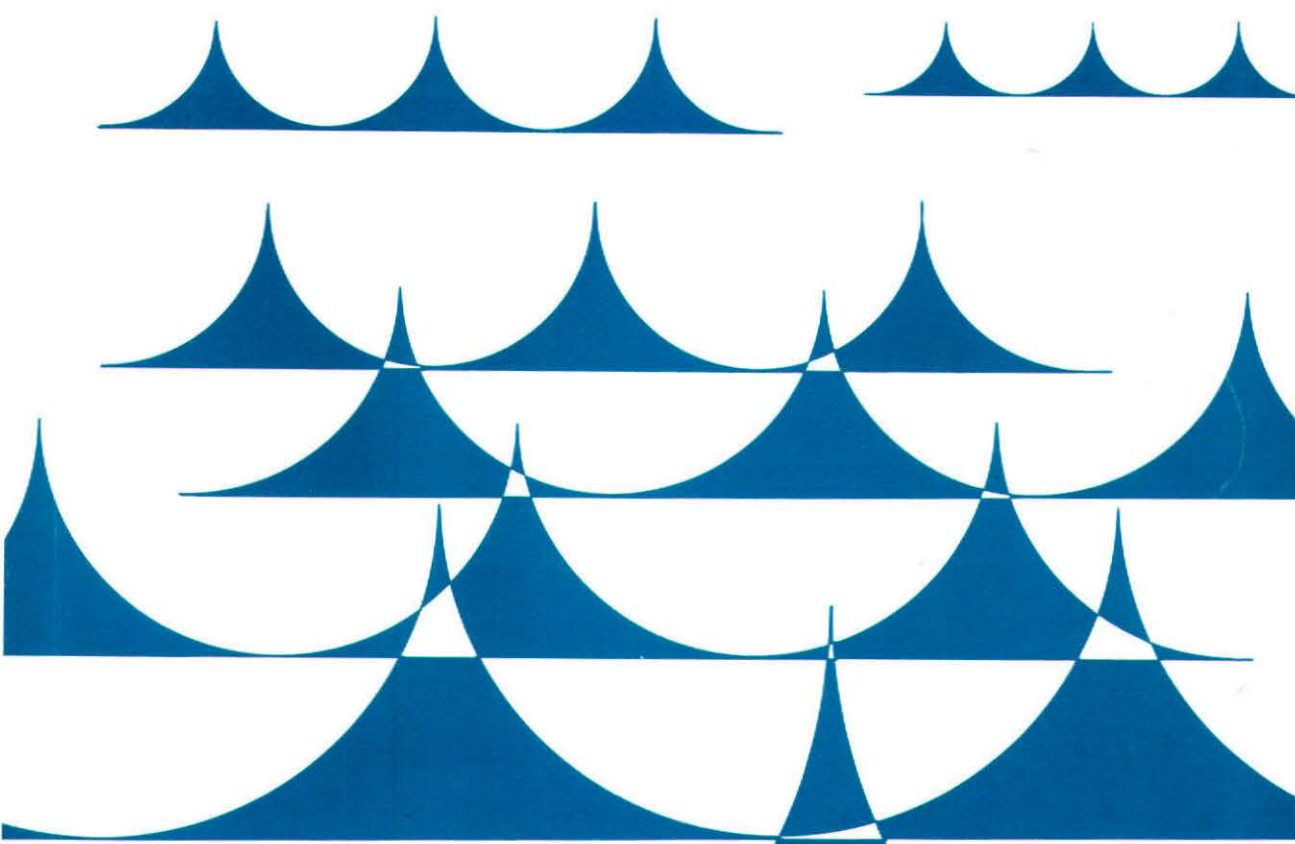


水と土

第 14 号



昭和48年 9 月号

農業土木技術研究会

河北潟干拓事業

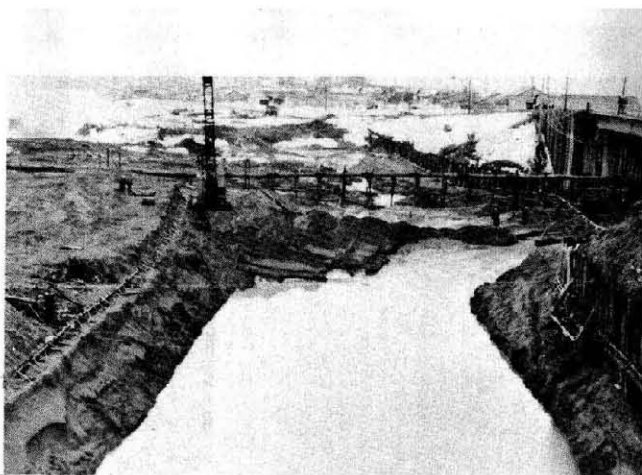


主要工事が完了し地区内の整備が進められている。(次頁に写真の説明あり)

河北潟干拓

内灘橋基礎工(締固め杭工法)

本文44～51頁参照



▲
写真-1 築堤後の基礎掘さく

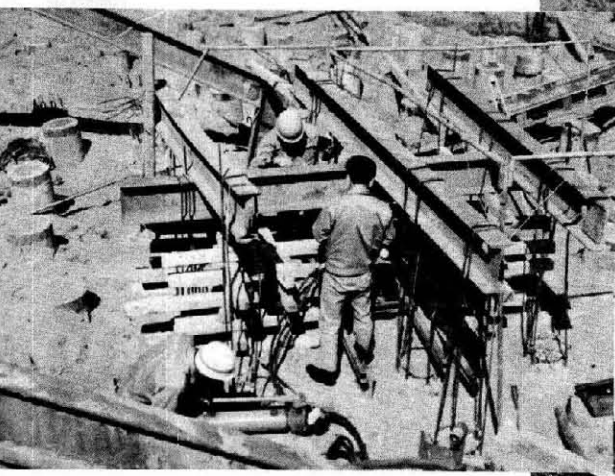


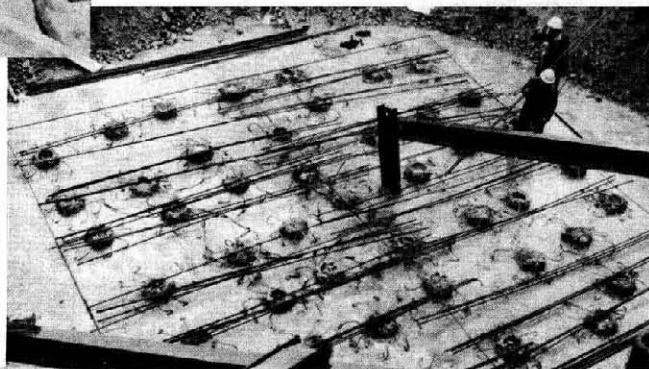
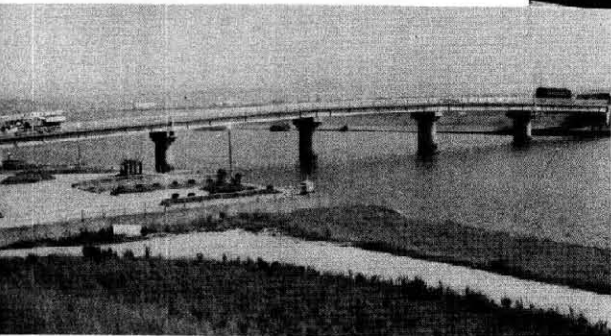
写真-2 締固め杭打設後の載荷試験



写真-3 締固め杭上のフーチングの鉄筋の組立



写真-4 完成した内灘橋



河北潟干拓事業説明図



水

と

土

No. 14

1973

September

目次

グラビヤ

河北瀉干拓事業

巻頭文

水利権協議についての雑感

内山 則夫……(1)

報文

水路の適正管理基本計画手法について

寺沢 貢……(5)

畑地かんがいの多目的利用

(静岡庵・牧之原両地区の計画から)

鈴木 謙……(10)

ロックフィルダムの安定解析簡易化による基本断面形状の決定について

佐々木 正次
谷 畑 実……(19)
橋 本 稜 威

災害における頭首工復旧計画について

高野 政文……(32)
斎藤 三代吉

軟弱な砂質地盤の締固め杭工法

(河北瀉干拓・内灘橋基礎工について)

田仲 喜一郎……(44)
山本 寅吉

シールド工法による取水施設の設計施工について

(東郷調整池から東郷浄水場へ)

早乙女 昭三……(52)
平 松 道 良

現場打ち鉄筋コンクリートフレームの施工法

小野 英雄……(65)

講座

農業水利計画とコンピューター(3)

——排水路系における問題を中心として——

白石 英彦……(73)
中 道 和 宏
岩 崎 和 己

農道舗装の設計施工

——アスファルト舗装——

三品 直樹……(81)
田中 次男
牛 腸 一

会告

……(91)

編集後記

……(93)

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り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(ダブリュー)と ω (オメガ) x(エックス)と χ (カイ)
l(イチ)とI(エル) g(ジー)とq(キュー)
E(イー)と ϵ (イプシロン) v(バイ)と ν (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。

水利権協議についての雑感

内 山 則 夫*

目 次

はじめに……………(1)	量規制について……………(2)
1. 河川管理者との予備協議のあり方……………(1)	4. 冬期水利権設定についての考え方……………(3)
2. 水利権協議関係の事務取扱いの主務課について……………(2)	5. 兼用工作物の取扱いについて……………(3)
3. 水理使用における取水期別の分け方と総おわりに……………(4)	6. 河川工作物の構造基準について……………(3)

はじめに

新河川法(昭和39年法律第167号)が施行されて、すでに10カ年になり、この間法律の適正な運用をはかるため、各種の通達、指導要領、了解事項等が出されてきているが、この間にはまた、わが国の経済社会にとって未だ経験したことのないほどの激しい成長期でもあり、これに伴って、水道用水、工業用水に代表される都市用水側の水需要が爆発的に増大し、従来、河川の水利使用の大宗を占めていた農業用水との間に、あるいは既得水利と新規水利との間に、いろんな形での水問題が生じてきており、水利使用をめぐる水問題がますます重要になってきている。とくに、巨大都市を核にもつ、関東、東海、近畿および北九州の圏域においてこの種の事例が多いことがその特徴となってきている。

筆者は、昨年構造改善局企画調整室に在職して、水利権協議等河川法関係の事務にたずさわり、それなりにさまざまなことを感じさせられた。わずか1年余の期間でもあり、もとよりその問題点を正確に、十分認識するにはほど遠いが、私なりの雑感を以下に述べて、会員諸兄の間で更に議論を深め、より水利権協議が円滑、適正に運用されるようになれば幸いであると思う次第です。

1. 河川管理者との予備協議のあり方

土地改良事業を実施するに当たっての河川法に基づく水利使用に関する協議(又は許可申請)については、昭和44年1月9日付の建設省河川局長、農林省農地局長名の共同通達(〔注〕、これをうけて、さらに農地局調査官通知、技術課長通知および河川局水政課長通知がある。)により、調査計画、全体実施設計時の段階において、河川管理者に対し、「予備協議又は説明を行ない、取水計画及び主要工作物の概要について相互に調整をはかる」こととなっており、(〔注〕、具体的には議事録を作成し、

「了解事項」として文書確認を行なう。この場合の確認者は、地方建設局にあっては水政課長および河川管理課長、地方農政局側は技術課長または設計課長)、他方河川管理者は、協議書又は許可申請書を後日受理した場合は、「予備協議又は説明の結果を尊重し、かつ土地改良事業の円滑な実施がはかられるよう、すみやかに協議の成立又は許可を行なうこと」とされたものであるが、現状の運用をみると極めて不十分であり、このため、土地改良法に基づく事業計画が確定し、着工した後において、河川管理者との間に、最も基本的な事項(例えば、計画基準年、河川維持流量等)について調整を行なう必要が生じる等、事業推進のブレーキの一要因ともなっている。

この運用が不十分である理由については、例えば、①調査計画時の段階では水利計画の熟度が低く、説明が十分出来る段階になく変更する余地があるとか、②担当者が少なく、仕事におわれてゆとりがないとか、③河川管理者側にも予備協議について認識が低く対応する姿勢が不十分であるとか、その他いろいろあろうかと思われるが、この際、この予備協議の趣旨をもう一度十分認識して、その姿勢を正すことが、大事ではなからうか。そして、少なくとも次に掲げる5つの事項については、「調査計画時に(河川管理者に対して)十分な説明を行ない、水利権等について河川管理者との調整をはかり、問題を処理するよう措置されたい。」との、昭和44年2月13日付の技術課長名の通知を再度確認して予備協議を整えるべく努力することが、肝要であろう。

- (1) 計画基準年
- (2) 計画使用水量(時期別の取水パターン)
- (3) 河川流量と計画取水量の関係(〔注〕責任放流量等関係河川使用者の取水量との関係も含む)
- (4) ダム計画がある場合は、計画使用水量とダム依存量との関係
- (6) 頭首工計画がある場合は、取水セキの位置と構造

* 経済企画庁総合開発局水資源課

に関する基本的な事項（スパン割り、敷高、土砂吐の機能と計画高水流量との関係）

なお、ややもすると説明は不要であるとする者もいるが、十分説明して納得させることが大切であり、納得したら了解事項として確認しあうことが事務処理のツメとして重要であると考えたい。

2. 水利権協議関係の事務取扱いの主務課について

農林本省における河川法関係の事務取扱いの窓口としては、構造改善局総務課（通称、企画調整室）に水利班が置かれ、係長1名、係員1名の構成で、その任に当っており、主として法35条の関係行政機関の長の立場として、農政、計画および建設の3部にまたがる農業水利と河川法の運用の調整をはかることとされている。とくに問題となる水利権協議の事務については、地方農政局長に農林大臣の権限を委任しており、その主務課等業務の分担については、昭和40年11月29日付の次官通達により定められてはいるが、最近におけるこの種の事務の運用は、水利計画官、設計官の活用とあいまって、必ずしもこれによっておらず、各局の実情に応じて運用されているのが実態である。水利権関係の行政が、3部（農政部（管理課）、計画部（技術課）、建設部（設計課および事業実施課））にまたがっていることもあって、窓口の多岐化、責任の所在の不明確さにつながり易いことがしばしば指摘される。これは、土地改良事業に関する行政の体制が、事業の「流れ」に応じてでき上っていることもあって、ある程度はやむを得ない面もあるが、また一方、近年における水需給のひっ迫および水質等の環境問題を背景とした複雑な各種水問題に対しては、不十分な対応体制となり、仮りに3部にまたがるとしてもどこか一部が、これの基軸としての機能を全うすることが是非必要となってくる。「たてまえ論」と「実態論」は、常に議論的になるところであるが、結論を急いで述べれば、水利権取得(23条～27条)、河川工作物の操作、関係河川使用者に係る事項等、水利権主体としての立場については、建設部設計課（含設計官）が主務課となり、水利権台帳の管理とこれの更新・譲渡に関しては、農政部管理課が、そして、行政庁としての立場（相手方から協議に対する立場）としては計画部技術課（含水利計画官）が主務課としての役割を果すことが考えられる。設計官と水利計画官については相互に2部併任とし、協力関係を一層密にすることが、予備協議の円滑な処理を行なうためにも是非必要であろう。

なお、今後とも各種の土地改良事業が農政を支える基盤として展開されることは当然であるが、土地改良事業計画のもつもう一方の側面である土地・水資源の有効利用といった観点から、つまり限りある国土資源のうち、

土地と水資源の開発と利用の合理化をめぐる調整問題が更に大きな課題となる可能性からしても、この際、地方農政局における建設部の総括の位置にある設計課に専門のスタッフを拡充して、一元的に対処してゆく体制を検討することが必要ではなからうか。

3. 水利使用における取水期別の分け方と総量規制について

農業用水における水利使用量（水利権）の設定は、従来より、かんがい期（夏期）にあっては、3期程度（苗代期、シロカキ期、普通期程度）に分割し、それぞれの期別の最大必要水量を、計画書における水利計算書を根拠として明定し、非かんがい期（冬期）にあっては、水田裏作等のかんがい用水のほか水路維持用水、営農雑用水等の必要量を算定し、これを1期として設定してきたが、近年における水需給ひっ迫を背景として、また開発余力をできるだけ残そうとの姿勢からか、河川管理者からは、水利使用計算結果の取水パターンの波形に忠実に、できるだけ細分化する方向がとられ、すでにかんがい期を5～6期程度に分けるケースが少なからずできている。また、かんがい期間のとり方についても、最近の農業の動向から営農計画の変化に対して極力、弾力的に対処することとしているが、計画書に明示されている期間を前後に延長して設定することに対しては、とくにその根拠を指摘され、困難となる状況にある。また、まだ一般化はされていないが、特殊な地区については、期別取水量のほかさらにかんがい期間中の総量取水についても規制が行なわれるようになってきた。

水利権とは何ぞや。水利権の法的性格、効力とは何ぞや。といった本質的な問題については、学者の間においてもまだ定説が確立されていない状況であるが、上記のような水利使用の動向について、適正か否かの実務的な判断をするうえにおいても、少なくとも河川法上の流水の占用（23条）許可の基準は何か、ということをもう一度、相互に吟味する必要がある。

とくに、総量規制については、その数量として、計画基準年（おおむね1/10渇水年）における有効雨量を控除した半旬別の取水量の合計値として、たとえ期別には、最大取水量の範囲内であっても、かんがい期間中の取水総量として、超過することを規制する考え方であるとするならば、およそ農業用水の取水形態を無視したものであり、また、異常渇水時における水利調整のためのメドとするならば、その旨、運用のルールとして水利使用規則なりその他のものに明記すべきであると考ええる。さらにこのねらいが、同一水系にかかわる後発ダム計画との調整を考慮してのことならば、それは水利計算上の問題であり、現に、これまでも同一水系内における各種水利事業に基づく水計算は、基準年における半旬別（場合に

よっては日計算)により調整しており、ダム計画が過大になるのをさけるようにしている。とくに、水利使用規則に明記せねばならぬ理由はないのではなからうか。

いづれにしても、期別取水量のほか取水総量についても水利使用規則に併記する必要がある場合においては、その必要性と運用について、相互に十分理解しあつたうえで行なわれるべきであり、河川管理者からの一方的な強要は厳につしむべきであろう。

4. 冬期水利権設定についての考え方

水田を対象としたかんがい計画の場合、非かんがい期(冬期)の必要水量が計画に記載されていない事例が多く、このためややもすると冬期水利権の設定がなごりにされるが、水田の場合は、従前、何らかの形で慣行水利があり、これを土地改良事業を通じて整理、統合し、これに基づき水利権を設定することになる。従って、このような場合には、まず従前の慣行水利に基づく取水実績をはあくし、この種の水利使用が、慣行水利権が本来もっているとされているかんがい用水ばかりでなくて総合目的な機能、例えばその地域社会の防火用水、家事用水、農事用水のためにも現に使用されており、今日なおその必要性があると認められる場合は、たとえ本来のかんがい目的がない場合でもその必要量(場合によっては水深)を確保することが大切である。

また、用排水分離が行なわれていない水路で、農村地帯に都市混在化の現象が著しく進展し、家庭排水や工場排水がこれら用水路にたれ流され、水質の汚濁が農業生産、農村生活の維持に悪影響を及ぼすおそれがある場合は、これを稀釈するに必要な水量を確保する必要がある。特に冬期の場合は水量が少ないので十分留意する必要がある。

さらに、水路の所定の機能を維持するため必要な用水(積雪寒冷地帯における凍結防止、融雪用水または推砂を排除するに必要な掃流水等)を確保するよう十分配慮して冬期水利権の設定に当るべきであろう。

なお、この場合の問題点として、この種水利使用においても、水利使用規則のうえにおける目的は「かんがい」となるが、これは本来の「かんがい」のほか、これに附帯的に必要な用水をも総称した意味のものであると理解する必要がある。要すれば「農業用水」と改称し、その権利の目的、内容をより一層明確化することが好ましい。

5. 兼用工作物の取扱いについて

最近、河川管理者から、国営土地改良事業により造成される基幹的な土地改良施設のうち、河川法26条により設置される工作物について、その工作物のもつ効用が、本来の農業用の効用のほか、治水上の効用を兼ねてい

ることが明らかなものについて、河川管理上から、河川法17条の兼用工作物として取扱いたいとの要請ができてきている。とくに、現段階では、干拓事業において河口部に設置される防潮水門、排水水門、排水機場等の施設がこれに該当するとの考え方が強いようである。

すでに、水資源開発公団が建設し、管理を行なっている印旛沼開発の大和田機場および印旛機場については、機場が設置されている河川が1級河川に指定された昭和44年に、とくに、洪水時における不特定受益が大きいこと、さらに都市化現象のテンポが著しいこと等特定農業者の受益のみに限界することは問題があるので、兼用工作物として取扱う方針が決り、昭和48年3月に、その維持管理費の負担割合が定まる、(従来農業側負担の半を治水側が負担することになる)におよび、本年度から正式に兼用工作物として取扱われることになった。従って、とくに平常時の操作は問題はないが、洪水時における操作については河川管理者と協議し、その指示のもとに行なうことが明確になったのである。

近年の河川災害の発生の態様から、災害をできるだけ未然に防止し、沿岸住民に不安感をもたせないために、河川の管理体制は一層強化される方向にあり、従って、兼用工作物として取扱うことも多くなることが十分想定されるが、この場合において、次の諸点を十分考慮して決める必要があろう。

- (1) その工作物の機能上、本来の農業用の効用のほか、治水上の効用を兼ねることが明らかであること。
- (2) 維持管理費(大修理、災害復旧費を含む。)について、治水側がその効用に応じて応分の負担をすること。
- (3) 河川管理上はもとより、農業管理上からも兼用工作物とした方が好ましいと考えられること。
- (4) 県の農林部局および工作物に係る関係土地改良区の同意があること。

なお、農業用水専用のダム、頭首工については、洪水時、そのゲートの操作如何によっては本来の利水機能のほかに、洪水調節機能等副次的な意味での治水効用はあるが、これをもって即、河川管理施設としての効用があるとは認められないので、兼用工作物の取扱いはしないこととしている。もし、効用として洪水調節等の機能を与える必要がある場合は、加治川農業水利事業の内ノ倉ダムの事例のように、河川管理者との共同工事となり、必要な治水用の貯水容量を付加し、建設費について応分の負担をすることになり、管理についても共同管理の形式をとることになる。

6. 河川工作物の構造基準について

河川法26条の許可をうけて設置されるダム、頭首工、水門、堤防等の河川工作物の技術的基準については、河川法13条により、政令で定めることとなっているが、い

まだにこの政令は制定されていない。ダムについては、原則として日本大ダム会議設計基準と一致させることとして、すでに各省庁でも了解し、実質的に運用されているが、とくに問題となる頭首工等については、目下、建設省河川局治水課の第8次案をもって「試行的」に運用されてきているのが実情である。昨年来、この第8次案をベースに農林省（設計課）と建設省（治水課）の間で問題となる事項について相互に意見を交換して検討中であるが、未だ成案を得るにいたっていない。しかし、現実には、この第8次案をよりどころとして地建などでは審査を行っており、これがため、とくに、頭首工地点における計画洪水量の流下能力の検討をめぐって、①土砂吐の機能と有効河積との関係、②洪水吐の敷高と脚柱スパンの大きさ、③頭首工の位置選定、等々が問題となっており、協議が成立するのに長時間要している。これは、とくに河川行政上の姿勢というよりも、技術的な問題であるから、治水、利水という立場の差はあるにせよ、技術者という共通の場で十分議論出来る性質のものであると考える。場合によっては、問題点をしぼって、第三者の学識経験者にも参画してもらい、すみやかにまとめ、政令事項とし、すべての河川関係者が納得して従ってゆけるようにしたいものである。

最近では、この種河川工作物の設計を民間コンサルタンツに委託しており、又一方、役所側において、時間的にもこれを十分検討するユトリもないせいか、ややもするとこの種の技術的な事項について関心がうすれてきており、河川管理者の一方的な主張に従ってゆく風潮も見受けられる。

河川工作物は、その公共性が高く、耐久性が極めて長いゆえに、いろいろの角度から総合的に技術上の検討を加えて決定すべきものであることは昔も今も変わることはないはずである。

おわりに

以上、気がつくままに、水利権等河川協議の雑感を述べたが、このほか、流水占用（23条）と工作物設置（26条）の分離の問題、河川法20条施設（あらかじめ河川管理施設とすることを前提したもの）の取扱い、さらには河川管理者が定める水系ごとの工事実施基本計画、とくに計画高水流量の改訂、河川維持用水の設定等にもなる土地改良事業計画との調整等河川法をめぐる問題はつきところがないくらいである。

一般に、河川法に基づく事案の処理は、手続きが複雑であり、長時間を要するのがあたりまえのようになってきている。ちなみに、昭和47年度に処分した水利権協議（建設大臣から農林大臣に協議があり成立したものは、56件あり、この平均処理時間は1年7カ月で、最長のものは実に7カ年となっている。このような状態は河川管理者も認めているごとく異常なものであり、事務処理は出来るだけ簡にして要を得て短時日に処理することが理想のはずである。私達としても、このようなことに一層関心をもち、いろいろな方策を検討して、出来るものから、少しずつでも実施してゆきたいものである。もちろん河川管理者もこのことについて異存のあろうはずはないと確信している。

標準設計の決定版！

『土地改良事業標準設計』

職場に常備

- 〔発行〕 全国農業土木技術連盟
〔体裁〕 A 3判，オフセット印刷，バインダー綴，
ビニール表紙，全360ページ，2分冊。
〔頒価〕 2分冊 1セット 15,000円(送料込み)
〔申込先〕 全国農業土木技術連盟
〒105 東京都港区新橋5-3-4 農業土木会館内
電話 03(434) 5407 振替口座 東京54171

水路の適正管理基本計画手法について

寺 沢 貢*

目 次

1. まえがき	5	6. 適正管理計画樹立のための留意点および 問題点	8
2. 水路管理	5	7. 水路管理計画の展開	8
3. 水路管理の分析	5	8. あとがき	9
4. 管理費と総管理投資額	6		
5. 適正管理計画樹立のための手法	7		

1. まえがき

水路は、それ自体を造る行為よりも水を流すことに目的がある。水路の管理計画樹立に当っては、管理方法とともに、管理施設費および年間管理費を総合的に関連づけながら検討しなければならない。従来は、水路建設と管理面が別々に計画されていた例が多く、そのために施設機能の発揮上問題が生じた例もしばしばあったように聞いている。しかし近年水の価値の認識が高まり、両者を建設に先がけ計画されるようになった。ある目的を持つ水路を作り管理する場合、管理精度を上げようとすればする程、管理施設費と年間管理費が高つくことになる。

本文は現時点での社会的要求や、経済的、技術的に妥当性のある範囲内で、これらを相対的に結びつけ、適正管理基本計画の存在について検討してみた。その基本的事項について報告し、諸賢の御指摘、御指導をいただければ幸甚である。

2. 水路管理

近年農業部門に於ける省力化、合理化の波も時代の趨勢には勝てず、農業施設の装置化、自動化と云う形で現われてきており、水路管理もその例外ではない。

従来、国営、県営のかんがい排水事業のほとんどは、事業建設主体と管理主体が異なる事例が多かったため、施設機能を十分発揮させること、または、それをより合理的に活用することに問題をなげかけていた。反面、よりよい施設と管理のためには、施設の計画時点で管理計画を樹立する必要があり、最近では各方面からこれらの制度、方法に対する批判が加えられるようになってきた。

水に対する価値観の再認識とともに、農業水利事業における適正管理が行なわれていない理由として*1佐竹氏

は、次のような理由を上げている。

- ① 事業費が面積割
- ② 一つの project が国、県、団体営等に分割施工されている。
- ③ 耐用年数と償還条件は無関係
- ④ 災害復旧事業の高率補助

このような問題はあるにせよ、適正管理基本計画は存在させなければならない、この方法論、考え方に向けて努力するのも施設の計画、建設を主たる任務とする工学的土木技術者の使命と云えるだろう。

3. 水路管理の分析

水路管理を作業内容と管理費に大別すると、その内容は、次のようになる。

作業内容としては、

- ① 水管理データの収集、指令、整理
- ② 水路の巡視、操作、整備
- ③ 分水工ゲートの巡視、操作、整備
- ④ 揚水機の運転、操作、整備
- ⑤ 遠方監視、制御装置の点検、調整
- ⑥ 通信施設の点検、調整
- ⑦ 管理所の電気施設の点検、調整
- ⑧ 施設の補修業務（工事委託）
- ⑨ 災害復旧業務
- ⑩ 営繕業務（管理所、見張所、宿舍等）
- ⑪ 道路の拡張、水道、通信線等の受信業務
- ⑫ 見学者の案内
- ⑬ 関係官庁の渉外
- ⑭ 以上に関連する庶務、経理業務

等が主な任務である。（この外、建設費の償還業務があるが、管理計画とは直接関係がないので省いた）

また、管理費を分類すると、

- ① 管理施設費（P）
- ② 事務所経費（O）……………（年間）

* 水資源開発公団香川用水建設所調査設計課

*1 「水と土」第10号 農業水利施設管理の基本問題

- ③ 事務所人件費 (M) …………… (〃)
- ④ 水路管理費 (C) …………… (〃)
- ⑤ 年間管理施設維持費 (T) … (〃)

に大別でき、その作業内容および主な算出根拠は次のとおりである。

1) 管理施設費 (P)

- ① 幹線流量計および流量調整ゲート
- ② 分水工流量計および流量調整ゲート
- ③ 遠方監視、遠方制御施設費 (局舎を含む)
- ④ 放余水吐、チェックゲート費 (ただし、これは水利慣行上必要とする場合または無効水の再利用を計る目的で設置する場合はこの項目より除いてもよい)。
- ⑤ 庁舎、見張所
- ⑥ その他 (除塵機、管理用車輛等)

2) 事務所経費 (O)

$$O = (0.25 \sim 0.3) \cdot M \text{ として求める。}$$

3) 事務所人件費 (M)

事務所人件費は、管理主体および他機構との組み合わせにより異なるが、一般的には次の担当が必要となろう。

- ① 総括業務 (所長)
- ② 庶務 //
- ③ 経理 //
- ④ 管理 // (土木、機械、利水)
- ⑤ 電通 // (有資格者)

主なものの算出根拠

〔管理係〕

- ・ Open Canal の巡視移動速度、4～5 km/h
- ・ 管理用道路移動速度、10～15 km/h
- ・ Control structure の操作、30分～1時間/ヶ所
- ・ バトロール、2人/組

〔電通係〕

- ・ 点検回数 1回/7～10日および雷鳴毎 (テレメーター、テレコントロール共)
- ・ 点検 0.5日/ヶ所
- ・ ポンプ場、0.5m³/s 以上 (幹線計画通水量×0.05程度) 100kw 以上、1人/機場
0.5m³/s 以下、100kw 以下、1人/2～3機場
- ・ バトロール 2人/組
- ・ 庁舎、適宜

4) 水路維持費 (C)

- ① 水路 1人/10～15km
作業内容 水路の草刈、スクリーン等のゴミ処理
横断排水工、ditch の排泥等

② 管理用道路

作業内容、路面整備 (近傍の市町村道の実績による)

5) 年間管理施設維持費 (T)

① 電気料 (基本料金+使用料)

② テレメーター、テレコントロール施設の維持管理費

$$\text{施設費} \times \text{年間維持管理費率} (0.04 \sim 0.06)$$

③ ゲート関係維持管理費

$$\text{施設費} \times \text{年間維持管理費率} (0.02 \sim 0.03)$$

塗装費の塗装サイクルは5年～7年とする。

④ 流量計検定料 (幹線、分水工共)

検定サイクルは4～8年とする。

⑤ ポンプ維持管理費

$$\text{施設費} \times \text{年間維持管理費率}$$

$$\left(\frac{\text{定期整備率} + \text{現場修理費率}}{\text{耐用年数}} = 0.04 \sim 0.06 \right)$$

⑥ その他 ・除塵機年間維持管理費、施設費×年間維持管理費率 (0.04～0.06)

・ 附帯構造物 (フェンス、ガードレール等)、施設費×(0.04～0.06)

・ 委託料等

(注) 原価償却費は年間維持管理費で水路の耐用年数までカバーできるものとし、水路本体と同一と考える。

4. 管理費と総管理投資額

水路の年間管理費 (Q₀) は Q₀ = O + M + C + T で示されるが、これは毎年必要な経費で、これを施設費に組み入れたと仮定し (その額に管理施設費を加えたものを総管理投資額と云う) その利子で毎年の年間管理費を賄うものとする、これに対する施設費相当額は、(年間管理費) × (インウッドの定額年金現価率) によって求められるが、計算を単純化するため、水路の耐用年数を40～60年とすると、この率は利子率の逆数にほぼ近くなる。

よって

$$\text{総管理投資額}(Q) = \text{年間管理費}(Q_0) \times 1/i + \text{管理施設額}(P)$$

で示される。

また、

$$Q = (O + M + C + T) \times 1/i + P \dots\dots\dots(1)$$

ここに i = 利子率 (略0.07)

ここで、管理基本計画を立てる場合には、水路の基本計画目的に合ういろいろの計画案の中から適正な管理計画案を導びき出さなければならないが、その基本的考え方として適正な管理とは、総管理投資額を最小にするような管理方法であり、またその時の管理施設費が適正管理施設費と云うことになる。

(注) ここで管理施設費を含めた建設費には補助金制度があるが管理費には補助金制度は特例を除いてない場合が多い。したがってこれを一元的に考えることに問題がない訳ではないが、ここでは不特定財産

に対する妥当投資的概念に立って考える。

$$q_2/i = b \cdot p^m$$

$$q_3/i = c$$

5. 適正管理計画樹立のための手法

ここに、 a, n, b, m, c は水路の管理特性を示す係数とする

前述の管理費を、

q_1 = 人件費 + 事務所経費… (年間)

q_2 = 自動化、機械化による経費増… (年間)

q_3 = 人力、または、機械にたよる以外に方法のない経費… (年間)

(草刈、ディッチ排泥、流量計等)

p = 管理施設費

に分類し、これらを p の関数とし、経験的にシュミレートすると、即ち、 $q_i = f(p)$ として、

$$q_1/i = a/p^n$$

$$Q = a/p^n + b p^m + c + p \dots \dots \dots (2)$$

で示される。

ここで a, n, b, m, c が決まれば Q が決まるが、これを決める方法としては、便法 (基準) がないのでいくつかの管理計画案を立てそれからシュミレートして各項目毎に p を変量として、 a, n, b, m, c の係数を求める。

香川用水の事例について次表に示す。

表-1 管理計画案 (例)

(単位：百万円)

管理計画案	1案 ・すべて人力による機側制御	2案 ・取水工、東西分水工、テレメーター、テレコン ・幹線流量計、テレメーター、テレコン	3案 ・2案と同じ外 ・大チェックゲート、上分水工、テレメーター、テレコン ・農水大分水工テレメーター	4案 ・3案と同じ外 ・農水大分水工テレメーター、テレコン ・農水小分水工テレメーター	5案 ・4案と同じ外 ・放余水工、分水工、すべてテレメーター、テレコン	備考	
管理人員 (人)	39	27	20	20	19		
管理施設費	290	420	540	670	820		
年間管理費	人事費含む 事務経費	98	68	50	50	48	
	水維持路費	5	5	5	5	5	
	年施維持間設費	11	18	27	39	49	
	計	114	91	82	94	102	
費	管投資理額	1,642	1,310	1,181	1,354	1,469	利率 0.07として
総管投資額	1,932	1,730	1,721	2,024	2,289		
備考	上記計画案により、係数を求めると $Q = \frac{33.1}{P^{0.839}} + 0.018 P^{2.90} + P + 2 \dots \dots$ (億円) となる。 また、この結果第3案を最良案として採用し詳細設計中である。44年度単価						

これを(2)式に整理してグラフに現わすと図-1のようになる。

ここに①の曲線は、自動化、機械化を進めることによる人力管理費の減の傾向を示す。

②の曲線は、自動化、機械化を進めることによる管理施設費の維持費の増の傾向を示す。

③の曲線は、自動化、機械化を進めることによる施設費の増の傾向を示す。

④のCは、目的水路の基礎額を示す。

⑤のQは①～④の計を示す。

ここで、理論的な最良管理案とは $dQ/dP = 0$ すなわち $dQ/dP = -naP^{-(n+1)} + m \cdot bP^{m-1} + 1 = 0$ とおいた点、

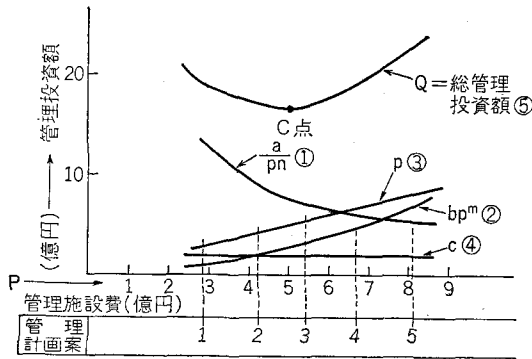


図-1 管理計画案と総管理投資額

すなわちC点のところである。

この点のPが適正管理施設費となり、この附近の案が最良管理案となる。

また、適正年間管理費とは、A点のQからPを引いて*i*(利率)を乗じて求められる。

すなわち、適正年間管理費 $= (Q - P) \times i$ となる。ただし、この年間管理費中には、水路の補修、改良費は含まれない。

6. 適正管理計画樹立のための留意点および問題点

上記の検討にあたって、留意すべき点等は次のとおりである。

1) 手法上の留意点

- ① 管理施設費と各案を結びつけるときは重要度、使用頻度の高いものから自動化をすること。
- ② 機械および管理機器の維持費は多くの実績から求めること。
- ③ 人員配置計画は実状に応じて適正に行なうこと。
- ④ 管理計画の各案共、その地域性を考慮すること。

2) 適正案採用上の問題点

- ① 費用負担者は管理施設費の負担と、年間管理費の負担とどちらを希望しているか。

一般に管理施設費は国庫補助の対象となるが、年間管理費はほとんど全額直接受益者負担が多い。

(特例として国費、県費の補助はあるようだが)

また、建設費も含めて管理施設費は年賦償還であるが、一方年間管理費は単年度決算となる。

- ② 管理方式が高度になればなる程、有資格者の確保が必要となる。これに管理主体が答え得るか。

3) 方法論に対する問題点

- ① この種の実績およびデータが少ない。
- ② 管理機器の開発は日進月歩であり(ハードウェア、ソフトウェア共)これをどの程度採用時に考慮するか。

- ③ 省力化、合理化のための安全性に対する Back up

機構をどの程度に考慮するか。(Back up 機構を省くと、自動化の為の事故の原因となる)

- ④ 人件費は年々 slide up するが、機器類の cost は同一か、あるいは下ることもある。これをどの程度推定するか。
- ⑤ 将来の管理方式の変更に対応できる汎用性のある計画をいかに立てるか。
- ⑥ この考え方を推進するための公的機関の実績による標準化を行なう必要がある。

7. 水路管理計画の展開

水路管理に対する適正管理方法についての基本的考え方を述べたが、合理的近代的水管理とは

- ① 無効水をいかに少なくするか。(水の価値観とあいまって)

- ② 前述の考え方に水路そのものの建設費も含めて、上述方式の展開をする必要がある。

つまり、水路建設費と総管理投資額を含めて、この費用を最小にする水路形式を採用すれば、水価は最低になるはずである。*2

長大水路の形式は過去の観念より建設費の安い open 形式が採用されている例が多いが、上述の適正管理方式を水路本体の建設費にまで発展させる事により、水路タイプの再検討も考えられる。

水資源開発公団香川用水建設所の例では、現在において、社会的にも技術的にも妥当性のある5案を選び、このような方法で検討した結果、最良案と最多管理費用案では総管理投資額(これは水路建設費相当額)で約5億円の差がある。

公団香川用水事業費は約150億円であるが、そのうち水路建設直接費は約120億円である。したがってこの金額の率は、水路建設直接費の4%強となり無視される額ではないだろう。ちなみに、適正コウ配々分による建設費の節減額は、水路建設直接費の3~4%と云われる。この額は4~5億円となるが、適正管理の節減額はほぼこの額に匹敵する額である。

- ③ 無効水量は、水路の計画時点で想定することは、極めて困難なことである。しかし、管理と無効水とは、密接な相関関係にある。

有限水を有効に活用する観点に立てば、これを管理計画とどう結びつけるかが問題である。そこで、考え方としては、前述の総管理投資額Qに

$$\frac{\text{年間予想無効水量} \times \text{水価} \times \text{放流効率}}{\text{利率}} = W$$

を加えて検討する方法も考えられる。

*2 水道の原水単価

$$= \frac{\text{建設費}(1 + \text{建設利率}) \times (\text{利率} + \text{減価償却率}) + \text{年間管理費}}{\text{年間有取水量}}$$

すなわち

$$Q = a/p^n + bp^m + P + C + \bar{W}$$

として示され、このQを最小にする水路計画を樹立すればよいことになる。

しかし、この式中、管理計画と年間予想無効水量、放水効率等は不確定要素であるばかりでなく、農業用水をとり入れた水路においては、天候を唯一の寄りどころとしている現在の営農上からも、この無効水量の想定は極めて困難な問題である。これらについては、今後の検討項目としたい。

8. あとがき

管理基本計画を樹立するに当り、そのよりどころにする目安として、社会的、経済的、技術的にもオーソライズされたものから論議をかもしさなければならぬ。

その一方法についての考え方を述べたが、これに対して、法的なものや、管理精度に対する価値判断（無効水

の評価）等により現段階では修正を余儀なくされるであろう。

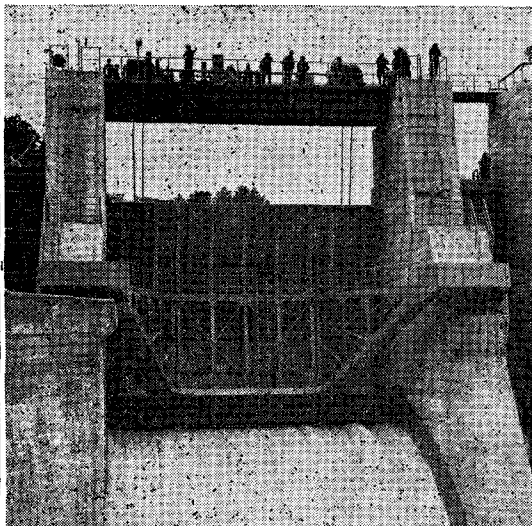
しかし、水は特定人の私物ではなく、国民の財産的見地からの法的取組み、多目的水路や今後の水の合理的使用が叫ばれる時、やはり原点に戻って水の管理計画をもう一度あるべき姿に戻す必要があろう。

本稿をとりまとめるに当り、御指導御協力下さった、水資源公団筑後川調査所渡辺郞氏および当建設所の機械課ならびに関係各位に紙面を借りて感謝の意を表します。

参考文献

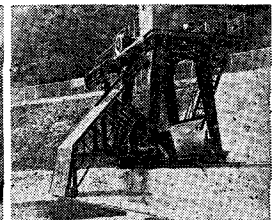
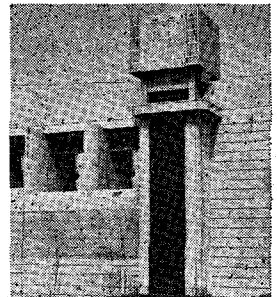
- 1) 佐竹：農業水利施設管理の基本問題 「水と土」第10号
- 2) 水道協会：水道事業ハンドブック
- 3) 渡辺：水路の施設管理計画について 「水路」10巻3号

丸島水門はダム鋼構造物の一切を一括納入させていただきます



営業種目

- 水門扉
- 取水装置
- 放流管
- 放水設備
- 除じん装置



●ゲートのリーディングメーカー

丸島水門

株式会社 丸島水門製作所

本社・工場 大阪市生野区鶴橋 1-6
 電話 大阪(06) 716-8001(代)
 東京事務所 東京都中央区日本橋室町4-3坂田ビル
 電話 東京(03) 242-1972(代)
 奈良工場 奈良県大和郡山市丹後庄町300
 電話 大和郡山(07435) 3-212K(代)

畑地かんがいの多目的利用

(静清庵・牧之原両地区の計画から)

鈴木 讓*

目 次

はじめに……………(10)	茶の畑地かんがい……………(15)
みかんの畑地かんがい……………(10)	1. 茶産業の動向……………(15)
1. みかん産業の動向……………(10)	2. 牧之原地区の計画……………(16)
2. 静清庵地区の計画……………(11)	多目的利用計画諸元……………(16)
多目的利用計画諸元……………(12)	スプリンクラー……………(17)
スプリンクラー……………(12)	末端計画……………(17)
末端計画……………(12)	おわりに……………(17)
多目的利用展示圃場設置……………(13)	

はじめに

静岡県は、太平洋ベルト地帯の中央部にあって南は太平洋に面し、北は南アルプスの連峰をひかえ温暖多雨の気候風土に恵まれた地域で、太平洋沿岸平野部に水田や都市近郊農業（蔬菜施設園芸等）、丘陵山地に向って、茶、みかん等が栽培され全耕地概ね、12万ヘクタールに及んでいる。

本県には古くから著名な農産物が多いが、全県的に栽培されている温州みかんや川根茶、天竜茶などの銘柄で親しまれている茶、伊豆のわさび等はその代表的なもので、いずれも全国優位の生産量を誇っている。これは温暖な自然条件や、大消費地が隣接するなど、地理的条件に恵まれたことも一因ではあるが、それにもましてこの条件をより高度に活用した農民の英知と農業技術の展開が全国第18位の耕地面積でありながらなお且つ粗生産額第4位を保つゆえんであろう。

近年、米の生産調整により水田中心の農業から畑作中心に変わったことは周知のとおりであるが、その基盤整備の1つとして畑地かんがい事業が全国各地で盛んに取上げられていることは極めて注目すべきことである。何分にも畑地かんがいはその歴史が浅いために未開発の分野も多いことから従来実施された施設が必ずしも農民に定着活用されているとばかりは限らない。まして、多目的利用ということで肥培管理作業の省力化までということになればより慎重に、先ず実用化から逆算して、農民が充分活用でき且つ効果の高い施設の計画、実施を考慮することが大切であろう。

特に本県のように比較的多雨地帯においては、みか

ん、茶に対するかん水の機会は意外に少なく畑地かんがいから受ける農民の理解関心度は必ずしも高くない。従って畑地かんがいから多目的利用への脱皮が必要であり薬剤散布や、施肥等に徹底した省力化を図ると共に潮風害、凍霜害等の防災施設としての活用も充分考慮することが必要である。

みかんの畑地かんがい

1. みかん産業の動向

温州みかんは我が国農業の中でも数少ない成長作物として、今日迄幾多の試練を経ながらも極めて急速度に発展してきた。即ち生産量においては昭和30年代の初期において戦前の最高水準（生産量全国50万トン）に達し、その後も農政の転換と選択的拡大の基調にのって上昇を続け更に最近における米の生産調整による樹園地への転換等が一層拍車をかけたこともあって47年は、史上空前の生産量を記録する結果となった。

表1 みかんの栽培面積と生産量の推移

年 次	全 国		静 岡 県	
	栽培面積 ha	生産量 千ton	栽培面積 ha	生産量 千ton
47	171,300	3,568	18,100	456
46	167,100	2,489	17,900	359
45	163,000	2,552	17,700	373
44	158,600	2,038	17,000	355
43	150,900	2,352	16,700	341
42	139,300	1,605	16,200	302

* 静岡県農地部農地企画課主幹

41	126,800	1,750	15,300	315
40	115,200	1,317	14,800	235
39	101,300	1,229	14,200	239
38	90,500	974	13,800	171

一方みかんの消費性向も国民所得の増大に伴う食生活構造の変化と相まって消費が伸び続け、40年頃までは、旺盛な消費に支えられて市況も堅調に推移した。然しその後は生産の急上昇とともに伸び率は徐々に鈍り特に生産量が一挙に増えた昨年は需給の均衡からもみかん産業の前途に少なからぬ不安を投げかけたといえるのではなかろうか。

みかん生産者の懸命の抵抗にもかかわらず一昨年6月グレープフルーツが自由化になり、引続きオレンジ、果汁等に対してもその自由化攻勢は激しく予断を許さない情勢にあり、一方では前述のように国内でも極めて厳しい環境に直面していることからみかん産業は、まさに内憂外患の様相を深めながら推移することが予想されその抜本策に迫られよう。従って自由化に対しても、国内事情に対してもまず「いかにみかん作りの体質を改善して価格の安定を図るか。」これが根本であり総ての対策もこの点に集中されることになる。

生産費の中で支配的な要素をもつ労力関係は、我が国みかん栽培の立地条件から考えて大型機械等の導入による省力化は困難で、その管理作業の大部分が人力主体となり、過重労働の割に収益性の低い結果を招いている。更に近年の労働力不足による賃金上昇も年毎にその傾向を強め、販売価格の低迷にもかかわらず生産価格の上昇によって農家経済を大きく圧迫している。

表2 みかんの生産費と販売価格の推移 (kg当り)

年次	全 国		静 岡 県	
	生 産 費 円	販 売 価 格 円	生 産 費 円	販 売 価 格 円
47	37	34	42	36
46	43	63	49	66
45	43	66	47	64
44	44	72	44	65
43	36	42	36	55
42	41	59	37	60
41	32	51	34	50
40	36	61	40	61
39	30	49	29	49
38	31	63	37	66

販売価格は農家手取価格

2. 静岡庵地区の計画

このような状況の中から静岡県では全国に先がけて静岡庵地区を40年度から国の直轄調査地区として採択をお願いし、46年度から総事業費250億円(国営160億、県営45億、団体営45億)をもって実施の運びとなった。当初はかん水のみで出発した事業も時代のすう勢と飛躍的な技術の発展によって施設の自動化と多目的利用が加わり、49年度末にはこれの一部利用も可能となり品質収量の向上もさることながら、多目的利用による省力化に大きな期待が寄せられている。

(1) 地区の状況

地区は静岡県のほぼ中央部にあって駿河湾沿に約40

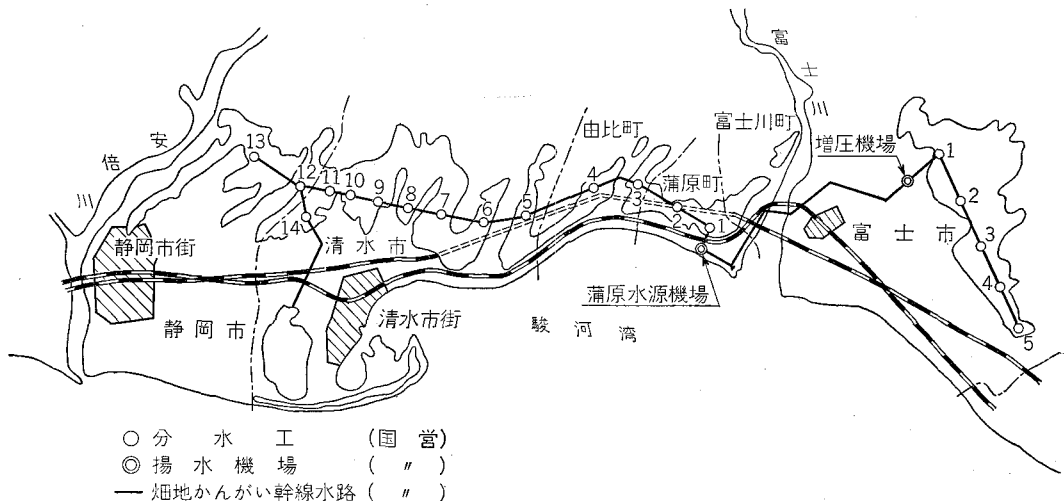


図1 静岡庵地区畑地かんがい事業概要図

km, 西は安倍川の左岸から中に富士川をはさみ更に富士愛鷹山麓に带状に広がる一連の丘陵山間地帯で, 受益地には温州みかん, 茶, 普通畑作物が標高30mから520mにかけて栽培されているが, その大半は静岡みかんとして古い歴史をもつ温州みかんである。

(2) 計画のあらまし

概 要

水源を日本軽金属蒲原工場, 富士川第2発電所(放流量 75m³/sec) 放水に求め最大 6,788m³/sec を取水するが(静岡庵地区 5,346m³/sec/max, 岳南地区 1,442m³/sec/max) 立地条件や営農形態の相違から静岡庵, 岳南と地区を二分する。

静岡庵地区は, 静岡市, 清水市, 庵原郡3町からなり受益面積は 5,787ha である。(みかん 5,345ha, 茶 272

ha, 普通畑 170ha)

地区内最高標高が 350m 前後となるので幹線導水路はほぼ地区の中心に位置することとなり, 取水位置より 400mm の揚水機 3 台で標高 170m 付近まで揚水以下 1,800mm ~ 1,200mm の導水パイプによって 14ヶ所で分水しつつ自然流下させる。

岳南地区は富士市 1,678ha の地域でみかん 612ha, 茶 525ha, 普通畑 541ha からなっている。

地区内最高標高が 500m 前後となるため幹線導水路はほぼ標高 250m 付近に位置し 1,100mm ~ 350mm の導水パイプにより 5ヶ所で分水しつつ自然流下させる。

多目的利用計画諸元

かん水のほか多目的利用として薬剤散布と施肥がある

表3 多目的利用計画諸元

項 目	目的別 地 目		薬 剤 散 布		施 肥	
	か ん が い	樹 園 地	樹 園 地	樹 園 地	樹 園 地	樹 園 地
日 消 費 水 量	5 mm					
間 断 日 数	6 日					
1 回 の 純 散 水 量	30mm					
散 水 効 率	0.75					
1 回 の 散 水 量	40mm		0.7mm		12mm	
散 水 強 度	6.6mm/hr		6.6/mmhr		6.6mm/hr	
1 回 の 散 水 時 間	6 hr		7 min		2 hr	
1 回 の 散 水 面 積	1.16ha		1.16ha		1.16ha	
1 ローションブロック	28ha		28ha		28ha	
1 行程の移動回数	4回/日		24 回		4 回	
1 行程の実稼動時間	24hr/日		3 hr		8 hr	
組 織 容 量	10ℓ/s		10ℓ/s		10ℓ/s	

が, みかんに対する薬剤散布量は, 従来の動噴によれば成木園でおよそ 500~600ℓ/10 a とされているが, スプリンクラーの場合樹間ロス等を考慮して後述する展示園場の試験結果等からおおよそ 700ℓ/10 a 程度が適量と考えられる。又作業条件としては均等散布の上からも 2 m/s 風速以下が望ましく作業時間そのものが 3 時間程度であるので, でき得れば殆んど無風時を選ぶことが望ましい。又施肥については, 10アール当り有効チッソ量 4 kg, 液肥料 40kg とし 1 回の散布量はこれの 300 倍 12,000 kg を標準とする。散布は水-液肥-水の順序とし, 夜間は管理上好ましくないので作業時間を 1 日 8 時間とする。

スプリンクラー

スプリンクラーは, 地形, みかんの植生状況, 多目的利用の 3 者を考慮して中間圧型とするが特に薬剤散布の場合, 葉裏への付着は水滴の 2 次破砕によることが大きく影響するので射出角度はできるだけ低く, ライザーも樹高とほぼ同じ高さとするのが実験結果からもっとも効果的であることが明らかにされている。

末端計画

ローテーションブロック面積は施設の経済性と運用面を考慮すると 30ヘクタール前後が望ましく, 本地区では

表4 スプリンクラー 諸元

項 目	諸 元	項 目	諸 元	項 目	諸 元
型 式	No.30型	散 水 直 径	30m	散 水 強 度	6.6mm/hr
ノズル口径	5mm×4mm	散 水 圧	3kg/cm ²	ライザー高さ	みかん2.5m
射 出 角 度	7°	スプリンクラー間隔	18m		
吐 出 量	32ℓ/min	ラテラル間隔	16m		

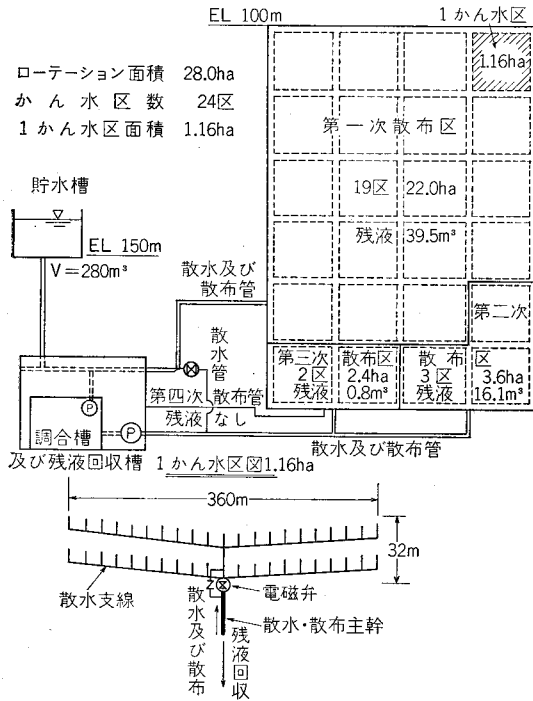


図2 散水布及び散布模式図

標準区を28ヘクタールとする。

ファームポンドの計画は水源水量が豊富で常に補給が可能であるため特にないが、用心のため薬剤散布可能水量のみを貯留することとし280トンの貯水槽1基を各ブロック毎に設ける。

多目的利用の場合薬剤と肥料散布については調合槽に倍濃度の第1次稀釈液を作り動噴ポンプによって10対1の割合で散水管内に注入する。

薬剤の場合、管内残留液を処理するため傾斜方向に第1次～第3次散布区をとり第1次散布区の残液は回収槽に回収して第2次散布区に散布、第2次散布区の残液は更に第3次散布区に反復利用して完全処理を図る。

施肥の場合は散水～液肥～散水の順序となるので管内残留液の心配はない。

自動制御については、各ローテーションブロック単位とし指令所と対象は場とが近いことから集中制御方式を採用する。

多目的利用展示圃場設置

畑地かんがいの多目的利用実施例は全国的にみてもその数は少なく従って未確認の分野も多い。そこで当地区では、事業実施と将来の施設運用の指針と、併せて受益者にもその効果を実際に知らせるため、受益地の一部に展示圃場を作り45年の後半からかん水、農薬、液肥のスプリンクラー散布を実施しているのでその経過を紹介する。

当時としては、あまり例のない画期的な施設と感じていたものが今では至極当然のこととなり、しかも日進月歩の技術開発により、より良い施設に改良されていくことはまことに有難いことである。

施設の位置 静岡県清水市但沼

施設の概要 施設面積 144ha、地区標高75m～135m、傾斜度平均30度、温州みかん30年生、かん水、農薬、液肥のスプリンクラーによる通年散布

施設の規模 農薬、液肥調合槽1基、注入装置動噴ポンプ36ℓ/min、混合比規制、装置定流量弁360ℓ/min用1基36ℓ/min1個、増圧装置プースターポンプ360ℓ/min、増圧揚程70m（1次則53m2次則120m）5段タービンポンプ80mm×65mm、制御器機遠かく自動制御盤1面、散水プログラマー1面、電磁弁24ボルト、ダイヤフラム型内径65mm5ヶ、スプリンクラー No.30、吐出圧2.81kg/cm²、吐出量30ℓ/min、散布直径30m、噴射角7度、ライザー間かく14m×12m、18m×16mの2種、散布強度6.3mm/hr

散布諸元 かん水はテンションメーターを指標としPF1.8～PF3.0の間で散水する。農薬散布回数年7回、平均散布量700ℓ/10a、散布濃度60～2,000倍、中間原液濃度6～200倍、液肥散布回数年5回、散布量12,000ℓ/10a、有効チッソ量4kg、液肥料40kg/10a、散布倍率200～400倍、中間原液濃度20～40倍

45年11月施設完了と同時に県柑橘試験場の協力を得て以来2年6ヶ月いろいろの問題はあったにしても何とかこれを克服しつつ、施設が地元へ浸透定着し展示圃場としての役割を果たしつつあることは今後の事業推進をより容易にするであろうしまたことによるこぼしいことである。施設の利用運用面でまずかん水については適期かん水ということで問題ないが、多目的利用については現在でも全く問題がないではない。たとえば農薬については、散布方法が従来の動噴からスプリンクラーに変われば付着量や付着状態が変わることは当然で、そのままではこれが防除効果に与える影響が問題になることは勿論であるがこれは散布方法からくる根本的相違点でこれらの欠点補正については当然第2次的要因によってカバーすることが必要となる。

図3は展示圃場でおこなった農薬の散布量と付着の関係を示すが、まずライザーの設置間隔は18m×12mでも付着量やそのばらつきには大差なく18m×16mで事実上問題ないと判断された。又散布量の関係で1,100ℓ/10a、散布の場合他の散布量と比較してやや付着量も多くなっているが800ℓ/10a及び540ℓ/10a散布でも葉表への付着量はむしろ動噴より多い。又葉裏への付着量は動噴に比べて何れも少ないがスプリンクラーによる無人散布となれば浸透性のある農薬の採用や残効期間の比較的

長い農薬の使用等で補正することが可能となろう。

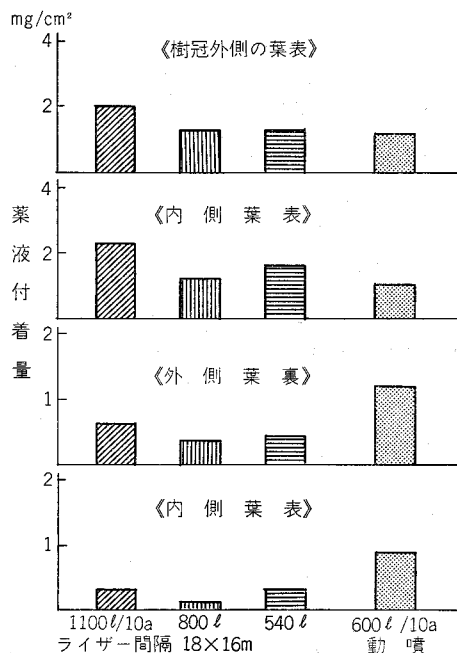


図3 散布量と薬液の付着との関係

表5 収穫期果実における主要病害虫発生量の比較

調査項目	調査樹数	黒点病				ミカンハダニ				延散布回数
		散布回数	平均発病度	最高発病度	最低発病度	散布回数	平均虫数	最多寄生虫数	最少寄生虫数	
スプリンクラー区	59	3	4.0	21.4	0	5	3.2	24	0	13
動噴慣行区	30	2.9 (2~3)	20.8	83.4	2.6	4.9 (4~6)	28.9	216	0	12.4 (10~14)

- 平均虫数は100果あたりメス成虫数で示す。
- 延散布回数は石灰硫黄合剤やNAAなどを含む農薬の延使用回数。

周年防除1年の結果は展示圃場附近の慣行圃場から無作為に選んだものと比較し表5のような結果を得た。まず散布回数は展示圃場の延13回に対し慣行圃場は10~14回平均12.4回で殆んど差はないが結果は展示圃場がはるかに黒点病で5分の1、ミカンハダニは9分の1という成績であった。これらは適期をのがさず広範囲を短期で防除できる施設の威力と労働力不足に加えて過酷労働を強いられる慣行法との差といえよう。

次に液肥散布では、慣行法と違って速効性のあることから葉面散布剤的な使用方法、微量要素剤の散布などの利点があるが、しかしその反面樹間散布による損失や画一散布による品種、樹令差の関係等克服すべき点も多くある。又運搬保管等を考えた場合粉状か液状かという問題、液肥の特性を考えた施用時期、施用量、溶脱の有無

等の検討も必要である。

展示圃場2年間の結果では速効的な農薬の場合と異なり有意性は特にみられないので過去5年間同様方法で実施した他園の結果について紹介すると、まず収量については慣行区と比較して大差はみられないが、樹体、品質、収量などに最も影響があるといわれる窒素が葉中、果実中でやや劣っている。これは肥効が原因でなく樹間その他への散布損失によるものと考えられる一方果実品質への影響をみると糖度では差はないが、酸含有量では液肥散布区でやや高い傾向がみられたがこの原因は明らかでない。又土壌調査の結果では窒素、燐酸では一定の傾向は見当らず、加里については深さ10cmで液肥区がやや少なく30cm、50cmでは逆に多い傾向をみせている。これらのことから液肥使用区が酸含有量でやや高い

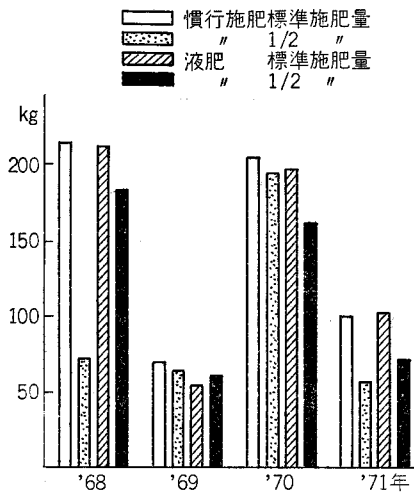


図4 収量の推移

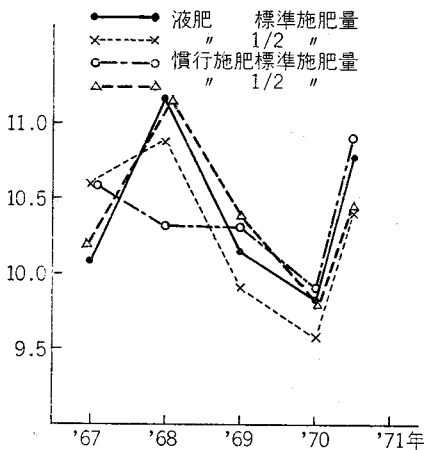


図5 糖含有量の推移(折折計示度)

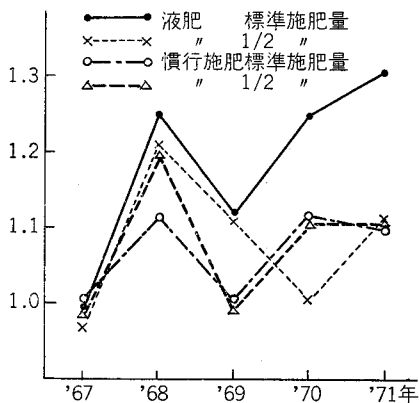


図6 酸含有量の推移(%)

傾向があるものの前述のように決定的原因が見当たらないことから液肥散布をさまたげる要因とはなりえないと

いえよう。

茶の畑地かんがい

1. 茶産業の動向

茶が産業として発達したのは1859年横浜開港に伴い輸出品として一躍脚光を浴びたことに始まったといわれている。明治25年初の統計によれば全国 63,123ha のう

表6 茶園面積の推移

年次	本県(A)	全国(B)	対比(A/B)
昭和元年	15,586 ha	44,137 ha	35.3%
5年	15,204	37,772	40.3
10年	15,143	38,995	38.8
15年	16,837	40,683	41.4
20年	13,699	26,473	51.7
25年	12,915	27,445	47.1
30年	18,347	38,631	47.5
35年	20,700	48,500	42.7
40年	19,900	48,550	41.0
45年	20,014	51,600	38.9
46年	20,300	53,900	37.9
47年	20,500	55,500	36.9

ち、本県の栽培面積は 11,214ha と記録され青森県を除く各県に栽培されていた。その後輸出の伸びに伴い年々増加し、昭和35年には本県最高面積である 20,700ha となったが、その後アフリカ向輸出の衰退と高度成長経済政策にもとづく工業を主体とした産業の発展は茶産業にも少なからぬ影響を与え、兼業農家の増加や労働力の減少につれて栽培面積の縮小も目立ち始めた。しかしながら高度経済成長が国民の間によりやく滲透し、いわゆる核家族化が進むにつれて消費量が増え始め、昭和46年に

表7 国内消費量の推移

年次	荒茶生産量(1)	輸出量(2)	輸入量(3)	国内供給量(1)-(2)+(3)
35	75,906 t	8,569 t	1 t	67,338 t
36	79,466	6,391	4	73,079
37	76,573	7,766	72	68,879
38	80,410	3,507	675	77,578
39	82,446	3,404	510	79,552
40	75,874	4,653	920	72,141
41	81,816	1,918	3,094	82,992
42	84,000	1,746	1,491	83,745
43	84,436	1,954	1,099	83,581
44	89,332	1,655	6,841	94,518
45	90,944	1,552	9,117	98,509
46	92,884	1,484	6,608	98,012

は40年と比べ36%と著しい伸びとなり、世帯数21.8%の増加からみても核家族化が消費増大にいかんにか貢献しているかをはっきり示している。

表8 茶期別荒茶価格(1kg当り)
(茶生産連調)

茶期別 年度	一番茶	二番茶	三番茶	四番茶	平均
40	416円	255円	238円	205円	317円
41	496	380	390	286	435
42	502	348	302	184	396
43	621	437	406	312	498
44	736	524	526	413	607
45	944	602	512	273	710
46	949	533	436	206	680
47	1,124	624	574	334	802
対比 (47/46)	118.4%	117.1%	131.7%	162.1%	117.9%

又価格の推移では本県の荒茶生産額はおよそ370億円程度とされているが、毎年茶価が上昇傾向にあるため更に伸びることが予想される。一方消費者側からみた場合品質よりも価格上昇が先行する傾向もあって、価格の割に香、味が薄いなどの風評をきくとき茶価が順調に伸びているからといって必ずしも茶産業の将来を楽観することは危険であろう。しかも国交回復の成ったお隣の中国では、茶発祥の地でもあり、広大な国土に約60万ヘクタールの茶園を有しながら現況では生産量は低く、将来栽培技術、肥培管理等一段の向上を予測すればその脅威が全くないともいえないではなからうか。それはさておき当面する国内問題としても労働力の不足による生産価格の上昇や、生産量の増加は茶産業の前途を圧迫していることは事実であろうし、事後対策とならないためにもこの際進んで基盤整備事業による徹底した省力化により生産価格の低減を図る一方、更に品質の向上に心がけることがみかんの例をみるまでもなく必要であろう。

2. 牧之原地区の計画

静岡県におけるみかん栽培の中心が静清庵であるならば、茶の生産地は県中部に位置する牧之原台地といえよう。県では静清庵地区と同じく牧之原地区を43年度から畑地かんがい事業の直轄調査地区として、国の採択をお願いし総事業費173億円(国営57億、県営116億)をもって、49年度から国営事業、引続いて県営事業と逐次施工が予定されている。

(1) 地区の状況

地区は静岡県中央部やや西寄りに位置し、大井川右岸下流部一帯に広がるその昔東海道宿場まちとして栄えた島田市、掛川市他8町からなり通称牧之原台地と称する台地上にあって茶、みかん、蔬菜等が栽培されている

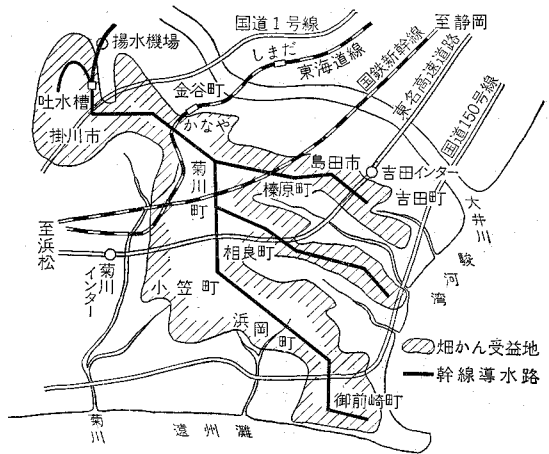


図7 牧之原地区畑地かんがい事業概要図

が、その大部分は古い歴史をもち県内約半数の生産量を誇る茶の栽培である。

(2) 計画のあらまし

概要

水源を大井川上流の長島ダム(多目的ダム、農業用水取水量 $3.03\text{m}^3/\text{sec}$)に求め既存の中部電力KKの発電送水管を利用して川口発電所まで送水しここで放流された水を再取水し金谷町大代地点まで導水、ここより地区最高部台地上標高250m(実揚程176m)に揚水し以下自然流下方式によって各受益地に送水される。その受益面積は5,145haに及んでいる。(茶4,691ha、みかん223ha、普通畑231ha)

多目的利用計画諸元

かん水のほかいわゆる多目的利用として薬剤散布、施肥のほか静清庵地区ではみられなかった潮風による塩害防止と凍霜害防止が組入れられている。これはこの地区が駿河湾と遠州灘に接し、しかも台地上にあるため台風時等の潮風による茶樹への被害がしばしばみられ、品質低下や減収をきたしていることからスプリンクラーによる洗滌被害防止を計画する。又茶芽の出揃う4月中、下旬に晩霜に見舞われることも再々で一番茶に大きな被害を与えている。一般に晩霜の被害については、 -2°C の低温が1時間続けば危険であると考えて大過なく、低温の継続時間が2時間、3時間と長引けば -1.5°C 、ときによっては -1°C 位でも危険といわれている。

これの対策として考えられるのが散水氷結法であり、氷結時の潜熱を利用し作物体温を 0°C 附近に保つ方法で早朝6時間程度を標準に散水する。

但し施設の組織容量や過湿障害等を考慮すれば散水量を最小限にとどめることが必要で、このためにはスプリンクラー適合機種の開発や散布方法等更に検討の余地が

表9 多目的利用基本諸元

項目	かんがい		病虫害防除		施肥		塩害防止		凍霜害防 止樹園地
	樹園地	普通畑	樹園地	普通畑	樹園地	普通畑	樹園地	普通畑	
日消費水量	4mm	6mm	—	—	—	—	—	—	—
間断日数	7日	3日	—	—	—	—	—	—	—
1回の純散水量	28mm	18mm	0.8mm	0.8mm	4mm	4mm	4mm	4mm	6.4mm
散水効率	0.8	0.85	0.8	0.85	0.8	0.85	0.8	0.85	0.8
1回の散水量	35mm	21mm	1mm	0.94mm	5mm	4.7mm	5mm	4.7mm	7.8mm
散水強度	9mm/hr	9mm/hr	9mm/hr	9mm/hr	9mm/hr	9mm/hr	9mm/hr	9mm/hr	2.6mm/hr
1回の散水時間	3.9hr	2.33hr	6.7min	6.3min	33.3min	31.4min	33.3min	31.4min	6hr (実時間3hr)
1回の散水面積	0.8ha	0.8ha	0.8ha	0.8ha	0.8ha	0.8ha	2.4ha	2.4ha	16.8ha
1ローテーションブロック	33.6ha	24ha	33.6ha	24ha	33.6ha	24ha	33.6ha	24ha	16.8ha
1行程の移動回数	6回/日	30回	42回	30回	42回	30回	14回	10回	2回
1行程の実稼動時間	24.0hr/日	24.0hr/日	4.7hr	3.2hr	23.3hr	15.7hr	7.8hr	5.2hr	6hr
組織容量	20ℓ/s	20ℓ/s	20ℓ/s	20ℓ/s	20ℓ/s	20ℓ/s	60ℓ/s	60ℓ/s	134ℓ/s

残されよう。

スプリンクラー

現在考えられているスプリンクラーについては、特に

ライザーの高さは樹高とほぼ同じ高さにセットすることが薬剤散布等において付着率をより高めることが実験の結果からも明らかであることから茶の樹高よりみて 1.3 mとした。

表10 スプリンクラー諸元

項目	諸元	項目	諸元	項目	諸元
型式	中間圧M-II型	散水直径	35m	散水強度	9mm/hr
ノズル口径	6.4mm×4.8mm	散水圧	4kg/cm ²	ライザー高	1.3m
射出角度	15°	スプリンクラー間隔	20m		
吐出量	60ℓ/min	ラテラル間隔	20m		

末端計画

ファームポンドは1ローテーションブロック(33.6ヘクタール)に1ヶ所設置するが樹園地については先に述べた凍霜害防止用水が組織容量として最大となるのでこれの確保から2,500m³の貯留が必要となる。又普通畑作地帯では塩害防止用水が最大となり同じく800m³の貯留が必要である。又薬剤と液肥散布については、稀釈水槽に10倍濃度の稀釈液を作り動噴ポンプによって専用管を通じ各散水ブロックに設置された混合電磁弁まで送り、ここで散水管より送水された水と10:1の割合で注入混合し順次散布、最終1次稀釈液は水槽に還元する方法がとられている。これは管内残留液を極力おさえその

処理を容易ならしめるためである。次に自動化については末端制御、中継、集中制御の3段階システムとし、末端制御については1ローテーションブロック単位とし、中継所は末端20ヶ所を標準として9ヶ所、更に取水施設と全体の連繫制御のため集中制御所1ヶ所を設ける。

おわりに

静清庵地区や牧之原地区のように1地区が数千ヘクタールにも及ぶ畑地かんがい事業は全国的にもまだその数は少ない。しかしながら畑地農業の振興がこれからの農業のあり方であり、急務であるからにはやはり今のスピード時代にふさわしいテンポで事業の進捗を考えることが必要であろう。折角の事業も機を失すればいろいろと

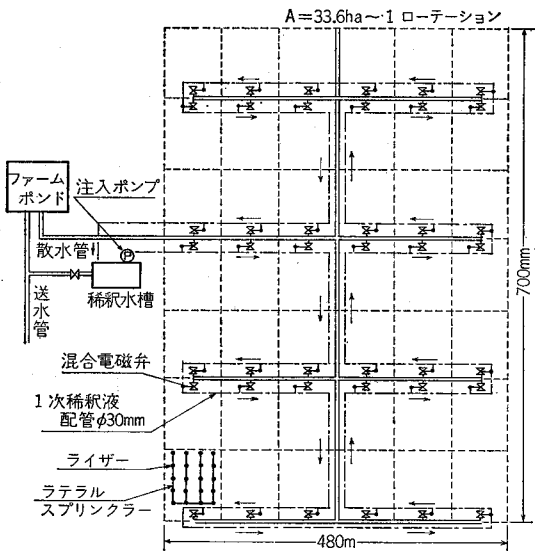


図8 ローテーション組織容量模式図

障害も多くなり、特に心配なことは対策として事後になりかねないことである。従って他産業に比べて宿命的な遅速性をもつ農業にとっては、スピード時代に順応した先見性をたえずもつことが大切である。

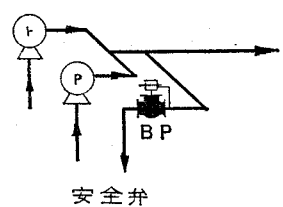
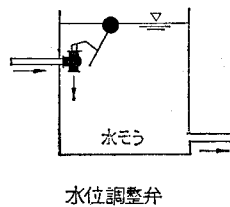
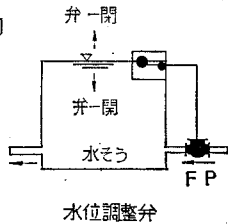
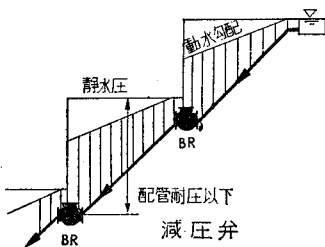
又施設の計画に当たってはいたずらに経済性のみを追究することなく、実際利用する立場に立って真の投資効果をも高める方法を考えることが是非共必要であろう。

何はともあれ、今日まで苛酷な労働を強いられてきた薬剤散布や施肥が殆んど無人ででき、更に今まで殆んど防止対策のなかった塩害や凍霜害まで防止できることはみかん産業にとっても、茶産業にとってもまさに画期的なことであるわけで、私達は全国に先がけてこの新しい事業に先鞭をとることを光栄と考えると同時にその責任の重大さを痛感する次第である。

“セレナ” オートバルブとは？

動力源の要らない 動力バルブです

- 流体のもつ圧力が直ちに動力源となりますので動力源設備は 全く不要です。



水道機工株式会社

本社 東京都中央区八重洲1-9-9 東京建物ビル
電話 (274)0141代 テレックス 222-3451
事業所 世田谷 / 羽田 出張所 札幌・名古屋

ロックフィルダムの安定解析簡易化による 基本断面形状の決定について

佐々木正次* 谷畑 実** 橋本 稜威***

目 次

1. まえがき.....(19)	円形滑面の安定特性.....(22)
2. 円形滑面法による安定解析において、センターコアゾーンをロックフィルゾーンとして取扱えるための条件.....(19)	4. ロックフィルダム基本断面形状の決定方法.....(26)
3. 築堤材料が粘着力を有しないホモディニアスタイプのロックフィルダムにおける	5. 基本断面の設計例.....(29)
	6. おわりに.....(31)

1. まえがき

フィルダムの構造的安定問題を検討するにあたり、現在でも尚最も一般的解法として、静的、静定解法としての、剛体滑解析による円形滑面法が用いられているが、最近では試算による臨界円の決定に電子計算機を利用している。

フィル材料の剪断特性による円形滑面の安定性状は、既に知られているように、材料の剪断抵抗が内部摩擦角成分を有しない場合、臨界円は法面を直径とする半円形となり、粘着力成分を有しない場合は、半径無限大の円弧となって滑面は法面に一致する。

今中心コア型式のロックフィルダムについて考えるに、コアゾーンを切る滑面の勾配が急となればなる程、このゾーン内での土質材料の粘着力成分による剪断抵抗値が、同ゾーンをロック材料で置換えた場合の、内部摩擦角成分による剪断抵抗値に比し大なることから、斯様な場合、コア、ロック両材料間の剪断抵抗値の兼合においてさだまる任意勾配の滑面について、安全側の計算として、コアゾーンをロックフィルゾーンとして取扱うことが可能となる。

本文は斯様な見地から、中心コア型ロックフィルダムの安定解析において、コアゾーンをロックフィルゾーンとして取扱うことが出来るための、両材料間力学的特性の関係を明かにし、粘着力0の場合の円形滑面法における安定性状の特質に基いた、ゾーンタイプダムの試算によらない、一義的な基本断面形状の決定方法について検討する。

2. 円形滑面法による安定解析において、センターコアゾーンをロックフィルゾーンとして、取扱えるための条件

図1(a)において、コアゾーンの上部断面形を巾 b の矩形断面とし、この断面内に同断面内の平均勾配が m である円形滑面の一部BC(直線とみなす)を考える。

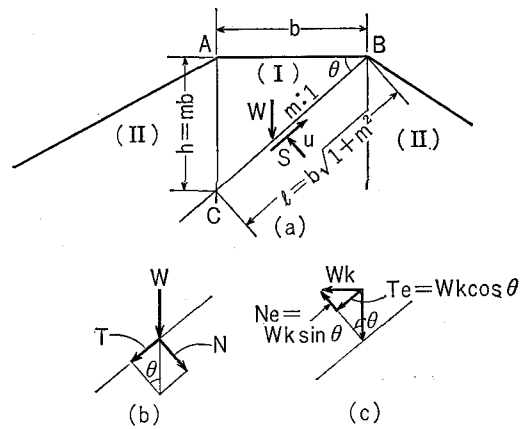


図-1

土質材料の単位重量を γ_1 、粘着力を C 、内部摩擦角を ϕ_1 、BC面に働く間隙水圧の総和を U とし、この滑面に対する安全率を FS_1 とする。又コアゾーンを単位重量 γ_2 、内部摩擦角 ϕ_2 を有するロックフィル材料で置換えたときの、同滑面についての安全率を FS_2 とし、ダムが空虚又は貯水の状態にある場合について、 U 及び貯水圧の影響を考慮した FS_1 、 FS_2 を求めらる。

* 東北農政局平川農業水利事業所長
** " " 次長
*** " 赤川農業水利事業所工事第1課長

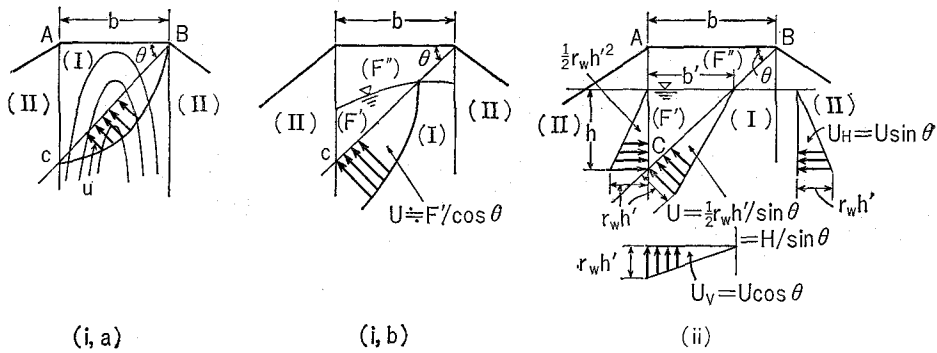


図-2

(i) ダムが空虚でコアゾーンに貯水圧が作用しない とおけば、
場合、

(a) U を完成直後の残留間隙水圧とする場合

$$U \doteq \int_0^b u db / \cos \theta \quad \text{.....(1')} \quad \text{であり、}$$

u : BC 面の間隙水圧強度

$$\alpha = \frac{U \cos \theta}{W_1} = \frac{\int_0^b u db}{\gamma_{i,t} F} > 1 \quad \text{.....(2')}$$

$$FS_1 = \frac{(W_1 \cos \theta - U - W_1 k \sin \theta) \tan \phi_1 + C \ell}{W_1 \sin \theta + W_1 k \cos \theta} = \frac{[1 - \alpha(1 + m^2) - mk] \tan \phi_1 + \frac{2C}{m \gamma_{i,t} b} (1 + m^2)}{m + k} \quad \text{.....(3')}$$

$$FS_2 = \frac{W_2 \cos \theta - W_2 k \sin \theta}{W_2 \sin \theta + W_2 k \cos \theta} \tan \phi_2 = \frac{1 - mk}{m + k} \tan \phi_2 \quad \text{.....(4')}$$

(b) U を水位急降下時の残留間隙水圧とする場合 等しいとみなして
U cos theta を滑面上の飽和断面積に相当する水の重量に

$$U = \int_0^b u \frac{db}{\cos \theta} \doteq \gamma_w \frac{F'}{\cos \theta} = \frac{\alpha_i W_i}{\cos \theta} \quad \text{.....(1'')}$$

とおけば、

$$\alpha_i = \frac{U \cos \theta}{W_i} \doteq \frac{\gamma_w F'}{W_i} = \frac{\gamma_w}{\gamma_{i,t}} \cdot \frac{F'}{F \left(1 + \frac{n_i \gamma_w F'}{\gamma_{i,t} F} \right)} < 1 \quad \text{.....(2'')}$$

であり、

$$FS_1 = \frac{(W_1 \cos \theta - U - W_1 k \sin \theta) \tan \phi_1 + c \ell}{W_1 \sin \theta + W_1 k \sin \theta} = \frac{[1 - \alpha_i(1 + m^2) - mk] \tan \phi_1 + \frac{2\ell(1 + m^2)}{m \gamma_{i,t} b \beta_i}}{m + k} \quad \text{.....(3'')}$$

$$FS_2 = \frac{W_2 \cos \theta - U - W_2 k \sin \theta}{W_2 \sin \theta - W_2 k \cos \theta} \tan \phi_2 = \frac{1 - \alpha_i(1 + m) - mk}{m + k} \tan \phi_2 \quad \text{.....(4'')}$$

ただし、i=1, 2 (コアゾーンに対し i=1, コアゾーンをロックファイルゾーンに置換えた場合に対し、i=2), n: 間隙率, gamma_{i,t}: 湿潤密度, beta_i = 1 + n_i gamma_w F' / gamma_{i,t} F >= 1 である。

なせば、滑面上の間隙水圧の水平方向成分と、コアゾーンに作用する貯水圧は相殺されるから、

$$U_V = U \cos \theta \doteq \gamma_w F' = \alpha_i W_i \quad \text{.....(5')}$$

とおけば

$$\alpha_i = \frac{U_V}{W_i} = \frac{\gamma_w}{\gamma_{i,t}} \cdot \frac{F'}{F \beta_i} > 1 \quad \text{.....(6')}$$

(ii) ダムが満水状態でコアゾーンに貯水圧が作用する場合

(a) 上流側への滑りに対して

であり、

コアゾーン内の浸潤線を安全側の計算として水平とみ

$$FS_1 = \frac{\{(W_1 - U_V) \cos \theta - W_1 k \sin \theta\} \tan \phi_1 + c \ell}{(W_1 - U_V) \sin \theta + W_1 k \cos \theta} = \frac{(1 - mk'_1) \tan \phi_1 + \frac{2c(1 + m^2) k'_1}{m \gamma_{i,t} b \beta_i k}}{m + k'_1} \quad \text{.....(7')}$$

$$FS_2 = \frac{(W_2 - U_V) \cos \theta - W_2 k \sin \theta}{(W_2 - U_V) \sin \theta - W_2 k \cos \theta} \tan \phi_2 = \frac{1 - mk'_2}{m + k'_2} \tan \phi_2 \quad \text{.....(8')}$$

ここに k'_i は i ゾーンの一部 F' が飽和状態にあると

$$k_i = k / 1 - \alpha_i = \gamma_i k \quad \text{.....(9')}$$

きの震度 k に対する見掛震度で

である。

(b) 下流側への滑りに対して

この場合コアゾーンの下流側には滑りに対抗する貯水圧が作用しないので、 U, α_i, SF_i は(1''), (2''), (3''), (4'')式と同様となり、これを(5''), (6''), (7''), (8'')とする。

安定解析においてコアゾーンをロックファイルゾーンとして取扱うことが出来るためには、

$$FS_1 \geq FS_2 \dots\dots\dots(10)$$

が成立たなければならない。(i), (ii)のうち FS_2 の最小となるのは(ii)の場合であり、(10)式を満足する土質条件を(7), (8)式又は(7''), (8'')式によって決定することは、土質材料の所要条件としては最も緩和された土質条件を求めることとなるが、2, に述るところから明らかなように、堤体の安定問題を決定する最悪の荷重条

$$A = \frac{-(\tan\phi_2 - \tan\phi_1)(1 - \chi^1 \chi_2 k^2) + \frac{2c\chi_1}{\gamma_1 \cdot t \cdot b \beta_1}}{k(\chi_2 \tan\phi_2 - \chi_1 \tan\phi_1) + \frac{2c\chi_1}{\gamma_1 \cdot t \cdot b \beta}} \dots\dots\dots(16')$$

$$B = \frac{-k(\chi_1 \tan\phi_2 - \chi_2 \tan\phi_1) + \frac{2c\chi_1}{\gamma_1 \cdot t \cdot b \beta}}{k(\chi_2 \tan\phi_2 - \chi_1 \tan\phi_1) + \frac{2c\chi_1}{\gamma_1 \cdot t \cdot b \beta}} \dots\dots(17')$$

$$c = \frac{\frac{2c\chi_1 \chi_2 k^2}{\gamma_1 \cdot t \cdot b \beta}}{k(\chi_2 \tan\phi_2 - \chi_1 \tan\phi_1) + \frac{2c\chi_1}{\gamma_1 \cdot t \cdot b \beta}} \dots\dots\dots(18')$$

(b)の場合に対して

$$A = \frac{k(\tan\phi_2 - \tan\phi_1) + \frac{2c}{\gamma_1 \cdot t \cdot b \beta}}{\alpha_2 \tan\phi_2 - \alpha_1 \tan\phi_1} \dots\dots\dots(16'')$$

$$B = \frac{-[(1 - \alpha_1) \tan\phi_1 - (1 - \alpha_2) \tan\phi_2]}{\alpha_2 \tan\phi_2 - \alpha_1 \tan\phi_1} \dots\dots(17'')$$

$$c = \frac{\frac{2c}{\gamma_1 \cdot t \cdot b \beta}}{\alpha_2 \tan\phi_2 - \alpha_1 \tan\phi_1} \dots\dots\dots(18'')$$

件は(ii)の場合によって与えられ、これによって基本断面形状が決定されることとなるので、この場合について(10)式を満足する所要の土質条件を求める。

$$(7'), (8') \text{及び}(7''), (8'') \text{式を(10)式に代入整理すると,} \\ m^3 + Am^2 + Bm + C \geq 0 \dots\dots\dots(11)$$

或は

$$z^3 + 3pz + 2q \geq 0 \dots\dots\dots(12)$$

が得られる。ここに

$$z = m - \frac{A}{3} \dots\dots\dots(13)$$

$$p = -\left(\frac{A}{3}\right)^2 \frac{B}{3} \dots\dots\dots(14)$$

$$q = \left(\frac{A}{3}\right)^3 - \frac{AB}{6} + \frac{C}{2} \dots\dots\dots(15)$$

にして、(a)の場合に対して

ここで

$$z^3 + 3pz + 2q = 0$$

の z の 3 根を z_1, z_2, z_3 とすれば、 $m > 0$ を条件として、

① $p^2 + q^2 > 0$ ならば、 z の実根 z_1 は $z_1 = u + v$

$$u = \{-q + (q^2 + p^3)^{\frac{1}{2}}\}^{\frac{1}{3}}$$

$$v = \{-q - (q^2 + p^3)^{\frac{1}{2}}\}^{\frac{1}{3}}$$

にして、 $m > m_1 = z_1 + A/3$ を満足する m に対して $FS_1 > SF_2$ が成立つ。

② $p^2 + q^2 = 0$ ならば、 z の実根 $z_1, z_2 = z_3$ は

$$z_1 = 2(-q)^{\frac{1}{3}}, z_2 = z_3 = -(-q)^{\frac{1}{3}}$$

にして、 $m_1 = z_1 + A/3 \leq m \leq m_2 = z_2 + A/3, m_3$

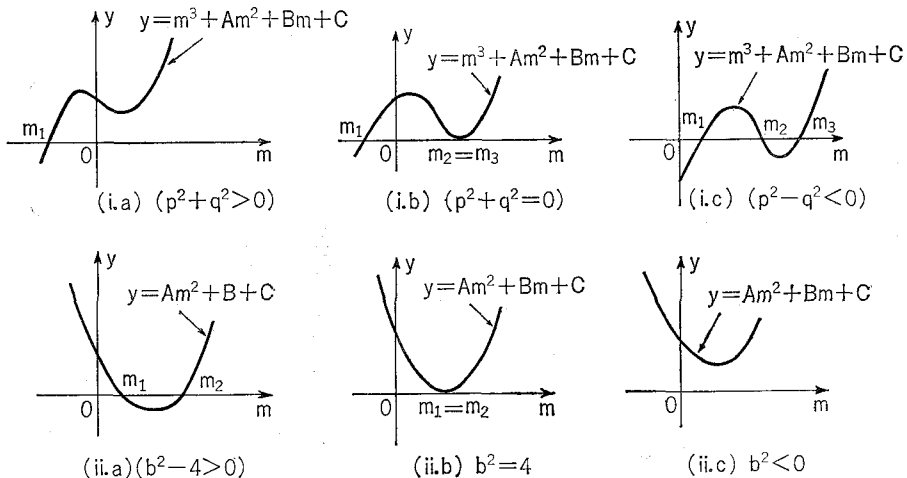


図-3

$=z_3+A/3 \leq m$ を満足する m に対して $FS_1 > FS_2$ が成立つ。(複号同順)

③ $p^2+q^2 < 0$ ならば, z の実根は z_1, z_2, z_3 は

$$z_1 = 2(-p)^{\frac{1}{2}} \cos \frac{u}{3} \quad z_2 = 2(-p)^{\frac{1}{2}} \cos \left(\frac{u}{3} + \frac{2}{3}\pi \right)$$

$$z_3 = 2(-p)^{\frac{1}{2}} \cos \left(\frac{u}{3} + \frac{4}{3}\pi \right)$$

$$\left(\cos \frac{u}{3} = \frac{q}{p(-q)^{\frac{1}{2}}} \quad 0 < u < \pi \right)$$

にして, $m_1 = z_1 + A/3 < m < m_2 = z_2 + A/3$, 及び $m_3 = z_3 + A/3 < m$ を満足する m に対して, $FS_1 > FS_2$ が成立つ。

上の判定によれば, 地震力の作用による安全率の低下は, FS_2 が FS_1 より大きいことから, 土質材料が余程の軟弱土でない限り, 任意の m に対して(10)式が成立つこととなり, 且つ, (b)の場合について(10)式が成立つならば, 必ず(a)の場合において(10)式が成立つ。又(b)の場合においては一般に, 浸潤線の形状からみて近似的に(5''), (6'')式の F' を, $F' = 0$ 従って, $\beta_i = 1, \alpha_i = 0, \gamma_i = 1$ とおくことができ

$$Am^2 + Bm + C \geq 1 \dots \dots \dots (19)$$

但し,

$$A = C = 1 \dots \dots \dots (20)$$

$$B = \frac{(\tan \phi_1 - \tan \phi_2)}{\gamma_{it} b} \dots \dots \dots (21)$$

となり, $m > 0$ を条件として,

① $B^2 - 4 > 0$ ならば

$$m_1 = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4}}{2} < m < m_2 = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4}}{2}$$

において $FS_1 > FS_2$ が成立つ。

② $B^2 - 4 = 0$ ならば

$m = -B/2$ において $FS_1 > FS_2$ が成立つ。
 $m \geq -B/2$ において $FS_1 > FS_2$ が成立つ。

③ $B^2 - 4 < 0$ ならば全ての m に対し $FS_1 > FS_2$ が成立つ。

の近似判定法による事が出来, 多くの場合これによって(a)の判定をも兼ねることが出来る。(注)

3. 築堤材料が粘着力を有しないホモタイプのアスタタイプのロックフィルダムにおける円形滑面の安定特性

(1) 堤体法面を弦とする円形滑面に対して

(i) 貯水の影響がない場合(空虚時)

(a) 自重のみ作用する場合

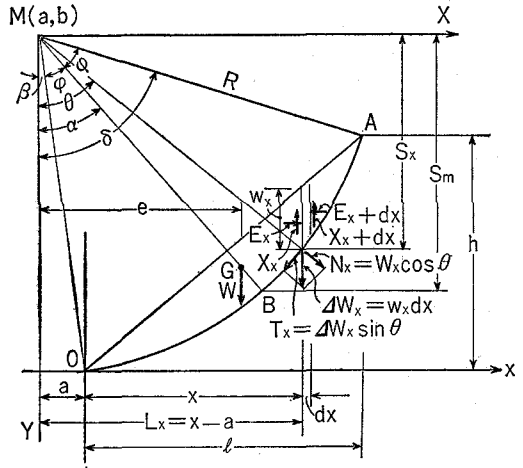


図-4

図-4において中心M, 半径Rの円形滑面AB0を考える。滑面内の土塊を巾dxのスライスに分割し, スライス側面に働く垂直並びに接面応力の影響を無視すれば, 滑面にその起動並びに抵抗モーメント M_o, M_r は

$$M_o = \int_0^l w_x L_x dx = WMG \sin \alpha$$

$$= \gamma FMG \sin \alpha \dots \dots \dots (22)$$

$$F = R^2(\varphi - \sin \varphi \cos \varphi) \dots \dots \dots (23)$$

$$\overline{MG} = \frac{2}{3} R^3 \sin \varphi / F = \frac{2R^3 \sin^3 \varphi}{3(\varphi - \sin \varphi \cos \varphi)} \dots \dots \dots (24)$$

$$M_r = \Sigma \Delta W_x R \cos \theta \tan \phi = \Sigma \Delta W_x S_x \tan \phi$$

$$= \tan \phi \int_0^l w_x S_x dx \dots \dots \dots (25.1)$$

$$\left\{ \begin{aligned} w_x &= \gamma(mx + \sqrt{R^2 - (x-a)^2} - b) \\ &= \gamma R(-m \sin \beta - \cos \beta + m \sin \theta + \cos \theta) \dots \dots (a) \\ S_x &= R \cos \theta \dots \dots \dots (b) \\ dx &= dS \cos \theta = R \cos \theta d\theta \dots \dots \dots (c) \\ x = 0 &: -\theta = \beta = \alpha - \varphi \dots \dots \dots (d) \\ x = l &: -\theta = \delta = \alpha + \varphi \dots \dots \dots (e) \end{aligned} \right.$$

$$\therefore M_r = \gamma R^3 \tan \phi \int_{\theta}^{\delta} (-m \sin \beta - \cos \beta + m \sin \theta + \cos \theta) \cos^2 \theta d\theta$$

$$= \gamma R^3 \tan \phi \cos \alpha \omega(\varphi, \alpha) \dots \dots \dots (27.2)$$

$$\omega(\varphi, \alpha) = 2 \sin \varphi - 1/2 \cdot \cos \varphi (1 + m^2)$$

$$(2\varphi + \sin 2\varphi \cos 2\alpha)$$

$$- 1/6 \{3 \sin \varphi - \sin 3\varphi (4 \cos^2 \alpha - 3)\}$$

$$+ m^2/6 \{3 \sin \varphi + \sin 3\varphi (3 - 4 \sin^2 \alpha)\} \dots \dots \dots (28)$$

$$\text{今 } M_r = WS m \tan \phi = \gamma S_m \tan \phi \dots \dots \dots (27.3)$$

(注) 以上の判定は3により明らかとなるが, C=0材料法面の深い滑りにおける安定係数の増大により, mが堤体法面と背面法面を結ぶ対角線勾配より大きいことを条件として, コアゾーンをロックフィルゾーンとして取扱うことが出来るための充分な条件となり, 必要条件としての土質材料の剪断強さは更に緩和されることになる。

とおけば

$$Sm = R \cos \alpha \frac{\omega(\varphi, \alpha)}{\varphi - \sin \varphi \cos \varphi} \dots\dots\dots(28.1)$$

にして、 $\omega(\varphi, \alpha)/(\varphi - \sin \varphi \cos \varphi)$ の値は、 α および φ が、 $1/3 \leq \tan \alpha \leq 2$, $0 \leq \varphi \leq \pi/2 - \alpha$ の範囲において 1 より僅かに大きな値となり、安全側の近似値として、

$$Sm \approx R \cos \alpha \dots\dots\dots(28.2)$$

が成立つ。従って

$$M_r \approx \gamma FR \cos \alpha \tan \phi \dots\dots\dots(27.4)$$

故に円弧 AB0 にそる滑動に対する安全率 FS₁ は

$$FS_1 = \frac{M_r}{M_o} \approx \frac{R \cos \alpha}{MG \sin \alpha} \tan \phi = K_1 \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \dots\dots(29)$$

$$K_1 = \frac{3(\varphi - \sin \varphi \cos \varphi)}{2 \sin^3 \varphi} \dots\dots\dots(30)$$

(29)式は粘着力を有しないロックファイルダム等の長大法面において、円形滑面に対する安全率は R の大きさに関係なく、相似円弧において安全率は相等しいことを示す。

図-4 からも幾何学的に知られるように

$$\frac{d}{d\varphi} [K_1]_{\varphi=0} = \frac{3 \{ (1 - \cos^2 \varphi) \sin^3 \varphi - 3(\varphi - \sin \varphi \cos \varphi) \sin^2 \varphi \cos \varphi \}}{2 \sin^6 \varphi} = \frac{B_1 \varphi^7 + B_2 \varphi^9 + \dots}{A_1 \varphi^6 + A_2 \varphi^8 + \dots} \Big|_{\varphi=0} = 0 \dots\dots\dots(31)$$

にして、K₁ は $k = \infty$ 即ち $\varphi = 0$ において最小値を有し、

$$K_{1,min} = \frac{R}{GM} \Big|_{\varphi=0} = K_1 \Big|_{\varphi=0} = \frac{3}{2} \frac{(\varphi - \sin \varphi)'}{(\sin^3 \varphi)'} \Big|_{\varphi=0} \dots\dots\dots(32)$$

である。故に最小安全率 FS_{1,min} は

$$FS_{1,min} = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \dots\dots\dots(33)$$

で臨界円は半径無限大の円弧となり、滑面は法面に一致する。

(b) 地震力が作用する場合

図-6 の各スライスに地震力 E が作用することによる滑面 AB0 にそっての起動並びに抵抗モーメントの増減値 $\Delta M_{o,E}$, $\Delta M_{r,E}$ は、震度を k とするとき、

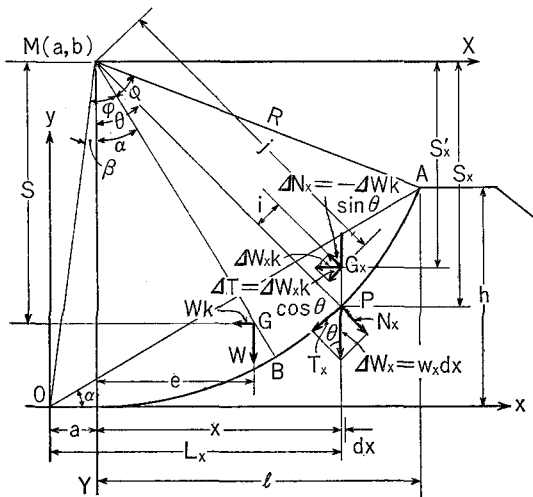


図-6

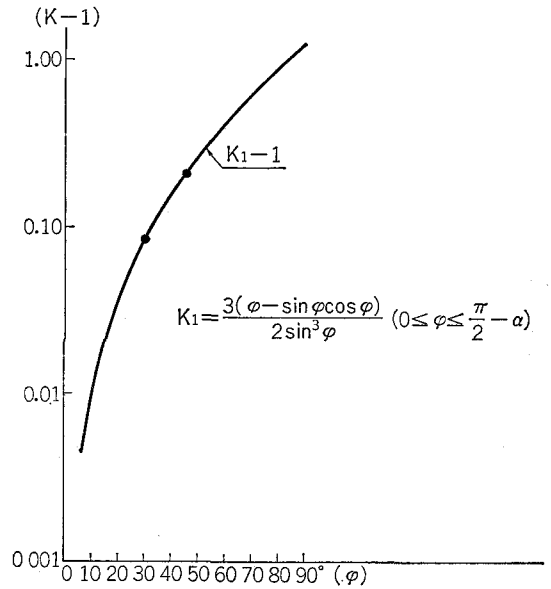


図-5

$$\Delta M_{o,E} = \Sigma \Delta W_x k S_x \int_0^l k w_x S_x dx = k W M G \cos \alpha = k M_o / \tan \alpha \dots\dots\dots(34)$$

$$\Delta M_{r,E} = - \Sigma \Delta W_x k R \sin \theta \tan \phi = - k M_o \tan \phi \dots\dots(35)$$

$$\therefore FS_2 = \frac{M_{r,E}}{M_{o,E}} = \frac{M_r + \Delta M_{r,E}}{M_o + \Delta M_{o,E}} = \frac{M_r - k M_o \tan \phi}{M_o (1 + k / \tan \alpha)} = K_2 \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \dots\dots\dots(36)$$

$$K_2 = \frac{K_1 - k \tan \alpha}{1 + k / \tan \alpha} \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \dots\dots\dots(37)$$

(37)式は(30)式と同様に $R = \infty$ において最小値を有し、

$$K_{2,min} = K_2 \Big|_{\varphi=0} = \frac{1 - k \tan \alpha}{1 + k / \tan \alpha} \dots\dots\dots(38)$$

$$FS_2 = K_{2,min} \phi \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \dots\dots\dots(39)$$

(註) 現行ファイルダムの設計基準によれば地震力による起動、抵抗力 (ΣT_E), ($\Sigma N_E \cdot \tan \phi$) の図式解法として、地震力が各スライスの滑面上の接点に水平に働くとして示されているが、地震力は質量に比例して作用するから、それ等の合力は物体の重心に作用するものであり、設計基準法は起動力を過大に計算することとなる。但し $R = \infty$ の表層滑りでは同値となり、又抵抗力 ($\Sigma N_E \cdot \tan \phi$) はスライス側面の応力の影響を無視すれば、 N_E は力の作用点に無関係で作用方向により決まるものであるから、(39)式と同値である。

(ii) 満水時

近似的に堤頂迄貯水しているものとする。

(a) 自重のみ作用する場合

自重のみ作用する場合の安定性は、(29)~(30)式が単位体積重量 γ に無関係であることから、(i), (a)の場合と同様に取扱うことができる。

(b) 地震力が作用する場合

この場合における浮力をうけた堤体自重による起動並びに抵抗モーメント M_o , M_r および、地震力が作用することによる同モーメントの増減値 $\Delta M_{o,E}$, $\Delta M_{r,E}$ は次式で与えられる。

$$M_o = W_{sab}MG\sin\alpha = \gamma_{sab}FMG\sin\alpha \dots\dots(40)$$

$$M_r = W_{sab}R\cos\alpha\tan\phi = \gamma_{sab}FR\cos\alpha\tan\phi \dots\dots(41)$$

$$\begin{aligned} \Delta M_{o,E} &= kW_{sat}MG\cos\alpha = k\gamma_{sat}FMG\cos\alpha \\ &= -k'M_o/\tan\alpha \dots\dots(42) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta M_{r,E} &= -kW_{sat}MG\sin\alpha\tan\phi \\ &= -k\gamma_{sat}FMG\sin\alpha\tan\phi \\ &= -k'M_o\tan\phi \dots\dots(43) \end{aligned}$$

$$k' = xk = \gamma_{sat}/\gamma_{sab}k \dots\dots(44)$$

故に任意滑面に対する安全率 FS_3 並びに最小安全率 $FS_{3,min}$ の一般式は(i), (b)の場合と同形にして、且つ FS_3 は $\varphi=0$ において最小値するが、これ等はそれぞれ(i), (b), (36), (37)式中の k を見掛震度 k' で置換ればよい。

$$\begin{aligned} FS_3 &= \frac{M_{r,E}}{M_{o,E}} = \frac{M_r + \Delta M_{r,E}}{M_o + \Delta M_{o,E}} \\ &= \frac{M_r - k'M_o}{M_o(1+k'/\tan\alpha)} \cdot \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} = K_3 \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} \dots\dots(45) \end{aligned}$$

$$K_3 = \frac{K_1 - k'\tan\alpha}{1 + k'/\tan\alpha} \dots\dots(46)$$

$$FS_{3,min} = K_3 \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} \dots\dots(47)$$

$$K_{3,min} = K_3|_{\varphi=0} = \frac{1 - k'\tan\alpha}{1 + k'/\tan\alpha} \dots\dots(48)$$

以上は地震動に対し滑面内の間隙中に含まれる水の流動が自由でなく、地震力は間隙水を含めた土粒子全体に働くとしたものであるが、堤体表面のロックフィル材料のように、間隙内の水の流動が自由と考えられ、地震力は個々の粒子に単独に作用すると見られる場合は、見掛震度係数 x の値として $G_t/G_t - 1$, (G_t : 湿潤状態の比重) を用いてよく、従って斯様な場合でも(48)式の値を用

$$FS_2 = \frac{M_r}{M_o} = \frac{FS - (1-r_{sab}/r_t)(F_1S_1 + F_2S_2)}{Fe - (1-r_{sab}/r_t)(F_1e_1 + F_2e_2)} \tan\phi = K_4 \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} \dots\dots(51)$$

$$K_4 = \frac{(\varphi - \sin\phi \cos\phi) - \frac{1}{G_t} \{c_1 - \sin\phi_1 \cos\phi_1\} + 2\sin^2\phi_1 \sin\alpha_1 (\cot\alpha_1 - \cot\alpha)}{\frac{2}{3}\sin^3\varphi - \frac{1}{G_t} \left\{ \frac{2}{3}\lambda^4 \sin^3\varphi + \frac{\sin^2\alpha}{\sin^2\alpha_1} + \frac{4}{3}\lambda^3 \sin^3\varphi \sin^2\alpha (\cot^2\alpha_1 - \cot^2\alpha) + 2\lambda \sin^2\varphi \sin\alpha \sin\alpha - \varphi (\cot\alpha_1 - \cot\alpha) \right\}}$$

$$= \frac{K_1 - \frac{1}{G_t} \left\{ \lambda^3 K_1 \frac{\sin\alpha}{\sin\alpha_1} + 3\lambda^2 \frac{\sin^2\alpha}{\sin\phi} \times (\cot\alpha_1 - \cot\alpha) \right\} \frac{\cos\alpha_1}{\cos\alpha}}{1 - \frac{\lambda^2}{G_t} \left\{ \lambda \frac{\sin^2\alpha}{\sin^2\alpha_1} + 2\lambda \sin^2\alpha (\cot^2\alpha_1 - \cot^2\alpha) + 3 \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin\phi} \sin\alpha (\cot\alpha_1 - \cot\alpha) \right\}}$$

但し、 $K_1' = K_1|_{\varphi=0}$ (53)

いることは安全側の計算と云える。

(iii) 中間水位の場合

(a) 自重のみ作用する場合

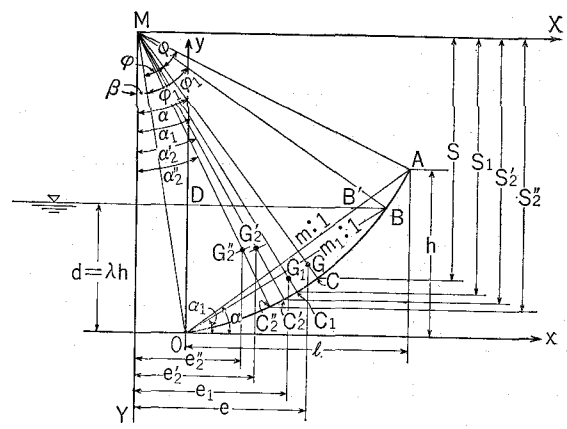


図-7

図-7において、 $\triangle ACO$, $BC'O$ 及び、 $\triangle BOB'$ の面積をそれぞれ F , F_1 , F_2 , 又 F_2 の面積要素 $\triangle BOD$, $B'O'D$ の面積を F_2' , F_2'' とし、それ等の重心点 G , G_1 , G_2 , G_2' , G_2'' から、 MY 軸迄の距離を e , e_1 , e_2 , e_1' , e_2' , e_1'' , e_2'' , MG , MG_1 , MG_2' , MG_2'' の各延長線が円弧 AB と交わる点 C , C_1 , C_2' , C_2'' と MX 軸との距離を S , S_1 , S_2' , S_2'' とする。

$$F = R^2(\varphi - \sin\phi \cos\phi) \dots\dots(a)$$

$$F_1 = R^2(\varphi_1 - \sin\phi_1 \cos\phi_1) \dots\dots(b)$$

$$F_2' = 2R^2 \sin^2\phi_1 \sin^2\alpha_1 \cot\alpha_1 \dots\dots(c)$$

$$F_2'' = 2R^2 \sin^2\phi_1 \sin^2\alpha_1 \cot\alpha \dots\dots(d)$$

$$F_2 = 2R^2 \sin^2\phi_1 \sin^2\alpha_1 (\cot\alpha_1 - \cot\alpha) \dots\dots(e)$$

$$e = \overline{MG} \sin\alpha = \frac{2}{3} \frac{\varphi - \sin\phi \cos\phi}{R \sin^3\phi} \sin\alpha \dots\dots(f)$$

$$e_1 = \overline{MG} \sin\alpha_1 = \frac{2}{3} \frac{R \sin^3\phi}{\varphi - \sin\phi \cos\phi} \sin\alpha \dots\dots(g)$$

$$e_2' = R(2/3 \cdot \sin\phi_1 \sin\alpha_1 \cot\alpha_1 + \sin\alpha - \varphi) \dots\dots(h)$$

$$e_2'' = R(2/3 \cdot \sin\phi_1 \sin\alpha_1 \cot\alpha + \sin\alpha - \varphi) \dots\dots(i)$$

$$S = R \cos\alpha \dots\dots(j) \quad S_1 = S_2 = R \cos\alpha_1 \dots\dots(k)$$

$$M_o = r_t F e - (r_t - r_{sab})(F_1 e_1 + F_2' e_2' - F_2'' e_2'') \dots\dots(49)$$

$$M_r = \{r_t F S - (r_t - r_{sab})(F_1 S_1 + F_2 S_2)\} \tan\phi \dots\dots(50)$$

$$\lambda \sin \varphi \sin \alpha = \sin \varphi_1 \sin \alpha_1 \dots\dots\dots(m)$$

であるから、与えられた α, φ に対し λ を仮定するならば、 α_1, φ_1 は、 α, φ, λ の関数として次式で与えられ、

$$\alpha_1 = 1/2 \cdot \{(\alpha - \varphi) + \cos^{-1}(\cos \alpha - \varphi - 2\lambda \sin \alpha \sin \varphi)\} \dots\dots\dots(n)$$

$$\varphi_1 = 1/2 \cdot \{(\varphi - \alpha) + \cos^{-1}(\cos \alpha - \varphi - 2\lambda \sin \alpha \sin \varphi)\}$$

$$\left. \frac{\partial \alpha_1}{\partial \varphi} \right]_{\varphi=0} = \frac{1}{2} \left\{ -1 - \frac{\sin \alpha - \varphi - 2\lambda \sin \varphi \cos \varphi}{\sqrt{1 - (\cos \alpha - \varphi - 2\lambda \sin \alpha \sin \varphi)^2}} \right\}_{\varphi=0} = \lambda - 1 \dots\dots\dots(r)$$

$$\left. \frac{\partial \varphi_1}{\partial \varphi} \right]_{\varphi=0} = \frac{1}{2} \left\{ 1 - \frac{\sin \alpha - \varphi - 2\lambda \sin \varphi \cos \varphi}{\sqrt{1 - (\cos \alpha - \varphi - 2\lambda \sin \alpha \sin \varphi)^2}} \right\}_{\varphi=0} = \lambda \dots\dots\dots(s)$$

$$\sin \varphi_1 \sin \alpha_1 / \sin \varphi \sin \alpha]_{\varphi=0} = \lambda \dots\dots\dots(t)$$

扱 φ の変化に伴う L_4 の最小値を求めるに当り、 u_i, v_j をそれぞれ φ の関数として、(2)式の { } を解き

$$K_4 = \frac{\sum u_i}{\sum v_j} = \frac{u_1 + u_2 + u_3}{v_1 + v_2 + v_3 + v_4} \dots\dots\dots(52.3)$$

の型で表わすならば、図-7からも幾何学的に推察されるように、

$$k'_m = \frac{u_i}{v_j} = \frac{MC_i}{MG_j} \quad (m=1'2 \dots 12, i=1 \dots 3, j=1'2 \dots 4) \dots\dots\dots(54)$$

の値は i, j の総ての組合について、何れも $R = \infty$ 即ち $\varphi = 0$ において最小値を有するが、これは(52.3)式の $m = 1 \dots 12$ の各3が、(i)(a)の場合と同様に φ についての偏微分係数を φ の冪級数に展開した場合、分子の初項以下の冪数が分母の初項以下のそれより大となり、

$$\left. \frac{\partial}{\partial \varphi} \frac{v_i}{v_j} \right]_{\varphi=0} \dots\dots\dots(55)$$

となることから直接解析的にも検証される。然るとき一般に

$$\left. \frac{\partial}{\partial \varphi} \frac{u_i}{v_j} \right]_{\varphi=\alpha} = 0 \quad \text{ならば} \quad \left. \frac{\partial}{\partial \varphi} \sum \frac{u_i}{v_j} \right]_{\varphi=\alpha} = 0 \dots\dots\dots(56)$$

$$\therefore FS_5 = \frac{M_{r,E}}{M_{o,E}} = \frac{M_r + \Delta M_{r,E}}{M_o + \Delta M_{o,E}} = \frac{\{r_i FS - (r_i - r_{sab}) F'S\} - (r_i Fe + nF'e')k}{\{r_i Fe - (r_i - r_{sab}) F'e'\} + (r_i Fe + nF'e')k / \tan \alpha} \tan \phi$$

$$= \frac{(S - ck)F - \frac{1}{G_t} \left(S' + \frac{n}{1-n} e'k \right) F}{\left(1 + \frac{k}{\tan \alpha} \right) Fe - \frac{1}{G_t} \left(1 - \frac{n}{1-n} \cdot \frac{k}{\tan \alpha} \right) F'e} \tan \phi = K_5 \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \dots\dots\dots(61)$$

$$K_5 = \frac{(K_1 - k \tan \alpha) - \frac{1}{G_t} \left\{ \lambda^3 K_1' \frac{\sin^3 \alpha}{\sin^2 \alpha_1} + 3\lambda^2 \frac{\sin^2 \alpha}{\sin \varphi} (\cot \alpha_1 - \cot \alpha) \right\} \frac{\cos \alpha_1}{\cos \alpha}}{\left(1 + \frac{k}{\tan \alpha} - \frac{1}{G_t} \left(1 - \frac{nk}{(1-n)\tan \alpha} \right) \right) \left\{ \lambda^3 \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \alpha_1} + \frac{n}{1-n} k \left\{ \lambda^3 \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \alpha_1} + 2\lambda^3 \sin^2 \alpha (\cot \alpha_1 - \cot \alpha) + 3\lambda^2 \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} \sin \alpha - \varphi (\cot \alpha_1 - \cot \alpha) \right\} \tan \alpha \right\}} + \frac{2\lambda^3 \sin^2 \alpha (\cot \alpha_1 - \cot \alpha) + 2\lambda^2 \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} \sin \alpha - \varphi (\cot \alpha_1 - \cot \alpha)}{\dots\dots\dots(62)}$$

(a)において FS_4 を最小ならしめる φ の値を求めるに当り、(2)式が φ の係数の如何にかかわらず、 $\partial K_4 / \partial \varphi]_{\varphi=0} = 0$ なることを論証したが、(2)式も同様の理由により、

$$K_5(\varphi_1 \lambda)_{\min(\partial \lambda)} = K_5(\varphi_1 \lambda)_{\varphi=0} = \frac{\left(1 - k \tan \alpha \right) - \frac{1}{G_t} \left(1 + \frac{n}{1-n} k \tan \alpha \right) (3\lambda - 2\lambda^2) \lambda}{\left(1 + k \tan \alpha \right) - \frac{1}{G_t} \left(1 - \frac{n}{1-n} k \tan \alpha \right) (3\lambda - 2\lambda^2) \lambda} \dots\dots\dots(63)$$

$$\dots\dots\dots(o)$$

従って K_4 は結局 φ, λ の関数として与えられるが、上の各補助式から更に次式が得られる。

$$\alpha_1]_{\varphi=0} = \alpha \dots\dots\dots(p)$$

$$\varphi_1]_{\varphi=0} = 0 \dots\dots\dots(q)$$

であるから、(2)式の K_4 の値も $\varphi = 0$ において最小値を有し、

$$K_4(\varphi_1 \lambda)_{\min(\alpha \varphi)} = K_4(\varphi_1 \lambda)_{\varphi=0} = \frac{1 - \frac{\lambda}{G_t} (3\lambda - 2\lambda^2)}{1 - \frac{\lambda}{G_t} (3\lambda - 2\lambda^2)} \dots\dots\dots(57)$$

である。

(57)式は、 λ, G_t の如何なる値に対しても一定値1を有することを示し、このことから φ をパラメーターとしての $\partial K_4(\varphi_1 \lambda) / \partial \lambda = 0$ を満足する $\lambda = f(\varphi)$ は省略するが

$$K_4, \min, \min = 1 \dots\dots\dots(58)$$

であり、 R が有限の値ならば、 K_4 を最小ならしめる λ は $0 < \lambda < 1$ の間にあると言える。

(b) 地震力が作用する場合

図-7における水中部分の面積 $F' = F_1 + F_2$ 、 F' の重心点から MY 軸までの距離 $e' = (F_1 e_1 + F_2 e_2) / F'$ 、 MX 軸迄の距離 $S' = S_1 = S_2$ を用いて、地震力が作用することによる起動、抵抗モーメントの増減値を式示すれば

$$\Delta M_{o,E} = \{r_i Fe + nF'e'\} k / \tan \alpha \dots\dots\dots(59)$$

$$\Delta M_{r,E} = -\{r_i Fe + nF'e'\} k \tan \phi \dots\dots\dots(60)$$

$K_5(\varphi_1\lambda)_{min, min}$ を求めるに当り、 $dK_5(\varphi=0, \lambda)/d\lambda=0$ を満足する λ の値は

$$\frac{d}{d\lambda}f(\lambda) = \frac{d}{d\lambda}\{\lambda(3\lambda-2\lambda^2)\} = 0 \dots\dots\dots(64)$$

より、 $\lambda=0$ or 1 が得られ、且つ $d^2f(\lambda)/d\lambda^2|_{\lambda=0} > 0$ $d^2f(\lambda)/d\lambda^2|_{\lambda=1} < 0$ より (63)式は $\lambda=0$ において最大値を有し、 λ の値と共に減少して $\lambda=1$ において最小値を有する。即ち(63)式に $\lambda=1$ を代入すれば

$$\begin{aligned} K_{5, min-min} &= K_5(\varphi=0, \lambda=1) \\ &= \frac{1 - \frac{(1-n)G_t + n}{(1-n)(G_t-1)} k \tan \alpha}{1 + \frac{(1-n)G_t + n}{(1-n)(G_t-1)} \frac{k}{\tan \alpha}} \\ &= \frac{1 - \chi k \tan \alpha}{1 + \chi k / \tan \alpha} \dots\dots\dots(65) \end{aligned}$$

となり(63)式に一致し、 $\lambda=0$ を代入すれば(67)式に一致する。

(2) 堤体内部に弦を有する円形滑面に対して

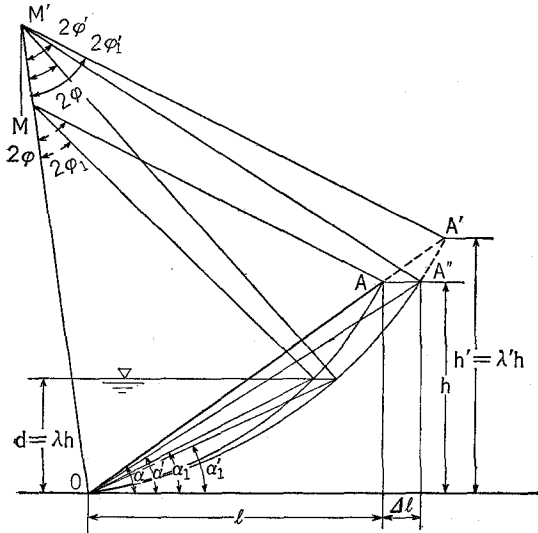


図-8

図-8において、円形滑面の弦が堤体内部にある場合は明らかに、 $\triangle AA'A''$ 部分の起動モーメントの減少率が同部分の抵抗モーメントの減少率より大きいことから、平時、地震時の満水、空虚時を問わず、法面を減とする同一中心角の円形滑面に比し安定であることは計算する迄もない。

円形滑面による堤体法面の安定問題として最も一般的なケースは、この場合における中間水位、地震力の作用するときであり、安定係数の一般式は図-7と図-8の対比から(1), (iii), (b)の(62)式に準じて書下すことが出来るが省略する。但し、この場合においても最小安全率は $\lambda=1$ の場合であり、且つ $\Delta l=0$ とおくことにより、絶対最小安全率が得られ(65)式に帰することは言う迄もな

い。

$\lambda=1$ の場合について安全率の一般式を示すと(66)式のとおりであり、 φ に対する FS_6 の変化の状態を図-9に示す。

$$FS_6 = \frac{K_6 - \chi k \tan \alpha'}{1 + \chi k / \tan \alpha'} \frac{\tan \phi}{\tan \alpha'} \dots\dots\dots(66)$$

$$\begin{aligned} K_6 &= \frac{K_1}{1 + 2\sin^2 \alpha' (\cot^2 \alpha_1 - \cot^2 \alpha)} \\ &\quad + 3 \frac{\sin^2 \alpha'}{\sin \phi'} (\cot \alpha' - \cot \alpha) \\ &\quad + 3 \frac{\sin(\alpha' - \phi')}{\sin \phi'} \sin \alpha' (\cot \alpha' - \cot \alpha) \dots\dots\dots(67) \end{aligned}$$

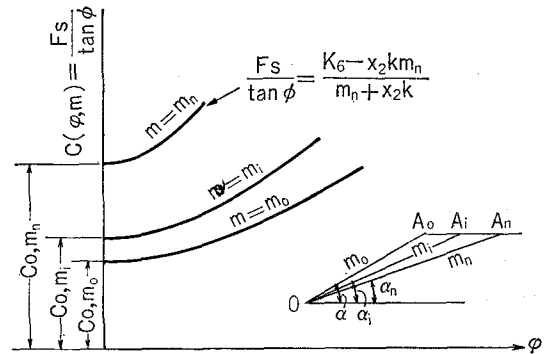


図-9

4. ロックフィルダム基本断面形状の決定方法

(1) 剪断滑破壊(円形滑り)に対し堤体断面の設計に関する考察

2の円形滑面の理論から、如何なる荷重条件の場合でも、堤体法面の安定を支配する諸要素 G, n, ϕ, k が断面内一様ならば、相似円弧において安全率は相等しく、最小安全率を与える滑面は法面に一致する直線で、最悪荷重状態は満水地震時であることが判明した。

法面を支配する諸要素の内、密度および内部摩擦角については断面内一様にみなされるとしても、震度 k については、堤体の密度、弾性係数、堤巾、基礎地盤上の高さ及び基礎の震度等の関数と考えられ、堤体上部程震度は増大すると考えられる。

安定諸要素が鉛直方向にのみ変化する場合、任意微小区間内の法面の安定を保つに必要な限界勾配は、安全率の相似則から、その微小鉛直区間の安定要素のみによって定まるとみなされるから、 $k(y)$ の変化を考慮した法面形状は、(66)或は(67)式を $\tan \alpha$ について解いた

$$\frac{dy}{dl} = \frac{\tan \phi - F_s \chi k(y)}{F_s + \chi k(y)}$$

を与えられた境界条件のもとに解けばよく、一般に上方に凸の曲面となることが予想される。

$C=0$ 材料の剪断滑破壊による法面破壊のメカニズムについて考察するに、 $m' < \tan \phi$ を有する法面が拘束力

を失って自重に対する安定勾配 $m = \tan\phi$ に落ちつく過程において発生する滑面は、法尻を原点とし $m > m_1 > m$ を有する放射状直線であり、この直線を切り、 $F_s = K_s \tan\phi_1 / m_1 < 1$ であるような深い円形滑面は発生し得ない。

安定状態にあった法面に地震力が作用し、震度に相当する法定法面へ移行する過程においても、震度が一樣な区間については、発生する滑面は全て直線と考えられるが、実際の振動現象においては加速度の時間的、位置的变化により、最も安定度の低い堤頂部表層から崩壊を始め次第に安定勾配に達し、最終安定断面としては上方に凸の法面形状に落ち着くものと考えられる。

以上のことから堤体の断面設計に当って、堤頂附近に特に内部摩擦角の大きい良質材料を高密度で配置することは耐震上有効であることは云う迄もない。発生する材料を質的に分類し、堤体の安定度を効果的に向上するに当って、ゾーンタイプの断面が用いられるが、これにおける断面設計の一般的原则は、良質材料を滑面上の受働域即ち堤体の最外側に、安全率の相似則が成立つように配置することであり、換言すれば、震度の一樣な幾何学的相似滑面においては、同一安全率が得られるようゾーン境界線勾配は、堤体法面勾配よりも急とする必要があり、内側ゾーン材料の安定勾配に準じた、法尻近傍を通る法面よりも緩い勾配の境界線の設定は、堤頂部の対震的特殊性を除いて安全率の相似性が成立たないこととなり、合理的とは云い難いであろう。

以上の見地からは従来最も標準的な設計として用いられている中心コア型ロックファイルダム断面(例えば図-14)は、剪断滑破壊に対処した材料の配置として、一応の合理性ある断面と云うことが出来るであろう。

(2) 中心コア、ゾーンタイプダムの基本断面形状の決定方法

堤体基本断面形状として堤頂巾 b 、堤高 h が与えられた場合、堤体震度を一樣とみなすときの、使用材料に対する法面勾配 m およびロック、トランジションゾーン境界線の位置、勾配は、以下のようにして決定される。

(i) 法面勾配の決定

上下流法面勾配の決定は既に3、4の所論から明らかのように、多くの場合、最悪荷重条件として満水地震時(安全側の設計として堤頂点貯水状態にあるとする。)の表層滑りに対する安定条件から決定することが出来、算定式を統一して示すと、

$$m = \frac{\tan\phi_2 - F_s' a \chi_2 k}{F_s' a + \chi_2 k \tan\phi_2} \dots\dots\dots (63)$$

$F_s' a$: 設計安全率

ϕ_2 : II (ロック) ゾーンの内部摩擦角

χ_2 : 同上的見掛震度係数で上流側法面について $\chi_2 =$

$r_2' sat / r_2' sab$, 下流側法面について $\chi_2 = 1$

(ii) ゾーン境界位置の決定

(a) ゾーン境界線位置の決定条件

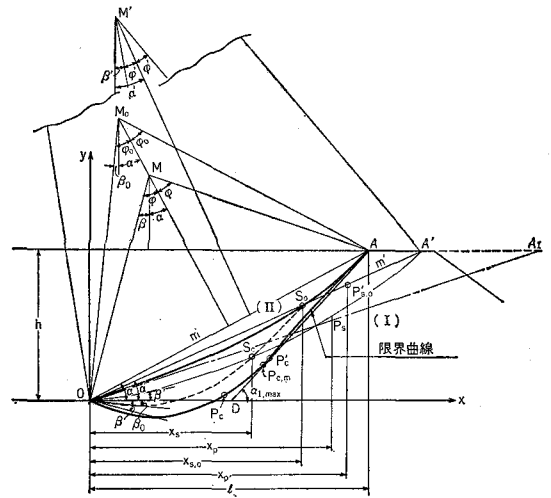


図-10

ロック、トランジションゾーンの境界線は、法面又は堤体内に弦を有し、両ゾーンを切る種々の半径の円形滑面において、トランジションゾーン内での摩擦抵抗係数の減少による安定率の低下を、深い滑りにおける安定係数の増大によりカバーし、設計安全率を確保し得る位置に設ければよい。ゾーン境界線を法尻を通る直線とすれば、上の条件を満足するに必要な境界線の位置決定は、任意の弦の上に立つ任意半径の円形滑面について、設計安全率を得るに必要な境界点 P と、法尻を通る直線の最大勾配を求めることに帰着する。しかして、求める直線が法面を弦とする円形滑面について、上記条件を満足するに必要な境界点軌跡(限界曲線と呼ぶ)に接する直線 AD によって与えられることの帰納的証明の大要は凡そ次のとおりである。

図-10において、法面 AO 及び A_1 O 弦は、それぞれこの面にそう直線滑りの摩擦抵抗係数 $\tan\phi_2$, $\tan\phi_1$ に対し、(68)式を満足する勾配 m , m_1 を有するものとすれば、勾配 $m' (m < m' < m_1)$ を有する弦 A'O における直線滑りにおいて、設計安全率を得るに必要なゾーン境界点の位置 x_s は、

$$x_s = \ell \sqrt{\frac{1 - \frac{\tan\phi_1 K'}{\tan\phi_2}}{\left(1 + \frac{\tan\phi_1}{\tan\phi_2}\right)K'}} \frac{m}{m'} \dots\dots\dots (69)$$

但し

$$K' = \frac{1 - \chi_2 k m'}{m' + \chi_2 k} \frac{\tan\phi_2}{F_s' a}$$

又 $F_s' AP_1'O$, $F_s' A'O$ を、弧 $AP_1'O$ 及び弦 A'O にそう、滑面上の摩擦抵抗係数が $\tan\phi_1$ のときの滑動に対する安全率とすれば、 $F_s' AP_1'O = F_s' A'O$ の場合におけ

る $\widehat{AP_3O}$ 及び $\widehat{A'O}$ の交点の x 座標 $x_{P'}$ 及び $\widehat{AP_3O}$ の O 点における接線の傾斜角 β_0 は

$$x_{P'} = \ell \frac{\sin(\alpha + \varphi) + m' \cos \alpha - \varphi}{(1 + m^2) \sin \varphi \cos \varphi} \dots\dots\dots (70)$$

$$\beta_0 = \alpha - \varphi_0 \dots\dots\dots (71)$$

(但し φ_0 は次式を満足する値である。)

$$K_1 = \frac{3(\varphi_0 - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0)}{2 \sin^3 \varphi_0}$$

$$= \frac{1 - \chi_2 k m'}{m' + \chi_2 k} (m + \chi_2 k) + \chi_2 k m \dots\dots\dots (72)$$

で与えられる。然るとき一般に、与えられた ϕ_2 , ϕ_1 , χ_2 に対し、

$$\chi_{P'} > \chi_{s,0} \dots\dots\dots (73) \quad \alpha' > \beta_0 \dots\dots\dots (74)$$

が成立つならば、(図-9からも知られるように)、弦 AO , $A'O$ の上に立ち、滑面上の相等しい摩擦抵抗係数 $\tan \phi_1$ に対し、同値の安全率を与える中心角 $2\varphi, 2\varphi'$ を有する円形滑面 AP_3O , $A'P_3O$ において、

$$\varphi > \varphi_1 \dots\dots\dots (75)$$

$$\frac{d\varphi}{dS} / \frac{d\varphi'}{dS} = \frac{m + \chi_2 k}{m' + \chi_2 k} \frac{dK_1(\varphi')}{d\varphi'} / \frac{dK_1(\varphi)}{d\varphi} \dots\dots\dots (76)$$

が成立つことから、上の条件を満足する2円弧 AP_3O , AP_3O においては常に、

$$\beta' = \alpha' - \varphi' > \beta = \alpha - \varphi \dots\dots\dots (77)$$

が成立し。従って両円弧は堤体内部に交点を有し、それぞれの円弧について、設計安全率を得るに必要なゾーン境界点 P_0 , S_0 が描く軌跡のうち、曲線 S_0S_0O は曲線 P_0P_0PO の法面側にある。 A' が AA_1 上を移動し、 $\lim m' \rightarrow m_1$ において、曲線 S_0S_0O は点 O に収斂する。又 m' が m に近づくに従い、点 S_0 は曲線 AS_0O 上を A に向って移動し、 $m' = m$ において曲線 S_0S_0O は曲線 AP_0P_0O に一致する。ここにおいて曲線 AP_0P_0O を、(73), (74)式が成立する場合における、同値安全率の限界曲線と呼ぶことが出来る。

(b) 限界曲線及びゾーン境界線の近似的決定方法

図11において、法面 AO は図-9の場合と同様、ロック材料の摩擦抵抗係数 $\tan \phi_1$ に対し(68)式を満足する m を有し、滑面 AO (中心角 $2\varphi_m$) はトランジション材料の摩擦抵抗係数 $\tan \phi_1$ に対し、設計安全率 $F_{s,a}$ を与える円弧とする。滑面上の摩擦抵抗係数が一樣の場合、 $0 < \varphi < \varphi_m$ の範囲にある任意円形滑面において、自重による AP 間の抵抗モーメント $M_{r,AP}$ の、全抵抗モーメント $M_{r,AO}$ に対する比即ち、抵抗モーメント係数の比 $\omega_{AP} / \omega_{AO}$ は

$$\frac{\omega_{AP}}{\omega_{AO}} = \frac{\omega(\varphi_1, \alpha)}{\omega(\varphi, \alpha)} = f\left(\frac{\Delta \ell}{\ell}\right) \dots\dots\dots (78)$$

の形で表わされる。

ここに $\Delta \ell / \ell$ は

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = \frac{\sin \varphi_1 \cos(\alpha + \varphi - \varphi_1)}{\sin \varphi \cos \alpha} \dots\dots\dots (79)$$

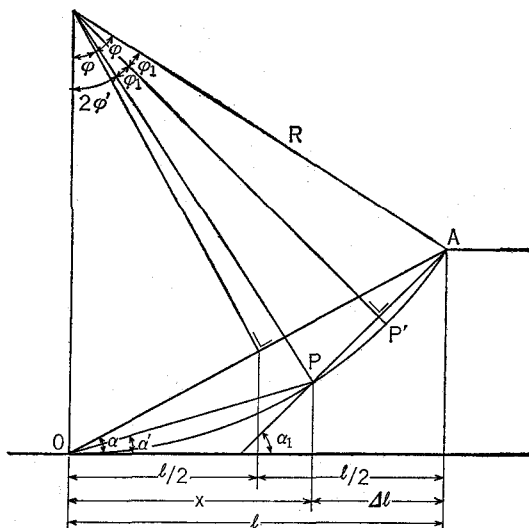


図-11

にして、 $f(\Delta \ell / \ell)$ は充分な精度の近似値として

$$f\left(\frac{\Delta \ell}{\ell}\right) = 2\left(\frac{\Delta \ell}{\ell}\right)^2 ; \left(0 \leq \frac{\Delta \ell}{\ell} \leq \frac{1}{2}\right)$$

$$= 1 - 2\left(1 - \frac{\Delta \ell}{\ell}\right)^2 ; \left(\frac{1}{2} \leq \frac{\Delta \ell}{\ell} < 1\right)$$

.....(80)

で表わされるが、 $f(\Delta \ell / \ell)$ は尚 $(0 \leq \Delta \ell / \ell < \frac{1}{2})$ において

$$f\left(\frac{\Delta \ell}{\ell}\right) = \frac{\Delta \ell}{\ell} \dots\dots\dots (80')$$

とみなしても、限界曲線の誤差は僅少で且つ安全側である。

然るとき、滑面上の摩擦抵抗係数が AP 部分について $\tan \phi_1$ 、 PO 部分について $\tan \phi_2$ のときの、円弧 AP_0O にそっての滑動に対する安全率 F_s は、地震力による起動、抵抗モーメントの増減値を、安全側の近似計算として、滑面全周が $\tan \phi_2$ の摩擦抵抗係数を有し、且つ滑面内の全てが χ_2 の見掛震度係数を有するものとすれば、

$$F_s = \frac{1}{m + \chi_2 k} \left[K_1 \left\{ f\left(\frac{\Delta \ell}{\ell}\right) \tan \phi_1 \right. \right.$$

$$\left. \left. + \left(1 - f\left(\frac{\Delta \ell}{\ell}\right)\right) \tan \phi_2 \right\} - m \chi_2 k \tan \phi_2 \right] \dots\dots\dots (81)$$

但し

$$k_1 = \frac{3(\varphi - \sin \varphi \cos \varphi)}{2 \sin^3 \varphi}$$

で表わされる。

F_s の値が設計安全率 $F_{s,a}$ の値となるよう、与えられた $\Delta \ell / \ell$ の値に対し K_1 即ち φ の値を定めるとき、点 P が描く軌跡は法面を弦とする任意円形滑面において、設計安全率を確保するに必要なゾーン境界の限界を表わ

し、ゾーン境界線はこの曲線を切ってはならない。境界線を法肩を通る直線とする場合、Aと曲線上の一点Pを通る直線の傾斜角は、

$$\alpha_1 = \alpha + \varphi - \varphi_1 \dots\dots\dots(82)$$

で与えられるから、 $\alpha_{1,max}$ は $d\alpha_1/d\varphi = 1 - d\varphi/d\varphi = 0$ を満足する φ の値を求めればよいが、実用的には種々の値の $\Delta\ell/\ell$ に対する所要の K_1 値

$$K_1 = \frac{SF_a(m + \gamma_s k) + \gamma_s km}{f\left(\frac{\Delta\ell}{\ell}\right)\tan\phi_1 + 1 - f\left(\frac{\Delta\ell}{\ell}\right)\tan\phi_2} \dots\dots\dots(83)$$

を満足する φ の値を図-5から読取り、限界曲線を作図の上、図式に決定する方が簡単である。

5. 基本断面の設計例

(1) 設計条件

国営平川農業水利事業早瀬野ダム (堤高56m ($H_e=50$ m), 堤頂巾10m, 堤長300m, 堤体積128万 m^3 , 貯水量1,300万 m^3 , 中心コア型) の断面設計に用いた設計基礎数値は表-1のとおりである。

表-1

築堤材料の力学的性質							設計条件
区分	記号	算式	単位	コア	トランジション	ロック	震度(常時) $k=0.15$ 設計震度 $F_{s,a}=1.20$
比重	G	(1); G_s		2.60	2.60	2.65	
		(2), (3); G^t					
間隙比	e	$\frac{n}{1-n}$		0.76	0.35	0.50	
間隙率	n	$\frac{e}{1+e}$		0.43	0.25	0.33	
含水比	w		%	27.8			
吸水率	N		%		(0.3~3.0)	(0.3)	
乾燥密度	r_d	$\frac{r^t}{1+w}$	t/ m^3	1.481	—	—	
湿潤密度	r^t	$r_d(1+w)$	"	1.89	1.95	1.78	
		$G^t(1-n)$					
飽和重量	r_{sat}	$r^t + nr_w$	"		2.20	2.11	
水中重量	r_{sub}	$r_{sat} - 1$	"		1.20	1.11	
粘着力	C	(完成後)	t/ m^2	3.20	—	—	
内部摩擦角	ϕ	(同上)	°	24.0	40.0	44	
見掛震度係数	λ	(飽和時)		2.10	1.835	1.900	

(2) 簡易計算可否の判定

安全側の判定として土質材料の内部摩擦角を無視し、下流側滑りに対する簡易判定法による。

$$m^2 + B + 1 \geq 0$$

において

$$B = \frac{-\tan\phi_1 r_{1..b}}{2c}$$

$$= -0.839 \times 1.89 \times 8.00 / 2 \times 3.2 = 1.98$$

$$B^2 - 4 < 0$$

故に $m > 0$ の全ての m に対して、コアゾーンをトランジションゾーンとみなして差支えなく、簡易計算が成立つ。

(3) 基断面の決定

(a) 上下流法面勾配

$$m_u = \frac{\tan\phi_R - F_{s,a}\chi Rk}{F_{s,a} + \chi Rk \tan\phi_R}$$

$$= \frac{0.966 - 1.20 \times 1.900 \times 0.15}{1.20 + 1.900 \times 0.15 \times 0.966}$$

$$= 0.423 \div \frac{1}{2.4} = 0.417$$

$$m_D = \frac{\tan\phi_R - F_{s,a}k}{F_{s,a} + k \tan\phi_R}$$

$$= \frac{0.966 - 1.20 \times 0.15}{1.20 + 0.15 \times 0.966} = 0.585 \div \frac{1}{2} = 0.500$$

即ち上流側2割4分、下流側2割の法勾配とし、この場合最小安全率はそれぞれ、1.22、1.42以上となる。

(b) ゾーン境界線の決定

$\chi_p > \chi_{s0}$, $\alpha > \beta_0$ のチェックに代えて, 法尻を原点とする放射状の直線滑りと, 法面を弦とする円形滑りについて, 所要の境界点位置を数値計算し, それぞれの限界曲線を作図する。

(i) 直線滑に対して,

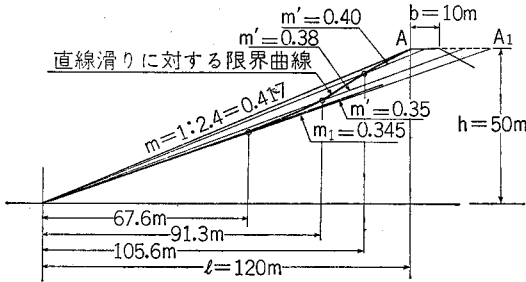


図-12

$$m = 1/240 = 0.417 = 0.423$$

$$m_1 = \frac{\tan \phi_1 - F_{s,a} \chi_2 k}{F_{s,a} + \chi_2 k \tan \phi_1} = \frac{0.839 - 1.20 \times 1.900 \times 0.15}{1.20 + 1.900 \times 0.15 \times 0.839} = 0.345 = \frac{1}{2.80}$$

$$m' = 0.400 : -$$

$$K' = \frac{1 - m \chi_2 k}{m' + \chi_2 k} \cdot \frac{\tan \phi_2}{F_{s,a}} = \frac{1 - 0.417 \times 1.900 \times 0.15}{0.400 + 1.900 \times 0.15} = \frac{0.851}{0.822} = 1.0350$$

$$x = \ell \sqrt{\frac{1 - \frac{\tan \phi_1}{\tan \phi_2} K' \frac{m}{m'}}{\left(1 - \frac{\tan \phi_1}{\tan \phi_2}\right) K' \frac{m}{m'}}}$$

$$= \ell \sqrt{\frac{1 - \frac{0.839}{0.966} \times 1.0350}{\left(1 - \frac{0.839}{0.966}\right) \times 1.0350} \times \frac{0.417}{0.400}} = 105.6 \text{ m}$$

$$m' = 0.380$$

$$K' = \frac{0.851}{(0.380 + 1.900 \times 0.15)} = 1.0664$$

$$K_1 = \frac{F_{s,a}(m + \chi_2 k) + m \chi_2 k \tan \phi_2}{2(\Delta \ell / \ell)^2 \tan \phi_1 + \{1 - 2(\Delta \ell / \ell)^2\} \tan \phi_2}; \left(0 \leq \frac{\Delta \ell}{\ell} \leq \frac{1}{2}\right)$$

$$\frac{F_{s,a}(m + \chi_2 k) + m \chi_2 k \tan \phi_2}{\{1 - 2(1 - \Delta \ell / \ell)^2\} \tan \phi_1 + 2(1 - \Delta \ell / \ell)^2 \tan \phi_2}; \left(0 \leq \frac{\Delta \ell}{\ell} \leq \frac{1}{2}\right)$$

$$\Delta \ell / \ell = 1/4 : -$$

$$K = \frac{(0.423)(0.966) + 0.417 \times 1.90 \times 0.15}{2 \times (1/16) \times 0.839 + (1 - 2 \times (1/16)) \times 0.966} = \frac{0.957}{0.950} = 1.0074 (1.017)$$

$$\varphi = 8^\circ - 30' (14^\circ), (\text{図-5より})$$

$$\Delta \ell / \ell = 3/8 : -$$

$$K = \frac{(0.966)(1.040) + 0.417 \times 1.90 \times 0.15}{2 \times (9/64) \times 0.839 + (1 - 2 \times (9/64)) \times 0.966} = 1.030$$

$$\varphi = 18^\circ (21^\circ)$$

$$x = 120.0 \times \sqrt{\frac{1 - \frac{0.839}{0.966} \times 1.0664}{\left(1 - \frac{0.839}{0.966}\right) \times 1.0664} \times \frac{0.417}{0.380}}$$

$$= 91.3 \text{ m}$$

$$m' = 0.350$$

$$K' = \frac{0.851}{(0.350 + 1.900 \times 0.15)} = 1.1068$$

$$x = 120.0 \sqrt{\frac{1 - \frac{0.839}{0.966} \times 1.1068}{\left(1 - \frac{0.839}{0.966}\right) \times 1.1068} \times \frac{0.417}{0.350}} = 67.6 \text{ m}$$

(ii) 法面を弦とする円形滑面に対して,

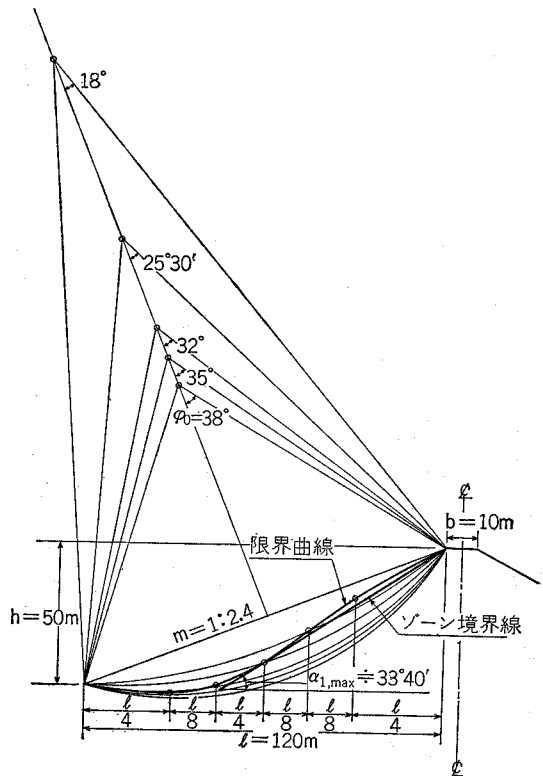


図-13

$$K = \frac{(0.966)}{0.957} \frac{(1.070)}{2 \times 1/4 \times 0.839 + (1 - 2 \times 1/4) \times 0.966} = 1.059$$

$$\varphi = 25^\circ - 30^\circ (27^\circ - 30^\circ)$$

$$\Delta \ell / \ell = 5/8$$

$$K = \frac{(0.966)}{0.957} \frac{(1.105)}{(1 - 2 \times 9/64) \times 0.839 + 2 \times 9/64 \times 0.966} = 1.094$$

$$\varphi = 32^\circ (32^\circ - 30^\circ)$$

$$\Delta \ell / \ell = 3/4 : -$$

$$K = \frac{(0.966)}{0.957} \frac{(1.130)}{(1 - 2 \times 1/16) \times 0.839 + 2 \times 1/16 \times 0.966} = 1.118$$

$$\varphi = 35^\circ (37^\circ)$$

$$\Delta \ell / \ell = 1$$

$$K = \frac{(0.966)}{0.957} \frac{(1.150)}{0.939} = 1.141$$

$$\varphi = 38^\circ (39^\circ)$$

(c) 標準断面の決定

以上の検討結果からゾーン境界線は、法肩を通り水平線と33°40'の角度を有する直線として差支えないが、堤体の標準断面としては、境界線をこれよりも若干内側に設けることとし図-14のとおりとした。尚、下流側境界線については、検討する迄もなく安定であることは云う迄もない。

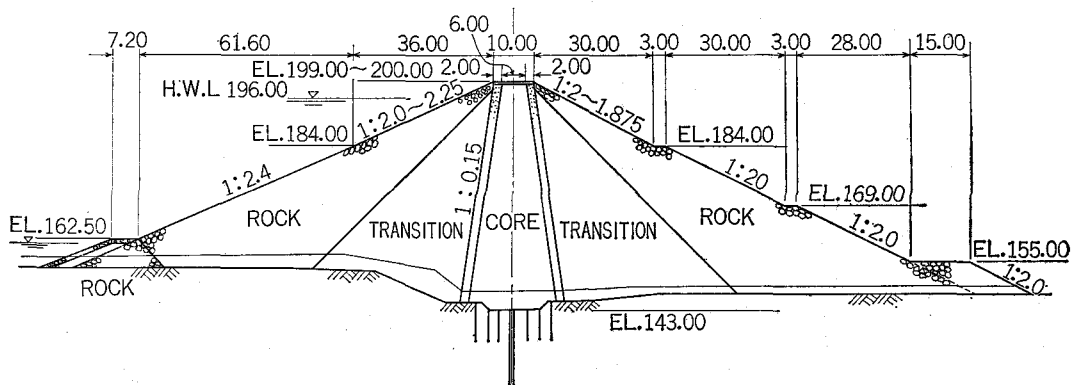


図-14

6. おわりに

以上ロックフィルダムにおける円形滑面の安定特性を明らかに、断面設計における最悪荷重状態を解析的に決定し、基本断面形状の静的決定方法について述べた。この方法によれば、築堤材料の力学的性質が変動する場合における、安定性状の感応度等についても解析的の把握が可能で、施工管理面にも応用出来ると考えられる。

フィルダムの動的設計法が確立される迄の間、尚暫時

は円形滑面法等の静的解析手法が採られるであろうが、この拙文が実務上何らかの参考になればと思い報告する次第である。

参考文献

- (1) 高月豊一, 南 勲: アースダムの法面安定に関する一考察, 農業土木研究第23巻第4号
- (2) 本間三郎, 宮田義幸: ロックフィルダムの設計施工, 国民科学社

災害における頭首工復旧計画について

高野 政文* 齋藤 三代吉**

目 次

1. まえがき.....(32)	4. 検 討.....(39)
2. 被災状況.....(32)	5. 頭首工ゲートの故障について.....(40)
3. 頭首工の設計.....(34)	

§1 まえがき

昭和44年8月8日より10日にかけて新潟県の南西部、上越地方を中心とした豪雨により高田農地事務所管内(新名上越農地事務所)に於いて農地被害117ヶ所81,278千円、施設被害751ヶ所1,515,075千円の計1,596,353千円におよぶ巨額の被害を被った。この被害は新潟県全体の被害額の25パーセントにあたるものである。この被害の特色は、溪流小河川における被害のみにとどまらず、矢代川、関川、吉川の各水系におよび、異常な河床低下により、矢代川水系4ヶ所、関川水系2ヶ所、吉川水系4ヶ所の計10ヶ所の主要頭首工に被害を受けた。これら10ヶ所の被災頭首工のうち5ヶ所を受託県営工事として昭和45年度より本工事の着手にかかり昭和46年度に完了した。これら急勾配河川における頭首工の設計内容および急勾配頭首工におけるゲートの故障事例についてあわせて報告する。



図-1

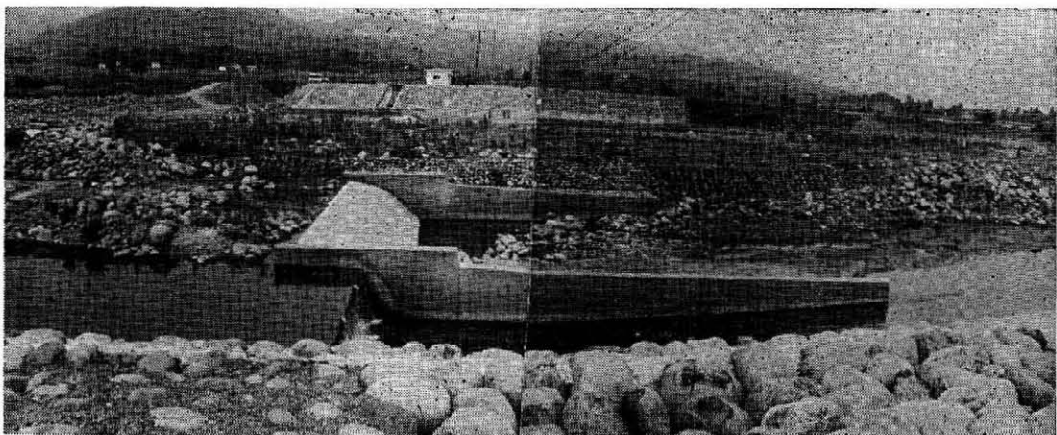


図-2 矢代頭首工右岸

§2 被災状況

昭和44年8月豪雨は台風の影響による前線の不安定さ

* 新潟県農地建設課

** //

4日より9日から10日にかけて降雨量203mm、3時間連続雨量91mmの豪雨が生じ、矢代川では580t/sec～910t/sec、関川では900t/sec～1,043t/sec 吉川に於いては100t/sec～160t/secの異常洪水を生じ、各頭首工にそれぞれ多大な被害をもたらした。この被害内容を大別するとフローチングタイプとフェックスドタイプの2様に大別でき、フローチングタイプにおいては河床洗堀にともなう護床工の折損、揚圧力によるエプロンの折損及び本堤のすべり破壊がみられ、フェックスドタイプにおいては洪水量の増大による、河床変動がすくないため、オーバーフローによる側面破壊が主なる被災の原因である。

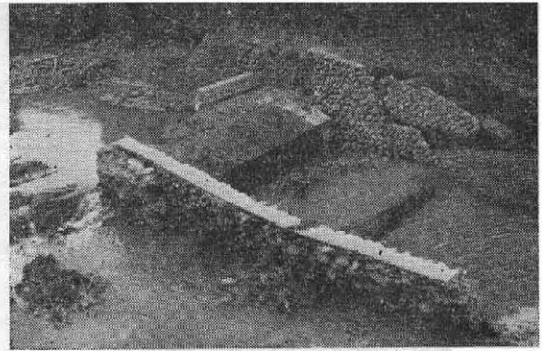


図-4 フィックスドタイプの被災
(吉川水系一の滝頭首工)

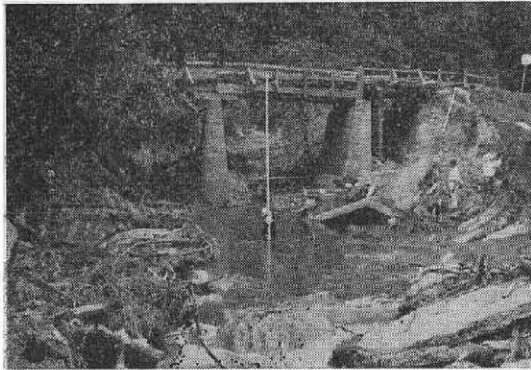


図-3 フローチングタイプの被災
(吉川水系市の瀬頭首工)

矢代川、関川水系においては直径2～3mという巨石が転在しこの巨石が自然の小ダムの役割りを果たして河床安定を維持してきたが、今回の出水によりその小ダムたる巨石の流出により河床安定が失われ3～4mの河床低下がおき、頭首工の破壊に至ったものと考えられる。また吉川水系においては前記の二つのタイプの頭首工があり広域河床低下(1.0m内外)にもとづく頭首工の被災とフェックスドタイプにおける洪水量増大の側面被災が見られた。

なお吉川水系、矢代、関川水系に施行した、主な頭首工の概要は下表の通りである。

吉川水系頭首工復旧計画概要表

地区名	事業費	構 造 概 要									
		堰 幅	堰 長	堰上高	水 叩長	護 床長	取 水量	洪水量	受益面積	関係戸数	
一の滝	千円 9,972	m 17.80	5.50m 5.50	m 2.45	m 13.57	m 0	m ³ /s 0.0268 0.0258	m ³ /s 980	ha 7	戸 20	
曲り戸	16,130	12.40 17.40	9.00 7.50	2.30	9.00	8.00	0.0229 0.0216	130.0	6	24	
岩 沢	12,088	10.50 15.50	8.70 12.00 8.50	1.40	7.50	0	0.0191 0.0181	146.0	5	14	
市の瀬	8,519	14.00	10.20	2.36	6.00	帯工 420×1200 640	0.0172 0.0162	162.0	4.5	10	

矢代・関川水系頭首工復旧計画概要表

地区名	事業費	構 造 概 要											摘 要
		構 造	堰幅	堰 長	堰上高	水叩長	護床長	取 水量	洪水量	受益面積	関係戸数		
中 島	千円 104.374	コンクリート 固 定 堰	m 20.50	m 34.00	m 3.60	m 14.00	m 25.50	m ³ /s 代カキ 0.24 常 時 0.18	m ³ /s 578.8	ha 30	戸 34	矢 代 川 水 系	
柳 町	82.534	〃	17.00	45.60	2.80	10.00	20.00	柳町 0.44 窪柳町 0.0164 0.344 0.0123	585.24	42	47		
矢 代	132.162	〃	17.85	帯堰 27.00 18.00 45.80	2.55	13.00	15.66	右岸 0.216 左岸 0.448 0.162 0.350	910.0	106	175		
柳井田	67.238	コンクリート 多段石張堰	10.00	119.00	1.70	8.00	13.00	0.153 0.054	910.0	18	20		

砂 荒	43.757	コンクリート 多段石張堰	8.80	24.40	1.60	6.80	28.00	0.096 0.072	900.0	12	39	関川 水系
二子島	16.108	コンクリート ブロックによ る床止工	—	—	—	—	21.56 ×41.55	0.128 0.096	1043.0	16	26	

§3 頭首工の設計

当管内において頭首工復旧ヶ所は大小あわせ 150ヶ所の多くに達し、小河川の幅 3m 位の帯工タイプから大は幅 120m のものまでであった。これら頭首工の復旧にあたっては災害復旧事業であるため、災害基準工法により復旧設計施工することになるが 1/33~1/115 程度という急勾配河川であることに加えて、巨石が転在する頭首工となるため設計は次のように行なった。

3-1 ファイクスタイプ頭首工の設計

3-1-1 洪水量の決定 (一の滝頭首工事例)

昭和44年 8月 9日の吉川水系の降雨量 203mm は高田測候所の 大正 7年より昭和44年迄の 52年間の降雨記録に於いて確率雨量 1/30のときのおよそ 200mm に見合うものである。

この降雨に対して福平橋地点における洪水量を合理式により計算すると、流域面積 26.12km²、流出率 75%、常時河谷をなす最上流点から対象地点までの流路に沿う水平距離 11.7km、落差 0.336km として次のようになる。W=72(H/L)^{0.6}=8.5km/hr、洪水到達時間 T=L/W=11.7/8.5=1.38hr 洪水到達時間の平均雨量強度

$$r = \frac{Rd}{24} \left(\frac{24}{T} \right)^n$$

$$= \frac{200}{24} \left(\frac{24}{1.38} \right)^{\frac{1}{2}} = 35 \text{ mm}$$

$$Q' = 0.2778f \cdot r \cdot A = 0.2778 \times 0.75 \times 35 \times 26.12$$

$$= 190 \text{ t/sec}$$

これより一の滝頭首工地点 (流域 13.44km²) における洪水量は 98t/sec となる。

なお、本頭首工は大正11年 8月に設置され 流下能力 32.7t/sec を持っていたが、設置当時迄 5年間に於ける降雨記録からみるとやはり 1/30確率降雨に相当するものである。

計算により洪水量は 98.0t/sec となったが上下流断面の流下能力がこれを下まわる事があるためこれを検討した上で本決定とする。

上流断面 A=25.2m²、V=3.89m/sec から洪水流下能力 Q=25.2×3.89=98.025t/sec となり計算洪水量と一致するため本頭首工の計画洪水量を 98t/sec と決定する。

3-1-2 断面決定

当頭首工直上に橋梁があり断面決定上、そのピアーにより最上値 E L = 100.395m、最下値 E L = 97.25m の間

3.145m 内で被災前流下能力 Q=32.9 の約 3 倍の流量を流下させねばならない制約条件のもとに頭首工断面を決定した。

1. 現状況下での流下態 A

護岸頂 : 99.20m、堰幅 : 8.0m、堰頂 98.00m をコンクリート固定堰とした場合

$$Q_1 = 1.7B \left(H + \frac{v^2}{2g} \right)^{3/2}$$

$$= 1.7 \times 8.0 \left\{ (99.20 - 98.0) + \frac{3.89^2}{19.60} \right\}^{3/2}$$

$$= 32.9 \text{ t/sec}$$

$$Q_2 = 32.9 < Q = 98.0 \text{ m/s}$$

このタイプでは洪水量の流下不可能である。

2. 堰頂を最下値 97.25m まで下げ全面可動堰とした場合、

$$Q_2 = 1.7 \times 8.0 \left\{ (99.20 - 97.25) + \frac{3.89^2}{19.60} \right\}^{3/2}$$

$$= 61.8 \text{ t/s}$$

$$Q^2 = 61.8 \text{ t/sec} < Q = 98.0 \text{ t/sec}$$

このタイプでは洪水量の流下不可能である。

3. 2. と同条件で護岸高を最上値の 100.395m として全面可動堰とした場合

$$Q_3 = 1.7 \times 8.0 \left\{ (100.25 - 0.60) - 97.25 + \frac{3.89^2}{19.60} \right\}^{3/2}$$

$$= 76.8 \text{ t/sec}$$

$$Q_3 = 76.8 \text{ t/sec} < Q = 98.0 \text{ t/sec}$$

このタイプでも洪水量流下不可能である。

4. 3. と同条件で計画洪水量 98.00t/sec を流下させるため堰幅を広げると

$$B = \frac{98.0}{1.70 \times 5.61}$$

$$= 10.50 \text{ m}$$

被前流下能力 32.9t/s

欠口 " 28.9"

面上昇 " 15.0"

拡幅 " 21.2"

計 98.0 t

当頭首工断面は B=10.50m、H=2.40m の全可動堰とする。

3-1-3 構造決定

構造決定に際し大きな問題となったことは堰幅 B=10.5m という小さい値に対し上下流河床高低差が旧堰頂高で 4.05m という大きな値であり減勢工部分の設計に注意を要することであった。構造決定に当り各種タイプ

を比較検討の上、下図のごとく跳水減勢タイプと決定した。

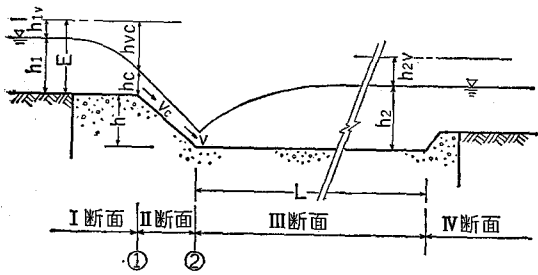


図-5

断面各諸元を次のとおりの計算により決定した。

I 断面

堰幅 $B^{\text{①}} = 10.50\text{m}$

護岸高 $E = 3.171\text{m}$

限界水深 h_c

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{B^2 \cdot g} \right)^{1/3}$$

$$= \left(\frac{98.0^2}{10.50^2 \times 9.8} \right)^{1/3}$$

$$= 1.50\text{m}$$

限界流速 v_c

$$v_c = \frac{Q}{h_c \cdot B}$$

$$= \frac{98.0}{1.50 \times 10.5}$$

$$= 6.22\text{m/sec}$$

$$E = h_1 + \frac{v^2}{2g}$$

$$= 2.40 + \frac{3.89^2}{19.6}$$

$$= 3.171\text{m}$$

∴ 堰直上部の橋梁ピア高 $H = 3.0\text{m}$ (E L = 100.25m) を護岸高とする

II 断面

計画洪水量 $Q = 98.0\text{t/sec}$

水深 $h_c = 1.50\text{m}$

堰幅 $B = 10.50\text{m}$

過水断面積 $A = 10.50 \times 1.5 = 15.75\text{m}^2$

動水半径 $R = \frac{15.75}{2 \times 1.50 + 10.50} = 1.116$

接近速度 $v_c = 6.22\text{m/sec}$

勾配 $\frac{1.62}{2.45} = 0.661$

○堰幅

②地点の堰幅は

$$C = \frac{23 + \frac{1}{0.014} + \frac{0.00155}{0.661}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{0.661} \right) \frac{0.014}{\sqrt{1.166}}}$$

$$= 33.007$$

$$[\therefore v^{\text{②}} = 33 \sqrt{1.166 \times 0.661}]$$

$$= 28.18\text{m/sec}$$

この流速 v をもって最端部に於ける仮定の幅を求めると、

$$B = \frac{98.0}{28.18 \times 1.50}$$

$$= 2.31\text{m}$$

仮定時の断面積 $2.31 \times 1.5 = 3.465\text{m}^2$ となり

$$p = 23.1 + 2 \times 3.465$$

$$= 9.24$$

$$r = \frac{3.465}{9.24}$$

$$= 0.375$$

①②両断面に於ける平均動水半径 R は

$$R = \frac{1.166 + 0.375}{2}$$

$$= 0.7705$$

平均流速 V を、 $R = 0.7705$ として求めると

$$C = \frac{23 + \frac{1}{0.014} + \frac{0.00155}{0.661}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{0.661} \right) \frac{0.014}{\sqrt{0.7705}}}$$

$$= 20.47$$

$$v_c = 20.47 \sqrt{0.7705 \times 0.661}$$

$$= 14.63\text{m/sec}$$

$h = 1.62\text{m}$ であるから

$$v = \sqrt{2yh}$$

$$= \sqrt{19.6 \times 1.62}$$

$$= 5.63\text{m/sec}$$

$$\therefore V = \left[14.63^2 - \frac{1}{e \left(\frac{5.63}{14.63} \right)^2} (14.63^2 - 1.6)^2 \right]^{1/2}$$

$$= 51.84^{1/2}$$

$$= 7.20\text{m/sec}$$

②断面による所要幅 $B^{\text{②}}$ は

$$B^{\text{②}} = \frac{98.0}{7.2 \times 1.5}$$

$$= 9.00\text{m}$$

∴ 10.50m (E L = 97.25)

~ 9.00m (E L = 95.63m) と決定する。

○護岸高

I 断面護岸高と III 断面護岸高との決線とする

III 断面

○堰幅 $B^2 = 9.00\text{m}$

○護岸高

共役水深 h_2

$$h_2 = -\frac{h_c}{2} + \sqrt{\frac{h_c^2}{4} + \frac{zr^2 h_c}{g}}$$

$$= -\frac{1.50}{2} + \sqrt{\frac{1.50^2}{4} + \frac{2 \times 7.2^2 \times 1.5}{9.8}}$$

$$= 3.28\text{m}$$

フリーボート 0.6m を考え 3.90m とする

○静水池長 L (水褥)

$$L = \left(8 - 0.05 \frac{H_2}{H_c} \right) (H_2 - H_c)$$

$$= \left(8 - 0.05 \frac{3.28}{1.5} \right) (3.28 - 1.5)$$

$$= 14.0\text{m}$$

IV 断面

○護床工

フェックストタイプ本来護床工の必要性はないが当頭首工施行ヶ所は風化進度の極めて早い黒色百岩と軟質な泥岩であり、湿乾をくりかえすことにより風化の速度が他のものより非常に早いため、河床浸蝕の起る事はやむを得ない事として、均一に風化浸蝕させるため 5m 間際に帯工を配置した。

3-2 フローテングタイプ頭首工の設計

このタイプの頭首工の設計に当り先ず苦慮したことは、河床勾配が $\frac{1}{33.4}$ という急流河川である事と、出水になると直径 2~3m 程度の巨石が流下し、ミオ筋ははなはだしく洗掘される状況下にあるため、従来から広く使用されている Bligh 公式が使用可能かということであった。この様な河川状況下に適用できる設計事例等に関する資料、文献等がなく、また Bligh 公式の使用に不安を感じたので施行に先だち急流河川に於ける頭首工の水理実験を京都大学の南教授に委託したが、災害復旧事業の特殊性で緊急に施行せねばならない状況下にあったため、水理実験結果をまたず工事着手せざるを得なかった。ここに矢代川中島頭首工と多段堰の柳井田頭首工についてその設計結果を示す。

3-2-1 洪水量決定

これは 3-1 フェックストタイプで記したように確率 $W = \frac{1}{30}$ 、新井 $Rd = 208\text{m}$ として同じような考えで計画洪水量を $Q = 578.8\text{t/sec}$ と決定した。

3-2-2 断面決定

流下対策としては山間地であり周辺も荒廃地であったため河川幅を広げる事が可能であったが中島頭首工は両側堤防が現存するため水面上昇のみの対策となった。

(1) 固定部

先ず $h_{f1} - h_{f2} = 1.050\text{m}$ と仮定すると、

$$h_{f2} = 197.525 - 196.000$$

$$= 1.525\text{m}$$

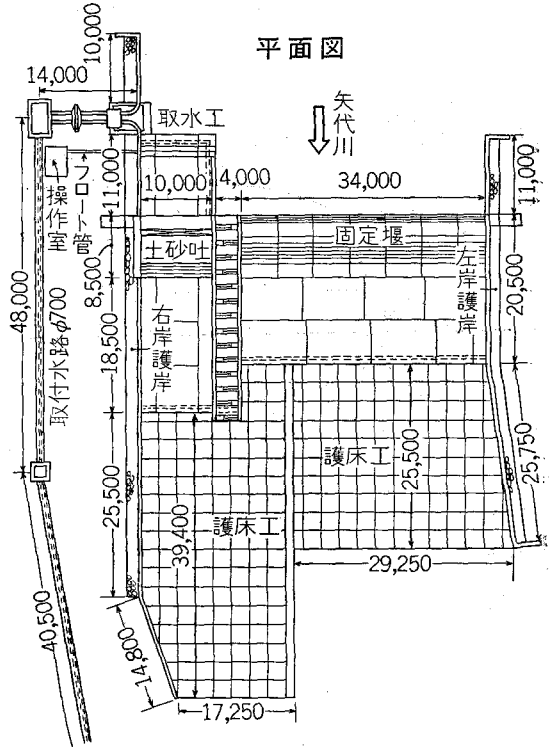


図-6

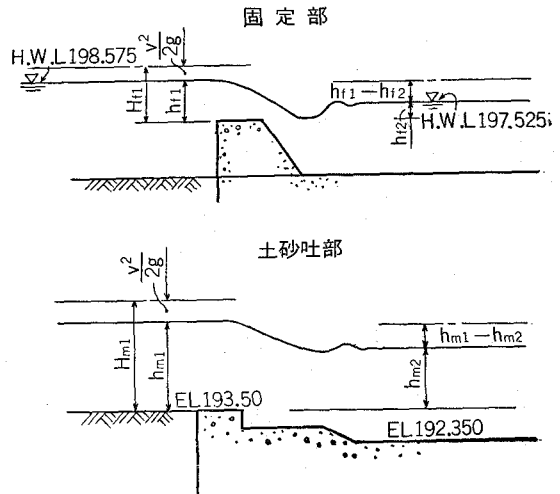


図-7

$$h_{f1} = 1.525 + 1.050$$

$$= 2.575$$

$$A = 48.0 \times (2.575 + 3.6)$$

$$= 296.5\text{m}^2$$

$$v = Q/A$$

$$= \frac{578.8}{296.4}$$

$$= 1.953$$

$$H_{f1} = hf_1 + \frac{v^2}{2g}$$

$$= 2.575 + \frac{1.95^2}{19.6}$$

$$= 2.769\text{m}$$

∴ $\frac{2}{3}H_{f1} = 1.863 > h_{f1} = 1.525\text{m}$ となり完全越流として計算する

$$Q_f = C\sqrt{2g} \cdot L \cdot H_{f1}^{3/2}$$

$$= 0.536 \times \sqrt{19.6} \times 38.0 \times 2.769^{3/2}$$

$$= 415.5\text{t/sec}$$

(2) 土砂吐部

$$h_{m2} = 197.525 - 193.50$$

$$= 4.025$$

$$h_{m1} = 4.025 + 1.050$$

$$= 5.075\text{m}$$

$$H_{m1} = 5.075 + 0.194$$

$$= 5.269\text{m}$$

$$\therefore Q_m = C_1 L h_{m2} \sqrt{2g(H_{m1} - h_{m2})}$$

$$C_1 = 2.6 \times 0.35$$

$$= 0.91$$

$$= 0.91 \times 10.00 \times 4.025 \sqrt{19.6(5.269 - 4.025)}$$

$$= 180.86\text{t/ec}$$

$$Q = Q_f + Q_m$$

$$= 415.5 + 180.86$$

$$= 596.36\text{t/sec} > 578.8\text{t/sec}$$

故に仮定通り決定

3-2-2 構造決定

A 固定部

(1) 堰冠長Bおよび堰底長L

$$B = 0.552(\sqrt{D} + \sqrt{h_1})$$

$$= 0.552 \times (\sqrt{3.6} + \sqrt{2.575})$$

$$= 1.933$$

$$L = \frac{D + h_1}{\sqrt{r}}$$

$$= \frac{3.60 + 2.575}{\sqrt{2.3}}$$

$$= 4.071$$

堰体部の断面修正に対する余裕を見込み、それぞれ $B = 2.9\text{m}$ $L = 6.5\text{m}$ $m = 1:1$ と決定する。

(2) 水叩長 l_{f1} および護床長L

$$l_{f1} = 0.6C\sqrt{D}$$

$$= 0.6 \times 9.0 \times \sqrt{3.6}$$

$$= 10.24$$

$$L = 0.67C\sqrt{D \cdot g}$$

$$g = \frac{415.50}{38.0} = 10.93\text{m}^3/\text{sec/m}$$

$$= 0.67 \times 9.0 \sqrt{3.6 \times 10.93}$$

$$= 37.83\text{m}$$

浸透路長と現場の状況等を考慮し $l_{f1} = 14.00\text{m}$ とすると、

$$l_{f2} = 37.83 - 14.00$$

$$= 23.83\text{m}$$

護床ブロックの長さを考慮し $l_{f2} = 25.50\text{m}$ に決定

(3) エプロン厚 t

$$t = \frac{4(D-h)}{3(r-1)}$$

$$h = \frac{D \cdot L}{L}$$

$$= \frac{3.60 \times 17.1}{32.10}$$

$$= 1.92\text{m}$$

$$= \frac{4 \times (3.60 - 1.92)}{3 \times (2.3 - 1)}$$

$$\doteq 2.00\text{m}$$

固定堰工標準断面図

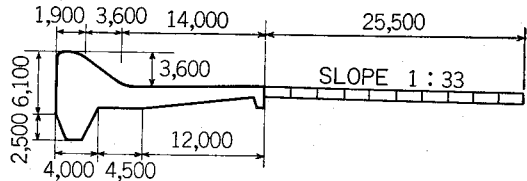


図-8

B 土砂吐部

可動部は越流量が固定部より多く、又ゲートの開扉に伴う射流現象等を考慮し下式を設計した

(1) エプロン長 l_1 および護床長 l_2

$$l_1 = 1.30l_{f1}$$

$$= 1.30 \times 14.0$$

$$= 18.20\text{m}$$

余裕を見込み $l_1 = 18.50\text{m}$ とする

$$l_2 = 1.50l_{f2}$$

$$= 1.50 \times 25.50$$

$$= 38.25\text{m}$$

現場護床ブロックの長さを考慮し $l_2 = 39.4\text{m}$ に決定

(2) 土砂吐排砂流量の算定

当設置ヶ所は3~4m径の巨石が転在するが、小洪水時に流下する土砂の最大流径 $d = 0.50\text{m}$ 程度とし

$C = 3.2$ とすると

$$v_s = C\sqrt{d}$$

$$= 3.2\sqrt{0.5}$$

$$= 2.26\text{m/sec}$$

$$\begin{aligned}
 v_c &= 1.5v_s \\
 &= 1.5 \times 2.26 \\
 &= 3.39 \text{ m/sec} \\
 q &= \frac{v_c^3}{g} \\
 &= \frac{3.39^3}{9.8} \\
 &= 3.975 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}
 \end{aligned}$$

土砂吐の幅員B

$$\begin{aligned}
 B &= \frac{Q}{v} \\
 &= \frac{40.0}{3.975} \\
 &= 10.0 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_c &= \frac{Q}{v_c L_m} \\
 &= \frac{40.0}{3.39 \times 10.0} \\
 &= 1.178
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_c &\geq \frac{n^2 g}{h_c^{1/3}} \\
 &= \frac{0.03^2 \times 9.8}{1.178^{1/3}} \\
 &= \frac{1}{120}
 \end{aligned}$$

(3) 土砂吐基準流量

土砂吐最大粒径 $d=0.50\text{m}$ を流下させる基準流量は 40t/sec となり合理式によって R_{24} を求めると

$$\begin{aligned}
 Q &= 0.2778 f \cdot r \cdot A \text{ より} \\
 r &= \frac{Q}{0.2778 \cdot f \cdot A}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{40.0}{0.2778 \times 0.75 \times 47.9} \\
 &= 4.00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r &= \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{T} \right)^{0.6} \\
 &= \frac{R_{24} \times 6.7}{24} \\
 &= 0.279 \cdot R_{24}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \therefore R_{24} &= \frac{4.00}{0.279} \\
 &= 14.3 \text{ mm/day}
 \end{aligned}$$

上記のことから日雨量 15mm 以上の降雨があれば排砂に必要な 40t/sec の流量を期待できることになり昭和41年より昭和44年の4年間のカンガイ期(4月より9月)6ヶ月間の 15mm 以上降雨のあった日数は下表のようになり矢代川最上流部中島頭首工の土砂吐において基準排砂流量 40t/sec の流下日数が毎月1~4回程度期待出来る。

年	月	4月	5月	6月	7月	8月	9月
		S 41年	2	2	6	4	2
S 42年	2	—	3	5	6	4	
S 43年	3	1	3	2	2	2	
S 44年	2	2	2	3	6	—	
平均		2.25	1.25	3.50	3.50	4.00	2.75

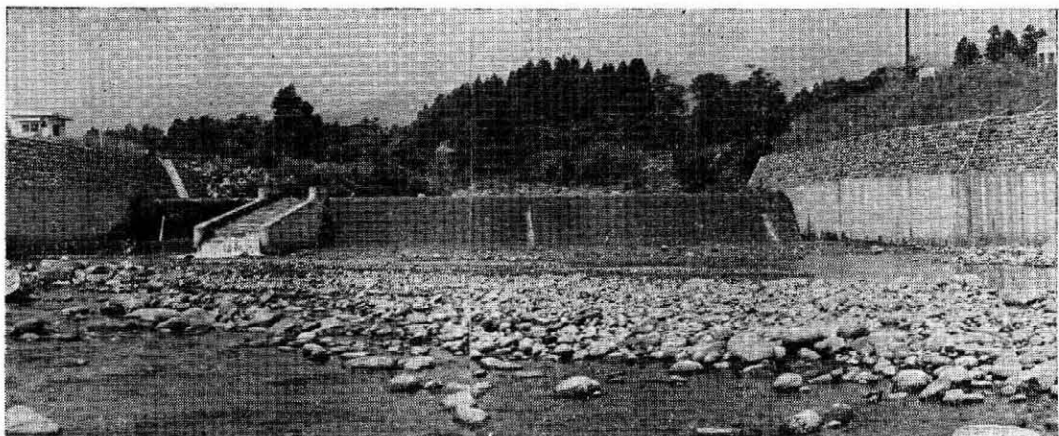


図-9 中島頭首工, 下流より望む

3-2-3 護床工の比較

頭首工の減勢方法には、パッフルピアー、水褥、副堰、護床ブロック等のエネルギー損失が考えられる

が、頭首工エプロン末端の洗掘に対して最も安全かつ有効的といわれている水褥によるエネルギー消失について、以下ブライ公式で設計したものと同条件で計算比較

してみる。

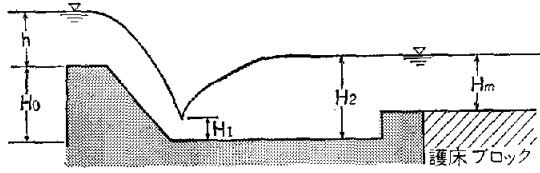


図-10

$$\begin{cases} h = 2.575\text{m} \\ H_m = 1.525\text{m} \\ H_0 = 3.60\text{m} \end{cases}$$

射流水深 h_1

$$h_1^3 - (H - h_f) h_1^2 + \frac{q^2}{2g} = 0$$

$$\begin{cases} q = \frac{415.5t}{38\text{m}} = 10.9t/\text{m} \\ H = H_0 + h \\ = 3.60 + 2.575 = 6.175\text{m} \\ h_f = C \frac{D}{h} H \\ = 0.02 \times \frac{3.6}{2.575} \times 6.175 = 0.172\text{m} \end{cases}$$

$$h_1^3 - (6.175 - 0.172) h_1^2 + \frac{10.9^2}{19.6} = 0$$

$$h_1^3 - 6.003 h_1^2 + 6.061 = 0$$

$$\therefore h_1 = 1.1\text{m}$$

跳水水深=水褥水深

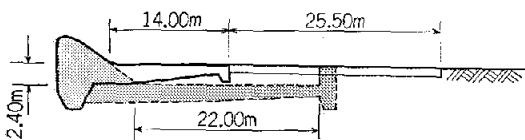
$$\begin{aligned} H_2 &= -\frac{H_1}{2} + \sqrt{\frac{H_1^2}{4} + \frac{2q^2}{g \cdot h_1^2}} \\ &= -\frac{1.1}{2} + \sqrt{\frac{1.1^2}{4} + \frac{2 \times 10.9^2}{9.8 \times 1.1^2}} \\ &= 3.92\text{m} \end{aligned}$$

水褥掘り下げ深さWD

$$\begin{aligned} WD &= H_2 - H_m \\ &= 3.92 - 1.525 \\ &= 2.4\text{m} \end{aligned}$$

水褥長L

$$\begin{aligned} L &= \left(8 - 0.05 \frac{H_2}{H_1}\right) (H_2 - H_1) \\ &= \left(8 - 0.05 \frac{3.92}{1.1}\right) (3.92 - 1.1) \\ &= 22.0\text{m} \end{aligned}$$



□ プライ公式 ■ 水褥減勢タイプ

図-11

水褥工法は減勢、洗掘防止に対して最も安全な工法ではあるが、理想的な水褥は図に示すごとく、エプロンのみを考えても最大掘削深2.00mに対し4.40m、掘削延長においても14.0mに対し22.0mと大幅な工事量増となり振体そのものも増となり工事費がかさむことになる。

又、水褥内の河床砂礫堆積が考えられるが、これは射流水脈によって完全に排除されるので問題はないが、ただ不必要に長い水褥の場合のみ、下流側に砂礫が残留する事があるのでその点を考慮する必要がある。

4. 検 討

前まで頭首工の設計について記してきたが、急流河川内頭首工の設計に当り種々の問題が出、そのうちでもブライ公式の適用範囲、護床工の型態、ゲートの諸問題、等、実際現場で設計、監督にあたっている者には選択出来かねる問題が種々あったので、それらについて簡単にのべる。

4-1 護床工

護床工については、従来より河床の洗掘を防止するため通常可撓性のものを使用する事が一般的で、その種類は河川の性状に応じて、沈床、連結ブロック、鉄線蛇籠等多種多様にわたっている。又使用範囲及び使用区分については、河川勾配、河床構成物質、洪水量それらによる洗掘の状況等総合的に検討された資料をもとに実施されるべきが望ましいのであるが、適切な資料が得られなかった。当河川は急流河川であること、転石、巨石が転在する特殊な状況にある事等難問が多く、護床工の種類選択に苦慮した。本来ならば、個々のケースについて水理模型実験を行ないその結果に基づいて、設計施工すべきであったが時間的な余裕がなく実現することが出来なかった。

そこで実施にあたり現場打連結十字ブロック(4ton)をはじめ5種類の異形ブロック(各3ton)を採用した。その内訳としては、関川水系の同一河川内に2基、(異形ブロック2種類)、矢代川水系の同一河川内に4基(異形ブロック3種類)と言ったように設置したわけであるが、その目的としては、個々の異形ブロックが、どのように河川の拡域的浸蝕及び局部的浸蝕を防止しているか。又各々が洪水に対してどのような効果をもたらしたか、等の調査をするためであった。

これら頭首工並びに護床ブロックの効果測定のため、矢代川水系において河川縦断測量及洪水量測定を実施中である。(3頭首工に写真が示す如く水位計を設置した。)

各頭首工とも昭和46年に完成したが、その後河床変動を起すような出水がなく今日に至っており効果の判定は、後日になる。この効果判定並びに将来の指針については京大南教授におねがいしてあるので、後日機会を見て、その結果について報告する予定である。

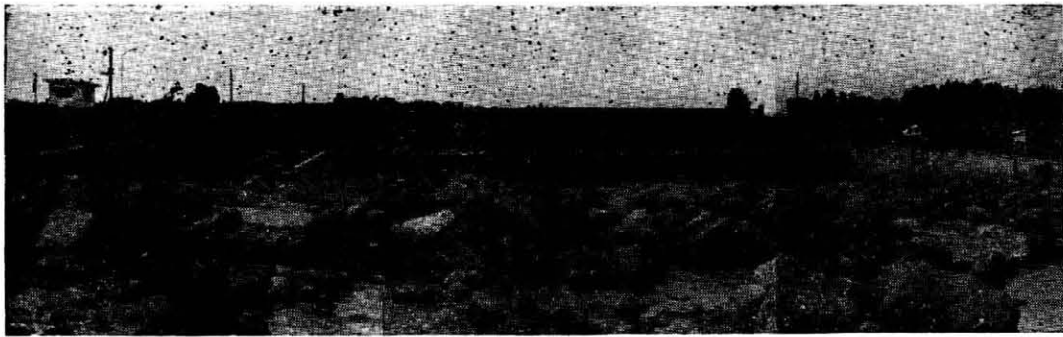


図-12 柳町頭首工

5. 頭首工ゲートの故障について

本県で扱った、災害復旧事業の頭首工ゲートは、そのほとんどが起伏式ゲートを採用している。その理由としては引揚式ゲートに対して主にゲート本体の費用、および土木工費が安価なためである。その他洪水の流積を

せばめない事、支持型式を適当に選べば径間は扉高に対し無関係で自由にとることが出来ること、非常の際でも無電源で作動することが出来ること等、かなりの利点をもっていたからと思われるが最近になって、そのゲートの故障が始め昭和48年4月末現在のゲート故障状況は下記一覧表の如くである。

頭首工ゲート故障ヶ所概要調べ（昭和48年4月現在）

新 潟 県

災害発生年	所在地	工事施工年	復旧金額 千円	河川名	河川勾配	河床構成物質	故障の状況	原因	
S42年	関川村鮎谷	S44年	43,500	大石川	1/200~1/500	転石 レキと砂	転倒したまま作 動不能	①油圧系統の損傷 ②シリンダーボッ クス内に土砂堆 積	1
42	安角	44	79,410	〃	〃	〃	操作室内油圧パ イプ破損	①維持管理の不備	2
42	蔵田島	44	51,606	〃	〃	〃	転倒したまま作 動不能	①油圧系統の損傷 ②シリンダーボッ クス内に土砂堆 積	3
41	滝原	44	315,140	荒川	1/500~1/800	レキを含んだ 転石	転倒不能	①油圧系統の損傷 ②シリンダー変 形	4
41	小和田	45	25,675	女川	1/300~1/500	転石 レキと砂	転倒したまま作 動不能	①油圧系統の損傷 ②シリンダーボッ クス内に土砂堆 積	5
41	新発田市小戸	44	67,692	加治川	1/500~1/700	玉石を含ん だ粗粒レキ	シリンダー変 形により転倒不 能	①油圧系統損傷前 に扉体裏に異物 があり転石流下 による破損	6
41,42	黒川村夏井	43	146,668	胎内川支線	1/300~1/500	転石 レキと砂	転倒したまま作 動不能	①油圧パイプが露 出し破損	7
41,42	下赤谷	42	62,428	胎内川	1/500~1/700	玉石を含ん だ粗粒レキ	同 上	①油圧系統の損傷 ②シリンダーボッ クス内に土砂堆 積	8
41	大長谷	44	28,589	鉄江沢川	1/200~1/500	玉石とレキを 含んだ転石	同 上	同 上	9
41,42	〃	45	60,940	〃	〃	〃	同 上	同 上	10
41,42	〃	45	51,545	〃	〃	〃	同 上	同 上	11
41	〃	45	84,957	〃	〃	〃	同 上	同 上	12
41	羽茂町飯岡	42	15,453	羽茂川	〃	玉石を含ん だ粗粒レキ	同 上	同 上	13
41	〃	42	12,331	〃	〃	〃	同 上	同 上	14

39	新井市広島	39	123,744	関川	1/400~1/800	転レキと石砂	転倒したまま作動不能	①シリンダーボックス内に土砂堆積	15
39	〃 月岡	39	92,447	〃	〃	〃	同上	同上	16
40	〃 栗原	41	58,406	〃	〃	〃	同上	同上	17
40	〃 飛田新田	42	32,711	〃	〃	〃	同上	①油圧系統の損傷	18
44	〃 石塚	46	132,160	矢代川	1/200~1/500	〃	同上	同上	19
44	〃 東関	46	43,757	関川	〃	〃	同上	同上	20
40	能生町満尾	41	17,825	能生川	1/100~1/300	〃	同上	①油送パイプ破損	21
40	名立町瀬戸	41	4,543	名立川	〃	〃	同上	①油圧系統の損傷	22
41	糸魚川市西中	42	5,738	早川	〃	〃	同上	同上	23

上記表の如く、そのほとんどが設置して4年から7年と短期間のうちに故障が発生している。又故障原因の大半が油圧系統の損傷と、それに伴うシリンダーの作動不能となっている事がわかる。引揚式ゲートに対して起伏式ゲートは多くの利点をもっているとして当時採用したものであるが故障が続出している現在再考せざるを得ない時期に至ったわけである。

そこでもうすこしその故障内容についてふれて見ると、河床にヒンジを設けた、起伏式ゲート（過半数のシリンダーが揺動式である）にとって支承軸のくるいが致命的なものとなっている、又長年月の転石、巨石の流下で砂防板及びパッキン（シリンダーボックス内の土砂流

入を防ぐ）の摩耗及損傷により、支承部内に砂礫が入りシリンダーの作動が不能となっている。又油送パイプの破損も以外に多く油送パイプを保護するコンクリートのカブリ厚が薄すぎた為露出し破損している。その他越流して落下する自由水面（ナップ）によるものがある。越流水深で脈動を起してゲート振動を誘起して故障の要因を作ったと思われるものもあった。これについてはスポイラーの取付け及び扉体剛性の大きな設計等により振動防止はさけられる。

さらに前表をもとに、各現場の河川性状と故障原因との関係及び起伏式ゲートのうち固定式と揺動式との故障ヶ所別原因を整理してみると次表のようになっている。

起伏式ゲート型	河川勾配	河床状況 玉石転石径	湛水時流速	故障及破損ヶ所
固定式	1/100~1/300	m m 0.30~1.00	m/s m/s 6.0~10.0	油圧パイプ, シリンダー変形, 本体摩耗
	1/300~1/500	0.20~0.80	4.0~6.0	油圧パイプ, 本体摩耗
	1/500~1/800	0.15~0.50	2.0~4.0	油圧パイプ。
揺動式	1/100~1/300	0.30~1.00	6.0~10.0	油圧パイプ, 砂防板, パッキン, 本体摩耗
	1/300~1/500	0.20~0.80	4.0~6.0	油圧パイプ, 砂防板, パッキン
	1/500~1/800	0.15~0.50	2.0~4.0	砂防板, パッキン

表でわかるように、河川勾配及河床構成物質並びに洪水時の影響によって故障内容はそれぞれ若干は異っているが、大同小異であるといえる。

まづ固定式では主として油圧パイプの破損がほとんどで施行時のパイプ伏設には充分注意する必要がある。又シリンダー変形とあるものは、油圧機ローラーとガイドとの間に異物がはさまり、洪水時に転倒せず巨石が直接本体に激突しシリンダーが破損したものと思われる。(日常保守点検の不備)

揺動式では、砂防板とパッキンの破損によりシリンダ

ーボックス内に土砂が堆積しシリンダーの作動不能となったものがほとんどである。当時採用した起伏式ゲートは固定式と揺動式の2種であるがそのほかにもトルクチェーン式、ノーチャンパー式、ワイヤー式等の種類がある。ここで起伏式ゲートの代表的な種類についてその特徴を列挙してみます。

(1) 揺動式直圧ゲート

① ゲート本体の構造は両端支持のワイヤー式に較べて小さくて良い。

② 転倒ゲートに於いて落差が一番小さくて良い。

③ ゲートと油圧機は夫々回転軸で結ばれリンク構造を構成するので油圧機に対する荷重も理想的である。

④ 河川の中に油圧機を設置しなければならないので転石ヘドロ等の多い河川には問題が多いので計画時には河川の状況等十分考慮しなければならない。

⑤ ゲートで受けた水圧を支持するのは言うまでもなく、油圧機であり、その油圧機が河川の中にあると言うことは基礎地盤がしっかりしたものでなければならないので④の項と合せて忘れる事の出来ない条件である。

(2) 固定式直圧ゲート

① 油圧機は固定するので、油圧機設置用のチャンパーは不要となりチャンパー中に土砂が溜って油圧機の作動に支障を起す事がない。

② 固定するため、油圧機に及ぼす荷重は如何に曲線ガイドを設けてもその製作、据付が困難で油圧機ラムに対する側圧を零にすることは難しい、又この動く油圧機ローラーとガイドの間に異物が噛み込むと作動不能となる。

(3) ワイヤー式引張ゲート

① 河川有効断面に於いてはゲートのみで河川内には操作装置を設ける必要がない。従って駆動する油圧機も操作装置もすべて陸上にあり、故障を生ずる要素が少なく維持管理が容易である。

② 構造がシンプルであるから河川の土砂、ヘドロの影響を受けて動かなくなる要素は全くない。

③ 両端がワイヤー支持であるからゲート構造は大きくなり、揺動式に比較して大きい落差が必要となり工事費も他のものより割高となる。

以上各々のゲートについて概略の特徴をのべたが、いづれにしても起伏式ゲートは殆んど、全部が水中構造物であり、本体の腐蝕摩耗は勿論まぬがれないし河川中の油圧機設置が最大の致命傷となっている事、又他引揚式

ゲートに比して保守点検が非常に困難である事等を思い合せた場合、機能上それぞれ一長一短はあろうと思うが、長い目でみれば経済性にも通じる事で、ローラーゲートの採用が望ましいものと判断される。特に今回は現場での失敗例を記したがゲート設置にあたっては、河川性状、その他あらゆる諸条件を充分考慮して、このような失敗を、繰返さないために検討を重ねて行きたい。

ローラー式ゲートと起伏式ゲート比較一覧表

ゲート種別 区分	ローラーゲート	起伏ゲート
排砂性能	○	×
非常時の開閉	×	○
土木構造	×	○
不等沈下の影響	○	×
振動	○	△
保守管理	○	×
経済性	×	○

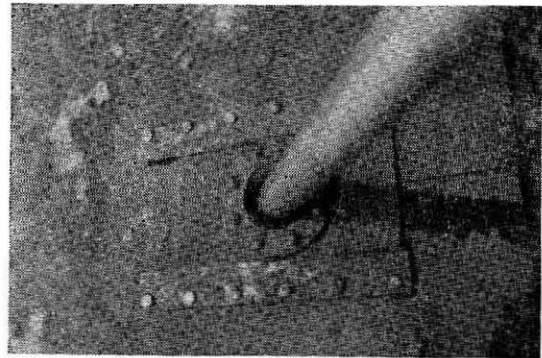


図-13 スライド板（ゴム板）破損状況

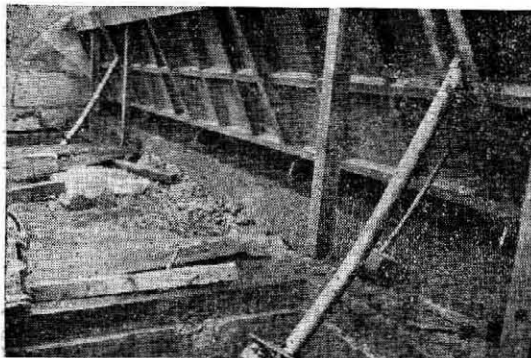


図-14 シリンダー変形



図-15

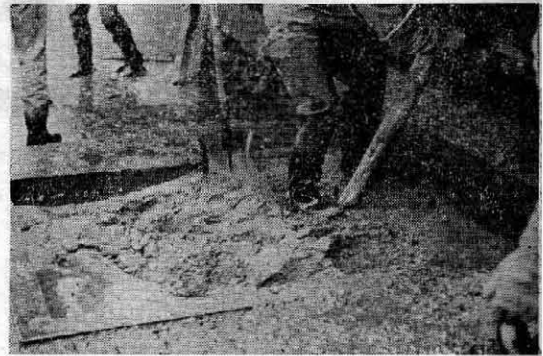


図-16 シリンダーボックス内土砂堆積状況

住吉勇三著「Viva Brasil」刊行のご案内

——21世紀はブラジルだ——

最近の日本国内におけるブラジルに対する関心は急激に高まっております。

日本から最も遠くはなれている地球の裏側のブラジル国へ、70万人という最も多い日系人が永住しているという不思議な因縁もさることながら、無限の天然資源に恵まれながらコーヒーの上に安眠をむさぼっていたブラジル国の開発意欲は最近ものすごいものがあります。

1964年のクーデター以降、国内の政情は安定し、ここ数年は9%以上の経済成長をつづけており、昨年は11%台といわれています。

アメリカとヨーロッパの世界一流企業は、先を競って企業進出を実施しており、フォークスワーゲンの如きは本国以上の大規模工場の建設を終りました。

故大宅壯一氏は「企業進出の世界銘店街」と新語を造られましたが、現地をみますとまさにその感を深くします。

この企業進出オリンピックに乗りおくれることを心配しているのは私一人ではありません。

日本の方々に世界を知り、ブラジルを知ってほしい一念から、我々農業土木技術者の初代領事としてブラジル生活を体験した住吉勇三氏のレポートを一冊の本にまとめて発刊することにしました。

現代の常識として、是非ご購入をおすすめ致します。

内 容 目 次

- | | |
|-------------------|------------------|
| 第1章 ラテンアメリカとは？ | 第6章 ブラジルの日系コロニア |
| 第2章 ブラジルと言う国（その1） | 第7章 ブラジルの生活 |
| 第3章 ブラジルと言う国（その2） | 第8章 ブラジルについて思うこと |
| 第4章 ブラジルの農業 | 第9章 また見た“ブラジル” |
| 第5章 ブラジルの建設事情 | |

体 裁 上製本ビニールカバー付 9ボ横組 180頁
頒 価 800円（送料共） 10部以上ご購入の場合は1割引

申 込 全国農業土木技術連盟宛お申込み下さい。

軟弱な砂質地盤の締固め杭工法

河北瀉干拓・内灘橋基礎工について

田 仲 喜一郎* 山 本 寅 吉**

目 次

1. まえがき.....(44)	5. 砂の締固め効果を考慮した杭の設計.....(48)
2. 基礎地盤の状況.....(44)	6. 締固め杭の施工と効果.....(50)
3. 橋梁型式の検討.....(46)	7. む す び.....(51)
4. 基礎工の検討.....(48)	

1. まえがき

河北瀉干拓建設事業において昭和43年度に完成した内灘橋は、石川県・内灘砂丘を開さくして新設した放水路（延長約1.7km、幅員110m）を県道が横断する地点に架設されている。建設位置の地形および地質は、日本海によって発達した標高約45m、幅約1.5kmにおよぶ内灘砂丘が、それによって締切られた河北瀉の沿岸へと連続しており、その沿岸は深い沖積粘土層と砂丘のゆるい砂層で構成されている。

このため本橋梁の基礎構造の設計にあたっては、各種の軟弱地盤工法が検討されたが、最適工法として軟弱ではあるが貴重な砂層を生かして、それを支持地盤とする杭工法（締固め杭）を採用した。

締固め杭工法は、軟弱な砂質地盤に短い杭を打ち込み、その周辺の砂の相対密度を大きくし、杭の支持力とともに地盤強度を増加させることにあるが、杭打後の地盤の影響を考慮した杭の設計法は未だ確立されていない。

本文は、ゆるい砂質地盤の場合であるが、設計時に杭による砂の締固め効果を考慮した支持力算定を試み、その施工効果を報告したものであるが、従来古くから用いられている杭工法も、構造物形式などと合わせて検討することにより軟弱地盤対策の有効な工法のひとつとして、十分適用できる可能性があると思われる。

この中で特に設計・施工の手順方法など、基礎的な研究を含めてさらに検討する事項も多いので、読者諸賢のご教示もまたお願いしたい。

2. 基礎地盤の状況

架橋位置周辺の地質は、砂丘の影響で上層の標高約(-)8~(-)13m

* 水資源開発公団計画部
** 北陸農政局金沢施工調査事務所

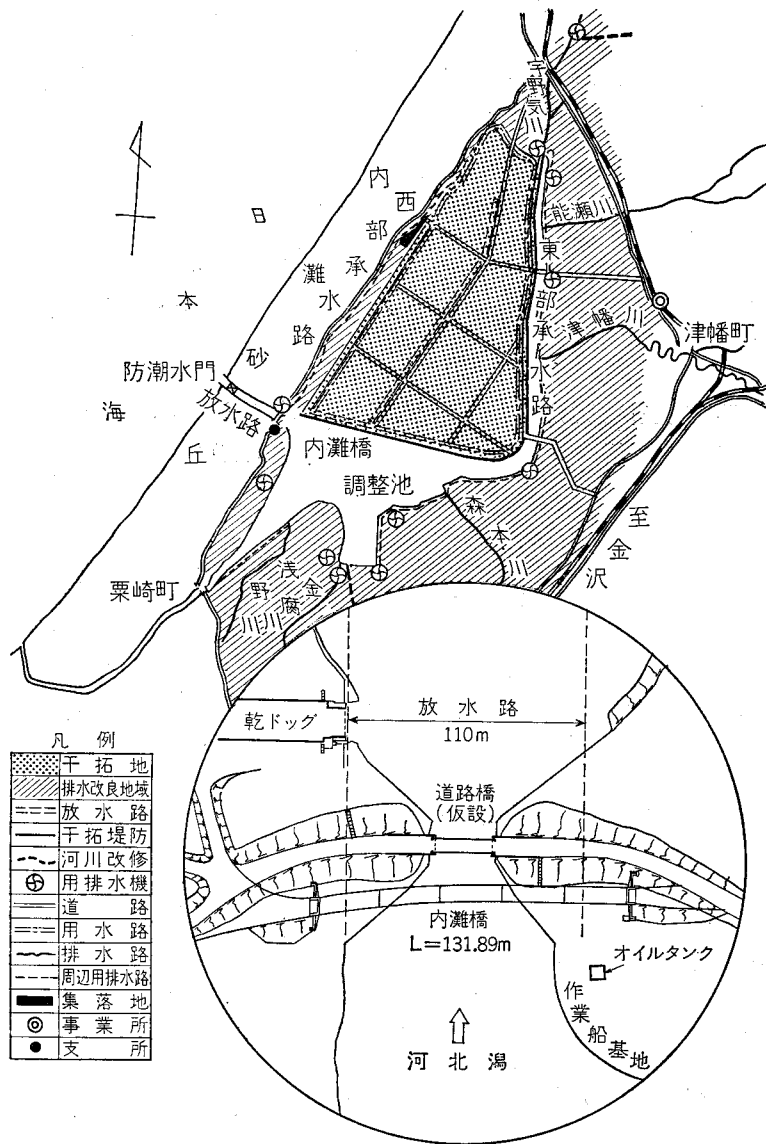
表-1 内 灘 橋 概 要

項 目	内 容		
橋 長	131.89m		
幅 員	全幅員7.2m 有効幅員6.5m		
曲 線 半 径	465m 左85°		
最 急 勾 配	4%		
横 断 勾 配	1.5%		
主 桁	ポストテンション方式 プレストレスコンクリート桁		
橋 台	2基 鉄筋コンクリート扶壁		
橋 脚	4基 鉄筋コンクリート		
上部 等 級	1等橋		
構造 径 間	25.63m 5径間		
下 部 構 造	基 礎	鉄筋コンクリートフーチング R C 杭 φ=400mm ℓ=2.5~7.5m	
	設 計 荷 重	橋台	常時反力 杭29.9t/本 (26.5t/m ²) 地震 " "41.9 " (33.4 ") 水平4.2t/本, 合震度0.22
		橋脚	常時反力 杭20.1t/本 (13.9t/m ²) 地震 " "27.7 " (20.0 ") 水平4.1t/本, 合震度0.22
	地 盤	現況ゆるい砂層N=4~50, 締固め改良N>33	

以上は平均粒径 $d_m=0.3mm$ の比較的均一な砂であり、下層のそれ以深標高(-)33~(-)43mまでは、厚い沖積粘土が存在している。

(1) 上層部・砂の性質

砂層の厚さは平均約8mにおよぶが、そのうちの表部の厚さ約3mは、極めてルーズ(N<10)な状態であり、下部の厚さ約5mの締った(N≒10~50)砂層と極端な対象を示している。このため、現況の表部地盤強度からは、橋台、橋脚の直接基礎として、一応不適であるかと判定した。しかし、固く締った下部砂層の部分は、基礎形式とその荷重によっては、支持層となり得ることも考えられた。



図一 河北潟干拓内灘橋位置

表一 土質諸元

諸元	区分	上層部・砂	下部層・粘土	諸元	区分	上層部・砂	下部層・粘土
真比重 γ		2.65	2.68~2.73	先行荷重 P_0 kg/cm ²		—	1.8~2.5
乾燥密度 γ_d		1.50	0.75~1.02	圧縮指数 C_c		—	1.03~1.26
湿潤密度 γ_l		1.82	1.43~1.64	標準貫入 N		4~50	—
含水比 $\omega_0\%$		21.6%	60.3~90.2	圧縮強度 kg/cm ²		—	1.3~2.0
間隙比 e_0		0.77	1.67~2.55				

(2) 下層部・沖積粘土の性質

砂丘の下に存在する厚さ約20mにおよぶ沖積粘土は、河北潟周辺全域にひろがる軟弱粘土層と連続するもので

あるが、潟部分のそれとは、力学的特性において著しく異なる点があった。それは、上層部砂丘の上載荷重によって、過去に大きな先行荷重（平均約20t/m²）を受けて

いることである。したがってこの粘土層は、先行荷重以外の基礎荷重に対する圧密沈下現象は起きないと判定でき、実際に施工後約4ケ年を経過していた仮設橋梁（有

効幅員5.5m、橋長26.3m、TL-20、上部工プレートガーダー、下部エボックス型シートパイル、砂層部支持）の沈下は認められなかった。

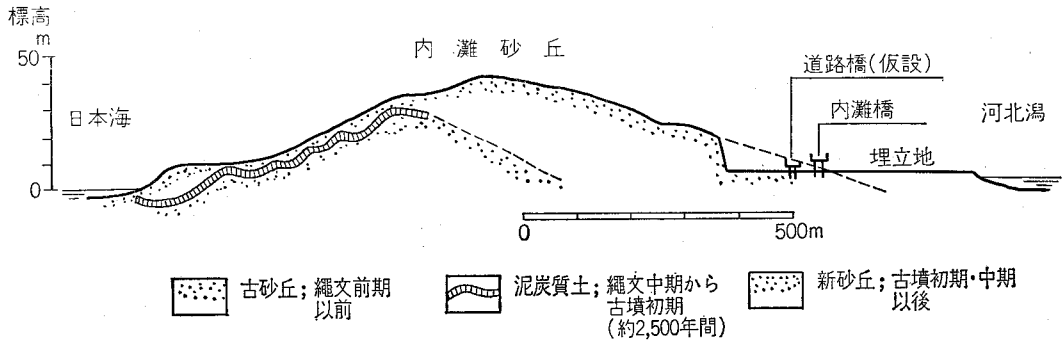


図-2 内灘砂丘の発達過程

一方、表-2に示すような土質力学的地盤調査と同時に、地質学的調査検討も併行させていったが、その結果は図-2のように、砂丘の発達過程が極めて明確になりその移動も河北潟側へと徐々に進行していることがわかった。そして架橋位置は、かつて新砂丘の端部にかかる地帯を浚渫船で掘さくし、河北潟沿岸埋立用土に用いた跡地であることが判明した。

これから、砂層の表層が極めて軟弱なのは、掘り跡地の埋戻し砂であること、さらに粘土層の先行荷重が大きいことは、新砂丘が高さ10m以上にわたって存在していた事実から説明することができた。

3. 橋梁型式の検討

(1) 径間割

放水路は、洪水を河北潟から日本海へ排除するものであるが、稼働終了後のポンプ浚渫船の、外海への航路としても使用した。このため放水路を横断する本橋中央部は、最少支間約25m、水面からは桁下約6.50mのクリアランスを必要とした。

したがって、径間割は先づ奇数割とし、中央部は航路を確保すること、万一の不等沈下が生じた場合を配慮して等径間割が適当であるので、3、5の等径間割のケースを検討した。

3径間割の場合、橋台、橋脚に相当な水平および垂直反力が生じ、その支持層として上層部砂層をたよりにすることは不可能であり、いきおい下層部沖積層を貫ぬいてさらに下層に支持基盤を求めねばならなくなる。

このようなことから、経済的な面および橋梁美観など総合的に判定した結果、5径間割が適当であった。

(2) 構造

橋梁上部構造としては、基礎地盤の状況から活荷重単純桁とすることが安全であるが、桁構造としては材質の

種類からP・Sコンクリートと鋼構造が考えられた。

P・C構造の場合は、下部工に対する死荷重が比較的大きくなる傾向にあるが、桁高が低くなり、このための取付道路の計画高を下げることができ、盛土量を節約できた。

鋼構造の場合、上と比較して下部工の構造は小さく

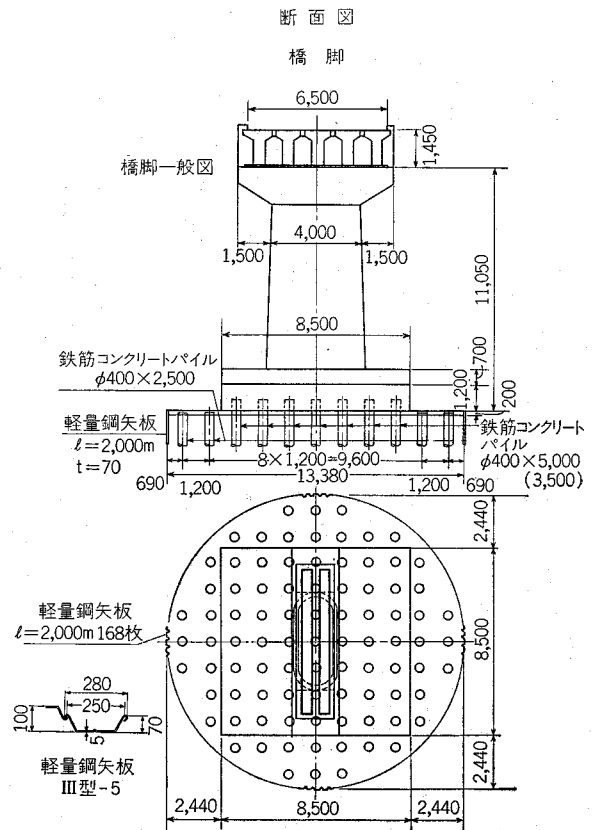
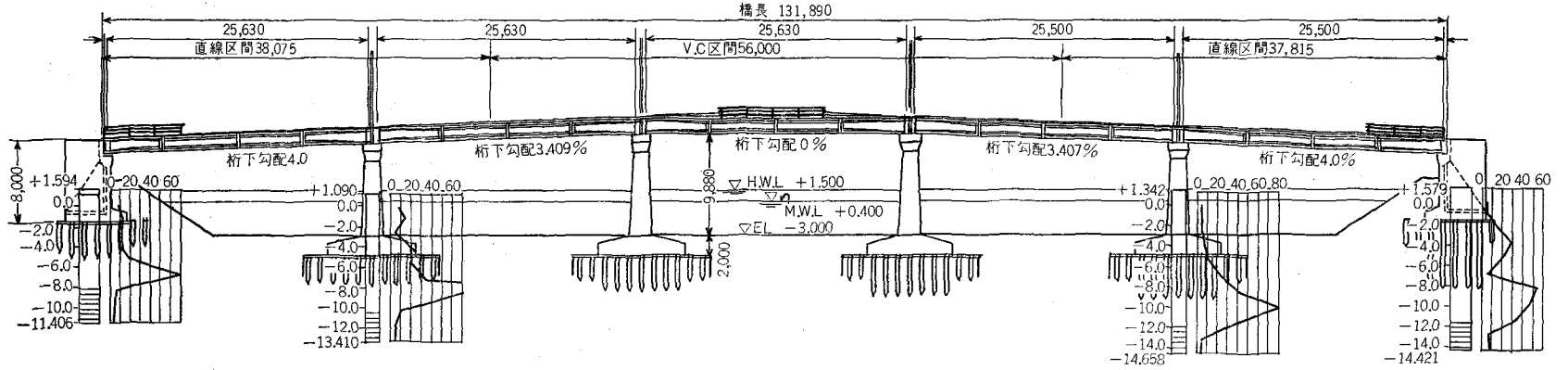


図-3 内灘橋一般構造図

側面図



平面図

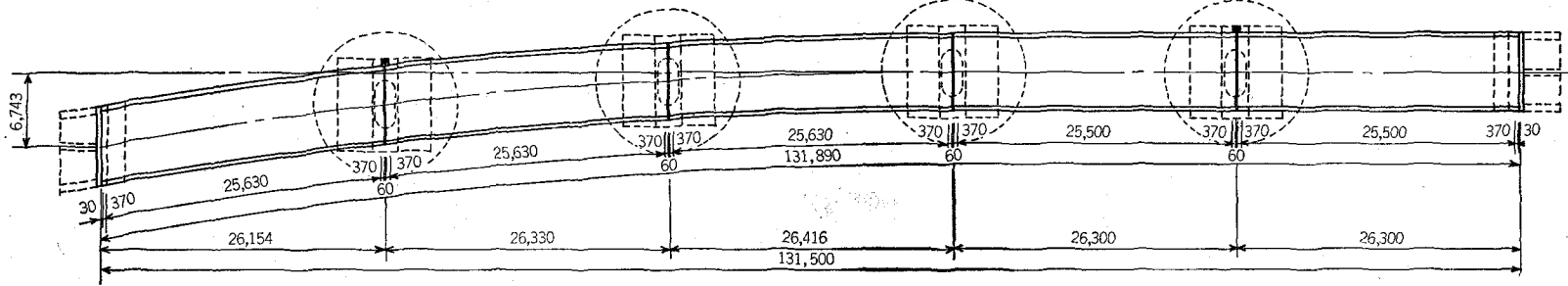


図-3 内灘橋一般構造図

てすむが、結局全体経費（取付道路等も含む）では、殆んどその差は認められなかった。

しかし、これら建設費の他に、完成後の維持管理費を検討したとき、海風の影響など、鋼構造の場合は多大な経費が見込まれ、総合的な判定においてはP・C構造の方が有利であった。

橋梁下部構造としては、基礎構造との関連もあるが橋台、橋脚ともに鉄筋コンクリート構造とした。

4. 基礎工の検討

一般に橋梁基礎工事としては、フーチング基礎工、杭工、ウエル工などが用いられている。本橋の場合は、2の地質状況から先づフーチング基礎工は、その大きさによって設計荷重を小さくすることもでき、最も経済的工法ではあるが、地盤上層部の砂の状態からして不安である。杭基礎工については、一般の設計方法からすると、長尺杭となり、経費が増大する傾向にある。ウエル基礎工は、上層部砂層ではその深さが十分でなく、設計荷重も比較的大きくなり得策ではない。

以上のように、先づ一般的な設計方法の検討を行なうからさらに経済的な施工法をつめた結果、砂質地盤の下部（N≒50）を支持層としてとらえ、表部（N<10）を締固めることにより、地盤強度を増加させ、それらに耐え得る設計荷重を与えるようなフーチング工が最適であった。

すなわち、砂質地盤に短かい、いわゆる地固杭を打ち込み、その部分の砂の相対密度を大きくし、構造物上載部分の地盤強度増加させると同時に、支持杭としての支持力も大きくすることによって、上層部砂層を効果的に利用することができる。したがって基礎構造としては、図一3のように杭による締固め効果を増大させることと、さらに砂の成状から地震時の液状化防止対策として、基礎工周囲を鋼矢抜で巻立て、その中にコンクリートパイプを砂質地盤の下部上面にとどく長さに打込んだ。

このため、これらの設計にあたっては、(1)締固め杭による支持力の増加 (2)締固め杭による地盤強度の増加 (3)仮想ウエル工としての安定計算、検討を行ない、いろいろな角度からの安全性に配慮していった。

5. 砂の締固め効果を考慮した杭の設計

ゆるい地盤において、その地盤強度と支持力を増大させる締固め杭は、古くから一般に用いられてきている。そしてその理論的または実証的解明もいくつか試みられてきている。ここでは、これらの研究で、本地盤に適用できるであろう方式を用いて設計計算を進めた。

杭の支持力については、静力学公式に属するTerzaghi公式⁽¹⁾によった。

$$R_u = q_a \cdot A_p + U \cdot \ell \cdot f_s \quad \dots\dots\dots(1)$$

R_u : 杭の極限支持力 (t)

A_p : 杭先端面積 (m²)

q_a 杭: 先端地盤の極限支持力度 (t/m²)

U : 杭の周長 (m)

ℓ : 地中部分にある杭長 (m)

f_s : 杭周面摩擦力 (t/m²)

$$q_a = 0.6 \cdot r \cdot \gamma_1 \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

N_r, N_q : 杭先端地盤内部摩擦角 ϕ の支持力係数

γ_1 : 杭先端から下の土の単位体積重量 (t/m³)

γ_2 : 杭先端から上の土の単位体積重量 (t/m³)

r : 杭の半径 (m)

D_f : 地盤表面から杭先端までの深さ (m)

杭の周辺摩擦による低抗力、 f_s については、実際上は杭の実情においてどのような値が、どのような分布で作用するのか問題の把握が複雑であるが、実用的には、標準貫入試験値（N値）との関係で表わしている⁽¹⁾場合が多い。しかし粘土地盤においては粘着力が支配する要大きいのに対し、砂質地盤では主として土の側方への移素が動圧縮の状態が大きな影響を及ぼすように一概に判断するのは難しい。

本地盤のような砂質地盤における杭の周辺摩擦抵抗力 f_s は、さらに次のような関係にある。

$$f_s = \gamma \cdot \ell \cdot K_0 \cdot \mu \quad \dots\dots\dots(2)$$

γ : 土の有効単位体積重量 (t/m³)

K_0 : 静止土圧係数

μ : 杭と土の摩擦係数

ここで、地盤に杭が打込まれた場合、土が締固まるのは、主として周囲の土が水平面内で横方向に圧せられるためであり、このことは杭に対しては、静止土圧係数 K_0 が増加することを意味すると考えられる。

砂質地盤におけるこのような関係の研究が西田、保田⁽²⁾によって行なわれ、次式が示されている。

$$K_0' = \frac{1}{2} \left\{ (1+2K_0) 10^{a^2(1+e_0)/C_c b^2(b^2-a^2)} - 1 \right\} \dots\dots\dots(3)$$

K_0' : 杭打後の静止土圧係数

K_0 : 原地盤の静止土圧係数

a : 杭の半径 (m)

$2b$: 杭の間隔 (m)

e_0 : 原地盤の間隙比

C_c : 原地盤の圧縮指数

したがって、ゆるい砂質地盤に杭を比較的密に（最小間隔は杭直径の3～4倍）打込んでいく場合の、施工後の杭の支持力は、(3)、(2)、(1)式の手順で知ることができ

表-3 杭の支持力の計算

区 分	$f_s = \gamma \ell K_o \mu t$		$q_d = 0.6 r \gamma_1 N_r + \gamma_2 D_f N_q$				R_U	R_a	$R_{a'}$	設計荷重	
	K_o	f_s	ϕ	N_r	N_q	q_d				R_o	R_o'
現況地盤	0.5	t/m ² 0.9	40°	114	83	t/m ² 311	t/本 44.3	t/本 14.8	t/本 22.1	t/本 20.1	t/本 27.7
改良地盤	3.0	5.4				311	70.0	23.3	35.0		

(注) R_U ; (1)式による杭の極限支持力

$$R_a; = \frac{1}{3} R_U \text{ 杭の長期許容支持力}$$

$$R_{a'}; = \frac{1}{2} R_U \text{ 短期 "}$$

R_o ; 杭の常時(長期)設計荷重

R_o' ; " 地震時(短期)

K_o' ; (3)式による計算値。 $K_o=0.5, a=0.2, 2b=1.20, e_o=0.77$ の場合

$$K_o' = 3.48 > K_p = 3.0$$

f_s ; (2)式による計算値。 $\gamma=0.8, \ell=4.5, \mu=0.5$

q_d ; $r=0.2, \gamma_1=\gamma_2=0.8, D_f=4.5, U=1.26, A_p=0.126$

る。表-3は計算結果であるが、杭径0.4m,間隔1.20mは設計荷重を満足させる組合せによって決めたが、この場合杭打後の静止土圧係数 K_o' の値は、実際には受働土圧係数 K_p に近い値になる⁽³⁾ともいわれ、安全のために値の小さい方を採用している。これからみると、従来の現況地盤諸元からだけの計算値は実際には過少であるといえよう。

また、ゆるい砂質地盤は、施工上の表面層の攪乱、さらには直接の基礎面としては不安があるので、締固の杭は当然地盤の強化 ($N > 30$) もその重要な目的のひとつとなる。

このため先の杭を打込むことによって、地盤のN値がどの程度増加していくのか推定する必要がある。

締固め杭による周囲の土の影響の範囲は、杭直径の3

~8倍(砂質地盤の場合)とされているが、それによる砂の内部摩擦角の変化は実験的に次のように示されている。⁽³⁾

$$\phi_2 = \frac{\phi_1 + 40^\circ}{2} \dots \dots \dots (4)$$

ϕ_1 ; 原地盤(表部)の砂の内部摩擦角(°)

ϕ_2 ; 杭打後に杭周辺に生じる砂の内部摩擦角(°)

杭打後の地盤の内部摩擦角 ϕ_2 を知ることによって、次の Dunham の関係式(砂の丸い粒子で一樣は粒径のもの)から、杭打後の地盤のN値を推定することができる。

$$\phi_2 = \sqrt{12N + 15} \dots \dots \dots (5)$$

表-4に示すように、杭打後の地盤の強度は、 $N = 33$

表-4 地盤地耐力の計算

区 分	$q_d' = 0.4 \gamma \cdot \beta \cdot N_r$				q_a	$q_{a'}$	設計荷重	
	N	$\phi_{1,2}$	N_{eq}	q_d'			q_o	q_o'
現況地盤	19	30°	7.5	t/m ² 20.4	t/m ² 6.8	t/m ² 13.6	t/m ² 13.9	t/m ² 20.0
改良地盤	33	35	25.0	68.2	22.7	45.4		

(注) $q_{d'}$; Terzaghi 公式による地盤地耐力

$$\gamma = 0.8, \beta = 8.5$$

ϕ_2 ; (4)式による計算値 $\phi_1 = 30$

N; (5)式による計算値 $\phi_2 = 35$

$$q_2; = \frac{1}{3} q_d \text{ 長期許容地盤地耐力}$$

$$q_{a'}; = \frac{2}{3} q_d \text{ 短期 "}$$

q_o ; 常時(長期)設計荷重

q_o' ; 地震時(短期) "

程度に基礎面の強化が期待でき、仮に直接基礎としての地耐力をみても、その場合の設計荷重を満足できる。

以上が、締固め杭の設計上の検討経過であるが、この場合、先にもふれたように締固め効果を十分もたせることで、基礎工の周囲を鋼矢板で閉鎖する工法を採った。したがって、矢板内部と外部では地盤の砂に相当の密度差を生じ、このことは各荷重の作用時には内部の地盤と外部のそれとが、異なる挙動を示すことが考えられる。すなわち基礎工全体からみると、矢板深さのウエル（仮想）を支持地盤まで落し込んだ恰好にもなる。

このため、基礎工全体の安定計算として、さらに矢板深さの根入れを持った基礎構造物としての、特に下層の支持砂質地盤下の粘土層に対する滑り計算もあわせて検討していった。

6. 締固め杭の施工と効果

本橋梁の施工の時期、すなわち干拓工事全体工程上のタイミングとしては、干拓堤防締切り前を設定し実施して行った。したがって特に本工事の基礎部の施工は、別途実施中であった放水路掘さく工事の浚渫船などの定期整備期間を当て、その施工法としては、築島によって一時放水路を締切り、容易な作業条件下で実施できるよう工夫した。工事全体の工程は、表一五に示すとおりであるが、ここで特に、締固め杭による基礎工に関する施工法、施工管理および施工結果を述べたい。

この基礎工の特徴は、5で述べたように、ゆるい砂質地盤を杭の打込みによって締固め、砂の相対密度を大きくして地盤強度とともに杭の支持力の増加を図るものであった。このため杭打ち施工は、それらの効果を確認しつつ工事を進めて行く必要があった。

表一五 内灘橋工事工程

工種	42年			43年						
	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月
築島										
土留仮設矢板	打込									引抜
ウエルポイント				運	転					
掘さく										
橋台				2基						
橋脚				4基						
上部工製作・架設				主桁製作25本 架設						
取付道路						盛土				
通行管理									通行	

施工は先づ、架設地点の築島の基礎掘さくから開始したが、その排水は(-)5 mまでウエルポイント工法を用いて行ない、以上の施工の完全なドライワークができるよう配慮した。基礎杭の打込みにさきだつては、杭群の外周に砂の側方移動あるいは流動を防ぐ上で鋼矢板を巻くとともに、杭打ち順序も外周から中央に向けて回し打ち施工とし、地盤の締固め効果がより以上に期待できるよう工夫した。

しかし、このような場合、これらの杭が実際にはどの程度の支持力を有しているのか、特に重要な施工上の要点となる。したがって、これらの施工管理としては、先づ杭の直接載荷試験と杭の打止め記録による動力学計算公式からの支持力を比較検討して、その最も相関性のある次式の建築基準法施行令式を選び出し、各々の杭の許容支持力を確認していった。

$$R_a = \frac{F}{5S + 0.1} \dots\dots\dots (6)$$

R_a : 杭の許容支持力 (t/m²)

表一六 締固め杭による地盤の標準貫入試験値 (N) の変化

位置 区分 深度	橋台 (A ₁)			橋脚 (P ₂)			橋脚 (P ₃)			橋脚 (P ₄)		
	杭打前	杭打後		杭打前	杭打後		杭打前	杭打後		杭打前	杭打後	
		端部	中央		端部	中央		端部	中央		端部	中央
(m)												
(-) 3.0	16	22	34									
	19	33	45									
4.0	11	30	40									
5.0	22	27	33									
6.0	31	40	40	13	18	21	11	13	21	17	20	22
7.0				5	21	30	14	21	31	20	28	26
8.0				4	35	32	14	31	35	22	24	40
9.0				15	33	33	16	36	45	40	40	53
10.0				19	49	57	17	49	58	49	56	66
平均値	20	31	39	12	32	35	15	30	38	30	34	42

F : 杭の打撃エネルギー (t-m)

S : 杭の貫入量 (m)

また、地盤強度の増加については、杭打前後のN値を測定していった。表-6は主な地点のその結果であるが、それらの平均値において大体設計推定値 $N > 33$ を示し、地盤の締固めについても一応初期の目的を果たしたと思われる。図-4による関係図からは、この場合大別

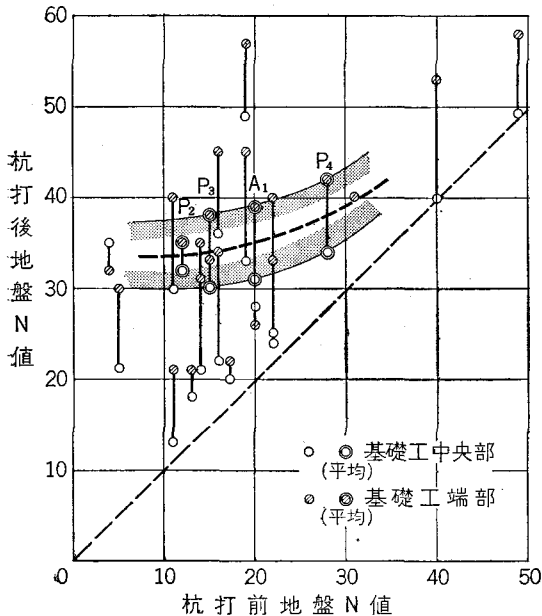


図-4 締固め杭による地盤N値の変化

して現況地盤が $N < 20$ でその増加が10~20程度、 $N > 20$ では10程度を示している。しかし基礎工中央部付近と端部では、施工法などの影響もあろうが、8程度の差異がみられる。

7. むすび

本橋梁下部基礎工の設計は、沖積粘土層をおおう比較的薄くゆるい砂層を杭によって締固め、基盤として有効に利用し、一種の浮基礎工法を採ったところに特徴がある。

締固め杭の設計および施工は、先づ砂質地盤の杭による締固め効果を諸式などの関連づけから杭の支持力と地盤の強化を推定し、施工においてはそれらの効果をより期待できるような施工上の配慮をしつつ実施し、その効果を諸現地試験で確認してきたが、幸いこの地盤においては一応その成果をみる事ができたと思われる。しかし本工法については、設計施工上の課題として以下のような点で、今後の研究に待つところも多いと考えられる。

(1) 砂質地盤に杭を打ち込んだ場合、確かにある範囲

の顕著な現象として締固め効果がみられるが、現況地盤の砂の物理的諸元、さらに厚さなどから最適な杭径、長さ、間隔(配置)を決める方法を、理論的また実験的な積み重ねから求めよう。 (現在の諸研究は杭が単独の場合など比較的ミクロな見方が多い。)

(2) 締固め杭によって、杭の支持力はもちろん杭間の砂地盤の強化も相当促進されるので、このような杭基礎の設計の場合、杭と基礎底面地盤・両者の反力を考慮した設計が妥当に思う。(本設計は現行の杭の一般的な設計規準にしたがい、その安全性から杭のみの反力による。)このためには、両者の反力分担割合などに関する説明が待たれる。

(3) 砂質地盤の締固め効果は、この場合、鋼板バットのワク内に杭を打込んでいった施工上の条件があるが、その効果が平面的にも、深さ的にも差異がでている。したがって基礎の大きさに対する締固め効果を期待できる範囲など厳密には設計施工上配慮しなければならない点と思われる。

これらの解決によって、締固め杭工法はゆるい砂質地盤などにおけるさらに有効な工法になり得ると思われる。

一般に沖積層地帯におけるこのような地盤構成の場合の重構造物基礎工法は、鋼管など杭材質、さらに施工機械などの発達もあって、いきおい深層基礎工法が採られる傾向にある。しかし地盤の総合的な調査、試験、検討を十分行うことにより、中間層を支持層としたり浅い基礎工法を採ることも可能な場合もあり得ると思われる、このことはやがて全体工事費の節減となって報われるはずである。

おわりに、本工事の設計施工にわたって、特に地質に関する指導をいただいた金沢大学理学部紺野美夫教授、土木に関して金沢大学工学部西田美親教授、さらに施工面での指揮をされた北陸農政局建設部開発課木下昌之氏に対し、深く謝意を表わす幸いです。

(参考文献)

- (1) 道路橋下部構造設計指針(基礎)の設計篇, 日本道路協会
- (2) Y. Nishida; Determination of Stresses around a Compaction Pile, Proc. 5th International Conf. Soilmech. (1961)
西田美親・保田市兵衛; 締固め杭に関する基本的研究 土木学会論文集第69号 (1960)
- (3) 土質工学ハンドブック 土質学会編
P 424~425

シールド工法による取水施設の設計施工について

(東郷調整池から東郷浄水場へ)

早乙女 昭 三* 平 松 道 良**

目	次
まえがき.....(52)	5. シールド機械及びセグメントの選定.....(56)
1. 工法の選定.....(52)	6. 設計内容.....(58)
2. 工事概要.....(53)	7. 仮設計画.....(62)
3. 愛知用水の水利計画.....(54)	8. 施 工.....(63)
4. 設計諸元.....(54)	あとがき.....(64)

まえがき

愛知用水は木曾川牧尾ダムを主水源として、調整池1, 幹線水路112軒, 支線水路1,100軒を通じて15,000 haの農業用水(21,514m³/s), 名古屋市外19ヶ町村100万人の飲料水(294,000m³/日), 名古屋南部臨海工業地帯の新日鉄他46工場の工業用水(723,000m³/日)を供給する重要水利施設である。ここ10年間に名古屋市及びその周辺地域の開発, 都市化の進展は著しく, 農業用水から都市用水への転用(39年9月, 3m²/s, 43年3月, 3.805m²/s), 更には追加都市用水(47年7月, 2.61m²/s, 隣接水系矢作川から導入, 48年, 2.496m³/s)とその水利配分

が変更され, 幹線断面の高度利用に通じる都市用水の追加が行われてきている。

本文にいう取水施設は, この追加都市用水関連の新規分水地点を愛知用水幹線中の東郷調整池(アースダム, 堤高30m, 水深18m, 有効貯水量900万m³)地点として計画するもので, 調整池を湛水したまま西部堤防下をクロスして池内より取水する工法の策定が必要であった。

建設工事は公団が直轄管理する重要施設内工事であり, 沈下, 漏水, 配水管理との関連上, 愛知県水道局からの委託で設計施工を行うこととした。

1. 工法の選定

調整池内よりの取水工法として考えられるものは次のとおりである。

表・1 各工法の得失

工 種		工 法 の 得 失
池 内	ドライワークとケーソンの比較	鋼矢板締切 オープンドライ ワーク工法 ①長尺鋼矢板打込, 引抜きによるブランケットの破壊により漏水の原因となるおそれがある。 ②二重締切の土砂量が40,000m ³ にもなり工期及び経費上難あり。 ③低質土のN値が30以上あり鋼矢板($l=12m$ 以上)の打込が困難。
	築島ケーソン	①湛水のまま施工することが容易である。 ②シールドとの接合部の施工がむづかしい。
堤 体 下	一般トンネルとシールドトンネルの比較	①掘削の余掘が多くなり地盤沈下の可能性がある。 ②湛水のままでの施工であるので安全性に欠ける。 ③地下水があり切羽の自立しない地盤では施工が困難
	シールドトンネル	①余掘が少なく, 一次覆工及び裏込注入を連続して施工するので地盤沈下が少ない。 ②ブラインド等を取付ることにより安全性の高い施工ができる。 ③圧気工法の併用が容易であり湧水等に対処できる。 ④工事費が高くなる。

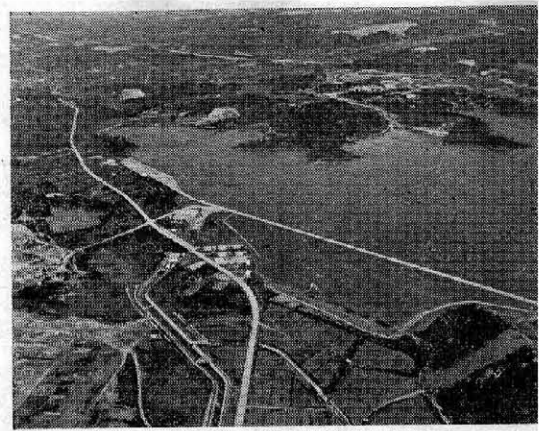
* 水資源開発公団中部支社施設課長

** 水資源開発公団中部支社

以上比較検討の結果、配水管理を伴った施設内でこのような施工条件を満足する工法として、取水塔は築島によるニューマチックケーソンとし、導水路はシールド工法を採用することとした。

シールド工法は最近市街地におけるトンネル工事としてさかんに採用されるようになり、シールド機械についても研究開発され、設計施工技術の向上もめざましいものがあり、これらの諸条件に適した工法である。

本稿では、このような条件下での設計施工の概要とその問題点について報告する。



写真一 上空から見た東郷調整池



図一 施工ケ所周辺図

2. 工事の概要

1-1 シールド工

- (1) シールド工 (スチールセグメント)
 - 内径2,800mm, 外径3,100mm
 - $\ell = 152.46\text{m}$ (直線部65.54m, 曲線部86.92m)

1-2 取水塔工

- (1) 取水塔本体 (築島ケーソン)
 - 鉄筋コンクリート造 内巾8.00m×8.00m×高さ20.80m
- (2) 取水弁扉
 - 鋼製弁扉 $\phi 1,800\text{mm}$ 2門

(3) 取水塔上屋

鉄筋コンクリート造約75m² 1棟

1-3 連絡橋工

鋼桁歩道橋1橋

巾員2.00m 橋長25.90m, 支間25.20m

活荷重 床組に対して500kg/m², 線荷重7.00t/m

主桁に対して350kg/m², 風荷重200kg/m²

1-4 鋼管布設工

- (1) 鋼管布設 口径1,800mm, 管厚16mm

管長(直管)4.0m

延長沈埋部54.54m, 取水塔内10m

シールド内(立坑部含む)164.92m

計229.46m

- (2) 制水弁 2ヶ

バタフライバルブ(離脱式) $\phi 1,800\text{mm}$

- (3) 薬液注入工 1式

1-5 観測計器設置工

- (a) 間隙水圧計 1ヶ所
- (b) 土圧計 8ヶ所
- (c) 歪計 8ヶ所
- (d) 岩盤圧縮変位計 1ヶ所

1-6 仮設工

- (1) 築島用鋼矢板(Ⅲ型 $\ell = 8.0\text{m} \sim 15.50\text{m}$)

延長62.80m

- (2) 三脚デリック及び作業用仮棧橋

三脚デリック用基礎

3.00m² 3ヶ所, 6.00m² 1ヶ所

作業用仮棧橋

284m² 1ヶ所

設計荷重TL-20t

- (3) 発進立坑

コンクリート造巾6.57m×長15.15m×深8.3m

東郷浄水場平面図

取水施設平面図

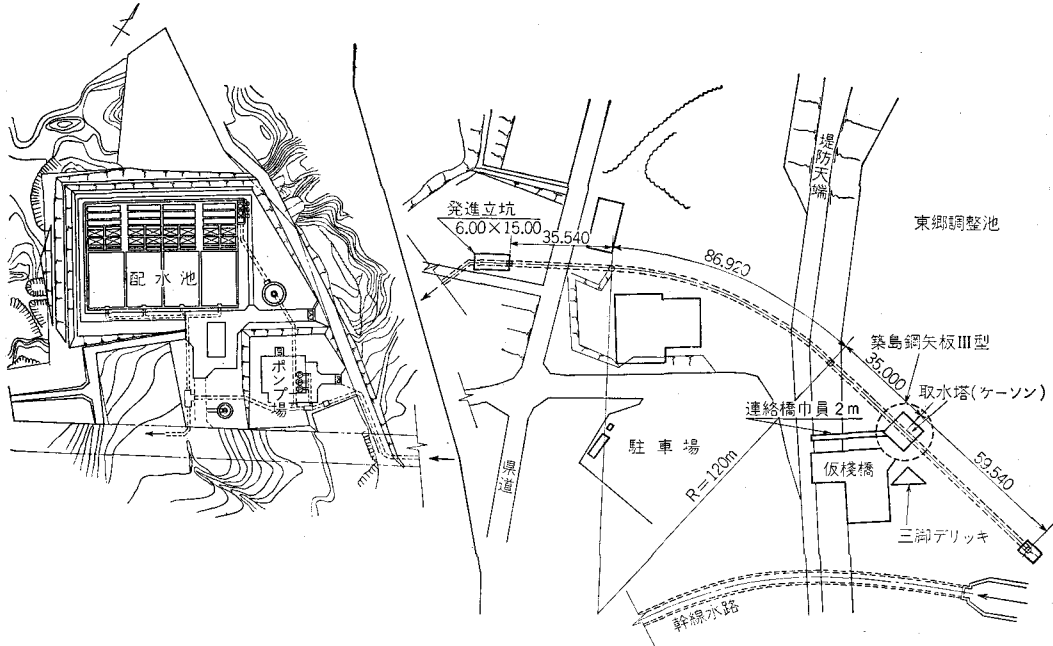


図-2

3. 愛知用水の水利計画

愛知用水は農業用水を主目的として建設されたが、最近の都市用水の需要増により、取水量も表-2のとおり都市用水の占める割合が多くなってきている。東郷浄水

場へ取水する水は、木曾川上流に建設が予定されている新規ダムによって生み出された水を当てることとなっているが、当面現在暫定取水している 2.61m³/s をあてる計画である。

表-2 上・工業用水，農業用水年間取水量計画表

時 点	都市用水 転用追加	農 業 用 水	都 市 用 水	計	計算年次	取水条件
昭和 39年9月	3.00 m ³ /s 転 用	111,344,100 44.36	139,608,000 55.64	250,952,100 100	昭和18年～ 27年10ヶ年 平均	兼山200m ³ /s 以上導入
43年3月	3.805m ³ /s 転 用	71,525,000 21.26	264,849,000 78.74	336,374,000 100	同 上 10年平均	同 上 佐布里池を新 たに折込む
47年7月	2.61m ³ /s 追 加	71,525,000 17.23	343,415,000 82.77	414,940,000 100	同 上 10年平均	兼山200m ³ /s を150m ³ /sに 変更
47年 (11月)	2.496m ³ /s 矢作導入	71,525,000 14.49	422,128,856 85.81	493,653,856 100	矢作導入量 年間 m ³ 78,713,956	同 上

4. 設計諸元

4.1 地 質

第三紀層鮮新世瀬戸層群矢田川類層

走行傾斜：E-W～N.W.W-SEE

5°～8°単斜構造

特 徴：砂岩と泥岩の互層で亜炭層及火山灰層を介在している。

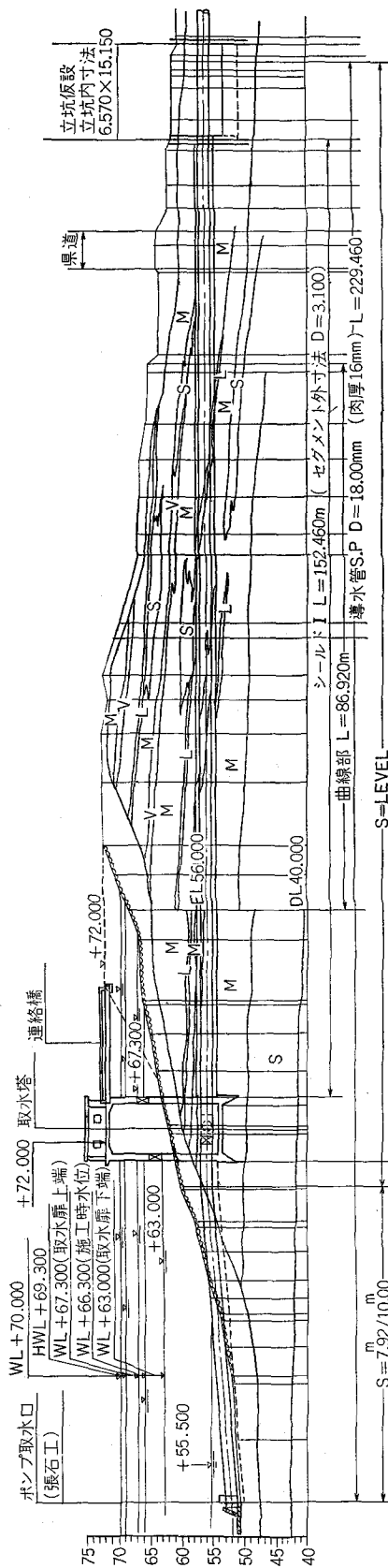


図 3-1 縦断面

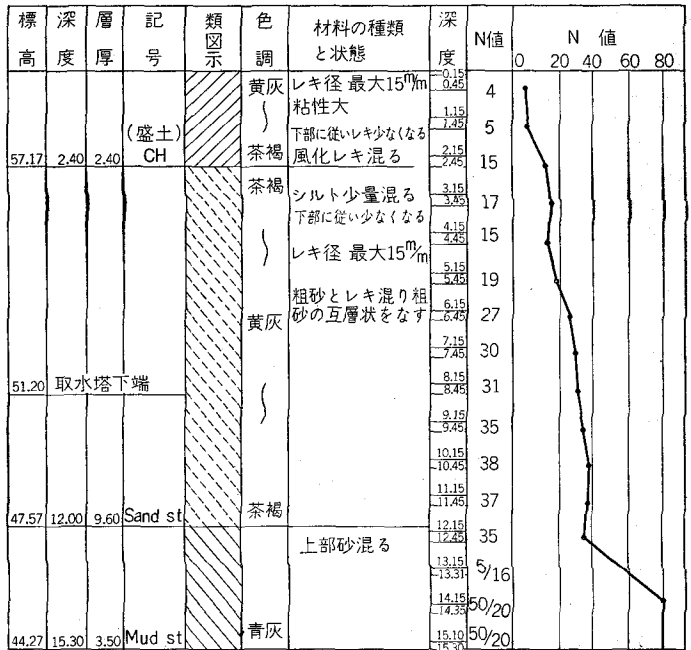


図 3-2 取水塔附近地質柱状図

図 3-1 縦断面

調査孔径 66m/m
孔内水位 GL-2 500m

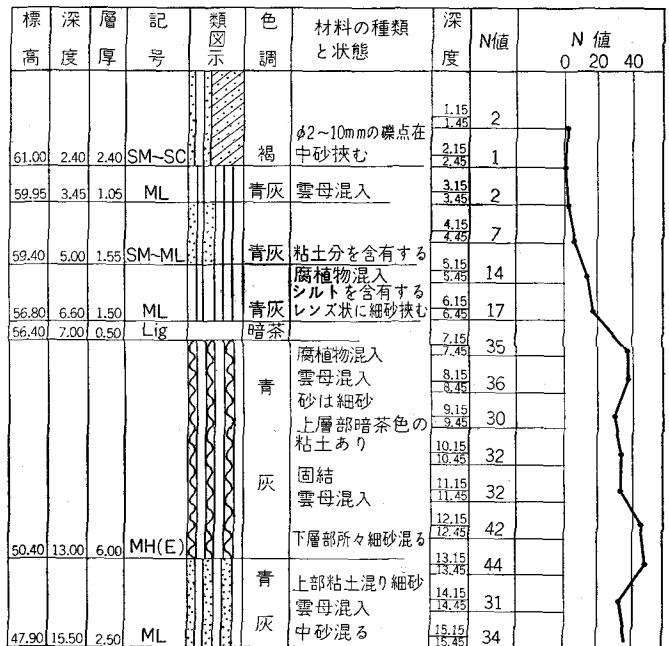


図 3-3 立坑附近地質柱状図

4・2 透水係数

砂質泥岩部 $1.7 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$

砂質部 $1.3 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$

4・3 透気係数

算定式 $Q = 2\pi r_0 K_a (H - h_0)$

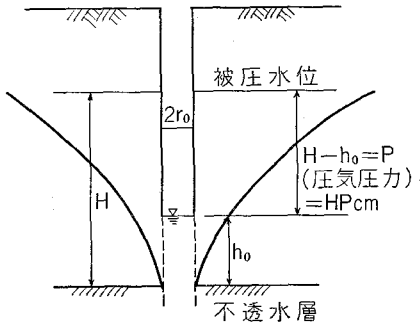


図-4

$$K_a = \frac{Q}{2\pi r_0 (H - h_0)} \text{ cm/sec}$$

Q = 単位時間当りの透気量 (cm^3/sec)

r_0 = 送気孔の半径 (cm)

H = 不透水層より地下水位までの水頭差 (cm)

h_0 = 不透水層より送気管内の水位までの水頭差 (cm)

HP = 送気管内の送気圧 (水頭差に換算) (cm)

上式により砂質泥岩の透気係数は

$$K_a = 1.13 \times 10^{-3} \sim 1.46 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$$

平均 $1.29 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ である。

4・4 取水条件

計画取水位 東郷調整池

HWL 69.30m

NWL 55.50m

LWL 51.00m

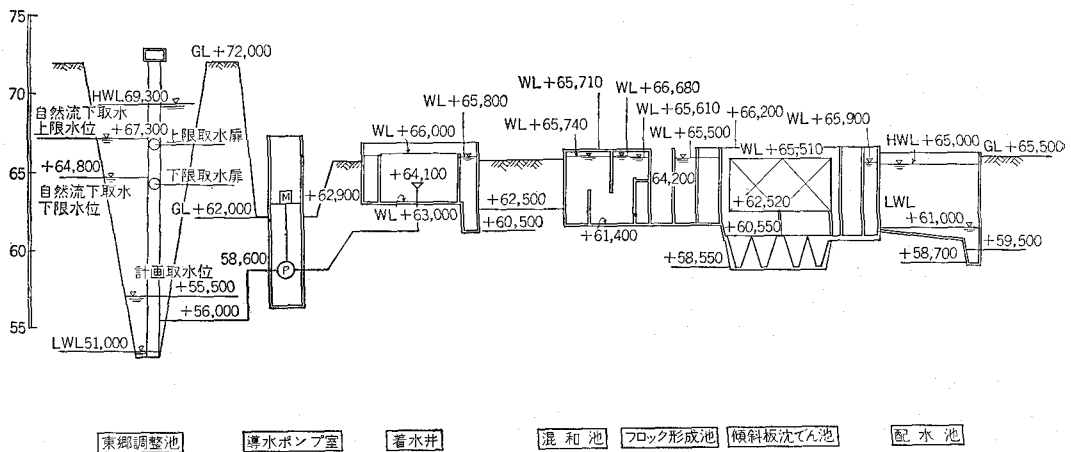


図-5 水位関係図

4・5 取水方式

(1) 自然流下

濁度 15 PPM 以下で水位 E L 69.30m ~ 62.00m...

.....バイパスで直送

濁度 15 PPM 以上で水位 E L 69.30m ~ 67.00m...

.....要水処理

(2) ポンプアップ

濁度 15 PPM 以下で水位 E L 62.00m ~ 55.00m...

.....圧不足

濁度 15 PPM 以上で水位 E L 67.00m ~ 55.50m...

.....要水処理

なおポンプの運転は池の水位 E L 67.00m ~ 63.00m までは 2 台運転とし E L 63.00m ~ 55.50m までは 3 台運転とする。

本工事に使用するシールド機械は手掘り式オープン型であるが、機械の選定及び設計上考慮した点は

- (1) シールド機械の長さは出来るだけ短いものとするため、テールの長さはセグメントの 1 リング長 (75%) に余裕をもたせる程度とした。
- (2) 施工区間の地質は大部分 N 値 30 内外の砂質泥岩層であるが、一部には N 値 10 内外の砂層が介在している。
- (3) シールド掘進に際して貫入方式が不可能な部分があり、施工速度、方向制御の面からある程度先掘りをしなければならぬが、池に近い部分では地下水があり、切羽の崩壊を招く危険がある。
- (4) 曲率半径が 120m で、異形セグメントの使用など高度の施工精度が要求されるため、方向制御が確実に行えること。

これらの諸条件を考慮して砂層、粘土層両用のシールド機械を製作することとした。その主な諸元は次表のとおりである。

5. シールド機械及びセグメントの選定

5・1 シールド機械

表-3・1 手掘り式オープンシールド機械の諸元

名 称	仕 様
セグメント外径	3,100mm
セグメント巾	750mm
セグメント高さ	150mm
シールドジャッキ	10本×60ton×850str×265kg/cm ²
コラムジャッキ	4本×15ton×850str×220kg/cm ²
ハーフムーンジャッキ	2本×15ton×500str×220kg/cm ²
電 動 機	11kw×4P×200V×50 ∞
油 圧 ポンプ	16ℓ/min×265kg/cm ²
オイルタンク	シールドジャッキ14本を使用出来る量
非常用ブラインド	ブラインドの取付可能とすること。
足場板取付金具	掘削用及びセグメント組立用の足場板取付可能とすること。

表-3・2 シールド本体

名 称	寸 法
シールド外径	3,200mm
シールド内径	3,144mm
シールド全長	3,720mm
切羽部長さ	1,050mm
リングガード部長さ	1,167mm
テール部長さ	1,503mm
シールドスキンプレート厚さ	28mm

表-3・3 ジャッキ類

名 称	シールドジャッキ	コラムジャッキ	ハーフムーンジャッキ
本 数	10	4	2
推 力 (ton)	60	15	15
油 圧 (kg/cm ²)	265	220	220
ストローク(mm)	850	850	750

表-3・4 エレクタ

旋 回 装 置	旋回リング回速度 (セグメント クラング中心)	12.4m/min
	油圧モーター	出力120kg/m (油圧120kg/cm ² 流量 10ℓ/min)
昇 降 装 置	平均昇降速度	1 m/min
	昇降ストローク 油圧ジャッキ	400mm 85 ϕ ×60 ϕ ×135str (油圧120kg/cm ² 油量 5ℓ/min)
能 力	押出力	最大 3000kg
	吊上力	650kg
	回転取扱重量	500kg

表-3・5 パワーユニット

電 動 機	11KW×4P×200V×50 ∞
油圧ポンプ	16ℓ/min×265kg/cm ²

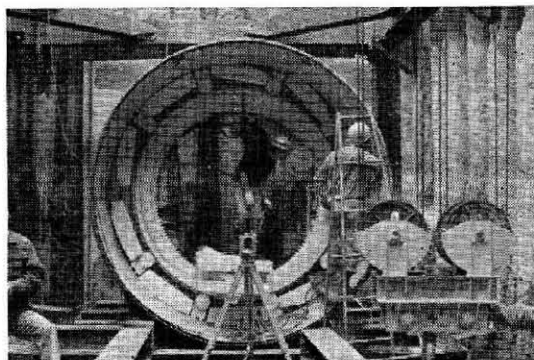


写真-2 シールド機械

5・2 セグメント

一次掘工に使用するセグメントにはコンクリート、鋳鉄、スチールセグメントが一般に使用されているが、その選定に当たっては次のことを考慮してスチールセグメントとした。

- (1) 使用口径、使用場所、使用目的及び安全性、経済性、耐久性等総合的に最も適したものであること。
- (2) 本シールドの場合小口径であり、曲線部(R=120m)の延長が長いので、作業性のよいものであること。

スチールセグメントの構造はA、B、K型の3種で分割数は6分割とし、詳細は次図のとおりである。

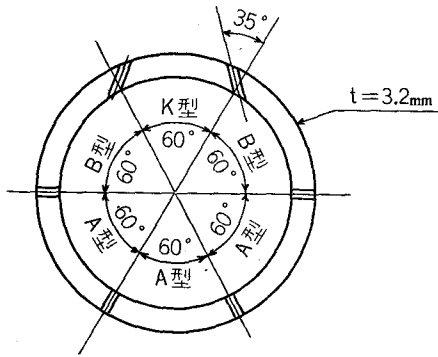


図-6

6. 設計内容

6.1 取水塔

ニューマチックケーソンとし下記条件により求めた。

設計条件

(1) 支持力

躯体重量… { 仮想地表面上 1,392 t
 仮想地表面下 1,135 t

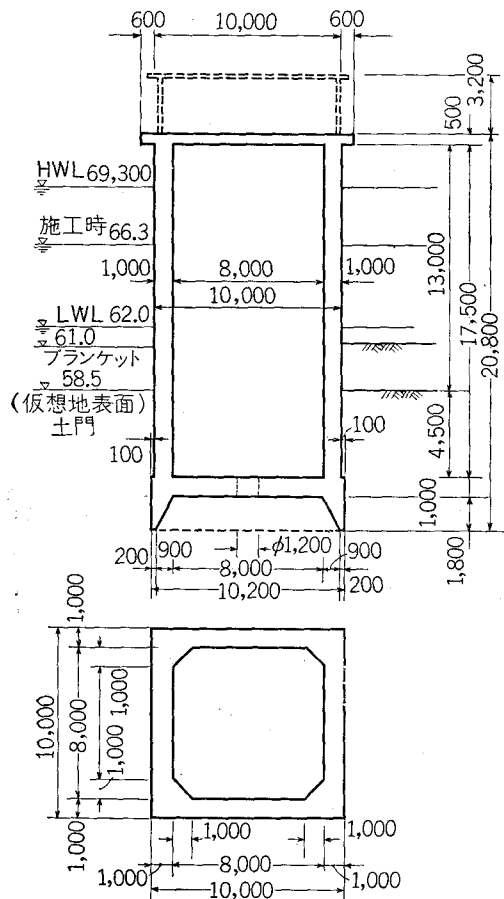


図-7

(2) 支持地盤の許容地耐力

常時 $q_a = 40 \text{ t/m}^2$ 地震時 $q_a = 60 \text{ t/m}^2$

極限支持力 120 t/m^2

(3) 側壁

ケース1 主働土圧+静水圧を四方向より一方に偏荷重として作用主働土圧係数は最少の0.5とする。

ケース2 ケーソン沈下終了後水替えを行う場合

ケース3 静止土圧+静水圧が四方向より作用

ケース4 池の水位が E L61.00m 以下となった場合

ケース5 動水圧, 受動土圧が作用

ケース1, 2は施工中であり, ケース3, 4, 5は竣工後である。ケース1, 2, 4, 5は短期許容応力度として5割増とする。

(4) 上部床版

群集荷重 $w = 0.5 \text{ t/m}^2$

制水弁搬出 $w = 7 \text{ t}$

(5) 作業室天井スラブ

ケース1 ケース2

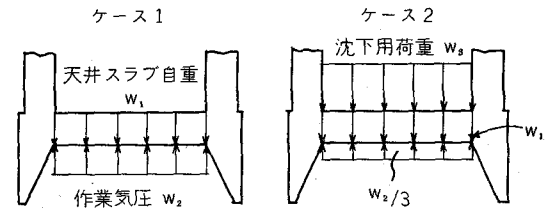


図-8

6.2 シールド工

(1) シールド機械

設計条件

土質: シルト質粘土

土被り: 14.95m

地下水位: G L-4.95m

土の単位体積重量: 1.80 t/m^3

土の内部摩擦角: 15°

路面荷重: 1.0 t/m^2

地盤反力係数: 3.0 kg/cm^3

シールド外径: 3.200%

使用材料: S S 41

許容応力: $1,400 \text{ kg/cm}^2$ (引張圧縮共)

(土木学会: シールド工法指針)

シールド頂部の鉛直土圧は Terzaghi の公式により求めた。

計算の結果 Maxstress は $\phi = 0^\circ$ (シールド頂上) に発生しその大きさは

$$\delta = \frac{0.374 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{10^2 \times (2.8)^2 \text{ cm}^2} - \frac{10^3 \times 26.693 \text{ kg}}{10^2 \times 2.8 \text{ cm}^2}$$

$$= \pm 265.6 - 95.3$$

$$= -360.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ or } +170.3 \text{ kg/cm}^2$$

従って許容応力内に納っており、充分安全である。

(2) セグメント

(a) 設計条件

- セグメントの外径：2R=3,100%
- セグメントの巾：750%
- セグメントの主桁高さ：150%
- 土被り：6.8m
- 土の単位体積重量：W=1.8 t/m³
- 標準貫入試験：N=20~30
- 土の内部摩擦角：φ=15。
- 主働土圧係数：C=3.0kg/cm²
- ジャッキ推力：60 t/本
- ジャッキ本数：10本
- 路面荷重：T=20 (P₀=1.0 t/m²)
- 鋼材の許容応力度：T_c=T_t=1,400kg/cm²

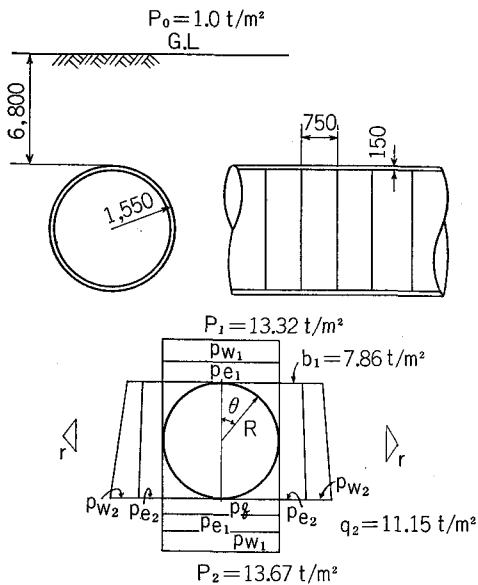


図-9

セグメントに加わる鉛直土圧の算定は、長期使用であるので、県道部における全土被り方式とし、さらに路面荷重を考慮して算出した。

(b) セグメントに加わる荷重計算

セグメント自重

$$wg = 0.8 \text{ t/Ring} = 1.0 \text{ t/m}$$

$$g = \frac{wg}{2\pi RB} = \frac{1.0}{2 \times 3.14 \times 1.55 \times 0.75}$$

$$= 0.11 \text{ t/m}^2$$

$$Pg = \pi g = 3.14 \times 0.11 = 0.35 \text{ t/m}^2$$

路面荷重及び地下水面上の土荷重換算高さ

$$h = P_0/w = 1.0/1.8 = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{換算総高さ } h_0 = 6.8 + 0.6 = 7.4 \text{ m}$$

土圧

$$P_{e1} = w h_0 = 1.8 \times 7.4 = 13.32 \text{ t/m}^2$$

$$P_{e2} = k W \{h_0 + R(1 - \cos \theta)\} \gamma$$

θ	$P_{e2} \text{ t/m}^2$
0°	7.86
90°	9.50
180°	11.15

水圧

$$P_{w1} = (h_w + 2R)\gamma$$

$$P_{w2} = \{h_w + R(1 - \cos \theta)\} \gamma$$

θ	$P_{w2} \text{ t/m}^2$
0°	—
90°	—
180°	—

自重、土圧、水圧の集計

$$P_1 = P_{e1} + P_{w1} = 13.32 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = P_1 + P_g = 13.32 + 0.35 = 13.67 \text{ t/m}^2$$

$$q_1 = P_{e2} = 7.86 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = P_{e2} = 11.15 \text{ t/m}^2$$

(c) セグメントの応力算定

鉛直荷重によるM, Nの算式

$$0 \leq \theta \leq \pi$$

$$MP = 1/4 P_1 R^2 (1 - 2 \sin^2 \theta) \times P P_1 R^2$$

$$NP = P_1 R \sin^2 \theta = Y_p P_1 R$$

自重によるM, Nの算式

$$0 \leq \theta \leq 1/2\pi$$

$$M_g = (3/8\pi - Q \sin \theta - 5/6 \cos \theta) g R_2$$

$$= X_g \cdot g \cdot R^2$$

$$N_g = (\theta \sin \theta - 1/6 \cos \theta) g R = Y_g \cdot g \cdot R$$

$$1/2\pi \leq \theta \leq \pi$$

$$M_g = [-1/8\pi + (\pi - \theta) \sin \theta$$

$$- 5/8 \cos \theta - 1/2\pi \sin^2 \theta] g R^2$$

$$= Y_g \cdot g \cdot R^2$$

$$N_g = [-(\pi - \theta) \sin \theta + \pi \sin^2 \theta$$

$$- 1/6 \cos \theta] \cdot g \cdot R$$

$$= Y_g \cdot g \cdot R$$

水平荷重によるM, Nの算式

$$0 \leq \theta \leq \theta$$

$$M_g = 1/4 q_1 \cdot R^2 (1 - 2 \cos^2 \theta) + 1/48 (q_2 - q_1)$$

$$R^2 - (6 - 3 \cos \theta - 12 \cos^2 \theta + 4 \cos^3 \theta)$$

$$= X q_1 \cdot q_1 R^2 + X q_1 (q_2 - q_1) R^2$$

$$N\bar{s} = p_1 R \cos^2\theta + \frac{1}{16} (g_2 - e_1) R (\cos\theta + 8\cos^3\theta - 4\cos^5\theta) = Y_{q11}R + Yq''(q_2 - q_1)R$$

水平地盤反力によるM, Nの算式

$$0 \leq \theta \leq 1/4\pi$$

$$M_r = (0.2347 - 0.3536\cos\theta)c\delta R^2 = X_{rc}\delta R^2$$

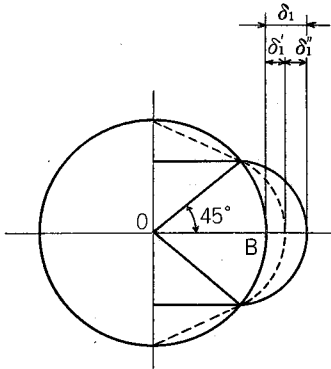
$$N_r = 0.3536\cos\theta c\delta R = Y_{rc}\delta R$$

$$1/4\theta \leq \pi \leq 1/2\pi$$

$$M_r = (0.1514 - 0.5000\cos^2\theta + 0.2357$$

$$\cos^3\theta)c\delta R^2$$

$$= X_{rc}\delta R^2$$



諸量の計算表

表-4.1 モーメント係数

θ	XP	Xg	Xg'	Xg''	Xr
0°	0.2500	0.3443	-0.2500	-0.1040	-0.1189
60°	-0.1250	-0.1455	0.1250	0.0417	0.0559
90°	-0.2500	-0.3927	0.2500	0.1250	0.1514
180°	0.2500	0.4406	-0.2500	-0.1458	-0.1189

表-4.2

P_1R^2	qR^2	q_1R^2	$(q_2 - q_1)R^2$	$c\delta R^2$
32.001	0.264	18.884	7.904	13.694

表-4.3 モーメント及び集計

θ	Mp	Mg	Mg		Mr	計 t·m/m
0°	8.000	0.091	-4.721	-0.824	-1.628	0.918
60°	-4.000	-0.038	2.361	0.330	0.766	-0.581
90°	-8.000	-0.104	4.721	0.988	2.073	-0.322
180°	8.000	0.116	-4.721	1.152	-1.628	0.615

表-4.4 軸力係数

θ	Yp	Yg	Yq'	Yq''	Yr
0°	0	-0.1667	1.000	0.3125	0.3536
60°	0.7500	0.8236	0.2500	0.1250	0.1616
90°	1.0000	1.5708	0	0	0
180°	0	0.1667	1.0000	0.6875	0.3536

$$N_r = (\cos^2\theta - 0.7071\cos^3\theta)c\delta R = Y_{rc} \cdot \delta R$$

変位量

自重によるB点の水平たわみは

$$\delta_1' = \frac{P_1 R^4}{24 \cdot E \cdot I}$$

鉛直荷重及び水平荷重によるB点のたわみは

$$\delta_1'' = \frac{(2P_1 - q_1 - q_2)R^4}{24 \cdot E \cdot I}$$

B点におけるたわみの合計は

$$\delta_1 = \delta_1' + \delta_1''$$

地盤反力によるB点のたわみは

$$\delta_2 = \frac{0.0454c\delta \cdot R^4}{E \cdot I}$$

$$\delta = \frac{(P_\theta + 2P_1 - q_1 - q_2)R^4}{24(E \cdot I + 0.0454c \cdot R^4)}$$

$$= \frac{(0.35 + 13.32 \times 2 - 7.86 - 11.15)5.772}{24(2.1 \times 10^7 \times 76 \times 10^{-7} \times 1/0.75 + 0.0454 \times$$

$$3000 \times 5.772) = 0.0019m$$

地盤反力

$$\gamma = c\delta = 3000 \times 0.0019 = 5.7 t/m^2$$

表-4.5

$p_1 R$	gR	$q_1 R$	$(q_2 - q_1)R$	$c\delta R$
20.646	0.171	12.183	5.100	8.835

表-4.6 軸力及び集計

θ	Np	Ng	Nr		Nr	計 $t \cdot m/m$
0°	0	-0.029	12.183	1.594	3.124	16.872
60°	15.485	0.141	3.046	0.683	1.428	20.783
90°	20.646	0.269	0	0	0	20.915
180°	0	0.029	12.183	3.506	3.124	18.842

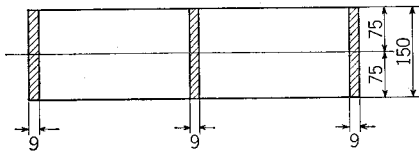
(d) セグメント応力度の算定

リブ材の応力度

$$\left. \begin{aligned} \delta_{外} &= -\frac{N}{A} + \frac{M}{Z_{外}} \\ \delta_{内} &= -\frac{N}{A} + \frac{M}{Z_{内}} \end{aligned} \right\} \text{左式による}$$

圧縮応力は⊕符号

引張応力は⊖符号である。



上図の断面を使用すれば諸性能は次表のとおりである。

表-5.1

A cm ²	Y外 cm	Y内 cm	I ⁴ cm ⁴	Z外 cm _s	Z内 cm ³
40.5	7.5	7.5	759	101	101

表-5.2

セグメント0.75m当り曲げモーメント・軸力

θ	M t·m	N t
0°	0.689	12.654
60°	-0.436	17.774
90°	-0.242	17.686
180°	0.461	14.132

表-5.3

θ	N/A	M/Z外	M/Z内	$\delta_{外}$	$\delta_{内}$
0°	312	682	-682	994	370
60°	439	-432	432	7	871
90°	437	-240	240	197	677
180°	349	456	-456	805	107

外縁最大圧縮応力=994kg/cm²<1.400kg/cm²

最大引張応力=0<1.400kg/cm²

内縁最大圧縮応力=871kg/cm²<1.400kg/cm²

最大引張応力=370kg/cm²<1.400kg/cm²

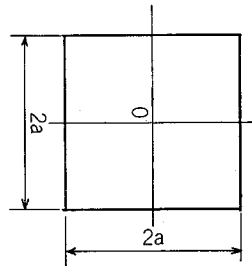
(e) スキンプレート応力度の算定

最大荷重

鉛直 $p_2 = 13.67t/m^2$

水平 $q_2 = 11.15t/m^2$

$$f = 0.802 \sqrt[3]{\frac{p_0}{E \cdot t}} \cdot a$$



f : 正方形中央0点の変位量 (cm)

p : 作用荷重 (kg/cm²)

t : スキンプレート厚 (0.32cm)

a : スキンプレート有効巾

$$a = 45/2 = 22.5\text{cm}$$

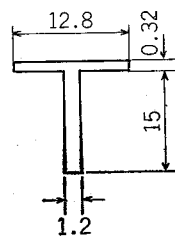
$$\delta^t = 0.62 \cdot \frac{f^2 \cdot E}{a^2}$$

δ^t : 2 スキンプレートの引張応力度 (kg/cm²)

$$f = 0.802 \sqrt[3]{\frac{1.367 \times 22.5}{2.1 \times 10^6 \times 0.32}} \times 22.5 = 0.69\text{cm}$$

$$\begin{aligned} \delta_c &= 0.62 \cdot \frac{0.69^2 \times 2.1 \times 10^6}{22.5^2} \\ &= 12.24\text{kg/cm}^2 < 1.400\text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

推力支持材の応力度



推力支持材には等圧が働くものとして計算する。

推力支持材の有効面積

スキンプレートの有効巾は厚さの40倍とした。

$$\begin{aligned} A &= 12.8 \times 0.32 + 15 \times 1.2 \\ &= 22.1\text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$I_r = 58.08\text{cm}^4$$

$$r = 1.62\text{cm}$$

$$l_k = 37.5 \text{ cm}$$

$$\lambda = l_k / r = 37.5 / 1.62 = 23$$

$$w = 1.00$$

推力材 1 本に加わる荷重 N は

$$N = 60,000 \text{ kg} \times 10 \text{ 本} = 600,000 \text{ kg}$$

$$\delta_c = \frac{wN}{A} = \frac{1.00 \times 600,000}{24 \times 22.1} = 1,130 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

7. 仮設計画

本工事の主たる仮設としては工事概要に述べたとおりであるが、ここではシールド工の仮設について述べる。

7-1 発進立坑設備

発進立坑は掘削ブリの搬出及び資材の搬入等の使用に供するためのもので、シールドの施工工程を左右する重要仮設構造物であり、安全で能率的な作業のできる構造としなければならない。工法としては種々あるが、現場の条件、地質、地下水等を考慮して、場所打コンクリート連杭工法を採用することとした。

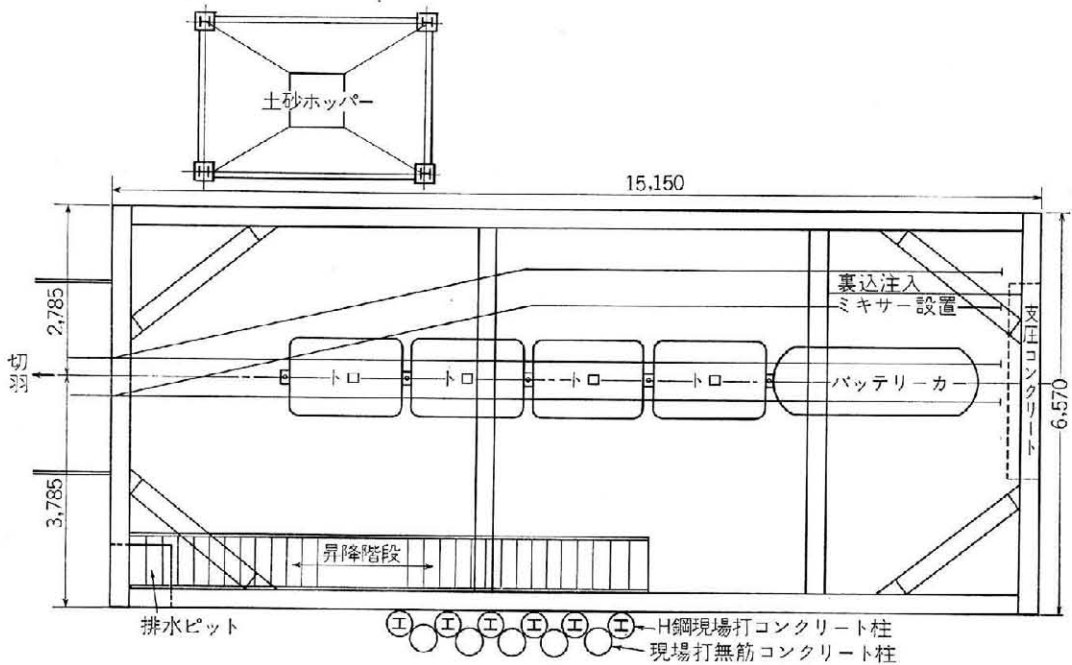


図-10 立坑設備図

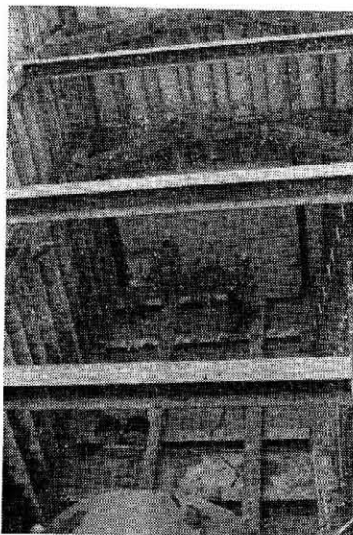


写真-3 発進立坑

立坑入口には、ブリ及び資材の搬出入用に走行門型クレーン並びに土砂ホッパー (15m³) を設置した。

7-2 圧気設備

シールド工は圧気工法を伴った施工であり、その圧気圧及び空気消費量は次のとおりである。

- (1) 圧気圧はシールド通過地層の被圧水より、適正圧気圧としては 1.2kg/cm² とした。
- (2) 空気消費量としては一般に次のことを考慮して決められる。
 - (a) 切羽より地山への漏気 (砂質泥岩層の場合透気係数より 0.124m³/min)
 - (b) シールドテール部及び一次覆工部分からの漏気
 - (c) ロック開閉時の消費及び排水等による消費
 - (d) 作業員に必要な酸素補給のための送気量 (700ℓ/min/人が標準とされている。)

$$Q = \alpha \cdot D^2$$

Q : 空気消費量 (m³/min)

D : シールド径 (3.2m)

α : 土質による係数

α は前記(a)~(d)を考慮して、均質な砂質シルトの場合 $3.66 < \alpha < 7.32$ とされている。(下水道シールド工法の指針と解説)

8. 施 工

8.1 取 水 塔

取水塔(ニューマチックケーソン)の施工は仮棧橋及び三脚デリック等一連の仮設備により行った。

ケーソン沈下に伴う掘削は手掘又はピック掘とし、一ロッドの高さは3m程度とした。

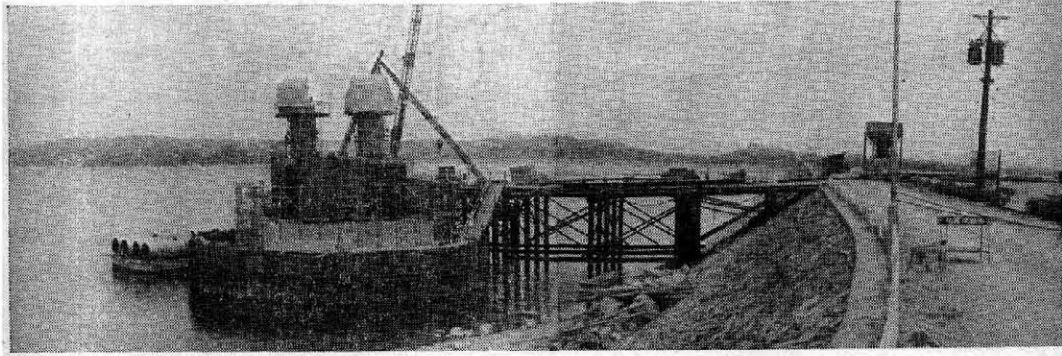


写真-4 第一ロットのコンクリート打設が完了した取水塔

8.2 シールド工

(1) 作業サイクル

シールド工のトンネル築造(一次覆工完了まで)の作業サイクルは次のとおりである。

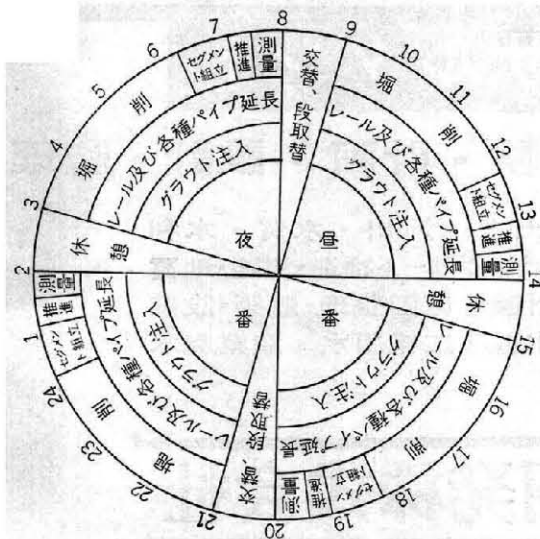


図-11

(2) 施工順序

- 立坑及び附属設備の設置
- シールド機械を据付け、トンネルを掘削し、セグメントを組立てる。
- 一次覆工(セグメント)の裏込注入(モルタル)を行う。

- トンネル貫通および一次覆工完了後鋼管を布設する。
- ベースコンクリートを全線打設し、レールを敷設する。
- 鋼管布設($\phi 1,800$ mm $\times 4.00$ m $\times 2$ 本)完了後プレーサーにて二次覆工のコンクリートを打設する。

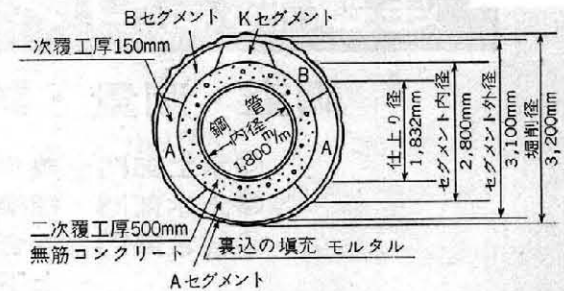


図-12

8.3 沈埋管工

取水塔から取水口までの区間に鋼管($\phi 1,800$ mm)を布設するが、施工水深が10m以上もあるので、全延長(54.54m)を4ヶに分割し、陸上で加工接合した鋼管の両端フランジに盲蓋を取り付け、水上を浮上洩航し、掘削して均した所定の位置に沈設するものとする。

取水塔前後の取付部には、不等沈下を吸収するためのベローズ型伸縮管接手を設置することにした。

8.4 シールド施工上の問題点と対策

シールド工法の施工は地質、地下水等を考慮して圧気工法(圧気圧 1.2kg/cm^2 前後)を併用することとしているが、本トンネルで施工上最も検討を必要とする問題

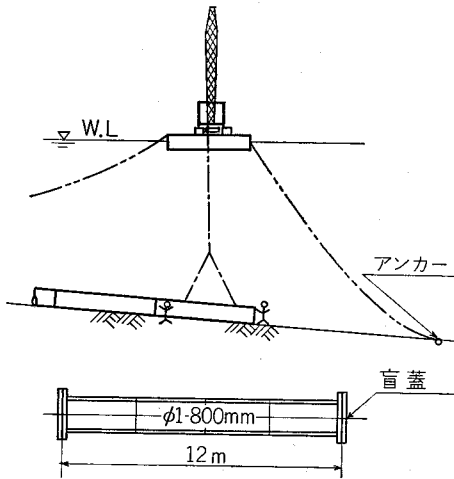


図-13 パイプ沈設図

点は、シールドが取水塔に到達する直前の池の中（約10m間）の補助工法であると考えられる。補助工法として

は、取水塔定置後、まわりの地盤を薬液注入により固め、取水塔の仮壁にドッキングさせるようにしたが、取水塔廻りの土質を水平ボーリング等により詳細な調査を行い、施工法について今後慎重に検討をすることとしている。

あとがき

以上愛知用水東郷調整池から東郷浄水場への取水施設設計施工についてシールド工法を中心に述べたが、未知の問題も多く、設計積算面についても今後検討する要素が多々ある。約4億円を要する本工事は、2月着工以来順調に進んでいるが、施工実績にもとづくデータをまとめ、これらの問題点について解明してゆきたい。又本工事は従来行ってきた新規プロジェクトでの事業とは異なり、配水管理を伴った施設内での工事であるので種々問題もあるが、愛知用水の需要者である農業用水、都市用水関係者の協力を得て無事早期完成を期したい。

建設総合コンサルタント

調査・測量・試験・計画・設計・監理

◎水工部門＝農業土木・河川・水質・水利

◎土木部門＝橋梁・コンクリート構造・道路・地質

◎総合部門＝総合計画・区画整理・建築・設備

上下水道・工業用水・産業廃水



日本技術開発株式会社

JAPAN ENGINEERING CONSULTANTS CO.,LTD

取締役社長 梶 谷 薫

本 社 東京都新宿区西大久保3～10 TEL(03)202-5111

大阪支社 大阪市南区順慶町通3-51 TEL(06)271-4371

福岡事務所 / 仙台出張所 / 名古屋出張所 / 土質水質試験所

現場打ち鉄筋コンクリートフリームの施工法

小 野 英 雄*

目 次

I はじめに.....(65)	2. 均し工.....(66)
II 現場打ち鉄筋コンクリートフリームの施工法.....(65)	3. 本体打設工.....(66)
1. 基礎処理工.....(65)	4. 本体養生工.....(69)
	III あとがき.....(71)

I はじめに

農業土木事業にあって、用水路改修または新設工事のウエイトは、依然として大きい。最近かん排水のシステム化が叫ばれ、パイプライン計画が各地で樹立され、施行されているようであるが、用水路工の長い歴史からみても、開水路が大半を占めてきていることは、周知のとおりである。そして、この開水路も、ここ10数年の間におけるプレキャストコンクリート水路の開発は、その品質の均一性、施工のじん速性、クレーンの発達による据え付けの容易さ等により、めざましい発展を遂げてきている。特にホ場整備事業の用排水路のような小水路の場合は、100%近い使用率となっている。

しかし、中、大用水路（この区分は明確にはできないが、一応県管級用水路、国管級用水路と考えてよいだろう。）の場合は、新潟県では現場打ち鉄筋コンクリート施工が圧倒的である。設計上においても、既に昭和45年10月、「鉄筋コンクリートフリーム標準設計」が制定され、設計積算作業の能率アップに大きく寄与していることは、われわれ関係者の容認するところである。

このように、設計面における基準化、合理化への努力は、高く評価されてよいのであるが、半面、この「フリーム」の「施工面から考えた設計」という点については、今日に至るまで、積極的に取り組んで検討された事例があまり見受けられないのは、まことに残念でならない。

筆者は、5～6年前よりこの課題と取り組み、新しい打設工法の実践およびそれに関連する新機材の開発に一応の成果を得たので、ここに紹介する。

II 現場打ち鉄筋コンクリートフリームの施工法

用水路工を通水構造からみた場合、一般に、①開水路、②トンネル、③暗キヨ、④サイホン、⑤水路橋、⑥

パイプライン、⑦落差工、⑧急流工に分類される。これらの工種は、それぞれ施工する現地の状況により、それに最も適合するよう、選定、設計されるが、主体をなすのはなんといっても開水路である。

開水路は、無ライニング開水路、ライニング開水路、フリームに大別されるが、新潟県においては、フリームがほとんどである。ベンチフリームをはじめ、L型フリーム、JISフリーム等のプレキャストコンクリートフリームも、小水路を対象に相当量使用されているが、県管かん排事業クラスの場合、現場打ちコンクリートフリームで実施しており、昭和47年度の場合総延長において40kmに及んでいる。

現場打ち鉄筋コンクリートフリームの施工は、一般に次のような工程を踏む。すなわち

1. 基礎処理工
2. 均し工
3. 本体打設工
4. 本体養生工
5. ジョイント工
6. 盛土、保護工

の6ステップは必須である。5、6については、本論の主眼でないので、一応割愛することにする。

1. 基礎処理工

「フリーム」に限らず、あらゆる構築物の基礎処理は、慎重を要し、かつ地盤立地条件により、その工法は複雑多岐にわたっている。用水路の場合、われわれは原則として事前にボーリング、サウンディング等による基礎調査を実施し、地盤支持力等をは握したうえで、基礎工の規模、数量等を決定することになっている。

ここで論及する基礎処理とは、これらの前提条件を満足したうえで、均しコンクリート打設前の基礎処理のことである。新潟県の場合、数年前までは、「栗石でなければ基礎にあらず」という盲信が支配的であったが、栗石の枯かつ、基礎処理としての栗石の効果等の面から再検討の結果、県管かん排事業をはじめとして、今

* 新潟県農地部

日ではほとんど砂基礎にきりかえて実施している。特に地盤の軟弱な場合は、置換サンドベッドとして1.0m程度を考える場合もあるが、一般的には「フリウム」の大小にかかわらず、20~30cmの厚さで設計する。この砂基礎の利点としては、次の点があげられる。

- ① 地盤となじみ易い。
- ② 均しコンクリート打設時の均しが、栗石ほどには凹凸がないので作業しやすく、でき上りもきれいである。
- ③ 他の石材に比較して安価であり、かつ入手しやすい。

このほか、地下水の高い場合、または降水時の施工の場合には、施工管理上からも、排水小溝、ドレーン等設計上配慮しなければならない。

2. 均し工

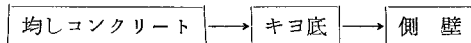
鉄筋組立作業、設計かぶりの確保等のため、均しコンクリート（捨てコンクリートともいう）を用いるのが一般的である。10数年前、この均しコンクリートの必要性を認識せずに、栗石の上に直接鉄筋を組み立て、コンクリートを打設する設計事例がかなりあったが、施工管理が強調される今日においては、あまり見受けることができない。

均しコンクリートは、作図上は5cmで実施している。 $\phi 40\text{mm}$ 、 $\sigma_{ck}=134\text{kg/cm}^2$ 、スランプ5cmのコンクリートを使用しており、前述したとおり、均し作業上砂基礎が最もマッチする。なお、基礎地盤によっては、砂基礎等に代り、均しコンクリートを10cmみる場合もある。

3. 本体打設工

1) キヨ底先行打設法

現在、一般に行なわれている「フリウム」本体の打設工法は、



の打設順序で施工している。筆者は、これを「キヨ底先行打設法」と名づけることにする。この工法は、これまで長い間、われわれ農業土木技術者はいうまでもなく、施工業者に至るまで、一種の「慣習的工法」となっている。

「キヨ底先行打設法」は、単純にキヨ底部のみの場合（図-1）と、フィレット（またはハンチ）上部まで一

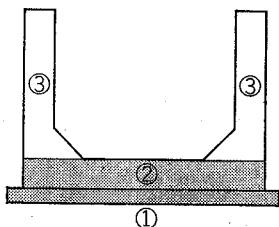


図-1 キヨ底部のみ打設するキヨ底先行打設法

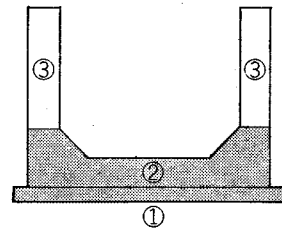


図-2 フィレット（またはハンチ）上部まで打設するキヨ底先行打設法

気に打設する場合（図-2）とがある。この両者を比較した場合、後者がベターであることは、応力上から明らかである。この場合、浮き型わくを使用しているが、より施工を合理的に、かつ迅速に施工するため、組立解体容易なサポートが開発されているが、主として大水路に適しているように思われる。（図-3参照）

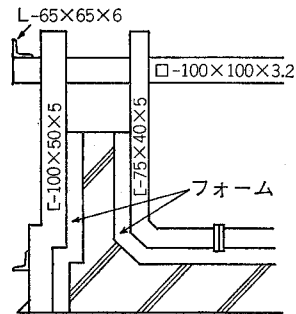


図-3 キヨ底先行打設用サポートの一例

しかし、「キヨ底先行打設法」は、次のような難点を指摘することができる。

- ① コンクリート打継目の施工難による耐力、漏水の誘発
 - (イ) 打継目には必ず鉄筋があり、ブリージングしたレイタンスの除去が不完全になり易い。
 - (ロ) 上部コンクリート用の型わく組立て後、型わく内に入った異物（泥、木片等）の除去が困難であり、不良工事となり易い。
 - (ハ) モルタル接合の完全均一性に疑問があり、特に図-1の場合、漏水現象を誘発し易い。
 - (ニ) 設計どおりの側壁主筋のかぶりについては、施工管漏がむずかしい。
 - (ホ) 以上はまた、耐力力の点で問題を残す。
- ② 冬期コンクリート養生費がかさむ。

新潟県においては、北陸農政局によるコンクリートの養生費の設計方針が明らかにされたのを機会に、昭和46年度より任意仮設として計上している。この場合の養生方法は、冬期にあっては、図-4のように、キヨ底打設時および側壁打設時の2回にわたり、同程度の加熱養生を必要とする。このため、昭和46年度工事では、時にはコンクリート養生費が工事費の15%程度

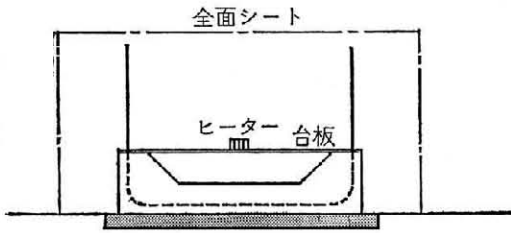


図-4(1) キヨ底先行打設法における冬期1次養生

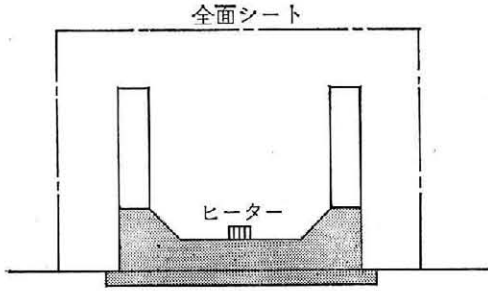


図-4(2) キヨ底先行打設法における冬期2次養生

(通常4%前後といわれている。)になったケースもある。従って、打設工法の改善によって、養生費を必要最少限に食い止め、工事費の節減に努力する必要がある。

2) 側壁先行打設法

この打設工法は、「キヨ底先行打設法」の難点を、可能な限り改善し、しかも、経済的で、施工管理も容易であるということをおも前提として生み出したものである。本打設法は、次のとおりであり、筆者はこれを「側壁先行打設法」と呼ぶことにする。(図-5参照)

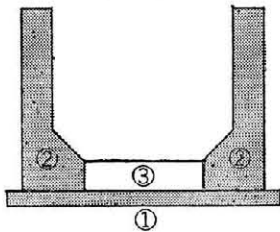


図-5 側壁先行打設法による施工順序



この方法は、以前から無筋コンクリートの打設法としては、なじみ深いものである。にもかかわらず今日まで鉄筋コンクリートフリームに適用されにくいのは、フィレット(またはハンチ)部分の鉄筋と型わくの関係が頭の中で解決されなかったものと思われる。

「側壁先行打設法」は、次の三つのケースに分けて説明する必要がある。すなわち、

①シングルの主筋で、フィレット(またはハンチ)のない場合(図-6)

②シングルの主筋で、フィレット(またはハンチ)のある場合(図-7)

③ダブルの主筋で、フィレット(またはハンチ)のある場合(図-8)である。

①シングルの主筋でフィレットのない場合

この場合は、型わく組み立ては比較的簡単である。図-6でもわかるように、角材を用いてフォームタイで固

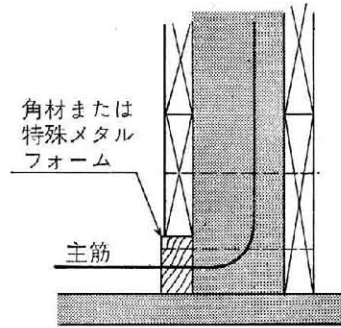


図-6 シングルの主筋でフィレットのない場合の型わく組立

定するか、キヨ底部の鉄部の鉄筋のかぶりの分だけモルタルでレール(5cm×4cm程度)をつくり、その上に

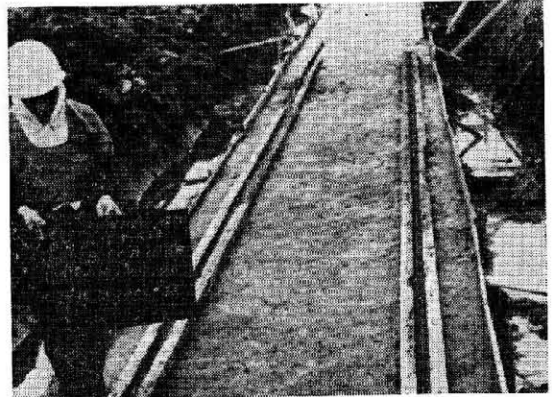


写真-1 側壁先行打設法におけるモルタルレールづくり

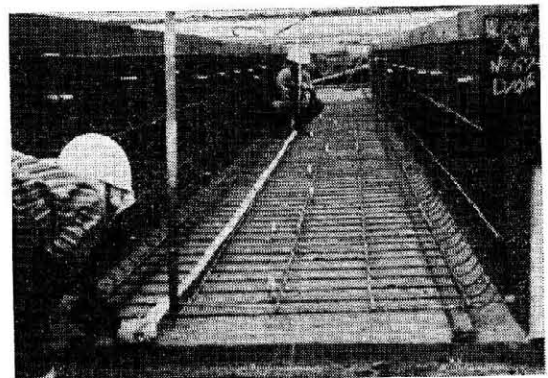


写真-2 モルタルが固まった後、鉄筋を組立てる

内型わくを乗せればよい。(写真-1, 2参照) 後者は、現在広く採用されているが、モルタルが固まるまで鉄筋組み立てを待たねばならず、工期上やや難がある。なお、内型わくとモルタルレールとの間に、主鉄筋だけのすき間ができるが、実際施工しているのを見ても、問題にするほどのもれはない。(写真-3参照)

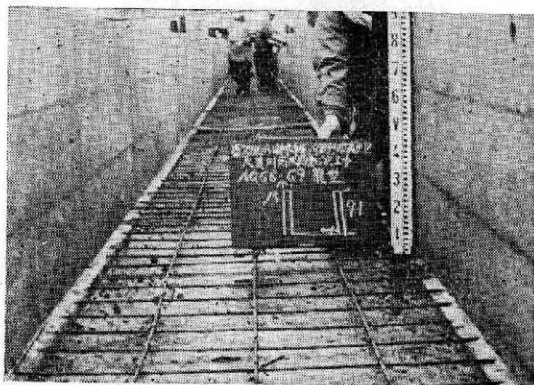


写真-3 側壁打設後、脱型した状態

内型わくは、現在ではアングルサポートで固定しているが、この点については後述する。

②シングルの主筋でフィレットのある場合

この場合は、市販のハンチフォームを使用すれば、①の方法と全く同じである。

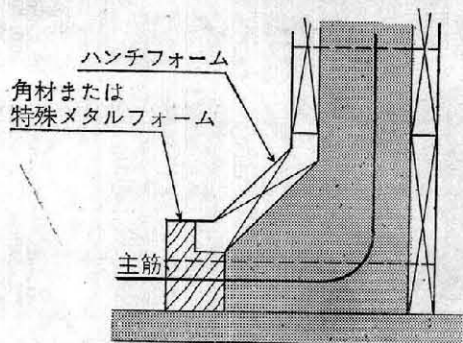


図-7 シングルの主筋でフィレット（またはハンチ）のある場合の型わく組立

③ダブルの主筋で、フィレットのある場合

図-8に示すとおり、角材の欠口が大きくなる程度で基本的には②とかわりない。ただし、レール方式は施工不能である。

以上いずれの場合においても、「側壁先行打設法」は可能である。使用する角材の加工も容易であるが、コンクリートの欠口への付着等の処理に若干手間をとる場合もあるので、最近、写真-4のような「側壁先行打設用特殊メタルフォーム」を考案した。これは、主筋間かくおよびキヨ底部主筋のかぶりを完全に確保することができるのと同時に、型わくからのコンクリートのもれをでき

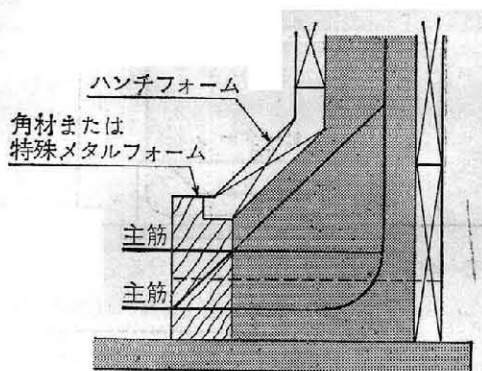


図-8 ダブルの主筋でフィレット（またはハンチ）のある場合の型わく組立

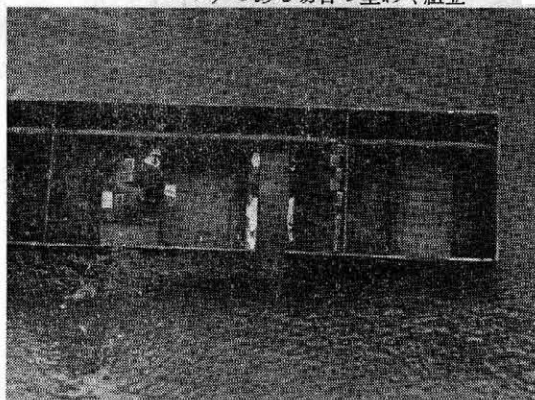


写真-4(1) 裏からみた側壁先行打設用特殊メタルフォーム



写真-4(2) 特殊メタルフォームの設置状況

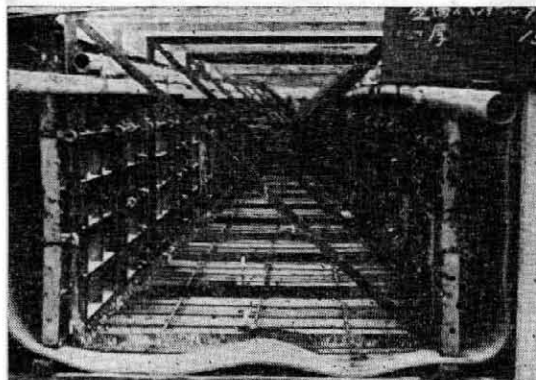
るだけ防止するよう配慮した。上記①, ②, ③いずれの場合にも適用可能であることは論を待たない。

なお、このフォームの規格、寸法は、「鉄筋コンクリートフリーム標準設計」を対象に、タイプを統一する予定である。

次に、型わく組み立て用サポートは、規定寸法維持のために重要なものであり、各種の製品が市販されている。「フリーム」の施工にあたっては、内型わくの確保、施工の容易さが特に要求される。その上、用水路は分水量に対応した断面変化をするので、サポートもそれ

に対応した「伸縮自在」の性格をもつことが望ましく、経済的である。

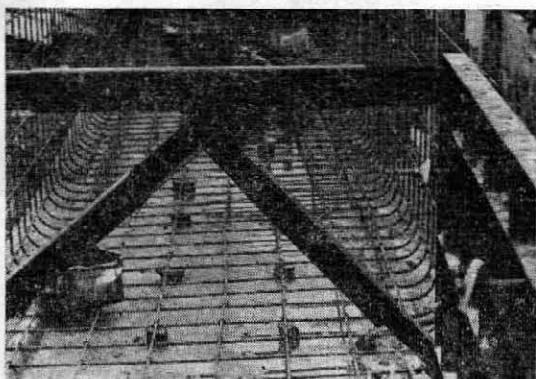
ここ数年来、本工法採用の現場においては、内面サポートとして50×50程度のアングルを使用している現場が多い（写真一5参照）が、断面変化のたびに寸法を調整



写真一5 アングルを使用した内面サポート

加工しなければならないので、かなり苦慮しているようである。

そこで、この度、サポートの「経済性」、「汎用性」、「施工のじん速性」を考慮した「鉄筋コンクリートフリーウム側壁打設万能サポート」を考案した。（写真一6参照）これは、「フリーウム」の内幅、高さがかなり変



写真一6 鉄筋コンクリートフリーウム側壁打設万能サポート取付状況

化しても、同一サポートをスライドさせて適用できるようになっている。

この規格、寸法も、「鉄筋コンクリートフリーウム標準設計」を対象に考えているが、この「サポート」は「キヨ底先行打設法」の側壁打設の場合でも、いずれの場合にも適用できる。

「側壁先行打設法」の設計・施工上の留意点は、次のとおりである。

①曲線施工の場合、シングル筋の場合はモルタルレール方式とし、ダブル筋の場合は、図一2のような「キヨ底先行打設法」でもやむを得ない。

②側壁打設の際、キヨ底中央部の鉄筋のかぶり確保のため、モルタルスペーサーのほか、かぶり相当厚の角材を暫定的に入れるか、踏み板を置くことが望ましい。

③ハンチフォーム設置附近の配力筋の位置を設計上考慮すること。

④均しコンクリート不陸のため、キヨ底打設時に排水不良になる場合があるので、簡易な排水器具（たとえば一般家庭で使用する石油ストーブ給油ポンプなど）を用意するのがよい。

⑤基礎地盤処理および打継面処理の徹底。（本工法に限らないが）

⑥本工法の適用範囲としては、一応水路幅2.5m～3.0m程度、側壁高1.5m～2.0m程度までを想定している。

4. 本体養生工

コンクリート強度の発現を左右するファクターは、主として湿潤と温度である。従って、いかに厳しく管理されたコンクリートを使用しても、打設後の養生方法いかんによって、「初期の目的どおりのコンクリート」にもなり、「粗悪なコンクリート」にもなり得る。

特に、北陸、東北地方をはじめ、山間地のような寒中コンクリート期間が2～3ヶ月間にわたる地方（表一1参照）においては、冬期養生を重視しなければならない。

表一1 寒中コンクリート適用地域一覧表

寒中コンクリートの適用地域		適用期間	
北海道地方	旭川	10月21日～4月10日	
	夕張、帯広、岩見沢、 芦別、北見、三笠	10月21日～3月31日	
	釧路、稚内	11月1日～4月10日	
	札幌、美唄、苫小牧、 赤平	11月1日～3月31日	
	函館、小樽	11月1日～3月20日	
	室蘭	11月11日～3月20日	
	東北地方	青森、盛岡、大館	11月11日～3月20日
		八戸、花巻、一ノ関	11月11日～3月10日
		秋田、弘前、山形、能代、 宮古、米沢、会津若松	11月21日～3月10日
		古川	11月21日～2月28日
仙台、郡山、釜石、気仙沼、 石巻、酒田、鶴岡、塩釜		12月1日～2月28日	
福島		12月1日～2月20日	
関東		宇都宮、鹿沼、秩父	12月11日～2月10日
		水戸、武蔵野、青梅	12月11日～1月31日
		高崎	12月21日～2月28日
		前橋、川越、佐野、伊	12月21日～1月31日

地方	勢崎 桐生, 土浦, 栃木, 館 林, 熊谷 立川 浦和	地 域	12月21日～1月20日 1月1日～1月20日 1月1日～1月10日
	中部 地方	長野 高山 松本, 上田 三条 長岡 飯田 新潟, 新発田 富山 甲府 高田 金沢, 福井, 柏崎, 七尾 小松 名古屋, 岐阜	11月11日～2月28日 11月21日～3月10日 11月21日～2月28日 12月1日～3月31日 12月1日～3月10日 12月1日～2月20日 12月11日～2月20日 12月11日～2月10日 12月11日～1月31日 12月21日～2月20日 12月21日～2月10日 1月1日～1月31日 1月1日～1月10日
		近畿 地方	福知山 上野 彦根, 綾部
中国 地方		津山	12月21日～1月31日

(注) 人口5万以上(昭35)の都市を指定

新潟県下の主要地点の11月～3月の平均気温は、表-2のとおりである。また、新潟気象台における過去30年間の観測資料を、日平均、その日から28日間の平均気温を求めたのが、表-3である。

現在の冬期養生方法は、図-4のとおりであるが、「側壁先行打設法」採用の場合は、下図のようになる。すなわち、「ヤグラ加熱養生」は、側壁打設時の1回だけでよく、キヨ底打設時は、施工も簡単な「マット養

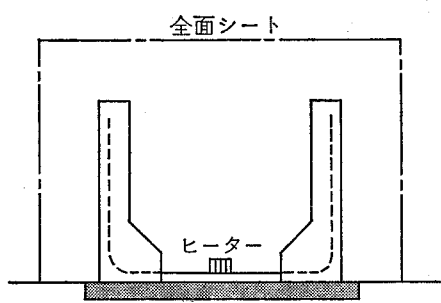


図-9(1) 側壁先行打設法における冬期次養生

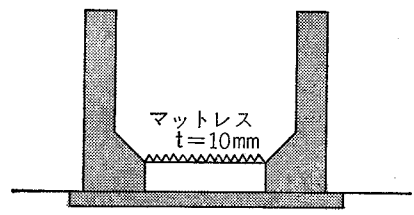


図-9(2) 側壁先行打設法における冬期次養生

生」で十分である。マットの保温効果は、表-4のとおりである。「キヨ底先行打設法」の場合には、このようなマット養生は、側壁鉄筋が出ているため、施工は困難をきわめると思われる。

このように、「側壁先行打設法」は、構造物の耐応力性、施工管理はもとより、コンクリート養生費の節減効果等、「キヨ底先行打設法」に比較して、多くの利点をもつものと確信している。

表-3 過去30年間における日平均気温

月日	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
11	12.8	12.6	12.4	12.1	11.9	11.6	11.4	11.1	10.8	10.6	10.4	10.1	9.9	9.7	9.5	9.4
	9.8	9.6	9.5	9.3	9.1	8.9	8.7	8.5	8.3	8.1	7.9	7.8	7.6	7.4	7.3	7.1
12	6.9	-6.7	6.5	6.3	6.1	5.9	5.8	5.6	5.5	5.3	5.2	5.1	5.0	4.9	4.9	4.8
	4.9	4.7	4.6	4.4	4.3	4.1	4.0	3.8	3.7	3.6	3.4	3.3	3.2	3.1	2.9	2.8
1	2.2	2.1	2.0	1.9	1.8	1.7	1.7	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.7	1.7	1.7	1.7
	1.7	1.7	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
2	1.6	1.6	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.8	1.8
	1.8	1.9	1.9	2.0	2.0	2.1	2.1	2.2	2.3	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9
3	2.7	2.9	3.0	3.1	3.3	3.4	3.5	3.6	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5
	4.4	4.6	4.7	4.9	5.0	5.2	5.4	5.5	5.7	5.9	6.1	6.3	6.4	6.6	6.8	7.0

表-2 新潟県内主要都市の旬別平均気温 (1960~1969)

観測所名	月別 旬別	11				12				1				2				3			
		上	中	下	平均	上	中	下	平均	上	中	下	平均	上	中	下	平均	上	中	下	平均
		新潟	潟川	12.6	9.8	8.0	10.2	7.1	5.3	3.6	5.1	2.4	1.8	2.6	2.0	2.4	1.8	2.4	2.2	3.6	5.0
相川	13.1	10.7	9.1	11.0	7.8	6.5	4.6	6.2	3.6	2.7	2.4	2.9	3.0	2.0	2.8	2.6	4.1	5.3	6.5	5.3	
高田	12.6	9.9	8.2	10.2	6.5	5.4	3.7	5.1	3.2	3.7	3.2	3.3	2.2	1.4	2.0	1.8	3.1	4.5	6.3	4.7	
長岡	12.5	10.4	7.6	9.8	5.9	4.5	2.7	4.3	2.5	2.8	2.5	2.6	1.3	0.7	1.2	1.1	2.7	4.0	5.5	4.1	
村上	11.9	8.9	7.5	9.4	5.7	4.2	2.8	4.2	1.8	1.2	1.1	1.4	1.7	1.1	1.9	1.6	3.0	4.3	5.9	4.4	
新発田	12.9	9.6	7.9	10.1	6.3	4.9	3.0	4.6	1.7	0.9	0.7	1.1	1.5	0.8	1.7	1.3	2.8	4.2	6.1	4.5	
五泉	12.7	9.6	7.9	10.0	6.2	4.9	2.9	4.6	1.9	0.9	0.9	1.2	1.7	1.1	2.0	1.6	3.2	4.5	6.4	4.7	
小出	11.9	8.4	6.2	8.8	4.4	2.9	1.2	2.8	-0.1	-0.8	-0.7	-0.6	0.1	-0.8	-0.2	-0.3	1.0	2.2	3.4	2.2	
湯沢	10.4	7.5	5.8	8.0	3.7	2.5	1.6	2.2	-0.9	-1.5	-1.8	-1.4	-0.9	-1.4	-0.9	-1.2	0.4	1.9	3.5	2.0	
糸魚川	14.4	11.8	9.9	12.0	8.0	7.0	5.2	6.7	3.8	3.4	2.7	3.4	3.3	2.8	3.7	3.3	5.3	6.3	7.9	6.5	

表-4(1) 各種断熱材の熱伝導率

断熱材品名	マット	テントシート 綿布	ビニールシート	羊毛 毛布	ダンボール	ガラス綿
熱伝導率	0.029	0.08	0.09	0.048	0.074	0.048

表-4(2) マットの保温効果

マット 厚	コンクリート温度を10°C保持できる許容外気温(°C)		
	5%	10%	15%
20cm	5	-1	-8
30	-2	-10	-20

1) 「トヨマット養生法」パンフレットによるが、現在各種マットの保温効果試験を本県において実施中である。

あとがき

土木工事は、発注者(設計)と請負者(施工)とが二人三脚となってお互に努力するところに技術の進歩があり、すばらしい構築物を創造することができる。官公庁においては、何事によらず慣例を重んじる傾向にあるが、農業土木技術においても、その影が大きくおおいかさびているきらいがないでもない。

しかし、技術者としては、「設計」を「単なる設計」とせず、より能率的な「施工」を前提にした「合理的な設計」に向って努力し、前進するところに、ある生きがいも生まれる。そこには、施工者の声を可能な限り設計に反映させるような柔軟な態度も必要である。

「10年ひと昔」ということばがあるが、筆者が「側壁先行打設法」を実施して以来、すでに5年以上が経過した。これを実際に施工している関係者の話では、「今ではキヨ底先行打設法より簡単であり、施工し易い。」とまでいっている。

およびその日から28日間の平均気温表

17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	備考
9.2	9.1	8.9	8.8	8.6	8.5	8.3	8.2	8.0	7.9	7.7	7.5	7.3	7.1		日平均
6.9	6.8	6.6	6.5	6.3	6.2	6.0	5.9	5.7	5.6	5.5	5.3	5.2	5.0		28日間平均
4.7	4.6	4.5	4.3	4.2	4.0	3.9	3.7	3.5	3.3	3.1	2.9	2.7	2.5	2.4	
2.7	2.6	2.5	2.4	2.3	2.2	2.1	2.1	2.0	1.9	1.9	1.8	1.8	1.7	1.7	
1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	
1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.8	1.8	
1.8	1.8	1.8	1.9	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6				
3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.8	3.9	4.0	4.1	4.3				
4.7	4.8	4.9	5.1	5.2	5.4	5.6	5.8	6.0	6.2	6.4	6.6	6.9	7.1	7.3	
7.2	7.4	7.6	7.8	8.0	8.2	8.4	8.6	8.8	9.0	9.2	9.4	9.6	9.8	10.0	

新潟気象台 (1941~1970)

なお、本工法は、昭和46年度より新潟県における鉄筋コンクリートフレームの原則的設計施工法として採用され、すでに実施していることを付記する。

おわりに、本稿とりまとめにあたり、御協力をいただきました(株)小林組、(株)遠藤組に対し、心より感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 「土地改良事業計画設計基準第3部第5【漏水路工(その1)】」農地局編(1970)
- 2) 「水路工法」真田光夫著(1968) 地人書館



日本唯一の農業土木専門技術機関

- ※ 農業土木事業に関する調査・計画・設計並びに施工・管理の受託
- 農業土木事業に関する高度の技術的事項についての勧告並びに判定
- 海外農業開発事業に対する農業土木技術のコンサルティング業務

財団法人 日本農業土木コンサルタンツ

理事長・農学博士 作 間 虔 二
常 務 理 事 岡 本 勇

東京都港区新橋5丁目34番4号農業土木会館4階

TEL 直通 (434) 3831~3

農業水利計画とコンピューター (3)

—排水路系における問題を中心として—

白石 英彦* 中道 宏** 岩崎 和巳*

目 次

1. はじめに……………(73)	シミュレーション……………(74)
2. 排水改良事業の問題点……………(73)	4. 具体例……………(75)
3. 排水計画のシステム化と数理モデル・	5. さいごに……………(79)

1. はじめに

コンピューター、システム工学、最適化手法、数理モデル・シミュレーション等の用語はわれわれの分野でもよく聞かれるようになってきた。それはこれまでの難しい問題を一挙に解決してくれる魔法の杖に対する期待の声であったり、逆にわれわれは高度な仕事をしており、机上の遊戯や高級なオモチャなどは相手にはできないという頑固な拒絶であった。しかし最近に至り、これらの用語は定着化してきているように思われる。たとえば、46年度に始まった技術管理システム化研修(システム工学コース)においては、短期間の研修にもかかわらずかなりの成果を示しており、また、多くの事業の調査、計画、設計、管理に具体的に採用されてきている。

排水計画の分野においても、いろいろの手法が開発されてきている。これらの手法を理解することも重要であるが、ここではシステム化の原点に戻り、なぜシステム化は必要であるか、また、その有用性はどうか、について考えてみたい。

2. 排水改良事業の問題点

排水とは、わが国では耕地の排水と地域の排水の両義に用いられることが多く、後者の場合は洪水防御に近い内容を意味している。排水の目的は、いうまでもなく農地およびその他の土地の地表における有害な湛水の防除と地表水の制御、および、農地の地表付近の地下水の制御にある。

この排水技術は、古くから低平地の水田開発とともに発達してきたが、近年の耕地利用の高度化、社会経済情勢の変化等により、排水事業にも、つぎのような新しい問題が生じている。

(i) 排水環境の変化

近年の都市化の伸展にはめざましいものがある。

農地の上流側における宅地の開発および農地のスプロール的な市街化は、農業用排水路の断面不足および汚濁進行、ゴミ処理問題を生じている。

すなわち、排水路の断面不足は、計画基準年より規模の小さい降雨に対して湛水を生じるようになり、農地のみならず宅地等にとっても重要な問題となっている。

(ii) 生活環境整備としての排水

従来の農地排水に加えて、農村生活環境整備の方向から集落内排水もあわせて計画することが必要となっており、その事業化も望まれている。

(iii) 地域計画としての排水事業

上述の(i)および(ii)は、排水計画または排水管理が単に農地の排水に止まらず、地域の排水として理解されなければならないことを示している。特に洪水時における排水施設の操作、地域全体から排水機場スクリーンに集まるゴミの処理問題などは、地域社会との調整なしには解決しえないものである。

(iv) 管理の重視

排水受益地の土地利用、営農計画等の多様化に伴い、既存の排水施設を有効に利用して最大の効果をもたらす管理計画が強く求められてきている。なお、管理は調査、計画、設計、施工の各段階において常に考慮されるべきものであり、かつ、管理の実績がつぎの調査、計画、設計、施工にフィード・バックされることにより、技術の進歩ももたらされることはいうまでもないであろう。

(v) システム工学の導入

近年のシステム化手法、最適化手法の開発はめざましく、すでに述べたような排水事業の新しい問題に積極的に対処するためには、調査、計画、設計、施工、管理の各段階において、強力なシステム化が必要とされている。

* 農業土木試験場水理部

** 農林省大臣官房予算課

3. 排水計画のシステム化と数値モデル・シミュレーション

(1) 排水システム

排水事業の対象となる地区を模式的に表わすと図-1のようになる。排水事業とは、対象地区内への降水量、

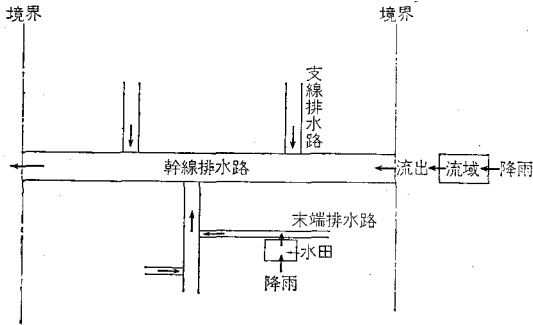


図-1 排水システムの模式図

地区外からの流入量などに原因する対象地区内の地表水および地下水を、生産や生活に支障のないように地区外に排除するため、幹線排水路、支線排水路、末端排水路、各排水路相互の接合部および各排水路とは場、地区外との接合部などの施設（排水機場、水門、水こう（閘）、暗渠など）を整備し、管理することである。この事業の目的を満し所期の効果を得るため、調査、計画、設計、管理する技術を排水計画と呼ぶことにする。合理的な排水計画とは、図-1に示した排水計画の構成要素を与えられた条件の下で、できる限り目的に近づくように配列することである。

(2) 排水計画の問題点

合理的な排水計画を得ることは、つぎのような排水計画固有の問題のため困難とされている。

(i) 実際の排水システムは図-1と異なり非常に複雑であり、また、そこに発生する現象は十分に解明されているとは言えない。したがって、排水計画のために排水対象地区をモデル化し、そこに発生する現象をシミュレートすることが困難である。

(ii) 排水システムにおける現象の中心である水の様態は、水田湛水、排水路貯留、流入量および外水位の変動などにより非定常水理現象を呈し、その解明は理論的にも経済的にも困難なことが多い。

(iii) 流入量、外水位または降水量などの排水システムの境界条件は不確定現象であり、解析が困難な要素を多く含んでいる。

(3) 排水計画の基本的な考え方

前述の排水計画の問題を克服し、合理的な排水計画を得るためには、つぎのような基本的な考え方が必要である。

(i) 排水システムは、その構成要素が独立に存在するものでなく、全体を単一のシステムと考える。しかし、全システムを細部にわたり精度よくモデル化することは容易なことではない。したがって、排水計画の課題は、排水システムの範囲をどこまで拡大し、なにを境界条件とするかにあると言える。

(ii) システムの様態を検討するためには、システムをモデル化する必要があるが、近年の電子計算機の発達には、これをソフトウェアとして電子計算機に組み込み、システムに発生する複雑現象を比較的容易に、精度よく、かつ経済的に再現することを可能にしている。

(iii) 排水システムの境界条件は、すでに述べたように不確定現象であるので、境界条件およびこれに応答して発生する排水システムの様態は、近年各分野で活用されてきている確率過程として処理されることが望ましく、その手法の開発が必要であろう。

(iv) どのような排水計画においても、その施設規模には限界があり、また、その施設規模に一致する現象が発生することはまれである。したがって、発生するであろう洪水に対して、システムの機能を十分発揮できるように、排水システムを管理することが重要である。そのためには、時々刻々に変動する現象を的確に把握し、かつ、その後発生するであろう現象を予測しなければならない。このためには、水の動きばかりでなく、情報の動き、人の動きをも考慮することが必要である。

(v) 排水計画の究極の目標は、システムを拘束する条件を考慮しながら、排水事業の目的を効率的に満たすように計画、管理することにある。そのためには、最適手法の導入が不可欠である。このような排水計画の基本的な考え方を満足する計画手法を開発することは、年々増大し、かつ複雑化する排水事業を実施するための必須条件であり、また、農業基盤整備事業にたずさわる技術者に与えられた課題であろう。

(4) 排水システムにおける水理現象の特徴

すでに図-1に示した排水システムの模式図から、排水システムにおける水理現象の特徴を列挙してみると、

(i) システム的に水門、暗渠などを含んでいるが、システム全体としての流れは開水路流を形成している、

(ii) 水田面上の湛水、あるいは排水路貯留があり、これも水理現象を支配する。

(iii) 境界条件である流入量は時間的に変化する。また、この流入量も境界内の水理条件に支配されることもある。

(iv) 排水システムに含まれる排水機、水門、暗渠などの施設の操作も水理現象を支配する、などが考えられる。

これからも分るように、排水システムにおける水理現

象は、流れの特性が場所的にも時間的にも変化する非定常開水路流である。さらに、その開水路も単純なものではなく複雑な開水路網を形成している。

(5) 非定常開水路流の基礎式とその解法

非定常流の基礎方程式である運動方程式と連続方程式は、一方向流で下流端を原点とする場合、それぞれ(1)および(2)式で表わされる。

$$\frac{1}{g} \left(\frac{\partial v}{\partial t} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2} \right) + S + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{n^2 |v|}{R^{\frac{4}{3}}} v = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0 \dots\dots\dots(2)$$

ここに、

g ・重力の加速度、 v ・流速(上流方向が正)、 S ・河床勾配、 h ・水深、 n ・粗度係数、 x ・距離(下流端から上流方向の距離)、 t ・時間、 A ・通水断面積、 Q ・通過流量、 q ・単位距離、単位時間当りの横流入量、 R ・径深、

である。

(1)および(2)式からなる系は、独立変数として時間 t および距離 x 、未知関数として水深 h および流速 v をもつ 2 独立変数 2 従属変数に関する 1 階連立偏微分方程式系である。

これを解く手法は古くからいろいろ考えられてきている。すなわち、

(i) 問題の特性により単純化を図り、解析的に解く。

(ii) 双曲型偏微分方程式の解法の一つとして、特性曲線法を用いる。

(iii) (1)および(2)式を差分化して、これを電子計算機上に数値モデルとして構成する。

(i)の方法は、ごく単純化された場合を除いて不可能なことであり、現実の応用にあたっては、解析解の値は低い。(ii)の特性曲線法は、第2次大戦中フランスで開発されて以来、洪水追跡、感潮河川の水理解析の有力な手法として活用されてきており、多くの業績が紹介されている。なお、この手法は任田により湛水を考慮した混性特性曲線法が開発され、排水計画における流出解析に有効に活用されている。また、格子の組み方等に工夫をこらし、精度、収束度を高める手法も開発されている。

(iii)の数値モデル・シミュレーション手法は、電子計算機の発達に伴いその開発が進められてきたものであり、多くの手法がいろいろな分野で実用化されている。

これは現地の地形条件、排水施設、境界条件などを、水理現象を支配する物理則である運動方程式、連続方程式の差分式とともに数値モデルとして、電子計算機のソフトウェアに組み込み、数値実験を行なうもので、有用な手法である。

4. 具体例

(1) 低平地流出現象のシステム化

排水システムにおける流出現象は、低平地であるため湛水現象を生じること、流出が境界条件に支配されること、排水システムに含まれる施設は人為的に操作されることなどから非常に複雑なものとなっている。このため単位図法にみられるようにブラック・ボックス的な考え方が従来からとられてきたが、流出解析の水理学的方法としては、数値モデル・シミュレーションも秀れた手法といえよう。すなわち、現地の地形条件などを数値モデルとして電子計算機に組み込み、境界条件を与えて非定

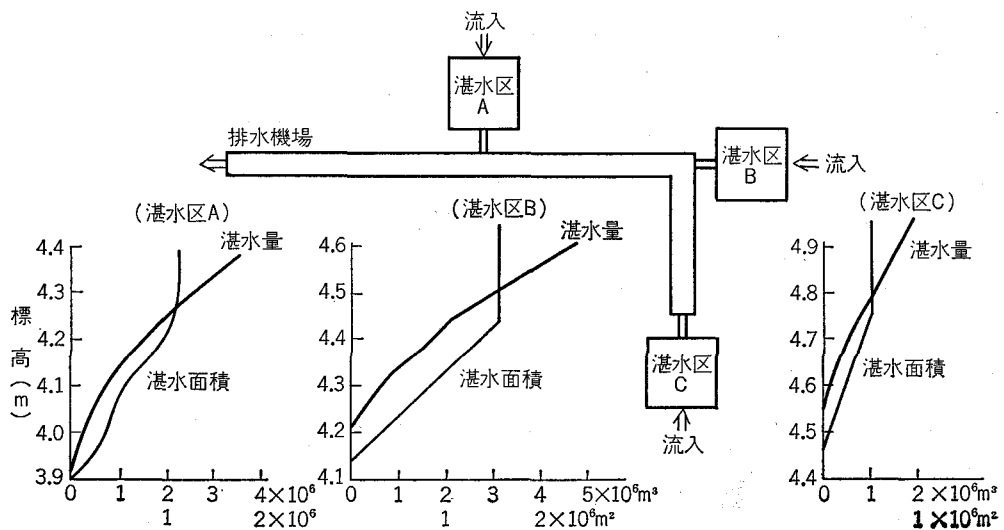
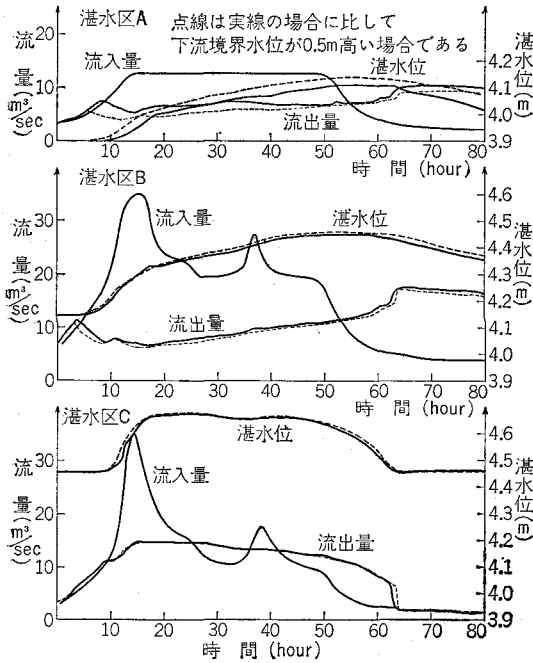


図-2 湛水をとまらう流出現象解析の対象排水システム

常シミュレーションを行ない、その結果を実測値と比較して、粗度係数などの現地定数を修正して、流出モデルを完成する。この方法によれば、時々刻々の水理現象が再現できるから、洪水追跡が容易になるばかりでなく、地形条件などが変化した場合の流出現象も予測することができる。



図—3 湛水域をもつ排水システムの流出現象

たとえば、図—2に示すような湛水をともなう流出モデルにおいては、その流出は下流端の排水機の容量、吸水槽設定水位、排水路の規模、湛水区と排水路を連絡する水門の操作、湛水区の地形条件などに支配される。このような条件を数理モデルに組み込んでシミュレートし、図—3を得た。これは、各湛水区の流入ハイドログラフが排水路への流出ハイドログラフへいかに変換されるか、また、流出ハイドログラフが下流端の排水機吸水槽水位にいかにか影響されるかを示している。

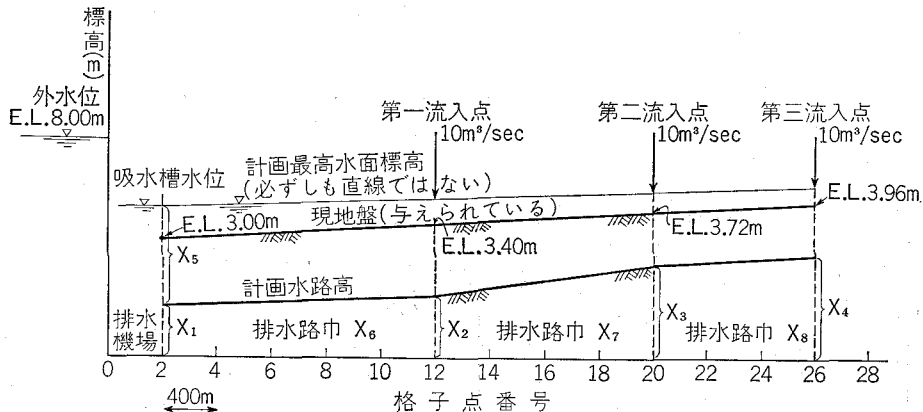
このように数理モデル・シミュレーションは有力な流出解析の手法であるが、流出システムのような複雑なシステムを数理モデルに組み込むことは困難なことが多い。したがって、流出解析の精度は、なにを境界条件とし差分の大きさをどの程度にするかにかかっている。

(2) 排水システムの最適設計

(i) 問題の設定

図—4に示す簡単な排水システムをモデルに、排水システムの最適設計の検討を進める。これは、排水改良を図るため地区内に幹線排水路を設けて排水を促すとともに、幹線排水路の末端に排水機場を設置して洪水を地区外に排除する極く一般的なモデルである。

このような計画において、排水路敷高、底幅、堤防高、排水機場吸水槽水位を与えられた条件のもとでいかに最適に設計するかは重要な問題であるが、合理的な解を得ることが困難とされている。水の流れが等流と仮定した場合の導水システムの最適設計には動的計画法が有効に利用されているが、排水システムのように水の流れが不等流、もしくは不定流である場合には問題は複雑と



図—4 最適設計検討の排水システム

なる。すなわち、最適化手法と水理解析手法を結びつけることが複雑である。

ここでは、図—4の数理モデルを電子計算機に構成してシミュレーションを行ない、その計算結果から排水システムの建設に必要な全工事費を核算し、傾斜法により

これが最小となる方向に計画諸元を修正し、再び数理モデル・シミュレーションを繰り返して最適値を求める方法の開発を試みた。

(ii) 境界条件、地形条件

幹線排水路への流入はいずれも子排水機によるものと

し、いずれの最大排水量も 10m³/sec とする。洪水時には各小排水機場とも最大排水量で運転しているものとする。

下流境界条件は排水機場吸水槽設定水位とし、これと外水位との差が揚程である。幹線排水路断面は簡単のため長方形水路としている。

(iii) 評価関数

最適設計の目的は図-4に示す排水システムの全工事費を最小化することであるので、目的関数である全工事費を排水路敷高、底幅、排水機場吸水槽設定水位を決定変数として定量的に表わさねばならない。ここでは問題を簡単にするため、つぎのような無単位の評価関数を用いた。

排水機および排水機場工事費＝

$$100 \text{ (外水位－吸水槽設定水位)}$$

幹線排水路工事費＝

$$\sum_{\text{上流端}}^{\text{下流端}} \{(\text{水深})^2 + (\text{水深})\} \times (\text{水路幅})^{1.5}$$

ただし、水位が現地盤標高より低い場合には現地盤標高と排水路敷高の差を水深とし、高い場合には排水路敷高と現地盤標高の差の2倍を水深に追加する。

なお、拘束条件として許容最大流速などが考えられるが、低平地であるため問題にならないので考慮していない。

目的関数を標式化すると(3)式で与えられる。

$$\hat{C} = \text{Min}_{x_1, x_2, \dots, x_8} \{(\text{排水機場工事費}) + (\text{幹線排水路工事費})\} \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 x_1, x_2, \dots, x_8 は図-4に与えられているとおりである。(3)式の第1項は x_1, x_2, \dots, x_8 の関数であり、第2項は x_1, x_2, \dots, x_8 および水深(これもまた x_1, x_2, \dots, x_8) の関数であり、定式化は不可能に近い。

(iv) 傾斜法

(3)式のように定式化されない、拘束条件のない非線形問題に対しては、傾斜法が有力な最適化手法である。これは、まず初期値 $x_1^0, x_2^0, \dots, x_8^0$ を与えて、目的関数 C の決定変数に関する偏微分 $\left(\frac{\partial C}{\partial x_1}\right)^0, \left(\frac{\partial C}{\partial x_2}\right)^0, \dots, \left(\frac{\partial C}{\partial x_8}\right)^0$ を求め、これを用いて(4)式に示すように目的関数を最小化するように決定変数を修正していく方法である。

$$\Delta x_i = -k \frac{\left(\frac{\partial C}{\partial x_i}\right)^0}{|(\nabla C)^0|} \quad (i=1, 2, \dots, 8) \dots\dots\dots(4)$$

ここに

$$|(\nabla C)^0| = \sqrt{\sum_{i=1}^8 \left\{ \left(\frac{\partial C}{\partial x_i}\right)^0 \right\}^2} \dots\dots\dots(5)$$

(4)式において、 k は正の実数であるが、これは傾斜法

の収束の速度と精度を左右しており、また収束するにつれ、順次小さくしていくことが必要である。

(v) 最適化の手順

最適解にはつぎのようにして到達する。

(a) x_1, x_2, \dots, x_8 に初期値を与えて数理モデル・シミュレーションを行ない、目的関数の値 c^0 を求める。

(b) つぎに、 x_1, x_2, \dots, x_8 はそのままにしておき、 x_1 のみ 0.0001 x_1 だけ増加させて目的関数 c_1^0 を求める。これにより

$$\left(\frac{\partial C}{\partial x_1}\right)^0 = \frac{c_1^0 - c^0}{0.00001 \Delta x_1} \dots\dots\dots(6)$$

を知る。

(c) (b)の作業を x_2, x_3, \dots, x_8 についても繰り返す。

(d) (5)式により $|(\nabla C)^0|$ を求める。

(e) まず $k = \frac{1}{2}$ とおき(4)式により $\Delta x_1, \Delta x_2, \dots, \Delta x_8$ を求め、

$$x_i^1 = x_i^0 + \Delta x_i \quad (i=1, 2, \dots, 8) \dots\dots\dots(7)$$

により、新しいモデルの諸元を求める。

(f) $x_1^1, x_2^1, \dots, x_8^1$ により(i)の作業を繰り返し、 c^1 を求める。ここで、 c^1 が c^0 よりも小さければ(b)以下の作業を繰り返す。逆の場合には、(e)における k の値が大きすぎるためであるから、 k の値を $\frac{1}{2}$ 倍して(e)以下の作業を繰り返す。

(vi) 演算結果

演算の結果、最適化は $x_1=1.04, x_2=3.38, x_3=3.72, x_4=3.96, x_5=2.09, x_6=14.27, x_7=8.84, x_8=3.41$ であった。

収束値の $x_2=3.38$ は現地盤標高 3.400 に近く、 $x_3=3.72, x_4=3.96$ は現地盤標高に一致している。これは全体として排水路コウ配を急にする傾向にあるが、排水路敷高が現地盤標高より大きくなるときは、目的関数が大きくなるように評価関数を設定しているためである。

(3) 複雑な排水システムの管理

(i) 問題の設定

図-5は後方を山地および集落に、前方を信濃川に囲まれた低平地であるため、洪水時には背後地の流出量の自然排水が不可能で古くから排水に悩まされてきている。これを抜本的に解消するため、図に示すように地区に発生する設計対象洪水を排除できるように幹線排水路、排水機場を設計している。したがって、設計対象洪水以上の洪水に対しては、排水路の破堤および田面湛水の恐れがあることはいうまでもない。しかし、各排水区の流出の時間的変化は異なり、また、天上川である第1幹線排水路の破堤は第2排水区全体にとって致命的であることから、両幹線排水路を連絡する放水工を設けて組織的に管理することにより、被害を最小限にすることが考えられる。そのため、地区全体に発生する水理現象を

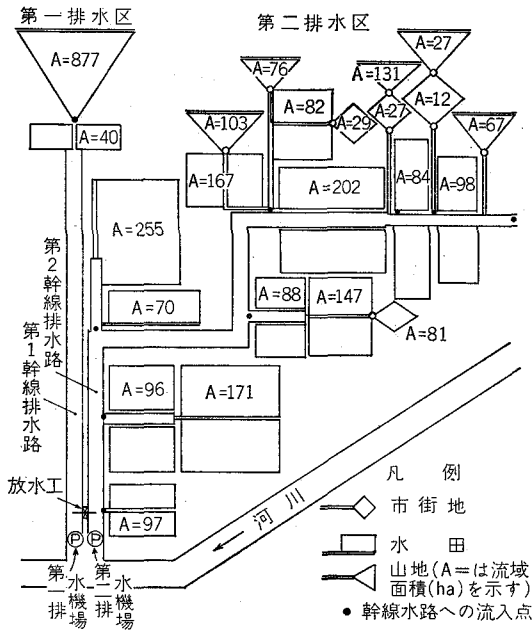


図-5 複雑な排水システムの管理検討の対象排水システムの模式図

数理モデル・シミュレーションにより再現し、つぎの検討を行なった。

- (a) 設計対象洪水以上の洪水に対して、放水工を操作することにより第1幹線排水路の破堤を防げるか、
- (b) (a)により、第1幹線排水路から第2幹線排水路に放水された洪水を、第2幹線排水路の水路貯留でまかなうことができるか、
- (c) (b)が不可能な場合には、第2排水区に水田面湛水を許さなければならないが、そのときの湛水面積、湛水時間、最大湛水深はどうか、
- (d) 第1排水区は山地であるため、流出のピークは第2排水区に比し早い。したがって、第1幹線排水路の流出がピークを過ぎ、第1排水機に余裕を生じた場合には、第2排水区の排水を一部分担させることを考えられるが、これにより第2排水区の湛水被害を軽減できるか。

(ii) 放水工機場の操作基準

放水工は、第1幹線排水路の各断面に設けられた警戒水位にその断面の水位が達すると、放水工から第2排水機場に $1 \text{ m}^3/30 \text{ sec}$ ずつ放水量を増加する。また、洪水のピークが過ぎて減水に移った場合には、第1排水機場の施設能力に余裕を生じないように放水工からの放水量を減じる。

(iii) 演算結果

図-6は、既往最大洪水についての最高水位の距離的分布を示したものである。第1幹線排水路の水位は、警戒水位を越えないように放水工を操作した場合である

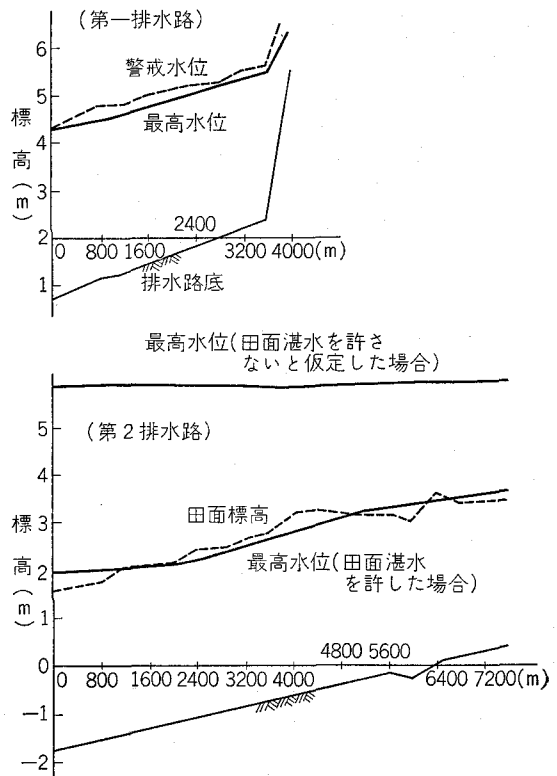


図-6 既往最大洪水に対する最高水位縦断面図

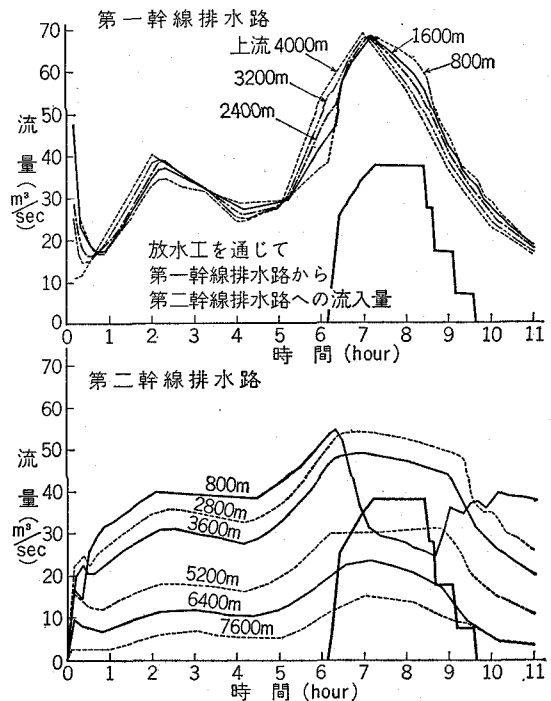


図-7 既往最大洪水に対する時間～流量曲線

が、放水量を受けた第2排水区の水水位は、

- (a) 放水量を第2幹線排水路のみで受ける。
 - (b) 断面湛水を許す。
 - (c) 第1排水機場に余裕が生じた場合その余裕分を第2排水区に応援に出す。
- の3通りについて検討した。

これから、放水量は第2幹線排水路のみで貯留させることは不可能であり、また、第1排水機場の余裕を活用しても第2幹線排水路の最高水位を低くめることにはな

らないことが分る。

図-7は上記の(b)の場合の各地点の通過流量の変動を示している。6時間を少し過ぎた頃から放水工が働いて第1幹線排水路の通過流量は急激に増大し、逆に第2幹線排水路のそれは減少している。この傾向は第2幹線排水路800m地点において特に著しい。

図-8は上記(c)の場合の両排水機場の流況、排水機、放水工の稼働状況を知ることができる。

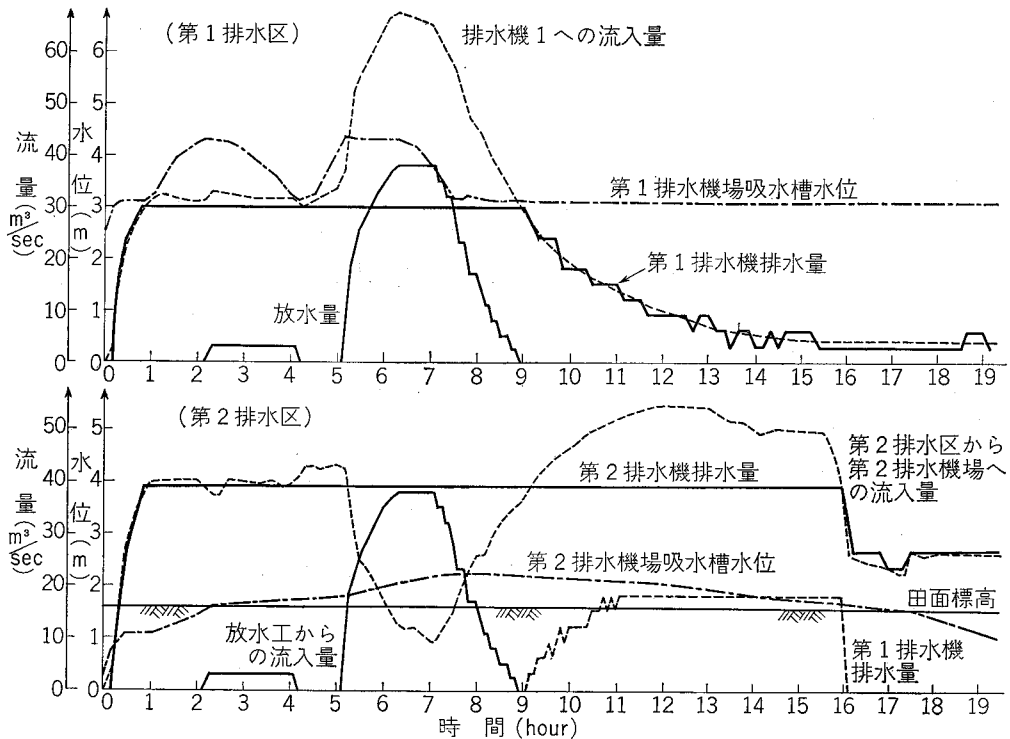


図-8 複雑な排水システムの管理状況

このように、複雑な排水システムの管理状況も数理モデルにより再現できる。このモデルを活用することにより、

- (i) 管理の数理実験。
- (ii) 管理計画の策定。
- (iii) 計画段階においては、放水工および排水機の規模決定。

などを合理的に進めることができる。

5. さいごに

前項の具体例で数理モデル・シミュレーション手法の有用性は理解されると思う。数理モデル・シミュレーションに替わる従来の水理現象の検討手段は水理模型実験である。これは現地を相似則で縮尺して模型を作り、この上に縮尺された現地の現象を再現する方法である。

これに対し数理モデルは、物理的な模型を作る代り

に、電子計算機上にソフトウェアを構成するものであり、水理模型実験に比べてつぎのような有利な点も持っている。

- (i) 縮尺する必要がないので実物と同じ規模の模型で実験することができる。
- (ii) 模型の製作が比較的簡単うえに、観測作業が不要となる。
- (iii) 模型の改造はプログラムまたはインプット・データを修正すればよく、比較的容易に行なうことができる。
- (iv) 短時間に実験を完了することができる。
- (v) 経済的である。

しかし、このことは水理模型実験を否定するものではなく、逆に数理モデルの発達とともにその有用性も高まるものと思われる。すなわち、数理モデルは水理現象の基礎方程式が明確な場合に限り有効であるので、依然とし

て水理模型実験に頼らなければならない問題も多い。また、現象の解明に両手法を併用することにより、技術の進歩を促すことも期待される。

さいごに、排水計画をさらに合理的なものにするには、つぎのような残された課題について検討を進める必要があることを付け加えたい。

(i) 数理モデルの境界を広げ、より広く、より精度の高い数理モデル・シミュレーションを行なう必要がある。これは現段階では電子計算機の性能に拘束されているが、水理的な現象解明に水文的な現象解明を加えることにより、より広くモデル化できることも考えられる。

(ii) シミュレーション手法の開発により、技術者は計算作業から解放されたが、経済的にはやはりシミュレーションは高価なものである。排水計画におけるシミュレーション回数を少なくし、より早く満足な解を得るためには、数理モデルの境界条件を支配する不確定現象の解明と収束の早い最適化手法の開発が待たれる。

(iii) すでに述べたように排水計画の究極の目標は最適計画である。このためには目的関数を必要とするが、排水計画の場合湛水被害などのように評価関数で定量的に表わすことが困難なものが多く、最適化手法の適用が遅れている。今後の調査研究が期待されている。

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
 $\sigma_{sa}=70\text{kg/cm}^2$ （ 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. 複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

農道舗装の設計・施工

—アスファルト舗装—

三品 直樹* 田中 忠次* 牛勝 一男**

目 次

I まえがき.....(81)	II 設計CBRと修正CBR.....(81)
-----------------	-------------------------

I まえがき

道路の舗装には、アスファルト舗装とコンクリート舗装があるが、農道では急傾斜地を除けば一般にアスファルト舗装が用いられている。

アスファルト舗装とは、骨材を歴青材料で結合した表層をもつ舗装をいい、加熱混合式、常温混合式および浸透式等の工法がある。

アスファルト舗装の特色は、これら各工法によって異なるがコンクリート舗装に比較して次の点をあげることができる。

- (1) たわみ性が大きいので、交通荷重による変形に対して比較的順応しやすい。
- (2) 養生の必要が少なく、比較的施工速度が速い。
- (3) 目地を造る必要がないので、連続的に平坦な路面を与えることができる。
- (4) 維持管理が容易であり、オーバーレイによって舗装の耐用年数の更新が容易である。

アスファルト舗装はこのような特色を生かして、高級舗装から軽舗装まで広い範囲の構造に造ることができる。

舗装の構造は、交通車両の種類、交通量、気象条件、土質条件等に関係するものであるが、アスファルト舗装の理論的設計法は確立されておらず、経験的あるいは半経験的な設計方法で設計されている。この中でわが国で広く用いられているのが等値換算係数（または等価値）を考慮したCBR法で、農林省構造改善局で今春3月に改定した農道舗装の設計基準もこの設計方法を採用している。この設計方法は、路床土の支持力（設計CBR）、交通荷重、舗装を構成を材料の性質等の舗装構造の要因を適確に把握することによって、信頼性の高い設計となることが各種の試験や追跡調査などで立証されている。しかしながらこれらの試験や追跡調査は比較的交通量の多い一般公共道において行なわれたもので、交通車両や

交通量の異なる農道に適合した設計方法であるか否かは今後究明して行かなければならない。このように農道舗装には、未解決の問題が多いが、現実には毎年莫大の舗装が実施されている。舗装を正しく、かつ経済的に設計するには、適切な設計方法を開発しなければならないのは当然であるが、当面は、上述した舗装構造の要因を適確に把握して、設計にあたることである。

農道舗装の設計および施工は、特別な場合を除き農道舗装の設計基準を準拠することとなるが、適切な運用をはかるため、土質試験、構造設計、配合設計および施工など、舗装の設計、施工に関する基本的なことについて、4回の子定で記述する。

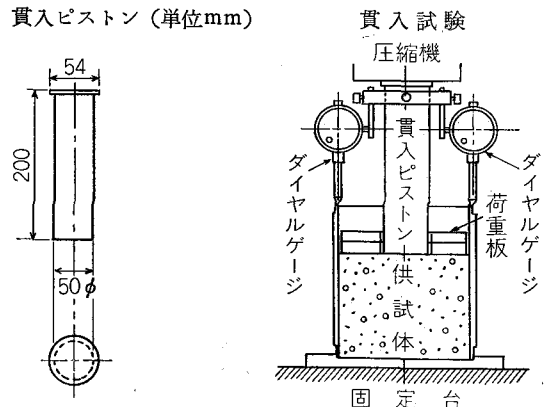
II 設計CBRと修正CBR

1. CBR試験方法

CBRとは California Bearing Ratio（カリフォルニア支持力比）の略であって、その試験法が1929年に米国カリフォルニア州の道路技術者 o. J. Porter らによって考案され、実施されたところからこの名がつけられたものである。

(1) 試験法の要点

CBR試験法の要点は直径5cmの先端平らな鋼製貫入棒（ピストン）を一定の速さ（1mm/min）で土中に貫入ピストン（単位mm）



図—1

* 農林省農薬土木試験場

** 農林省構造改善局設計課

貫入させ、その時の貫入量 (mm) と荷重 (kg) または荷重強さ (kg/cm²) との関係を図に書き、このグラフから貫入量が 2.5mm の時の荷重 (または荷重強さ) の値を読み取って標準荷重 (または標準荷重強さ) で割り、% で表わす。

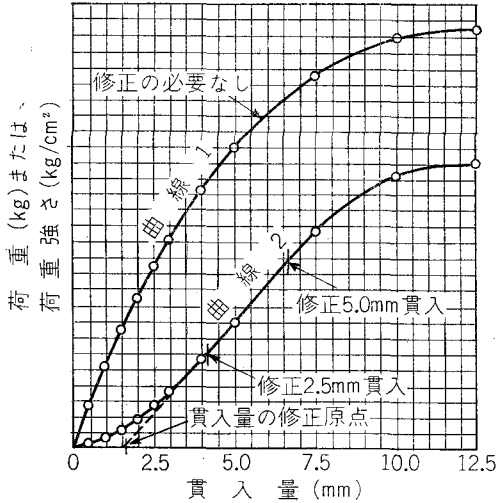


図-2

すなわち

すなわち

$$CBR(\%) = \frac{2.5\text{mm貫入時の荷重}}{\text{標準荷重}} \times 100$$

または

$$CBR(\%) = \frac{2.5\text{mm貫入時の荷重強さ}}{\text{標準荷重強さ}} \times 100$$

である。標準荷重および標準荷重強さとしてはつぎの値を用いる。

貫入量	標準荷重	標準荷重強さ
2.5mm	1370kg	70kg/cm ²

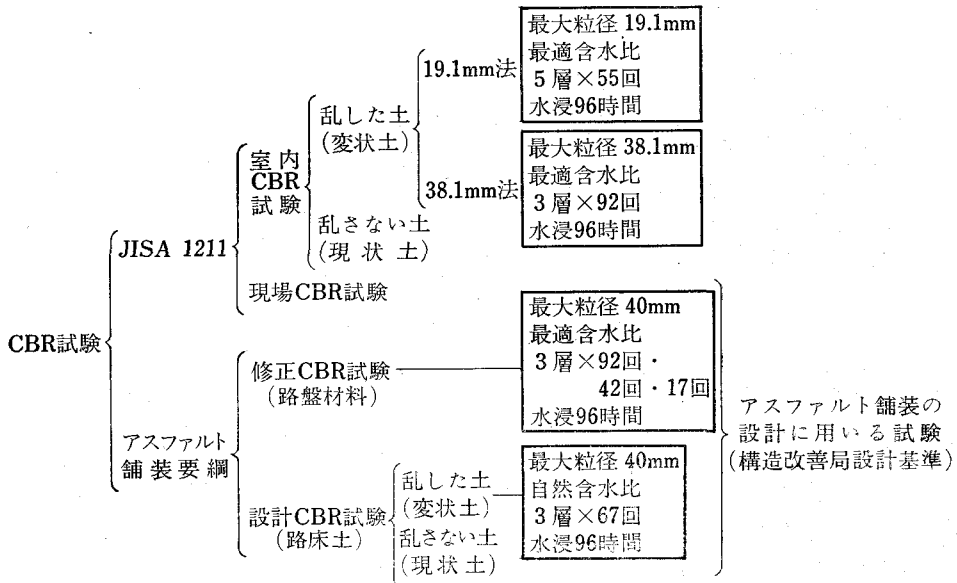
この値は Porter らが CBR 法を考案するに当たり優良路盤材である多くのクラッチランについて試験を行ない、その平均値を以て標準としたものである。なお、当然のことながら

$$\text{荷重強さ} = \frac{\text{荷重}}{\text{ピストン断面積}} = \frac{\text{荷重}}{19.63\text{cm}^2}$$

である。

(2) 試験法の種類

CBR 試験法の要点は前節の通りであるが、実際に行なわれる試験には試料の作製方法や結果の利用方法などの異なるいくつかの方法がきめられており、それらをまとめるとつぎのようである。



このうちアスファルト舗装設計に用いられるのは設計 CBR 試験、修正 CBR 試験および現場 CBR 試験である。なお、乱した土による試験を変状土試験、乱さない土による試験を現状土試験と呼ぶこともある。また、現場 CBR 試験以外は直径 15cm のモールドを使用する。試料の突固めに用いるランマーは重量 4.5kg、落下高 45cm である。

(3) 注意事項

(i) 2.5mm 貫入と 5mm 貫入

CBR 試験方法を規定する JIS A 1211 によると、貫入量 5mm における CBR が 2.5mm のものより大きい場合は試験をやり直し、再び同様の結果をえたときは 5mm のときの CBR を採用するように書いてあるが実測結果によると CBR が 3% 以上の路床または路盤材料

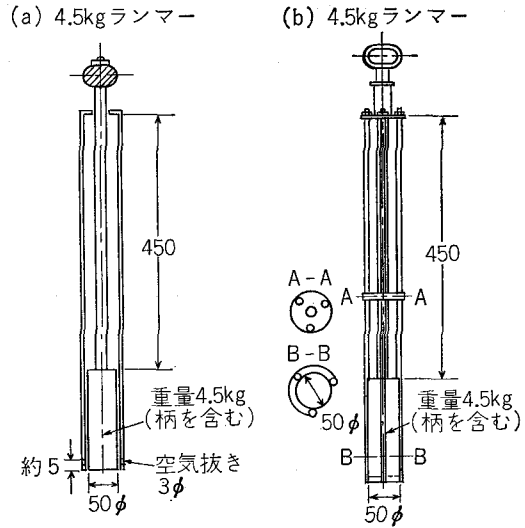
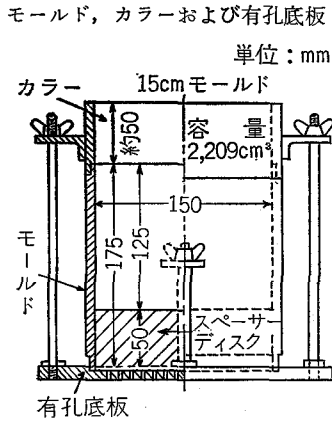


図-3 ランマー

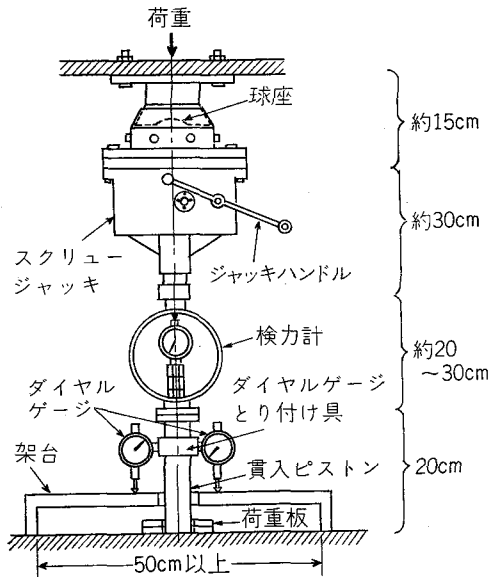


図-4 現場試験装置

ではほとんどすべての場合 5 mm 貫入に対する CBR の方が大きいので、CBR の値としては 2.5 mm 貫入のものを原則とする限り、特に試験をやり直して 5 mm 貫入の値を求める必要はない。なお、貫入量 5 mm の場合の標準荷重および標準荷重強さはつぎのとおりである。

貫入量	標準荷重	標準荷重強さ
5.0mm	2030kg	105kg/cm ²

(ii) JIS 試験との違い

試験方法の詳細については JIS A 1211 に定められているが先に述べたようにアスファルト舗装の設計に用いる試験では室内試験における JIS の規定と供試体の

作製方法が異っている。すなわち、JIS ではまず最大粒径によって 19.1mm 法と 38.1mm 法とに分け、それぞれ JIS A 1210 「突固めによる土の締固め試験方法」の突固め方法 2.4 および 2.5 によって最適含水比を求め、この最適含水比に調整した試料を用いて突固め方法 2.4 および 2.5 によって供試体を作製して浸水後貫入試験を行なうのである。したがって JIS の場合には供試体は最大乾燥密度あるいはその付近に締固められているはずである。これに対し、修正 CBR 試験では、まず突固め方法 2.5 に従って最適含水比を求め、試料をこの含水比に調整するが、貫入試験に用いる供試体の突固めは 92 回 × 3 層 (2.5 と同様) のほか、42 回 × 3 層、17 回 × 3 層の合計 3 種類の方法によるのである。また、乱した試料の設計 CBR 試験ではあらかじめ含水比調整を行わず、自然含水比の試料によって 67 回 × 3 層の突固めによって供試体を作製する。なお、最大粒径 40mm というのは土木・建築関係で用いられるフルイの呼び寸法から来ているもので、JIS の呼び寸法では 38.1mm である。

(iii) 吸水膨張試験

修正 CBR 試験においても設計 CBR 試験においても、室内試験においては貫入試験をする前に供試体を 4 日間 (96 時間) 水浸し、同時にダイヤルゲージを取付けて膨張量を測定する。膨張量が 3% 以下であれば路床土として使用可とされている。モンモリロナイト系の土や有機質土でない限り大径の土はこの範囲内に入るので、JIS ではこの試験は技術者の判断により省略してもよいことになっている。しかし、手間を要する試験ではないので省略せずに行なったらよいであろう。

自然含水比の関東ロームを突固めた供試体などでは水浸によってマイナスの膨張 (すなわち収縮) を生ずるこ

ともあるのでダイヤルゲージを読み間違えないよう浸水後の指針の回転方向に注意する必要がある。

(iv) 現場CBR試験

現場CBR試験はJISの規定に従って実施すればよいが、JISの図(図-4)に示すような装置とすると全高が85~95cmになるのでトラック等の高さに合わせて取付ける工夫が必要となる。市販されている装置には通常、容量5tonの検力計(ブルーピングリング)が付属しているが、これは500kg以下の荷重に対しては精度が落ちるので、500kgか1ton程度の容量のものも必要である。通常、路床土ではCBRは20%位までなので、むしろこの程度の容量のものの方が多く使われるであろう。トラックを対重に利用する場合は十分な重量のものでないと、載荷するにつれてトラックの板バネがゆるみ、車体が持ち上がってジャッキのストロークが不足したり、また、車輪が浮き上がって移動したりするので危険である。

CBR10%程度までの路床土に対しては、容量300kgの携帯用現場CBR試験機が利用できる。これは荷重車が要らないので道路のない所でも使用できて便利である。対重としては土のう(囊)、石塊あるいは人が乗るなど現場の条件によって適当なものを運べばよい。

室内試験では96時間水浸させるので、現場試験の場合も土を飽和させるために撒水することがあるが、実際に

は荷重の及ぶ範囲内の土を飽和させるためにはかなり長時間を要するし、また、場合によっては表面付近のみが軟弱化してかえって誤差を大きくする危険もあるので、土の含水量が異常でない時期を選び、測定地点も含水量が平均的と思われる所を慎重に選べば特に撒水する必要はない。

(v) 乱さない試料の採取

乱さない試料を採取するにはカッターを付けたモールドを土中に押し込むのであるが、CBRが高い土ではかなり熟練を要する。レキを含む場合や、深い所から採土する場合など特に困難である。構造改善局設計基準に現場CBRを採用したのはこのためであって慎重に試験すれば不完全な供試体を用いる室内試験よりもむしろ好結果を得られるものと思われる。

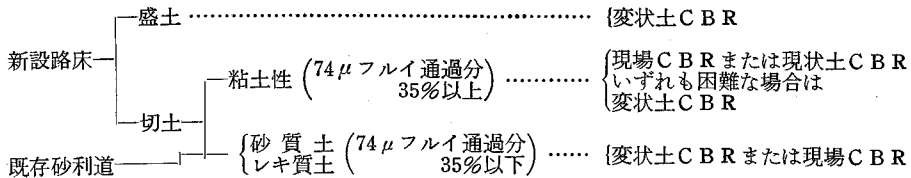
2. 設計CBR

(1) 設計CBR試験

(i) 概説

CBR設計法においては舗装厚さは路床の設計CBRにもとづいて決定される。

設計CBRを求めるにはまず設計CBR試験を行なう。農道舗装の設計CBR試験は、道路を新設するのかあるいは既存砂利道を舗装するのか、また、道路新設の場合でも路床が盛土であるか切土であるかなどによってつぎように実施する。



ただし、既存砂利道の舗装の場合でも拡幅を伴う場合や、既存砂利道が舗装の路盤として利用されないときは、新設部分については新設路床として扱う。また、盛土の新設路床でも、盛土完成後に舗装を設計する場合は切土のときと同様に扱ってよい。

改訂されたアスファルト舗装要綱や簡易舗装要綱ではいかなる場合も原則として変状土CBR試験によって設計CBRをきめるようになっており、乱すと著しくCBRが低くなるような土で、交通量が少ない道路の場合にのみ例外的に現状土試験を認めているに過ぎない。これに対し、農道舗装では切土路床の場合は現状土試験あるいは現場CBR試験を取り入れた点が諸要綱とは異っている。Porterらが40年前に、モールドを使用して実験室内で行なうCBR試験法を考案したのは、困難でしかも誤差の入りやすい現場試験法に代って簡単な室内締固めによって現場密度に近い供試体を作製し、間接的に実際の路床・路盤の強さを知ろうとするものであったから、今さら現場試験を採用するのは逆行のように思われ

るかも知れないが、わが国の土は一般に含水比が高く、突固めによって軟弱化するものが多いことから、切土部分では変状土試験による設計CBRは過小になる(設計としては過大になる)ことも少なくないと考え、少なくとも切土部分においては自然の土層の強さを有効に利用するのが得策と判断したのである。ただ、この場合、土工にあたっては路床土をできるだけ乱さないような配慮が必要であることは言うまでもない。

盛土路床の場合は施工の際に土が乱されるので変状土試験により設計CBRを求めてよいわけであるが、この場合にも下層路盤程度まででき上がった時点で路床の現場CBR試験を行なって実際の路床支持力を確認することが望ましい。変状土設計CBR試験における67回づつ3層の突き固めエネルギーはかなり高いものであり、実際の粘性土の転圧にはこれ程土が乱されるものかどうかは疑問であるし、また、土取場がいくつかの土層から成っている場合などは盛土施工の際にこれが混合するので実際の路床CBRはあらかじめ決定した設計CBRと著

しく異なることも考えられ、また、砂の場合には変状土 CBRはモールドの拘束の影響で現場CBRより著しく高くなるという研究もある。

(ii) 試験方法

(a) 予備調査

路線がきまったらまず予備的な土質調査を行なって、沿線の土質の概要を把握し、(i)に従って設計CBR試験の種類および試験位置、採土位置等をきめる。試験箇所数はおおむね路線延長200mに1箇所とし、1箇所について少なくとも2個、できれば3個の試験を行なう。土質の変化する所では間隔を密に、一様なところでは疎にしてよい。盛土区間については変状土試験は土取場より採取した試料によって行なうが、試料の個数を盛土区間延長200mに1個の割合で採取する。

すなわち、例えば同じ土取場の土を使って延長600mの盛土を施工する場合は土質がほぼ一様であれば試料数は3個となる。

予備調査としてはまず地形・地質、土の成因、土層の構成、地下水の状況等を知る必要があるが、これらは地形図、地質図、文献、既往の工事資料、古い切り取り斜面や土取場あとの観察、聞き込みなどによるほか、オーガボーリングや簡単な試掘坑を掘ることによってその概要を知ることができる。地すべりや土砂崩壊など災害に対する危険性の有無を調査することも重要である。

予備調査の結果はまた、設計CBRを計算する際に、同じ設計CBRを採用する区間をきめるための参考となる。

(b) 新設路床・盛土の場合

予備調査によって土取場の土質がほぼ一様と推定される場合は前記(a)に従って試料個数を定めて乱した状態の土を採取すればよい。試料採取には直接、土取場に試掘坑を掘るか、付近の露頭斜面で土質が同様と判断される土層から採取するか、あるいはオーガによって採取するなどの方法が行なわれる。いずれの場合も特に土の含水量に注意する必要があるが、時期的には9月～10月頃が最も適当とされている。露頭斜面より採取する時は表面より少なくとも50cm以上、できれば1m以上深い所より採取することが望ましい。土質が一様でなくいくつかの層になっている場合は各層の土を採取して、それらの混合土について試験する。混合割合は施工後の路床に予想される割合とすればよい。試験盛土を行なってその現場CBR試験を行なえば最もよい。

1箇所について2～3個の試験をするためには10～15kgの試料が必要である。採取した試料はビニール袋などに入れ、含水量を変化させないようにして実験室に送る。この含水量(自然含水量)で67回づつ3層に突固めて4日間水浸の後、貫入試験を行なってCBRを求める。2～3個の試験の平均を取ってその試料のCBRと

する。この時、自然含水量、粒度およびコンシステンシーを試験しておくときわめて参考になる。

(c) 新設路床・切土の場合および既存砂利道を路盤とする舗装の場合

この場合はまず現場CBRを考える。切土路床の場合切土が浅くて、路床面で現場CBR試験が可能であればこれを行なう。道路新設の場合は車両が入れないことが多いので携帯用現場CBR試験機が便利である。

乱さない試料が採取できればこれを採取して実験室に送ってもよいが、車両が入れない所でモールドに入った試料を多数運搬することは多くの労力を要することを考えなければならない。

いずれの場合も貫入ピストンの直下に粗レキがあると誤差が大きいためこれを避けるよう注意が必要である。

現場試験において貫入ピストンの継ぎ足しは携帯用試験機で50cm、標準型のもので1m位まで可能であるが、ピストンが長くなれば作業もやり難くなり、若干の誤差は避けられないであろう。

粗レキの多量にまじった土の場合には当然CBRが高く、携帯用試験機では容量不足で測定できないので乱した試料を採取して変状土試験を行なう。この場合は(b)と同様に行なえばよい。

切土が深く、路床面で試験ができない場合は、路床面までほぼ一様の土層と推定されるならば試験機の貫入ピストンの到達可能な深さで行なえばよい。あるいは路床面の土と同様な土の露頭を付近で探すことができればここで試験してもよい。いずれの場合も含水量の異常な地点は避けなければならない。切土が非常に深くいずれの方法でも現場CBR試験ができない場合は路床面付近の乱した試料あるいはそれと同様と思われる付近の土を採取して変状土試験を行なう。

つぎに既存砂利道の舗装の場合は、路床が長年の交通荷重で締め固められており、このままで路床とされるものであるから現場CBRにより設計CBRを定めるのが合理的と考えられる。既存砂利層を掘り起こして路床面を出し、さらに約10cm掘り下げた所で現場試験を行なえばよい。既存砂利道の場合は車両が利用できる所以標準型の試験機をトラック等の荷重車に取付けて実施する。路床面の約10cm掘り下げるのは、この部分に砂利層の砂利がめり込んでいて路床のCBRとしては過大な値を示すことがあるからである。乱した試料を採取する場合もこの面より以下で採取するものとする。

現場CBR試験を行なった地点ではJISに従って現場密度と含水量を測定する。この場合も粒度とコンシステンシーを試験しておくときわめて参考になる。

(2) 設計CBRの計算

舗装厚設計に用いるCBRを計算するにはまず予備調査と各地点におけるCBR試験の結果から同じ設計CB

Rとして同一舗装厚とするいくつかの区間に分け次式によって設計CBR計算値を求める。

設計CBR計算値 = CBRの平均値

$$-\frac{1}{d_2} (\text{CBRの最大値} - \text{CBRの最小値})$$

$1/d_2$ の値はつぎの表に示す。この表は測定値の範囲

測定値の個数	2	3	4	5	6	7	8	9	10以上
$1/d_2$	0.7	0.5	0.5	0.4	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3

から標準偏差を推定する係数の理論値を逆数にして、計算に便利ように有効数字1桁にまとめたものである。

設計CBR計算値を求める式は

設計CBR計算値 = 平均値 - (標準偏差の推定値)

となっており、統計理論によればこれより小さいCBRが現れる確率は16%である。

設計基準では設計CBRと舗装厚との関係は表でえられており、表中の設計CBRの値は1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 8.0, 10.0, 12.5, 15.0, および20.0以上、となっているのでこの値の中で設計CBR計算値に最も近い小さな方の値をその区間の設計CBRとして舗装厚をきめる。たとえば計算値が2.8と出れば設計CBRは2.5であり、また、計算値が7.6であれば設計CBRは6.0である。

区間内のCBR測定値が極端にとびはなれた値が1個あるときには、それを設計CBRの計算に含めるかどうかの検定はつぎの方法による。ただし、この方法は測定値の個数が10個以下の場合に限られる。個数10個以上の場合の検定方法もあるがやや複雑になるため、設計にあたっては測定値10個以内を単位の区間として計算すればよい。CBRの測定は約200m間隔で行なうとすれば区間長はほぼ2km以下となるので実用上差しつかえはないであろう。

(棄却検定の方法)

まずつぎの式で r の値を計算する。

とびはなれた最大値がある場合:

$$r = \frac{(\text{とびはなれた最大値}) - (\text{これより1つ下の値})}{(\text{とびはなれた最大値}) - (\text{最小値})}$$

とびはなれた最小値がある場合:

$$r = \frac{(\text{とびはなれた最小値より1つ上の値}) - (\text{最大値})}{(\text{とびはなれた最小値}) - (\text{とびはなれた最小値})}$$

つぎにこの r の値をつぎの表の Γ の値と比較して

$r > \Gamma$ であれば棄却し、 $r \leq \Gamma$ であれば採用する。

測定値の個数	3	4	5	6	7	8	9	10
Γ	0.941	0.765	0.642	0.560	0.507	0.468	0.437	0.412

測定値に極端な値が出た場合にはそれが単純な実験ミ

スによるものか、含水比の異常によるものか、あるいは砂利などの偶然的な混入によるものか、土質の局所的な違いによるものか、その原因を確かめる必要がある。場合によっては新たに試料を採取して再試験し、土質の違いであることが明らかになった時はその範囲を調べて、その範囲内の設計CBRを計算し、舗装厚を部分的に変更しなければならない。湧水などによる含水比の異常と判断された場合には適当な排水対策が必要となるであろう。

CBRの測定値にとびはなれた値はないが、かなり広い範囲にばらついている場合には同一舗装厚とする区間をきめるのに迷うことがある。コストの面のみから見れば多くの区間に分けてその区間の設計CBRに合わせて舗装厚を変えて行くのが経済的ということになるが、実際の施工にあたっては短い区間で次から次と舗装厚が変わることは繁雑になるので、通常、地形・地質・土質および切土・盛土の別、排水条件、寒冷地においては日照の程度などを広い範囲から検討して舗装厚の変化はできるだけ少なくするよう配慮されている。

(3) 変状土CBRと土質

(i) 締固めと変状土CBR

(a) 締固め含水比とCBR

土の締固めに関連する因子には締固めエネルギーと締固め含水比の2つが考えられるが、まず締固め含水比の影響について検討する。よく知られるように土の締固め密度と締固め含水比との関係は通常1つのピークを持った曲線となり、乾燥密度がピークになる締固め含水比を最適含水比という。突固めた試料について水浸CBR試験を行ない、締固め含水比との関係を調べると、やはりピークを持った曲線がえられるが、ピークが現れるのは

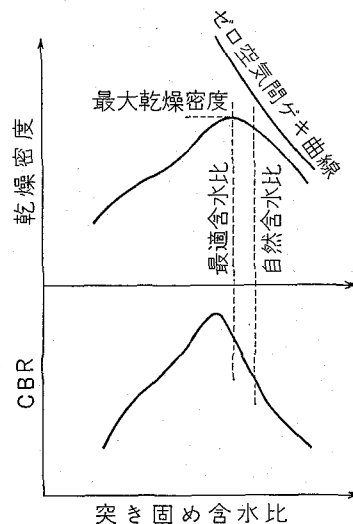


図-5 突き固め含水比と乾燥密度およびCBRとの関係

最適含水比（したがって最大乾燥密度）の時ではなく、これよりやや乾燥側である（図-5）。

わが国の土は自然含水比が最適含水比以上のものも少なくなく、含水比が増加するとその変状土 CBR は著しく低下することが多い。

(b) 締固めエネルギーと CBR

変状土 CBR 試験においてある含水比で突固め回数を変えて試験すると、土の種類によって①突固め回数が多い程、CBR が上がるもの、②ある突固め回数の所で CBR がピークを示すもの、③突固め回数が増えると CBR が減少するもの、の3つの型に分かれる（図-6）。こ

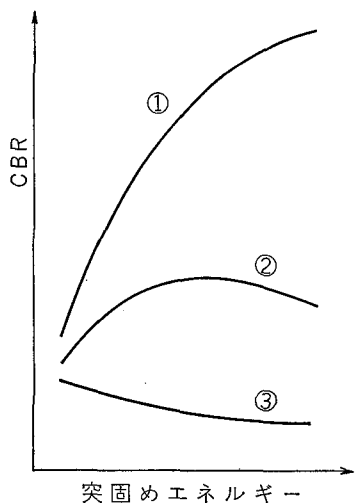


図-6 突固めエネルギーと CBR の関係

の型は土の種類によって固定されたものではなく、その含水比が変われば型も変わる。すなわち、ある含水比で①であったものも含水比が増せば②になり、さらに③になる。③はいわゆるオーバークompactionの状態であって、含水比が過大であるため突固めによって土中に高い間ゲキ水圧を生じ、加えられたエネルギーが締固めには利用されず、土のこね返しを起こすのである。

自然含水比で締固めればあいには通常、砂質土やレキ質土は①の型を示し、CBR も高く粘性土は③の型を示す。②はその中間的なものと考えてよい。

(ii) 土の粒度と変状土 CBR

変状土 CBR はすでに述べたように同じ土でも突固め含水比と突固めエネルギーによって異なるが、一般的に云って砂質土、レキ質土では高く、細粒土では低い。設計 CBR 試験では自然含水比で3層67回突固めと規定されているので、この条件で粒度と CBR の関係を検討する。

図-7 および図-8 は群馬県下のある地区の路線全長 20km にわたって約 200m ごとに実施した変状土設計 CBR 試験結果より作製したものである。この地区は火山

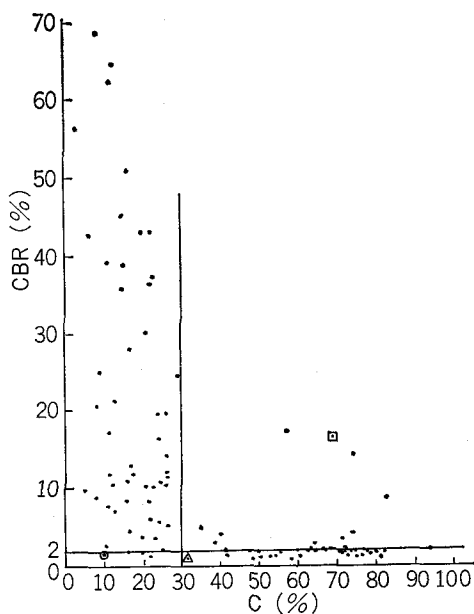


図-7 0.074mmフルイ通過量(C)と変状土 CBR

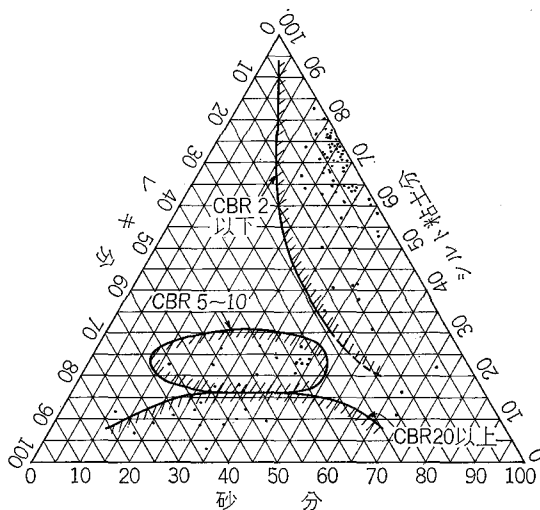


図-8 粒度と変状土 CBR

山麓で、土層は上から黒ボク(約 1m)、軽石(約 1m)、厚いロームまたは砂質ロームから成っており、自然含水比はローム層できわめて高く約 180%に達し、砂質ローム層で約 100%、軽石層は約 70%であった。図-7に見るように CBR は 74 μ 以下の含有量 30%を境にしてかなり明確な違いを示している。また図-8 は三角座標で表わした粒度と、CBR の範囲を調べたものである。これによるとレキ分(2mm以上) 50~55%、砂分(2mm~74 μ) 35%前後、シルト・粘土分(74 μ 以下) 10~15%のものが最も高い CBR を示している。

以上はある特定の地区でしかも高含水比火山性土の例であって必しも一般論とは言えないかも知れないが、粒

度と変状土CBRの関係について良い参考となるものと思う。

(4) 現場CBRと土質

(i) 土の種類と現場CBR

土の種類と現場CBRの関係について全般的なものとしては道路土工指針に基づきの表が示されている。

土の種類	現場CBR
シルト, 粘土分が多く, しかも含水比の高い土 (含水比の高い火山灰質粘質土, 粘土など)	3以下
シルト, 粘土分が多くても含水比の比較的低い土 (含水比のあまり高くない火山灰質の粘質土, 粘土など)	3~5
砂質土, 粘質土	3~7
含水比の低い砂質土, 粘質土	7~15 (含水比の変化に相当敏感である)
レキ, レキ質土	7~15
粒度分布のよい砂	10~30

また、「統一分類法による土の性質」によればつぎの表のようである。これらの表を見ると、統一分類の方がやや大きな値を示しているが、いずれも概略の値を示したものであり、また、現場CBRは同じ土質でも密度、含水量、土の内部構造などによって異なるから、現場試験を行なう時の一つの日やすとして利用すべきであろう。一般的な傾向としては変状土と同様に細粒土ではCBRが低く、密度が高い程CBRも高い。

土質	現場CBR
レキおよびレキ質土	20~80
砂および砂質土	10~40
シルトおよび粘土 (WL<50)	5~20
(WL>50)	3~8

(ii) 切土路床の現場CBRと変状土CBR

先に述べたように、設計CBR試験において諸要綱の方法は変状土CBRを原則として採用しているが、変状土CBR試験は単純である反面、切土部分などにおいては必ずしも施工された路床のCBRを代表するものではない。特に関東ロームのような高含水比火山灰質粘性土では、この表に示すように切土路床の現場CBRとその

土質	変状土CBR	現場CBR
関東ローム	3.0以下	3~10
水田土	1.0以下	1.0~1.3
きれいな砂	10~20	3~10

土の自然含水比における変状土CBRとは著しく相違するものである。水田土においても関東ローム程ではないが、一般に変状土CBRは現場CBRより低い。わが国においては粘性土の自然含水比における変状土CBRは

一般に現場CBRより低いものと思われる。また、運輸省港湾技術研究所の報告によると74μフルイ通過分が5%以下のきれいな砂では一般に変状土CBR>現場CBRであるという。これらをまとめると概略の日やすとしては

74μフルイ通過分	5%以下			
		変状土CBR	>	現場CBR
〃	5~35%	〃	=	〃
〃	35%以上	〃	<	〃

と考えてよいであろう。

(iii) 支持力係数と現場CBR

(a) 地盤係数(K値)と現場CBR

コンクリート舗装の設計や路盤効果の検討にあたって、平板載荷試験による地盤係数(K値)が使用されるが、平板載荷試験が困難で現場CBR試験結果からK値を推定したい場合がある。K値とCBR値との関係については、従来、多くの実験例が示されており、最近では運輸省港湾技術研究所において空港舗装に関連して多くのデータが集められた(図-9)。これによると両者の関係はきわめて広い範囲にばらついており、事実上、相関関係は無いと言ってよいようである。図中の実線は実測値の90%が安全側に入るように引いたもので、この線を用いて現場CBRからK値を推定するとかなり小さな値となる。やむをえずこの実線を使用する場合も、CBRが10以下の範囲に限るべきであろう。

地盤面に載荷された場合、沈下に関係する程度の圧力の及ぶ範囲は載荷面直径の2倍程度の深さままでであると言われており、したがってCBRは地表面から10cmくらいの範囲の土の支持力が大きく影響するのに対し、平

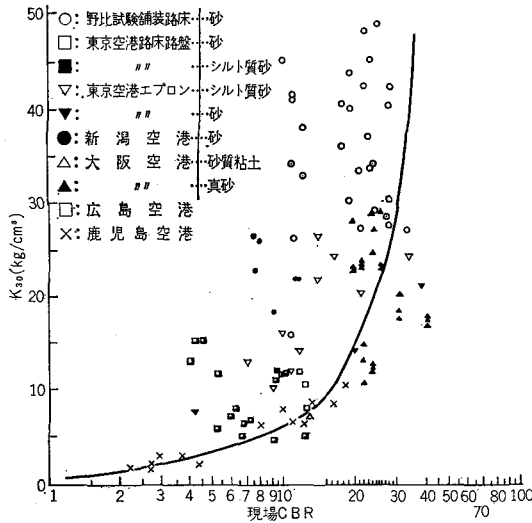


図-9 現場CBRとK₃₀の関係

板載荷試験は、直径30cmの載荷板を使ったとすると約60cmまでの土層の支持力が影響するわけで、この間の土層が一様でない限り両者の関連を論ずるのは無意味である。このほか載荷面の周長と面積の比率の影響や、レキを含んだ場合のCBRのばらつきなどを考えると、一般論として現場CBRとK値の関係を求めることは無理というべきであろう。

(b) コーン指数 (q_c) と CBR

先に述べたように、CBRは貫入ピストン先端付近の土の強さに大きく支配されることから、K値よりむしろコーン指数との関連性の方が近いのではないかと思われる。ただし、コーン指数がコーン先端付近の土質の微細

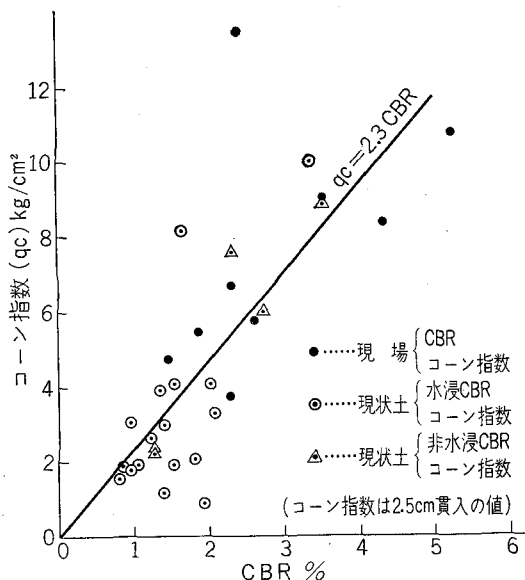


図-10 CBR—コーン指数の関係

な変化と、人力で押し込む場合には貫入速度のむらなどによって同一地点でも測定値にかなりばらつきが出るものであるため、CBRとの関係を求めても一般的には広い範囲に散らばることは避けられないであろうが、レキを含まない粘質土で比較的均質な土層の場合には注意深く試験すればかなりよい相関性がえられるものと思われる。

図-10は神奈川県下の農免道路調査における実測値から作ったものであるが、ここでは現場試験値も室内試験値も含めて比較的良い相関関係が認められ、ほぼ

$$q_c = 2.3 \text{ CBR}$$

となっている。

なお、筆者の室内実験では土壌物理で用いられる山中式土壌硬度計による表面硬度 ($D \text{ kg/cm}^2$) と CBR がかなり密接な関係が認められたので数多く実験して相関関係を求めれば CBR の概略の推定に利用できるかもしれない。

筆者の場合は測定値は6個であるが

$$\text{CBR} = 1.7D + 0.5$$

であった。

3. 修正 CBR

(1) 試験方法

まず J I S A 1210 に規定する突固め方法 2.5 (最大粒径 38.1mm, 92回, 3層に従って締固め試験を行ない、最適含水比と最大乾燥密度を求める。つぎにこの最適含水比に調整した試料で突き固め回数 3層 17回, 42回, および 92回で供試体を作製し、水浸 CBR 試験を行ない、先に行なった締固め試験結果とともに図示する (図-11)。所要の締固め度 (通常は最大乾燥密度の 95%) に対

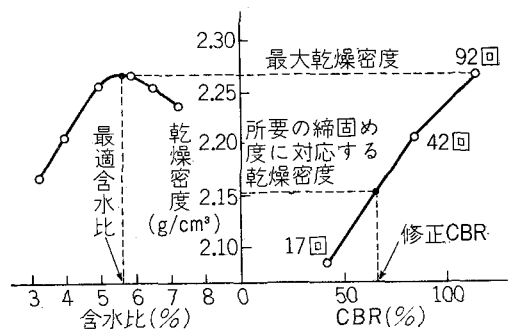


図-11 乾燥密度・含水比・CBR関係図

応する CBR 値が修正 CBR である。路盤材は通常のローラー転圧によって大体 95% 以上の締固め度がえられるので、修正 CBR は路盤材を普通の転圧方法によって締固めた場合にえられる CBR ということになる。

(2) 路盤材料の粒度と修正 CBR

図-12は日本舗道技術研究所で、実際に上層路盤に使用されている粒度調整材料 56 種類について修正 CBR

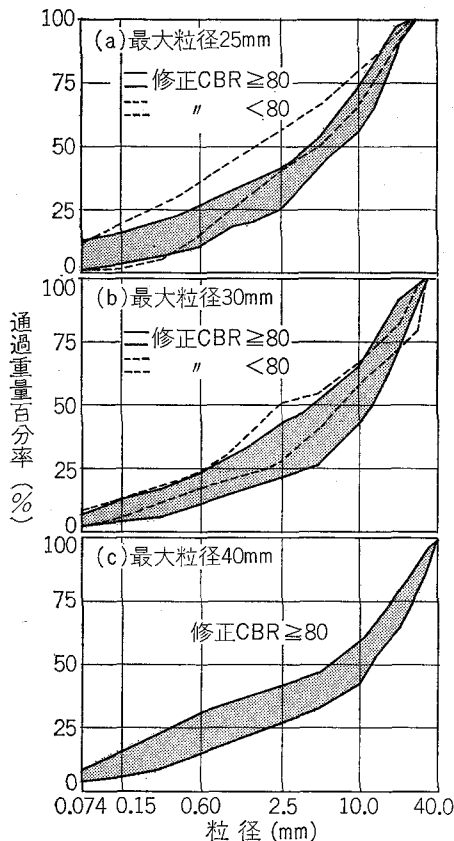


図-12 修正CBRと粒度範囲の関係

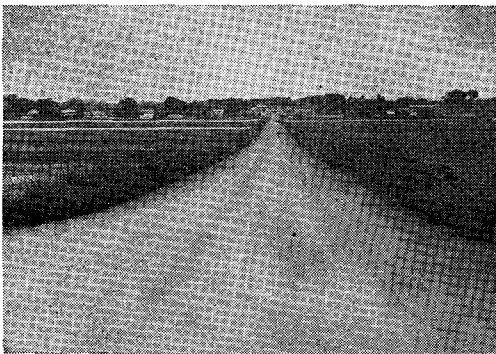
と粒度範囲の関係を調べたものである。これによると最大粒径が40mmのものはすべて修正CBRが80以上となっているが最大粒径25mmのものでは粒度によっては修正CBRが80に達しないものもあることがわかった。

路盤材料の修正CBRは材質と粒度によってかなり広い範囲に変動するので使用する際は試験をして所要の修正CBR値をえられるかどうかを確認する必要がある。

農道舗装の路盤工に……

土壌凝結硬化剤

フジベトン



▲茨城県八千代町農道

- ☆土にフジベトンを加えて攪拌し締め固めにより各種道路が要求する工学的性質を満足させる。
- ☆現地土を使うので他の骨材や大がかりな設備機械を必要とせず硬化が速いので養生期間が短く、費用の節減及び工期短縮に効果がある。
- ☆保水性を増加する成分が含まれているので凝結時に収縮亀裂を生ずることがないからわずらわしい養生を必要としない。



藤増総合化学研究所
日本フジベトン工業会

全国関連企業連絡先、御報次第説明書謹呈

〒145 東京都大田区久が原5-20-8 TEL(03)751-5188・0413

会

告

農業土木技術研究会役員

会 長 山本 純 構造改善局建設部長
 副 会 長 緒形 博之 東京大学教授
 理 事 井上 弘 茨城県農地部長
 " 岡部 三郎 構造改善局設計課長
 " 小川 孝 鹿島建設株式会社技師長
 " 木村 幸雄 構造改善局整備課長
 " 高嶺 進 三祐コンサルタンツ取締役
 " 長 高連 構造改善局技術課長
 " 茶谷 仁 農業土木試験場土地改良部長
 " 永田 正董 土地改良建設協会専務理事
 " 内藤 正 大豊建設株式会社常務取締役
 " 中島 哲生 構造改善局水利課首席農業土木
 専門官
 " 馬場 博 関東農政局建設部長
 " 藤塚 太郎 農業土木事業協会専務理事
 " 宮城 好弘 水資源開発公団第二工務部長
 監 事 泉 敏郎 関東農政局設計課長
 " 岡本 勇 日本農業土木コンサルタンツ理
 事
 常任顧問 杉田 栄司 構造改善局次長
 " 住吉 勇三 全国農業土木技術連盟委員長
 顧 問 井元 光一 水資源開発公団理事
 " 小川 泰恵 八郎瀧新農村建設事業団理事
 " 梶木 又三 参議院議員
 " 金子 良 日本大学教授
 " 小林 国司 参議院議員
 " 作間 虔二 日本農業土木コンサルタンツ理
 事長
 桜井 志郎
 " 佐々木四郎 水資源開発公団理事
 " 重政 庸徳
 " 清野 保 愛知工業大学顧問
 " 高月 豊一 京都大学名誉教授
 " 田町 正督 九州大学名誉教授
 " 田村徳一郎 明治大学教授
 " 中川 一郎 衆議院議員
 " 野知 浩之
 " 福田 仁志 東京大学名誉教授
 " 山崎平八郎 衆議院議員
 参 与 須恵 務 東北農政局設計課長

参 与 武田 清 北陸農政局設計課長
 " 長野 孝夫 東海農政局設計課長
 " 金津 昭二 近畿農政局設計課長
 " 伊藤 久弥 中四国農政局設計課長
 " 高田 徳博 九州農政局設計課長
 " 吉富 和男 北海道開発局土地改良課長
 " 菅野 直之 北海道農業水利課長
 " 山瀬 俊一 青森県土地改良第一課長
 " 清水 孝純 岩手県耕地建設課長
 " 国広 安彦 宮城県耕地課長
 " 藤平 孝平 秋田県農業水利課長
 " 末松 雄祐 山形県耕地第一課長
 " 佐藤 英明 福島県農地建設課長
 " 松村 進 茨城県農地建設課長
 " 高橋 秀男 栃木県土地改良第一課長
 " 佐藤 茂 群馬県耕地開発課長
 " 雨宮 堯郎 埼玉県農業水利課長
 " 宮地 寛 千葉県耕地第一課長
 " 仲田 真己 東京都農地課長
 " 飯塚 晴信 神奈川県農地整備課長
 " 葉袋 茂雄 山梨県耕地課長
 " 下村 達男 長野県耕地第一課長
 " 山崎弘二朗 静岡県農企企画課長
 " 須藤良太郎 新潟県農地建設課長
 " 鍋田 実 富山県耕地課長
 " 嘉藤章太郎 石川県耕地建設課長
 " 吉川 汎 福井県耕地課長
 " 木村 英夫 岐阜県農地計画課長
 " 勝又 謙 愛知県耕地課長
 " 鈴木 頌 三重県耕地課長
 " 北村 良碩 滋賀県耕地建設課長
 " 片山 啓二 京都府耕地課長
 " 吉岡 孝信 大阪府耕地課長
 " 谷岡 恒男 兵庫県農地課長
 " 窪田 博 奈良県耕地課長
 " 小川 力也 和歌山県耕地課長
 " 坂根 勇 鳥取県耕地課長
 " 村田 稔尚 島根県耕地課長
 " 村上 澄雄 岡山県耕地課長
 " 市原 正義 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
 " 桧垣潤一郎 愛媛県耕地課長
 " 山崎 正人 高知県耕地課長
 " 印藤 勝文 福岡県農地整備課長
 " 天ヶ瀬理弥 佐賀県土地改良第一課長
 " 宮本 安一 長崎県耕地課長

参 与 山中 寅吉 熊本県耕地第一課長
 “ 瀬尾 悟 宮崎県耕地課長
 “ 森田 克美 大分県耕地課長
 “ 百元 和夫 鹿児島県農地整備課長
 幹 事 遠藤 紀寛 経済企画庁開発調整課主査
 “ 貝通丸 明 構造改善局建設部開発課係長
 “ 柴田己千夫 構造改善局水利課課長補佐
 “ 城野 忠雄 “ 開発課課長補佐
 “ 白滝 山二 東京農工大学助教授
 “ 谷本 一 構造改善局防災課
 “ 中島 均 関東農政局建設部設計課設計官
 “ 那須 丈士 水資源開発公団計画部計画課
 “ 原田 一夫 構造改善局計画部技術課係長
 “ 湯浅 満之 構造改善局技術課課長補佐
 “ 吉田 良和 企画調整室課長補佐
 “ 脇阪 銃三 構造改善局建設部水利課係長
 常任幹事 伊藤祿太郎 全国農業土木技術連盟事務局長
 “ 八木 直樹 構造改善局設計課課長補佐
 “ 内藤 克美 構造改善局建設部水利課課長補佐
 “ 中西 一継 構造改善局設計課農業土木専門
 官
 編集委員 中島 哲生 構造改善局水利課首席農業土木
 専門官
 編集委員 幹事及常任幹事

(五十音順)

賛 助 会 員

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 ㈱三祐コンサルタンツ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 “
 大 阪 ㈱西島製作所 “
 東 京 西松建設株式会社 “
 “ (財)日本農業土木コンサルタンツ “
 “ ㈱ 間 組 “
 “ ㈱ 日立製作所 “
 “ ㈱ 青木 建設 “
 “ 株木建設株式会社 2口
 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 “

東 京 大豊建設株式会社 2口
 “ 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 “
 東 京 技研興業株式会社 “
 東 京 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 “
 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㈱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ツ “
 東 京 帝国ヒューム管株式会社 “
 “ 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 “
 東 京 日本舗道株式会社 “
 “ 日本海上工事株式会社 “
 “ 日本国土開発株式会社 “
 “ 日本プレスコンク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 “
 茨 城 日本電信電話公社茨城県電気通信研究所 “
 東 京 日本技術開発株式会社 “
 68社 105口 (五十音順)

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	318	295	4	96	713	0	0	近畿	滋賀	72	31	0	1	104	0	0		
東	青森	165	44	1	1	211	1		1	京都	57	58	9	29	153	1	1	
	岩手	123	26	3	2	154	0		0	大阪	50	9	6	51	116	3	8	
	宮城	115	82	7	23	227	0		0	兵庫	101	45	3	5	154	0	0	
	秋田	198	36	0	57	291	1		1	奈良	64	22	0	3	89	0	0	
	山形	151	40	2	5	195	1		1	和歌山	58	28	0	1	87	0	0	
北	小計	892	271	13	89	1,265	3		3	小計	402	193	18	90	703	4	9	
関東	茨城	119	37	0	7	163	2		2	中国・四国	鳥取	58	8	4	0	70	0	0
	栃木	81	34	4	4	123	1		1		島根	39	17	6	0	62	0	0
	群馬	62	25	0	0	87	0		0		岡山	78	94	4	3	179	0	0
	埼玉	64	18	0	16	98	0	0	広島		38	0	0	2	40	0	0	
	千葉	123	74	0	5	202	0	0	山口		59	0	1	0	60	0	0	
	東京	1	221	15	276	513	46	77	徳島		36	29	0	0	65	0	0	
	神奈川	48	33	0	23	104	0	0	香川		59	51	5	4	119	2	2	
	梨野	2	12	0	1	15	0	0	愛媛		33	7	5	6	51	0	0	
	長野	126	17	5	3	151	0	0	高知		21	0	1	1	23	0	0	
	静岡	163	31	0	2	196	0	0	小計		421	206	26	16	669	2	2	
北陸	新潟	321	129	3	13	466	0	0	九州	福岡	94	41	12	39	186	2	2	
	富山	144	9	1	2	156	0	0		佐賀	85	21	3	4	113	2	0	
	石川	94	95	4	4	197	1	1		長崎	13	4	1	1	19	0	0	
	福井	124	5	0	0	129	0	0		熊本	146	90	0	6	242	0	0	
	陸	小計	683	238	8	19	948	1		1	大分	140	30	0	1	171	4	4
		岐阜	79	31	5	6	121	0		0	宮崎	86	16	2	0	104	0	0
		愛知	77	148	1	102	328	3		3	鹿児島	108	18	1	0	127	0	0
		三重	45	48	1	1	95	0		0	沖縄	0	13	2	1	16	0	0
		小計	201	227	7	109	544	3		3	小計	672	233	21	52	978	6	6
	東海	小計	201	227	7	109	544	3		3	内地計	4,060	1,870	117	712	6,759		
海外	小計	201	227	7	109	544	3	3	外国				22	22				
	合計	4,378	2,165	121	830	7,494	68	105										

編集後記

朝夕は一段としのぎやすくなって参りました。若手の新編集委員の活躍もめざましく、ここに第14号をお送り致します。暑かった今年の夏の編集会議は、記録的な早天にもかかわらず、水利施設の整備されたところと、未整備などところの被害がきわ立っていることや一部の地区では地域の責任者が土下座して農業用水の分水を渴望(?)された事等々水をめぐる話題がにぎやかでした。「水」、限られた資源である水について再認識が深められている時に際して、農業土木の現地の要望に応え、新技術の会員への紹介をどのようにして進めていくか編集子一同苦心しております。会員諸兄の積極的な御意見に期待すると共に当方も一段と努力を重ねる所存です。

巻頭論文は企画庁の内山氏からいただきました。農林省での水利調整の実際の事務と対外接衝に当られた経験と水行政にたずさわる日々の感想など、今までの巻頭論文にないバイタルなものとして企画した次第です。畑地の水整備も、かんがい施設の多目的利用が普及される気運にあり、早く充実した内容のものを読者諸兄におとどけたいと念じております。静岡県で実

実施中の静岡産牧之原両地区の計画について御紹介致しました。畑地の水整備についての投稿を引続いて期待しております。その他の新工法の紹介も現地での技術対応が高度化している今日きつとお役に立つと考えています。変わった工事と云うのではなく、新しい技術が新しい事業実施の可能性を開いていくのですから事業規模の大小に拘らず、同様な問題に直面している現地の技術者にヒントを与える意味に於ても、どしどし御投稿を願いたいものです。

講座には新計画基準農道舗装の設計施工を加えました。今後分割して連載する予定です。おたがいに多忙な中であって一々新らしく制定(改訂)される計画基準に目を通すことは大変ですが、この講座は是非読了していただきたいと考えています。

小さな事ですが、今号から欄外に「水と土」第14号1973を加えました。技術資料として複写されたりして利用される度合いも高く、又、必要頁だけ保存される方の便利を計ったつもりです。編集のスタイルも他の技術誌を見習って読者の活用に便利な様にと考えていますが、印刷料金の値上りもあって紙面の有効活用の制約もあってままなりません。

灯火親しむの候、読者諸氏の御健勝を祈って止みません。(湯浅)

水と土 第14号

昭和48年9月30日発行

発行所 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内
印刷所 東京都新宿区下落合2-4-12

農業土木技術研究会
TEL (436) 1960 振替口座 東京 2891
一世印刷株式会社
TEL (953) 4461 (代表)