

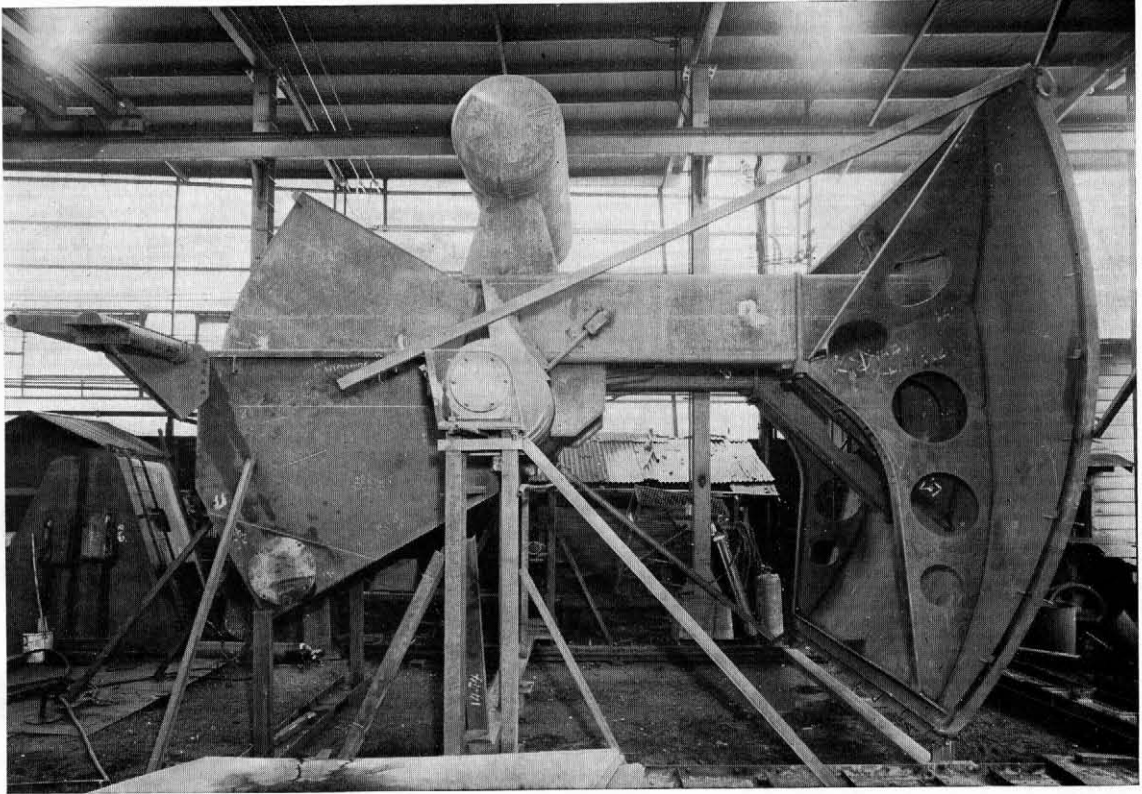
February 1971

農業土木技術研究会

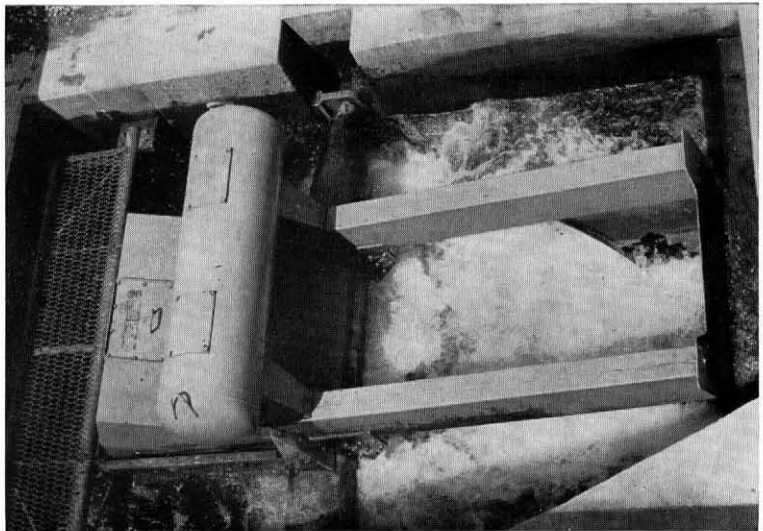
水と土

第 3 号

下流水位制御用ゲート



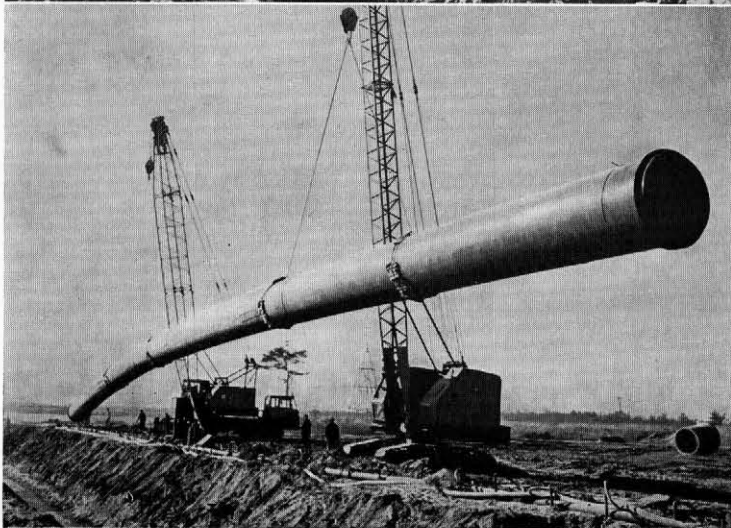
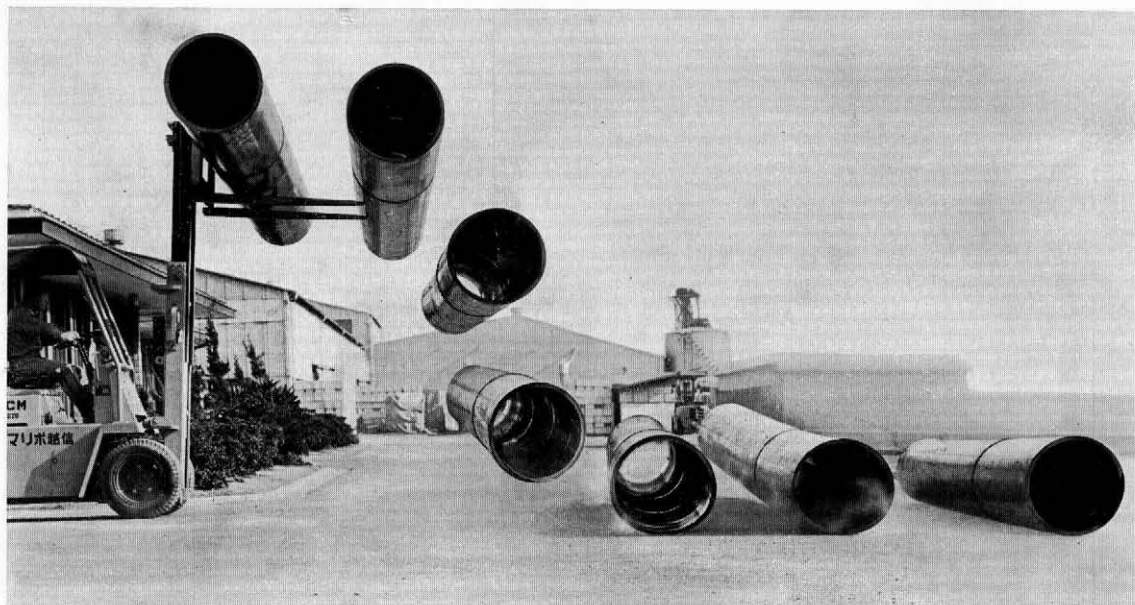
開渠の下流水位制御用アビスゲート 東条川農業水利事業 (S. 38. 3)



暗渠の下流水位制御用アオビゲート
島根県企業局
飯梨川総合開発事業

本文「下流水位制御方式による水路組織の設計例」参照
提供 K. K. 丸島水門製作所

大口径ポリエチレンパイプの施工



上：ポリエチレンパイプの落下衝撃試験

中：山形県営置賜東部農業水利改良事業屋代郷地区（S. 44. 12）

下：鹿島臨海工業地域 信越化学工場排水管の布設（S. 44. 10）

本文「大口径ポリエチレンパイプの施工例」参照

提供 信越ポリマー-K.K.

水

と

土

No. 3

1971

February

目次

グラビヤ

下流水位制御用ゲート

大口径ポリエチレンパイプの施工

論説

環境問題と農業

川村浩一……(1)

報文

建設中のアースダム内の間げき圧の解析方法

鳥山暁司……(7)

湧水地帯におけるトンネル工法について

中嶋善治……(19)

下流水位制御方式による水路組織の設計例

——石岡台地地区——

風間彰
辻井徳一……(29)
樋口隆志

大口径ポリエチレンパイプの施工方法

丸山武志……(35)
西沢三男

サンドアスファルト廃材利用の道路舗装

桜井滋郎……(45)

資料

航空写真測量の水文学への応用について

田浦秀春……(51)

農業交通における荷重と舗装のあり方

B. クレムベルト
H. メーゼル……(61)
訳・増本新

その他

ピラミッドの建設の謎をめぐる新たな論争

抄訳・武田建築……(17)

海外専門誌の紹介 —Wasser und Boden—

増本新……(34)

会告

……(68)

編集後記

……(71)

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 7 cm×タテ 5 cm 大を300字分として計算し，それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し，写真，図，表は別に添付する。（原稿中に入れない）
- 6 原図の大きさは特に制限はないが，B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう，はっきりしていて，まぎらわしいところは注記をされたい。
写真は白黒を原則とする。
- 7 文字は明確に書き，とくに数式や記号などのうち，大文字と小文字，ローマ字とギリシャ文字，下ツキ，上ツキ，などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと，
たとえば
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Z の大文字と小文字
O（オー）と 0（ゼロ） a（エー）と α （アルファ）
r（アール）と γ （ガンマー） k（ケイ）と κ （カッパ）
w（ダブリュー）と ω （オメガ） x（エックス）と χ （カイ）
1（イチ）と l（エル） g（ジー）と q（キュー）
E（イー）と ε （イプシロン） v（バイ）と ν （ウブシロン）
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。

環 境 問 題 と 農 業

川 村 浩 一*

目 次

- | | |
|-------------------------|---------------------------|
| 1. わが国経済社会と環境問題……………(1) | 3. 環境問題と経済社会の基本的前提の再検討(4) |
| 2. 自然と経済と人間……………(2) | 4. 環境問題と農業……………(5) |

1. わが国経済社会と環境問題

戦後、約4分の1世紀を経た今日、徹底した経済の破壊と国土の荒廃からスタートしたわが国は、世界にも稀な高度経済成長をとげて自由世界第2位という巨大な経済力を備え、長年の宿願であった保有外貨は20億ドルの壁を突破し、その前途は洋々たるものと一般に考えられていた。わが国における「成長信仰」にいちだんと拍車をかけたのは、ここ数年日本経済の高度成長に対する欧米諸国の関心の高まりであり、またアメリカの著名な未来学者ハーマン・カーン氏の「21世紀は日本の世紀である」という予言でもあった。

しかしながら、最近においてわが国経済社会をめぐる内外の情勢はいちじりしく変貌しつつある。国内においては「公害との戦い」が国民各層を通じ、また中央と地方を通じて急激な高まりを示し、当面わが国経済社会における最大の課題とされるに至っている。これは、環境汚染をほとんど無視してきたこれまでの経済成長が自然の浄化作用の限界をはるかにこえた汚染因子の累積により、主として工業化大都市圏域において地域住民の生命と健康を危胎にひんせしめ、あるいは自然を広域に破壊する事態が生じてきたことに起因している。海外に眼を転ずれば、経済の巨大化に伴う工業品輸出の急増と国際的影響力の増大は各地に対日警戒心を生じさせているが、とくに日米両国の経済関係は繊維の輸入制限問題を契機として緊迫の度を加え、「自由なる貿易」に代えて「秩序ある輸出——オーダーリィ・マーケティング」の必要性が公然と主張されるに至っている。

戦後、わが国の経済政策の基調は、「輸出指向型の重化学工業分野の国際的企業の育成を中心課題としつつ、量的極大成長を追求する」ことに置かれていた。それは一方においてはわが国の高度経済成長への途を拓くとともに、他方においては農業の近代化の遅れ、物価の持続的な上昇、公害の激化などの経済的社会的アンバランスを不可避的に随伴し、さらにはわが国経済をめぐる国際的摩擦を激化させてきている。このことは、わが国経済社会が70年代にはいって従来とは異なった新しい局面に

はいりつつあることを示しており、70年代における政策的対応もより長期的な観点から吟味されなければならないことを意味している。このうち、国内的にまた国際的にとくに注目されているのは、日本流に言えば「公害問題」であり、国際的に言えば「環境問題」である。

わが国における「環境問題」の理解の仕方には、つぎの三とおりがあるようである。その第1は、最も狭義にこれを「人間の生活環境」の問題として理解する方法であり、下水道、住宅等の社会資本の不足、水質汚濁、大気汚染などの公害の深刻化を背景として、主として大都市圏域における過密現象、とくに公害による国民生活の不安を取り除き、その安全性と快適さを確保するため、人間の物的生活環境を早急に整備することの重要性がまず主張されている。その第2は、これを「人間環境」の問題として理解する方法であり、「人間の生活環境」の問題を含みつつ、さらに拡大して人間生活の物質的環境のみならず、その精神的環境、たとえば自然の保護、文化遺産さらには歴史的環境の保存を含めて、その望ましいあり方が主張されている。そしてその第3は、最も広義に、これを「自然と人間との調和」の問題として理解する方法であり、人間からみた環境条件の整備の問題としてではなく、人間が「精緻に調和している自然」の一部をなしているという観点からその望ましい調和のあり方が主張されている。

「環境問題」の見地から、欧米の経済学者のうちで最近わが国において最も注目されているのは、アメリカのケネス・E・ボールドィングである。その考え方の骨子を紹介すると、まず歴史的にみて経済は「カウボーイ経済」の段階と「宇宙人経済」の段階に分けられる。経済は、①本来その前提として本源的な生産資源たる「自然」から原料あるいは燃料を抽出し、②それを生産、交換、消費して、③その廃棄物を廃棄物の貯蔵庫たる「自然（川あるいは海）に廃棄するという三つの過程に分けられる。経済成長の尺度たるGNPは第2の過程たる財またはサービスの生産、交換、消費の経済過程における付加価値の総量の指標である。ところで、「カウボーイ経済」の段階においては、たとえば西部開拓時代の広大無辺の平原の存在に象徴されるように、本源的な生産資源

* 農地局農地課

たる「自然」も、廃棄物の貯蔵庫たる「自然」も無限と考えられていた。いわば「自然」は、それ自体無限とみなされていたがゆえに、経済的にはほとんど価値評価されていなかったのである。しかし、もし、双方の自然が有限であるとすれば、経済は「開かれた経済—Open Economy—」から「閉された経済—Closed Economy—」に移行せざるを得なくなる。そこでは自然ないし自然的な資源の最少の減耗が経済における価値基準としてもきわめて重要となる。これが「宇宙人経済」の時代である。大量生産と大量消費を基調とする現代社会における技術進歩の評価も、近づきつつある「宇宙人経済」の時代の基準から再検討されなければならない。このポルディングの考え方は、現在わが国のみならず、欧米先進国を含めて現代文明の直面する「環境問題」の本質を最もよく突いていると言えるであろう。

注) ポルディング著「経済学を越えて」の第4部「政治学に向って」に収録されている「来るべき宇宙船地球号の経済学」を参照

2. 自然と人間と経済

「環境問題」がポルディングの主張するとおり、人間の文明における「史的な転期を意味するとすれば、われわれは「環境問題」については、その最も広義の理解、すなわち「自然と人間との調和」という見地をふまえつつ、「自然と人間との関係」の歴史を回顧し、歴史の流れの変化の方向を見定める必要がある。「自然と人間との関係」の歴史は、つぎの5段階に分けられるであろう。まず、第1段階では、自然の中に人間が誕生し、人間はほとんど自然に順応しつつ生活に必要な財（たとえば食糧）を調達するという行動を基調としてきた。これが狩猟漁猟文明の段階である。この段階において、人間は自然条件の変化に応じ、たえず移動することを特徴とする。

第2段階では、人間は自然に順応しながらも知力の発達により、自然の物理的環境の若干の改変（たとえば低平地の水田化）を行ないつつ、自然の循環過程を基本的に尊重した自然の人為的な利用によって財（たとえば食糧）の生産を行ない、人間の生活を改善してきた。これが農耕文明の段階である。この段階において、人間は主として自然条件の変化に応じて行動するが、改善された人間環境の反復利用が基調となるため、人間行動の場は固定的になることを特徴とする。

第3の段階では、農耕文明の成果（自然の人為的利用の蓄積）を利用しつつ、自然と原理的には切断された人間行動が展開される。これが農業的都市文明の段階である。この段階において、人間は自然条件の変化にかかわりなく行動し、人間の生活環境はほとんど自然とは関係なく、ほぼ人為的に構築され、日常的な生活の場は完全

に固定することを特徴とする。

第4段階では、人間の知力の拡大に伴う技術の発展はほとんど自然から独立した人為的な物財の生産（工業生産）を可能にした。これが工業化都市文明の段階である。この段階において、人間は自然を改造または改変して新たな生産の場を設定するとともに、自然から独立して経済社会の発展を図ってきたことを特徴とする。

現在の日本が属しているのは、第4段階たる工業化都市文明の最も成熟した最終段階であり、将来さらに第5段階たる情報化都市文明の段階に向かおうとしている。この工業化都市文明の最終段階において、なぜ「環境問題」が各先進国を通じ全世界的な問題として提起されてきたのか、そして特に現代の日本において最も厳しく叫ばなければならないのかに、われわれは最大の注意を払わなければならない。それは、「自然と人間との関係」の歴史において、とくにその第1段階から第4段階への発展の過程において「自然と人間との関係」に基本的な変化が生じてきていることに起因している。

すなわち、その第1段階においては人間は自然に順応した行動をとっていたのに対し、第4段階において人間は自然から独立し、さらに自然に対立して（自然を全面的に改造し、あるいは自然を破壊し、自然の循環を無視して）行動してきたことである。「自然と人間との関係」の歴史は、いわば自然に順応し、あるいは従属していた人間が知力の拡大に伴う「技術の進歩」によって徐々に物的に自然から独立し、あるいは自然を克服してきた過程でもある。現代の工業化都市文明においては、物理的な自然が全面的に改変され、自然の循環体系もほとんど無視されてきたために、自然の浄化作用の限界をはるかに超えた汚染因子の累積と自然環境の悪化を招いている。経済発展の原動力とされた「技術進歩」が、一方においては物的生産力を高め、人間生活の物的基礎を充実させながら、他方においては、自然の破壊と人間の生存をも危くしているところに現代の文明と技術のもつ最も本質的な問題がある。

それでは、ここでさらに「技術進歩と人間」という側面から、「技術進歩」が人間に与えた影響とその歴史的な変化を概括してみよう。

「技術進歩と人間」の歴史はつぎの四つの段階に分けられる。第1段階は人間が「手労働による生産」を行っていた時代であり、それは有史以来から人間が道具を使用し始める時期までである。第2段階は、人間が「手労働の補助手段として道具を採用し、手労働の効率をいちじるしく高めた」時代である。第3段階は、産業革命により生じた「手労働が機械により代替される」時代である。この時代は現代まで続いており、その最も徹底したすがたがオートメーションである。第4段階は、「頭脳労働＝機械的思考がコンピュータにより代替される」

時代であり、将来の情報化社会の時代である。

この四つの時代区分の基準は、一つには人間労働の生産性を飛躍的に向上させた技術が開発されたことでありもう一つは労働主体としての人間がその主体的意志を労働過程においてどこまで保持しうるのかという問題である。前者については特に異論はないと思われるが、後者についてはより具体的な説明が必要であろう。人間の生活過程（たとえば1日の）の過半は現在労働過程によって占められており、今後労働時間は次第に減少していくとしても労働過程が人間の生活過程の基幹部分を占めることについては、少なくとも現にわれわれの生きる20世紀においては基本的に変わらないであろう。労働主体たる人間の「労働過程における主体的意志」の有無という観点からみれば、第1段階と第2段階は、人間の主体的意志が労働過程を含む全生活過程において原理的にはたつき得たという意味において、「人間が技術を完全に支配した時代であった。しかし、第3段階において「人間と技術との関係」は本質的に変化した。労働主体たる人間の大部分は、労働過程において機械化された作業行程の一部分を機械的に行なうにすぎない。労働主体たる大多数の人間は、労働過程において主体的意志をはたかせる余地が少なく、「人間疎外」の状態をしいられ、「人間が技術によって支配される」がゆえに、本来心理的に欲求不満を内在させる。基幹的な生活過程たる労働過程において「人間疎外」の状態に置かれる場合に、人間はその他の生活過程、すなわち自由なる余暇において享楽を追求することによって心理的なバランスを保つという状態に陥りやすい。

「技術」は、いわば「もろ刃の剣」である。技術の進歩は、一方においては労働の生産性を飛躍的に高め、社会的生産力を増強し、人間生活の物的基礎を強化するが、他方において進歩した技術は大多数の人間を「人間疎外」の状態に追い込む「冷徹の論理」をもっている。第4段階たる情報化社会（=脱工業化社会）においては、それがさらに徹底する。コンピュータは「一定の条件の下における最適の選択は何か」という作業過程を人間の頭脳労働＝機械的思考よりはるかに早く、かつ、正確に処理する。将来の情報化社会において経済社会の諸活動の科学的な管理と効率化、すなわちコンピュータ・ライゼーションの進行とともに、管理部門を担当する少数のエリートを除いて、大多数の人間は労働過程においてさらに徹底した「人間疎外」の状態に陥るおそれがつよい。そこにおいて、人間が「人間たる存在」を本質的に主張しうるのは、人間の創造性の発現と精神的な充足感を目指して、「所与の条件を如何に変化させることが望ましいか」という「創造的思考」の分野であり、「創造的な人間づくり」こそが将来の社会の最も大きな課題となろう。そこで、「自然と経済と人間の相互関係」をこれまで述べてきたところに従い、現在われわれの属する工業化社会＝工業化都市文明を中心として、その過去と将来について図化してみると下表のとおりになる。

「自然」が人間に対してもつ意義は二つある。その一つは、ボールディングのいう経済にとって本源的な生産資源であり、かつ、産業活動および消費生活の廃棄物の貯蔵庫である「自然」である。大量生産と大量消費を基調とする現代の経済社会において、自然の浄化作用の限

自然と経済と人間の相互関係(メモ)

経済社会の発展段階	技術進歩の特徴 (経済の技術的性格)	人間			自然	
		生活過程	主体性		物理的自然	機能的自然
前工業化社会 (農業社会)	手労働の効率化 (補助手段としての道具の発達)	睡眠 (動物としての睡眠所要時間不変)	労働主体としての人間 (技術の論理から労働主体の主体的意志の余地縮小)	主体としての人間 (労働主体としての人間の自己疎外の徹底化)	【生産の態様】 部分的改造 自然の循環体系の尊重	
工業化社会	手労働の機械化 (産業革命→オートメーション)	余暇 (社会的および個人的に余暇可能時間増大)	主体としての人間 (労働主体としての人間の自己疎外の徹底化)	主体としての人間 (機械的思考の必要性の増大)	全面的改造と自然破壊 自然の循環体系の無視(対立)	
脱工業化社会 (情報化社会)	頭脳労働の機械化 (コンピュータ利用の拡大)	余暇 (享乐的余暇)	主体としての人間 (労働主体としての人間の自己疎外の徹底化)	主体としての人間 (創造的思考の必要性の増大)	【位置づけ】 1. 人間の経済社会活動の源泉としての自然 2. 人間に対する創造的環境としての自然	

界を超えた廃棄物の蓄積により環境汚染が拡大し、現在の深刻な環境問題を惹起している。生産の技術として特徴づけられる現代の工業技術の性格からみて、工業生産の今後の拡大は不可避的に自然の汚染因子を増大させ、自然環境の悪化は一層進行していくとみざるを得ない。

「自然」が人間に対してもつもう一つの役割には、人間に対する創造的環境としての「自然」である。人間は主体的存在であるとともに環境的存在である。自然が環境条件として人間に働きかけ、人間の創造性を育ぐくみ、精神的な安らぎを与えてきたことは、古来人間の芸術的創作の分野に限られない。近年工業生産力のいちじるしい増大と国民所得水準の向上により、必要労働時間が短縮され、自由なる余暇時間が増大し、国民生活の物質的基礎の充実に伴って創造的余暇のあり方が問題とされる。さらに将来コンピュータ利用の拡大により人間にとって創造的な思考が不可欠となるとともに、人間の自然への希望と憧れが高まってきている。しかしながら、現代の工業化都市文明においては、人間の経済活動の源泉としての自然も人間に対する創造的環境としての自然も経済活動の拡大に伴って日に日に破壊されていくということは、現代の工業化都市文明のもつ最も「本質的なパラドックス」であり、国土利用が世界にも稀れなほど高密度化するわが国において長期的にみても最も大きな課題である。

3. 環境問題と経済社会の基本的前提の再検討

環境問題を「自然と人間との調和」という観点から最も広義に理解すれば、この問題には自然と経済との係り合いからみた経済的側面と自然と人間との係り合いからみた人間の側面とがある。しかも現代の工業化都市文明、さらには来るべき情報化都市文明の時代においてこの両側面が相互に密接に関連し合っている。環境問題に端を発して有識者間において一方では「地球の危機」が叫ばれ、他方では「人間のあり方」が問われるようになってきた背景には、われわれの経済社会における基本的前提のいくつか、特に「自然」と「技術」に対する見方が根本的に再検討されなければならないという認識の変化があることに注目しなければならない。

まず、「自然」についてみれば、西欧におけるこれまでの自然観は、たえず「人間中心的」であることがその基本的特徴である。そして、その根底には、ユダヤ教、キリスト教の思想にもみられるように、人間のみが神から「霊性」を与えられ、自然界の諸物は人間に奉仕すべきものとして位置づける発想がある。この場合、自然は人間からみた利用価値が問題とされ、技術は人間活動の制約となる自然条件の制約を打破し、「自然を克服する」ことを目標とする。近代ヨーロッパにおける合理主

義と技術主義はそのような基礎のうえに立っていた。一方、「万物はすべて仏性を持つ」とする東洋的思想には「自然との調和」という発想が内在し、わが国においては微妙な調和を保つ自然に自己を没入させて自己実現を図る「自然信仰」とも呼ぶうる文化的伝統もあった。しかし、欧米列強の圧力のもとに富国強兵と殖産興業をスローガンとし、欧米の近代技術の導入を急としたわが国の近代化の過程においては、欧米の自然を無視した技術合理主義がさらに徹底した形で導入されていたといえよう。

これに対し、最近とくに脚光をあびている生態学ないし生態環境学（エコロジー）の立場から、自然を無視した現代技術文明のあり方が根本的に問いただされており、人間はあくまで自然のシステムの一部にすぎず、自然の循環体系を人為によりそこなう場合には自然の均衡状態が崩れ、それが環境汚染として現象化すると主張されている。また、これまでの経済社会は、ポールディングの言うとおりの「自然は無限である」ことを前提としていた。とくに産業廃棄物や生活廃棄物の貯蔵庫としての河川、海あるいは大気の有有限性が問題とされるようになったのは、ごく最近のことである。これまで経済学においても、本源的な生産資源としての自然の減耗あるいは廃棄物の貯蔵庫としての自然の価値低下ないし自然の環境悪化により生ずる「自然の損耗」は、なんら価値評価されず、企業は外部経済として自由に自然を利用し、自然のシステムを破壊してきている。最近の経済学における環境権あるいは環境コストという考え方は、従来の経済学に対する基本的な反省であり、経済社会の新しい方向づけへの模索でもある。

人間からみて環境条件としての自然の利用効率を高めることは今後とも必要であろう。しかし、その場合特に重要なことは、自然は人間からみて「克服されるべきもの」ではなく、人間が「精緻に調和している自然」の一部であるという基本前提にたつて、人間と人間の経済的社会的諸活動を「自然と調和させる」ことである。自然は、永久的に、人間の経済社会活動の源泉として、さらに人間に対する創造的環境として基本的な役割をもつ。「自然は有限である」ことを前提として、自然のもつ本質的側面、とくに機能的自然のもつ循環体系をそこなわないように留意しつつ、極力自然を保存し、自然と調和した人間活動をを進めることの重要性は特に強調されなければならない。

つぎに、「技術」についてみれば、大量生産—大量流通—大量消費を基調とする現代の経済社会において、技術は経済効率の観点のみから評価され、技術進歩は無条件に善とみなされてきた。しかし、自然とその循環体系を無視してきた技術そのものが、最近における環境汚染の主要な要因であるとすれば、従来のような無条件の

「技術信仰」に対する反省が必要となってきた。技術、とくに工業技術は、これまで生産の技術であって、処理または還元技術をもっていないため、工業には生産から還元までの一貫した体系ないし循環システムはほとんどない。またそれは、技術的にもコスト的にも非常な困難を伴うであろう。ここに、今後の経済発展において工業の拡大とともに環境汚染が深刻化せざるを得ない技術的要因がある。

最近における環境汚染の深刻さからみて自然は既に有限であるとみるべき状況にあり、多くの地域において環境汚染は自然の浄化作用の限界を超えつつあるとすれば、自然の循環への影響を無視していたこれまでの技術評価の尺度はすでに修正すべき段階にあり、長期的にはより本質的に変らざるを得なくなるであろう。その第1は、技術は単に経済効率の観点のみから評価されるのではなく、まず有限な自然の資源を自然のシステムの中においていかに効率的に利用し、自然の循環体系をそこなうことがいかに少ないかということが最も重要な価値基準となるであろう。これはポールドディングの言う宇宙人経済における「資源の最少の減耗」という価値基準にも通ずるものであり、生態学的な見地からする「技術評価」の新しい仕組みが必要となるであろう。その第2は再生利用の技術の再評価である。工業製品の還元処理はほとんど不可能に近いとすれば、廃棄物の限りない累積を防ぐためには廃棄物の再生利用による資源としての再活用が次第に重視されてくると考えられる。そして、このことは現在の大量生産—大量消費の経済システムをわかり変質させる可能性ももっている。

さらに、経済社会の基本前提であった「自然観」と「技術観」のこのような変化は、経済の基本指標としてのGNPや生産性の概念にも長期的には大きな影響を与えずにはおかないであろう。現行のGNPの計算においては経済活動から生ずる環境汚染の防止費用が増加すればGNPは増大する仕組みとなっており、かならずしも国民の真の福祉水準を示すものとはいいがたくなってきている。そこでGNPからこのようなマイナスの生産物や費用をさし引いた新しい福祉指標の試みが既に経済学者によって始められている。また、現行の生産性の概念には、経済活動から生ずる環境汚染を防止するための国民経済的な費用はほとんど含まれていない。環境汚染の防止を徹底するためには公害に対する規制措置を強化させるとともに、市場経済のメカニズムにおいて環境コストとくに産業廃棄物の処理コストのみならず、生活廃棄物の処理コストも生産コストに算入させ、国民経済的には生産性概念におけるマイナス要因として計算されるべきであろう。生産性のこのような考え方は、産業間の比較生産性の概念ないしその内容をかなり変化させる可能性をもっている。われわれは、単なる経済論あるいは技術論を超えて、自然の一部としての人間の経済社会活動のあり方と価値評価の方法について新しい尺度を追求しなければならぬであろう。

4. 環境問題と農業

現在、日本農業は危機的な様相を呈しているといわれる。非農業における所得の急速な上昇と消費者物価の高騰のもとにあつて、基幹作物たる米の大幅な生産調整と米価水準の据置き、さらには実質的な引下げは、耕種農業とこれに従事する農民をきわめて苛酷な状態に直面させることは否定しがたい。これまで高度経済成長下における農民の所得均衡の要求は、わが国経済社会の現実的条件の中でとくに耕種農業においては規模拡大による生産性の向上を通じて所得を拡大する途が事実上閉ざされていたため、主として米価水準の引上げに集中され、その結果生じた米とその他農産物との相対価格構造のひずみが農業内部における資源利用をさらに稲作に傾斜させてきた。米の構造的な供給過剰に現われた日本農業の構造的なひずみは、世界にその例をみないわが国高度経済成長の下では仮りに不可避であったにせよ、これを是正することなしには産業としての日本農業の将来の発展するすがたを画くことは困難である。

最近におけるわが国の農業構造をみる場合、とくに注意を要することは、農業構造がいちじるしい多様性を示していることである。そのひとつは、35年以降、畜産、果樹園芸などの土地集約的な部門の発展と企業的経営の拡大にみられる「部門的多様性」であり、もうひとつは、大都市圏域と地方農業圏域の間にみられる農業構造の「地域的多様性」である。これら大都市圏域においては、非農業における雇傭機会の拡大に伴って第2種兼業農家がいちじるしく増加し、また大都市における農産物需要の高度化と多様化に伴って畜産、園芸などの分野における専門的経営が発展し、この双方の農家群は耕種農業の経営規模を縮小し、または廃止してきているため、いわば耕種農業の過疎地帯を形成し、これに伴う農業地代の低下は耕種農業における機械力を駆使した大規模な企業的経営を請負耕作の形態をとって各地に発生させてきている。これらの現象は大都市圏域における農業上の土地利用はむしろ粗放化しつつあることを示している。他方、地方農業圏域をみれば、一般的に過疎化が進行するなかで、耕種農業においては依然として零細農耕が一般的であり、耕地に対し農業労働力が過大であるという意味において、いわば耕種農業の過密地帯を形成している。以上のことは大都市圏域においては、土地、水、労働力といった基本的生産資源のスプロール化が顕著である反面、地方農業圏域においては生産資源が多くの場合農業に過剰に存在していることを示している。

一国の経済発展において、いわば農業的社会から工業化都市的社會への変化の過程において、土地、水、労働力という基本的な生産資源が農業部門から非農業部門に移動することは当然であるが、とくにわが国の場合に問題とされるのは資源移動のあり方である。これまでの無計画、かつ、無秩序な資源移動、とくに非農業の側の私的な利益の追求の見地からする個別的、かつ、一方的な資源移動がわが国における資源利用のひずみと資源利用

の非効率性を招いていることを否定できないであろう。

一般経済界には日本経済の国際化の徹底による工業国家としての飛躍的發展を図るため、「日本農業撤退論」を主張する向きも多い。しかし、日本農業の構造的なひずみが輸出指向型の重化学工業を中心とする量的極大成長を目指す経済政策とこれに伴う非農業の高度成長の下で生じたことは、わが国における資源利用のひずみにもみとおり、高度経済成長のあり方そのものとも深い関連を有していることを示している。とくに大都市圏域を中心とした公害現象の深刻化は、集積の利益を求める産業と人々の過度の都市集中から生じた過密現象の最も代表的なものであるが、これは高度経済成長の「ひずみ」として農業の側からみた資源移動のひずみと軌を一にしているといえるであろう。

今後、工業の地方分散は、大都市圏域における環境汚染の深刻化と労働力需給のひっ迫の見通しから、必然的に増加するものとみられ、また総合農政の一環として農耕地域の工業化が政策的にも促進されようとしているが、これからの地域開発において特に重視されなければならないことは、まず農業の側において、土地の農業上および非農業上の利用区分に配慮しつつ、農地としての生産性を飛躍的に高めるような土地の装置化を進め、水の利用効率を大幅に改善することによって、土地と水を農業内部において余剰化し、都市と工業に計画的に提供していくことである。低平地面積が少ないわが国において土地利用が高密度化することは必然の方向であるが、それに伴って環境汚染が全国的に拡大することを防止するためには、公害規制の徹底化とともに、農業、工業および都市を通ずる計画的な土地利用を通じて、自然との調和を図りつつ、総合的な地域開発、換言すれば土地、水、労働力という基本的な生産資源の地域的な再編成を進めることがなによりも重要である。

つぎに、長期的に環境問題と農業をめぐる問題を若干考察してみよう。人間社会において、土地利用は山岳、原野、河川などの自然系と農耕地などの半自然系と都市などの人工系に分かれている。経済社会の発展に伴って、土地利用の重点は自然系から半自然系へ、半自然系から人工系へと移行しつつ、半自然系における農業生産と農村社会を、人工系における工業生産と都市社会を發展させてきた。環境問題が本質的には工業半都市文明の発展に伴い深刻化していることは、複雑で精緻に調和している自然系の循環体系、とくにその生物的循環（各種生物間の生態的な相互依存関係）と物理的循環（大気、水、大地などの自然物の間の物理的変化に基づく循環）が工業化都市文明における人間の諸活動によっていちじるしく変化し、さらにそれが人間にとって環境悪化となって跳ね返ってきたことを意味している。その原因は、工業と都市において最もいちじるしいとしても、工業製品を利用しつつその近代化を進めてきた農業においても決してその例外ではない。

自然の有限性を認識し、自然の循環体系を基本的に尊重することを建前とすれば、自然系における自然循環に

対応して、半自然系における半自然的循環、人工系における人工的循環の体系づくりが今後基本的な重要性をもつこととなるであろう。このことは、また自然系の循環体系とその自浄能力の範囲内で半自然的循環と人工的循環をどのように調和させるかという問題をも内包する。

農業における技術の発展は、近年工業的技術の導入と応用に傾斜していたが、農業の自然界さらには人体に与える被害の大きさから、天敵利用が高く評価され始めたように、半自然系という性格に即した循環的な技術の開発に大きな努力がはらわれなければならない。それは少なくとも人工系における循環技術の開発に比べ技術的にもコスト的にも容易なはずである。たとえば、畜産における家畜廃棄物あるいは都市における農産物の廃棄物を有機質肥料として土地に還元し、循環システムを形成していくことは、工業生産における工業廃棄物あるいは都市における工業品の廃棄物の処理還元の技術開発に比べて比較的容易であり、コストも相対的に低いであろう。

また、農業における技術は、「農業の装置化とシステム化」の方向にも示されているとおり、コンピュータ利用を含めて労働の機械化がいちじるしく進展するとはいえ、生産対象が生物であり、そこに労働過程における主体的意志のはたらく余地の大きいことを考えれば、機械化組織の1単位と化す工業労働に比べて農業労働はむしろ自由業的な色彩をもち、技術を十分効果的に活用しうる経営条件が具備されれば、長期的には職業としての農業の社会的な価値は今よりはるかに高まるであろう。

農業は単に将来人間の支えともなり、さらにその創造性をかん養する「自然」ないし「半自然」を最もよく保存するだけではない。農業のもつ基本的な性格、すなわち自然の循環体系を基本的に尊重しつつ、その部分的な加工によって自然の利用度を高めるということは、工業化都市文明の必然的に有する困難性を補うものであり、自然の下において「農業と工業との調和」が実現され、都市的社會と農村的社會の均衡のとれた發展があってこそ始めて真に均衡のとれた人間性豊かな經濟社會の形成が可能となると考えられる。環境問題の本質の理解とその解決へのアプローチはまだ始められたばかりであり、未知の要素が多い。日本農業が現に直面している基本的な困難を乗り越え、零細な家族経営を超えて、技術を十分に活用しうるような企業的、かつ、能動的な経営組織に改変し、農業の地域構造の再編成が可能となった暁には、專業的農業界にとって農業の将来の明るい展望もあることを十分に考慮しなければならない。農業政策のアプローチとしても、当面不可避な構造のひずみは是正につとめるとともに、より長期的な展望とその実現のための方向づけについて不断的努力を怠らぬことが要請されよう。それこそが、数は少ないとはいえ、農業に専念しようとする若い後継者に対し、当面の困難を乗り越えて将来に向かって努力を積み重ねる意欲と勇気を喚起することにもなるものと考えられる。

建設中のアースダム内の間げき圧の解析方法

鳥 山 眺 司*

目 次

1. まえがき.....(7)	増加する場合.....(8)
2. 計算のための圧密方程式.....(7)	5. 排水距離および荷重が一定の場合.....(9)
3. 排水距離は一定で荷重のみが時間に正比例して増加する場合.....(8)	6. 間げき圧の計算方法および計算例.....(15)
4. 排水距離, 荷重ともに時間に正比例して	7. あとがき.....(17)

1. まえがき

わが国では降水量が多いため、アースダムの築堤の場合、締固め土の含水比が最適含水比以上となり、堤体内に大きな間げき圧が生じ、これが建設中あるいは完成直後のアースダムの安定性に大きな影響をおよぼしている。そのため、建設中あるいは完成後の堤体内の間げき圧の簡単な解析方法が必要となる。

建設中あるいは完成後のアースダム内の間げき圧は厳密には二次元あるいは三次元的に消散する。しかし、二次元あるいは三次元的な解析は困難であり、また一般に鉛直または水平方向の間げき圧の消散が主となり、一次的な間げき圧の消散と考えられる場合が多い。

図-1のようなアースダムについて考えてみる。このダムは中心コア型であり、間げき圧の消散を促進するために堤体内に水平ドレーンが設けられている。アースダムは一定の速さで建設されてゆくものと仮定すると、ある時間 t での高さ h は

$$h = mt$$

である。いま、コア内に点Aを、また、さや土の最下段層中に点B、点Cをとり、点Cではその上で水平ドレーンが斜面にでている直下にあるものとする。点Aの間げき圧は水平および鉛直方向に消散するが、主として水平方向に消散し、排水距離は一定と考えることができる。この場合、 $t \leq H/m$ の間はダムの建設中であるから荷重は一定割合 m で増加し、 $t \geq H/m$ では荷重は一定となる。点Bと点Cでは同様に水平と鉛直方向に間げき圧は

消散するが、この場合は主として鉛直方向に間げき圧は消散すると考えることができる。荷重は点Bでは $h = H_2$ となるまで増加する。このうち、 $t \leq H_1/m$ の間は点Bでは荷重と排水距離が同時に増加し、 $H_1/m \leq t \leq H_2/m$ の間は荷重は増加するが排水距離は一定であり、さらに $t \geq H_2/m$ では排水距離と荷重とが一定である。点Cでは荷重と排水距離が $t = H_1/m$ まで同時に増加し、それ以後は荷重と排水距離は変化なく、間げき圧が消散するものと近似的にみなすことができる。これらの場合から、アースダムの間げき圧の解析は大別してつぎの四つの場合に分けられる。

- (A) 間げき圧の消散は水平方向で荷重は時間とともに増加するが、排水距離は一定の場合
- (B) 間げき圧の消散は鉛直方向で荷重と排水距離が時間とともに増加する場合
- (C) 間げき圧の消散は鉛直方向で荷重は時間とともに増加するが、排水距離は一定の場合
- (D) 建設完了後のように排水距離、荷重ともに一定の場合

このうち、(A)と(C)は間げき圧の消散方向のみが水平と鉛直方向で異なるが、荷重は増加し、排水距離は一定であるから、間げき圧の解析に際してはまったく同じものと考えることができる。したがって、解析は(A)、(B)、(D)の場合について行なえばよい。

アースダムの堤体は締固め不飽和土であるから、この間げき圧の消散の解析も不飽和土の圧密過程として取扱うべきであるが、不飽和土の圧密の解析はいまだ十分できず、かつ複雑な要素がはいってくるため、ここでは、Terzaghi の一次元圧密方程式を拡張した Gibson の式と Terzaghi の式を用いての解析方法を示す。

2. 計算のための圧密方程式

前記の間げき圧解析のための四つの場合について最も一般的な形は(B)の場合のように荷重と排水距離が同時に増加する場合であり、(A)、(C)は(B)の場合で排水距離が一

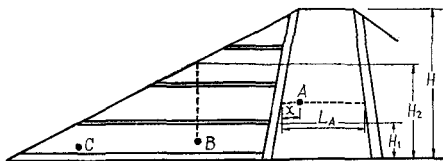


図-1

* 鳥根大学農学部

定の場合、(D)では(B)の場合で排水距離も荷重の大きさも一定の場合である。

排水距離と荷重が時間的に増加する場合の間げき圧の解析の方程式は Gibson により次式で与えられている。

$$\frac{\partial u}{\partial t} - \bar{B}\gamma \frac{dh}{dt} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 C_v : 圧密係数、 \bar{B} : 間げき圧係数、 γ : 土の単位体積重さである。また、この境界条件と初期条件は

$$\left. \begin{aligned} z=0; & \quad \begin{cases} u=0 & \text{底面透水性の場合} \\ \partial u/\partial z=0 & \text{底面不透水性の場合} \end{cases} \\ z=h=mt; & \quad u=0 \\ t=0 & \quad ; h=0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)$$

しかるに、アースダムが時間に正比例して高さを増していく場合

$$h=mt, \quad \frac{dh}{dt} = m \dots\dots\dots(3)$$

となるから、(1)式は

$$\frac{\partial u}{\partial t} - \bar{B}\gamma m = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \dots\dots\dots(4)$$

以上より、(A)、(B)、(C)、(D)の場合の間げき圧の解析は、つぎの微分方程式を解けばよい。

(A)、(C)の場合……すなわち排水距離 L は一定で荷重のみ時間に正比例して増加する場合

$$\frac{\partial u}{\partial t} - \bar{B}\gamma m = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \dots\dots\dots(5)$$

$$\left. \begin{aligned} x=0; & \quad u=0 \\ x=L; & \quad \partial u/\partial x=0 \\ t=0; & \quad u=0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(6)$$

(B)の場合……すなわち排水距離と荷重は時間に正比例して増加する場合

$$\frac{\partial u}{\partial t} - \bar{B}\gamma m = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \dots\dots\dots(7)$$

$$\left. \begin{aligned} z=0; & \quad \begin{cases} u=0 & \text{底面透水性} \\ \partial u/\partial z=0 & \text{底面不透水性} \end{cases} \\ z=h=mt; & \quad u=0 \\ t=0; & \quad h=0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(8)$$

(D)の場合……すなわち排水距離、荷重ともに一定の場合

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} &= C_v \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \\ \text{または} & \quad \frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(9)$$

$$\left. \begin{aligned} x=0; & \quad u=0 \\ x=L; & \quad \partial u/\partial x=0 \\ t=t_0; & \quad u_0(x, t_0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(10)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{または} & \\ z=0; & \quad \begin{cases} u=0 & \text{底面透水性} \\ \partial u/\partial z=0 & \text{底面不透水性} \end{cases} \\ z=h; & \quad u=0 \\ t=t_0; & \quad u_0(z, t_0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(11)$$

以上において、 m ; 建設速さ、 L ; 排水距離一定の場合の排水距離、 h ; アースダムの各断面の基礎から建設中のダム表面までの鉛直高さである。排水距離 L としては土層の両面が透水層の場合、土層の厚さの半分をとり、一方が不透水層の場合は土層の厚さをとることとする。

3. 排水距離は一定で荷重のみが時間に正比例して増加する場合

これは(5)式で条件(6)式を満足するように解けばよい。この解は次式で与えられる。

$$u = \frac{16a}{\pi^3} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^3} \sin \frac{2n+1}{2} \pi \eta \times \left[1 - e^{-((2n+1)^2/4)\pi^2 \tau} \right] \dots\dots\dots(12)$$

ここに

$$a = \frac{\bar{B}\gamma mL^2}{C_v}, \quad \eta = \frac{x}{L}, \quad \tau = \frac{C_v t}{L^2} \dots\dots\dots(13)$$

また、間げき圧に関する荷重 $p = \bar{B}\gamma h$ は

$$p = \bar{B}\gamma h = \bar{B}\gamma mt = a\tau \dots\dots\dots(14)$$

である。したがって、間げき圧の割合 $u/\bar{B}\gamma h$ は

$$\frac{u}{\bar{B}\gamma h} = \frac{u}{a\tau} = \frac{16}{\pi^3} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^3} \times \sin \frac{2n+1}{2} \pi \eta \left[1 - e^{-((2n+1)^2/4)\pi^2 \tau} \right] \dots\dots\dots(15)$$

土層平均の間げき圧の割合 $u_a/\bar{B}\gamma h$ は

$$\frac{u_a}{\bar{B}\gamma h} = \frac{32}{\pi^4} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^4} \left[1 - e^{-((2n+1)^2/4)\pi^2 \tau} \right] \dots\dots\dots(16)$$

となる。

$\eta = x/L = 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0$ での $u/\bar{B}\gamma h$ および $u_a/\bar{B}\gamma h$ の時間的変化を図-2に示す。

4. 排水距離、荷重ともに時間に正比例して増加する場合

この場合は(7)式で条件(8)式を満足するように解けばよい。この解は Gibson により、つぎのように与えられている。

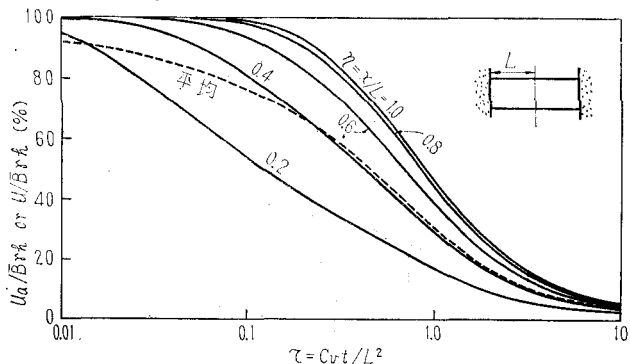


図-2 土層厚さは一定、荷重 p が時間に正比例して増加する場合の間げき圧 ($p = \bar{B}\gamma h = a\tau$)

4.1 土層底面が不透水性の場合

$$u = \bar{B}\gamma b T - \frac{\bar{B}b}{\sqrt{\pi T}} e^{-(T\zeta^2/4)} \times \int_0^\infty \xi \tanh \frac{\xi}{2} \cosh \frac{\zeta\xi}{2} e^{-(\xi^2/4T)} d\xi \dots\dots(17)$$

ここに、

$$T = \frac{m^2 t}{C_v}, \quad \zeta = \frac{z}{h} = \frac{z}{bT}, \quad b = \frac{C_v}{m} \dots\dots(18)$$

また、間げき圧に関する荷重 p は

$$p = \bar{B}\gamma h = \bar{B}\gamma b T \dots\dots(19)$$

である。ゆえに、間げき圧の割合 $u/\bar{B}\gamma h$ は

$$\frac{u}{\bar{B}\gamma h} = 1 - \frac{1}{2\pi^{1/2} T^{3/2}} e^{-(T\zeta^2/4)} \times \int_0^\infty \xi \tanh \frac{\xi}{2} \cosh \frac{\zeta\xi}{2} e^{-(\xi^2/4T)} d\xi \dots\dots(20)$$

で与えられる。20式の計算結果を図-3に示す。

4.2 土層底面が透水性の場合

$$u = -\bar{B}\gamma b T \zeta \left(1 + \frac{T\zeta}{2}\right) + \frac{\bar{B}\gamma b}{2\sqrt{\pi T}} e^{-(T\zeta^2/4)} \times \int_0^\infty \xi^2 \coth \frac{\xi}{2} \sinh \frac{\zeta\xi}{2} e^{-(\xi^2/4T)} d\xi \dots\dots(21)$$

ここで、 T, ζ, b は(18式)で与えられる。また、 p は(19式)で表わされるから間げき圧の割合 $u/\bar{B}\gamma h$ は

$$\frac{u}{\bar{B}\gamma h} = -\zeta \left(1 + \frac{T\zeta}{2}\right) + \frac{1}{2\pi^{1/2} T^{3/2}} e^{-(T\zeta^2/4)}$$

$$\times \int_0^\infty \xi^2 \coth \frac{\xi}{2} \sinh \frac{\zeta\xi}{2} e^{-(\xi^2/4T)} d\xi \dots\dots(22)$$

となる。

図-4に22式の計算結果を示す。

5. 排水距離および荷重が一定の場合

これは建設終了後あるいは考えている点の直上での盛土が終了した場合である。したがって、これは3.あるいは4.1, 4.2につづいて生じる問題となる。これらを別々に考える。

5.1 3.につづく場合

$t=t_0$ で建設がおわった場合、 $t=t_0$ 以後は荷重は一定となり、間げき圧の消散がつづく。したがって問題は

$$\frac{\partial u}{\partial \tau} = \frac{\partial^2 u}{\partial \eta^2} \dots\dots(23)$$

$$\left. \begin{aligned} \eta=0; \quad u=0 \\ \eta=1; \quad \partial u/\partial \eta=0 \\ \tau=\tau_0; \quad u=u_0(\eta) \end{aligned} \right\} \dots\dots(24)$$

を解くことにある。ここに

$$u_0 = \frac{16a}{\pi^3} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^3} \sin \frac{2n+1}{2} \pi \eta \times [1 - e^{-((2n+1)^2/4)\pi^2 \tau_0}]$$

この解は

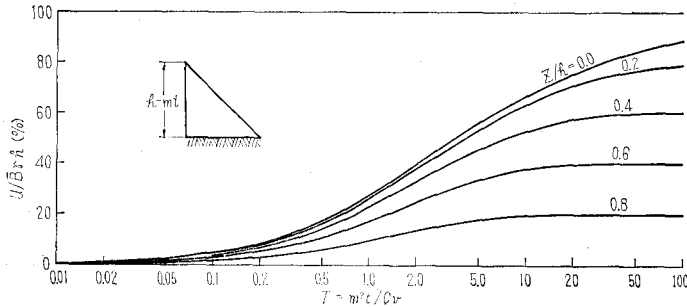


図-3 土層厚さ、荷重ともに時間に比例して増加する場合の間げき圧 (基礎が不透水性)

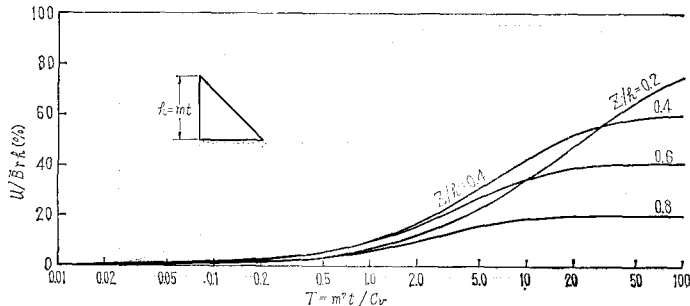


図-4 土層厚さ、荷重ともに時間に比例して増加する場合の間げき圧 (基礎が透水性)

$$\begin{aligned}
 u &= 2 \sum_{n=0}^{\infty} e^{-((2n+1/4)\pi^2 r} \sin \frac{2n+1}{2} \pi \eta \\
 &\times \int_0^1 u_0(\xi) \sin \frac{2n+1}{2} \pi \xi d\xi \\
 &= \frac{16a}{\pi^3} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^3} \{1 - e^{-((2n+1)^2/4)\pi^2 r_0}\} \\
 &\times e^{-((2n+1)^2/4)\pi^2 (r-r_0)} \sin \frac{2n+1}{2} \pi \eta \dots\dots\dots(25)
 \end{aligned}$$

ここで

$$\left. \begin{aligned}
 \tau &= \frac{C_v t}{L^2}, \quad \tau_0 = \frac{C_v t_0}{L^2} \\
 \eta &= \frac{x}{L}, \quad a = \frac{\bar{B}\gamma m L^2}{C_v}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(26)$$

間げき圧に関する荷重 p は $\tau = \tau_0$ の荷重に等しいから (14式より)

$$p = a\tau_0 \dots\dots\dots(27)$$

ゆえに、間げき圧の割合 $u/\bar{B}\gamma h$ は

$$\begin{aligned}
 \frac{u}{\bar{B}\gamma h} &= \frac{16}{\pi^3} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^3} \{1 - e^{-((2n+1)^2/4)\pi^2 r_0}\} \\
 &\times e^{-((2n+1)^2/4)\pi^2 r} \sin \frac{2n+1}{2} \pi \eta \dots\dots\dots(28)
 \end{aligned}$$

で与えられる。

図 - 5 (a)~(e) に (28) 式の計算結果を示す。

5.2 4.1 につづく場合

$t = t_0$ で建設が終わると、 $t = t_0$ 以後は荷重も排水距離も一定となる。この場合は

$$\frac{\partial u}{\partial T} = \frac{1}{T_0^2} \frac{\partial^2 u}{\partial \zeta^2} \dots\dots\dots(29)$$

$$\left. \begin{aligned}
 \zeta = 0; \quad \partial u / \partial \zeta = 0 \\
 \zeta = 1; \quad u = 0 \\
 T = T_0; \quad u = u_0(\zeta)
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(30)$$

ここに

$$u_0(\zeta) = \bar{B}\gamma b T_0 \left\{ 1 - \frac{1}{\pi^{1/2}} \frac{1}{T_0^{3/2}} e^{-T_0 \zeta^2/4} \right\}$$

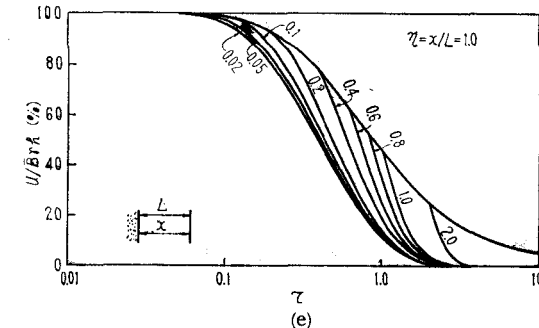
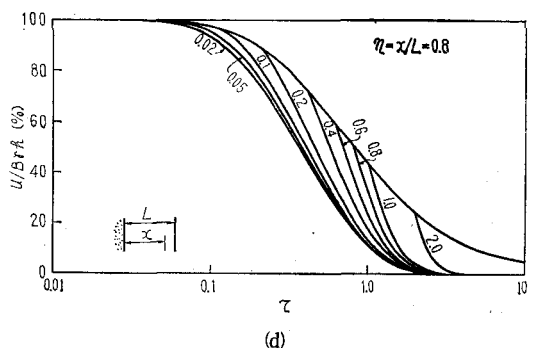
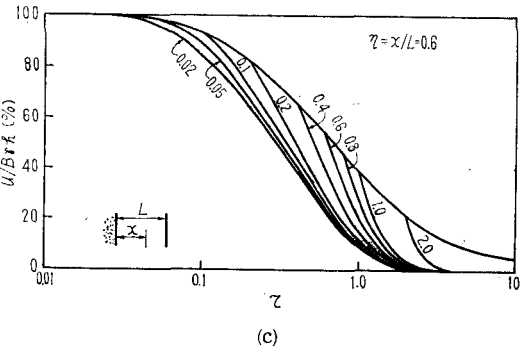
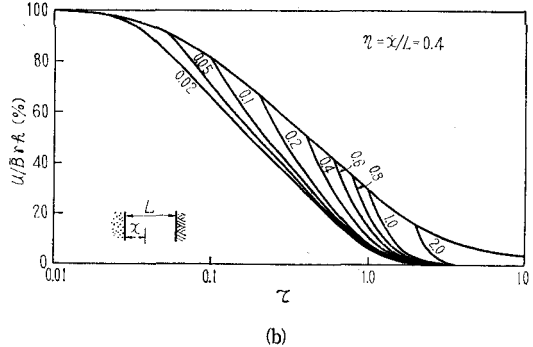
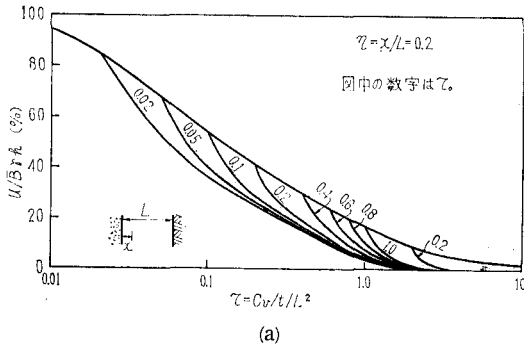


図 - 5 建設後の間げき圧 (建設中は排水距離一定, 荷重増加)

$$\times \int_0^\infty \xi \tanh \frac{\xi}{2} \cosh \frac{\zeta \xi}{2} e^{-\zeta^2/4T_0} d\xi \} \dots\dots (31)$$

である。また

$$T = \frac{m^2}{C_v} t, \quad T_0 = \frac{m^2}{C_v} t_0, \quad \zeta = \frac{z}{h}, \quad b = \frac{C_v}{m} \dots\dots (32)$$

である。(29)式の解は

$$u = 2 \sum_{n=0}^\infty e^{-((2n+1)^2/4T_0) \cdot \pi^2 ((T/T_0)-1)} \cos \frac{2n+1}{2} \pi \zeta \times \int_0^1 u_{01}(y) \cos \frac{2n+1}{2} \pi y dy \dots\dots (33)$$

また、間げき圧に関する荷重 p は(3)式で $T=T_0$ として

$$p = \bar{B} \gamma b T_0 = \bar{B} \gamma h \dots\dots (34)$$

であるから、間げき圧の割合 $u/\bar{B} \gamma h$ は

$$\frac{u}{\bar{B} \gamma h} = 2 \sum_{n=0}^\infty e^{-((2n+1)^2/4T_0) \cdot \pi^2 ((T/T_0)-1)} \times \cos \frac{2n+1}{2} \pi \zeta \int_0^1 u_{01}(y) \cos \frac{2n+1}{2} \pi y dy \dots (35)$$

ここに、

$$u_{01}(y) = 1 - \frac{1}{\pi^{1/2} T_0^{3/2}} e^{-(T_0 y^2/4)} \times \int_0^\infty \xi \tanh \frac{\xi}{2} \cosh \frac{y \xi}{2} e^{-\zeta^2/4T_0} d\xi \dots\dots (36)$$

である。(35)式の計算結果を図-6(a)~(c)に示す。

5.3 4.2 につづく場合

これは土層底面が透水性になっている場合であるから、境界条件と初期条件のみが次のようになる。

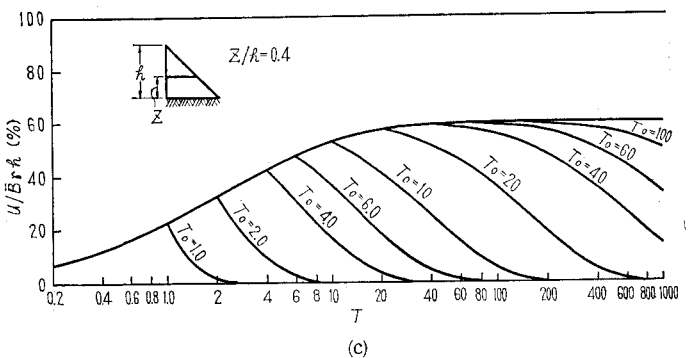
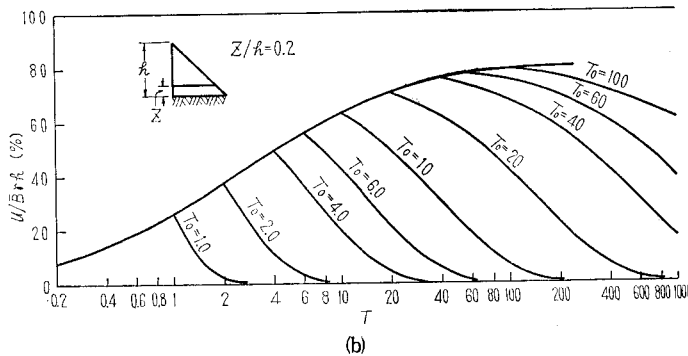
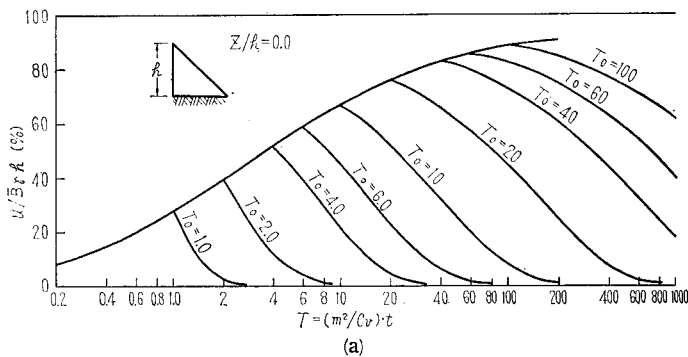


図-6 建設後の間げき圧 (建設中は排水距離, 荷重ともに増加, 基礎不透水性)

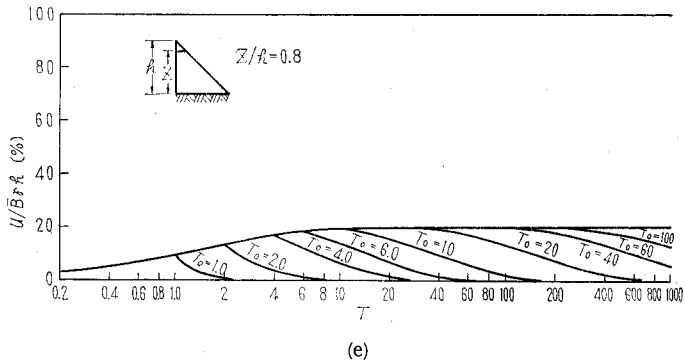
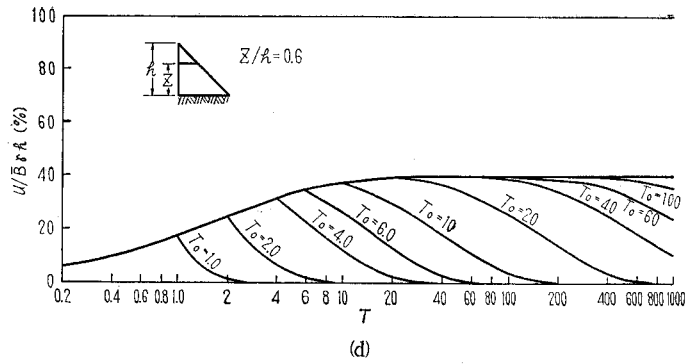


図-6 つづき

$$\left. \begin{aligned} \zeta=0; & u=0 \\ \zeta=1; & u=0 \\ T=T_0; & u=u_0(\zeta) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (37)$$

$$u = 2 \sum_{n=1}^{\infty} e^{-(n^2/T_0)\pi^2} \sin n \pi \zeta \times \int_0^1 u_0(y) \sin n \pi y dy \dots\dots\dots (38)$$

ここに

$$u_0(\zeta) = \bar{B} \gamma b T_0 \left[-\zeta \left(1 + \frac{T_0 \zeta}{2} \right) + \frac{1}{2\pi^{1/2} T_0^{3/2}} e^{-(T_0 \zeta^2/4)} \times \int_0^{\infty} \xi^2 \coth \frac{\xi}{2} \sinh \frac{\zeta \xi}{2} e^{-\xi^2/4 T_0} d\xi \right]$$

間げき圧に関する荷重は(34)式で与えられるから、間げき圧の割合 $u/\bar{B}\gamma h$ は

$$\frac{u}{\bar{B}\gamma h} = 2 \sum_{n=1}^{\infty} e^{-(n^2/T_0)\pi^2} \sin n \pi \zeta \times \int_0^1 u_{02}(y) \sin n \pi y dy \dots\dots\dots (39)$$

また、 T_0 、 T 、 ζ 、 b は(34)式で与えられる。条件(37)式を満足する(39)式の解は

ここに

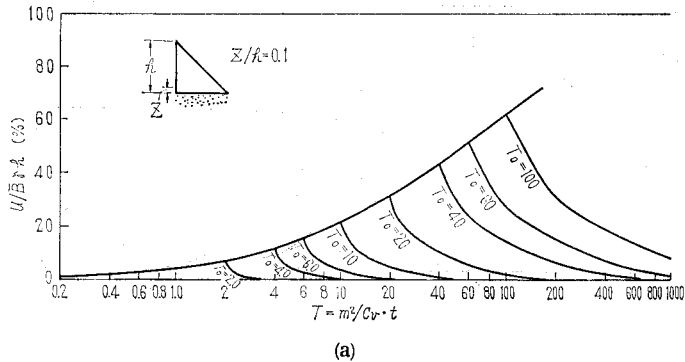
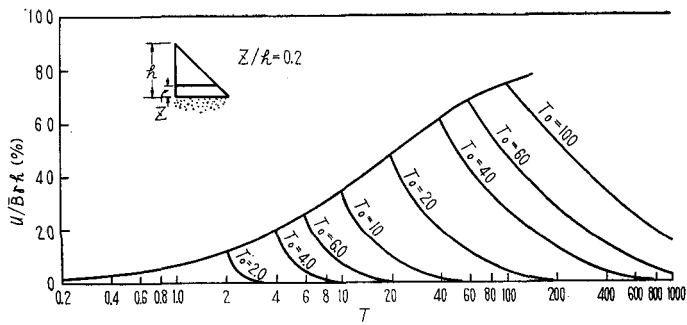
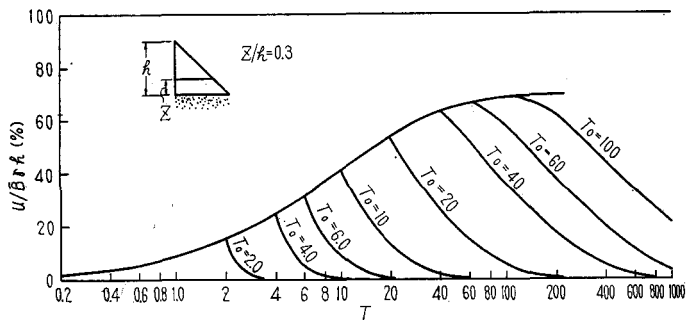


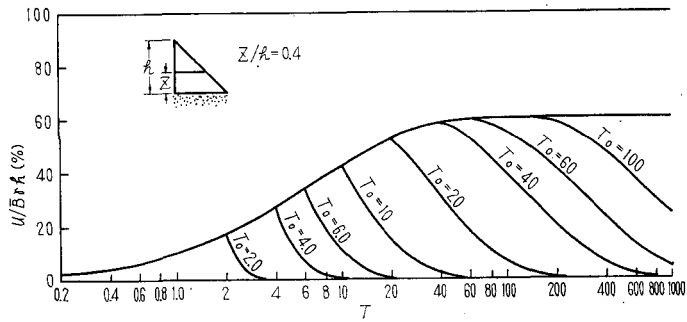
図-7 建設後の間げき圧 (建設中排水距離, 荷重ともに増加, 基礎透水性)



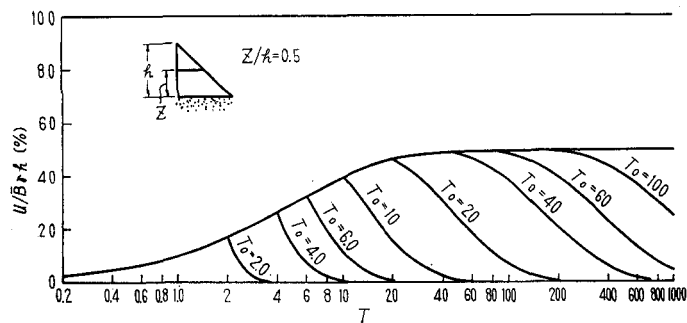
(b)



(c)



(d)



(e)

図-7 つぶき

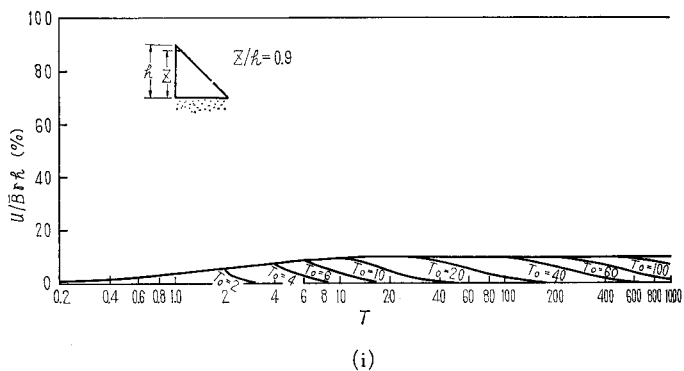
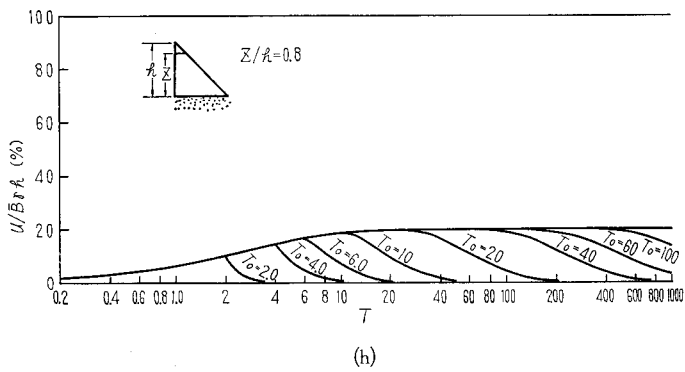
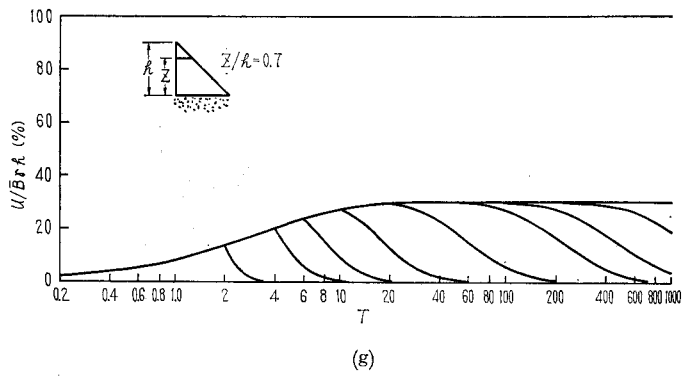
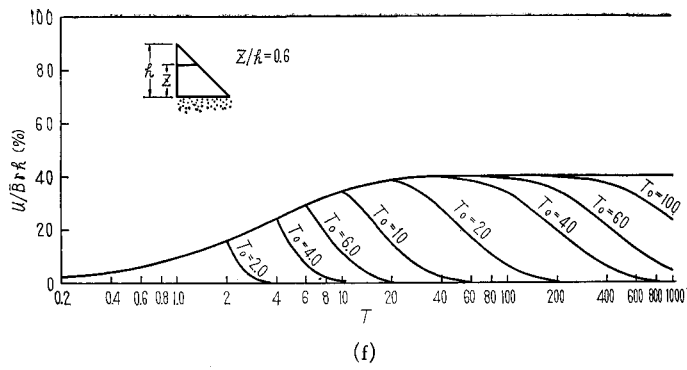


図-7 つづき

$$u_{0z}(y) = -y \left(1 + \frac{T_0 y}{2} \right) + \frac{1}{2\pi^{1/2} T_0^{3/2}} e^{-(T_0 y^2/4)} \times \int_0^\infty \xi^2 \coth \frac{\xi}{2} \sinh \frac{y\xi}{2} e^{-\xi^2/4 T_0} d\xi \dots \dots (40)$$

である。

図-7 (a)~(i)に(40)式の計算結果を示す。

6. 間げき圧の計算方法および計算例

図-2~図-7を用いて堤体内の間げき圧を計算するためには次の各値を必要とする。

- (i) 圧密係数 C_v
- (ii) 建設速さ m
- (iii) 排水距離一定の場合は排水速さ L
- (iv) 間げき圧係数 \bar{B}
- (v) 土の単位体積重さ γ

このうち、圧密係数 C_v は圧密試験により、また土の単位体積重さ γ は室内または現場締固め試験より得られる。建設速さ m は建設計画により決まり、排水距離 L は設計断面より求まる。間げき圧係数 \bar{B} は室内で締固め土に非排水条件下で等方圧 $\Delta\sigma_3$ を加え、その際生じた間げき圧 Δu の比として

$$\bar{B} = \Delta u / \Delta\sigma_3$$

として与えられる。あるいは Hilf の非排水条件下での間げき圧の計算式から \bar{B} を求めることもできる。

つぎに図-8に示すようなアースダムを例にしながら間げき圧の計算法を示す。ここではアースダムの建設完了時の間げき圧を求めてみる。アースダムは中心コア型とし高さ 30 m、のり面こう配 1 : 3、建設速さ 2.5 m/month とする。また

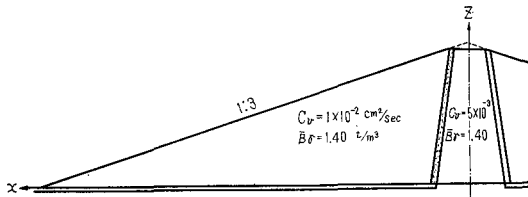


図-8 計算モデル

- コア部 $C_v = 5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$
 $= 1.34 \text{ m}^2/\text{month},$
 $\gamma \bar{B} = 1.4 \text{ t/m}^3$
- さや土部 $C_v = 1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{cec}$
 $= 2.68 \text{ m}^2/\text{month},$
 $\gamma \bar{B} = 1.4 \text{ t/m}^3$

とし、コアとさや土の間には鉛直ドレーンを設け、さや土部と基礎地盤の間には水平ドレーンを設けた場合と基礎地盤が不透水性の場合とを考慮する。

6.1 コア部の間げき圧

コア部ではさや土との境に鉛直ドレーンを設けるもの

としたから、排水は主として水平方向に生じるものと考えられる。したがって、排水距離は一定で荷重が増加する場合に相当する。また基礎より高さ z の任意断面に作用する全荷重はほぼ z より堤頂までの土柱の重さと考えて $\gamma(30-z)t/\text{m}^2$ とみなせる。ここで

$$\gamma = 2.0 \text{ t/m}, \quad \bar{B} = 0.7, \quad \bar{B}\gamma = 1.4 \text{ t/m}^3$$

ととる。建設終了時 t_0 は

$$t_0 = 30/2.2 = 12 \text{ month}$$

建設終了時まではコア部の高さは一定速度 $m = 2.5 \text{ m/month}$ で増加しているから、計算は 3. および図-2により行なう。

まず排水距離 L を求める。コアの幅は堤頂 7 m、堤底で 15 m とすると、排水は両方向に生じるから、 L はコアの幅の 1/2 となり、各高さ z での L の値は表-1の第2行のとおりとなる。

表-1

z	0	5	10	15	20	25	30
L	7.50	6.89	6.16	5.50	4.83	4.17	3.50
t_1	0	2	4	6	8	10	12
$t_0 - t_1$	12	10	8	6	4	2	0
$\tau = \frac{C_v}{L^2} (t_0 - t_1)$	0.286	0.282	0.282	0.266	0.229	0.154	0
$h = 30 - z$	30	25	20	15	10	5	0
$\bar{B}\gamma h$	42.0	35.0	28.0	21.0	14.0	7.0	0

高さ z までの建設に要する時間 t_1 は z/m であるから、これを求めると表-1の第3行となる。 z から堤頂までの建設に要する時間は $t_0 - t_1 = 12 - t_1$ (month) であるから、これを求めると第4行となる。この $(t_0 - t_1)$ を(49)式に代入して

$$\tau = \frac{C_v}{L^2} (t_0 - t_1)$$

とすれば建設終了時の各高さ z での time factor τ が求まる。これを表-1の第5行に記す。各高さ z の上の土柱の高さは $(h_0 - z) = (30 - z)$ である。これを表-1の第6行に示すが、このうち間げき圧に関する分は $\bar{B}\gamma h = 1.4(30 - z)$ である。これを表-1の第7行に示す。

各高さ z の断面の間げき圧の分布を求めるには図-2より、 $\eta = 0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0$ での $\tau = C_v(t_0 - t_1)/L^2$ のときの $u/\bar{B}\gamma h$ を求め、これに表-1の $\bar{B}\gamma h$ を乗ずれば建設終了時のコア内の間げき圧が求まる。 $z=0$ すなわち底部での計算結果を表-2に示す。

表-2

$\eta = z/L$	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
$u/\bar{B}\gamma h(\%)$	0	35.2	59.0	75.1	83.1	85.7
$u(\text{t/m}^2)$	0	14.8	31.6	34.9	34.9	36.0

$$z=0, \quad h=30 \text{ m}, \quad L=7.5 \text{ m}, \quad t_0-t_1=12, \quad \tau=0.286, \quad \bar{B}\gamma h=1.4 \times 30=42.0$$

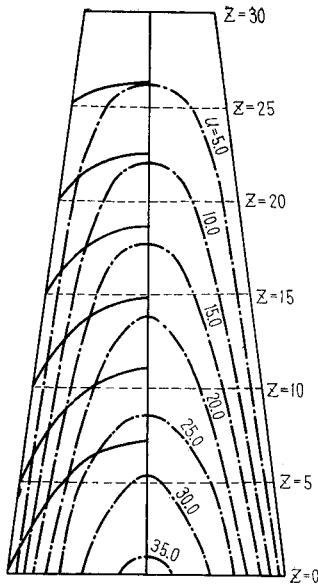


図-9 コアの間げき分布

同様にして $z=5, 10, 15, 20, 25$ m での建設終了時の間げき圧を求めると、図-9の実線のように間げき圧の分布曲線が引ける。さらに間げき圧の等高線を鎖線のように引くことができ、コアの間げき圧が求まる。

6.2 さや土部……基礎にドレーンを設けた場合

さや土部では各点の水平方向への排水距離は鉛直方向への排水距離に比して大きいから、排水は鉛直方向に生じると考える。また、さや土部では基礎から堤体表面までの高さは堤高に比して低いため、堤体完成時以前に建設が終わっている。そこで、さや土部は排水距離と荷重が時間とともに増加し、ある時間 t_0 で増加がとまり、それ以後は排水距離と荷重は一定になる。すなわち 5.2 または 5.3 となる。ここでは基礎が透水性としているから 5.3 の場合である。

ダム中心線からの距離を x とする。 $x=10, 20, 30, 40, 50, 60, 70$ m でのダムの高さ h 、その建設終了までの時間 t_0 を表-3に示す。また、time factor

表-3

x	10	20	30	40	50	60	70
h	28.34	25.00	21.67	18.34	15.00	11.67	8.34
t_0	11.34	10.00	8.67	7.34	6.00	4.67	3.34
T_0	26.5	23.3	10.2	17.1	14.0	10.9	7.80
$\bar{B}r\bar{h}$	39.7	35.0	30.3	25.7	21.0	16.3	11.7

表-4

ζ	0	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
$u/\bar{B}r\bar{h}$	17.0	30.3	39.9	43.0	40.5	35.4	28.0	19.0	9.8
u	5.2	9.2	12.1	13.0	12.3	10.7	8.5	5.3	3.0

$T_0=20.2, \bar{B}r\bar{h}=30.3, T=28.0$

表-5

ζ	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
$u/\bar{B}r\bar{h}$	71.9	66.9	55.1	38.7	19.9	0
u	21.8	20.3	16.7	11.7	6.0	0

$T_0=20.2, \bar{B}r\bar{h}=30.3, T=28.0$

$$T_0 = (m^2/C_v)t_0$$

および間げき圧に関する荷重 $p = \bar{B}r\bar{h}$ も表-3に示す。また、堤体全体の完成は $t=12$ month であるから、このときの time factor T は

$$T = (m^2/C_v)t = 28.0$$

である。したがって、この場合の計算は図-7(a)~(i)を用いればよい。求める $u/\bar{B}r\bar{h}$ は $T=28.0$ のときの値である。そのためには図-7(a)~(i)で表-3に示した T_0 から図中に与えた T_0 曲線に平行になるように曲線を引き $T_0=28.0$ のときの $u/\bar{B}r\bar{h}$ を求めれば、この値に $\bar{B}r\bar{h}$ を乗じて間げき圧を求めることができる。 $x=30$ m 断面での計算例を表-4に示す。

同様にして $x=10, 20, 30, 40, 50, 60, 70$ m 断面での間げき圧を求めることができる。この結果を図-10に示す。この間げき圧分布曲線より間げき圧の等高線を引くことができる。この計算法では間げき圧は鉛直方向にのみ消散すると仮定しているが、実際には水平方向にも排水は生じ、特にコアとの境のドレーンの近くではかなりの間げき圧が消散していると考えられる。この効果は厳密には二次元解析によらねばならないが、これは大

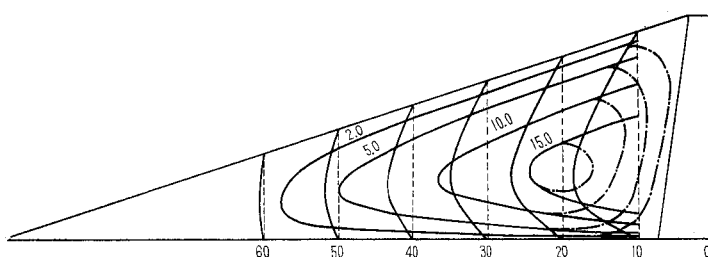


図-10 さや土部(基礎透水性)の間げき圧分布

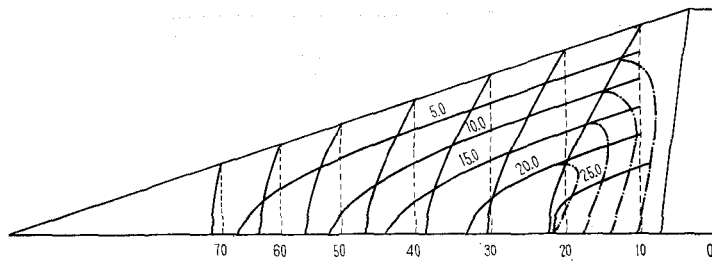


図-11 さや土部（基礎不透水性）の間げき圧分布

変な計算を要するので図のように鉛直ドレーンの近くでもっともらしく曲線を修正しなおすとよい。

6.3 さや土部……基礎が不透水性の場合

この場合は6.2と同様に間げき圧を計算すればよい。ただし基礎が不透水性であるから、図-7(a)~(i)の代りに図-6(a)~(e)を用いる。表-5に $x=30\text{ m}$ 断面での計算例を示す。

同様に求めて $x=10, 20, 30, 40, 50, 60, 70\text{ m}$ 断面での間げき圧分布と間げき圧の等高線を図-11に示す。

7. あとがき

ここではアースダムの建設中およびそれ以後の間げき

圧の解析のための計算図を示した。これによればアースダムの建設速さが一定の場合には簡単に間げき圧の分布を求めることができる。しかし、この方法では間げき圧は一次元方向にのみ消散すると仮定しているため、鉛直と水平方向の排水距離がほぼ等しい場合には実際よりも大きな間げき圧分布を与えることになる。このような場合に対しては二次元の数値解析によるか、または、ここで求めた解析結果を適当に修正すればよい。

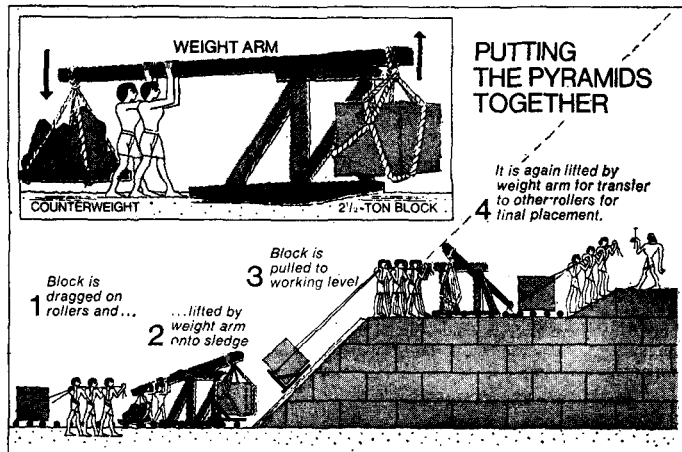
参考文献

Gibson, R. E.: The Progress of Consolidation in a Clay Layer Increasing Thickness with Time, Géotechnique vol. 8 (1985) p. 171~182

ピラミッドの建設の謎をめぐる新たな論争

古代のエジプト人があの巨大なピラミッドをどうやって建設したかということは、いまなお興味ある謎である。現代の考古学者達の共通した意見では、あの巨大な建造物は10万人以上の人間が数百万個の石灰岩のブロックを長い斜面を利用して引張りあげ、20年もの長い期間

をかけて完成したものとされて来た。ところが最近あるアメリカ人技術者がピラミッドはもっと簡単につくられたに違いないと云い出したのである。それは図に示すような方法で木製のてこを利用したというのであり、この方法によればわずか3千人の人間がもっと短い期間でや



りとげたというのである。このような説をたてるに至ったのは、ひとつは数年前彼がナイル地方でこのような方法で重い石を動かしているのを見たということと、いまひとつは48段もある大ピラミッドの場合10分の1のこう配で斜面をつくるとなると、これはピラミッドそのものをつくると同じような作業となると推定されるからである。この説が発表されるや、早速考古学者達から証拠ははっきりしないとはげしい反撥があり、ピラミッドをめぐる謎はまた新しい興味を呼びおこしている。

(ニューズウィーク, 1970 Nov. 16)

武田建築 抄訳

湧水地帯におけるトンネル工法について

中 嶋 善 治*

目 次

- | | |
|-----------------------|-------------------------|
| 1. はじめに……………(19) | 3. 湧水対策工法の実施事例……………(19) |
| 2. 湧水対策工法の種類……………(19) | 4. むすび……………(28) |

1. はじめに

水路には用水路、暗きょ、サイフォン、トンネルなど多くの工種があるが、これら工種の難易や経済性は基礎地盤の状況に左右されるのがほとんどである。その中でとくに水路トンネルに及ぼす影響はなほ大きいものであると考える。

この水路トンネルの施工にあたって、設計者および施工者が最も苦勞し悩むものは軟弱地帯や湧水地帯を通過する場合である。

このことは、掘削中の湧水が掘進作業を困難にさせるだけでなく、トンネル土圧を高め、ときには崩壊の原因となるからである。

この湧水対策工法について筆者が最近経験した同工法決定についての概要を紹介し、とくにこのような地質の地帯においてトンネルを施工する場合、いかに事前の各種調査が同工法の採用決定上重要であったかを強調し、今後同じ状況下におけるトンネルの施工について、この報文がなんらかの参考に供せられるならば幸いであると考えられる。

2. 湧水対策工法の種類

トンネルの湧水対策工法には、つぎのようなものが考えられる。

A. 地下水位を低下させる工法

- ① 排水坑道による方法
- ② ポーリング排水による方法
- ③ ウェルポイントによる方法

B. 湧水量を減少させる工法

- ① 防水剤注入工法
- ② 圧気工法
- ③ 凍結工法
- ④ シールド工法

湧水対策工法として、これらの工法はいずれも一長一短があり、どれが最良の工法であるかは現場条件によって異なるので、工法決定に際しては現場における地質状況、地下水状況を十分把握するとともに、全体の工事工

程および最もたいせつな安全性などのあらゆる角度よりみた総合判断によって、その条件に最も合致した工法を選ぶべきであると考えられる（経済性のみならず走りすぎ思わぬ事故をまねいた事例がある）。決して思いつきのまま手当り次第方式による施工は不経済になるばかりでなく、工事計画に支障をきたしたり、また地盤をいたずらに傷つけたりして思わぬ事故が生ずることがあるので十分な検討が必要である。

3. 湧水対策工法の実施事例

3.1 圧気工法によるトンネル掘削

本工法を実施または実施中の農業用水トンネルとして、近畿農政局管内においては大和平野導水隧道（十津川紀の川地区）および紀の川用水幹線水路山田隧道（紀の川用水地区）があり、また他局においては豊川用水幹線水路トンネル（水資源開発公団）、静岡県営大井川用水トンネルなどがある。このうち、筆者は幸にも前記2地区について設計施工に関係したので、この地区についての概要を述べる。

3.1.1 大和平野導水隧道（十津川紀の川地区）

本地区は昭和31年度に実施したのであるが、この工法を決定するまでにはウェルポイント工法および排水坑道工法による地下水位の低下、あるいはグラウト工法による湧水量の低下など、いろいろと実施したり、また検討を加えてみたが、いずれの方法も本トンネルに適した工法ではなかった。そこで地質、地下水などの資料に基づき、トンネル施工に関する学識経験者をはじめ多くの関係者などによる協議を重ねた結果、国鉄が丹那トンネルで実施した圧気工法が本地域に合致した最良の工法であるとの結論を得て実施することとなった。

圧気工法による工事の概要については、すでにダム研究会発行「土とコンクリート」、1958年、12、13合併号に報告されているので、ここでは省略する。

3.1.2 紀の川用水幹線水路山田隧道（紀の川用水地区）

本トンネルは、紀伊平野の高台部約3,507 ha（水田1,456 ha、畑地かんがい2,051 ha）をかんがいするため、紀の川支流大和丹生川より西吉野頭首工から取水す

* 近畿農政局設計官

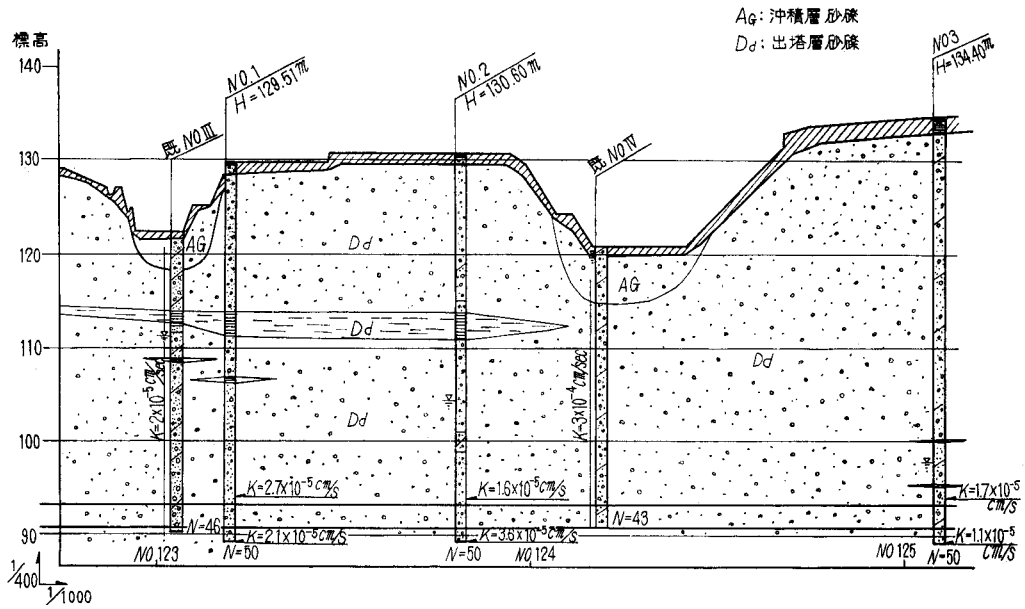


図-1 地質縦断面図

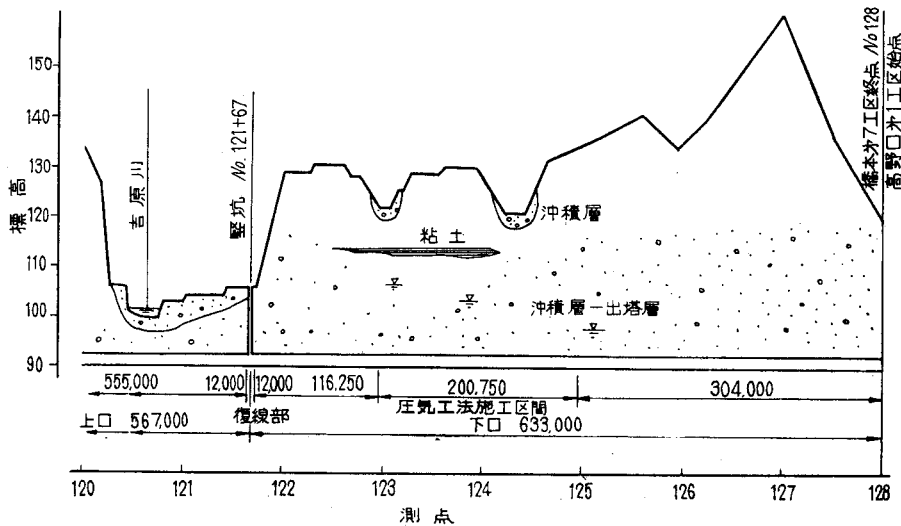


図-2 トンネル縦断面図

る紀の川用水路の一部のトンネル水路で、その延長は1,200 m、勾配 1/1,700、直径 2.30 m の標準馬蹄型 2R 型 (通水量 4.95 m³/s) として計画し、その施工は昭和44年3月より着手した。

(1) 地質概要 (図-1, 2 参照)

本トンネル付近の地質は鮮新世～洪積世に堆積したいわゆる「出塔層」といわれる地層で、おもに粘土混り砂礫層より構成されている。

砂礫層は全体に粘土分をかなり多く混入し、また層厚 0.2～0.3 m の砂質粘土層を挟んでおり、礫径は φ20～30 mm のものが多いが、所々に 80～100 mm の大礫が混入している。なお、この層における透水係数は 10⁻⁴～

10⁻⁵ の単位にあり、砂礫層の透水係数としては比較的に低い値を示しており、湧水量も 100 l/s 前後ではないかと予想される。

(2) 工事経過と工法検討

① 工事経過

本トンネルの施工にあたり、昭和43年11月に内径 5.0 m、深さ 17.0 m の縦坑より着手し、昭和44年3月、この縦坑より上口 567 m の掘削、昭和45年2月コンクリートライニングを完了した。下口 633 m は昭和44年4月5日より本坑の掘削を普通工法によって開始した。

掘削当初における湧水量は予想したとおり 100 l/s 程度であったが、切端の自立が不可能となってきたため、

アーチ部に鏡止めを行ない、支保工（H鋼125×125×7）のピッチを0.75mにして掘削を続行することとした。

掘削が進むにつれ湧水量は、少くしずつ増加して200 l/s程度にもなり、切端の土は湧水の増加につれて徐々に流出してくる状態となった（4月より6月までの進行は50m程度であった）。

昭和44年7月25日、縦坑より71.0m地点において、切端の矢板打込み中突然泥水とともに土砂が噴出し、約40mを埋没した。このときの土砂噴出量は推定150m³程度であった。その後においても数回小規模の土砂流出があったので、まず地下水位の低下をはかるため、ウェルポイント、水平ボーリングなど（A-2工法、A-3工法）を試みたが、不透水性の地質のため、ほとんどその効果は認められなかった。このためグラウト工法により空洞を填充し、軟弱部に珪酸ソーダ系の薬液注入を行ない、（B-1工法）、部分的に地盤改良を行ないながら掘進する方法を採用して、作業の続行をはかっていたが、昭和44年12月に至って縦坑より約128m地点において再び土砂の流出が生じたため、薬液を尿素系薬液に変えて注入を試みたが、注入範囲が自ら限定されるため湧水量を減少させたり、あるいは地山を硬質化させるまでには至らず、湧水量は200 l/s内外で一定しており、地層が徐々に悪化している状況では、これまでの経過から地下水位を低下させず工法やあるいは防水剤注入によって湧水量を減少させる工法などの湧水対策工法では到底掘削を続行することが不可能と判断され、本トンネル掘削について湧水対策工法を改めて根本的に検討を要することとなった。

② 工法の検討

本トンネルについて、前項で述べたそれぞれの湧水対策工法について検討を加えた結果、つぎのとおりとなった。

(a) 地下水位を低下させる方法

本トンネルの掘削現場は地下水位15m、透水係数10⁻⁵ cm/s、土被り40mほどで、また湧水量が200 l/sでほとんど変化がない（これは常に地下水の補給が行なわれておる証拠であるとする）。このような状態において、排水坑道を多数掘削したり、また排水ボーリングなどによって地下水位を低下して、切羽におけるドライワークを期待することは困難であるとする。また、土質はシルト質でN値は約50前後の値を示しておるので自然状態では支持力は相当あるが鋭敏比の大きい土質で僅かな動水勾配で流出したり、ボーリングやクイックサンド等を起こしやすい土質と見られるため、ウェルポイント工法は不可能であるとする。

以上の結果、本トンネルにおいては、地下水位を低下させず工法は不合理であると判定した。

(b) 湧水量を減少させる方法

まず、防水剤注入工法の検討を試みたが、前述のとおり、シルトをかんだ粘土質の砂礫層のため注入効果は期待できないことが過去の実施例より判断することができた。

そこで、本トンネルの湧水量を減少させる方法としては、圧気工法、凍結工法、シールド工法以外に有効な工法は考えられないのである。

圧気工法として必要な圧気圧は、地下水位より判断して約1.0～1.5気圧程度であり、またロック室を覆工済みの部分を利用することにより（添付図面図-3参照）経済的な設備によって湧水対策が講じられる。また作業員も普通作業時間内で可能であると判断される。

凍結工法およびシールド工法（ニューマチックシールド工法）は、圧気工法に比較してコスト高であり、殊に本トンネルのような地下水が15℃と高温で一定の場合、凍結工法は非常に不経済な工法であると考えられる。

以上の(a)(b)の二工法の検討のとおり、地質、地下水压、湧水量そして安全性、工費、工期などの総合的な検討の結果、圧気工法が最も本トンネルの施工に適した有効な工法であるという結論になった。

(3) 圧気工法計画の概要

① 使用気圧

地下水压は理論静水压の予想が立てにくく、掘削進行にとれない作業室が大きくなるので、最適圧気圧を定めることは非常に困難なことである。また、気圧の決定は土の性質にもよるが、通常圧気をかける掘削断面の底面から1/3～1/2地点における間隙水压の75～50%とされている。

これらの点から、本トンネルは、調査結果よりボーリング No.1 地点において間隙水压が15mの値を示しているため、15.0m×0.75～0.50=1.1～0.8 kg/cm²となるが、前記の地質状態より考慮して、1.0～1.2 kg/cm²が最大気圧と考えられる（実際には1.1 kg/cm²で現在施工中である）。なお、調査結果によれば現在の切羽が最大の間隙水压を示しており、今後掘進に応じて間隙水压が低下することが予想されるから、圧気圧も地下水がにじみ出る程度（普通工法での掘削に支障を与えない程度）に徐々に減圧し、適切な値に定めることとする。

② 所要空気量の算定

(a) 自然条件による空気漏洩を考慮したトンネル内所要空気量

$$Q_1 = KD^2$$

ただし、 Q_1 ：所要空気量

K ：土質による係数

D ：トンネル直径

この式は Hewett と Johannesson が提案した経験式で K の値として、ゆるい土壌では3.66、ゆるい砂と砂利では7.32と定めている。これらの値は一般的に砂質土に

は適用可能であるが、粘質土では大きすぎるのではないかと考える。そこで、本トンネルの場合においては、その土質は粘土分を含んでおり、かつかなり締まった砂礫土であることから、上式における K の値をゆるい土壌の場合の60%程度として2.0を使用することとした。

したがって空気量は

$$Q_1 = K D^2 = 2 \times 3.2^2 = 20.5 \text{ m}^3/\text{min}$$

(b) 給気にもなる給気管系統よりの漏洩および余裕空気量として、 $Q_2 = 0.5Q_1$ として算定する。

したがって

$$Q_2 = 20.5 \times 0.5 = 10.2 \text{ m}^3/\text{min}$$

③ ロック出入口による消費空気量

算定式はつぎのとおりである。

$$Q_3 = \frac{V \cdot N}{60} (1+P) = \frac{70 \times 3}{60} (1+1.1) \\ = 7.4 \text{ m}^3/\text{min}$$

ただし、 V ：ロックの容積

$$\text{断面積} = 4.66 \text{ m}^2$$

$$\text{延長} = 15.0 \text{ m}$$

$$V = 4.66 \times 15.0 = 70 \text{ m}^3$$

N ：ロックの1時間に開閉する回数……3回

$$P：\text{圧気圧} = 1.1 \text{ kg/cm}^2$$

④ 作業員換気のための空気量

$$Q_4 = 0.67M = 0.67 \times 10 = 6.7 \text{ m}^3/\text{min}$$

ただし、 M ：作業員数=10人

以上の結果最大空気消費量 Q は

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 20.5 + 10.2 + 7.4 \\ = 38.1 \text{ m}^3/\text{min}$$

となる。

ただし、 $Q_1 > Q_4$ のため Q_4 は考慮しない。

⑤ エアコンプレッサ

本トンネルのような圧気圧程度であれば、低圧コンプレッサが望ましいのであるが、一般的に使用度が少ないため、土木業者の手持には自ら限度があるのでやむえず

本工事では高圧コンプレッサを使用することとした。機種はつぎのとおりである。

・定置式回転型コンプレッサ

神戸製鋼KK KST, 75, 100 IP 1台

KST, 150, 200 IP 1台

実際吐出空気量

75 IP 1台……11 m³/min

200 IP 1台……26 m³/min

計 37 m³/min ≒ 38.1 m³/min(Q)

(上記2台のコンプレッサにて不足する場合は切羽高圧コンプレッサをも利用できるよう配置しておく計画とした)

なお、停電時の予備としてエンジンコンプレッサ 100 IP 1台を準備することとした。

⑥ エアロック (図-3参照)

エアロックは現切羽より約20m縦坑寄りの既設トンネル巻立部を利用し、前後に鋼製隔壁(扉付)を設けて築造する。トンネル断面直径2.30m標準馬蹄型)が小さいので材料ロックと作業員ロックは同一とした。ロック長さは1m³トロ4台連結し、バッテリーカーと余裕3mを見込んで15mとした。

隔壁および扉は最高使用圧力1.5 kg/cm²として設計し、隔壁の漏気止めにはブラケットリング、隔壁および扉にはゴムパッキングを用い、周囲ライニングとの空隙はモルタルを充填した。しかし、ブラケット周囲より若干漏気が認められたのでパテを内側より詰めたのが非常に効果的であった。

⑦ 給排気設備

圧気工用給排気計画は系統図(図-4)に示したとおりである。

(4) 施工結果

昭和45年2月、前記の設計に基づいて圧気工法の仮設備にかかり、ロック室背面グラウト注入、送気設備などが完了したので、昭和45年3月20日17時送気を開始し、翌

表-1

圧気圧	湧水量	切羽の状況
0.0 kg/cm ²	200 l/min	全面から湧水あり、全断面鏡板施工
0.5 kg/cm ²	180 l/min 程度 (約1割減)	地羽面からの湧水変化なし、上部からの湧水はしづく程度となる。
0.8 kg/cm ²	70 l/min 程度 (1/3程度)	天端矢板乾き始める。アーチクラウン付近の湧水なし。上部右側は矢板沿いに、しづく程度となる。鏡板をはずしたが、泥水とともに切羽表面の土砂流れ落ちる。
1.0 kg/cm ²	40 l/min 程度 (1/5)	切羽断面の上部1/3は乾いた。アーチ部矢板表面乾燥、核部の矢板を撤去、浸み出る程度の水で少しずつシルト粘土分が流れ落ちる。土手部の切羽面は自立不可能である。
1.1 kg/cm ²	若干量	スプリングより上部は乾燥し、下部半断面は浸み出る程度の湧水となった。インバート面から若干湧水が残るが掘削作業には支障はない。

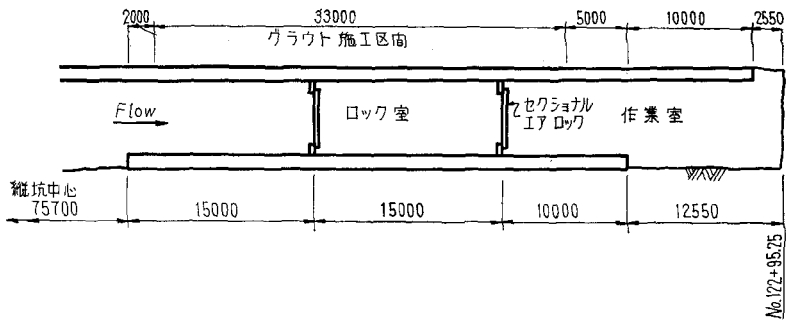


図-3 (1) ロック室付近縦断略図

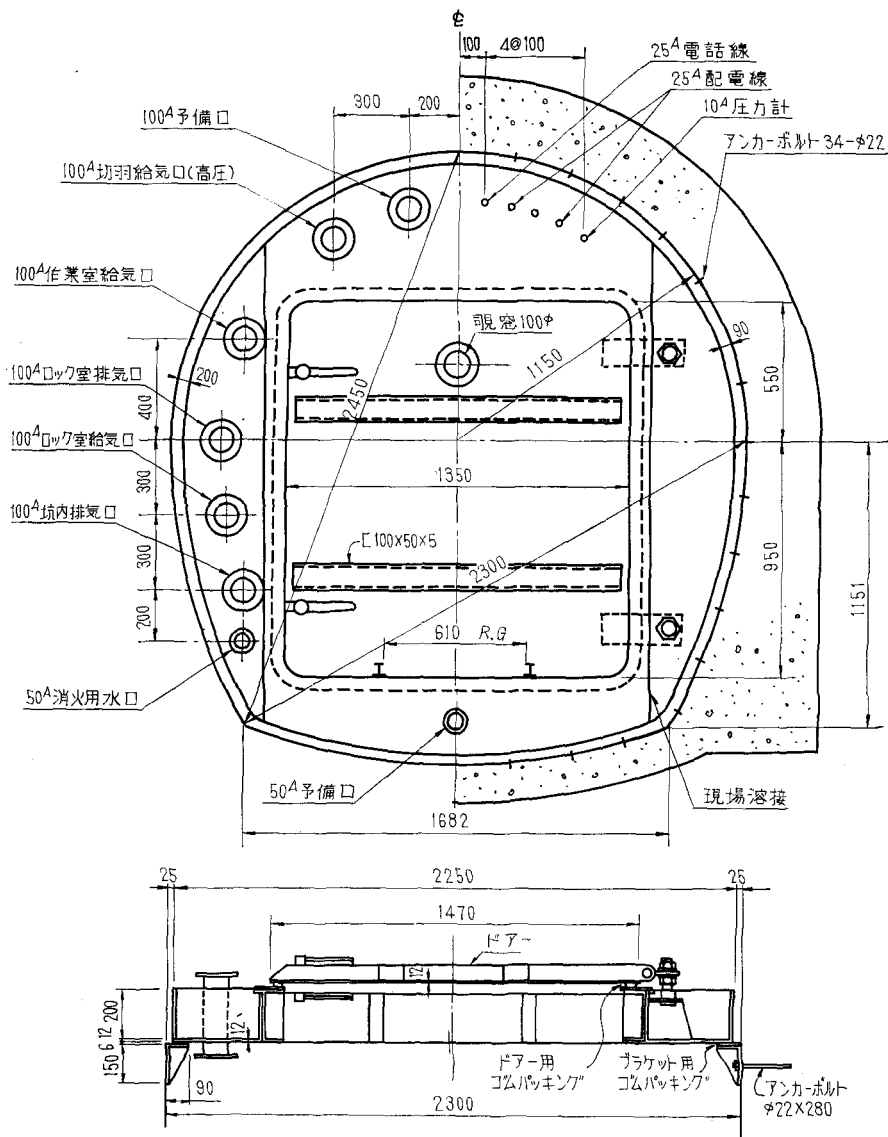


図-3 (2) セクショナルエアロック構造略図 (隔壁断面積 4.66 m²)

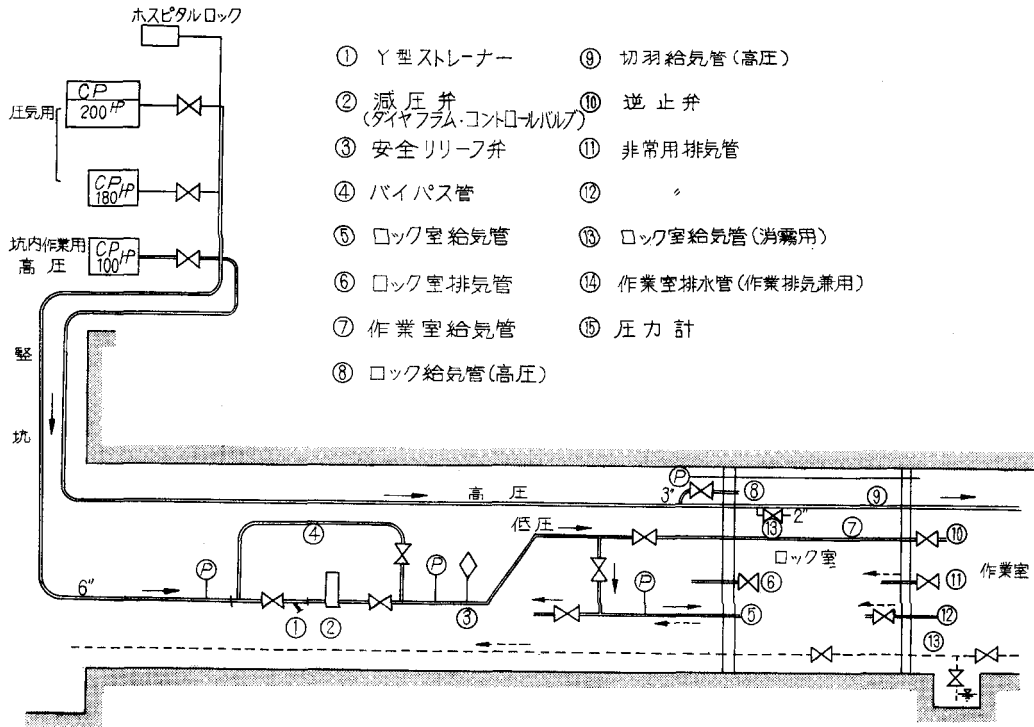


図-4 給排気系統図 (管径は特記以外 4")

21日圧気試験を完了したのである。

昇圧による切羽の湧水状況は表-1のとおりである。

以上の結果で明らかのように坑内圧気圧 1.1 kg/cm² で作業可能であるから、21日二番方より同圧気にセットして開始することとし、昭和45年5月現在約 150 m 掘進することができた(1日平均 2.6 m 程度の掘進となる)。

このような現状より、本トンネルの掘削進捗について、普通工法と圧気工法を比較してみると、明らかに圧気工法によって湧水を処理した場合の方が工事工程が促進され、全体工事計画よりみてもはなはだ有利となった(普通工法では毎日が流出土砂の処置だけで掘進は皆無に近い状態である)。また、本工法以外に湧水対策工法を施工したトンネルと比較した場合においても(本紀の川地区では、さきに薬液注入工法によって施工したトンネルがあるので、このトンネルの施工費ならびに工程との比較をさす)経済的であり、かつ出来型が完全であるといえる。

このことは、本トンネルのような地質および地下水圧の性状をもつ湧水地帯における掘削には、その湧水対策工法として、いかに圧気工法が最適であったかを物語っているといえる。

3.2 排水坑道および排水ボーリングによって地下水位低下を計った掘削

(湖北地区補給導水路トンネル)

本トンネルは、淀川水系余呉川と高時川を結ぶ補給導水トンネルとして延長 3,347 m、勾配 1/2,390、直径 2.640 m の標準馬蹄型断面(通水量 63.34 m³/s)を計画し、昭和44年10月より上、中、下口の3坑口より同時に着工したのである。当該事項における地域は上口よりの掘削区間である)。

3.2.1 地質概要

本トンネル付近の地層は、古生層の砂岩、粘板岩、頁岩、チャートより構成されている。なお、トンネルの坑口より約 150 m 付近までは粉炭状に破碎された頁岩層で、この地点より先きはφ30~40 cm 程度のブロック化された(角礫状に破碎された)硬質砂岩層である。

この地層の走向傾斜は、N8°E 方向と南北に近く断層地形を形成している敦賀~大津構造線(柳ヶ瀬断層)にはほぼ一致している。なお、この断層の幅は 20 m 内外のものであると予想される。

3.2.2 工事経過と工法検討

本トンネルは前述のような地質であるため、掘削はピックハンマによる手掘り工法とし、支保工は全断面縫地工法を採用しなければならないほど悪い状態であった。(表-2 参照)。

坑口より掘削延長 148 m 付近において、前記破碎帯に突入し、土砂とともに毎分約 2.5 m³ の水が流出してきたため、掘削は不可能となった(昭和45年1月21日)。それより後は流出土砂の排出に全力を傾注しながら湧水

表-2 本坑掘削断面地質経過表

距離	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	
種類																				
岩質	粘土混り土砂 (粘土分少量)	粘土混り 風化 黒色頁岩 小角礫	粘土混り 風化 黒色頁岩	粘土混り 風化 黒色頁岩	粘土混り 風化 黒色頁岩	粘土混り 風化 黒色頁岩	上部：腐食した砂岩 中部：風化岩質頁岩 下部：風化黒色頁岩粘土混り		粘土混り 風化 黒色頁岩	風化黒色頁岩(角礫混り)、粘土層をかむ				粘土混り風化 黒色頁岩 (角礫岩)	砂岩	粘土混り砂質頁岩、 黒色頁岩、粘土層をかむ		粘土混り風化 砂質頁岩、 粘土層		風化 粘板岩
色別	黄褐色	黄褐色 一白色 青味を帯びる	暗灰色 一白色 粘土層を含む	暗灰色 一白色 粘土層を含む	暗灰色 一白色 粘土層を含む	上部：茶褐色 中部：茶灰色(青味を帯びる) 下部：暗灰色		暗灰色	暗灰色				暗灰色	緑泥色	暗灰色に緑泥色をおびる		緑泥色		緑泥色	
湧水		100	200	250										2500	100	300	200			
記		切羽下部より湧水	湧水が移動し切羽全体へまわる	湧水と共に切羽全体に遡る	鉄約1日間続いた後、湧水は止まる(鉄約水が乏しくなくなり、大小角礫が流出す)									大湧水と共に砂質角礫、土砂を流出	(排出ボリリング施工)				掘削後に湧水を呼び形で、切羽にはまた湧水なし	

表-3

月日	時	処	理	状	況	湧水量
1. 21	15	右側アーチ部より、湧水する(微量)				
21		切羽(148m)より湧水し、土砂、礫を噴出する。掘削作業中止				約 2,800 m ³ /min
22	2	坑内は湧水によってたん水する(水深 1.0 m)				〃
24	19	流出土砂の排出作業を行なう(流出量約 80 m ³)				約 2,500 m ³ /min
25	19	〃	〃	(〃 約 86 m ³)		約 2,800 m ³ /min
26	7	〃	〃	(〃 約 178 m ³)		〃
28	9	〃	〃	(〃 約 16 m ³)		約 2,500 m ³ /min
30		切羽より 30 m 区間において支保工の変形が生じた				〃
31						〃

量の測定を続け、ただ減水することのみを待ったが、一向にその様子は見られず、まったくさいの河原の石積みと同じように何回となく流出土砂の排出のみを繰り返すだけで到底普通工法による掘削(湧水対策工法なし)は不可能であると判断し、全面的に本トンネルの掘削方法について再検討することとなった。なお、破砕帯突入後の掘削切羽における処理状況は表-3のとおりである。

(2) 工法の検討

① 調査方針ならびに結果

本トンネルの掘削工法を検討するにあたって、その必要とする資料が乏しく早急に最良工法を見出すことが困難な状況にあった。そこでまず、工法を検討に必要な地下水圧、地下水の動水勾配および地下水量、断層幅などの諸要素の把握に重点を置いた調査坑をつぎの要領に基づいて施工することとした(この調査孔は、場合によれば将来の湧水対策工法として利用することも考慮した)。(図-5参照)。

① 調査坑は現切羽地点より約 60 m 後退した地点とし、その掘削方向は下流側に向かって左側に 45° の角度とする。

② 調査坑の断面は坑内において地下水関係調査が可能である最小断面をもつもので十分であるが、地下水の動水勾配およびその湧水量の状況によっては調査坑を本坑に切替えることも考えて、本坑断面とする。

③ 調査坑の施工延長は、後日切羽より各種調査を実施するためにボーリングを施工するので、切羽が自立可能である範囲内のできる限り予想湧水地帯層近くまでが望ましいのであるが、その決定は掘削状況に応じて判断すること(予定延長は約 40 m 程度)。

④ 地質調査、地下水圧、湧水量の調査のため、調査坑の切羽より水平ボーリング2本、および右側30度の方向に1本を施工する。なお、各ボーリング延長は湧水地帯を突破することを目標とする。

表-4

ボーリング	掘削進度 (m)	地 質 状 況		
		地 質 名	色 調	地 質 概 況
1	0.0~11.00	黒 色 頁 岩	黒 色~暗灰色	破碎された角礫状亀裂多く、亀裂には粘土を多くはさんでいる。
	11.00~21.20	砂 岩	灰 色	細礫状に破碎されている。13.0 m 付近にて粘土は砂混りで淡緑灰色
	21.20~23.60	砂礫混り粘土 (破碎帯粘土)	暗 灰 色	大変に軟質層である。岩自体は特に変わっていない。
	23.60~36.00	砂 岩	灰 色	部分的には砂質頁岩がある。26.10 m 付近までは細礫状に破碎され、それ以下は3~5 cm 程度の角礫となる。30.0 m 付近は Slichen Side が認められる。クラック面はかなり褐色を呈している。
2	0.0~7.00	砂 岩	暗灰色~灰 色	3.20 m 付近までは暗灰色で頁岩質破碎は激しいが、特に 3.20~4.00 m は破碎されている。
	7.00~16.30	砂礫混り粘土 (破碎帯粘土)	黒 灰 色	断層破碎帯、礫は最大 2~5 cm 程度下部には石英片が多い。
	16.30~23.00	砂 岩	灰 色	細粒で砂質頁岩質、所々砂礫混り粘土の固結したものが礫状に混る。石英、方解石脈が認められる。
3	0.0~13.00	黒 色 頁 岩	黒灰色~暗灰色	角礫状に破碎
	13.00~19.60	砂 質 頁 岩	暗 灰 色	クラック面に石英、方解石が認められる。
	19.60~20.50	砂礫混り粘土	黒 灰 色	No. 1~No. 2 の砂礫混り粘土と同様
	20.50~21.60	砂 岩	灰 色	破碎激しく、他孔の砂岩に比し、いくぶん粒子が荒い。

以上の方針に基づき、昭和45年2月3日より施工を開始し、3月3日完了した。この結果つぎのことが解明できた。

(a) 地質状況

各ボーリングの地質状況は、下記に示すごとく、おおむね当初の予想どおりにして、また断層の幅は少なくとも 25 m 以上あることが確認できた。しかし、地下水の胚胎層となる砂岩破碎帯の厚さはこれより小さいものであると予想される (表-4 参照)。

(b) 湧水状況

各ボーリングの掘削進度に伴う湧水量の状態は表-5 のとおりである。

(c) 地下水状況

No. 1 号孔においてフローレンスを逆注水したところ、一昼夜にして本坑側に湧出した。なお、各孔の湧水状況は表-3のとおりであったが、本坑との関連性を調査するため3月3日14時より観測を続けた結果表-6 のとおりの値を得た。

これらのことから、明らかに調査孔の水と本坑の水は関連があることがわかったが、総体的に湧水量が減少してきたのは、①地下水の貯留限界以上に湧水を越えたためか、②断層破碎帯の目づまりによるのか、あるいは、

表-5 湧水変化表

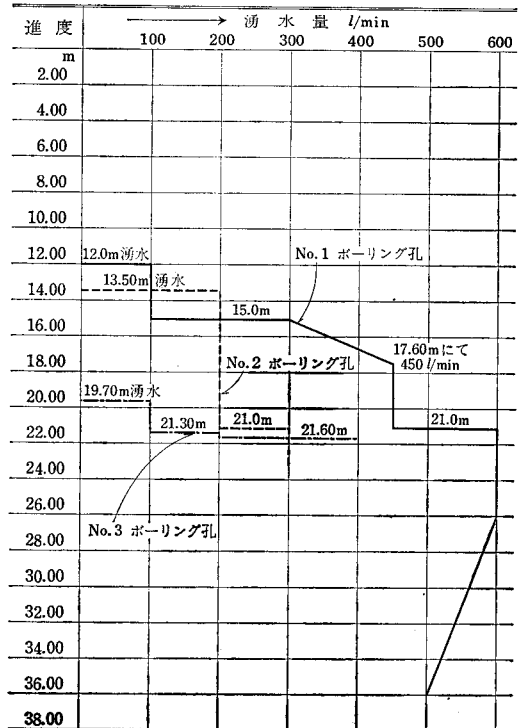


表-6 調査孔と本孔との湧水量調査表

月 日 時	調査孔 (l/min)	本 孔 (l/min)	合 計 (l/min)
3月3日14時	870	470	1,340
15	〃	370	1,240
27	〃	297	1,167
21	770	〃	1,067
3月4日早朝	700	〃	997
3月5日	660	200	860

③現在の湧水量が恒常湧水量であるのか判断しかねるものである。なお、地下水湧水圧を No.1 号孔において測定したところ 3 kg/cm^2 であった。

② 湧水対策工法の決定ならびに掘削方法

前述の調査によって、地下水の性質を把握することができた。この結果、地下水の処理として調査坑ならびに

調査用ボーリングを排水用に利用して、これに導水すれば自然に本坑の地下水位は低下するのである。よって、今後本トンネルの施工について、まず湧水に対する処理方法として、排水坑道および排水ボーリング等によって地下水位を低下さす工法がベターであるから（経済的にしてかつ工程計画に大幅な変更は生じない）さらにつぎの方法によって追加施工してできるだけ本坑の切羽においてドライワーク状態とすることに留意するとともに、掘削方法についても下記の㊸の条項に従うことが望ましいと考える。

- ① 排水ボーリングは、前記の3本のほかに調査坑より3本、本坑より2本を追加実施して、速やかに地下水位を低下するようにつとめること（図-5参照）。
- ㊸ 本坑掘削に際し、止水グラウトを施行することは現在の地質と水の状態からして不確実である。

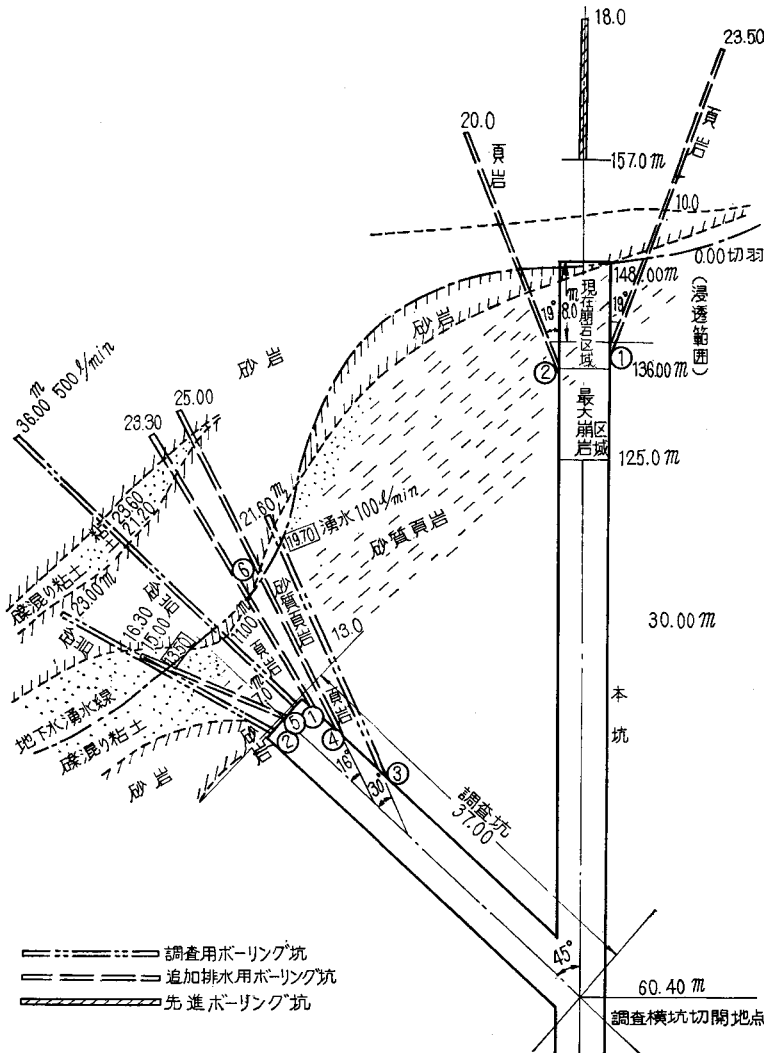


図-5 調査坑およびボーリング平面図

㊦ 破碎帯部分の掘削については支保工間隔をせまくし、インパート部に梁を入れて施工すること（沈下防止）。

㊧ 掘削については、かならず切羽より先進ボーリングを行ない、地質、地下水の状態を確認しながら行なうこととする。

(3) 施工結果

昭和45年3月7日より前記計画に基づき排水ボーリングを実施し、3月21日に完了した。この結果、本坑No.1号坑より20 l/min、No.2号坑より40 l/min程度の湧水量となった。

すなわち、調査坑No.4号坑より50 l/min、No.5号坑より40 l/min、No.6号坑より50 l/minの計140 l/minの排水量が増加したことにより、本坑からの湧水量が施工前の200 l/min程度から今回60 l/minに減水したことになった。また、水圧調査の結果（3月17日～22日）No.1号坑0.75～0.80 kg/cm²、No.2号坑0.75～0.82 kg/cm²、No.3号坑0.30 kg/cm²と減圧したことは排水ボーリング坑よりの排水効果の結果で当初の地下水位が大幅に低下していることを物語っていると考える。

現切羽（坑口より148.0m）の状態が以上のような好結果を示し、ドライワークが可能な状態となったので、3月23日より本坑の掘削を開始した。その後、掘削の結果地質、地下水の状態は、さきに示した本坑掘削断面地質経過表のとおり、170.0m付近までが頁岩で、ほとんど湧水がみられず、170.0m以後においておおむね100～200 l/minのわずかな湧水が見られる程度で掘削作業には支障はない。

なお、掘削工法はピックハンマによる手掘りで、支保工は全断面縫地工法によって施工した。

以上の施工結果より、本トンネルにおいて湧水対策工法として採用した排水ボーリング工法（排水坑道工法併用）は、各種調査のために施工した調査坑および調査用ボーリング坑を利用して、本坑の地下水位を低下させることに成功し、その後の作業が順調に行なわれたことにより非常に最適な処理工法であったと考える。

3.2.4 湧水対策工法の選定

本工法を実施するにあたって、いかに事前のあらゆる調査ならびにその資料の解析が必要であるかが2項の湧水対策工法の種類および3項の同工法の実施事例より知ることができた。

万一、これらの資料不足から経験のみによる判断で工

法を決定することは、施工業者に必要以上の手持ち時間を与えたり、また不必要な機械までも搬入させたりし、かつ全体工事の工程計画に支障を与えるなど不経済工事を施工することとなるばかりか、山の自然状態をも破壊したり、地上物件をいためたりするほか、人体にも危険を及ぼすようなことなど不慮の事故を招くおそれがあると考えられる。

また、いずれの軟弱地盤帯においても、地質状況といい、湧水状況といい、決して同じ地盤帯の地域はなく、その地域特有の性質をもつものであるから、その地域に適した最良の処置（工法）が当然必要となるのである。

この観点から湧水地帯に遭遇した場合、下記に示す各事項について早急に作業を行なう必要があると考える。

(1) 地質調査

㊦ボーリング調査、㊧弾性波試験、㊨透水試験などの調査を行なって、地質縦断、平面図の作成ならびに軟弱地盤帯の幅および岩質の解析資料などの整備

(2) 地下水調査

㊦ボーリング坑による地下水位ならびに地下水圧の測定、㊧地下水の動水勾配、㊨地下水（降雨量を含む）の測定、㊩湧水量の測定、㊪地下水温の測定などを行なって、地下水位縦断図の作成、湧水量と地下水位の関係、地上水と地下水との関係ならびに地下水圧の変動などの解析資料整備。

これら(1)および(2)の調査資料は、いずれも相互間に関係のある事項であるから両者総合検討を行なって、湧水地帯における性質を解明しなければならない。

このように軟弱地盤帯における性質を技術的に解析したのちに、工法を選定するのであるが、さきに述べた湧水対策工法は、いずれも一長一短のある工法であるから、学識経験者および現場経験者による技術的検討はもちろんのこと、社会的にも十分検討を行ない、いわゆる「総合判断」のうえ最適工法を選ばなければならない。

4. むすび

以上述べた地区における湧水対策工法の決定にあたり、直接現地で御指導してくださいました京都大学教授沢田敏男博士、ならびに本論文作成にあたって、いろいろと資料の整備に御協力して戴いた現場事業所職員の方々に對し、誌上を借り深大なる謝意を表すものである。

参 考 文 献

- (1) 農業土木学会編、農業土木ハンドブック
- (2) 土木学会編、土木工学ハンドブック

下流水位制御方式による水路組織の設計例

— 石岡台地地区 —

風間 彰* 辻井 徳一** 樋口 隆志***

目 次

まえがき.....(29)	2. 水路組織の制御方法の選択.....(29)
1. 水路組織の特色と概要.....(29)	3. 下流水位制御による用水施設の設計.....(31)

まえがき

石岡台地地区は茨城県の中央部に位し、石岡市ほか、6町2カ村にまたがった地域で、洪積台地上の平地林が散在する畑作地帯と、その間に介在する比較的幅の狭まい谷津田地帯とから成り立つ地区である。

今回、全体実施設計の取りまとめにあたって、用水施設の構造を決定する要素として、水の管理問題を取りあげ、わが国では未だ水路組織全体には利用されていない下流水位一定方式による制御方式を採用した。

実施までに検討する事項も多いが、水資源のひっ迫した今日、水量経済はもちろん、畑地かんがい今後増加するであろうから、期別の流量変化が激しい水路に対応する組織としても有効と思われるので、ここに報告し大方の御批判をいただければ幸いと考え。

1. 水路組織の特色と概要

本地区は、水源を霞ヶ浦に求めている。受益地は霞ヶ浦に向い傾斜しているため、用水路は、地形的に逆勾配となり、このため、揚水機場の近くは圧送区間の管渠となり、その後、開水路が主体となり、切土の深くなる地点では新たに機場を設置して再び加圧を行なうという、機場が連結する用水路組織となっている。

さらに、本地区は台地上の畑作地帯（Y.P 30m 前後）と谷津田地帯（Y.P 5m 前後）が錯綜しているため、開水路、サイホンが交互にある複雑な水路形状となっている。

このほかに、本地区の特色は、

谷津田地帯の用水補給	3,974 ha	}
山林開拓（開畑、畑かん）	595 ha	
畑かん（区画整理畑かん）	2,072 ha	
	($Q_{max}=6.519 \text{ m}^3/\text{sec}$)	
	($Q_{max}=4.019 \text{ m}^3/\text{sec}$)	

の事業を行なう計画であり、最大通水量のうちほぼ4割が必要水量の変動がはげしい畑地かんがい用水である。このため、用水の制御を考慮しないと、機場の無効運転、水路およびファームpondからの越水、枯渇の可能性が高いものとなる。それに加え、水路は全線にわたり新設であり、余水吐を設置する適地が少ないうえ、多くの機場において加圧されているので水価が高くなり極力余剰水を少なくする必要があった。

国営の施工施設および水路組織は次のとおりである。

① 機 場

表-1に示す。

② 幹線用水路

図-1に示す。

③ 支線水路

$l=37,275 \text{ m}$ （全線管路）

22路線

2. 水路組織の制御方法の選択

2.1 選択の諸条件の検討

制御方法には人力によるもの、機械的なもの、有線無線など電気的なもの、さらにコンピュータなど電子器機を導入したものなど種々考えられるが、これらをどのように組入れるかは、制御の目的と経済性の問題を考慮する必要がある。

本地区の水管理（制御）目的の重要事項はつぎのとおりである。

① 機場が連結していることから越水、枯渇に対して充分安全であること、特に安全性に対して制御方法を決定するうえで充分配慮する必要がある。

② 水価が高いため無効放流を極力少なくする。

③ このほか、人力による水管理（角落し、人力によるゲート操作、ポンプの見込み運転）は、人力制御の不確実性、精度の悪さ、今後の人手不足にともなう管理の困難を考慮し、極力、制御の計画から除くようにした。

また、制御の範囲は末端圃場（畑かん）から、すなわ

* 農林省農地局企画調整室

** " 鬼怒川南部農業水利事業所

*** " 高浜入千拓建設事業所

表-1 機場一覧表

④ 幹線機場

区分	機場名	第 1	第 2	第 3
最大揚水量(m ³ /sec)		10.538	10.153	4.966
揚水機	形 式	横軸形両吸込ウズ巻	"	"
	口 径	φ1000×80mm×4台	φ1000×900mm×4台 φ500×450mm×2台	φ900×700mm×2台 φ500×360mm×2台
機	原 動 機	1150kW×4台	570kW×4台 160kW×2台	750kW×2台 190kW×2台
	総 揚 程 (m)	31.0	18.5	27.0
送水路	口 径	φ2400mm	φ2400mm	φ1800mm
	延 長 (m)	462.0	3431.6	791.4

⑤ 支線、加圧機場

区分	機場名	支線機場	加圧(畑かん用)機場
設 置 数		10カ所	38カ所
形 式		斜流、ウズ巻	ウズ巻
揚水量(m ³ /sec)		0.103~0.612	0.015~0.228
揚水機台数		19台	74台

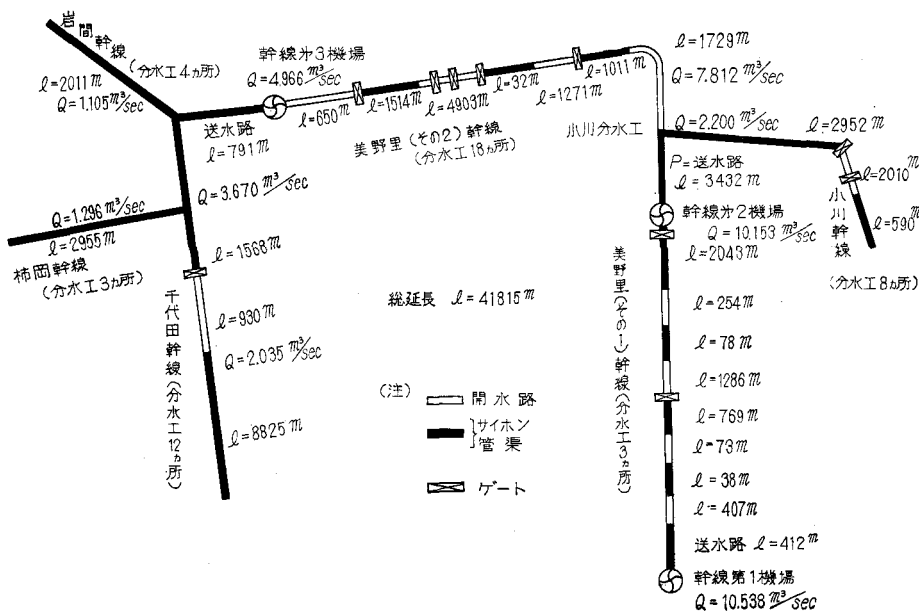


図-1 石岡台地幹線水路模式図

ち水路最末端までを一つの制御範囲とする案より検討を始め、後述するように、目的と経済性より本地区においては幹線水路、支線水路（ファームポンドの水位）までを一つの御制御とした。

なお、制御と水路形式についてはつぎのように考えた。前述のように本地区の用水路形式（サイホン、開水路、管路）は地形、社会条件によって制約されているほ

かは、経済性によって決定している。水管理（制御）に主体性をおけば管路が大部分を占めているので全線にわたり管水路とし、なおかつ上水道のように閉鎖管路とすることが望ましい水路形態となる。しかし、本地区は水田に対する水量が約6割あり分水口には減勢工を必要とすることになり、また一方、畑かん用水にしてもスプリンクラーを回わすほどの水圧を水路組織全体に保つこと

表-2 工事費比較表

工 種	工 事 費	最 終 案 (下流水位一定ゲート)	比 較 案 (閉鎖管路形式)	差
幹 線 第 1 機 場		529,100千円	613,000千円	
幹線第2機場(制御施設含)		625,600	—	
幹 線 第 3 機 場		387,100	400,000	
小 計		1,541,800	1,013,000	△ 528,800
美野里幹線用水路		2,348,300	3,130,000	
千代田 // //		459,900	694,000	
小川 // //		233,900	206,000	
岩間 // //		74,200	74,000	
柿岡 // //		54,900	62,000	
小 計		3,171,200	4,166,000	964,800
計		4,713,000	5,179,000	466,000
用地および補償費		205,000	163,000	△ 42,000
合 計		4,918,000	5,342,000	424,000

は極めて不経済となる。工事費について開水路を単に閉鎖管路とした場合と、開水路と管路の併用の場合について比較設計した結果表-2のとおり前者の方が不経済となる。また、維持管理費も増大するので本地区に閉鎖管路形式を採用することは得策でないとの結論を得た。

2.2 下流水位制御方式

従来農業用水の制御といえば愛知用水以来、上流水位を一定にするゲートを採用している場合が多い。これは中水位の確保、台形水路の安全性をおもな目的としているが、本地区にこのゲートを取り入れた場合、つぎの事項が問題となる。

① 少なくとも主要分水工で水の使用量を観測し、それらを累算し、その量を揚水機場より送り込む必要がある。これは情報収集(多芯ケーブル、無線など)に多額の費用を要することとなる。また、ゲート開度、調節ゲートのはいった開水路の流速(水量)を測定する装置の開発が必要になる。

② 上流水位一定ゲート設置の有無にかかわらず、開放型の水路形式であるかぎり余水吐の設置なしに水路断面の収縮を行なうことは危険である。本地区は新設水路であり、余水吐を作る位置は非常に少なく工事費に多額を要する。

③ 漏水量が多い。

以上より、上流水位一定ゲートによる水管理は本地区に入入れることは制御にかかる費用と安全性より閉鎖管路同様得策とは考えられない。

ここで、開水路を含んだ水路において閉鎖管路形式と同様な制御形式を取入れる可能性を検討の結果、開水路部分に下流水位一定ゲートを使用すれば可能という結論を得た。

この方式は、水路の制御としてはあまり用いられておらず、使用例としては分水工に取入れられているようであるが、本地区で考えたように連続している例は少ないと思われる。実績において若干の不安が残ったが、つぎの利点が考えられるため採用することとした。

① 余水吐がなくとも理論的には水路断面を小さくすることができる。しかし、区間流入の考えられる水路には余水吐を必要とする。本地区の場合、区間流入のある地域はほとんどなく、一部に区間流入のある水路はさいわいに余水吐設置地点である。

② 幹線機場は吐出水位を一定に保てばよく、水の使用状態を把握するための情報収集測定装置などの施設が不要となる。

③ 多芯ケーブルまたは無線(無線による場合少なくとも三つのローカル局が必要となる)による送信がないため制御に関する工事が少ない。

④ 使用水量に応じて揚水機を運転するので余剰水が少なく管理経費が安い。

このような理由により本地区は下流水位一定の制御を取入れることにしたが、以上この制御を取入れた結果、施設の設計に配慮した点、およびこの制御によって生じた構造上の問題点を各施設について述べる。

3. 下流水位制御による用水施設の設計

3.1 幹線用水路

下流水位を一定にするため調節ゲートを入れる用水路形状決定についてここで述べる。

現在使用されている上流水位一定ゲートの場合浮力を得る部分(外条件変化を把握する部分)がゲート止水面にあるが、下流水位を一定にするこのゲートは図-2の

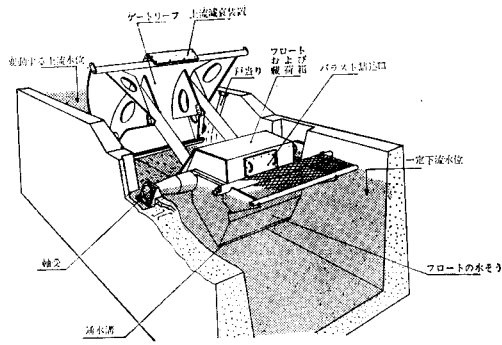


図-2(1) 水頭の低い場合

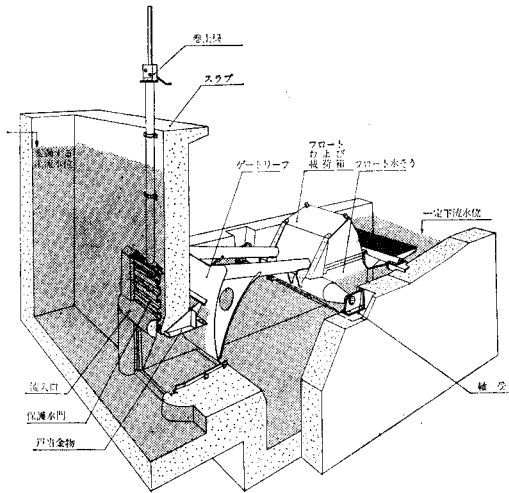


図-2(2) 水頭の高い場合

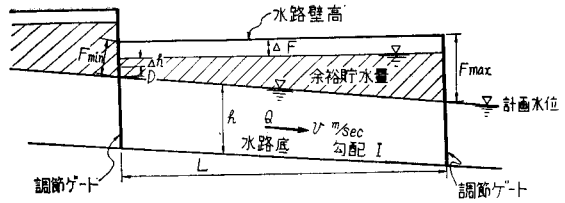
ようにゲート止水面に対し支点の反対側にある。

このため、下流の水位が設定水位以上になったときゲート後面の浮きによりゲートは閉鎖する。閉鎖したときゲート前面の水はゲートに衝突し段波（水位上昇）を生ずる。その段波はさらにその上流のゲートに作用し上流ゲートを閉鎖させる。閉鎖したゲートの直上流のゲートに段波が伝わり上流ゲートを閉鎖させる時間は開水路でほぼ 3 m/sec、管路でほぼ 1,000 m/sec といわれている。ゲート間の用水路の容積はすでに水路内にある水量と直上流のゲートが閉鎖される間に流れ込んだ水量が貯留できるものでなければならない。

なお、静止した水は水平となるのでゲート前面の開水路の側壁の高さを検討しなければならない。すなわち、用水路における側壁高はゲート急閉鎖により生ずる段波、用水の貯留容積、水路余裕高のうち最も大きい高さとするればよい。

一方、管水路の場合の管種の選定は動水圧の検討のほか静水圧（水路水位が水平になった状態）による検討を行ない決定すればよい。

開水路の側壁高を上げることによる工事費の増額は、



(D: Decrement ゲートと計画水位の差でゲートが全閉する高さ)

図-3 水路形状の決定

余水吐を作る工事費の数分の 1 であり、また、上流水位一定ゲートの設置による制御をした場合の情報収集装置の施設費と安全性に対してもこの方式は有利である。なお、ゲートが急開放した場合上流水位一定ゲートであれば、余水吐から放流されるか、射流となって流下するであろうが、本ゲートの場合余水吐がなければ越水する。急開放が生ずる場合とは水路の欠損かゲートの故障であり、このため主要な調節ゲートには非常用のゲートを併設することとした。

調節ゲートの設置位置は開水路の形状が地形的に不自然（壁高が地盤より非常に高くなる）にならないよう、また側壁を高くすることによる工事費の増とゲート設置費の関連、必要分水位などを考慮し決定した。設置位置は貯留余裕等を考慮すれば当然、サイホン、管路の出口に設けた方が有利になる。本地区の幹線水路に例をとって水路形状の決定を示すと図-3 のようになる。

h : 平均水深 (m)

v : 平均流速 (m/sec)

ΔF : 水路設計基準による余裕高 (m)

F_{min}, F_{max} : 計画水位と壁高との差 (m)

I : 水路勾配

Q : 計画最大流量 (m^3/sec)

B : 水路幅 (矩型水路とする) (m)

L : ゲート間の距離

T : 段波がゲート間を往復するのに要する時間(秒)

$$T = \frac{L}{\sqrt{gh+v}} + \frac{L}{\sqrt{gh-v}}$$

Q' : 必要貯水量 (m^3)

$$Q' = Q \times T$$

(本地区は安全を考慮し段波の往復時間に流入する量とする。理論的には $Q' = Q \times T \times 1/2$ となる)

まず、 F_{min} の仮定をする。 F_{min} が最も小さくなる場合を仮定する。

D (通常 10 cm 程度) + $\Delta F(v=0)$ または $\Delta F(v=計画流速)$ の大なる方となる。

いま、 $D + \Delta F(v=0)$ が大きい場合を考えると、少なくとも水路壁高はつぎのゲートまで水平でなければならない。ここで余裕貯水量 Q_1 を求めれば、

$$Q_1 = (D + L \times I) \times L \times B \times 1/2$$

となる。これが必要貯水量 Q' より大であれば当初仮定

した

$$F_{\min} = D + \Delta F_{(v=0)}, \quad F_{\max} = F_{\min} + I \times L$$

だけ側壁を上げればよい。ただし、必要貯水量 Q' と余裕貯水量 Q_1 との差が大きい場合はゲートの間隔が長すぎる場合、水路勾配が急な場合に見られる。

必要貯水量 Q' より小さい場合は $Q' - Q_1$ の貯水量の差を補うため

$$Q' - Q_1 = \Delta h \times L \times B$$

となるよう Δh を定め、

$$F_{\min} = D + \Delta h \times \Delta F_{(v=0)}, \quad F_{\max} = F_{\min} + I \times L$$

と側壁高を定めればよい。

$\Delta F_{(v=平均流速)}$ が $D + \Delta F_{(v=0)}$ より大きい場合、側壁は $(h + D + \Delta F_{(v=0)})$ より水路側壁は下げられないので、その標高より側壁天端を水平として余裕貯水量 Q_1 を計算し、 Q' より大きい場合はその形状とし、 Q' より小さい場合は側壁を水平にする部分を $Q' = Q_1$ になるよう前面のゲート方向に水平地点を移動させればよい。

以上によりゲート設置を考えた結果は下記のとおり。

美野里幹線（その1）用水路	2カ所
美野里幹線（その2）用水路	5カ所
千代田幹線用水路	1カ所
小川幹線用水路	2カ所

3. 2 支線用水路と取入口の設計

支線水路は水量が比較的少なく、また地形が複雑なため管水路が開水路に比べ経済的なので国営施工の支線 37.3 km すべてを管水路とした。

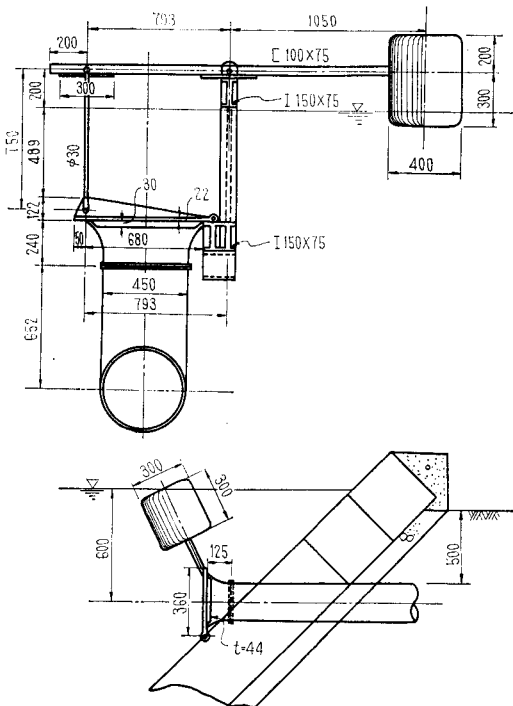


図 - 4 浮力式制水弁

形式は幹線水路の制御にあわせ閉鎖管路形式を取入れる。管種は動水圧、静水圧の検討により決定したが、これによる管種の変更は少なく工事費への影響はほとんどなかった。

管種変更による工事費の増額は少ないが支線水路より圃場、ファームポンド、支線機場の吸水槽への分水工は現在、水密性のバルブ操作による場合が一般的であり、このため工事費の増大が分水工施設に生ずる。本地区ではファームポンドの取水工は浮力による分水装置を使用することとした。これはファームポンドの場合、急激な水位上昇がないのでファームポンドの水位によって開度を調節して閉鎖しても急閉鎖による水撃圧は生じないからである。

ただし、安全性を第1にすればファームポンドは加圧機場があり、電力使用が容易であるから水位と電力を組合せた制御も可能であろう。最近水位により開閉するバルブが種々考案されているようであるが、本地区は経済性より図-4に示す構造とした。

なお、水田に配水する場合水田は一定の水量を比較的長期にわたり取水する機会が多いので手動バルブにより開閉度の調節を行なって配水することとした。

以上述べたように、幹線用水路に直結する支線水路、加圧機場、支線機場のファームポンド、吸水槽の水位までを一括制御範囲とすることとした。

3. 3 幹線揚水機場

幹線用水路、支線用水路で述べたように水田、畑地で用水使用のあった場合、それは幹線用水路の水位を低下させる。水位低下によりその水路の上流のゲートが開き下流水位を復活させる。そして下流に流れた水量をさらに上流の水路が補う。このように水位の低下は上流に伝達され、揚水機場の吐出槽あるいは吐出槽に直結している開水路の水位低下となって現われる。したがって、揚水機場は吐出槽の水位を設定水位に保つよう制御すればよいことになる。本地区の幹線機場は一般に見られる機場と同様吸水位、吐出水位による制御となった。

吐水位を一定に保つために生ずるポンプの制御方式としては運転時間（間断運転）によらず、回転制御を中心とする方式とした。第1機場は揚程が高く（31 m）回転制御が経済的なため回転制御中心（同型ポンプ4台）としたが、第2、第3機場は台数制御と回転制御の併用による。

この一般的な制御のほか、第1、第2機場は水量の多いこと、および途中、分水量が少なくほぼ同容量の揚水量であり、途中余水吐を設置する適地がないため安全を期し、第1、第2機場は、①第2機場の吸水槽を大きくする。②余水吐を作る。③直結運転をする。以上3案比較の結果、第1、第2機場が連動、直結運転が可能なるよう有線をもって制御することとした。

3.4 制御の問題点

石岡台地地区の水管理方式として制御方式について計画を述べてきたが、今後の検討、実験が必要と思われるものとして次のものが挙げられる。

- ① 下流水位一定ゲートの安全性と精度、すなわち閉鎖設定水位の誤差
- ② ゲート間のサージングと上下流ゲートの相互作用
- ③ 閉鎖後の漏水量
- ④ 冬期の氷結と風の影響（石岡台地においては風の影響検討でよいと思われる）
- ⑤ ゴミの影響

このほか安全性と開閉速度の関係から一般的なローラーゲート、スルースゲート等を水位計と併設して取入れることも考えられるが、今回は自動調節ゲートを設置した。なお、いっそうの検討が必要であろう。

今後、事業を行なうにあたり、水需要の増加ともない余剰水の問題がクローズアップされるであろうし、農

業内部には人手不足から省力化がいっそう進むであろう。また農業水利事業として畑かん事業が今後増加するであろうから通年通水となり、用水量の期別変化も激しくなり、分水位の確保など、なんらかの制御が必要になってくると思われる。

この報告がそれら地区になんらかの参考となれば幸いと考える次第である。

なお、本地区の全体実施設計のとりまとめは勝俣（現農地局設計官）、大屋両設計官の指導により、福井（現関東農政局かん排課）、風間両係長および辻井、樋口両技官が担当した。

引用文献

1. 石岡台地地区全体実施設計書
2. 設計報告書 日本水工コンサルタントKK
3. 設計報告書 内外エンジニアリングKK

海外専門誌の紹介

—Wasser und Boden—

Wasser und Boden（「水と土」の意）は、1949年に創刊された西ドイツの月刊専門誌である。その題名の示すとおり、水利計画関係、水利構造物関係、上下水道関係、土地改良関係等西独流にいう農業土木技術者の担当する技術的分野の調査研究や、それらに直接間接に関係する科学的事項、現場施工の実例の紹介などを扱っているが、さらに農業土木技術者が日常心得ておくべき法律関係や行政上の重要事項をも紹介している。同誌はまた連邦水利・土地改良技術者連盟（Der Bund der wasser-und Kulturbauingenieure）の機関誌的性格をもっており、会報の形で連邦や各州の政策に対する評論、人事の紹介、ICID 関係記事、特許関係ニュース、重要な文献などを紹介している。

内容は、Zeitschrift für Kulturtechnik（「月刊農業土木」）がどちらかといえば農地整備、地域計画、

測量に重点を置いており若干高踏的かと思われるのに対し、水と土とを中心とする現場に直結した事項に重点をおいているように感ぜられ、あまりひねくれた難解な文章もなく、実用的であろう。

1970年における本誌の年間契約購読料は48 D.M.（邦貨約4,800円）、単冊購読料は4.50 D.M.（邦貨約450円）で、通常の郵送手段（航空便をのぞく）をもって郵送される。

本誌の注文先（出版社）は下記のとおり。

VERLAG WASSER UND BODEN AXEL LINDOW & Co.
Hamburg 55 (Blankenese), Am Sorgfeld 110
(農地局 総務課長補佐 増本 新)

大口径ポリエチレンパイプの施工方法

丸 山 武 志* 西 沢 三 男*

目 次

- | | |
|-------------------|------------------------------------|
| 1. はしがき.....(35) | 4. 大口径ポリエチレンパイプの接合方法.....(41) |
| 2. 規 格.....(35) | 5. 農業用水 Pipe line における施工例.....(42) |
| 3. 物性・強度.....(35) | 6. あとがき.....(44) |

1. はしがき

ポリエチレンパイプは、「硬質ポリエチレンパイプ」と「軟質ポリエチレンパイプ」とに分けられ、前者は低圧法ポリエチレン、あるいは高密度の中圧法ポリエチレンであり、後者は高圧法ポリエチレンを原料として造られる。ここでは、硬質ポリエチレンパイプについて御紹介したい。

硬質ポリエチレンパイプは従来から継手方法の開発が遅れていたため、その使用範囲が狭まき需要も伸びなやんでいたが、近年、後述する溶着接合の発達により、急速に用途が拡大されつつある。特に欧州ではかなり使用されており、硬質塩化ビニルパイプより使用実績が多い。また、欧州では大口径硬質ポリエチレンパイプ（以下、大口径ポリエチレンパイプという）の開発も旧来から進められており、規格化されるまでになっている。

当社は大口径ポリエチレンパイプの開発に手がけてきて、長年の開発研究によって独自の製造技術を確認することができた。また、接合方法は溶着技術を中心にして研究が進められ、各種の強度試験あるいは試験施工をくりかえして、パイプラインとしての適応性について検討を加えてきた。その結果、大口径ポリエチレンパイプはパイプラインとして充分にその機能をもつ配管施工ができるまでになったので、ここに大口径ポリエチレンパイプの施工について御紹介する。

2. 規 格

ポリエチレンパイプの国内規格としては、昭和31年10月に制定された JIS K 6761「一般用ポリエチレン管⁽¹⁾」(表-1)と、昭和34年7月に制定された JIS K 6762「水道用ポリエチレン管⁽²⁾」(表-2)とがある。大口径ポリエチレンパイプの規格としては、西独の DIN 8074「Rohre aus PE hart (Polyathylen hart)⁽³⁾」(表-3)がある。この規格は1960年に口径 10 mm から 140 mm まで、1966年に口径 10 mm から 250 mm まで、1968年に口径 10 mm から 1000 mm までと、急速にその制

定範囲を広くしてきている。

当社で技術開発した大口径ポリエチレンパイプの社内規格は表-4 に示すように口径 300 mm から 1500 mm までであるが、現在、口径 1500 mm 以上のパイプについても開発の途上にある。

3. 物性・強度

3.1 一般物性

大口径ポリエチレンパイプの一般物性を表-5 に示すが、その一般的な特長を簡単に列挙すれば次のごとくである。

(1) 軽いわりに強度が高い。すなわち比強度が高い。したがって、単位長さ当りの重量が軽いのでパイプの取り扱いが容易であり、他種パイプに比べて運搬や施工に特別の設備を必要しないことが多い。

(2) 耐衝撃性が大きく、また弾力性があるため、運搬や施工にあたってパイプの割れ、ヒビなどに対する特別の注意がいらぬが、傷が付くこともあるのでこの点に注意する必要がある。

(3) 切断、切削、孔明けなどの加工性がよく、工場加工はもちろんのこと、現場加工もきわめて容易にできる。

(4) 外面が滑らかで摩擦抵抗が小さく、また可とう性があるため他種パイプにはみられない特種施工法がとれる。

(5) 耐薬品性にすぐれており、酸、アルカリ、塩類などにおかされにくく、また、地中に埋設された場合もさびたり腐食したりしない。

(6) 内面が平滑であって、摩擦抵抗が小さく、流量特性の経時低下がきわめて少ない。

(7) 熱伝導率が小さいので保温・保冷の効果がある。

(8) 線膨張係数が大きいので温度差が大なる場合は特別の注意が必要である。

3.2 耐薬品性

大口径ポリエチレンパイプの耐薬品性を表-6 に示す。データは液温23°Cの各薬液中にパイプ片を2カ月間浸漬した後の重量膨潤変化率を調べたものであり、酸、

* 信越ポリマー(株)開発部

表 - 1

呼び径	外径 (mm)	厚さ (mm)	近似内径 (mm)	参 考		
				重量 (kg/m)	長さ (m)	巻径 (cm)
$\frac{3}{4}$	17.0	2.0	13.0	0.090	$\frac{120}{4}$	60 以上
$\frac{1}{2}$	21.5	2.4	16.7	0.138	$\frac{120}{4}$	60 以上
$\frac{3}{4}$	27.0	2.4	22.2	0.177	$\frac{120}{4}$	100 以上
1	34.0	2.6	28.8	0.245	$\frac{90}{4}$	100 以上
$1\frac{1}{4}$	42.0	2.8	36.4	0.329	$\frac{90}{4}$	150 以上
$1\frac{1}{2}$	48.0	3.0	42.0	0.405	$\frac{90}{4}$	150 以上
2	60.0	3.5	53.0	0.593	$\frac{60}{4}$	150 以上
$2\frac{1}{2}$	76.0	4.0	68.0	0.864	$\frac{40}{4}$	200 以上
3	89.0	5.0	79.0	1.26	$\frac{30}{4}$	200 以上
4	114	5.5	103	1.79	4	—
5	140	6.5	127	2.60	4	—
6	165	7.0	151	3.32	4	—
8	216	8.0	200	4.99	4	—
10	267	9.0	249	6.97	4	—
12	318	10.0	298	9.24	4	—

表 - 2

呼び径 (mm)	外径 (mm)	厚さ (mm)	長さ (m)	参 考	
				内径 (mm)	重量 (kg/m)
10	17.0	2.5	$\frac{120}{4}$	12.0	0.108
13	21.5	2.5	$\frac{120}{4}$	16.5	0.142
20	27.0	3.0	$\frac{120}{4}$	21.0	0.215
25	34.0	3.5	$\frac{90}{4}$	27.0	0.318
30	42.0	4.0	$\frac{90}{4}$	34.0	0.453
40	48.0	4.5	$\frac{60}{4}$	39.0	0.584
50	60.0	5.0	$\frac{40}{4}$	50.0	0.820

表 - 3

d	Reihe							
	1		2		3		4	
	s	Gewicht (kg/m)	s	Gewicht (kg/m)	s	Gewicht (kg/m)	s	Gewicht (kg/m)
10	—	—	—	—	—	—	2.0	0.051
12	—	—	—	—	—	—	2.0	0.064
16	—	—	—	—	—	—	2.0	0.091
20	—	—	—	—	—	—	2.0	0.117
25	—	—	—	—	2.0	0.150	2.3	0.169
32	—	—	—	—	2.0	0.196	2.9	0.271
40	—	—	2.0	0.248	2.3	0.286	3.6	0.418
50	—	—	2.0	0.314	2.8	0.427	4.5	0.651
63	—	—	2.0	0.399	3.6	0.684	5.7	1.03
75	2.0	0.478	2.4	0.567	4.3	0.971	6.8	1.47
90	2.2	0.627	2.8	0.792	5.1	1.38	8.2	2.11
110	2.7	0.935	3.5	1.20	6.2	2.40	10.0	3.14
125	3.1	1.22	3.9	1.51	7.1	2.65	11.4	4.07
140	3.5	1.53	4.4	1.91	7.9	3.30	12.7	5.07
160	3.9	1.95	5.0	2.47	9.1	4.33	14.6	6.66
180	4.4	2.47	5.6	3.10	10.2	5.45	16.4	8.41
200	4.9	3.05	6.2	3.81	11.4	6.77	18.2	10.4
225	5.5	3.84	7.0	4.84	12.8	8.55	20.5	13.1
250	6.1	4.72	7.8	5.99	14.2	10.5	22.8	16.1
280	6.9	5.98	8.7	7.46	15.9	13.2	25.5	20.3
315	7.7	7.49	9.8	9.45	17.9	16.7	28.7	25.7
355	8.7	9.52	11.0	11.9	20.1	21.1	32.3	32.6
400	9.8	12.1	12.4	15.2	22.7	26.9	36.4	41.4
450	11.0	15.2	14.0	19.2	25.5	33.9	41.0	52.4
500	12.2	18.8	15.5	23.6	28.3	41.9	—	—
560	13.7	23.6	17.4	29.7	31.7	52.5	—	—
630	15.4	29.8	19.6	37.6	35.7	66.4	—	—
710	17.4	37.9	22.0	47.6	40.2	84.3	—	—
800	19.6	48.1	24.9	60.6	—	—	—	—
1000	24.4	74.8	31.0	94.3	—	—	—	—

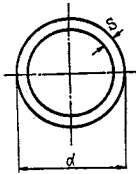


表 - 4

呼称 (mm)	外径 (mm)	肉厚 (mm)	内径 (mm)	破壊圧力 (kg/cm ²)	常用圧力 (kg/cm ²)	慣性モーメント (cm ⁴)	断面係数 (cm ³)	重量 (kg/m)
300	319.0	10.0	299.0	18	3.3	1.16 × 10 ⁴	7.26 × 10 ²	9.3
400	420.0	10.2	399.6	14	2.5	2.83 × 10 ⁴	1.35 × 10 ³	12.6
	420.0	14.5	391.0	20	3.5	3.79 × 10 ⁴	1.81 × 10 ³	18.3
500	510.0	12.4	485.2	14	2.5	5.99 × 10 ⁴	2.35 × 10 ³	18.8
	510.0	17.0	476.0	20	3.5	7.99 × 10 ⁴	3.14 × 10 ³	25.6
600	650.0	15.9	618.2	14	2.5	15.99 × 10 ⁴	4.92 × 10 ³	30.4
	650.0	22.0	606.0	20	3.5	21.38 × 10 ⁴	6.58 × 10 ³	43.5
	650.0	26.5	597.0	23	4.5	25.22 × 10 ⁴	7.76 × 10 ³	49.8
800	845.0	20.8	803.4	14	3.5	46.09 × 10 ⁴	10.91 × 10 ³	51.7
	845.0	29.5	786.0	20	2.5	62.80 × 10 ⁴	14.86 × 10 ³	72.5
1000	1048.0	26.0	996.0	14	2.5	108.87 × 10 ⁴	20.78 × 10 ³	80.1
	1048.0	36.5	975.0	20	3.5	148.27 × 10 ⁴	28.30 × 10 ³	111.3
1200	1262.0	31.2	1199.6	14	2.5	226.83 × 10 ⁴	35.95 × 10 ³	115.0
	1262.0	44.5	1173.0	20	3.5	315.23 × 10 ⁴	50.00 × 10 ³	163.3
1500	1567.0	38.9	1489.2	14	2.5	545.76 × 10 ⁴	69.66 × 10 ³	179.6
	1567.0	55.0	1457.0	20	3.5	746.24 × 10 ⁴	95.24 × 10 ³	254.0

表-5

比重	(g/cm ³)	0.96
引張降伏強さ	(kg/cm ²)	> 280
降伏伸び	(%)	> 20
引張弾性率	(kg/cm ²)	10,000
せん断強さ	(kg/cm ²)	210
圧縮強さ	(kg/cm ²)	230
曲げ強さ	(kg/cm ²)	290
ポアソン比	—	0.46
硬度	(ショアD)	67
衝撃強さ(アイゾット)	(kg/cm/cm ²)	3.5~6.6
熱伝導率	(cal/sec.cm ² °C)	12.7×10 ⁻⁴
比熱	(kcal/kg°C)	0.55
線膨張係数	(1/°C)	1.3×10 ⁻⁴
軟化点(ピカット)	(°C)	124
脆化温度	(°C)	< -118
体積固有抵抗	(Ω-cm)	> 6×10 ⁻³
耐電圧	(kV/mm)	51
誘電率	(10 ³ c/s)	2.3
力率	(60 c/s)	0.0001~0.0002
吸水率	(24 hr/1/8'')(%)	0.01~0.03

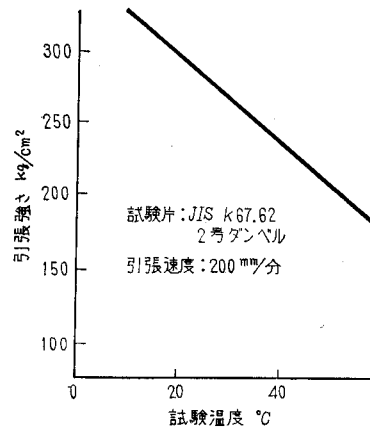


図-1

アルカリ、塩類、その他にすぐれた耐薬品性をもっている。したがって、工場廃液や薬液の輸送に適しており、またパイプ埋設した場合の周囲の環境によるサビ、腐食などの心配がなく、半永久的な寿命がある。

3.3 引張り強さの温度依存性

大口徑ポリエチレンパイプの引張り強さの温度依存性を図-1に示す。なお、大口徑ポリエチレンパイプの引張り試験は JIS K 6762 「水道用ポリエチレン管」に準じて行なっている。

その内容を一部掲げると、

「5~30°C の温度範囲で試験片を JIS K 6301 (加硫

ゴム物理試験方法) に準じて約 200 mm/分の速さで引張り試験を行ない、つぎの式によって 20°C における破壊までの最大引張り強さ σ (kg/cm²) を求める。

$$\sigma = \sigma_t - K(20 - t)$$

ここに、 σ_t : t°C における破壊までの引張り強さ (kg/cm²)

t: 試験時の温度 (°C)

K: 係数 (1種 1.8, 2種 2.5)

3個の試験片の平均値を求めて引張強さとし、1個でも規格値の95%未満のものがあってはならない」

とされている。

3.4 衝撃強さ

大口徑ポリエチレンパイプは耐衝撃性にすぐれ、特に

表-6

薬品名	重量変化 (%)	薬品名	重量変化 (%)	薬品名	重量変化 (%)
塩酸 10%	0	シクロヘキサノン	4.3	エタノール	0.1
〃 35%	0.1	二硫化炭素	13.4	N-プロパノール	0.1
硝酸 5%	0	テトラヒドロフラン	4.7	N-ブタノール	0.3
〃 60%	0.1	シクロヘキサノン	0.4	アニオン 0.05%	0
硫酸 50%	0.1	アセトン	0.1	カチオン 0.05%	0
〃 96%	0.2	メチルエチルケトン	0.1	過酸化水素 28%	0
酢酸 10%	0.1	二塩化エチレン	3.3	食塩水 10%	0
氷酢酸	0.4	クロロホルム	8.4	ガソリン	6.7
オレイン酸	0.2	四塩化炭素	14.0	灯油	2.8
クエン酸	0.1	モノクロルベンゼン	8.3	重油	0.1
苛性ソーダ 10%	0.5	酢酸メチル	0.3	シリコン油	0.1
〃	0	酢酸エチル	1.2		
苛性カリ	0	酢酸N-ブチル	1.9		
アンモニア水	0	エチルエーテル	3.1		
ベンゼン	6.7	1-4 ジオキサン	0.7		
トルエン	7.4	ホルマリン	0		
キシレン	6.9	メタノール	0.1		

試験期間: 2ヵ月 試験温度23°C

表-7

温度 (°C)	パイプ		条件	高さ (m)	水平落下	エッジ落下	転倒
	口径 (mm)	長さ (m)					
19	600×2.04		熔着接合	2	異状なし	異状なし	—
	"		"	3.5	—	軸方向割れ	—
	600×6.00		パイプ母材	3	異状なし	—	—
	300×6.00		"	3	"	異状なし	異状なし
	"		熔着接合	2.5	"	"	"
-26	"		"	3	"	割れ	"
	600×0.50		パイプ母材	2.5	"	—	—
	300×1.00		"	2.5	"	—	—
	"		熔着接合	2.5	"	—	—

注: エッジは高さ 25 cm 幅 10 cm 長さ 60 cm のコンクリートブロック

材料物性の脆化温度が -118°C であることから、低温時の耐衝撃性にすぐれた特色をもっている (表-7)。

実験はコンクリート舗装面に自然落下衝撃を数回繰り返して行なったが、いずれもパイプ外面に路面の凹凸が多少つく程度であり、ヒビや割れなどの異状はなかった。したがって、パイプの取り扱いが容易であり、また運搬および施工時に特に注意を要せず、他材料パイプにはみられない大きな特質である。

3.5 流量特性

大口径ポリエチレンパイプはきわめて内面が円滑であり、他種管に比べて摩擦抵抗が小さく、また経時におけ

るスケールの付着あるいは浸食などによる摩擦抵抗の変化がほとんどみられない特色がある。流量係数については Williams-Hazen 公式の C の値が実用上 $C=150$ を採用して充分であると考えられ⁽⁴⁾、各サイズ別に流量特性を図表に示すと図-2 のようになる。

なお、管種別流量係数の値を表-8 に示す。

3.6 内圧強度

管の内圧強度は次式により求められる。(DIN 8074—1968)

$$P = \frac{2ft}{D-t}$$

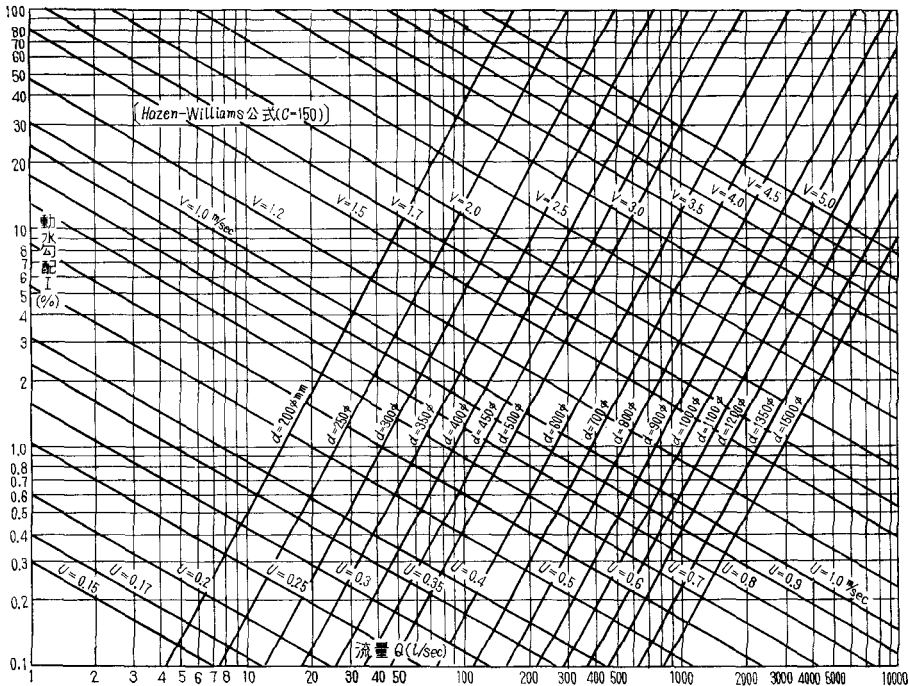


図-2

表-8 管種別流量係数の値

管種	Cの値
铸铁管(新管)	130
〃(旧管)	100
钢管(新管)	130
〃(旧管)	100
モルタルライニング铸铁管	130
石綿セメント管	140
遠心力鉄筋コンクリート管	130
プレストレストコンクリート管	130
シラネツ大口径ポリエチレンパイプ	150以上

ただし、 P : 破壊圧力 (kg/cm²)
 f : 管材のフープストレス (kg/cm²)
 d : 管の外径 (mm)
 t : 管の厚さ (mm)

つぎに、ウォーターハンマを考慮に入れなければならない場合は最大圧が次式で求められる。

$$H = av/g = 0.102a \cdot v$$

$$a = \sqrt{\frac{K \cdot g / \gamma}{1 + K/E \cdot d/t}}$$

ただし、 H : 最大水衝圧 (m)
 a : 圧力波の伝播速度 (m/sec)
 v : 管内の平均流速 (m/sec)
 γ : 流体の単位体積重量 (kg/m³)
 K : 流体の体積弾性係数 (kg/m²)
 E : 管材のヤング率 (kg/m²)
 g : 重力の加速度 (m/sec²)
 d/t : 管の内径/厚さの比

3.7 外圧強度

まず、埋設管の場合は土圧および輪圧によるパイプ強度が問題となる。

埋設管に加わる埋戻し土による土圧荷重としては、Spanglerの可撓性管の場合次式により求められる。

$$P_s = C_a W B$$

ただし、 P_s : 埋戻し土によって管に加わる鉛直土圧 (kg/m²)
 B : 管頂における溝幅 (m)
 W : 埋戻し土の単位重量 (kg/m³)
 C_a : 埋戻し土の性質、土被りと溝幅によって決まる係数 (図-3)

つぎにトラック荷重が埋設管路上を横断した場合の輪圧は Boussinesq 解を用いて求めてみると、

$$P_t = \alpha W_t (1+i)$$

ただし、 P_t : トラック荷重による輪圧 (kg/cm²)
 W_t : トラック後1輪当りの重量 (kg)
 (トラック総重量×0.6)
 α : Boussinesq 解により求めた係数

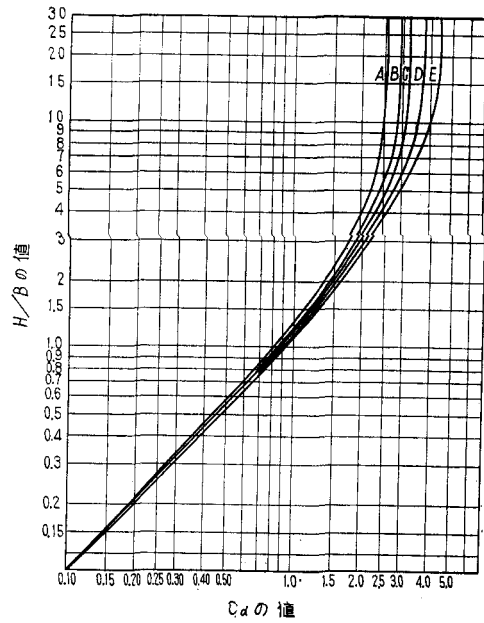


図-3

i : 衝撃係数

土被り深さ $H > 1.2$ m $i = 0.3$

土被り深さ $H < 1.2$ m $i = 0.5$

(図-4)

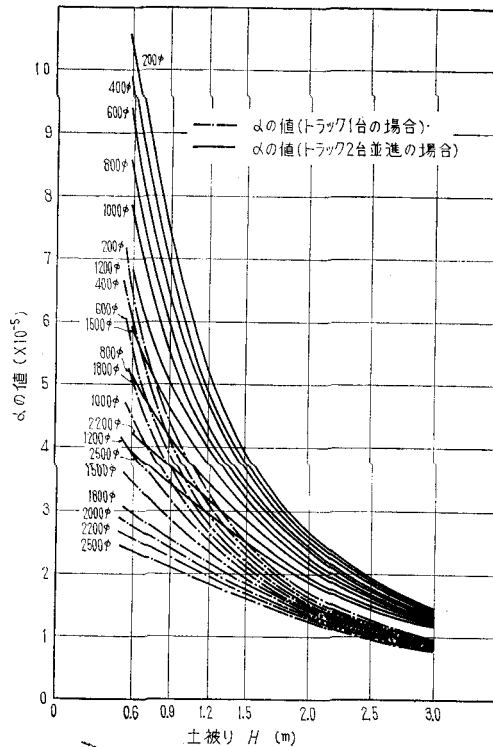


図-4



図-5

つぎに、埋設管の外圧強度の式はドイツの Hoechst 社から、大口径ポリエチレンパイプについて実験報告されており、次式で示され、弾性管体の外径に対する許容たわみは約5%以内とされている。

$$\delta = 0.005(q/E_k)(D_m/t)^3$$

ただし、
 δ : 管のたわみ量 (cm)
 q : 管の単位長さ当りの荷重 (kg/cm)
 E_k : 管材のクリープモジュラス (図-5) (kg/cm²)
 D_m : 管の平均径 (cm)
 t : 管の厚さ (cm)

4. 大口径ポリエチレンパイプの接合方法

大口径ポリエチレンパイプの施工法において最もその特長を示すのは溶着接合にあるといえる。そこで、溶着接合について説明すると、まずパイプの接合端面をきれいに仕上げ、ほこり、油、酸化物などの付着物あるいは傷などを取り除く。この作業は木工用電動カンナで充分行なえる。仕上げられたパイプを溶着機にセットし、加熱熱板を挿入する(写真-1(a))。つぎに、パイプの接合端面は加熱熱板により、パイプの単位接触面積当り約0.5 kg/cm²の荷重で一定時間熱して熔融させる(写真-1(b))。つぎに熔融された端面を加熱熱板から引き離し(写真-1(c))、加熱熱板を除き、ただちに熔融している面同志を単位接触面積当り約2.0 kg/cm²の荷重で一定時間圧着し、そのまま放冷させて溶着接合は完了する(写真-1(d))。これらの操作は条件が一定となるようすべて油圧により、また加熱熱板は一定温度(200°C)になるように自動温度調節器によりコントロールされている。なお、パイプの加熱および圧着時の時間はパイプの厚さによって異なり、参考値を図-6に示すが、周囲の環境などにより変更する場合がある。

溶着機は大別すると定置形溶着機(写真-1(a)~(d))と分解形溶着機に分けることができ、それぞれ施工現場と工法によって使い分けることができ、通常は定置形溶着機により溶着接合を行なう場合が多い。定置形溶着機は油圧操作盤および加熱熱板以外の装置が組み込まれているため、分解形溶着機にくらべて構造が大きくなり、重量もあるのでひんばんに移動することが好ましくない。したがって、定置形溶着機は定位置で溶着接合して順次パイプを前方へ繰り出してゆく場合に適している。また、分解形溶着機は構造が簡単であり、各部品はすべ

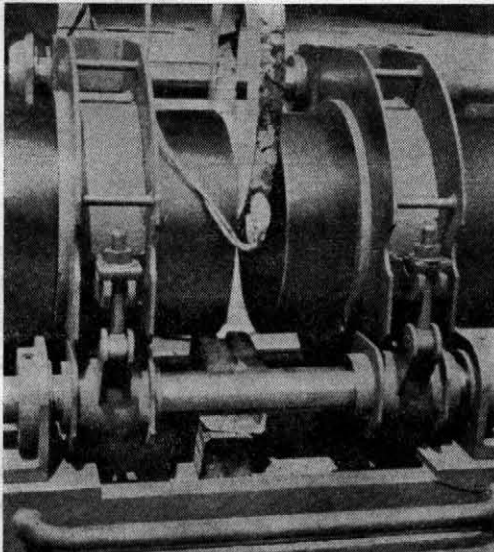


写真-1(a) パイプ端面仕上げと熱板の挿入

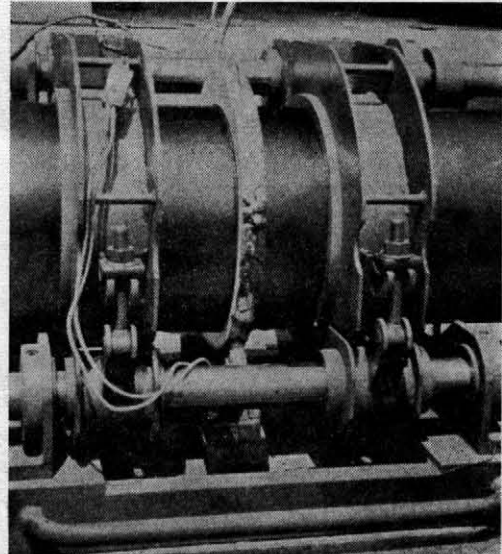


写真-1(b) 加熱

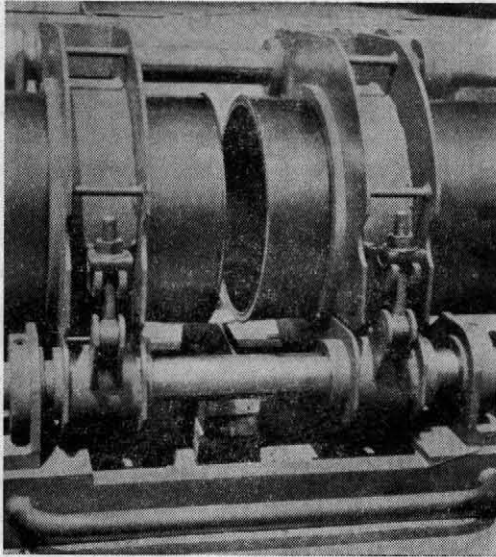


写真-1 (c) 熱板の除去

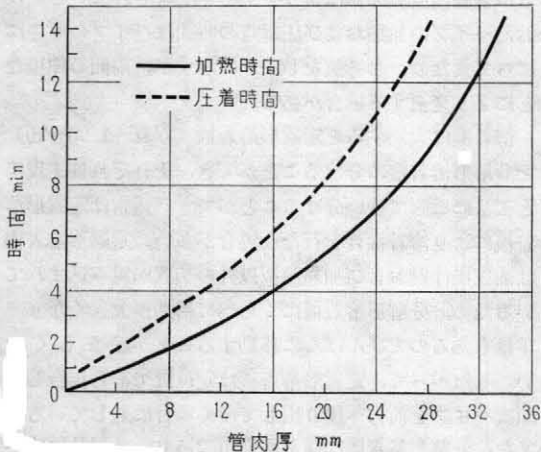


図-6

て簡単に組み立て・分解できるため移動が容易である。しかし、この溶着機は定置形溶着機にくらべて、パイプと溶着機のセットに多少時間がかかるので施工上やむをえない場合などに使用されることが多い。

つぎに、溶着接合に必要な資材の主なるものは

- (1) 溶着機 (定置形, 分解形)
- (2) ジェネレータ (電源があれば不要)
- (3) 携帯用電気丸ノコ (木工用で充分)
- (4) 携帯用電気カンナ (木工用で充分)
- (5) 治具・工具

などである。

また、溶着接合以外の接合方法としては、フランジ接合(図-7)あるいはギボルトジョイント接合(図-8)などがあり、大口径ポリエチレンパイプと他種管の接合あるいは大口径ポリエチレンパイプ同志の接合などに使用することができる。

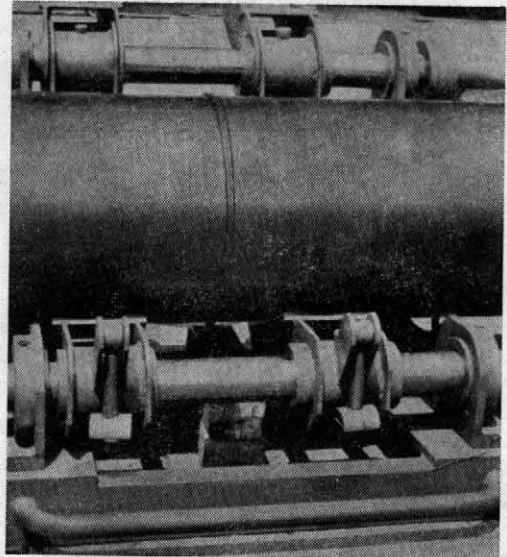


写真-1 (d) 端面のつき合せ (圧着)

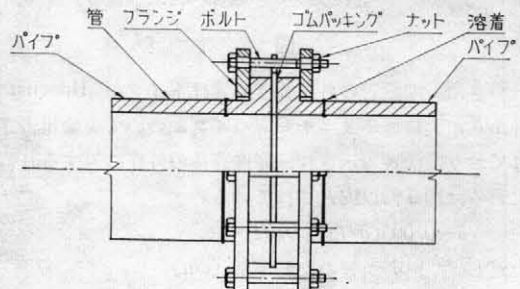


図-7

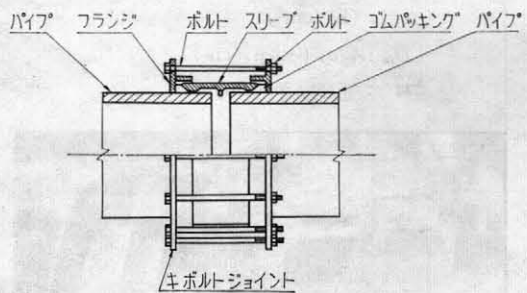


図-8

5. 農業用水 Pipe line における施工例 (呼び径, PE 600φ, 500φ, 総延長 1390 m)

5.1 概要

大口径ポリエチレンパイプの施工は山形県管かんがい排水事業の一環として工事が進められた。在来のかんがいは自然落差による開キョ型水路により各ブロックに配水を行なう方法がとられていた。しかしながら、現場は泥炭質のきわめて軟弱地盤であるため、地盤沈下あるいは酸性土壌であり、既設水路は種々の問題点があった。

農業の合理化のための農業水利改良を目的として埋設水路が計画され、大口径ポリエチレンパイプが採用された。その適用理由としては軽量でパイプの搬入が容易であり、特殊施工による掘削にあたっての山留めが不要である、管材に可とう性があるなど軟弱地盤に特に有利であること、工期を短縮することができることなどを含め他材質のパイプにみられない特性を生かされることになった。

5. 2 地域の概況

布設場所は市街地中心部から国道沿に抜けた水田地帯の農道下に埋設配管されたものであり、図-9 に配管路線概略図を示す。

なお、この地区の土性は泥炭質の軟弱地盤であり、概略次のようであった。

土性：一般部 $\gamma=1.24 \text{ t/m}^3$, $\phi=30^\circ$, $C=0.4$

道路部 $\gamma=1.70 \text{ t/m}^3$, $\phi=30^\circ$, $C=0.4$

掘削底面 含水比 200~400

地耐力 $1.2\sim 2.2 \text{ t/m}^2$

したがって、掘削時の溝壁の崩壊、湧水、布設後のパイプの不等沈下などの心配が予想される地域であった。

5. 3 工事内容

配水は図-9に示すように湖水を No. 0 地点でポンプ (450φ, 25 kW, $H=40 \text{ m}$, $Q=0.37 \text{ m}^3/\text{sec}$) にて揚水し、各分岐管および末端の吐出水槽へ送り、水田かんが

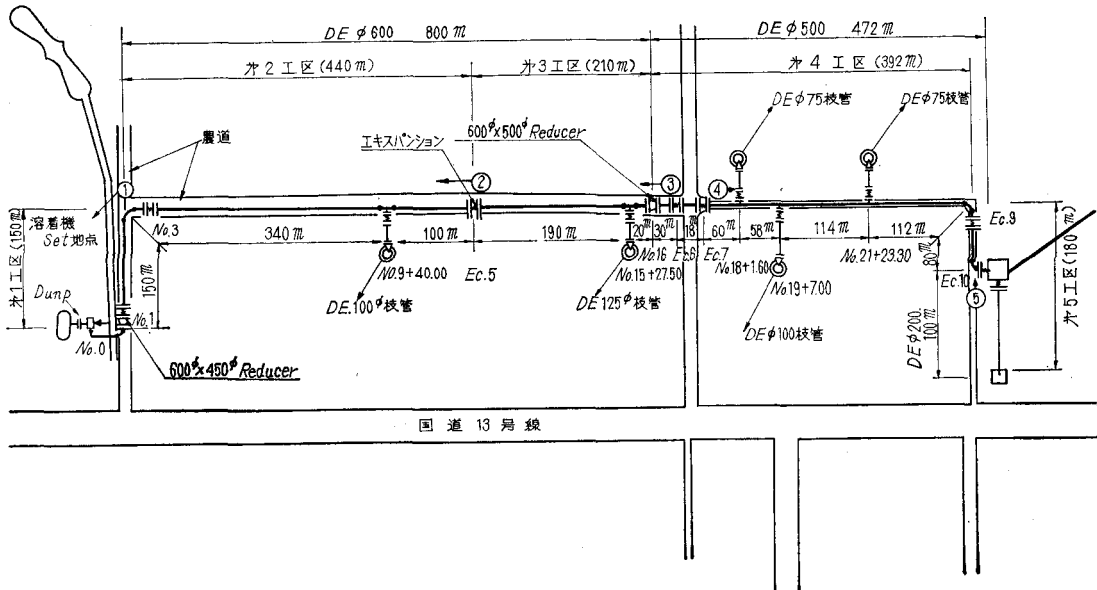


図-9

表-9

施工区	期日	12月	1月	2月	3月	摘要
PE・Pipe	No. 0 ~ Bc. 3	31	31	28	15	掘削、溶着、据付、埋戻まで完了
	Bc. 3 ~ No. 6					
	Ec. 3 ~ Ec. 7					
	Ec. 7 ~ Bc. 10					
道 路 復 旧	分水工 (75φ~200φ)					埋戻、溶着、平行作業
	No. 0 ~ Bc. 3					
	Bc. 3 ~ Ec. 4					
旧	Ec. 4 ~ Bc. 7					200φおよび分水工 敷砂利仕上げ
	Bc. 7 ~ Bc. 10					
吐出水槽						
付帯工						

注：—— 工事予定
----- 工事実施を示す

表-10

品名	呼称	仕様				数量
		外径	肉厚	内径	管長	
直管	600	650	22	606	8000	100本 60本
	500	508	17	474	8000	
曲管	600	上記直管を工場内でエド形屈曲に加工し現地へ搬入				1
	500					2
枝管	600	上記直管を工場内で枝管溶接加工し、FRD補強したもの現地へ搬入				2
	500					3
エキスパンション	600	ゴム製可撓管とし沈下量100mm、伸び100mm、縮み500mmを採用				3
	500					4
レジューサー	600	本体はPUC製とし、FRDにて補強				1
	500					1
ポリエチレン つば短管	600	上記直管にポリエチレンを巻きつけ、切削加工し、現地へ搬入				6
	500					8
バルブ	125	鋼鉄製フランジ付アングルバルブ(JIS F 7308)				1
	100					2
	75					2

いするものがある。

配管工事は昭和44年12月26日より着手されたが、当時の気象は連続降雪あるいは気温の低下などきわめて悪条件のもとであったが、工事を順調に実施することができた。その工程を表-9に示す。工事はNo.1から順次末端側へ進められ、これに使用された配管資材は表-10のとおりである。なお、エキスパンションは地盤の不等沈下が予想されることによる影響を緩和するために使用したものであり、通常の場合は考慮しなくてよい。

配管工事は全区間を大口径ポリエチレンで施工され、接合は前述の溶着接合により行なったが、一部に他種管との接合にフランジ接合を行なった(図-10)。施工にあたっては溶着機のセットにより全工区を5工区に分け、溶着機を図-9の①～⑤に移動しセットすることとした。各工区における施工手順は、まず掘削は容量0.3m³のバックホーで溝の片側へ掘削土をあげながら進み、大口径ポリエチレンパイプの溶着接合はその反対側の溝外で掘削と併行して行なわれ、継ぎ目なしの一体化された長尺パイプとなり掘削溝沿いに引き出されてゆく。この際のスピードは1日当たりで掘削は約60m、溶着は約80mである。なお、溶着されたパイプの引き出し最大長さは430mであり、重機により引き出し作業を行なった。溶着接合されたパイプの布設は重機、あるいは人力によりパイプの可とう性を利用して、掘削溝の片側から順に溝内に落とし込み、ただちに埋め戻しを行なった。このようにして、地盤の弱い所での施工は特に山留めせずに掘削を行なったため、パイプの布設、埋め戻しをスピーディに処理する必要があり、大口径ポリエチレンパイプの可とう性を利用した工事が進められた。

6. あとがき

管路として一般に使用されている管種は、おもにコンクリート管、石棉管、铸铁管、鋼管などであるが、これ

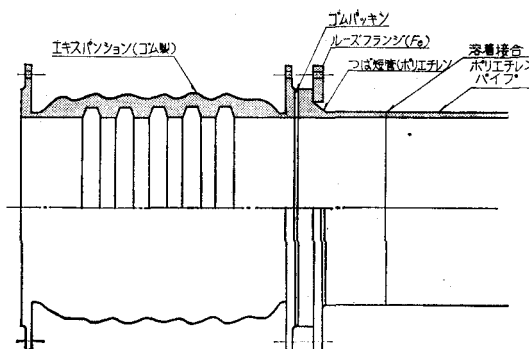


図-10

らの管種はそれぞれ特長をもっているが、重量が重いことや取り扱いに慎重性を要したり、また経済的に高価であるとかなどの短所もある。たとえば、コンクリート管は管自体の価格は安く、静的外圧にはかなり強度があるが、内圧には比較的弱い。また取り扱いにおいても粗雑さによっては輸送とか現場搬入時に破損や細かい亀裂を生じさせることがあるなどの問題点がある。

大口径ポリエチレンパイプは他材料の管にくらべて、単位長さ当りの重量が軽いので運搬労力の軽減をはかることができ、またパイプの1本当りの長さ(定尺)を長くすることもできる。この場合パイプの接合箇所は少なくすむ、接合に要する時間と労力は合理化され、また工期の短縮となる。

つぎに、耐衝撃強さがあり、運搬や施工時にあたっての取り扱い上の障害がほとんどない。配管施工においても大口径ポリエチレンパイプは溶着接合によるパイプラインの一体化、軽量性、可とう性、表面の滑性などを生かした特色ある工法をとることができる。また、大口径ポリエチレンパイプの埋設には埋戻し土を特に選定する必要はないが、岩石などが直接パイプに当ることは他材料の管同様に好ましくなく注意する必要がある。また大口径ポリエチレンパイプは弾性管であるため、埋設後に外力が大きくなる所では、パイプの支承角180°までは砂で充分締め固める必要があり、通常は掘削土を埋め戻し土に使用し支承角180°まで締め固めれば十分である。

参考文献

- (1) JIS K 6761「一般用ポリエチレン管」
- (2) JIS K 6762「水道用ポリエチレン管」
- (3) DIN 8074「Rohre aus PE hart (Polyathylen hart)」
- (4) 畑地農業振興会資料 No.9「大口径硬質ポリエチレンパイプ適用性調査報告書」

サンドアスファルト廃材利用の道路舗装

桜 井 滋 郎*

目 次

1. まえがき.....(45)	3. 舗装工事.....(47)
2. 試験工事.....(45)	4. あとがき.....(50)

1. まえがき

八郎瀧干拓堤防の一部について（正面堤防，東部承水路右岸堤防約 212,000 m²）干陸までの暫定保護として，厚さ 3~4 cm のサイドアスファルトによる被覆を行ない波浪による浸食防止を行なった。

このサンドアスファルト（配合表-1）は内水排除後はその役目を終わることになり，また暫定的なものであるので，数年を経過すると老化現象がはなはだしく，被覆した下から雑草が繁茂するなど，堤防の維持管理上も好ましいものではないので，漸次人工芝などによる植生に置き換えられてゆくものである。

この置き換えのため剥ぎ取った大量のサンドアスファルト廃材は過去においても部分的に利用してきたが，根本的な利用方法を考えるに至らなかった。八郎瀧干拓事務所はこの大量の廃材を簡易舗装の上層路盤としての利用を考え，昭和42年地区外5号道路，昭和43年地区外4，6号道路に実施した。

その後の経過もおおむね良好であるので，まったく特殊な施工例であるが報告する。

2. 試験工事

2.1 路盤の支持力

実施予定の地区外4，5，6号道路はいずれも昭和36・37年度に施工され，その後中央干拓地と琴浜八竜村を結び総合中心地の建設・干陸後の初期建設には最も重要な道路として，重量車両も多量に通行した路線であり，毎年相当量の補修砂利もはいて十分安定した路盤である。

路床の支持力判定には一般的に CBR 試験によるが，干拓地道路はいずれも砂にて 1 m 近く盛り上げたものであり，砂地盤の場合の CBR は比較的バラツキが生じやすいことが予想され，また，永いこと重量車両が通行しており，簡易舗装としての路面の支持力を判断した方が適当と考え，平板載荷試験による路盤の支持力試験を行なった。

表-1 サンドアスファルト合材 1 t 当り示方配合（標準）（単位 kg）

事 項	アスファルト	石 粉	細 砂	摘 要
一 般 用	70	120	810	砂は加熱時重量
冬 期 用	100	120	780	



写真-1 廃材の堆積状況

a. 試験場所 地区外6号道路 No.2・5・8 地点

b. 試験器具

- (ア) 10 t 級マカダムローラ
- (イ) 10 t 測定ダイヤルゲージ
- (ウ) 沈下測定用ダイヤルゲージ2個
- (エ) 載荷板径 30 cm,

表-2 路盤の平板載荷試験表 (K₃₀)
(単位 kg/cm³)

測 点	No.2	No.5	No.8	平 均
第1回測定値	41.8	34.8	29.5	35.9
第2回 "	45.6	30.9	32.9	
平 均	43.7	32.8	31.2	

* 畜産局草地改良指導官(元，八郎瀧干拓事務所工事課長)

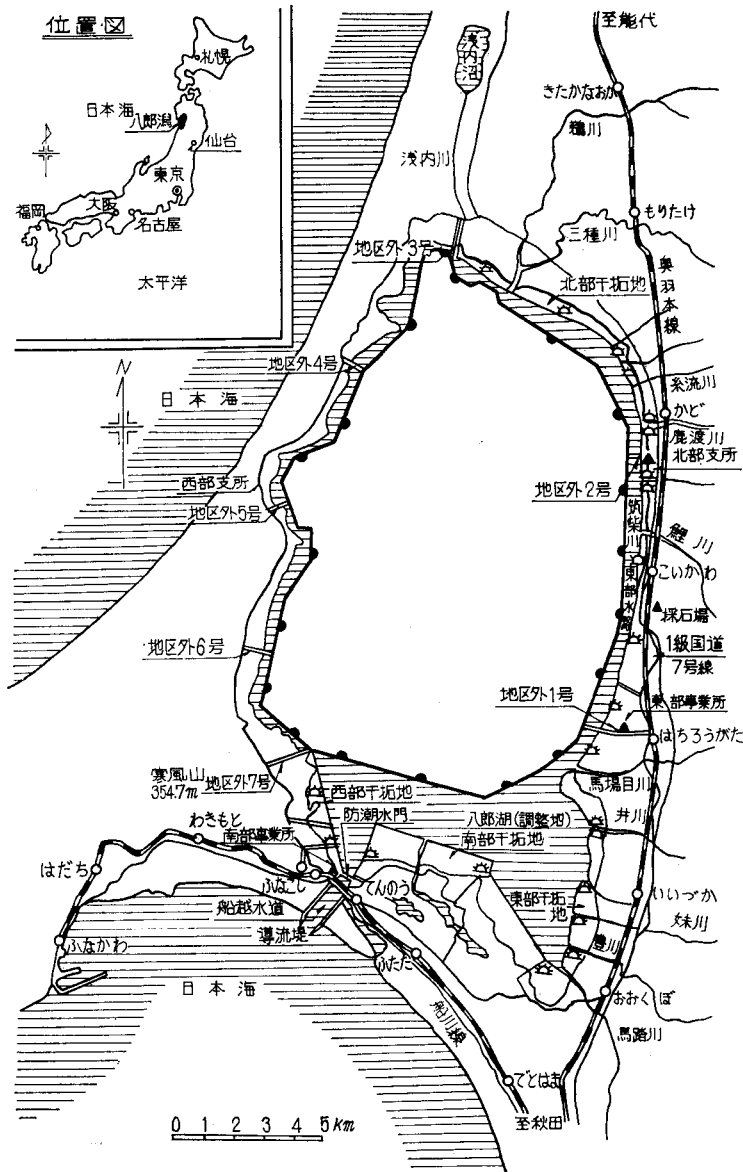


図-1 一般平面図

(*) 載荷板面積 706.5 cm²

c. 試験方法 路面より 10 cm 程度掘削, 平滑にして載荷板を放置した。

d. 試験結果 表-2 のとおりである。

以上の結果から一般的に簡易舗装の場合の路盤支持力 $K_{30} \geq 28 \text{ kg/m}^3$ であることから, 路盤支持力としては十分なものと考えられた。

2.2 転圧試験

廃材については, 施工時期, 施工後の経過処置などによる相当老化状況に差違があり, 転圧効果も不確定であるので, 既設道路の路面を利用して転圧試験を行なった。

a. 試験場所 西部承水路堤防小段道路

b. 試験面積 $5.0 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} = 12.5 \text{ m}^2$

c. 転圧試験 10 t マカダムローラ

d. 試験材料 廃材 (サンドアスファルト・配合表-1) 約 30 m^2 厚 $3 \sim 4 \text{ cm}$, 碎石 $\phi 10 \sim 20 \text{ mm}$

$0.375 \text{ m}^3 (0.03 \text{ m})$, $\phi 5 \sim 10 \text{ mm}$ $0.250 \text{ m}^3 (0.02 \text{ m})$ クレオソート $18.75 \text{ l} (1.5 \text{ l/m}^2)$, 重油 $6.25 \text{ l} (0.5 \text{ l/m}^2)$, アスファルト乳剤 $18.75 \text{ l} (1.5 \text{ l/m}^2)$

e. 試験方法

(ア) 全転圧試験 既設小段道路を人夫にて平滑に均したあとローラ転圧を行ない, つぎに廃材を 3 cm 厚さ 12.5 m^2 に敷きならべ重油 0.5 l/m^2 を散布, さらに廃材 3 cm 厚さに敷き 10 t ローラにて 5 回転圧しクレオソート 1.5 l/m^2 を散布した。つぎに $\phi 10 \sim 20 \text{ mm}$ 碎石を 3 mm 厚さにまき出し, 10

表-3 転圧試験測定表

(単位: cm)

測定箇所	1	2	3	4	計	平均	転圧率
A	6.7	7.3	6.8	7.4	28.2	7.0	63.5%
B	7.9	8.5	7.6	8.3	32.3	8.1	73.6
C	7.2	6.5	6.9	7.1	27.6	6.9	62.7
平均					88.1	7.34	67.0

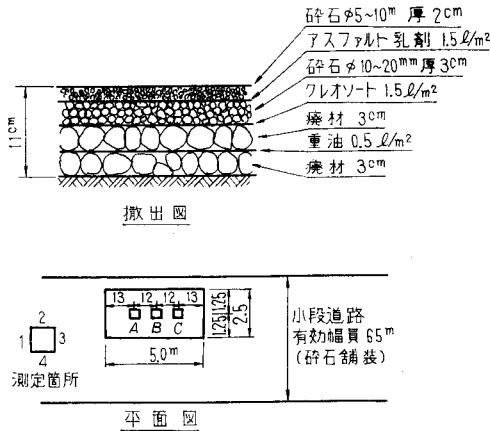


図-2 転圧試験 (全圧)

t ローラにて10回転圧, アスファルト乳剤 1.5 l/m²を散布, さらにφ5~10mm 砕石を2cm まき出し, 10t ローラにて5回転圧し転圧効果を測定した。測定結果は表-3のとおりである。

なお, クレオソート, 重油などは老化したアスファルトの蘇生および軟化に非常に効果があるものであり, 従来もアスファルト蘇生材として使用した例が多い。

(イ) 各層転圧試験 各層ごとの転圧試験について前

記と同じ仕様により, 別途試験区を作り行なった。試験結果を表-4に示す。

以上からみると廃材そのものの転圧効果はおおむね85%程度と考えられるが, これについても重油, クレオソートの散布により廃材が軟化し, バラバラの部材が一体化したためのものであり, 廃材そのものの転圧はごく少ないものと考えられる。さらに, 砕石 φ10~20mm 3cm, φ5~10mm 2cm の散布転圧した結果が65~68%となっているが, これは軟化した廃材に相当めり込んだ結果と考えられる。全体的に転圧結果を見ると廃材と砕石は一体となり, 非常に良好な結果が見られた。

3. 舗装工事

3.1 概要

地区外道路は, 周辺市町村から干拓地へ通じる幹線道路であり, 9路線が設置された。このうち中央干拓地へは7路線であり, 1~7号地区外道路として中央干拓地の地区間道路に取り付けられた。

中央干拓地関連の地区外道路一覧表を表-5に示すが, 4, 5, 6号道路を除き4路線はすでにアスファルト舗装が完了していた。

4, 5, 6号道路の標準断面は図-3のとおりであり, 工事完了後毎年5cm ずつ程度の舗修砂利を追加し

表-4 各層転圧試験結果表

第1回試験	資材まき出し状況	廃材まき出し 7.5 cm	砕石 (10~20 mm) 3 cm まき出し	砕石 (5~10 mm) 2 cm まき出し
	転圧状況	10t ローラ 5回転圧	10t ローラ 10回転圧	10t ローラ 5回転圧
	転圧結果	廃材 6.5 cm	砕石 1.8 cm 廃材 5.4 cm	砕石 3.1 cm 廃材 5.1 cm
	転圧効果	廃材 6.5/7.5=0.86 砕石 — 全厚 6.5/7.5=0.86	5.4/7.5=0.72 1.8/3.0=0.60 7.2/10.5=0.68	5.1/7.5=0.69 3.1/5.0=0.62 8.2/12.5=0.65
第2回試験	資材まき出し状況	廃材まき出し 6.5 cm	砕石 (10~20 mm) 3 cm まき出し	砕石 (5~10 mm) 2 cm まき出し
	転圧状況	10t ローラ 5回転圧	10t ローラ 10回転圧	10t ローラ 5回転圧
	転圧結果	廃材 5.5 cm	砕石 1.9 cm 廃材 4.8 cm	砕石 3.2 cm 廃材 4.6 cm
	転圧効果	廃材 5.5/6.5=0.85 砕石 — 全厚 5.5/6.5=0.85	4.8/6.5=0.74 1.9/3.0=0.63 5.7/9.5=0.62	4.6/6.5=0.70 3.2/5.0=0.62 7.8/11.5=0.68

表-5 中央干拓地関連地区外道路一覧表

路線名	延長(m)	幅員(m)	起点および終点	摘要
地区外1号道路	1,550	9.00	国道(一日市)~大瀧橋	アスファルト舗装(40年度)
〃 2 〃	500	9.00	国道(鹿渡)~新生大橋	〃
〃 3 〃	1,560	9.50	県道(浜口)~浜口機場	〃 (41年度)
〃 4 〃	550	7.00	県道(五明光)~堤防小段道路	43年度廃材利用簡易舗装
〃 5 〃	680	7.00	県道(野石)~ 〃	42年度 〃
〃 6 〃	830	7.00	県道(鶯ノ木)~ 〃	43年度 〃
〃 7 〃	1,790	8.00	県道(松戸)~南部機場	アスファルト舗装(42年度)

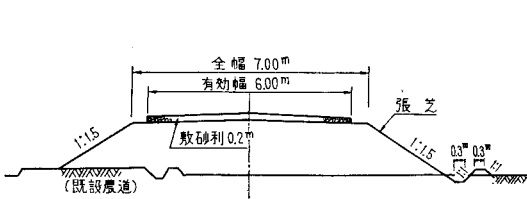


図-3 地区外4, 5, 6号道路標準図(完成図)

ていた。この3路線 $l=2,060$ m について、幅6mの廃材利用簡易舗装を行なうこととした。

3.2 厚さの設計

路床支持力は平板載荷試験から考えて、アスファルト舗装要綱の合計厚設計時の設計 CBR を10以上と想定した。交通量の区分は1日1方向250台未満とし、A交通とした。

これにより、舗装厚を設計する。

いま、図-4のような構造を想定し、これについてアスファルト舗装要綱による T_A および合計厚をチェックしてみることにする。

〔合計厚〕 在来路盤の有効20cmと想定する。廃材2層で6cm、碎石2層で5cm、シートアスファルト1.5cmであるが、廃材、碎石、シートアスファルトは転圧後9cmとなるので、 $20+9=29$ cmとなる。

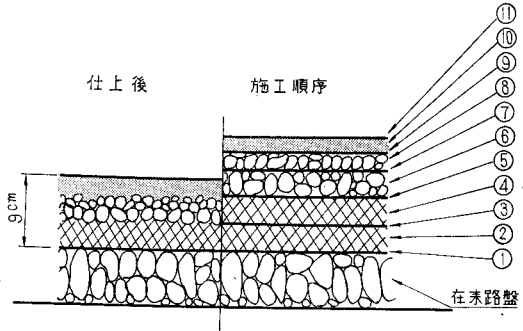
〔 T_A 〕 等値換算係数は、シートアスファルト1.0、廃材と碎石部分は歴青安定処理の安定度350kg以上と考えられるので0.8、下層路盤は修正 CBR 20~30と考え0.2とした。

しかるときは、

$$T_A = (1.5 \times 1.0) + (7.5 \times 0.8) + (0.2 \times 0.2) = 11.5$$

となる。

アスファルト舗装要綱では、前記の条件の場合には合計厚は23cm、 T_A は12.5cmと決めているので、これと比較してみると、合計厚においては6cm設計厚において厚く、 T_A については設計が1cm薄いという結果になったが、おおむね満足し得る状況と判断し、この断面をとることとした。



- ⑪ ローラ転圧10回以上
- ⑩ シートアスファルト仕上り厚さ1.5cm
- ⑨ アスファルト乳剤 1.0 l/m² ローラ転圧5回以上
- ⑧ 碎石 5~10mm 敷厚 2cm
- ⑦ アスファルト乳剤 1.5 l/m² ローラ転圧10回以上
- ⑥ 碎石 10~20mm 敷厚 3cm
- ⑤ クレオソート 1.5 l/m² ローラ転圧 5回以上
- ④ 廃材 厚さ 3cm
- ③ 重油 0.5 l/m²
- ② 廃材 厚さ 3cm
- ① モータグレーダ整形

図-4 舗装断面図

なお、アスファルト舗装要綱における T_A の計算式についても計算してみると

$$T_A = 12.5 P^{0.64} / \text{CBR}^{0.3}$$

ここに、 P : 輪荷重A交通の5tをとる

CBR : 干拓地等から判断し25とした。

しかるときは、

$$T_A = (12.5 \times 5^{0.64}) / 25^{0.3} = 11.6 \text{ cm}$$

となり、前記のものでおおむね満足することになる。

以上により、さきに仮定した図-4のものを採用することとした。

各層の転圧状況は図-4に示す。

3.3 施工順序

図-4の表示番号順に説明すると

- ① 在来路盤面をモータグレーダにて整形
- ② 廃材(相当老化して小さい破片状となっている)を3cm程度人力散布、布設
- ③ 重油 0.5 l/m² あてをアスファルトスプレヤにて散布した。



写真-2 廃材の仕上げ面



写真-3 碎石1層目(3cm)散布後

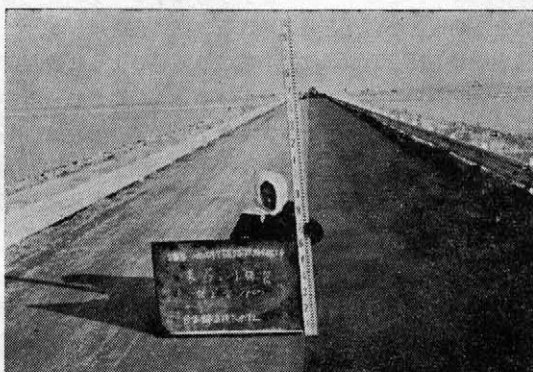


写真-4 センターより向かって左表層仕上げ完了、右タックコート仕上げ

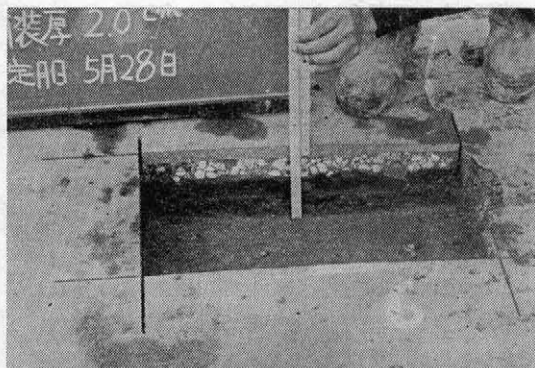


写真-5 舗装完了後の切断面

- ④ 廃材をさらに 3 cm 程度人力散布, 布設
- ⑤ クレオソート 1.5 l/m² あてスプレヤにて散布
⑤はともに廃材の蘇生材として使用した。慎重に散布したが、散布むらを生じた。ローラ転圧5回以上
- ⑥ 碎石径 10~20 mm のものを厚さ 3 cm に人力にて布設
- ⑦ アスファルト乳剤(カチオン系 PE-3) 1.5 l/m² になるようにスプレヤにて散布, ローラ転圧10回以上
- ⑧ 碎石径 5~10 mm のものを厚 2 cm に人力にて布設
- ⑨ アスファルト乳剤(プライムコート) (カチオン系 PE-4) 1.0 l/m² になるようにスプレヤにて散布, ローラ転圧5回以上
- ⑩ シートアスファルトの配合は表-6に示す。シー

表-6 シートアスファルト配合装

アスファルト	石	粉	細	砂
13%	18.4%			68.6%

トアスファルトによる表面被覆を行わずに実施することも考えたが、浸透式工法のシルコートに相当するものとし、また冬期のタイヤチェーンの摩擦に対抗させるためにアスファルト量の多いこの層を設けた。ローラ転圧は10回以上とした。

各層の転圧方法は表-7に示す。廃材転圧は仕上転圧を除きマカダムローラによる。碎石および表層転圧にはマカダムローラを使用した。

3.4 舗装の単価

表-7 転圧作業順序および回数

種別	⑤		⑦		⑨		⑩	
	ローラ別	回数	ローラ別	回数	ローラ別	回数	ローラ別	回数
初転圧	タイヤローラ	1回	タイヤローラ	2回	マカダムローラ	1回	マカダムローラ	2回
2次転圧	〃	3	〃	5	〃	3	〃	5
仕上転圧	マカダムローラ	1	マカダムローラ	3	〃	1	〃	3
計		5		10		5		10

表-8 4号, 6号の事業費

区 分	延 長 (m)	舗装面積 (m ²)	事 業 費 (千円)	m ² 当単価 (円/m ²)	備 考
4号道路	583.2	3,267.9	2,236	684	} 43年度舗装(廃材)
6号道路	919.2	4,974.1	3,274	658	
計	1,502.4	8,242.0	5,510	668	
3号道路	1,560	9,360	11,050	1,180	41年度舗装(一般)

昭和43年度時点における4号, 6号の事業費およびm²当り単価は表-8のとおりである。

4. あとがき

前例のない工事であり, 工事中また完了後において種々問題が生じた。たとえばシートアスファルトの厚さである。合計検査において舗装を切断してシートアスファルトの厚さを測定した結果, いずれの断面においても設計(15mm)より相当厚く(極端なところ30~40mm)仕上がっていた。仕上がりが厚いということは上層路盤に不陸があったということになる。この上層路盤および表層の厚さの不陸について指摘を受けた。

この原因について種々検討してみた結果, つぎのような結論に達した。廃材は施工してから数年経過したものであり老化ははげしい。したがって, このまま転圧すると, こなごなに粉碎され一体にならない。そのため重油(遅効性軟化剤 5mm/h)を1層目廃材に, クレオソート(速効性軟化剤 15mm/h)を2層目廃材に散布し, 廃材を若返らせて1層目は廃材そのものを一体化させ, 2層目は比較的速く軟化するので碎石を圧入させることにより廃材と碎石を一体化させるように考えた。ところ

が, この軟化剤散布に相当のむらが生じる。(どんなに慎重に散布しても20%程度の差は生じるといわれている)これが廃材の軟化むらとなり, 転圧したときに上層路盤の不陸の原因となり, 表層仕上げ時に厚さの不陸を生じさせる結果となったと考えられる。

表層仕上げ 15mm は完全舗装の基層のように最も良好な状態の粗粒度アスコン仕上げのような場合に適用されるものであり, 本工事のような上層路盤の場合は, もっと厚いものに仕上げるとか, 軟化剤が蒸発したあとで上層仕上げをする等の考慮をはらうべきと反省した。

仕様書の記載において, 寸法の許容範囲をプラスだけとしていたが, アスファルト工事等の面工事の場合は特にプラス, マイナス両面についての許容限度を設ける必要があると思われた。(アスファルト舗装要綱の検査基準に定めてあることであるが, 特にマイナスを認めない方針を取ったことが間違いであったと思う)

このような材料による舗装の例は, 今後あまり出てこないであろうが, たとえば天然歴青土を産する地帯, アスファルト舗装道路の改修等の場合に適用される部分があるのではないだろうか。なんらかの参考に供していたければ幸甚である。

航空写真測量の水文学への応用について

田 浦 秀 春*

目 次

1. 緒 論.....(51)	4. 融雪および流出の解析.....(57)
2. 降雨量の解析.....(51)	5. 結 論.....(57)
3. 積雪の解析.....(53)	

1. 緒 論

航空写真測量といえ、いままでは地図作りの代名詞のように考えられてきたが、航空写真には特種の情報を内蔵している上に、測量の精度もいちじるしく向上してきたので、最近になって土木、工学方面へ広く利用されるようになった。この報告は著者が東大生産技術研究所において、丸安隆和先生御指導のもとに、国際航業株式会社の援助を得て、研究したものの概要である。

降雨、積雪、融雪、流出等の水文諸現象については、いままでに、いろいろと研究されてきたが、このような研究では、対象とする諸現象の中に、いろいろな要素が複雑にからみ合っているから、もしこれらを完全に解明しようとするならば、広い地域で数多くの地点において、長期間にわたって各種のデータを収集しなければならない。

しかし、これは不可能に近いことである。また、これらの水文諸現象は、非常に地形の影響をうけやすいから、地形との関連性なしには考えられないものであるが、いままでは地形を数的に表現し分析するために、適当な方法が見あたらなかった。

したがって、この報告では航空写真を新しい情報源として利用するとともに、航空写真測量によって作った数値地形を用いて地形を分析し、これらをもとにして、降雨、積雪、融雪、流出等の諸現象を解析することを考えた。

(1) 情報源としての航空写真

航空写真を情報源として使用する場合には、つぎのようになすべきたり特色がある。

1. 飛行機のもつ機動性とあいまって、短時間に広大な地域の情報を記録することができる。
2. 某時点における地表面上の細部を記録しており、随時にその状態を再現することができる。
3. 広大な地域を一様な精度で測定することができる。

* 国際航業(株)電算センター所長
東京大学生産技術研究所研究嘱託、工博、理修

4. 大部分が室内作業であるから、作業が容易かつ安全である。

(2) 数値地形

地表面上の高低起伏の状態を数的に表わしたものであって、通常所定の区域を一定間隔の方眼でおおい、各交点の標高を航空写真測量によって測定する。

この数値地形は、地形を数的にとりあつかっているから、そのまま電子計算機に記憶させ、爾後の解析を自動的にかつ能率的に進めることができる。

2. 降雨量の解析

2.1 概 説

河川の集水域における降雨量を求めるために、現在テイセン法、その他種々な方法が考えられているが、大部分は近似計算に類して、合理性に乏しいように思われる。

また、河川の流域における崩壊現象を解析するためには、個々の崩壊地点における地点雨量が必要であるが、現在の方法でこれを求めることは不可能に近いことである。

1957年、斎藤¹⁾は所要の地域を方眼でおおい、各交点における地形性降水強度を、気象学的に推定する方法を報告しているが、これは任意の地点の降水量を求めるための有力な手がかりになると思う。しかし、このためには高層における風向、風速、水蒸気の凝結率などの気象データを必要とするので、そのままでは使用できない。

したがって、この報告では斎藤の考え方をもとにして、これに新しく非地形性降雨の概念をつけ加えて、比較的に入手の容易な気象データと少数の観測所における雨量データを用いて、任意の地点の地点雨量を推定する方法を考えた。この考えは簡単にいえば、斎藤の純気象学的方法を工学的に焼き直したともいうことができる。つぎにこの方法を数個の河川の流域に応用したところ、地点雨量推定の誤差は約20%におさまり、また任意の地点の降雨特性を数値で表現することができるようになったので、雨量観測所の配置を合理的に選定することができるようになった。

2.2 解析の基礎

降雨の性質を地形性降雨と非地形性降雨とにわけ、それぞれを数式であらわして、任意の地点の降雨量は、この二つの式を組合わして推定した。

(1) 非地形性降雨

非地形性降雨は前線、低気圧、雷雨、台風などによるものであって、大気自体の擾乱による上昇気流によって雨である。この報告では、その分布の形状を広い地域では二次曲面、狭い地域では平面であらわした。

(2) 地形性降雨

地形性降雨は、水蒸気を含んだ気流が山岳地帯に流入するとき、地面の傾斜の影響を受けて上昇気流を生じ、この上昇気流が上空で冷却されて、空気中の水分が雨となって地上に落下するものである。

気象学的には気圧 P_1 mb から P_2 mb の高さまでの、単位面積の気柱からの降水量 R をつぎの式であらわしている。

$$R = \frac{10^{-2}}{g} \int_{P_1}^{P_2} F^* \cdot w \cdot dp \dots\dots\dots(2.1)$$

ただし、 F^* : 水蒸気の凝結率

w : 上昇速度

そこで、この報告では上式を変形して、 F^* , w を未知係数に含めてあらわし、既設の観測所の雨量データ R_i と地面の傾斜 ∇H_i を用いてその値を逆算した。

$$\begin{aligned} R_i &= e \cdot \nabla H \\ &= a \cdot \nabla(H - \bar{H})_i + b \cdot \nabla(\bar{H} - \bar{\bar{H}})_i \\ &\quad + c \cdot \nabla(\bar{\bar{H}} - \bar{\bar{\bar{H}}})_i + d \cdot \nabla \bar{\bar{\bar{H}}}_i \dots\dots\dots(2.2) \end{aligned}$$

ただし、 e, a, b, c, d は係数

\bar{H} ; 方眼間隔 D の数値地形で、 D だけ離れた周囲の4交点における標高 H の平均値

$\bar{\bar{H}}$: 同様に、 $2D$ の \bar{H} の平均値

$\bar{\bar{\bar{H}}}$: 同様に、 $4D$ の \bar{H} の平均値
(ベクトル演算は、風の方向について行なう)

2.3 実施例

これまでに、すでに数河川にこの方法を応用したが、結果は大同小異であったので、ここでは宝川の例について説明する。

(1) 流域の概況

宝川の流域は、東西・南北ともに 6 km で上越国境にあり、高峻な山岳でしめられている。雨量観測所は一時40箇所近く設けられたが、今回使用できたのは昭和31年から34年までの基地、笠岳、野地河原、広河原、中布引の5箇所すぎなかった。

(2) 雨量推定の精度

昭和34年、8、9月の降雨量について、基地、広河原、笠岳3箇所の観測所の日雨量を用いて、野地河原の日

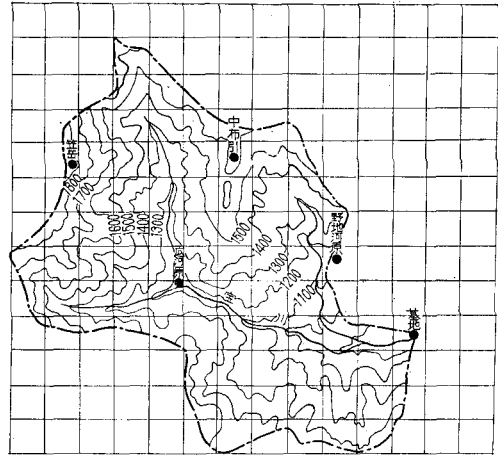


図-2.1 宝川の流域概観図

表-2.1 日雨量一覧表

月	日	推定雨量	実測雨量	誤差
8.	7	5.9	5.0	0.9
	8	19.5	17.0	2.5
	9	15.2	15.0	0.2
	10	26.9	22.0	4.9
	12	54.8	49.0	5.8
	13	55.9	47.0	8.9
	14	16.4	18.0	-1.6
	16	12.1	9.0	3.1
	17	5.3	4.0	1.3
	22	22.5	12.0	1.5
	23	16.9	9.0	7.9
	24	1.8	1.0	0.8
	26	40.4	36.0	4.4
	9.	2	4.0	3.0
6		7.3	6.0	1.3
7		9.3	4.0	5.3
8		22.0	16.0	6.0
12		8.7	7.0	1.7
13		7.8	7.0	0.8
14		24.9	24.0	0.9
15		3.6	1.0	2.6
24		6.6	8.0	-1.4
25		30.4	32.0	-1.6
26		80.7	70.5	10.2
27		39.9	27.0	9.9

表-2.2 精度分析表

区分	雨量階級			
	0~5 mm	~10 mm	~20 mm	~100 mm
誤差の標準偏差 (σ)	2.5	3.6	3.3	6.8
雨量の平均値 (\bar{r})	3.0	7.7	16.5	36.5
σ/\bar{r}	0.83	0.47	0.20	0.18
標本数	6	6	4	9

雨量を推定した。その結果を表-2・1 に示す。

さらに、この結果を雨量の階級別にわけて精度を分析すると、表-2・2 のようになる。

表-2・2 によると雨量 10 mm 以上では誤差が平均20%におさまっているが、それ以下では雨量が小さくなるにしたがって、急激に精度がおちてくる。しかし、実際に必要な雨量は 10 mm 以上の場合が多いから、一応これは実用上さしつかえない精度であるといってもよいだろう。

(3) 流域の平均雨量の推定

流域内を間隔 500 m の方眼でおおい、各交点の雨量を求め、これを平均して流域の平均雨量を推定した。

つぎに、既知観測所 3 箇所の雨量データを用いて、直接流域の平均雨量を推定する方法を考えた。このために、各観測所の雨量と平均雨量との関係を回帰分析すると、つぎの結果が得られた。

$$\bar{R}=0.323 R_1+0.372 R_2+0.297 R_3 \cdots \cdots (2.3)$$

ただし、 R_1, R_2, R_3 : それぞれ笠岳、広河原、基地の日雨量、

\bar{R} : 流域の平均雨量

(4) 代表点の選定

代表点とは最小限の数で十分満足し得る精度をもった流域の平均雨量を決定することのできる観測点のことをいう。しかし、この方法のように非地形性降雨の分布を曲面であらわす場合、その式の係数を最小自乗法で決定するためには、最小限式の項数より 1 個以上の観測所が必要である。また、その配置は回帰理論からいって、面的に広く分散しているほど効率が良い。

つぎに、宝川の流域雨量を 1 箇所の観測所で代表できるかどうかを吟味した。この場合、代表点としては、つぎの条件を満足しなければならない。

1. この流域では非地形性降雨を平面で近似しているので、一般に流域の重心位置がその平均値をもつ。
2. 地形性降雨は、 ∇H 図上で平均値に等しい数値をもつ地点でなければならない。

以上の条件を考えると、1 箇所ですべてこれらを満足する地点は存在しない。

3. 積雪の解析

3.1 概 説

河川の流域における積雪量を調査するには、一般に流域内に数本の調査コースを定め、積雪量が最大に達した頃にこれらのコース上の測定地点で、積雪水量をスノーサンブラを用いて測定する方法が行なわれている。しかし、冬期間に深い山岳地帯を踏査するのは非常に危険であり、また数少ない地点の積雪量から全域の積雪量を推定するのは精度上危やぶまれる点が多い。

この報告では、山岳地帯における積雪分布は地形要因

に支配されるという考えのもとに、数値地形を用いて全域の地形を分析し、いくつかのモデル地域について航空写真を用いて測定した積雪深と、これら地形要因ならびに植生、その他の要因との関係を定量的に解析した。

その結果、広大な河川の流域における積雪量が均一な精度をもって容易に推定できるようになり、また代表点の位置を合理的に選定できるようになった。

ただ、この方法で得られた積雪深は、雪の深さを示すにすぎないので、雪の密度については実測データをそのまま使用することにした。

3.2 解析の基礎

(1) 航空写真測定の精度

Cooper⁽²⁾ の実験で、航空写真測量によって求めた積雪深と実測値を比較したところ、この両者は平均的に等しいと見なしてさしつかえないという結論が得られた。この結果から、条件のよいところにサンプル点を設け、縮尺 1/15,000 の航空写真を撮影してステレオプラニグラフ (C 8) 等の一級図化機を用いて積雪深を測定する場合の誤差は約 40 cm と考えられる。

(2) 降雪機構

北陸地方の大雪については『低温で乾燥した北西季節風が日本海を通るとき、下層から暖められて上層気温が低いと不安定になり、またこの間に海面から水分が補給され、日本の山岳地帯にあたって強制的に上昇するとき、多量の降雪を生ずる。同じ日本海岸でも北海道、東北地方、山陰地方は季節風が海上を通過する距離が短かいから、北陸地方に比して冬の降雪量が少ない』といわれている。

そこで、この報告では、この気象学的な解釈をもとにして、つぎのような数学的モデルを考えた。

イ 巨視的な空間、地形を考える場合の降雪の分布は、非常に広い範囲にわたって連続しているから、この報告の対象とする黒部川第四発電所集水域の僅か 180 km² の地域では、降雪の分布を平面で近似してもさしつかえないだろう。そうすると、任意の点の降雪量はつぎの式であらわされる。

$$R=A_0+A_1x+A_2y \cdots \cdots (3.1)$$

ただし、 (x, y) : 平面座標

A_0, A_1, A_2 : 係数

ロ 小さい地形の波によって生ずる上昇気流にもとづく降水量は、前章地形性降雨の考えをとりいれて、式 (2.2) であらわした。

(3) 風による移動量の修正

航空写真判読によって、任意の地点を通る風の流線を推定し、この流線上で地形を 3 個の波に分け、Pockel の方法を準用して、その地点における風速を推定した。つぎに、積雪が風によって移動するときの風速と飛雪量との関係を一次式で近似した。

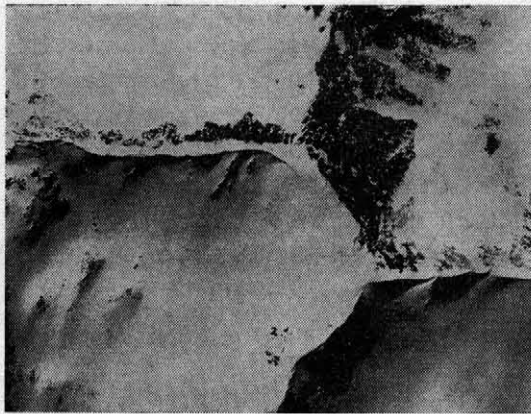


写真-1 雪庇



写真-2 雪面上に残された風の痕跡 (1)

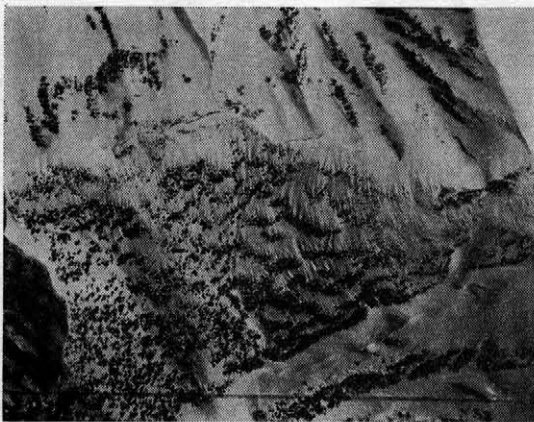


写真-3 雪面上に残された風の痕跡 (2)

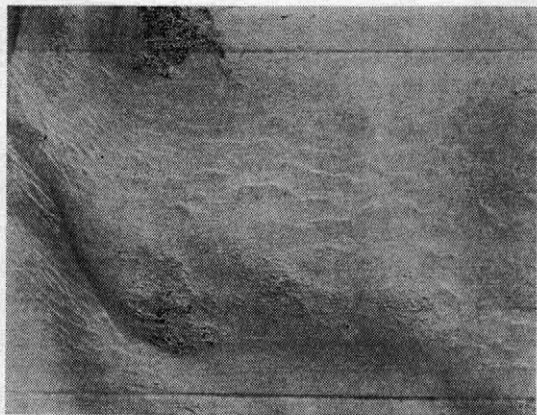


写真-4 雪紋

1) 風の流線図の作製

つぎのような雪面上にのこされた風の痕跡を1/5 図に記入し、これらを連らねて風の流線図を作った。(写真参照)。

- イ 雪面を吹く風が樹木や構造物、岩などにあたって雪面上につくる条
- ロ 露岩地や樹林に残されている条
- ハ 雪底のほり出した方向
- ニ 雪面に残された雪紋

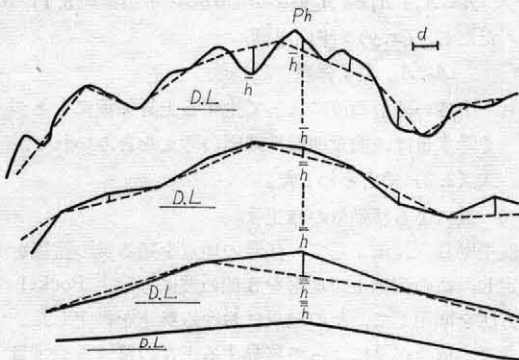


図-3.1 風の流線に沿った地形の解析例

2) 風の流線に沿った地形の分析

任意の点P付近の地形をその点を通る風の流線に沿って、つぎのように分析した。

$$h \equiv (h - \bar{h}) + (\bar{h} - \bar{\bar{h}}) + (\bar{\bar{h}} - \bar{\bar{\bar{h}}}) + \bar{\bar{\bar{h}}} \dots \dots \dots (3.2)$$

- ただし、 h : P点の標高
- \bar{h} : P点を中心として、間隔 d だけ離れて前後にある点の標高の平均値
- $\bar{\bar{h}}$: 同様に間隔 $2d$ の \bar{h} の平均値
- $\bar{\bar{\bar{h}}}$: 同様に間隔 $4d$ の $\bar{\bar{h}}$ の平均値

これにより点P付近の地形は、波長 $4d$, $8d$, $16d$ の3個の波と、これら3個の波の消去された長波長の地形とに分析される。この際、 $(h - \bar{h})$, $(\bar{h} - \bar{\bar{h}})$, $(\bar{\bar{h}} - \bar{\bar{\bar{h}}})$ はそれぞれ波長 $4d$, $8d$, $16d$ の地形の波の振幅に相当し、点Pは常にこれらの波の頂上か、谷底に位置する。

3) 風速の計算

前述の3個の波のそれぞれに Pockel の方法を準用して、風による移動量 $\Delta R^{(i)}$ を次の式であらわした。

$$\left. \begin{aligned} \Delta R^{(1)} &= K_1^{(1)}(h - \bar{h}) + K_2^{(1)} \\ \Delta R^{(2)} &= K_1^{(2)}(\bar{h} - \bar{\bar{h}}) + K_2^{(2)} \\ \Delta R^{(3)} &= K_1^{(3)}(\bar{\bar{h}} - \bar{\bar{\bar{h}}}) + K_2^{(3)} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (3.3)$$

ただし、 $K_1^{(i)}$, $K_2^{(i)}$ ($i=1, 2, 3$) は係数

(4) 植生の影響

植生が風との摩擦によって風速に影響を及ぼし、その結果間接的に積雪深に影響するものと考えたが、その状況を定量的に解析することは、非常に困難であるから、やむなく植生を針葉樹、広葉樹、灌木、はい松、荒地、草地の6種類に分け、式(3.3)の計算を各植生ごとに行なった。

(5) その他

風方向の地面の傾斜を考えたが、実験の結果は大した影響は認められなかった。

3.3 黒部川第四発電所集水域における実施例

(1) 流域の概況

黒部川は全長約 90 km で、北アルプスの北部を立山連峰と後立山連峰とに二分して北流し、黒部川第四発電

所集水域は東西約 9 km, 南北約 23 km, 面積約 180 km² の長方形の区域である。

この中で積雪深測定のための観測所は、ダムサイト、刈安峠、雲平の3個所に設けられている。

(2) 使用した写真ならびに機械

1964年と1967年の2回行ったが、似たような結果が得られたので、ここでは1964年の実験について説明する。

使用した写真

1963年10月24日撮影(無雪時)

1964年3月30日撮影(最深積雪時)

写真縮尺: 約1/15000

カメラ: RC 8 (レンズ Aviogon, $f=152.19$ cm)

測定用機械

オートグラフ A 7

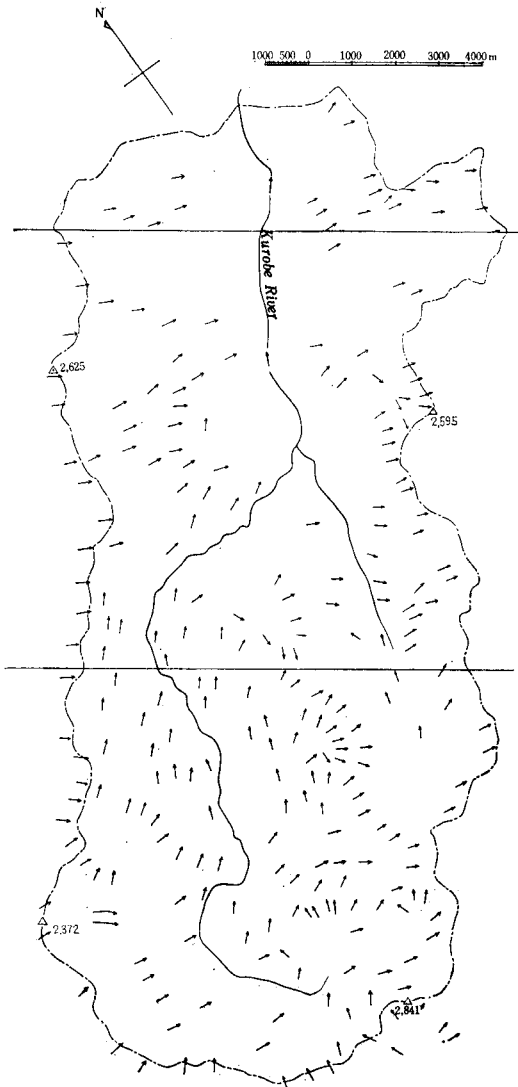


図-3・2 風向図(1964年)

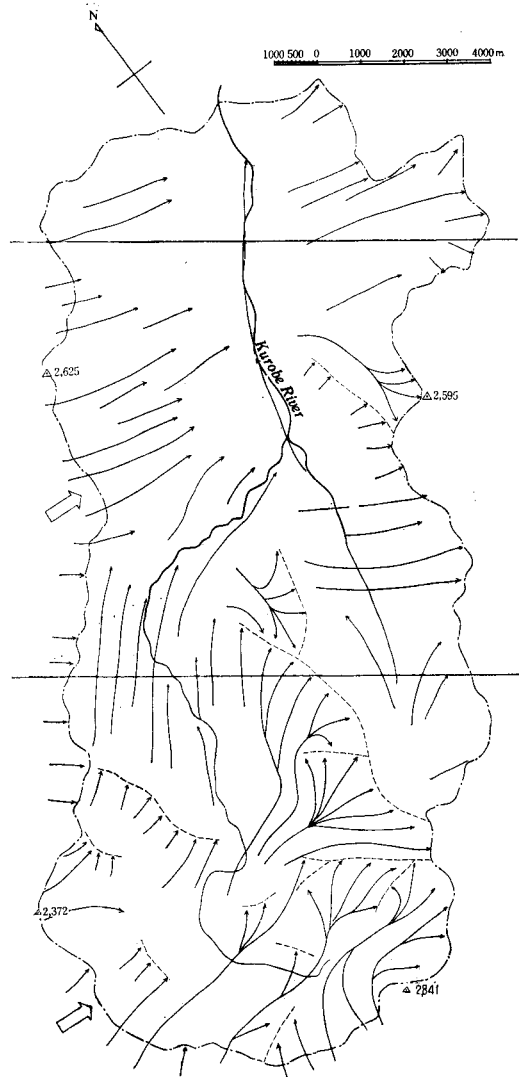


図-3・3 風の流線図(1964年)

表-3・1 チェック点に対する積雪深一覽表

点名	積雪深		誤差 (m)	植生
	測定値 (m)	推定値 (m)		
A 3	3.0	4.1	1.1	針葉樹
7	4.6	3.3	-1.3	〃
8	3.4	2.9	-0.5	〃
9	2.8	3.9	1.1	〃
14	6.0	5.2	-0.8	広葉樹
19	2.5	2.4	-0.1	針葉樹
26	4.0	4.0	0	〃
30	1.8	2.9	-1.1	〃
39	4.2	3.2	-1.0	〃
40	2.5	2.0	0.5	〃
45	1.9	2.8	0.9	はい松
46	5.9	7.6	1.7	〃
55	2.0	2.6	0.6	〃
58	2.1	2.5	0.4	針葉樹
60	4.9	4.0	-0.9	〃
C 1	2.8	2.7	-0.1	はい松
3	2.8	2.7	0	〃
4	2.5	2.6	0.1	〃
6	3.2	4.2	1.0	〃
8	3.4	4.0	0.6	〃
10	3.3	3.1	-0.2	〃
11	4.7	4.6	-0.1	〃
21	2.2	2.7	0.5	〃
23	1.8	2.3	0.5	〃
26	3.2	3.3	0.1	〃
27	4.6	3.8	0.8	〃
30	4.0	3.1	0.9	針葉樹
29	2.1	2.6	0.5	広葉樹
F 2	2.2	2.8	0.6	〃
8	2.4	2.6	0.2	はい松
15	3.5	4.5	1.0	針葉樹
18	3.7	2.9	-0.8	広葉樹
19	2.7	2.8	0.1	草地
21	4.8	4.7	-0.1	広葉樹
24	6.9	8.8	1.9	針葉樹
27	5.2	7.1	1.9	広葉樹
28	3.2	3.5	0.3	草地
35	3.4	4.7	1.3	広葉樹
39	10.4	8.0	-2.4	はい松
40	6.3	5.5	-0.8	〃

(3) 風の流線図の作製

航空写真から雪面上に残された風向を判読して、1/50,000図に記入した。つぎに、これらを連らねて風の流線図を作った。その状況をそれぞれ図-3・2、図-3・3に示す。

(4) 積雪深推定の精度

全域に8個のサンプル地区を設けて、各地区から20~30個の標本を抽出し、各標本について前述の要領で積雪深、各種要因を測定した。つぎに、その結果を用いて式(3.1)、(2.2)の係数を決定した。

つぎに、係数決定に使用した残りの約50個の標本を用いて、この方法で推定した積雪深と直接航空写真から測定した積雪深とを比較した。その状況を表-3・1にしめす。さらに表-3・1をもとにして積雪深の階級別に精度を分析したところ表-3・2が得られた。

また、ダムサイト、刈安峠2個の観測所における実測値と、この方法で求めた推定値とを比較した。その結果を表-3・3に示す。

表-3・2 精度分析表

積雪深 区分	0~2.5m	2.5~5.0m	5.0m~	全区間
σ	0.57	0.75	1.68	0.91
\bar{R}	2.56	3.65	7.20	3.85
σ/\bar{R}	22%	21%	23%	23%
σ'	0.71	0.86	17.3	1.00

ただし、 σ ；誤差の標準偏差
 σ' ；同上、航空写真の誤差を加味したもの
 \bar{R} ；平均積雪深

表-3・3 積雪深の推定値と実測値との比較対照表

区分 観測所	実測値	推定値	誤差
ダムサイト	2.11m	2.46m	+0.36m
刈安峠	(5.06)	4.8	(-0.98)

ただし、刈安峠はロボット観測所であって、積雪水量で記録されているから、水当量を0.32として換算した。水当量0.32は、ヘリコプタ観測による積雪深と、同日の積雪水量の記録との比である。

以上のように、この方法で求めた積雪深の誤差は、平均約23%であるが、広大な河川の流域の積雪深をこの均一な精度で測定できるということは、他の方法に見られない特色であろう。

(5) 全流域における積雪量の推定

全流域を500m間隔の方眼でおおい、各交点の積雪深を計算した。つぎに、これをもとにして、2.5m間隔の等積雪深曲線図を作った。図-3・4、3・5にその状況をしめす。また、これらをもとにして、全域の積雪量7805×10⁵m³水当量を0.32として2498×10⁵トンが得られた。

表-3・4 平均積雪深推定値の比較表

年次	代表による法		方眼点による法
	使用した観測所	平均積雪深	平均積雪深
1967年	ダムサイト、刈安峠、雲平	4.18m	4.06m
	ダムサイト、刈安峠	4.24	
	ダムサイト、雲平	4.22	
1964年	ダムサイト、刈安峠	4.22m	4.27m

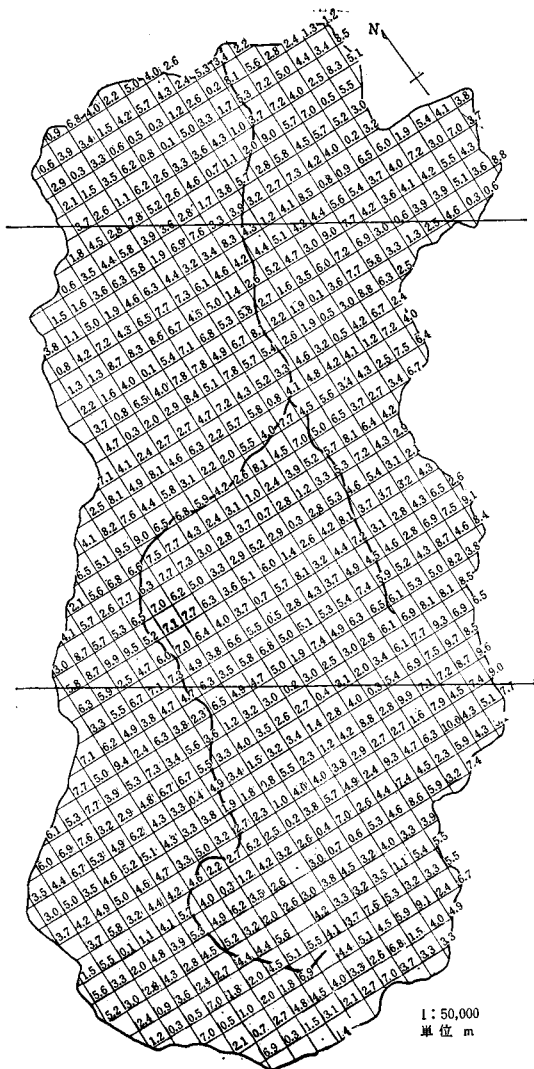


図-3-4 積雪深一覽図(1964年)

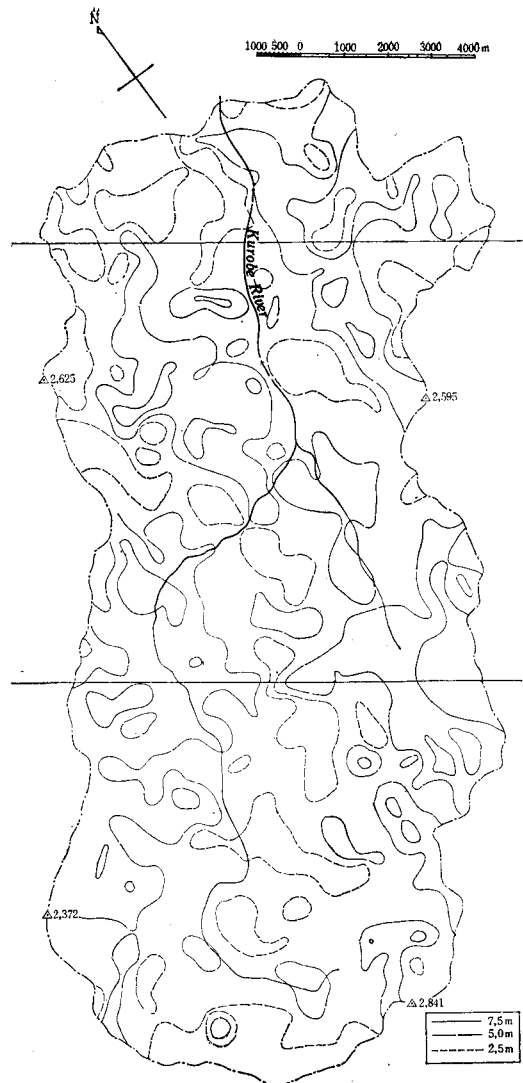


図-3-5 等積雪深曲線図(1964年)

(6) 全深域における平均積雪深の推定

積雪深に影響を及ぼす各種要因を用いて、現在設けられているダムサイト、刈安峠、雲平の3個の観測所の代表点としての適否を吟味した。

つぎに、これらの観測所における積雪深と、全域の平均積雪深との関係を求めた。

$$\left. \begin{aligned} \bar{R} &= 0.42 \times R_1 + 0.16 \times R_2 + 0.35 \times R_3 \\ \bar{R} &= 0.40 \times R_1 + 0.66 \times R_2 \\ \bar{R} &= 0.48 \times R_1 + 0.72 \times R_3 \end{aligned} \right\} \dots (3.4)$$

ただし、 \bar{R} , R_1 , R_2 , R_3 : それぞれ平均積雪深, ダムサイト, 刈安峠, 雲平観測所の観測値

そこで、式(3.4)を用いて各観測所の観測値から求めた平均積雪深と、方眼の各交点の積雪深を平均して求めた値とを比較した。その結果は表-3-4のようになり、年次による変動も少なく、精度も一応満足できる状態であった。

4. 融雪および流出の解析

4.1 概 説

河川の流域における融雪ならびに流出を解析するために、現在よく行なわれているのは次の方法である。

それは時日の経過ともなうスノーラインの移動状況を追跡して、残雪によっておおわれている部分の面積を求め、これに1日の平均気温の水点以上の数値を積算して融雪量を推定し、これと河川の流出口における流量との関数関係を求めるものである。

この方法は取扱いは簡単であるが、気温だけを用いることは、他の効果が少ないか、一定であるか、または気温だけの関数であることを仮定しているの、このような簡単な方法では予報を失敗に終わらせることが多い。

したがって、この報告では、これまでに述べたような

方法で、流域内各地点の風向、風速、降水量を推定し、航空写真から得られる情報と数値地形を用いて、融雪ならびに流出を解析する方法を考えた。

この方法によると、一連の作業が自動化されるので、能率的に処理することができるようになった。

4.2 解析の基礎

4.2.1 融雪の解析

(1) 式の誘導

融雪のための熱エネルギーの供給源としては、いろいろと考えられるが、これらを分析すると、気温、風速、降雨量、水蒸気圧の4個の気象要素で表わされる。

しかし、その中で影響の大きいのは、気温と風速である⁽⁴⁾から、これら2個の気象要素を組合わせて、融雪量を次の式であらわした。

$$M_i = a_1 T_i + a_2 V_i T_i \dots \dots \dots (4.1)$$

ただし、 M ：融雪量、

V ：風速 (m/sec)、

T ：気温 (°C)、

i ：流域内の任意の地点番号

この式の第1項は、太陽からの輻射熱、その他温度だけであらわすことのできる熱の供給源を、第2項は、大気中から対流による熱の移動をあらわす。

(2) 気温の推定方法

高度にもとづく気温の減率を $0.5^\circ\text{C}/100\text{m}$ と仮定して、任意の点 i における気温 T_i を次式であらわした。

$$T_i = T_0 - 0.5(H_i - H_0)/100 \dots \dots \dots (4.2)$$

ただし、 T_0 ：基準となる観測所における気温

H_i, H_0 ：それぞれ i 点、基準となる観測所の標高 (m)

つぎに、融雪に影響のあるのは、一日中の 0°C 以上の積算気温であるが、実際に入手できるのは最高気温と最低気温のみの場合が多い。このような場合には、境⁽⁴⁾の Degree-hour 法によって推定した。

(3) 風速の推定方法

前章までの方法で、流域内の任意の地点における積雪期間中の平均風速を求め、日々の風速はそれに比例するものと考えた。すなわち、任意の地点 i における j 日の風速 V_{ij} を次の式であらわした。

$$V_{ij} = V_{0j}(\bar{V}_i/\bar{V}_0) \dots \dots \dots (4.3)$$

ただし、 V_{0j} ：基準となる観測所における j 日の風速

\bar{V}_i, \bar{V}_0 ：それぞれ i 点、基準となる観測所における平均風速

(4) 降雨量の推定

風速の推定方法に準じて、次式であらわした。

$$R_{ij} = R_{0j}(R_i/R_0) \dots \dots \dots (4.4)$$

ただし、 R_{ij}, R_{0j} ：それぞれ i 点、基準となる観測所における j 日の雨量

R_i, R_0 ： i 点、基準となる観測所における平

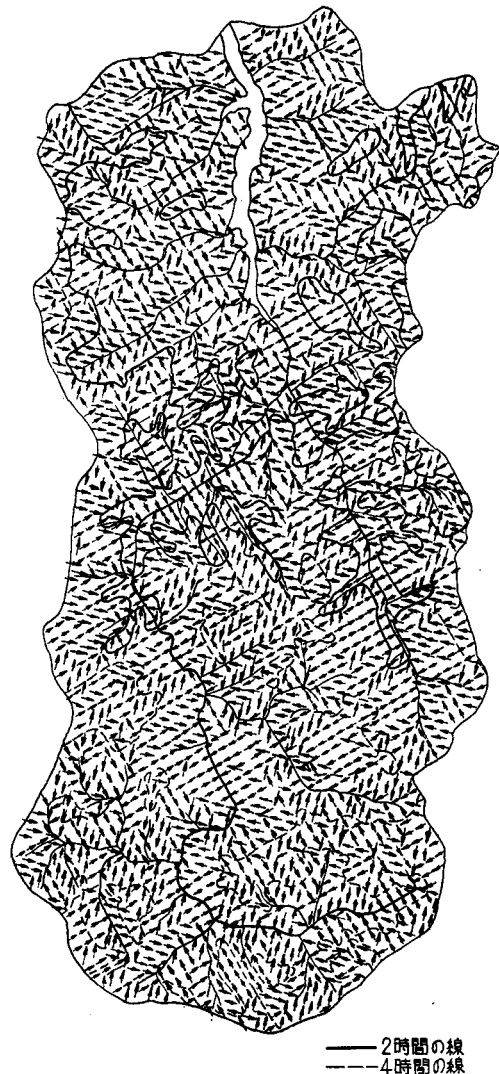


図-4.1 等到達時間図

均降水量

4.2.2 融雪流出の解析

(1) 等到達時間図の作製

流域を一定間隔の方眼でおおい、各交点毎に融水の移動方向と隣の交点へ到達するまでの時間を Vector であらわし、Vector Terrain Model を作った。ただし、河道における到達時間は中安式⁽⁵⁾を用いた。この図上で任意の交点から Vector の方向に連らねてゆくと、河川の流出口に到達するまでの径路がわかり、また Vector の絶対値を加えると融水の到達時間が求まる。そこで、河川の流出口から、同じ到達時間にある点を連らねて等到達時間図を作った。

(2) 他の要素の決定

流出率、流出配分率、基底流量は流量の実測データと推定値を用いて決定した。

4.3 黒部川第四発電所集水域における実施例

1964年と1967年の2回にわたって、積雪量の解析に引続いて実施したが、2回とも似たような結果が得られたので、ここでは1967年の例について説明する。

積雪量解析のさい選定した地点について、つぎの航空写真ならびに機械を用いて融雪量を測定した。

使用した写真

1964年3月30日撮影（最深積雪時）

1964年5月15日撮影（融雪時）

写真縮尺：約1/15000

カメラ：R. M. K. 15/23

測定用機械

オートグラフ A7

つぎに、第2節でのべた気温、風速を用いて、式(4.1)の係数を決定した。

(1) 融雪量推定の精度

ダムサイトの観測所における日々の気温と風速のデータを用いて、式(4.2)、(4.3)によって刈安峠、雲平の観測所における気温、風速を推定し、さらに式(4.1)を用いて日々の融雪量を推定した。図-4.2、4.3にその状況を示す。

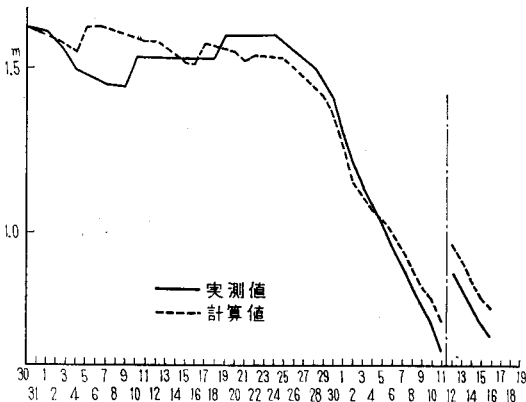


図-4.2 刈安峠における融雪曲線

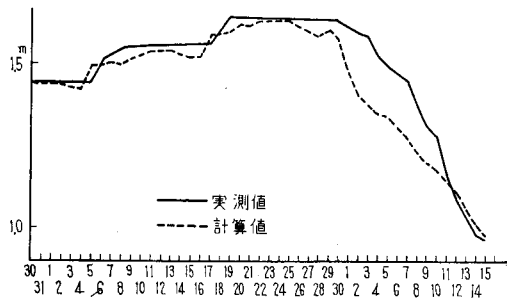


図-4.3 雲平における融雪曲線

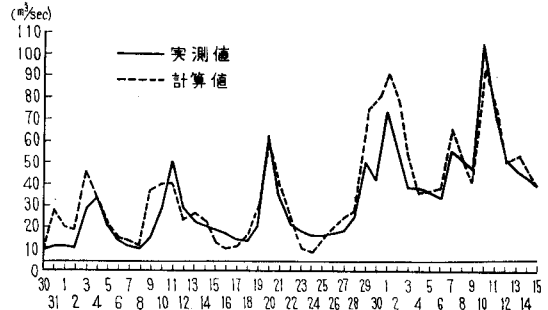


図-4.4 日流量曲線

(2) 流量解析

1964年の実験で決定した流出率、流出配分率、基底流量を用いて1967年のダムの貯水池への流入量を推定して実測値と比較した。その状況は図-4.4のようであり、この両者は大体においてよく一致している。

5. 結論

航空写真測量を情報源として利用する場合には、他の方法で得られない新しい情報を得ることができる。しかし、このような研究では、単なる情報収集のみではなく、これらの情報を利用してどのように解析を進め、どのような結論を導くかによって、その価値がはなはだしく異なってくる。したがって、この報告では航空写真による情報収集にとどまらず、これを用いていかに合理的な解析方法を体系づけるかということに特に重視した。ただ、紙面の都合上、その概略を紹介するにとどまったのは残念である。この報告がこの種の研究のための一つの捨石となればこの上ない幸である。

参考文献

- (1) 斎藤直輔：雨量予報序論，気象協会，1957
- (2) Charles F. Cooper：Snow Cover Measurement. Photogrammetric Engineering, July, 1965.
- (3) 四手井外：気温と風と融雪，雪氷研究 No. 2.
- (4) 境 隆雄：河川の融雪流出に関する研究，土木学会論文集，第95号。
- (5) 春日屋伸昌外編：水工学便覧，森北出版。

農業交通における荷重と舗装のあり方

B. クレムペルト (デュッセルドルフ)

H. メーゼル (レーゲンスブルグ)

増 本 新* 訳

目 次

1. 農業用道路の質的变化……………(61)	4. 農業用道路の計画……………(62)
2. 農業交通……………(61)	5. 荷重の計算……………(63)
3. 農業用機械……………(62)	6. むすび……………(67)

1. 農業用道路の質的变化

第2次大戦によって潰滅的打撃をうけた諸産業にかわって西ドイツ国民を養なうことを要求された農業は、戦争終結後5年を経ないうちに大転換をとげ、なかでも機械化を中心とする経営構造の変化はめざましいものであった。1950年には西ドイツ全域で完全舗装された農道は僅か1,000kmそこそこであり、ほとんどが砂利その他による軽舗装にすぎず、アスファルトやセメントなどの使用は当時あまり注意をはらわれなかった。また、農業用道路のための資金も豊富ではなく、農業用道路建設の作業の大部分は充分にあった人力によって行なわれた。

1950年以降、ドイツの農業は機械化の波に呑み込まれたが、間もなくトラクタや高価な作業機械、収穫機械は、充分に整備された農業用道路網あってこそ経済的、効果的に使用されることが明らかにされた。以後、連邦、州、町村などからの公共資金の準備によって今日まで農業用道路網の建設は強力的に推進され、年間12,000～15,000kmの農業用舗装道路が建設されている。

この15年間に、農業用道路網の建設様式と建設方法が大きく変化した。道路建設が人力で、農民の自主作業によって行なわれているところはもはやほとんどなく、農業地帯でも大部分は建設業者により、能力の大きい道路建設機械を使用して行なわれている。それとともに舗装材料も新しい経済的な、機械化された交通に適当なものが使用されるようになり、交通量の多い、重量のある機械が通行する農業用道路のほとんどは、アスファルト、タール、コンクリートなどによって舗装されている。

2. 農業交通

農業領域における交通は大きく変化して、次項に述べるようなさまざまな交通用、作業用機械が参加している。なかでも乗用自動車と、このごろ畑でよくみられるトラクタとの組合せによる作業機械の増加がめざま

しい。乗用自動車は、かつては農業機械とは考えられなかったが、今日では家事の用や休養レクリエーションの目的に使用されるのみならず、農業経営のために必須な交通機関として農業のなかに浸透しきっており、もはや農業機械でないということはできない。西ドイツ全域では農業者は1968年には130万台のトラクタ、55万台の乗用車、3万組の乗用車用被けん引作業機、1.3万台の貨物自動車があり、かつて全盛をほこったオートバイは2.4万台を残すのみである。また、このほか120万台の畑用作業機、10万台の自走農業機械、30万台の収穫機がある。農家の副次的職業目的のための乗用車は、さきの乗用車台数に含まれていない。

農業用交通のなかには、上にのべた農業者自身が所有する諸機械のほか、農業への資材供給者、農業物購買者却売業者、組合等、兼業農家の農業外目的のための交通、農業と生活に必要な機械修理工など軽工業者の交通ならびに、毎日規則的に定時に通行することを要するが交通量にはあまり影響のない集乳車、定期路線バス、スクールバスなども勘定にいれなければならない。また、医者、獣医師、消防、救急等の車両、官公庁等公共機関の車両が緊急通行することも考えておかねばならない。また、農村を単に通行する一般交通はともかく、休養の場を求めて農村へやって来る乗用車は、一般交通とみなして農業交通から分離するわけにはいくまい。

このように、農業交通に算入される自動車、機械類は3百万台、年々実用積載量4億トン、総運搬量20億トンを動かしている。総運搬量についての連邦全体の平均をみると、圃場から農家へは48%、農家から圃場へ27%、圃場から直接市場へ7%、農家から市場への流通を含むその他の交通は18%となっている。農業の用に供せられる道路は大小とりまぜて〔訳者注：Strasseの名称をもつ一般道路的規模をもつもの、Wegとよばれる日本流にいう農業用道路を合わせて〕70万キロメートルに及ぶが、このうち16万キロメートルが完全舗装、30万キロメートルが砂利等による軽舗装ないしは舗装を要しない耕作

* 農地局総務課

道、17万キロメートルが町村道編入、9万キロメートルが国県道相当であり、全連邦平均では農用地 1 ha あたり 50 m の農業用道路をもつこととなる。

ある一つの小さな区域、あるいは一本の道路について、農業用の交通を十分に考えて計画することは、いままでのところ農業用の交通の量、質に関する調査がかならずしも十分でなく、資料が不満足であるためになかなかむずかしく、計画にあたっては十分な資料にもとづくというよりはむしろ、推計によらねばならない部分が相当多いことを認めねばならない。農業用の交通に関しては、「アスファルト舗装道路建設実施基準」第 1 表にいう、「24 時間に 1,000 台以下の自動車、うち重量トラック 10 台以下の場合」や、「道路舗装建設実施技術基準」第 1 表にいう「24 時間に 500 台以下の自動車、うち積載重量 5 t 以下のトラック 10 台以内」を使用しようとしても、農業用の交通は年間季節変動がはげしいのみならず、1 日のうちでも交通量に変化があり、あるきまった時間帯への集中が現われるものであるから、さきの「24 時間内に何台」という一般道路の基準を適用することは正しくない。

ムートンサイト村の農道 34 号で 1968 年 4 月 6 日実施した調査によると、24 時間内に 26 台の作業機または運搬機をつけたトラック、4 台の満載トラック、31 台の乗用車、21 台のオートバイが通行した。また、同年 4 月 11 日の調査ではトラックはなく、トラック、乗用車、オートバイはそれぞれ 3 台、9 台、37 台であった。さらに末端の、完全に狭義の農業の用にしか供されないような農道では交通はもっと少ない。家族経営大規模農家の多いビル村では、1965 年 3 月 18 日にはトラック 14 台と乗用車 3 台、同年 10 月 15 日にはトラック 1 台と乗用車 1 台、1968 年 5 月には乗用車 2 台とオートバイ 2 台であった。しかし、交通の量だけでは農業交通はまだ解析しきれない。どんなものがどの季節・天候に通行するかを考えねばならない。霜の季節や地下まで水分が及んでいるようなときに重量物が通過すると農業用道路のいたみが激しいことはもちろんであるが、ところが農業用の交通は、たとえば購入肥料の運搬、収穫の時期などでも知られるように、霜の季節や圃場作業に相当でない天候のときに重量物が通行することが多いのである。

原則として農業交通は圃場内と道路とを自由に入出できるものでなければならない。道路はその上を通行する場であるとともに、機械は圃場内で作業方向の転換をするのではなくて道路の上で方向転換をするべきであるから、そのことも勘定に入れておかねばならない。一般の農作業は天候の悪いときには行なわなくてもよいであろう。しかし、たとえば「てんさい」は収穫運搬に期限のあるものであるから、たとえ天候がどうであろうとも、定められた期限内に運搬してしまわなければならない。道路

は、もし舗装がなければ荒れるであろう。しかも、その上を集乳車やスクールバスは毎日通行しなければならない。これらを危険なく通行させるためには相当の維持管理を必要とするが、町村、利害関係ある農業者などが負っている維持管理義務は、農業用道路建設にあたって維持管理義務の出費をも考慮してあるか否かによって大きく異なることは明らかである。

このことからいっても、農業用道路の計画にあたって単純に一般道路の基準をあてはめてはならないことが理解されよう。

3. 農業用機械

昔は農業は圃場にのみはりついた単純なものであったが、時の推移とともに農業の領域は広がって、いわゆる総合経営的傾向となりつつあるが、それにしたがって農業機械も一般道路ないしは一般道路の農業用道路を通行することが多くなってきたので、農業機械工業界では運搬関係機械器具を一般道路交通車両制限令に適合するように製作している。幅員が制限令にいう 2.5 m を超える車輪または幅員が 3.0 m を超える農業用機械器具は折りたたむか特別な車台にのせて運搬される。

農業機械の原動力となるけん引車両はトラクタと作業用機器搬送機であるが、その軸荷重は年々上昇しつつあり、この傾向はまだ当分続くだろうと考えられている。今日では軸荷重 4 t 前後のトラクタの生産が最も多いが次第に 10 PS、5 t へと移行するであろう。車輪間隔が 2.0 m を超えているメーカーは多くない。

一軸の被けん引運搬機は数年前から普及しはじめたが、なかなか便利がよいことが証明された。最大幅員は 2.5 m、車輪間隔は 2.0 m である。また、きゅう肥運搬車は総幅員 2.0 m、車輪間隔 1.25 m である。ただし汎用性をもつものでは 1.55 m におよぶものもある。上の 2 種のものでは、軸荷重は通常 4 t、例外的に 5 t のものもある。

今日なお使用されている 2 軸の運搬車では、箱の幅は 2.0 m どまりで、実用荷重は 2 ないし 4 t である。ただし、特殊なものでは 16 t に及ぶものもある。軸荷重は通常 4 t をこえない。

自走式農業機械の数は経常的に増加している。連邦全域にわたって普及しつつあるコンバインのほとんどが道路交通の可能なタイプで、長さ 7 ~ 10 m、自重 3 ~ 6 t で、1 ~ 2.2 t の収穫物収容能力をあわせ持っている。軸荷重は通常 4 t であるが、大型として 5 t のものもある。

4. 農業用道路の計画

以上の考え方と事実とに基づき、今後建設される農道——基幹道路でも耕作道でもない農道——の計画に關す

る基本データを決めると、下記のとおりである。

- 一車線当り幅員 2.5 m
- 軸圧力 5.0 t
- 走行速度
 - トラクタ等 30 km/h
 - その他 50 km/h 以上
- 舗装幅員 2.5 m

農道有効幅員は2車線分 5.0~5.5 m をとるべきであるが、交通量は多くないので舗装は1車線分とし、舗装部分はもっぱら通行の用に供し、残り1車線分は駐車、交換の用にあてる。(ということは、有効幅員のうち真中でなく、どちらか片方を舗装する)

今日では、農業用道路なるものを農業林業のためのみにあるとして計画することはもはや正しくない。農業用道路は、農村的地域における道路網の一部を構成する要素として扱われるべきである。この見地から農村的地域は、農業に直接、間接に関係するすべての交通が農業と農村生活に関係する近隣町村との交通も含め、アウトバーンから農道にいたるすべてのクラスの道路によって確保されるよう開発されねばならない。すなわち、農業用道路網は、農地整備事業で計画され建設される農業の用に供する道路であるとともに、地域計画の基本の鑄型でもあるのである。

しかしながら、一方では、林業用道路を含むいわゆる農業用道路は、農業用のスピードの遅い交通、すなわちトラクタ、馬車、牛車などを、スピードの早い交通から分離できるように考えられていなければならない。このことは一般道路上のみならず、主として場所間の連絡に使用される農業用道路においてもそうである。同様の理由から、スピードの遅い交通がスピードの早い交通の量の多い道路を横切ったり乗入れたりすることも避けるべきである。適正な路線の選定によって農業交通の安全度が上昇するばかりでなく、一般交通の事故の源泉をも、このことによって断つことができる。このためには部落への進出路の新設や緩速用の道路を普通道路に併行して設けるなどの措置が有効である。

以上のべたような道路網の計画はもちろん容易ではないが、計画にあたってはまず第1に部落と農家、圃場と農家を結ぶ基幹道路、圃場全体を支配する基幹道路から始め、その結果によって第2次基幹道路を割付ける。第2次基幹道路の割付けにあたっては道路を直交させることと圃場ブロックの大きさに注意せねばならない。とくに畑地帯では圃区を矩形にとること、その長さを一回の作業に適当な長さ(300~400 m)の倍数にとり、機械作業の効率に悪い影響のないよう配慮すべきである。

農業はできるだけまっすぐな道路を圃場のなかでも、圃場へ行くためにも必要とする。平坦なところでは理想的な格子状の道路網を組み、やむをえないカーブもなる

べく半径の大きいものとするべきである。必要のない、唐突なカーブは排除せねばならない。山岳地帯では路網は斜面のありかたに従うが、曲率半径は可能なかぎりこころでも大きくとる。曲率半径が小さいときには、トラクタなどを安全に通すために、舗装部分の幅員を広くとらなければならない。合流または交差は正しく直交させ、運転技術上あるべき必要性を第一におもんじ、いやが上にも安全性を重視するべきである。

農道橋に関しては、DIN(ドイツ技術基準)第1182号に新しく規定したところであるが、一車線橋では有効車両通行幅 3.5 m の両側に 0.5 m ずつの余裕幅をとり、有効総幅員 4.5 m とする。この有効総幅員は橋梁上で機械と人間との行きちがい、機械そのものの安全のためのものであって、橋梁上で機械の対向安全にするものではないから、橋梁の取付部には待避所を置かねばならない。2車線橋では有効幅員 5.5 m を最少限度とするが、対向の可能性が大きく、一般交通の増加が予想される場所以外では2車線農道橋はあまり必要ではない。

農業用道路がアウトバーン、国道などをくぐる場合には総幅員は最少限度 6.0 m とし、車両の対向に危険のないよう備えねばならない。

圃場から直接に一般道路や基幹農道に進出入を許すことは、交通安全の最大の敵であり、併行道路などワンクションを置かねばならない。それが可能でないときにも、まずどうしてもやむを得ない場所であって、相方からの見通しがよく、危険を遠くから予見できる場所でないかぎり許してはならない。また、農道の隈きりは一般道路、基幹農道同様運転技術が要求するだけのものを設けなければならない。道路構造の不備を運転者の注意によって補わせることは不幸に際しての免責にはならず、逆にできるだけ運転が楽なように計画せねばならない。

5. 荷重の計画

交通の状況、温度の影響、気象の条件によって舗装の構造、舗装の材料は変えなければならないが、そのもとなる応力の計算のための理論と経験は、道路舗装の実際にあたり重要な意味をもつ。

ある道路にかかる負荷は車輪の足——タイヤの場合もあれば無限軌道の場合もある——にかかる荷重によるが、その荷重は車輪の接地面によって路面に分割伝達される。この接地圧は空気タイヤをもつ車両では——今日の代表的な農業用機械器具はほとんど空気タイヤ装備となっているが——接地圧はタイヤ内圧とおおむねみあった値となる。接地圧はかならずしも完全に均等に接地面に配分されるのではなく、外周部から内側へと高くなっていくが、計算上は均等に円形に配分されるとしてさしつかえない。

輪荷重 Q と接地圧 P との関係は

$$Q = p/\pi \cdot a^2$$

であらわされる。ここに、 a はタイヤ接地面積の半径である。

タイヤ内圧と輪荷重は表-1に示すとおりである。

表-1

機 種	タイヤ内圧 (a. t. ü)*	輪 荷 重 (kg/cm ²)
トラクタ前輪	0.8~2.5	100~1000
トラクタ後輪	1.0	325~2000
畑用機械	2.0~4.5	650~2000
トラクタ	4.5~7.0	1000~4000

* 大気圧上何気圧をもっているかを示す。0.8 a. t. ü ならば、すなわち1.8気圧

トラクタのタイヤ内圧が低いのは圃場作業条件上の必要性による。圃場面の土壌は高い接地圧をうけられないから、許容地耐力が大きくなると車輪は埋没する。上記のことから農業用交通の代表的荷重諸元は表-2のようにとられる。

表-2

荷 重 条 件	輪 荷 重 (kg/cm ²)	軸 荷 重 (kg/cm ²)	接 地 圧 (kg/cm ²)
平均的農業交通(I)	1000	2000	2.0
重い農業交通(II)	2000	4000	3.0
トラック(III)	4000	8000	7.0

輪荷重的作用によっておこる応力は圧縮応力、引張応力および曲げ応力であるが、計算に際しては

- 無舗装・軽舗装にはブシネスクの式
- コンクリート舗装にはベスターガルドの式
- アスファルト・タール舗装にはブルミスタ・オーデマルクの多層公式

が適当であると考えられる。

計算された応力の結果は許容される工事材料の応力と対比し、それによって道路構造の選定と負荷のありかたを考慮することができる。許容応力は、とくにその長期性にもとづく見地からすれば、まだ完全に解明されているわけではなく、与えられた値はあくまで標準値として理解すべきである。

5.1 土道・砂利舗装(ブシネスクの式)

標準構造として、

- 舗装層のない、均平され、転圧された土による土道
- ふるい分けされていない砂利による 15 cm 程度の支持層をもつ砂利舗装

が考えられる。

等方性の半空間の垂直荷重としては、垂直方向には σ_z としてゆるやかに、水平方向は σ_r として急速に減少す

る圧縮応力のみが現われる。これによってせん断応力 τ は、その最大値は荷重円半径 a の0.7倍の深さで起こり、接地圧 p の30%に達する。等方性の半空間における応力は

$$\sigma_r = \frac{p}{2} \left[(1+2v) - \frac{2(1+v)z}{(a^2+z^2)^{1/2}} + \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{3/2}} \right]$$

$$\sigma_z = p \left(1 - \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{3/2}} \right)$$

$$v = 0.30 \sim 0.50$$

$$\tau = \frac{\sigma_r - \sigma_z}{2}$$

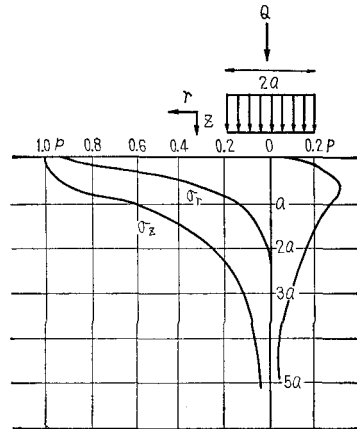


図-1

材料の許容せん断応力は、材料の種類、粒度、含水比および荷重頻度に関係するが、一般的には下記のとおりである。

- 湿った粘土 0.5 kg/cm² 以下
- 乾いた粘土 2 " 以上
- 砂利 1~2
- ふるい分けした碎石 2~3

許容せん断応力を超えるときには、粗粒の多いときには穴が発生し、細粒の多いときには波状の凹凸の発生がみられる。また、深さ 0.7a のところにすべり面ができる。

含水比の高い粘着力のある土壌は平均的な農業交通には向かない。15 cm 程度の厚さを有する切込砂利または類似の材料は、地盤が良好なときのみ簡易舗装としてまにあう。地盤の悪いときには 30~40 cm の厚みを要し、トラックを通行させるときには 50 cm を要する。適正粒度分布をもつ砂利または碎石の使用にあたっては、層厚を10~20%減じることができる。

原則として土道または砂利舗装は、走行速度が時速20 km を超えることが予想される場合には不適當である。

5.2 コンクリート舗装(ベスターガルドの式)

標準構造として、栗石・碎石による 15 cm 程度の路床の上における 12~14 cm の舗装が考えられる。

表 - 3

表 - 2 による荷重区分	最大せん断応力 (kg/cm ²)	せん断応力値と発生 の 深 さ (cm)		
		最大せん断応力	0.5 kg/cm ²	0.1 kg/cm ²
I	0.6	8.8	20	40
II	0.9	10.2	30	50
III	2.1	9.5	40	60

コンクリート舗装は低い弾性率 (2,000~500 kg/cm²) をもつ路床の上ののっている高い弾性率 (300,000 kg/cm²) をもつ弾性版である。舗装の高い曲げ剛性度によって荷重は分散し、他の建設方式と反対に下層の単位面積あたり負荷は小さく、せん断応力もまた大きくない。

アイゼンマンの測定結果によると、厚さ 14 cm のコンクリート版下縁において、

$$Q = a^2 \pi p, \quad p = 7.0 \text{ kg/cm}^2$$

の荷重がかかった場合には

$$\sigma_z = 0.1 \sim 0.2 \text{ kg/cm}^2$$

となっている。

曲げ応力の計算にあたって、ベスターガルドは下のよ
うな式をたてている。

版中央にて

$$\sigma_i = \frac{0.275 \cdot Q}{d^2} (1 + \nu) \left[\log \left(\frac{E \cdot d^3}{K \cdot b^4} \right) - 0.436 \right]$$

版縁部にて

$$\sigma_r = \frac{0.529 \cdot Q}{d^2} (1 + 0.54 \nu) \times \left[\log \left(\frac{E \cdot d^3}{K \cdot b^4} \right) + \log \left(\frac{b}{1 - \nu^2} \right) - 1.08 \right]$$

版隅角部にて

$$\sigma_e = \frac{3 \cdot Q}{d^2} \left[1 - \left(\frac{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot K}{E \cdot d^3} \right)^{0.3} (a \cdot \sqrt{2})^{1.2} \right]$$

Q : 輪荷重 (kg)

d : 版厚 (cm)

K : 床版指数

砂利層の場合 $K > 10 \sim 20 \text{ kg/cm}^3$

粘土層の場合 $K < 5 \text{ kg/cm}^3$

ν : 1/6

E : 弾性率 (kg/cm²)

コンクリートの場合 300,000 kg/cm²

b : $a > 1,724d$ のとき $b = a$

$a < 1,724d$ のとき

$$b = \sqrt{1.6 \cdot a^2 + d^2} - 0.675d$$

a : 荷重円半径 (cm)

p : 接地圧 (kg/cm²)

版厚 12 cm のとき荷重ならびに床版指数によって、版中央における曲げ応力 σ_i は表 - 4 のとおりである。

路床の相異による応力の差は比較的小さく、この性質を利用してコンクリート舗装は泥炭路床上にも使用しう

表 - 4

表 - 2 による荷重区分	σ_i (kg/cm ²) K = 15 kg/cm ³ 砂利層	σ_i (kg/cm ²) K = 5 kg/cm ³ 粘土層の場合
	I	7
II	11	13
III	24	30

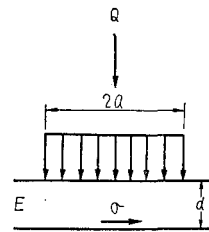


図 - 2

る。この際 $K = 10 \text{ kg/cm}^3$ として σ_i は、I の場合 7 kg/cm²、II の場合で 12 kg/cm²、III の場合で 25 kg/cm² となる。道路幅員がせまい場合には中央の荷重は常に標準の交通のものであるとはかぎらないから、版外縁部ならびに隅角部における荷重は状況によって加減しなければならぬ。一般的に、外縁部ならびに隅角部の応力は、中央部における応力の 2 倍よりも大きい。

温度変化によって発生する応力は影響するところが大きく、版は膨張しそれによってジョイントをふさぐこととなる。長さの膨張を阻止すると、交通の荷重や盛上がりによる曲げ応力が転嫁したところの圧縮応力を発生させる。曲げ応力は、たとえば日光の直射など種々の温度上昇によって発生するが、版の上層は版の下層よりも早く膨張し、ジョイント間隔が大きくなるほど発現する応力は大きい。アイゼンマンの行なった実験によると、版のある長さ l_{krit} について、

$$l_{krit} = 37d$$

d : 版の厚さ

であるときに版は温度上昇に際してもっとも影響をうけることが少なく、また $1.1l_{krit}$ であるとき曲げ応力をもっとも乱されることがない。このときの曲げ応力の値は

$$\sigma_w = 1.8d \cdot \Delta t \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

d : 版の厚さ (cm)

Δt : 温度差

となる。

これらのことから、12~14 cm の厚さをもつ版では、 $1.1l_{krit}$ は 4.80~5.70 m となり、 σ_w は 20~22 kg/cm² になる。さきののべたアイゼンマンの実験によれば、ジョイント間隔を3.60~4.10 cm にちめると発生する曲げ応力を約50%小さくできることがわかった。

曲げ応力と交通による荷重とが許容応力の超過をおこすことをさけるためには、版の厚さ 12 cm について版の長さ 3.50 m, 14 cm に対し 4.00 m にとるのがよい。

中程度の農業交通には、版厚 12 cm をもって十分と考えられる。重量農業交通や農業交通が合流する場所では、地盤のいかんによって、版厚は 14~16 cm とする。

トラックの通行のある場所では、版厚は外縁部、隅角部で 14 cm は必要であり、できれば版厚 16 cm, 版長・版幅 3.50 m ととりたい。

いずれの場合も粘着力のない路床支持層の存在が必要であり、さらに凍結凍上をさけるためには層厚 15~20 cm は必要である。

5.3 アスファルト・タール舗装

標準構造としては、ふるい分けした、またはふるい分けしない石材による 25 cm の支持層の上に 8 cm の加熱混合式によるアスファルト (タール) 舗装層が考えられる。

このアスファルト (タール) 構造は、部分的にはコンクリート舗装のような曲げを受けるとともに、部分的には土道・砂利道のようなせん断力をもうける。荷重は舗装層によって下層に分散されるが、アスファルト (タール) 舗装の特性として、アスファルト (タール) が固い (すなわちつめたい) ほど荷重分散作用は大きく、弾性

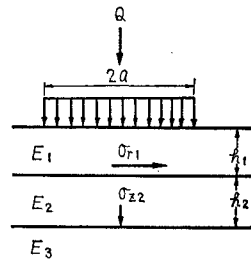


図-3

率は温度によって大きく影響され、また温度上昇によっていちじるしくさがる。

等方性の半空間における床版指数は

$$h_1^* = 0.9 \cdot h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_3}}, \quad h_2^* = 0.9 h_2 \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_3}}$$

$$h^* = h_1^* + h_2^* \text{ (cm)}$$

$$K = \frac{E_3}{(h_1^*)^2 \left[\frac{1}{h^*} - \frac{h_2}{h_2^*} \left(\frac{1}{h^*} - \frac{1}{h_1^*} \right) \right]} \text{ (kg/cm}^3\text{)}$$

ベスターガードによる軸方向応力 σ_{r1} は、

$$\sigma_{r1} = \frac{0.275Q}{h_1^2} (1+\nu) \left[\log \left(\frac{E \cdot h_1^3}{K \cdot b^4} \right) - 0.436 \right]$$

ここに、 $\nu = 0.5$ (kg/cm²)

また、路床への荷重 σ_{z2} は

$$\sigma_{z2} = -p \left[1 - \frac{h_1^{*3}}{(a^2 + h^2)^{3/2}} \right] \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$h_1 = 8$ cm, $h_2 = 25$ cm のときの σ_{r1} , σ_{z2} ならびに E の値は表-5のとおりである。

発生する応力の大きさは季節すなわち温度により異なるとともに、夏には半空間法、その他の季節にはコンクリート舗装に使用したベスターガードの式がよい値を与える。ここに注意すべきは、春には路床がぬれ、それによって粘着力が小さくなるために、舗装版の下面に大きい曲げ応力がかかることである。高温による荷重分散作用の減少によってもまた、路床にかかる荷重は大きくな

表-5

		春	夏	秋	冬
E_1 (kg/cm ²)		60,000	5,000 (熱い)	40,000	80,000
E_2 "		2,000 (湿った)	4,000	4,000	4,000
E_3 "		500 (ぬれた)	1,000	1,000	2,000 (凍った)
I	σ_{r1}	+ 7	—	+ 3	+ 3
	σ_{z2}	- 0.1	- 0.2	- 0.1	- 0.2
II	σ_{r1}	+ 14	—	+ 6	+ 6
	σ_{z2}	- 0.2	- 0.4	- 0.3	- 0.3
III	σ_{r1}	- 0.4	- 0.7	+ 18	+ 19
	σ_{z2}	- 0.4	- 0.7	- 0.4	- 0.5
曲げ 応 力		20—25	4—5	15—30	25—30

注) 応力の単位は kg/cm²

る。

許容応力の超過に際しては、弾性率の小さい場合には波が、高い弾性率の場合には亀裂が生ずる。荷重分散が乱れると路床には異常な荷重がかかり、許容応力超過であろうと変形を生ずる原因となる。

アスファルト（タール）舗装における多層工法の場合に版外縁の応力がどのようになるかについては未解決ではあるが、現在では弾性版のそれと同様に考えるのも一つの適当な方法であろう。標準からはなれた厚さにおける試算の結果では、10 cm のアスファルト（タール）舗装厚でも曲げ応力はごくわずかな範囲でしか減少しないが、粘着力のない支持層 25 cm 以上を含む合計層厚 40 cm になると、地盤にかかる荷重は標準タイプの約半分になることなどが知られている。

アスファルト（タール）舗装の場合の問題点は、おおむね下のとおりに総括される。

- 発生する応力は季節によって大差がある。最も強い影響は春に発生する。
- 中程度の、または臨時的な、農業交通には標準構造で十分であるが、この場合といえども地盤が十分に支持力のあることが前提である。
- 地盤がよくない場合には、舗装の厚さではなくて粘着力のない支持層を強化すべきである。

— 重量交通、たとえば長物木材の搬出など、のある場合には舗装層も支持層も標準構造よりも強化されねばならない。また、版の外縁荷重について未確定要素があるから、舗装の幅員は広くとらねばならない。

6. むすび

舗装の種類によって農業用道路、とくに農道における接地圧にもとづく応力はいろいろな影響をうける。たとえば、高温時のアスファルト舗装では軸荷重の影響よりも温度の影響の方が問題であり、コンクリート舗装や寒冷時のアスファルト舗装では軸荷重の影響が大きい。発生する変形は純農業交通のみの場合にはトラックの通行がある場合よりもはるかに小さい。土道、砂利による簡易舗装、アスファルト舗装では変形の量は路床の粘着力のない支持層の地耐力と含水比とに大きく影響される。したがって、これらの舗装を考えるとときには、ただ単に路床や舗装について考えるのみならず、縦断横断両方向の暗渠・明渠による完全な排水を地盤に施工することが忘れられてはならない。このことは雨や地下水についてのみならず、凍結・凍上をさけるためにも絶対に必要である。

会

告

ダム研究会ならびに水路研究会の決算および清算事務が完了したので下記のとおり報告します。

ダム研究会の部

(一) 収支清算書

収入の部 一金 2,810,627円也
 支出の部 一金 2,487,409 〃
 差引残額 一金 323,218 〃

内 訳

収入の部

単位 円

科 目	予算額	決算額	比 較	
			増	減
会 費	2,598,000	2,790,009	192,009	
普通会費	1,600,000	1,544,121		55,879
通助会費	550,000	960,000	410,000	
特別会費	48,000	46,000		2,000
前年度未収会費	400,000	239,888		160,112
寄付金	1,000	0		1,000
雑収入	1,000	13,318	12,818	
借入金	—	—		
(その他の収入)	—	7,300	7,300	
計	2,600,000	2,810,627	210,627	

支出の部

科 目	予算額	決算額	比 較	
			増	減
会誌発行費	2,520,000	2,296,237		223,763
印刷費	1,750,000	1,675,461		74,539
通信運搬費	300,000	248,156		51,844
編集費	340,000	248,515		91,485
消耗品費	10,000	4,105		5,895
事務費	120,000	210,000	90,000	
会議打合費	40,000	78,572	38,572	
雑費	30,000	15,000		15,000
予備費	10,000	0		10,000
借入金	—	—		
(その他の支出)	—	7,600	7,600	
計	2,600,000	2,487,409		112,591

注) 1. 本決算は、研究会解散後の清算を完了した 昭和45年12月31日 までを含む。

2. 清算事務は、幹事会の決定により、下記委員により処理された。

(二) ダム研究会清算報告

1. 昭和45年4月13日幹事会議決により、下記のとおり、本会清算事務委員会を設け、清算を行なった。

委員長 杉田栄司

委員 茶谷一男, 山本 純, 牧野俊衛

岡部三郎, 棚橋正治, 中島哲生

幹事 石川 明, 勝俣 昇

2. 残金処分について

決算の結果生じた残金 323,218 円については、農業土木技術研究会基金とする。

水路研究会の部

(一) 収支清算書

収入の部 一金 7,596,206円也
 支出の部 一金 7,571,632円也
 差引残額 一金 24,574円也

内 訳

収入の部

単位 円

款	項	予算額	決算額	比較増減
会 費		4,740,000	4,837,387	97,387
	通 常 会 費	4,000,000	4,122,487	122,487
	助 助 会 費	740,000	714,900	△ 25,100
広 告 料		1,200,000	1,411,400	211,400
雑 収 入		10,000	33,479	23,479
過年度収入		553,340	546,235	△ 7,105
	通 常 会 費	208,340	201,335	△ 7,005
	助 助 会 費	40,000	40,000	—
	廣 告 費 料	305,000	304,900	△ 100
繰 越 金		767,705	767,705	
合 計		7,271,045	7,596,206	325,161

支出の部

款	項	予算額	決算額	比較増減
会誌発行費		3,590,000	3,760,897	170,897
	印 刷 費	2,630,000	2,815,691	185,691
	原 稿 料	400,000	338,462	△ 61,534
	編 集 費	150,000	123,959	△ 26,041
	運 送 料	410,000	482,785	72,785
事 業 費		130,000	63,570	△ 66,430
	水 路 研 究 会 費	50,000	50,000	—
	講 演 会 費 及 び 座 談 会 費	40,000	53,068	13,068
	資 料 費	10,000	—	△ 10,000
	フ イ ル ム ラ イ プ ラ リ ー ン ン ン	10,000	4,502	△ 5,498
	資 料 サ ー ビ ス	20,000	6,000	△ 14,000
会 議 費		220,000	239,080	19,080
事 務 費		822,000	857,041	35,041
	備 品 費	40,000	60,000	△ 20,000
	通 信 費	100,000	121,257	21,257
	交 振 替 手 数 料	50,000	30,930	△ 19,070
	事 務 室 借 賃	30,000	40,815	10,815
	廣 告 費	360,000	420,820	60,820
	消 耗 品 費	180,000	180,000	—
	光 熱 費	30,000	21,725	△ 8,275
	雑 費	10,000	11,470	1,470
	光 熱 費	17,000	15,111	△ 1,889
	雑 費	5,000	14,313	△ 9,313
人 件 費		1,398,258	1,501,337	103,079
	事 務 局 長 手 当	—	—	—
	事 務 員 俸 給	949,743	1,040,844	91,101
	賞 与 金	349,743	367,397	17,654
	退 職 積 立 金	79,188	88,096	8,908
	臨 時 雇 員 費	20,000	5,000	△ 15,000
過年度支出分		1,076,215	1,096,185	19,970
	会 誌 発 行 費	954,715	954,715	—
	廣 告 費	91,500	91,470	△ 30
	水 路 研 究 会 費	30,000	50,000	20,000
予 備 費		34,572	53,522	18,950
合 計		7,271,045	7,571,632	300,587

注) 1. 本決算は、研究会解散後の清算を完了した 昭和45年12月31日 までを含む。

2. 清算事務は、幹事会の決定により、下記委員により処理された。

(二) 水路研究会清算報告

1. 昭和45年5月26日幹事会議決により、下記のとおり、本清算事務幹事会を設け、清算を行なった。

監 事 古賀俊夫

幹 事 武田健策 中川 稔

2. 残金処分について

決算の結果生じた残金 24,574 円については、農業土木技術研究会基金とする。

農業土木技術研究会役員

会 長 杉田 栄司 農地局建設部長
 副 会 長 緒形 博之 東京大学教授
 理 事 山本 純 農地局設計課長
 " 渡合 末彦 " 技術課長
 " 岡部 三郎 農地開発機械公団監理官
 " 牧野 俊衛 関東農政局建設部長
 " 出口 勝美 農業土木試験場長
 " 井上 弘 茨城県農林部長
 " 松井 芳明 水資源開発公団計画部長
 " 古賀 俊夫 土地改良建設協会常務理事
 " 高嶺 進 三祐コンサルタンツ取締役
 " 小川 孝 鹿島建設株式会社
 " 内藤 正 大豊建設株式会社
 監 事 伊藤 茂松 農業土木事業協会常務理事
 " 真田 光夫 日本農業土木コンサルタンツ理
 事
 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 梶木農政研究所所長
 " 金子 良 日本大学講師
 " 小林 国司 参議院議員
 " 桜井 志郎 参議院議員
 " 佐々木四郎 水資源開発公団理事
 " 重政 庸徳 参議院議員
 常任顧問 住吉 勇三 農地局参事官
 " 清野 保 愛知工業大学顧問
 " 高月 豊一 京都大学名誉教授
 顧 問 田町 正誉 九州大学名誉教授
 常任顧問 田村徳一郎 明治大学教授
 顧 問 中川 一郎 衆議院議員
 " 野知 浩之 日本農業土木コンサルタンツ顧
 問
 " 福田 仁志 東京大学名誉教授
 " 山崎平八郎 衆議院議員
 参 与 山口 重雄 東北農政局設計課長
 " 棚橋 正治 関東農政局設計課長
 " 善木 正敏 北陸農政局設計課長
 " 藤井 敏 東海農政局設計課長
 " 浅原 辰夫 近畿農政局設計課長
 " 島岡 俊輔 中四国農政局設計課長
 " 桑原 昇 九州農政局設計課長
 " 難波 康夫 北海道開発局土地改良課長
 " 梶浦 和年 北海道土地改良第一課長
 " 山下 潔 青森県土地改良第一課長
 " 多田 直久 岩手県耕地建設課長
 " 小西 良治 宮城県耕地課長

参 与 山内 一郎 秋田県耕地課長
 " 城野 忠雄 山形県耕地課長
 " 佐藤 英明 福島県耕地課長
 " 松村 進 茨城県耕地建設課長
 " 横山 新 栃木県土地改良課長
 " 小畠 洸 群馬県耕地開発課長
 " 雨宮 克郎 埼玉県土地改良課長
 " 宮地 寛 千葉県耕地課長
 " 岡崎 正男 東京都農地局課長
 " 飯塚 晴信 神奈川県耕地課長
 " 丸茂 高男 山梨県耕地課長
 " 国政 義範 長野県耕地第一課長
 " 山田 卓郎 静岡県営企企画課長
 " 杉山 英郎 新潟県農地建設課長
 " 福沢 重信 富山県耕地課長
 " 服部 和彦 石川県耕地建設課長
 " 岡 弘 福井県耕地課長
 " 井田 宗 岐阜県農地建設課長
 " 大畑 昇一 愛知県耕地課長
 " 松田 修 三重県耕地課長
 " 大辻小太郎 滋賀県耕地課長
 " 中村 吉隆 京都府耕地課長
 " 芝山半之丞 大阪府耕地課長
 " 藤本 理 兵庫県耕地課長
 " 窪田 博 奈良県耕地課長
 " 小川 力也 和歌山県耕地課長
 " 前田 修 鳥取県耕地課長
 " 小笠原忠実 島根県耕地課長
 " 村上 澄雄 岡山県耕地課長
 " 溪口 誠爾 広島県耕地課長
 " 中村 源三 山口県耕地課長
 " 伊東 久弥 徳島県耕地課長
 " 杉平 鉄雄 香川県土地改良課長
 " 白井 俊昭 愛媛県耕地課長
 " 弘田 定男 高知県耕地課長
 " 徳重 一義 福岡県耕地課長
 " 相川 稔 佐賀県土地改良第一課長
 " 宮本 安一 長崎県耕地課長
 " 広嶋 常次 熊本県耕地第一課長
 " 森田 実 宮崎県耕地課長
 " 森田 克美 大分県耕地課長
 " 吉岡 孝信 鹿児島県耕地課長
 幹 事 岡部 三郎 農地開発機械公団監理官
 " 武田 健策 農地局設計官
 " 中原 通夫 " かんがい排水課
 " 高田 徳博 " 開墾建設課
 " 小藤 裕二 " 災害復旧課
 " 中川 稔 " 技術課

幹 事 柴田巳千夫 // 企画調整室
 // 棚橋 正治 関東農政局建設部設計課長
 // 白滝 山二 農工大学助教授
 // 前田 芳郎 農地開発機械公団工務課長
 常任幹事 石川 明 農地局設計課
 // 伊藤祿太郎 農業土木技術連盟
 // 勝俣 昇 農地局設計課
 編集委員 委員長 岡部三郎
 // 委員 幹事及常任幹事
 // 平井 公雄 近畿圏整備本部
 // 内藤 克美 水資源公団第一工務部

賛助会員

(五十音順)

東 京 ㈱ 荏原製作所	3 口	東 京 技研興業株式会社	//
// ㈱ 大 林 組	//	東 京 久保田建設株式会社	1 口
// 鹿島建設株式会社	//	// 五洋建設株式会社	//
// ㈱ 熊 谷 組	//	大 分 ㈱ 後 藤 組	//
// ㈱ 佐藤工業株式会社	//	// ㈱ 佐 藤 組	//
愛 知 ㈱三祐コンサルタントインターナショナル	//	東 京 新生興産株式会社	//
東 京 大成建設株式会社	//	// 新農立建業株式会社	//
// ㈱ 電業社機械製作所	//	愛 知 塩 谷 組	//
大 阪 ㈱ 西島製作所	//	東 京 世紀建設株式会社	//
東 京 西松建設株式会社	//	青 森 田中建設株式会社	//
// (財)日本農業土木コンサルタンツ	//	東 京 ㈱ 武井工業所	//
// ㈱ 間 組	//	// ㈱ 田原製作所	//
// ㈱ 日立製作所	//	香 川 大成建設㈱高松支店	//
// ㈱ 青 木 建 設	2 口	大 分 高山総合工業株式会社	//
// 株木建設株式会社	//	東 京 中央開発株式会社	//
大 阪 ㈱ 奥 村 組	//	// 中国土木株式会社	//
東 京 勝村建設株式会社	//	香 川 ㈱ チェリーコンサルタント	//
大 阪 ㈱ 栗本鉄工所	//	東 京 帝国ヒューム管株式会社	//
東 京 久保田鉄工株式会社	//	// 東急建設株式会社	//
// 三幸建設株式会社	//	秋 田 東邦技術株式会社	//
// 住友建設株式会社	//	東 京 東京索道株式会社	//
// 大豊建設株式会社	//	// ㈱ 土木測器センター	//
// 前田建設工業株式会社	//	茨 城 中川ヒューム管工業株式会社	//
山 形 前田製管株式会社	1 口	新 潟 新潟コンクリート工業株式会社	//
東 京 旭コンクリート工業株式会社	//	東 京 日本舗道株式会社	//
大 分 梅林建設株式会社	//	// 日本技術開発株式会社	//
		// 日本海上工事株式会社	//
		// 日本国土開発株式会社	//
		// 日本プレスコン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	//
		// パン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	//
		// ㈱ 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	//

会社数 65社 口数 101口

農業土木技術研究会会員数

地方名	通常会員					賛助会員		地方名	通常会員					助賛会員				
	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	331	352	—	94	777	—	—	東京都	滋賀	97	63	1	16	177	—	—		
仙台	青森	175	36	1	15	227	1		1	京都	24	52	3	18	97	1	1	
	岩手	147	52	2	16	217	—		—	大阪	52	24	6	68	150	3	8	
	宮城	126	49	—	24	199	—		—	兵庫	96	18	—	17	131	—	—	
	秋田	205	71	—	44	320	1		1	奈良	66	31	—	15	112	—	—	
	山形	139	43	1	27	210	1		1	和歌山	75	—	—	15	90	—	—	
福島	175	23	—	17	215	—	—		小計	410	188	10	149	757	4	9		
小計	967	274	4	143	1,388	3	3		岡山	鳥取	81	17	1	15	114	—	—	
東	茨城	13	48	—	21	82	1			1	岡山	44	31	6	15	96	—	—
	栃木	67	24	—	16	107	—			—	岡山	102	87	4	15	208	—	—
	群馬	84	14	—	17	115	—	—		山形	—	—	—	1	1	—	—	
	埼玉	99	19	—	30	148	—	—		徳島	60	—	—	16	76	—	—	
	千葉	112	37	—	19	168	—	—	香川	29	5	—	15	49	—	—		
東京	—	184	13	210	407	46	77	愛媛	59	80	—	15	154	2	2			
神奈川	88	35	—	75	198	—	—	高知	42	—	4	24	70	—	—			
山梨	—	12	—	16	28	—	—	小計	441	220	15	133	809	2	2			
長野	148	29	—	22	199	—	—	熊本	福佐	89	31	8	33	161	—	—		
静岡	166	52	—	15	233	—	—		熊本	98	30	—	24	152	—	—		
小計	777	454	13	441	1,685	47	78		長崎	46	11	—	25	82	—	—		
金沢	新潟	345	163	1	33	542	1		1	熊本	100	105	—	22	227	—	—	
	富山	129	16	0	21	166	—		—	大宮	137	39	—	16	192	4	4	
福井	106	89	0	17	212	1	1	鹿島	91	3	3	15	112	—	—			
小計	693	277	1	88	1,059	2	2	沖繩	154	20	—	15	189	—	—			
名古屋	岐阜	138	30	6	16	190	—	—	内地計	4,673	2,287	61	1,367	8,388	—	—		
	愛知	108	192	1	138	439	3	3	台湾	18	—	—	—	18	—	—		
	三重	83	61	—	15	159	—	—	海外	4	—	—	—	4	—	—		
小計	329	283	7	169	788	3	3	総計	4,695	2,287	61	1,367	8,410	65	101			

編集後記

あけましておめでとうございます。

本誌も会員の皆様の積極的な御投稿により、3号の発行に至りました。スタートのときは何かと精力的に行なわれるものでありますが回を重ねるに従い、だんだん熱がさめてゆくのが世の常であります。このところを盛り上げて持続させることができるのは、会員の皆様の積極的な御意見かと思ひます。

それぞれの立場で、いろいろなことがらをいろいろな角度から視察されたこと、体験されたことなどをどしどし御投稿願ひたいと思ひます。

めまぐるしい技術の革新とか経済の発展とか国際情勢の変化とかで、われわれの日常も、何かと戸惑いの多い今日この頃であります。この流れに押しつぶされぬよう、変化に順応してゆきたいと願つておるものであります。(前田)

水と土 第3号

昭和46年2月20日発行

発行所 東京都港区新橋5-34-4

農業土木会館内 TEL (436) 1960

発行人

農業土木技術研究会

印刷 東京都中野区江古田2-21-2

TEL (386) 2082

有限会社 アテネ出版