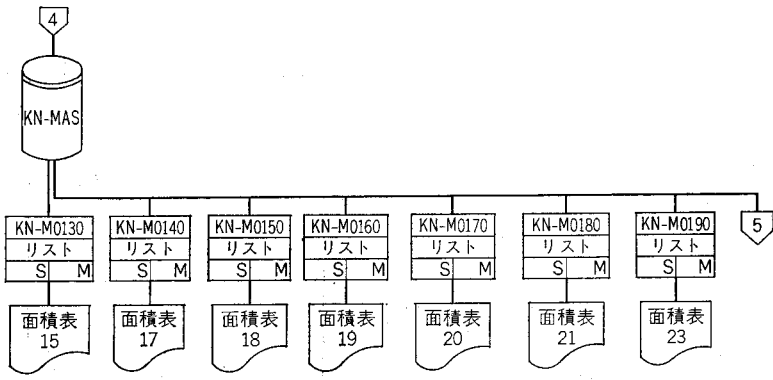


図-3の続き 1, 2

によって作成することができる。

参考のため、コンピューター利用のさいのプロチャート、およびコンピューターを利用する場合のデータ、および打出そうとする様式と結果を示した。表-4, 5, 6は、判別を行い計算し、集計するためのデータであり、表-7から29は、計算しようとする農林省の様式である。表-30は、その結果である。したがって、データを作成すれば、ここで示した程度の表は、自動的に面積を選別して集計できる。目下、菊池台地地区(熊本県)についても、この方法によって業務をすすめている。

5. むすび

業務に追まへられながらの発想であったから、不十

分な点も多い。今後、いろいろの形で応用範囲を広げていけば、非常に合理的な形に発展していくものと期待している。

この種の業務は、農林省としては、一般性のある業務であり、また、大へんな業務でもあるので、個人の方では進展しない。学術とも、技術とも、認めたがらない人々のいることも事実であり、きわめて、地味な業務であるので、組織的に合理化のための仕事として研究する必要がある。

本業務は、九州農政局計画部の業務として行ったものである。この業務に深い理解と御指導をいただいた佐藤技術課長、およびとりまとめに協力いただいた向井、神田両技官に対して、心から謝意を表したい。

表一 3 面積分類表作成要領

面積表作成要領

分類番号	分類項目	作成要領	用意すべき資料	面積表番号	面積表名称	作成要領	用意すべき資料	関係分類番号
1	整理番号	面積分類表の整理のための番号を表示する。最初から機械的に一連番号を表示する。	なし	1	面積分類表(1)	個々の詳細な作成要領は、別紙「面積分類表作成要領」のとおりであるが、これは必要に応じかつ、調査の完了しているものだけを記入する。 記入順序は、別紙「面積分類表作成の手順」とおりである。	耕地率、減歩率	全部
2	求積番号	すべての分類図が完成した後、面積を図測する最小のブロックであって、市町村、地目、ブロック等で区分すれば一連番号でなくよい。求積のための便宜的な番号である。	土地区分図				現況本地率、計画本地率(別表のとおりである)	
3	ブロック番号	配水計画等に使用する分類であって、小ブロックの集団である。	面積ブロック区分図	2	面積分類表(2)	分類番号1および2の番号③⑦⑧⑨⑩⑪以外の分類がすべて同じものを集合する。大ブロック番号は、一連番号であり、分類番号らんは前記の番号を列記する。分類番号の1は集合したものをすべて表示する。	面積分類表(1)	全部
4	市町村名	すべての市町村を番号で表示する。						
5	現況地目	現況地目を番号で表示する。	「現況土地利用図」					
6	計画地目	計画地目を番号で表示する。	「計画土地利用図」					
7	実測面積	1/10,000~1/1,000地形図等を図測したものであって、単位は0.1haまで表示する。これは、すべての土地分類図が完成した後、同じ分類ブロックで測定する。(分類番号7の実測面積)×(耕地率)であって、耕地率は現況地目、傾斜区分等によって、異なり各々指定して表示する。(0.1haまで表示、以下は四捨五入)	すべての土地分類を重ねた「土地区分図」					
8	現況耕地面積	(分類番号7の実測面積)×(耕地率)であって、耕地率は現況地目、傾斜区分等によって、異なり各々指定して表示する。(0.1haまで表示、以下は四捨五入)	耕地率表	3	地積表	分類番号8の現況耕地面積の集計であり、0.1haまで表示する。		4.5.8.31.
9	計画耕地面積	(分類番号8の現況耕地面積)×(減歩率)であって減歩率は現況地目、計画地目、傾斜区分等によって、異なるので各々指定して表示する。(0.1haまで表示、以下四捨五入)	減歩率表	4	土壌表	0のところは空白のままとする。以下同じである。分類番号5の地目毎に土壌を表示する。現況耕地面積で表示する。		5.8.13.31.
10	現況本地面積	(分類番号8の現況耕地面積)×(現況本地率)であって、畦畔面積を除いたものである。	現況本地率	5	傾斜区分表	水田以外は、度で表示する。		5.12.8.31.
11	計画本地面積	(分類番号9の計画耕地面積)×(計画本地率)であって、畦畔面積を除いたものである。	計画本地率	6	土地分類表	未墾地だけについて表示する。		8.12.5.31.
12	傾斜区分	現況が水田のもの、畑その他に2分して表示する。	傾斜区分図	7	現況用水系統別面積表	水田についてだけ表示する。(畑は一般にないがあれば畑も表示する。)		5.8.19.31.
13	土壌	現況が水田のもの、畑その他に2分して表示する。	土壌区分図	8	事業別面積表	事業目的は、かんがい1本とする。計画耕地面積で表示する。		5.6.9.31.
14	現況単位用水量	現況の水田、畑、樹園地について区分する。	現況単位用水量区分図(表)	9	土地利用区分表	現況面積と計画面積を対比する。		5.6.8.9.31
15	計画単位用水量	計画の水田、畑、樹園地について区分する。	計画単位用水量区分図(表)	10	級地別土地利用区分表	農用地造成のみ記入する。		5.6.12.9.31.
16	現況地下水位		現況地下水位区分図(表)	11	用水量表	用水系統は、数系統に統合して表示する。		20.9.6.31.
17	計画地下水位		計画地下水位区分図(表)	12	地目別面積表	計画面積で表示する。		5.6.9.31.
18	水系ブロック番号		水系ブロック図	13	計画事業目的別面積表	計画耕地面積で表示する。		6.9.25.22.5.31.
19	現況用水系統	一般には、水田について表示する。	現況用水系統図	14	土壌表	現況耕地面積で表示する。		5.8.13.16.31.
20	計画用水系統	分水番号を表示する。	計画用水系統図	15	圃場整備状況表	現況面積で表示する。		5.21.8.31.
21	現況圃場状態	現況の圃場状態について区分する。	現況圃場状態図	16	現況日減水深表	現況面積で表示する。		5.8.14.16.31.
22	計画圃場状態	計画の圃場状態について区分する。	計画圃場状態図	17	乾田化工種表	計画面積で表示する。		5.9.16.25.31.
23	用水不足状況	用水不足の実態を表示する。	用水不足状況図	18	圃場整備表	計画面積で表示する。		6.9.22.31.
24	用水改良計画	計画の水田と畑であって、用水改良の対象となるところと、対象とならないところを区分する。	用水改良地域区分図(表)	19	乾田化学計画表	現況面積と計画面積で表示する。		5.8.9.16.17.31.
25	排水改良計画	排水計画の対象となるところとならないところを区分する。	排水改良地域区分図(表)	20	受益面積表	現況面積で表示する。		5.6.8.24.31.
26	現況団地構成	水田、畑、樹園地、未墾地毎に団地構成を表示する。	現況団地構成図	21	地域面積と受益面積表	地域面積は、面積分類表(1)全部を集計する。 「受益面積採用基準表」に該当するものだけを集計する。		5.8.31.
27	計画団地構成	水田、畑、樹園地毎に団地構成を表示する。	計画団地構成図	22	用水系統別面積表	計画面積および現況面積で表示する。		18.19.20.5.6.14.15.8.9.31.
28	現況水利状況	現況水田について、井堰、揚水機、貯水池掛り等の表示をする。	水利状況図	23	受益面積採択説明表	現況面積で表示する。(計画面積で表示も可能)		6.12.27.5.30.31.23.24.29.31.
29	指定地域	農業地域か市街化区域等の表示(地区内、外)をする。		24	水田転換率算定表	現況面積で表示する。		4.5.6.8.31.
30	用水計画関係	受益地として入れる場合の理由の表示をする。		25	未墾率算定表	現況面積で表示する。		4.5.6.8.31.
31	受益決定	計画者の方針が必要であるのでケースバイケースで異なるが、今回は、「別表「受益決定指示」とおり決定する。		データ	受益決定指示耕地率表			

表-4 インプット(例) 耕地率表 (上場地区)

地目	耕地率	減歩率	現況本地率	計画本地率
水田	⑤-1 0.93	⑥-1 0.91	⑤-1 0.89	⑥-1 0.95
畑	⑤-2 0.96	⑥-2 0.93	⑤-2 0.91	⑥-2 0.97
樹園地	⑤-3 0.96	⑥-3 0.93	⑤-3 0.71	⑥-3 0.71
未墾地	⑤-4 (0.89)	⑥-2.3 (0.9)		

現況耕地率：実測面積に対する道水路敷を差引いた面積
 現況耕地面積：実測面積×現況耕地率
 減歩率：計画耕地面積/現況耕地面積
 計画耕地面積：現況耕地面積×減歩率
 現況本地率：現況耕地面積に対する本地率
 計画本地率：計画耕地面積に対する本地率
 現況本地面積：現況耕地面積×本地率
 計画本地面積：計画耕地面積×計画本地率
 未墾地：図測面積と現地との差(0.89)×造成率(0.9)
 =0.80(造成面積)

[注] 圃場整備をしないものは、減歩率は当然1.00とする。

上記の表は、面積分類表①の区分番号⑦の実測面積に表の係数を乗じて⑧現況耕地面積⑨計画耕地面積⑩現況本地面積⑪計画本地面積をコンピューターに計算させるためのデータである。

表-6 インプット(例) 面積分類表

(地区) 昭和 年 月 日

①	②	④	⑤	⑥	⑦	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚	㉛	㉜	㉝	㉞	㉟	㊱
番	小ブロック番号	市町村名	現況地目	計画地目	実測面積	傾斜区分	土壌	現況単位用水量	計画単位用水量	現況地下水位	計画地下水位	水系ブロック番号	現況用水系統	計画用水系統	現況圃場整備	計画圃場整備	用水不足状況	用水改良	排水改良	現況圃地構成	計画圃地構成	現況水利状況	指定地域	用水計画との関係						
6:5	1:0:0:1	2	1	1	4	4	6	1	1	3	3	6	2	2	4	4	2	2	1	3	3	5	1	4						
6:6	1:0:0:2	2	3	3	7	4	1	1	1	3	3	6	2	9	0:5:6	2:4	3	2	1	1	3	1	3	1	4					
6:7	1:0:0:3	2	1	1	4	4	1	1	1	3	3	6	2	9	0:8:5	2:4	3	1	1	1	3	1	5	1	4					
6:8	1:0:0:4	2	1	1	1	3	1	1	1	3	3	6	2	9	0:8:5	2:4	3	1	1	1	1	1	3	1	4					
6:9	1:0:0:5	2	1	1	1	3	2	1	1	1	3	3	6	2	9	0:8:5	2:4	3	1	1	1	1	1	3	1	4				
7:0	1:0:0:6	2	1	1	1	1	2	1	1	1	3	3	6	2	9	0:8:5	2:4	3	1	1	1	1	1	5	1	4				
7:1	1:0:0:7	2	1	1	1	0:8	3	1	1	1	3	3	6	2	9	0:8:5	2:4	3	1	1	1	1	1	3	1	4				
7:2	1:0:0:8	2	1	1	1	3	2	1	1	1	3	3	6	2	9	0:8:5	2:4	3	1	1	1	1	1	2	1	4				
7:3	1:0:0:9	2	2	2	5	4	3	1	1	1	3	3	6	2	9	0:5:2	2:4	3	1	1	1	1	1	3	1	4				
7:4	1:0:1:0	2	2	2	2	6	3	1	1	1	3	3	6	2	9	0:5:2	2:4	3	1	1	1	1	1	3	1	4				
7:5	1:0:1:1	2	2	2	3	3	3	1	1	1	3	3	6	2	9	0:5:2	2:4	3	1	1	1	1	1	3	1	4				
7:6	1:0:1:2	2	2	2	1	3	3	6	1	1	3	3	6	2	9	0:5:2	2:4	3	1	1	1	1	1	5	1	4				
7:7	1:0:1:3	2	2	2	6	4	1	1	1	1	3	3	6	2	9	0:5:2	2:4	3	1	1	1	1	1	5	1	4				
7:8	1:0:1:4	2	1	2	2	8	2	1	1	1	3	3	6	2	9	0:5:2	2:4	3	1	1	1	1	1	2	1	4				
7:9	1:0:1:5	2	1	2	5	3	1	1	1	1	3	3	6	2	9	0:5:2	2:4	3	1	1	1	1	1	3	1	4				
8:0	1:0:1:6	2	1	3	4	3	1	1	1	1	3	3	6	2	9	0:5:2	2:4	3	1	1	1	1	1	5	1	4				
8:1	1:0:1:7	2	1	1	2	3	1	1	1	1	3	3	6	2	9	0:8:6	2:4	3	2	1	1	1	1	3	1	4				

表-7 面積表 3
地積表 (地区) (年 月現在) (計画書第1表)

現況地目 市町村④	⑤-1 田	⑤-2 畑	⑤-3 樹園地	⑤-4 未墾地	⑤-5 その他	計	備考
④-1							
④-2							
④-3			⑧				
④-4			⑩-1				
④-5							
④-6							
計							

(注) ○内は分類番号では他は区分番号を示す。

表-8 面積表 4
土壤表 (地区) (計画書第3表-1-2)

項目 土壤名⑬	土壤統(区)区分一覧表										面積 備考	
	土壤断面											
	色	腐植層	礫層	酸化沈着物	土性				泥炭層 黒泥層 および グレイ層	推積様式		母材
					表土 (一層)	下層 (二層)	層 (三層)	土 ...				
⑤-1												
2と3												
4											⑩-1 8	

表-9 傾斜区分表 (概要表用) 面積表 5
(地区) (計画書 第3表-1-1)

地目	⑤-1 田					⑤-2.3.4.5 畑.その他					計	備考	
傾斜 ⑫ 区分	⑫-1 1/1,000	⑫-2 1/1,000 ~1/100	⑫-3 1/100 ~1/20	⑫-4 1/20 ~1/11.5	⑫-5 1/11.5 以上	計	⑫-1 3°以下	⑫-2 3°~8°	⑫-3.4 8°~15°	⑫-5 15°~20°	⑫-6.7.8 9. 10 20°以上	計	備考
⑤-1 水田													
⑤-2 普通畑						⑧							
⑤-3 樹園地						⑩-1							
⑤-4 未墾地													
⑤-5 その他													
計													

表-10 土地分類表 (地区) (計画書 第3表-2) 面積表 6

面積 級地別	農用地造成 ⑤-4										備考		
	一級地 ⑫-1	二級地 ⑫-2	三級地		四級地					計			
			8°~10° ⑫-3	10°~15° ⑫-4	15°~20° ⑫-5	20°~25° ⑫-6	25°~30° ⑫-7	30°~35° ⑫-8	35°~40° ⑫-9			40°以上 ⑫-10	
⑧													
													⑩-1

表-11 現況用水系統別面積表

面積表 7
(計画書 表4-3-1)

現況用水 系統名 ⑬	かんがい 面積 ⑧
	⑤-1 ⑳-1
計	

表-12 事業別面積表

面積表 8
(計画書 7表)

事業名 土地利用 区分	⑤ - 1. 2. 3					⑤ - 4				計	田	輪換 耕地	普通畑	...	計	備考
	⑥-1	⑥-2	⑥-3	⑥-4	計	田 ⑥-1	普通畑 ⑥-2	果樹園 ⑥-3	その他 ⑥-4							
					⑨ ㉑-1											

表-13

面積表 9
(計画書 第8表-1)

表-14
級地別土地利用区分表

面積表 10
(計画書 第8表-5)

事業名	項目	水田	畑	樹園地	未墾地	その他	計	農用地造成					
								一級地	二級地	三級地	四級地	計	
用水改良	現況	⑤-1 ⑥-1 ⑧	⑤-2 ⑥-1 ⑧	⑤-3 ⑥-1 ⑧	⑤-4 ⑥-1 ⑧	⑤-5 ⑥-1 ⑧		⑥-1 田	⑫-1	2	3.4	5.6.7 8.9.10	
	計画	⑥-1 ⑨								⑨		㉑ - 1	
畑地 かんがい	現況	⑤-1 ⑥-2.3.4	⑤-2 ⑥-2.3.4	⑤-3 ⑥-2.3.4	⑤-4 ⑥-2.3.4	⑤-5 ⑥-2.3.4							
	計画		⑤-2 ⑥-2	⑤-3 ⑥-3				⑤-4 農地	⑥-2 (普通畑)				
								⑥-3 (果樹園)					
								⑥-4 (○○○)					
合計													

表-15 用水量表

面積表 11 (計画書 第9表-1)

項目 系統名	種別	⑥-1 水田かんがい			⑥-2.3.4 畑地かんがい			田 畑 輪 換					消費 水量	損 失 率	粗用水量		備 考	
		普通期	しろかき	面 積	1日当 り計画 平均か ん水深	平均 間断 日数	面 積	水田かんがい			畑地かんがい				平 均	最 大		
		計画平 均単位 用水量	計画しろ かき単位 用水量					普通期 計画平 均単位 用水量	しろかき 期計画 単位用 水量	面 積	1日当り 計画平 均か ん水深	平均 間断 日数						面 積
		ha	mm/day	mm	ha	mm/day	日	ha	mm/day	mm	ha	mm/day			日	ha		m ³ /s
⑳	㉑			㉑														
							㉓-1											

表-16 地目別面積表

面積表 12
(地区) 概要表

現 況	⑥-1 水 田	⑥-2 普通畑	⑥-3 樹園地	⑥-4 その他	小 計
⑤-1 水 田	㉑				
⑤-2 普通畑		㉑	1		
⑤-3 樹園地					
⑤-4 山林原野					
⑤-5 その他					
計画総面積					

表-17 計画事業目的別面積表

面積表 13
(地区) 概要表

事業	⑥-1 水 田	⑥-2 普通畑	⑥-3 樹園地	⑥-4 その他	計
③①-1 計画総面積	㉑	㉑	㉑	㉑	
③①-1 用水改良	㉑	-	-	-	
③①-1 ②⑤-2 暗渠排水	㉑	㉑	㉑	㉑	
③①-1 ②②-1 区画整理	㉑	㉑	㉑	㉑	
③①-1 ⑤-1 開 畑	-	㉑	㉑	-	
③①-1 ⑤-4 開 拓	-	㉑	㉑	-	

表-18 土 壤 表

(地区) 概要表 面積表 14

	⑬-1	⑬-2	⑬-3	⑬-4	⑬-5	⑬-6	⑬-7	⑬-8	計
⑤-1 水田	⑧								
⑤-1 水田									
⑤-1 水田				㉑	1				
⑤-2 普通畑									
⑤-3 樹園地									
⑤-4 末墾地									
その他									

表-27 受益面積採択説明表

面積表 23

区 分		(共 通)	水 田	畑	樹 園 地	未 墾 地	計
1	現況地域総面積	計算説明	㉓-1.2 ⑧	⑤-1	⑤-2	⑤-3	⑤-4
2	受益面積採択基準の範囲内にあるもの		㉓-1 ⑧	⑤-1 ⑥-1 ⑫-1.2.3 ㉔-1	⑤-2 ⑥-2.3 ⑫-1.2.3.4 ㉔-1	⑤-3 ⑥-2.3 ⑫-1.2.3.4 ㉔-1	⑤-4 ⑥-2.3 ⑫-1.2.3.4 ㉔-1
3	基準に準ずるもの		㉓-1 ⑧	⑤-1 ⑥-1 ⑫-4 } or ⑫-1.3 ㉔-1.2 } or ㉔-2	⑤-2 ⑥-2.3 ⑫-5.6or ㉔-2	⑤-3 ⑥-2.3 ⑫-5.6or ㉔-2	⑤-4 ⑥-2.3 ⑫-5.6or ㉔-2
4	水田転換		㉓-1 ⑧		⑤-1 ⑥-2	⑤-1 ⑥-3	
5	用水計画に上支障あるもの		㉓-1 ⑧	⑤-1 ⑥-1 ⑩-1.2.3 ⑫-5 } or ⑫-1.3.4 ㉔-1.2.3 } or ㉔-3			
6	受益面積	2+3+5					
7	(水田→畑)	4					
8	受益面積(計)	2+3+4+5					
9	受益面積採択基準外にあるもの		㉓-2 ⑧ ㉔-1 ㉔-1	⑤-1	⑤-2	⑤-3	⑤-4
10	用水不足がなく地元 の意志で除外したもの		㉓-2 ⑧ ㉔-1.3 ㉔-2	⑤-1	⑤-2	⑤-3	⑤-4
11	市街化区域等に入るもの		㉓-2 ⑧ ㉔-3 } or ㉔-2 ㉔-1 } or ㉔-1.2		⑤-2	⑤-3	⑤-4
12	除外面積(計)		㉓-2 ⑧	⑤-1	⑤-2	⑤-3	⑤-4

表-28 水田転換率算定表

転換率 面積表 24

市町村名	地域水田	受益面積	除外面積	水田→畑	水田→水田	水田→畑 受益面積
④-1	㉓-1.2	㉓-1 ⑤-1	㉓-2	⑤-1	⑤-1	%
2	⑤-1	⑧	⑤-1	⑥-2.3	⑥-1	
3	⑧		⑧	⑧	⑧	
・				㉓-1	㉓-1	
・						
・						
計						

表-29 未墾地率算定表

面積表 25

市町村名	総受益面積	未墾地→畑	水田→畑	未墾地率
④-1	㉓-1	⑤-4	⑤-1	
2	⑥-1.2.3	⑥-2.3	⑥-2.3	
3	⑧	⑧	⑧	
○		㉓-1	㉓-1	
○				
○				
○				
計				

$$\text{未墾地率} = \frac{\text{未墾地} + (\text{水田} \rightarrow \text{畑})}{\text{総受益面積}}$$

表-30 アウトプット (例)

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキヒョウ 1 ***DATE S.46.6.2 PAGE 1-3
ウワバチク (メンセキ プンルイ ヒョウ 1)

B-No.1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
00055	4008	1462	03	1	2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	03	06	2	1	2	3	01	A002	K050	24	3	1	1	2	2	1	5	1	4	1
00056	4009	1461	03	1	2	2.8	2.6	2.4	2.3	2.3	03	06	2	1	2	3	01	A002	K050	24	3	1	1	2	2	1	3	1	4	1
00057	4010	1462	03	1	2	1.7	1.6	1.5	1.4	1.5	03	06	2	1	2	3	01	A002	K050	24	3	1	1	2	2	1	5	1	4	1
00058	4011	1462	03	1	2	0.6	0.6	0.6	0.5	0.6	03	06	2	1	2	3	01	A002	K050	24	3	1	1	2	2	1	5	1	4	1
00059	4012	1462	03	1	2	3.5	3.3	3.1	2.9	3.0	03	06	2	1	2	3	01	A002	K050	24	3	1	1	2	2	1	5	1	4	1
00060	4013	1462	03	1	2	0.9	0.8	0.7	0.7	0.7	03	06	2	1	2	3	01	A002	K050	24	3	1	1	2	2	1	5	1	4	1
00061	4014	1460	03	1	2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	03	06	2	1	2	3	01	A002	K050	24	3	1	1	2	2	1	2	1	4	1

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 2 ***DATE S.46.6.2 PAGE 2-1
ウワバチク (メンセキ プンルイ ヒョウ 2)

G-BLOCK NO. 0001.

02258 02260 02261

B-No.	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	
01	1	1	15.6	14.5	14.5	12.9	13.8	01	01	1	1	3	3	59	A009	A00024	4	1	2	1	2	3	3	1	4	2			

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキヒョウ 3 ***DATE S.46.5.30 PAGE 3
ウワバチク (チセキ ヒョウ)

シチョウソンメイ	スイデン	ハタケ	ジュエンチ	ミコンチ	ソノタ	ゴウケイ
01	506.7	302.9	280.6	433.5	0.0	1523.7
02	304.4	334.9	315.9	333.8	0.0	1289.0
03	27.8	146.0	10.1	28.8	0.0	212.7
04	233.9	288.4	270.5	85.0	0.0	877.8
05	287.7	501.2	196.6	432.9	0.0	1418.4
06	88.0	3.2	28.4	29.2	0.0	148.8
ゴウケイ	1448.5	1576.6	1102.1	1343.2	0.0	5470.4

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 4 ***DATE S.46.5.30 PAGE 4-1
ウワバチク (ドジョウ ヒョウ)

* スイデン	* スイデン *	メンセキ
01		308.0
02		221.4
03		89.1
04		98.0
05		46.6
06		479.6
07		67.8
08		138.0
シヨウケイ		1448.5

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 5 ***DATE S.46.5.30 PAGE 5
ウワバチク (ケイシャクブン ヒョウ)

ケイシャクブン	1/1000	-1/100	-1/20	1/11.5	イジョウ	ゴウケイ
スイデン	2.0	290.6	723.8	314.4	117.7	1448.5
	0°-3°	3°-8°	8°-15°	15°-20°	20°イジョウ	ゴウケイ
ハタケ	33.3	1180.4	362.9	0.0	0.0	1576.6
ジュエンチ	0.0	439.0	663.1	0.0	0.0	1102.1
ミコンチ	0.0	246.0	1097.2	0.0	0.0	1343.2
ソノタ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ゴウケイ	33.3	1865.4	2123.2	0.0	0.0	4021.9

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 6 ***DATE S.46.5.30 PAGE 6
ウワバチク (トチブンルイヒョウ)

0°-3°	3°-8°	8°-10°	10°-15°	15°-20°	20°-25°	25°-30°	30°-35°	35°-40°	40°イジョウ	ゴウケイ
0.0	246.0	551.6	545.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1343.2

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 7 ***DATE S.46.5.30 PAGE 7-1
ウワバチク (ゲンキョウヨウスイケイウベツメンセキヒョウ)

ヨウスイケイトウメイ	カンガイメンセキ
A-001	188.1
A-002	431.7
A-003	219.9
A-004	109.3
A-005	278.1
A-006	24.6
A-007	142.5
A-008	2.7
A-009	51.6

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 8 ***DATE S.46.5.30 PAGE 8
ウワバチク (ジギョウベツメンセキヒョウ)

スイデン	ハタケ	ジュエンチ	ソノタ	コウチケイ	スイデン	ハタケ	ジュエンチ	ソノタ	ミコンチケイ	ゴイケイ
546.8	1999.9	1298.7	0.0	3845.4	0.0	883.0	327.0	0.0	1210.0	5055.4

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 9 ***DATE S.46.5.30 PAGE 9
ウワバチク (トチリョウクブンヒョウ)

コウモクジギョウメイ	スイデン	ハタケ	ジュエンチ	ミコンチ	ソノタ	ゴウケイ
ヨウスイケイリョウ	601.1					
ゲンキョウ	546.8	0.3	0.0	0.0	0.0	601.4
ケイカク		0.0	0.0	0.0	0.0	546.8
ハタチカンガイ						
ゲンキョウ	847.4	1576.3	1102.1	1343.2	0.0	4869.0
ケイカク	0.0	1168.1	795.7	0.0	0.0	1963.8

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 10 ***DATE S.46.5.30 PAGE 10
ウワバチク (キユウチベツトチリョウクブンヒョウ)

クブン	1キユウチ	2キユウチ	3キユウチ	4キユウチ	ゴウケイ
スイデン	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ハタケ	0.0	218.3	664.7	0.0	883.0
ジュエンチ	0.0	3.3	323.7	0.0	327.0
ミコンチ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ゴウケイ	0.0	221.6	988.4	0.0	1210.0

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 11 ***DATE S.46.5.30 PAGE 11-1
ウワバチク (ヨウスイリョウヒョウ)

ケイトウメイ	ソウメンセキ	スイデン カンガイメンセキ	ハタチ カンガイメンセキ
A-000	3.0	0.0	3.0
B-001	2.5	0.0	2.5
B-002	13.7	0.0	13.7
B-020	27.0	0.0	27.0
C-094	1.0	1.0	0.0
C-003	38.7	3.7	35.0
C-004	15.4	0.0	15.4
C-005	33.6	0.0	33.6
C-006	0.2	0.0	0.2
C-007	26.7	0.0	26.7
C-008	14.4	0.0	14.4
C-009	33.4	0.0	33.4
C-010	0.2	0.0	0.2

ケイカクチモク ゲンキョウチモク	スイデン	フツウハタ	ジュエンチ	ソノタ	ゴウケイ
スイデン	546.5	594.2	199.2	0.0	1339.9
ハタケ	0.3	1168.1	303.8	0.0	1472.2
ジュエンチ	0.0	237.6	795.7	0.0	1033.3
ミコンチ	0.0	883.0	327.0	0.0	1210.0
ソノタ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ゴウケイ	546.8	2882.9	1625.7	0.0	5055.4

ケイカクチモク ジギョウ	スイデン	ハタケ	ジュエンチ	ソノタ	ゴウケイ
ケイカクソウメンセキ	546.8	2882.9	1625.7	0.0	5055.4
ヨウスイカイリョウ	546.8	0.0	0.0	0.0	546.8
ハタケ カンガイ	0.0	2779.7	1224.6	0.0	4004.3
アンキョ ハイスイ	139.4	137.8	54.4	0.0	331.6
クカク セイリ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
カイハタ	0.0	594.2	199.2	0.0	793.4
カイタク	0.0	883.0	327.0	0.0	1210.0

ドジョウメイ	カンデン	ハンシツデン	シツデン	ハタケ	ジュエンチ	ミコンチ	ソノタ
00	0.0	0.0	0.0	1.1	0.0	0.0	0.0
01	242.9	65.1	0.0	379.9	131.2	223.4	0.0
02	213.4	8.0	0.0	50.0	38.4	11.6	0.0
03	69.9	19.2	0.0	137.6	193.6	81.4	0.0
04	90.6	7.4	0.0	985.0	650.8	978.1	0.0
05	36.4	10.2	0.0	00.0	0.0	3.0	0.0
06	260.7	218.9	0.0	19.0	11.1	16.5	0.0
07	49.6	18.2	0.0	0.7	15.4	0.0	0.0
08	126.8	11.2	0.0	0.1	16.5	0.0	0.0
09	0.0	0.0	0.0	73.2	45.1	29.2	0.0
ゴウケイ	1090.3	358.2	0.0	1576.6	1102.1	1343.2	0.0

クブン	スイデン	ハタチ	ジュエンチ	ゴウケイ
ヨウハイスイカンビ	0			
10A ミマン	0.0	0.0	0.0	0.0
10A-30A	0.0	0.0	0.0	0.0
30Aイジョウ	0.0	20.9	0.0	20.9
ショウケイ	0.0	20.9	0.0	20.9
ヨウハイスイ フビ			0.0	
10A ミマン	0.0	0.0	0.0	0.0
10A-30A	0.0	0.0	0.0	0.0
30Aイジョウ	0.0	0.0	0.0	0.0
ショウケイ	0.0	0.0	0.0	0.0
ケイ	0.0	20.9	0.0	20.9
ミセイビ	1448.5	1555.7	1102.1	4106.3
ゴウケイ	1448.5	1576.6	1102.1	4127.2

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 16
 ***DATE S. 46.5.30 PAGE 16-1
 ウワバチク (ゲンキョウ ニチゲン スイシン ヒョウ)

ドジョウタイプ	ソウ メンセキ	シ ツ デン
01	1090.3	0.0
02	358.2	358.2

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 17
 ***DATE S. 46.5.30 PAGE 17
 ウワバチク (カンデン カ コウシュ ヒョウ)

クブンジコウ	ガイトウメンセキ	ア ン キ ョ
シ ツ デ ン	0.0	0.0
ハンシツデン	330.9	330.9
ゴ ウ ケ イ	330.9	330.9

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 18 ***DATE S. 46.5.30 PAGE 18
 ウワバチク (ホ ジョウセイビ ヒョウ)

チ モ ク	ミ セ イ リ	10A イ カ	10A-30A	30Aイジョウ	ゴ ウ ケ イ
ス イ デ ン	0.0	0.0	0.0	546.5	546.5
ハ タ ケ	0.0	0.0	0.0	2881.9	2881.9
ジュエンチ	0.0	0.0	0.0	1625.7	1625.7
ゴ ウ ケ イ	0.0	0.0	0.0	5054.1	5054.1

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 19 ***DATE S. 46.5.30 PAGE 19
 ウワバチク (カンデン カ ケイカク ヒョウ)

ゲンキョウ	シ ツ デ ン	ハンシツデン	カ ン デ ン	ゴ ウ ケ イ
メ ン セ キ	0.0	358.2	1090.3	1448.5
ビ リ ツ	0.0%	24.7%	75.3%	100.0%

ケイカク

メ ン セ キ	0.0	0.0	546.8	546.8
ビ リ ツ	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 20 ***DATE S. 46.5.30 PAGE 20
 ウワバチク (ジュエキ メンセキ ヒョウ)

ゲンキョウ ケイカク	スイデン	ハ タ ケ	ジュエンチ	ミコンチ	ソ ノ タ	ゴウケイ
ヨウスイ カンリョウ	1448.5	1574.3	566.0	1343.2	0.0	4932.0
ハイスイ カンリョウ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
カイ デ ン	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
カイ ハ タ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ハタチ カンガイ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ゴ ウ ケ イ	1448.5	1574.3	566.0	1343.2	0.0	4932.0

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 21 ***DATE S. 46.5.30 PAGE 21
 ウワバチク (チエキ ジュエキ メンセキ ヒョウ)
 ゲンキョウ チモク

	スイデン	ハ タ ケ	ジュエンチ	ショウケイ	カ イ タ ク	ゴウケイ
チエキ ゼンメンセキ	3677.7	2129.7	2237.7	8045.1	1660.9	9706.0
ジュエキ メンセキ	1448.5	1576.6	1102.1	4127.2	1343.2	5470.4
ジョガイ メンセキ	2229.2	553.1	1135.6	3917.9	317.7	4235.6

***キユウ シュウ ノウセイキョク メンセキ ヒョウ 22 ***DATE S. 46.5.30 PAGE 22-1
 ウワバチク (ヨウスイ ケイトウバツ メンセキ ヒョウ)

ヨウスイ ケイトウ	ヨウスイリョウ 1	ヨウスイリョウ 2	ゴ ウ ケ イ
A-001	102.0	86.1	188.1
A-002	352.9	78.8	431.7
A-003	148.9	71.0	219.9
A-004	54.6	54.7	109.3
A-005	229.4	48.7	278.1
A-006	24.6	0.0	24.6
A-007	136.1	6.4	142.5
A-008	2.7	0.0	2.7
A-009	39.1	12.5	51.6

ヨウスイ ケイトウ	ヨウスイリヨウ 1	ヨウスイリヨウ 2	ゴウケイ
B-094	1.0	0.0	1.0
C-003	3.7	0.0	3.7
C-014	2.8	0.0	2.8
C-069	8.3	0.0	8.3
C-070	83.0	0.0	83.0
C-096	11.4	0.0	11.4
E-071	23.6	0.0	23.6
E-072	18.1	0.0	18.1
G-073	13.3	0.0	13.3
G-074	14.1	0.0	14.1
G-079	1.5	0.0	1.5
G-092	2.6	0.0	2.6
G-093	63.7	0.0	63.7
H-077	20.9	0.0	20.9
H-080	12.1	0.0	12.1
H-081	11.9	0.0	11.9
I-059	1.0	0.0	1.0
I-083	4.7	0.0	4.7
I-084	48.0	0.0	48.0
J-055	3.5	0.0	3.5
J-082	26.8	0.0	26.8
J-085	32.4	0.0	32.4
K-086	26.8	0.0	26.8
K-087	15.4	0.0	15.4
L-034	1.1	0.0	1.1
L-090	17.7	0.0	17.7
L-091	6.0	0.0	6.0

ヨウスイ ケイトウ	ヨウスイリヨウ 1	ヨウスイリヨウ 2	ゴウケイ
M-028	3.8	0.0	3.8
M-075	5.6	0.0	5.6
M-076	4.7	0.0	4.7
M-078	2.9	0.0	2.9
M-089	33.6	0.0	33.6
M-095	20.5	0.0	20.5

クブン	スイデン	ハタケ	ジュエンチ	ミコンチ	ゴウケイ
01	3677.7	2129.7	2237.7	1660.9	9706.0
02	527.3	1276.6	1080.9	1154.9	4039.7
03	187.0	345.2	668.9	506.0	1707.1
04	0.0	727.1	315.4	0.0	1042.5
05	3.3	0.0	0.0	0.0	3.3
06	717.6	1621.8	1749.8	1660.9	5750.1
07	0.0	727.1	315.4	0.0	1042.5
08	717.6	2348.9	2065.2	1660.9	6792.6
09	5.1	362.4	316.4	0.0	683.9
10	1615.5	0.0	0.0	0.0	1615.5
11	300.0	144.9	27.9	0.0	472.8
12	1920.6	507.9	487.9	0.0	2916.4

シチヨウソクメイ	スイデン	ジュエキ	ジョガイ	タータン	タータ	テンカンリツ	ソウジュエキ	カイハタ	ターハタ	ミコンチリツ
01	1292.0	506.7	785.3	228.3	278.4	45.1	1523.7	433.5	228.3	43.4
02	538.8	304.4	234.4	186.2	118.2	61.2	1289.0	333.8	186.2	40.3
03	42.2	27.8	14.4	27.8	0.0	100.0	212.7	28.8	27.8	26.6
04	768.6	233.9	534.7	150.8	83.1	64.5	877.8	85.0	150.8	26.9
05	898.7	287.7	611.0	241.8	45.9	84.0	1418.4	432.9	241.5	47.6
06	137.4	88.0	49.4	12.5	75.5	14.2	148.8	29.2	12.5	28.0

フィルダムの安定解析 (コンピューターによる) について

堀 部 孝 一*

目 次

<p>まえがき.....(23)</p> <p>1. スライス方式による円形スベリ面安定解析法.....(23)</p> <p style="padding-left: 20px;">1.1 方法と計算式.....(23)</p> <p style="padding-left: 20px;">1.2 設計基準との対比.....(25)</p> <p>2. 安定計算データ作成手順.....(26)</p> <p style="padding-left: 20px;">2.1 断面の設定.....(26)</p>	<p>2.2 スベリ円中心の設定.....(26)</p> <p>2.3 半径の設定.....(27)</p> <p>3. 計算例.....(27)</p> <p style="padding-left: 20px;">3.1 満水地震時.....(27)</p> <p style="padding-left: 20px;">3.2 水位急低下時.....(27)</p> <p style="padding-left: 20px;">3.3 基礎の安定について.....(27)</p>
---	---

まえがき

最近はダムの基礎として、コンクリート重力ダムやアーチダムには適さない場所が多くなり、また工費比較をした結果、ダム付近から得られるアース・ロック材料よりつくるフィルタイプ・ダムの方が、より経済的であるという場合が多くなった。

フィルダムの安定計算法にはいろいろあるが、本年日本大ダム会議で改訂された、「ダム設計基準」でも、その解説の中で、スライス方式(分割方式)による円形スベリ面法で検討することを原則としている。今回はこの設計基準にそい、電算機によって、多くの円について計算する方法を開発したので報告する。

従来より円形スベリ面法による斜面の安定解析が多く用いられてきたが、いろいろな材料が組み合わされ、土の物理的、力学的性質が変化し、また荷重状態がいろいろに変化した場合、手計算による安定計算は全くめんどろな仕事の一つである。このような「試算」「繰返し演算」は電子計算機向きの仕事である。今までも数多くのプログラムが開発され、利用されていることと思う。安定計算以前の問題として土質諸常数のとり方、土質試験の方法や条件等重大な問題であるが、それはそれとして計算だけは、できるだけ正確にやろうということで、今回は「間ゲキ水圧等高線」を直線線分として読み込ませ、計算させることとした。間ゲキ水圧等圧線の本数が多くなると、インプット・データが多くなるきらいがあるが、今後共プログラムの修正により、より簡便に使用できるように研究したいと思っている。

更に各スベリ円の安全率をもととして、安全率の等高線をコンピューターによって書かせるようにした。

1. スライス方式による円形スベリ面安定解析法

1.1 方法と計算式

1.1.1 解析の条件と仮定

(1) 解析は代表的な主要断面について行ない、側面のセン断抵抗は無視し、2次元的な取扱いをする。

(2) 土のセン断強さは、全応力法で求めたクローンの式

$$s=c+\sigma \tan \phi$$

ここに、 s : 土のセン断抵抗

c : 土の粘着力

ϕ : 土の内部摩擦角

σ : セン断面における垂直応力

および有効応力に関するクローンの式

$$s=c'+(\sigma-u) \tan \phi'=c'+\bar{\sigma} \tan \phi'$$

ここに、 c' : 有効応力に関する土の粘着力

u : 間ゲキ水圧

ϕ' : 有効応力に関する土の内部摩擦角

で表わされる。

(3) 間ゲキ水圧および地下水位は、測定されているか、あるいは流線網および間ゲキ水圧を測定するセン断試験から適当に推定され、既知であるとする。

(4) スベリ面は円形スベリ面を用いる。

(5) 安全率は Fellenius 方式によるものとし、モーメントについて

* 水資源開発公団三重用水建設所

$$F_m = \frac{\text{スベリに対して抵抗しうる力のモーメント}}{\text{スベリを起させようとする力のモーメント}}$$

および、せん断力について

$$F_s = \frac{\text{スベリ面上のせん断抵抗の和}}{\text{スベリ面上のせん断応力の和}}$$

を用いる。円形スベリ面の場合は、 $F_m = F_s$ となり、内容的にはほぼ同じ意味をもつ。

1. 1. 2 計算式

極限平衡の状態を考え、すべりに対する安全率は、現実に発揮されている土のせん断強さと、つり合いを保つのに必要なせん断強さとの比であるとする。すなわち

$$s = \frac{1}{F_s} [c' + (\sigma - u) \tan \phi'] \dots \dots \dots (1)$$

この方法は、Bishop の斜面の極限設計法とよばれる。図-1において、中心O、半径Rなる円形スベリ面上の土塊を数個の鉛直の細片に分割し、この細片に働く力のつり合いを検討する。

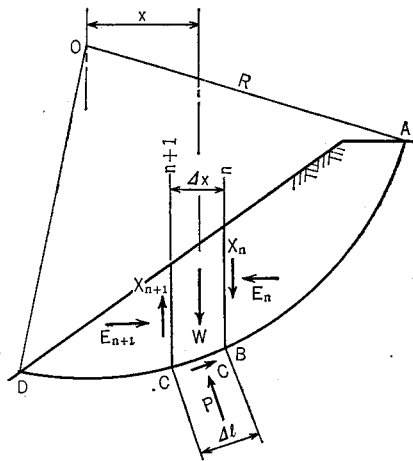


図-1

(1)式において、 σ は $\sigma = P/\Delta l$ であり、(2)式のようになる。

$$s = \frac{1}{F_s} \left\{ c' + \left(\frac{P}{\Delta l} - u \right) \tan \phi' \right\} \dots \dots \dots (2)$$

細片の底面に働くせん断力Sは、 $s \cdot \Delta l$ に等しい。土塊のABCDの重量によるO点の回りのモーメントは、スベリ面に働く外力のモーメントに等しい。すなわち

$$\begin{aligned} \sum Wx &= \sum SR = \sum s \Delta l \cdot R \\ &= \sum \frac{1}{F_s} \left\{ c' + \left(\frac{P}{\Delta l} - u \right) \tan \phi' \right\} \Delta l \cdot R \\ &= \frac{R}{F_s} \sum [c' \Delta l + (P - u \cdot \Delta l) \tan \phi'] \\ F_s &= \frac{R \sum [c' \Delta l + (P - u \cdot \Delta l) \tan \phi']}{\sum W \cdot x} \dots \dots \dots (3) \end{aligned}$$

図-1のBCに働く力の垂直成分(スベリ円の中心方向)Pは、

$$P = (W + X_n - X_{n+1}) \cos \alpha - (E_n - E_{n+1}) \sin \alpha$$

である。これを(3)式に代入すると、

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{R}{\sum Wx} \sum \{ c' \Delta l + \tan \phi' (W \cos \alpha - u \cdot \Delta l) \\ &\quad + \tan \phi' \{ (X_n - X_{n+1}) \cos \alpha - (E_n - E_{n+1}) \sin \alpha \} \} \dots \dots \dots (4) \end{aligned}$$

上式の $(X_n - X_{n+1})$ 、 $(E_n - E_{n+1})$ を含む項を無視し、 $x = R \sin \alpha$ を代入すると

$$F_s = \frac{\sum \{ c' \cdot \Delta l + \tan \phi' (W \cos \alpha - u \cdot \Delta l) \}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \dots \dots \dots (5)$$

(5)式は一般に用いられる簡便法である。

間ゲキ水圧を、その点の土の全重量の関数として、次式 $u = \bar{B} \left(\frac{W}{\Delta l} \right)$ で示し、 $\Delta l = \Delta x \sec \alpha$ とおけば、(5)式は

$$F_s = \frac{\sum \{ c' \cdot \Delta l + \tan \phi' (W \cos \alpha - \bar{B} \Delta x \sec \alpha) \}}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots (6)$$

となる。この式はアメリカの開拓局の簡便法といわれる。

外力として、地震力を考慮し、スライスの底面中心に、その重量のK(地震水平震度)倍の大きさの力が水平に働くと考えると、

$$P = (W + X_n - X_{n+1}) \cos \alpha - (E_n - E_{n+1} + K \cdot W) \sin \alpha$$

ここで $(X_n - X_{n+1}) = 0$ 、 $(E_n - E_{n+1}) = 0$ とすると

$$P = W \cos \alpha - K W \sin \alpha$$

したがって地震力を考慮した場合、(4)式は

$$F_s = \frac{R}{\sum (W \cdot x + K W y)} \sum \{ c' \cdot \Delta l + \tan \phi' (W \cos \alpha - u \cdot \Delta l - K W \sin \alpha) \} \dots \dots \dots (7)$$

$$\sin \alpha = \frac{x}{R}, \quad \cos \alpha = \frac{y}{R}, \quad \Delta l = \frac{\Delta x}{\cos \alpha} = \frac{\Delta x \cdot R}{y}$$

を(7)式に代入すると

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{R \sum \left\{ c' \cdot \Delta l + \tan \phi' \left(W \cdot \frac{y}{R} - u \cdot \frac{\Delta x R}{y} - K W \frac{x}{R} \right) \right\}}{\sum (W \cdot x + K \cdot W \cdot y)} \\ &= \frac{\sum c' \cdot \Delta l \cdot R + \sum \tan \phi' \left(W \cdot y - u \cdot R^2 \cdot \frac{\Delta x}{y} - K \cdot W \cdot x \right)}{\sum (W \cdot x + K \cdot W \cdot y)} \dots \dots \dots (8) \end{aligned}$$

今回の計算には、(8)式を使用する。

さらに(8)式を簡単にして

$$F_s = \frac{MR}{MO} = \frac{MR(C) + MR(\phi)}{MO(W) + MO(E)} \dots \dots \dots (9)$$

ここに MR : 抵抗モーメント

MO : 起動モーメント

MR(C) : 粘着力による抵抗モーメント

MR(φ) : 摩擦角による抵抗モーメント

MO(W) : スライス重量による起動モーメント

ト

MO(E) : 地震力による起動モーメント

1. 1. 3 間ゲキ水圧の考え方

(1) 斜面上に貯水がない場合

完成直後や、完成後下流側斜面の安定を考える場合に

は、間ゲキ水圧の測定又は計算値から等圧線を描き、直線線分の折線で結ぶ。

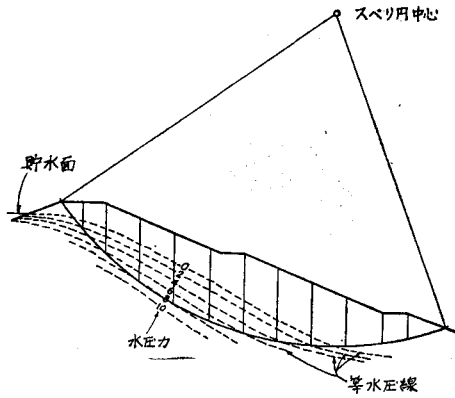


図-2 定常浸透時の等間ゲキ水圧線

(2) 斜面上に貯水がある場合(図-3)

I) スライスが水+土の場合

$$\text{スライス重量} : W = \Delta W_w + \Delta W_s$$

$$\text{間ゲキ水圧} : u \cdot \Delta l$$

u の値は $4t/m^2$ と $6t/m^2$ の平均値とする。

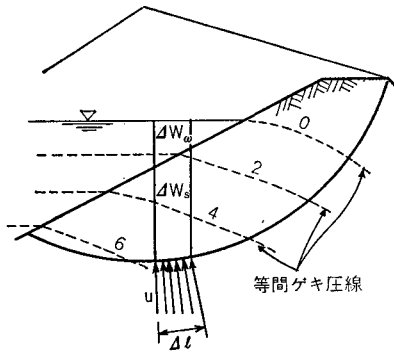


図-3

II) スライスの中に自然水位がある場合(図-4)

ΔW_{s1} : 飽和重量を用いたスライス重量

ΔW_{s2} : 湿潤重量を用いたスライス重量

間ゲキ水圧 : $u \cdot \Delta l$ であり、u は平均値をとる。

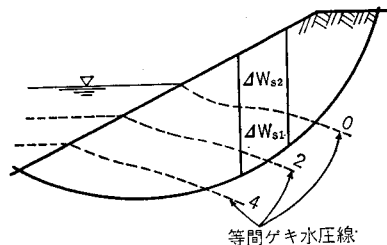


図-4

III) 貯水だけのスライス(図-5)

スベリ円弧が堤体斜面をはずれて貯水面と交叉するま

での、スベリ円上の水の重量を考慮する。

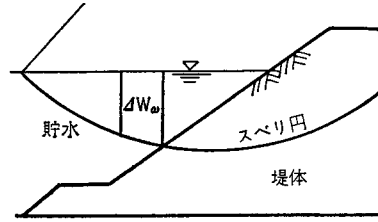


図-5

ΔW_w : 水柱重量

水には粘着力、摩擦角ともないため、抵抗モーメントは0となる。したがって、スベリの起動力としてだけ考えるが、円心を通る鉛直線より、堤体と反対側にあることが多いので、(-)の力となり、スベリを推える力として働く。

1.1.4 地震力の作用

(1) 作用点と方向

地震力はスライスの重心位置に水平に作用するものとする。大きさは $W \cdot K$ で、K は地震震度である。

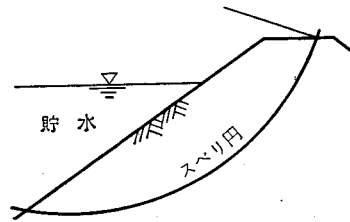


図-6

(2) 斜面上の水の作用

I) スベリを考える斜面上の水

これについては、地震力として考えない。(図-6)

II) スベリと反対側の斜面上の水

これについては、スベリを助長するように作用すると考える。(図-7)

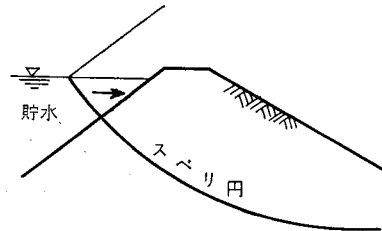


図-7

1.2 設計基準(日本ダム会議)との対比

(7)式に、 $x=R \cdot \sin \alpha$ 、 $y=R \cdot \cos \alpha$ を代入すると

F_s

$$= \frac{\sum \{c \cdot \Delta l + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot \Delta l - K \cdot W \cdot \sin \alpha) \tan \phi'\}}{\sum (W \cdot \sin \alpha + K \cdot W \cdot \cos \alpha)}$$

ここに $W \cdot \sin \alpha = T$
 $K \cdot W \cdot \cos \alpha = Te$
 $c' \cdot \Delta l = Cl$
 $u \cdot \Delta l = U$
 $K \cdot W \cdot \sin \alpha = Ne$
 $W \cdot \cos \alpha = N$
 $FS = n$

とすれば

$$n = \frac{\sum \{Cl + (N - U - Ne) \tan \phi'\}}{\sum (T + Te)}$$

となり、ダム設計基準の計算式と一致する。

2. 安定計算データ作成手順

2.1 断面の設定

2.1.1 斜面と座標 (図-8)

(1) 斜面：必ず右上方から左下方へ傾斜するように配置する。

(2) 座標：X, Y 直交座標とし、全体が第一象限に入るように設定する。

- a : 断面変化点
- b : 材料区分点
- c : 等間ゲキ水圧点

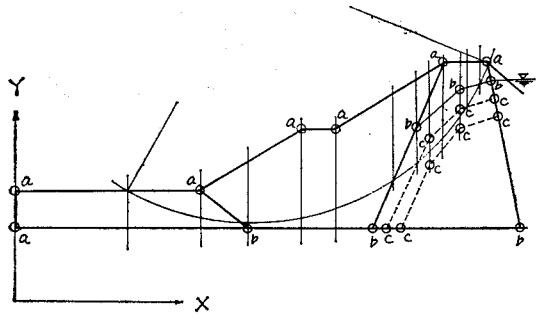


図-8

2.1.2 断面のデータ

(1) 長さおよび重さの単位：トン(t), メーター(m)とする。

(2) 断面変化点：断面はすべて直線変化するものとし、その点のX, Y座標を調べる。(図-8, a)。

(3) 地層区分点：材料の異なるゾーンの境界線および地下水面積は、すべて直線変化するものとし、各折点の座標を調べる (図-8, b)。

(4) 等間ゲキ水圧点：等間ゲキ水圧線を近似的に直線線分の折線で結び、各折点の座標を調べる(図-8, c)。各等圧線は閉回路でなければならない。完成直後の等間ゲキ水圧線のように、実際に閉回路になる場合はよいが、そうでない場合は、水面線および等水圧線は図-9のように、(1)最大半径のスベリ円より下方を通り、(2)最大半径スベリ円と交叉しないような、ダミーの線を入れて閉回路とする。

(5) スライス切り方：電算機の中で、上記(2), (3), およびスベリ円と各線分との交点を通る鉛直線で縦に区切り、スライスをつくる。さらにその巾が1m以上のスライスは、1m以下のスライスになるように、鉛直線で区切る。

(6) 土質常数

I) 単位体積重量：各材料区分ごとに入れる。

II) 地震力計算時の単位体積重量：水中に没する材料を水中重量で表わす場合でも、地震力の計算には飽和重量を使用する。

III) 粘着力：各材料区分ごとに入れる。

IV) 粘着力の増分：深さによって粘着力が一定の割合で変化する場合、その係数を入れる。

V) 摩擦角：各材料区分ごとに入れる。

(7) 地震震度：各材料とも同じ値を入れる。

2.2 スベリ円中心の設定

計算は、1点だけ行なう場合と、或範囲内を一定の間

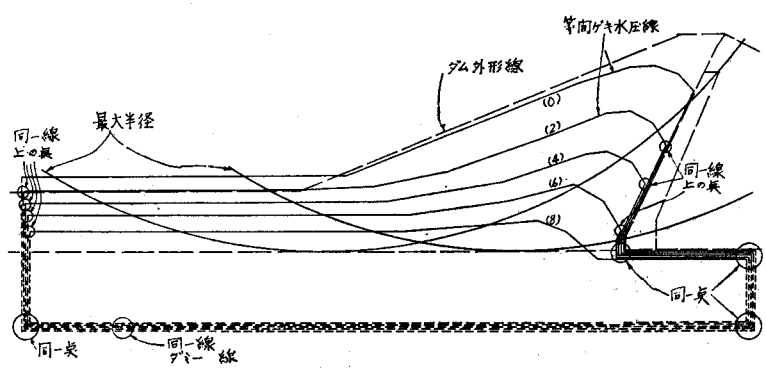


図-9 等間ゲキ水圧線の閉回路

隔で移動して行なう場合がある。後者の場合には、一次計算では粗い格子点について行ない、最小安全率の点を

中心にして、その周辺をさらによくわしく二次計算を行なう場合に分れる。

2.2.1 一次計算の中心

任意の四辺形で設定する。中心の移動間隔は、X方向値，Y方向値で設定する。

2.2.2 二次計算の中心

一次計算の最小安全率の点を中心にして，上下左右の隣接する中心点の間を，更に区分して計算をする。中心の移動間隔は，一次計算と別に設定する。例えば図-10において，④が最小安全率の点とすると，範囲Aについて二次計算する。また⑤のように，一次計算の最小安全率が端にきた場合には，一次計算の1移動間隔分だけ，外にはみだして，計算をする。

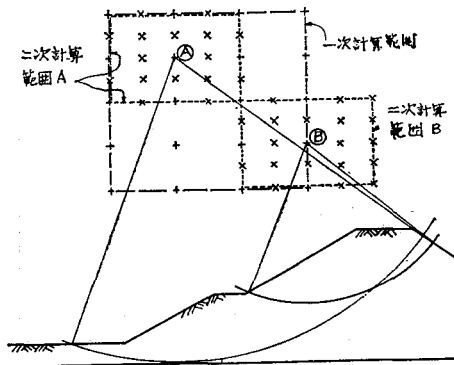


図-10 スペリ円中心範囲

2.3 半径の設定

2.3.1 半径の設定

一次，二次計算ごとに，水平な上・下限線 で設定する。(図-11)

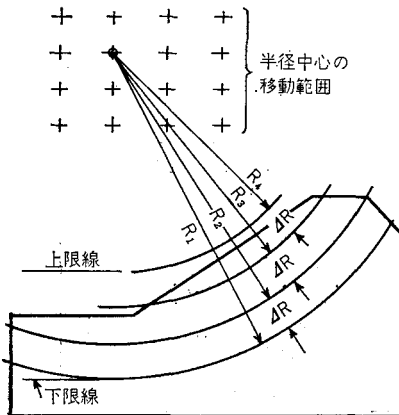


図-11

2.3.2 半径の増分(減分)

一次，二次計算ごとに，設定する。計算は下限線に接する半径から，順次小さい半径で上限線まで計算を行なう。(図-11)

3. 計算例

3.1 満水地震時

3.1.1 水圧図

図-13のような簡単な断面が与えられた場合，流線網を画き，浸透流動による等間ゲキ水圧線図を画く。施工中や完成直後の場合は，残留間ゲキ水圧図を画く。これらは曲線になるが近似的に直線の折線で結ぶ。この例では，線の間は $2t/m^2$ のピッチである。

3.1.2 計算

データシートに必要な事項を書き入れる。そのためには，図-12のような計算図が便利である。まず，データシートの最初の行の1カラム目に\$マークを入れることによって，データを印刷して返ってくるのでチェックする。完全になったらラン(計算)をする。例では1次計算を行なった各中心点，各半径についての安全率を印刷した。その結果最小安全率の点は $X=70m$ ， $Y=150m$ ， $R=46m$ で， $SF=1.094$ であった。この点はロック部の表面スベリのためキ却すると，最小安全率 1.209， $X=80m$ ， $Y=200m$ ， $R=98m$ であった。

3.2 水位急低下時の安定解析

同じ断面について，満水位から最低水位まで一時に低下した場合の上流斜面について安定解析した例は，図-14に示すとおりである。一次計算の結果最小安全率は $SF=1.21$ で中心は $X=80m$ ， $Y=140m$ ， $R=35m$ であった。そこで安全率の小さい， $X=65\sim 85m$ ， $Y=135\sim 165m$ の間を，中心間隔 $5.0m$ のピッチで二次計算をした結果，最小 $SF=1.18$ ，中心の $X=75m$ ， $Y=145m$ ， $R=42m$ であった。

一次，二次計算の結果を与えて，安全率の等高線を書かせると，図-15のとおりである。

上流サヤ土としては，不透水性土(コア-用土)を使用した方が安全であるという結果になった。これは一つには上流側に水平コアを設けたためと考えられる。

3.3 基礎の安定について

基礎が透水性の地層の場合には，ブランケット工法やカットオフ・ウォール工法などで，浸透水のコントロールがなされるが，貯水または降雨の影響などで，砂レキ層や岩盤の割目からの浸透はまぬがれないだろう。それが堤体の下流部で，人工的または自然に不透層でおおわれたり，浸透路をさえぎられたりすると，大きな水圧となり，堤体を押し上げるような働きをするようになる。

図-17は，基礎が泥岩と砂レキ層の互層からなり，砂レキ層に貯水圧が作用した場合の水圧図である。安定解析の結果は，スベリ円が堤体を通る場合に安全率が小さくなり，基礎を通るスベリ円の安全率は全部 2.0 以上で安全であることがわかった。

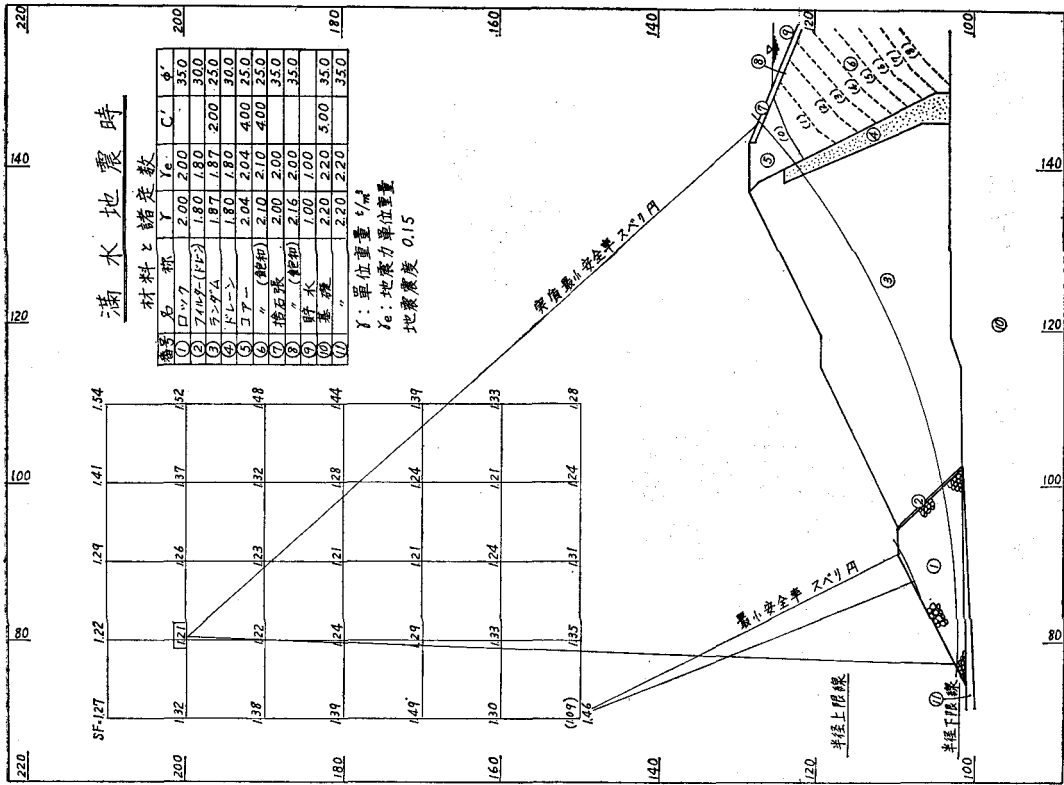


図-12

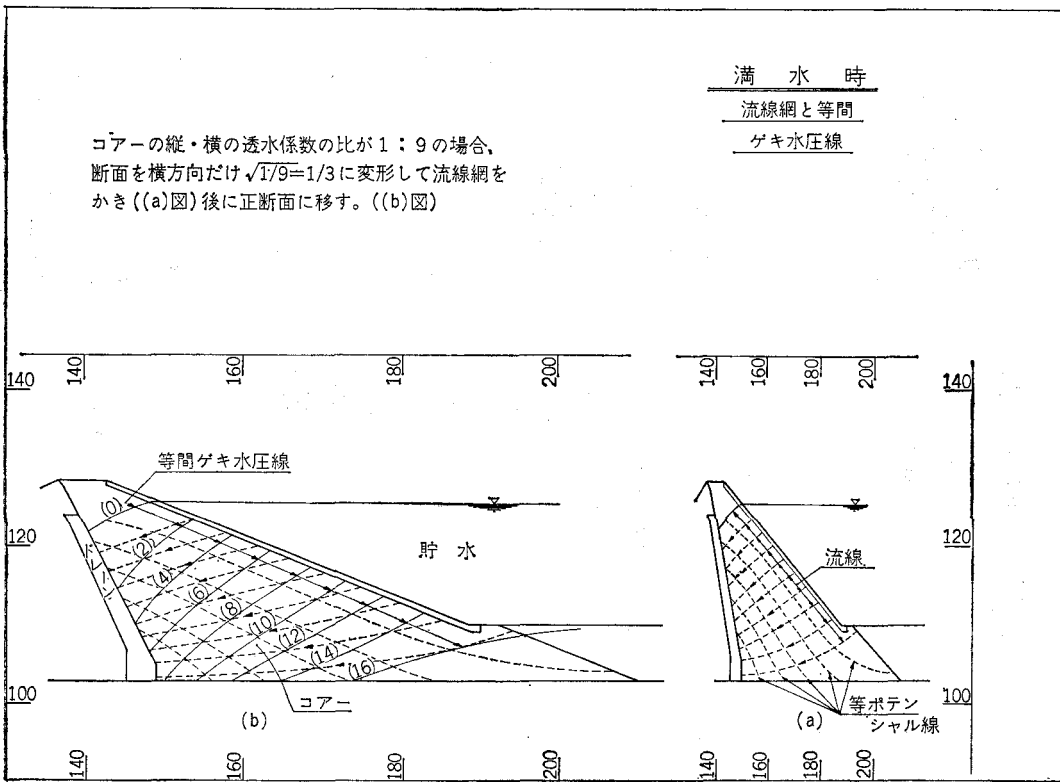


図-13

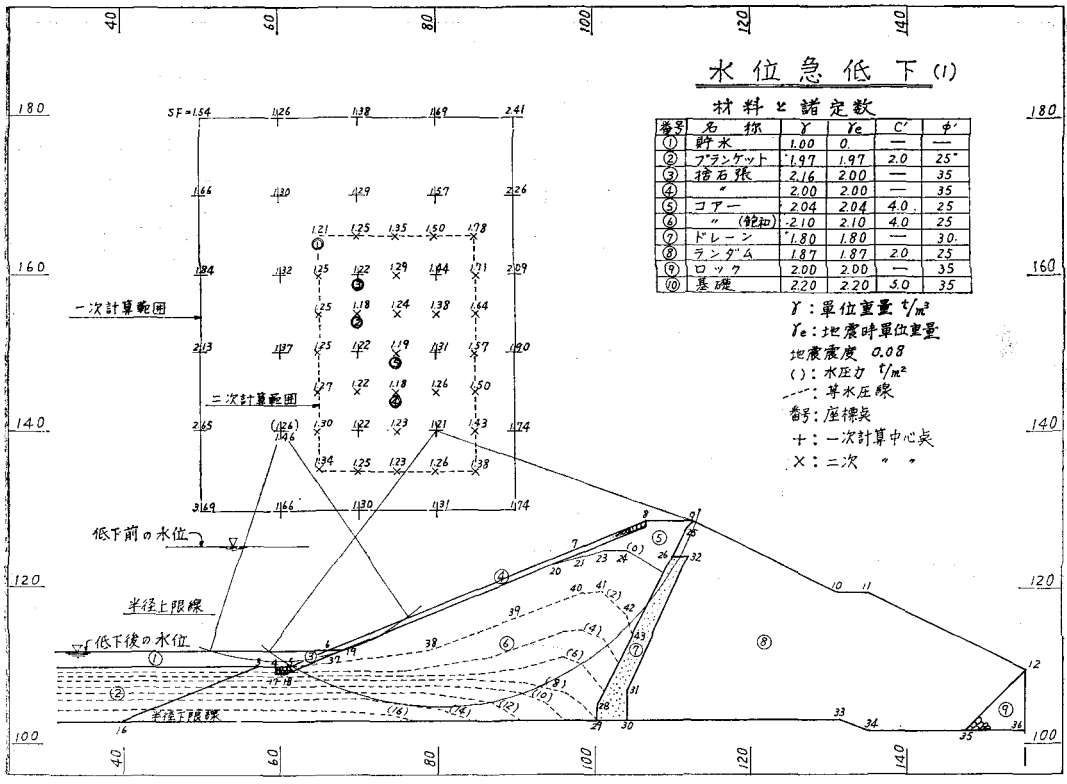


図-14

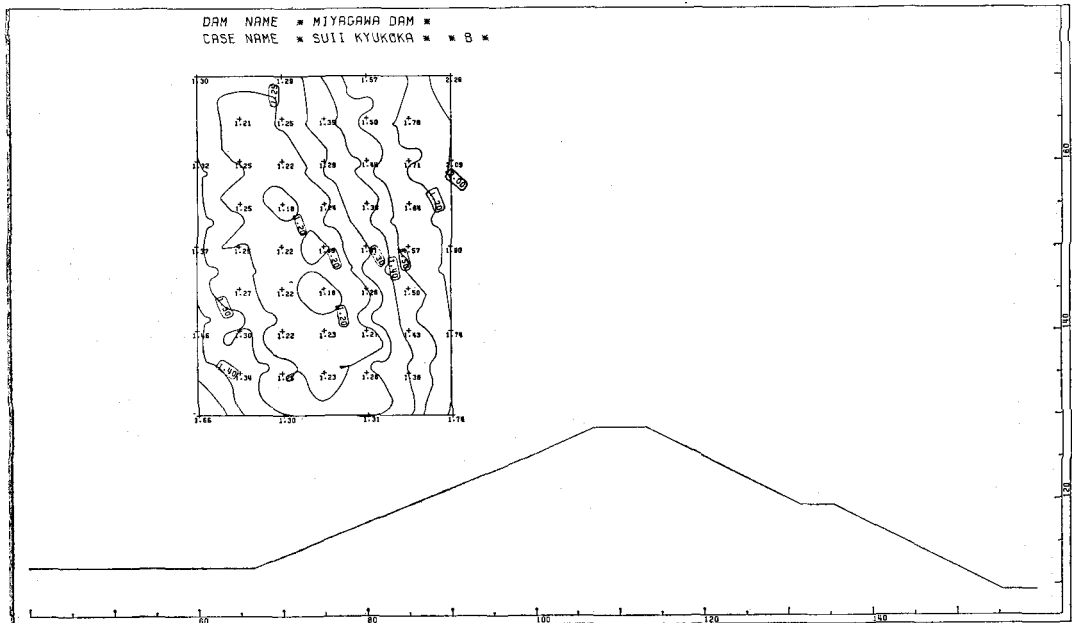


図-15

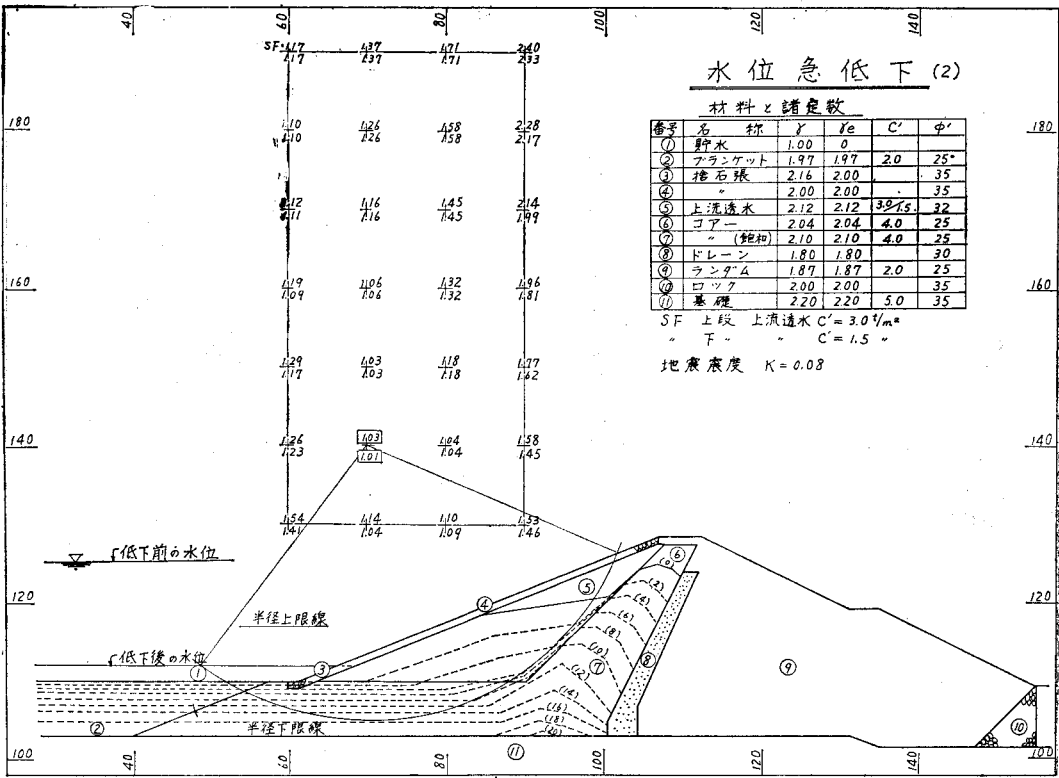


図-19

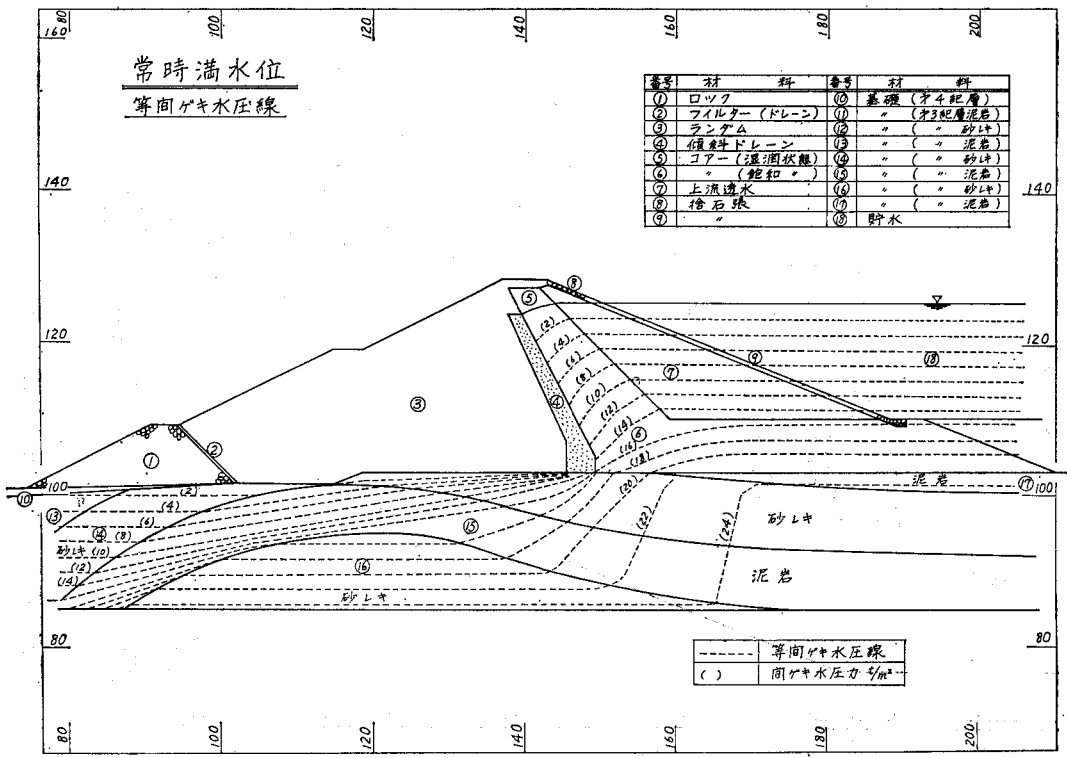


図-17

吹付コンクリートライニングの設計と施工事例について

近藤 秀次郎* 霞 恒**
山口 武*** 杉山 茂樹****

目 次

I 概要	(31)	1) コンクリート吹付機械の諸元と配置	(34)
II コンクリートスラブ断面の設計	(31)	2) 施工順序と仕様	(34)
1) 断面決定への考察	(31)	3) コンクリートの示方配合と現場配合について	(36)
2) 外力の算定	(31)	4) 吹付コンクリート用粗骨材としてのの石灰石砕石の使用について	(37)
3) 二方向スラブとして両端固定支承とした場合	(32)	5) 吹付コンクリートの施工管理について	(39)
4) フラットスラブとして考えた場合	(33)	IV あとがき	(39)
III 吹付コンクリートの施工	(34)		

I 概 要

千葉県勝浦ダムは昭和46年度をもってダム関係の工事を終り翌年度早々貯水開始予定の軟岩を用いたフィルダムである。(口絵③参照)

ダム用土採取場は堤内湛水地地山より主に採取したが、その切取面の保護のためのライニング工法が今回の主題であるコンクリート吹付工である。切取面の岩質は第三紀系の凝灰質泥岩及び砂岩からなり、風化度の進行が早くまして貯水後の水位の変動により地山の泥土化等が予想されるので従来までの風化防止的なもとのモルタル及びコンクリートライニングでは疑問が生じるのでここである理論的根拠のもとで構造的にも強固でかつ経済的な方法をとるという目的のもとにおこなった事例である。

II コンクリートスラブ断面の設計

1) 断面決定への考察

断面は一応図の様な形、つまりコンクリート厚はクラックの防止等を考え、最小10cmとしアンカー鉄筋を支承とする固定スラブと考え、曲げモーメントに抵抗する様溶接金網を使った。

2) 外力の算定

イ) 内 圧

ダム水位低下の際水位上に残留する揚圧力を 1000kg/

m^2 と推定し背面には $w_0=10\text{kg/cm}^2$ の等分布荷重が作用するものとした。

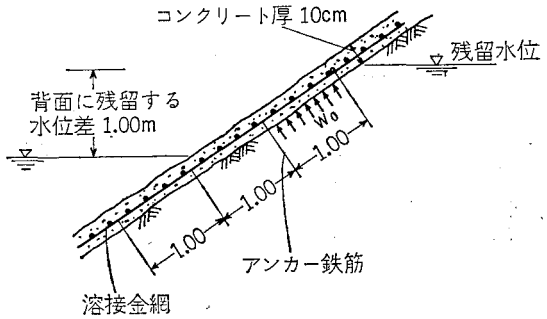


図-1

ロ) 外 圧

風波の衝突による水塊の動水圧と静水圧を次の様に推定した、なお波高についてはスチーブソンソン氏公式 $h=0.75+\frac{1}{3}\sqrt{F}-\frac{1}{4}\sqrt{F}$ 及びダム設計基準により約1.0mとした。

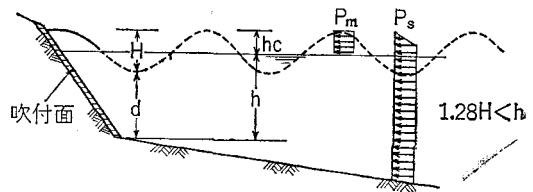


図-2

ア) 波力の計算

白石氏の波圧算定式(1)によると

$$P_m = W_0 \times h/2$$

* 千葉県大原土地改良事務所
** 同
*** 同
**** 同

$$P_s = w_0 \times h_c$$

P_m = 衝突による水塊による動圧 (t/m²)

P_s = 静水圧 (t/m²)

w_0 = 水の単位体積重量

h = のり先水深ただし $h > 1.28H$ の場合には
 $h = 1.28H$

h_c = 破波の静水面上の高さ
 $= 0.7H_b$ (m)

H_b はのり先での破波の波高ただしのり
面破波の場合にはのり先での波高

$$H_b = 1.0 \times e = 1.0 \times 1.7 = 1.7 \text{ m}$$

e = 斜面におけるうちあげ高の係数(平均値1.7)

$$h_c = 0.7 \times 1.7 = 1.2 \text{ m}$$

$$P_m = 1.0 \times 1.28 \times 1.0 / 2 = 0.6 \text{ t/m}^2$$

$$P_s = 1.0 \times 1.2 = 1.2 \text{ t/m}^2$$

∴ 最大波力 = 0.6 + 1.2 = 1.8 t/m² = 18 kg/cm²

外力も等分布荷重として 18 kg/cm² で考える

3) 二方向スラブとして両端固定支承とした場合(2)

(1) 内圧による応力の検討

a) 正のスパンの最大モーメント

$$x \text{ 方向 } \max M_x = \alpha \cdot w_0 \cdot l_x^2$$

$$y \text{ 方向 } \max M_y = \beta \cdot w_0 \cdot l_y^2$$

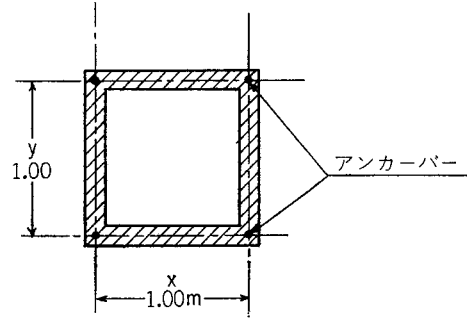


図-3

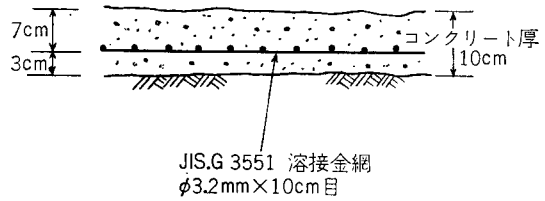
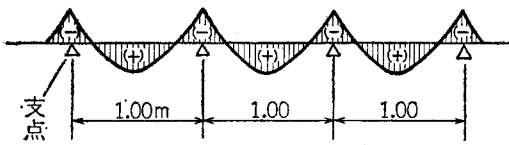


図-4

外圧によるモーメント図



内圧によるモーメント図

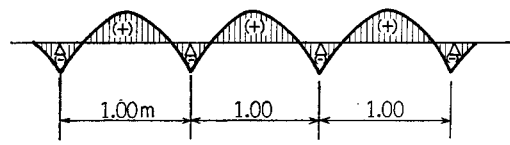


図-5

α, β = x, y 方向における正の最大曲げモー
メント係数 = 0.01794

版の有効高 $d = 3 \text{ cm}$

溶接金網の許容応力 $\sigma_{sa} = 1.800 \text{ kg/cm}^2$

(J I S-3551)

w_0 = 内側からの等分布荷重 10 kg/cm

$$\max M_{xy} = 0.01794 \times 10 \times 100^2 = 1,794 \text{ kg-cm}$$

$$\text{所要鉄筋量 } A_s = \frac{M}{7/8 \times d \times \sigma_{sa}} = \frac{1,794}{7/8 \times 3 \times 1,800} \\ \approx 0.4 \text{ cm}^2 < 0.8 \text{ cm}^2$$

b) 負の最大支点モーメント

$$x \text{ 方向 } \max M_x = -\frac{1}{12} \cdot \gamma \cdot w_0 \cdot l_x^2$$

$$y \text{ 方向 } \max M_y = -\frac{1}{12} \cdot \delta \cdot w_0 \cdot l_y^2$$

$\gamma \cdot \delta = x \cdot y$ 方向の荷重分担の割合 = 0.5

$$\max M = -\frac{1}{12} \times 0.5 \times 10 \times 100^2 = -4,200 \text{ kg-cm}$$

版の有効高 $d = 7 \text{ cm}$

$$\text{所要鉄筋量 } A_s = \frac{M}{7/8 \times d \times \sigma_{sa}} = \frac{4,200}{7/8 \times 3 \times 1,800} \\ \approx 0.4 \text{ cm}^2 < 0.8 \text{ cm}^2$$

(2) 外圧による応力の検討

a) 正のスパン最大中央モーメント

版の有効高 $d = 7 \text{ cm}$

$\sigma_{sa} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (波浪は一時的なので許容
応力を割増する)

$$\max M = 0.01794 \times 18 \times 100^2 = 3,229 \text{ kg-cm}$$

$$\text{所要鉄筋量 } A_s = \frac{M}{7/8 \times d \times \sigma_{sa}} = \frac{3,229}{7/8 \times 7 \times 2,400} \\ = 0.2 \text{ cm}^2 < 0.8 \text{ cm}^2$$

b) 負の最大支点モーメント

版の有効高 $d = 3 \text{ cm}$

$\sigma_{sa} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$\max M = -\frac{1}{12} \times 0.5 \times 18 \times 100^2 = -7,500 \text{ kg-cm}$$

$$\text{所要鉄筋量 } A_s = \frac{M}{7/8 \times d \times \sigma_{sa}} = \frac{7,500}{7/8 \times 3 \times 2,400}$$

$$=1.2\text{cm}^2 > 0.8\text{cm}^2$$

4) フラットスラブとして考えた場合⁽³⁾

○内部スパンの曲げモーメント

$$M_F = l^2 \left(\frac{g}{32} + \frac{p}{16} \right) \dots\dots\dots ①$$

$$M_G = l^2 \left(\frac{g}{26} + \frac{p}{13} \right) \dots\dots\dots ②$$

○内部柱列線上の支点曲げモーメント

$$M'_F = -\frac{l^2}{30} (g+p) \dots\dots\dots ③$$

$$M'_G = -\frac{l^2}{10} (g+p) \dots\dots\dots ④$$

g = 単位面積当り等分布静荷重

p = " " 等分布動荷重

F = 柱間帯 G = 柱列帯

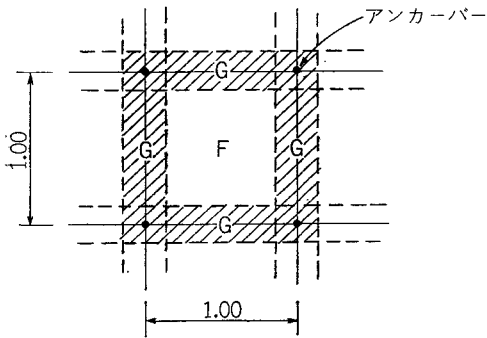
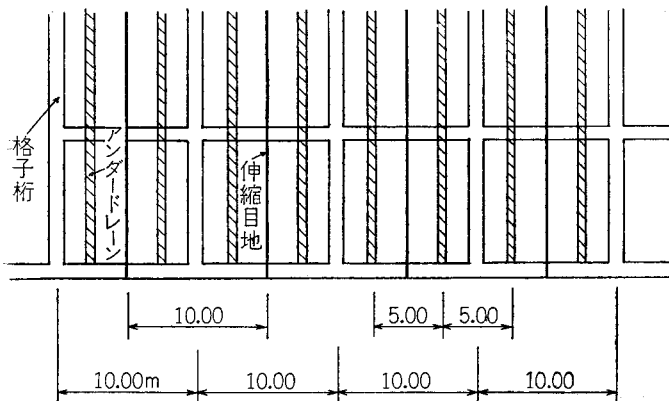


図-6

(イ) 内圧による応力の検討

a) スパン最大曲げモーメント



$$\textcircled{2} \text{式 } M_G = 100^2 \left(\frac{10}{26} \right) = 3,850 \text{kg-cm}$$

有効高 $d=3\text{cm}$

溶接金網の許容応力 $\sigma_{sa} = 1,800 \text{kg/cm}^2$

$$A_s = \frac{M}{7/8 \times d \times \sigma_{sa}} = \frac{3,850}{7/8 \times 3 \times 1,800} = 0.8\text{cm} \doteq 0.8\text{cm}$$

b) 支点最大曲げモーメント

$$\textcircled{3} \text{式 } M'_F = -\frac{100^2}{30} (10) = -3,330 \text{kg-cm}$$

有効高 $d=7\text{cm}$

$\sigma_{sa} = 1,800 \text{kg/cm}^2$

$$A_s = \frac{M}{7/8 \times d \times \sigma_{sa}} = \frac{3,330}{7/8 \times 7 \times 1,800} = 0.3\text{cm}^2 > 0.8\text{cm}$$

$$\textcircled{4} \text{式 } M'_G = -\frac{100}{10} (10) = 10,000 \text{kg-cm}$$

有効高 $d=7\text{cm}$

$\sigma_{sa} = 1,800 \text{kg/cm}^2$

$$A_s = \frac{M}{7/8 \times d \times \sigma_{sa}} = \frac{10,000}{7/8 \times 7 \times 1,800} = 0.9\text{cm}^2 \doteq 0.8\text{cm}^2$$

(ロ) 外圧による応力の検討

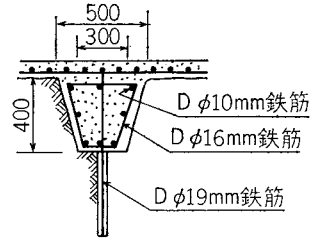
a) スパン最大曲げモーメント

$$\textcircled{2} \text{式 } M_G = 100^2 \left(\frac{18}{26} \right) = 6,923 \text{kg-cm}$$

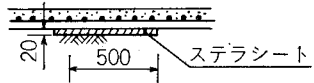
有効高 $d=7\text{cm}$

溶接金網の許容応力 $\sigma_{sa} = 2,400 \text{kg/cm}^2$

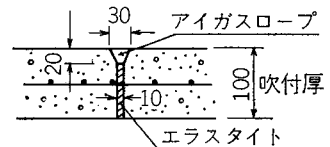
(波圧は一時的なので許容応力は割)



格子桁断面



アンダードレーン断面



伸縮目地断面

図-7

増する)

$$A_s = \frac{M}{7/8 \times d \times \sigma_{sa}} = \frac{6,923}{7/8 \times 7 \times 2,400} = 0.47 \text{cm}^2 < 0.8 \text{cm}^2$$

b) 支点最大曲げモーメント

$$\textcircled{3} \text{式 } M_F' = -\frac{100}{30}(18) = -6,000 \text{kg-cm}$$

有効高 $d=3\text{cm}$

$$\sigma_{sa} = 2,400 \text{kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M}{7/8 \times d \times \sigma_{sa}} = \frac{6,000}{7/8 \times 3 \times 2,400} = 1.0 \text{cm}^2 \approx 0.8 \text{cm}^2$$

$$\textcircled{4} \text{式 } M_G' = -\frac{100}{10}(18) = -18,000 \text{kg-cm}$$

有効高 $d=7\text{cm}$

$$\sigma_{sa} = 2,400 \text{kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M}{7/8 \times d \times \sigma_{sa}} = \frac{18,000}{7/8 \times 7 \times 2,400} = 1.2 \text{cm}^2 > 0.8 \text{cm}^2$$

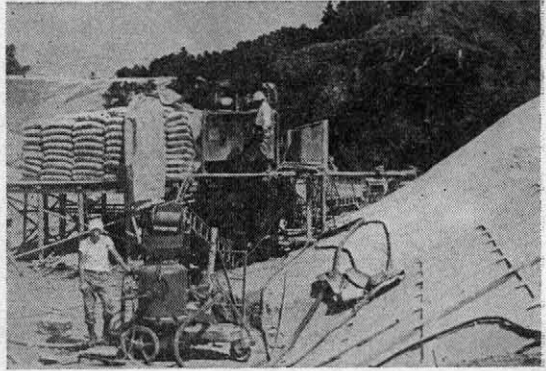
外圧による支点最大モーメントは断面不足の計算になっているが波の圧力はコンクリートスラブ背面がゆるんで空洞が出来た場合の最悪の状態での想定であり又波力も相当安全側にあるので充分とおもわれる。

なお地表面の崩土の堆積と風化岩が湛水により多少の泥土化も予想されるので新鮮な岩盤にスパン10m間隔の格子桁を設置し合せて浸透水をキャッチし法面の安定を

はかるものとした。

Ⅲ 吹付コンクリートの施工

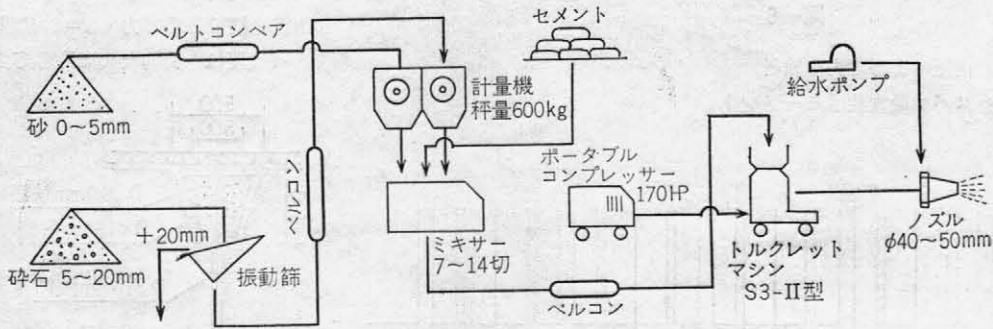
1) コンクリート吹付機械の諸元と配置



写真一 トルクレットマシンとプラント設備

本地区は吹付ガンに乾式トルクレットマシン S₃-II型 (吹付公称能力 14m³/d) を使用したがこの機械は水を添加せずに混合したドライコンクリートミックス (骨材及びセメント) がホース中の圧搾空気の力がそれほど大きくなくとも 500m を越える水平搬送出来るのと吹付直前迄材料の硬化プロセスが開始されぬところが特色の様である。

なお一連の機械配置は次の様であった。



図一 吹付工事標準設備

2) 施工順序と仕様

a) 法面整理

(口絵④参照)

コンクリートの付着をよくするため吹付法面の草木浮石を除去し吹付ノズルを用い水とエアーで清掃した。

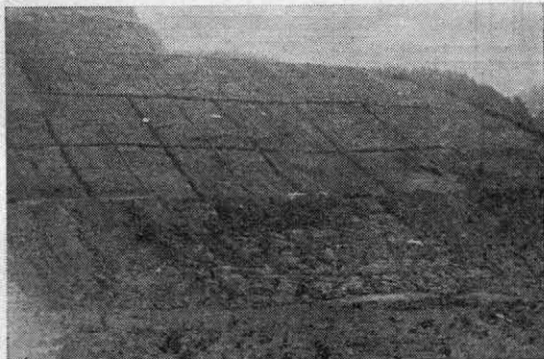
b) アンカーパの設置

削岩機利用によりアンカーφ=13mm 棒鋼を立込みモルタルを填充した。

c) アンダードレーン工の設置

d) 溶接金網の布設

金網はアンカーで固定させ岩盤又は地表面に密着しない様布設し吹付時における衝撃で移動もしくはたるみの



写真二 桁掘り状態

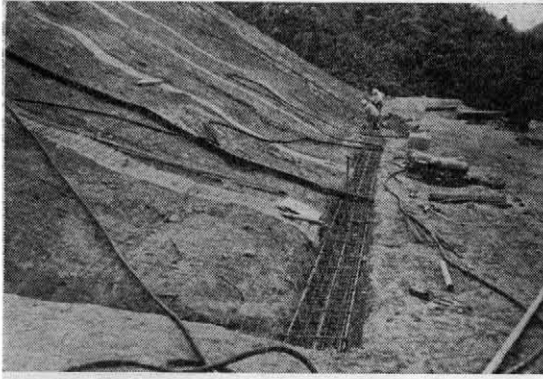


写真-3 溶接金鋼，目地布設状態

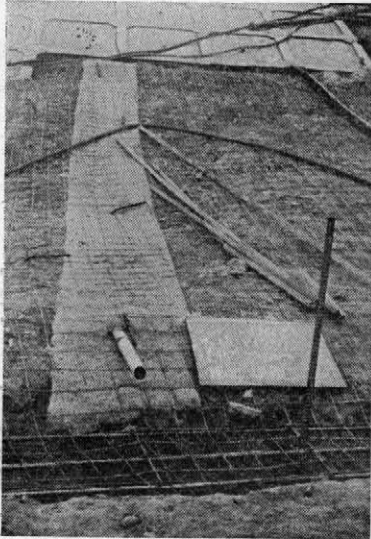


写真-4 水抜パイプ布設

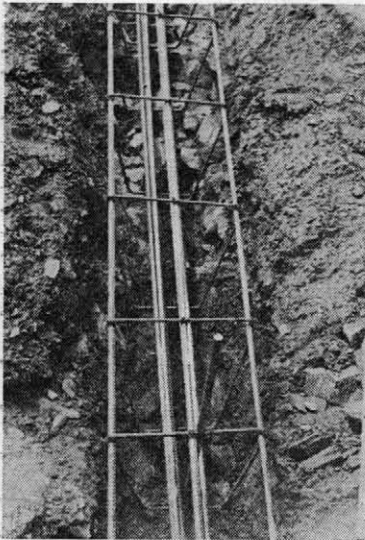


写真-5 格子桁配筋及地山の状態

生じない様固定した。

e) 水抜パイプの設置

水平格子桁毎にアンダードレーン位置に配置する。

f) 吹付工

コンクリートの吹付はハネ返りロスの処理上，下から上に向う方が望ましいが，作業上むづかしいので，上から下に向って吹き，その際ハネ返りロスの処理はエアーで十分おこなってから次を施工した，又厚みについては吹付マンの経験に負うところが多いが，さらに検測ピンを設置しこれを目標に施工した。

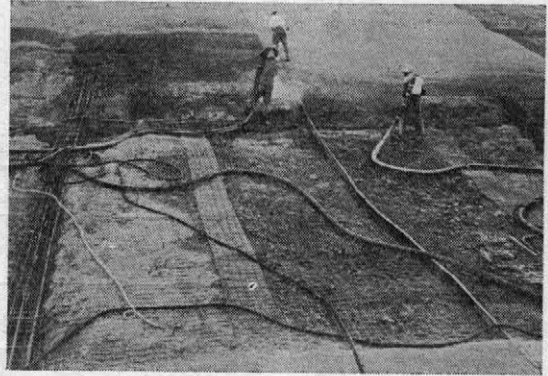


写真-6 吹付状態

g) 吹付コンクリートの養生

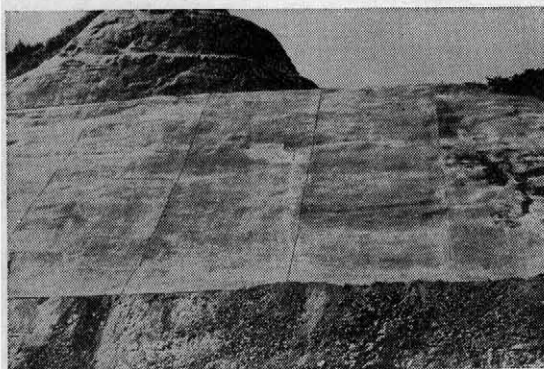
コンクリートの吹付は少なくとも施工期間中その温度が 10°C を下らない場合が最もよく当地区では夜間等にこれを下廻る場合があり又吹付は厚 10cm ということでビニール系乳剤の特殊養生剤を撒布し品質の向上をはかった。



写真-7 養生剤撒布状況

h) 吹付面の清掃

吹付をおこなったあと早急に清掃しないとハネ返り材料が表面に付着し美観的にも良くないので竹ホーキ等で掃除を行った。



写真—8 完成法面

3) コンクリートの示方配合と現場配合について
 コンクリートの現場配合は吹付工の場合ハネ返りロス率、つまり斜面の傾度及粗骨材の粒度等に主に左右されるので、工事開始前に試験吹きをおこない、この採取コンクリートは洗い分析試験をおこない、これにもとづき現場配合を決定した。

表—1 設計示方配合 (仕上コンクリート材料)

圧縮強度	G _{max}	セメント	水	水セメント比	細骨材	粗骨材	細骨材比	空気量
$\sigma_{28}=300\text{kg/cm}^2$	20 ^{mm}	330 ^{kg}	149 ^{kg}	45 [%]	1,118 ^{kg}	765 ^{kg}	60 [%]	3.5 [%]

現場配合 (吹付前計量コンクリート材料)

圧縮強度	G _{max}	セメント	水	水セメント比	細骨材	粗骨材	細骨材比	空気量
$\sigma_{28}=300\text{kg/cm}^2$	20 ^{mm}	346 ^{kg}	173 ^{kg}	45 [%]	1,534 ^{kg}	1,000 ^{kg}	65 [%]	3.5 [%]

表—2 コンクリートの洗い分析試験計算書 (A)

No. 2

試料採取場所 No. 3

試験月日 46年7月20日

天候 晴 気温 29 °C コンクリート温度 °C

予備資料

試験者氏名			

細骨材の吸水量	①	6	コンクリート洗い分析用器容積	⑤	1570 (cc)
粗骨材の吸水量	②	1.2	コンクリート乾燥用器重さ	⑥	— (g)
細骨材中の0.15以下微粒子量	③	3.8	細骨材乾燥用器重さ	⑦	— (g)
コンクリート洗い分析用器重さ	④	(g)	粗骨材乾燥用器重さ	⑧	— (g)

測定

洗い分析用コンクリート重さ (器+コンクリート)	⑨	3,725 (g)
分析した細骨材の乾燥後重さ (器+細骨材)	⑩	1,648 (g)
分析した粗骨材の乾燥後重さ (器+粗骨材)	⑪	1,192 (g)
乾燥用コンクリートの重さ (器+コンクリート)	⑫	⑨と同じ量 3,725 (g)
乾燥後のコンクリートの重さ (器+コンクリート)	⑬	3,554 (g)

計 算

乾燥細骨材の重さ	⑭	⑩-⑦		1,648 (g)
細骨材の微粒子量(0.15以下)	⑮	⑭×③	1,648×0.038	62 (g)
補正乾燥細骨材の重さ	⑯	⑭+⑮	1,648+62=1,710	1,710 (g)
細骨材の吸水量	⑰	⑯×①	1,710×0.03=51	51 (g)
表乾細骨材の重さ	⑱	⑯+⑰	1,710+51=1,761	1,761 (g)
乾燥粗骨材の重さ	⑲	⑪-⑧		1,192 (g)
粗骨材の吸水量	⑳	⑲×②	1,192×0.012=15	15 (g)
表乾粗骨材の重さ	㉑	⑲+⑳	1,992+15	1,207 (g)
セメントの重さ	㉒	⑬-⑥+⑭+⑱	3,554-(1,761+1,207)=586	586 (g)
補正セメントの重さ	㉓	㉒-⑮	586-62=524	524 (g)
水の重さ	㉔	⑫-⑬	3,725-3,432	293 (g)
補正水の重さ	㉕	㉔-⑰+⑱	293-(51+15)	227 (g)

配 合 区 分	骨材最大寸法 mm ⑳	水 kg/m ³ ㉗	セメント kg/m ³ ㉘	細骨材 kg/m ³ ㉙	粗骨材 kg/m ³ ㉚	単 位 容 積 kg/m ³ 31	水セメント比 %	細骨材率 %	空 隙 率 %
設計配合	20	149	330	1,118	765	2,445	45	60	3.5
分析配合	—	㉕÷⑤	㉓÷⑤	⑱÷⑤	㉑÷⑤	{㉕-⑤}÷⑤	㉗/㉘×100	㉙/㉙+㉚×100	—
	20	145	334	1,121	769	2,373	44	59.3	3.0

4) 吹付コンクリート用粗骨材としての石灰石砕石の使用について

(1) 粗骨材としての砕石使用理由

a) 一般に使用されている天然砂利の場合5mm以下が不定量に交っているのが普通で又入荷時期によっても粒度にばらつきが見られるので均質なコンクリートは期待出来ない、この点砕石は人工的に自由な粒度調整が出来るので品質管理の面からも容易である。

b) 現在一般に使われている吹付機械のトルクレットマシンの性能から骨材の最大粒径に限度があり市販されている規格 max25mm 砂利ではフルイ時点で15~20%位ロス扱いになり経済的でない。

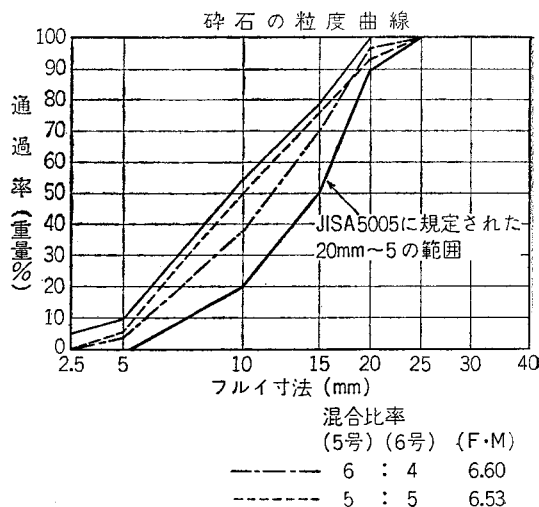
c) 千葉県の場合の様に産地を他県に依存している場合の天然砂利はコスト高になり経済的でない。

(2) 使用砕石が「J I S A 5005コンクリート用砕石」に適用するかどうかの調査について

コストとコンクリート用砕石として使用できるかどうかを合せて考慮に入れ各種機関での試験データや現場での試験結果をもとに最寄で販売せる石灰石砕石に決定

した。なお調査資料をまとめると次のとおりである。

○ J I S A 1102骨材フルイ分け試験



○J I S A1109比重及吸水量その他の試験結果⁴⁾

表-3

J I S 規格	今回使用した石灰石砕石 2005	富士川産洗砂利20mm
絶乾比重 > 2.5	2.65~2.69	2.63
吹水量 < 3%	0.31~0.05	1.22
単位容積重量	1,595~1,600	1.656
実積率 > 55%	59.5~60.3	63
スリヘリ減量 < 40%	27.0~27.1	17.2
洗い試験	0.2~0.5	—

表-4 石灰石試験結果

	とどまるフルイ (mm)	通るフルイ (mm)	各群の重量百分率	試験前の各群の重量	各群の損失重量百分率	骨材の損失重量百分率
石灰石	5	10	10.9%	300 g	1.8%	0.2%
	10	20	36.3	1,000	1.5	0.5
	20	40	52.8	1,453.5	0.5	0.3
合計			100.0	2,753.5		1.0

J I S規格 12% > 1.0%

表-5

骨材	浸せき前重 (g)	5%硫酸溶液浸せき後重量	重量の増減	
			(g)	(%)
川砂利	3,829.5	3,413.2	-416.3	-12.2
石灰石	3,829.6	3,266.4	-563.2	-17.2

○J I S A1102骨材の安定性試験結果⁴⁾

○水浸乾燥状態における石灰石骨材の耐久性⁵⁾

石灰石の主成分である炭酸カルシウムは炭酸ガスと水分の作用をうけると水に可溶の重炭酸カルシウムとなる化学反応が成立するので骨材としての耐久性について問題が生ずるのではないかということでセメントコンクリート No.260号試験結果を引用すると

- a) 石灰石の1%硫酸溶液3ヶ月間浸せき試験
- b) 5%硫酸溶液の3ヶ月間浸せき試験
- c) 養生の相違による圧縮強度比

○砕石コンクリートウオーカービリティと強度との関係

砕石を用いる場合一般には砂利コンクリートより強度が大きくなるので同一強度を得るためには砂利コンクリートよりw/cを大きくとって良い。

これは川砂利に較べて附着度が良いためと思われる。

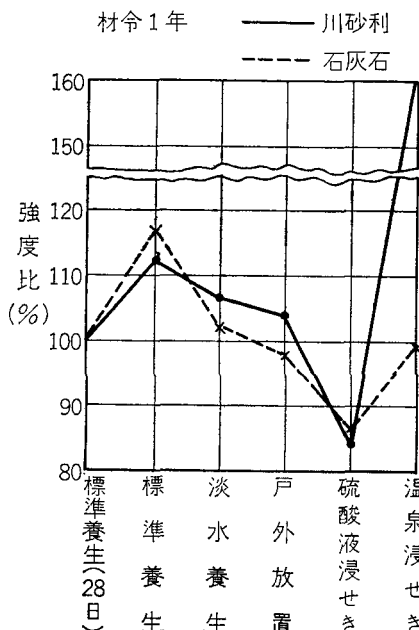
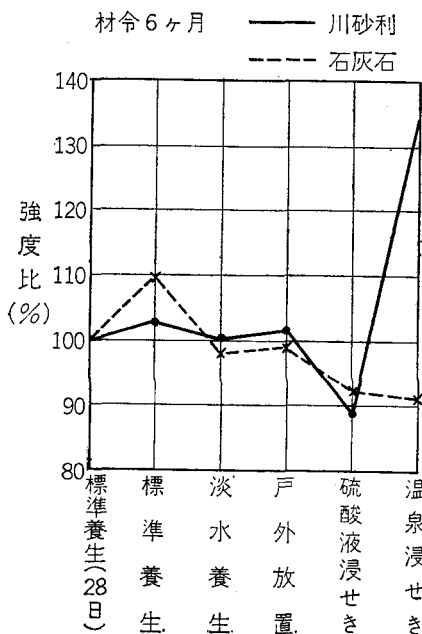


図-10

表一六

試料の重量 (g)	3ヶ月浸せ き後の試料 の重量(g)	重量の増減	
		(g)	(%)
1,998.5	1,986.0	-12.5	0.63
1,475.5	1,470.5	-5.0	0.34
864.5	861.0	-3.5	0.40
463.7	460.5	-3.2	0.69
219.2	218.5	-0.7	0.32

w/cに対する σ_{28} は次の様な実験式がある。

$$\sigma_{28} = -94 + 249c/w \dots\dots\dots(6)$$

$$\sigma_{28} = -126 + 271c/w \dots\dots\dots(7)$$

$$\sigma_{28} = -70 + 235c/w \dots\dots\dots(8)$$

○石灰石碎石と他の碎石を使用したコンクリートの比⁽⁹⁾

表一七

(川砂利コンクリートを1.00とする)

岩 種	圧 縮 強 度			
	45%	55%	65%	平均
安 山 岩	1.06	1.07	1.05	1.06
玄 武 岩	1.11	1.13	1.02	1.09
石英粗面岩	1.24	1.09	1.14	1.16
石英斑岩	1.06	1.12	1.13	1.10
角閃石斑レイ岩	1.20	1.11	1.08	1.13
角 閃 岩	1.12	1.20	1.12	1.15
(石 灰 石)	(1.07)	(1.11)	(1.16)	(1.11)
硬質砂岩	1.17	1.17	1.19	1.17
角 岩	1.12	1.06	1.10	1.09
玉 石	1.10	1.13	1.07	1.10

表一八 圧 縮 強 度 試 験

材令 使用骨材	7 日 強 度		28 日 強 度				平 均
	第 1 回	第 2 回	第 1 回	第 2 回	第 3 回	第 4 回	
富士川産砂利	198 <i>kg/cm²</i>	203	338	363	360		354
石灰石碎石	241 <i>kg/cm²</i>		366	387	344	412	377

1) 水セメント比はノズルマンの経験技術によること
が多くその技術レベルの向上が望まれる。

以上により硬質砂岩>石灰石 \geq 玉石>安山岩

5) 吹付コンクリートの施工管理について

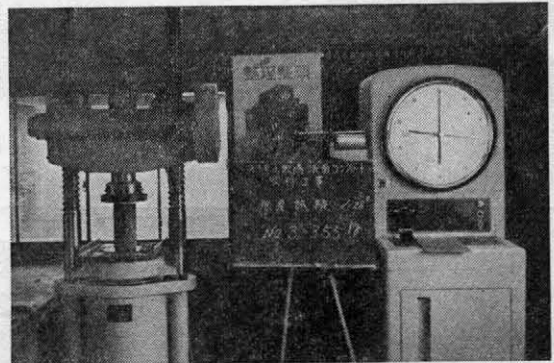
イ) 細骨材の管理

吹付コンクリートにおいても普通コンクリート同様強度におよぼす大きなファクターとして細骨材の粒度曲線及粗粒率に負うところが多く現地搬入時に試料の採取試験をおこなった。

ロ) 粗骨材の管理

粗骨材は前記の様に石灰石碎石を使ったが搬入前工場において5号~6号碎石をミックスするため粒度については良好であった。

ハ) コンクリートの強度管理



写真一九 強 度 試 験

強度は吹付コンクリートにおいても普通コンクリート同様吹付られたものをテストピースに採取し1週及4週強度を測定した。なお乾式ガンであるトルクレットマシンによる吹付の場合には水と他の材料がノズルよりの吹付時に交るため碎石の問題点である実積率(形状の丸み具合)が影響なく前述の様に同配合では天然砂利使用コンクリートに比し強度が大きい結果になった。

IV あとがき

本地区では46年度までに約 5,000m² のコンクリート吹付工事を施工したが現在までの施工状況からして次の様な今後の課題をえた。

2) 打継目はクラック発生の原因になるので1日の終了時間, 位置, 又は構造について考慮する。

- 3) 吹付時のハネ返りの処理は吹付順序，方法で考慮する。
- 4) コンクリート厚が薄いため地山の下地処理（法面整理）を適確におこなうことによってクラックの発生をある程度防止出来る。
- 5) 伸縮粗目の位置間隔を画一的でなく地山の凹凸の状態において考慮する。

引用文献

- 1) 海岸工学便覧⁽¹⁾
- 2) 新土木設計データブック⁽²⁾⁽³⁾
- 3) 石灰石砕石コンクリートの性能試験（建設省建築研究所）⁽⁴⁾⁽⁵⁾

- 4) 石灰石コンクリートに関する実験（大阪大学奥島氏他）⁽⁷⁾
- 5) 石灰石コンクリートの耐久性試験（大阪市立大久保氏他）⁽⁶⁾
- 6) 砕石を用いたコンクリートについて（鹿島技術研究所依田氏他）
- 7) 伊佐砕石（石灰石）を用いたコンクリートの配合について（宇部コンクリート千葉試験室）⁽⁶⁾
- 8) 砕石 20-0 試験報告書（日本道路建設業協会道路試験所）
- 9) コンクリート専門委員会報告 F-20, F-30（セメント協会）⁽⁸⁾⁽⁹⁾

土地改良事業および災害復旧事業等で施工される水路の

設計積算業務の合理化を可能にする！

『鉄筋コンクリートフリーム標準設計』

農林省農地局制定〔昭和45年10月7日付45農地D第945号（設）農地局長通達〕

全国農業土木技術連盟発行

A3判 オフセット印刷 86頁・表紙ビニール張
バインダー綴
頒価 3,000円（送料無料）

目次

1. 概要
2. 適用上の留意事項
3. 適用除外
4. 設計条件
5. 適用方法
6. 適用例
7. 水理計算図表

附図表

標準設計諸元一覧表（ $\sigma_{ca}=70\text{kg/cm}^2$ ）
標準設計諸元一覧表（ $\sigma_{ca}=60\text{kg/cm}^2$ ）
標準設計記載例図面
水理計算図表
標準設計図面

3. 載荷重の大きさと計画水路内幅の値を知れば，表により該当する図面を選定することができる。
4. 自動車荷重，盛土荷重等の載荷重の計算が簡単である。
5. 材料の数量計算が簡単である。

概要

1. 対象水路：現場施工の長方形鉄筋コンクリート水路
2. 対象範囲：水路壁高……50cm～125cm（5cm間隔）
水路内幅……水路壁高の2倍
3. 図化枚数：66枚
4. 設計条件：鉄筋の許容引張応力度（SD30）
 $\sigma_{sa}=1800\text{kg/cm}^2$
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
 $\sigma_{ca}=70\text{kg/cm}^2$ （ 60kg/cm^2 の場合も適用可能）
土砂（地下水位より上）の単位重量
 1.8t/m^3 （ 1.6t/m^3 の場合も適用可能）

特長

1. 煩雑な曲げモーメント計算，鉄筋量の計算，および製図が下要である。
2. 66枚の図面で約1,400ケースを網羅している。

申込先 全国農業土木技術連盟

〒105 東京都港区新橋5-34-4 農業土木会館内
電話 03 (434) 5407
振替口座東京 54171

頭首工の護床工に関する新しい水理設計法

川 合 亨* 岩 崎 和 己**

目 次

1. まえがき.....(41)	9. 護床工の水理設計法.....(48)
2. 消波護岸工, 河川根固工, および頭首工 護床工の目的とその水理現象.....(41)	9.1 I領域について一潜越流となる場合—(48)
3. 河川の洗掘現象はどのようにしておこ るか.....(42)	9.2 II領域について一下流河川水位が共 役水深より高い場合—.....(48)
4. 水の高エネルギーを消費させる方法には どんなものがあるか.....(43)	9.3 III領域について一下流河川水位が共 役水深である場合—.....(49)
5. 頭首工の護床工法に要求される条件は何 か.....(43)	9.4 IV領域について一下流河川水位が共 役水深より低い場合—.....(50)
6. 新しい護床工法の考え方.....(44)	9.5 水門流出において下流水深が共役水 深より高い場合—.....(54)
7. 頭首工を越える流れの分類と流水領域の 判定法.....(44)	10. 実施上の注意と問題点.....(57)
8. 自然河川の諸性質と流水抵抗の変化につ いて.....(46)	11. むすび.....(57)

1. まえがき

取入れ施設の護床工の水理設計に関して過去何十年來 Bligh の式に親しんできたが, いまなお, 式の簡便さからよく用いられているようである。この Bligh の式に変るべきものとして近年南¹⁾ や土屋²⁾ の貴重な研究が発表されている。

一方, 工法的には, 木工沈床の時代が去り, いまやコンクリート・ブロック全盛時代に入っており, まさしく戦国時代である。

ところで, 従来の研究においては護床工の工法的な研究が十分でないため, ブロックであれば何んでもよいという観さえ見受けられる。したがって, ある目的で考案されたブロックが海岸の波打際, 河川の岸および河川の洪水流中等に使用されているような状況である。

この報文においてはコンクリートブロックの使用される場所の目的とその水理現象について説明し, 新しい護床工法の考え方を述べ, かつその水理設計方法を示さんとするものである。

2. 消波護岸工, 河川根固工, 頭首工護床工の目的とその水理現象

ここではコンクリート・ブロックを用いる代表的な例

について述べる。その他のものは, その目的と水理現象を適確に把握さえすれば必ずと適正なタイプが考案されるであろう。

(1) 消波護岸工

これは, 海岸堤防を波力による破壊から護るために用いられる。押寄せる波力を緩和するために重要な役割りを果たすのは空隙率である。したがって, この工法に要求されるのは適正な空隙率とブロックの安定性とゆうことになる。また実際施工上からはその組合せや配列が問題となる。

(2) 河川根固工

これは, 河川堤防の法先における洗掘を防止するために用いられる。河川の性質によって, また河道計画の目的によって, 水制工とともに用いられる場合もある。

この工法をとりまく水の流れは一方向であり, 一般に流れの上・下流方向に急激な水面落差が生じない。また常に流れ中におかれるため, 流水力に与える影響は空隙ではなく, ブロックの形状による流水抵抗である。

(3) 頭首工護床工

これは頭首工の下流端洗掘防止のために用いられる。頭首工を落下する大きな運動エネルギーを自然河川に穏やかに変換させる工法である。洪水時にはおびただしい流砂の通過があり, 摩擦に対しても配慮を要する。この工法は常に水中に存在し, 水の流れは一方向である。また, この工法の上・下流においては大きなエネルギーの

* 農業土木試験場

** 同

差があること、砂礫の流過性についても十分考慮されねばならない。したがって、流水との関係は空隙率ではなくブロックの形状による抵抗が重要な問題である。

以上3ケースについてその目的と水理現象を述べたが、消波護岸工は適正な空隙率が要求され、河川根固工は適正な流水抵抗について考える必要がある。頭首工の護床工については高速流に対する適正なエネルギーの減勢および流砂による摩擦と破壊力に注意することが要求され、流水抵抗の与え方については、流れが複雑であるだけにより一層の配慮が望まれる。

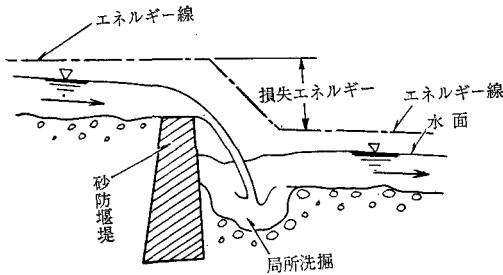
3. 河川の洗掘現象はどのようにしておくか

洗掘現象はいろいろなところでみることができるが、これをつぎのように分類してみる。

(1) エネルギーの不連続による場合

ここでいう不連続とは急激な変化のことを意味する。

このエネルギー不連続の代表的なものは砂防堰堤でみられる。一般に河川の流れにおいて河床を基準とした比エネルギーは水深とその速度水頭を加えたものであるが砂防堰堤を境として、この上・下流のエネルギーは砂防堰堤の落差だけ変化する。すなわち砂防堰堤の高さだけエネルギーを損失するわけである。この損失エネルギーは砂防堰堤直下の局所洗掘に消費されるものと考えられる。



図一 1 エネルギーの不連続と洗掘

(2) 流砂の不連続による場合

自然河川は一般に移動床で構成され、ある流水力以上になると土砂の移動が始まる。この河川の任意の区間について考えると、この区間から流出する土砂量とこの区間に流入する土砂量が等しければ河床の変動が生じない。

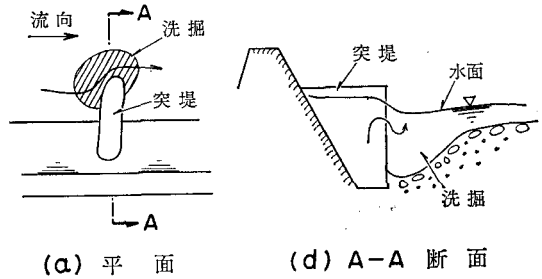
もし何らかの原因によりこのバランスがくずれると、洗掘あるいは堆積が生ずることになる。

流砂の不連続の代表例は、高いダムの築造においてみられる。すなわち、ダムを作ることにより、これより下流への流砂が断たれ、ダム下流の河床が低下することとなる。

(3) 垂直渦による場合

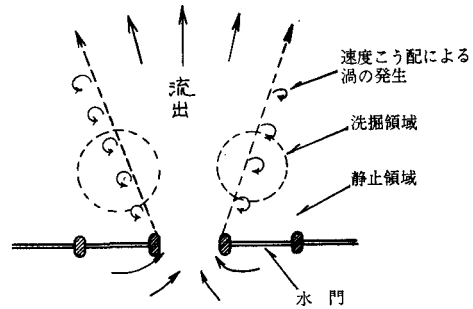
これは、陸地における竜巻に類似するもので、突堤や

水制の先端を廻る流れにみられ、ピアをその流れにもみられる。(図一2)



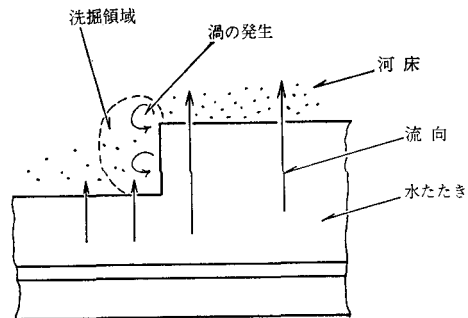
図一 2 突堤先端の洗掘

また、広い領域に突入する噴流現象においてもみられる。この例は八郎潟³⁾の防潮水門において、中央部一ヶ所のみゲート进行操作した場合に生じた。すなわち、一種の広い領域への噴流現象となったもので、流れの速い部分とその近傍の静止している水との境界点に速度こう配が生じ、これによって垂直渦が発生し、深さ11米の局所洗掘が生じた。(図一3)



図一 3 垂直渦による洗掘現象

また、頭首工水叩の長さが異なるような場合に、隣接する流れの速度に差異を生じ、これが垂直渦の原因となっておりあられることもある。(図一4)

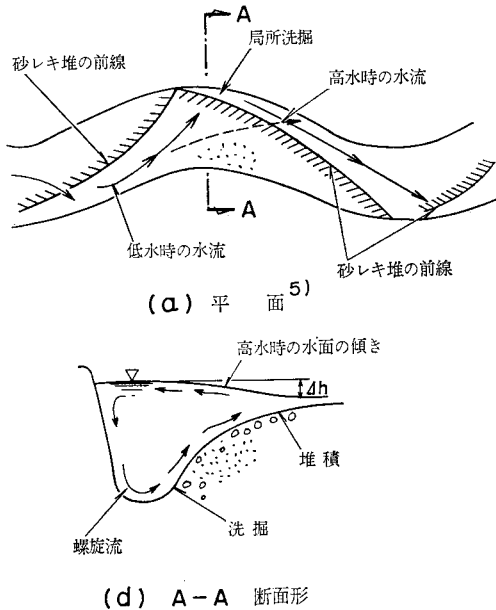


図一 4 頭首工の水たたきの長さの違いによる洗掘現象 (速度の相違により渦が発生)

(4) 河川彎曲部の螺旋流による場合

一般に河川彎曲部の凹岸側 (concave-side) に局所洗

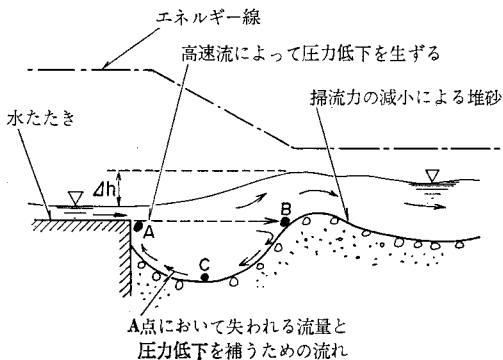
掘のあらわれる現象はよく知られるところである。この部分の洗掘現象をよくみると、河床底面の抵抗、水の慣性力および、河岸の地質によって、螺旋流が発生し、さらに局部的な流砂の不連続が生ずることによる（図一5）。



図一5 河川彎曲部の洗掘

(5) 高速流とその圧力低下による場合

これは頭首工水叩下流端にみられる現象である。ここにおける洗掘現象はつぎのように説明されるであろう。滑らかな水叩床面を流れる射流が、直ちに自然河床面へ流出する場合、これのもつ大きな流速によって河床の砂礫が下流へ押し流されることがまず考えられる。これに加えて、高速流が水叩より射出される場合、一種のスプレー現象が生ずるものと考えられる。すなわち水脈下水面の気圧が低下し、吸上げ作用が働き洗掘が生ずる。一たび空洞が生ずるとここに渦が発生し、この部分の洗掘が増長されることとなる（図一6）。



図一6 水たたき直下流における局所洗掘

以上のことから局所洗掘の発生は渦によって行われることが非常に多いことがわかった。しかし大きな河床変動は流砂の不連続によるものであって、地山の崩壊、ダム建設および砂利採取等の原因によって直接的にあらわれる。

4. 水の高エネルギーを消費させる方法にはどんなものがあるか

エネルギーの不滅の法則によるならば、水のもつエネルギーの消費は河川の場合に河床面の抵抗と局所洗掘によって行われる。このうち後者は単区間の間で高いエネルギーを消費する場合に生ずるものである。さらに水自身の攪乱によってエネルギーを消費する現象がある。これは跳水現象にみられる。

われわれは、河川に工作物を設ける場合、局所洗掘に対して最大の注意がはられるわけであるが、局所洗掘は渦流やエネルギーの消耗の結果として生ずることを思えば、まず渦流の発生を極力避けることと、エネルギーをどのような方法で制御するかが重要となる。

エネルギー制御の第1位は、水自身の攪乱による場合が最も望ましく第2には水路底面の抵抗によつて徐々に変換する方がよい。急激なエネルギーの消耗はできるなら避けることが望ましい。大きな洗掘の許せる場合は論外である。

5. 頭首工の護床工法に要求される条件は何か⁴⁾

護床工は自然河川の中に設けられる頭首工を流れによる災害から保護することを目的として考えられ、つぎの基本的な問題について十分満足するものでなければならない。

① 減勢効果と局所洗掘の防止

セキを越えた高速流を下流河川へ穏やかに変換せしめる。護床工下部の河床物質吸出し等による不等沈下や、護床工末端における局所洗掘が生じないようにする。

② 屈曲性（沈下適応性）

将来、構造物下流側の河床が低下した場合においては河床の変化に順応した屈曲性をもたせる。さらに全体としての連結性も考慮する。

③ 耐摩耗性

洪水時には、おびただしい土砂流を伴うから、この土砂流による摩耗が最も小さくなるような水理構造が必要である。

④ 土砂の流過性

自然河川においては土砂の連続移動も十分考慮しなければならない。土砂の移動を急激に停止させるような護床工にすると、セキ高の低い場合に、この

床工上に滞積した土砂の影響を受けてセキ体上にも滞砂現象を生ずるおそれがある。さらに急激なエネルギー消費は護床工自体に与える破壊力となってあらわれるであろう。

6. 新しい護床工法の考え方

従来の研究には頭首工を越える水理現象の把握に問題があり、かつ工法的な問題について十分な検討がなされていない。たとえば、護床工の長さを決定するに当り護床工上の流れの強さと移動床の限界掃流力を直接結びつけており、河床砂礫が絶対に移動しないという見方に立っている。これに対して新しい水理現象の見方と護床工法の基本的な考え方はつぎのようなものである。

- ① 自然河川の洪水流においては、その流水力は一般に限界掃流力以上になり、つねに流砂を伴うものである。つまり流砂の連続性を考えた。
- ② 護床工末端の局所洗掘を防ぐために、自然河川の流水抵抗と護床工上のそれとを等しくすることを基本とした。

この新しい考え方による護床工の具体的な水理設計方法は後項で述べる。

7. 頭首工を越える流水の分類と流水領域の判定法

頭首工はこれの設置によって自然河川へ影響を与えないように考慮することから、一般にその高さは低いものである。したがってセキを越える流れは流量の小さいときに完全越流であっても中・大洪水となれば、相対的にセキが低くなり潜越流になる場合もある。これはセキ上・下流の水位差によって変化する。また自然河川は土砂で構成される移動床であるから、流水抵抗が大きく、セキが完全越流である時には、このセキ頂において限界流が生ずるものと考えてよいであろう。

(1) セキを越える流れの流況区分

セキ直下流における流況は下流水位の如何により4つの領域に区分される(図-7)。

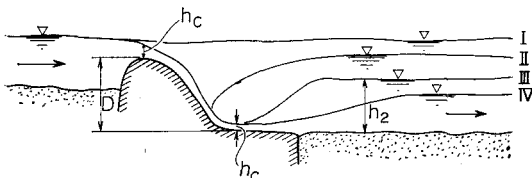


図-7 セキを越える流れ

このうち、Iの領域はセキ頂における限界水深の水位より下流水位が高い場合であっていわゆる潜越流である。

このような流れにおいては、セキ下流側の断面最大流

速点は水表面近くに存在し、セキ直下流の局所洗掘への影響は小さい。しかし断面急拡による渦流が生ずる場合(底層においては上流へ向う流れとなる一種のローラーを形成)は注意しなければならないであろう。

つぎにIIの領域は下流水位がセキ頂の限界水深の水位よりも低く、かつ堤跡水深 h_0 に対する共役水深 h_2 より高い場合である。このような流れは底層流に最大流速点が存在し、なかなかその速度が減衰しない。このような流れにおいては下流水位が共役水深よりも高いために、護床法を軽視しがちであるから十分注意を要する。

また、IIIの領域は堤跡水深 h_0 に対応する共役水深 h_2 唯一つしかない。すなわち下流水深が h_2 より大きい小さいかによってIIあるいはIVの領域へ変化する。

このIIIの領域は流水それ自身によってそのエネルギーを消耗させることができ、理想的な減勢法と云えよう。

IVの領域は下流水深が h_2 より小さい場合であり、セキ直下流における局所洗掘は最も大きい。河床面に沿って高速流が突走る流れである。

(2) 流水領域判定図表について

セキを越える流れの状況は前述の通りである。この項では単位幅流量 q と下流水深 h_3 を知ることにより直ちにその流況を判定する方法について述べる。

いま、セキ高 D と単位幅流量 q を与えて堤跡(i)水深 h_0 、この h_0 に対するフルード数 F_0 、 h_0 に対応する共役水深 h_2 の関係を求め、下流水深 h_3 と水タタキ上における流水領域との関係を調べてみよう。

セキ頂における限界水深 h_c は

$$h_c = (q^2/g)^{1/3}$$

水タタキ面を基準としたセキ頂における全エネルギーは、 $E_0 = D + 1.5h_c$

堤跡(i)水深 $h_0^{(i)}$ は損失を無視して

$$h_0^3 - E_0 h_0^2 + \frac{q^2}{2g} = 0 \dots\dots\dots(1)$$

h_0 に関するフルード数は

$$F_0 = q / \sqrt{gh_0^3}$$

h_0 に対応する共役水深 h_2 は

$$h_2 = \frac{h_0}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_0^2} - 1 \right)$$

である。いま、 $D = 0.1 \sim 4.0\text{m}$ 、 $q = 0.1 \sim 50\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の範囲についてそれぞれの関係を示せば図8、図9、図10のようになる。

この図10はセキ下流水深によって、水タタキ上の流れがどのように変化するかを判断し易いように作図した。すなわち、次のような判定をする。

- ① $D + h_c$ の点線はセキ高 D とセキ頂における限界水深 h_c を加えた高さを示す。したがって、これより下流水位が高い場合には潜りセキなる。
- ② H_2 の実線はそれぞれのセキ高 D に対する完全越

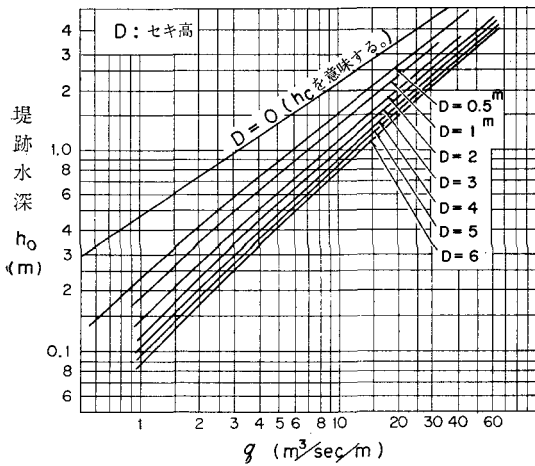


図-8 単位幅流量 q と堤趾水深 h_0 の関係

流時の共役水深を示す。

- ③ H_c は下流側の限界水深 h_c を示す。
- ④ $D+H_c$ の点線と H_2 線の交点 (0印) より大きな流量においては完全跳水が生じない。
- ⑤ $D+H_c$ 線と H_2 線の交点より小さな流量において、この両線に囲まれた領域は潜流となり高速流が底層に存在する。
- ⑥ $D+H_c$ 線と H_2 線の交点より小さな流量において、 H_2 線と H_c 線に囲まれた領域は露出射流から跳

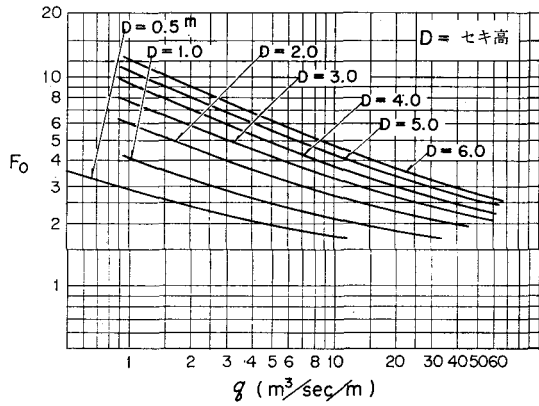


図-9 単位幅流量 q と堤趾のフルード数との関係

水あるいは波状流となる。

- ⑦ $D+H_c$ 線と H_2 線の交点より大きな流量においては $D+H_c$ 線と H_c 線に囲まれた領域は露出射流から波状流となる。

以上より下流水深と単位幅流量 q およびセキ高 D を既知としてセキを越えた流れがどのようになるかを判定することができ、この流況から、護床工の水理設計方針が決定される。

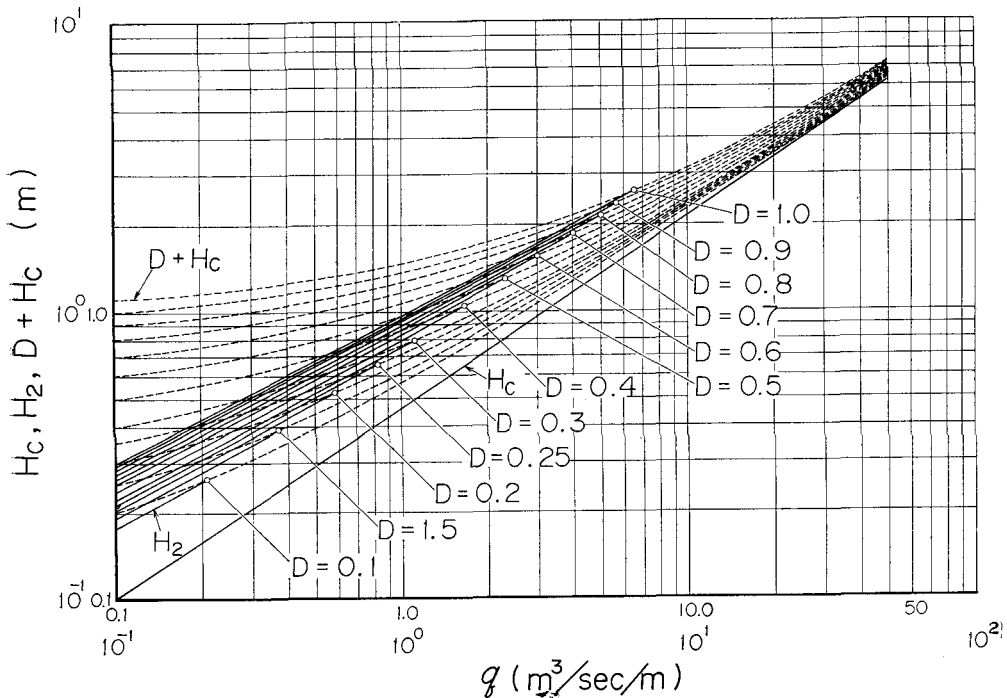


図-10 (a) セキ下流側における流水領域判定図表 ($D=0.1\sim 1.0m$)

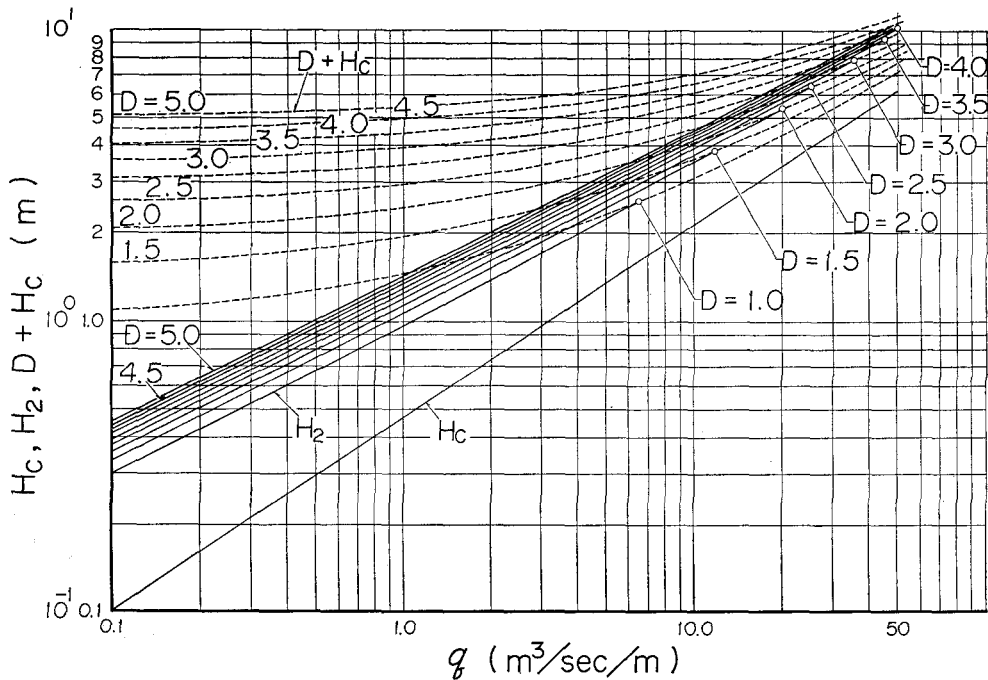


図-10 (b) セキ下流側における流水領域判定図表 (D=1.0~4.0m)

8. 自然河川の諸性質と流水抵抗の変化について

厳しい自然環境の中に設置される頭首工の設計およびこれの護床工の設計においては、まず自然河川の諸性質のあらましを知っておく必要がある。ここではこのような観点からその概要について述べることにする。

河川に工作物を設けるとき、その河川が安定しているか否かが非常に重要な問題である。不安定な河川または将来の河床変動予測が全くできないようでは、その河川に利水を目的とした永久構造物の設置が不可能ではないが、その目的を達することができないであろう。

ところで、河床の変動は基本的には水の流れによって生ずるものである。この河床の変動の要因には山地の開発あるいは荒廃等による供給砂量の変化およびダム の築造による流砂量の変化等があります。

いま、一つの水系を山間部から河口まで、その経路をたどってみるとつぎのような問題を包含していることがわかります。

- ①降雨条件は一定ではない。
- ②山腹の崩壊によって生ずる供給土砂量は一定していない。
- ③流れの合流によって流量が次第に増加し、その合流の形態によって下流の蛇行路が複雑に影響をうける。
- ④合流による流量の増加に伴って流水力が強まり、河川幅が漸次拡大する。

⑤河川の縦断こう配は下流に向って次第にゆるやかとなる。

⑥河床材料(砂礫)の大きさは上流山間部では大きく、下流になるにつれて小さくなる。しかし沖積扇状地の氾濫原を過ぎると急激に砂に変化する場合もみられる。

また、河川の一横断面においても彎曲部凹岸側の砂礫は大きく、凸岸側は一般に小さい。

さらに、これらの砂礫の形状や比重にも様々な変化がみられる。

⑦洪水時には河床の小さな粒子が水中に浮揚し、浮遊土砂による濃度が大きくなると水の比重が大きくなることがある。水の比重が大きくなるとさらに流水力による土砂の輸送能力が増大することとなる。

⑧定流的な流れとして考えた場合、移動床における流水抵抗は流水力に応じて変化する。しかし、流水力に比例するとは限らない。これについてはさらに詳しく説明する(後述)。

⑨定流的な流れの場合、流砂量は流水力の増大に応じて増大する傾向にあるが、自然河川における計測が容易でないため、流砂量式の確定が困難である。

⑩移動床状態にある自然河川の蛇行現象は避けられないものであるが河川幅が大きく影響する可能をもっている。

これらの諸性質から大まかに河川というものを表現すれば下記のごとくである。

山間部からの土砂の供給状況，流域の地質，河川幅および土砂輸送力に対して最も影響力の強い流量（支配流量）によって河川の形態が特性づけられる。

ここに支配流量は必ずしも大きな洪水量ではない。というのは，洪水量は一つのピークをもった時間的に変化する非定常流であり，かつ水の速度に対して底層土砂の移動速度は非常に遅いため，洪水のピーク量によって河床の変動が支配されることがないからである。近年考えられていることは1～2年確率洪水量はその河川の支配流量としてみなされるであろうということである。しかし，比較的粒径の大きい河川に対してであって，あらゆる河川についての定説はない。

つぎに，定常的な流れにおける流水力と河床形態および流水抵抗の関係について述べよう。

流水によって動かされる土砂の移動状態は粒径の大きさやその混合状態によって複雑に変化し，単純な式をもって表現することは困難である。

一般に，土砂が流水によって動かされ，集団的に運搬される時の水路床状態の様式は流水の力が増加するに従って ripple, dune, plane-bed, standing wave および antidune の5つの形態に変化する（図-11）。

しかし，実際にはこれらの形態が判然と区別されて変化するものではなく，相互の形態の間には transition の状態があることを D. B. Simons & E. V. Richardson⁷⁾ は実験結果にもとづいて示している。

いま，この5つの形態を説明すればつぎのようである。

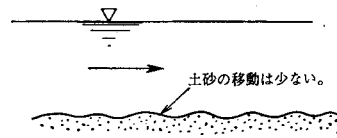
図において，(a)から(b)への移行においては dune の上に ripple を重ねたような状態が生じ，水面の boil も dune の場合より弱い。

(b)から(c)への変化においては，dune の高いところが洗い流されて徐々に小さくなる。(c)から(d)へは流れのフルード数が1近くなると流れが不安定となり，水表面と河床面が著しく変動する。さらに(d)の状態が発達すると，あたかも急流工のような流れとなる。すなわち，Pool→accelerating flow→jump→pool の水理現象になるといっている。

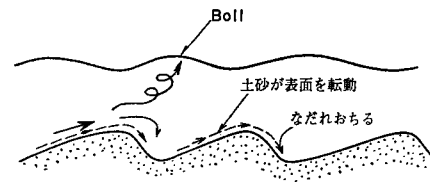
つぎに土砂移動現象について述べよう。

(b)の形態においては dune の背面上を転動した粒子が dune の前面にあたかも雪崩れのようにくずれ落ち，この斜面は粒子の安息角に着く，このような現象が繰返されて，dune が漸次下流へ移動する。この場合の水面形は dune の頂に対応するところで低く，dune 前面の低い部分に対応する水面は高くなる。また dune の前面において流れの不連続面が生じこれにより水表面に boil を発生する。

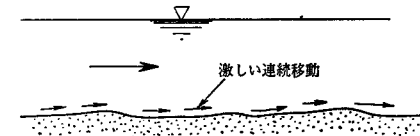
(c)の形態はあたかも固定床上を土砂が激しく移動するような現象である。(d)の場合は河床のうねりと水面のう



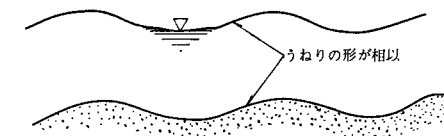
(a) Typical ripple pattern ($F \ll 1$)



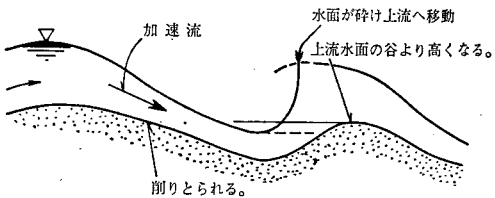
(b) Dunes ($F < 1$)



(c) Plane bed, ($F < 1$)



(d) Standing wave, ($F \approx 1$)



(e) Antidunes, ($F \geq 1$)

図-11 河床形状説明図 (Simons らの区分方法による)

ねりは相似形をなす。(e)における河床の頂部は dune の場合とは逆に上流側へ移動する。すなわち頂部直下流面は射流となるために，この部分の土砂が削り取られるような現象を呈する。

以上流水力によって変化する代表的な河床形態を述べたが，粒径が大きい場合には ripple は生じない。

また粒径が小さくても，河川こう配が緩やかな場合には antidune のような形態が生じないものと考えられる。このようなことから，実験水路での研究においては粒径の大きさと水深の関係から自づとその限界が存在する。

つぎに河床形態と流水抵抗の関係について説明する。従来，河川の流水抵抗は，粗度係数として表現され，

一般に Manning の n 値が用いられている。この値は河川における水理量の観測値からの逆算値であって、流量（または水深）の変化に拘らず一定として扱っている。筆者は、D. B. Simons & E. V. Richardson の実験結果を図12の実線のように整理した⁹⁾。この図において、

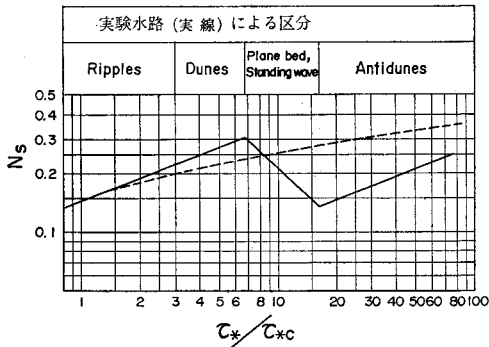


図-12 移動床における流水抵抗

$\tau_*/\tau_{*c} = ghI/U_*^2$, $N_s = ng^2/d^6$, g ; 重力の加速度, h ; 水深, I ; こう配, U_{*c} ; 粒子の限界摩擦速度, n ; Manning の粗度係数, d ; 砂の粒径である。図でわかるように、ripple から dune へ、さらに dune の発達につれて流水抵抗が増大し、dune のある限界に達したのちは急激にその抵抗を減ずる。これは河床形態が凹凸の大きい dune から流水抵抗の小さい plane-bed に移行するためである。さらに流水力が大きくなりフルード数が 1 近くなると流れが不安定となり、いわゆる standing wave となり、これより、antidune の発達につれて流水抵抗が増大する。

これは流れの強さによって河床形態が変化し、この形態変化が流水抵抗の変化としてあらわれることを、実験値にもとづいて示したものである。

一方、図の点線は近年数多くの河川調査から帰納した杉尾⁹⁾の整理方法にもとづき、木曾川、阿武隈川、矢作川および揖斐川の資料から算定した結果の平均線である。図12の整理方法は移動床における流水抵抗を一元的に完全に表示してはいないけれども、一つの目安を与えることができる。明らかなることは流水力によって抵抗値が変化することである。

9. 護床工の水理設計法

9.1 I 領域について一潜越流となる場合一

この領域では断面最大流速点は水面近く存在するので、護床工法としての特別な配慮がいらぬであろう。

基本的な考え方としては底面粗度の急激な変化を避けるよう留意する。すなわち、自然河川の平均粒径に対する移動限界時の流水抵抗と等しい護床工法を考えればよ

い。具体的な計算方法はIV領域のところでも説明する。なおその保護区間はセキ頂上水深の10~15倍程度で十分と考えられるが今後もう少し検討したい。

9.2 II 領域について一下流河川水位が共役水位より高い場合一

(1) 考え方の基本

常に跳水条件を与えることを原則とする。一般的にはこう配が1:4より緩やかな傾斜床にすれば、任意の点で跳水を起させることができる。この緩やかさの限界については十分なる研究がなされていないが、おおよそ1:5~1:12の範囲であればその目的を達することができるであろう。しかし、越流セキが高い場合には、セキ下流こう配を上述のように緩やかにすると、その堤体積が非常に大きくなり不経済であるから、これにはつぎのような方法が考えられる。

まず、セキ下流における単位幅流量と水位の関係を既知とする。つぎに任意の単位幅流量についてその落差毎の水理量（堤趾水深とフルード数）に対する共役水深の水位を求める。この水位と下流水位との一致したときの条件が堤体形を与える下流端とし、これより下流を緩やかなこう配（ $\frac{1}{5} \sim \frac{1}{12}$ ）の範囲で与える。これは図に示せば図13の通りである。

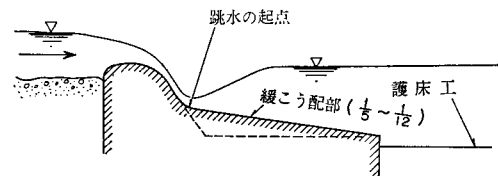


図-13 下流水深が共役水深より大きい場合の処置工法

このようにすれば、堤体積が節約でき、かつあらゆる条件に対して跳水現象を起し得る。

もし、このような配慮を怠れば、高速流が底層流を走り、その減勢が容易ではなく、さらに局所洗掘を生ずることになるであろう。

(2) 基本計算

a. 堤体下流形状を決定するための条件要素は、セキの高さ D 、下流の単位幅流量と水位関係

b. 護床工設計のために必要な条件要素は、平均粒径のみ、

c. 計算事項と作成すべき計算表は

セキ下流における流量と水位関係の現地資料が明らかでない場合には、9.4.(2)の項で示した方法と同じ計算をする。このときは自然に形成される河床を基準とする。

(3) 護床工の配列をきめる計算

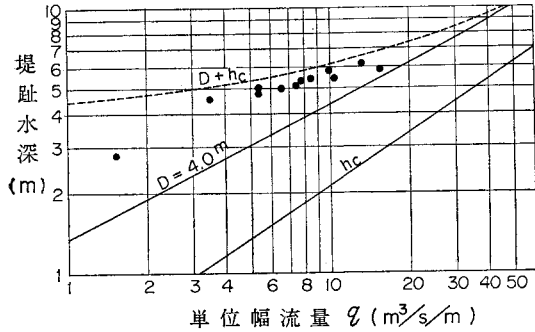
9.4.(3)の項と同様な考え方で行う。

(4) 護床工の長さは

平均粒径移動限界時の水深の6倍を与えればよいであろう。

(5) 計算例

ここでは、セキ高 $D=3.95\text{m}$ 、単位幅流量 q と、この時の護床工上の水深 h_3 の関係は表一の如く与えられているものとする。この表一を図10の様式にプロットしたものは図14である。ただし、 D は近似的に 4.0m の線で示した。この結果、下流水深は共役水深より高く明らかに図7のⅡ領域であることがわかる。



図一14 単位幅流量と下流水深の関係
(与えられた条件)

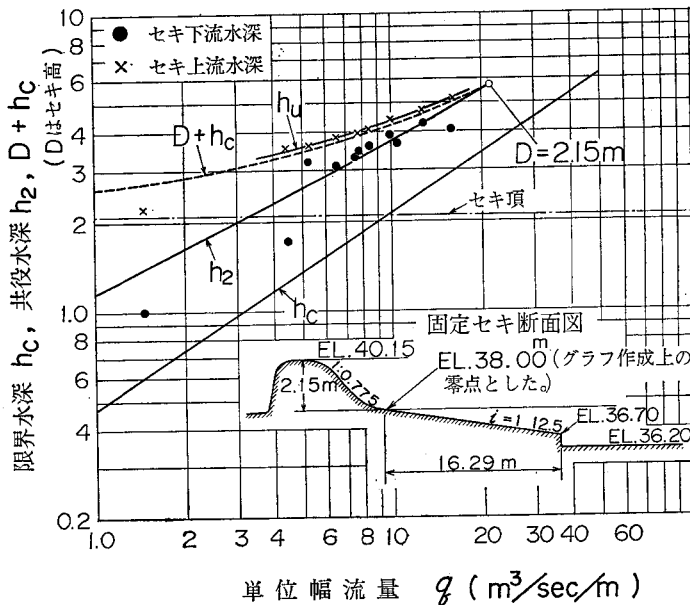
いま下流のベースを 1.8m 上昇せしめ落差 $D=2.15\text{m}$

表一 1 下流側水深が共役水深より大きい場合
(セキ高 $D=3.95\text{m}$)

q (m^3/s)	h_3
1.511	2.8
4.522	3.57
16.289	5.95
13.393	6.10
9.954	5.74
10.859	5.53
8.446	5.46
7.842	5.25
7.541	5.11
6.662	4.97
5.330	5.04
5.330	4.83

とする。すなわち、表一の下流水深から 1.8m を差引き、再び図10の様式で示せば図15のようになる。

この結果、大略跳水現象を発生させることが可能である。この現象は実験によって立証された。



図一15 跳水起点の変更による単位幅流量と下流水位の関係

9.3 Ⅲ領域について一下流河川水位が共役水深である場合一

これは跳水現象の最も基本的な型である。したがって、その保護区間は跳水長さに多少の余裕(共役水深の

2倍位)を見込めばよいであろう。

また、護床工の構造はⅣ領域に準じたものでよく、その与える流水抵抗は自然河川の平均粒径に対する移動限界時のそれと等しくすればよい。

9.4 IV領域について一下流河川水位が共役水深より低い場合一

この領域においては明らかに露出射流があらわれ、流砂の移動も激しいため、その破壊力が大きいから、護床工法には最も注意を要する。

この領域の護床工法は筆者らの考え方を示すこととする。

(1) 考え方の基本

① 水タタキと河川との間は自然河川と類似の抵抗を有する護床工法とする。これは流砂の連続性を阻害しないためである。(図16)

② 護床工と河川の流水抵抗を等しくする。すなわち、接続点前後での鉛直方向の流速分布を等しくすることにより護床工末端の局所洗掘を防止する。(図17)

③ 護床工に与える流水抵抗は河床の平均粒径の移動限界状態のものとする。しかし流水が一方の岸に偏し、その下流側に設けられる土砂吐では最大粒径の移動限界時のものとする。

④ 護床工の粗度要素の天端は水タタキ底面と同高とし、急激なエネルギー損失を生じないようにする。

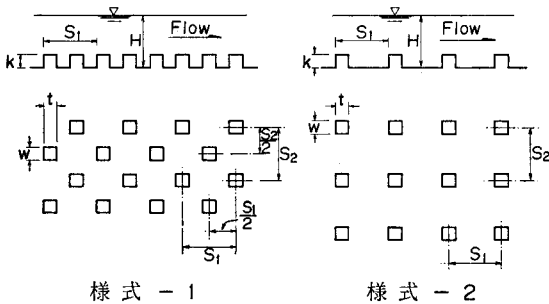


図-16 イボ型護床工の粗度様式説明図

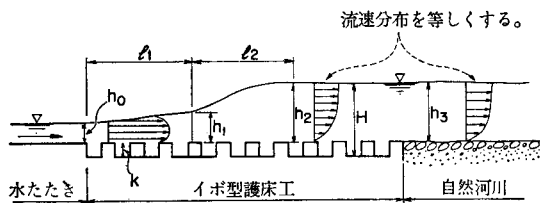


図-17 イボ型護床工上の流れの説明図

(2) 基本計算

a 護床工設計のために必要な条件要素は セキの高さD, 河川こう配, 平均粒径, 最大粒径および最大単位幅流量である。

b 計算事項と作成すべき計算表はつぎのようである。

平均粒径の移動限界水深 h_3

$$h_3 = U_{*c}^2 / gI \dots\dots\dots(2)$$

最大粒径の移動限界水深 h'_3

$$h'_3 = U'^2_{*c} / gI \dots\dots\dots(3)$$

ここに U_{*c} : 平均粒径の限界摩擦速度, U'^2_{*c} : 最大粒径の限界摩擦速度で岩垣の簡易公式¹¹⁾を用いる。

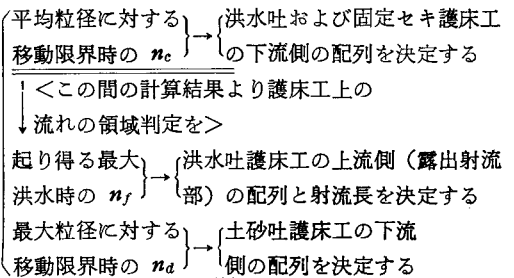
計算表1 (作成例) n_f, q, F を求めるために(平均粒径に対して)

h	ghI	$\frac{\tau_{*c}}{\tau_{*c}} = \frac{ghI}{U_{*c}^2}$	$N_s = \frac{n_f \sqrt{g}}{d_m^{1/6}}$	n_f	$\frac{5}{h^3}$	$\frac{5}{h^3 I^{1/2}}$
.....
$q = \frac{5}{n_f} \frac{1}{I^{1/2}}$	$Q = q \cdot B$	$v = \frac{q}{h}$	\sqrt{gh}	$F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$
.....

ここに n_f は移動床における Manning の粗度係数である。なお(2)式で求めた h_3 に対応する n_f は n_c とみなす。

また(3)式で求めた h'_3 に対応する粗度係数を n_a とし、これを計算表1 (作成例) の形式で求めるには d を最大粒径におきかえ、 U_{*c} を最大粒径の限界摩擦速度および $h=h'_3$ とすれば得られる。

c 計算結果と使用区分



(3) 護床工の下流側の配列をきめる計算

ここでの計算には突起の高さ k と幅 w を仮定する。一般式は¹⁰⁾

$$\frac{1}{n\sqrt{g}} = 10.6 \log_{10} \frac{H}{k} + 5.4 \log_{10} \frac{S}{F} - 5.47 \dots\dots(4)$$

ここに, $H=h_3+k$, $F=k \cdot w$, S : 突起1ヶ当りの支配面積で様式1において $S=S_1 S_2 / 2$, 様式2では $S=S_1 S_2$ となる。

n は Manning の粗度係数であって、洪水吐および固定セキの護床工の下流側の設計には n_c を用いる。しかし、土砂吐の場合には n_a を用いる。また H は前者において、 h_3+k であり後者は h'_3+k である。

(4) 護床工の長さを求めるための計算

① 護床工下流側について(跳水あるいは常流区間)

まず、土砂移動限界時における $H=k+h_3$, $H'=k+h'_3$ に対する上流側の共役水深 H_1 を次式より求める。

$$H_1 = \frac{H}{2} \left\{ \sqrt{\frac{8q^2}{gH^3} + 1} - 1 \right\} \dots\dots\dots(5)$$

この結果 $H_0 < H_1$ なるときは跳水

$H_0 > H_1$ なるときは跳水が生じない。

ここに $H_0 = k + h_0$, h_0 : 堤跳水深である。

護床工の区間は $l_2 = 6H$ とする。

② 護床工上流側について(露出射流区間)

$H_0 < H_1$ なるときは $H_0 \sim H_1$ までの区間長さを求める。

$H_0 > H_1$ なるときは $H_0 \sim h_c$ までの区間長さを求める。

$H_0 > h_c$ なるときは 露出射流区間は生じない。

護床長 l_1 の計算は次式による。

$$l_1 = \frac{1}{n_f^2} \left\{ \frac{3\alpha}{4g} (H_1^{\frac{4}{3}} - H_0^{\frac{4}{3}}) - \frac{3}{13q^2} (H_1^{\frac{13}{3}} - H_0^{\frac{13}{3}}) \right\} \dots\dots\dots(6)$$

ここに n_f はこのセキを越えるときおこりうる露出射流時の最大値を与える。 l_1 を短かくするときは n_f を大きくすればよい。しかし人工粗度の突起の最小間隔は最大粒径の2倍を限度とすべきであろう。

(5) 露出射流区間のブロックの配列は次式より

$$\frac{H_m^{\frac{1}{6}}}{n_f \sqrt{g}} = 10.6 \log_{10} \frac{H_m}{k} + 5.4 \log_{10} \frac{S}{F} - 5.47 \dots\dots\dots(7)$$

ここに H_m は $H_0 < H_1$ のとき $(H_0 + H_1)/2$
 $H_0 > H_1$ のとき $(H_0 + h_c)/2$

である。

(6) 計算の順序

- ① 計算条件を与える。
- ② 基本となる諸数値を求める。
- ③ 流れる性質を調べる。

流水領域判定図表に単位幅流量 q と水深 h_3 をプロットしてみる。

④ セキを落下する流れの堤趾におけるフルード数 F_0 と水深 h_0 を求める。さらに護床工上の突起高さ k を仮定し、これを加えたときの $H_0 = h_0 + k$ およびこれに対するフルード数 F'_0 を調べ護床工上の流れの状況を検討する。

⑤ 平均粒径の移動限界時における水量と露出射流があらわれるであろう最大流量時(流水領域判定図表による)の水量について上流側の共役水深 H_1 を求める。 H_1 と H_0 を比較し、露出射流長さを求める範囲を決定する。

$H_0 < H_1$ のとき l_1 を求める範囲は $H_0 \sim H_1$

$H_0 > H_1$ のとき " $H_0 \sim h_c$

$H_0 > h_c$ のとき 露出射流発生せず

⑥ 露出射流長さ l_1 を求める

l_1 を短かくしようとすれば n_f を大きくすればよい。すなわち護床工の配列によって調節が可能である。しかし、護床工の突起の最小間隔は最大粒径の2倍を限度とした方がよいと思われる。

⑦ l_1 に接続する護床工の長さ l_2 は平均粒径の移動限界時における水量よりつぎのように与える。

$$l_2 = 6H$$

ここに $H = h_3 + k$ である。

ゆえに護床工全体の長さ $L = l_1 + l_2$ である。

⑧ 平均粒径の移動限界に対する下流側護床工の配列

水深は $H = h_3 + k$, 粗度係数は n_c を用いる。

⑨ 最大粒径の移動限界に対する下流側護床工の配列

水深は $H' = h'_3 + k$, 粗度係数は n_d を用いる。

⑩ 露出射流部分の護床工の配列

水深は $H_0 < H_1$ のとき $H_m = (H_0 + H_1)/2$

$H_0 > H_1$ のとき $H_m = (H_0 + h_c)/2$

粗度係数は最大露出射流が生ずるときの河川の粗度以上を与える。

(7) 計算例

① 計算条件

セキ高 $D = 1.5\text{m}$, 河川こう配 $I = 1/250$, 平均粒径 $d_m = 0.05\text{m}$, 最大粒径 $d_x = 0.30\text{m}$, 最大単位幅流量 $q = Q/B = 28\text{m}^3/\text{s}$

② 基本となる諸数値

限界摩擦速度 $U^2_{*c} = f(d_m) = 404.5(\text{cm}/\text{s})^2$

" $U'^2_{*c} = f(d_x) = 2427(\text{cm}/\text{s})^2$

移動限界水深 $h_3 = f(d_m) = U^2_{*c}/gI = 103\text{cm}$

" $h'_3 = f(d_x) = U'^2_{*c}/gI = 605\text{cm}$

移動限界時の粗度係数 n は

$$n_c = f(d_m) = 0.1454 \cdot \frac{d_m^{\frac{1}{6}}}{\sqrt{g}} = 0.0282$$

$$n_d = f(d_x) = 0.1454 \cdot \frac{d_x^{\frac{1}{6}}}{\sqrt{g}} = 0.0380$$

③ 流れの性質

計算表1(作成例)に従って表-2-a, および表-2-bを作成した。この表-2-aをプロットしたものは図18である。この図によれば、下流水深は明らかに共役水深より小さいことがわかり、IVの領域に存在する。しかし、単位幅流量が約 $18.6\text{m}^3/\text{s}$ 以上になるとIの領域へ移行し、断面最大流速点が水表面に移動することが推定される。したがって、ここでは露出射流が生ずるで

あろう最大流量を 15.63m³/s と仮定する。このときの
下流水深は 4.0 m である。これに対して最大粒径移動限

界水深は 6.05m であるから、このとき断面最大流速点は
底層にない。

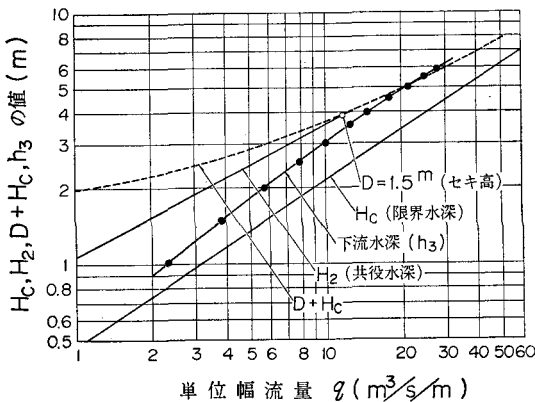
表一 2-a 河川の水利特性表 (平均粒径について)

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
h_{cm}	ghI	$\tau^*/\tau^*c = ②/U^2_{*c}$	$N_s = \frac{n_f \sqrt{g}}{d_m^{3/6}}$	n_f	$h^5/3$	$h^5/3 I^{1/2}$	$q = \frac{⑦}{⑤}$	$v = \frac{⑧}{①}$	$F = \frac{⑨}{\sqrt{gh}}$
1.03	0.0404	1.0	0.1454	0.0282	1.050	0.0663	2.35	2.28	0.717
1.50	0.0588	1.45	0.165	0.032	1.966	0.1242	3.88	2.58	0.674
2.00	0.0784	1.94	0.18	0.035	3.175	0.2005	5.73	2.86	0.646
2.50	0.0980	2.42	0.19	0.0368	4.605	0.2910	7.90	3.16	0.639
3.00	0.1175	2.90	0.20	0.0388	6.240	0.394	10.15	3.39	0.623
3.50	0.1372	3.40	0.205	0.0397	8.068	0.510	12.85	3.67	0.627
4.00	0.1568	3.88	0.21	0.0407	10.080	0.636	15.63	3.91	0.626
4.50	0.1764	4.36	0.215	0.0416	12.265	0.775	18.60	4.14	0.623
5.00	0.1960	4.85	0.22	0.0426	14.620	0.923	21.60	4.32	0.617
5.50	0.2155	5.33	0.225	0.0436	17.137	1.083	24.80	4.50	0.612
6.00	0.2355	5.80	0.23	0.0446	19.811	1.250	28.00	4.66	0.606
6.50	0.2550	6.30	0.235	0.0455	22.639	1.430	31.40	4.83	0.605
7.00	0.2745	6.80	0.24	0.0465	25.615	1.617	34.80	4.97	0.600

(注) $ghI = 9.8 \times \frac{1}{250} = 0.0392$, N_s は図12の点線より, $\sqrt{I} = 0.0632$, ここでの $h = h_3$ である。

表一 2-b 河川の水利特性表 (最大粒径について)

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
h'^3	gh'_3I	$②/U'^2_{*c}$	N_s	n_d	$h'^5/3$	$h'^5/3 I^{1/2}$	$q = \frac{⑦}{⑤}$	$v = \frac{⑧}{①}$	$F = \frac{⑨}{\sqrt{gh}}$
(m) 6.05	0.237	1.0	0.1454	0.038	20.087	1.320	34.70	5.73	0.744



図一 18 護床工上における単位幅流量と下流水深の関係

④ セキを落下する流れの性質

高さ 1.5 m のセキを流下する水利諸量を表一 3 に示した。この表において、 $H_0 = h_0 + k$ であり k を 0.5 m と仮定している。この H_0 は水たたき上において h_0 であった水深が護床工上で深さ k を加えられた値である。

いま $h_3 = 1.03m$ について説明すると水たたき上で $F_0 = 3.80$ の射流であった流れが護床工上で $F'_0 = 0.96$ の常流となり、急速に減速する様子がわかる。しかし露出射流が生ずる最大流量時 $h_3 = 4.0m$ のときは $F_0 = 2.2 \rightarrow F'_0 = 1.53m$ に変化するのみで、いぜんとして射流領域であることがわかる。したがって、この $h_3 = 4.0$ なる条件のときの露出射流長を求めなければならない。

⑤ 下流側的水深に対する上流側の共役水深 H_1 の算定

ここでの計算は $h_3 = 1.03m \rightarrow H = h_3 + k$ と $h_3 =$

表-3 単位幅流量に対するセキ堤趾の水深 h_0 とフルード数 F_0 および護床工の突起高さ $k=0.5\text{m}$ を加えたときの F'_0 の関係
(セキ高 $D=1.5\text{m}$)

h_3	q	h_0	F_0	H_0	gH_0	$\sqrt{gH_0}$	$H_0\sqrt{gH_0}$	$F'_0 = \frac{q}{H_0\sqrt{gH_0}}$
1.03	2.35	0.35	3.80	0.85	8.33	2.885	2.45	0.96
1.50	3.88	0.54	3.20	1.04				
2.00	5.73	0.75	2.80	1.25				
2.50	7.90	0.98	2.60	1.48				
3.00	10.15	1.25	2.40	1.75				
3.50	12.85	1.30	2.30	1.80				
4.00	15.63	1.70	2.20	2.20	21.55	4.64	10.2	1.53
4.50	18.60	2.00	2.10	2.50				
5.00	21.60	2.20	2.05	2.70				
5.50	24.80	2.50	2.00	3.00				
6.00	28.00	2.80	1.90	3.30				
6.50	31.40	3.00	1.85	3.50				
7.00	34.80	3.30	1.80	3.80				

$H_0 = h_0 + k$

4.0→ $H=h_3+k$ について行う。前者は平均粒径移動限界時の条件であり、後者は露出射流が発生するうちの最大流量時の条件である。この結果は表-4の通りである。

表-3, 表-4, 図-8より

$q=2.35$ のとき $H_0=0.85 > h_c=0.82 > H_1$

$=0.383$

$q=15.63$ のとき $h_c=2.9 > H_0=2.2 > H_1=1.773$

ゆえに $q=2.35\text{m}^3/\text{s}$ のときは露出射流が生じない。
 $q=15.63\text{m}^3/\text{s}$ のときは $H_0=2.2 \sim h_c=2.9$ の範囲で露出射流長 l_1 を求めればよい。

表-4 下流水深に対する上流側の共役水深 H_1
($k=0.5$ と仮定)

h_3 ①	$H=h_3+k$ ②	gH^3 ③	q ④	$8q^2$ ⑤	$\frac{⑤}{③}$ ⑥	$⑥+1$ ⑦	$\sqrt{⑦}$ ⑧	$⑧-1$ ⑨	$⑨ \times \frac{H}{2} = H_1$ ⑩
1.03	1.53	35.1	2.35	44.1	1.255	2.255	1.5	0.5	0.383
4.00	4.5	89.2	15.63	19.52	2.190	2.190	1.788	0.788	1.773

⑥ 露出射流長さ l_1 を求め、護床工長 L の決定
ここでの粗度係数 n_f は $q=15.63\text{m}^3/\text{s}$ 時の値(表-2)を与える。この結果は表5である。

なお、これに接続する護床工長さ l_2 は、平均粒径の移動限界時の水深 $H=h_3+k=1.03+0.5=1.53\text{m}$ の6倍とする。すなわち、 $l_2=6H=9.18\text{m}$

ゆえに護床工の全長 $L=l_1+l_2=19.20+9.18=28.38\text{m}$ となる。露出射流長 l_1 を短くするには n_f を大きくすれば得られる。

なお、土砂吐部分においても露出射流が生ずる最大流量時の長さ l_1 と最大粒径移動限界時の水深の6倍を加えた値を採用することが望ましい。

表-5 露出射流長さ l_1

H ①	$\frac{4}{H^3}$ ②	$\frac{13}{H^3}$ ③	H_0 ④	$\frac{4}{H_0^3}$ ⑤	$\frac{13}{H_0^3}$ ⑥	$②-⑤$ ⑦	$\frac{3}{4g} \times ⑦$ ⑧	q ⑨	$③-⑥$ ⑩	$\frac{3}{13q_2} \times ⑩$ ⑪	$⑧-⑪$ ⑫	n_f ⑬	$l_1 = \frac{⑫}{n_f^2}$ ⑭
2.9	4.135	100	2.20	2.861	30.5	1.274	0.0975	15.63	69.5	0.0657	0.0318	0.0407	19.20

(限界水深)

⑦ 平均粒径の移動限界に対する下流側護床工の配列

ここでの条件は $H=1.53\text{m}$, $n_c=0.0282$ である。
この結果は表-6に示した。

表-6 平均粒径に対する下流側護床工突起の配列
($k=0.5$, $w=0.5$, $F=0.25$ とする)

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
H	$\frac{1}{H^6}$	n	$\frac{②}{n\sqrt{g}}$	$\frac{H}{k}$	$10.6 \log_{10} ⑤$	④-⑥+5.47	$\frac{⑦}{5.4}$	$\frac{S}{F}$	$S_1 = \sqrt{2S}$
1.53	1.073	0.0282	12.15	3.06	5.15	12.47	2.31	204	$\approx 20\text{m}$

⑧ 最大粒径の移動限界に対する下流側護床工の配列

ここでの条件は $H=6.55\text{m}$, $n_a=0.038$ である。
この結果は表-7に示した。

表-7 最大粒径に対する護床工突起の配列

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
H	$\frac{1}{H^6}$	n	$\frac{②}{n\sqrt{g}}$	$\frac{H}{k}$	$10.6 \log_{10} ⑤$	④-⑥+5.47	$\frac{⑦}{5.4}$	$\frac{S}{F}$	$S_1 = \sqrt{2S}$
6.55	1.368	0.038	11.5	10.9	11.0	5.97	1.10	12.6	5 m

$$l_2 = 6H = 39.3\text{m}$$

⑨ 露出射流部分の護床工の配列

ここでの条件は, $q=15.63\text{m}^3/\text{s}$, $H_m = \frac{1}{2}(H_0 + h_c)$

$n_f=0.0407$, $H_0=2.20\text{m}$, $h_c=2.9\text{m}$ である。この結果は表-8に示した。

表-8 最大露出射流時の護床工突起の配列

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
H_m	$\frac{1}{H_m^6}$	n_f	$\frac{②}{n_f\sqrt{g}}$	$\frac{H}{k}$	$10.6 \log_{10} ⑤$	④-⑥+5.47	$\frac{⑦}{5.4}$	$\frac{S}{F}$	$S_1 = \sqrt{2S}$
2.55	1.168	0.0407	9.17	5.10	7.50	7.14	1.32	20.9	6.47m

$$H_m = \frac{1}{2}(H_0 + h_c), H_0 = 2.2, h_c = 2.9, n_f = 0.0407$$

9.5 水門流出において下流水深が共役水深より高い場合

この流れは、底層部に断面最大流速点が存在するので walljet として取扱った土屋義人博士²⁾の論文を適用する。

水理的には噴流と考え、そのような walljet の特性から3つの領域に分けて考察を加えている。

第1領域は wall jet の最大流速が一定であるところ、第2領域は最大流速がキョリの平方根に反比例して減少するところ、第3領域は自由表面が存在するために自由噴流に関する結果が適用されないところである。

以上の区分について、それぞれ水叩長さを求める方法はつぎの通りである。ただし、粒径の比較的大きい場合についてのみ記す。

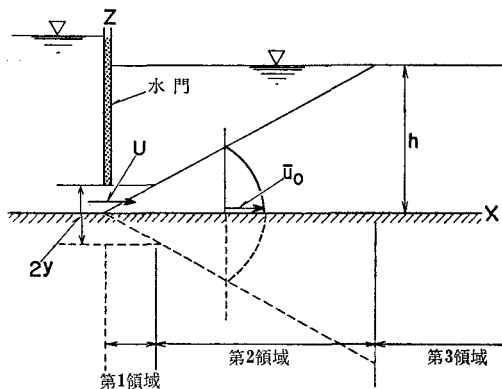


図-19 水門よりの流出状態説明図

(1) $L/y \leq 10.4$ の領域において

これは、いわゆる第1の領域であり、粒径が大きい場

合には図-20のように示される。

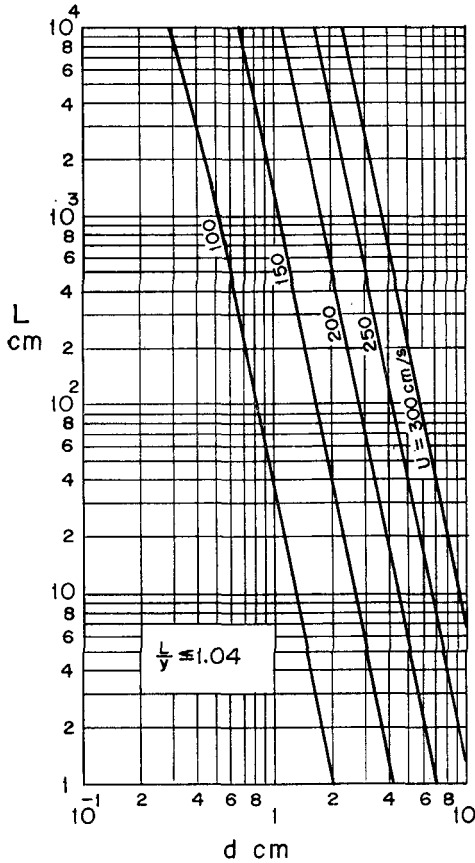


図-20 $L/y \leq 10.4$ の場合に対する洗掘限界にある水たたきの長さや砂礫の大きさとの関係

ここに L : 水叩の長さ, y : 水門の開度, U : 水門出口の流速, d : 粒径の大きさである。

(2) $10.4 \leq L/y < \zeta_c$ の領域において

これは第2の領域にあてはまる。粒径の比較的大きい場合は、図-21で示される。

ここに、 $\zeta_c = x_c/y$, $x_c \neq$ 自由噴流に対する適用限界までのキヨリである。また下流水深 h_3 とすれば、ほぼ $x_c/h_3 \approx 3.5$ の関係にある。

(3) $\zeta_c < L/y$ の領域において

ただし、この場合において、下流水深 h_3 は U, y に対する共役水深 h_2 より大きいことを条件とする。

この領域においては与えられた d について、 $U^2 \sim L$ の関係を図-21から求め、図にあらわす。ただし、 $U^2 y$ を $(U^2 y)_w$ として表示する。つぎに次式を用いて与えられた h_3 , $U^2 y$ を代入し、適当な L を与えることにより $(U^2 y)_w$ を求める。

$$(U^2 y)_w = U^2 y / \left(2.90 - 6.59 \frac{h_3}{L} \right)^2 \dots \dots \dots (8)$$

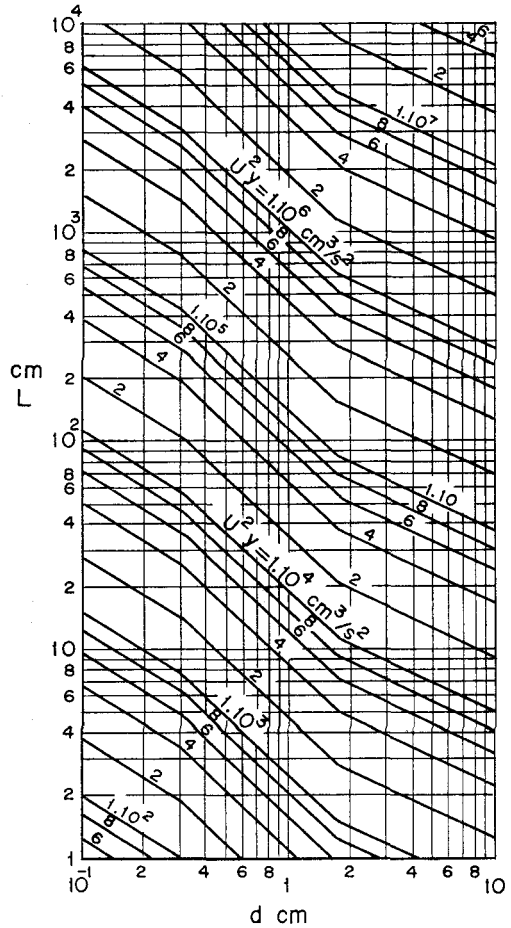


図-21 $10.4 \leq L/y < \zeta_c$ の場合に対する洗掘限界にある水たたきの長さや砂礫の大きさ

このようにして、図-21から求めた曲線と式(8)から求めた曲線との交点に対応した L が所要の水叩の長さである。

なお、図-21から求めた $(U^2 y)_w$ と(8)式から求めた $(U^2 y)_w$ とが等しくなるとき $\frac{h_3}{L} = 0.288$ となり、水叩 L の最大値を与える。すなわち、これ以上水叩を長くする必要はない。

(4) 計算例²⁾

① 条件 $U=5\text{m/s}$, $y=0.5\text{m}$, $d=6\text{cm}$

② $L/y \leq 10.4$ の領域をチェック

図-20より $L=80\text{m}$ 以上となり、 $L/y=160 > 10.4$ となるから、この領域での設計は適当でない。

③ $10.4 \leq L/y < \zeta_c$ および $L/y > \zeta_c$ の領域チェック。水門出口で跳水を起すような下流水深 h_3 は

$$\frac{h_3}{y} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_y^2} - 1)$$

$$F_y^2 = \alpha U^2 / gy$$

$$\therefore h_3 = 1.35\text{m}$$

ここで問題とする条件は $h_3 > 1.35\text{m}$ の場合に限られる。

つぎに図-21から $d=6\text{cm}$ に対する $(U^2y)_w$ と L の関係を求めて太い実線で描く。

一方式(8)を用いて与えられた U^2y , h_3 について適当な L を与えることにより $(U^2y)_w$ を求め、この $(U^2y)_w$ と L の関係を求め同一の図に細い実線で示す。この両者の交点は水叩の長さを与える位置である。ここでは下流水深が 3m の場合について示しておく。すなわち、 $L=14.9\text{m}$ である。

また、破線で示した $(U^2y)_w = U^2y = 1.25 \times 10^7$ の直線と太い実線との交点 G は $h_3/L = 0.288$ なる場合を示し、水たたきの長さの最大限界値である。すなわち、これ以上水たたきを長くする必要はない。

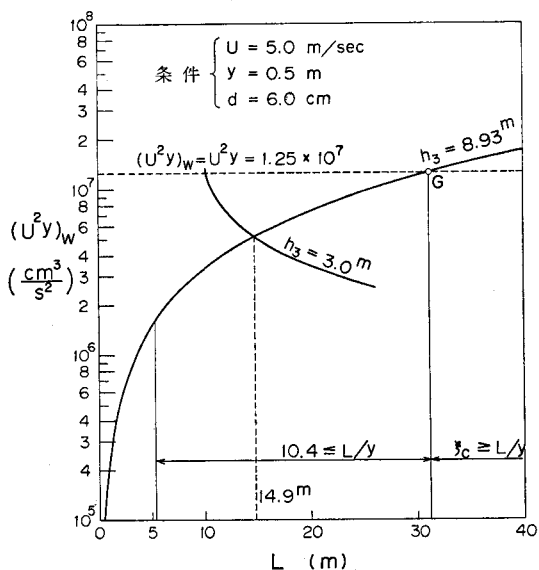


図-22 水叩の設計に対する計算例

(5) 計算の応用方法

いま、取水用の水門を考え、水門上流側の水深 H は、一定とし、さらに下流側はその水路の十分下流に水面形に対する支配断面があるものとし、水門下流の流れは近似的に等流の状態にあるものとする。そして水門をきわめて徐々に開いた場合の洗掘限界にある水たたきの長さの変化を考察する。

水門からの流出量 q に対して

$$q = C_q y \sqrt{2g(H-h_3)} \quad \dots\dots\dots(9)$$

下流水深 h_3 について

$$q = Uy = \frac{1}{n} h_3^{5/3} I^{1/2} \quad \dots\dots\dots(10)$$

が得られる。

したがって、与えられた C_q , n および I のそれぞれの数値を代入すれば、その変化の状態を容易に求めるこ

とができる。

式⑩より $h_3 \sim Uy$ 表を作成する。

式(9)より $h_3 \sim U(=\sqrt{2g(H-h_3)})$ 表を作成する。この結果つぎのような表を作成し y および q を求める。

計算表-2 (作成例)

h_3	Uy	U	y	q

y , U , h_3 が求めれば、 d を与えることにより水たたきの長さ L が前述の計算例と同様な方法により求めることができる。

このようにして、 y に対する U , L/y , h_3/L および L の関係を図示すれば、設計上必要な水たたきの長さは y の関係として求めることができる。

(6) 土屋義人博士によるグラフの適用限界

水門流出時のフルード数は 1.7 以上であること。

すなわち

$$F = \frac{U}{\sqrt{gy}} \geq 1.7 \quad \dots\dots\dots(11)$$

一方、水門よりの流出流速と流量 q は

$$U = \sqrt{2g(H-h_3)} \quad \dots\dots\dots(12)$$

$$q = C_q y U = 0.6 y U \quad \dots\dots\dots(13)$$

いま(12)式を(11)式に代入して水門の開度と水門上、下流の落差 $(H-h_3)$ の関係を求めれば

$$H-h_3 \geq 1.445 y \quad \dots\dots\dots(14)$$

開度 $y=0.5\text{m}$ のとき、 $H-h_3=0.723\text{m}$ 、(12)式より $U=3.76\text{m/s}$ 、(13)式より $q=1.13\text{m}^3/\text{s}$ 、これより $yU^2=7.0\text{m}^3/\text{s}^2$ 。また開度 $y=1.0\text{m}$ のとき $H-h_3=1.445$ 、 $U=5.31\text{m/s}$ 、 $q=3.18\text{m}^3/\text{s}$ 、これより $yU^2=28.1\text{m}^3/\text{s}^2$ となり、ほぼ土屋義人博士の示したグラフの使用限界となる。

なお、ゲートの開度 y と流出流速 U に対する共役水深より下流水深が大きいことを確かめる必要がある。

(7) 計算を実行するために検討すべきこと。

- ① 流量と下流水深の関係を求める。
- ② 流量と上・下流の水位差を求める。ただし、上流水位は一定とする。
- ③ 流量と上・下流水位差よりゲート開度と流出流速を求める。
- ④ ゲート流出時のフルード数を求める。
- ⑤ ゲートの開度とフルード数より共役水深を求める。
- ⑥ 前項の共役水深より下流水深が大きいことを確かめる。
- ⑦ 以上検討を行ったうえで計算を進める。
- ⑧ 計算に当っては、開度を 10cm 単位で変化させる方がよいであろう。

10 実施上の注意と問題点

頭首工の護床工の水理設計に対し、最も影響力の大きいものはセキ(頭首工)の高さである。流量が一定である場合、その運動量あるいは護床工に与える力は高さに比例する。しかし、セキの適正な高さは自然河川との調和のもとに理論的に与えられるものである¹²⁾。

また、土砂吐と洪水吐に対する護床工の設計には、頭首工が設置される河川の状態を十分に考慮しなければならない。一般に取水口の位置はミオ筋の安定したところ、土砂の流入の少ないところを選ぶことから、河川彎曲部凹岸側(concave-side)に設けられることが多い。

したがって、頭首工の位置はこれの直下流ということになり、土砂吐は取入口に接近して設けられることから、図-5からもわかるように、流水力の強さ、および土砂の移動状態等より、土砂吐部分では洪水吐部分より粒径が大きく、かつ流砂量の通過が少ないのが普通である。

このような現象から、土砂吐部分では、最大粒径を基準として考え、洪水部分では平均粒径を基準として考えた方がよい。

つぎに水たたきの床面とこれに続く護床工ブロックの天端高さとの関係であるが、この報文では、土砂の移動による破壊力と将来河床低下が生じた場合を考慮して、両者を等しくすることを考えている。なお護床工と下流河床面との関係は、護床工突起の天端と河床面と等しくすることを考えている。さらに護床工全体のこう配は現河床こう配に等しくすることが望ましい。

また、吸出し防止工法を施す範囲については実験的な観察結果¹³⁾から、露出射流のあらわれる範囲とすることがよいようである。

また、護床工に使用するコンクリート・ブロックの条件としては、①土砂の流過性を考える、②かみ合せが容易であること、③下流河床の変動に対して沈下適応性がよいこと、④流水抵抗の調節が可能なこと、および⑤安定性がよいこと 等であろう。

過去の施工例では個々のブロックを鉄筋で連続しているものがあるが、時々洪水中に切断されたものがみられる。これは鉄筋の強度が弱かったか、あるいは腐蝕によって老朽化したものと考えられる。このようなことから“かみ合せ”による連結性の方がより望ましい。

また、ブロック1ケの大きさの決定方法であるが、一個の安定性とかみ合せによる全体としての安全率を考える必要がある。基本的にはブロック一個の安定性について考え、連結によって、より安全率を見込んでいるというように考えてよいであろう。ブロック一個の安定性については水流に向った断面積が等しくてもその水流方向の長さが大きいほど安全であることは当然である。しか

し水の流水の方向に棒状であるようなブロックでは、河床の沈下適応性という点から問題があるように思われる。

一般には、1個のブロックの形状は、高さ、幅、奥行ともほぼ等しいものとして考えた方が望ましいと思われる。しかし水流の強さとこの中におかれたブロック1個の安全性についてはまだ研究が十分でないように思われる。

従来、よく使用されているブロックの1個当りの大きさは、河川こう配が1/1000より緩やかなところにおいて、ほぼ2t/1個、1/1000~1/500で3t/1個、および1/500より急な河川では4t/1個以上程度のようにみられる。

いま参考のために、ブロック1個の安定性を求める基本的な考え方を示せばつぎの通りである¹⁴⁾。

1個の物体に働く流水力Fは

$$F = \zeta A \rho \frac{v^2}{2} = \zeta w_0 A \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(14)$$

ここにA:流水が突き当たる面積、v:流速、 $w_0 = \rho g$ 、 ζ :物体の形状によって異なる抵抗係数である。

一方、物体の抵抗力Rは物体の比重 w_s 、体積V摩擦係数をfとして、

$$R = f(w_s - w_0)V = f \frac{(w_s - w_0)}{w_s} \cdot W \dots\dots\dots(15)$$

ここに、 $W = w_s V$ = 物体の重量である。

物体が移動しないためには安全率をpとして、

$$F < R \cdot p \dots\dots\dots(16)$$

の成立が必要である。これに(14)式と(15)式を代入して

$$\zeta w_0 A \frac{v^2}{2g} < f \frac{(w_s - w_0)}{w_s} \cdot W$$

$$\therefore W > \frac{\zeta}{f} \cdot \frac{w_s}{(w_s - 1)} \cdot \frac{A}{p} \cdot \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(17)$$

いま、 $\zeta = 1.1$ 、 $f = 0.5$ 、 $w_s = 2.4t/m^3$ 、 $p = 3$ とすれば

$$W > 1.25 A \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(18)$$

となる。また転倒についても検討すればさらに良い。

11 結 び

この報文は自然現象をよく観察し、河川の場合との調和を基本として、その考え方を積み上げた。

ブロックなら何にでも何処でもよいというような安易な考え方を今後十分検討して頂けることを希望する。

また、ブロックを護床工に使用する場合に、その流水抵抗値を明らかにすること、流水抵抗の調節が可能であること、構造的にはかみ合せによる沈下適応性と、1個の安定性を明らかにされることが望ましい。

この報文は、いささかなりとも今後の設計に役立てば幸いである。

参考文献

- 1) 南勲(1956) : 越流堰堤下流の洗掘保護工所要区間に
対する Bligh 公式の批判および乱流理論による水理
計算, 農土研第24巻第1号, 1-9
- 2) 土屋義人(1962) : 水門下流部における洗掘限界に関
する研究, 土木論集第82号, 21-49
- 3) 中村充ほか3名(1967) : 水門下流の洗掘対策につい
て(八郎瀉放水路防潮水門), 農土試技報B(水理)
第13号, p.p.1-35
- 4) 川合亨(1971) : 頭首工の水理設計に関する研究(II)
農土試報告第9号 p.104
- 5) 木下良作(1970) : 昭和44年度牧の原地区取水構想検
討会報告, 関東農政局計画部, p.195
- 6) 南勲(1956) : 水樋工の水理についての一実験,
農土研, 第24巻第5号, 1-5
- 7) D. B. Simons and E. V. Richardson(1963) : Forms
of bed roughness in alluvial channels, Trans
of ASCE, Vol. 128 part 1, 284-302
- 8) 川合亨(1966) : 流水による砂礫移動の諸性質につい
て, 農土試技報B(水理) 第6号, p.9
- 9) 杉尾捨三郎(1969) : 河川の平均流速公式と河床面形
態との関係について, 土木学会論文報告集 No.171
p.p.25-33
- 10) 足立昭平(1964) : 人工粗度の実験的研究, 土木論集
第104号, 33-44
- 11) 水理公式集(1963) : 土木学会 p.108
- 12) 川合亨(1971) : 頭首工の水理設計に関する研究(I)
農土試報告, 第9号, p.52
- 13) 川合亨ほか4名(1968) : 急流河川の取水方式と護床
工法に関する実験的研究, 農土試技報, B(水理)
第16号
- 14) 永井莊七郎(1957) : 水理学 p.239

故齊藤美代司遺稿集「黄金の船」購読のお願い

第2次世界大戦の末期から、内地引揚げまでの満洲農地開発公団の一理事としての苦難にみちた体験を物語風に綴ったもので、ソ連の参戦に始まり約一ケ年の半捕虜的生活から、最後に帰還船により博多に上陸するまでの貴重な体験記は、日本人であるわれわれに深い共感を呼びおこすものである。あえて一読をお励めする次第である。

(田村徳一郎)

体裁 A5判オフセット印刷316頁

頒価 1口 ¥1,000 (送料本会負担)

購読申込先 (〒105) 東京都港区新橋5-34-4 農業土木会館

全国農業土木技術連盟内

故齊藤美代司遺稿刊行会

不透水性材料により舗装された池敷の貯水による変形について

(その 1)

澤田 敏 男* 篠 和 夫**

目 次

1. まえがき.....(59)	4. 結 果.....(61)
2. 貯水地モデル.....(59)	5. 考 察.....(65)
3. 地盤の想定.....(60)	

1. まえがき

フィルダムの遮水工法として、上流面遮水工法がある。この施工法は堤体の上流面全体を水密性の高い材料、例えば、アスファルトコンクリートやゴムシートなど、で舗装し、遮水の目的を果すもので、アスファルトフェイシングの本格的なフィルダムは、1930年頃より主としてドイツで発達したものであるが、日本においてはまだ極めて稀であるが、現在施工中のものもあり、今後ふえることが予想される。又、平坦部を掘削して貯水池を作る場合や、揚水式発電所の上池等、透水性の大きな場所に貯水する場合や、付近に特に間げき水圧をきらう構造物等がある場合には、貯水池の池敷全面に遮水ライニングを施す必要がある。このようなとき、ダム堤体あるいは貯水池敷面の水圧、地震荷重等による変形が引き起こす遮水ライニングのキレツの発生は、水密効果の減少を招くものであり、特に留意しなければならない点である。そういう観点から、本報告では、複雑な地盤の状

態を考慮に入れ、貯水時の静水圧による貯水池敷の変形の状態を、有限要素法を用い、二次元平面ひずみ問題として解析したものである。

2. 貯水池モデル

考察する貯水池は、熊本県深迫ダムを例にとり、のりこう配1:3、貯水池底面幅80mを考え、のり肩の高さを、底面より17.5mとする。貯水池は池敷の中心線について対称であるとし、それより片側のみについて考える(図-1参照)。

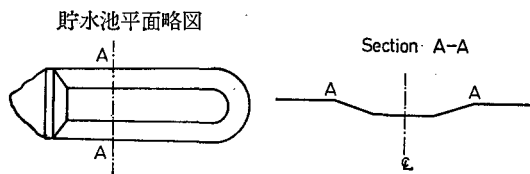


図-1 貯水池と、考察する断面との関係

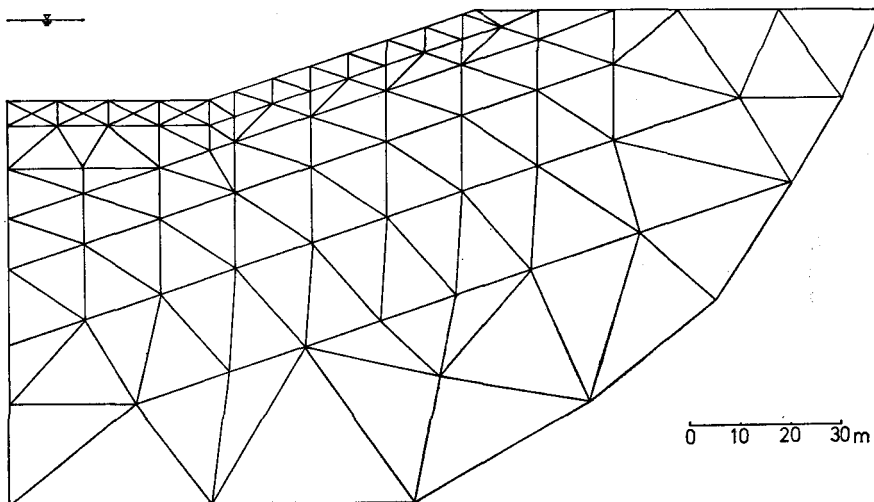


図-2 貯水池の有限要素モデル

* 京都大学農学部教授
** 京都大学農学部大学院修士

貯水池面より左右および底面下へ80m離れた地盤内の仮面形で貯水池を囲み、有限要素モデルにおける不動点

とし、この範囲内で81節点、129エレメントの三角形要素に分割する。それは図-2に示すようである。なお、静水圧荷重は満水位16m（最大16t/m²）を考え、貯水池面のエレメントの節点に集中荷重として与えた。

3. 地盤の想定

本報告における解析は、地盤が完全弾性体であると仮定しており、塑性的な変形についてはここで取り扱わない。

地質状態として、次の4例のモデルを考えた。

I 考察する地盤内で弾性的性質が一様であるもの（図-3 a）。

II 貯水池底面より約13m下方、のり面より約10m下方の地盤内で、弾性的性質が直線的に分割されたもの（図-3 b）。

III IIの場合について、下層の一部が貯水池底面とのり面との接合部付近にせり出しているもの（図-3 c）。

IV IIの場合について、下層の一部が貯水池底面にせり出しているもの（図-3 d）。

ここでIについては均一な地盤であるが、II~IVについて上層、下層とは、一般に下層に比較的硬い岩盤があり、その上に火山灰土などの比較的軟かい土が堆積しているような場合と考えればよい。

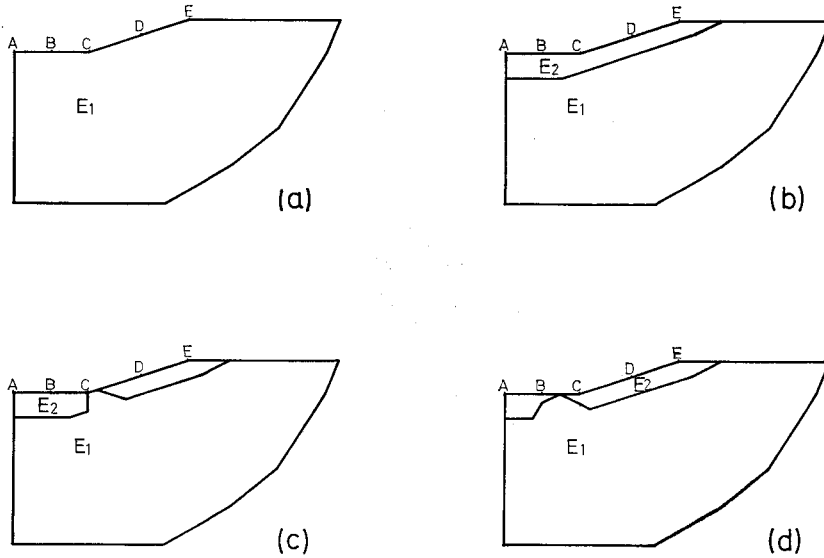


図-3 地盤の状態モデル

計算に用いた地盤の力学的性質は表-1に示す。ここで、弾性係数50kg/cm²、100kg/cm²のような軟かい地盤については、本解析のモデルとした深迫ダムの現地平板載荷試験より得られた変形係数を利用したものであ

る。ここで、図-3のようにE₁を硬い地盤、E₂を軟かい地盤とする。載荷試験より得られた結果の1例を図-4に示す。

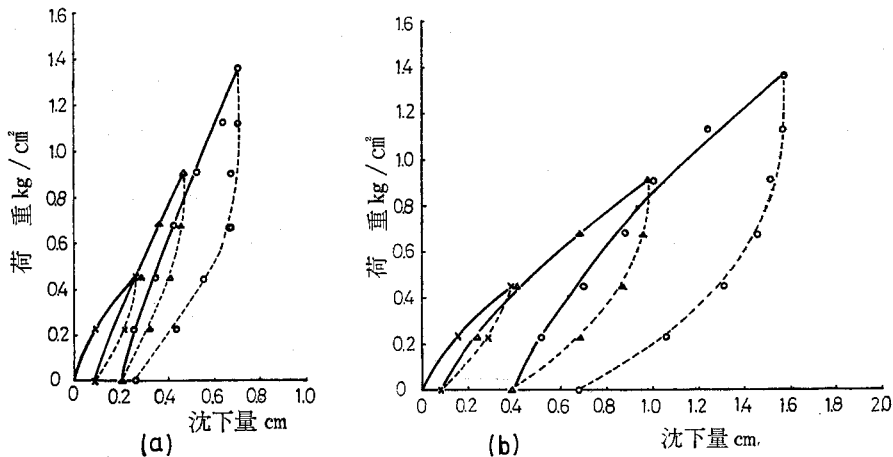


図-4 平板載荷試験結果

表-1

	E_1	E_2	ν
I	300	—	1/3
II	500	100	1/3
III	2,000	50	1/3
	10,000	100	
IV	2,000	50	1/3
	10,000	100	

E_1, E_2 : 弾性係数 (kg/cm^2)
 ν : ポアソン比

4. 結果

(A) 応力・変形

Iについて

3で述べたIの均一な地盤型の場合の主応力図を図-5 aに示す。貯水池底面部で1次主応力が静水圧の作用する方向に生じ、その大きさは圧縮応力 $1.6\text{kg}/\text{cm}^2$ であり、底面とのり面との接合部(隅角部)付近で $1.4\text{kg}/\text{cm}^2$ 、圧縮応力の最大値は隅角部よりわずかにのり面上部に生じ、その値は $1.8\text{kg}/\text{cm}^2$ である。この程度ののりこ配では、隅角部に大きな応力集中は見られないことがわかる。筆者らが行なった、のりこ配1:1のモデルについての計算では、隅角部付近の最大圧縮応力は $2.4\text{kg}/\text{cm}^2$ となり、急こ配になる程、応力集中の起こることが認められる。Iの表面の変形は図-5 bのようであり、全体にほぼ鉛直な沈下を示す。最大沈下量は、池敷中央部のA点で 29.1cm であり、この点での水平変位量は、貯水池横断面が中心線に関して対称であるという仮定から、 0cm である。(→)印は各点の変位のベクトルである。

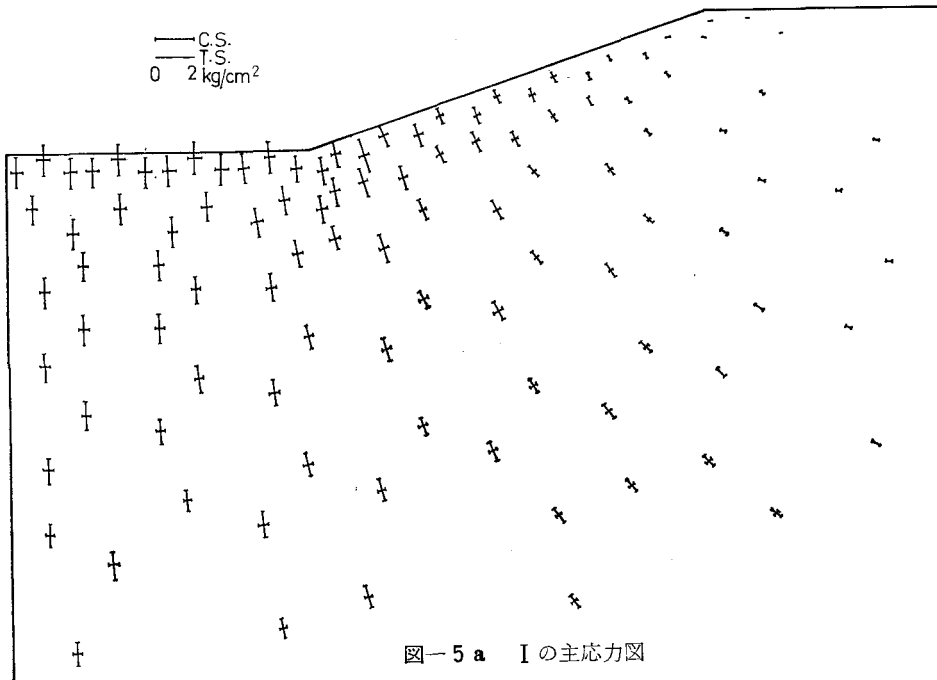


図-5 a Iの主応力図

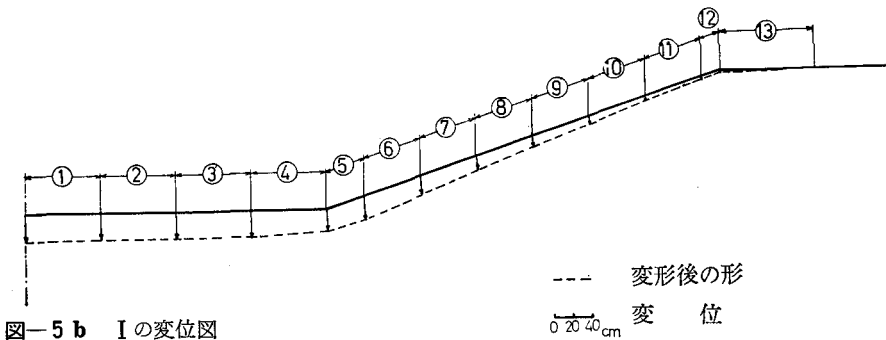


図-5 b Iの変位図

IIについて

主応力は図-6 aに示すようであり、変形はIの場合と同様な傾向にある。下層が幾分硬いことによる影響は表面での沈下量が小さくなることに見られる(図-6

b)。最大沈下量はA点で29cmである。水平変位が隅角部よりやや上方のり面で大きくなっているのが特徴である。

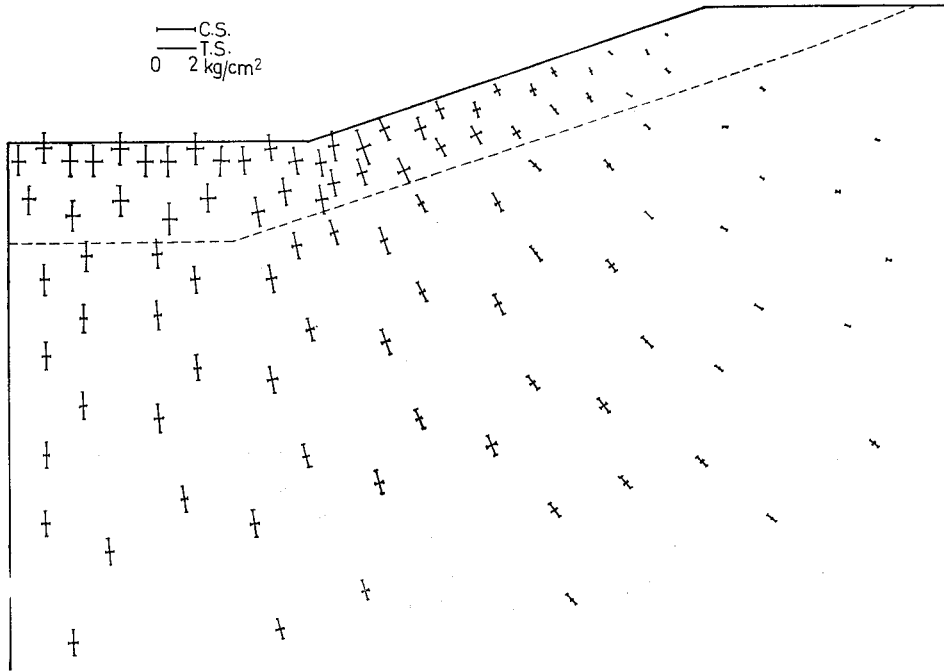


図-6 a IIの主応力図

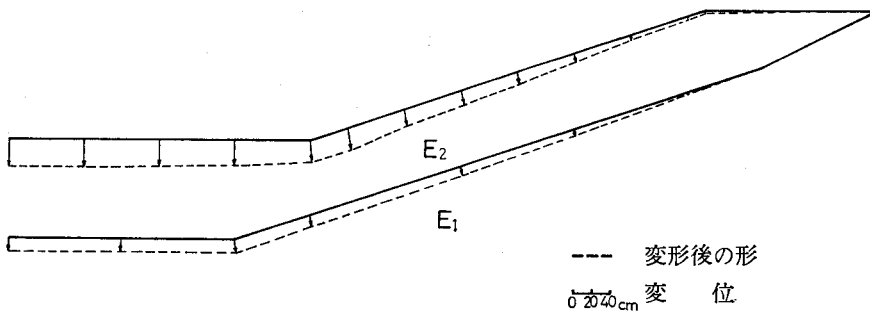


図-6 b IIの変位図

IIIについて

$E_1=2,000\text{kg/cm}^2$, $E_2=50\text{kg/cm}^2$ ($E_2/E_1=1/40$) の場合, $E_1=10,000\text{kg/cm}^2$, $E_2=100\text{kg/cm}^2$ ($E_2/E_1=1/100$) の場合ともに, つき出た硬い層に応力の集中が見られ, 最大圧縮応力 3.8kg/cm^2 である(図-7 a)。変形の状態は, 硬い層の近傍が急に陥ち込んだ形となり;

のり面部では, 斜面が大きな円弧を描くような変形をする(図-7 b)。弾性係数比がどちらの場合についても似たような傾向を示す。

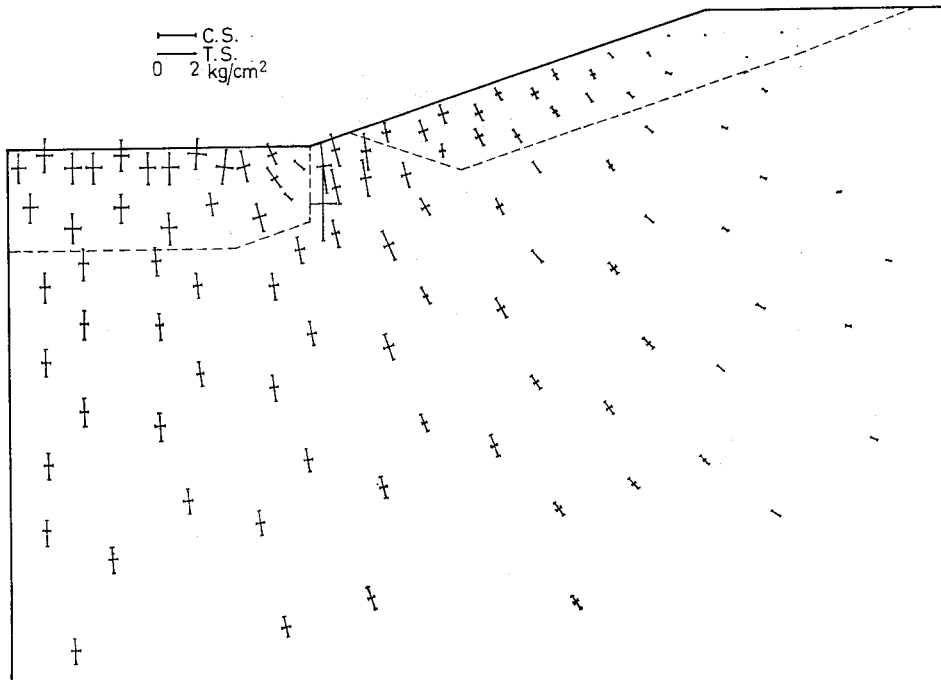


図-7 a IIIの主応力図 $E_1 : E_2 = 40 : 1$

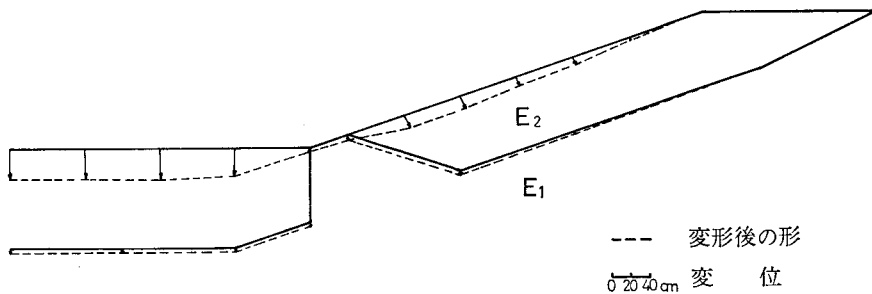


図-7 b IIIの変位図 $E_1 : E_2 = 40 : 1$

IVについて

つき出た硬い層の下部の方に応力の集中が見られ、最大圧縮力 2.1 kg/cm^2 である。隅角部付近で大きく陥ちたような変形をする(図-8 a, b)。 $E_1 = 2,000 \text{ kg/cm}^2$ の場合、沈下量はA点で33cm, C点で14cm, 水平変位量はC点で5cmであった。図-3における代表的な5つの点についての変位量を表-2に示す。

(B) ひずみ

いま、問題となっている貯水池敷、のり面について、有限要素の節点の各節点間に、図5 bに示すように①~⑬までの番号を付ける。貯水による静水圧荷重によって生ずる池敷表面のひずみを、この①~⑬の区間長についてのそれぞれのひずみで表わすことにする。周知のように、有限要素法では、変位は要素の節点によって規定されるのであり、変形後も各節点間の距離は、それを結ぶ直線で表現される。

表-2 代表的な点の変位量

(単位: cm)

変位		A	B	C	D	E
I	鉛直	29.1	28.0	23.6	12.9	3.2
	水平	0.0	0.6	1.9	0.2	-1.4
II	鉛直	29.0	28.2	21.8	10.7	1.7
	水平	0.0	0.4	1.9	1.9	-0.3
III $E_1 = 2,000$	鉛直	32.4	31.8	4.3	9.1	0.1
	水平	0.0	0.9	-0.1	4.1	0.5
III $E_1 = 10,000$	鉛直	15.1	14.9	0.9	4.0	-0.1
	水平	0.0	0.4	0.0	2.1	0.3
IV $E_1 = 2,000$	鉛直	33.3	15.6	14.0	9.1	0.1
	水平	0.0	-4.4	5.4	4.0	0.5
IV $E_1 = 10,000$	鉛直	15.6	6.6	6.0	4.0	-0.1
	水平	0.0	-2.3	2.7	2.0	0.3

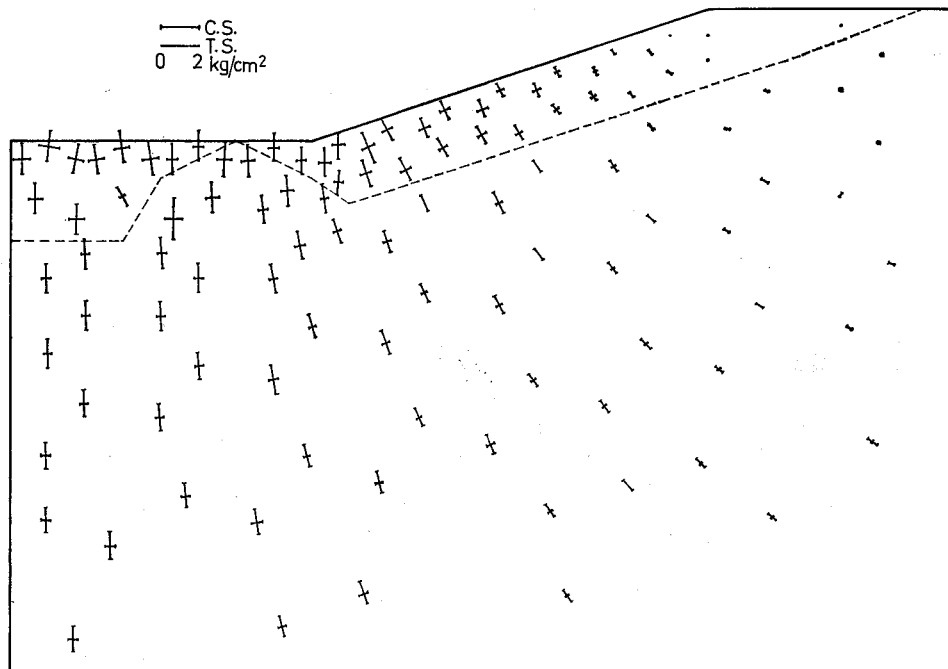


図-8 a IVの主応力図 $E_1 : E_2 = 40 : 1$

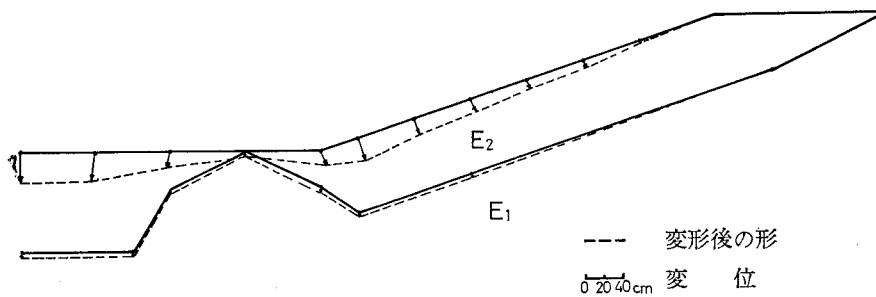


図-8 b IVの変位図 $E_1 : E_2 = 40 : 1$

次に各例について検討する。(表-3 参照)

I の場合

図-5 a, bにみられるように、静水圧荷重により地盤内部に圧縮応力が発生し、変形するが、その結果、ライニングされた池敷表面には引張ひずみが生じる。最大引張ひずみの生ずる区間は⑤で、その平均ひずみは 1.0×10^{-3} である。池敷、のり面ともに同程度のひずみを生じるが、のり面の部分の方が比較的ひずみ大きい。

II の場合

上層、下層ともに軟かい地盤を想定したものであるが、隅角部付近の④、⑤で特にかわだつた引張ひずみを生じ、④で 1.5×10^{-3} 、⑤で 2.9×10^{-3} である。ひずみが隅角部付近で大きく、そこから遠のくに従い、ひずみが小さくなっている状態となり、I の場合と異なる傾向にあることがわかる。

III の場合

⑥で最大引張ひずみを生じ、 $E_2 = 50 \text{ kg/cm}^2$ のとき、 4.4×10^{-3} 、 $E_2 = 100 \text{ kg/cm}^2$ のとき 2.1×10^{-3} である。これは⑤につき出ている硬い地盤に接する部分が拘束され、なおかつ図-7 bに示すような方向に⑥の右端の節点の変位しているためである。のり面部においては、硬い地盤の拘束と、貯水池底部になるほど節点力(静水圧)が大きくなるためである。③が圧縮ひずみになることも上記と同様の理由によるのであるが、中心線について対称でない場合(実際にはこの場合が多い)には、これとは異なった傾向を示すものと思われる。

IV の場合

最大引張ひずみは、突出した硬い地盤の両側、③、④に生じ、④で $E_2 = 50 \text{ kg/cm}^2$ の場合 5.4×10^{-3} 、 $E_2 = 100 \text{ kg/cm}^2$ で 2.7×10^{-3} である。①、②では圧縮ひずみを生じるが、IIIと同様、中心線の拘束の影響が強い。のり面部についても同様に、硬い下層地盤の影響を受け

ているが、図-8 bの変位ベクトルを見るとそれが明らかである。

表-3 表面のひずみ

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
変形前長m	10.0	10.0	10.0	10.0	5.271	7.906	7.906	7.906	7.906	7.906	7.906	2.635	12.5	
I	0.03	0.03	0.04	0.09	0.10	0.06	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	0.04	0.06	
II	0.02	0.02	0.0	0.15	0.29	0.11	0.09	0.04	0.04	0.02	0.02	0.03	0.03	
III	E ₁ =2,000	0.07	0.02	-0.16	0.09	0.05	0.44	-0.20	-0.07	-0.01	-0.04	-0.03	0.0	-0.02
	E ₁ =10,000	0.03	0.01	-0.08	0.05	0.0	0.21	-0.05	-0.04	-0.01	-0.03	-0.02	0.0	-0.02
IV	E ₁ =2,000	-0.36	-0.07	0.46	0.54	0.07	-0.05	0.05	-0.02	0.01	-0.18	-0.03	0.0	-0.02
	E ₁ =10,000	-0.18	-0.05	0.23	0.27	0.02	-0.04	0.01	-0.01	0.0	-0.03	-0.03	0.0	-0.02

×10⁻²

5. 考察

均一な地盤では、引張ひずみが比較的、池敷、のり面ともに均等に生じ、簡単な2層系の場合には、隅角部付近に比較的大きな引張ひずみを生ずる。力学的性質の複雑な地盤では、その性質の不連続な個所が表面付近にある場合には、その近傍で大きな引張ひずみを生じることがわかる。

これらのことより、以下のことが考えられる。

(1)筆者らの計算によれば、のりこ配が急になれば、のり面の引張ひずみが数倍大きくなることがわかってい

るが、ここで用いた1:3より急なこ配が用いられている設計もあり、舗装後の安全には、十分な注意を払う必要がある。

(2)計算の結果得られた最大引張ひずみより大きな許容ひずみを持つライニング材料を選択しなければならない。

(3)岩盤が突出しているような、力学的性質の異なる地盤が表面付近に存在するときは、その付近の広い範囲にわたって地盤を均一にするような、基礎地盤の改良を行うことを考えなければならない。

農業土木技術者のための

プログラミングの数学

— 数値解析, 統計解析, 最適計画入門 —

「やさしいプログラミング」の姉妹編

第1編 数値解析・第2編 統計解析・第3編 最適計画の手法

農林省農地局設計課監修

農業土木技術連盟発行

B5判 頒価1,200円(送料無料)

10冊以上一括申込みは 1割引 学生は 1割引

最適化手法の考え方

(第5回)―最終回

中道 宏* 山口 保身*

目 次

4 水資源開発システムの具体例(67)	4-3-3-1 貯水池の許容貯水量(70)
4-1 システムの限界(67)	4-3-3-2 放流量の制限(70)
4-2 かんがい効果(67)	4-3-3-3 発電における条件(70)
4-2-1 一般形(67)	4-4 多目的ダム事業(72)
4-2-2 数値例(68)	4-4-1 例題の限界(72)
4-3 多目的ダム計画の最適規模の決定(69)	4-4-2 上工水(72)
4-3-1 かんがいと発電用の多目的ダム(70)	4-4-3 洪水防御(72)
4-3-2 実際性のテスト(70)	4-4-4 舟運(72)
4-3-3 ダイナミック・プログラミングを制限する因子(71)	4-4-5 観光(72)
	(参考文献).....(73)

4. 水資源開発システムの具体例

4-1 システムの限界

今回は実際にわれわれが後進国援助に出かけた場合にどういった報告書を書くであろうかといったことを念頭に具体例を考えてみたいわけであるが、最初にお断わりしておきたいのは、現実の経済活動を正確に数式化することは、仮に可能だとしても、意味のうすいことになることである。膨大な数式と数字にとり組むことは時間的に無理であるし、又入力データがそれほど信頼に足るかどうか問題がある。よく聞いたこともないような国の去年の経済成長率は何%であったとか、トウモロコシの生産量は何万トンであったとか読むことがあるが、ほとんど信頼できないもので最近そういった統計好みに対する批判も起っている。(注63)(64)たとえばインドネシアでもつい最近国勢調査が行われたが、いったい何千何万という島々に月給もほとんど貰っていない役人が一斉にでかけて行って、多数の言語と民族にわかれていてしかも文盲がほとんどという状態で1億だ2億だと数えてみたところで意味がないのは当然だろう。こういったデータが意味をなすのはアメリカとか日本とか通信運輸機関の完備している国だけの話である。

だからモデルの組立はできるだけ自らの手で集められるデータの範囲で行うべきでモデルを大規模化、複雑化することはミスを広げるばかりである。

又結果にはほんの少しの影響しか与えないが計算は非常にややこしいというものも省かなければならない。た

とえば級数の2乗項以降などがこれに当る。

実際には連続している数字、例えば流量なども計算上は不連続な数字で扱わなければならないことも当然である。

最初に数学的モデルの限界を書いたが、要はこれらの障害をのりこえてより現実に近い実用的なモデルを組立てなければならないということである。

4-2 かんがい効果

4-2-1 一般形

ここでの効果の算定方法は With and without 方式、即ちプロジェクトが有る場合とない場合を比較することによって計算する方式である。

ここでは最も考え易く又最も実用的である線形計画法を考えてみよう。線形計画法については既に2-3-3で述べてあるが、ここでは次のような形で与えられるとしよう。

$$\max B = \sum_i^n \sum_j^m b_{ij} Y_{ij} \dots\dots\dots(90)$$

条件は $Y_{ij} \geq 0$

$$\sum_i^n \sum_j^m a_{kij} Y_{ij} \leq X_k \quad k=1,2,\dots,q$$

ここで

B : プロジェクトにより得られる効果

n : 作物の数

m : 耕作の種類

b_{ij} : Y_{ij} に対応する効果 (既知である)

Y_{ij} : i 番目の作物の j 番目の耕作によって得られる生産 (既知ではない)

* 農地局設計課

a_{kij} : m 番目の耕作によって Y_i の生産の単位量をあげるためどれだけの生産係数 k を用いるかという係数 (既知である)。
 X_k : 生産に使える k の総計 (既知)

少し説明がわかりにくいかもしれないが、後の数値例をみていただければ簡単に理解できることと思う。ここでいう生産係数 k とは単位面積当りの収量で、 a_{kij} はその逆数、つまり面積がどのくらいあれば単位収量 (例えば 1.0 t) があげられるかという意味である。少しくどくなるが後の数値例のために (90) 式を丁寧に書きな

おすと
 $\max B =$

$$\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m [b_{11}Y_{11} + b_{12}Y_{12} + \dots + b_{1j}Y_{1j} + \dots + b_{1m}Y_{1m} + b_{21}Y_{21} + b_{22}Y_{22} + \dots + b_{2j}Y_{2j} + \dots + b_{2m}Y_{2m} + \dots + b_{i1}Y_{i1} + b_{i2}Y_{i2} + \dots + b_{ij}Y_{ij} + \dots + b_{im}Y_{im} + \dots + b_{n1}Y_{n1} + b_{n2}Y_{n2} + \dots + b_{nj}Y_{nj} + \dots + b_{nm}Y_{nm}] Y_{ij} \geq 0$$

$$a_{111}Y_{11} + a_{112}Y_{12} + \dots + a_{1ij}Y_{ij} + \dots + a_{1nm}Y_{nm} \leq X_1$$

$$\dots$$

$$a_{k11}Y_{11} + a_{k12}Y_{12} + \dots + a_{kij}Y_{ij} + \dots + a_{knm}Y_{nm} \leq X_k$$

$$\dots$$

$$a_{q11}Y_{11} + a_{q12}Y_{12} + \dots + a_{qij}Y_{ij} + \dots + a_{qnm}Y_{nm} \leq X_q$$

.....(91)

4-2-2 数値例

かんがい事業の問題である。受益面積は 200,000 ha。

受益戸数は25,000戸。地域は西アジアの小麦地帯。現在は無かんて小麦を作っている。

小麦の単位収量 0.4 t/ha
 単位面積当りの費用 16.5千円
 (労賃と地代は除く)

必要労力 12人一日
 小麦の市場価格 92千円/t
 (1戸当り労働人数は1人とする。)

土地と労力に対する年間粗収入を R_0 、労賃と地代を除く年間コストを C_0 とすると

$$R_0 = 200,000 \times 0.4 \times 92 = 7,360,000 \text{千円}$$

$$C_0 = 200,000 \times 16.5 = 3,300,000 \text{千円}$$

$$R_0 - C_0 = \text{年間収益} = 4,060,000 \text{千円}$$

地代がかからない (自作農である) とすると1人当りの年間収入は40,600円となり、西アジアの現在の水準はこんなものであろう。

耕作日数は120日、労働の密度は毎日同じと仮定する。必要労働力は

$$120 \times 200,000 = 2,400,000 \text{人日}$$

それに対して供給可能量は

$$120 \times 25,000 = 3,000,000 \text{人日}$$

600,000人日、又は20%が不完全就業 (Underemployment) になっているわけである。

そこで大規模かんがい事業が行われて水が来るとなると、無かん小麦、かんがい小麦、ビート、棉の4種類の作物の選択ができるとする。それぞれについて、労働力やコストのかけ方から3種類ずつの耕作方法があると

表-6

	小麦						ビート			棉			
	無かん			かんがい			Y ₃₁	Y ₃₂	Y ₃₃	Y ₄₁	Y ₄₂	Y ₄₃	
ha 当り	収量(t)	0.40	0.40	0.40	0.50	0.50	0.50	11.76	11.76	11.76	0.57	0.57	0.57
	コスト(千円)	19.00	16.50	14.50	19.00	16.50	14.50	27.84	22.42	17.30	25.00	22.00	20.00
	労働力(人日)	9.00	12.00	15.00	11.00	14.00	17.00	41.80	51.80	60.00	25.00	30.90	37.00
	水量(千t)	—	—	—	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	3.00	2.80	2.80	2.80
	価格(千円/t)	92.00	92.00	92.00	92.00	92.00	92.00	13.50	13.50	13.50	10.00	10.00	10.00
ton 当り	面積(ha)	2.50	2.50	2.50	2.00	2.00	2.00	0.085	0.085	0.085	1.76	1.76	1.76
	C _{ij} (コスト)(千円)	47.50	41.20	39.20	38.00	33.00	29.00	2.37	1.91	1.47	43.90	38.60	35.10
	労働力(人口)	22.50	30.00	37.50	22.00	28.00	34.00	3.56	4.41	5.09	43.90	54.40	65.00
	水量(千t)	—	—	—	2.00	2.00	2.00	0.254	0.254	0.254	4.91	4.91	4.91
	b _j (純益)	44.50	50.80	55.80	54.00	59.00	63.00	13.83	14.29	14.73	184.10	189.40	192.90

表一七 かんがい総量に対する各作物の収量と粗収入

かんがい総量 百万 t	小 麦		ビ ー ト		棉		粗 収 入 億 円
	収 量 千 t	粗収入 億円	収 量	粗 収 入	収 量	粗 収 入	
150	43.6	40.1	590.5	79.7	0	0	119.8
200	28.7	26.4	787.4	106.3	0	0	132.7
250	10.9	10.0	984.2	132.9	0	0	142.9
300	0	0	828.3	101.8	18.2	34.6	136.4
350	0	0	275.0	37.1	57.0	108.3	145.4

よう。つまり一人の農民に12種の可能性がでてくるわけである。コストのなかには次のようなものが含まれる。つまり、機械器具費、種子代、肥料代、耕作牛代である地代、水源費、労賃は含まれない。厳密には土地条件（土質、形状、距離等）が異なるのだからそのファクターが入ってこなければならぬはずだが、ここでは全て均一としている。以上のように与えられた条件を表化する跟前頁の表-6のようになる。

これにより式を組立てると

$$\begin{aligned} \max B = & 44.50Y_{11} + 50.80Y_{12} + 55.80Y_{13} \\ & + 54.00Y_{21} + 59.00Y_{22} + 63.00Y_{23} \\ & + 13.80Y_{31} + 14.30Y_{32} + 14.70Y_{33} \\ & + 184.10Y_{41} + 189.40Y_{42} + 192.90Y_{43} \end{aligned}$$

$$Y_{11}, Y_{12}, Y_{13}, Y_{21}, \dots, Y_{43} \geq 0$$

$$\begin{aligned} & 2.50Y_{11} + 2.50Y_{12} + 2.50Y_{13} \\ & + 2.00Y_{21} + 2.00Y_{22} + 2.00Y_{23} \\ & + 0.085Y_{31} + 0.085Y_{32} + 0.085Y_{33} \\ & + 1.76Y_{41} + 1.76Y_{42} + 1.76Y_{43} \leq 200,000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & 47.50Y_{11} + 41.20Y_{12} + 36.20Y_{13} \\ & + 38.00Y_{21} + 33.00Y_{22} + 29.00Y_{23} \\ & + 2.37Y_{31} + 1.91Y_{32} + 1.47Y_{33} \\ & + 43.90Y_{41} + 38.60Y_{42} + 35.10Y_{43} \leq 3,000,000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & 22.50Y_{11} + 30.00Y_{12} + 37.50Y_{13} \\ & + 22.00Y_{21} + 28.00Y_{22} + 34.00Y_{23} \\ & + 3.56Y_{31} + 4.41Y_{32} + 5.09Y_{33} \\ & + 43.90Y_{41} + 59.40Y_{42} + 65.00Y_{43} \leq 3,750,000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & 2.00Y_{21} + 2.00Y_{22} + 2.00Y_{23} \\ & + 0.254Y_{31} + 0.254Y_{32} + 2.54Y_{33} \\ & + 4.91Y_{41} + 4.91Y_{42} + 4.91Y_{43} \leq 150,000 \sim 350,000 \end{aligned}$$

最後の不等式の意味は水量が150,000,000トンある場合から350,000,000トンある場合までを計算しようというわけである。任意の水量でかまわないが例えば50,000,000トンずつ区切って計算する。又労働日は種類

が増えたので120日から150日に増えたとする。

$$25,000 \times 150 = 3,750,000 \text{ 人日 である。}$$

この種の線形計画のプログラムはどの電子計算機にもあるから簡単にとける。解答を表にしてみると上の表-7のようになる。

粗収入Rの計算は勿論収量に市場価格をかければでてるわけで式にあらわせば次のとおりである。

$$R = \sum_i \sum_j^m P_i Y_{ij} \dots \dots \dots (92)$$

ここで P_i はトン当りの市場価格である。

次に年間コストC（労賃と地代を除く）の計算は

$$C = \sum_i \sum_j^m C_{ij} Y_{ij} \dots \dots \dots (93)$$

ここで C_{ij} は収量トン当りのコストである。よって投下した土地と労力と水に対する純益は

$$(R - C) = \sum_i \sum_j^m (P_i - C_{ij}) Y_{ij} \dots \dots \dots (94)$$

であらわされる。年間の増収は

$$(R - C) - (R_0 - C_0)$$

であらわされる。 $R_0 - C_0$ は40億6千万円であることは前に述べた。

4-3 多目的ダム計画の最適規模の決定

多目的ダムの規模を決定する場合、最小の工事費で最大の効果が得られるような考え方をするであろう。もちろん自然的、社会的諸条件の許可範囲内に思考は限られる。日本のように高度に発達した国での多目的ダムはこれらの制限が強く、多くなりすぎて多くの場合このような純工学的な思考の結果とはかけ離れたダムが生まれがちであるが、ここでは発展途上国についてマスタープランを作っているのだと考えていただきたい。

しかしそれでも事業計画を数式化することは難しい。つまり目的遂行を数学的にとらえることは困難である。そこで前3章に述べたようにいろいろな数学的処理方法が考えられているわけであるが、実際問題として実用に供され得ると考えるのは、具体的な数値をどんどんあて

はめてみて、いろいろな組合せを比較してみる方法であろう。この組合せを大量にすればそこで最大とされた数値が実際に最大値であると推定され得る。

このように大ざっぱに考えたとしても、ここでどうしても無視できないのが事業の経年変化である。つまり事業効果は最初の工事によってのみ決まるのではなく、その後の運用によっても左右されるということである。このため数学的処理に期別処理が加わる。このような考え方にダイナミックプログラミング（動的計画法）が適用していることは2-3-1で述べたとおりである。ここで問題は2段階にわかれる。第1段階はあらゆる可能性のある組合せについて収益を最大にすること。第2段階はそれぞれの収益について最良の設計を検討し比較することである。

具体的な数値を大量にあてはめるについては次のような2つの方法が考えられる。1つは全くランダムに数値を入れる方法であり、もう1つはなんらかの法則に従って体系的に数値をあてはめるものである。もっともランダムといってもおそらく統計的処理は加えられるであろう。

体系的に数値をあてはめる方法で最も考えやすいのはマトリックスを組んではじから徐々に数値をあてはめるものである。これはそれこそ計算量が膨大になるので大型電子計算機の導入により始めて可能になるものである。もっともこれとてなんらかの工夫により計算量は節約できるであろうのでこれについて多くの研究が発表されつつある。

4-3-1 かんがいと発電用の多目的ダム

ここでかんがい用水と発電用水の多目的ダムを考えてみよう。設計についての変数は次のとおりである。

S_{tot} : 貯水池の有効貯水量 (単位トン)
 W_{tot} : 年間かんがい用水量 (")
 E_{cap} : 年間発電総量 (kw)

S_{tot} の動く範囲は 140百万 t から 500百万 t まで。すなわち S_{tot} の最小値を $S_{tot \min}$ 、最大値を $S_{tot \max}$ とすると

$$S_{tot \min} \leq S_{tot} \leq S_{tot \max}$$

$$\text{ここで } S_{tot \min} = 140 \text{ 百万 t}$$

$$S_{tot \max} = 500 \text{ 百万 t}$$

同様に

$$W_{tot \min} \leq W_{tot} \leq W_{tot \max}$$

$$W_{tot \min} = 150 \text{ 百万 t}$$

$$W_{tot \max} = 350 \text{ 百万 t}$$

$$E_{cap \min} \leq E_{cap} \leq E_{cap \max}$$

$$E_{cap \min} = 10 \text{ 千 kw}$$

$$E_{cap \max} = 50 \text{ 千 kw}$$

ここで S_{tot} , W_{tot} , E_{cap} の3要素の変位を各々 m_1 , m_2 , m_3 , 個に分割すると

$$\Delta S_{tot} = \frac{1}{m_1} (S_{tot \max} - S_{tot \min})$$

$$\Delta W_{tot} = \frac{1}{m_2} (W_{tot \max} - W_{tot \min})$$

$$\Delta E_{cap} = \frac{1}{m_3} (E_{cap \max} - E_{cap \min})$$

これを順にならべると

$$S_{tot \min}, S_{tot \min} + \Delta S_{tot}, S_{tot \min} + 2\Delta S_{tot},$$

$$\dots, S_{tot \min} + m_1 \Delta S_{tot} = S_{tot \max}$$

$$W_{tot \min}, W_{tot \min} + \Delta W_{tot}, W_{tot \min} + 2\Delta W_{tot},$$

$$\dots, W_{tot \min} + m_2 \Delta W_{tot} = W_{tot \max}$$

$$E_{cap \min}, E_{cap \min} + \Delta E_{cap}, E_{cap \min} + 2\Delta E_{cap},$$

$$\dots, E_{cap \min} + m_3 \Delta E_{cap} = E_{cap \max}$$

この際計算すべき組合せの数は

$$(m_1 + 1)(m_2 + 1)(m_3 + 1) \text{ となる。たとえばこの問題でマトリックス (またはグリッド) の間隔が } S_{tot} \text{ については } 22,500 \text{ 千 t, } W_{tot} \text{ については } 12,500 \text{ 千 t, } E_{cap} \text{ については } 10 \text{ 千 kw が実際的であるとすると, 計算すべき組合せは}$$

$$17 \times 17 \times 5 = 1445$$

となる。

誰にでもわかるとおり、1445回の計算をベタに行うのが最もわかりやすいが、実際にはいきなり1445回の計算をしないで、何段階かにわけて順次あるいはグリッドから問題となる範囲を見つけながらグリッドを細かくしていくわけである。たとえばここでは計算を3段階にわけて、第1段階は次のようにすると計算は125回となる。

$$\Delta S_{tot-1} = 90,000 \text{ 千 t}$$

$$\Delta W_{tot-1} = 50,000 \text{ 千 t}$$

$$\Delta E_{cap-1} = 10,000 \text{ kw}$$

第2段階ではまた $5 \times 5 \times 5 = 125$ 回の計算で S_{tot} と ΔW_{tot} については格子間隔を半分にとると

$$\Delta S_{tot-2} = 45,000 \text{ 千 t}$$

$$\Delta W_{tot-2} = 25,000 \text{ 千 t}$$

$$\Delta E_{cap-2} = 10,000 \text{ kw}$$

最後の第3段階も同様な考え方で125回の計算とする。

$$\Delta S_{tot-3} = 22,500 \text{ 千 t}$$

$$\Delta W_{tot-3} = 12,500 \text{ 千 t}$$

$$\Delta E_{cap-3} = 10,000 \text{ kw}$$

こうして結果が得られたなら計算回数は $125 + 125 + 125 = 375$ 回であって、まともに計算する場合の1445回にくらべれば1/4近くになっている。電子計算機の運転時間もほぼ1/4近くになるであろう。

4-3-2 実際性のテスト

以上のような計算をくり返すのは単純な作業であり、

特に電子計算機ならば膨大な組合せの計算をこなすであろうが、なかには意味のない計算が含まれることもある。つまり、ある月には有効貯水量以上を貯水することになったり、またある月にはマイナスの貯水を行うといった数式でのみ行える操作である。もちろんこのようなミスを見逃がす技術者はないであろうが参考のためにこれを式にあらわすと次のようになる。

$$S_{max}(j+1) = \min\{S_{tot}, (S_{max}(j) + I(j) - R_{man}(j) - R_{irr}(j) - E_{vap}(j))\} \dots\dots\dots(96)$$

$$S_{min}(j) = \max\{S_{dead}, (S_{min}(j+1) - I(j) + R_{man}(j) + R_{irr}(j) + E_{vap}(j))\} \dots\dots(97)$$

- ここで $I(j)$: 第 j 月中の流入量
 $R_{man}(j)$: 義務放流量
 $E_{vap}(j)$: 蒸発量
 S_{dead} : 推砂量を言う場合もあるがここでは発電所維持のための最低貯水量
 $R_{irr}(j)$: かんがいのための放流量

4-3-3 ダイナミック・プログラミングを制限する因子

こうして次の段階では収益の計算にはいる。この事業の収益はかんがい用水と発電であるが、かんがい用水の最適配分については前述のとおりである。発電用水による収益、すなわちピーク時とオフピーク時の売電により収益の計算はかなりややこしい。それはある月の用水の操作は翌月以降にも影響するからであることは前にも述べた。これを解くダイナミック・プログラミングを考えるにあたっての制限条件には次のようなものがある。(注55~57)

4-3-3-1 貯水池の許容貯水量

貯水池の各月の容量には上限、下限の制限があることは4-3-2で述べたとおりである。そこで

$$S_{min}(j) \leq S(j) \leq S_{max}(j) \dots\dots\dots(98)$$

ここで $S_{min}(j)$ と $S_{max}(j)$ は(96)(97)式で与えられるとおりである。

4-3-3-2 放流量の制限

ある月の放流量の最高限度は、翌月の貯水量を最低限度たらしめるような放流量か、下流に流し得る最大流量のいずれか小さい方である。後者は河川の断面であるとか、河床の洗堀であるとか洪水被害の程度等によって決められるものである。この最高限度を式で示すと

$$R_{max}(j) = \min\{[S(j) + I(j) - E_{vap}(j) - S_{min}(j+1)], [R_{max}]\} \dots\dots\dots(99)$$

ここで R_{max} : 最大放流量
 $R_{max}(j)$: 第 j 月のある貯水時における最大放流量
ある月の放流量の最低限度は、翌月の貯水量を最高限

度たらしめるような放流量と、下流への義務放流量のいずれをも満足しうるような量でなければならない。この義務放流量のなかにはかんがい用水量も含めているものとする。これを式に表わすと、

$$R_{min}(j) = \max\{[S(j) + I(j) - E_{vap}(j) - S_{max}(j+1)], [R_{man}(j) + R_{irr}(j)]\} \dots\dots\dots(100)$$

以上(99)(100)式によって上限、下限がきめられたとすると最適放流量 $R_{opt}(j)$ は

$$R_{man}(j) \leq R_{opt}(j) \leq R_{max}(j) \dots\dots\dots(101)$$

4-3-3-3 発電における条件

ある月の発電量のポテンシャルは次のように表わせる。

$$E_{po}(j) = A \cdot R(j)L(j)e(L) \dots\dots\dots(102)$$

- ここで、 A : 係数
 $R(j)$: 第 j 月の放流量
 $L(j)$: 平均水位
 $e(L)$: 水位 L のときの発電効率

簡単のために発電函数 $E_r(S(j))$ を導入して

$$E_r(S(j)) = A \cdot L(j) \cdot e(L) \dots\dots\dots(103)$$

とすると(102)式は

$$E_{po}(j) = R(j) \cdot E_r(S(j)) \dots\dots\dots(104)$$

しかし発電量は発電機の能力に制限される。すなわち

$$E_{max}(j) = E_{cap} e(S)H(j) \dots\dots\dots(105)$$

ここで

$e(S)$: 貯水量 S のときの発電効率

$H(j)$: j 月中の発電時間総計

ゆえに

$$E(j) = \min\{E_{po}(j), E_{max}(j)\} \dots\dots\dots(106)$$

すなわち j 月中の発電総量は放流量に規制される発電量のポテンシャル $E_{po}(j)$ と発電機能力に規制される最大発電量 $E_{max}(j)$ のいずれか小さい方に等しい。

次に問題となるのはピーク時とオフ・ピーク時の電気料金が異なることである。一般にはピーク時のみに発電するとは限らないから

$$\begin{cases} E_p(j) = E_{pmax}(j) \\ E_o(j) = E(j) - E_{pmax}(j) \end{cases} \dots\dots\dots(107)$$

ここで

$E_p(j)$: ピーク時発電量

$E_o(j)$: オフ・ピーク時発電量

以上をもってこのプログラムの漸化式を得ることができ。

$$b^*(j, S(j)) = \max\{P_p E_p(j) + P_o E_o(j) + b^*(j+1, S(j+1))\} \dots\dots\dots(108)$$

ここで $b^*(j, S(j))$ は始めの第 j 月における貯水量が $S(j)$ であるときの第 j 月と第 $j+1$ 月における最適の発電収益である。また

P_p : ピーク時電力料金
 P_o : オフ・ピーク時電力料金
 $S(j+1)=S(j)+I(j)-R_{opt}(j)-E_{vap}(j)$

(108) 式は、第 j 月の貯水量が既知であるとき、 j 月の未日の貯水量は j 月と $(j+1)$ 月の発電収益が最大になるように j 月の発電放流を決定するという意味を表わしている。式 (98) と (101) により実際的な貯水量と放流量の連関があることは明らかである。

ダイナミック・プログラミングには初期値を与えて最終期に達する前進型の計算方法と、最終値を与えて初期値に戻る後退型の方法とがあるが、両方を併用する場合もあり得る。たとえばこの例では後退型で各月の最適放流量を決定し、各月の放流量のピーク時、オフ・ピーク時の配分を前進型で計算するというような場合である。

発電所の建設費、維持管理費についてはその市場価格に社会的考察を加えなければならないことは前回述べたとおりであるが、今回の具体例にあてはめるには更に細かい議論が必要となり、あまり経済学の範ちゆうに踏みこむことは筆者の能力を越えることになるので省略する。こままでくれば議論は当然 Internal Rate of Return (内部償還率) に触れなければならないであろうが、今回のシリーズの標題「最適化手法の考え方」からは逸脱するように思えるので別の機会にゆずりたい。

本シリーズ第 1 回 2-3-1 の動的計画法のなかで述べた感応度分析については、この具体例においては経済的諸指標についての解析が有意義であろう。たとえば GNP の伸び率であるとか、失業等とか、外国為替相場といった指標をこのプログラムに組込んでみると、それらのわずかな変化が大規模プロジェクトに大きな影響を与えることがあきらかになるであろう。

4-4 多目的ダム事業

4-4-1 例題の限界

今回の冒次にシステムの限界について述べたが、以上の具体例の根本的な欠点は 1 つのダムを 2 種の目的にしか運用していないことである。これがダムが複数になったり、とくに並列のダムだと複雑さは飛躍的に増す。また目的を多くして真の多目的ダムにするとやはり複雑さは増すであろう。かんがいと発電の他に目的としては、上水、工水、洪水防衛、舟運、観光、自然保護等が考えられるが、なかには考え方の複雑さにはそう影響しないで単に計算量が増すだけのものもあろう。実際の計算には触れないが、目的を増やすことの端緒だけでも次に示そう。

4-4-2 上工水

上水とか工水は考え方としてはかんがい用水と全く同

じだから単に式中の項を増やすだけでよいだろう。たとえば第 j 月の上水への供給を $R_{mun}(j)$ 、工水への供給を $R_{ind}(j)$ とすると (96) (97) 式は監のようになる。

$$S_{max}(j+1)=\min\{[S_{tot}], [S_{max}(j)+I(j)-R_{man}(j)-R_{irr}(j)-R_{mun}(j)-R_{ind}(j)-E_{vap}(j)]\} \dots\dots\dots(109)$$

$$S_{min}(j)=\max\{[S_{dead}], [S_{min}(j+1)-I(j)+R_{man}(j)+R_{irr}(j)+R_{mun}(j)+R_{ind}(j)+R_{vap}(j)]\} \dots\dots\dots(110)$$

同時に (100) 式は

$$R_{min}(j)=\max\left\{\begin{array}{l} [S(j)+I(j)-E_{vap}(j)-S_{max}(j+1)], \\ [R_{man}(j)+R_{irr}(j)+R_{mun}(j)+R_{ind}(j)] \end{array}\right\} \dots\dots\dots(111)$$

となる。

4-4-3 洪水防郷

治水目的を加えると一年のうち何ヶ月かは洪水部分の貯水量をからにしておかねばならないので (109) 式は次のようになる。この部分の貯水量を $S_{flo}(j)$ とすると

$$S_{max}(j+1)=\min\{[S_{tot}-S_{flo}(j)], [S_{max}(j)+I(j)-R_{man}(j)-R_{irr}(j)-R_{mun}(j)-R_{ind}(j)-E_{vap}(j)]\} \dots\dots\dots(112)$$

となる。

4-4-4 舟運

ダム下流部で舟運のために必要最低限度の放流量を $R_{nav}(j)$ とすると (111) 式は

$$R_{min}(j)=\max\left\{\begin{array}{l} [S(j)+I(j)-E_{vap}(j)-S_{max}(j+1)], \\ [R_{man}(j)+R_{irr}(j)+R_{mun}(j)+R_{ind}(j)], \\ [R_{nav}(j)+R_{irr}(j)+R_{mun}(j)+R_{ind}(j)] \end{array}\right\} \dots\dots\dots(113)$$

他の式においては $R_{nav}(j) > R_{man}(j)$ のときは $R_{man}(j)$ のかわりに $R_{nav}(j)$ を置きかえればよい。もとよりこの考え方は単純すぎるのであって、かんがい用水の還元水や、都市下水の流入が随所でみられるに違いない。

4-4-5 観光

観光や自然保護のためにはある一定の水面が一定期間保たれておればよいとするならば、このときの貯水量を $S_{rec}(j)$ として (110) 式は次のようになる。

$$S_{min}(j)=\max\{[S_{dead}], [S_{rec}], [S_{min}(j+1)-I(j)+R_{man}(j)+R_{irr}(j)+R_{mun}(j)+R_{ind}(j)+E_{vap}(j)]\} \dots\dots\dots(114)$$

なお $E_{vap}(j)$ にはダム底からの漏水を含めるとより現実に近づくであろう。

このようにモデルを複雑にすると計算量は膨大になる

が、何十億円というダムを設計するにあたっては、何百万円という電算機代をかけても十分に経済的意味がある場合も多いことであろう。

参考文献

- (53) Pearson, hester. Ceres (FAOの広報誌) No.14 March-April 1970) 日本語訳のびゆく技術叢書 156,157 1971年8月渡部哲男編
- (54) Myrdal, Gunnar Cores No.20 March-April 1971 日本語訳同上
- (55) Bellman, R. and S. Dreyfus
APPLIED Dynamic Programming Prince ton

Univ Press 1962

- (56) Hall, W. A. and D.T. Howell "The Optimization of Single-Purpose Reservoir Design with the Application of Dynamic Programning to Synthetic Hydrology Samples" J. of Hydrology pp 355-363 Dec 1963
- (57) Hall W. A. and others, Optimum Operations for Planning of a Complex Water Pesources System, Univ of California Water Resources Center Cont. No.122 1967

新刊紹介

「農業土木に生きた八十年誌」

牧 隆 泰 著

この記録は他人の人々からみると興味はないが、自分にとっては一生涯の自伝であり歴史でもあり、一生を捧げた農業土木関係の仕事の沿革史の一端を示すものであり、筆者の性格とその運命とがよくわかる。

この記録はこれを多年間継続の日記帳から取ったので、年月とか記録中の人名などが正確であるのみならず、自分自身ありのままの個性と行為とをさらけだした偽らざる告白書でもある。そもそも本稿はこれを生前に活字にして、知人に見て貰うことは考えなかったが、わが娘に先立たれて以後感ずるところあり、これを多くの方々に見て貰い、わが拙なきそして長い人生劇の記事が何かの御参考に供し得ることならば、筆者生涯の幸甚であると思ったことにあった。

(序文より引用)

購入御希望の方は、下記へ直接(1口 1,000円)御申込下さい。

申込先 東京都港区新橋5丁目34の4 農業土木会館内
農業土木学会 古西龍次宛
TEL. 436-3418

農業土木技術研究会役員

会 長	杉田 栄司	農地局建設部長	浅原 辰夫	近畿農政局設計課長
副 会 長	緒形 博之	東京大学教授	島岡 俊輔	中四国農政局設計課長
理 事	山本 純	農地局設計課長	桑原 昇	九州農政局設計課長
”	長 高連	” 技術課長	難波 康夫	北海道開発局土地改良課長
”	岡部 三郎	農地開発機械公団監理官	梶浦 和年	北海道土地改良第一課長
”	牧野 俊衛	関東農政局建設部長	山下 潔	青森県土地改良第一課長
”	茶谷 仁	農業土木試験場土地改良部長	清水 孝純	岩手県耕地建設課長
”	井上 弘	茨城県農地部長	国広 安彦	宮城県耕地課長
”	松井 芳明	水資源開発公団第二工務部長	山内 一郎	秋田県耕地課長
”	永田 正董	土地改良建設協会専務理事	城野 忠雄	山形県耕地課長
”	高嶺 進	三祐コンサルティング取締役	佐藤 英明	福島県耕地課長
”	小川 孝	鹿島建設株式会社技師長	松村 進	茨城県耕地建設課長
”	内藤 正	大豊建設株式会社常務取締役	横山 新	栃木県土地改良課長
監 事	伊藤 茂松	農業土木事業協会常務理事	小島 洸	群馬県耕地開発課長
”	真田 光夫	日本農業土木コンサルティング理事	雨宮 堯郎	埼玉県土地改良課長
常任顧問	住吉 勇三	農地局参事官	宮地 寛	千葉県耕地課長
”	田村徳一郎	明治大学教授	仲田 真己	東京都農地課長
顧 問	井元 光一	水資源開発公団理事	飯塚 晴信	神奈川県耕地課長
”	小川 泰恵	八郎瀧新農村建設事業団理事	丸茂 高男	山梨県耕地課長
”	梶木 又三	参議院議員	国政 義範	長野県耕地第一課長
”	金子 良	日本大学教授	山田 卓郎	静岡県営企画課長
”	小林 国司	参議院議員	杉山 英郎	新潟県農地建設課長
”	作間 虔二	日本農業土木コンサルティング理事	鍋田 実	富山県耕地課長
”	佐々木四郎	水資源開発公団理事	嘉藤章太郎	石川県耕地課長
”	重政 庸徳	”	竹内 岩雄	福井県耕地課長
”	清野 保	愛知工業大学顧問	井田 宗	岐阜県農地建設課長
”	高月 豊一	京都大学名誉教授	勝又 譲	愛知県耕地課長
”	田町 正誉	九州大学名誉教授	渡辺 靖六	三重県耕地課長
”	中川 一郎	衆議院議員	大辻小太郎	滋賀県耕地課長
”	野知 浩之	日本農業土木コンサルティング顧問	中村 吉隆	京都府耕地課長
”	福田 仁志	東京大学名誉教授	吉岡 孝信	大阪府耕地課長
”	山崎平八郎	衆議院議員	藤本 理	兵庫県耕地課長
参 与	山口 重雄	東北農政局設計課長	窪田 博	奈良県耕地課長
”	棚橋 正治	関東農政局設計課長	小川 力也	和歌山県耕地課長
”	善木 正敏	北陸農政局設計課長	坂根 勇	鳥取県耕地課長
”	中川 稔	東海農政局設計課長	村田 稔尚	島根県耕地課長
			村上 澄雄	岡山県耕地課長
			二井岡 広	広島県耕地課長
			中村 源三	山口県耕地課長
			平井 公雄	徳島県耕地課長
			杉平 鉄雄	香川県土地改良課長
			白井 俊昭	愛媛県耕地課長
			弘田 定男	高知県耕地課長
			田中 善市	福岡県農地計画課長
			相川 稔	佐賀県土地改良第一課長
			宮本 安一	長崎県耕地課長
			広嶋 常次	熊本県耕地第一課長
			森田 実	宮崎県耕地課長

参 与 森田 克美 大分県耕地課長
 幹 事 百元 和夫 鹿児島県耕地課長
 武田 健策 水資源開発公団第二工務部設計課長
 須恵 務 農地局かんがい排水課
 高田 徳博 " 開墾建設課
 小藤 裕二 " 防災課
 中川 稔 東海農政局設計課長
 柴田巳千夫 農地局企画調整室
 棚橋 正治 関東農政局建設部設計課長
 白滝 山二 農工大学助教授
 前田 芳郎 農地開発機械公団工務課長
 内藤 克美 農地局総務課公域農業開発対策室
 常任幹事 石川 明 水資源開発公団第一工務部工務課長
 伊藤禄太郎 全国農業土木技術連盟事務局長
 勝俣 昇 東北農政局津軽総合開発調査事務所長
 編 集 岡部 三郎 農地開発機械公団管理官(幹事
 委 員 長 会担当理事兼務)
 編集委員 幹事及常任幹事

賛助会員

(五十音順)

東 京 ㈱ 荏原製作所 3口
 " ㈱ 大林組 "
 " 鹿島建設株式会社 "
 " ㈱ 熊谷組 "
 " 久保田鉄工株式会社 "
 " 佐藤工業株式会社 "
 愛 知 ㈱三祐コンサルタントインターナショナル "
 東 京 大成建設株式会社 "
 " ㈱電業社機械製作所 "
 " ㈱ 間 組 "
 " ㈱ 日立製作所 "
 " ㈱ 青木建設 2口
 " 株木建設株式会社 "
 大 阪 ㈱ 奥村組 "
 東 京 勝村建設株式会社 "
 大 阪 ㈱ 栗本鉄工所 "
 東 京 三幸建設株式会社 "
 " 住友建設株式会社 "
 " 大豊建設株式会社 "
 " 前田建設工業株式会社 "
 山 形 前田製管株式会社 1口
 東 京 旭コンクリート工業株式会社 "

大 分 梅林建設株式会社 1口
 東 京 技研興業株式会社 "
 " 久保田建設株式会社 "
 " 五洋建設株式会社 "
 大 分 ㈱ 後藤 組 "
 " ㈱ 佐藤 組 "
 東 京 新生興産株式会社 "
 " 豊水産業株式会社 "
 愛 知 塩谷 組 "
 東 京 世紀建設株式会社 "
 青 森 田中建設株式会社 "
 東 京 ㈱ 武井工業所 "
 " ㈱ 田原製作所 "
 香 川 大成建設(株)高松支店 "
 大 分 高山総合工業株式会社 "
 東 京 中央開発株式会社 "
 岡 山 中国土木株式会社 "
 香 川 ㈱チェリーコンサルタント "
 東 京 帝国ホーム管株式会社 "
 " 東急建設株式会社 "
 秋 田 東邦技術株式会社 "
 東 京 東京索道株式会社 "
 " (有)東洋測量設計 "
 " ㈱土木測器センター "
 茨 城 中川ヒューム管工業株式会社 "
 新 潟 新潟コンクリート工業株式会社 "
 東 京 日本舗道株式会社 "
 " 日本技術開発株式会社 "
 " 日本海上工事株式会社 "
 " 日本国土開発株式会社 "
 " 日本プレスコングリート工業株式会社 "
 " 日本エタニットパイプ株式会社 "
 " 日曹マスタービルダーズ株式会社 "
 " 日兼特殊工業株式会社 "
 " パシフィックコンサルタンツ株式会社 "
 " 羽田コンクリート工業株式会社 "
 福 岡 藤増総合化学研究所 "
 東 京 ㈱ 圓井製作所 "
 " ㈱ 丸島水門製作所 "
 石 川 真柄建設株式会社 "
 東 京 水資源開発公団 "
 京 都 山品建設株式会社 "
 愛 知 若鈴コンサルタンツ株式会社 "
 東 京 I N A新土木研究所 "
 福 岡 新日本コンクリート株式会社 "

70社 106口

農業土木技術研究会会員数

47.3 末現在

地方名	通常会員					賛助会員		地方名	通常会員					賛助会員					
	県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数		県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数				
北海道	403	343	5	81	832	—	—	近畿	滋賀	86	46	—	2	134	—	—			
東	青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島	188	40	1	—	229	1		1	京都	54	56	8	23	141	1	1		
		142	30	2	4	178	—		—	大阪	53	26	5	52	136	3	8		
		135	84	6	17	242	—		—	兵庫	96	28	2	3	129	—	—		
		211	77	—	27	315	1		1	奈良	64	28	—	2	94	—	—		
		157	34	—	5	196	1		1	和歌山	75	26	—	1	102	—	—		
		160	48	—	1	209	—		—	計	428	210	15	83	736	4	9		
北	計	993	313	9	54	1,369	3		3	中国・四国	鳥取	68	15	7	—	84	—	—	
関	茨城 群馬 埼玉 千葉 東京 神奈川 山梨 長野 静岡	119	54	—	6	179	1		1		島根	47	25	1	—	80	—	—	
		69	28	5	4	109	1		1		岡山	87	107	5	4	203	—	—	
		80	16	—	—	96	—	—	山口		—	—	—	1	1	—	—		
		90	19	—	13	122	—	—	徳島		63	—	—	—	64	—	—		
		109	51	—	9	169	—	—	香川		37	14	—	—	51	—	—		
		1	226	19	238	484	48	99	愛媛		61	91	7	1	160	2	2		
71	31	—	20	122	—	—	高知	39	1		5	6	51	—	—				
4	13	—	1	18	—	—	計	426	255		26	16	723	2	2				
153	23	4	3	183	—	—	九州	福岡	93		47	14	27	181	2	2			
174	37	—	—	212	—	—		佐賀	103	31	3	1	138	—	—				
東	新潟 富山 石川 福井	28	5	6	141	—		—	熊本	28	6	—	—	35	—	—			
		105	103	—	3	211		1	1	大分	148	102	—	5	255	—	—		
		132	11	—	—	143		—	—	宮崎	178	33	—	1	212	4	4		
		北	岐阜 愛知 三重	353	134	1		14	502	1	1	鹿児島	93	7	1	—	101	—	—
				151	14	2		3	170	—	—	児島	127	25	1	—	153	—	—
				105	103	—		3	211	1	1	沖繩	4	—	2	1	7	—	—
132	11			—	—	143		—	—	計	774	251	21	36	1,082	6	6		
計	741	262	3	20	1,026	2		2	内地計	4,942	2,395	114	700	8,123					
東	愛三	102	28	5	6	141	—	—	外国	28	—	—	—	28					
		105	180	1	108	394	3	3	合計	4,942	2,395	114	700	8,151	70	106			
72	55	1	1	129	—	—													
計	279	263	7	115	664	3	3												

編集後記

本年度最後の第8号をお届けします。これまで毎年発行が遅れ気味なので、今回は年度内に読者諸兄のお手許に届くように努力しましたが、間に合ったでしょうか？

今回は、当初の予定では、海外に対する技術協力についての記事を、経験者の方々に執筆していただき、「海外問題特集号」として発行する予定でしたが、編集の都合上、それを第9号に廻し、これまでにご寄稿していただいた原稿を集めて編集しました。

また、第10号は「管理特集号」として、管理事業の実態の紹介とその重要性の認識、管理から見た計画設計お

よび施工についての問題点等を、施設管理に日夜労苦を重ねている人々から執筆していただく予定です。私達は土地改良事業の諸施設についての計画設計施工については、それぞれの立場で最善をつくし、かなりの経験も積んでいるわけですが、労苦を重ねて完成させた諸施設のその後の管理については、案外に無関心な人が多いのではないかと思います、その意味でもこの特集号はかなり有益なものになると考えています。

このように、第9号は「海外問題特集号」、第10号は「管理特集号」として、それぞれユニークな内容になりますので、皆様の御期待に充分に沿えることと思います
(八木)

水と土 第8号

発行所 東京都港区新橋5-34-4
 発行人
 印刷所 東京都新宿区下落合2-4-12

昭和47年3月31日発行
 農業土木会館内 TEL (436) 1960
 振替口座 東京 2891
 農業土木技術研究会
 TEL (953) 4461 (代表)
 一世印刷株式会社

投 稿 規 定

- 1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること
東京都港区新橋5-34-3 農業土木会館内, 農業土木技術研究会
- 2 「投稿票」
 - ① 表 題
 - ② 本文枚数, 図枚数, 表枚数, 写真枚数
 - ③ 氏名, 勤務先, 職名
 - ④ 連絡先 (TEL)
 - ⑤ 別刷希望数
- 3 1回の原稿の長さは原則として図, 写真, 表を含め研究会原稿用紙 (300字) 65枚までとする。
- 4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い(請求次第送付), 漢字は当用漢字, 仮名づかいは現代仮名づかいを使用, 術語は学会編, 農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字 (3単位ごとに, を入れる) を使用のこと
- 5 写真, 図表はヨコ7cm×タテ5cm大を300字分として計算し, それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し, 写真, 図, 表は別に添付する。(原稿中に入れない)
- 6 原図の大きさは特に制限はないが, B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう, はっきりしていて, まぎらわしいところは注記をされたい。
写真は白黒を原則とする。
- 7 文字は明確に書き, とくに数式や記号などのうち, 大文字と小文字, ローマ字とギリシャ文字, 下ツキ, 上ツキ, などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと,
たとえば
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Z の大文字と小文字
O(オー)と0(ゼロ) a(エー)と α (アルファ)
r(アール)と γ (ガンマー) k(ケイ)と κ (カッパ)
w(ダブルユー)と ω (オメガ) x(エックス)と χ (カイ)
1(イチ)とl(エル) g(ジー)とq(キュー)
E(イー)と ϵ (イプシロン) v(バイ)と υ (ウプシロン)
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ, どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は番号を付し, 末尾に文献名, 引用ページなどを記載すること
- 11 投稿の採否, 掲載順は編集委員会に一任すること
- 12 掲載の分は稿料を呈す。
- 13 別刷は, 実費を著者が負担する。