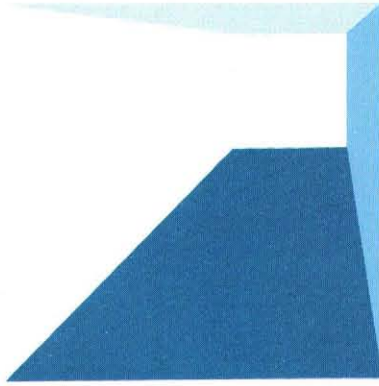
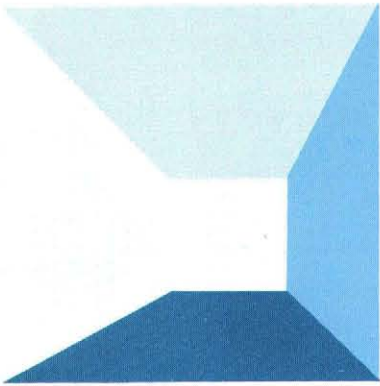
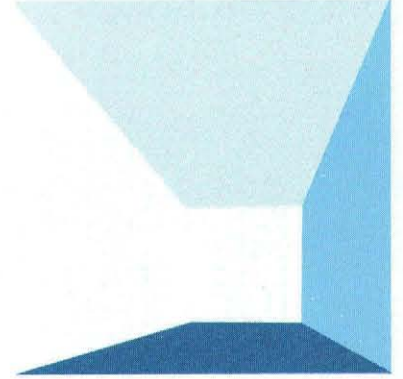
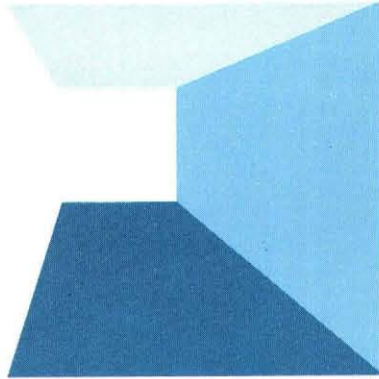
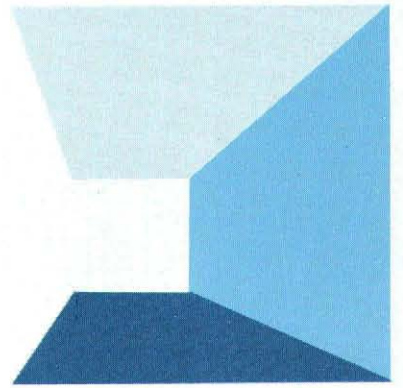


水 と 土

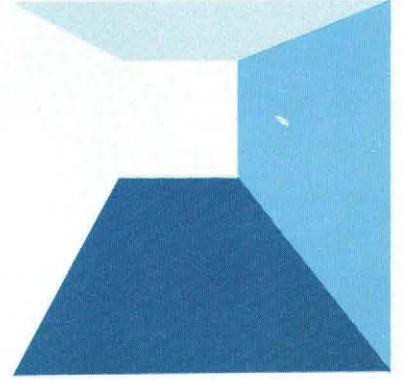
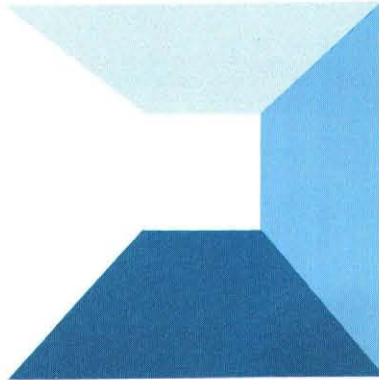
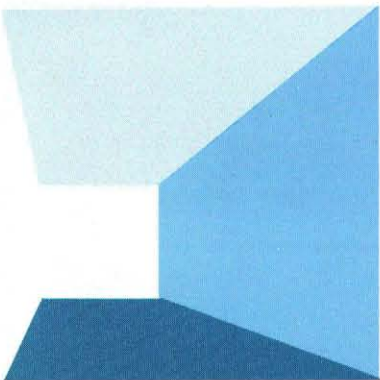
第 58 号

ISSN 0287-8593

昭和59年 9 月号
農業土木技術研究会



Japanese Association for
the Study of Irrigation,
Drainage and Reclamation
Engineering



県営中島地区

サンドコンパクションパイルの施工 (本文25頁参照)



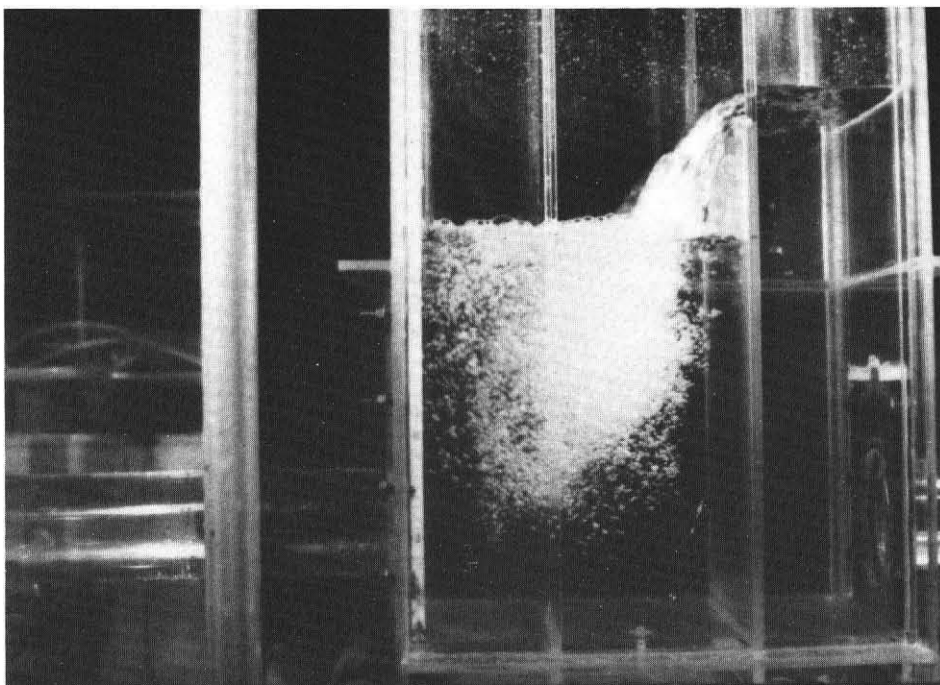
吉野川北岸農業水利事業

断層破碎帯中のトンネル (本文39頁参照)



オーバーフロー型スタンドの空気連行状態

(本文 2 頁参照)



— 目 次 —

グラビア

県営中島地区サンドコンパクションパイルの施工
吉野川北岸農業水利事業、断層破碎帯中のトンネル
オーバーフロー型スタンドの空気連行状態

巻頭文

農業土木技術の総合化 角 田 勲……(1)

報 文

報文内容紹介 ……(i)

オーバーフロー型スタンドの空気連行防止と波立ち防
止のためのスタンド水槽容量の決定法

山 本 徳 司
吉 野 秀 雄……(2)
丹 治 治 敏 肇
中 村 敏 郎

傾斜地帯畑における水需要の実態解析と用水量パター
ンの類型化

永 石 義 隆……(15)

県営干拓事業中島地区における軟弱地盤上の堤防工事
について

前 川 秀 樹……(25)

フィルダム監査廊の設計・施工に関する一考察

鈴 木 重 憲……(32)

中央構造線に伴う断層破碎帯中のトンネル施工につ
いて

——吉野川北岸農業水利事業三野隧道（加茂野宮）
建設工事——

末 吉 英 夫
安 本 嶋 本 殿……(39)
中 木 嶋 口 達 隆 二 文

講 座

OAのための例題中心BASIC講座(第6回・最終回)
XYプロットによる作図

丹 治 肇
山 本 徳 司……(58)

会告・編集後記 ……(64)

水と土 第58号 報文内容紹介

オーバーフロー型スタンドの空気連行防止と波立ち防止のためのスタンド水槽容量の決定法

山本 徳司 吉野 秀雄
丹治 肇 中村 敏郎

オープンタイプパイプラインを採用した地区において脈動現象によって水槽内水位が大きく変動し、水管理がうまくいかないなどの支障が経験されている。そこで、本報告では、スタンド容量の決定方法について、実験的検討を実施し、脈動現象の主なる原因である空気混入を防止できる下流側スタンド容量の決定方法についての一つの指針を示す。また、上流側スタンド容量についても波立ちの発生しない容量の検討を行った。

(水と土 第58号 1984 P. 2)

フィルダム監査廊の設計・施工に関する一考察

鈴木 重憲

フィルダムの暗渠タイプの監査廊は、不連続な岩盤を掘削し、その中に設置されるが、不連続面に沿って岩の滑り等により岩盤の崩壊が生じ大きな凹部ができる。この凹部は必然的にコンクリートにより置換えられる。このような場合、監査廊躯体と置換コンクリートを一体構造とするのか、それとも縁切り構造とするかについて、簡単なモデルを想定し有限要素法により検討した結果について述べたものである。

(水と土 第58号 1984 P. 32)

傾斜地帯畑における水需要の実態解析と用水量パターンの類型化

永石 義隆

傾斜地帯畑におけるかん水は作物栽培にとって、非常に重要な管理作業の一環として位置づけられ、畑地かんがい事業として精力的に設置がなされている。しかし、その設計基準では費用がかさみ、施設の投資効果が憂慮され、またかん水過多で農産物の品質低下が懸念される。本報告は、現場における各作物別の末端ポンプ物での水需要の実態調査の結果から、用水量パターンの類型化を試みたものである。(水と土 第58号 1984 P. 15)

中央構造線に伴う断層破砕帯中のトンネル施工について

末吉 英夫 安本 巖
中嶋 達二 木口 隆文

吉野川北岸農業水利事業の国営幹線水路工事は、トンネルが主体であるが、路線が中央構造線と平行しているため地質状況が悪く、特に断層破砕帯を貫く区間では工事が難行した。ここでは、三野隧道建設工事を例に、掘削工事の状況及び断層破砕帯の貫通区間でなされた種々の対策工法について報告する。

(水と土 第58号 1984 P. 39)

県営干拓事業中島地区における軟弱地盤上の堤防工事について

前川 秀樹

本工事は昭和54年度に着工し、昭和58年度に、片側の第3工区を暫定断面で築造した。本稿では事業の概要に加えて、これ迄の施工経過や、調査データをもとにして得られたサンドコンパクションパイルによる、軟弱地盤の改良効果について報告する。

(水と土 第58号 1984 P. 25)

農業土木技術の総合化

角田 勲*

最近よく耳にすることは「いまの若い人達の技術力が低下している。吾々の時代は測量から調査、設計、積算施工まで体験したけれども、現在、官側では計画の業務と調査設計の指導と審査が主体で、あとの実務はすべてコンサルタンツとゼネコンまかせである。これでは今後調査設計の指導や審査能力も低下してくるのではないかと、またコンサルタンツ企業も行政や施工経験のない技術者が設計基準と標準設計に拘束された成果品を作成し、なかには施工不可能な図面、また経済性を無視したものが見受けられることがある」という先輩技術者のきびしい意見である。

しかし、よく考えてみると、この20数年の間にこれだけ農業土木技術が進歩しているのに技術力が落ちてきたという話は私にはうなづけないのである。むしろ私共の若い時代に比べると個々の技術能力は、はるかに向上している筈だと思う。例えば設計、積算の電算化、ダムやトンネルなどの調査設計に有限要素法の適用、かんがい排水施設の自動制御、水路のパイプライン化、農村整備技術の開発など数多くあると思う。しかし情報社会の創出によってある意味では人間性の変化など情動的な問題のほかには情報社会の分業化によって人間の判断能力を必要とする機会が減少してきたことも事実であろう。土地改良事業についても年々増大または多様化する事業を適正に実施するため業務の合理化がすすめられ、具体的には調査設計業務の外注、基準化、標準化、電算化が進み、これと裏腹に自ら技術修得の機会と時間が減少し、そのため日常業務のなかで技術の総合判断に欠ける場合もあるのではないかと思う。設計基準なり標準設計の内容が充分理解されずに運用されていることが個々の現地に適合しない成果品を生み出しているような場合もあるのではなからうか。とくに農業土木技術は応用技術というか巨視的な視野に立って技術の総合化を発揮しなければならない分野であるだけに、なおさら技術力が低下していると見受けられるのかも知れない。例えば水路断面の決定という一見単純な作業であっても経済性だからといって断面を決めた場合、通常あまり判定の材料にはなりがたく水面の安定性など水路の機能の余裕というか弾力性というようなものを犠牲にしている場合がある。水路断面の比較表に経済性、施工性、用地問題などについて比較し総合判断することも必要であるが、これは総合化でなく単なる集積ではなからうか。総合化とは多くの要素を体系づけ普遍的な真理を探究することであり、例えば用水路の場合、水路の目的、機能、耐久性、安定性など施設が基本的に備えるべき要件を満足する水路の理想形があって、経済性、施工性、用地問題のからみで妥協の姿が生まれるのではなからうか。個々の技術の集積ではなく相互に有機的に結合させ一つの理念を完成させるのが総合化であって設計の対象物を客観的にあるいは巨視的に、考察することから始めなければならないと思う。

これまでの農業土木技術発展の歴史をふりかえってみると国なり県なりの新しいプロジェクトの誕生によって必要に迫られ、あるいは社会の需要に応じて新しい技術が生まれ育ってきたのであろう。そしてその実施体制は一つの組織の中で技術の総合化を発揮して技術開発が行われたのではないかと思う。八郎潟干拓や愛知用水がその実例であろう。しかし最近のように計画、調査、設計、施工の実施体制が分離され、しかも調査、設計業務発注の細分化、限られた時間内での業務、設計基準や標準設計による拘束、用地問題の優先などきびしい制約化ですすめているとお互に技術の総合力を低下させるのではなからうか。

官の皆さんは技術的な環境や素材にめぐまれた日常業務をもっているのに、これを単にコンサルタンツやゼネコンまかせでなくもっと積極的に、あるいは意図的に素材を活用することが必要ではないでしょうか。例えば調査、設計の発注、審査の体制などについて企業を育成しながら自らの技術力を向上するにはどんな手段がのぞましいか、さらに新しい試みを企画して頂きたいと思う。またコンサルタンツ自身も農業土木事業は公共事業という認識をもち、その事業によって受益する農民をふくめた地域住民の利益になるよう行政サイドの立場を理解することがとくに必要であろう。

幸い昨年度からコンサルタンツ業務の発注についても一部にプロポーザル方式が進められるなど官側の企業育成への努力に敬意を表するものであるが、この方式を積極的に活用し、その作業過程のなかにあつて官民共々技術総合力を向上できる手段となるのではなからうか。これからの農業土木技術の発展は官民お互の立場を尊重し理解を深めながら、日常業務を通じて自らの技術総合力を修得することが最も重要ではないかと痛感している。よろしくご叱責をお願いしたい。

*(株)ダイヤコンサルタンツ常務取締役

オーバーフロー型スタンドの空気連行防止と波立ち防止のためのスタンド水槽容量の決定法

Prevention of Air Entrainment into Pipeline System—Determination of Tank Dimensions of Overflow-Type Stand

山本 徳 司* 吉野 秀 雄*
丹 治 肇** 中 村 敏 郎***

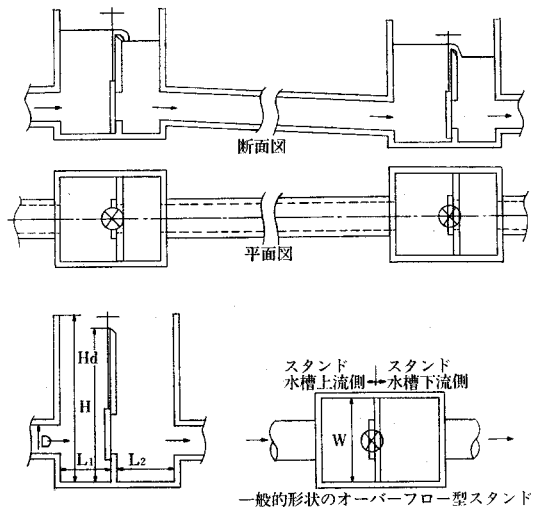
目 次

I. 緒 言.....(2)	III. スタンド上流側水槽の容量決定法.....(11)
II. スタンド下流側水槽の容量決定法.....(3)	1. 模型実験.....(11)
1. 模型実験.....(3)	2. スタンド上流側水槽容量決定の指標.....(12)
2. 空気の連行過程とスタンド下流側水槽長さ決定の指標.....(7)	IV. 結 言.....(13)

I 緒 言

現在、かんがい施設において各種タイプのパイプラインが設計されているが、パイプラインは水路の用地問題損失水量の軽減、水質保全、加圧水の利用など、農業をめぐる諸情勢の変化とともに発達し、末端圃場での水の使い易さや、水管理操作の合理性などの点から開水路と比較して非常に合理的な点がある。しかし、管路系が複雑になるに従って、水理条件が十分に把握されないまま設計・施工され、通水後に通水不能を生じたり、管理が困難になるなどの問題を生じている例もある。特に、オープンタイプパイプラインを採用した地区で、サージング現象によって水槽内水位が大きく変動し、水管理がうまくいかないなどの支障が経験されている。このオープンタイプパイプラインの操作は、管理人が末端の需要者の水配分及び送水量の情報を得ることにより、流入流量を調整することのできる供給主導型の水管理を実施できる特質を有している。このため、このタイプは大容量を送水する幹線送水路系でよく使われている。

従来までのスタンド水槽容量の決定方法については、理論的方法が確立されていないため、経験的に Fig-1 のような方法で水槽の大きさを決めている。小規模の場合とはかく大規模な送水系でこれに準拠した場合に問題が生じている。そこで、これら水槽の大きさを決めるための水理模型実験を計画した。水理模型実験では、現



一般的形状のオーバーフロー型スタンドの各寸法の基準

- | | |
|--|-----------------------------------|
| $1.0\text{m} \leq W < 2D$ | W: スタンド内側幅 |
| $1.2\text{m} \leq L_1 < 2D \times 1.5$ | H: スタンド内側高さ |
| $1.0\text{m} \leq L_2 < D$ | L ₁ : スタンド中壁より上流部の内側長さ |
| $H \geq$ 越流中壁の高さ + 0.5m | L ₂ : スタンド中壁より下流部の内側長さ |
| | D: 本線上流側管径 |

Fig-1 オーバーフロー型スタンドの一般形状

在、現場で多く施工されているオーバーフロー型スタンドをとりあげ、上流側水槽に発生する波立ちと脈動現象の原因についての解明を行い、スタンド上流側水槽の波立ちの発生しない容量及び、空気を連行しないスタンド下流側水槽容量の決定方法についての一つの設計法の提案を行う。なお、本研究を行うにあたって、滋賀県農林部耕地指導課長、岩本荘太氏ならびに構造改善局設計課

*農業土木試験場水工部施設水理第2研究室
**水利部水利第3研究室
***南予農業水利事業所

課長補佐, 風間 彰氏, 農業土木試験水工部長, 中原通夫氏, 水工部施設水理第2研究室, 岩崎和巳氏に多大なる御協力をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

II スタンド下流側水槽の容量決定法

1. 模型実験

模型は現地でよく使用されている一般的なオーバーフロー型スタンドを想定した。空気については水と同様な相似律が適用されないため, できる限り大きなものを作成すべきではあるが, 実験空間も考慮して縮尺率1/10とした。形式は最上流端部に口径20cmのパタフライバルブを設置, 口径20cmの塩ビ管を接続したのち, 10cmの塩ビ管を漸縮部を設けて接続し, 透明アクリル製の第1スタンド水槽上流部に吐出させた。スタンド水槽は, 上流側と下流側に1枚の越流壁(高さは可変)によって分けられており, スタンド下流側水槽から1/40の勾配で口径10cmのアクリルパイプを約9m接続し, 第2スタンド上流側水槽へと接続, 同様の形式で第3スタンド下流側水槽まで設定されている。

また, 第3スタンド下流側水槽からは, 口径10cmのアクリルパイプで水平に最後の水位調整用のスルースゲートを備えた静水槽に接続されている。静水槽の大きさは幅40cm, 長さ50cm, 高さ90cmである。

なお, 第1~第3の3つのスタンドの大きさは, 最大で幅40cm, 長さ50cm, 高さ90cmであり, 最小で幅20cm, 長さ50cm, 高さ90cmとなるように, 内部の越流壁は上流側から15cm, 25cm, 30cm, 35cm, 45cmの位置に設置可能としてある。(Fig-2)

実験の方法としては3つの指標に着目して計画した。すなわち, 流量 Q , 下流側水槽長さ L , 水槽幅 W である。

まず, 初めに基本的な水理特性を確認するために, 定常流況の流況観察, 写真撮影, スケッチ, 第1~第3スタンド, 水槽, 上流部及び下流部の水位の測定, 末端部で三角堰計量水槽を用いて流量を測定した。これによって定性的な把握をした後, 空気の連行量についても測定し, 空気の連行現象を定量的にも検討した。

実験の結果, 次のようなことが考察された。

また, オープンタイプパイプラインのスタンド水槽の設計上の基本的な指針として

- (1) 止水時のスタンド下流側の静水面が, 管路入口で空気連行阻止に必要なかぶりを保ち, Fig-3のような状態にはならないこと。
- (2) 計画最大流量時に Fig-4 に示されるように, 越流部でもぐり越流の状態にならないこと。

の2点があるので, 設計はこれに従い, (1)については止水時にかぶり水深を管径の2倍以上とした。また, (2)については, 原形で最大流量 1.897m³/sec まで対応できるようにした。

a. 空気連行パターンについて

オーバーフロー型スタンドを含むオープンタイプパイプライン系において, 送水上不都合を生ずるのは定常状態の場合ではなく, むしろ流量が変化する非定常状態の時であると想定される。

しかし, 本実験では予備実験の結果, 非定常状態で空気連行及びサージによる脈動が発生するのはもちろんであるが, 流量変動のない定常状態でも空気が管内に連行され, ある状態ではこれが原因となり, 脈動が発生

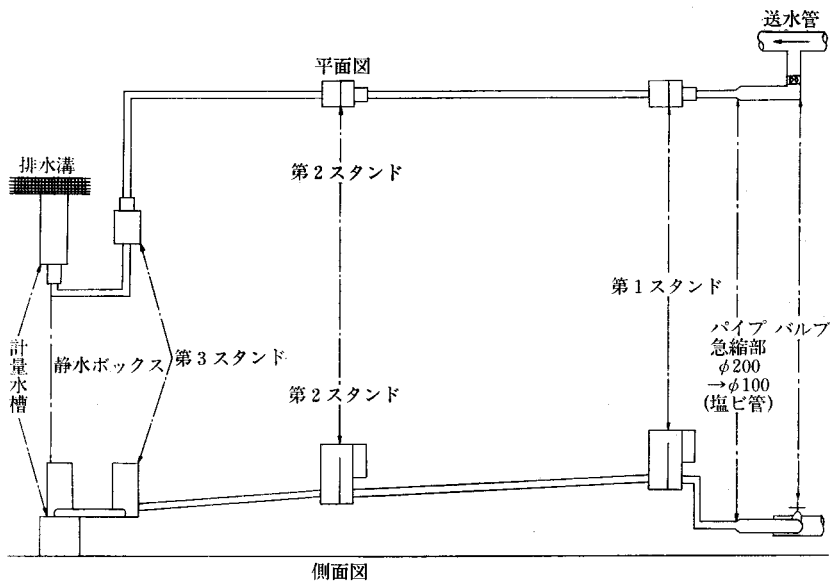


Fig-2 オープンタイプパイプライン水理模型全体図

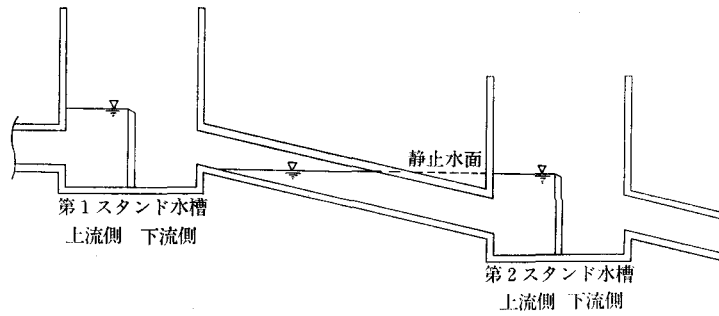


Fig-3 オープンタイプパイプライン系の問題事例(1)

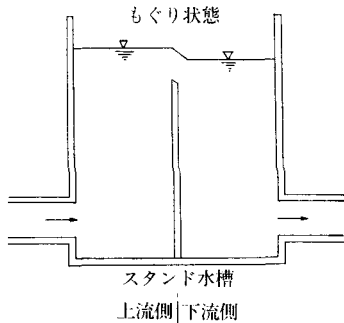


Fig-4 オープンタイプパイプライン系の問題事例(2)

することが判明した。そこで、ここでは予想外に問題が大きかった定常状態での空気連行現象について検討することとした。

(ただし、ここでいう定常状態は上流端での流量が変動のないことを示す)

よって先ず、Table-1 で示した CASE1~10の条件の実験について結果を述べる。スタンド下流側水槽は非常

Table-1 実験ケースの設定

CASE	スタンド内側幅W (cm)	スタンド下流側水槽長さL ₁ (cm)	スタンド上流側水槽長さL ₂ (cm)	越流壁高さH (cm)
1	30	34	15	50
2	30	24	25	50
3	30	19	30	50
4	30	14	35	50
5	30	4	45	50
6	40	34	15	50
7	40	24	25	50
8	40	19	30	50
9	40	14	35	50
10	40	4	45	50
11	40	19	30	50
12	30	34	15	50
13	40	24	25	50

に興味深い流況を示し、越流壁からの落水脈がスタンド下流側水槽の水面に突入する際に連行される空気泡が下流側のパイプの中へひき込まれ、空気の連行量が多い場合には管内に滞留する現象がみられた。(Fig-5) これは一般的には流量が大きく、かつ、スタンド下流側水槽の長さが短い時ほど激しい。この現象を空気の連行現象と呼ぶことにする。以下、この空気の連行現象の過程を解明する。(なお、スタンド上流側水槽の水面の波立ちは顕著ではない)

CASE1~10 のすべての場合の空気連行状態について観察を行うと、Fig-6 のような4つのパターンに分けられる。

第一はスタンド下流側水槽、出口の管に空気がほとんど連行されず、一様満流すると見られる状態である。

第二は落水脈によって生じた空気泡が管内に少量連行されている状態であり、スタンド下流側水槽出口付近の管内水位は、管径の約80%程度になっている。

第三は落水脈によって生じた空気泡が管内で滞留をはじめ、スタンド下流側水槽出口の管内の水位は、管径の約70%で射流状態が発生しはじめる。

第四は管内に空気が大量に滞留し、スタンド下流側水槽出口の管内の水位は管径の約60%程度になり、下流側までかなり長くこの水位を維持し、射流が発生している。このため、管内で激しく跳水が起こっている。

以上あげた4つのパターンは、どれも定常状態といえるものであり、空気泡は管内へ連行されても同一条件である程度の量まで連行されると、自然に上流側、または下流側へ流送されて、一定の状態で停止するのが普通である。しかし、その中でもある条件下では、4つのパターンの過渡期に位置するものもあり、その場合は定常状態とはならず、ある一定の周期をもって流況が変化する。

以上の4つのパターンに従って、実験条件のすべてのケースを分類すると Table-2 のようになる。

パターンによる分類は観察によるものであるため、パターンそのものが実際に空気の連行量を示すものではないが、4つの状態はいずれも管内で空気の状態を的確に

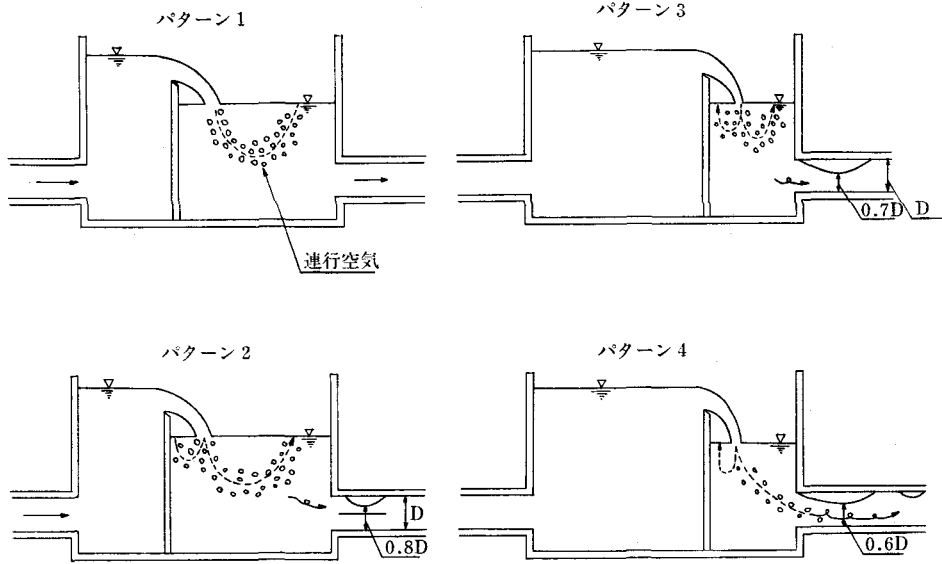


Fig-6 パターン分類

Table-2 実験の結果 (ケース1~10)

CASE	スタンド内側幅W (cm)	スタンド下流側水槽の長さL (cm)	越流壁長さH (cm)	流量Q (ℓ/s)	パターン
1	30	34	50	1.610	1
				3.111	1
				3.895	1
				4.595	1
				5.459	1-4
2	30	24	50	3.120	2
				3.956	3-4
				4.685	4
3	30	19	50	1.572	1
				3.273	2-3
				3.951	4
				4.697	4
4	30	14	50	3.058	1-2-3-4
				3.946	4
				4.640	4
5	30	4	50	1.569	1
				3.138	1-2
				3.950	4
				4.697	4
6	40	34	50	1.754	1
				3.111	1
				3.961	1
				4.572	1
				5.533	1
				6.250	1
7	40	24	50	3.120	2
				3.951	3
				4.685	3-4
				1.577	1
8	40	19	50	3.365	2-3
				3.971	4
				4.696	4
				5.496	4
				6.278	4
9	40	14	50	3.058	2
				3.941	4
				4.640	4
10	40	4	50	1.566	1
				3.138	2
				3.951	3-4
				4.696	4

表現しているものと考えられる。よって当面はこのパターンを用いて整理を行う。

b. 空気の管内への連行を支配する要因

空気の管内への連行は、多くの要因によって決定づけられるが、主に越流壁からの落下水脈及びスタンド下流側水槽の水位（水深）によって決定される空気泡の発生量とスタンド下流側水槽内の流況及び落下水脈の落下位置、管内流速等によって決定される空気泡の連行率の2つの過程を以って、管内への空気連行状態が発生すると考えられる。

c. 管内流速及び落下水脈の空気連行への影響

1) 管内流速とスタンド水槽下流部長さ

管内に空気が連行されることによって、スタンド下流側水槽出口付近の水位は、管径の100%から60%程度にまで低下する。

ここで、先に分類したパターンに従って出口付近の流速を求める。管内流入流速は、管入口付近で最も管内水位の低い部分を代表水位として測定し、流量をこの通水断面積で除した平均流速とした。そこで縦軸に管内流入流速、横軸にスタンド下流側水槽長さとの比をとると Fig-7 のようになる。スタンド下流側水槽長さが短く (L/D が小さく) なるほど、かつ管内流入流速が大きくなるほど、空気の連行量は多くなることがわかる。

また、これによると先に述べた空気の連行の各パターンは、それぞれ Fig-7 に示すような一定の領域で出現する。しかも、パターン2と3は完全に区別できる領域ではなく、パターン1から4への過渡現象であると理解する方が妥当であることも判断される。

以上の結果から、本実験ではスタンド下流側水槽長さは管径の4倍以上、流速が 1m/sec 以下であれば空気

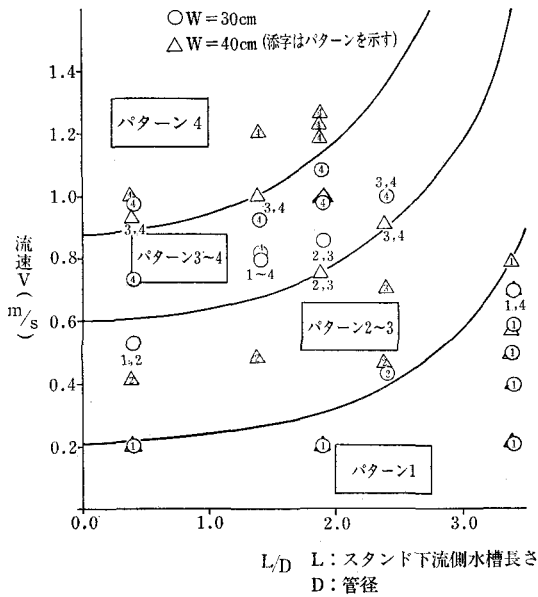


Fig-7 パターンとスタンド水槽下流部長さ

連行は完全に防止されることが判明した。

2) 落水脈の位置

落水脈の水平方向飛距離は、流量が増加し、越流水深が大きくなるほど下流側へ伸びていくが、逆に、流量が増加することによって管内流速が増加し、管摩擦損失水頭が大きくなり、スタンド下流側水槽内の水位（かぶり水深）が高くなる。このため、落水脈が下流水面に突入する水平方向の位置は、一概に下流側へ伸びていくとはいえない。落水脈の水面突入時の延長直線方向が、管の入口に近い場合は空気が連行しやすい。すなわち、落水脈の位置が空気連行に対して大きな影響を与えていることは確実である。

そこで、落水脈の位置を越流水深及びスタンド下流側水槽の水位から決定し、水槽内の流況がどのようになるかの凡その見当はつけておくべきである。

d. 空気連行量とパターン

a項では、空気連行の状態を定性的に4つの分類で示したが、この項ではそれぞれのパターンと空気の管内への限界連行量（以下、空気連行量と呼ぶ）との関係を検討する。

ここでいう限界連行量とは、Fig-8に示すように管内に連行される空気が、スタンド水槽下流部から徐々に管内に滞留し、ある一定の時間が経つと管入口から連行される空気量と、上流側または下流側へ空気溜りを離れていく空気量とが均衡し、管内に滞留した空気量が一定になる状態時が発生する時点の管内の空気量を示す。

Table-2で掲げたケース1~10の場合と、Table-3で

Table-3 実験の結果（ケース11~13）

CASE	スタンド内側幅W (cm)	スタンド下流側水槽長さL (cm)	越流壁高さH (cm)	流量Q (ℓ/s)	パターン
11	40	19	50	1.692	1
				1.915	1
				2.190	2
				3.076	3
				3.129	3
				3.602	3
				3.961	3-4
4.696	4				
5.471	4				
12	30	19	50	1.554	1
				1.566	1
				2.183	2
				2.292	2
				2.544	2
				3.147	3
				3.228	3
				3.603	3
				3.730	3-4
3.973	4				
4.733	4				
13	40	24	50	1.760	1
				2.615	1
				2.903	2
				3.121	2
				3.138	2
				3.584	3
				3.594	3
				3.922	4

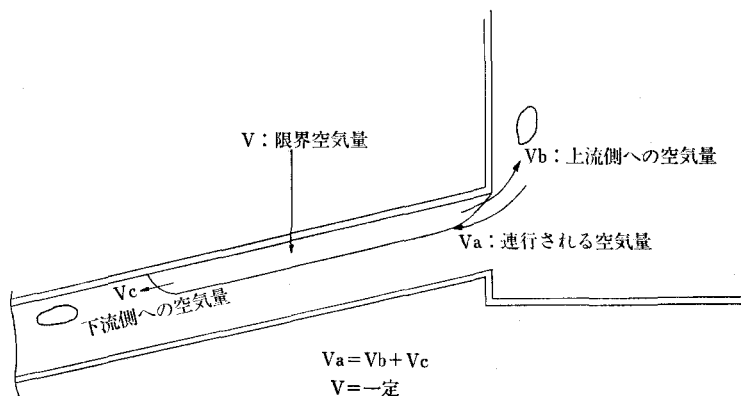


Fig-8 管内の空気連行状態

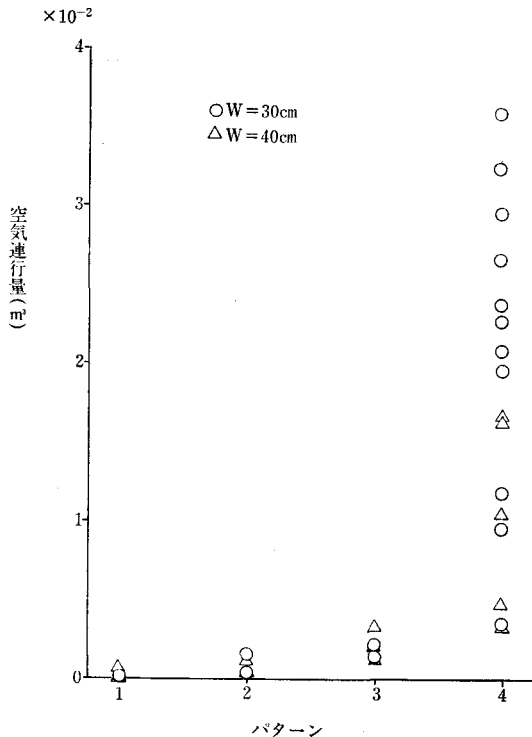


Fig-9 パターンと空気連行量

掲げたケース11~13の場合での空気連行量とパターンとをグラフ化すると Fig-9 のようになり、パターン1~3と比較するとパターン4は空気連行量が極端に多いことがわかる。

これより、全体的にみてパターン分類はほぼ空気連行量と対応しているとみられる。

2. 空気の連行過程とスタンド下流側水槽長さ決定の指標

1で述べた、定常実験の結果から、空気の連行は落水脈の位置と、スタンド下流側水槽内の流況によって決定されるものであると考えられる。

よって、落水脈により連行された空気のスタンド内での移動をたどれば、逆に空気が連行されない、スタンド下流側水槽長さLと幅Wが決定できる。

この章では、管内流入流速と落水脈の位置からスタンド下流側水槽長さLと幅Wを決定する方法についての指標を得ることを目的とする。

a. 落水脈の軌跡

各スタンドの中間壁を流下する流量Qと越流水深Hをそれぞれ縦横軸にとって H-Q/W 曲線を示すと Fig-10のとおりである。また、一般に完全越流の堰の流量公式は(1)で表現される。

$$Q = CWH^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (1)$$

実験測定値を使用して、最小2乗法によりCを求める、C=1.789となり(2)式を得る。Fig-10にこの(2)を示

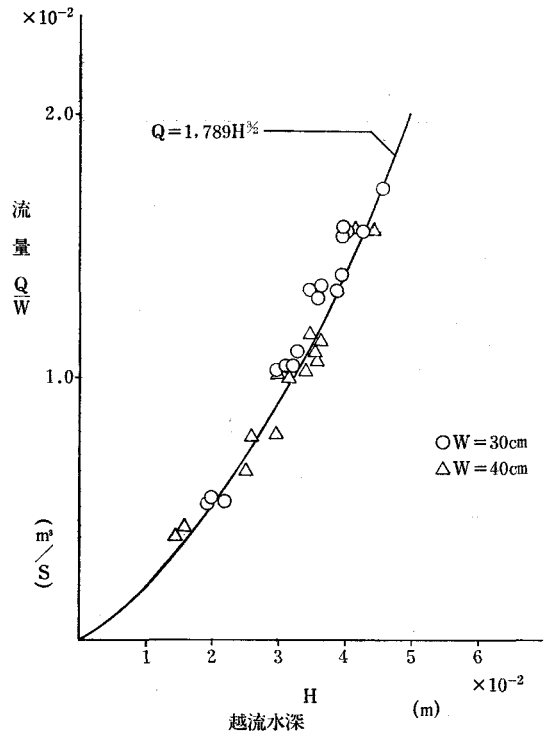


Fig-10 H-Q/W 曲線

してある。

$$Q = 1.789 \cdot W \cdot H^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、W: 越流幅 (m) H: 越流水深 (m) Q: 流量 (m³/s)

さて、刃形せきでの落水脈の上面の一般式は、

$$\frac{y}{H} = A \left(\frac{x}{H} \right)^2 + B \left(\frac{x}{H} \right) + C + D \dots \dots (3)$$

x, y: 刃先を原点にした場合の位置

H: 越流水深

(3)式で表現される Blaisdell の式に実験結果をあてはめ各定数を求めると(4)式となる。

$$\frac{y}{H} = -0.425 \left(\frac{x}{H} \right)^2 + 0.055 \left(\frac{x}{H} \right) + 0.709 \dots (4)$$

つぎに、流量Qの変化、つまり越流水深Hの変化によって落水脈の位置がどうかわるかについて、越流幅30cmで流量を1ℓ~5ℓまで、5段階に変化させて、そのときのナップの位置をビデオポジションアナライザーによって解析した。実測値をグラフにプロットしたものと、(4)式の値をグラフにプロットしたものとを比較すると、Fig-11に示すように、かなりよく一致しているので(4)式をそのまま、本実験の落水脈の形状の式として採用する。

落水脈の式は、(4)式の状態で水面まで落ち、水面の突入のあと減勢されるが、今、ナップが水面で減勢されることなく、水面下も同じ軌跡をたどると仮定するとx方向の移動距離は、(4)式の2次式を解いて算出される。

以上から、落水脈の位置は、越流水深によって決定

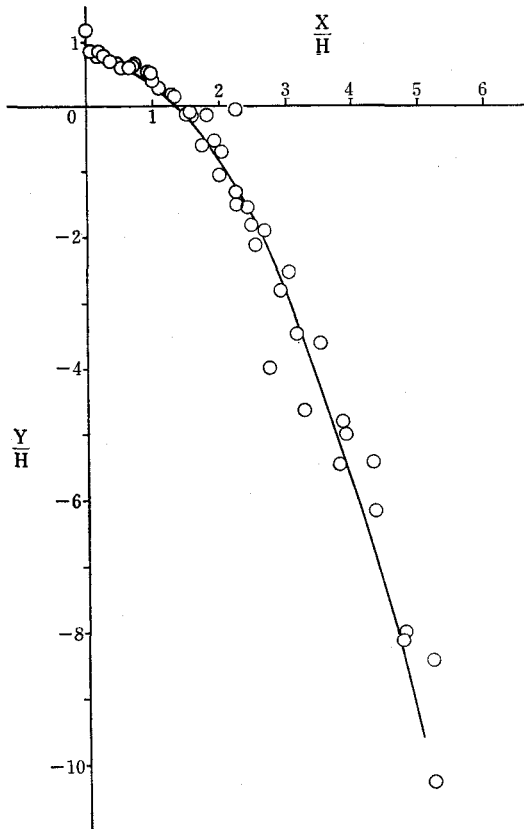


Fig-11 落下水脈の軌跡

されることから、流量とスタンド幅がわかれば落下水脈の軌跡は決定される。

b. 管内流入流速と空気連行量

空気の連行が、管内流入流速によって大きく影響されることは Fig-7 から理解できるが、管内流入流速が大きくなれば、必ずしも空気の連行量が大きくなるとはいえない。これは、空気連行には流速のみが影響しているのではなく、スタンド下流側水槽長さも影響しているからである。

今、管内流入流速が、スタンド水槽内で如何なる範囲にまで影響するかを調べるため、次のような補足実験を実施した。すなわち、Fig-12 に示した水槽で空気泡を発生させ、管内に空気泡が引き込まれる限界長さを測定した。ここで限界長さとは、平均直径約 2mm の球状空気泡が 100% (発生量 100 個中) 引き込まれる最大長さである。管の中心と管の中心から、鉛直方向上下に 5cm と 7cm の位置の計 5 点について実験した。その結果 Table-4 のようになり、管底の延長上が最も影響長が大きい。また、この実験から、管内への空気連行は、管路上端部より上側からもあるが、管中心軸より下側からの連行と比較すると、かなり少なく、パターン 4 の状態となるに大きな要因を占めるのは、管中心軸より下側から連行さ

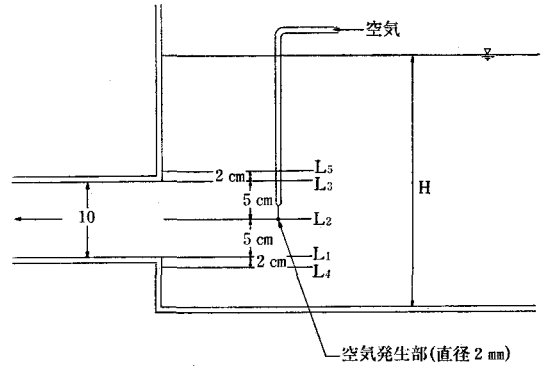


Fig-12 管内流入流速の影響度の実験

Table-4 管内流入流速の影響の実験結果

V (m/s)	H (cm)	L ₁ (cm)	L ₂ (cm)	L ₃ (cm)	L ₄ (cm)	L ₅ (cm)
1.73	64	16.0	13.7	11.1	15.7	10.7
1.02		12.9	11.0	8.5	12.0	7.3
0.51		8.3	6.6	3.6	8.3	0
0.26		5.2	4.4	1.2	5.2	0
0.13		3.1	2.6	0	3.5	0

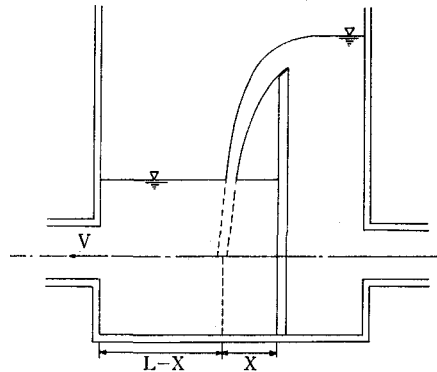


Fig-13 空気泡滞留時間について

れる空気泡であると考えられる。

ここに、Fig-13 に示すように前項で求めた落下水脈の管中心軸延長上までの水平距離 X をスタンド下流側水槽長さ L から差し引いたものを管内流入流速 V で除した $(L-X)/V$ を横軸に、空気連行量を縦軸にとると、Fig-14 となる。

ここで、 $(L-X)/V$ は、スタンド水槽内の空気泡の滞留時間を表わすものであり、 $(L-X)$ が大きいほどかつ管内流入流速 V が小さいほどスタンド水槽内の空気泡滞留時間は大きくなり、空気泡が管内に連行される以前に、浮力により管の上端より上方に上昇するため、空気連行量は小さくなる。

Fig-14 によると、 $(L-X)/V > 0.25$ の場合は、空気

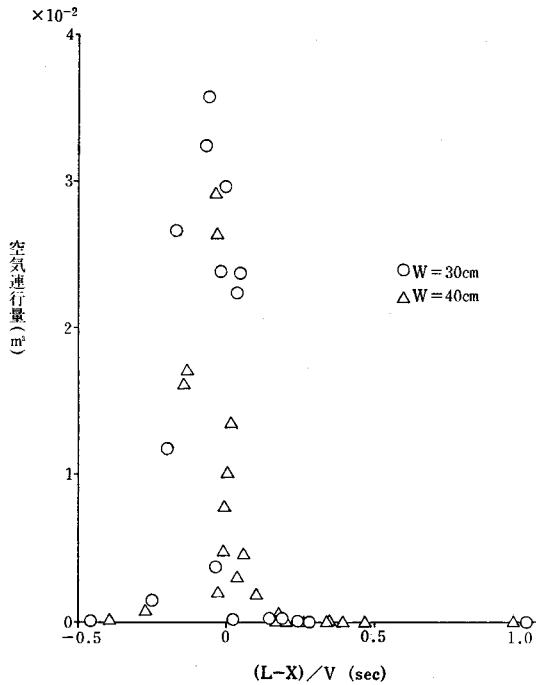


Fig-14 空気泡滞留時間と空気連行量

はほとんど連行しておらず、 $(L-X)/V < 0.05$ の場合は、空気連行量は極端に大きくなるのがわかる。

ただし、ここに $(L-X)/V < 0$ の場合は、 V は正であるため $(L-X) < 0$ を表わしており、これは落水脈がスタンド下流側水槽下流壁を直撃する場合である。この場合は、管内流入流速が非常に小さい場合、空気が連行されないことがあり、滞留時間の考え方のみでは、十分説明できない。しかし、水理構造物としては、落水脈が壁に当たるような構造は適当でないので、 $(L-X)$ が負になるような構造は別にして、ここでは $(L-X)$ が正の時のみ、空気泡の滞留時間が如何なる範囲にあれば空気が連行されないかを検討する。

c. 空気連行の判定条件

先に述べた落水脈の落下位置と管内流入流速から総合的に、空気が管内に連行されない判定条件について検討する。

この項では、判定条件を作成するに当たり、管内流入流速 V は管の全断面積を用いて算出した V' を用いて検討する。

これにより求めた、スタンド水槽内の空気滞留時間と各流況パターン及び空気量をプロットしたものが Fig-15, 16である。(ケースは1~10まで)

これによると、パターン2~4については、その状態が過渡的なものであるため $(L-X)/V'$ の境界は定かでないが、条件が $(L-X)/V' > 0.25$ であればパターン1の空気連行が発生しない状態になるものと考えられ

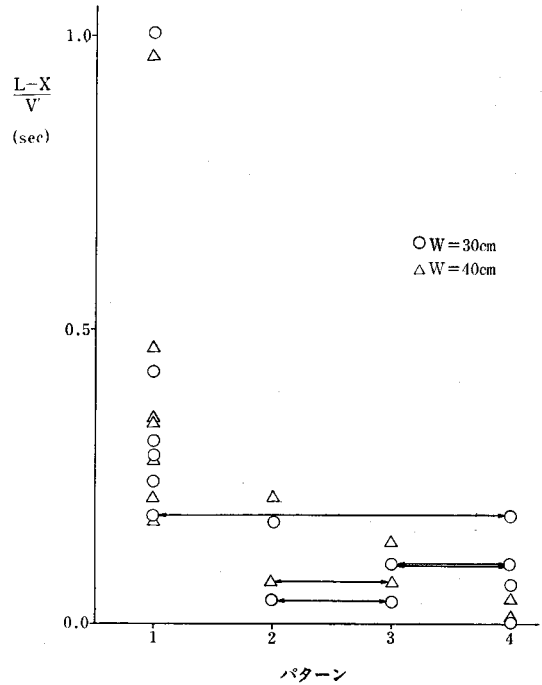


Fig-15 パターン空気泡滞留時間

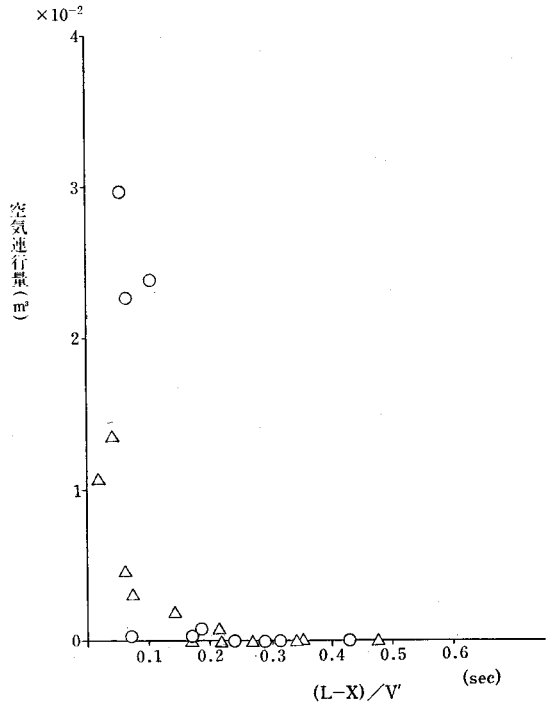


Fig-16 空気量と空気泡滞留時間

る。
ここに、空気連行量をさらに明らかにするため追加した実験ケース11, 12, 13と、新たに判定条件の実証のために実施した (Table-5 に掲げる) ケース14, 15, 16の

Table-5 実験の結果 (ケース14~16)

CASE	スタンド内側幅W (cm)	スタンド下流側水槽長さL (cm)	越流壁高さH (cm)	流量Q (ℓ/s)	パターン
14	40	34	40	1.500	1
				2.500	1
				3.500	1
				4.500	1
				5.500	1
15	40	24	40	1.500	1
				2.500	1-2
				3.500	2
				4.500	3-4
16	40	19	40	1.500	1
				2.500	1-2
				3.500	3
				4.500	4

Table-6 パターン判定と実測パターン

CASE	スタンド内側幅W (cm)	スタンド下流側水槽長さL (cm)	越流壁高さH (cm)	流量Q (ℓ/s)	パターン観察	$\frac{L-X}{V'}$	判定パターン
11	40	19	50	1.692	1	0.3136	1
				1.915	1	0.2533	1
				2.190	2	0.1977	
				3.076	3	0.0942	
				3.129	3	0.0901	
				3.602	3	0.0601	
				3.961	3-4	0.0430	
				4.696	4	0.0176	
				5.471	4	-0.00013	
12	30	19	50	1.554	1	0.2928	1
				1.566	1	0.2886	1
				2.183	2	0.1440	
				2.292	2	0.1277	
				2.544	2	0.0962	
				3.147	3	0.0449	
				3.228	3	0.0366	
				3.603	3	0.0196	
				3.730	3-4	0.0140	
				3.973	4	0.0044	
4.733	4	-0.0185					
13	40	24	50	1.760	1	0.5164	1
				2.613	1	0.2880	1
				2.903	2	0.2439	
				3.121	2	0.2165	
				3.138	2	0.2145	
				3.584	3	0.1706	
				3.594	3	0.1697	
				3.922	4	0.1447	
14	40	34	40	1.500	1	1.1670	1
				2.500	1	0.6227	1
				3.500	1	0.4021	1
				4.500	1	0.2851	1
				5.500	1	0.2134	×
15	40	24	40	1.500	1	0.6437	1
				2.500	1-2	0.3087	1
				3.500	2	0.1778	
				4.500	3-4	0.1175	
16	40	19	40	1.500	1	0.3820	1
				2.500	1-2	0.1517	×
				3.500	3	0.0657	
				4.500	4	0.0234	

実験を用いて、スタンド水槽内空気滞留時間を計算し、パターン1となる条件に当てはまるものと、それ以外のものを分類すると Table-6 のとおりである。観察によるパターン分類とスタンド水槽内滞留時間によるパ

ターン判定とは、かなりよく適合している。

よって、本模型では空気が連行されない判定式は(5)式であり、スタンド下流側水槽長さは、これを L について変形した(6)式で表わされる。

$$\frac{L-X}{V'} > 0.25 \dots \dots \dots (5)$$

$$L > 0.25V' + X \dots \dots \dots (6)$$

ここに、

L : スタンド水槽下流部長さ

X : 落水脈の管中心軸延長までの水平距離

V' : 管内流入平均流速

ただし、適用範囲として、かぶり水深は管中心から管径の2~3倍とする。

最大通水量 $0.006\text{m}^3/\text{sec}$ を通水する場合は、スタンド幅 $W=0.3\text{m}$ の時、スタンド下流側水槽長さ $L > 0.421\text{m}$ ・スタンド幅 $W=40\text{cm}$ の時、スタンド下流側水槽長さ $L > 0.398\text{m}$ となる。すなわち、本模型ではスタンド幅を管径の4倍、スタンド下流側水槽長さを管径の4倍にとることが必要であるといえる。

判定条件作成に当って、本報告では、スタンド水槽内の空気滞留時間といった考え方をを用いた。しかし(5)式の判定式だけで、すべてのスタンド水槽に空気連行のない容量が決定されるか否かについては、さらに次の3点について検討しなければならない。

第1に、落水脈は管の中心軸延長線まで到達し、落水脈によって発生した空気も全量はその位置まで達しているとする点である。

本実験ではスタンド下流側水槽のかぶり水深を、管径の2~3倍とったが、いずれの場合も落水脈による発生空気泡は、管中心軸線まで達していたためこのように考えた。しかし、実際には下流側水槽の水位を高く保ち、いわゆる、かぶり水深を大きくとれば管中心軸線に達する落水脈のエネルギーは小さくなり、空気泡発生量は減少、また水脈落下距離も短くなるため、同一流量、同一スタンド容量形状であっても、流況は異なる。すなわち、かぶり水深が大きくなるほど管内への空気連行は少なくなるものと考えられる。

このため、かぶり水深の違いによる空気の発生量について考察を加えることも重要である。

第2は模型と実物の空気球の大きさに相似性がないため、発生する空気泡の大きさによって、浮力・抗力が異なり、必要なスタンド水槽内の空気泡の滞留時間も異なる点である。今、水中の空気球には重力 mg と浮力 $mg \frac{\rho_F}{\rho_S}$ が働いており、流速 V で上昇するとき抗力 D が下向きに働く、(ただし空気球は水圧による変形はないものとする。)これを運動方程式で表わすと(7)式のようになり、

$$m \frac{dv}{dt} = mg \frac{\rho_F}{\rho_S} - D - mg \dots \dots \dots (7)$$

ここで、

m : 空気球の質量 ρ_F : 水の密度

ρ_s : 空気密度

$$D = C_0 \frac{\rho_F}{2} V^2 A$$

A : 球の大きさを表わす面積

C_0 : 抗力係数

これを解くと、

$$\frac{dv}{dt} = g \frac{\rho_F - \rho_s}{\rho_s} - C_0 \frac{\rho_F A}{2m} V^2 \dots\dots\dots(8)$$

$$k_1 = g \frac{\rho_F - \rho_s}{\rho_s}, \quad k_2 = \frac{C_0 \rho_F A}{2m} \text{とおき,}$$

これを時間 t で積分すると、

$$\therefore V = -\sqrt{\frac{k_1}{k_2}} \frac{1 - e^{\sqrt{k_1 k_2} t}}{1 + e^{\sqrt{k_1 k_2} t}} \dots\dots\dots(9)$$

を得る。

S を上昇距離とすると、

$$V = \frac{ds}{dt} \text{から}$$

時間 t で積分して、 $C = 2\sqrt{k_1 k_2}$ とおき

$$S = \sqrt{\frac{k_1}{k_2}} \frac{1}{2\sqrt{k_1 k_2}} \{2 \log |e^{Ct} + 1| - \log e^{Ct} - 2 \log 2\} \dots\dots\dots(10)$$

となる。

(10)式において、条件は、

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_F = 102 \text{ kg sec}^2/\text{m}^4 \\ \rho_s = 0.125 \text{ kg sec}^2/\text{m}^4 \\ g = 9.8 \text{ m/sec}^2 \\ C_0 = 0.34 \\ A = \pi r^2 \\ m = \frac{4}{3} \pi r^3 \rho_s \text{ であり} \end{array} \right.$$

今、水中の空気球の半径 r は非常に小さいので、近似式として、(11)式から上昇距離 S が求まる。

$$\therefore S \doteq \sqrt{\frac{k_1}{k_2}} t \dots\dots\dots(11)$$

(11)式によると、空気球の上昇速度 V は、

$$V = \left(\frac{8g(\rho_F - \rho_s)}{3C_0 \rho_F} r \right)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots(12)$$

で表わされるため、空気球の半径 $r^{\frac{1}{2}}$ に比例するといえる。

本実験では、測定の結果空気球は平均半径約 1 mm であった。よって、上昇速度(12)式により 0.277m/s である。ちなみに、この値と管の中心軸から管の上端までの距離

0.05m により、管中心軸から管の上端までの上昇時間を計算すると 0.181秒となり、判定条件でパターン 1 の条件として与えたスタンド水槽内の空気泡滞留時間 0.25 秒に、ほぼ対応していることがわかる。

すなわち、空気が連行されないためには、空気球の半径が小さくなれば、上昇時間が長くなるため、スタンド水槽内の空気泡の滞留時間を長くとり、空気球の半径が大きくなれば、上昇時間が短くなるため、スタンド水槽内の空気泡の滞留時間を短くとらなければならない。すなわち、空気球の大きさが変化することにより、判定条件を変えることが必要となる。

第 3 に、本論では、スタンド水槽内滞留時間を求めるための指標となる長さを管中心軸上からの距離としたが、スタンド水槽内の流況は、スタンド容量が小さくなればなるほど複雑となる。このため、指標となる長さをどこにとるかはなお問題が残る。

以上の 3 点から a 項で求めた判定条件と、スタンド下流側水槽長さの式は、本実験では空気連行を阻止する条件式として 1 つの指針となるが、実構造物で使用するにあたっては以上述べた留意点をよく吟味し、適用することが必要である。

Ⅲ スタンド上流側水槽の容量決定法

1. 模型実験

模型は Fig-17 に示されるようなものであり、いわゆるスタンド水槽の上流部だけを表わしている。

実験は流量 Q 、水槽長さ L 、水槽幅 W を変化させて吐出水槽内に発生する水面変動 Δh 、水槽中央断面平均水位 ($H+h$) を測定した。ここで水面変動 Δh は波高の(最高値-最低値)/2で表わし、 H は越流壁高さ、 h は越流水深を示す。

実験のケースは水槽幅を $W=40\text{cm}$ と 30cm 、水槽長さ $L=40\text{cm}$ 、 30cm 、 20cm 、越流壁高さ $H=30\text{cm}$ で流量を約 5 l ~ 10 l まで 4 段階変化させた組み合わせのケースを行った。

次に、水槽幅をより小さくして、 $W=20\text{cm}$ とし、水槽長さ $L=40$ 、 30 、 20cm 越流壁高さ $H=30\text{cm}$ で流量を約 1 l ~ 10 l まで、6 段階変化させた組み合わせのケースを行った。以上の結果は Table 7 に示される。

水面の波立ちは主にパイプラインから流出した噴流の

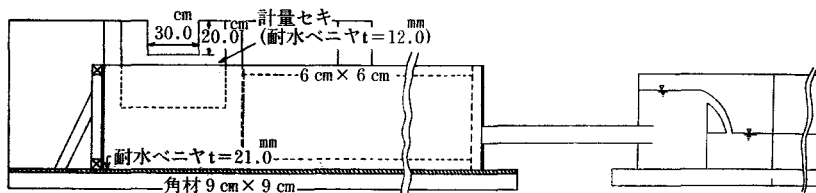


Fig-17 上流水槽実験模型の概要

影響によって発生するものであるが、水槽の容量が小さいとき、水槽内の流況は複雑で安定しない。

また、発生する波は x 方向のみの2次元的な波ではなく、側壁の影響も大きい3次元的な波であるため、固有振動もほとんど認められない。特に、流量が増大し、噴流の流速が増し、波立ちが大きくなるにつれてその傾向は顕著となる。

そこで、本実験では水槽長さ L と水面変動 Δh との関係を調べた。ここで Δh は実験の方法でも示したように波高の(最高値-最低値)/2の値を求める。

この方法を用いての波高の測定結果は、Table-7のようになった。また、測定流量についてもこのTableに示す。

Table-7より、流量 Q と水面変動 Δh にはかなりの相関性があると考えられる。今、本実験では管径は10cm一定であるから、明らかに流速と水面変動の間にも相関性は認められる。そこでこのデータを用いてもう少し考察を進めてみる。

Fig-18は水槽幅40cm一定として、水槽長さの中央断面での平均流速を $V_2=Q/W(H+h)$ とした時の横軸にフルード数 $Fr=V_2/\sqrt{g(H+h)}$ を縦軸に $\Delta h/D$ をとったグラフである。これより L/D =一定の条件下では Fr 数が増大するに従って、 Δh も増大していることがわかる。しかも Fr 数と Δh の間にはかなりの相関性がある。また、 L が小さくなるほど Δh は大きくなるが、

Table-7(1) 実験の結果

	W (cm)	L (cm)	H (cm)	流 量 (ℓ/sec)	最大振幅 (cm)
1	40	20	30	1.01	0
				2.27	0
				3.82	0
				5.61	0.0043
				7.61	0.0125
				9.78	0.0238
2	40	30	30	1.01	0
				2.27	0
				3.82	0
				5.61	0.0060
				7.61	0.0099
				9.78	0.0203
3	40	40	30	1.01	0
				2.27	0
				3.82	0
				5.61	0.0043
				7.61	0.0086
				9.78	0.0130
4	30	20	30	1.01	0
				2.27	0
				3.82	0.0043
				5.61	0.0108
				7.61	0.0143
				9.78	0.2591
5	30	30	30	1.01	0
				2.27	0
				3.82	0.0389
				5.61	0.0993
				7.61	0.0138
				9.78	0.2116

Table-7(2)

	W (cm)	L (cm)	H (cm)	流 量 (ℓ/sec)	最大振幅 (cm)
6	30	40	30	1.01	0
				2.27	0
				3.82	0
				5.61	0.0065
				7.61	0.0108
				9.78	0.0238
7	20	20	30	1.01	0
				2.27	0
				3.82	0.0065
				5.61	0.0117
				7.61	0.0194
				9.78	0.0382
8	20	30	30	1.01	0
				2.27	0.0039
				3.82	0.0086
				5.61	0.0117
				7.61	0.0190
				9.78	0.0354
9	20	40	30	1.01	0
				2.27	0.0026
				3.82	0.0078
				5.61	0.0151
				7.61	0.0212
				9.87	0.0259

L/D の値のいかに拘らず、波立ちはフルード数 $Fr=0.017$ 程度から発生している。

Fig-19, $W=30$ cm一定の場合の図においても、Fig-18と同様のことが言える。ただし、波立ちの発生地点はフルード数が異なり、 $W=30$ cmでは $Fr=0.013$ である。また、Fig-19, 20より $L/D=4$ では Δh は Fr 数に対して、相関性が強いが $L/D=2$ では吐出水槽内流況が複雑で、 Δh と Fr 数の関係に相関性は失われる。

次に $W=20$ cmの場合であるが、これはFig-20に示される。 $W=30$ cm, 40cmの時にみられたような流量 Q や水槽長さ L に対する、ある一定の傾向はなく、かなり複雑になっていることがわかる。しかし、このケースの場合でも、 Fr 数0.010程度から急激に波立ちが大きくなっていることがわかる。

2. スタンド上流側水槽容量決定の指標

以上より総合して、容積で比較すると $\Delta h/D=0.05$ が発生する Fr 数は0.02である。よって0.02以下におさえると波立ちは $\Delta h/D=0.05$ 以下におさまることになる。

このことから逆に、波立ちのない水槽の最小容量が決定される。

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g(H+h)}} = \frac{Q}{W(H+h)\sqrt{g(H+h)}} \dots\dots\dots (13)$$

$$Q = CW h^{\frac{3}{2}} \quad (C \text{は越流係数}) \dots\dots\dots (14)$$

しかし、越流水深 h が水槽高さ H と比較して、かなり小さいことから、越流水深 h を含んだ水槽高さを H とおくと、式は簡略化され

$$0.02 > \frac{Q}{W g^{\frac{1}{2}} H^{\frac{3}{2}}} \dots\dots\dots (15)$$

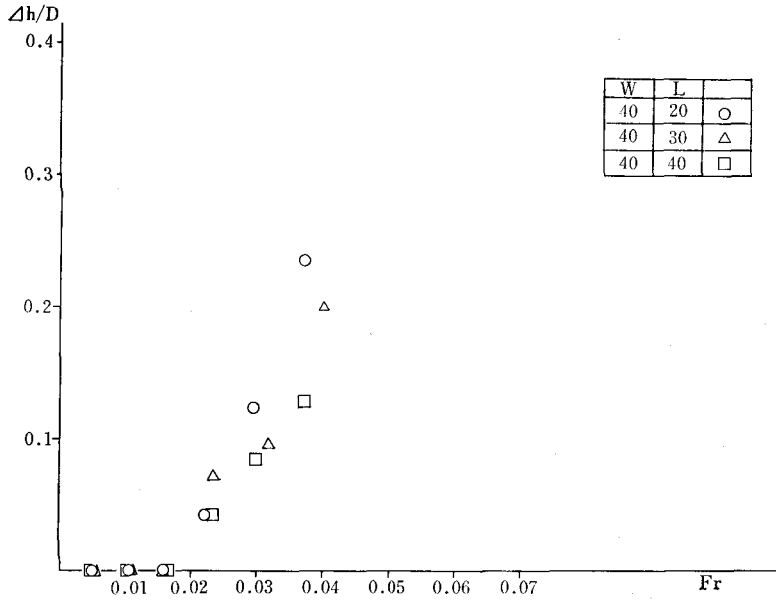


Fig-18 Fr 数と波立ちとの関係 (W=40cm)

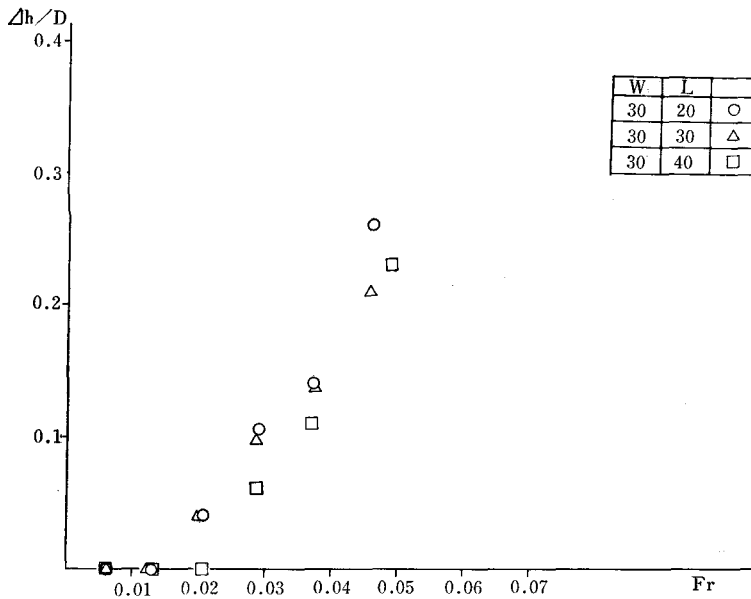


Fig-19 Fr 数と波立ちとの関係 (W=30cm)

$$\therefore 0.063 > \frac{Q}{WH^3} \dots \dots \dots (10)$$

この式は、大きめの水槽容量を算出し、安全側である。但し、幅と水槽高さとの割合については、形状の影響を考慮して決定しなければならない。形状については今後の課題である。

N 結 言

本報告では現在、オープンタイプパイプライン系で発生している脈動現象に注目し、その主たる原因の一つであるオーバーフロー型のスタンド水槽から管路への空気の連行現象について検討を行った。

その結果、次に示すようなことが判明した。

- (1) 空気連行には、大きく分類して4つのパターンがあり、空気の連行量と4つの流況パターンには相関性がある。

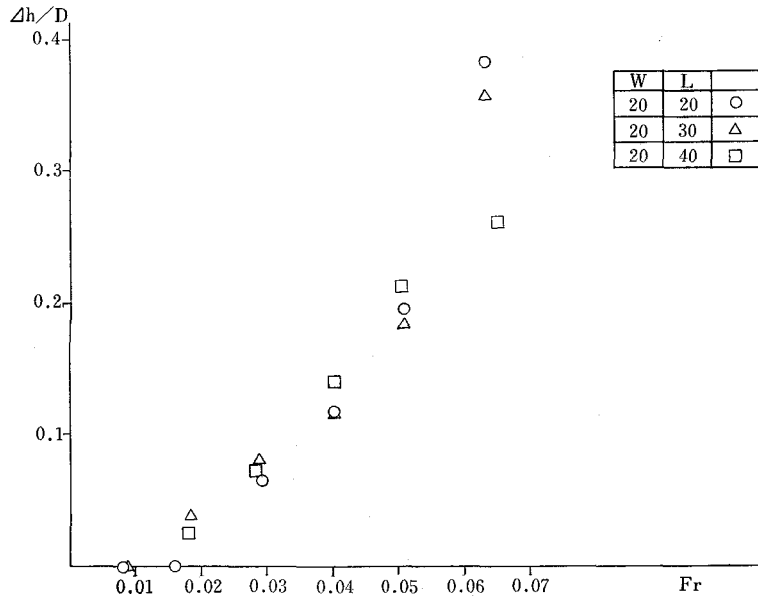


Fig-20 Fr 数と波立ちとの関係 (W=20cm)

(2) 非定常状態はもとより、定常状態でも空気の連行は発生する。

(3) 空気の管内への連行を支配する因子としては、落水脈とスタンド下流側水槽の水位で決定される空気の発生量と、落水脈の落下位置とスタンド下流側水槽内の流況により決定される空気の連行率とに分かれる。

(4) 空気の連行量は、スタンド下流側水槽長さを大きくするほど、管内流入流速を小さくするほど小さくなる。

なお、スタンド水槽下流側長さを大きくすることは、落水脈の位置を管入口から上流側へ後退させることを意味する。

(5) スタンド下流側水槽長さは、次の式で求められる。

$$L > 0.25V' + X$$

L : スタンド下流側水槽長さ

X : 堰クレストから落水脈の管中心軸線までの水平距離

V' : 管内流入平均流速

(6), (5) で示した式の使用にあたっては、次の3つの留意点に配慮する必要がある。① : かぶり水深によって変

化する。ただし、ここではかぶり水深は管径の2~3倍とする。② : 発生する空気球の大きさによって、式の係数0.25は変化すると考えられる。③ : 指標とする長さを管中心軸上からの距離としたが、スタンド水槽内の流況が複雑になると、一様に、管中心軸上からの距離を指標長さにとることは若干疑問がある。

(7) 上流側水槽の波立ち Δh を $\Delta h/D = 0.05$ (管径 D) 以下におさえるためには、 $Fr = 0.02$ 以上にしなければならない。

但し $Fr = \frac{V}{\sqrt{g(H+h)}}$ (越流水深 h , 水槽高さ H , 流速 V)

また、波立ちが急激に大きくなるのは $Fr = 0.01$ からである。

以上、本報告では空気の連行を防止するためのスタンド下流側水槽長さの決定に関する指針を示したが、空気の相似律の問題やかぶり水深の問題等、解決されていない点も多いので、今後、縮尺率の小さな模型により実験を行い、空気連行防止のためのスタンド水槽容量の決定方法をより明らかにしたいと考えている。

傾斜地帯畑における水需要の実態解析と 用水量パターンの類型化

永石 義隆*

目 次

1. まえがき.....(15)	(2) 降雨量.....(16)
2. 畑地かんがい用水量の考え方.....(15)	(3) 作物の栽培.....(19)
3. 試験の場所.....(15)	(4) 冬作物別の用水量パターン.....(19)
4. 試験方法.....(16)	6. 結果の検討.....(23)
5. 試験結果.....(16)	7. むすび.....(24)
(1) 圃場土の性質.....(16)	

1. まえがき

水は重要な天然資源として認められているにもかかわらず、石油とか石炭などの化石エネルギー資源に比べて評価がきわめて低い。この理由は、水は大気圏内を循環している物質であり、最終的にはもとに戻ってくるという安易な考え方に起因しているのではなからうか。しかし、現在では水需要が多様化し、水資源も無限ではなく、有限として考える必要性が叫ばれ、無駄のない効率的な利用が強調されている。

日本は、世界有数の水使用国であり、水田農業が主体ということから、農業用水は全水使用量の約30%を占めている¹⁾。近年は、農林業をめぐる諸情勢が大きく変化し、比較的安定的であった農業水利秩序が乱され、農業用水資源の逼迫が憂慮されている。このような中において、農林水産技術会議傘下の試験研究機関のプロジェクト研究「農業水利施設系における水管理のシステム化に関する総合研究」が昭和53年から57年の5カ年間実施され、限りある資源をますます複雑多様化する水利用形態の変化に対応して、如何に有効・適切かつ省力的に制御・配分するかという視点から、水源から圃場にいたる一連の農業水利施設系における水管理のシステム化方式と、それに必要な諸技術の開発研究に取組んだ。

本報告は、本プロジェクト研究の一環として担当した「中間地帯畑における水需要構造の実態解析と用水量パターンの類型化」の中で、現地の畑地かんがい施設の設計・施工に参考となるような部分について抜粋し、取りまとめたものである。

2. 畑地かんがい用水量の考え方

従来、畑地かんがいの設計基準における消費水量は、

作物が正常に生育し、高品質と多収量を実現し得る状況下で消費される有効土層中の水分量とされ、計画日最大消費水量は、消費水量に気象因子、特に土壤面蒸発量を加味して定めることが規定されている。しかし、現地の畑地かんがい用水量は作物の蒸発散量のほかに、栽培管理のための用水、及び気象災害防止のための用水、すなわち多目的用水量を含めたものになる。また、受益地以外の地域から加入要求が出たような場合、日最大消費水量を基準とすると対応できないが、日最大消費水量を調整考慮することによってかんがい面積を広げ柔軟な対応が可能となる。したがって、日最大消費水量だけでなく、作物の生育・収量に影響しない範囲の日消費水量を基準にすることも考えられる²⁾。

本研究では、その当たりの境界領域を加味した検討を行い、現実的な用水量の設計数値として解析を行っている。

3. 試験の場所

第1図は試験を実施した場所の位置を示しており、第1表は試験地の明細を記している。5地区の中、松山地区を除いて全て傾斜地である。松山地区は塩田跡地で、海砂を客土して畑地に整備したところで、標高(GH)は0.5~1mの範囲である。向谷地区(GH=50~150m)及び神田地区(GH=60~70m)は昭和54年度に県営事業によって農地造成を実施したところである。八十場地区(GH=50~150m)及び佐文地区(GH=100~200m)は既成の農地である。

畑地かんがい施設の運営管理は松山地区を除いて組合法人の形で、農家の自主運営がなされている。松山地区は農協が管理運営を行っており、農家の自主運営とはいささか異なる。

畑地かんがい施設は佐文地区を除いて全自動方式であ

*四国農業試験場土地利用部

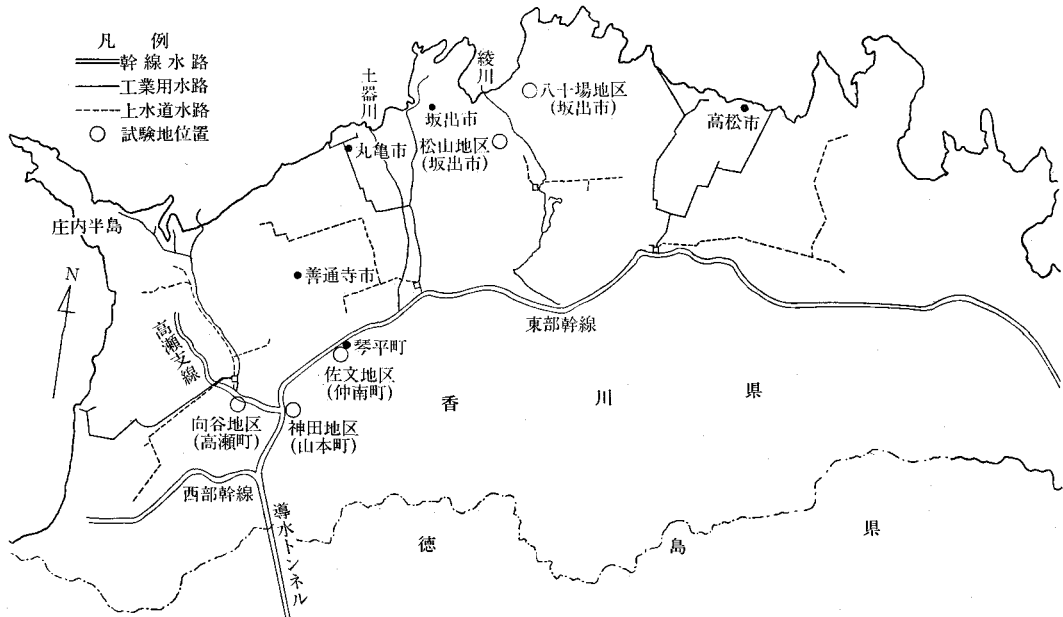


図-1 試験地位置図

り、施設の操作は全地区が責任者を決め計画的に行っている。用水源は全地区が香川用水を利用している。

4. 試験方法

かんがい用水量は揚水ポンプに稼動計をセットし、稼動時間を直接補え換算した。また、補足的に各農家の用水管理記録と消費電力量からチェックを行った。一方、作物及び土壌の種類によって用水の消費構造が異なるので、作物別の栽培管理並びに各圃場の土壌調査を実施し、用水消費との関連において検討した。なお、かんがいに対する有効雨量については試験地に近い場所の測定データを基に検討を加えた。

有効雨量の算定は、1日当たり1mm以上の降雨量を採用し、土壌の有効保水量は設計かんがい水量とし、消費水量は多い時期(6~9月)で、1日当たり5mm、少ない時期(1, 2月及び12月)は2mm、その他の月は中間をとり3.5mmとして算出した。

5. 試験結果

(1) 圃場土の性質

かんがい用水量は圃場土の性質に大きく左右されるので、畑地かんがいを考える場合は土壌条件の確認が是非必要である。

第2図は各試験地の土壌断面図で、第2表はその物理性の一覧表である。

向谷(茶)及び佐文(竹のこ)の両地区は花崗岩風化土壌(普通、マサ土という)で、透水性は良好で、保水

性は小さいが、有効土層は50cmと深い。八十場地区(ウンシュウミカン、以下ミカンという)は安山岩系の粘質土壌で、透水性は悪いが、保水性はよい。しかし、有効土層は約35cmと浅かった。神田地区(タバコ+アスパラガス)はマサ土と粘質土壌(和泉砂岩系)が混在しており、マサ土部分でも造成時のブルドーザの走行でよく締まっているため、粘質土壌と同様透水性はよくなかった。松山地区(ニンジン+カンショ)は表層部20cm程度の海砂部分は比較的透水性はよいが、保水性は悪い。第2表の最終欄に示しているインタークレート定数は土壌条件をよく表現している。すなわち、ベイシックインタークレート(IB)は粘質土壌では少なく、砂質土壌ほど多くなっている。1回当たりのかんがい水量は土壌状態と制限土層及び土壌水分消費型によって相違するので、畑地かんがいの設計に当たっては調査基準に基づいて土壌条件を十分に精査することが重要である。

(2) 降雨量

年次によって用水量パターンが変化するのは降雨量の総量と降雨の分布が相違するからである。第3表には、試験期間中の降雨量を掲げた。かんがい計画における降雨量はかんがい期間内の降雨を対象とすればよいが、作物によってかんがい期間が異なるので、ここでは年間を通して検討した。

水源計画における有効雨量の算出方法は土地改良事業計画設計基準では次のように規定している。

① 降雨量(R)に0.8を乗ずる。

$$0.8 \times R \quad (R < 5 \text{ mm のとき, } R = 0)$$

表-1 試 験 地 の 明 細

地区名	土 地 基 盤				作 物	営 業 技 術 体 系					水 源 水 利 施 設	
	地 形	形 状	地質土壌	造 成 形 態		面積 (ha)	農家数 (戸)	経 営 規 模 (ha)				運 営 組 織
								平均	最少	最大		
八十場 (坂出市)	中 傾 斜	矩形, 1飛 団地 (0.8~ 0.9ha)	安 山 岩	斜 面 畑	ミカン(85%), イチジク, モモ, ナン, ウメ, ブ ドウ	9.5	11	1.5	1.0	2.5	水利組合	香川用水, タメ池併用 $\phi=80\text{mm}$, $H=80\text{m}$ $Q=0.525\text{m}^3/\text{min}$, $A=15\text{kw/hr}$
向 谷 (高瀬町)	中 傾 斜	ほぼ矩形 3~4の飛 団地 (1~3ha)	花 崗 岩	改良山成畑	茶(80%) 普通畑, 竹	9.1	12	0.76*	0.9*	1.4*	水利組合	香川用水, ファームポンド $\phi=80\text{mm}$, $H=80\text{m}$ $Q=0.49\text{m}^3/\text{min}$, $A=15\text{kw/hr}$
松 山 (坂出市)	平 坦 地	正 方 形	砂 土	塩 田 跡 地	金時ニンジン + 早掘カンショ	17.1	67	2.0	1.0	5.0	農 協	香川用水, ファームポンド $\phi=100\text{mm}$, $H=70\text{m}$ $Q=1.5\text{m}^3/\text{min}$, $A=30\text{kw/hr}$
神 田 (山本町)	緩 傾 斜	矩 形	花 崗 岩 和泉砂岩	広幅テラス畑	タバコ(60%) アスパラ(20%) 飼料(10%) 麦ほか	16.9	32	1.58	0.4	4.1	水利組合	香川用水, タメ池併用 $\phi=80\text{mm}$, $H=43\text{m}$ $Q=1.311\text{m}^3/\text{min}$, $A=15\text{kw/hr}$
佐 文 (仲南町)	中 傾 斜	2 飛 団 地	花 崗 岩	斜 面 畑	竹(70%) ミカン	55.0	90	1.0	0.5	4.0	水利組合	香川用水, タメ池併用 $\phi=80\text{mm}$, $H=128\text{m}^{**}$ $Q=0.9\text{m}^3/\text{min}$, $A=37\text{kw/hr}$

(注) *印は畑かんのみの面積, 面積のS I単位は m^2 で従来の $1\text{ha}=10^4\text{m}^2$ である。**印は試験団地約15ha分を記した。
経営面積の平均は水田を含めた値である。

表-2 試験圃場土の物理性

地区名	深さ (cm)	粒度分布(%)					土性 (国際土壌学 会法による)	真比重	3相分布(Vol.%)			PF水分(Vol.%)				粗孔 ゲキ (Vol.%)	飽和透水係数 (cm/sec)	インターク定数		
		レキ 2.0mm 以上	粗砂 2~0.2	細砂 0.2~ 0.02	シルト 0.02~ 0.002	粘土 0.002 以下			固相	液相	気相	0	1.5	3.0	3.8			C	n	IB
八十場 (No.1)	0~20	9.0	13.0	10.0	47.0	21.0	SiCL	2.64	39.0	31.0	30.0	77.3	29.1	28.0	21.3	48.2	4.63×10 ⁻³	10.7	0.833	248
	20~40	16.0	15.0	10.0	41.0	18.0	CL	2.67	36.3	25.8	38.0	70.1	25.8	24.6	19.3	44.3	2.26×10 ⁻³			
	40以下	38.0	12.0	6.0	30.0	14.0	L	2.64	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
八十場 (No.2)	0~15	12.0	13.0	8.0	48.0	19.0	SiCL	2.61	39.1	22.7	38.2	64.3	27.8	26.1	19.3	36.5	3.22×10 ⁻³	2.69	0.729	30
	15~25	8.0	12.0	9.0	49.0	22.0	SiCL	2.61	45.2	26.9	27.9	66.9	31.9	30.9	21.6	35.0	2.76×10 ⁻³			
	25~40	14.0	12.0	7.0	45.0	22.0	CL又はSiCL	2.59	48.6	36.8	14.6	70.4	32.7	32.2	23.7	37.7	2.47×10 ⁻³			
向谷 (No.1)	0~8	27.5	46.5	18.0	6.0	2.0	S	2.60	46.7	13.1	40.2	52.8	19.3	10.2	7.5	33.5	1.06×10 ⁻²	8.5	0.929	363
	8~20	34.0	51.5	11.5	3.0	0	S	2.62	48.5	11.3	40.2	50.2	17.1	8.8	6.5	33.1	1.02×10 ⁻²			
	20~35	27.5	51.5	15.0	6.0	0	S	2.62	49.2	11.5	39.3	50.0	16.6	9.2	7.2	33.4	1.45×10 ⁻²			
向谷 (No.2)	0~20	3.0	29.0	36.0	21.0	11.0	SL	2.61	36.6	27.8	35.6	65.4	34.5	25.7	19.8	30.9	1.42×10 ⁻²	11.5	0.976	631
	20~50	2.0	26.5	32.0	24.0	15.5	CL	2.65	38.9	28.5	32.6	63.4	37.2	25.7	19.7	26.2	2.85×10 ⁻³			
	60以下	4.0	42.0	32.0	26.0	6.0	SL	2.65	41.5	30.8	27.7	60.4	32.1	28.8	20.7	28.3	9.61×10 ⁻⁴			
松山 (No.1)	0~30	32.5	66.5	1.0	0.0	0.0	S	2.63	48.6	14.6	36.8	52.5	15.0	7.6	6.5	37.5	4.74×10 ⁻⁴	20.6	0.840	500
	30~50	13.0	86.0	1.0	0.0	0.0	S	2.63	48.1	8.7	43.2	50.2	7.4	2.4	1.4	42.8	5.43×10 ⁻³			
	50~70	12.0	42.0	15.0	20.0	11.0	SL	2.65	66.3	24.2	9.5	41.0	28.5	19.4	15.7	12.5	8.09×10 ⁻⁴			
	70~100	27.0	32.0	18.0	14.0	9.0	SL	2.65	65.4	28.8	5.8	41.8	25.2	14.3	10.5	16.6	7.11×10 ⁻⁴			
松山 (No.2)	0~42	3.0	90.0	7.0	0.0	0.0	S	2.65	51.2	18.8	30.0	50.5	17.4	8.5	7.2	33.1	1.54×10 ⁻³	12.9	0.790	221
	42~52	37.0	41.0	14.0	6.0	2.0	S	2.74	61.3	27.5	11.1	42.6	28.2	16.3	14.5	14.4	3.70×10 ⁻⁴			
	52~85	20.0	48.0	24.0	7.0	1.0	S	2.65	51.1	40.0	8.9	48.9	10.6	5.0	2.8	38.3	2.80×10 ⁻²			
神田 (No.1)	0~15	6.0	26.0	26.0	22.0	20.0	CL	2.66	50.6	40.2	9.2	52.1	42.3	37.9	28.8	9.8	1.18×10 ⁻³	0.77	0.750	10
	15~50	21.0	27.0	23.0	14.0	15.0	SL又はSCL	2.67	53.9	40.3	5.8	50.4	42.6	35.6	31.4	7.8	3.86×10 ⁻⁶			
	50~80	8.0	29.0	18.0	20.0	25.0	LiC又はCL	2.68	53.8	40.6	5.6	45.1	44.0	38.1	33.8	1.1	1.88×10 ⁻⁴			
	80以下	7.0	27.0	19.0	20.0	22.0	SCL又はCL	2.65	53.4	44.5	2.1	52.2	45.7	37.8	32.7	6.5	1.91×10 ⁻⁶			
神田 (No.2)	0~18	31.0	45.0	14.5	8.5	1.0	LS	2.63	54.0	22.2	23.8	50.9	16.3	15.5	13.6	34.6	1.98×10 ⁻²	0.81	0.696	7
	18~35	33.0	47.0	14.0	4.0	2.0	S	2.67	68.8	20.2	11.0	39.6	16.2	15.3	13.9	23.4	1.00×10 ⁻³			
	35~65	35.0	45.0	14.0	6.0	0	S	2.67	67.5	21.8	10.7	37.8	18.4	18.1	15.5	19.4	4.76×10 ⁻⁴			
	65~80	28.0	43.0	17.0	6.0	6.0	LS	2.64	68.9	23.9	7.2	38.0	19.9	19.5	18.5	18.1	1.08×10 ⁻⁴			
佐文	0~20	12.0	35.0	24.0	18.0	11.0	SL	2.56	38.8	32.5	28.7	69.6	34.3	29.9	22.5	35.3	1.02×10 ⁻²	10.3	0.967	542
	20~40	19.0	39.0	19.0	11.0	12.0	SL	2.63	39.6	26.2	34.2	68.7	30.3	24.1	19.4	38.4	1.02×10 ⁻²			
	40~60	20.0	42.0	15.0	11.0	12.0	SL	2.64	53.0	31.7	15.3	62.1	34.9	28.3	20.8	27.2	1.27×10 ⁻³			
	60以下	16.0	43.0	18.0	9.0	14.0	SL	2.64	—	—	—	—	—	—	—	—	—			

(注) PFをSI単位で表わす場合はPF1.5=3.14×10³pa PF3.0=9.81×10⁴pa PF4.2=1.56×10⁶paとなる。また、飽和透水係数はm/sで表わすので、10⁻²を乗じ、インターク定数のIBもm/sとなるので、1.16×10⁻⁸を乗ずる。透水係数の*印は現場測定値。

深さ	(八十場No.1)				(八十場No.2)				(向谷No.1)				(向谷No.2)				(松山No.1)				(松山No.2)								
	土性	土色	硬度	記事	土性	土色	硬度	記事	土性	土色	硬度	記事	土性	土色	硬度	記事	土性	土色	硬度	記事	土性	土色	硬度	記事	土性	土色	硬度	記事	
20	SicL	10YR 4/3	21.4 24.0	かなり固粒化 細根、中根中	SicL	10YR 3/4	20.9 21.6	表面に腐植あり 根群多し	S	10YR 6/6	9.0	表面に腐植多し 根群多し	SL	10YR 6/6	16.8 17.8	モザイクク状に色あり 7/4	S	7.5YR 4/3	4.9	根群多し 海砂	S	10YR 4/3	5.2	20cmまで 根多し 海砂					
	CL	2.5Y 4/2	21.7	排水良好	SicL	10YR 3/4	25.5	以下よく しまる	S	7.5YR 5/6	12.3	根群多し			18.5					同上									
40	L	5Y 5/1	23.5	基盤で 岩と風化 岩の混合	CL 又は SicL	10YR 4/3	30.8	根群少	S	10YR 6/6	10.4	45cmまで 根多し	CL	10YR 6/6	20.1	35cmまで 根多し			山土	SL	10YR 4/4	11.4	山土						
								有効土層 約32cm 以下基岩 ?			13.9	50cmまで 深耕 根の分布 は山側が 多く谷側 が少ない			17.8			10YR 5/6 5/4	14.3	還元層 まじり 10Y4/1	S	2.5Y 5/3	20.6	海砂					
60											34.4		SL		22.9 26.1	60cmまで 根侵入		10YR 5/6	25.6	山土と海砂の互層	S	7.5GY 4/1	9.6	地下水 元塩田					
80																		7.5GY 4/1 5GY 4/1		地下水位 面 青色粘土									

図一 ① 試験地の土壌断面

深さ	(神田No.1)				(神田No.2)				(佐文)			
	土性	土色	硬度	記事	土性	土色	硬度	記事	土性	土色	硬度	記事
20	Lic	10YR 4/3	12.3	土作 15cm前後	LS	10YR 4/4	14.3	5cmくらい	SL	10YR 4/6	11.5 14.7	表層有機質層7.5YR もろい3/4 地下基多し
	SCL 又は CL	2.5Y 4/6	18.1 16.6	は完全に 還元層 5Y5/2 酸化中	S	7.5YR 4/4	26.1 25.1	完全に還元 よく締 っている	SL	7.5YR 5/6	17.6 15.3	細根多し
40			16.8				23.8	ややしま っている	SL	7.5YR 5/6	19.9	
			19.2		S	10YR 4/4	23.7	G斑出る			23.2	50cmまで 細根侵入 基盤は透 水は少な い
60	SCL 又は CL	10G	15.0	酸化少			23.9					
			17.2		LS	10YR 5/4	26.3	よくしま っている				
80			16.8				27.1					
		10G 5/1	20.6	85cm以下 還元層	S	7.5YR 4/3		全層埋立 て土層				

図一 ② 試験地の土壌断面

② 有効雨量の上限値 (R₀) は総迅速有効水分量 (TRAM) から降雨直前における水分保持量 (有効水分量) を差し引いて算出する。

$$R_0 = TRAM - \text{降雨直前における有効水分量}$$

③ 有効雨量の決定

ア R₀ ≥ 0.8 × R のとき

$$\text{有効雨量} = 0.8 \times R$$

イ R₀ < 0.8 × R のとき

$$\text{有効雨量} = R_0$$

第3表のⅠの有効雨量は上記②の方法により、Ⅱのそれは同様に①の方法によって算出した値である。

年次によって両者には差がみられ、降雨量の少なかった53年では松山地区を除けば、①の有効雨量が多く、54

年では逆に②のそれが多くなっている。また、55年では各地区でバラツキがみられ一定していない。このように、降雨量の多少、あるいは降雨の分布によって有効雨量はかなり変化するので、その決定に際しては十分慎重を期す必要がある。

松山地区では全ての年次で、①の有効雨量より②のそれが多くなっているが、土壌が砂土であり有効水分量がきわめて少ないことが原因と思われる。

(3) 作物の栽培

用水量パターンは作物の栽培時期と畑地かんがいの方法によって大きく異なり、作物独特の型を示す。

第4表は供試した作物の香川県における栽培暦を示した。各作物のかん水の時期を下段にそれぞれ示している。野菜、タバコ及び竹のこはかん水専用の施設であるが、茶及びミカンのかん水と病虫害防除の多目的利用である。なお、野菜とタバコは畦立栽培で、特にニンジン後作のコンショはポリマルチ栽培である。タバコは特有のビニール被覆栽培となっている。したがって、かん水専用の場合は栽培暦に基づいたかん水のパターンとなるが、多目的利用の場合は各作物の病虫害防除の回数と薬剤の散布量によってパターンが変化してくる。

(4) 冬作物別の用水量パターン

1) ミカン

第3図はミカンの用水量パターンを示している。

ミカンは、一般的に水需要の少ない作物であり、果実の品質を考慮した水管理としては5~6月は多湿 (PF ≒ 1.0) ~中湿 (PF ≒ 2.0)、7~8月は中湿、9~10月は少湿 (PF ≒ 3.0) という組み合わせが理想とされている³⁾。本試験で実測した結果でも、7~8月の乾燥期に1~2回のかん水で終わっている。53年は降雨量が少な

表-3 試験期間中の降水量

年次	地区名	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	総雨量	I		II	
		有効雨量	比率(%)	有効雨量	比率(%)													
1978年 (53年)	八十場	41.0	24.0	75.5	41.5	44.0	150.0	22.5	45.5	110.5	73.5	59.5	46.0	733.5	677.5	92.4	524.0	71.4
	向谷	25.0	28.0	41.0	43.0	190.5	33.0	36.5	26.5	79.0	61.0	42.5	49.0	655.0	595.0	90.8	471.2	71.9
	松山	28.5	22.5	27.0	32.5	33.5	181.5	22.0	36.5	53.0	75.0	36.5	38.5	587.0	367.0	62.5	428.4	73.0
	神田	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1979年 (54年)	八十場	32.0	82.0	73.0	84.5	35.5	176.5	129.0	35.5	54.0	232.5	128.5	40.5	1103.5	733.0	66.4	816.8	74.0
	向谷	53.5	69.5	92.5	73.0	47.5	216.5	66.5	73.5	170.5	131.5	145.5	65.0	1205.0	755.0	62.7	934.8	77.6
	松山	36.0	67.0	78.5	89.0	41.0	211.0	66.5	32.5	159.5	103.0	122.5	21.0	1027.5	465.5	45.3	770.4	75.0
	神田	53.0	76.0	103.0	73.0	49.0	247.5	30.0	8.0	48.0	6.0	30.5	27.5	751.5	518.5	69.0	535.6	71.3
1980年 (55年)	八十場	64.5	34.5	83.5	62.5	170.0	106.0	220.0	201.0	103.5	127.0	33.5	36.0	1242.0	940.0	75.7	892.4	71.9
	向谷	85.5	30.5	93.0	73.0	226.0	125.0	272.0	171.5	90.0	154.5	34.5	26.0	1381.5	970.0	70.2	1030.0	74.6
	松山	38.5	30.0	88.0	60.5	159.5	31.0	214.0	173.5	110.5	127.0	40.0	29.5	1102.0	492.0	44.6	800.4	72.6
	神田	53.0	27.0	93.0	85.0	245.0	126.0	260.0	181.5	111.5	155.5	47.5	34.5	1419.5	1096.5	77.2	1057.2	74.5
1981年 (56年)	神田	6.5	14.0	25.5	100.5	132.0	169.0	80.0	56.0	42.0	101.0	75.0	31.0	801.5	631.5	78.8	532.4	66.4

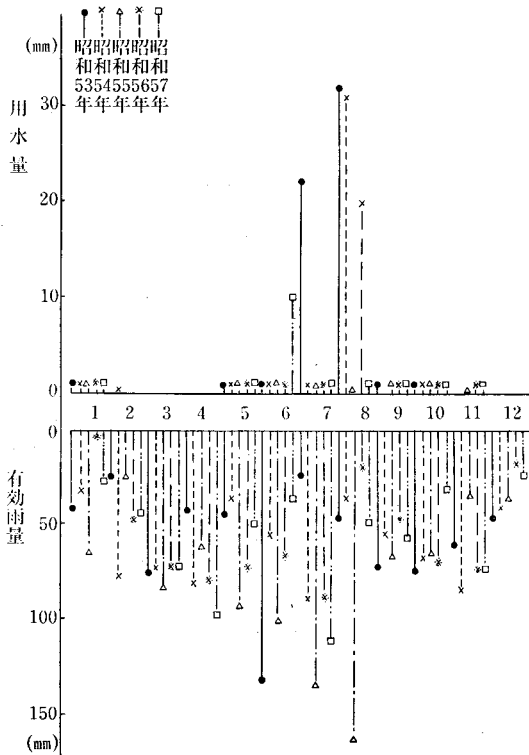
(注) 総雨量は日雨量1mm以上の合計。

表-4 各作物の栽培暦

作目	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
ウンシュウミカン (八十場地区)	防除	春肥1回目 土壌改良	土壌改良	防除	防除	防除	摘果剤	除草剤	摘果剤	防除	防除、 着色剤	防除 着色施肥
茶 (向谷地区)		春元肥	芽出し肥	1番摘採、防除、 1回施肥、防除、2番摘採	2回施肥、防除、 3番摘採、防除	防除	防除	防除	防除	防除	防除	防除
ニンジン (松山地区)		← 2種収穫 →		← 3種収穫 →		播種時十分かん水	← 播種 →		← 1種収穫 →			
カンショ (松山地区)			← 植付 →		← 2回位防除(別途) →		← かん水 →		← 収穫 →			
竹のこ (佐文地区)		竹のこあり	← 3回目施肥 →	← 収穫 →	← 1回目施肥 →		← かん水 →		2回目施肥			芽を起こす
タバコ (神田地区)		← 苗床 →	← ポリ切開、被覆除去 →	← 下葉収穫、総収穫 →		← 中葉収穫 →		← 適時かん水、水分6% →		← 夕方になってしおれが戻らない時かん水 →		
アスパラガス (神田地区)		春肥		← 収穫 →					← 秋肥 →	← 秋芽収穫 →		刈取
										← 水分要求度高しかん水 →		

く、7月と8月に2回かん水しているし、55年は降雨量が多い年で1回もかん水していない。54年を標準年とすれば、7～8月に1回のかん水で足りる。ただ、土壌の有効水分量の違いによってそのパターンは異なるであろう。ミカンの病虫害防除は標準年で1月と5～10月にか

けては毎月1回は実施するが、2～4月と11月、12月には行わないので、一年に7回の防除となる。1回の防除について、10a当たり600～800ℓの散布量であり、洗管用水は1回につき300ℓを使用している。したがって、水深に換算すると、1回の防除で0.9～1.1mmの範囲となる。



図一 3 ウンシュウミカンの実績用水量パターン

防除用水は多少年次差はあるが、6～7mmの範囲と考えられる。防除用水量の全用水量に対する割合は、55年のように1回もかん水のなかった年は100%となり、かん水の多い53年では約11%で、年次差が著しいが、55年を除く4カ年の平均は約23%となった。第3図～第6図の有効雨量は②法によって算出した値を採用した。

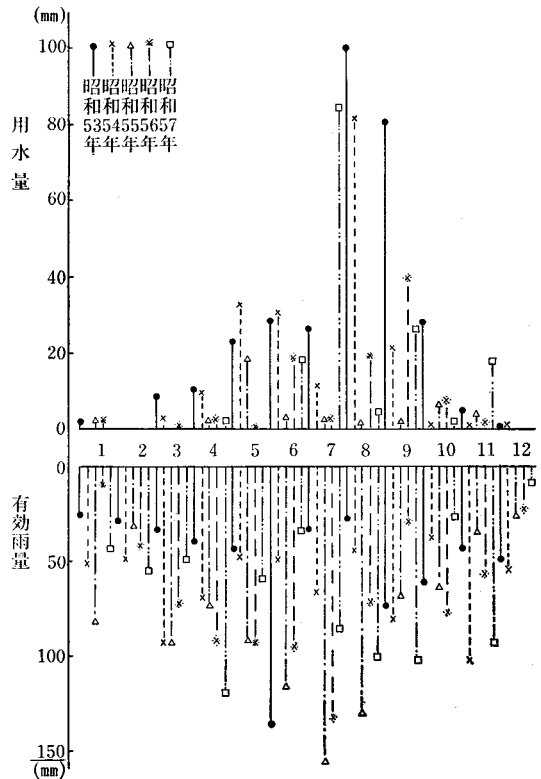
以上の結果、ミカンの用水量パターンの型は7～8月に20～30mmの急な山を持つタイプとなる。1回当たりの設計かん水量は31.5mmであり実測値に対してきわめて大きな値となっている。

2) 茶

第4図に、茶の用水量パターンを示す。

茶はミカンと異なり、かなりの水を必要とし、例外的な干ばつ年を除けば、4～11月の8カ月間にかん水が実施されている。病虫害防除も同様に、4～12月にかけて毎月実施され、雨の多い年は5～9月にかけて2月に1～2回多く実施されている。散布量は1回につき、10a当たり800～1,000ℓ、水深に換算して0.8～1.0mmの範囲である。洗管用水は八十場地区のミカン園よりやや多く、1回に0.5mmであった。茶の防除用水も当然年次によって差があり、10～17mmの範囲で、平均値は12.6mmであった。防除用水の総用水量に対する割合は5～29%の範囲で、変化が大である。

茶のかんがい効果を発揮する条件として、茶園の土層



図一 4 茶の用水量パターン

改良と同時に、かんがいの時期、補給すべき水量等、いわゆる合理的なかんがい計画の設定が最も重要であるといわれている⁴⁾。本試験における農家のききとりにおいても、水のかけ過ぎによる茶の品質低下の問題が指摘され、水管理の重要性が確認された。

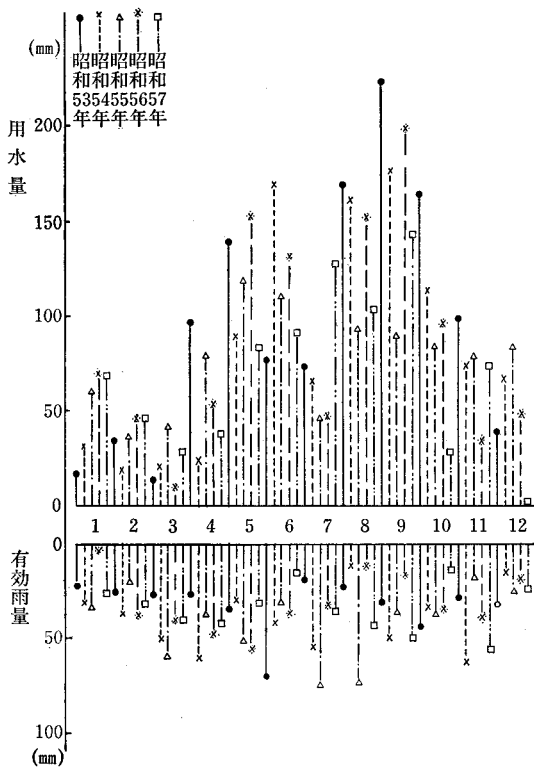
茶の用水量パターンは、8～9月に80～100mmの極大をもつ山型で示される。1回当たりの設計かん水量は30mmで、実測値と比べると大きな値と考えられる。

3) ニンジン+カンショ

ニンジンとカンショの組合わせによる野菜二毛作の用水量パターンを第5図に示した。

野菜の場合は、作物の種類及び栽培時期の組合わせによって用水量パターンは著しく異なる。本試験では、ニンジンと早掘りカンショの組合わせであり、かつ早掘りカンショは全てポリマルチ栽培である。ニンジンの方も早出しを意図する場合はポリマルチを実施するが、今回の試験圃場ではほんの一部で試験への影響は少なかった。また、本地区の土壌は前述したように、海砂で保有土壌水分量がきわめて少ない特殊な圃場条件である。したがって、本地区のデータはかなり限定された条件下におけるものと判断される。

ニンジンの水需要は8～9月の生育初期に多く、生育後半には少なくなる。カンショの場合は生育中期の5～6月に多く、生育の初期と後期は少ない。カンショでは、



図一五 ニンジン・カンショの用水量パターン

マルチ栽培のためかん水ロスがきわめて多く、概算した結果25~30%のかんがい効率と推定された。

本地区では用水量の年次差が他地区に比べて少ないが、この原因はマルチ栽培によるかん水ロスと有効雨量が非常に少ないことによるものと思われる。したがって、かんがい方法の見直しが必要であり、水利用の効率化を計ることが重要と考えられる。

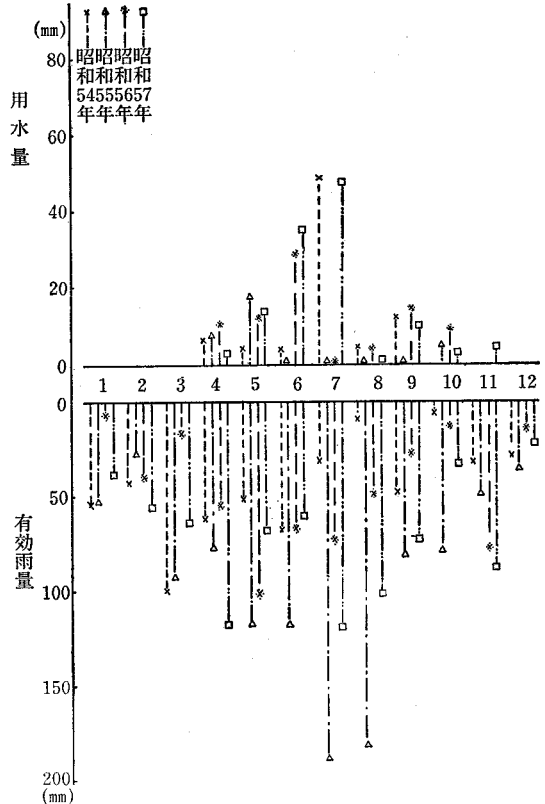
本栽培型の用水量パターンは、5~6月に100~150mm、8~9月に150~200mmの大小2つの山をもつ型で示された。

1回当たりの設計かん水量は9mmであり、ひん繁にかんがいされているようであるが、マルチ栽培におけるかん水ロスを考慮すれば、設計値の方が大きくなるものと思われる。

4) タバコ+アスパラガス+飼料作物

第6図は、タバコが主体に栽培されているが(年によって差があり、全栽培面積の40~60%の範囲)、アスパラガスが12~18%、飼料作物が8~30%の範囲で栽培され、この3者で80~88%を占める栽培形態での用水量パターンを示した。

タバコは品質を保証するため、土壌改良と合わせて水管理がきわめて厳しい。これは専売公社の技術員によって指導され、指摘どおりにやらないと収穫物の買上げを中止するという厳しいものといわれる。栽培歴でも示し



図一六 タバコ・アスパラ・飼料作物の用水量パターン

たように、余分の水は絶対やらない前提であり、むしろ排水に重点を置いている。本地区では、スプリンクラーかんがいを採用しているが、タバコ栽培では歓迎されていない。すなわち、ビニール被覆栽培であるため、植付初期から収穫初期(5月くらい)まではホースなどを使用した手によるかん水が便利であり、収穫期にはいと葉のしおれによってかん水時期を判断し、下葉がしおれても夕方に回復すれば、かん水は翌日に持越し、夜9時頃までに回復しなければ、時間かん水を一畦ごとに水足が畦溝の先端に到達するくらいに実施する。

アスパラガス及び飼料作物も意外に水需要の少ない作物であり、試験結果からも分かるように、かなり少量のかん水で足りる。病虫害防除は別途動力噴霧器等で行っている。

以上のような栽培圃場における用水量パターンは6~7月に30~50mmの山をもつ、なだらかな型と判断される。

1回当たりの設計かん水量は27mmで、実測値よりかなり大きくなっている。

5) 竹のこ

竹のこも水需要は少なく、7~8月の乾燥期のみかん水すれば十分とされている。徳島農試における試験結果ではかんがい区の方が対照区の1.5~3.5割の増収をあげ

ている⁵⁾。しかし、竹のこはかん水より排水が大切で、特に谷部では暗キョ排水等の排水対策が重要であるとしている⁶⁾。

農家へのききとり調査では、53年のような乾燥年では竹のこが発生する3～4月に少量(20～40mm)のかん水をすれば、収量が多く、品質のよい竹のこができるという。雨の多い55年及び57年ではかん水の必要はなかった。一般的には、竹のこの用水量パターンは7～8月に40～80mmの水が確保されたらよい。

1回当たりの設計かん水量は20mmとなっており、実測値と比べると大きな値と考えられる。

本地区では、ミカンの圃場と同一ブロックもあるが、病虫害防除は別に行われるため、両作物ともほぼ同様な水管理となっている。

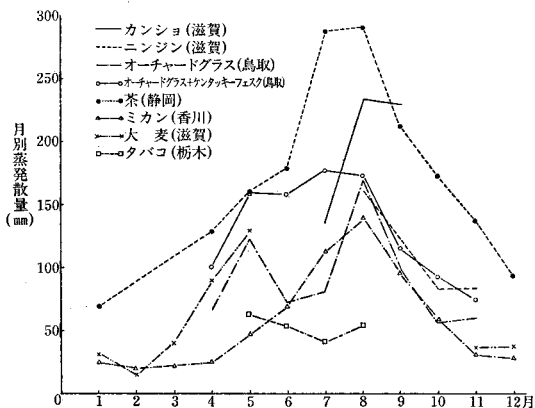
6. 結果の検討

作物の用水量は作物の種類によって異なり、基本的には作物の蒸発散量の補給と管理用水を含めたものとなる。従来の研究では、作物の蒸発散量についてのものが多く、管理用水についての研究は意外に少なかった。また、それぞれの各用水についてのデータに基づいて検討しても実際には現地の諸条件によって異なってくるケースが多い。したがって、本試験では地域の特性に応じた水管理に対して、各作物の用水量パターンの類型化を検討した。

第7図は、従来の研究によって得られた作物ごとの蒸発散量⁷⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾を抜粋してプロットしたものである。

蒸発散量は、ミカンや茶などの永年作物では7～8月の高温・乾燥期をピークとする右寄りの急な山型を示す。竹のこもおそらく同じ傾向と考えられる。

ミカンの必要かんがい用水量については、従来増収のための必要水量として考えられていたが、現在では高品質果を生産するための必要水量に変ってきていることは前述した。したがって、ミカンの必要水量としては従来



図一七 各作物の蒸発散量の変化

とはかなり変った視点から考える必要があり、土壌条件並びに雨の降り方によって大きく変化するので、簡単に一般化することは困難な問題であろう。今後解決されるべき問題と考えられる。

茶は他の作物に比べてきわめて多い蒸発散量を示す。このことは、観測されたかんがい用水量にも表われており、茶の必要かんがい用水量としては比較的多量を見込む必要があると思われる。しかし、農家の意見ではかんがい用水量が少し多過ぎるきらいがあるとされ、茶の品質を考慮したかんがい方法の解明が今後の課題であろう。

野菜類は特別なメロン類を除いては、一般にかんがい水を多量に必要とする。また、野菜の栽培期間は比較的短いので、作物及び生育時期によって蒸発散量のピークは異なってくる。すなわち、蒸発散量のピークは必ずしも高温・乾燥時にくるとは限らない。本試験では、たまたま高温・乾燥時を境とする作物の組合わせであったので蒸発散量のカーブに類似した用水量パターンとなった(第5図)。したがって、限られた水資源でかんがい計画を考える時、高温・乾燥時を回避する作物の組合わせによって効率的な水補給を実現することも可能となる。

飼料作物は野菜と異なり周年的な栽培となるため、春から夏にかけての温度上昇時に蒸発散量が多くなっている。すなわち、5月から8月をピークとする大きく緩やかな山型を示している。飼料作物は畑地かんがいの経済効果の問題もあり、実際にはよほどの干天が続かないかぎりかんがいは実施されていない。

タバコの蒸発散量は移植後、40～50日で最大値を示し¹³⁾、本畑生育期間の全蒸発散量の約80%は摘心期以前の生育期に費やされ、あとの20%が摘心期以後の消費となる¹⁴⁾。タバコの蒸発散量は他の作物に比較して少なく、実際栽培時の水管理においても生育後半はかなり厳しいかん水制限を行わないと品質のよい葉タバコは生産できないといわれている。

本試験で観測した用水量は作物に対する土壌水分の不足分の補給と防除用水並びに雑用水を含む管理用水を合計した総用水量として算出したものであり、畑地における必要かんがい水量の終局値といえよう。試験期間中の比較的乾燥した53年を対象に、7～8月の最高平均日かんがい水量を算出してみると、ミカンでは1日当たり1mm、茶が3.3mm、ニンジンでは7.3mm、タバコが1.5mmとなり、作物の種類によって大きく変化する。したがって、畑地かんがい施設の設計計画においては導入作物を前提とした検討が必要であることはいうまでもない。ちなみに、53年度の連続干天日数の最大は21日であり、この値の再現期間は1～2年程度のものであった。

現在、四国地域で投げかけられている問題は設計基準

に基づくかんがい必要水量が作物の最高蒸発散量となっているが、この考え方の妥当性はどこにあるかということである。すなわち、作物の蒸発散は土壌水分の多少によって大きく異なり¹⁵⁾、作物の蒸発散を補給したつもりが土壌水分の多少につながり品質が落ちるものが生ずると思われる。したがって、作物の品質向上を目指したかんがい必要水量の確認と用水源の少ない場所での最小必要かんがい水量^{脚注)}を明確にする必要がある。

7. むすび

傾斜地帯における畑地の用水量について試験結果をもとに検討を加え、従来の畑地かんがいの設計・計画に対する参考として取りまとめた。畑地かんがいにおける必要水量は現地の地形条件、土壌条件、作物、降雨条件及び水管理方式によって大きく相違してくる。本試験は限られた地区でのデータではあるが、一つのデータとして参考になれば幸いである。

【引用文献】

- 1) アメリカ合衆国政府刊：逸見謙三・立花一雄監修、西暦2,000年の地球1,家の光協会 203 (1980)
- 2) 佐々木恭輔・中村光夫：かん水量が温州ミカン果実の品質におよぼす影響,中核試験共同研究報告書, 55~60 (1969)
- 3) 鈴木鉄男・金子 衛・田中 実：カンキツ幼樹の生育と結実に及ぼす時期別土壌水分含量の影響,園芸学会誌, 38巻, 4号, 1~7 (1969)
- 4) 青野英也・築瀬好充・田中静夫：茶園のかんがい効果とその必要度の推定,茶業技術研究, 50号, 9~31 (1976)
- 5) 丸尾包治：孟宗筍の早期出荷に関する研究,徳島県農試報告, 16号, 24~32 (1978)
- 6) 川口公男・丸尾包治・後藤 恭：タケノコ園に関する土壌肥料的学的研究(第2報)土壌水分張力の変化と湿害,徳島県農試報告, 17号, 20~24 (1979)
- 7) 松田松二・山田宣長・中井逸文・西田 斌・植原英範：ミカンの potential Transpiration—蒸発散量の決定(Ⅲ)一,農業土木学会論文集, 40号, 16~22 (1972)
- 8) 鳥潟博高・豊田一郎・中条昭孝・天野三千夫：温州ミカン園の蒸通発量,園芸学会誌, 32巻, 1号, 1~12 (1962)
- 9) 種田行男：蒸通発量に関する実験的研究(N),農業土木研究, 27巻, 1号, 1~6 (1959)
- 10) 長 智男：砂地におけるオーチャードの消費水量について,昭和40年農土学会大会講演集, 239~240 (1965)
- 11) 築瀬好充・田中静夫・青野英也：茶園における蒸発散量の日変化と季節変化,茶業技術研究, 43号, 1~11 (1971)
- 12) 矢野友久・長 智男：砂丘地における蒸発散について—蒸発散量の通年変化—,昭和49年農土学会大会講演集, 338~339 (1974)
- 13) 和泉 寿・佐々木幹夫：タバコほ地における蒸発散に関する研究,第4報タバコの蒸発散に及ぼす土壌水分の影響,宇都宮たばこ試報告, 6号, 35~44 (1968)
- 14) 和泉 寿・佐々木幹夫：同上第5報蒸発散に及ぼすタバコの栽培密度の影響,同報告, 7号, 17~24 (1969)
- 15) 富士岡義一・海田能宏・中川泰男：ミカン園散水カンガイの研究(Ⅱ),消費水量及びカンガイの効果について,農業土木学会論文集, 27号, 9~14 (1969)

脚注) 節水かんがいか、経済的用水量と同じ意味をもち、作物の収量・品質をおとさない程度の最小必要水量と考える。ちなみに、大干ばつ時には作物を守る上から、作物が生きのびることのできる最小限の必要水量を対象とすることもあろう。

県営干拓事業中島地区における 軟弱地盤上の堤防工事について

前 川 秀 樹*

目 次

1. はじめに.....(25)	4. 軟弱地盤の改良効果.....(29)
2. 潮受堤防の基本断面.....(26)	4-1 土研式簡易貫入試験による調査.....(29)
3. 軟弱地盤対策工法.....(26)	4-2 オランダ式二重管コーン貫入試験.....(29)
3-1 基礎地盤の概要.....(26)	4-3 実測沈下量.....(30)
3-2 潮受堤防の安定解析.....(27)	5. おわりに.....(31)
3-3 施工.....(27)	

1. はじめに

本干拓計画地域は、石川県能登半島のほぼ中央に位置

する鹿島郡中島町地先の七尾西湾の海域である。本地区
周囲は山地の稜線をもって境し、西湾に流入している熊
木川、日用川の河口部にわずかに開けた農山村地帯であ

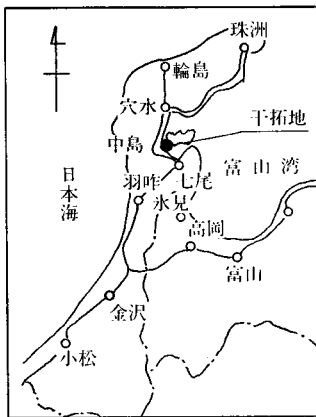


図-1 位置図

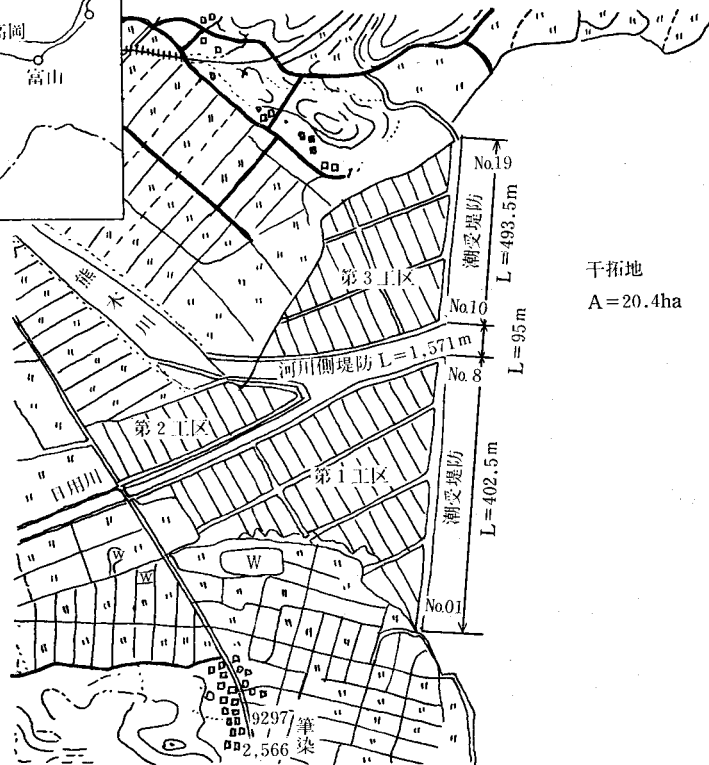
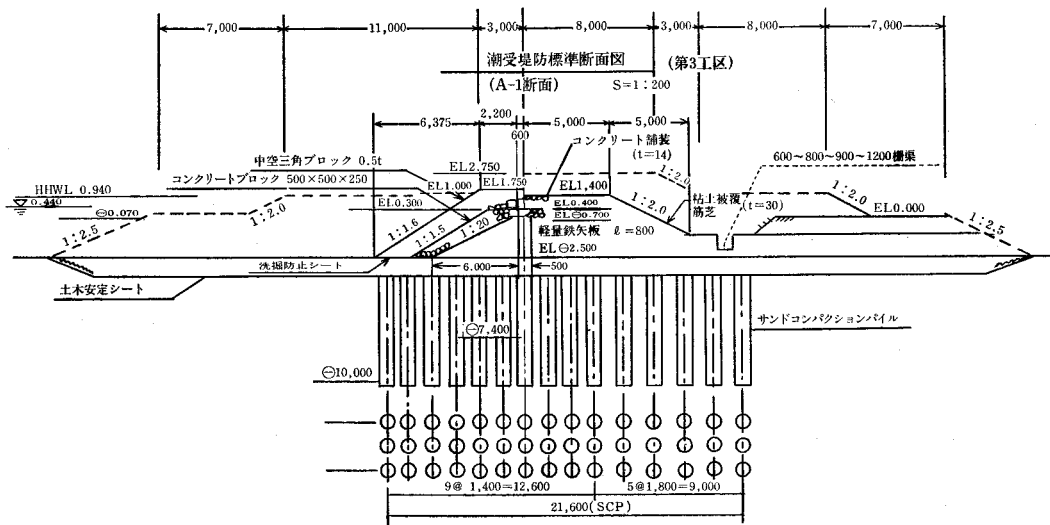


図-2 干拓計画平面図

*石川県羽咋土地改良事務所



海岸気象		
設計基礎条件	既往最高潮位(HHWL)	TP (+) 0.94 m
	朔望平均満潮面(HWL)	TP (+) 0.44 m
	上下弦平均満潮面(HWOHT)	TP (+) 0.40 m
	平均水面(MSL)	TP (+) 0.20 m
	上下弦平均干潮面(LWONT)	TP (-) 0.03 m
	朔望平均干潮面(LWL)	TP (-) 0.07 m
	既往最低潮位(LLWL)	TP (-) 0.323 m
	気圧低下による海面上昇高	0.38 m
	吹寄せ高	0.09 m
	設計風速	22.0 ㉯
	同上風向	ENE
	同上吹送距離	2.24 km
	沖波波高	0.95 m
	同上周期	3.6 S
堤防直前の波高	0.89 m	
設計潮位に加える波高	0.89 m	
海底勾配	1/300	
堤脚水深	2.65 m	

潮位観測場所	運輸省七尾港湾事務所
既往最高潮位	生起 昭和47年9月17日
名称	HELEN 台風
設計風速	生起 昭和34年9月26日
名称	伊勢湾台風

図-3 標準断面図

る。本海域の東は、能登島と相対しており、海面に幾何学的に配置されたカキ貝の柵越しにみる本湾の景観は、能登島大橋や和倉温泉の近代的な建造物と見事なコント

ラストをなしている。

計画は、中島町の中央を流れる2級河川、熊木川、日用川に年々堆積し、干潟化した河口をしゅんせつし、干拓予定海域に埋立てすることにより、新しく20.4haの農地を造成しようというものである。したがって工事は、河川改修、導流堤、及びしゅんせつ埋立てを分担する建設サイドと、潮受堤防、導流堤背後の河川側干拓堤防及び地区内整備を行う農林サイドとの共同事業と言えるものである。

農林側の工事は、S54年度に着工し、58年度に熊木川左岸の第3工区潮受堤防(暫定断面) $l=493.5\text{m}$ を築造し、軟弱地盤処理の段階を終了した。

本稿では、この節目にこれ迄の施工経過や調査データを基にして、サンドコンパクションパイルによる軟弱地盤の改良効果について考察を試みたものである。

2. 潮受堤防の基本断面

基本断面は基礎地盤、安全性、経済性、その他漁業上の配慮を含めて図-3の様決定した。

軟弱地盤処理工法は、陸上からのサンドコンパクションパイル工法とした。これは周囲の海域が浅いためと、カキ貝の区画漁業権に包囲されているため、台船からの水上施工が出来ないことによる。

基本断面図に実線で示したのが潮受堤防完成図であり破線で示した断面が、現在築造されている暫定断面である。

3. 軟弱地盤対策工法

3-1 基礎地盤の概要

干拓計画位置は七尾西湾に流入する熊木川、日用川の河口部であり、複雑な地形をなす海岸平野を背後に控えた海面である。水深は3m内外で、特に熊木川河口付近

の大部分は0.5m以下と非常に浅く、堆積された軟弱層は、10~15mにおよぶ。基盤岩は第三紀層から成っており、第三紀層のうち安山岩熔岩、および火山碎屑岩を主体とする穴水累層が最も広く分布し、その上位に泥岩を主体とする堆積岩類が散在する。

潮受堤防中心線下の基礎地盤の地層構成簡略図に示すと次のとおりである。

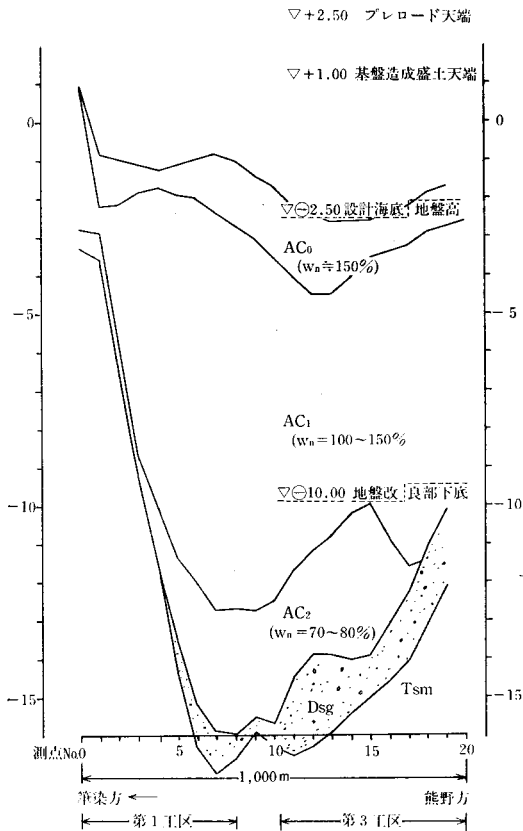


図-4

土層の構成は

- 第1層 上部粘性土層 (AC₀ 層)
層厚 0.5~2 m
超軟弱層でいわゆるヘドロ層である。
- 第2層 中部粘性土層 (AC₁ 層)
層厚 3~10 m
シルト質粘土で100~150%の高含水比を有する軟弱粘土である。
- 第3層 下部粘性土層 (AC₂ 層)
層厚 4 m以下
粘性土層で砂層又は礫層の薄層を介在する。
- 第4層 下部砂礫層 (Dsg 層)
層厚 0.1~2.5 m
粘土混り砂礫層で、含有礫は全体に安山岩質のものが主体を成す。

N値は21~50である。

第5層 基盤層 (Ts-m 層)

基盤層は堤防法線上で、凹状を呈しており、凝灰岩質砂岩と、泥岩の互層である。

3-2 潮受堤防の安定解析

(1) 土質条件の設定

設計対象土層として、上部粘性土層 (AC₀) 中部粘性土層 (AC₁) 下部粘性土層 (AC₂) に限定する。各種の土質調査結果から土質条件を次のように設定する。

EL-2.5		
上部粘性土層 -4.5 (AC ₀)	$\gamma=0$ $\gamma'=0.3t/m^3$	C=0
中部粘性土層 (AC ₁)	$\gamma=0.36 t/m^3$	C=0.04+0.18Z Z=0 at -2.5
-11.0 下部粘性土層 (AC ₂)	$\gamma'=0.6t/m^3$	
-14.0		

図-5

(2) 堤体の安定に関する計算

潮受堤防完成時の安定計算は次のとおりである。

①設計条件

イ) 在来地盤強度

$$C=0.04+0.18Z \quad (Z=0 \text{ at } EL-2.5 \text{ m})$$

$$(qu=0.08+0.36Z)$$

ロ) 改良地盤強度

$$L=(1-Fv)(Co+\mu c \cdot Ia \cdot \Delta P \cdot u \cdot c/p)$$

$$+Fv(\gamma s \cdot Z+\mu s \cdot Ia \cdot \Delta P) \tan \phi s \cdot \cos^2 \theta$$

$$\mu s = \frac{1}{1+(n-1)Fv} \quad \mu c = \frac{1}{1+(n-1)Fv}$$

ここで

Co: 原地盤粘着力

ϕ : 砂の内部摩擦角

c/p: 粘着力増加係数 (0.25)

ΔP : 新規載荷重の大きさ

u: 圧密度 (80%)

γs : 砂杭の単位体積重量

ϕs : 砂杭の内部摩擦角 (30°)

n: 応力集中比 (n=3)

Fv: 圧入率 (0.25 & 0.20)

θ : すべり円弧と円中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角度

Z: 深さ

ハ) 安全率

$$Fs \geq 1.2$$

②計算結果

3-3 施工

軟弱地盤処理工法としてのサンドコンパクションパイプ工法を施工するベースを、基盤造成盛土と称した。また潮

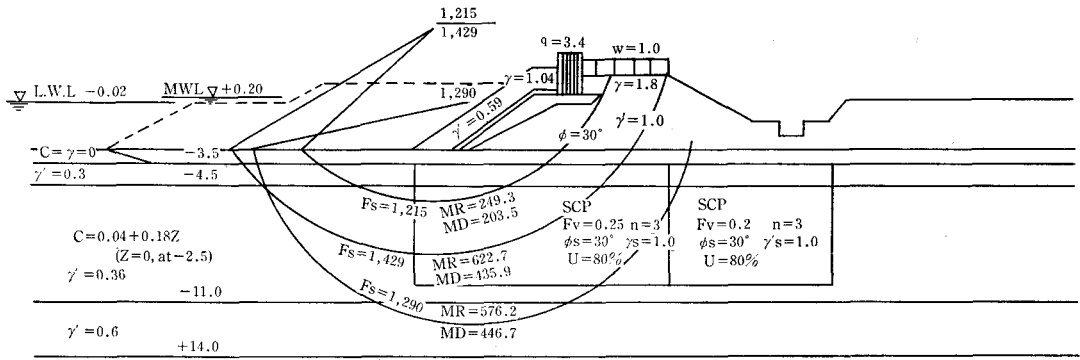


図-6 第3工区断面円弧すべり計算, 前面方向へのすべり

受堤防完成後の残留沈下を無くするために, さらに嵩上げする部分をプレロード盛土と称した。将来, これらの盛土を掘削除去して図-3の潮受堤防を築造することになる。

現在, 工事は第3工区のプレロード盛土まで施工済みである。この断面は暫定断面ではあるが, 干拓堤防としての機能は有しているので, 地区内の整備を進めるにあたって支障はない。

干拓地の海域はノリ, カキの養殖場があり海洋汚濁を防止するため, 汚濁防止膜の設置を行う。盛土材投入時に軟弱地盤のめり込み防止及び堤体の安定を図るため土木安定シートを水中敷設する。軟弱地盤上で行う基盤造成盛土は局部破壊や不等沈下を防止するため, 水中部分はクラムシェルによる投入盛土, 陸上部分はブルドーザーによる片押し施工により盛り立て, 急激な盛土載荷をさけた緩速施工をこころがけた。サンドコンパクションパイルは, 基盤造成盛土後出来るだけ期間をおいて施工し

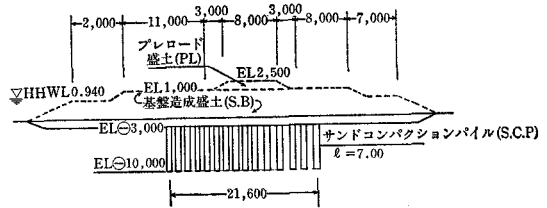


図-7 暫定断面

た。打込機械は任意の高さで砂の補給を可能にしたバケット装着のクローラークレーンによるものである。パイルは50cm径のケーシングパイプを用い80cm径のサンドパイルを振動圧入により造成する。このときの打設間隔は1.4~1.8m, 打設深度は7.0m, 圧入率は25%相当である。施工は周囲から行い, 中詰砂の側方移動を防ぐよう留意した。又施工の正確さを期すため, 施工記録は自動自記録とし, ①ケーシングの上下運動を記録する深度

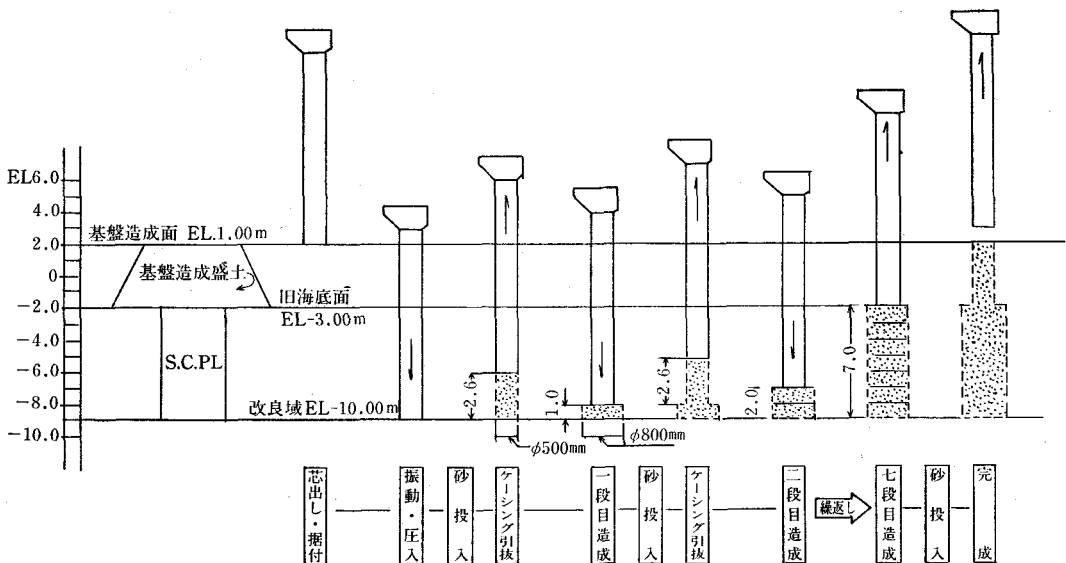


図-8 砂杭の造成過程模式図

記録ペン、②ケーシング内の砂面の高さを記録する砂面記録ペン、③ケーシング圧入時の所要電力を記録した電流記録ペンを装備した。砂杭造成の過程を模式図に示す。

サンドコンパクションパイル打設後、強度の回復を待つてプレロード盛土を施工し、地盤改良のための暫定断面を終了する。

4. 軟弱地盤の改良効果

4-1 土研式簡易貫入試験による調査

(1) 試験方法

本試験は、ロッドとノッキングヘッドを介して、先端の円錐をウェイトの落下による衝撃によって地盤中に貫入させるものである。

貫入試験は重さ5kgのウェイトを50cmの高さから自由落下させ、先端コーンが原則として10cm貫入するに要した打撃回数 N_c 値を記録する。

この試験でえられる打撃回数 N_c 値は、コーン指数 qc 値などとは異り、土層の強度の定量的な判定をするに至っていない。また、深部になるにしたがい、 N_c 値が増加するが、これは、ロッドの周面摩擦抵抗によるものが多い。同時に行ったオランダ式二重管コーン貫入試験では、これほどの増加傾向はあらわれない。

こうした欠点はあるが、試験装置が軽量で単純な点、又試験方法も容易であるので、相関関係を調べるための母集団の収集には便利な方法である。

(2) 試験

杭間粘土土についての貫入試験は、58年3月と11月の2回にわけて行った。貫入点はプレロード盛土の前面肩から1.0m堤内に入った線上とした。

次の表は、試験日とそのときの各測点の施工経過状況を示したものである。

(3) 試験結果から

①図-9に示す様にプレロード施工前と後では、破線で示した施工後の N_c 値が大きく表われている。

②図-10に示したのは、軟弱地盤の改良効果には直接関

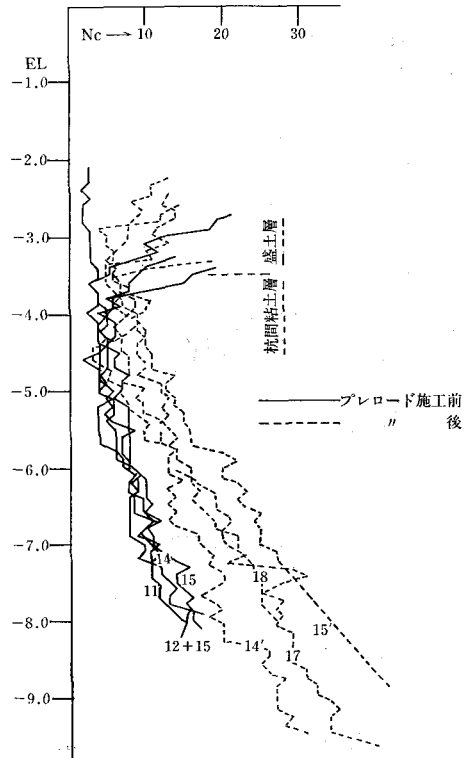


図-9 プレロード盛土施工前後の N_c

係はないが、パイル打設時の振動が基盤造成盛土体を与える影響について得られたデータである。打設前の盛土体は、密度の低い水中盛土部分と、陸上で施工した密度の高い上位の盛土層との間に区分があったが、パイル打設後はほぼこの差が無くなる。これはケーシングパイプの振動圧入により盛土体の密度が均一化され、全体として安定した盛土体が形成されたと判断できる。

4-2 オランダ式二重管コーン貫入試験

(1) 試験

試験はS58年11月に簡易貫入試験と平行して行った。貫入点は前面法肩より1.0m堤内に入った線上とした。

この時のデータと比較対象となるのは51年と53年に行った調査から得られた下記の相関式である。

実施日	測点	S・B 施工後	S・C・P 施工後	P・L 施工後
S58-3	No. 12+15	7	未施工	未施工
	No. 14	7	直後	未
	No. 15	17	4	未
	No. 17	26	14	12
	No. 18	26	14	12
S58-11	No. 11	2	未	未
	No. 14'	15	12	8
	No. 15'	25	12	8
	No. 17'	34	22	20
	No. 18'	34	22	20

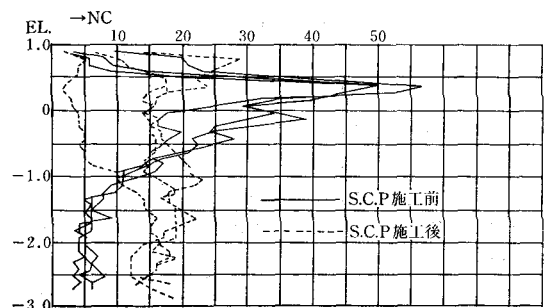


図-10

$$C=0.04+0.18Z$$

又、試験日における各点の施工状況は前述の表の通りである。これらのうち No. 11は 基礎造成盛土のみの断面、No.12はサンドパイル打設直後で、プレロードをまだ盛土していない段階の試験である。

(2)試験結果の修正

図-11に示したものは、得られたデータをほぼ直線に修正したものである。

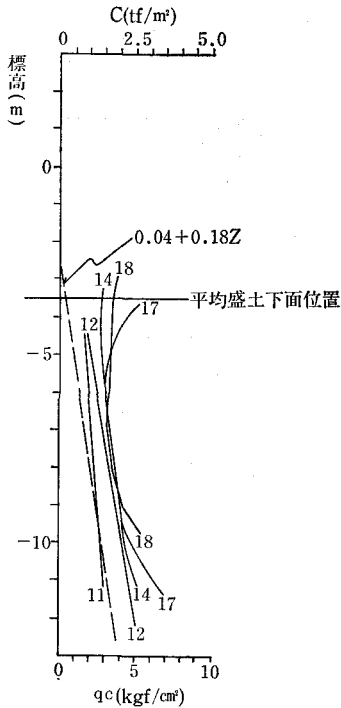


図-11

(3)杭間粘土の強度増加と圧密度の求め方

設計当初の粘着力と今回得られた粘着力の増加量から、圧密度を求めてみる。ただし100%圧密が終了したときの粘着力増加係数(c/p)を設計に用いた値は0.25とした。

a. 応力集中比 $n=1$ のとき(砂杭が無い場合)

$$C=C_0+\Delta C \quad \Delta C=I_z \cdot \Delta P \cdot u \cdot c/p$$

ここに C: 圧密完了後の粘着力

ΔC : 粘着力の増分

ΔP : 荷重増分

u : 圧密度

I_z : 影響値

c/p : 粘着力の増加係数

上式の ΔP は(基礎造成盛土+プレロード盛土)で求め盛土中心下では図-12-(a)となる。

また、 $u=100\%$ を上式に代入して、圧密完了時の粘着力増分 ΔC を求めると図-12-(b)となる。

さらに、圧密完了時の粘着力 C を求めると図-12-(c)となる。

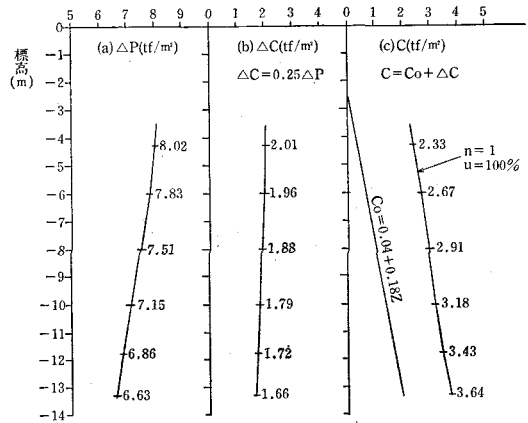


図-12

b. 応力集中比 $n=3$ 圧入率 $Fv=0.25$ のとき (砂杭打設後)

$$C'=C_0+\Delta C' \quad \Delta C'=\mu c \cdot I_z \cdot \Delta P \cdot u \cdot c/p = \mu c \cdot \Delta C$$

$$\text{ここに } \mu c = \frac{1}{1+(n-1)Fv} = 0.667$$

圧入率25%のサンドパイルを打ち込んだ複合地盤では無処理の地盤と比較して、圧密完了時の粘着力増分 $\Delta C'$ と、無処理の場合の粘着力増分 ΔC との関係は

$$\Delta C' = 0.667 \Delta C \text{ となる。}$$

砂杭施工部分の圧密度を粘着力の増加率から求めるために、No. 14, 17, 18の3点について、上記の方法で図-13を作成した。

(4)杭間粘性土の強度増加と圧密度

図-13において、圧密度は斜線部分が占める面積割合であらわした。その結果は

No. 14 $u=71\%$

No. 17 $u=74\%$

No. 18 $u=81\%$ であった。

4-3 実測沈下量

プレロード盛土施工後の基礎地盤粘土表面の沈下の推移を図-14に示す。

沈下の平均速度が双曲線的に減少するという仮定にたつて、任意の時間における沈下量や、最終沈下量を求めることができる。次の方法は「土質工学会編、地盤改良の調査設計から施工まで」に記載されたものである。

上記の方法で、ほぼ沈下が低減した No. 17, 18にあてはめてみた。

No. 17地点

57年3月6日～58年11月29日間(627日間)で47.2cmの沈下が観測され、プレロード施工後の最終沈下量は、54.9cmとなった。したがって残留沈下量は7.7cmとなる。

No. 18地点

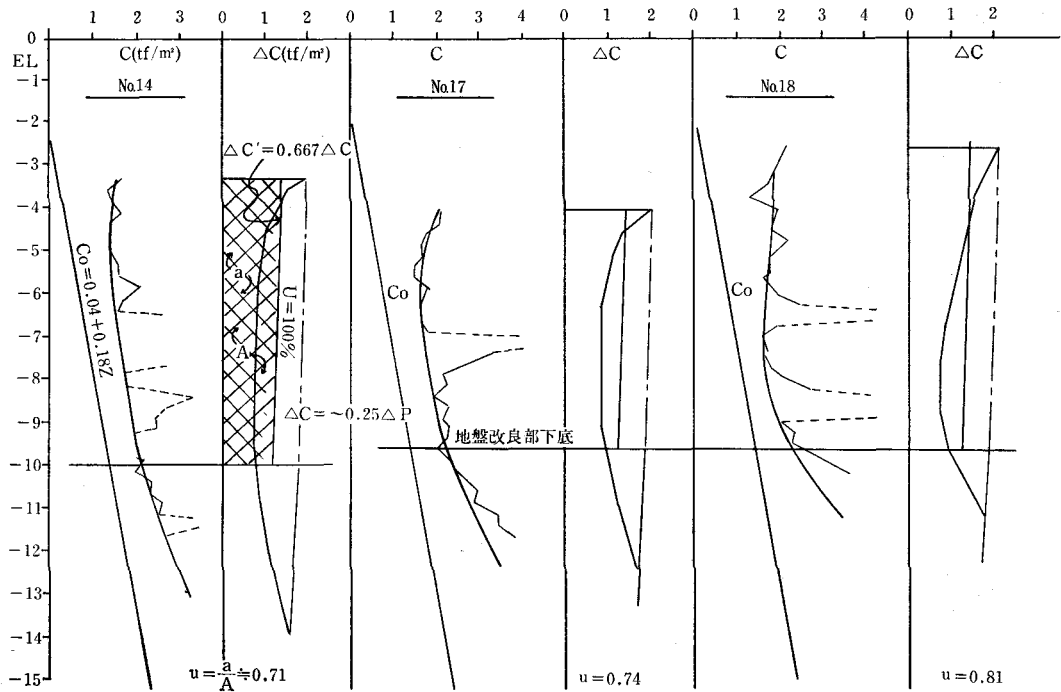


図-13

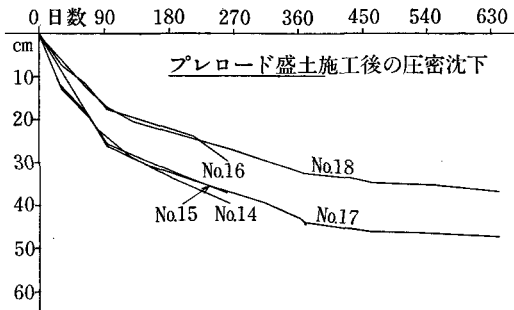


図-14

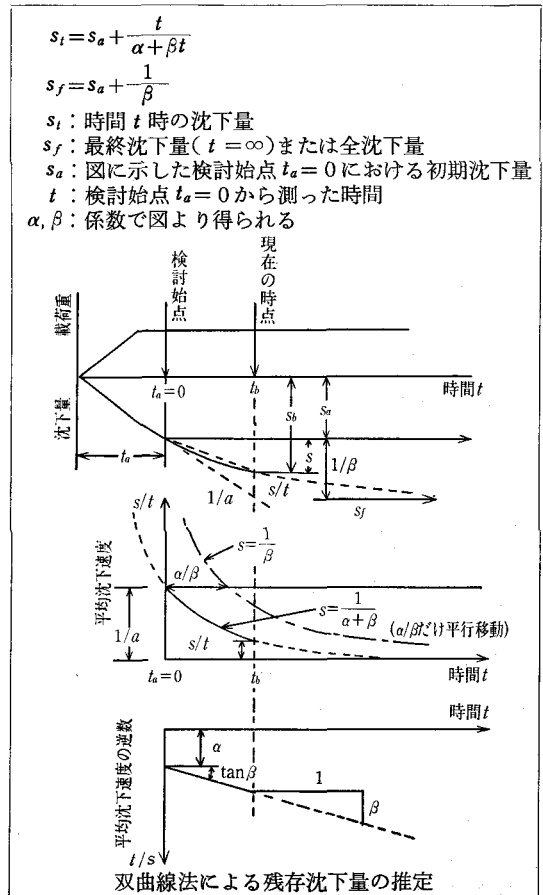
No. 17と同じ、627日間で36.5cmの沈下が観測され、最終沈下量は45.0cmとなった。したがって残留沈下量は8.5cmとなる。

5. おわりに

砂杭本体の強度については、施工管理の一貫として、標準貫入試験で N 値を確認する方法をとった。しかし後年には打設時に消費される電流との対比により、強度の一定した砂杭が施工管理出来る様になった。

本稿では、杭間粘性土の経時的、あるいは施工段階毎の変化する貫入抵抗値の推移に焦点を絞り、2種類の貫入試験機を用いて考察を試みた訳であるが、試行錯誤の連続であった。

今後は、沈下量の推移や、一軸圧縮強度等から、設計に用いられた圧密諸定数や増加応力等の検証を試みてみたい。



フィルダム 監査廊の設計・施工に関する一考察

鈴木 重 憲*

目 次

1. はじめに.....(32)	3-1 解析条件.....(33)
2. 自主課題の選択.....(32)	3-2 解析結果.....(34)
2-1 解析対象.....(32)	4. 施工方法.....(37)
2-2 使用要素.....(33)	5. 考察.....(37)
3. 監査廊の解析.....(33)	

1. はじめに

私は、昭和57年10月より11月の2ヶ月の期間にわたって実施された、農林水産省構造改善局主催のシステム化研修(上級)を受講した。この研修は、システム分析手法の基礎、事例研究、及び自主課題による演習により技術分析力をもつアナリストを養成するのが目的である。研修のメインは、農林水産省農業土木試験場講師の個別指導による自主課題の演習である。

私は、自主課題として、有限要素法による2次元弾性解析手法をフィルダム監査廊に適用し、種々の形状における応力値等を計算し、合理的な設計・施工について検討した。

本文は、このときの演習報告書¹⁾の一部について加筆補正して報告するものであり、何らかの参考に供せられるならば幸である。

2. 自主課題の選択

2-1 解析対象

近年、フィルダムが次々と建設されているが、ダム立地条件の悪化の傾向があるにもかかわらず、水資源開発量の増大によりダム規模の大型化が進んでいる。このため、主にダム完成後においてもダムの管理補修が容易なように、監査廊の設置されているケースが多くなっている。この監査廊の設計・施工に当たって、次の三点が特に問題となっている。

a. 基礎岩盤の良好なダムサイトは、年々減少している。このため、基礎岩盤の透水性、及び支持力に対して問題のあるダムが多くなってきている。こうした基礎岩盤の悪い、いわゆる軟岩に監査廊を設置したとき、監査廊と岩盤との剛性の相異によるダム堤体と監査廊、及び周辺岩盤との不連続的な変形挙動予測をどのようにモデ

ル化し、評価するかが問題となっている。

b. 監査廊はマスコンクリート構造物であるために、セメントの水和熱によるコンクリートの温度上昇量も大きい。このため、温度上昇時においては、断面内の温度分布の不均一により内的に拘束され、温度応力が発生する。また最大温度に達したあとの温度降下時には、コンクリートの変形が岩盤により外的に拘束され、さらに内的拘束にもとづく2つの応力を重ね合わせた温度応力が発生する。こうした内的(部)拘束と外的(部)拘束による温度応力がコンクリートの引張強度に達したとき温度ひびわれが発生する。こうした温度ひびわれを少なくするための監査廊の設計・施工をどのようにするかが問題となっている。

c. 岩盤はいつも実在的な、あるいは潜在的な不連続面を多く含んでいる²⁾。

監査廊はこのような不連続な岩盤を掘削し、その中に設置される。掘削形状は、いかに丁寧に掘削されたとしても、岩盤の不連続面に沿って岩の滑り等が生じ、設計掘削線どおり仕上がっていることは少い。極端な場合には図1に示すような掘削形状の断面もある。このような掘削時に生じた大きな凹部は、必然的に置換コンクリートにより施工されることになる。この場合、図1に示す監査廊躯体(①)と置換コンクリート(②)を一体構造とした場合、上載荷重により置換コンクリートを下向きに曲げようとするモーメントが働き、置換コンクリート

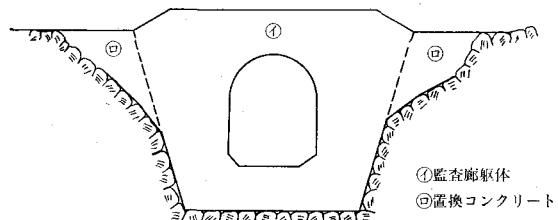


図-1 不規則形状の監査廊

*東北農政局会津農業水利事務所会津北部支所

付根付近に高い応力集中が生ずることが直感的に考えられる。このため、監査廊躯体と置換コンクリートを一体構造にした場合と、縁切り構造にした場合の構造的な安定について検討しておく必要がある。

自主課題の解析対象として a と b については、現在研究途上にある高度な問題であり、解析手法の取得という研修の目的からすると未知なものが多く、時間的にも理論におわれてしまう。このため、c の問題について、図 1 の①と②を一体構造にしたモデル、縁切りしたモデル、置換コンクリートのない標準モデルの 3 ケースについて監査廊内に発生する応力値等を有限要素法により計算し、合理的な監査廊の設計について考察を行った。また、置換コンクリートのある場合について温度応力の定性的な考察より施工方法についても検討した。なお、解析に用いたコンクリートと岩盤の物性値、及び荷重については、東北農政局管内で施工している新鶴子ダムを参考³⁾とした。

2-2 使用要素

有限要素法による解の精度は、使用する要素の種類により大きく異なる。

④有限要素法が発達する初期の段階では、要素内で単純な変位分布を仮定する最小自由度の要素、例えば、Turner らの三角形要素、Argyris の長方形要素、Gallagher 及び Melosh の四面体要素などが用いられた。連続体をこのような単純な要素で置換えて解析する場合は、定式化が容易であることなどの利点があるが、曲線境界をより正確に表わすことやより良い精度の解を得ることなどのためには、要素数を非常に多くとらなければならなかった。その後、要素の頂点間に中間節点を設ける改良された要素、例えば、de Veubeke の三角形要素、Argyris の四面体要素などが提案された。これらの改良された複雑な要素は、解の精度が良いだけでなく、解の正解への収束度も改善され、必要な精度に応じて要素数及び構造全体の自由度を減少することができる。構造体の幾何学的形状や荷重状態が単純な場合には、容易に要素数を少なくできるが、曲線境界を有したり、直交座標系で表わしにくい要素等に対しては、適当な写像手法により“ゆがんだ形状”の要素を求める必要がある。Taig は基本的な要素形状関数を用いた写像法を四辺形要素に対して示した。この写像は同時に未知変数を表わすにも用いられ、この要素はアイソパラメトリック要素とよばれ、後に、Iron により有限要素法における数値積分に应用され一般化されている⁴⁾。

監査廊の内面は曲面であり、かつ構造全体の形状が多複雑である。このため、高精度で、かつカーブした形状を扱えるアイソパラメトリック要素による解析を行うことにした。

3. 監査廊の解析

3-1 解析条件

監査廊の形状により解析モデルを MODEL1, 2, 3 の 3 種類とし、図 2, 3, 4 に示す。MODEL1 は、ほとんどの場合掘削法肩部分が崩壊するために、監査廊天端部分の端部を削り取り、地山岩盤とのなじみを良くした形状である。MODEL2 は、監査廊スプリング線から天端付近にかけて大きく地山が崩壊し、その凹部をコンクリートで置換え、これと監査廊躯体とを一体構造としたモデルである。MODEL3 は、MODEL2 と同じ形状であるが、監査廊躯体と置換コンクリートの間に厚さ 10cm、変形係数 1 kg/cm^2 のジョイント要素的なものを挿入し、両者を縁切りしたモデルである。なお、実際のジョイント厚さは 0 cm であるが、便宜上このようにあつかっている。

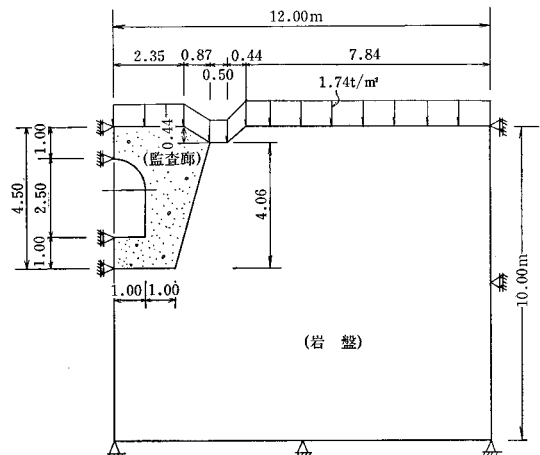


図-2 解析モデル図 (MODEL 1)

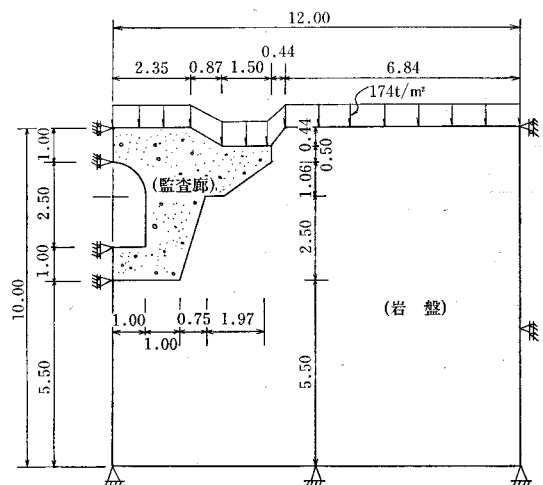


図-3 解析モデル図 (MODEL 2)

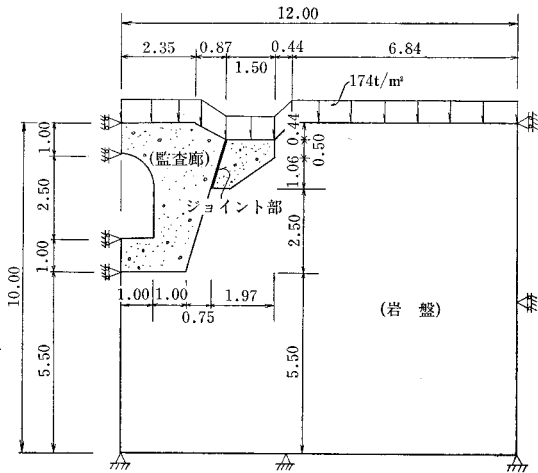


図-4 解析モデル図 (MODEL 3)

解析領域は、土地改良事業計画設計基準ダム編⁵⁾により監視廊幅の約3倍の12m、高さの約2倍である10mとした。また、監視廊中心線に対し左右対称とみなし右側半断面について平面ひずみ状態で解析した。

モデルの境界条件は、3モデルとも両端はローラ支持（水平方向変位=0）、下端は固定（水平方向変位、鉛直方向変位=0）とした。

使用する要素は、前述のとおり高精度で、かつカーブした形状をとり扱えるアイソパラメトリック2次要素（ガウスポイント3）を使用した。各モデルの要素数と節点数を表1に示す。

コンクリート、岩盤、及びジョイント部の物性値を表2に示す。コンクリートの物性値は、コンクリート標準示方書による。岩盤は、新鶴子ダムにおける平板載荷試験、および孔内水平載荷試験によるCM岩級の平均値を用いた。ジョイント部の変形係数は、コンクリートや岩盤に比して極力小さな値とし、監視廊躯体と岩盤がそれぞれの応力や変形を伝達しないよう配慮した。

荷重として考えられるものには、監視廊自重、上載荷

表-1 各モデルの要素数と節点数

モデル名	要素数	節点数
Model 1	90	313
Model 2	98	337
Model 3	98	337

表-2 物性値

材質名	変形係数 (kg/cm ²)	ポアソン比	単位体積重量 (t/m ³)
コンクリート	210,000	0.167	2.4
岩盤	8,000	0.25	2.6
ジョイント	1	0.45	0.1

重、地壊時荷重、水圧、グラウト注入圧の他に、乾燥収縮による荷重などが考えられる。本解析では監視廊自重と上載荷重のみを考慮した。上載荷重としては、新鶴子ダムにおける縦断方向と横断方向の二次元平面ひずみ状態の築堤解析より求められた監視廊天端にかかる最大主応力（圧縮力）は、横断方向 117t/m²に対し、縦断方向が 174t/m²と大きいため、後者の値を等分布荷重として採用した。

3-2 解析結果

(1) 変形

監視廊、及び岩盤の表面部の変形量を表3に示す。これによれば、各モデルとも水平方向にはほとんど変形しておらず、鉛直方向については監視廊で12~14mm、岩盤で約19mmの値となっており、各モデル間の差は小さい。

表-3 表面変形量

(単位 mm)

モデル名	監視廊		置換コンクリート		岩盤	
	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直
Model 1	0.2	-11.8	—	—	0.7	-19.1
Model 2	0.3	-14.3	0.4	-15.1	0.4	-19.2
Model 3	0.9	-13.7	0.9	-15.6	0.2	-19.3

(2) 応力

各モデルの主応力ベクトル*を図5、6、7に示す。応力集中の大きい部分について次の記号をつけ、以後の説明に用いる。

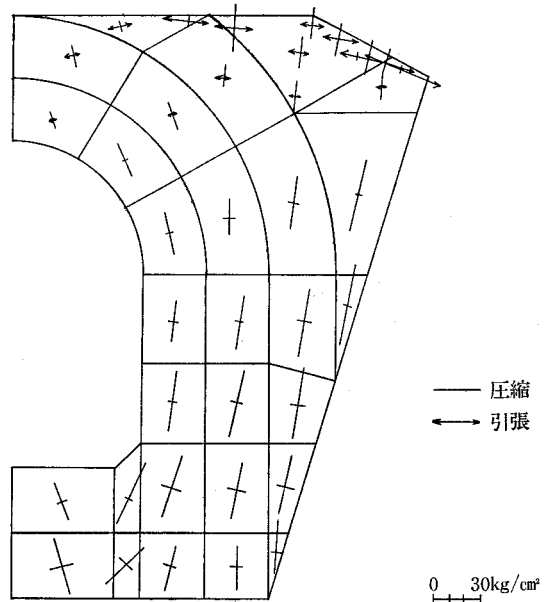


図-5 主応力図 (MODEL 1)

*解析により求められた応力値は、表示の9倍あるが図中では省略している。

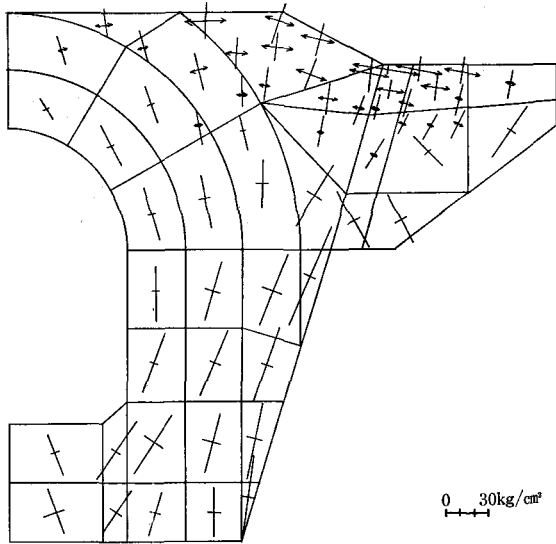


図-6 主応力図 (MODEL 2)

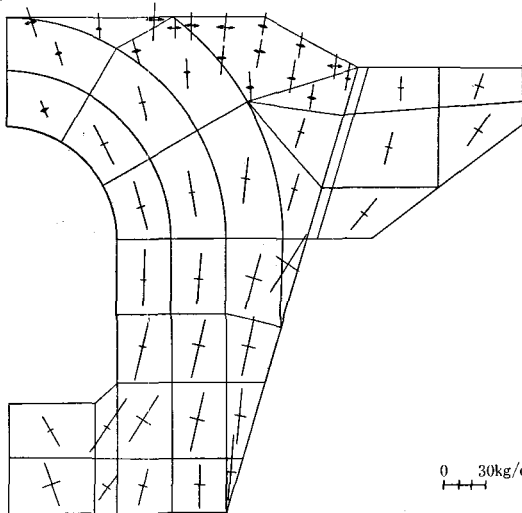


図-7 主応力図 (MODEL 3)

- ①……………監査廊ハンチ部
- ②……………置換コンクリート付根下部
- ③……………置換コンクリート付根上部

応力集中の大きい部分についてモールの応力円を描き、各モデルの応力状態を比較する。コンクリート部材に発生する圧縮応力、引張応力、及び剪断応力は、許容応力以下でなければならない。コンクリート強度を一般に多く採用されている $\sigma_{28}=210\text{kg/cm}^2$ とし、これに対する許容引張応力を 7kg/cm^2 、許容圧縮応力を 70kg/cm^2 とする。コンクリートの剪断応力は、図8に示すように2つのモールの応力円を描き、その包絡線である $\tau=11.07 + \sigma \tan 54.9^\circ$ を用いるものとする。また、応力値に対する配筋は、圧縮応力が 70kg/cm^2 以上発生したものにつ

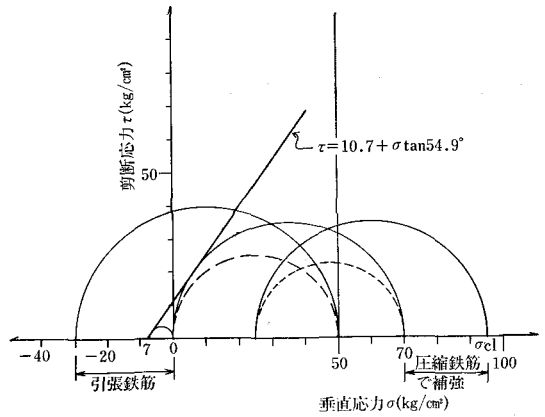


図-8 コンクリートのモールの応力円

いては $(\sigma_c - 70)\text{kg/cm}^2$ を圧縮鉄筋で補強し、引張応力については、コンクリートの許容引張応力を 0 とし、すべて鉄筋に受け持たせることを基本として検討する。

i 最大主応力 (圧縮応力)

最大主応力^{*1}の分布を図9, 10, 11に示す。これによれば σ_1 の応力集中の大きい部分は、MODEL1, 2, 3の④部、MODEL2の③部、及びMODEL3の縁切りされた置換コンクリートの底部である。

④部の σ_1 は、図12のモールの応力円で見られるように各モデルともコンクリートの許容圧縮応力を超えている。MODEL1とMODEL3の σ_1 は、それぞれ 83kg/cm^2 、 87kg/cm^2 とほぼ同じ応力状態であるのに対し、MODEL2では 95kg/cm^2 と多少大きな値となっている。

③部の σ_1 は、図13のモールの応力円で見られるようにMODEL1とMODEL3はそれぞれ 55kg/cm^2 、 61kg/cm^2

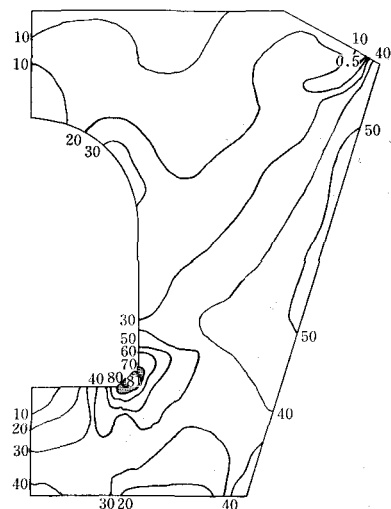


図-9 最大主応力 (σ_1) 分布図 (MODEL 1)

*1 以下 σ_1 と略記する。

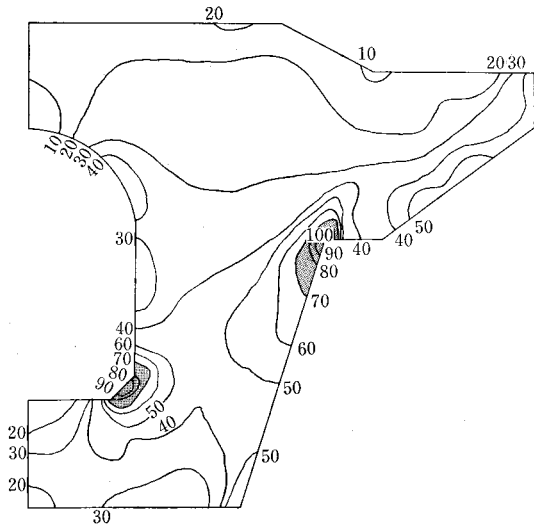


図-10 最大主応力 (σ_1) 分布図 (MODEL 2)

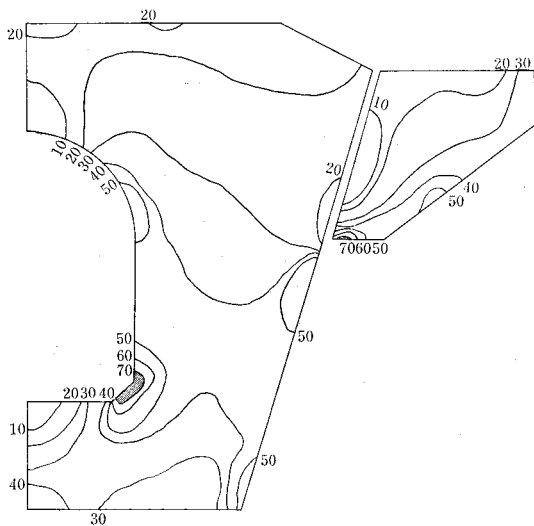


図-11 最大主応力 (σ_1) 分布図 (MODEL 3)

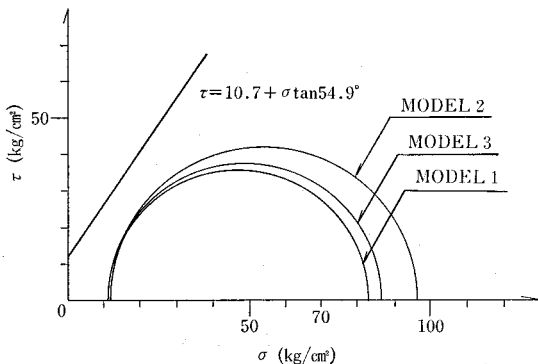


図-12 ④部モールの応力円

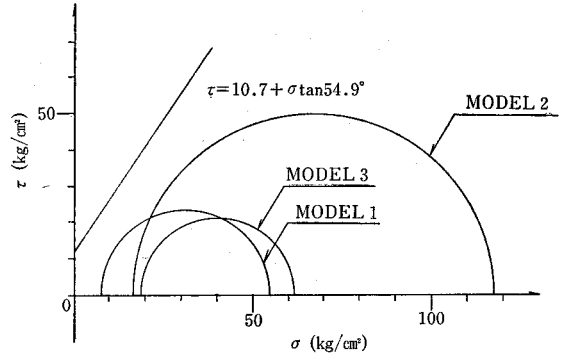


図-13 ⑤部モールの応力円

と応力状態は多少異なっているが、コンクリートの許容圧縮応力以下となっている。しかし、MODEL2 の σ_1 は、MODEL3 の約2倍である 118 kg/cm^2 の応力集中を生じており、これはコンクリート許容圧縮強度の約1.7倍という高いものである。各モデルの圧縮鉄筋の補強領域である $(\sigma_1 - 70) \text{ kg/cm}^2 > 0$ のゾーンを図9, 10, 11に薄墨色で示す。

以上のことより、置換コンクリートのない MODEL1 と、縁切り構造の MODEL3 とでは④部、⑤部ともほぼ同じ応力状態であるのに対し、一体構造の MODEL2 の⑤において、MODEL3 の約2倍の高い応力集中を生じているため、置換コンクリートは縁切り構造とするのが良いといえる。

ii 最小主応力 (引張応力)

最小主応力*の分布を図14, 15, 16に示す。 σ_3 は、いずれのモデルにおいてもコンクリート表面部に多く発生

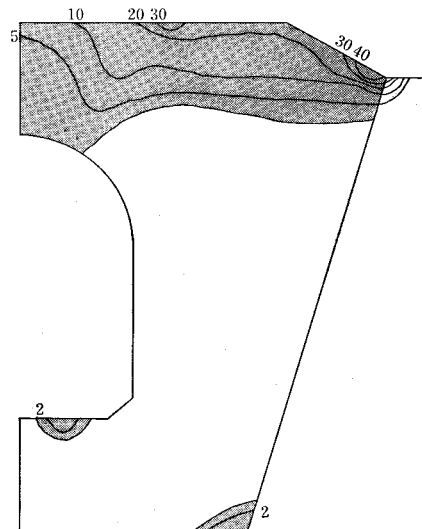


図-14 引張応力 (σ_3) 分布図 (MODEL 1)

*以下 σ_3 と略記する。

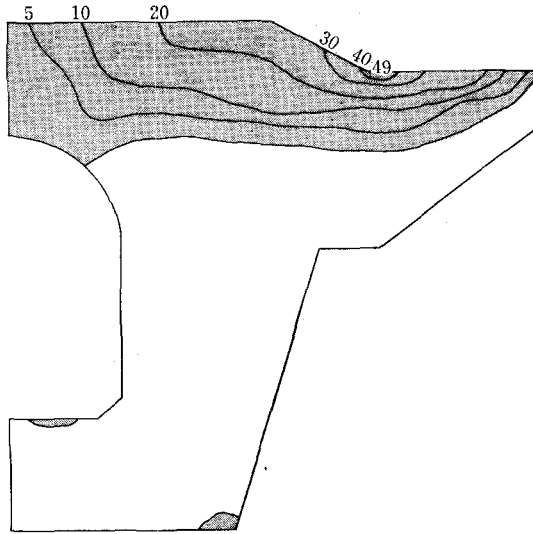


図-15 引張応力 (σ_3) 分布図 (MODEL 2)

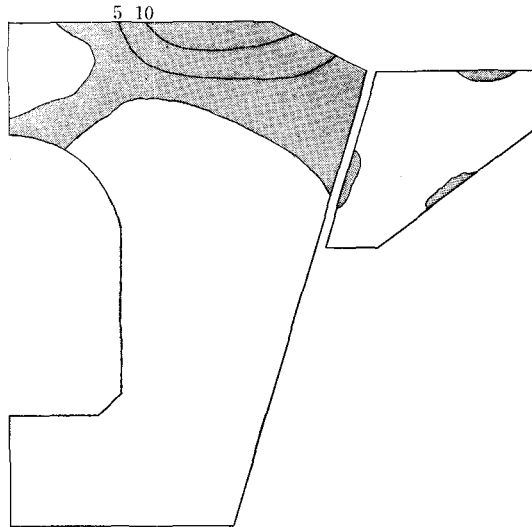


図-16 引張応力 (σ_3) 分布図 (MODEL 3)

している。MODEL2 と MODEL3 の◎部のモールの応力円を図17に示す。これによれば、両者の応力状態は大きく異なっている。MODEL2 の σ_3 は 49kg/cm^2 と高い応力集中を示しているのに対し、MODEL3 では 13kg/cm^2 *1 とかなり小さな値となっている。また、 σ_3 の分布範囲は、MODEL2 に比較し MODEL3 はかなり小さなものとなっている。もし、MODEL2 の◎部に鉄筋を配置しようとするれば、D22mm ctc 100mmのダブルの高密度で配筋*2しなければならない。引張鉄筋の補強領域である $\sigma_3 < 0\text{kg/cm}^2$ のゾーンを図14, 15, 16に薄墨色で示す。

以上のことより、 σ_3 の応力集中の程度、及び分布範囲

*1 監査廊天端の最大値をとっている。

*2 鉄筋の許容引張応力度を 1.600kg/cm^2 とし、引張力は縁応力図を描き求めた。

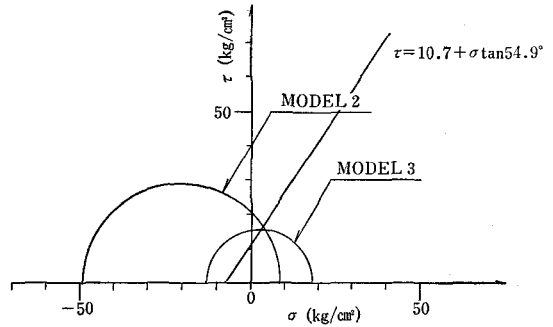


図-17 ◎部モールの応力円

より置換コンクリートは縁切り構造とするのが良いといえる。

4. 施工方法

解析結果より、監査廊躯体と置換コンクリートとは縁切り構造とするのが良いことが判ったが、次にどちらのコンクリートを先に打設するかといった施工方法が問題となる。この施工方法については、温度応力による温度ひびわれの発生を小さくするといった定性的な考察より検討する。

コンクリートの打設順序としては、監査廊躯体打設後に置換コンクリートを打設する方法(施工Ⅰ)と、この逆の場合(施工Ⅱ)があり、このときのコンクリートの温度と拘束度の定性的な大きさは次のように考えることができる。

施工Ⅰの場合には、監査廊側面が外気にさらされているため、コンクリート内部熱の熱拡散がよいためコンクリート温度を下げる効果がある。さらに監査廊スプリング線より上部側面の拘束がないため全体の拘束度は小さくなる。

施工Ⅱの場合には、置換コンクリートが岩盤と同じ役割を果たすため、監査廊躯体の拘束度は施工Ⅰに比較し大きい。また、置換コンクリートがあるため外気にさらされている施工Ⅰに比較しコンクリートの熱拡散が小さく、温度を下げる効果は小さい。

以上のことより、施工Ⅰの方法を採用した場合には、コンクリートの初期温度応力が小さくなり、温度ひびわれの発生が小さくなるためにこの方法によるべきものと思われる。

5. 考察

フィルダムの監査廊は、岩盤を掘削して設けられる。岩盤を掘削する場合、岩質によって規模に差はあるが、掘削面は凹凸状になり、ひどい場合には法肩の部分が大きく崩壊することもある。この種の凹部は監査廊の施工に際し、コンクリートで必然的に填充されることにな

り、したがって、監査廊と岩盤は完全に密着することになる。このため、支持力が比較的小さく、外力に対して変形し易い岩盤に監査廊を設けた場合には堤体荷重によって両者は別々に変形し、挙動することによって監査廊躯体に大きな応力集中が生ずることが考えられる。

このような場合の監査廊の設計・施工をどのようにしたらよいかについて、簡単なモデルにより解析を行った。この結果は、監査廊と置換コンクリートを一体構造とした場合には、MODEL2 でみられるように大きな応力集中が生じ、好ましくない状態となる。このような、監査廊と岩盤との剛性の相違によって生ずる不都合な現象を防ぐためには、MODEL3 の解析結果より明らかなように監査廊躯体と置換コンクリートは極力縁切りした構造とすることが必要である。これによって、監査廊周辺部に生ずると考えられる力学的な不確定要素の発生があっても、監査廊躯体の安全が確保されるといえる。

コンクリートの打設順序としては、コンクリート打設時の初期温度応力の考察より温度ひびわれを少なくするためには、監査廊躯体打設後に置換コンクリートを打設する必要があると思われる。

以上のことは、新鶴子ダムを参考として解析を行ったが、個々のダムにおいては諸条件が異なるため、岩盤の物性値と置換コンクリートの大きさを変えた解析を行い、施工方法を定めた施工基準を設け、施工することが望ましいものと思われる。

最後になりましたが、研修のテーマについて貴重な助言や御指導をして下さいました農業土木試験場講師の方々に紙面をお借りして厚くお礼申し上げます。

【参考文献】

- 1) 農林水産省構造改善局建設部設計課：昭和57年度（第2回）技術管理システム化研修上級コース研修生演習報告書 P 25～47
- 2) 赤井浩一他共訳：不連続性岩盤の地質工学，P 30
- 3) 東北農政局：新鶴子ダム築堤解析業務報告書
- 4) 鷺津久一郎他共訳：有限要素法ハンドブック工基礎編，P 363
- 5) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準設計ダム，P 187

中央構造線に伴う断層破碎帯中のトンネル施工について

——吉野川北岸農業水利事業三野隧道(加茂野宮)建設工事における事例——

末 吉 英 夫* 安 本 徹*
中 嶋 達 二* 木 口 隆 文*

目 次

- | | |
|-------------------------------|---------------------|
| 1. はじめに……………(39) | 4. 断層破碎帯対策……………(41) |
| 2. 吉野川北岸農業水利事業の概要……………(39) | 5. おわりに……………(57) |
| 3. 三野隧道(加茂野宮)建設工事の概要……………(40) | |

1. はじめに

「四国三郎」こと吉野川は源を高知県土佐郡瓶ヶ森(EL. 1897m)に発し四国山脈に沿って東流し穴内川を合流して北に転じて徳島県に入り、四国山脈を横断し、大歩危小歩危の奇勝をつくり、祖谷川銅山川などを合せたのち、再び東流し、池田町より次第に平野を展開して徳島平野を貫流し、第十堰地点で1日吉野川を分流する。本流は第十堰を越えて鮎食川を合わせて徳島市北方で紀伊水道に流入する。

その流域は四国4県にまたがり、流域面積 3,650km²(平地 440km², 山地 3,210km²)におよび幹川流路延長は194kmに達し、下流部に平野部をみるほかは大部分が起伏の多い山地で占められ、比較的急峻な山岳がならび壮年期の地形を呈している。

地質構造上よりみると、中央構造線が池田下流の本川及び左支川銅山川に沿って東西方向に延びている。この構造線の北側は大部分が和泉群層によって構造されており、岩質は黒色細粒の泥岩質頁岩が砂岩層の間にはさまっている地域が多い。南側は三波川系変成岩類によって構成されており、主として緑泥片岩、黒片石からなる。

吉野川は年間降水量が2,000~3,000mmに達する四国の屋根を水源とし、70億m³/年におよぶ、豊富な水資源をもちながら急峻な地形と6月~9月に集中する台風型の降雨のため大規模な洪水がしばしば発生している。しかしながら、治水対策が遅れ藩政末期に至りようやく治水に対する関心が高まり、堤防づくりなど盛んに行われて来たが治水は今現在もなお重要課題となっている。

利水については、藩政時代においては舟運があった程度で、米づくりのためのかんがいには治水を前提としなければならず、また沿岸耕地が比較的高位にあり、当時の利水技術では難しいことと、藩では藍作を重視して限ら

れた土地に米作との競合を避けるなどのため積極的な水利用が遅れていたようである。従って、大規模な用水が計画されたのは明治初期からで「板名用水」「麻名用水」が施工されているが、本格的な水田かんがいは藍作が明治とともに消え大正の米作時代に入ってからである。

一方、古くから水不足に悩まされている瀬戸内海側などの流域外各地からは四国一の包蔵水量をほこる吉野川に対して、かんがい用水、発電用水などから分水要請が相次いで起こり藩政期にすでに支川穴内川からの高知県国分川への分水や、銅山川などからの瀬戸内側への分水が計画立案されるなど、吉野川における広域的利水計画の歴史は古い因みに、吉野川の名の由来を記すと、古籍に「この川はひろびろと北山と南山との間を流れ川岸はヨシやアシで覆われていたので“よしの川”と唱え」「吉」や「芳」の字を充てたようであり、また「吉野蔵王権現の分身高越山を西山と呼び、ふもとの川を“吉野川”と名づけ」とも「古くはただ“大川”と呼ばれたが蜂須賀入国後“吉野川”という名を用い」等諸説がある。

2. 吉野川北岸農業水利事業の概要

2-1 吉野川総合開発計画の概要

吉野川総合開発計画は吉野川水系の水利用の高度化を目ざす計画である吉野川の上流、早明浦地点に高さ106mの早明浦ダムを築造して有効貯水量2億8,900万m³のダムをつくり、これを利用して下流徳島平野の洪水調節を図るとともに、四国4県の各種用水の供給と、発電を行うものである。なお水資源開発基本計画による吉野川水系の治水利水及び用水供給計画の概要は次のとおりである。

(1) 治水

早明浦ダムの建設地点における計画高水流量 4,700m³/secのうち、2,700m³/secの洪水調節を行い、新設の池

*中国四国農政局吉野川北岸農業水利事業所

田ダム、新宮ダム並びに既設の柳瀬ダムの洪水調節と合せて、下流岩津地点の計画高水量 $17,500\text{m}^3/\text{sec}$ を $15,000\text{m}^3/\text{sec}$ に低減させる。

早明浦ダムでは、計画高水流量 $4,700\text{m}^3/\text{sec}$ を調節して $2,000\text{m}^3/\text{sec}$ を放流する。調節方法は、下流河道で被害が出始める $800\text{m}^3/\text{sec}$ から調節を開始し、この流量以上を一定率で貯留する方式とする。この場合、貯水池の洪水調節容量は洪水制限水位 329.5m から洪水時満水位 343.0m の間の水位差 3.5m 、 $9,000\text{m}^3$ の容量を使って調節する。(洪水期は7月1日から10月10日まで)

(2) 利水

① 不特定かんがい等の用水の確保

吉野川の流水の正常な機能を維持するために必要な流量として、池田地点においてかんがい期最大 $43\text{m}^3/\text{sec}$ 非かんがい期 $15\text{m}^3/\text{sec}$ を確保する。

② 新規用水の供給

早明浦ダムにより年間8億6,300万 m^3 の用水を開発して四国4県に供給する。

③ 発電

早明浦ダム左岸側に発電所を新設して最大出力4万2,000kw、池田ダム右岸側の発電所で最大出力5,000kwの発電を行う。

2-2 吉野川北岸事業計画の概要

本事業は吉野川北岸に展開する水田約4,600ha、既畑約2,100ha及び造成畑620haの受益地に対し、従前からのポンプかんがい施設を廃止し前述の吉野川総合開発計画の一環として池田ダムに取水施設を設けて、かんがい期平均 $8.0\text{m}^3/\text{sec}$ (最大 $14.8\text{m}^3/\text{sec}$) 非かんがい期平均 $1.0\text{m}^3/\text{sec}$ (最大 $2.0\text{m}^3/\text{sec}$) を取水し、池田町～板野町にいたる延長 $l=74\text{km}$ の水路にて導水し、関係地域の水利費の軽減と用水の安定確保を図るとともに、水源のない畑、桑園及び果樹園にかんがいをを行い畑地農業の振興をはかり、あわせて阿讃山麓に大規模な農地開発を行い、柑橘、ぶどう、桑園等を造成することによって経営規模を拡大して地域農業の発展をはかるものである。なお詳細は次のとおりである。

(1) 幹線水路

① 幹線新設区間

吉野川の中流池田町の池田ダムから既設阿波用水との取付地点に至る約42kmの区間であり、流量は $14.8\text{m}^3/\text{sec}$ ~ $10.0\text{m}^3/\text{sec}$ の大規模水路である。

② 阿波用水区間

阿波用水取付から土成町宮河内までの約15kmの区間であり、既設阿波用水の水路路線を踏襲して改築又は増強するもので、流量は $8.5\text{m}^3/\text{sec}$ ~ $5.0\text{m}^3/\text{sec}$ の中規模水路である。

③ 幹線末端区間

土成町宮河内から板野町富ノ谷までの17kmの区間で

り現況阿波用水の下流部は水路が多数の落差工で水位が低くなっているため山側に移した新路線により新設するものである。流量は $2.0\sim 0.5\text{m}^3/\text{sec}$ であるので、小規模水路に属する。

なお、幹線水路の幹線新設区間は、既に53年6月から上流約8km区間について暫定通水(最大 $Q=0.6\text{m}^3/\text{sec}$) を実施しており、池田町及び三好町のほぼ全域の水田約240haに対して効果をあげている。加えて57年度末には、幹線新設区間 $l=$ 約41.6kmの全線に亘って工事が完了し58年6月のかんがい期から約2,200haの水田を潤している。

(2) 畑地かんがい施設

畑地かんがい施設のうち、国営としては、開拓地と錯綜する24地区と末端支配面積100ha以上4地区の合計28地区を施行する計画である。

(3) 開拓

上述の如く620haの農地造成を行う予定であり、既に、モデルファームとして美馬町嫁坂地区10haについては、53年3月より「八朔」を植付営農活動に入っている。

3. 三野隧道(加茂野宮)建設工事の概要

中央構造線は、日本有数の活断層である。当トンネルは、徳島県三好郡三野町付近で中央構造線断層破砕帯及び扇状地堆積層区間を施工した。この結果、断層破砕帯区間が予想以上に悪く、さらに長区間続いた。断層破砕帯区間では、全断面工法では対処しきれず上半断面先進工法を採用した。また、この区間を施工中メタンガスが発生し、安全面等で種々の対策を余儀なくされた。

さらに、終点部扇状地堆積層区間は、調査ボーリングの結果、ルーズな礫混りシルト層等で、切羽自立が困難な為、地盤改良を行い、掘削を完了した。そこで、これら諸対策の経緯及び実績について報告する。(図-1)

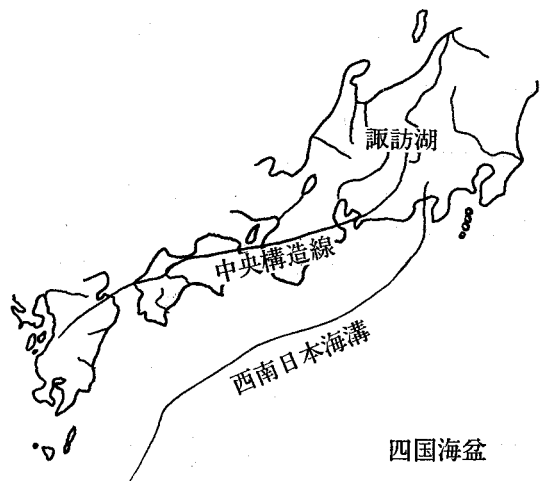


図-1 中央構造線

3-1 概要

3-1-1 地形・地質

地形は、中生代白亜紀成層の和泉層群による急峻な阿讃山地と、その阿讃山麓に分布する洪積時代の粘土混り砂礫層による、やや急峻～緩やかな地形、及び現世の吉野川支川の運搬堆積した緩やかな扇状地形である。

地質は、トンネル始終点部は、扇状地堆積層(沖積世、洪積層)で、中間は、和泉層群である。前者は、典型的な扇状地形を呈し、和泉層群を供給源とした時代的にも新しく、全体に緩い「粘土混り砂礫層」「礫混りシルト層」の「密実度が不良」な「透水性地盤」であった。

後者は、大半が頁岩で構成され、砂岩はごく一部レンズ状～薄層状に介在した程度であった。本層の特徴は、中央構造線の断層運動により衝上し、洪積層上に乗り上げているために著しく擾乱していた。(写真-1、図-2)したがって、頁岩は、角礫状～粉状に破碎されており、幾層もの粘土シームを介在していた。

トンネルは、大半この擾乱帯を通過した。

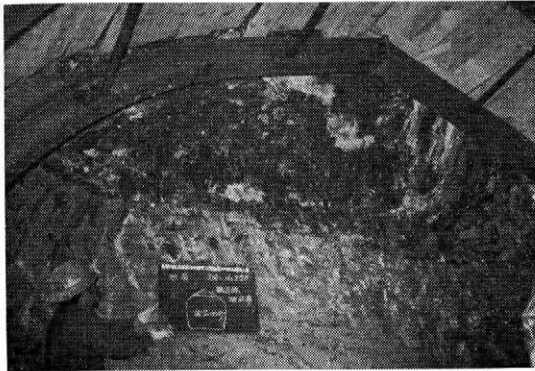


写真-1 衝上状況

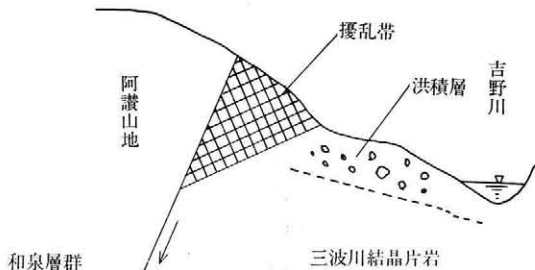


図-2 擾乱帯

3-1-2 トンネル地質とタイプ

(1) 始点～250m (No. 16+310) 区間

沖積世の扇状堆積層で、シルト層は黄褐色を呈し固結度は弱かった。その後は、崖錐性角礫層が支配的であった。この層は、礫は和泉層群系の砂岩が多く頁岩も若干含んでいた。礫径は、数cm～120cmまで認められ巨角礫

が割合多かった。基質は、褐色の粘土混りシルトで、固結度は弱い。切羽面では、基質のシルトが粘性をもっていたためか礫が落ちることはなかった。この為トンネルタイプはDタイプで施工した。

(2) 250m～1286m (No. 24+46.7) 区間

250m区間までにも断片的に出現していた断層粘土がこの付近から連続的に拡大し、全断面に広がる。

この層が13m程度続いたのち、和泉層群破碎帯になり、1286m付近まで続いた。

和泉層群破碎帯区間は、砂岩はほんの一部断片的に出現したのみで、その他は、頁岩が支配的であった。

頁岩は、褐色に変色したり、流入粘土を介在しているところはなく、原岩色を呈しており、風化作用は、受けていない。しかし、250～600m付近と820～855m区間は、強度に破碎され切羽面もしばしば自立せず鏡止め、上部半断面先進工法を余儀なくされた。その他の区間は、破碎されていたが比較的安定し、発破工法(リング状発破)で掘削した。

当初の地質調査での弾性波速度は、2.2～3.7kmでトンネルタイプもC、Bタイプである。

実績は、岩級的にも、 C_L 、 D_2 が主体で、膨張性地圧作用等も考慮し、トンネルタイプは D_1 タイプと D_1 タイプの拡幅支保工で施工した。

(3) 1286m～終点

断層破碎帯に続いて、扇状地堆積層(沖積層)に突入する。この層は、礫混り粘土、シルト層で全体に緩く、透水係数も 10^{-4} であるが密実度は、低かった。

この区間は、全線地盤改良を行ったので、トンネルタイプは D_1 タイプで施工した。以上のトンネル地質とタイプは、図-3、4のとおりであった。

4. 断層破碎帯対策

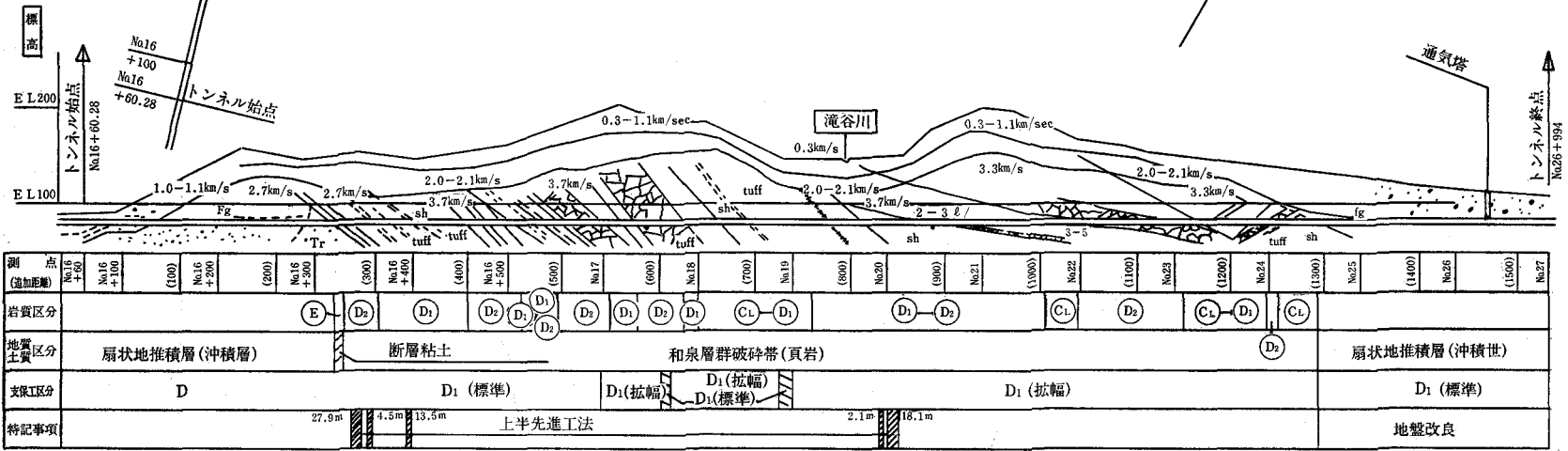
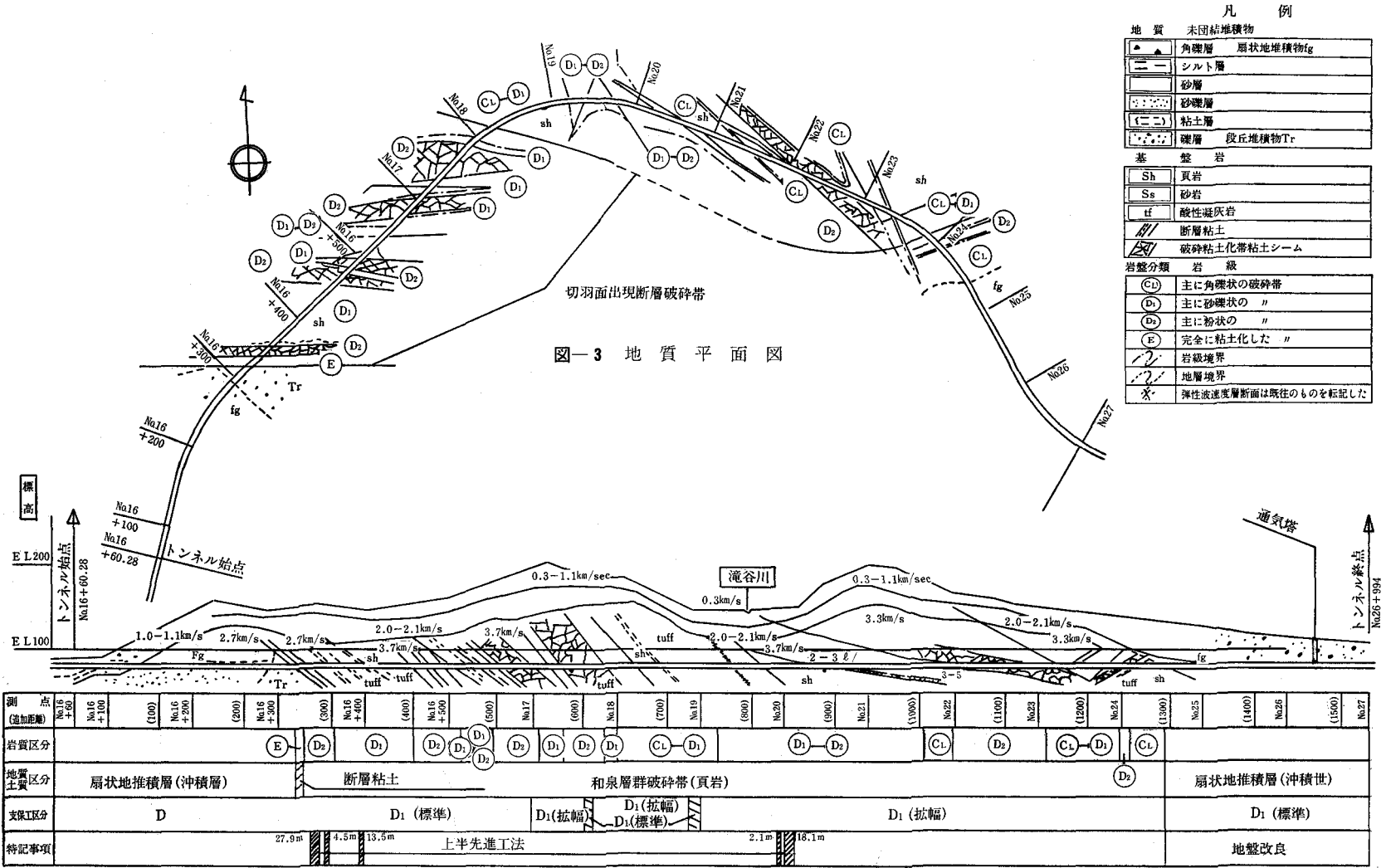
4-1-1 鏡止め

断層粘土を通過後強度に破碎された頁岩層となる。さらに網目状に粘土シームを介在し、破碎頁岩層も非常にクラッキーになり、砂利化し、さらにクラウン部に水が付き、自立しなくなる。この為上部のみ鏡止めで施工していたが、核部の肌落ちもはげしく全面鏡止め施工となった。(写真-2、グラビア参照)

なお、鏡止め施工区間は、断層破碎帯部で断続的に施工し、最終的には、総延長29.3mとなった。

4-1-2 上部半断面先進工法

鏡止めで施工中、アーチ部縫地矢板($t=45\text{mm}$)が地圧により矢先が下がり縫地工法が非常に困難となる。さらに、切羽での湧水量も多くなり、破碎頁岩の流砂現象が発生し、切羽が埋没する。このような状況下では、鏡止めの盛替作業も安全面等で問題となり、さらに作業も非能率となった。(写真-3)



図—4 地 質 縦 断 面 図

表-1 各工法の比較表

工 法	長 所	短 所	判 定
先進グラウト	① 切羽の自立可能 ② 安全かつ確実な工法	① 高 価 ② 環 境 ③ 工期遅延	○
底設導坑	① 拡幅時、湧水量が減 ② 鋼製支保工可能 ③ 一部機械掘り可能	① 拡幅時核の確保が出来ない ② 拡幅時切羽の鏡止めが必要 ③ 地山をゆるめる ④ 工期が大	×
頂設導坑	① 拡幅時、クラウン部の保工が必要ない	① 木製支保工となる ② 全て人力掘削 ③ 拡幅時一部鏡止めが必要 ④ 熟練工の確保困難	△
メ ッ セ ル	① 矢板の押込みが早い	① 転石が出た場合、押込みができない ② 施工基地の確保	×
ナ ト ム	① アーチ部の崩壊及び肌落ちを防止出来る	① 切羽の押えが困難 ② 大幅な段取り替えを要す ③ コンクリートのロスが大	×
上半先進工法④ 先進グラウト	① 鏡止めが比較的に簡単 ② 現支保工一部改造 ③ 地山に即応した工法に対応しやすい、とは良くなれば即従来の全断面工法に切替可能		◎

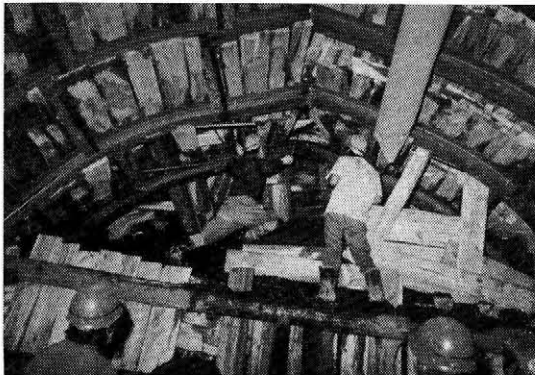


写真-3 切羽崩壊状況

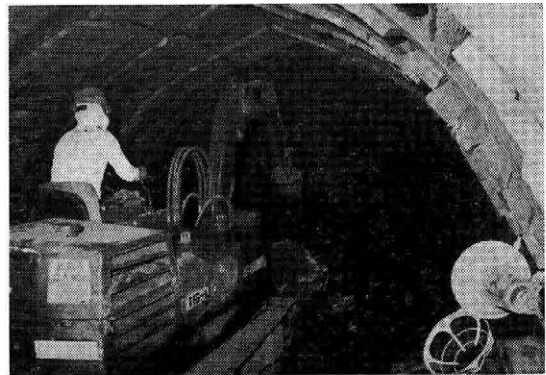


写真-4 上部半断面掘削状況

この為、このような切羽状況に対して現在考えられる工法について検討(表-1)を行ない、総合的な判定として、各工法の長所を比較的満足する「上半断面先進工法」を採用した。さらに、上半部の地質が悪化した場合は切羽から上半部のみ先進グラウトを併用することとした。

なお、掘削に先だって先進ボーリング($l=30m$)を実施した。

(1) 施工手順

(a) 上部半断面掘削

リングカットによる縫地工法でアーチ部矢板(丸太または、45mm矢板)を施工する。次にミニユンボ(0.1

m³クラス)で核部を切削し、ずりは順次ミニユンボで後方に移動させる。掘削完了後上半支保工(2ピース)を建込む。(写真-4)

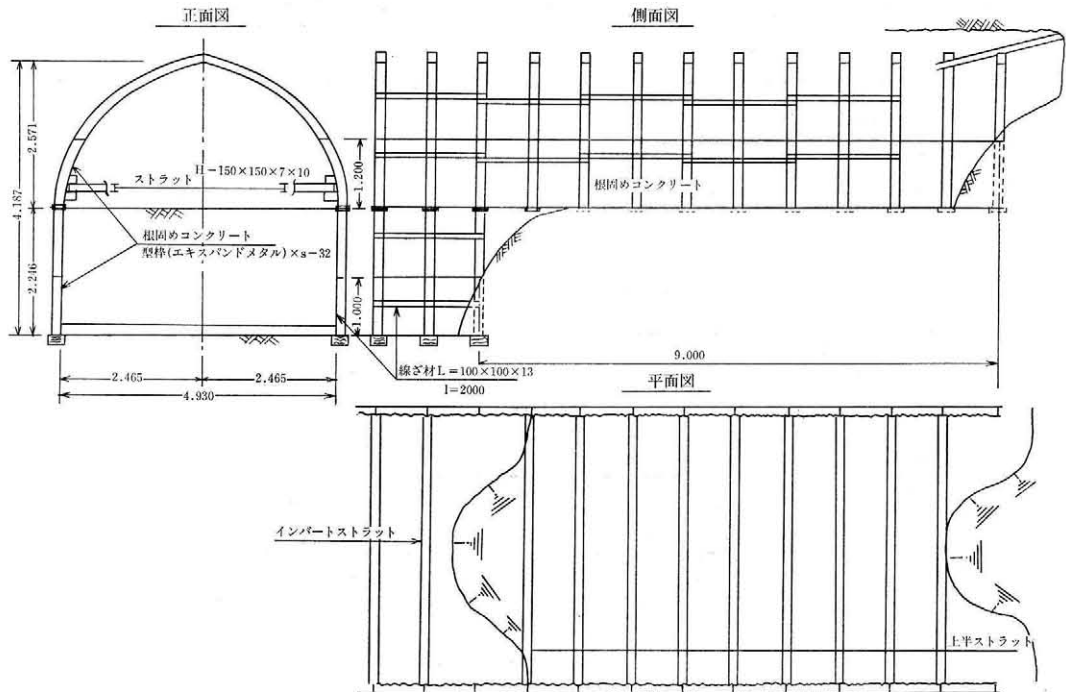
一部鏡止め施工区間もあったが、比較的安定した切羽状況で施工できた。よってグラウトは実施しなかった。

また、当初根固工、支保工継ぎ材及び施工時のストラットを考えていたが変位がなく削除した。

但し、一部区間で支保工の足付部の変形がみられた為、補強したが、その後の変位は観測されなかった。

(b) 下部半断面掘削

まず、手前の全断面支保工のスプリング部にH型钢



図一五 上部半断面先進工法



写真一五 天秤材取付状況

を溶接固定し、これを天秤材として上部半断面支保工を仮受けする。次に、下部の両側リングカットを行い下部支保工を足付する。その後、核部を掘削する。

(写真一五、図一五)

なお、当初根固工及び継ぎ材を考えていたが、インバートストラットの施工のみで、その後の変位が観測されなかったので削除した。

上部半断面先進工法は、安全面、工程確保等で適切な選択であったと考えられる。なお、最終的には、5区間で総延長73.1m施工した。施工能率は1日当り平均1.2mであった。

4-1-3 支保工変形対策

和泉層群破砕帯区間では、経時変化に伴い支保工の変

形が観測された。特に403~533m区間では施工後順次支保工変形が発生した。

この為、覆工巻厚が不足する事態となったので、後述する諸対策(インバートストラット、地圧等測定、鉄筋補強及び支保工拡幅等)を実施した。

この区間で得た実績を踏まえて、533m以降の対策(支保工拡幅、ストラット及び鉄筋補強等)を行った。

なお、ロックボルト($\phi 25$, $l=3.0m$)は、試験施工の結果、引抜耐力は、1本当り6.0t程度しか期待できず、使用不可能であった。

533m付近以降は、掘削時の切羽状況は比較的安定していたが、掘削後経時変化と共に支保工変形が発生する。このため一部区間で支保工縫返しを行った。

また、覆工作业は、403m(34バレル)で一時的に中断し、403~533m区間の諸対策決定を待って再開した。中断期間は3ヶ月余りとなる。なお、34バレルまでは、変形も余りなく、無筋覆工で行なった。

これら諸対策の概要は、図一四、六のとおりである。

(1) インバート、ストラット

当初は、支保工建込後7日程度で、地圧等により土台木部が押し出され設計値を割る傾向となる。この為、本線を撤去しストラットを布設した。その後400基以降においては、建込後2~3日経過でインバート部の設計値を割る傾向になる。そこで本線伸延と同時にストラットを施工した。

ストラット形状は、H-125を施工したが座屈変形が発

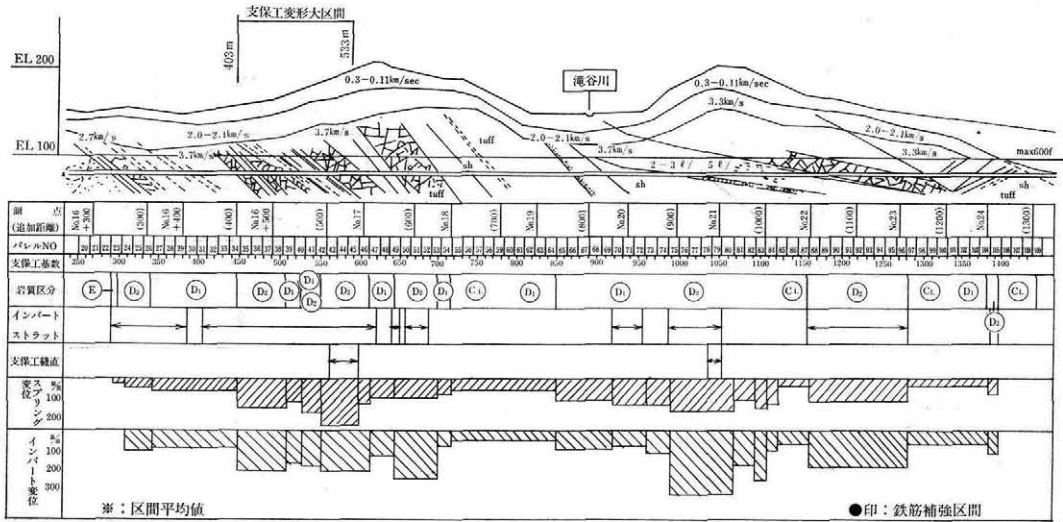


図-6 和泉層群破砕帯区間



写真-6 ストラット布設状況

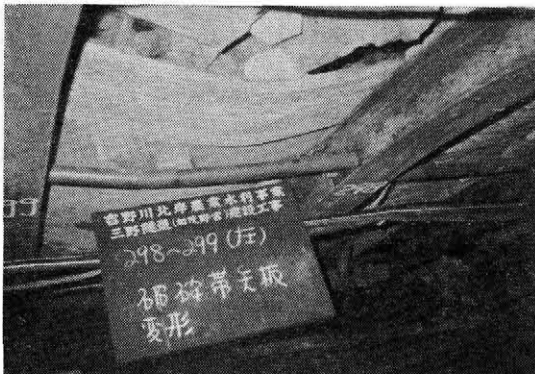


写真-7 矢板変形状況

生じた為、側面矢板変形から逆算した地圧等により、H-150を採用する。この結果、変形は、確認されなかった。(写真-6, 7)

なお、最終的には、ストラット布設箇所は、スプリング部等の変形で、35パレル以降は、全て鉄筋補強となった。(図-6)

(2) 地圧等の測定

(a) 膨張圧

支保工変形の大きい、断層粘土部(268m)と破砕帯(420, 425, 505m)から試料を採取し試験を行う。その結果は、表-2のとおりである。なお、72時間後の値である。

表-2 膨張圧結果表

単位: kg/cm²

位置	膨張圧	位置	膨張圧	位置	膨張圧	位置	膨張圧
m	①	m	0	m	0.21	m	0.03
268	1.4	420	0	425	0.21	505	0.03
m	②	m	0	m	0.26	m	0
268	0.72	420	0	425	0.26	505	0

- ①: 完全乾燥土
- ②: 自然乾燥土

(b) 歪計器による測定

403~533m区間において押し出性地圧等で支保工の変形が生じ、変形量は、スプリング幅で最大24cm(片側)になる。この為覆工巻厚が不足した。そこで今後の覆工計画等において、どの程度の外力が作用しているかを把握する必要が生じた為、変形の大きい地質的にも粘土分の多い425m付近(473, 474基)を縫返す。

縫返し支保工に歪計を取付けて、外力(土圧等を測定する。

この方法は、支保工内に発生したひずみを測定し、その測定値から逆算して鉛直、水平土圧を間接的に求める。歪計取付位置と鉛直、水平土圧分布の測定結果は、図-7, 8のとおりである。なお、外力は、14~17日で収束状態となった。

(3) 403m~533m区間

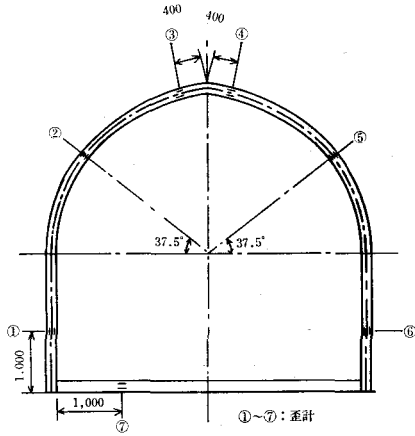


図-7 計器取付状況

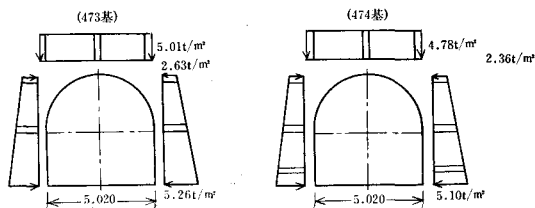


図-8 換算土圧分布図

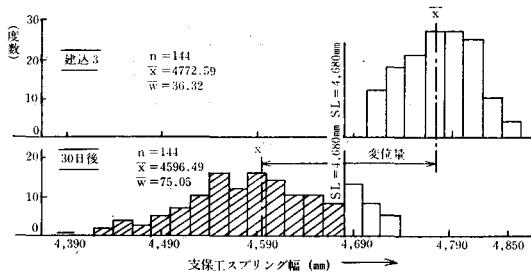


図-9 ヒストグラム

この区間は、先にも説明した通り、ほぼ全区間で支保工変形が生じる。

これを支保工建込後の経時変化とスプリング幅（S・L）のヒストグラムで示せば、図-9のとおりである。

これは、建込日と30日後の状況であるが、平均値では、176mmの差がある。変形量がほぼ収束状態になった30日後では、大部分が設計値（S・L=4.68m）を割っている。また、岩級別とS・L変位量を層別した場合、図-10のとおりである。

a) 今後の対策

上記の検討結果から次の対策を決定した。

- ① 当変形区間は、支保工縫返しを行い、覆工は、鉄筋補強とする。
- ② 縫返しによる工程ロスと工事費増、及び支保工拡幅に伴う工事費増を比較した結果、今後の支保工は、

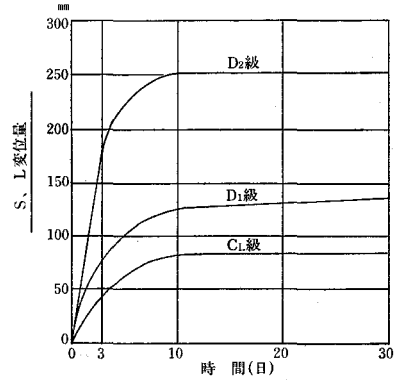


図-10 岩級と変位量

片側110mm拡幅を行う。

拡幅量は、経時変化による平均幅の差176mmと、D₂級岩質部での変位量実績250mmの平均値から決定した。

$$(176+250) \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} = 106.5 \approx 110\text{m}$$

b) 覆工部鉄筋補強

歪計測定から求めた換算土圧（図-8）により覆工断面の検討を行う。断面寸法は、支保工縫返し基数との関係で、スプリング部巻厚、23、25、28及び33cmの4タイプとする。

なお、設計計算は、農林水産省農地局「土地改良事業計画設計基準」第3部設計「第5編水路工（その1）」に準じて行う。

i) 無筋断面の検討

歪計測定で得られた土圧等により、D₁タイプの無筋断面（図-11）で検討した結果、スプリング及びインバート部において耐力不足になる。

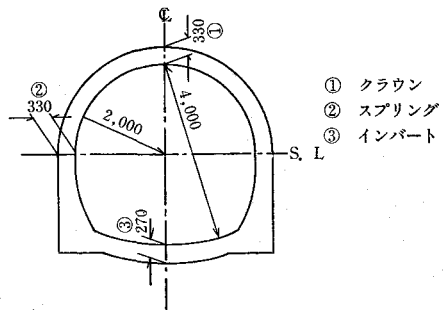


図-11 無筋断面(D₁)

さらに、

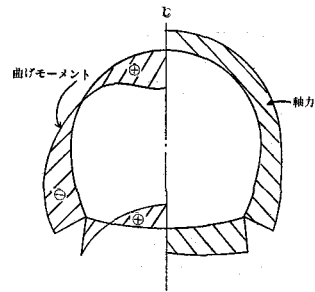
- ① 支保工が塑性変形をしている為、支保工のみで、荷重を支持するのが困難である。
- ② 通水後に膨張圧の作用が予想される。等を考慮して、鉄筋コンクリートとした。

ii) 鉄筋断面

各タイプ毎の巻厚さは、支保工変形データーと巻厚さに対する支保工縫返し基数及び計算基準に準じて表一3のように決定する。

表一3 各部巻厚

位置	タイプ	1	2	3	4
	①	33	28	25	23
②	33	28	25	23	
③	45	40	35	30	



図一12 軸力, 曲げモーメント

次に、断面寸法と作用荷重により、弾性重心法の係数表から、曲げモーメント (M)、軸力 (N) を計算する。この結果、各タイプ共図一12の応力分布となり、いずれも鉄筋が必要となる。

また、各断面 (スプリング、インパート及びクラウン) の鉄筋量を計算すれば、表一4の結果となる。

表一4の計算結果と、下記項目を総合的に評価し、タイプ4 ($\sigma_{ck} = 300\text{kg/cm}^2$) に決定する。(図一13)

① タイプ別縫返し支保工基数を求め、工事費 (主に

縫返し、コンクリート量及び鉄筋量) と工程比較を行う。

ⓐ タイプ毎の施工性

ⓑ 今後予想される覆工断面の鉄筋補強

c) 覆工断面ひびわれ対策

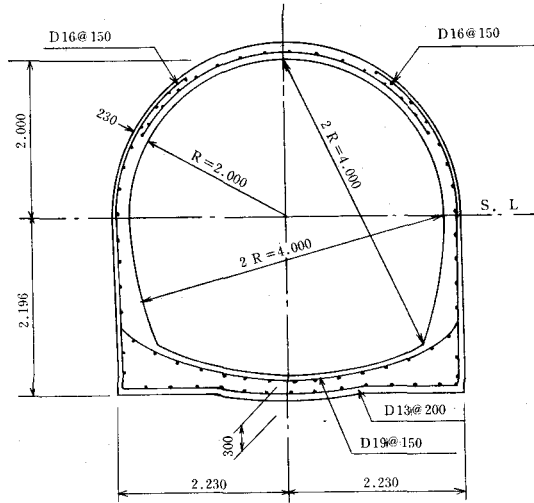
鉄筋補強断面を決定し、施工に着手しようとした時期に、施工済区間 (23バレル) のスプリング部にひびわれが発生する。なお、24~26バレル部にも、微小ひびわれが認められた。

表一4 各タイプ毎諸元値

位置	σ_{ck}	クラウン		スプリング		インパート	
		ケース	配筋	ケース	配筋	ケース	配筋
1	210kg/cm ²	2-A	D16@200	2-A	D16@200	2-A	D19@200
	240	"	D16@200	"	D16@200	"	D19@200
	300	"	D16@200	"	D16@200	"	D19@200
2	210kg/cm	2-A	D16@200	2-B	D22@200(内側) D13@200(外側)	2-A	D19@200
	240	"	D16@200	2-A	D16@200	"	D19@200
	300	"	D16@200	"	D16@200	"	D19@200
3	210kg/cm	2-A	D16@150	2-B	D19@150(内側) D29@100(外側)	2-A	D16@150
	240	"	D16@150	"	D22@200(内側) D13@200(外側)	"	D16@150
	300	"	D16@150	2-A	D16@150	"	D16@150
4	210kg/cm	2-B	D19@150(内側) D38@90(外側)	2-B	D22@150(内側) D51@50(外側)	2-A	D19@150
	240	2-A	D16@150	"	D22@150(内側) D35@150(外側)	"	D19@150
	300	2-A	D16@150	2-A	D16@150	"	D19@150

表一五 配筋の種類

ケース	内容
ケース1-A	計算上は無筋コンクリートでよい。ただし「設計基準で定める所の最小鉄筋量である断面積の0.25~0.35%の鉄筋を配置
ケース1-B	
ケース2-A	引張側(As2)に配筋一単鉄筋
ケース2-B	引張圧縮側に配筋一複鉄筋



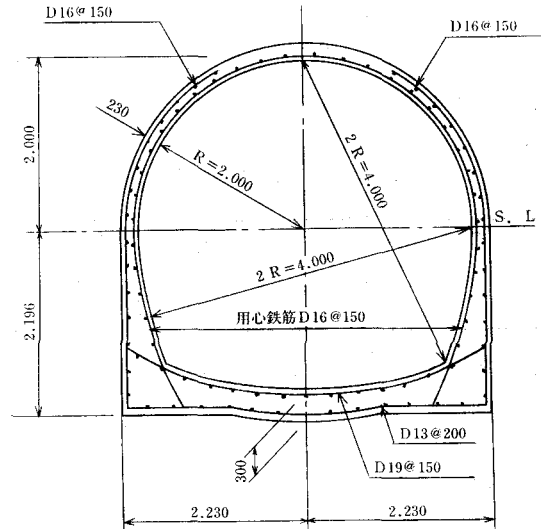
図一三 鉄筋補強断面図

ひびわれ発生に関係する要因、現象は種々考えられるが現在までの諸条件を考慮した場合、下記事項が、単独又は複合的に作用し、ひびわれが発生したと思われる。

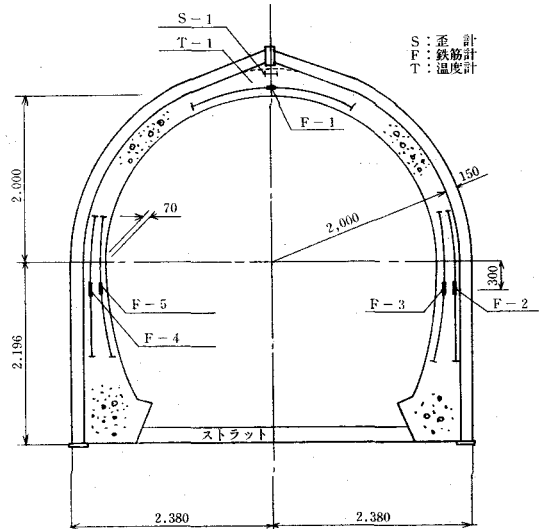
- ① ひびわれ発生区間の地質は、断層粘土(Eクラス)及び細片~砕状の破碎帯(D₂クラス)である。
- ② D₂クラスの岩盤は、支保工変形も大きく偏圧が生ずる可能性がある。
- ③ 膨張圧試験の結果、23バレル付近の断層粘土は、膨張圧、7.2、14.0 t/m²、破碎帯部でも、一部2.1、2.6 kg/cm²働く。(表一2)
- ④ 支保工に取付けた歪計の結果から、スプリング部内側が引張領域になっており、水平土圧が鉛直土圧より大きい事が考えられる。
- ⑤ インバートコンクリート覆工前で、完成断面に較べて、ひびわれが発生しやすい状況である。

このことから、スプリング部のひびわれ対策としてタイプ4(σ_{ck}=300kg/cm²)の鉄筋補強断面にも、用心鉄筋(D16@150)を配筋し、図一14の鉄筋断面で覆工を開始する。

また、今後施工する覆工断面の応力状態を調査する目的で、38、44バレルに鉄筋計を埋設する。



図一四 鉄筋補強断面



図一五 計器取付位置図

d) 鉄筋計による計測結果

i) 測定器具

測定器具は、1断面当り、鉄筋計5個、歪計1個及び温度計1個を、図一15の位置に取付ける。

ii) 測定結果

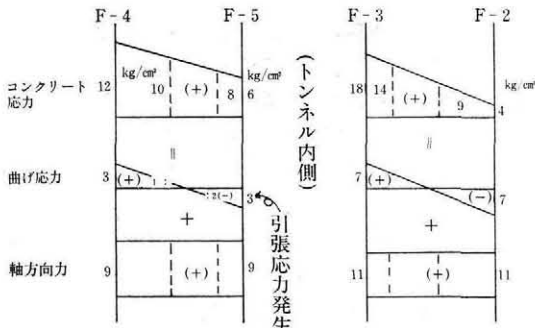
測定はインバートコンクリート打設時迄測定する。最終測定時のコンクリート応力度は、図一16のとおりである。

これは、鉄筋計の鉄筋応力から、コンクリート応力に換算し、さらにコンクリートの縁応力を比例配分で求める。

応力分布から判断すれば

- ④ トンネル内側で引張応力が3箇所発生している。

38バレル



44バレル

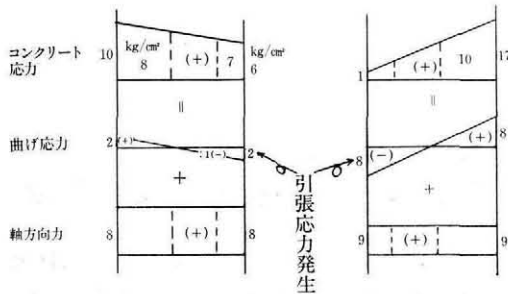


図-16 応力度分布図

㊦ 但し、今回の計測では、軸方向力が大きい為、全体では、圧縮側となっている。

となるが、44バレルでは、圧縮、縁応力は、 1.0kg/cm^2 と小さく、引張応力に変る可能性も考えられる。

しかし、結果としては、インバート覆工後も、全区間でひびわれの発生は確認されなかった。

また、23バレル付近のひびわれも最大 1.3mm まで発達したが、インバート覆工後、発達も止まり安定状態となったので、エポキシ樹脂注入工法で補修した。

4-1-4 支保工拡幅区間 (533m~)

533m以降破砕帯部も比較的安定し、外周部(リング状)に火薬を使用する発破工法区間が続いた。

地質的にも740~1,140m間は、トンネル方向と地層面、破砕帯等の地質構造とがほぼ平行しているため強破砕部の真の厚さが薄いにもかかわらず、トンネル壁面に長い区間にわたって現われるようになった。また、切羽に向かって右側壁面が前記地質構造に対して、流れ目となることから、右側壁面での押し出し地圧が大きくなり土台木部の変形が観測された。

特に、930m付近は、変形量が大きく設計値を割りそうになったのでストラットを施工した。しかし、最終的には、スプリング部等の変形により、支保工縫返しを行い鉄筋補強で施工した。(写真-8, 9)

このような地質構造の為、その他の区間でも、ストラットの施工を余儀なくされた。特にストラット施工区間

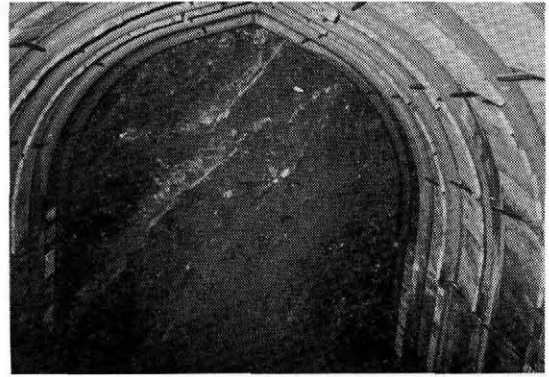


写真-8 930m付近切羽流れ目層

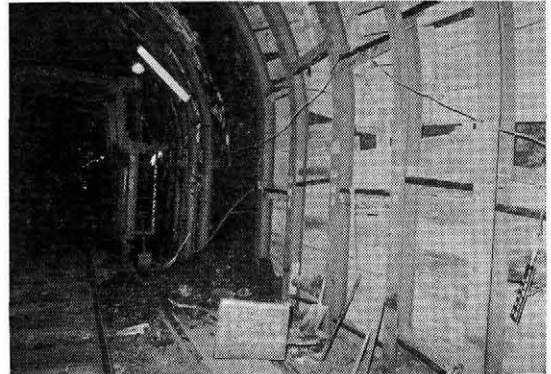


写真-9 930m付近支保工縫返し状況

は、その後のスプリング部等の変形により、設計値を割ったので、鉄筋補強で施工した。

4-1-5 結果と考案

- ① $D_1 \sim C_L$ クラスの岩質では、湧水により掘削時に切羽崩壊等多々難点があったが、掘削後支保工の変位はあまりなかった。
- ② D_2 クラスの岩盤は、掘削時多少の湧水があっても切羽は自立し、あまり問題とならなかったが、掘削後、大きな変形を生じるという傾向が認められた。
- ③ Eクラスの断層粘土部では、支保工変形は、ほとんどなかったが、覆工後スプリング部にひび割れが発生した。これは、掘削後約1年後である。
- ④ 鏡止め、上部半断面先進工法区間は、比較的支保工変形が少なかった。
- ⑤ 粘土ジーム等の粘土分をX線解析にかけて粘土鉱物をしらべてみたが、モンモリロナイト*はなく、イライト、カオリンが主体であった。
- ⑥ よって、支保工変形等は、粉碎された細粒分の多少が関係しているように考えられる。
- ⑦ また、膨張圧試験で、吸水膨張することがたしかめられているので、通水後の状況を観測する必要がある。

※ 一般に、この鉱物が含まれていると膨張性地圧が作用するといわれている。但し、膨張性には、この鉱物は関係していないのではないかという意見もある。

4-2 メタンガス (CH₄) について

メタンガスは、坑口から 332m 付近を掘削中クラウン部から湧出した。このため、工事の安全及びメタンガスの貯蔵状態を確認するため切羽での掘削作業を一時中断し、先進ボーリングを実施するとともに、湧出ガス類の分析を行った。

得られた調査結果を既往トンネルのメタンガス対策資料及び鉱山保安資料等から総合的に検討した。

この検討結果から、当現場の『可燃性ガスに対する安全対策指針』の策定、観測器械、防爆設備及びガス類専門測定者の常時観測等の体制を確立し、工事を再開した。

再開後は、幸いにして、メタンガスの涌出量も余り多くなく作業員の安全活動等の結果、無事工事を終了することができた。

4-2-1 四国の状況

四国のメタンガスの発生状況は、図-17のとおりである。この図から内帯（和泉層）でメタンガスが湧出したのは今回が初めてである。



図-17 四国のメタンガス発生場所

4-2-2 メタンガスの特性及び発生要因

(1) メタンガスの発生要因

今回の調査結果で、メタンガス発生状況は、おおむね頁岩中の粘土を伴う亀裂及びそれに付随する頁岩が細粒化した亀裂に貯蔵されていたメタンが流出したものと考えられる。

メタンの生成起源については、今のところ決め手はないが、次の2つの考え方がある。

① 旧佐々連鉱山（愛媛県図-17②）の坑内で発生した事例である。

これは、黒色泥質片岩中の有機物が熱変成を受け

る過程でカーボン化し、分解変質してメタンが形成されたとしている。

② 外部からの移入、すなわち地質構造運動のちできた岩盤中の亀裂に外部から水が浸透し、その際有機物を持ち込んで、亀裂に溜まり、腐敗環元して、メタンが形成されたとする考えである。

今回の発生要因が、いずれの原因によるものかを解明するために各種分析を行った。

実施した頁岩中の炭素量、炭素溶出テスト及び吐出水中の炭素量、溶解性炭素並びに水中におけるメタン発酵の機構等の分析結果をまとめると次のようになった。

① 頁岩中には、1.4%程度の炭素が残存しており、そのうちの1/6以上が有機性炭素と考えられ、岩盤亀裂中のメタン生成源としては十分な量である。

② 溶出テストでの無機性炭素の溶出量は多いものであり、岩盤中の無機性炭素は、地下滲透水に容易に溶解したものと考えられる。

有機性炭素は溶解性はなく、SSとして存在している。

③ しかし、坑内湧水のPHは8.9であり、酸化還元電位はプラス400mv以上と高い酸化側にありメタン発酵の条件に反する。

④ ボーリング孔内のガス分析結果は、岩盤亀裂中のガスが、ほとんどメタンであることを示している。

以上の諸条件から、岩盤亀裂中での有機物が腐敗環元によりメタン発酵したとする考え方には否定的である。メタンの元となった炭素も初めから岩盤中に存在していたもので、結論としては、①の仮説すなわち、粘性土を源岩とする頁岩中の有機物が地質構造運動時の熱作用などにより変質分解してメタンが形成されたとする考え方から従って間違いないと考えられる。これは、徳島大学小田・岩崎教授の説と同じ結論である。

(2) メタンガスの特性

メタンガスの特性は、次のとおりである。

- ① 無色、無臭である。
- ② 比重は空気1.0に対して0.55と軽いため、天井等に蓄積する傾向がある。
- ③ 無毒であるが、濃厚になると酸素欠乏のため呼吸困難あるいは目まいを起こし、ときには窒息することがある。
- ④ 一度濃度が薄くなったものは、自然の状態では濃くはならない。
- ⑤ 爆発する範囲は、空気中の濃度で5.0~15.0%である。
- ⑥ 最も裂しい爆発をする濃度は9.5%で、その爆発圧は、7kg/cm²である。

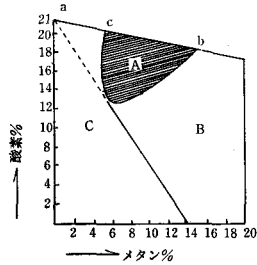


図-18 混合ガスの爆発範囲

a: 酸素21%、窒素79%の通常組成の空気
 c: 爆発限界の下限
 b: " の上限
 c、b: メタンが下欄のパーセントが加わった場合の酸素のパーセントを示す
 A: 爆発
 C、B: 不爆

- ⑦ 爆発にいたらず燃焼した場合でも人間が火炎を吸い込み敗血症を起し死亡した例もある。
- ⑧ 高濃度のメタンガスでも希釈される段階で必ず爆発限界内濃度を通過する。(図-18)

4-2-3 対策

(1) 緊急対策会議

企業者、徳島大学教授、中国四国鉱山保安監督部四国支部、労働基準監督署を招き対策会議を開く。

(2) 湧水分析によるメタンの確認

湧出ガスの採取が出来ず爆発ガスの種類が未知のためガスと共に湧出している水を採取し分析する。その結果、メタンガス(CH₄)と判明する。

(3) 先進ボーリング

メタンガス湧水箇所から先進ボーリング(ℓ=30m)を実施し、地質状況とメタンガスの地中包蔵量等について調査する。その結果は表-6のとおりである。

(1)~(3)の諸検討の結果、メタンガスは、泄出状態であり、安全対策を講じれば、工事再開可能であるとの結論に達した。

(4) 安全対策指針の策定

調査結果、既往トンネルのメタンガス対策資料及び鉱山保安資料を参考として、今後工事の安全対策並びに保安基準の指針を策定する。

メタンの発生状況と地質等のデータを総合的に検討した結果、メタンは、泄出状態であり、さらに坑内風速が1m/分以上あれば拡散希釈され、作業空間では、メタンが検出されない。このような諸条件を考慮して安全対

表-6 総括結果表

項目	試料数	最大値	最小値	分析方法
CO	30	0.0007	N D <0.0005	検知管法
CO ₂	30	0.07	0.03	
H ₂ S	19	—	N D <0.001	
NO ₂	19	—	N D <0.0005	
ボーリング孔のCH ₄	10	49	0.8	ガスクロマトグラフ法 (検出器TCD)
湧出水中のCH ₄	24	0.00052	<0.00001	55℃で1時間加温後、気層中のガスを採取し、ガスクロマトグラフ法(TCD)

策の基本方針を策定した。

基本方針

- ①: メタンガス観測体制の徹底
- ②: 換気設備の強化
- ③: 火源対策
- ④: ガス抜対策
- ⑤: 安全教育の徹底

a) メタンガス観測体制の徹底

i) 観測方法

専任測定者(鉱山保安乙種坑内保安係員有資格者)2人で、昼夜交替で坑内全般の測定を行う。

ii) 測定器具

測定器具は表-7を使用する。

なお予備1台を含む。また、測定器具は、2~3ヶ月に1回取替える必要があった。

iii) 測定位置及び方法

① 測定箇所

- (i) トンネル内の測定定點
- (ii) 坑口から100m間と切羽及び切羽から2m並びに10m
- (iii) 過去にガスが泄出した箇所特に矢板裏(クラウン部)風管の頂部と発火源となる機械の上部

表-7 測定器具一覧表

名称	型式	数量	測定者	備考
酸素測定器	光明理化FOA-7型	2	専任測定者	坑内全域使用、ガス純濃度≤5%範囲
光学式ガス検定器	理研計器 18型	1	"	5%以上の箇所、ガス純濃度0~100%範囲メタン専用
可燃性ガス警報器	" GP-250型	3	作業主任者	ポケットブル、ガス純濃度0~0.99%範囲メタン専用
可燃性ガス自動警報器	" GP-105型	1	—	固定用(一点式)ガス純濃度0~3%範囲
風速計	日本化学工業6151	1	専任測定者	同時に温度も測定
風向計(発煙器)	CH-253	1	"	

及びガスの滞留しやすい凹地

② 断面測定順位

- (イ) 坑口からトンネルに向かって測定する。
- (ロ) ガス泄出部は、遠方から泄出部へと測定する。
- (ハ) 断面内測定順位は、△→△→△とする。

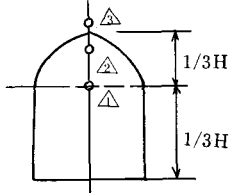


図-19 測定位置

iv) 測定時期

- ① 作業開始直前
- ② 作業中、4時間ごと、ただし測定値により、測定時間の短縮、延長することがある。
- ③ 作業中ファンが停止した時は、30分ごとに測定
- ④ 切羽面の発破前後
- ⑤ 削孔内孔尻装薬前
- ⑥ 地震のあと
- ⑦ 大気圧が急に低下した時

v) 坑内作業基準

坑内の作業空間部のガス濃度と作業基準は、表-8のように定める。

b) 換気設備の強化

泄出するメタンは、すみやかにファンまたは圧縮空気で希釈することを基本とした。

換気方式は、切羽付近のみ送気式とし、その他は排気式とする。

また、切羽部風管先端は、常に切羽から5m以内とし、切羽進行にあわせて移動する。後向きの希釈は、圧縮空気または風管に連結したエアホース、ポリパイプで行う。(図-20)

換気設備仕様

坑道内：サイレントコントラファン（2台）

φ400, 150m³/分 400mm/△g 5.5×2kw

切羽：プロペラファン（2台）

φ300, 40m³/分 130mm/△g 2.2kw

c) 火源対策

i) マッチ、タバコの持込禁止

- ① 入坑時坑口で各作業員のボディチェックを行い入坑させる。
- ② 坑口休憩所に入坑者用マッチ、タバコ仮置箱を

表-8 坑内作業基準

適用基準 ガス濃度	加茂野宮作業基準	参 考	
		労働安全衛生規則	石炭、鉱山保安規則
0~0.5%	平常作業 ① 定時観測 ② 自動警報器の設置 ③ 局部照明防爆化	平常作業	平常作業 ① ガス発見届
0.5~1.0%	0.5%作業停止 ① 換気強化 ② 坑内使用機器防爆構造に順次変更 ③ 坑内作業基準再検討	平常作業	平常作業 ① 導火線遅発電気雷管発破の禁止
1.0以上~ 1.5%未満	1.25%退避 ① 坑内送電遮断但、換気設備別 ② 坑口付近立入禁止 ③ 全機種防爆構造に変更	平常作業	平常作業 ① 遅発雷管導爆線発破禁止
1.5以上~ 2.0%未満		作業中止 ① 退避 ② 点火源使用禁止 ③ 換気実施	制限作業 ① 電気工作物設置禁止 ② 送電停止 ③ 瞬発電気雷管発破禁止
2.0~5.0%	換気ファン停止		許可制による特殊作業
5.0~10.0%	点火源があれば爆発		
15.0%以上	酸素欠乏		

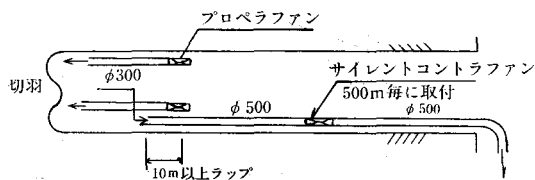


図-20 換気方式

設け各箱に名札をつける。

③ 喫煙は、坑外休憩所とする。

ii) 溶接，溶断，加熱作業の禁止

坑内作業で火気使用は原則として禁止とし，やむを得ず火気を使用せねばならない場合は前もって「火気使用許可願」を提出し，「ガス測定」を行い安全確認後，「火気使用許可書」を受けた後でなければ火気を使用してはならない。

iii) 坑内使用機器

メタンガスは，比重が0.55と軽いためトンネルの天端部に滞留する。この為，やむなく上部に設置する機器類は，安全増防爆構造とした。

表-9 構内使用機器一覧表

機 械 名	規 格	台 数	備 考
投 光 器	500W	6	安全増防爆構造
非 常 灯	40W	8	"
螢 光 灯	40W	130	一 般 機 器
電 気 溶 接 器	13KW	1	"
坑内変圧器	3相50KVA	2	"
	単相50KVA	4	"
	単相10KVA	2	"
	3P-100A	2	"
水中ポンプ	0.75, 1.5, 3.7, 5.5KW	29	"
スピーカ	10W	9	安全増防爆構造
電 話 器		5	一 般 機 器
チェンソー		2	エ ア 式
懐 中 電 灯		2	安全増防爆構造
電 線 類		1式	一 般 機 器

なお，坑内変圧器は，上部に取付けるので，常時，エアームバーで送気希釈し，チェンソーは，エア式を使用する。

d) ガス抜対策

メタンガス発生箇所から，連続して4回（合計133m）の水平ボーリングを実施する。この結果は，最初

に実施した結果（表-6）と同じであった。

すなわち，地質的にも大きな変化がなく，メタンガスの量も微小であった。

そこで，工程面との関係で，水平ボーリングをさぐり穴（ $l=3m$ ）に変更する。この結果，問題がなかったため，以後さぐり穴を実施した。

e) 安全教育の徹底

安全教育は，危険予知活動を中心として実施する。また実技を主体とした避難，救護訓練を行った。

その他の各種教育は，メタンの特殊性を周知徹底させ安全意識の向上に努めた。

4-2-4 各施工段階でのメタンガス濃度

① 湧出状況としては，「突出」「噴出」「泄出」の3通りがあるが，本トンネルにおいては，泄出でしみ出る程度で，湧出圧はなく，湧出量は少量で測定できなかった。

② 切羽面においては，0.01~2.0%程度（発破区間以外）検知されたことがあった。

③ さぐり穴で最大8%（発破区間以外）検知された。

④ 支保工矢板裏（天端部）では，最高7.0%検知されたことがあった。

⑤ ガス抜先進調査ボーリングにおいて，最高49.0%の高濃度ガスが検知された。

⑥ 水溜まりで，水泡状に泄出する場合，最大0.5%であった。

⑦ アーチ覆工後，グラウトホールから，天端裏を測定した結果，最高35.0%であった。

⑧ 填充グラウト後，施工継目付近天端部で最高40.0%インパート部で最高3.0%検知された。

ただし天端部コンクリート面から10cm程度下がった付近で測定すると1%と濃度は急低下し泄出箇所から半径0.5m以内では，ほぼ0.2%以下に希釈されていた。

⑨ 0.5%以上検知された場合は，圧縮空気等で希釈した。

以上のデータからみて，泄出状態で湧出量も少なかった。

4-2-5 排ガス対策の検討

水路完成後もメタンガスは，ウィーブホール，ジョイント部等で湧出している。

一方，通水機能テストに先行して実施された，トンネル及び暗渠環境調査結果では，池田トンネル（2,900m），加茂野宮・重清トンネル（5,387m）及び郡里トンネル（4,665m）において酸素濃度19.5~20.0%（標準21.0%）と酸素濃度の低下区間が観測された。また，メタンガスは，加茂野宮・重清トンネル区間のみで観測された。なお，その時の風速は0.1~0.2m/secであった。

この対策として

① 池田隧道

取水口（主ゲート裏）の人孔用鉄製マンホール蓋をグレーチングの蓋に取替える。

② 郡里トンネル

東鍋倉分水口のマンホールを入孔時にとりはずす。

上記①、②については、テストの結果、酸素濃度低下区間は、解消された。

ところが、加茂野宮、重清トンネルについては、上記のような設備がなかった。

この為、メタンガス、酸素欠乏による坑内災害を防止する目的で、何らかの対策が必要となる。

4-2-6 通気孔の検討

対策としては、下記工法が考えられる。

- ① 大口径ボーリングによりトンネル周辺地層内に包蔵されているガス抜きを図る。
- ② トンネル両端マンホールに大容量ファンを設置し強制換気を図る。
- ③ 坑道上部に給気管を配管しエアブローにより希釈する。
- ④ ガス泄出区間に大口径ボーリングにより鋼管を建込み通気孔を設置し坑内のガスを排出する。

上記工法についての問題点

- ① 工事費が大きくなるばかりか、その効果の確認も難しい。
- ② 維持管理に問題がある。
- ③ 有効水面上部の断面が小さい為、給気管径が、 ϕ 500m/m程度となりファンを300m間隔で中継する必要がある風管及電源等の維持が困難である。

よって、理論的に下記効果が期待できる④工法に決定した。

基本的考え方

通気孔を設けることにより、トンネル内部の比重量の小さいメタン混合ガスが、大気へと上昇する。さらに坑内外の温度差による空気の流れ等により、坑内の気流効果を期待する。

予想効果

加茂野宮・重清トンネルは、図-21のとおりである。

通気孔を設けた場合、理論的に次のような効果が期待できる。なお、通気孔は、直径500mmとする。

- ① 坑内外の温度差が、 $6\sim 18^{\circ}\text{C}$ の場合、坑内風速が約8%増となる。
- ② メタンガス濃度が、10%の場合、坑内風速で24~34%増の効果がある。
また、同条件で、風速0.1m/secの場合、0.19%となり、効果は大である。
- ③ メタンガスは、空気より軽い為、移動して来たメタン混合ガスは、通気孔から排気される。

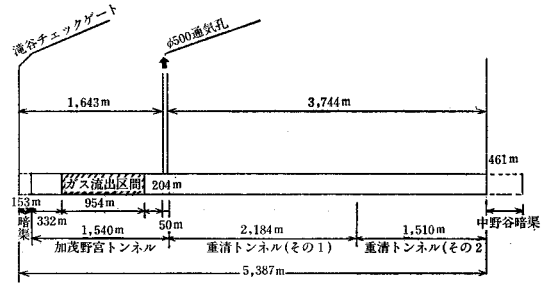


図-21 通気孔位置

4-2-7 通気孔の施工

施工付近の地質は、ルーズな礫混りシルト層の為、薬液(LW-2)とセメントミルクで補強し、トリコンビットで穿孔後、鋼管(ϕ 500)を建込む。

i) 施工上の問題点

- ① メタンガスは軽い為、トンネルの天端部に存在する。
- ② トンネル覆工は完了している。また曲線区間である。
- ③ ①、②から、通気塔の施工精度は、100mm以下に制限される。

ii) 施工

図-22の施工順序で行う。施工は、セメントミルクの効果の大小で、トリコンビットの孔曲りが発生し、何回か修正を行ったがうまくいかなかった。

そこで、穿孔済($l=10\text{m}$)区間をモルタル填充し、この区間をガイドとして施行することとした。トンネルクラウン部での施工精度は、50mmであった。

4-2-8 効果の確認

通気孔施工後の測定の結果、次のような効果があった。

① 坑内風速

0.1m/sec 区間はなくなり、最低で0.25m/s になる。

② メタンガス

全体として、希釈され濃度低下が、認められた。

4-3 地盤改良

4-3-1 工事概要

(1) 地質と地盤改良区間

地質は、大半が扇状地堆積層(沖積世)である。この層は、密実度の極めて低い、かつ透水性の高い礫混り粘土層、あるいは、礫混りシルト層で、礫の密集層の存在も確認されている。

すでに施工済の重清トンネル(隣接部)の同地質部で、2回の地表面陥没が発生し、工事が2~3ヶ月中断した。対策として、地表面から地盤改良(薬液注入)を実施し、掘削を行う。

加茂野宮トンネルも終了点付近は、同系の地質であり、設計時には、Dゾーン($l=80\text{m}$)区間の地盤改良を考

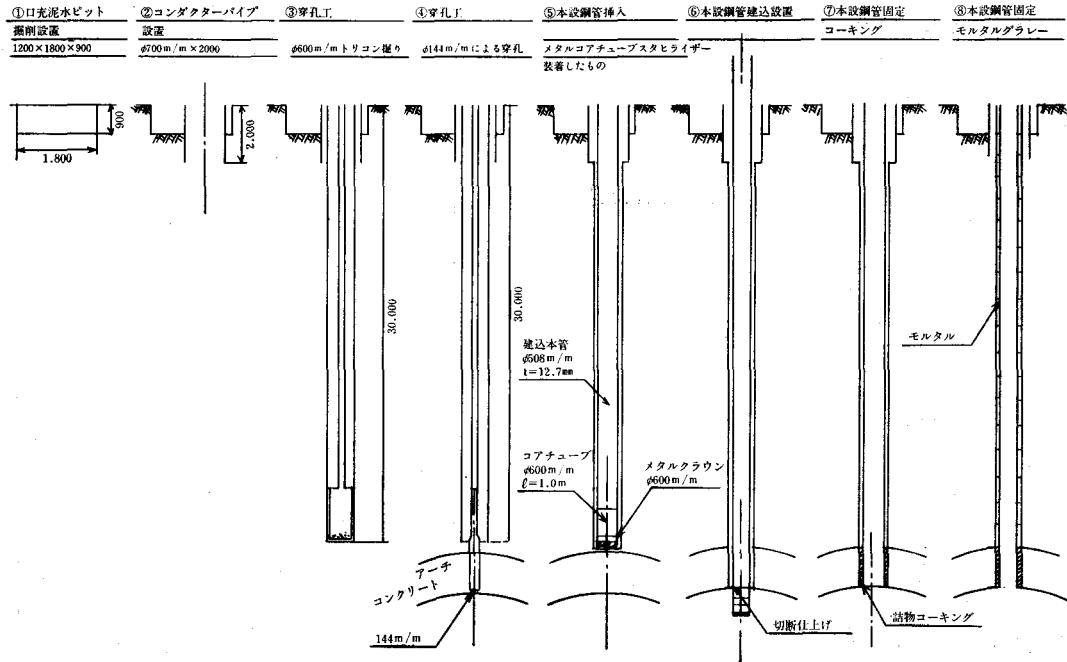


図-22 通気孔の施工順序

慮して発注する。

前述した通り、当トンネルは、断層破碎帯区間で大幅な工期遅延となる。

この上、さらに、扇状地堆積層で、トラブルが発生すると、58年度通水に間に合わなくなる。

この為、扇状地堆積層の地質状況を把握する必要が生じたので、調査ボーリングを実施する。(図-23)

調査ボーリングの結果は、重清トンネルと同じであった。

- ① 扇状地堆積層が当初予想より、始点側まで存在している。
- ② 透水試験及びコアから、トンネル天端付近は、密実度が低く、透水性 ($10^{-3} \sim 10^{-4}$) の高い扇状地

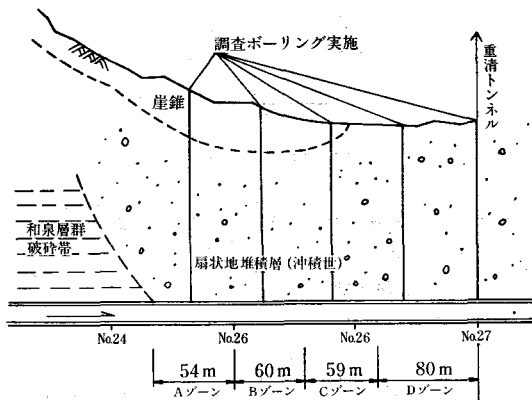


図-23 調査ボーリング

堆積層である。

③ 重清トンネルと同様、この地質では、切羽面において、グランドアーチ作用は期待できず、切羽自立が困難となる。

④ さらに、当地区の掘削は、雨期後になる為、地山はかなりの宙水を含み、切羽面地山は、飽和状態になることが予想される。さらに、水頭差がつけば、パイピング現象を引き起こす可能性もある。

上記の諸条件から、当扇状地堆積層区間は、全線地盤改良を実施することにした。

(2) 工事数量

a) ボーリング工

非注入区間 ($\phi 90\text{mm} \sim \phi 66\text{mm}$) 15,057.7m

b) 注入工

注入孔数 446 孔

注入ステージ数 892 ステージ

総注入時間 1315.3 時間

総注入量 1891.5 m^3

4-3-2 地盤改良工事

(1) ボーリング工

a) ボーリングはロータリーボーリングマシン (D2-G型) にて、穿孔を行う。使用ケーシングは $\phi 90\text{mm}$ にて10m~12m程掘削しておき、最終深度手前3.0mまで $\phi 66\text{mm}$ のケーシング掘りを実施する。 $\phi 90\text{mm}$ のケーシングを使用せず $\phi 66\text{mm}$ のみで穿孔を行なうと地表面から15m前後で負荷が過大になり、穿孔不可能であった。また、インパートまでコアリング

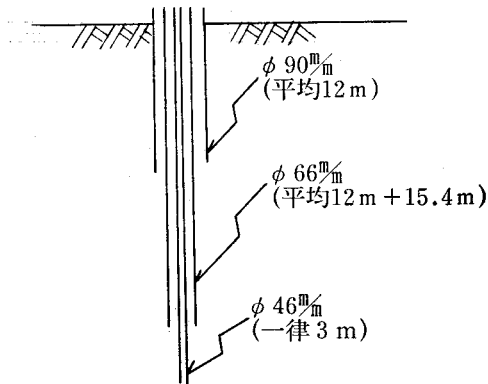


図-24 標準穿孔パターン

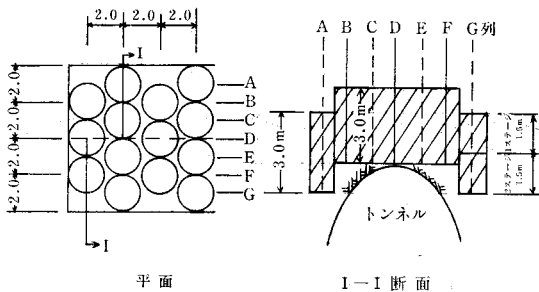


図-25 注入孔配置図

を行う孔については、 $\phi 66\text{mm}$ の穿孔長が30m以上となる為、 $\phi 115\text{mm}$ 、 $\phi 90\text{mm}$ ケーシングで進行を補助した。

なお、標準的な穿孔パターン、注入孔配置は、図-24、25のとおりである。

b) ボーリング長の検討

注入を実施する範囲は図-25に示す様にトンネルの掘削天端から、上方へ3.0mまでとし、地表の地盤高を測定し、穿孔長を決定する。

(2) 注入工

a) 注入方法

注入方式は、1.5ショット方式とし、ロッド注入による引上げ注入を行う。

注入方法はステージグラウト工法で、1ステージの注入完了後、2ステージの穿孔注入を実施する。

b) 注入材料及び使用配合

LW-2により注入を行う。使用材料配合は、表-10のとおりである。

(3) 注入圧力

注入圧力は下記の基準に従い注入を実施する。

第1ステージ 土被り $\times 0.2$ (kg/cm^2)

第2ステージ 土被り $\times 0.25$ (kg/cm^2)

注入完了は上記の基準圧力に達し、1分間の圧力保持をもって注入完了とする。

表-10 使用材料配合表

	液		ゲルタイム(秒)
	A	B	
現場標準配合	3号珪酸ソーダ	セメント	175kg
	水	ベンナイト	— kg
		水	439ℓ
	計	計	500ℓ

表-11 使用機械一覧表

番号	機械名	型式	メーカー	設置台数
①	送液ポンプ	—	—	1
②	流量計	—	—	2
③	薬液混合機	—	—	1
④	A液槽	—	—	4
⑤	グラウトミキサー	LM-250	鉦研試錐	4
⑥	グラウトポンプ	YCP BGW	ヤマトボーリング 東邦地下工機	2 2
⑦	自記流量計	CMS	東都電機	4
⑧	チャッキバルブ	—	—	—
⑨	ゲージプロテクター	—	—	—
⑩	プレッシャーゲージ	—	—	—
⑪	ボーリングマシン	D2-G OP-1	東邦地下工機 鉦研試錐	8 6

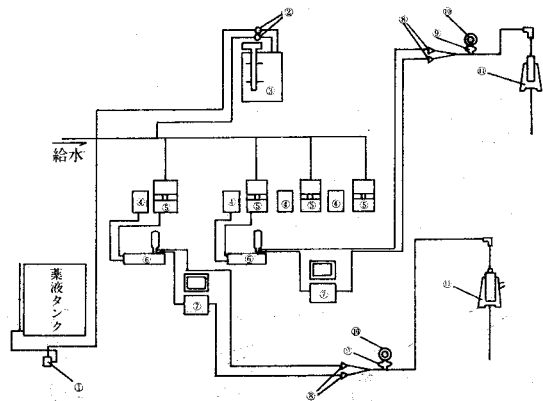


図-26 注入状況

なお、注入状況と使用機械内訳は、各々表-11、図-26のとおりである。

4-3-3 今後の問題点

地盤改良を施工後、切羽掘削を再開したが、特にBゾーンでは3個所の切羽崩壊が発生し、いずれも2~3時間後には、地表面も陥没した。また、その他の切羽においても小崩落が発生したが、地表面への影響はなかつ

た。

当然、最初の陥没後、ただちに、全線に亘って再補強を行ったが、後の2回は防ぎきれなかった。

幸い、陥没面積も小さく、場所も法面、農道付近であった為、即埋戻し等を行う。その後陥没個所の異常は、認められず、工程的にも支障はなかった。

また、施工後1年余り経過したが、何らの異常も発生していない。

そこで、注入効果、施工方法について、振返ってみる。

(1) 注入効果について

トンネル切羽面は注入範囲となっていないが、あえて切羽面にフェノールフタレイン溶液を散布するとその注入有効地質というものがあるが如実にあらわれていた。つまり礫及び粘土層に対してはよく注入剤がみられるも、砂質系の地質に対してはほとんど注入剤はみられず、LW-2(懸濁液)の限界を感じた。特に、切羽面崩壊が多発したBゾーンは、掘削工程の関係で、集中的、短期的に地盤改良を実施した。この為、ボーリングマシン1台の稼働面積は、17㎡となり、A、Cゾーンの1.6~2.4倍となった。

この結果、穿孔水による砂質系地質の攪乱を惹起し、結果として、注入効果が低減したものと考えられる。

これは、特殊現象とみられるが、全体的にみた場合、次のとおりである。

a) 注入厚さ

一般に、削孔深さに対する注入厚さの割合は、0.2程度確保して施工することが望ましい。

今回の場合、注入深さは、30~50mで、注入厚さは3m、よって比率は、0.1~0.06と標準よりかなり小さな値となったが、結果としては、特に問題なかった。

b) 注入材料

注入材料は懸濁型水ガラス系薬液LWを使用した。地質調査の結果を見た限りにおいては、ほとんどが粘性土系の地質であると判定されている事から、地質に対する薬液の選定としては正しかったと考える事ができる。

しかし現実には切羽に表われた地質の状況は調査の結果と異なり砂質系と見られるうすい挟み層が多数存在するように見える。従って全体としては 10^{-4} cm/secの透水係数で、難透水層ではあるが、この様な砂系の

挟み層では平均的な透水係数より1~2オーダー大きな透水係数を持つ層であると考えられる。従って地中に各種の要因で保持されている水は、均一な地盤であれば理論勾配に近い状態での水位低下曲線を描いて低下するが、一部に挟み層があれば、それより低下できず、その分だけ挟み層との層境に沿ってトンネル掘削面に走り、土砂の流出や崩壊を起こすことになる。すなわち地中に保持された水は、透水性の大きな砂質系の地盤を通して、切羽と保持されている水の層が一定の厚みとなった時、切羽面へ突然噴出して崩壊現象の引き金になると推定できる。

したがって切羽面の状況を見た場合、注入材料としては砂系の地盤に浸透可能な溶液型の使用を検討すべきであったかもしれない。

すなわち薬液注入協会の設計資料等によって明らかにように当現場には

懸濁型薬液 LW等

溶液型薬液 ケミ3号、4号等

の併用注入が必要であったかも知れないと考える。

c) 注入間隔

土破りが、30~50mであったが、2.0m間隔で特に問題はなかった。

d) 注入圧力

注入圧力の上限を $10\text{kg}/\text{cm}^2$ とした定圧注入とし注入材料の「入り方」をゲルタイムにより規制したので注入圧力についての適否を論じる事ができないが、今回のような浸透状況の悪い地盤での施工においては、注入圧力は周辺への影響がない限り高い方が望ましい。

5. おわりに

本トンネルは、全区間に亘って難工事となったが、何とか通水時期にも間に合い、無事施工することができた。

これは、偏に、工事関係者の努力と、徳島大学小田・岩崎両教授、及び中国四国鉱山保安監督部四国支部並びに、関係機関の多大なご指導、ご協力のお陰と感謝している。

本報告が、今後のトンネル工事に少しでもお役に立てれば幸である。

OA のための例題中心 BASIC 講座(第 6 回;最終回)

XYプロッターによる作図

丹 治 肇* 山 本 徳 司**

1. はじめに.....(58)
2. XYプロッター.....(59)
3. 応用例題.....(59)

4. 今後の勉強のために.....(60)
5. おわりに.....(61)

1. はじめに

—BASIC とその周辺—

この講座を書き始めた頃にはちょうど JIS—BASIC が定められ、街には BASIC 教室なるものが氾濫して、フィーバーしていた頃でした。現在(昭和59年3月末)では街の BASIC 教室もその2/3は閉店し、また、OA フィーバーで買ったパソコンもゲームマシンが粗大ゴミ化しているところが多いといわれています。この講座もパソコン講座ではなく、BASIC 講座としてスタートし、JIS—BASIC 及びファイル関係の基本的な命令はカバーしたのでいよいよ結びを書く頃になりました。さて、この講座は基本例題と応用例題という構成をとっているため今回は、ファイルの利用の応用例題を書くことにしますが、ここでこの講座が単なるフィーバーでなかったということを整理しておきたいと思います。その意味で BASIC で何ができるかという点を整理しておきたいと思います。

まず、OA 用にパソコンを導入するにあたって、現在では使用するソフトには次の4つのレベルがあると思います。

- ① パッケージプログラム(給与計算等)
- ② 簡易言語(ワープロ、集計ソフト等)
- ③ BASIC で自ら組む
- ④ マシン語(アセンブラ)で自ら組む

パソコンがホビイストの対象からスタートした時(この講座の始まる少し前)にはソフトとよべるようなものではなく、③または④のレベルで利用が始まっていたといえましょう。しかし、現在では①、②の様なレベルのすぐれたソフトがあるので、この様な出来合いソフトが利用出来る限りは、BASIC の勉強は不要です。このため、事務処理関連では現在は BASIC 不要論がさげられる様

になり、BASIC 教室の閉店となった訳です。しかし、技術計算の場合には、種類も多く、予想売り上げ本数が小さいため、ソフトハウスが敬遠するのでどうしても技術屋が自分で作らなければなりません。

それではパソコン付の BASIC は技術計算に向いているでしょうか。答は残念ながら NO です。理由は2つあります。

① 精度が悪い。

国産ではカンオ社や外国ではタンディ社などの様に精度の良い BASIC の使えるものも例外的にはありますが、国内でよく使われている NEC、富士通、シャープなどほとんどのメーカーのものは精度が良くありません。精度の点では電卓に毛のはえたポケコンの方がずっとすぐれています。

② 実行速度がおそい。

パソコン付の BASIC はインタープリタなのでコンパイラーに比べて10倍以上もおそい。

(注:インタープリタとは、高級言語(BASIC)をマシン語レベルに翻訳しながら実行する方式です。コンパイラはこれに対しまとめて翻訳後実行します。プログラムにくりかえし部分が多いと、この部分で後者よりも前者の方が翻訳の回数がふえてずっと実行速度がおちます。)

それではパソコンは技術者の道具ではないのでしょうか。筆者はパソコンに次の3つの技術的使い方があると思います。

① 精度・速度に制限はあるが、コンピュータとはどういふものか、コンピュータはどのように利用されるのかを理解する上での教育的価値が大きい。

② 最近のパソコンは単独で使うだけでなく、周辺器機をつけたり、ネットワークを組んで利用することが出来る。

③ CP/M 等の OS を入れて、目的に合った高級言語や簡易ソフトを使う。

*農業土木試験場 水利部
** " " 水工部

さて、本講座は、BASIC の講座ですので当然③を除いた①と②がその守備範囲となります。①については十分に説明してきました。しかし、これだけでは実用性という点では満足のいくものとなりません。当然のことながらパソコンはオモチャにすぎないのかという批判が出てきます。そこで、この講座を終わるにあたって水と土のページを借りて、筆者がどのようにパソコンを実用に供しているかを示したいと思います。(②に相当します。) 筆者は数値計算を多用しているために、演算結果の図化にパソコンを用いています。実際の利用は(i)XYプロッターを用いたものと(ii)カラー・プリンタを用いたものがあります。(ii)は講座という形になじまないため別の形で発表することにして、ここではより一般的な(i)をとりあげます。

2. XYプロッター

XYプロッターはグラフを書くための道具です。大きな計算機センターでは数千万円もするものを使っていますが、最近ではパソコン用の低価格のものとしては10万円以下のものまで現われています。XYプロッターを制御する命令はBASICでは定められておらず、メーカーのマニュアルを見ることとなりますが、機能は同じ様なものなので、細かいところにこだわらなければ大同小異といえましょう。ここではグラフティック社製のMIP-LOT IIをセントロニクス仕様でPC-9801に接続した場合を述べます。セントロニクス仕様は普通はプリンターが付いているコネクタに、XYプロッターを接続する方法です。したがって、XYプロッターに命令を送る時にはLPRINT文(フォートランのWRITE文にあたる)を用います。プログラムの説明の前にXYプロッターの命令を説明します。

① LPRINT "M300, 200"; E\$

座標(300, 200)までペンを持上げたまま移動します。

② LPRINT "D500, 500, 500, 1500"; E\$

(500, 500)から(500, 1500)まで直線をひきます。

③ LPRINT "J1"; E\$

ペン No 1をとりまします。

④ LPRINT "M0, 1300, S6, P(m)"; E\$

(0, 1300)にスケール6で“(m)”と書きます。Sがスケール、Pが文字を書く意味です。

⑤ LPRINT "M0, 1700, S6, (& H3F65)"; E\$

(0, 1700)にスケール6で水(3F65)と書きます。(は漢字を書くときに使い文字は&H以下の16進コードで示します。

⑥ LPRINT "M300, 200, X2, 2000, 5"; E\$

(300, 200)からY軸を全長2000, 分割数5で書き

ます。X軸のときはX3となります。

⑦ LPRINT "B100, L3, D500, 500, 500, 1000"; E\$

ピッチ100でタイプ3の線を(500, 500)から(1000, 1000)へ引く。タイプ3の線は破線です。線のタイプをLで……の間隔をBで指定します。L0が直線です。

⑧ LPRINT "H"; E\$

ペンを(0, 0)へ移動し、プロッター内のメモリーをクリアーする。

なお; E\$ = CHR\$(3)で、バッファのクリアーを意味します。また、座標の単位は0.1mmです。大体のところ上の8種類で何んでもできますから、さほどむずかしいことはありません。

3. 応用例題

一水位、流量の時間変化の作図一

前置きが長くなりましたが、本題であるXYプロッターを使ったグラフ作成に入ります。応用例題はデータファイルの作成プログラムと、XYプロッターの利用プログラムの2つからなります。筆者の属している研究室では、これを呼びだす“MENU”プログラムを作って“MENU”プログラムから、いずれか必要なプログラムを呼びだして使うようにしています。“MENU”にはこの他いろいろなプログラムが選べるようにしてありますが、ここで選んだのは、そのうちのA3版のオレ線グラフを書くプログラムです。LOAD “MENU”, RはREM文にしてありますから、“MENU”プログラムのある方はここを復活させればOKです。また、筆者の研究室ではマニュアルを作って、これを読めばだれでも判る様にしています。

このプログラムはたて軸に水位または流量・横軸に時間を書いたオレ線グラフを書くものです。データはA点の0時間目の水位、1時間目の水位…50時間目の水位というふうに時系列になっていて、その時間間隔がひとしく、また、0時間(0分)から始まるものとします。こうすると、A、B、C3点の水位の時間変化を追いかけるとするとグラフが3本になります。ファイルはシーケンシャルとし、A、B、C各点につきひとつずつ別々のファイルとします。

プログラムの説明

①プログラム1

水位のデータが0時から50時までならデータ数は51個で、51個の水位データを記録します。このときプログラムではデータの個数と、小数点以下のケタ数をも、ファイルにしまうようにしてあります。ただし、データの数(50行)は50時間までなら50で51とはしません。たとえば12.34のときは小数点以下のケタ数は2です。また一度

ファイルに書いたデータをよむとき EOF 関数を使えば、データの個数がなくてもできるのですが、EOF 関数はデータをひとつ読むごとに判定することになるので、実行に要する時間を短縮する意味ではデータの個数を書き込む方法にも長所があると思います。また、21行の DIM Y(4)はダミーです。データの個数を読むたびにくりかえし配列を60行で切るためには、前のをすてるために59行の ERASE が必要ですが、一番最初だけには60行に行くまえに59行に来てしまうためダミーが必要となります。即ち、次のようになります。

```

1DIM Y(1)           59ERASE Y
60DIM Y(N) 1084でもどる 59ERASE Y
60DIM Y(N) 1084でもどる 59ERASE Y
60DIM Y(N) 1084で終了

```

②プログラム 2

プログラム 1 も同じですが、プログラムがドライブ 1 に、データがドライブ 2 に入る様になっています。オレ線の最大数は 6 本までで、この XYプロッターはペンが 6 本ついているため、これをペンを持ちかえて色で区別を出す (COLOR) か、コピーしやすいようにラインの形で区別する (MONO) かが選べます。ラインタイプは 150 行の DATA 文です。スケールは横軸はオートスケールとし、たて軸は対話式に決めます。このために、640 と 650 行でデータの最大と最小が表示されます。660~680 行は、たとえば 0 テンを 1000、区分数を 3、幅を 1000 とすると 1000, 2000, 3000, 4000 と目盛りが入ります。軸の表題は漢字を使っているものについていえば、たては水位 (1000, 1020 行), 流量 (1010, 1030 行) が選べ、横は時間 (1330, 1340 行), 日 (1350 行), 分 (1360 行) が選

べます。なお、各々のおれ線の内容を示すため、プログラム 1 でつけたファイル名が、1230 行 (1240 行) で表示されるようになっています。

なお、機種は NEC PC-9801 を用いています。PC-8801 でも動きますが、メモリーを増設していないときには次の所を修正して下さい。

```

310 DIM Y(600, NUM) → Y(150, NUM)
580 NW=600           → NW=150

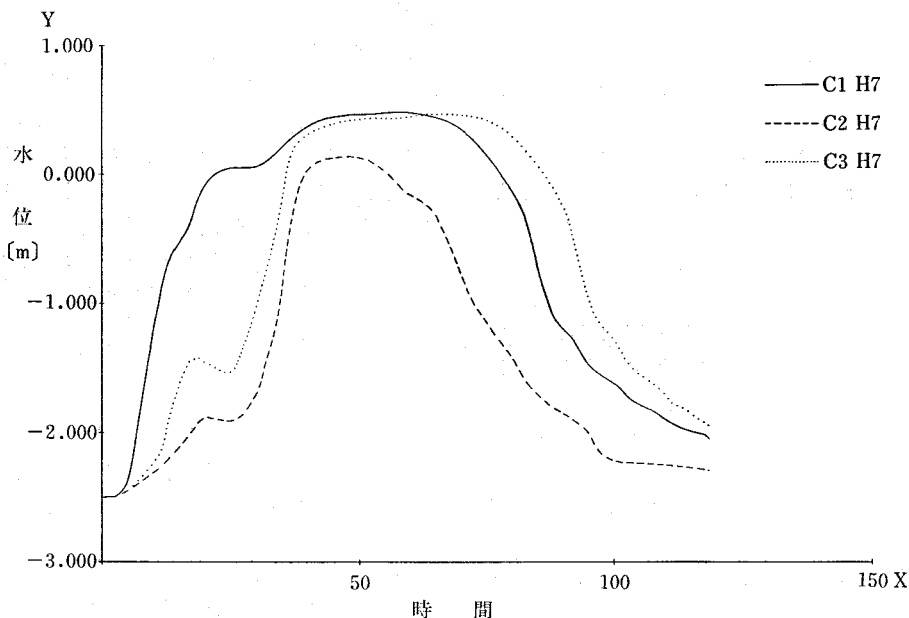
```

最大横軸 150 までになりますが、実用上は大差ないと思います。また、プログラムと同時に XYプロッターの実行例を示します。

4. 今後の勉強のために

最近ではパソコン関連の本やパソコン雑誌が街にあふれており、この講座を終えた人は理論上はそれらを手にして勉強すれば良い訳ですが、この講座を書く様になっているいろと目を通してみると、良いものは極めて少なくまた手に入りにくいと感じました。そこで私見をいいますと…

雑誌ではパソコンをどのように実務に使ったらよいか、また、どのような実用ソフトがあるのかを知りたければ“日経パソコン”が良いと思います。ただし、年間購読になり、店頭扱いはしていません。また、自分で技術プログラムを組もうとしている人にとっては、多少ゲバルト的ではありますが、紹介されているユーティリティの良さから“The BASIC”(技術評論社)が推められます。単行本は機種別、OS 別なので割り切りにくいのですが、NEC の PC シリーズをお持ちの方はシステムソフトの (アスキー刊) PC・テクノシリーズを是非



持たれるとよいと思います。技術的には最上の内容が書かれています。

5. おわりに

この講座は JIS-BASIC を主体に、BASIC を紹介するとともに、ある程度まとまったプログラムを紹介するという2つの目的をもってスタートしました。このうち、JIS-BASIC を紹介するという最初の目的は講座の比較的早い回で終了したのですが、フロッピー・ディスクの使えないパソコンはしょせんゲーム・マシンではないかと考え、あえてファイルの使い方を詳しく述べました。結果的にはグラフィック関連の命令が残されたこと

になります。この間、筆者の使用した機種も MZ-80C → PC-8801 → PC-9801 と三転し、今年中には PC-9801-F になるでしょう。この間、プログラムをそのまま載せるという形を了解し、バックアップして下さった水と土の関係者のみなさん、及び長いこと講座をよまれた読者の皆様に感謝しています。

冒頭に書きました BASIC に対する社会的な認識の変化や、入門としての本講座の位置付けからして講座としては今回で終わりとなります。

以下のプログラムは XYプロッター作図プログラムです。筆者の都合により一部内容が変更になったことをおわびします。

```
10 'DATA サクセイ プログラム"
20 CONSOLE 0,25,0,1
21 DIM Y(1)
30 A$=STRING$(79," ")
40 CLS
50 LOCATE 10,10:INPUT "DATA ノ カス^A イクラテ"スカ".N
59 ERASE Y
60 DIM Y(N)
70 LOCATE 10,12:INPUT"シヨクスケン イカ^A ナンダ":ALFA
80 CLS
90 FOR I=0 TO N
100 LOCATE 10,10:PRINT "I=",I
110 LOCATE 20,13:INPUT Y(I)
120 LOCATE 0,13:PRINT A$
130 NEXT I
140 CLS:INPUT "Display ニ エヨウシ"シマスカ":DIS$
150 IF DIS$="Y" THEN 180
160 IF DIS$="N" THEN 218
170 GOTO 140
180 GOSUB 2400
215 GOTO 220
218 CLS
220 LOCATE 10,20:INPUT "Print Out シマスカ".PR$
230 IF PR$="Y" THEN 260
240 CLS
250 GOTO 300
260 FOR I=0 TO N
270 LPRINT USING "#####":Y(I):
280 NEXT I
290 GOTO 300
300 CLS:LOCATE 10,10:INPUT "EDIT シマスカ":ED$
305 LOCATE 0,0
310 IF ED$="Y" THEN 400
320 IF ED$="N" THEN 500
330 GOTO 300
400 GOSUB 2400
435 LOCATE 0,20
440 INPUT "EDIT NUMBER A イクラテ"スカ":M
450 PRINT
460 INPUT "タダ"シイ アタイ^A イクラテ"スカ":ANS
470 Y(M)=ANS
480 GOTO 300
500 CLS
510 GOSUB 2400
520 LOCATE 20,24:INPUT"コレ"テイ"スカ ":YD$:IF YD$="Y" THEN 1000 ELSE 300
1000 CLS
1005 LOCATE 0,0:FILES 2
1010 LOCATE 10,22:PRINT "Drive <2> ニ ファイル イレテ クラ"サイ"
1020 LOCATE 15,24:INPUT "ケース^A ナンデ"スカ":FLS$
1030 OPEN "2:"+FLS$ FOR OUTPUT AS #1
1040 PRINT #1,N,ALFA
1050 FOR I=0 TO N
1060 PRINT #1,Y(I)
1070 NEXT I
1080 CLOSE #1
1083 CLS
1084 LOCATE 20,10:INPUT"ツキ"ノケース"イレ"マスカ?(Y/N)":ANS$:IF ANS$="Y" OR ANS$="y" THEN 40
1085 'LOAD "MENU",R
1090 END
2305 LOCATE 0!
2400 CLS
2410 FOR I=0 TO N
2420 PRINT USING "#####":Y(I):
2430 NEXT I
2440 RETURN
```

```

100 CLEAR
110 CLS
115 A$=STRING$(79, " ")
120 CONSOLE 0,25,0,1
130 DIM LJ$(7),BJ$(7)
135 DIM FLS$(1),N(1),ALFA(1),Y(1,1),PP1$(1),PP2$(1)
140 FOR J=1 TO 7:READ BJ$(J),LJ$(J):NEXT J
150 DATA B10,L0,B20,L1,B10,L3,B20,L2,B10,L1,B10,L5,B10,L6
165 CLS
170 LOCATE 10,10:PRINT"X-Y PLOTTER PLOTTING PROGRAM"
180 LOCATE 10,12:PRINT"SAKUZU TYPE NO SENTAKU"
190 LOCATE 10,14:INPUT "COLOR=1,MONO=2":P7:IF P7<1 OR P7>2 THEN LOCATE 0,14:PRINT A$:GOTO
190
200 CLS
210 FILES 2
220 LOCATE 5,18:INPUT "File ノカズ A イクラテスカ (MAX:6) ":NUM
222 IF NUM>6 OR NUM<1 THEN LOCATE 0,18:PRINT A$:GOTO 220
225 ERASE FLS$,N,ALFA
230 DIM FLS$(NUM),N(NUM),ALFA(NUM)
240 FOR J=1 TO NUM
250 LOCATE 10,19+J:INPUT "File name A ナンテスカ":FLS$(J)
260 NEXT J
280 CLS
290 LOCATE 10,10:INPUT "ヨシノク ノ タンイ A 0(ナシ),1(シカク),2(ヒ),3(フツ)":P5:IF P5<0 OR P5>3 THEN LO
CATE 0,10:PRINT A$:GOTO 290
300 LOCATE 10,12:INPUT"タシゲク ノ タンイ A 0(ナシ),1(スイ),2(リウリョク)":P6:IF P6<0 OR P6>2 THEN LOCAT
E 0,12:PRINT A$:GOTO 300
305 ERASE Y
310 DIM Y(600,NUM)
320 FOR J=1 TO NUM
330 OPEN "2:"+FLS$(J) FOR INPUT AS #1
350 INPUT #1,N(J),ALFA(J)
360 IF N(NUM+1)<N(J) THEN N(NUM+1)=N(J)
370 NN=N(J)
380 FOR I=0 TO N(J)
390 INPUT #1,Y(I,J)
400 NEXT I
410 CLOSE #1
420 NEXT J
500 MAX=Y(1,1):MIN=Y(1,1):NMAX=N(1)
510 FOR J=1 TO NUM
520 IF N(J)>NMAX THEN NMAX=N(J)
530 FOR I=0 TO N(J)
540 IF Y(I,J)>MAX THEN MAX=Y(I,J)
550 IF Y(I,J)<MIN THEN MIN=Y(I,J)
560 NEXT I
570 NEXT J
580 NW=600
585 IF NMAX<=300 THEN NW=300
590 IF NMAX<=150 THEN NW=150
600 IF NMAX<=100 THEN NW=100
610 IF NMAX<=50 THEN NW=50
620 IF NMAX<=30 THEN NW=30
630 CLS
640 LOCATE 0,5:PRINT "DATA ノ サイト イチ A ":MAX:" テ"ス"
650 LOCATE 0,7:PRINT " サイトウチ A ":MIN:" テ"ス"
660 LOCATE 5,11:INPUT "0テン A ナニ シマスカ ":P1
670 LOCATE 5,13:INPUT "クアンスカ イクラテスカ ":P2
680 LOCATE 5,15:INPUT "AA" A イクラテスカ ":P3
690 P4=P2*P3+P1
700 LOCATE 10,18:PRINT USING "MAX A ##### テ"ス":P4
710 LOCATE 10,20:INPUT "Are You Sure (Y/N)",SUR$
720 IF SUR$="Y" THEN 750
730 IF SUR$="N" THEN 630
740 LOCATE 0,10:PRINT A$:GOTO 710
750 P1$=STR$(P1):P3$=STR$(P3):P2$=STR$(P2)
760 IF P1<>0 THEN P1$=MID$(P1$,1,LEN(P1$)-ALFA(1))+". "+RIGHT$(P1$,ALFA(1))
770 IF P1=0 THEN P1$="0."+STRING$(ALFA(1),"0")
780 PP1=200:PP2=P1
785 ERASE PP1$,PP2$
790 DIM PP1$(P2),PP2$(P2)
800 PB1=INT(2000/P2)
810 FOR I=1 TO P2
820 PP1=PB1+PP1:PP2=P3+PP2
830 PP1$(I)=STR$(PP1)
840 PP2$(I)=STR$(PP2)
850 IF MID$(PP2$(I),1,LEN(PP2$(I)))<>"0" THEN PP2$(I)=MID$(PP2$(I),1,LEN(PP2$(I))-ALFA(1)
)+". "+RIGHT$(PP2$(I),ALFA(1)) ELSE PP2$(I)="0."+STRING$(ALFA(1),"0")
860 NEXT I
870 YD$="2"
880 E$=CHR$(3)
890 LPRINT "J1"
900 CLS
910 LOCATE 10,10:PRINT"START OF PLOTTING!!!"
920 GOSUB *XAXIS
930 'YAXIS
940 LPRINT "M300,200,X2,2000",P2$:E$
950 LPRINT "M100,2300,S3,PY":E$
960 LPRINT "M40,200","P"+P1$:E$
970 FOR I=1 TO P2
980 LPRINT "M40",PP1$(I),"P"+PP2$(I):E$
990 NEXT I

```

```

1000 IF P6=1 THEN LPRINT "M0,1700,S6,(&H3F65";E$
1010 IF P6=2 THEN LPRINT "M0,1700,S6,(&H4E2E";E$
1020 IF P6=1 THEN LPRINT "M0,1500,S6,(&H304C";E$
1030 IF P6=2 THEN LPRINT "M0,1500,S6,(&H4E4C";E$
1040 IF P6=1 THEN LPRINT "M0,1300,S6,P(m)";E$
1050 IF P6=2 THEN LPRINT "M0,2500,S5,P(m/sec)";LPRINT "M70,2520,S3,P3";E$
1055 IF NUM=1 THEN LJ$=LJ$(1):LJ$(1)="L0"
1060 FOR J=1 TO NUM
1070 J$="J"+STR$(J)
1080 JP$=BJ$(J)+","+LJ$(J)
1090 IF P7=1 THEN LPRINT J$
1100 D$="M":I=0
1101 YY=(Y(I,J)-P1)/P2/P3*2000+200
1102 YY$=STR$(YY)
1103 XX=300+3000*I/NW
1104 X$=STR$(XX)
1105 IF P7=1 THEN LPRINT D$,X$:YY$:E$
1106 IF P7=2 THEN LPRINT JP$,D$,X$:YY$:E$
1107 D$="D":I=1
1108 YY=(Y(I,J)-P1)/P2/P3*2000+200
1109 YY$=STR$(YY)
1110 XX=300+3000*I/NW
1111 X$=STR$(XX)
1112 IF P7=1 THEN LPRINT D$,X$:YY$:E$
1113 IF P7=2 THEN LPRINT JP$,D$,X$:YY$:E$
1115 FOR I= 2 TO N(J)
1120 YY=(Y(I,J)-P1)/P2/P3*2000+200
1130 YY$=STR$(YY)
1140 XX=300+3000*I/NW
1150 X$=STR$(XX)
1160 IF P7=1 THEN LPRINT X$:YY$:E$
1170 IF P7=2 THEN LPRINT X$:YY$:E$
1190 NEXT I
1200 YP=2200-150*J
1210 YP$=STR$(YP)
1220 LPRINT "M2900";YYP$
1230 IF P7=1 THEN LPRINT "D3100";YYP$:"M3150";YYP$,"S3","P"+FLS$(J)
1240 IF P7=2 THEN LPRINT "D3100";YYP$:"M3150";YYP$,"L0","S3","P"+FLS$(J)
1250 NEXT J
1255 IF NUM=1 THEN LJ$(1)=LJJ$
1256 ANS$=""
1260 LOCATE 10,12:PRINT "END OF PLOTTING!!!"
1270 LPRINT "J1"
1280 LPRINT "H"
1285 LOCATE 10,14:INPUT "DO YOU CONTINUE(Y/N)";ANS$:IF ANS$="Y" THEN GOTO 165 ELSE IF ANS$="N" GOTO 1290 ELSE GOTO 1270
1290 'LOAD "MENU",R
1300 END
1310 **XAXIS
1320 LPRINT "M3400,100,S3,PX";E$
1330 IF P5=1 OR P5=3 THEN LPRINT "M1300,10,S6,(&H3B7E";E$
1340 IF P5=1 OR P5=3 THEN LPRINT "M1500,10,S6,(&H3456";E$
1350 IF P5=2 THEN LPRINT "M1500,10,S6,(&H467C";E$
1360 IF P5=3 THEN LPRINT "M1690,10,S6,P("";E$:LPRINT "M1710,10,S6,(&H4A2C";E$:LPRINT "M1750,10,S6,P)";E$
1370 IF NW=50 OR NW=100 THEN 1470
1380 LPRINT "M300,200,X1,1000,3";E$
1390 FOR IX=1 TO 3
1400 XT=NW*IX/3
1410 XT$=STR$(XT)
1420 XM=250+1000*IX
1430 XM$=STR$(XM)
1440 LPRINT "M"+XM$,"100","S3","P"+XT$:E$
1450 NEXT IX
1460 RETURN
1470 IF NW=100 THEN 1570
1480 LPRINT "M300,200,X1,600,5";E$
1490 FOR IX=1 TO 5
1500 XT=NW*IX/5
1510 XT$=STR$(XT)
1520 XM=250+600*IX
1530 XM$=STR$(XM)
1540 LPRINT "M"+XM$,"100","S3","P"+XT$:E$
1550 NEXT IX
1560 RETURN
1570 LPRINT "M300,200,X1,300,10";E$
1580 FOR IX=1 TO 10
1590 XT=NW*IX/10
1600 XT$=STR$(XT)
1610 XM=250+300*IX
1620 XM$=STR$(XM)
1630 LPRINT "M"+XM$,"100","S3","P"+XT$:E$
1640 NEXT IX
1650 RETURN

```

会

告

農業土木技術研究会第15回理事会

1. 日 時 昭和59年7月26日 12:00~13:30
2. 場 所 東京都港区新橋5丁目34-4
農業土木会館6階中会議室

3. 会議の概要

- (1) 第1号議案 昭和58年度事業報告並びに収支決算承認の件
- (2) 第2号議案 昭和59年度事業計画(案)並びに収支予算(案)承認の件
- (3) 役員改選の件
- (4) その他

以上の議案について審議し出席理事全員の了承を得て原案どおり可決承認された。

昭和58年度収支決算書

収入の部

59. 3. 31現在

科 目	予 算 額	決 算 額	予算額に比し 増 減 (△)	摘 要
会 費	13,730,000円	13,733,200円	3,200円	
通常会費	12,230,000	12,153,200	△ 76,800	2,300円×5284名 会員5,551名 未収 267名
賛助会費	1,500,000	1,580,000	80,000	10,000円×158口 会員 160口 未収 2口
研修会等収入	1,400,000	2,000	△1,398,000	57年度研修会
広告料	2,200,000	1,425,000	△ 775,000	53号, 54号, 55号
雑収入	1,402,744	1,141,836	△ 260,908	水と上74,290 テキスト頒布代 901,500 (テキスト57年度及58年度分)利息166,046
過年度収入	1,580,000	1,734,400	154,400	
通常会費	700,000	754,400	54,400	2,300円×328名(第28)
賛助会費	80,000	80,000	0	
広告料	800,000	900,000	100,000	51号, 52号
前年度繰越金	6,957,256	6,957,256	0	
合 計	27,270,000	24,993,692	△2,276,308	

支出の部

科 目	予 算 額	決 算 額	予算額に比し 増 減 (△)	摘 要
会誌発行費	12,900,000円	7,796,179円	△5,103,821円	
印刷費	9,700,000	5,939,340	△3,760,660	53号, 54号, 55号
原稿料	1,000,000	669,150	△ 330,850	" " "
編集費	300,000	99,500	△ 200,500	" " "
運賃送料	1,900,000	1,088,189	△ 811,811	" " "
事業費	1,900,000	400,000	△1,500,000	
研究会賞	450,000	150,000	△ 300,000	
研修会費等	1,400,000	250,000	△1,150,000	
資 料	50,000	0	△ 50,000	
会議費	500,000	184,300	△ 315,700	編集会議3回 理事会1回
事務費	3,100,000	1,432,889	△1,667,111	
備品費	0	0	0	
通信費	600,000	296,550	△ 303,450	
旅費交通費	200,000	6,000	△ 194,000	
広告手数料	650,000	417,000	△ 233,000	53号, 54号, 55号
事務還元費	500,000	398,689	△ 101,311	

振替手数料	100,000	66,350	△ 33,650	
事務室費	100,000	100,000	0	
消耗品費	350,000	107,210	△ 242,790	
雑費	600,000	41,090	△ 558,910	
給送料	2,350,000	2,019,390	△ 330,610	
諸手当	700,000	674,400	△ 25,600	
過年度支出	2,740,000	2,717,212	△ 22,788	
印刷費	1,900,000	1,877,815	△ 22,185	52号
原稿料	210,000	202,350	△ 7,650	"
編集費	40,000	34,000	△ 6,000	"
運賃送料	350,000	349,047	△ 953	"
広告手数料	240,000	254,000	14,000	51号, 52号
予備費	3,080,000	0	△3,080,000	
次年度繰越金		9,769,322	9,769,322	
合計	27,270,000	24,993,692	△2,276,308	

昭和59年度収支予算(案)

収入の部

科目	予算額	58年度予算額	前年度に比し増減(△)	摘要
会費	14,130,000円	14,510,000円	△ 380,000	
通常会費	12,610,000	12,930,000	△ 320,000	2,300円×5,500人×0.95 前年度未収金
賛助会費	1,520,000	1,580,000	△ 60,000	10,000円×160口×0.95 前年度未収金
研修会費収入	1,400,000	1,400,000	0	290人 { 会員4,000円×170人=680,000円 非会員6,000円×120人=720,000円
広告収入	2,400,000	3,000,000	△ 600,000	56号~60号広告料
雑収入	1,300,678	1,402,744	△ 102,066	
前年度繰越金	9,769,322	6,957,256	2,812,066	
合計	29,000,000	27,270,000	1,730,000	

支出の部

科目	予算額	58年度予算額	前年度に比し増減(△)	摘要
会誌発行費	15,650,000円	15,400,000円	250,000円	
印刷費	11,600,000	11,600,000	0	56号~60号
原稿料	1,200,000	1,210,000	△ 10,000	"
編集費	350,000	340,000	10,000	"
運賃送料	2,500,000	2,250,000	250,000	"
事業費	2,000,000	1,900,000	100,000	
研究会賞	450,000	450,000	0	
研修会諸費	1,500,000	1,400,000	100,000	
資料費	50,000	50,000	0	
会議費	500,000	500,000	0	理事会, 編集委員会
事務費	3,250,000	3,340,000	△ 90,000	
通信費	600,000	600,000	0	
旅費交通費	200,000	200,000	0	
広告手数料	800,000	890,000	△ 90,000	
事務還元費	500,000	500,000	0	
振替手数料	100,000	100,000	0	

事務室費	100,000	100,000	0	
消耗品費	350,000	350,000	0	
雑費	600,000	600,000	0	
給料及手当	3,100,000	3,050,000	50,000	アルバイト賃金, 手当等
予備費	4,500,000	3,080,000	1,420,000	
合計	29,000,000	27,270,000	1,730,000	

農業土木技術研究会役員名簿（昭和59年度）

会長	須藤良太郎	構造改善局建設部長
副会長	白井清恒	東京大学教授
理事	内藤克美	構造改善局設計課長
〃	小泉恵二	構造改善局水利課長
〃	末松雄祐	構造改善局首席農業土木専門官
〃	村山昶	関東農政局建設部長
〃	中原通夫	農業土木試験場長
〃	秋山光	北海道開発庁農林水産課長
〃	八木直樹	水資源開発公団第二工務部長
〃	松井芳明	(社)農業土木事業協会専務理事
〃	牧野俊衛	(社)土地改良建設協会専務理事
〃	渡辺滋勝	(株)三祐コンサルタンツ専務取締役
〃	久徳茂雄	西松建設(株)専務取締役
〃	内藤正	大豊建設(株)社長
監事	大橋欣治	関東農政局建設部設計課長
〃	西岡公	(株)日本農業土木コンサルタンツ常務取締役
常任顧問	中川稔	構造改善局次長
〃	福沢達一	全国農業土木技術連盟委員長
顧問	山崎平八郎	衆議院議員
〃	梶木又三	参議院議員
〃	岡部三郎	〃
〃	小林国司	〃
〃	福田仁志	東京大学名誉教授
〃	佐々木四郎	(社)海外農業開発コンサルタンツ協会会長
〃	高月豊一	京都大学名誉教授
〃	緒形博之	東京大学名誉教授
〃	永田正董	土地改良政治連盟耕墾会会長
常任幹事編集委員長	末松雄祐	構造改善局首席農業土木専門官
常任幹事編集委員	梅崎哲哉	構造改善局事業計画課課長補佐
〃	風間彰	〃 設計課課長補佐
〃	一川保夫	〃 整備課課長補佐
〃	亀田昌彦	〃 設計課農業土木専門官
事務局長	黒沢照正	全国農業土木技術連盟事務局長
幹事編集委員	手代木八郎	構造改善局地域計画課係長
〃	内山直治	〃 資源課係長
〃	岩村和平	〃 事業計画課係長
〃	相沢恒徳	〃 設計課係長

幹事編集委員

高橋昭昌	〃	水利課係長
大庭宗一	〃	〃
清水洋一	〃	整備課係長
勝山達郎	〃	開発課係長
黒沢純	〃	〃
半田仁	〃	防災課係長
山田津登武	関東農政局設計課農業土木専門官	
吉野秀雄	農業土木試験場施設水理第二研究室	
清野修	国土庁計画調整局調整課専門調査官	
辰巳隆一	水資源開発公団第二工務部副参事	
大山弘	農用地開発公団工務課課長補佐	
荒木正栄	(財)日本農業土木総合研究所主任研究員	

賛助会員

(株)荏原製作所	3口
(株)大林組	〃
(株)熊谷組	〃
佐藤工業(株)	〃
(株)三祐コンサルタンツ	〃
大成建設(株)	〃
玉野総合コンサルタント(株)	〃
(株)電業社機械製作所	〃
(株)西島製作所	〃
西松建設(株)	〃
日本技研(株)	〃
(株)日本水工コンサルタント	〃
(株)日本農業土木コンサルタンツ	〃
(財)日本農業土木総合研究所	〃
(株)間組	〃
(株)日立製作所	〃
(株)青木建設	2口
安藤工業(株)	〃
(株)奥村組	〃
勝村建設(株)	〃
株木建設(株)	〃
(株)栗本鉄工所	〃

(16社)

三幸建設工業(株)	2口	高弥建設(株)	1口
住友建設(株)	〃	(株)田原製作所	〃
大豊建設(株)	〃	中国四国農政局土地改良技術事務所	〃
(株)竹中土木	〃	(株)チェリーコンサルタンツ	〃
田中建設(株)	〃	中央開発(株)	〃
前田建設工業(株)	〃	東急建設(株)	〃
三井建設(株)	〃	東邦技術(株)	〃
	(13社)	東洋測量設計(株)	〃
INA新土木研究所	1口	(株)土木測器センター	〃
アイサワ工業(株)	〃	中川ヒューム管工業(株)	〃
青葉工業(株)	〃	日兼特殊工業(株)	〃
旭コンクリート工業(株)	〃	日工ゲート(株)	〃
旭測量設計(株)	〃	日本エタニットパイプ(株)	〃
伊藤工業(株)	〃	日本技術開発(株)	〃
茨城県調査測量設計研究所	〃	日本国土開発(株)	〃
上田建設(株)	〃	日本大学生産工学部図書館	〃
梅林建設(株)	〃	日本プレスコンクリート工業(株)	〃
エスケー礼興産業(株)	〃	日本舗道(株)	〃
(株)大本組	〃	農業試験場農地利用部	〃
神奈川県農業土木建設協会	〃	農林建設(株)	〃
金光建設(株)	〃	八田工業(株)	〃
技研興業(株)	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
(株)木下組	〃	福岡県農林建設企業体 岩崎建設(株)	〃
岐阜県土木用ブロック工業組合	〃	福本鉄工(株)	〃
久保田建設(株)	〃	(株)婦中興業	〃
久保田鉄工(株)(大阪)	〃	(株)豊蔵組	〃
久保田鉄工(株)(東京)	〃	ボゾリス物産(株)	〃
京葉重機開発(株)	〃	北海道土地改良事業団体連合会	〃
(株)古賀組	〃	(財)北海道農業近代化コンサルタント	〃
(株)古郡工務所	〃	堀内建設(株)	〃
(株)後藤組	〃	前田製管(株)	〃
小林建設工業(株)	〃	前沢工業(株)	〃
五洋建設(株)	〃	真柄建設(株)	〃
佐藤企業(株)	〃	(株)舛ノ内組	〃
(株)佐藤組	〃	丸伊工業(株)	〃
佐藤興業(株)	〃	丸か建設(株)	〃
(株)塩谷組	〃	(株)丸島水門製作所	〃
(社)静岡県畑地かんがい事業協会	〃	丸誠重工業(株)東京営業所	〃
昭栄建設(株)	〃	水資源開発公団	〃
新光コンサルタンツ(株)	〃	水資源開発公団奈良良保ダム建設所	〃
新日本コンクリート(株)	〃	宮本建設(株)	〃
(株)新システム企画研究所	〃	山崎ヒューム管(株)	〃
須崎工業(株)	〃	(社)山梨県土地改良建設協会峡中支部	〃
世紀東急工業(株)	〃	菱和建设(株)	〃
第一測工(株)	〃	菱和建设(株)山形営業所	〃
大成建設(株)高松支店	〃	若鈴コンサルタンツ(株)	〃
大和設備工事(株)	〃		
高橋建設(株)	〃		
		(アイウエオ順)	計 115社 160口

(86社)

地方名	通 常 会 員								地方名	通 常 会 員							
	県	農水省関係	公団	学校	個人	法人	外国	県		農水省関係	公団	学校	個人	法人	外国		
北海道	163	201	5	9	21				近畿	滋賀	41	16	4	1	3		
東	青森	森手	75	59		2			京都	49	48		8	5			
		岩手	92	25	5	6	3		大阪	36	—	1	4	4			
		宮城	54	74	1	5	15		兵庫	33	21		4	2			
		秋田	123	24		1	4		奈良	54	18			4			
		山形	66	17		2	1		和歌山	46	8			1			
北	福島	96	54	8		2		小計	259	111	5	17	19				
小計	506	253	14	16	25			中・四国	鳥取	24	9		2	4			
関	茨城	栃木	107	58	18	3	7		岡山	25	23		7				
		群馬	80	21	4	6	2		山梨	60	56	1	4	4			
		埼玉	32	6	3	1			徳島	53	9			2			
		千葉	58	14	12	2	16		香川	36	3		1	1			
		東京	74	18	14	1	13		愛媛	30	9	1					
東	神奈川	山梨	5	192	51	8	16		高知	27	—	1	5	5			
		長野	28	—		2	20		小計	313	125	3	24	20			
		野田	7	8			1		九州	福佐	24	25	35	7	8		
		山梨	53	6	2	4	1		長崎	32	15		2	2			
		静岡	94	20			6		熊本	18	2			1			
小計	538	343	104	27	82			大宮	50	42	3		3				
北	新潟	山梨	126	59		1	6		鹿児島	47	6	2					
		富山	70	9		1	5		小計	285	106	40	12	14			
陸	石川	39	59	2	3	1		沖繩	1	14	1	3					
福	井	67	13					総計	2,475	1,397	220	121	209	858	26		
小計	302	140	2	5	12			5,306名									
東	岐愛	阜知	31	4	1	4	6										
		三重	45	82	37	1	7										
海	小計	108	104	46	8	16											

編集後記

本号も多くの皆さまに御執筆いただき、大変バラエティに富んだ内容で会員の皆様にお届けすることが出来たと、編集委員一同自負しています。

近年、OA分野におけるパソコンの普及は著しいものがあり、農業土木の分野においても例外でなく、各事業所等においても調査、設計、施工の効率の推進及び各種定常業務の簡素化を図るために、パソコンの導入が積極的に図られている状況にあります。本誌のシリーズ

「OAのための例題中心BASIC講座」は、今回で最終回となりますが、この講座により多くの会員の方々が、パソコンに親しみを持たれ調査、設計業務等に大いに活用されることを期待しております。

本誌の編集に当っては、農業土木技術者の役立つ技術情報等の紹介、講座、研修会等の企画を行い、より一層誌面の充実を図ってまいりたいと心がけておりますので、会員の方々の積極的な御意見、御投稿及び会員増加のための、御協力をお願い致します。

水と土 第58号

昭和59年9月30日発行

発行所 〒105 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

農業土木技術研究会
TEL (436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 〒161 東京都新宿区下落合2-6-22

一世印刷株式会社
TEL (952) 5651 (代表)