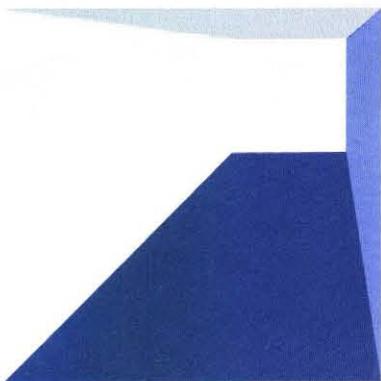
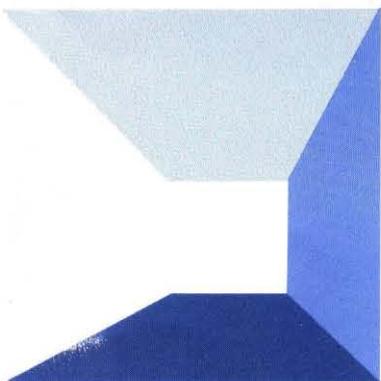


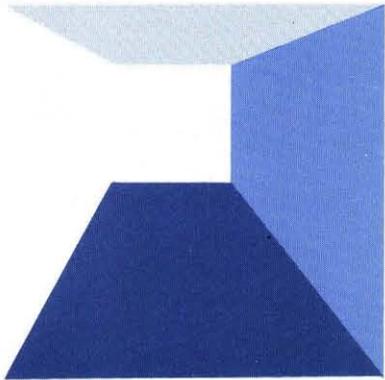
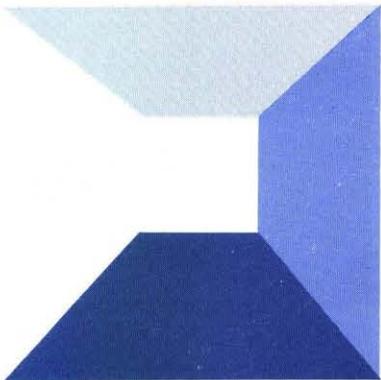
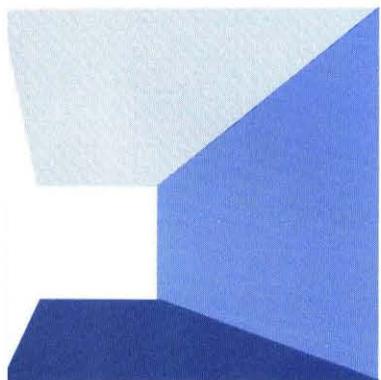
水 と 土

第 47 号

昭和57年 3 月号
農業土木技術研究会

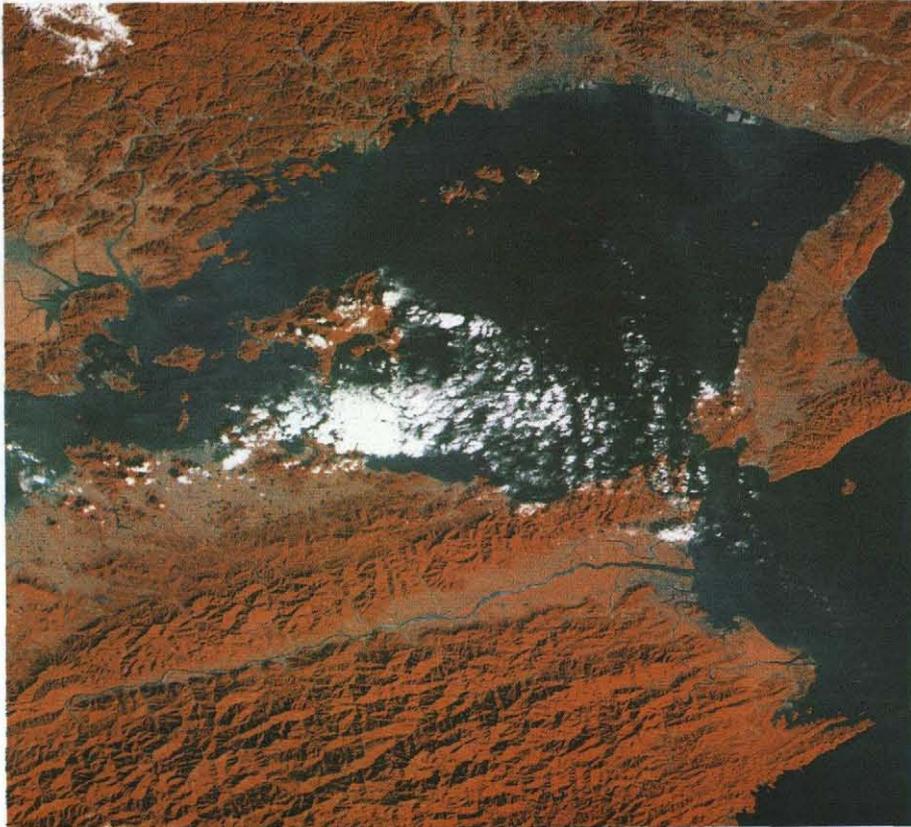


Japanese Association for
the Study of Irrigation,
Drainage and Reclamation
Engineering



農業土木技術者のための リモートセンシング入門

(本文54ページ参照)



ランドサット写真

900kmのかなたから観測した瀬戸内海東部の海と陸、海水や大気の濁りと共に中央構造線など地学的な情報も読みとれる。汎世界的に入手できる最も一般的なリモートセンシングデータ。



可視光域の電磁波スペクトル

ほぼ400nmから700nmの電磁波スペクトルをAIPSのフォトライタで出力したもの。分光特性から対象物を判別する基本情報である。

深礎工法による橋梁基礎工の 設計施工について

(本文14ページ参照)

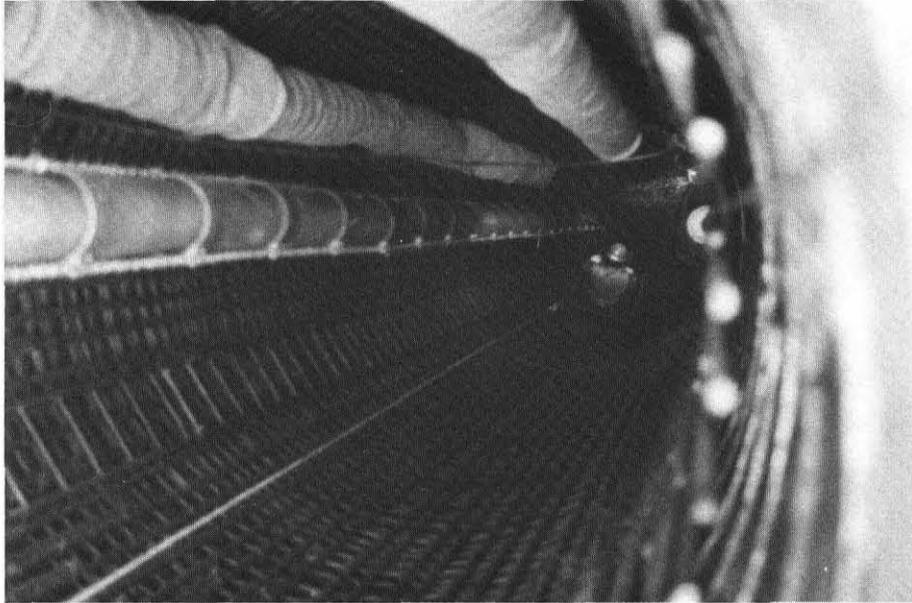


写真-1 下部工完成状況



写真-2 コンクリート打設

水 と 土

— 目 次 —

グラビア

農業土木技術者のためのリモートセンシング入門
深礎工法による橋梁基礎工の設計施工について

巻頭文

行革談義 八木直樹……(1)

報 文

報文内容紹介 ……(i)

フィルダム設計に適用する解析レベル設定の一試案
勝俣昇……(2)

新幹線トンネル工事による水路の沈下復旧について
(群馬用水における事例)
稲葉延寿……(8)

深礎工法による橋梁基礎工の設計施工について
朝倉吉男……(14)

一ツ瀬川農業水利事業
パイプライン水理解析と畑地かんがい計画について
阪野彰
穴見春樹……(25)
井斉藤正春樹

農地造成に伴う流出状況の変化について
川上 有喜男……(43)

区画整理施工農地の台風被害とその復旧
内山 秀之……(49)

講 座

農業土木技術者のためのリモートセンシング入門(第1回)
増本新
本 正 隆……(54)

会 告・編集後記 ……(67)

No. 47

1982

March.

水と土 第47号 報文内容紹介

フィルダム設計に適用する解析レベル 設定の一試案

勝俣 昇

フィルダムの安定解析は、最近、従来の円形滑り面法以外に電子計算機を利用したF. E. Mを利用した解析によって種々検討が行われることが多くなった。

筆者は、各ダムの特長に応じ解析レベルをどのように設定すべきか、何らかの指針を樹てる必要があると考え過去の設計例、事故例をもとに、ダムの形式、堤高、基礎条件等に対応する解析レベルの設定試案を作成した。

(水と土 第47号 1982 P. 2)

一ツ瀬川農業水利事業 パイプラインの水理解析と畑地かんがい計画について

阪野 彰 穴見春樹 井 敏春 斉藤正樹

近年、かんがい排水施設の維持管理費用が増大傾向にあり、その軽減が土地改良事業における主要な課題となっている。一ツ瀬川地区は、水源、地形条件からかんがいのために多大のエネルギーを必要としているため、安全かつ経済的にかんがいをする方策について、パイプラインの不定常流水理解析、畑地かんがい方式及び末端計画と加圧ポンプの必要性、更に施設の管理システムについて検討した結果を紹介するものである。

(水と土 第47号 1982 P. 35)

新幹線トンネル工事による水路の沈下復旧について (群馬用水における事例)

稲葉 延寿 稲田 芳昭

群馬用水榛名幹線水路の地下70mを通過した上越新幹線榛名トンネルの影響で地盤沈下が生じ、当該水路も約63kmにわたって最大60cm舟底型に沈下した。

本報告は、影響調査、水理計算及び復旧計画とその施工について概要を報告し、トンネル掘削による坑内の湧水処理は勿論、ディープウェル等揚水による地下水位低下は、用水路等施設に与えた影響が大きく、かつ又その復旧の困難さを述べたものである。

(水と土 第47号 1982 P. 8)

農地造成に伴う流出状況の変化について

川上 有喜男

改良山成工により農地造成を行うことによって、その流況がどの程度変化するかという点について究明するため、造成団地と、それに隣接する山林流域に三角堰を設置し流量観測を行った。今回はその観測結果を中心に排水計画の考え方及び防災対策について報告するものである。

(水と土 第47号 1982 P. 43)

深礎工法による橋梁基礎工の設計施工について

朝倉 吉男

ルーズな堆積層に覆われた急峻な山腹斜面に計画された農道の工法の検討とその結果採用された深礎工法の設計、施工について報告するものである。

(水と土 第47号 1982 P. 14)

「区画整理施工農地の台風被害とその復旧」 ——洞爺湖周辺における台風12・15号による 被害とその復旧例について——

内山 秀之

北海道は台風被害を受けることはまれであり、今回台風12・15号によって443億円にのぼる農業施設災害を受けたことは異例のことといえよう。特に水に弱い区画整理施工農地については、相当の被害を受けるのではないかと危惧されたが、予想外に被害は少なかった。この被害がなぜ少なかったのかを、破壊現象を通し解明するとともに、復旧工法の事例や、今後の設計施工のあり方などを紹介する。

(水と土 第47号 1982 P. 49)

行 革 談 義

八 木 直 樹*

先日上京の帰途、発車間際に駆けつけた上野駅で乗り込んだ新潟行特急は既にほぼ満席、ただ一つだけの空席に座り込んでようやく安堵したとたん、隣席から声がかかった。新潟県内112名の市町村長さんの中でも割に親しくしているAさんである。

Aさんとは普段良く顔を合わせる機会が多いし、セレモニーの折に盃を交したこともあるが、考えて見ると二人だけで会ったのは始めてである。奇遇に驚きながら、「親しい人と一緒になって良かった。」との安心感と、「こんな酒豪と一緒にいたら、車中どれだけ飲むことになるか？」との不安感とが交錯した複雑な心境である。

発車後約1時間、窓際にワンカップの空きびんが行列した頃、列車は最も振動の激しい区域にさしかかる。この車輛も、またこの附近のレールも大変由緒あるものをいまだに使用しているため横ゆれが激しく酒の効果が倍増する。酔が回るにつれ話の内容もだんだんと変わってきて、Aさんのクドキが始まり、日常の多忙さについてのグチが出る。

市町村長さんの日常が極めて多忙なことは屢々聞かされているが、実態は我々の想像以上のようである。平日はもちろんのこと、日曜祭日にもほとんど休めなく疲労がたまるのが最もつらいとのことである。つまり、田舎のこととて、休日にはあちこちの部落で何らかの集会有り、出席を要請される。すると次の選挙のこともあり、特別な理由がない限り出席せざるを得ない。出席すれば懇親会までつき合い多数の盃を受けてしまい、休日はかえって疲れてしまう。とは言うものの、もし欠席して家で休養していることがバレた場合、何と言われるか分からない。どうしても休養したい場合には、家を離れて温泉地、それも近くでは危険なので遠い所へ行かなければならないとのことである。などの話を聞いているうち、酒の量が進むにつれて、グチのとぼちりが役所の機構に及んできた。

Aさんいわく、「全国どこでも市町村長は多忙と思うが、その中でも新潟県内の各首長は特に忙しい。なぜか？理由はブロック出先機関の所在地が各省それぞれ相違し、往復の日数がかかり過ぎるからである。」

つまり、例えば東北地方の各県内の市町村の場合なら仙台に行けば各省の出先機関が集中しているので、一回の出張で各局を回ることができる。他の地方も大体同じようなものと思うが、新潟県の場合、県の所属ブロックが各省それぞれ異なるため、出先機関の所在地も新潟、金沢、東京、仙台、前橋、長野、甲府などと実に多い。

役場でも課長クラスは行く先が大体限定されているからまだ良いが、首長の場合には全部に関係があり、近い新潟と交通便利の東京を別として、他の市には飛行機も夜行列車もないので、片道だけに日中の大半を要し、用件は30分でも2日が完全につぶれてしまい、車中で過す日数は莫大なものである。もし、これらがせめて2~3ヶ所であればかなり楽になるのに、今のままでは上越新幹線が開通しても我々にはあまりメリットがない、とのことである。

ここまで聞いていると、Aさんの言わんとすることは「出先機関を減少するため統廃合を行うべきである。」との正統論かと思った。ところが良く聞くとニュアンスがかなり違うのである。Aさんいわく「出先機関の統廃合は人聞きは良いが、実現を急ぐべきではない。少くとも財政再建期間を過ぎて国家財政にある程度の余裕ができた役所の業務内容の根本的見直しが終了し、業務量が減少してからにすべきである。」つまり、Aさんの意見は役所の業務内容をそのままにして単に統廃合だけを進めるのは、かえって税金のむだづかいになる。例えば、ある局を、新潟から東京に移転して統合する場合を考えよう。職員の生首を切るわけには行かないから、大部分の職員はそのまま移転することになる。そうすると、まず第一に、地価の高い所に庁舎を増築し、多数の宿舍を新築しなければならない。次に業務内容が同じとすれば、本局と出先事務所や各県とのお互いの往復の回数も変らない筈だから、遠くなった分だけ費用と時間が激増する。第三に地元の県や市町村にとってもこれと同じことが言える。つまり、単に出先機関の統廃合だけを進めるのはかえって予算と職員数の増加を招くことになり行革にはならない。との結論で誠にごもっとものことである。

そこで、次は必然的に役所の業務内容の見直しに言及することになり、Aさんの毒舌が一段とさえわたり、国の各省、県の各部の業務内容について厳しい批判が展開された。私共技術者は他の行政部門のことをあまり知らないのが通常と思うが、それに対し、日常の行政を通じて広く国や県の各部門に接触している市町村長さん達が各部門の業務内容に通暁し、厳しい批判をしていることを改めて痛感させられ、大変有益な時を過した。行政改革を各省各部門間で公平かつ有効に行なうためには、Aさんのような経験豊かな市町村長の意見を充分に取り入れるべきである。または臨調のメンバーに加えるべきである。などと考えているうちに下車駅に到着してしまっ

* 新潟県農地部長

フィルダム設計に適用する解析レベル設定の一試案

勝 俣 昇*

目 次

- | | |
|-------------------|---------------------|
| 1. 設定の必要性……………(2) | 4. 設定区分……………(3) |
| 2. 解析レベル……………(2) | 5. 設定の具体的根拠……………(3) |
| 3. 設定方針……………(3) | 6. 解析レベルの設定……………(4) |

1. 設定の必要性

最近、フィルダムの技術面で、とくに目立って進んだと考えられる点は、安定解析である。とくに、電子計算機を利用した有限要素法(F. E. M)による各種の解析は目ざましいものがある。例えば浸透流解析、圧密解析、応力・変形解析、地震時応答解析などである。そしてこれらの解析は、従来の円形滑り面法安定解析のように、築堤材料の密度や剪断強度、堤体のゾーニング、さらに最終的な堤体断面を決めることについては、未だ完成されず充分実用化されていないが、堤体や基礎の個々の現象はかなり高い精度で数値解が得られている。

例えば、早瀬野ダム¹⁾の三次元浸透流解析による表面遮水壁カットオフのカーテングラウチングの設計、浪岡川ダム²⁾の築堤過程の応力・変形解析による洪水吐コンクリート躯体と堤体との接続部の設計、深山ダム³⁾の湛水時について表面遮水壁をもつ堤体の変形実測値と解析値の比較、深田ダム⁴⁾の築堤中におけるアバットメント岩盤のクラックの解析、大柿ダム⁵⁾⁶⁾の地震時応答解析によるダムアバットメントのやせ尾根部の処理等が挙げられる。

しかし、これらの解析は電子計算機の能力アップや解析手法の発達で高い精度が得られるものの、入力条件の精度を上げることは現実問題としてなかなか大変なことである。時間的にも経費的にも、また技術面でもぼう大なエネルギーを必要とする。例えば大柿ダムの地震時応答解析が一応の結論を得るまでに4ケ年を経過している。先ず解析手法の開発検討に始まり、築堤材料の力学特性とくに静的弾性定数の決定、基礎地盤の物性とその分布を詳細に明らかにすること、築堤過程の解析、基礎及び堤体の振動特性をみるための個有値解析、第一次地震応答解析、解析結果による築堤材料の物性及び力学特性の決定、その材料による施工試験の爆破・転圧試験とその結果定まる粒度と密度による不透水性材料の動的三

軸試験及びロック材料の超大型三軸圧縮試験、また一方では地質調査と常時微動観測結果による入力基盤の決定と地震観測、及び入力地震波の解析、そして最終的な地震時応答解析という過程を経てダムの最終設計を終了した。これに要した直接的経費はダム工事費の数パーセントに達するものと考えられる。

このような解析面の実情の上に、最近における水資源の逼迫とダムサイトの払底のために、ダムは大規模化し、農業用ダムでも100m近いものが多く建設されるようになってきている。しかもこれまで好適なダムサイトは開発し尽くされているため、地質条件、材料条件などダム立地条件は極めて厳しくなってきた。しかも1976年のTeton⁷⁾ダムの決壊に見られる基礎岩盤の破壊の問題や、1965年完成のBalderhead⁸⁾ダムのArch-ActionによるHgdraulic fracturing、1971年San Fernand地震によるVan-Norman Lowerダム⁹⁾の液状化現象などの経験から、静的・動的応力変形解析の必要性は増々高くなってきている。1981年改訂された構造改善局設計基準ダム編でも、このような状勢を踏まえ、新しく耐震設計としてF. E. M.による応力ひずみの検討及び液状化の検討を規定している。

しかしながら、どのような規模のダムに対し、あるいはどのような基礎と堤体条件に対して、どのような解析を行うべきかは、設計技術者の判断に任せられている。筆者はダム現場技術者として、また各地のダム技術検討委員会に出席して、解析レベルをどのように設定すべきかについて、何らかの指針を樹てる必要があると考え、過去の設計例、事故例をもとに堤体及び基礎の条件に対応する解析レベルの設定試案を作成した。

2. 解析レベル

堤体安定解析として、設計基準等では、すべての型式のフィルダムについて、円形滑り面法安定解析を適用することを規定している。この円形滑り面法安定解析に重ね合わせる解析レベルとして、次のようなものを考える。

* 近畿農政局東播用水農業水利事業所

- a. 浸透流解析；F. E. M. などを利用した2次元,あるいは3次元の流線網解析
- b. 圧密解析；築堤過程の圧密間隙水圧解析（堤体及び基礎の間隙水圧の消散）
- c. 静的応力・変形解析；F. E. M. を利用した堤体自重による基礎の弾性変形量及び応力解析
- d. 静的応力・変形解析（築堤過程解析）；F. E. M. を利用し, 築堤材料の非線形弾性定数を扱った築堤過程の漸増荷重による堤体及び基礎の2次元,あるいは3次元の応力・変形解析
- e. 動的応力・変形解析；F. E. M. を利用した地震時の堤体及び基礎の2次元あるいは3次元の応力・変形解析,（地震時応答解析）
- f. 動的応力・変形解析(液状化解析)；地震時応力・変形解析に基づく堤体及び基礎の液状化解析

3. 設定方針

ダム基礎の区分とダムタイプの組合せに対して, 代表的なあるいは特徴的なダムの実例を配置し, 解析レベルを設定する。

この場合, ダム実例はマクロ的な地質条件, 断層活動, 地震活動等のダム環境条件及び設計, 施工に関するダム技術レベルを正確に反映させるため, わが国の近年(1950年以降)における農業用フィルダムを主体とし, わが国における他の目的のダム及び外国のダムについては, 特殊例のみを採用している。

解析レベル設定条件は, 実例ダムにおける安全性, 設計・施工特徴, 解析結果, 各種挙動, 事故を分析して定めたものである。

4. 設定区分

- a. 力学的特性の区分は, 下記の規準等によった。
 - i) 岩級区分及び弾性波速度 (V_p)；田中¹⁰⁾の分類
 - ii) 一軸圧縮強度 (q_u) 及び弾性係数 (E)；土質工学会¹¹⁾
 - iii) N値, 相対密度 (D_r), 均等係数 (U_e), 粘土含有量 (D_c), 塑性指数 (PI)；土質工学会¹²⁾及び設計基準
- b. 地形・地質特性は下記のとおり区分した
 - i) 整形基礎；ダム軸断面が左右対称形の皿形又は逆台形
 - ii) 不整形基礎；ダムサイトの一方又は双方が急傾斜 ($\approx 50^\circ$) あるいは傾斜の急変 ($>20^\circ$ 差), ダムアパットメントがやせ尾根など
 - iii) 不連続性基礎；クラックが多く, 硬軟岩互層, 弱層を挟むなど
 - iv) 変形性基礎；低弾性係数 ($E \approx 5,000 \text{ kg/cm}^2$) の軟岩

v) 透水性基礎；透水係数の大きい基礎 ($k > 1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$)

- c. 提高区分は, 実例ダムの挙動が顕著となる区分とした。また堤体材料としてパイピングや液状化等の問題の多い低塑性 ($PI < 6$) 砂質材料は特別に区分している。

5. 設定の具体的根拠

- a. 浸透流解析
 - i) 透水性基礎については全てとするが, 土質基礎については⑨のパイピング⑩のグランケットの例もあり全て適用する。
 - ii) 岩盤基礎上の $H \approx 50$ では, ③のブランケット①のクラック開口, ⑤の断層活動の例から不連続性・変形性基礎にも適用する。
 - iii) ブランケット, 傾斜コア及び低塑性材料については, 浸透流(パイピング)解析が設計の基本となることから全てに適用する。
 - iv) $H \approx 100$ については, 高水圧及び高荷重のための, 岩盤変形による透水性の変化を考慮し全てに適用する。
- b. 圧密解析
 - i) 均一型については, ⑩⑮の例から全て適用する。
 - ii) ゾーン型については, $H \approx 100$ の動的応力・変形解析の初期条件の設定に関連し, 地震時間隙水圧の厳密評価を必要とする場合について適用した。
- c. 静的応力・変形解析
 - i) 軟岩の不連続性, 変形性, 透水性基礎などについては, ①の引張り応力の発生とクラック開口現象が盛り立て途次に発見されたことから, $H \approx 30$ で適用する。
 - ii) ③の基礎に起因する事故例から $H \approx 30 \sim 50$ の土質及び $H \approx 50$ の整形を除く岩盤基礎については, 引張り力の発生とクラックの開口及び圧縮あるいは剪断破壊の発生と, その場合の安全率を求めるために適用する。
 - iii) 表面しゅ水壁型については, $H \approx 50$ 及び不連続性, 透水性, 変形性基礎に対し, とくに湛水時変形を予測し表面しゅ水壁に与える影響をチェックするため適用する。
 - iv) $H \approx 100$ については, 動的応力・変形解析を適用する場合次項の築堤過程解析が不可欠であることから, 適用の必要がない。
- d. 静的応力・変形解析(築堤過程解析)
 - i) $H \approx 30 \sim 50$ の土質基礎に適用する。築堤漸増荷重による基礎及び堤体の力学特性の変化及び応力

基礎	地質	ダムタイプ等		均一型 (ゾーン型の 薄いコアを含む)			ゾーン型 (薄いコア)				表面しゅ水壁型				
		地質(地形)特性	力学特性等	H < 20	H ≒ 30	H ≒ 50	傾斜 コア	H < 30	H ≒ 30	H ≒ 50	H ≒ 100	H ≒ 100	H ≒ 50	H < 30	
岩盤 基礎	硬岩	岩級区分 A, B, C _H , q _u > 300kg/cm ² E > 20,000 μ V _p > 2.0km/sec	整形基礎 (不透水性)	15	6	4		25	19	17	21	20	23	24	
			不整形基礎 (不透水性)		7	5		26	23	11	18	22	24		
			不連続性基礎		8			8	11						
			透水性基礎												
軟岩	岩級区分 C _M , D, q _u < 300kg/cm ² E < 20,000 μ V _p < 2.0km/sec	整形基礎 (不透水性)		12					21	22			21		
		不整形基礎 (不透水性)							22	22					
		不連続性基礎	13		1				2						
		透水性基礎	10						20						
土質 基礎	れき・ 砂質土質 軟弱地盤 砂質	N > 50 D _r > 50	固結砂れき, 未固結岩を含む	16		5		16							
		N > 20 P _c > 10%	均一な締固った 土質		9			27					24		
		N < 20	軟弱粘土層		10			10							
		D _r > 50%, P _c > 10% U _c > 10,	締固った砂層		7	4			14						
D _r < 50%, P _c < 10% U _c < 10,	緩い均一粒度 の砂層	9													

注) 1 岩級区分は田中の区分による。
2 q_u: 一軸圧縮強度
3 E: 弾性係数
4 V_p: 弾性波(p波)速度
5 N: 標準貫入試験値
6 D_r: 相対密度
7 P_c: 粘土含有量
8 U_c: 均等係数(=D₆₀/D₁₀)
D₆₀, D₁₀: 60%, 10%粒径
9 H: 堤高(m)
10, Δ, □: 表-1の番号

図-1 フィルダム特性に応じた解析レベルの設定

状態と変形量並びに剪断安全率を求める。⑨⑭⑲の施工例はとくに適用が必要と考えられる例である。

ii) 硬岩整形基礎を除く H ≒ 50, 及び H ≒ 100 の全てに適用する。⑬の解析例に見られるように、堤体及び基礎の応力集中, 引張りゾーンの発生, 安全率の低下が解析により認められることがその根拠である。また②の例から低塑性砂質材料の盛り土の力学特性変化の確認の必要性, あるいは①, ⑲, ⑳, ㉑など基礎と堤体の変形現象などを考慮している。

iii) H ≒ 50 の低塑性破質材料については, ②の例などにより, パイピングや動的変化を解析するため, 堤体の力学特性の築堤過程の変化を求める必要がある。

e. 動的応力・変形解析

i) ⑬, ㉑の解析例に見るように, H ≒ 100 ではコア剛性, 左右地山の加速度応答, 動的変形量, 安全率など特異な傾向を示すため全てに適用する。

ii) H ≒ 50 の整形硬岩基礎を除く全ての基礎及び H ≒ 30 の表面しゅ水壁を除く全ての土質基礎については, 強震帯(例えば設計基準の規定)にのみ適用する。

f. 動的応力・変形解析(液状化解析)

i) 液状化解析は H ≒ 30 以上の砂質基礎及び低塑性砂質材料に適用する⑭の欠潰例, ⑲⑳の検討結果を考慮している。

6. 解析レベルの設定

前述の条件により, フィルダム特性に応じた解析レベルを設定したものが図-1である。また表-1に解析レベル設定上参考としたダムの特徴を示す。

なお, 図-1をフィルダム設計に際して適用する場合次の事項について留意することがとくに必要と考えられる。

i) 解析レベルは, 常に発達過程にあるため, 技術的進歩に対応し設定方針を検討の上, 適切な適用を計る。

ii) 個々のダムに対する設定は, 個々のダムにおける特殊条件をより高度な技術レベルにより判定する必要がある。(例; 活断層の存在, 火山活動, 化学変化)

iii) 解析の手法のみに限定せず, モデルテスト, 現地試験, 実物試験等について併用を検討する。

iv) 新工法の開発を考慮する。

表-1 解析レベル設定上参考としたダムの特徴

No.	ダム名	高さ	ダムタイプ	基礎地盤	基礎地盤特徴	設計・解析・挙動の特徴	文献番号
①	深田	55.00m	H・E	Ss	左岸上部に小断層クラック, 基礎岩盤 E=30,000	盛り立中岩盤変形, クラック開口, 応力変形解析 説明	3)
②	浪岡川	52.42	C・Z・E	Ms	泥岩上部両岸シラス, D=2,000, E=3,500	盛土後基礎沈下量25cm, 三次元浸透流解析, 応力 変形解析	2)
③	中里	46.00	H・E, (B)	Ms, Ss, (Alt)	低固結泥岩に透水性(k=1×10 ⁻³ ~10 ⁻⁴) 砂岩挟在	プランケット, 堤体強度補強のため第2コアゾ ン設置	13)
④	千五沢	43.00	C・Z・E	Cs	破砕部透水性(左岸部)	Cs 破砕岩をシェル材に利用	14)
⑤	相野野	40.80	H・E	Sh, Cl	中央部岩着, 他上下流部 Cl 層に盛り立て	インターセプタ, 模型浸透実験, 1970直下性地震 テンバ被災	〃
⑥	山王海	37.00	C・Z・E	Tf, An	不透水, 硬岩	1968年十勝沖地震テンバ a=158, 基岩 a=63 被 害なし	〃
⑦	関柴山	35.80	C・Z・E	Rh	〃, 〃	1964年新潟地震堤体被災	〃
⑧	青山	35.50	I・Z・E	Ss, Ms, Cg	〃, 軟 Ms 挟在, 右岸は台地	Ms 層を傾斜コアで避け Ss に着岩, 玉石砂れき盛 立, 浸透実験	〃
⑨	大塩	31.90	H・E	Sh, Ss 上層 Cl	河床部 Cl 層15m	ダム軸部トレンチ着岩, 上下流部 Cl 層バイプロ コンポーザーパイル	〃
⑩	東郷	31.00	I・Z・E, (B)	Cl, si, sd, (Alt)	基礎 N=30~50, 透水性砂層 k=1×10 ⁻³	プランケット, リリーフウエル設計, 盛土中間隙 圧発生滑動	〃
⑪	又木戸	30.20	C・Z・E	Tb, 上層 Vb	両岸上部は Vb (シラス)分布	シラス盛り立て, シェル材河床砂れき (液状化対 策)	〃
⑫	幌新	27.00	H・E	Ms, Ss, (Alt)	軟岩, 不透水性	高含水比盛土	〃
⑬	千振	23.00	I・Z・E	Vb, Cl	Vb 上は関東ローム, Vb は透水性	Vb よりの漏水処理	〃
⑭	佐布里	22.00	C・Z・E	Ms, Ss, (Cl, si)	下部 Cl の N≒10	サンドドレーン設置, 盛土荷重よる地盤強化期待	15)
⑮	新小戸	21.80	H・E	Vb, Ss	堤敷に Cl, Pt 層あり	盛土中間隙水圧発生滑動	14)
⑯	煙山	21.79	H・E	An, 左岸 gl	池敷に透水性 gl 分布	プランケット設計	〃
⑰	収尾	106.00	C・Z・R	Ms, S _L , Ch (Alt)	各岩質は不整合, 河床に断層, 左岸鞍部砂れき堆積	1976年直下性地震 (マグニチュード最大4.2) 堤体異 常なし, 振動実験	16)
⑱	大柿	84.50	C・Z・R	Gr	左岸直線急傾斜 (50°) やせ尾根, 上層 C _M E=20,000, 大層 C _H E=40,000	やせ尾根と風化帯の挙動を地震応答解析で説明	5), 6)
⑲	大水窪	62.50	C・Z・R	Gr	両岸上部マサ化, 基礎硬岩不透水	設計, 施工標準的	14)
⑳	白水	59.50	C・Z・R	Wt, 上層 gl	非溶結層厚く, 開口クラックあり, 透水性 k=5×10 ⁻³	透水層をグラウチング処理	〃
㉑	早瀬野	56.00	C・Z・R, (F)	Tf, Vb	浮石質, 一部ダイク, 粘土化	Rh, 古い Sh, Ch 材盛り立後酸性水排水, F・R に変更 (排水減少策)	1)
㉒	笹ヶ峰	48.60	C・Z・R	Ss, Ms, (Alt)	湖沼堆積あり, 一部崩落性, 温泉湧出	盛り立中岩盤変形観測	17)
㉓	日出生	46.65	C・Z・R	Tf, An	ダム直下流に滝	1975年 a=183 観測影響なし, ダム軸円弧, 軟岩 (Tf) 盛り立	14)
㉔	糝屋	43.00	C・Z・R	Rh	湛水区域鞍部	副堤設置	〃
㉕	厚真	38.20	C・Z・R	Ms, Ss, (Alt)	不透水, 軟岩	軟岩材料盛り立て (材質劣化予測)	〃
㉖	小田川	31.00	C・Z・R	Ba	表層, 深部に粘土化部あり, 温泉湧出	深部粘土, 透水層グラウチング処理	〃
㉗	日新	29.50	I・Z・R	Wt (上層 gl)	透水性地盤 (河床部 gl, k=1×10 ⁻²), Cl 挟在	連続地下壁工と傾斜コアをプランケットで接続	18)
㉘	日牛野	21.43	I・Z・R	Tf	—	1978年宮城県沖地震斜面リップラップずれ, 堤体 無事	19)

No.	ダム名	高さ	ダムタイプ	基礎地盤	基礎地盤特徴	設計・解析・挙動の特徴	文献番号
⑳	深山	75.50	F・R	Wt	An, Rh を挟む, 基礎に破碎帯	変形観測結果と応力変形解析結果一致, ギャラリー -応力解析 震度円安定解析適用	3)
㉑	双葉	48.30	F・R	An	硬岩		14)
㉒	二の倉	37.00	F・E	Sh	岩質均一, 湛水区域地山はシラス	シラス盛土の堤体, 液状化・エロージョン防止のため舗装 池敷全面舗装	//
㉓	東富士	22.00	F・E	Va, Vb, (Alt)	火山泥流		//
㉔	御母衣	131.00	I・Z・R	Qp, Gr	堅硬, 断層, Gr 貫入	1961年北美濃地震 a = 441 記録, 異常なし 両岸トンネル・グラウチング, 地震応答解析 コンクリート表面しや水壁, 1964年新潟地震漏水増	20)
㉕	喜撰山	95.00	C・Z・R	Ch, S _L	Ch は両岸で風化		//
㉖	皆瀬	66.50	F・R	Ss, Ms	凝灰質 Ms 層挟在, 右岸急傾斜		//
㉗	Teton	93.00	C・Z・E	Rh, Wt, Ba	河床部下層に軟岩帯, Rh はクラック発達開口	シエル材は gl, Ba, Rh 1976年パイピング (岩盤変形) 決壊 ハイドロリックフィル完成直前1938年滑動 1952年完成, 深いカットオフトレンチ, 1957年パイピング異常漏水 1971年 Sm・F地震液状化決壊 盛り立て中断層部滑動	7)
㉘	Fort Peck	76.00	Hy・E	Sh, Cl, si	Sh はベントナイト化		21)
㉙	East Blanch	59.00	H・E	Sh, Ss, si	一部土質基礎, 破碎固結化 Sh, 最急勾配47°		//
㉚	Van-Noman	43.00	Hy・E	Sd	沖積層 (基礎は Pico 層)		//
㉛	Waco	43.00	H・E	Ms, Sh	河床部を縦断する断層 2 本, Sh 軟弱化		//
㉜	Golder	40.00	I・H・E	Gr, si, gl	一部沖積世堆積	コンクリートカットオフ設置, 1964年完成直後湛水で漏水 1951年完成, 1963年断層変位により基礎がパイピング破壊 最適含水比施工, 1949年完成, 1950年急傾斜部で決壊 1960年完成直後軟弱細砂層よりパイピング 1962年完成, 1963年空洞より堤趾に開口流出	//
㉝	Baldwin Hills	40.00	H・E	si, sd, gl	鮮新世～洪積世の海洋性堆積土砂		//
㉞	Stockton Creek	29.00	H・E	Cs	岩盤は締っているが一部急傾斜		//
㉟	Alamo Arroyo	21.00	H・E	sd	沖積層基礎		//
㊱	Jennings Creek Watershad	21.00	H・E	Lm, si, gl	空洞の分布する石灰岩上の砂礫シルト層		//
㊲	Djatiluhur	112.00	C・Z・R	Sh, Ss	変形性の小さい基礎	コアは粘板岩風化 CH, ロックは高リフト施工, ゾーン間不等沈下 シエル材は Ms, コアにアーチアクションの水平クラックでハイドロリックフラクチャリング発生	//
㊳	Balderhead	50.90	C・Z・R	Ms	—		//

注) 1. ダムタイプ

C; 中心コア H; 均一型 B; ブランケット I; 傾斜コア F; 表面しや水壁型 Z; ゾーン型 Hy; ハイドロリックフィル

2. 地質符号

Gr; 花崗岩 Cg; レキ岩 Tf; 凝灰岩 gl; レキ Qp; 石英ハン岩 Ss; 砂岩 vb; 火山角レキ岩 Sd; 砂 Rh; 流紋岩 Ms; 泥岩 Wt; 溶結凝灰岩 si; シルト An; 安山岩 Sh; ケツ岩 Lm; 石灰岩 cl; 粘土 Ba; 玄武岩 Cs; 結晶片岩 Ch; チャート vb; 火山レキ Alt; 互層 S_L; 粘板岩 Pt; 泥炭 Va; 火山灰

3. その他

E; 静弾性係数 kg/cm² D; 変形係数 kg/cm² k; 透水係数 cm/sec N; 標準貫入値 a; 地震加速度 gal

文 献

- 1) 農業土木学会；東北管内ダム設計施工に関する研究委員会資料，1978.
- 2) 勝俣昇；最近の技術発展の歩み，水と土第40号，農業土木研究会，1980.
- 3) 仲野良紀他2名；有限要素法による深山ダムの応力・変形解析，土と基礎，Vol 23, No. 1, 土質工学会，1975.
- 4) 農業土木試験場造構部；深田ダムの静的応力・変形解析に関する報告書，1975.
- 5) 勝俣昇；大柿ダムの地震時応答解析とコア材料特性の検討について，農業土木学会誌第47巻9号，農業土木学会，1979.
- 6) 勝俣昇他3名；大柿ダムの地震時応答解析について，大ダムNo.91, 日本大ダム会議，1980.
- 7) Independent Panel; Failure of Teton Dam, U. S. Department of the Interior and State of Idaho. 1976.
- 8) Vaughan P. R. & others; Cracking and Erosion of the Ralled Clay Core of Balderhead Dam and the Remedial Works adapted for its Repair., 10 the I. C. O. L. D, Q. 36, R. 5 1970.
- 9) Seed H. B. and Idriss I. M.; Simplified procedure for evaluation soil liquifaction potential, Proc, ASCE, 97, SM 9, 1971.
- 10) 田中治雄；地質学入門，山海堂，1975.
- 11) 土質工学会；岩の工学的性質と設計施工への応用，土質工学会，1979.
- 12) 土質工学会；土質工学ハンドブック，技報堂，1965.
- 13) 勝俣昇他9名；土工学大系33, ケーススタディ・ダム，彰国社，1977.
- 14) 農業土木工事図譜編集委員会；農業土木工事図譜（フィルダム編），農業土木学会，1973.
- 15) 宇梶文雄；フィルダムの基礎地盤，日刊工業新聞社，1981.
- 16) 高橋種之；牧尾ダムの堤体挙動，水と土，第34号，1978.
- 17) 関川農業水利事業所；笹ヶ峰ダム設計施工研究委員会資料，1975.
- 18) 勝俣昇；日新ダムの設計について，土とコンクリート，No. 56, ダム研究会，1968.
- 19) 東北農政局；1978年宮城県沖地震，1979.
- 20) 発電水力協会；最新フィルダム工学，発電水力協会，1972.
- 21) The Internat. Cong. on Large Dams; Lessons from Dam Incidents, 1974.

建設コンサルタント (登録番号 54-1622号)

測量・調査・試験・計画・設計・監理



日本技研株式会社

取締役会長	清野保
代表取締役社長	岡田茂
専務取締役	加藤哲夫
取締役	石山茂積

本社	☎467	名古屋市瑞穂区汐路町三丁目41番地の2	☎(052) 851-5571 (代)
東北支店	☎980	仙台市北目町七番17号(仙台ファーストマンション1103号)	☎(0222) 67-3642
技術研究所	☎470-02	愛知県西加茂郡三好町大字三好字西之木戸41	☎(05613) 2-2271 (代)

新幹線トンネル工事による水路の沈下復旧について

(群馬用水における事例)

稲葉延寿* 稲田芳昭**

目 次

はじめに.....(8)	3. 復旧計画及び設計.....(11)
1. 影響調査.....(8)	4. 施 工.....(12)
2. 水理計算.....(10)	あとがき.....(13)

はじめに

全国的な新幹線鉄道網の一環として太平洋側と日本海側を結ぶ上越新幹線計画は鉄道建設公団東京新幹線建設局において、昭和46年12月よりすすめられてきた。

全長270kmのうち下り(大宮起点)約85km地点にあたる群馬郡群馬町からは高架橋からトンネル部に入り、5km程先の北群馬郡榛東村において群馬用水榛名幹線水路(昭和43年竣工)と地下約70mで立体交差することになった。

この地域の地質は赤城、榛名、子持三火山起源の安山岩質溶岩、集塊岩、角礫凝灰岩、火山砂礫等とそれを被り形で存在する軽石層を含んだいわゆる関東ローム及び利根川による河岸段丘その他の堆積物で、地形としては標高約260m前後、平均勾配20分の1程度の成層火山山麓特有のゆるやかな斜面である。

トンネル本坑の掘削は斜坑が完了したのも「側壁導坑先進上部半断面工法」によって昭和50年1月より掘削が開始されたが、地下水位が高い火山泥流地域のため慎重な工法が採られ、坑内の湧水処理は勿論、地下水位低下工法としてディーブウエル揚水工法が採用された。

この影響として附近全体に地盤沈下現象がみられ当該水路も約6.3km区間にわたって最大60cm舟底型に沈下した。

トンネル工事の施工に先立ち鉄道建設公団と水資源開発公団は交差に関する協定を結び、昭和50年10月より影響調査を行ってきたが、トンネルコンクリートライニング完了後の昭和53年12月に沈下は終了したものと判断し、受託による調査設計は水資源開発公団、施工に関しては、水公団に対して内容協議を前提として、鉄道建設公団とし、昭和55年12月から56年7月の間に復旧工事を行ったものである。

* 水資源開発公団群馬用水管理所

** " "

1. 影響調査

榛名山の南東約10kmにある上越新幹線榛名トンネルは、榛東村新井地区で榛名幹線の舗装開水路と交差し、鋭角をなして南北に貫通している。(図-1参照)

小倉地点より吾妻川までは700m~1,000mの距離をもって用水トンネルと並行しており、水路に接近している新井~小倉地区には2ヶ所の斜坑がある。

水路施設の沈下は、この斜坑の周辺に特に大きくあらわれており、これは斜坑から本坑先進導坑切羽掘削における坑内湧水処理(2.69m³/min/km)によるものと考えられ、また下新井地区には30m間隔で約800m区間にディーブウエルが配置され、地下水揚水が行われたが沈下現象の要因としてこれらの工法による地下水位低下が各地層に圧縮沈下、圧密沈下をもたらし、その影響が水路施設に及んで、構造物破壊をひき起こしたものと思われる。

尚、この附近(90km地点)の昭和49年9月~昭和53年1月までの3年4ヶ月間で汲み上げた地下水総量はトンネル湧水量125万m³、ディーブウエル揚水量260万m³であった。

(1) 沈下測定

沈下の測定はこの附近を中心として水路の上下流に測定点を設けて定期的に行ってきたが、影響の範囲は予想外に大きく測定区間を水路延長で8.3kmとのばし調査を行った。

この区間の水路構造物は、昭和40年12月から43年5月迄の期間に建設したものである。

次表の通り水路沈下の範囲は熊沢川サイホン出口BOXから広馬場第3開渠までの6.3kmにわたることがわかり、交差点の新井第1開渠では最大59cmの沈下があることが判明した。

(2) 破壊及び機能障害

下新井の斜坑口に最も近い天神川サイホン吞吐口トラ

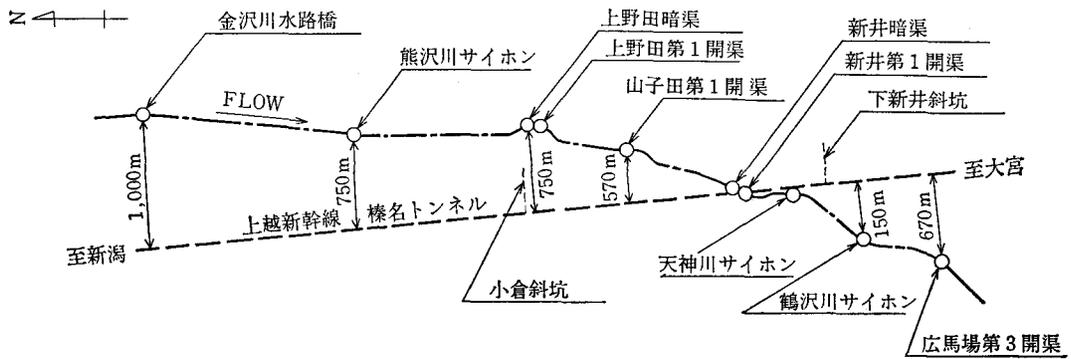


図-1 榛名幹線水路と新幹線トンネルとの位置

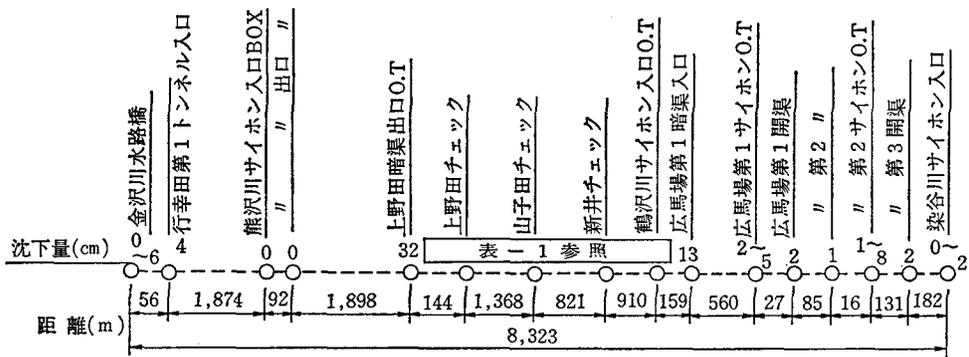


図-2 インバート沈下量

表-1

水路名	延長	最大沈下量	平均沈下量	水路名	延長	最大沈下量	平均沈下量
上野田暗渠	189m	42cm	36cm	午王頭川サイホン	87m	31cm	27cm
上野田第1開渠	66	32	29	山子田第3開渠	207	28	22
〃サイホン	28	31	28	南城寺川サイホン	83	26	25
〃第2開渠	50	32	31	山子田第4開渠	74	26	24
〃チェック	23	35	33	〃第2サイホン	40	30	25
〃第3開渠	88	37	34	〃第5開渠	52	32	30
自害沢水路橋	55	36	32	蛇ヶ見川・八幡川サイホン	112	32	29
長岡第1開渠	227	32	22	八幡川開渠	11	27	27
〃第1暗渠	89	16	16	新井暗渠	81	39	33
堂の入川サイホン	76	13	11	八幡川放余水工	78	44	41
長岡第2開渠	130	16	13	新井チェック	10	46	45
〃第2暗渠	169	18	16	〃量水所	31	53	50
山子田第1開渠	380	21	17	〃第1開渠	508	59	48
〃第1サイホン	63	24	20	天神川サイホン	73	47	43
〃第2開渠	69	24	23	新井第2開渠	288	38	22
〃チェック	29	26	24	鶴沢川サイホン	129	12	9
午王頭川開渠	18	26	25				

ンジョン部附近に生じた大きな破壊現象は、半年のうち15~30mm/月の急激な沈下現象によるものと推定され、その附近を中心として水路上流に向うにつれ舗装水路のクラック、パネル継目の目違い、サイホン及び暗渠の

継目破壊が確認された。

また、チェック施設、分水口、放余水口にも沈下による機能障害が発生し、チェック水位の低下、分水能力の低下、放余水口にあつては無効放流現象がみられ、量水

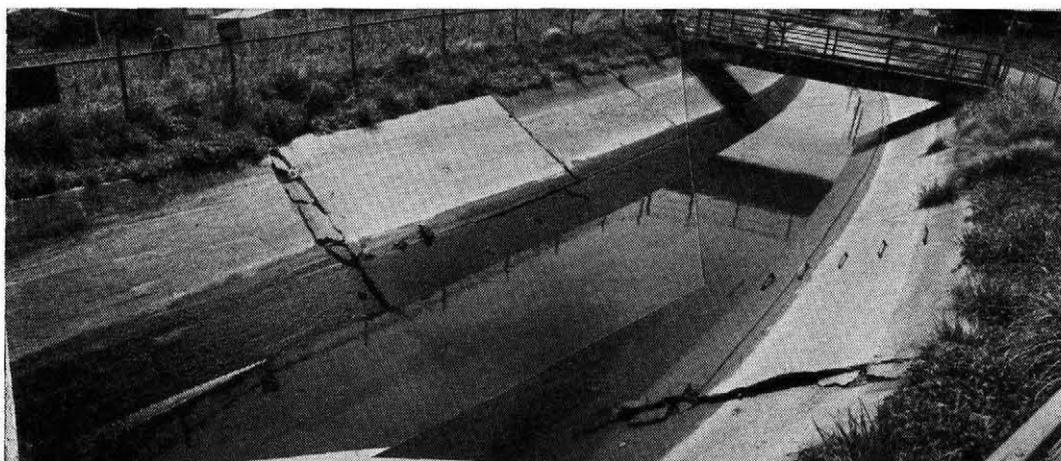


写真-1

表-2

水路名	破 壊 内 容
上野田暗渠	漏水×2ヶ所
長岡第2暗渠	目地のひらき×1ヶ所—最大巾3mm
山子田第1サイホン	漏水×1ヶ所 一部離脱
午王頭川サイホン	漏水×5ヶ所 目地のひらき×3ヶ所—最大巾5mm クラック×1ヶ所
山子田第3開水路	両岸パネル浮き上り、ヘヤークラック×1ヶ所 $l=4m$
南城寺川サイホン	漏水×1ヶ所 目地のひらき×5ヶ所—最大巾4mm
山子田第4開水路	両岸パネルヘヤークラック×14ヶ所 $l=54m$ 片岸パネルヘヤークラック $l=4m$
〃 第2サイホン	漏水×1ヶ所 目地のひらき×1ヶ所—最大巾5mm
蛇ヶ見川・八幡川サイホン	漏水×2ヶ所 破損×1ヶ所 O. Tインパートライニング破壊
新井暗渠	継目破壊×9ヶ所—最大巾12mm
八幡川放余水路	継目破壊×4ヶ所—最大巾10mm
八幡川放余水工	壁体のヘヤークラック $l=10m$
新井チェック	継目破壊×1ヶ所
新井第1開水路	両岸沈下パネルクラック $l=60m$ 片岸パネルクラック $l=44m$ 継目破壊
天神川サイホン	トランジションライニング破壊
新井第2開水路	パネル中折れ、クラック $l=12m$

所では正確な計量ができなくなるなどの障害が日常の管理面から確認された。

2. 水理計算

(1) 沈下時の水理計算

沈下している現況水路の水理状況（通水能力、水位）がどうなっているか当初計画と比較する必要があり、沈下の影響が及んでいないとした広馬場第3開渠末端を等流水深として、上流は金沢川水路橋までの約8.3km区間において、不等流の水面追跡を行った。

その結果、沈下の大きい中流部（新井第1開渠～上野田第1開渠）においては、当初計画に比べて損失水頭は約20cmも少なく、水位の低下が顕著であるのに対して、上流金沢川水路橋まで追跡すると計画時水位に戻るといふ水路の中だるみ現象が現われた。

附帯施設についても八幡川放余水口は計画流量が通水された場合、クレスト天端高が水位を下まわり無効余水となり、サイホン余水吐も作動する。各分水口は所要ヘッドが確保できない。各水路のフリーボードが確保できない。などの結果が計算上現われた。

(2) 復旧時の水理計算

当初の計画流量を確保するためには、沈下区間のインパートを元の高さに戻し、水位低下を復元しなければならない。しかしこの区間にはトンネル、暗渠、サイホン等地下構造物があり全面復旧工事は実際不可能と考えねばならない。よって施工上の事情を加味した水理計算により対処できるかどうかの検討を行った。

水理計算の方針としては

- a. 当初計画流量の通水を確保する。
- b. トンネル、暗渠の計画流量の通水時、洪水時に満

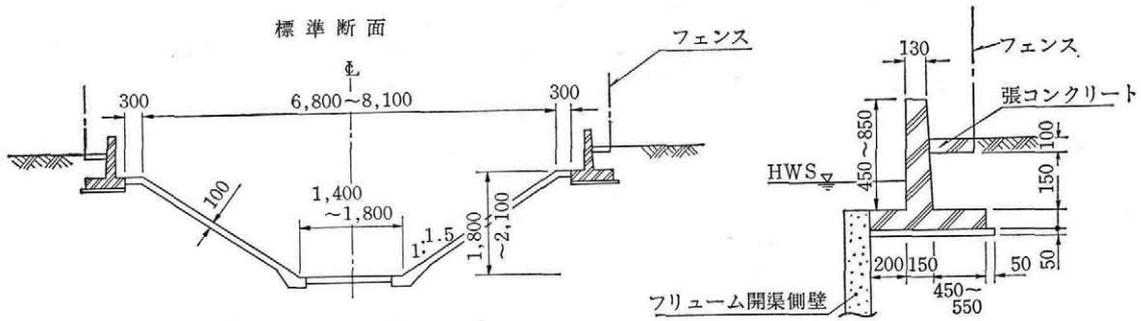


図-3

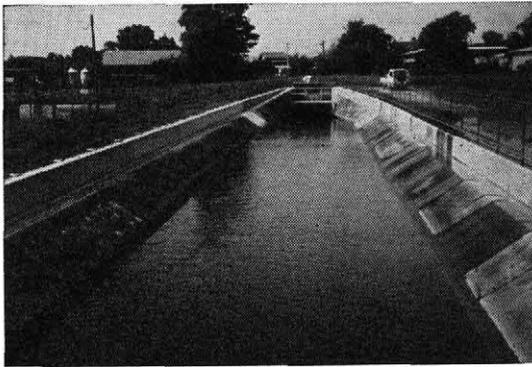


写真-2

流とならない水位を保持できる範囲で計画水位，チェック水位，分水位を可能な限り復元する。

こととし，新井量水所をポイントに広馬場第3開渠の所要水頭から量水所直下の最少水頭をおさえ，そこから約10km上流の金井量水所間の損失水頭が許容範囲におさまるかを，量水所インバートを30cm嵩上げした場合を仮定して背水計算を行った。

その結果，ほぼ計画水位が確保できることが判明した。

3. 復旧計画及び設計

復旧計画はできるだけ原形に復元することを目途とし，構造物の破損状況，沈下状況及び水理計算上の条件等を加味して検討を行い，上野田暗渠～鶴沢川サイホン入口までの3.5km区間を復旧区間とした。

復旧の基本を

- ① 水路天端高を計画当初高に復元する。
- ② 破壊ヶ所を復元する。
- ③ 構造物機能障害ヶ所の復元（チェックゲート，分水口，放余水口，量水施設）。
- ④ フリーボード不足ヶ所の解消

とし，将来の維持管理に支障をきたさない施設に機能を回復するための方法を比較し，決定した。

(1) 舗装開水路及びフルーム開渠の復旧

沈下量に応じた嵩上げを行うものとし，頂部盛土法面を全て鉄筋コンクリートで保護して嵩上げする方法等，考えられたが，バーム位置が全体に外法側に移動して路面が狭くなる。又，用地取得の困難性から法止工等，附帯施設が必要になるなどの理由から，破壊ヶ所の復旧とあわせて，通水断面の確保のため，現況のライニング法面の頂部を逆T型擁壁で保護する嵩上げの方法を採用した。

(2) 新井第1開渠の復旧

延長508m，3面舗装うすいライニングのこの開渠は新幹線トンネルとの交差直上に位置し，沈下の最も大きいところで，破損状況も著しい。

よって，開渠部現況施設全てを撤去しての再施工を余儀なくされた。

再施工のタイプについては，同一タイプで復旧する方法と将来不測の事態等を考慮した鉄筋コンクリート矩形断面との比較を行い，現況施設撤去後の良質工等による基盤造成，スロープホーム等コンクリート打設の仮設備，冬期施工が避けられないため，大規模なコンクリート養生設備の問題，バーム巾確保のための用地の問題などを検討し，経済的にも大差のないことから，施工性が良く，将来の安全性が高い鉄筋コンクリートフルームタイプの水路とした。

断面については，計画流量，洪水量，勾配等の条件をもとに，計画水深を仮定し，横断橋梁の橋台位置等も考え合せ決定した。

(3) チェックゲート，量水所の復旧

構造物本体への破損等の影響はみられないが，沈下による計画水深，水位の復旧が必要であり，復旧項目としては，

- ① フリーボード確保のための壁部の嵩上げ
- ② CWSを確保のためゲート位置の変更
- ③ 操作橋の嵩上げ
- ④ ジョイントの補修

等とし，全体的な構造物の嵩上げによりチェック機能を回復することとした。

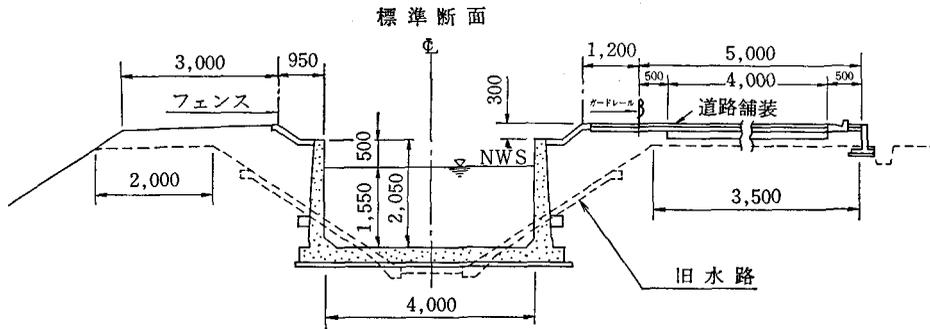


図-4

(4) 分水口及び調整池の復旧

調整池へ接続する分水口の水位は、復旧時においても当初のNWSまで完全には復元しない、よってチェックゲートの改造、新設等により補う方法も考えられるが施工維持管理との関係により各分水口の管径を大きくすることにより補うこととした。当然、分水槽、調整池の沈下分の嵩上げも必要になった。

(5) 破壊ヶ所の復旧

サイホン、暗渠のオープントランジション及び破損している3面舗装コンクリートパネルは、取り壊わしての再施工とした。

(6) 横断構造物の復旧

新井第1開渠を横断する橋梁、オーバーシュートについては再施工となりタイプも開渠に合わせBOXラーメン橋とした。オーバーシュートは附近一帯が沈下しているため、取付部を延長して呑口高を確保した。

また、この区間以外の沈下ヶ所の復旧は橋梁についてはフリーボードが確保できる高さまでの橋台の嵩上げを行なうこととし、オーバーシュートについても水路フリーボードが確保できるよう取付位置を考慮し設置するものとした。

(7) サイホン余水吐の新設

新井暗渠までの洪水流入量は暗渠通過直下の八幡川余水吐で処理していたものであるが、沈下によりフリーボードが小さくなっており、これに洪水量の流入があった場合暗渠は満流になり水路構造上好ましくない。よって、暗渠本体の再施工は困難なことから上流にある八幡川開渠から八幡川放余水工に接続し処理することとした。余水工のタイプとしては、延長11mの八幡川開渠の全長分に越流堰タイプの余水吐を設置する方法も考えられたが暗渠内の水位上昇の恐れがありこれを極力押さえるため確実に規模も小さくてすむサイホン式余水吐を採用した。

(8) 空気抜き及び排水口の設置

フリーボードのとれなくなった上野田暗渠の中間部には波浪現象による水面の頂版への接触を除くため空気抜き(φ300)を設置し通気を良くすることとした。

また、インバートに逆勾配の生じた上野田第3、長岡第1開渠には皿型ゲートの排水工を設し、自害沢川へ放流し死水を処理することとした。

なお、設計の基準は、当初設計の考え方を原則とし、土木学会の示様など建設当時より変更のあったものは新基準で設計した。

4. 施 工

復旧工事は通水量の少い冬期かんがい期を利用して行うこととしたが、特に冬場でも毎分60m³の通水量を確保しなければならぬため、仮設が重要な問題であった。

オープントランジション及びパネル破損ヶ所の再施工、開渠目地補修及び新井第1開渠の区間は通水しながらの施工ができないため、仮廻し水路を設置し、切替作業を繰り返しながらの施工となった。

(1) 仮設水路

仮設パイプは開渠バーム上に配置し、県道3ヶ所、農道5ヶ所は埋設管にて横断し、河川横断の3ヶ所は架設橋にて渡河した。

上流部の上野田第1開渠～八幡川開渠区間の仮廻し水路については、上流から3回の移動切替を行い、ポンプはφ400mm、出力45kW×4台に、予備1台を設備し、パイプはφ300mm SGP及びスパイラル管を7列配置した。

下流部新井チェック下流～新井第2開渠までの迂回については、ポンプφ400mm、45kW×3台、予備1台、異常出水時に対応するため、φ250mm 22kWポンプ1台を設置し、パイプはφ760mmスパイラル管ℓ=1,058mを配置した。

(2) コンクリート工仮設

舗装開水路パネル張替ヶ所のコンクリート打設は、ウインチを装備した自動走行型のスロープホーム(総重量1.5t)を使用し、生コンをベルトコンベアで送り、ちょうんシュートにて打設した。

また、新井第1開渠のコンクリート打設は、冬期かんがい期施工という工程上の制約もあり、スライディング方式ウォールホーマー3基を導入し行った。

尚、凍上防止も兼ね、養生はシートを覆いジェットヒ

表-3 工事概要

嵩上擁壁 (O. T含む) H=45~85cm	1,704m
舗装開水路パネル張替	36スパン
舗装開水路再施工 (タイプ変更, Box ラーメン橋7ヶ所含む)	508m
オープントランジション再施工	4ヶ所40m
チェックゲート嵩上	3ヶ所
分水管径変更及嵩上	5ヶ所
調整池嵩上	2ヶ所
量水施設再施工	1ヶ所
横断橋梁嵩上	11ヶ所
放余水工改修嵩上及サイホン余水吐再設置	1ヶ所
水路橋嵩上及橋台補修	31m
サイホン余水吐新設	1ヶ所
排水口新設 (死水処理) ϕ 200mm	2ヶ所
空気抜設置 ϕ 300mm	1ヶ所
その他目地補修, フェンス取替, 水道管掛替等	1式

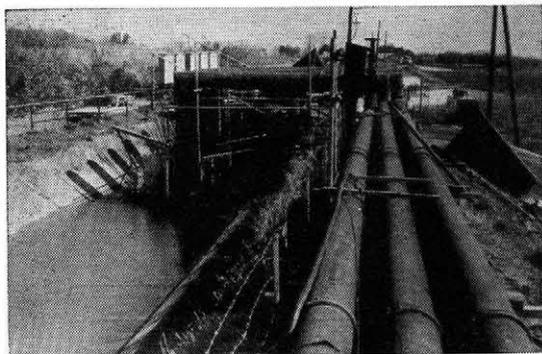


写真-3

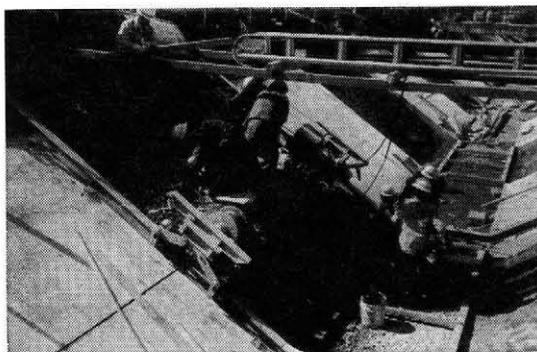


写真-4

ーターで行った。

これらの復旧工事に要した総費用は、5億5千5百万円であり、トンネル掘削に伴う排水対策が既存施設へ与える影響を改めて痛感した。

あとがき

以上沈下による復旧工事の調査から施工までを述べてきたが、断水が許されない事情の中での施工となったため、分水施設も仮廻し水路の区間、仮設備の中に設けて行わなければならない、管理面で配水に全く支障、トラブルがなかった訳ではなく、従来以上の配慮と注意が必要

であった。そして改良区、ユーザーの協力も得て無事竣工されることができた。

尚、本工事のような中だるみ区間の復旧ということが水路機能を完全に復元させ得たのか、破壊ヶ所等の部分補修が既設ヶ所とのなじみなどの点で問題を生じないだろうかなどの懸念もあったが、竣工後、計画量による通水試験で良好な結果が得られたことを確認している。

また、新幹線トンネルの掘削が進められて間もなく、鉄道建設公団において、交差点付近における地下水位観測値をもとに沈下量の計算がなされたが、かぶり70mの各地層の圧密、圧縮沈下量の最終値は最大で57.5cmと推定され、これは実測値に近いものであった。このことから、地下水の汲み上げが地盤沈下をきたすことは予想され、既に進行していた沈下を防止する何らかの対策を講じられなかったかなど、地域開発に対応する施設保護の問題として今後は協議等により影響関係をより明確にしていく必要があるように思われる。

深礎工法による橋梁基礎工の設計施工について

朝 倉 吉 男*

目 次

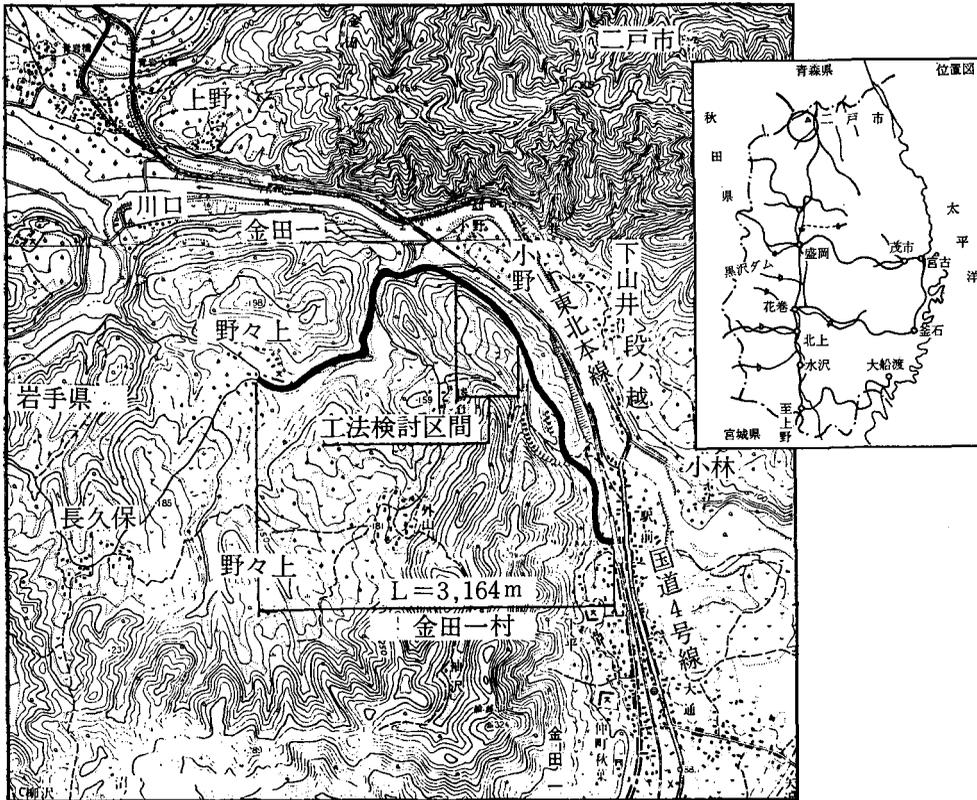
1. はじめに……………(14)	(2) 設計計算……………(18)
2. 地形、地質の概要及び地質上の問題点……………(15)	(3) 計算結果……………(20)
3. 工法の検討……………(15)	(4) ライナープレートの座屈及び圧縮応力 に対する検討……………(20)
(1) 盛土工の検討……………(15)	
(2) 橋梁工の検討……………(17)	5. 施 工……………(22)
4. 深礎工法の設計……………(17)	6. むすび……………(23)
(1) 設計の基本方針……………(17)	

1. はじめに

本文は、地形が急峻な山腹斜面に有機質シルト及び降下火山灰が厚く堆積している地帯での農道の工法検討と深礎工法による橋梁基礎工の設計施工例を紹介するものである。

農免農道金田一地区は、岩手県二戸市金田一字権現地内にありその計画路線は、国鉄金田一駅付近を始点として西側山地斜面を国鉄東北本線と併行する形で北上し現道に接続している。

ルートは、ほぼ等高線に沿って計画されているが、国鉄東北本線と併行する形の新設部分約400mは、地形勾



図—1 金田一地区平面図

*岩手県盛岡南部土地改良事業所

配が急峻で、そのうえ地表は有機質シルト及びルーズな降下火山灰等が厚く堆積している区間となっている。この区間は、計画勾配の関係から盛土を行なわなければならないが、このようなルーズな斜面地盤に対策を講じないまま盛土をすれば不等沈下や斜面崩壊等が生ずる危険性があり、その対策として各種の工法を検討した結果、深礎工法による橋梁案が適当であるとの結論に達した。

以下工法の検討並びに深礎工法の設計、施工の概要を述べる。

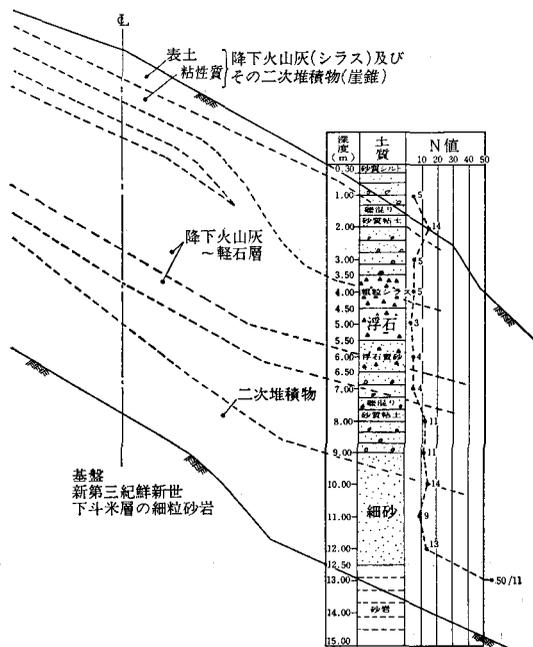
なお、岐阜大学、仲野良紀教授（当時農林水産省農業土木試験場、造構部第一研究室長）からは、当事業担当者が暗中模索のところ、御多忙にもかかわらず自ら現地調査や十和田湖博物館に向いて、十和田カルデラ噴出物の調査等をしていただき、設計の基礎的な方針について終始熱意ある御指導にあずかりました。

2. 地形、地質の概要及び地質上の問題点

当地域は、いずれも東側に傾斜する斜面で、その勾配は30°～35°と急峻であり、局部的には40°前後を呈している。

基盤は、新第三紀鮮新生下斗米層に属する軟質の細粒砂岩で、それを主に崖錐性の砂質が被覆し、更にこれを十和田カルデラ噴出物と推定される降下火山灰（軽石礫、粗粒シラス、非塑性シルト質シラス）が厚さ1.0m～3.0mにわたって1～2層被覆している。

地質調査結果によると、この降下火山灰軽石層のN値は10以下（大部分は5前後）であり、テストピットの壁は手でふれば容易に崩れるような状態である。また、



図一 2 代表的地質横断面

これら堆積物の内部摩擦角 (ϕ) は25°～30°である。

このルートの山腹斜面の勾配が上記のように30°前後であることからみて、現在の斜面はこれら堆積物の安息角にほぼ等しい勾配で辛うじて安定した状態であると推測される。局部的に40°位の所もあるが、この区間には降下火山灰、軽石層は存在しない。このことは、この斜面の勾配は主として降下火山灰、軽石層の安息角で支配されていることを示している。

このように、山腹斜面勾配が被覆物の内部摩擦角で安定しているのは、透水性が非常に良いため、降雨などにより供給される水が地下深部に浸透し、基盤である細粒砂岩の表面付近を流下する深い地下水となり火山灰層に地下水が滞留しないからであり、山腹斜面下端に湧出している地下水を近傍の農家が利用していることでは、この一つの例証であると考えられる。

このことから、集中豪雨や土木工事等による難透水層の形成など何らかの自然的、人工的理由により地下水位が地表面近くまで上昇すれば、斜面は安息角の約半分程度にならなければ安定せず、土木工事等によって地下水位を上昇させることとなれば斜面の安定が保たれなくなる危険性が予測された。

3. 工法の検討

東北本線と併行する新設部分、約400m区間の工法として、盛土工と橋梁工の2案について比較検討を行った。

(1) 盛土工の検討

1) 基礎地盤改良工法

盛土工の場合、緩い砂地盤の上に盛土をすると、地震時に基礎地盤の液状化により盛土は沈下又は破壊を起す例が多い。その対策として、基礎地盤の相対密度の増大、有効圧力の増加、地下水位の低下等により地盤改良を行うことが考えられる。

盛土を支える基礎の地盤改良工法としては種々あるが、盛土基礎の支持力増加と斜面の崩壊防止を兼ねて①サンドコンパクションパイル工法、②鋼管パイル工法、③CCP工法、④RMP工法、⑤ケミコパイル工法などがあげられる。

これらの工法の当該区間への適用についての問題点は以下のとおりである。

- ① RMP, CCP, ケミコパイル工法などは、地盤の支持力、せん断力を全般に高め、盛土近傍の局部的安定性は高めるが、予定ルートに沿ってかなり密に施工しなければならないので、現地盤の構造を破壊する恐れがあることと連続壁となる可能性があり、降下火山灰、軽石層の透水性を低下させ、道路予定地から上方の山腹斜面の地下水を遮断させ、斜面全体の安定性を著しく損う危険性が高く、しかも

表一 基礎地盤改良工法の比較

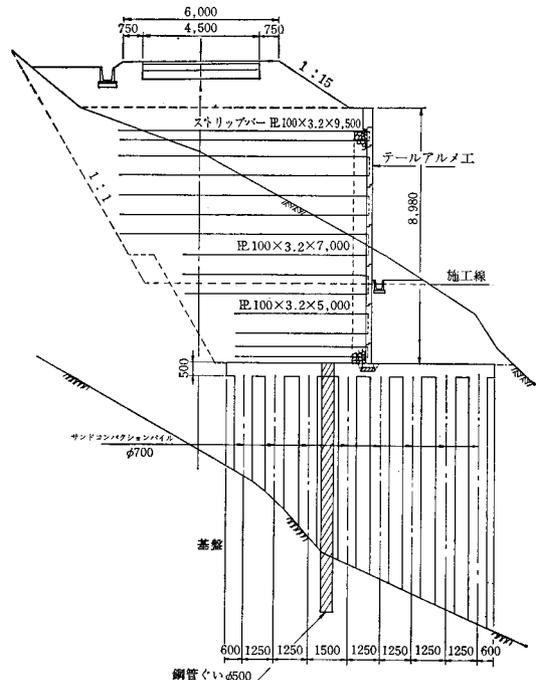
工法名	サンドコンパクションパイル工	鋼管パイル工	C. C. P工	ケミコパイル工	R. M. P工
工法	軟弱地盤中に振動あるいは衝撃荷重を用いて砂を圧入し、直径の大きい砂柱を造成して地盤を締め固め相対密度の増加をはかり安定させる。	鋼管ぐいは材料の強度が高いので大きな荷重に耐えることが出来るので支持力が期待出来又、曲げモーメントに対する抵抗力が大きいので水平抵抗力が得られる。	ボーリングマシンでせん孔隻、地盤を硬化させる硬化剤を超高圧ポンプにより注入管から噴射し、円柱状の固結体を造成し地盤を改良強化する。	ケミコライムを振動する中空管を用いて軟弱地盤中に強制圧入し、ケミコライムの吸水、発熱、膨張作用を利用して強固なケミコパイルを造成するとともに縦型複合地盤を形成する。	ロットの先端部に数個の強制攪拌ブレードを装備し、注入材を注入し周囲の土質と攪拌混合して一種のソイルセメント柱を造成し地盤の支持力を高める。
材料	砂 鋼管ぐい	鋼管ぐい	CCP硬化剤5号 (セメント系)	ケミライム	セメント 水ガラス ベントナイト

セメント系材料や石灰などが地下に注入、又は混合されるので、飲料水、防除用水として利用されている地下水を枯渇、あるいは汚濁する可能性が高い。

- ② 杭打ち工法は、あらかじめ杭孔を開けてから鋼管を建て込むような工法をとらない限り周辺地盤に振動を与えるので、このようなルーズな火山灰、軽石層からなる急峻な斜面の場合、施工中に斜面がかえって不安定化する可能性が大きい。
- ③ サンドコンパクションパネル工法は、強固に締め固められた砂柱とともに、地盤のせん断抵抗や水平抵抗を増強し、圧縮沈下を低減させるが、地盤に振動を与え、また地震時の安定のため当区間では抑止杭を使用せねばならないので②と同様になる。なお鋼管は全長の少なくとも1/3は基盤中に入れなければ地スベリ抑止杭としては役立たないので非常に長いものとなる。
- ④ サンドコンパクションパイル工法、杭打ち工法ともクローラークレーン、大孔径ボーリングマシン等大型機械を必要とするが、急峻な斜面でこのような機械により安全な施工を行うためには仮設費用が非常に高いものとなる。

2) 盛土工法

当該区間は、用地の関係で地盤改良範囲に制約があるため、盛土工法としてコンクリート擁壁(逆T型)、テールアルメ工について検討を行った。擁壁工の場合擁壁を支持するためには独立した杭基礎が必要となり、密に施工しなければならないのに対し、テールアルメ工は杭基礎が不要であり、道路敷を最小限に抑え、かつ地盤改良幅も狭くすることが可能であり、しかもプレキャストコンクリート版(コンクリートスキン)に防蝕処理した金属製の板(ストリップバー)を連結し、盛土材との摩



図一 盛土工法及び地盤改良工法の一案

擦により盛土の崩壊を抑える構造となるので、経済性、施工性に優れている。しかし、テールアルメ工法は不等沈下の生ずる可能性のある基礎の弱い場所では摩擦が部分的に減少し崩壊する可能性もあると考えられる。また我が国で長期の施工実績がないうえ、コンクリート版、金属性ストリップとも時間の経過とともに劣化するので長期の安定性に不安がある。

以上の検討により、サンドコンパクションパイル、鋼管杭、CCP、RMP等基礎地盤改良工法においても、

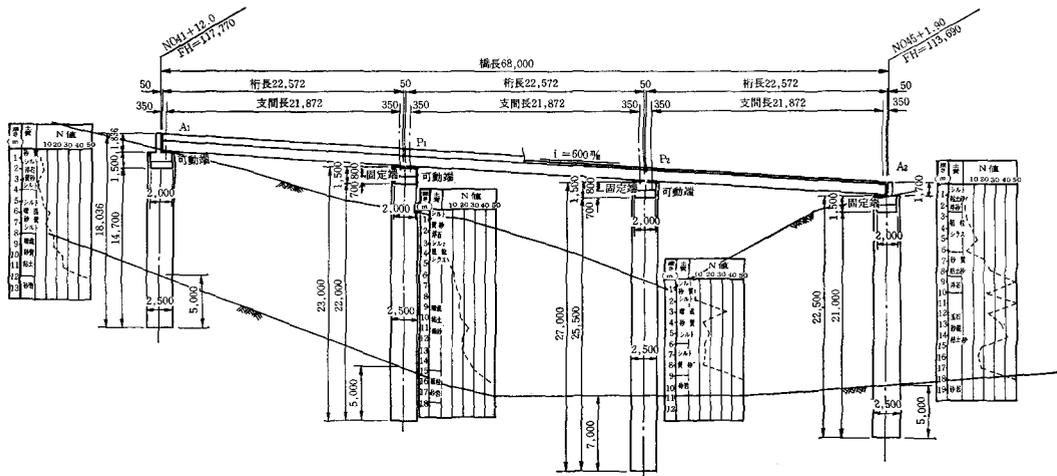


図-4 橋梁工側面図

また、擁壁工及びテールアルメ工の盛土工法においても問題が多いことが判明した。

(2) 橋梁工の検討

橋梁工の場合には、下部工の施工法が問題となるが、この場合でも、基礎については地盤をできる限り人工的に破壊しない工法とする必要がある。

基礎工法には、大別すれば連続基礎、ケーソン基礎、杭打ち基礎に分けられるが、当地域の地形条件からみて、現代の発達した工法に比らば原始的ではあるが、深礎工法（場所打杭）を採用した。

深礎基礎工法は、いわゆる井戸掘り工法とまったく同じ原理で地中に円形のたて坑を掘削する工法であり、外枠にライナープレートを使用し（波形鉄板を山形鋼のリングで支持する方法もある）、土止め工を施工しながら内部の土を人力で掘削し、鉄筋を組み立て場所打ち鉄筋コンクリート杭を造る工法である。

この工法は、当区間のような箇所における基礎工法として、次のような点で優れている。

- ① 降下火山灰、軽石層はN値が5前後であり、かなりの深さまで人力掘削が容易である。
- ② 地中ピアは各スパン両端に施工すればよく、地下水の上昇を招くことがない。
- ③ 人間が目で見ながら掘削施工するので確実な施工ができる。
- ④ 大きな切り取り、盛土がなく、簡単な仮設備で施工ができ、かつ掘削中坑壁の崩壊がライナープレートで抑止されるので、斜面の安定が損われる可能性がほとんどない。
- ⑤ 基礎工は互に関連性がなく、単独の場所で経済的に施工できる。

従って、当該区間については、基礎を深礎工法による橋梁工で施工することとした。

4. 深礎工法の設計

(1) 設計の基本方針

本橋梁は、橋軸直角方向に傾斜角35°位のかかなり急斜面上に設置されるものである。深礎杭は特に偏圧に弱いため、斜面の影響を考慮し荷重により変位を求めて設計する方法により電算で設計計算を行った。

橋梁の設計条件としては、次のとおりである。

- 種別；ポストテンション方式単純橋
- 橋格；1等橋（TL-20）
- 橋長；68.00m
- 桁長；3@27.572m
- 支間；3@21.972m
- 衝撃係数； $i = 10/25 + \theta$

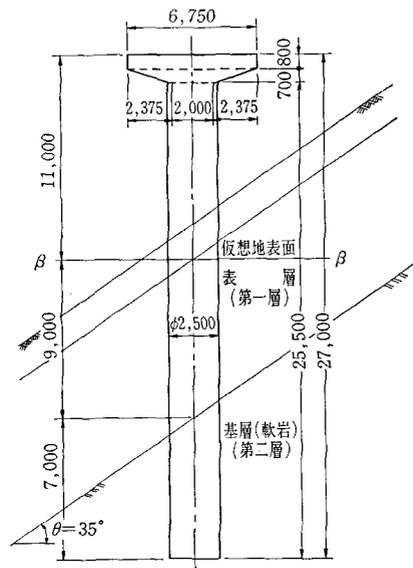


図-5 P₂ 橋脚一般形状寸法図

有効巾員；5.50m

平面曲線半径； $R=120.00m$

斜 角； $79^{\circ}33'28''$

以下計算の内容を、 P_2 橋脚について述べる。

計算に当っては、地形、地質が複雑で、計算上の仮定が非常に難しかったが、次のような方針で行った。

- ① 深礎では斜面に2本の杭を施工することは非常に危険を伴うので1本とする。
- ② 上部桁の下部工はピアタイプとし、基礎杭をそのまま立上げ梁でつなぐ方式とする。
- ③ 基礎杭の支持地盤は本来軟岩及び硬岩を対象とするべきことであるが、本設計では表層(砂質シルト)が10m程度と比較的厚く堆積しているため、この層の受動側の抵抗力を考慮して設計を行うものとし、地表面からN値10以下の層を無視して柱の仮想地表面を設け、表層(第一層)、基層(第二層)の2層地盤として設計を行う。

(2) 設計計算

- ① 地盤定数は地質調査資料により次のとおり推定する。

名 称	単 位	表層(第一層) (砂質シルト)	基層(第二層) (軟 岩)
単 位 重 量 (γ)	t/m ³	1.6	2.5
内 部 マ サ ツ 角 (ϕ)	度	26	40
粘 着 力 (C)	t/m ²	3.0	20.0
変 形 係 数 (E)	t/m ²	1,220	40,000

- ② 支持層内の弾性領域への最少限根入長はさまざまな定義があり、はっきりとした根拠はないが、高速道路調査会の報告書にもつき、支持層が軟岩であるので安全性を考慮し、くい径 $\times 2$ 倍とする。

- ③ 地震係数

設計水平震度 $KH=0.2$

地域別、地盤別、重要度別の補正係数を勘案して決定した。

- ④ 構造基本データ

荷 重

上部工反力

死荷重 250.9 t 活荷重 710 t

水平力

橋軸直角方向 250.9 t \times 0.20 = 50.18 t

躯体自重

$W=42,313$ t $Wy=36,032$ t/m

$$y = \frac{36,032}{42,313} = 0.852m$$

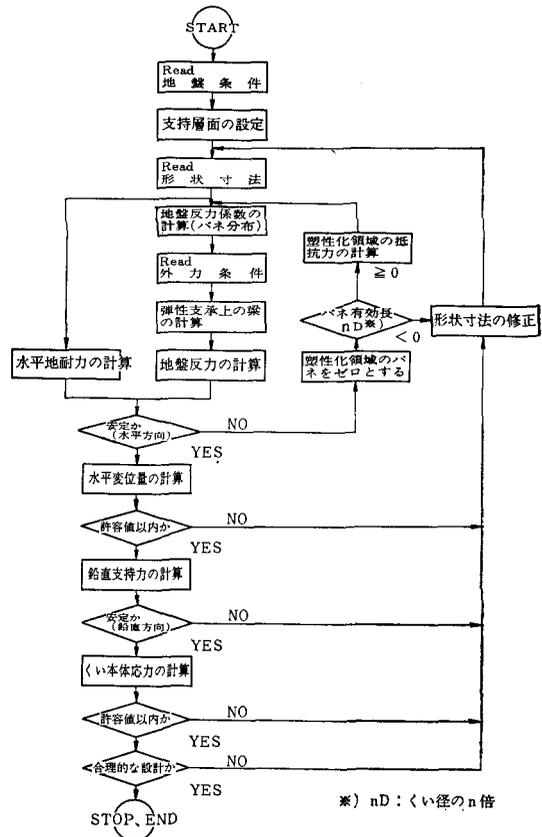


図-6 深礎杭の設計手順

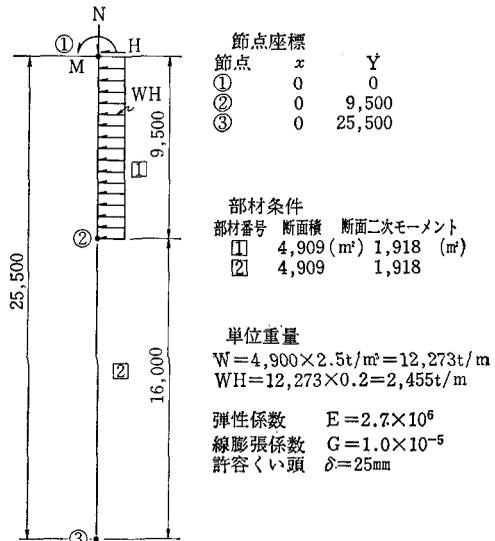
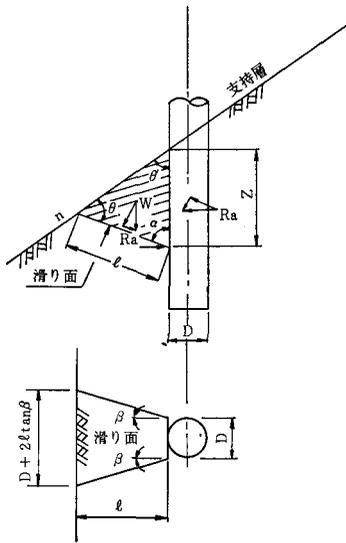


図-7 座標系と骨組の設定

座標系を橋軸直角方向に考えて節点座標を組み、許容地耐力水平反力の場合は地盤が塑性化されたものとみなし各点の反力が許容地耐力以下になるまで繰返し計算をする。



- THITA**: 支持地盤の傾斜角 $Q_1=Q_2=35^\circ$
PHAI: 支持地盤の内部マサツ角 $\phi_1=26^\circ \phi_2=40^\circ$
C: 支持地盤の粘着力 $C_1=3t/m^2 C_2=20t/m^2$
BETA: すべり破壊面のひろがり角 $\beta_1=87^\circ$
GAMMA: 支持地盤の単位体積重量
 $\gamma_1=1.6t/m^2 \gamma_2=2.5t/m^2$
EO: 水平地盤の変形係数
 $E_{O1}=1.220t/m^2 E_{O2}=40.000t/m^2$
ER: 鉛直地盤の変形係数 $E_{r1}=1.220t/m^2$
ρ: 表層等による上載荷重 Ot/m^2
DEL: 許容水平変位 0.025m
N₁: 軸力 (t)
M₁: 抵抗曲げモーメント (tm)
Ra: 極限支持力 (t/m^2)

図-8 地盤係数データ

塑性化領域のすべり面を設定し極限支持力層の図に示す直線すべり面のセン断抵抗力の最小値として求め許容支持力と地盤反力を比較して水平方向に対する安定を計算する。

表-2 電算記号の説明 (P₂橋脚)

(インプットデータ)	(アウトプットデータ)
※計算するケース番号, 安全率, 水平震度バネ定数の倍率	I : ポイント
CASE : 計算する荷重ケース番号 3	Z : 天端よりの深さ (m)
N : 水平地耐力の安全率 20	KH : 水平バネ (t/m)
KH : 水平震度 0	ALF : すべり破壊角 (°)
ALFO : バネ常数の倍率 1,000	RQ : 極限地耐力 (t)
※深礎データ	RO : 塑性化後の抵抗力 (t)
N : 深礎部材の部材番号 2	WO : すべり破壊面より上の地盤重量 (t)
I : 節点番号 2	A : すべり面の面積 (m ²)
J : " 3	EP : 抵抗力の作用位置 (m)
M : $4L \div 1$ mとなる分割数 28	X : 深度 (m)
D : 深礎径 (m) 2.50m	F : 軸力 (t)
W : 深礎自重 (t/m) 12,273 t/m	S : セン断力 (t/m ²)
BO : 荷重方向での前面深礎との純間隔(m)0	M : 曲げモーメント (tm)
SL, SR : 荷重鉛直方向での側方深礎との杭間隔 (m) 0	RM : 抵抗力 (t)
ZO : 2層目の地盤位置 (m) 9.00m	
HO : 天端根入深さ (m) 0	
DV : 深礎底面直径 0	

杭頭部の M, N, H

	$N(t)$	$H(t)$	$y(m)$	$M(tm)$
上部工	250.9	50.18	2.500	130.468
下部工	42.313	8.263	0.852	7.210

計 293.213 58.643 137.678

⑤ 電算機による計算の概要

設計計算は電算機により行ったので, その入出力の内容の概要を表-2~表-6に示す。

表-3 電算入力結果

NODOKYO P2-PIER (KYOJIKU, CHOKKAKU HOKO)

* CALCULATION / ANZENRITSU / SUIHEI SINDO / BAHE_HIRITSU DATA

CASE	N	KH	ALFO								
3	2.0	0.	1.000	JISHINJI							
* SHINSO DATA											
N	I	J	M	D	W	BO	SL	SR	ZO	HO	DV
2	2	3	28	2.50	12.273	0.	0.	0.	9.00	0.	0.
* KISO JIBAN DATA (J = JIBAN, L = LAYER)											
J	L	THITA	PHAI	C	BETA	GAMMA	EO	EV	P		
1	1	35.0	26.0	3.0	8.7	1.6	1220.	1220.	0.		
	2	35.0	40.0	20.0		2.5	40000.				
* KYOYO HEN-I RYO (DELTA)											
N	DEL-Y1	N	DEL-Y2	N	DEL-Y3						
2	0.0250										
* SHINSO TEIKO DANMENRYOKU											
N	AN1	AM1	AN2	AM2	AN3	AM3					
2	0.	1500.00	100.00	1500.00	200.00	1500.00					

橋軸直角方向の深礎部材の抵抗断面力を計算した結果1,500.0 (tm)となる。

(3) 計算結果

P₂ 橋脚の 図-5 に示す各断面の 断面力は 電算結果により、表-7 のようになる。

なお、A₁、A₂ 橋台及びP₁ 橋脚については同様の計算により表-6 のように整理した。

ここで、A₁、A₂、P₁ は最少根入れ長 (杭径×2 倍) で根入れ長が決定したが、P₂ は必要根入れ長で決定した。

A₁、A₂ については安全率に余裕があり、杭径を変えてもよいが、同一構造物ということで鉄筋量で調節を行った。

根入れ長については、中野教授の支持地盤である軟岩層に岩着すればよいとの意見により、施工にあたっては基盤の性状を十分判断し、根入れ長を最終的に決定することにした。

(4) ライナープレートの座屈及び圧縮応力に対する検討

ライナープレートと波形鉄板とを比較した場合、波形鉄はリングヤスチフナー等補強材が必要になり高価となるためライナープレートにし作業時における安全対策としてプレート厚さの検討をした。

P₂ 橋脚について行った検討は次のとおりである。

① 設計土圧

$$P = Ko(r_m h + W)$$

r_m : 各土層の平均単位重量 (=2.5t/m³)

h : 地表面からの深さ (=16.0m)

W : 上載土 (=1t/m²)

Ko : 土圧係数 (=0.5)

$$\therefore P = 0.5 \times (2.5 \times 16.0 + 1.0) = 20.50t/m^2$$

② 座屈に対する検討

$$P_a = \frac{2EI}{r^3}$$

P_a : 許容座屈荷重 (t/m²)

E : 鋼材の弾性係数 (=2.1×10⁷t/m)

I : ライナープレートの断面二次モーメント (m/m)

r : " の半径 (=1.25m)

ライナープレートは t = 27mm を使用する。

$$L = 141.0 \times 10^{-3}m/m$$

$$\therefore P_a = \frac{2 \times 2.1 \times 10^7 \times 141.0 \times 10^{-8}}{1.25 \times 10^3}$$

$$= 30.32t/m^2 > P = 20.50t/m^2$$

③ 圧縮応力に対する検討

ライナープレートに働く圧縮力

$$N = qr$$

q : 等分布土圧 (=20.50t/m²)

表-4 電算出力結果(1)

HODOKYO P2-PIER (KYUJIKU CHOKKAKU HOKO)

*** LOAD CASE = 3 *** * JISHINJI

DISPLACEMENT (1000 BAI)

N	DX	DY	D(Z)	N	DX	DY	D(Z)
1	64.573	51.561	3.530	2	64.252	19.603	2.848
3	63.658	-0.762	0.150				

MEMBER FORCE

I	J	X	F	S	M	RH
1	2	0.	293.213	58.643	137.678	
		3.500	336.169	67.236	357.966	
		6.500	372.988	74.601	570.720	
		9.500	409.207	81.956	805.569	
2	3	0.	469.806	81.965	805.569	*****
		0.500	415.942	81.934	846.562	*****
		1.000	422.079	81.995	867.532	*****
		1.500	428.215	81.649	928.531	*****
		2.000	434.352	79.620	968.798	*****
		2.500	440.488	77.256	1008.053	*****
		3.000	446.625	75.094	1046.163	*****
		3.500	452.761	72.966	1083.169	*****
		4.000	458.898	70.818	1119.086	(DIS 9.6)
		4.500	465.034	62.241	1154.466	17.164
		5.000	471.171	45.773	1181.300	15.486
		5.500	477.307	31.213	1200.330	13.839
		6.000	483.444	18.154	1212.475	12.244
		6.500	489.580	6.685	1218.481	10.713
		7.000	495.717	-3.321	1219.143	9.261
		7.500	501.853	-11.869	1215.162	7.894
		8.000	507.990	-19.171	1207.252	6.622
		8.500	514.126	-25.218	1196.024	5.449
		9.000	520.263	-30.065	1182.051	4.381
		9.500	526.399	-45.014	1165.918	65.407
		10.000	532.536	-126.168	1117.056	56.996
		10.500	538.672	-176.533	1032.713	43.650
		11.000	544.809	-213.235	940.544	29.762
		11.500	550.945	-236.462	826.489	16.701
		12.000	557.082	-247.285	704.084	4.951
		12.500	563.218	-247.067	579.205	-5.387
		13.000	569.355	-237.172	457.019	-14.405
		13.500	575.491	-218.817	342.035	-22.300
		14.000	581.628	-195.008	233.202	-29.316
		14.500	587.764	-160.497	149.027	-35.703
		15.000	593.901	-121.782	77.705	-41.720
		15.500	600.037	-77.344	27.243	-47.556
		16.000	606.174	-26.683	0.560	-53.367

SUPPORT NO. BARE N = 3 KV = 9525 KH = 70030 KR = 3720

SHINSO LENGTH 2 - 3 = 15.000 M-MAX/4R = 0.813

表-5 電算出力結果(2)

HODOKYO P2-PIER (KYUJIKU CHOKKAKU HOKO)

* KISU JIBAN JOKUSU * JIBAN = 1 *

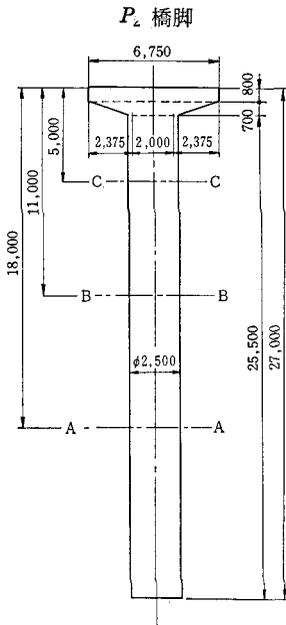
* SHINSO = 2 (? - 3) *

I	Z	KH	ALF	RQ	RO	WO	A	EP
0	0.	0	0	0.	0.	0.	0.	0.
1	0.500	1301.75	5.39	0.53	0.53	0.53	1.33	0.166
2	1.000	1520.75	12.05	1.36	2.16	2.85	2.85	0.330
3	1.500	1649.80	20.01	2.94	5.50	4.80	4.80	0.492
4	2.000	1740.80	29.29	5.16	9.29	6.61	6.61	0.652
5	2.500	1810.80	39.98	8.24	15.94	8.52	8.52	0.811
6	3.000	1868.80	52.12	12.11	23.44	10.53	10.53	0.969
7	3.500	1916.80	65.80	16.83	32.56	12.64	12.64	1.125
8	4.000	1959.80	81.05	22.43	43.39	14.86	14.86	1.280
9	4.500	1996.80	97.93	28.94	56.00	17.18	17.18	1.434
10	5.000	2029.80	116.52	36.43	70.48	19.60	19.60	1.587
11	5.500	2059.80	136.86	44.92	86.90	22.12	22.12	1.739
12	6.000	2087.80	159.02	54.46	105.36	24.74	24.74	1.890
13	6.500	2112.80	183.05	65.09	125.92	27.47	27.47	2.040
14	7.000	2135.80	209.01	76.84	148.67	30.30	30.30	2.189
15	7.500	2157.80	236.95	89.78	173.69	33.23	33.23	2.337
16	8.000	2178.80	266.95	103.92	201.06	36.27	36.27	2.484
17	8.500	2197.80	299.06	119.33	230.86	39.40	39.40	2.631
18	9.000	2215.80	333.53	136.03	263.18	42.64	42.64	2.777
19	9.500	2232.80	407.80	155.51	298.41	45.98	45.98	2.922
20	10.000	49867.80	488.54	176.91	337.00	49.43	49.43	3.066
21	10.500	54069.80	575.70	200.32	379.08	52.97	52.97	3.210
22	11.000	57949.80	669.42	225.80	424.77	56.62	56.62	3.354
23	11.500	59361.80	769.84	253.42	474.19	60.37	60.37	3.497
24	12.000	61251.80	877.11	283.26	527.48	64.22	64.22	3.639
25	12.500	62848.80	991.37	315.38	584.76	68.18	68.18	3.781
26	13.000	64231.80	1112.76	349.87	646.16	72.23	72.23	3.922
27	13.500	65452.80	1241.45	386.79	711.80	76.39	76.39	4.063
28	14.000	66544.80	1377.57	426.22	781.80	80.66	80.66	4.203
29	14.500	67531.80	1521.26	468.22	856.30	85.02	85.02	4.343
30	15.000	68433.80	1672.69	512.87	935.41	89.49	89.49	4.482
31	15.500	69262.80	1831.99	560.24	1019.27	94.06	94.06	4.622
32	16.000	70030.80	1999.31	610.41	1108.00	98.73	98.73	4.760
33	16.500	70745.80	2174.81	663.44	1201.73	103.50	103.50	4.899
34	17.000	71413.80	2358.62	719.41	1300.59	108.38	108.38	5.037
35	17.500	72042.80	2550.90	778.39	1404.69	113.35	113.35	5.174
36	18.000	72634.80	2751.79	840.45	1514.16	118.43	118.43	5.312
37	18.500	73194.80	2961.45	905.67	1629.14	123.62	123.62	5.449
38	19.000	73726.80	3180.03	974.12	1749.74	128.90	128.90	5.586
39	19.500	74231.80	3407.66	1045.87	1876.10	134.29	134.29	5.722
40	20.000	74713.80	3644.50	1120.99	2009.34	139.78	139.78	5.858
41	20.500	75174.80	3890.77	1199.56	2146.58	145.37	145.37	5.994
42	21.000	75615.80	4146.61	1281.54	2290.95	151.07	151.07	6.130
43	21.500	76038.80	4411.78	1367.32	2441.57	156.86	156.86	6.265
44	22.000	76444.80	4686.35	1456.36	2598.58	162.74	162.74	6.400
45	22.500	76835.80	4972.08	1549.73	2762.10	168.76	168.76	6.535
46	23.000	77212.80	5267.33	1646.52	2932.25	174.87	174.87	6.670
47	23.500	77576.80	5572.79	1747.38	3109.17	181.07	181.07	6.804
48	24.000	77927.80	5888.47	1852.10	3292.97	187.38	187.38	6.939
49	24.500	78267.80	6215.13	1960.34	3483.78	193.79	193.79	7.073

節点座標によりあらかじめ地盤の極限耐力RQを求めている。

杭の必要根入れ長さを求めた結果 X=7m 地点で曲げモーメント(MR)が最大となり、抵抗モーメント(MR)と比較すると満足しているが、根入れ長さは L=7.0m必要である。

表-6 電算出力結果(3)



(A-A 断面の例)

(1) (1)A-A断面

M=1219.143tm
N=495.717t
S=-3.321t

γs=115cm
γ=125"

エン, エンカンダンメンノオウリョクド

n	15		
Σca (kg/cm ²)	108	Σsa (kg/cm ²)	2700
TCA (kg/cm ²)	10.5		
M (t·m)	1219.143	Q (t)	-3.3
N (t)	495.72	u (cm)	125
γ (cm)	125	γo (cm)	0
		γs (cm)	115
AS (cm ²)	D32×66=524.172		
e (cm)	245.9337932703	e/γ	1.967470346162
γs/γ	0.92	γO/γ	0
M' (t·m)	1838.793	M'/γ3 (kg/cm ²)	94.1462016
Q/γ2 (kg/cm ²)	-0.2112	np	0.16
	C	S	Z
	1.11	1.70	0.35
	Σc (kg/cm ²)	Σs (kg/cm ²)	Tc (kg/cm ²)
	105.36<108	2,401.81<2700-0.07<11	
			X (cm) 95 85

杭本体の抵抗モーメントの計算はD32m/mの鉄筋を最大に配筋した状態で検討したが、これを深礎、橋脚、梁に区分し鉄筋量を計算した。

r : ライナープレートの半径 (=1.25m)

A=39.760m²/m

∴ N=20.50×1.25=25.625 t

∴ σe = $\frac{25.625 \times 10^3}{39.76} = 645 \text{ kg/cm}^2 < 1,000 \text{ kg/cm}^2$

圧縮応力

$$\sigma e = \frac{N}{A}$$

5. 施 工

施工手順は図-9のとおりである。

掘削は手掘りとし、土圧に応じてブレーカー、ピックハンマ等を使用し、掘削土はウインチにて吊り上げ、ベルトコンベアを使用して運搬した。

50~60cm 掘り下げるごとにライナープレートを一段取り付け坑壁土止めを行った。

なお、先掘りを行う際に余掘が大きいと開放面が多

表-7 P2 橋脚各断面の断面力

名称 記号	鉛直力 (N)t	せん断力 (S)t	曲げモーメント (M)tm
A-A断面	495,717	-3,321	1,219,143
B-B	409,806	81,965	805,569
C-C	336,169	67,236	357,966

表-8 各橋台、橋脚の安全率と基盤への根入れ長

くい名	$\frac{MR \text{ Max}}{MR} = \text{安全率} \leq 100$	基盤への根入れ長 (ℓ)m	
A ₁ 橋台	$\frac{311,000}{1,500.0} = 0.207$	5.0	但し MR Max : 最大曲げモーメント (tm)
A ₂ "	$\frac{440,389}{1,500.0} = 0.294$	5.0	MR : くい径に対し鉄筋を最大に配筋した
P ₁ 橋脚	$\frac{929,843}{1,500.0} = 0.620$	5.0	ときのモーメント (tm)
P ₂ "	$\frac{1,219,143}{1,500.0} = 0.813$	7.0	

く、坑壁が崩壊したり深礎自体が曲って中心のずれを生じるので余掘りを最少限にした。

ライナープレートは、杭頭から深さ10mまでは $t = 2.7\text{mm}$ とし、10mを超える範囲は $t = 3.2\text{mm}$ とした。また、掘削完了後は坑壁崩壊に対する安全性の確保及び杭面欠損防止措置として埋め殺しとした。

支持層の確認については、掘削坑底に達した時点で水平載荷試験を行い、基盤性状が設計条件を満足しているか確認し、場合によっては確認された地盤定数により再度安定計算を行い、根入長を決定した。

グラウトについては、坑壁と土止め材の間に空隙が生ずれば杭の安定性に大きな影響を及ぼすため、ライナープレートに取り付けた注入管(ガス管25A)にてエアペースト $\sigma_{28} = 15\text{kg/cm}^2$ を充填し、支持地盤との一体化を図った。なお、検査管(ガス管25A)にもエアペーストが充填した時をもってグラウト注入の完了とした。

安全対策としては、作業の形態上、作業員の危険度が高いので、作業は熟練した作業員によることとし、酸欠、有毒ガス対策、墜落防止、落下物防止の対策、雨水湧水に対する防護柵等、事故の発生がないよう設計に十分配慮した。

6. むすび

従来、この工法は市街地ビル基礎工事に重用されていたが、相次ぐ場所打ち杭用施工機械の出現でその存在が薄れてきていた。しかしながら最近では山岳地帯の道路橋梁工事にその特殊性を発揮し価値が見直されている。前にも述べたように、偏圧(水平力)に弱い構造物であるため、設計値と実測値との比較により安全性を確かめ、構造物に水平力が作用した場合、どのような挙動を示すかを、静的水平載荷試験や自由振動試験によって調査を行い、より良き設計法を検討することも必要であろう。

最後に、中野教授に重ねてお礼を申し上げると共に設計を担当し苦勞された株式会社土木技研の伊東部長、平野主任に誌上よりお礼申し上げます次第です。

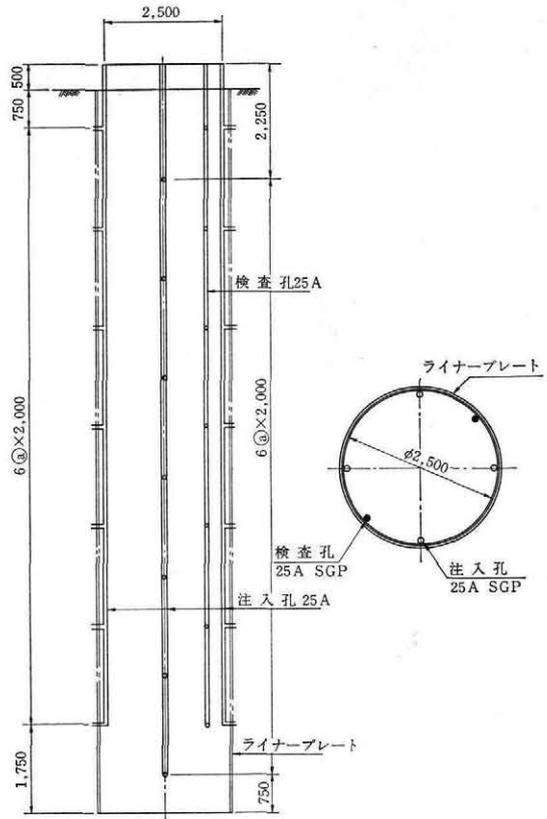


図-10 グラウト注入構造図



写真-1 仮設備→掘削作業

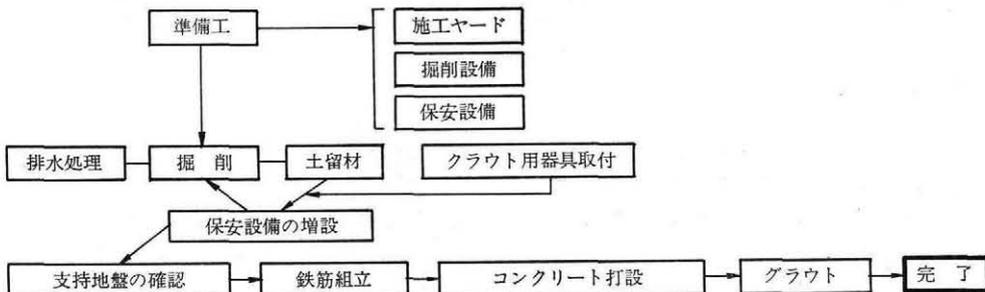


図-9 深礎杭の施工手順

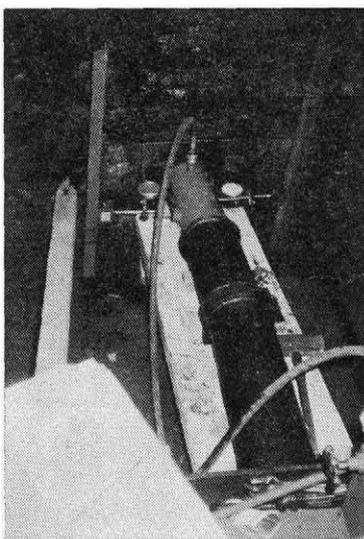


写真-2 基盤の水平載荷試験

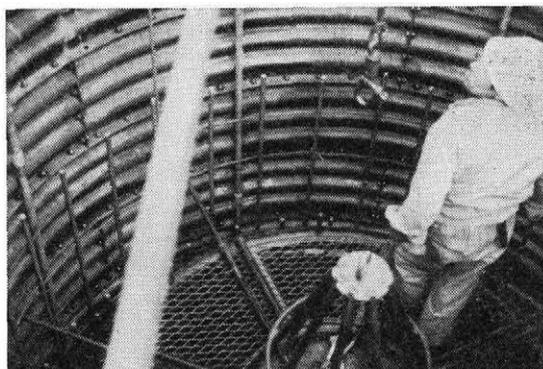


写真-3 掘削完了→配筋作業

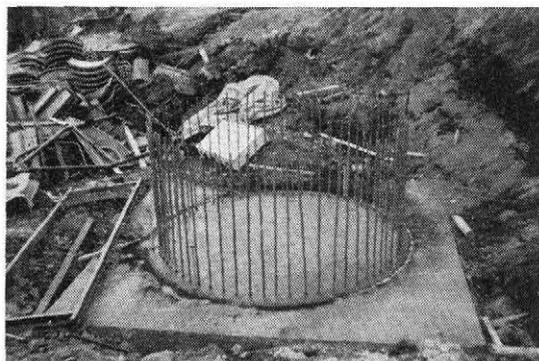


写真-4 深礎礎工コンクリート打設完了

ダムグラウト工 トネルグラウト工
 各種薬注工 地すべり対策工
 のり面保護工 地質土質調査

技術と実績

日本グラウト工業株式会社

本社：〒530 大阪市北区松ヶ枝町6番22号 TEL.06-351-0562
 東京本社：〒150 東京都渋谷区桜丘町13番10号 TEL.03-476-5707
 支店・営業所：札幌・仙台・東京・大阪・金沢・高知・福岡 盛岡・長野・名古屋・富山・鹿児島

一 ツ 瀬 川 農 業 水 利 事 業

パイプライン水理解析と畑地かんがい計画について

阪 野 彰* 穴 見 春 樹**

井 敏 春*** 斉 藤 正 樹****

目 次

1. はじめに.....(25)	4-3 検討例.....(35)
2. 一ツ瀬川農業水利事業の概要.....(25)	4-4 加圧機場の検討.....(37)
3. パイプライン水理解析.....(28)	5. 水管理計画.....(37)
3-1 幹線水路の管径の決定.....(28)	5-1 水管理の目的.....(37)
3-2 解析方法の基本的考え方.....(29)	5-2 管理対象の検討範囲.....(37)
3-3 解析のための基礎方程式.....(29)	5-3 パイプライン諸施設の機能と要件.....(37)
3-4 演算の方法.....(29)	5-4 パイプライン諸施設の管理方法の 検討.....(38)
3-5 解析モデルの設定.....(30)	5-5 管理対象範囲.....(40)
3-6 演算ケースと結果.....(32)	5-6 置局計画.....(40)
4. 畑地かんがい計画.....(33)	5-7 システムの運用.....(40)
4-1 畑地かんがい方式の検討.....(33)	6. おわりに.....(41)
4-2 末端圧と加圧ポンプ.....(35)	

1. はじめに

我が国の農業は、高度経済成長に伴う労働力の減少と土地資源の制約のなかで、農業投資の増大や農業技術の開発普及等により土地及び労働生産性を高めつつ生産を維持増大させてきた。

しかし、こうした農業の発展は、石油を中心としたエネルギーの多消費によってもたらされた面が特に大きいことに注目しなければならない。

このことは、特に畑地帯農業地域に顕著に現われており、パイプラインによる大規模な畑地かんがい地区ではエネルギー多消費型の計画のものがある。

また、これまでの土地改良事業では水田を対象とすることが多かったため、定常領域での水理検討のみで十分であったが、パイプラインを導入することによって、維持管理を考慮した非定常領域までの水理検討が極めて重要となっている。

現在の技術レベルから、水利システムを自動化するこ

とはさほど困難なことではない。しかし、システムは相応する保守管理技術によってはじめてその機能を十分に発揮するものであるから、それを受け入れることが可能な管理体制があつてこそシステムが働くことになる。

本報告では、いかにエネルギーを有効利用するか、また、管理を簡素化するか、について検討した結果を報告するものである。

2. 一ツ瀬川農業水利事業の概要

(1) 地域の現況

本地区は、宮崎県のほぼ中央部に位置し、東西を日向灘と九州山脈、南北を一ツ瀬川と小丸川に挟まれた標高70~140mの台地であり、面積約4,200haの地域である。

本地区の大半を占める畑地帯の土質は火山灰土壌である。気候は温暖多雨地帯に属するが、降雨量の季節的変化が著しいため甘しょ等耐干性の作物が中心となり低位生産を余儀なくされている。また、台地の谷間にある水田は水源が乏しい上、用水施設が不十分のため用水不足をきたしている。更に、水田、畑ともに土地基盤が未整備のため農業経営の近代化に大きな障害となっている。

(2) 事業の目的

本事業は、日向灘沿海地帯の温暖な気象を生かし、施設園芸、畜産(乳肉牛)、野菜等を中心とする高生産性

* 前・一ツ瀬川農業水利事業所
現・九州農政局, 事業計画課

** 前・一ツ瀬川農業水利事業所
現・九州農政局, 土地改良技術事務所

*** 前・一ツ瀬川農業水利事業所
現・九州農政局, 土地改良技術事務所

**** クラウンエンジニアリングK.K.

大型産地形成を図るため、一ツ瀬川の杉安ダム（九州電力K. K. 施設）及び瀬江川に水源を求め、畑地かんがいと水田の用水補給を行うとともに、関連事業として実施する圃場整備、農道網、農村環境等の整備と相俟って近

代的農業による所得の向上と農村生活の改善を図るものである。

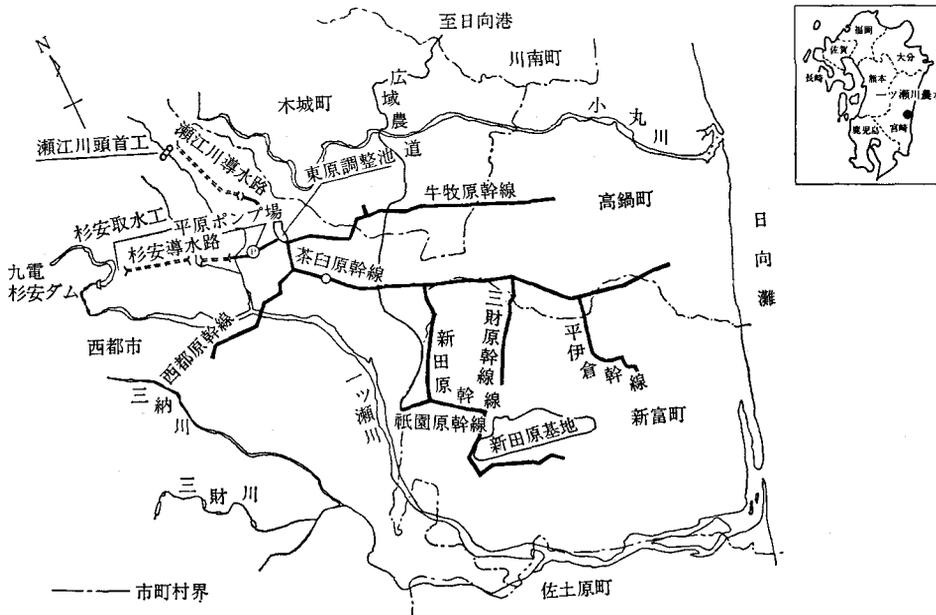
なお、本地域の農産物は、西都一日向間に建設されている広域農道及びさきに就航しているカーフェリー（日

表一 一般気象表（一ツ瀬川地区）

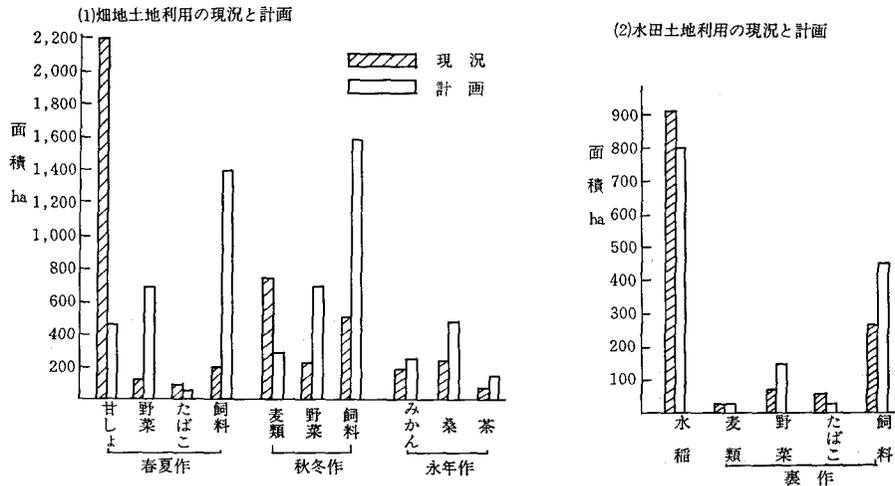
観測所名	かんがい期	非かんがい期	計	備考
川南	4月～10月	11月～3月		
観測期間	昭和7年～昭和44年の38か年間			
平均気温	21.7℃	9.7℃	16.7℃	
降雨量	平均	445.2mm	2,413.0mm	基準年（昭和38年）
	基準年	251.0mm	2,361.0mm	
降雨日数	平均	43日	140日	
	基準年	27日	122日	
根雪期間	—	—	—	
無霜期間	214日	15日	229日	有霜（11月14日～3月29日）高鍋観測所
最多風向		最大風速	38m/S	新田原気象隊

表二 特殊気象表（一ツ瀬川地区）

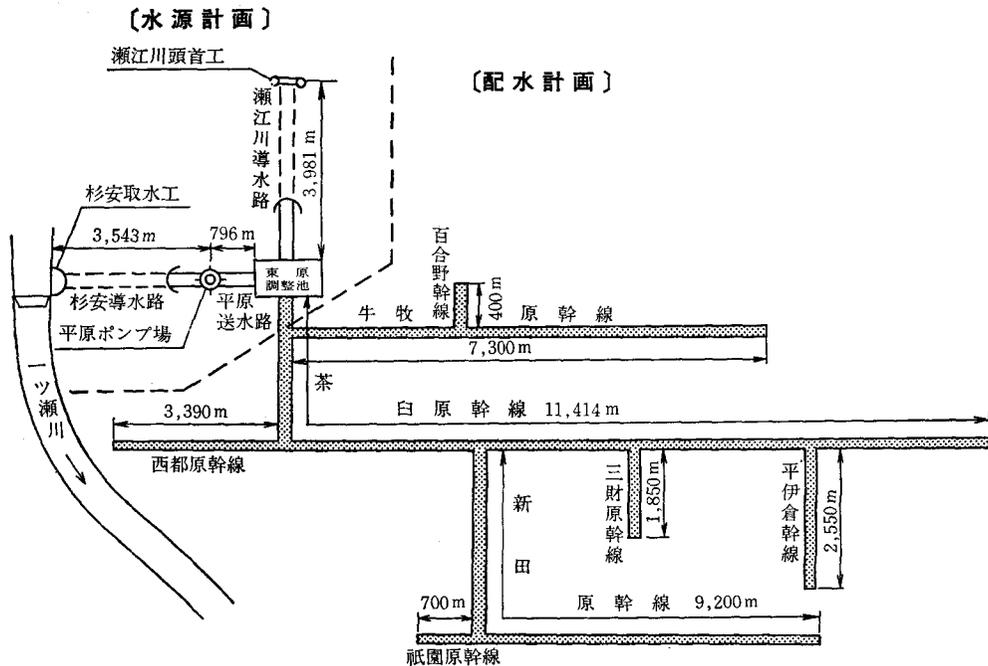
	第1位			第2位			第3位		
	数量	年月日	発確率	数量	年月日	発確率	数量	年月日	発確率
最大日雨量	384.8mm	S18. 9.19	1/500	315.0mm	S41. 8.14	1/100	232.0mm	S20.10. 9	1/20
最大時間雨量	134.0	S14.10.16	1/1,300	91.6	S17. 6.23	1/50	87.6	S26.10.13	1/33
最大4時間雨量	354.5	S14.10.16	1/10,000	215.5	S26.10.13	1/125	187.8	S 9.10.23	1/40
最大連続雨量	940.1	S18. 7.14	1/160	651.0	S41. 8.11	1/25	515.8	S25. 8. 5	1/14
		～18. 8. 4			～41. 8.17			～25. 8.20	
最大連続旱天日数	37	S38. 1. 1	1/80	36	S17. 7. 5	1/70	28	S40. 7. 7	1/12
		～38. 2. 6			～17. 8. 9			～40. 8. 3	



図一 事業位置概要図



図一 土地利用の現況と計画



図一 事業地区 平面模式図

向港(川崎、神戸等)により輸送が確保され、京浜、京阪神地域等大消費地と直結している。

(3) 計画概要

ア 地区の特徴

(ア) 本地区の主水源の1つである一ツ瀬川杉安ダム(一ツ瀬川総合開発計画で農業用水が確保されている。)は、水量は豊富であるが、位置エネルギーが標高38.5mと低い。また、一ツ瀬川支流瀬江川は、位置エネルギーは標高151.0mと高いが、流域は10.8km²と小さく水源としては不安定である。

(イ) 受益地は、河川浸食により分離独立した台地で標

高70m~140mの比較的平坦な地形であり、その谷間には水田がある。

この特異な条件のため、以下の事業計画が立案された。

イ 事業計画

(ア) 水源施設

杉安ダムに設ける取水口から毎秒最大4.16m³を取水し、杉安導水路(L=3,543m)によって平原揚水機場(電動渦巻ポンプ1,600kW×4台)に導水する。更に、この機場及び平原送水路(L=796m)により、120m揚水して東原調整池に導水する。他方、瀬江川からは、上

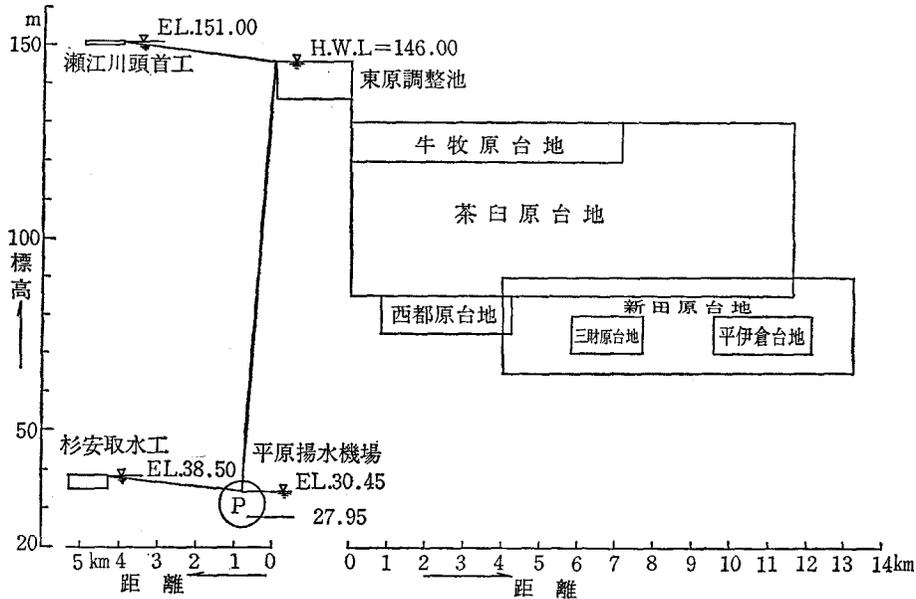


図-4 事業地区 断面模式図

表-3 調整池の諸元

型式	均一型フィルダム，斜面及び水平ブランケット
堤高	21.00m
堤長	1,708.91m
堤体積	742,190 ^m ₃ (うち水平ブランケット 319,220 ^m ₃)
満水面積	157,000 ^m ₂
総貯水量	998,000 ^m ₃
有効貯水量	910,000 ^m ₃
年利用回数	5.1回
年間通過用水量	33,748,000 ^m ₃
仮排水路	標準馬蹄型 2R=2.50m
取水設備	低頭式取水塔
最大取水量	6.39 ^m ₃ /sec

流に頭首工を建設し毎秒最大2.0^m₃を取水し，瀬江川導水路(L=3,981m)によって東原調整池に導水する。

(イ) 東原調整池

この調整池は，東原台地(標高130m~160m)の凹状の地形を利用して築造する有効貯水量910,000^m₃の調整池であるが，透水性段丘砂礫層上に築造されるため，池敷全面にアースブランケットを施工した本地区を代表する施設である。現在貯水試験を実施中であり，ほぼ設計どおりの諸数値を得ている。

(ウ) 配水施設

調整池と末端かんがい施設とは，圧力パイプラインによって結び，茶臼原幹線水路(L=11.4km)を主幹線とし，新田原・西都原等の幹線水路で各々の受益地へ配水

する。総延長は37km，管径はφ2,000mm~φ300mmで，管種は鋼管とダクタイル管である。

(4) 事業の進捗状況

本事業は，昭和47年10月に国営事業所を開設し，昭和49年度から工事を実施しており，現在(昭和55年度完了時点)までの事業進捗は約70%である。一方，関連事業は，上流部1,370haについて，昭和48年より県営農村基盤総合整備パイロット事業尾鈴地区として，また，下流部2,596haは，昭和51年度より同尾鈴2期地区として実施されている。

3. パイプライン水理解析

3-1 幹線水路の管径の決定

テンドリック配管計画において，従来から開水路系で用いられている勾配配分法がパイプラインでも管径決定に有効であるが，ここでは線型計画法によって最適管径を求めた。

(1) 決定順序

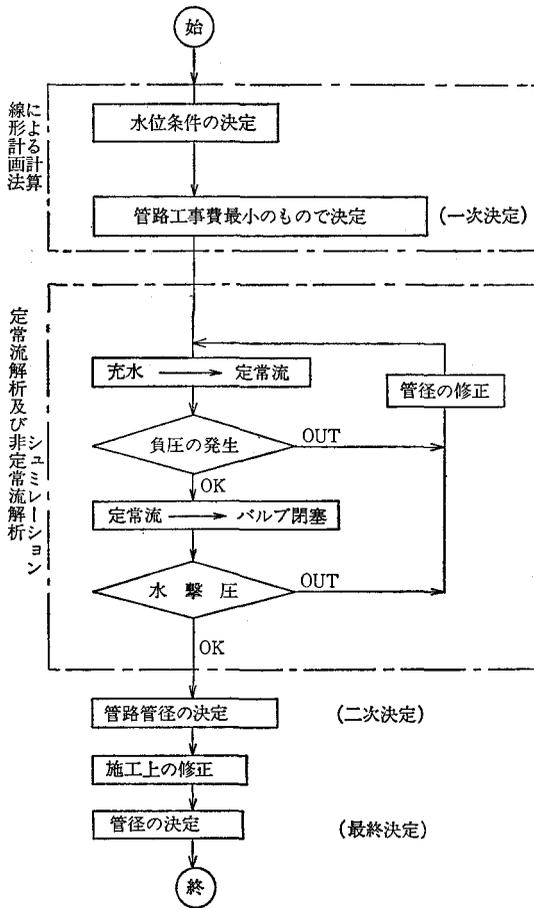
幹線水路の管径を決定する場合，次の順序で行う。

① 与えられた水位条件(利用可能水頭)の中で，幹線全体として最も経済的な管径の組合せを求める。(最適管径の決定)

② この組合せについて，種々の水理条件(非定常流，最大，最小流速)を満足するかどうかチェックし，適合しない場合は管径を修正する。

③ 更に，施工性等の見地から管径を修正する。

④ ③での修正が小さく経済性に与える影響が少ない場合にはその結果をもって決定し，修正が大きい場合に



図一五 幹線水路の管径決定のフローチャート

は①に戻り再計算を行い、最終決定する。

(2) 決定のための手法

前記の各順序に対して手法は次の様になる。

① 最適管径の決定：線形計画法によって行う。

② 水理条件の満足のチェック。

i) 非定常流：数理モデルシミュレーション。

ii) 最大流速，最小流速：使用管種に対応し，①の計算データを最大流速，最小流速を満足する範囲であらかじめ与える。

③ 施工条件等による修正：経験的判断により，短区間において管径変化がある場合に修正する。

3-2 解析方法の基本的考え方

従来行われてきた水流の解析は，主に定常状態での水理計算であった。しかし，水管理計画樹立に当たっての流況のは握は，時間を加味した非定常の水理計算を行わなければならない。

これらの問題に対しては，地形に合わせた水理モデルを作成し，実際に通水をして流況を得る方式が有効であるが，本事業のように長大水路系を再現することは多大の時間と費用がかかり不可能である。

したがって，適切なモデルが確立できるならば，比較的安価，かつ，容易に現象を再現できる電算機シミュレーションによる方法が適していると考えられる。

本水路系のシミュレートに当たっては，水路系内の構造物を個々にモデル化し，これを種々の条件で組合わせて水路系全体のシステムを作成する。これを電算機により演算することによって，水路系の流況が得られる。

演算結果の正否を判断するには，以前に行われてきた実験事例との照合，あるいはこの照合を行った演算システムとの照合等によらなければならない。

流況シミュレートに当たって，水路中の個々の構造物のモデル化及び全体水系シミュレートに対しては，これまでの事例を活用するとともに現況水路データとの照合を行うこととし，水路系の個々のモデル化を単純化して全体システムの精度を上げることを基本的な考え方とする。

3-3 解析のための基礎方程式

流れは次の2つの基礎式によって表わすことができる。

運動方程式

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{2g} \frac{\partial v^2}{\partial x} + i + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} = 0 \dots(1)$$

連続方程式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0 \dots(2)$$

ここに

- v ；流速 i ；水路底勾配 h ；水深
- n ；粗度係数 R ；径深 A ；通水断面積
- Q ；通水流量 t ；時間 x ；距離
- q ；横流出入流量 g ；重力加速度

これらの基礎式に中心差分を用い，水路系は数値モデルとして構成して，流況シミュレーションを行う。

3-4 演算の方法

管路系における数値モデルを解くには，前項(1)，(2)式を差分式化して，与えられた境界条件（管中心標高，管径，上下流端圧力又は流量境界）のもとに数値積分する。

数値モデルの構成は，運動方程式(1)を解いて流速を求める流速点と，連続方程式(2)を解いて圧力水頭を求める圧力点を時間を表わす縦軸（ j 軸）と，距離を表わす横軸（ i 軸）上で，それぞれ $\Delta t/2$ ， $\Delta x/2$ ずつ変化させた千鳥状配置の格子点上に構成する。（図一六参照）

演算の進行は， $j=1$ 軸上の偶数点の既知圧力水頭と， $j=2$ 軸上奇数点の既知流速が $(t+\Delta t/2)-(t-\Delta t/2)=\Delta t$ 時間，すなわち $j=1$ から $j=3$ 軸まで継続するものとして，連続方程式を用いて $j=3$ 軸上偶数点の圧力水頭を計算し，順次横軸に沿ってモデル上流端まで圧力水頭を計算する。次に， $j=2$ 軸上の既知流速と，すでに求

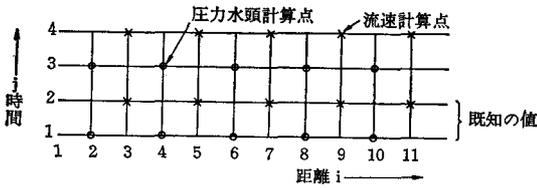


図-6

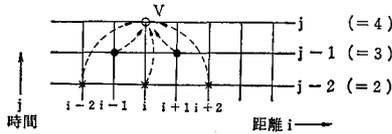


図-7

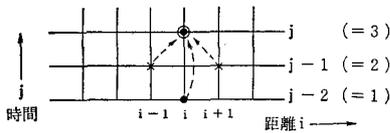


図-8

めた $j=3$ 軸上偶数点の圧力水頭が Δt 時間 $j=4$ 軸まで継続するものとして、運動方程式を用いて $j=4$ 軸上奇数点の流速値を求める。この流速点を全部計算し終ると、現象が Δt だけ進行したことになる。(図-7 参照)

この操作を次々と繰返すことによって演算は進行するが、電子計算機の記憶容量を節約するため運動方程式を解き終わったときに、 $j=3, 4$ 軸上の計算値を、 $j=1, 2$ 軸の各点にスライドダウンさせて次の演算ステップの既知の値にする。(図-8 参照)

基礎方程式の差分化であるが、(1)、(2)式の差分式を作るに当たっては、オイラー的な一次中心差分法を距離 x と、時間 t について用いる。

(1)式の運動方程式については以下のとおりとなる。

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{v_{i,j} - v_{i,j-2}}{\Delta t}$$

$$\frac{\partial v^2}{\partial x} = \frac{v_{i+2,j-2}^2 - v_{i-2,j-2}^2}{2 \cdot \Delta x}$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{H_{i+1,j-1} - H_{i-1,j-1}}{\Delta x}$$

$$i = \frac{Y_{i+1} - Y_{i-1}}{\Delta x} \quad (Y: \text{管中心高})$$

$$D = \frac{D_{i+1} - D_{i-1}}{2} \quad (D: \text{管径})$$

$$v = \frac{v_{i,j} + v_{i,j-2}}{2}$$

$$|v| = |v_{i,j-2}|$$

(2)式の連続方程式については次のように表わす。

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{H_{i,j} - H_{i,j-2}}{\Delta t}$$

$$A = \frac{A_{i+1} + A_{i-1}}{2}$$

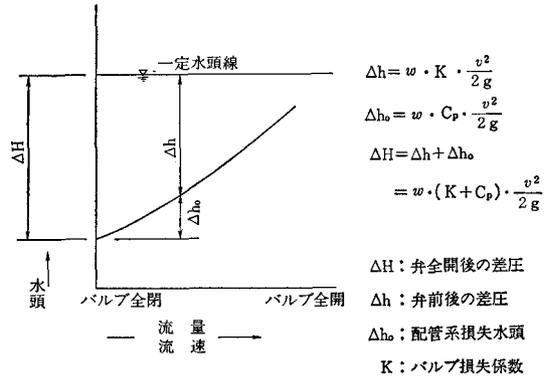


図-9

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q_{i+1} - Q_{i-1} - QE}{\Delta x}$$

ここに、 QE は i 地点での分合流量

3-5 解析モデルの設定

(1) 計算条件の設定

計算条件の設定に当たっては、計算が不安定(振動)にならないようにしなければならない。計算の安定性は距離差分 Δx と時間差分 Δt をどのように決定するかによるが、 $\Delta x, \Delta t$ のいずれか一方を決め、他方の値を求める場合、目安として次式を用いる。

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{a \pm v_{max}} \quad a = \frac{1}{\sqrt{\frac{w}{g \cdot k}}} \div 1430 \text{ m/sec}$$

a : 伝波速度

このモデルでは

距離差分 $\Delta x = 500 \text{ m}$

時間差分 $\Delta t = 0.2 \text{ sec}$

ア 上流端境界条件

上流端は水位境界とし、東原調整池水位とする。現計画は H.W.L. 146.00m, 変更後は畑かん用水量の減少に伴って、管路損失が小さくなったので L.W.L. 136.69m とした。

イ 下流端境界条件

下流端は分水工となるので流量境界とするが、バルブ地点での流量特性は次式で表わされる。(図-9 参照)

$$C_p = \Delta H \cdot \frac{2g}{v^2} \cdot \frac{1}{w} - K$$

C_p : 配管系損失係数で、管路の吸込端から吐出端までの弁を除く損失係数の合計である。

$$C_p = \sum \lambda \frac{L}{P} + \sum f + 1$$

λ : 摩擦損失係数 f : 局部損失係数

$$\therefore \frac{Q}{Q_{max}} = \sqrt{\frac{K_{min} + CP}{K + CP}}$$

(2) モデルの作成

ア モデルの縦断面図

本地区では、前述のように距離差分 $\Delta x = 500 \text{ m}$ とし

て全地区のモデルの管中心高を決定する。ただし、分木工等で地形的要件を考慮すべき地点については、その値を使用している。

イ 数理モデルの作成

$\Delta x=500m$ を 1 メッシュとするモデルブロック図を作成する。これにはモデルの地点番号、分木工地点及び分水量、管径、管中心高を表示する。(図-10に数理モデル図例を示す。)

ウ 等価粗度の計算

数理モデルシュミレーションでは、粗度係数を Manning の n 値で与えることから、水力計算結果の損失水頭(局部損失も含む) h_f から次式によってモデル管路の等価粗度係数を求める。

$$h_f = f \cdot \frac{v^2 \cdot L}{2g \cdot D}$$

$$\therefore = \frac{h_f}{L/D \cdot v^2/2g} = \frac{124.5 \times n^2}{D^{1/3}}$$

$$\therefore n = \sqrt{\frac{f \cdot D^{1/3}}{124.5}}$$

3-6 演算ケースと結果

(1) 演算ケース

ア 現計画案

バルブの開閉時間による水撃圧の大きさを求め、分木工操作の方法を検討する。なお、現計画時点では分木工及びバルブ諸元が明確にされていないため、バルブ特性は最も制御性の良い $CP=16$ と仮定する。

イ 変更計画案

変更計画案では、分木工掛りの面積変更による流量の変化及び路線の変更に伴う新しい解析モデルについて再検討を行う。

現計画モデルにおける解析結果より、分木工操作が 3

分で行われた場合を基本として表-4に示すように数ケースの試算を行い、変更計画案での分木工操作の方法を検討する。

なお、バルブ特性は幹線水路の CP 値を算定しこの値を使用する。現計画案と比較して、分木工が調整池より遠くなるに従い CP 値は大きくなり、流量コントロールが困難となる。

(2) 結果と考察

演算結果を茶臼原幹線を例にとり、モデル図(現計画と変更案)と圧力標高図を図-11~図-13に示した。

ア. 現計画案

分木工操作が3分以上であれば、末端での最大水撃圧は $3.5kg/cm^2$ 以下となり、経験則の範囲であり安全に送水することができる。

イ. 変更計画案

(ア) CASE・B-2, B-T

全分木工の操作時間3分の結果、牛牧原幹線については管路延長が比較的短いため、末端での水撃圧は $3.28kg/cm^2 < 3.5kg/cm^2$ で経験則の範囲内となる。

茶臼原幹線は新田原幹線分岐点付近で完全負圧を発生し、末端で大きな水撃圧を発生する。

(イ) CASE・B-3

全分木工の操作時間5分の結果、最大水撃圧が $3.5kg/cm^2$ 以下となり十分安全に送水できる。しかし、分水バルブの操作時間は管径が小さい場合 ($\phi 200mm \sim \phi 500mm$ 程度)、電動モーターで $30sec \sim 60sec$ であり、減速機を使用しても3分以上にするには特別な機構が必要となる。また、手動式にしても全閉から全開の操作回転数が15回以下であり、これを5分間で操作することは大変な労力が必要であり、全分木工の操作時間を5分とすることは

表-4 計算ケース一覧表

	CASE	分木工操作	分木工操作時間	初期条件	備考
現 計 画 案	A-1	閉→開	180sec	EL. 146.00で静水状態	茶臼原幹線定常流況作成
	A-2	開→閉	60	CASE-A-1の9'00''	茶臼原幹線分水停止
	A-3	"	180	"	" "
	A-4	"	300	"	" "
	A-5	閉→開	180	EL. 146.00で静水状態	牛牧原幹線定常流況作成
	A-6	開→閉	60	CASE-A-5の9'00''	牛牧原幹線分水停止
	A-7	"	180	"	" "
	A-8	"	300	"	" "
変 更 計 画 案	B-1	閉→開	180	EL. 136.69で静水状態	茶臼原幹線定常流況作成
	B-2	開→閉	180	CASE-B-1の10'00''	茶臼原幹線分水停止
	B-3	"	300	"	" "
	B-4	"	180	"	" "
	B-5	"	300	"	" "
	B-5	"	180	"	" "
	B-6	閉→開	180	EL. 136.69で静水状態	牛牧原幹線定常流況作成
B-7	開→閉	180	CASE-B-6の9'00''	牛牧原幹線分水停止	

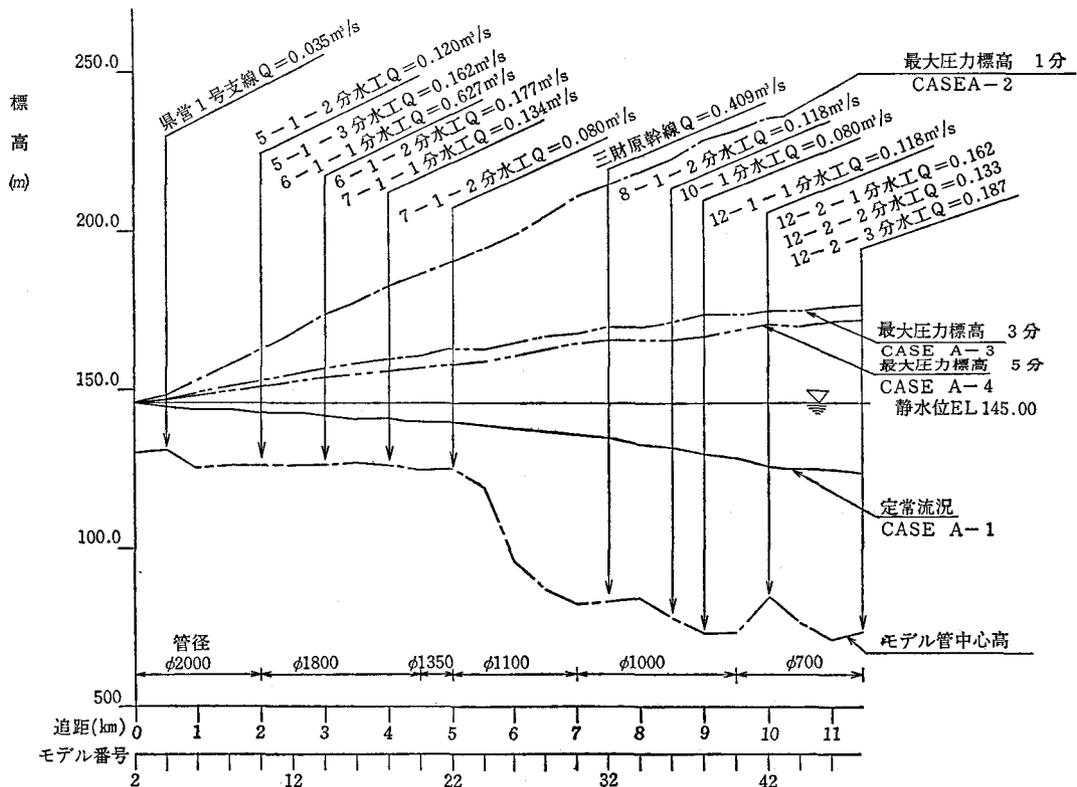


図-11 モデル図 (茶臼原幹線—現計画)

適切でない。

(ウ) CASE・B-4

CP値が大きく、流量特性の悪い路線末端部の分水工 (平伊倉分岐点以後の分水工、新田原幹線の祇園原幹線分岐点以後の分水工) を重点的に5分間操作とすると、最大水撃圧はCASE・B-3とほぼ同様の値が得られ、また、CASE・B-2で生じていた完全負圧も生じない。

(エ) CASE・B-5

操作時間3分で、茶臼原幹線と新田原幹線との分岐点近くにワンウェイ・サージタンクを設けた場合の水撃圧を検討した結果、完全負圧を解消することはできるが、最大水撃圧を小さくする効果は小さい。

(オ) 考察

CP値が64以上になるとバルブの流量特性が悪くなり、流量コントロールには適さなくなる。そのために茶臼原幹線の8-1-1分水工以後、新田原幹線の祇園原分岐点以後及び平伊倉・西都原両幹線の分水工は、既設のパタフライ弁だけによる流量制御ではキャピテーションの心配もあり、流量の制御用弁としては使用できない。

結論として、シミュレーション結果から次のような結果が得られたので、これを今後の実施設計、水管理計画樹立の基本事項とする。

- ① 加圧機場、減圧水槽の入口バルブはディスクバルブ

を使用し、水田分水工は減圧水槽型として、バルブの開閉時間は水槽の容量で確保する。

② 分水工制水弁はバイパス管を使用して開閉を行い、極端な流量変動を避ける。

③ 手動開閉式の分水工制水弁については、特に指定区間を設定して、全開から全閉までの回転数が少ないので、全閉近くなったら時間をかけて開閉を行うようにする。

4. 畑地かんがい計画

4-1 畑地かんがい方式の検討

本地区の畑地かんがい用水は、上流部の台地に建設された東原調整池より各台地に樹枝状の圧力管路で送水するが、末端は加圧機場を設置して散水圧を確保する計画となっている。この加圧機場は、国・県営合わせて40か所に及ぶため、建設費、将来の維持管理費等を考慮して、可能なかぎり減らす方向で検討を加えることとした。幹線分水工の引継水位が前述の水理検討ではほぼ決定されているので次段階の検討要素として、末端諸元の再検討を行い、スプリンクラー圧力の見直しを行うことがエネルギー有効利用上極めて重要なことである。

(1) かんがい方式の決定経緯と変更案

かんがい方式の検討に当たっては、現計画におけるか

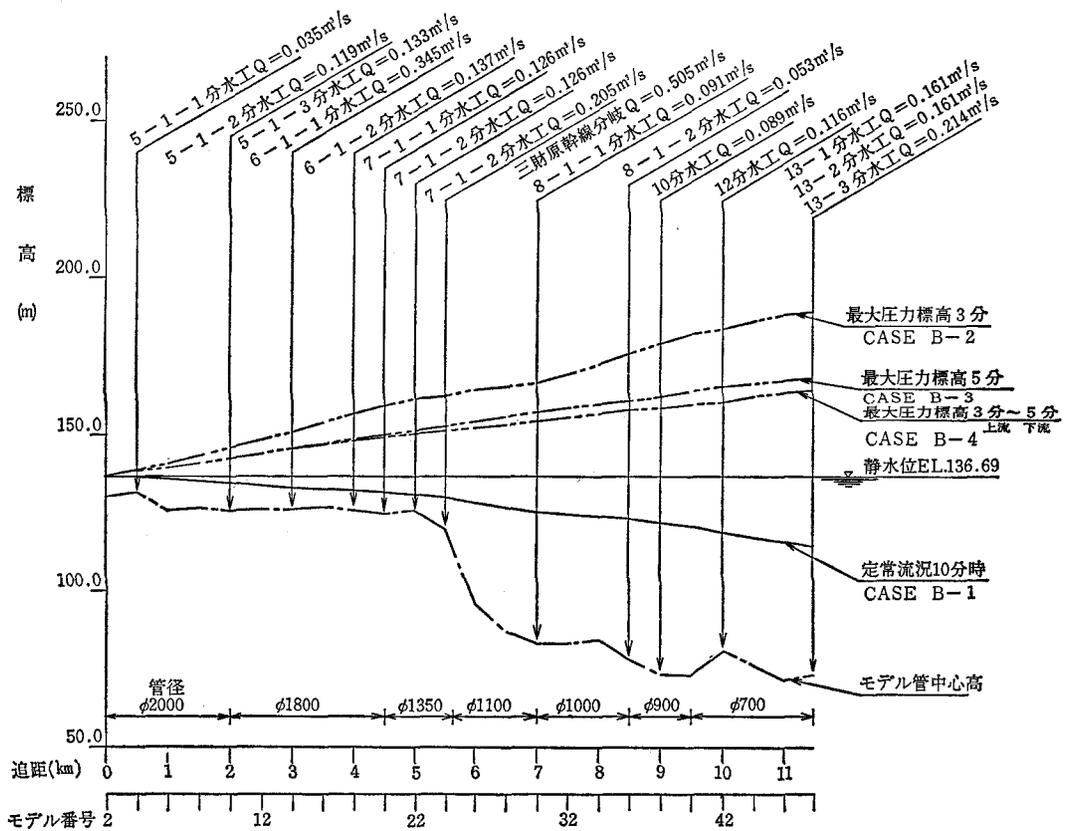


図-12 モデル図 (茶臼原幹線一変更案)

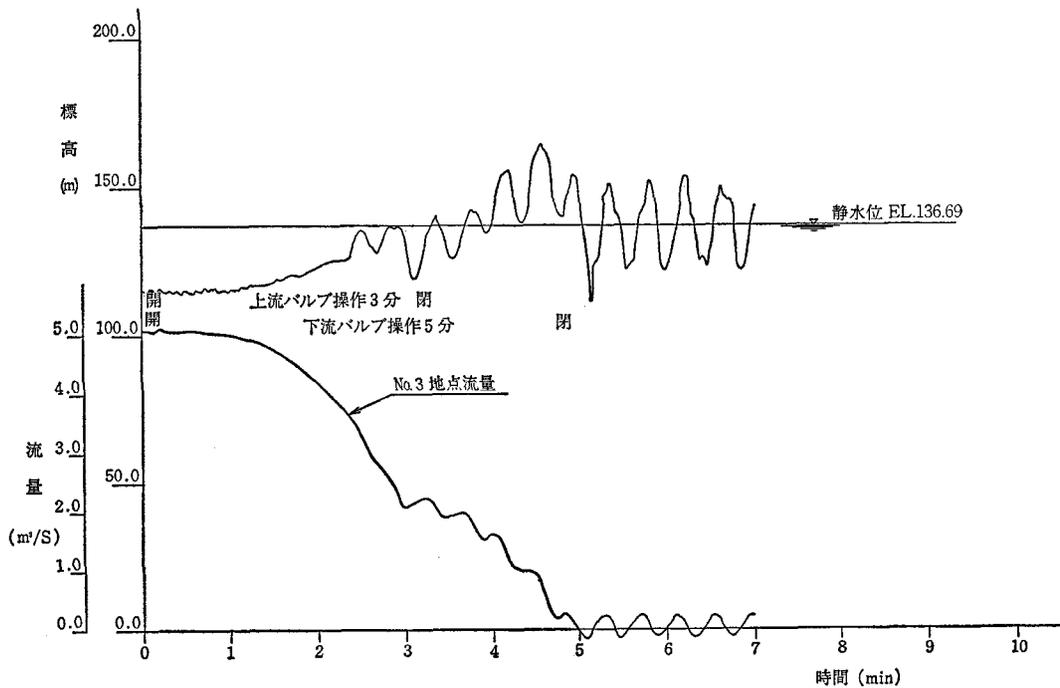


図-13 压力标高图 (茶臼原幹線 No. 48) CASE. B-4

表一五 かんがい計画諸元経緯一覧表

作物	項目	経緯	
		国営現計画	変更案
野菜 たばこ 甘しょ	散水器種	30#タイプ	30#タイプ
	方式	移動式	移動式
茶 桑 みかん	所要圧力	3.5kg/cm ²	2.1kg/cm ²
	配置	12m×20m	12m×20m
飼料	散水器種	70#タイプ	30#タイプ
	方式	定置,半定置式	定置式
	所要圧力	3.5kg/cm ²	2.1kg/cm ²
	配置	24m×40m	12m×20m
	散水器種	30#タイプ	レインガン
	方式	移動式	移動式
	所要圧力	3.5kg/cm ²	2.5kg/cm ²
	配置	12m×20m	25m×40m

かんがい方式の決定経緯を再確認する必要がある。

ア. 現計画

現計画における散水器の所要圧力は、飼料作物の糞尿かんがいを考慮して比較的高い3.5kg/cm²に計画されている。

なお、作物別のかんがい方式は次のとおりである。

- ① 野菜、たばこ、甘しょ、飼料……………移動式
- ② 茶、桑……………半定置式
- ③ みかん……………定置式

イ. 変更計画案

一般畑地、樹園地の散水器の所要圧力は、先に宮崎県で実施された国営綾川地区の計画で実績のある2.1kg/cm²とする。また、飼料については、糞尿かんがい志向が強いためレインガンを使用することとなるが、地区全域に対してレインガン使用を可能な計画とするのでなく、営農計画に基づく畜産団地を対象とする方が最適計画といえるので、国営分水工引継水頭に余裕のあるブロックを除き、今後この点について更に詰めていく必要がある。なお、レインガンについては、一般に3kg/cm²以上の圧力を必要とするが、2.5kg/cm²でも使用可能なものもある。以上を比較表にしたのが表一五である。

各作物別の比較を行うと、

- ① 野菜、たばこ、甘しょ

散水器の器種、配置は、変更がないので末端施設費に変化はないが、所要圧力が減少した分だけ加圧機場費が軽減される。

- ② 茶、桑、みかん

変更案は散水器本数が多くなり、末端施設費が高くなるが、反面加圧機場費が安くなるので、工事費だけでも有利であるが、更に維持管理費の面（電気料金）で優位さが加わる。

- ③ 飼料作物

②と同様、末端施設費、加圧機場費及び維持管理費の

関連で有利である。

4-2 末端圧と加圧ポンプ

(1) 分水点所要水位の検討

各分水工地点における加圧の必要性の有無を知るために、各団地ブロック末端必要水頭に、分水工からの配管損失を加えて分水工地点での所要水位を算定する。ただし、分水工以降の配管形態が一律でないので、平均動水勾配 (I_f) は、茶臼原幹線における県営支線を想定し水理計算を行った結果の平均値に余裕を10%考慮した $I_f = 5.8\%$ として計算をした。

ア. 末端水位規定点

分水工所要水位が高くなる条件は、①末端での地盤標高が高い、②分水工地点から末端までの距離が長い場合であり、この点を水位規定点とする。

イ. 分水工～末端の配管損失

平均動水勾配 (I_f) に分水工地点から末端までの距離を乗じて求める。

$$h_f = I_f \times L \text{ (m)}$$

ウ. 分水工地点の残留水頭

幹線分水工の国営引継水位 (H) は、水理計算により明らかにされているので、分水工地点での残留水頭 h (m) は、末端必要水頭を P (m) として、次式により求める。

$$h = H - (h_f + P)$$

(2) 圧力不足地区・加圧ポンプ規模の検討

加圧計画ブロック40か所について、各ブロックごとに地形の現況及び将来の圃場整備完了後の予想図を作成し、国営幹線水路の計画水頭を基として、各分水地点以降の配管、かんがい方法を見直すことによって、圧力不足地区・加圧ポンプの規模を再検討することができる。

4-3 検討例

石油ショック以来増大する傾向にある畑地かんがいの維持管理費及び複雑な施設管理を加圧機場の規模縮小により軽減する方策について、県事業所と協力して検討した2事例を紹介する。

現時点では、まだ概略調査の部分もあり明確ではないが、加圧機場のか所数は当初計画のほぼ40%程度になると推定される。

(1) 4-6・4-7分水工

牛牧原幹線水路の末端の約286haは、国営加圧機場2か所(246ha)、県営加圧機場1か所(40ha)でかんがいする計画であったが、4-6分水(154ha)、4-7分水(163ha)に変更し、末端圧を3.1kg/cm²として検討した結果が表一六、図一四である。分水工地点での残留水頭は十分であるが、ブロック全体の高低差が小さいために配管損失水頭が大きくなると末端での圧力が不足する。4-6分水工においては加圧必要面積が24.3ha、4-7分水工では79.5haとなり、2か所の加圧機場(県営)で

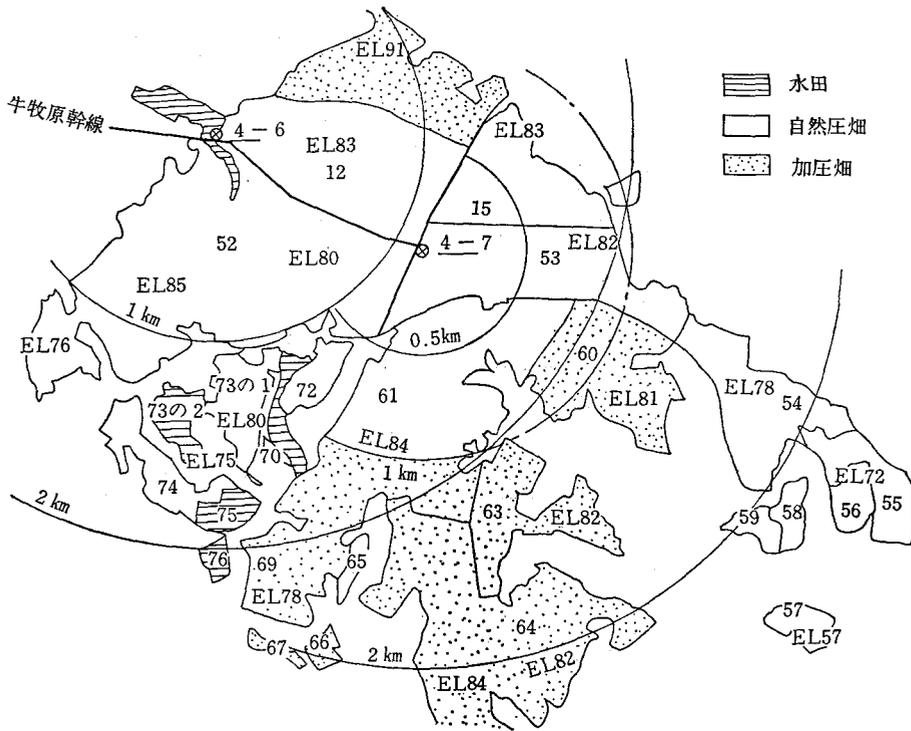


図-14 加圧区域図(4-6, 4-7分木工)

表-6 末端圧検討表(4-6, 4-7分木工)

分木工		4-6	4-7
100%	水位	118,601m	114,357m
50%	水位	131,684"	130,495"
分木工点	100% 水位-31m	27,601"	83,357"
	50% 水位-31m	100,684"	99,495"
0.5 km	水位	115.70"	111.45"
	水位-31m	84.70"	80.45"
1.0 km	水位	112.80"	108.55"
	水位-31m	81.80"	77.55"
2.0 km	水位	107.00"	102.75"
	水位-31m	76.00"	71.75"
加圧ブロック		12の5割	69, 63, 64, 60, 65, 67, 66
加圧面積	24.3ha		16.3+10.5+34.8+15.0+0.9+11+0.9=79.5ha

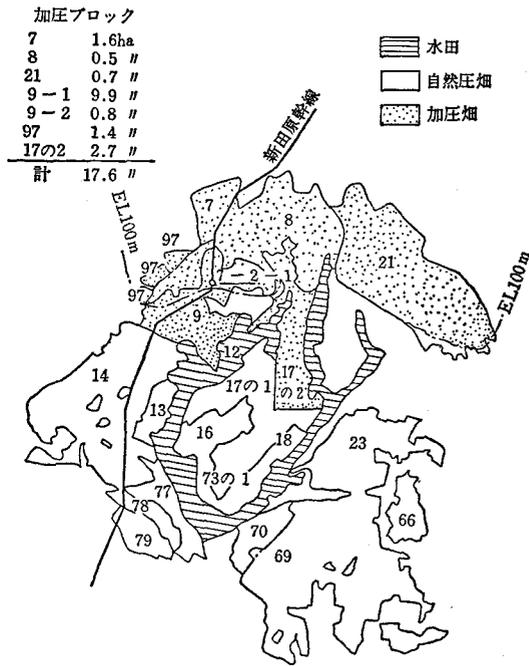


図-15 加圧区域図(7-2-1分木工)

(2) 7-2-1分木工

この分木工は、新田原幹線水路の最初の分木工であり、畑134haを国営加圧機場でかんがいする計画であっ

すむ。また、この103.8haも加圧が必要な時期は、水田用水が多量に必要な時期に限られるので、加圧機場にパイプ管を取りつけることにより、用水が多量に使用される期間を除いて自然圧の有効利用を図ることができる。

たが、調査の結果、水田23haと畑117.2haを支配する用水系統に変更した。(図-15は分木工加圧区域判定図である。)このブロックは、全体が南向き斜面となっており、分木工より北側では圧力不足となるので、ブロック番号7、8、21、97、9、11、17-2の計17.6haについては、圧力機場(県営)を設ける。

4-4 加圧機場の検討

(1) 送水方式の検討

分木工から加圧機場を経て末端に送水する方式としては、幹線水路と加圧機場以降を水槽で分離する受水槽方式と幹線水路と加圧機場以降を管路で直結するブースター方式の2方式がある。ここでは、用水組織における送水系と配水系の機能分担を明確にするという点及びパイプラインの安全性、維持管理について比較検討した結果から受水槽方式と決定した。

(2) ポンプの自動運転方式

ポンプの自動制御方式としては、配水槽式によるポンプの自動運転が一般的であるが、本地区においては地区内に配水槽を設置する適当な高所がないので、圧力制御による自動運転を考える。

圧力制御を行う方式としては、次の2方式がある。

- ① 回転数制御方式(吐水圧一定制御)
- ② 圧力タンク方式

①の電磁継手による速度制御システムと②の圧力タンク方式の構造・特徴・保守について、また、運転に係る使用電力量(料金)及びポンプ設備費を検討した結果から、経済的に有利であり、かつ構造が簡単な圧力タンク方式とした。なお、ポンプ台数は2台を標準とし圧力制御による自動運転とする。

(3) その他設計諸元

ア. 機場型式

ポンプは、設備を簡素化し維持管理を容易にするため押込運転とする。したがって、機場型式は、国営幹線継から受水槽水位調整弁までの損失水頭を差し引いた値が加圧ポンプの羽根車の上端以上か以下かによって地上型と半地下型に分ける。

イ. 全揚程

全揚程=県営引継水頭-受水槽 L.W.L.+2.0m(ポンプ廻り損失)

ウ. 受水槽

電動機の頻繁な断続を防止するために十分な容量を必要とするが、本地区では有効容量は計画流量の20分容量以上とすることを基本とする。また、設計の簡素化という観点からア.の機場型式を考慮し全加圧機場のタイプを3~4種類に分け、加圧施設の規格化を図る方針である。

5. 水管理計画

5-1 水管理の目的

近年、水資源の有効利用、農業の生産性の向上が、資源の逼迫により社会的要求になってきている。また、一方においては、農業就業者人口の減少による労力不足を解決する必要にも迫られており、水管理システムの確立が必要となっている。

水管理システムとは、広範囲に点在する水利施設を単一の意志のもとに、予めルール化された意志決定手段と操作方法によって組織的に管理し、円滑な送配水能力を維持しようとするものであり、その目的と効果は次のとおりである。

① 水配分の合理化

計画分水割合の維持、時期別、地域的需要変動への対応、水路系の流況応答特性への対応など。

② 水の有効利用

過大取水の規制、管理損失、無効放流の軽減、降雨の有効利用など。

③ 施設機能の保全

施設の適正操作、水路系諸施設及び装置、機器等の異常の早期発見と処置。

④ 管理経費の節減

水利施設運転動力費の節減、管理労力費の節減(監視操作労務、各種データ作成労務等の省力化)。

5-2 管理対象の検討範囲

本事業における水管理システムの対象としては、東原調整池以降のパイプラインについて限定して行うこととするが、その運用方法等は水源施設との関連性が強く、切り離しては考えられない。しかし、東原調整池が末端水使用に対する一種の調整機構をもっており、管理体制も東原調整池を境として水源地区、消費地区に分割できる。ここでは、東原調整池以降のパイプライン施設について、その運営管理の方法について計画案を記述するが、内容については、今後更に検討を加えなければならない点もあるので、基本的事項にとどめる。

なお、検討に当たっては、管理制御による安全性確認のために流況解析を採用した。

5-3 パイプライン諸施設の機能と要件

水管理システムを構成する場合の基本は、用水の送配水を司るパイプライン組織の各施設に要求される機能を明確にし、その上で管理方法を確立することにある。したがって、これらの諸施設について機能分析を行う。

(1) 管理用制水弁

制水弁は、通常事故等異常事態発生時の緊急遮断、復旧補修時、機器据付時の遮断、パイプラインの保守管理等に使用される。

(2) 幹支線水路分木工

本地区のように揚水コストが負荷されている場合、若しくは、水源流量に余裕のない場合には、需要量に見合

った送水を行う分水施設を考慮せねばならない。

ア. 期別最大流量以上の流量制限

クローズドタイプのパイプラインであって、途中で圧力、流量の調整機能がない管路形態では、余剰水頭のある所で計画流量（瞬時値）を上回る場合があり、水量の時間的、量的均等配分が損われる恐れがある。

イ. 通水遮断

通水遮断のケースは、付帯機器の取付、交換時、分木工以降の施設が未施工時及び異常事態発生時等である。

(3) 通気工（空気弁）

通気工は、通水時の管内空気の排除及び放水時の給気を目的としており、次の条件にあてはまる地点に設ける。

ア. 路線内の高位部、平坦から下り勾配が急になる地点。

イ. 制水弁の直上下流部等緊急時の施設操作により、水流によって運ばれる空気の排除、又は圧力低下を防ぐため空気の供給を必要とする地点。

ウ. その他、平坦な地形のパイプラインには、緩やかな縦断勾配をもたせその高位部におおむね400m程度の間隔で設ける。

(4) 放流工

本地区のパイプラインは、起伏に富む丘陵パイプラインであり、低地での作用圧がかなり高い。また、山腹斜面に沿って配管せざるをえないケ所も多く、土砂くずれ等緊急時の流水遮断及び管内残流水の放水等を目的として放流工を設ける。放流工は、原則として自然排水可能な地点（多くは丘陵内の谷部）に設けている。

(5) 加圧機場

送水側の供給源として下流側からの需要量に見合う水量を吐出槽へ揚水、又は直接末端圃場まで加圧することが目的である。ポンプ揚水量のステップ状変化と需要量の連続的变化のギャップは、ポンプ台数を分割することにより緩和されるがそれにも限度があり、この調整は吸水槽（圧力タンク等）の容量にゆだねられる。ポンプ台数の分割は、揚水機能の並列化による信頼度の向上を意味しており、更に、電源系統の並列化も考えられる。このことは、年間を通じて用水の安定供給を考える時十分な検討が必要である。

5-4 パイプライン諸施設の管理方法の検討

用水組織における水利システムの理想は、水利者の需要に対して、十分追従できるだけの規模及び管理体制をもつことである。しかし、水利者のあらゆる需要パターンを満足するシステムをつくることは、経済的に不利なばかりでなく、そのシステムは複雑なものとなり高度な保守管理技術を必要とする。したがって、本地区では需要水量や需要パターンを適当に制限することによって、システムの規模、供給し得る水量をある範囲内にと

どめる供給主導型とし、極力集中管理システムの内容を簡素化する。その補助的な手段として、無線設備を取りつけた移動車等による一般管理を行う。また、当然のことながら受益農家の水利施設利用技術の確立、管理体制も併わせ検討する。

(1) 管理システム対象施設

管理システムの目標については既に述べてきたところであるが、本地区のような畑地かんがい地区においては、基幹施設から最末端まで高度な管理機構で完結するのは問題があると思われる。したがって、管理システムに組み込む施設としては、当面施設の維持管理に最低限必要なものに限る。

ア. 各幹線分岐後の制水弁

各幹線水路の出発点に当たる制水弁後の流況（瞬時流量、積算流量）を把握し記録することと、制水弁のON・OFF制御を行う。これにより各受益台地単位の計画用水分割と安全確認、緊急時の最低限の処置がとれるようにした。

イ. 大容量水田分木工

分木工の内、大容量水田単分木工（ $0.2\text{m}^3/\text{sec}$ 以上）については、極力集中管理システムに取り入れて状況監視を行う。使用水量に異常が判明した場合移動車により処置する。

(2) その他一般管理対象施設

送配水施設である幹線水路は、大容量の用水を水源から分水点まで安全、確実、適正に送水することが目的であり、安全のためには、急激な流量変動のない運用操作が求められる。また、なるべく末端水利用による流量変動の影響を受けないことが望ましいが、パイプラインである以上末端の流量変動が幹線にも波及する。したがって、一般管理対象施設として、分木工の管理を中心に、中央管理システムといかに結合するかを考える。本地区の分木工の構造は次のように分類される。

ア. 受水槽加圧型（畑かんブロックで加圧送水時）

ポンプの運転により流量が制御され、受水槽により多少の流量変動を吸収する。受水槽にはディスクバルブを設けることにより水位調節を行う。

このように、加圧機場施設そのものが自動運転機構を備えており、移動監視車による点検、整備、無線による連絡で中央管理局と結ぶ。

イ. 末端直送型（自然圧送水型の水田、畑かんブロックとバイパス使用時の畑かんブロック）

バイパス使用時の畑かんブロックについては、基本的には幹線水路の圧力がある場合、すなわち水の使用量が全体的に少ない時期である。したがって、水田だけを対象に考える。この場合、期別ごとの使用水量が守られているかを移動監視車による制御バルブの常時監視体制が必要である。（大口径分木工については中央からの直接

監視を行う。)

ウ. 減圧水槽型 (水田ブロック)

基本的にはイ. の水田バルブと同じであるが、分水量が大きく、一度減圧水槽等で減圧する必要がある。

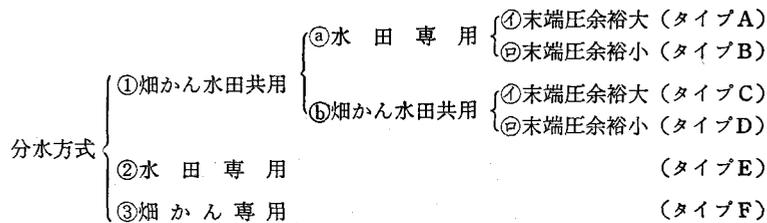
エ. その他諸施設

空気弁、放流施設、パイプライン管体の監視は、無線設備、施設補修器具を準備した移動監視車で定期的に巡視する管理体制が必要である。

(3) 分土工制御方法の決定について

分土工の制御は、①流量制御、②圧力制御、③①と②の併用とが考えられるが、本地区では主要分土工 (0.2 m³/sec 以上を対象) の流量を監視し、末端での水使用状況をは握して無効放流を少なくするようにした。その理由は、

- ア. 東原調整池の変動水位 (E L146m~E L137m)



また、畑かんブロックの加圧がないもの、タイプA-1、畑かんブロックの加圧のあるもの、タイプA-2、とする。各分土工のタイプは表-7のとおりである。

5-5 管理対象範囲

管理対象範囲は、前項のシステムレベルの内の対象レベルに相当するものであり、一般的にレベルの高度化とともにその範囲は拡張されていく。かんがい排水事業の場合、建設期間が長く、完成した施設から順次暫定使用されていくことを考えると、管理システムのレベルも低いレベルから高いレベルへ拡張発展していくものと予想される。

5-6 置局計画

情報伝送方式は1:Nパルス符号式デジタル、サイクリック伝送方式とし、1か所の監視制御局 (M・S局) と複数の被監視制御局 (R・S局) から構成され、M・S局とR・S局は伝送路を介して情報の受渡しを行う。

計測機器及び被制御機器は、有線伝送方式でR・S局と連結している。置局条件は図-16のとおりである。

(1) 中央管理センター (1局)

中央局の機能は以下のとおりである。

- ① 子局を統率し、計測、監視データの収集を行う。
- ② 収集したデータにより、機器及び水利状態の監視と表示を行う。
- ③ 制御対象機器の遠方制御を行う。(制水弁のON・OFF)
- ④ システム運営、管理の記録を行う。

が大きく、期別流量パターンも複雑なので、分土工1次側圧力の変動が大きくなり、自動制御の設定値の変更を頻繁に行う必要がある。

イ. 自然圧送水地区を多くするために、バルブ全開時の損失水頭を極力小さくする。

ウ. 流量制御を行うとすれば、制御特性がよく、キャピテーション係数の小さい減圧用バルブを使用するかバタフライバルブの複数台数の使用となる。しかし、実際には分土工バルブで施工済みの地点も多く、改修を行うには多大の費用を必要とするため困難が予想される。

エ. 減圧バルブは非常に高価であり、施工後のメンテナンスに手がかかる事、故障しやすい等の欠点がある。

(4) 変更案における分土工諸元

畑かん、水田ブロックへの送水方法として、幹線分土工からの送水方式は次の6タイプが考えられる。

(2) 子局 (現場計装) (6局)

子局の基本条件は以下のとおりである。

- ① 1人のオペレータで現場操作が可能であること。
- ② 全体システム完成時には、現場計装システムがバックアップ計装として必要十分なシステムであること。
- ③ 全体システムと二重投資とならないこと。
- ④ 機器選定においては、高信頼性を第1条件とする。
- ⑤ 雷対策に留意すること。
- ⑥ 保守の容易性を考慮すること。

(3) 移動監視車

通常時の集中管理システム守備範囲外の施設の点検、整備、非常時の中央との連絡のため、無線機、簡単な整備器具を備えた監視車を配備する。

5-7 システムの運用

(1) 管理組織について

用水の運用に当たっては、システムの規模を考慮して組織を設定する必要があるが、本システムの管理組織については、概略次のように考え、県、地元と協議し今後の組織づくりを実施する予定である。

ア. 本地区の管理主体は土地改良区とし、水源施設、幹線水路及びこれに付帯する構造物の管理を行い、幹線水路から分岐したものについては、下部組織である各管理区にその管理を委託する。

イ. 土地改良区は、管理の意志決定機関として「管理運営委員会」と「水利調整委員会」を組織し、また、実

表一 7 分水工諸元一覧表 (変更案)

分水工名	管 径 (mm)		面 積 (ha)		流 量 (m ³ /s)	付帯施設	分水工タイプ	分水工名	管 径 (mm)		面 積 (ha)		流 量 (m ³ /s)	付帯施設	分水工タイプ
	本管	分岐管	水田	畑					本管	分岐管	水田	畑			
茶臼原幹線								2-2	500	450	106.3	—	0.244	減	A-1
5-1-1	2000	200	—	30.0	0.035	県加	F	2-3	400	200	—	20.7	0.024	—	F
5-1-2	"	350	—	102.5	0.119	国加	F	2-4	400	400	5.1	119.9	0.150	—	A-1
5-1-3	1800	350	—	114.9	0.133	国加	F								
6-1-1	"	500	94.5	—	0.345	減	E	新田原幹線							
6-1-2	"	350	—	118.62	0.137	国加	F	7-2-1	1000	450	23.0	117.2	0.232	県加	A-1
7-1-1	"	350	—	109.1	0.126	国加	F	7-3-3	"	250	1.3	50.3	0.064	—	C
7-1-2	1350	350	—	108.5	0.126	国加	F	7-4	900	450	16.1	114.1	0.191	減	A-1
7-1-2'	1100	450	48.8	—	0.205	減	E	7-5	"	500	74.5	14.6	0.330	減	"
8-1-1	1000	300	3.0	67.6	0.091	—	C	7-6-1	700	200	—	25.9	0.030	—	F
8-1-2	"	250	2.5	36.9	0.053	—	A-1	7-6-2	"	450	42.5	40.6	0.225	減	A-1
10	900	300	3.8	62.7	0.089	—	C	7-7-2	500	"	72.4	—	0.212	減	A-1
12	700	350	4.7	83.5	0.116	—	C	7-7-1	350	350	—	100.2	0.116	—	F
13-1	700	400	—	139.1	0.161	—	F								
13-2	"	400	12.7	114.2	0.161	—	C	祇園原幹線							
13-3	"	450	41.9	83.3	0.214	—	C	7-3-1	400	200	—	19.1	0.022	—	F
								7-3-2	400	400	5.4	115.8	0.157	—	A-1
牛牧原幹線															
4-1	1100	350	5.8	102.5	0.143	国加	A-2	三財原幹線							
4-2	1000	450	60.9	—	0.256	—	E	9-1	600	500	82.5	—	0.191	減	E
4-3	800	400	—	153.7	0.178	国加	F	9-2	450	400	4.8	168.0	0.205	県加	A-2
4-4	"	350	—	85.9	0.099	県加	F	9-3	450	350	2.1	85.7	0.108	県加	A-1
4-5	600	300	1.7	64.7	0.082	県加	D								
4-6	600	500	29.0	124.9	0.266	—	C	平伊倉幹線							
4-7	400	400	—	163.3	0.189	—	C	11-1	700	450	77.1	46.4	0.246	減	A-1
								11-2	400	250	—	53.6	0.062	—	F
西都原幹線								11-3	350	350	—	108.8	0.125	—	F
2-1	500	200	—	21.5	0.025	—	F								

行機関として管理事務所を設置する。

ウ。「管理運営委員会」は、水利施設運用の重要事項を諮問し審議するため施設管理責任者、市町村関係者、土地改良区、学識経験者、河川管理者等の代表で構成し、年間取水計画、他種水利との調整を図る。

エ。「水利調整委員会」は、土地改良区内の管理区別代表者及び施設管理責任者で構成し、当該地区内における水利調整を行い、水の円滑な利用を図るようにする。

オ。「管理事務所」は、管理の実行機関であって、その大綱は「管理運営委員会」「水利調整委員会」の決定にしたがって行われる。

また、「管理事務所」は、土地改良区の下部組織として常設され、管理・電気機器の係を置く。

カ。管理区は、各幹支線水路からの分水工ごとに組織されるが、最末端単位である受益者の数人、又はこれ以上の区分連絡員によって、年ごと更には期別ごとの必要水量を集計して、水利調整委員会に提出する。

6. おわりに

国営事業において施行する用水施設は、基幹施設のみであるため、末端施設に対して利用者側の期待と事業主体側の基本的計画方針とにアンバランスが生じることが多く、このことを水管理計画でもって対処しようとしても極めて困難である。したがって、計画当初から十分な意見の交換を行う必要がある。例えば、幹線水路が必要主導型であれば、末端も需要主導型でなければならないし、供給主導型であれば、末端も供給主導型でなければならない。このように、幹線水路から末端の給水構造は相互に関連があるので、矛盾しない組み合わせにする必要がある。

畑地かんがい計画におけるパイプラインは、導入の日も浅く、技術上未解決の問題点も多い。建設した水利施設の維持管理計画の検討は定常流況では意味がない。パイプライン(水利施設)の水理現象は場所的に独立する

ものではなく、必ず相互に影響を及ぼすものである。

したがって、ここで記述した水理モデルによる解析は極めて有効な方法であろう。

末筆ながら、この報文をまとめるに際して一ツ瀬農業水利事業所長はじめ、関係各位にご協力いただいたことを感謝致します。なお、関係各位の御批判、御指導をいただけましたら幸いです。

参考文献

1) 農業土木試験場技報 F第7号

2) 農業土木試験場技報 B第34号

3) 白石英彦, 岩崎和己; 用水システムの数値モデルによるシュミレーション手法について (農業土木学会誌 Vol. 43 No. 7)

4) 伊藤 剛編; 数値計算の応用と基礎 (アテネ出版)

5) V. L. STREETER, E. B. WYLIE; 流体過渡現象 (日本工業新聞社)

6) 秋元徳三; 水撃作用と圧力脈動 (日本工業新聞社)

7) 猿渡良一; FIELD IRRIGATION HAND BOOK (畑地農業振興会)



農業土木事業調査設計

※ 農業開発事業に関する調査・計画・設計並びに施工管理
海外開発事業に対する農業土木技術のコンサルティング
業務、一般土木事業の調査・計画・設計業務

株式会社 日本農業土木コンサルタンツ

代表取締役社長 岡 本 勇
常務取締役 西 岡 公

本 社 東京都港区新橋5丁目34番4号 農業土木会館4階
TEL 03 (434) 3831~3
仙台事務所 仙台市本町2丁目13番10号 菊田屋ビル3階
TEL 0222 (63) 7595~6
札幌連絡所 札幌市西区手稲金山33-100
TEL 011 (684) 0581

農地造成に伴う流出状況の変化について

川 上 有喜男*

目 次

1. はじめに.....(43)	4. 排水計画.....(46)
2. 地区概要.....(43)	5. 排水・防災対策.....(47)
3. 洪水流出実測結果.....(43)	6. おわりに.....(48)

1. はじめに

五条吉野地区は、奈良県五条市、下市町、西吉野村の三市町村にまたがり、地区面積 900ha の農地開発と既耕地 1,148ha の多目的畑かんを行う国営総合農地開発事業である。今回は改良山成工法にて造成された造成地からの流出状況が、従前の山林流域と較べ、どの程度の変化があるかという問題について昭和53年より3ヶ年間行った、国営農用地開発附帯防災施設調査の中で得られた洪水流出結果を中心にして報告するものである。

2. 地区概要

受益地域：奈良県五条市・吉野郡下市町・西吉野村

受益面積：農地開発 900ha（造成面積 632ha）

農業用排水 1,148ha（畑地かんがい）

主要工事：ダム3ヶ所、頭首工1ヶ所、揚水機場9ヶ所、幹支線水路58km、農地造成 632 ha、幹支線道路 73km

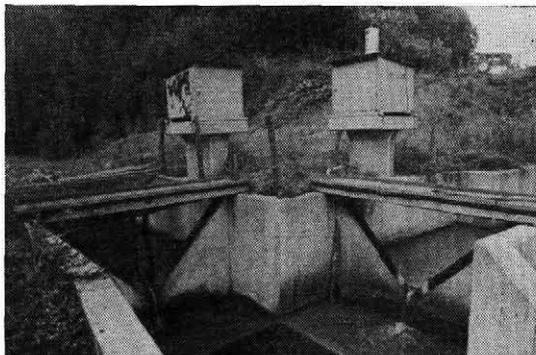
総事業費：261億円（昭和55年度時点）

本地区の導入作目は、富有柿を中心とした柿であり、他には100ha、施設のブドウ（巨峰）が計画されているが、畑かん受益区域はすべて柿であり、事業区域はほぼ柿の単作地帯といえよう。農地造成区域は平均傾斜30度程度の山地であり、これを最大傾斜15度以下に造成している。土質は古世代粘板岩が母材の風化土及び風化岩が主体である。但し、中央構造線に近いため強い変成を受けている。造成地内の地表排水は、造成面平均30m間隔に土水路の承水路を配置し、集水路は園内道路を兼用したコンクリート広幅水路（水兼道路）が主体である。又、造成勾配が比較的急なため畑面保全工として畑面植生をし、造成地最下流に 300m³/ha の容量を有した沈砂池を設置している。

3. 洪水流出実測結果

流域条件が変化することによりピーク洪水量が変化す

るということは従来からも定性的には言われていたが、どの程度の影響が出るか（変化量）という定量的な調査については、今のところあまりなされていないようである。農地造成を行うことにより流出状況が大きく変化するのであれば、造成地区内の排水計画、防災計画さらには造成地区外下流対策にも影響を及ぼす重要な問題であり、本地区の平原団地において、造成地流域の末端及び隣接する地区外山林流域に直角三角堰、自記水位計、自記雨量計を設置し水位観測を行った。流域条件は表—1、図—1の通りであり、昭和53年度に基盤造成を行ない、昭和54年度に水兼道路を中心とした園内附帯工事を



写真一 観測施設（左：地区外、右：地区内）



写真二 地区外山林流域（中央部正面）

* 近畿農政局五条吉野開拓建設事業所

実施、昭和55年3月に一時利用指定を行ない、柿の植栽はほぼ完了し、間作としてスイカ等の作付も行われている。(間作を行わないところでは侵食防止としての牧草



写真-3 造成地流域(流域上流より撮影)

表-1 平原団地の流域特性

	地区内 (造成前)	地区内 (造成後)	地区外
流域面積 (ha)	8.52	10.18	6.70
山林面積率 (%)	91.6	6.0	94.2
流域平均傾斜	30°13'	14°03'	30°21'
主流路長 (m)	508	490	382
平均主流路勾配	4°25'	3°10'	12°25'
総流路長 (m)	1,676	2,586	1,005
流路密度 (m/ha)	197	254	150

が畑面をおおっている。)造成前の流域条件としては、造成地区内と地区外の差はさほどないものと思われる。調査は昭和53年末より開始したが、53年度は大きな雨がなく、あまり良いデータは得られなかった。昭和54年・55年のデータをまとめたものが表-2である。(京都大学が観測を行っている本地区の造成地栃原団地でのデータも参考として示す。又、栃原団地の造成時期は平原団地より1年早く、基盤造成が昭和52年度、園内整備が昭和53年度、昭和54年1月の一時利用指定で、植栽はほぼ完了しており、営農状況は平原団地と同様であ

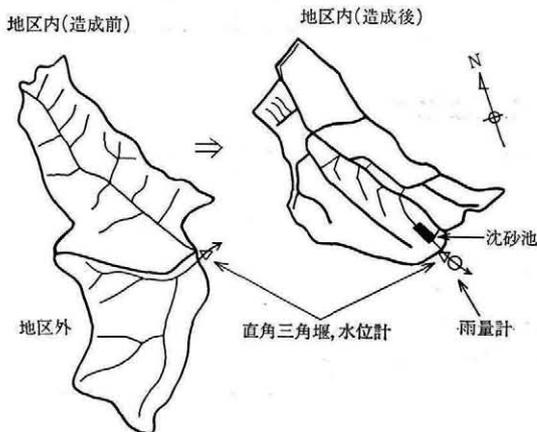
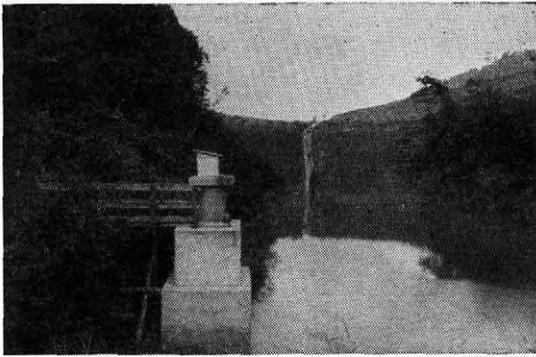


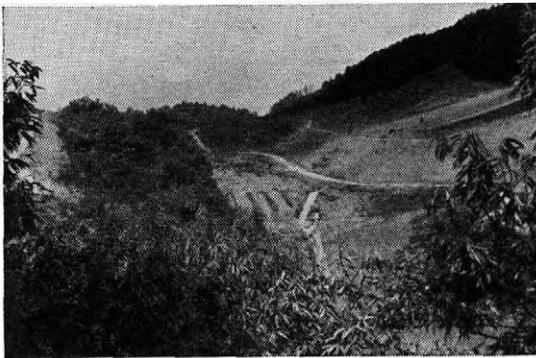
図-1 平原団地の観測地域図

表-2 昭和54, 55年度の主な洪水記録

①洪水記録期間	平原団地						栃原団地(参考)			
	②雨量 (mm)	ピーク流量					⑧雨量 (mm)	ピーク流量		
		③地区内 ($m^3/s/km^2$)	④地区内 上流 ($m^3/s/km^2$)	⑤地区外 ($m^3/s/km^2$)	⑥比 ③/⑤	⑦比 ④/⑤		⑨地区内 ($m^3/s/km^2$)	⑩地区外 ($m^3/s/km^2$)	⑪比 ⑨/⑩
S54. 1.29~30	23.5	0.39	—	0.11	3.5	—	20.5	1.25	0.08	15.0
S54. 3.24~25	24.5	0.47	—	0.16	2.8	—	21.0	2.69	0.14	19.4
S54. 5. 8	30.5	0.47	—	0.16	2.8	—	31.5	1.28	0.11	11.5
S54. 6.16~17	41.0	0.50	—	0.19	2.6	—	42.5	1.05	0.11	9.5
S54. 6.27~28	104.0	0.69	—	0.69	1.0	—	111.0	6.17	0.47	13.1
S54. 6.29~30	82.5	0.50	—	0.56	0.9	—	89.5	6.94	0.67	10.4
S54. 8.20~21	24.0	0.22	—	0.22	1.0	—	27.0	1.75	0.17	10.5
S54. 8.27~28	38.0	0.42	—	0.36	1.2	—	—	—	—	—
S54. 9.30~10.1	49.5	0.81	—	0.61	1.3	—	46.0	4.75	0.39	12.2
S54. 10.18~20	83.5	0.42	—	0.36	1.2	—	75.0	1.53	0.22	6.9
S55. 3. 1	31.0	0.11	—	0.22	0.5	—	25.5	2.47	0.14	17.8
S55. 4. 6~ 7	73.0	0.58	—	0.69	0.8	—	69.0	6.42	0.53	12.2
S55. 8.22	29.5	0.22	1.69	0.56	0.4	3.1	17.5	3.11	0.08	37.3
S55. 8.27	35.0	0.14	2.06	0.72	0.2	2.8	25.5	4.53	0.19	23.3
S55. 9. 6	20.5	0.14	1.44	0.17	0.8	8.7	21.5	3.83	0.14	27.6
S55. 9. 7	99.0	0.25	2.61	0.31	0.8	8.5	19.5	3.94	0.19	20.2
S55. 10.14	15.0	—	3.22	—	—	—	76.5	3.72	0.42	8.9
S55. 11.28	26.0	0.03	0.53	0.11	0.3	4.8	26.0	1.53	0.08	18.3



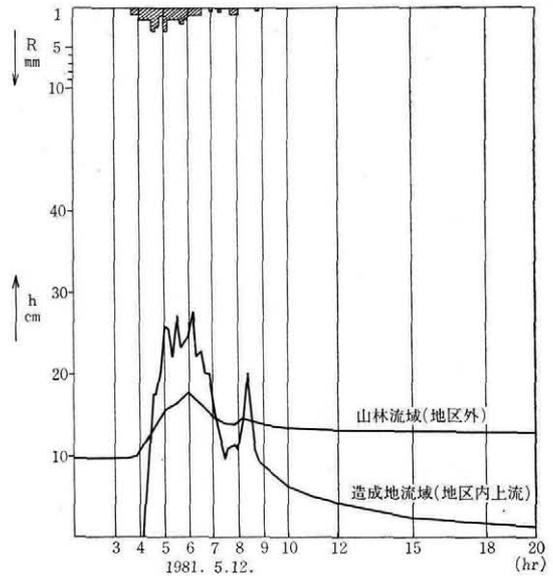
写真一 4 沈砂池 (沈砂池内の水位観測施設及び沈砂池直上流の観測施設)



写真一 5 造成地流域と地区内上流観測施設

る。) 昭和54年のデータでは 地区内造成地流域, 地区外山林流域ともピーク流量に大きな差が出なかった。これは地区内造成地流域の水位観測施設が沈砂池の下流にあるため, この沈砂池で貯留機能が働き, 表面流出のピークが押えられたためと考えられる。昭和55年度は造成地からの表面流出を直接観測するために沈砂池直上流(盛土法面天端地点), 流域面積が7.4haの地点に直角三角堰と自記水位計を増設した。ここでは降雨時以外にはほとんど表面流出は見られず, ピーク流量は地区外山林流域の2~10倍程になっている。造成後のピーク流量が増大する傾向は, 本地区の昭和52年から造成を行った平原団地で京都大学が観測を行っている結果からも明らかであり, 今回の平原団地での結果と併せ考え, 本地区の土質がほぼ同質であることから, 流域条件の差から程度の差違はあっても, 造成によりピーク流量が大きく増加するのは間違いないようである。

今年の結果は現在整理中であるが, 図一2が昭和56年5月12日の降雨30.5mmによる流出を示したものである。縦軸に直角三角堰での水位と雨量を, 横軸に時間を取り, 雨量は10分間雨量で表現し, 水位のプロットは自記紙を出来るだけ忠実に再現するために変化の大きいところは10分間隔でプロットした。図より明らかなように, 造成地からの流出は非常にシャープであり, 一連降雨中



図一 2 平原団地流出状況

の微少な降雨強度変化によく対応している。ハイトグラフには三つのピークがあり, ハイドログラフにも降雨ピークから30分程の遅れで三つのピークが出ている。三番目のピーク流量が最大となったのは, 有効雨量の増加によるものであろう。一方, 山林流域からの流出はフラットであり, 流出のピークは, 一つである。これは, 山林流域では, 一連降雨中におけるこの程度の降雨強度変化は緩衝されてしまうものと思われる。又, この山林流域の流出に対する降雨のピークは二番目のピークを全体降雨のピークと考えるのが妥当のようで, この場合, 降雨ピークから流出のピークまで60分程遅れている。次にピーク流量を比較すると造成流域では, 流域面積7.4ha, ピーク流量 $0.0538 \text{ m}^3/\text{s}$, 比流量 $0.727 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$, 山林流域では流域面積6.7ha, ピーク流量 $0.0185 \text{ m}^3/\text{s}$, 比流量 $0.275 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ となり, 造成地流域からのピーク流量は山林流域の約2.6倍であった。このように表面流出のピーク流量が造成を行うことにより大幅に増加する要因としては, 洪水到達時間の減少と流出係数の増加が考えられる。洪水到達時間は一般に降雨ピークから洪水ピークまでの大略2倍程と言われており, 図一2の例で言うと造成地流域では約60分, 山林流域で約120分ということになり, 流域条件からみて遅いように考えられるが, これは降雨強度が小さかった為であろう。造成により洪水到達時間が減少する要因としては, 承水路, 集水路, 排水路といった排水路網の整備が考えられる。つまり雨水の山腹流下時間が短縮され(造成地畑面の侵食防止のために平均30m間隔で承水路が入られるため山腹流下距離が大幅に減少する), さらに整形された排水路を流下するため, 山林流域の自然状態の排水路と比べ, 水路流下時間も短

縮されるためである。次に流出係数の変化であるが、造成により土壌自体の透水性の減少がある。(これは土性により一概には言えないが、本地区の場合、大型機械により運土転圧され地山よりも盛土の方が締め固められる傾向がある。)さらに集・排水路がコンクリート等で造られるため、100%不浸透領域が生じ、流域全体の流出係数を引き上げる。(本地区の場合、集・排水路はほとんどすべて水兼道路型となっているため、この影響は大である)又、山林流域の地表は朽れ葉等の堆積した保水力の強い有機質土に覆われているが、造成後の地表は、本地区の場合、浸食防止用に牧草をは種しているものの裸地に近い状態であり、これらが造成地の流出係数を大きくしている。

4. 排水計画

現在、本地区の排水計画で採用している数値は、計画書で定めているもので、一般に他地区でも採用されているものと思われる。現在使用している計画排水量は $1/10$ 年確率雨量をベースとして、造成地流域のピーク流出係数 $f_p=0.8$ として算出されたものである。

$$\text{降雨強度式 } I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{T} \right)^n \dots\dots\dots \text{物部式}$$

$$R_{24}=141(\text{mm}), T=1(\text{hr}), n=2/3$$

$$I=49\text{mm/hr}$$

$$\text{計画排水量 } Q=1/3 \cdot 6f \cdot I \cdot A$$

$$f_p=0.8, I=49\text{mm}, A=1\text{km}^2$$

$$\text{計画単位排水量 } Q=10.9\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

山林流域の場合は $f=0.6$ として計画単位排水量としては $8.17\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ を採用している。

上記の計算方法は非常に簡便であるために従来から良く利用されているが、この方法については、その適合性に問題があるということ種々指適のあるところである。そこで本地区の場合について検討することとする。

まず計画降雨のとり方について考えてみると、対象となる流域が小流域であり、洪水到達時間が短いことより短時間降雨について確率処理すべきであるが、残念ながら長期間の降雨データが短時間降雨(1時間雨量とか10分間単位の雨量)について整理されていないため降雨強度式により算出せざるを得ない。前記の $R_{24}=141\text{mm}$ は実は日雨量を確率処理したものであり、これを24時間雨量としているが、これは本来は任意24時間雨量をとるべきであろう。以下、昭和50年3月、農林省構造改善局計画部技術課「降雨配分方式の最妥当方法の決定に関する調査」を参考に検討を進めると、日雨量と任意24時間雨量の平均倍率は全国的には1.1~1.2の値を示すものが多いようである。この調査における観測地点の中で、本地区の降雨状況と最も近いと判断されるのは奈良であり、奈良の平均倍率は1.08である。この奈良での倍率を

そのまま本地区に使用すると $141\text{mm}/\text{day} \times 1.08 = 152\text{mm}/24\text{hr}$ となる。次に降雨強度式についてであるが、調査報告書によると奈良ではタルボット・シャーマン・石黒の三式の内ではタルボット式の適合度が最も良く、10年確率におけるタルボット式の係数は $a=10,853, b=246$ となっている。又、物部式での係数 n については奈良は0.575となっている。この二式について検討の結果、物部式の方が降雨強度が大きくなり安全側であることと現計画が物部式を採用していることから判断し、今回は一応物部式を採用することとする。

$$\text{降雨強度式 } I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{T} \right)^{0.575} \quad R_{24}=152\text{mm}$$

次に洪水到達時間について検討を行う。現計画のように一律1時間とすることは問題があり、前にも述べたように本地区のような小流域でかつ山林と造成地といった流域条件の違いが到達時間に大きな差をもたらす。京都大学角屋教授の提言によると、洪水到達時間は、流域の状態 C 、と流域面積 A 、と洪水到達時間内有効降雨強度 r_e の関係で表わされ、その関係式は、 $\tau_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35}$ となる。この C 及び r_e は実測結果から決定すべきで、現在までのデータ結果からはバラッキも多く、精度上も問題があり、今後、データ数を増やし、正確な解析を行った上で決定することとしたいが、ここでは中間的にやや大胆に推定することとした。

C については、昭和54年の栃原団地における京都大学の観測結果では、造成地流域71、山林流域224という報告がある。平原団地の観測結果は、まだ未解析であるが、図一2の流出からは、造成地流域149、山林流域217という数値が得られた。平原団地の場合、一例のみで小降雨であったことから精度的に心配はあるが、造成地間のピーク流量をみても栃原団地の方が2倍程の値を示しているデータが多いことから、大体妥当な数値であろうと思われる。以上の事例から本地区の C については、造成地110、山林流域220とする。(二団地の平均値)

流域面積については、今回観測を行った流域が、平原団地7ha程度、栃原団地が12ha程度であり、本地区の場合、造成地の一流域面積が平均すると大略10ha前後であることから、10haとする。

r_e については、 $r_e = f_p \cdot r$ の関係からピーク流出係数 f_p がどの程度になるかによるが、図一3に示す栃原団地での昭和54年度観測結果を参考に、又、山林流域では平原団地の方がややピーク流量が大きいかを考慮し、本地区のピーク流出係数としては、造成地流域0.6、山林流域0.4として、表一3に10年確率降雨における降雨継続時間と降雨強度、有効降雨強度の計算結果を示す。

上記の条件で10年確率洪水量について試算を行う。図一4に洪水到達時間と有効降雨強度の関係と降雨継続時間と10年確率有効降雨強度の関係を示す。この図より

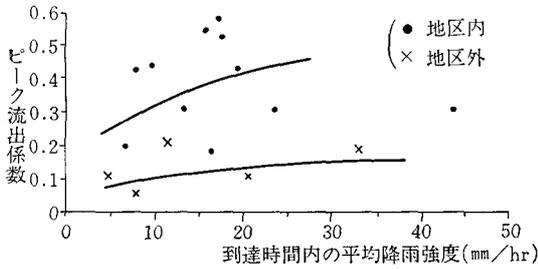


図-3 平均降雨強度とピーク流出係数との関係 (昭和54年, 栃原団地)

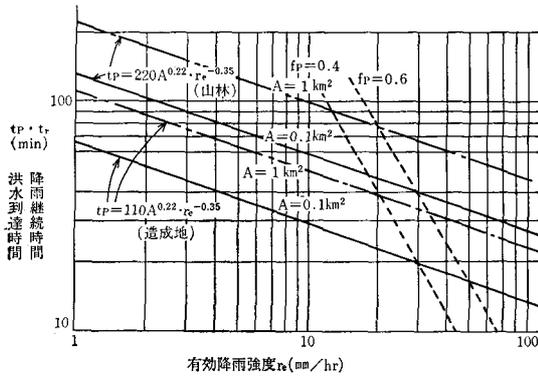


図-4

ピーク流量を計算すると $Q_p = 1/3.6 \cdot r_p \cdot A$ より
造成地流域

$$0.1 \text{ km}^2 \quad Q_p = 1/3.6 \cdot 50 \cdot 0.1 = 1.39 \text{ m}^3/\text{s} \quad (13.9 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2)$$

$$1 \text{ km}^2 \quad Q_p = 1/3.6 \cdot 34 \cdot 1 = 9.4 \text{ m}^3/\text{s} \quad (9.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2)$$

山林流域

$$0.1 \text{ km}^2 \quad Q_p = 1/3.6 \cdot 18 \cdot 0.1 = 0.5 \text{ m}^3/\text{s} \quad (5.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2)$$

$$1 \text{ km}^2 \quad Q_p = 1/3.6 \cdot 13 \cdot 1 = 3.61 \text{ m}^3/\text{s} \quad (3.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2)$$

となる。流域面積 1 km^2 当りについては、洪水到達時間の関係式中、 A のみを変え他はすべて同値で計算したものである。以上、推定を多く含んでいるが、実測結果をベースに10年確率洪水量を試算した結果、現計画値と較べて流域面積10haには造成地流域では28%の増、山林流域では39%の減、流域面積100haの場合には、造成地流域で14%の減、山林流域では56%の減となっている。又、山林流域と較べ造成地流域のピーク洪水量は2.6~2.8倍になるという結果になっている。

5. 排水・防災対策

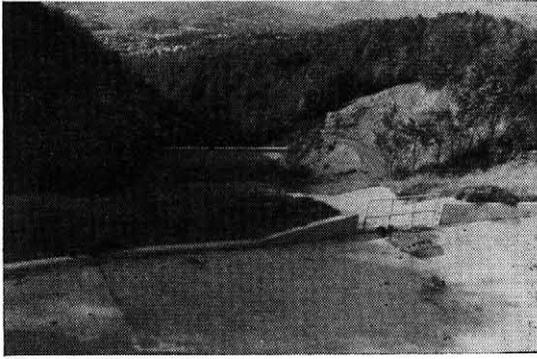
近年の農地造成は改良山成工が主流になりつつあり、大型建設機械の普及により大土工を伴なうことから、排水-防災対策が特に重要となって来ている。この対策は造成地区内と地区外下流とに大別され、造成地区内では畑面の侵食防止、地表水排除、地下水排除、流出土砂防止、排水路等の構造物の保護、切・盛土法面の保護、等

表-3 降雨継続時間別降雨強度, 有効降雨強度 (10年確率)

降雨継続時間	10min	30min	60min
降雨強度	110.3mm/hr	58.7mm/hr	39.4mm/hr
有効降雨強度 ($tp=0.6$)	66.2mm/hr	35.2mm/hr	23.6mm/hr
有効降雨強度 ($tp=0.4$)	44.1mm/hr	23.5mm/hr	15.8mm/hr

の対策、地区外下流では流出土砂・洪水対策等がその主なものである。本地区においては、これらの対策について、過去の災害等の経験を基に種々改良を加えて来ているところであるが、今回は地表排水に係るものについてのみ述べることにする。地区内について述べると、畑面は最大勾配15度と、かなり急であることから浸食防止のため牧草のは種を行っている。この畑面への降雨は平均30m間隔で配置した承水路(土水路)でキャッチされ、集水路(本地区の場合、大部分が水路兼用道路)に落ち、この集水路で造成面最下流端の盛土法面天端まで導びかれ、盛土法面部に設けられたシュート工を落下し沈砂池に入り、沈砂池から地区外の排水路へと流下していく。これらの構造物の留意事項としては、承水路は中だるみを作らぬよう一定勾配を保つ必要があり、水路延長は100m以下とすべきである。又、承水路から集水路への落ち口にトラブルが多いので、落口工は取付部も含めて現場打コンクリートで保護する等の配慮をしている。水兼道路については、曲線部分・合流点等で跳水によるオーバーフローが起きるため側壁の嵩上げを行っている。又、側壁の外側が洗掘され易いので止水壁として5~10m間隔にコンクリートブロックを入れている。シュート工については、盛土法面上に設置することが多く、盛土が圧密沈下を起すため収縮ジョイントを入れて対応している。又、流水が高流速で落下するため、線形的には縦断的にも平面的にも直線化して跳水を防ぐと共に、水兼道路からシュート工への移行部の取付けについても留意する必要がある。沈砂池は造成面積1ha当り 300 m^3 の堆砂量を見込んで容量決定しているが、工事期間中の流出土砂は造成地区で止めるべく工事仮設として仮沈砂池(盛土法面部分を堰堤型に先行して施工する)を施工しており、降雨状況と施工時期によっては沈砂池に相当の余裕が生じる可能性があるため、この空き容量を利用して洪水調節機能が働くように、昭和54年度以降に施工した沈砂池には堰堤に穴を設けている。

以上の排水施設は現計画排水量を基準に施設規模が決定されており、今までのところ10年確率降雨以上というような極端に大きな雨がなかった事にも起因するが、又、フリーボードを含む余裕の中で納まっているという事かも知れないが、施設規模自体が過少であったという



写真—6 盛土法面天端附近及び沈砂池

事例はほとんどなく、造成地区内については造成後の洪水増加が施設能力を越えて支障が生じるというところまではいたっていない。但し、造成地の下流では、時々、トラブルが生じており、その主なものは洪水被害とそれに伴う土砂堆積等であり、これらに対する対応は補償であったり排水路改修であったり、それぞれの条件に応じケースバイケースの対応をして来ているが、これらに対する一応の対応指針といったものの整備が必要と思われる。

6. おわりに

今回は平原団地での洪水流出観測結果を中心に栃原団地でのデーターを参考にして、本地区での農地造成による洪水流出の変化状況について検討を行ない、結果としては、山林流域を造成することにより我々が予想していた以上の流況変化の起きることが判った。しかし、定量的に決定するには、二団地間の流出にもかなり差があることから考えて多少無理があるものと考えられる。したがって、今後観測を継続し、データーを蓄積して正確な解析を行ない、流域間の差についても解明することが、今後の各団地での洪水予測を行なう上で重要であり、且つ、造成地下流に及ぼす影響についても、その判断基準が客観的に明確になるものと思われる。又、対象となる流域が小面積のため、流域条件のちょっとした変化が、流出に対し敏感に影響することから、今後さらに流域条件の分析を正確に行なう必要があると思われる。最後に今回の検討の中で使わせていただいた栃原団地の結果については京都大学の丸山・三野・小林各先生の研究によるものであり、平原団地での観測について三先生に解析・御指導いただいた事を報告し、お礼申し上げます。

総 合 建 設 業



株式会社 阿 川 建 設

代表取締役 及 川 健 太 郎

本 社 宮城県登米郡東和町米川字町裏58 TEL(5)2311(代)
佐沼営業所 宮城県登米郡迫町佐沼字末広82 TEL(2)2428(代)

区画整理施工農地の台風被害とその復旧

内山 秀之*

目 次

1. はじめに……………(49)	区画整理施工農地の被害……………(49)
2. 畑地農業のための土地改良……………(49)	5. 区画整理施設の破壊機構とその復旧工法…(51)
3. 畑地における区画整理工事……………(49)	6. おわりに……………(52)
4. 台風12・15号と洞爺湖周辺で起きた	

1. はじめに

北海道を訪れられた土地改良関係者の方々に、その視察後の感想を尋ねると、「北海道らしいですね」と答えて下さる方が多い。

たしかに、農業経営の規模や、土地改良事業の大きさから見るかぎり、そのスケールは一回りは大きく、北海道らしいですねの話もこの辺にあると思われる。

人馬よっての開墾で始まった拓殖時代から百年、開拓する土地は広大であっても、寒冷な気候や、泥炭、火山灰、重粘性の土砂など、必ずしも農業条件に、適したのではなく、開墾した農地に改良を加え、更に農地を拡張して、その不利な生産力を補なうことを繰り返し、現在の農業形態を形成したと「北海道農業史」は、物語っている。

しかし、農業は更に前進した近代化が求められており、これに対応するためには農業基盤の改良もまだ多く残されていると言え、そこに土地改良の無限さを感じる。

2. 畑地農業のための土地改良

農業労働力減少化の傾向は、畑地農業においても顕著であり、農作業の一層の機械化が、畑作農家の経営を安定させる唯一の手段とさえ言われている。しかしながら農業機械の作業を阻む傾斜をもった農地や、小沢で分断された畑地などの整備は、未だ充分に行なわれていないのが現状である。

このような圃場を改良する工事は、現在畑地帯総合土地改良事業を中心として進められているが、その改良を必要とする面積は、草地を含め6万9千ヘクタール※1と推測され、北海道の畑地面積の10%弱に相当するものである。

農業機械を効率的、かつ安定的に運行するためには、農地の傾斜勾配を5°以内とすることが必要である。また小沢などの埋立てによる畑地圃場の最小区画は、1～2ヘクタールがその限度目標であることから、改良はこれを基準として現在、進められている。

3. 畑地における区画整理工事

区画整理工事によって、人為的に緩傾斜勾配に修正された畑地は、雨や融雪水に極端なほど弱く、その畑地が完全に安定したと言えるまでには、2年以上が必要である。

このような自然的作用によって生ずる破壊を防ぐためには、施工経済上、許し得る投資コストの範囲内で色々な措置工法が考えられており、一応の安全策がなされている。

現在、行なっている措置工法については、すでに筆者らが農林水産土木ハンドブック※2で紹介しているが、その基本原則は、耕作土のもつ土質特性に適合した傾斜勾配を充分に知りえた設計でなくてはならず、また、その農地の圃場管理が常になされることが必要で、この条件が満たされて初めて、浸食などの被害を防ぎえると言える。

更に、傾斜面長は60m以内に止め、テラスや草生道を設置し、また捕水渠、捕水路(承水路)を必ず設けて、地表水、地下水の排除を完全に行なうことが、畑地を整形する上での基本的な技術的措置である。

4. 台風12・15号と洞爺湖周辺で起きた 区画整理施工農地の被害

北海道では、11月中旬から翌年3月下旬までは、大地は雪に覆われ、そこに住む人々にとっては過酷な季節でも、区画整理が施された農地にとっては最も安全な数ヶ月である。むしろ、人々の喜ぶ春が、この農地にとって

* 北海道農地開発部農業水利課

※1 北海道農地開発部調査資料による。

※2 農林水産土木ハンドブック p.437,888 畑地ホ場整備の設計と施工

危険なときと言える。

春の融雪水は、区画整理が施工された農地を流下浸食する。この水食現象は、初冬期の積雪の多寡と凍土深及び春季の融雪と凍解とに左右される。初冬期に作られた凍土深が深く、またその凍解が遅れるような年には、捕水渠の機能がはたらかず、水食現象を大きく引き起こし、捕水路からの越流をも生ずるなど、法面破壊を誘発することが多いことから、従来 $1/10$ 確率年で施工した捕水路の排水能力を、 $1/20$ 確率年構造に改めるなどの技術的改良を加え、融雪時の被害発生を防止している。また春から秋にかけては、8、9月の雨以外は、農地を浸食することはなく、区画整理の施工はこの時期を避けることでその対応は充分と言える。

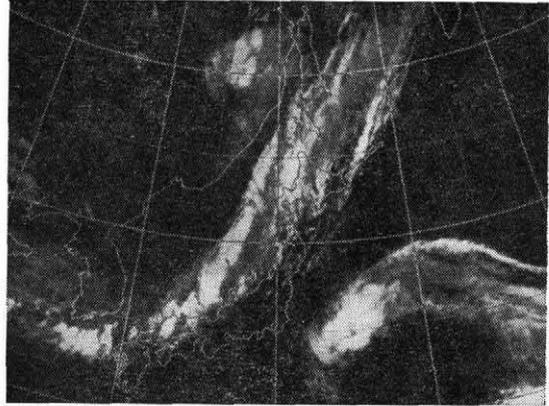
しかし、今年は8月に、二度に亘る台風が北海道を襲った。それも大雨を伴ったものであり、昨年春に竣工した農地に大きな被害をもたらすのではないかと、関係者は一様に心配したのである。

北海道を台風が襲うことは数少なく、昭和29年の洞爺丸事件を引き起こしたものを以外人身被害をもたらしたことはなく、たまに来る台風も吹き抜けるように北上して低気圧に変貌するパターンが一般的で、台風に対する恐怖は全くないと言っても過言ではなからう。このまれに来る台風が、20日ほどの間に二度も、まして、大雨を伴ってやって来たのには、私達にとっては大きな驚きであった。

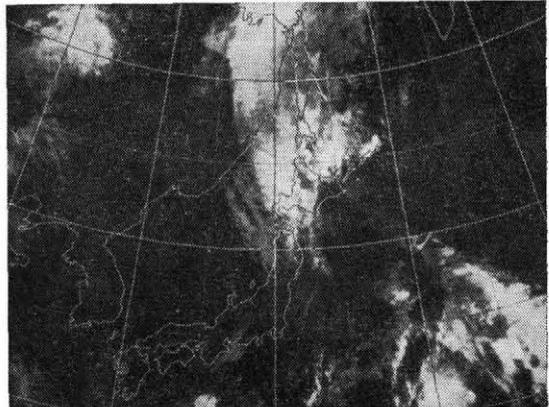
大雨は、農業施設にも443億円の被害をもたらし、その被害報告も2834件に達した。しかし、被害報告の大部分を占めると思われた区画整理施工農地の被害が意外と少なく、被害額は600万円足らずで、農地被害の0.2%に過ぎないことが分った。これは、現在とっている工法が、水による浸食防止を十分に配慮したものとなっていることによるものであり、すでにその技術はほぼ完成されたと言えるのではなからうか。

北海道を襲った大雨は前にも述べたように、20日間の間を置き二度に亘っている。8月3日から6日の台風12号とその前線による降雨は、区画整理施工農地に200～250mm/4日の降水量を与えているが、部分的ガリ状浸食

気象衛星「ひまわり」の赤外画像

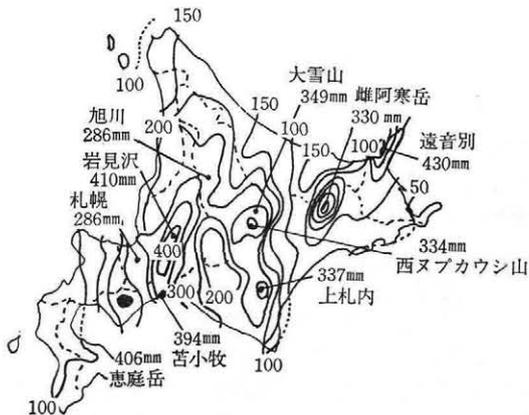


(昭和56年8月4日9時)

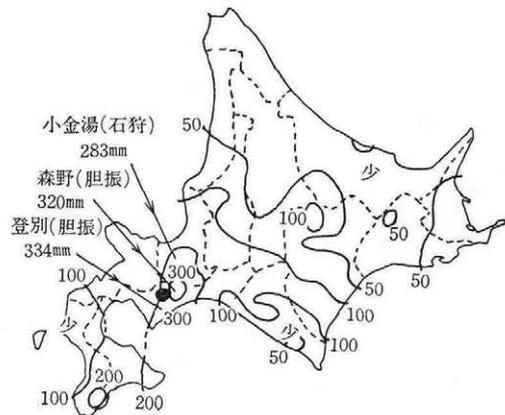


(昭和56年8月5日9時)

写真一 台風12号の雲形写真



図一 台風12号の雨量分布図
昭和56年8月3日13時から
昭和56年8月6日13時まで



図二 台風15号の雨量分布図
昭和56年8月21日00時から
昭和56年8月23日24時まで

の発生はあったものの、洗掘浸食または崩壊は発生しなかったと報告されている。二度目の台風15号での320mm/3日で初めて写真で見られるような盛土部の崩壊現象が生じている。

このような区画整理を実施した農地で、盛土部分に崩落破壊がどのようにして生じたか、6ヶ所の被害について、その破壊に至るまでの観察報告から推定すると、第一回目の12号台風によってもたらされた、250mm/4日（日平均62mm）の連続的降水に対しては、被害は生じておらず、このことは、設計面で考慮することとしている



気象衛生「ひまわり」が撮影した台風15号と前線の雲 昭和56年8月21日14時32分（可視画像）

写真—2 台風15号の雲形写真

傾斜面の規制長が守られ、また、 $1/20$ 確率年（流出係数を1とする）を基準とした排水路を設けた設計が、この雨量に十分に耐えぬき、機能が安全に作用したことを立証している。

更に、農地の保水力と排水路による地下滲透水の排除が、その安全性をより高め、区画整理を施こした農地をその被害から守ったと、考えても良いのではなかろうか。

ただ、12号台風によって農地の土壌が過飽和に達したのは、降雨後のうね間に見られた湛水の状況からみて明らかであるが、排水路が土壌中の水分をどの程度まで排除しえたのか明確ではなく、復旧工法上検討せねばならない排水路の規模、構造に工夫が出来なかったのは残念である。

次に、施工後2ヶ年以上を経過している農地にその被害発生が認められなかったことを結びつけて考えれば、降水による被害は、盛土部の緊密化を助長させる適当な雨水と圧密との相互作用によって、自然状態へ移行する過程にあるものに発生しており、その自然状態に近い土壌構造への移行速度は以外と早いことを物語っている。

しかしながら、二回の台風とその前線による大雨は洞爺湖周辺の区画整理施工農地に被害を生じさせた。

5. 区画整理施設の破壊機構とその復旧工法

その被害は写真—3で見られるように、盛土外周部の洗掘崩落が多い。この破壊がどのような機構で生じたものかについては、その破壊過程から推定して次のように考えられる。

まず法面破壊が中央部から始まり、ここを滑り面として盛土上部の円弧スライディングが生じ、上部に設置されているアスファルトマット排水路を破損させ、ここからの流水が洗掘作用を引き起こし、盛土部崩壊を招いたもので、全ての被害が同様な過程を示している。

この破壊が中央部から始まることにその発生原因があ



写真—3 洞爺湖周辺地区の被害

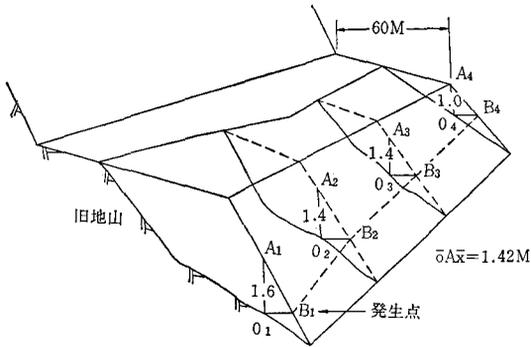


図-3 盛土破壊の発生点と鉛直高

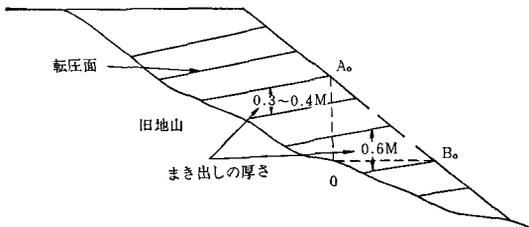


図-4 盛土破壊の発生点と盛土転圧

るとすれば、降雨によって作られた地下停滞水の挙動を調べれば、破壊作用の全てが明白となると思われる。

前にも述べたように、第2回目の15号台風が到達するまでの間に、捕水渠（止水暗渠も含む）の排除しえた地下水量が明らかでなく、したがって、15号による降水初期での地下水の多寡は不明であるが、破壊が発生した段階では、浸透した重力水は旧地山をも飽和させ、盛土部位との境界面に、一時的な停滞水を作りだしたと考えられ、崩壊面がほぼ泥状をなしていたことがこれを裏付けている。

【被害農地の施工前の地山形状と、区画整理完了後の盛土法面の形状を示す設計図に、破壊の始まった発生点をプロットしてみると、図-3に見られるようにその発生点は、平均して旧地山から盛土法面に垂直方向にのびる鉛直高1~1.5mの点に一樣にあり、このような現象は各被害ヶ所にも同様にみとめられる。

この結果から見て、流動を起こした地下停滞水は、一応は旧地山に沿って流れ始めるが、旧地山と盛土鉛直高が1~1.5m程度になるところで、盛土内を水平に横切るような流れに変わり、この面の盛土々砂を泥状化しながら流出したと考えるのが至当と思われる。

このことによって、盛土々砂が滑動を起し、最終的な破壊に達したと推測できる。

【ただ、一時的な過飽和から生じた地下水の流動が旧地山に沿って最後まで流れることなく、なぜ盛土内部を浸透し流出したのかについては、理論上疑問が残るが、施工過程でのまき出しの厚さを機械転圧の方法にその原因があるものと考えてみたい。

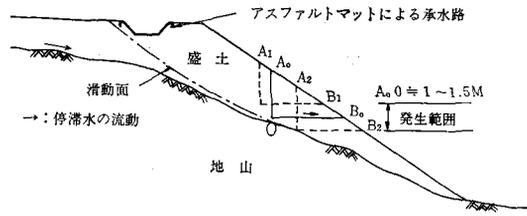


図-5 破壊発生構造

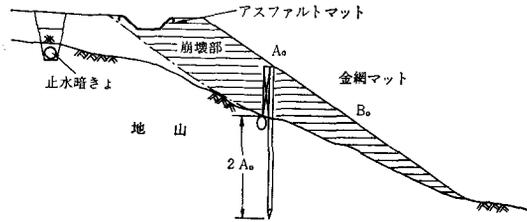


図-6 復旧工法の基本構造

盛土法況に近いこの部分のまき出しの厚さは、盛土の上層部に比べて厚く仕上ることが多く、この結果転圧効果が十分に生ぜず、このことが地下水の浸透を安易に招きやすい状態を作ったと言える。このことから盛土の施工方法との関係で、この部分が滑動面になったと考えられるが、この点についての今後の技術解析の上で問題は残るが、災害復旧工事は急がれるものであり、以上の結果を破壊発生の原因とし、復旧工法を次のように考えた。

すなわち図-5に示す、 A_0 点までの直立よう壁と地下水排除用のウィープホールを設置する構造が最も妥当な工法であるとした。しかし、この工事関係者によって決定された工法によって、被災当事者と具体的な改良工事の話し合いを行なったのであるが、その結果は、すでにヘクター当たり300万以上の工事費がかけられており、被害部分の復旧は原形にもどすだけにしていただき、極力経費はかけないようお願いしたいとのことであったと言う。たしかに、1~2年ほど経過すれば安定することは経験側から明らかであり、このようなまれな災害に経費をかけ、1~2年間程度の保証をえるための工事としてはたしかに多額と言える。この様な事から、その復旧工法を、小額工事に止めるため、滑動基点（0点）に根入長を A_0 高の2倍とした金網マットによる土留柵工を設置し、原形盛土を行ない、盛土上部に止水を目的とした暗渠を施工することとしたのである。

6. おわりに

区画整理の様な土構造物の造成工事は、農業土木本来の工事とも言えよう。降水はこの様な工事を常に脅かすが、全ての盛土工事に適正な含水比を求め施工することは難しく、予期せぬ大雨でその造成物は安易に破壊さ



写真一4 土留柵工（土中埋設）の施工

れる危険性をはらんでいると言える。

しかし、その破壊発生のメカニズムと土性条件を明確に把握していれば、設計施工の段階で一工夫することによって、ある程度は災害を防ぎ得るのではなかろうかと考えている。

北海道の畑地で実施する区画整理は、いま序についた所であり、土と水との関係を適切にとらえ、より適格な工法を確立させて事業を推進し、農業者の事業に対する期待に応えていきたいと思う。



写真一5 復旧工事後の完成法面

農業土木技術者のためのリモートセンシング入門

(第1回)

増本 新* 瀧本 正隆**

目次

1. リモートセンシングの基礎知識……………(54)	3. マルチスペクトルスキャナー法……………(60)
1-1 はじめに……………(54)	3-1 測光法と放射測定の利害得失……………(61)
1-2 リモートセンシングの定義……………(54)	3-2 スキャナーの構造……………(61)
1-3 写真判読とリモートセンシングの境界……………(56)	3-3 人工衛星からのスキャン……………(62)
1-4 映像の種類と特色……………(56)	4. データ処理……………(63)
1-5 センサーの種類と特性……………(58)	4-1 データ処理システム……………(63)
2. リモートセンシングの原理……………(59)	4-2 幾何学的補正……………(65)
2-1 電磁波の流れとセンサーへの入力……………(59)	4-3 ランドサット衛星像の幾何学的歪み……………(66)
2-2 黒体放射と大気の特徴……………(60)	4-4 その他……………(66)

1. リモートセンシングの基礎知識

1-1 はじめに

リモートセンシングはいまや時の話題となり、人工衛星ランドサットからの画像が週刊紙のグラビアページを飾るほどになっている。しかしながら、リモートセンシングの流行は多分に基礎知識ぬきのムード的な雰囲気があり、ために過大な期待をもつ人あり、難解なものときめつけて近よらない人あり、必ずしも実地応用について正しく理解されているとはいえない。加えて現在までに出版されている書物、あるいは発表された論文のほとんどすべては読者が航空写真判読、空中三角、マルチスペクトル写真等の理論に通じていることを前提として書かれているから、理学部系の研究者の役には立っても工農学部系の応用を主目的としようとする人達には難解退屈なものしかなく、ために応用への取組体勢は十分ではない。さらに昭和56年5月日本リモートセンシング学会が創立されはしたが、未だ用語、定義等は統一されておらず、学会発足前の各學員が夫々使用していた用語や定義がそのままいみだれて横行しており、このことが一層、応用者の基礎知識理解を阻んでいる。

このような事態は基礎研究者にとっても実地応用希望者にとっても幸福なことではない。筆者両名は農業土木現場の第1線からリモートセンシング研究の場に転進し

た者として、また日本のリモートセンシングをリードしてきた研究者の果たすべき責任として、以下に研究と応用の隙間を埋める仲介を試みようと思う。場合によっては厳密な科学的正確さを敢えて曲げる事もあるが、読者諸氏の理解を得やすくすることを第一に考え、なるべく面倒な数式、難解な用語は避けて話を進めたい。とはいっても大まかな基礎知識を得てもらうためには多少難解な部分があっても吸収してもらい必要がある。とにかくこの章は我慢して読んでもらい、後章に応用例などを説明してまいりたい。

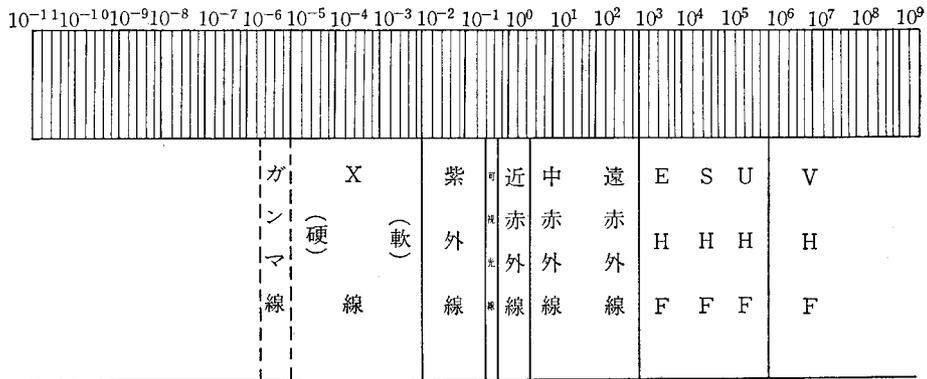
1-2 リモートセンシングの定義

リモートセンシングは1950年代から急速な発展をみた。原理的にこのようなことが可能であることは古くから知られてはいたが、主としてハードウェア部門が開発されるまで、原理を実用化する方法がなかった。それが大型コンピューター及び周辺機器の開発により古典物理学、近代物理学のソフトウェア化が可能となり、それがまたハードウェアの開発を要求、促進する引金となり今日の発展となった。リモートセンシングの理論と技術は今日なお急速な発展の途上にあり、今後どのような事が可能となるのか、どんな応用分野があるのか我々直接タッチしている者にも将来の可能性の予測はできないが、それがまた無限の楽しみでもある。

しかしながら、前述のように未だ用語、定義が正式に固定していない現状にはあるが、敢えて蛮勇を振って試みるならば、リモートセンシングとは下記のように定義

* アジア航測(株)

** //



図一 電磁波の名称と波長 (μm)

づけられよう。

すなわち

a. リモートセンシングとは被写体の電磁波エネルギーを機械的に高精度をもってとらえ、解析し、必要に応じて再現するものである。

従来の航空写真判読でも人力やいわゆる腕のはいる余地はあまりなく、またフォルスカラー法(後述する)等写真でも電磁波でエネルギーを定量的にとらえることは不可能ではなかったが、そのためにはグレースケール、センチメートル等の助けを借りねばならなかったからまだ“MAN”の世界であり、完全に高精度かつ自動的に定量解析が常にできると保証することはむづかしい。これに反しリモートセンシングでは方法論の詳細は後章に譲るが、被写体の持つ電磁波エネルギーを機械的にとらえ、分光して磁気テープに記録し、コンピューターにより解析し、必要な情報をぬきだし、計算し、結果はプリント、線図、数表などを用いて表現再現するので、すでに Machine and Mathematic の世界であり、定量解析段階でエラーの入る余地もなく、かつ所要の物理的・数学的補正も解析前の処理(これを前処理という。後述)により行なうことができるので、信頼度が高いといえる。

b. リモートセンシングは、放射エネルギーの解析である。

表示カラーページに可視光線の色と波長との関係を示した。しかし図一に示すように、右側白い部分の更に右側、波長の長い部分には近赤外線、遠赤外線、レーダー波など貴重な情報をもつ部分があり、左側黒い部分の更に左側波長の短い部分には紫外線、軟硬エックス線、ガンマ線、宇宙線があって、写真に撮しうるのは可視光線を中心とするごく狭い範囲にすぎない。写真上の色調、濃淡、コントラスト、画像の形などはエネルギーの函数としてとらえられてはいるが、その領域はフィルムとフィルターの特性に強く規制されており、かつ比較値

としてとらえられているのが通常である。理論的には絶対量としてとらえることもできないではないが、何しろとらえられているエネルギーの領域がせまいから、定量的解析といってもおのづから限度がある。リモートセンシングでも一度に宇宙線からTV波までをとらえることは実用上現在ではまだできないが、とらえられるエネルギーの領域は分光器のバンド幅、バンド数により規制されるが写真に比すればはるかに幅広く、不可視領域をも含むので、解析に必要なエネルギーは一応揃っているといえる。

入射エネルギーには反射エネルギーも放射エネルギーもあり、天候・太陽高度によっても変化を生じ、またスキャナーとよばれるエネルギーをキャッチする装置に入射してから磁気テープに記録されるまでの間のロスもある。リモートセンシングでは、これらの点についても厳密に規制しており、感覚の世界から数量の世界へと脱皮している。近代物理学によれば、電磁波も物質もエネルギーそのものである。故に被写体からの放射エネルギーをとらえ解析すれば、被写体がどんな物質で、どんな形態をもち、どんな特性を発揮しているか判明する筈である。リモートセンシングとは上述の意味において、電磁波エネルギーをとらえて質量とその特性を知ろうとするものである。

c. リモートセンシングの要諦は、「画像化」にある。

前項で述べたように、リモートセンシングは被写体からのエネルギーを電磁波としてとらえるものであるが、電磁波のうち人間の感覚でとらえられるもの、すなわち可視光線はその極く狭い部分にしかすぎない。リモートセンシングは不可視電磁波をもとらえて解析するものであるが、人間は感覚からはみだした物を検知する能力を与えられていないから、解析された結果の表示はアナログであれデジタルであれ、人間の感覚能力範囲内に納めなければならない。簡単に言いなおせば、目に見えないものは目に見えるようにせねば、誰も理解してくれな

い。世上よく見られる俗称衛星写真は、本当は光学写真またはその合成ではなく、エネルギーを電気信号でとらえ、記録し、解析した結果を不可視領域も含め、人間の感覚が検知できるようにこしらえあげたものである。このように本来人間の感覚ではとらえられないものをも電気信号として解析の対象とし、その結果を可視像として光学的に再現することを、「画像化」という。また結果だと思った画像から思わぬ新発見をし、更に研究を前進させることもある。このように元来不可視のものも画像化して可視的にすることこそ、リモートセンシングの要諦である。

d. リモートセンシング画像は非連続である。

厳密に言えば光学写真といえども分解能は乳剤分子の大きさに制限されるから非連続というべきかも知れないが、物理学的にみれば連続として扱える。しかしリモートセンシングは被写体のエネルギーをビデオ撮り同様走査して電気信号に変換するものであるから非連続である。したがって撮像高度、スキャナーの特性により被写体の最少区域がきめられ、とりあげられるエネルギーは最少区域のもつエネルギーの積分値であり、最少区域内からどんな種類のエネルギーが何種類でているかを知ることはいまのところむづかしく、最少区域の範囲をせばめることによってのみ分解能をあげることができる。今日リモートセンシングといえれば後述するマルチスペクトルスキャナー法（通称MSSという）をもって代表させることが多いが、この方法をもってしても分解能の向上は最少領域をちいさくする以外に方途がなく、マルチスペクトルカメラ法など連続システムにも捨て難い味がある。

1-3 写真判読とリモートセンシングの境界

写真判読とリモートセンシングの境界線については専門的にも喧々囂々の議論のあるところであろう。しかし敢えて私自身の考えにもとづいて蛮勇をもって大鉈を振り断定させてもらえば、私は以下のように考えたい。

1-3-1 光学的に見た場合

図-2は電磁波の波長とエネルギーをキャッチする機器（これを総称してセンサーという。）との関係を示したものである。前項でのべたようにリモートセンシングの要諦は画像化にあることに重点をおけば不可視領域エネルギーをとらえるという意味において赤外線写真法までを写真判読、フォルスカラー（後述する）法をもってリモートセンシング開発の基本であり、原点であると考えられる。

1-3-2 近代物理学的に見た場合

リモートセンシングの最大の利点は、電磁波すなわちエネルギーを電気信号として磁気テープに直接収録し、コンピューターで解析し、画像として再現しうるところにある。この点を重視すればマルチスペクトル法が写真

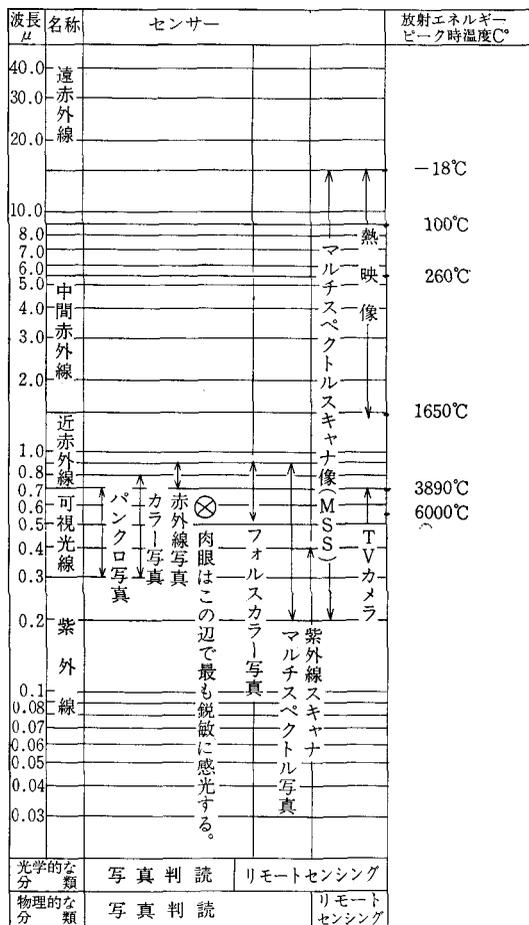


図-2 電磁波々長とセンサーとの関係

判読とリモートセンシングの境界にあるものと考えられる。マルチスペクトル法は、マルチスペクトル写真法とマルチスペクトルスキャナー法とにわけられ、前者は電磁波を光学信号のままフィルム上にとらえ、フィルム特性とフィルター特性とを組合せて判読しようとするものであり、アナログシステムを基本とし、デジタル解析をするにはディジタイザーの助けを借りねばならないし、フィルムに収録される電磁波領域もせまい。これらの特徴から写真判読に属すると考えられる。これに対しマルチスペクトルスキャナー法は電磁波を電気信号として磁気テープ上に直接収録するもので、どの点からみてもリモートセンシングの世界に属している。

写真判読であろうとリモートセンシングであろうと応用者にとってどうでもよいように思われるが、実は決定的な相違があるので、定義にひきつづき境界を設定し、後述の諸章の参考に供する。

1-4 映像の種類と特色

1-4-1 肉眼の感性

1-2-bで示した通り、肉眼で検知できる電磁波の

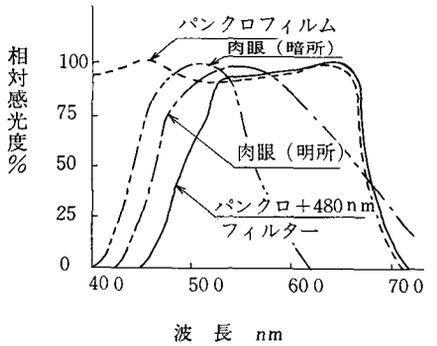


図-3 波長と相対感光度

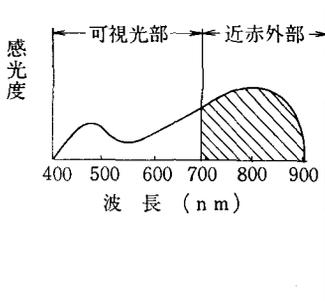


図-4 赤外線フィルムの感光度

範囲はおおむね700ナノメートル (nm・赤) から400ナノメートル (紫) の範囲内で、これを可視光線という。光といえばこのほか図-1、図-2に示すような広大な不可視領域があり、肉眼の検知力の幅狭さに驚くほかはない。また肉眼の相対的感度には波長によって大差があり、図-3に示すように540nm(緑)で最大であり、紫、赤の両端では極端に落ちる。日常赤や紫は強烈に視覚を刺激するように感じるがそれは脳が視神経からの信号をそのように解析再現するからであるにすぎない。そこに利用する情報は可視光に限ろうという考え方も起る。したがって人工的に情報をキャッチする方法として肉眼の感色性を助長する方法と、肉眼の検知できない部分を補完する方法とに分化される。

1-4-2 パンクロ写真

図-3に示すように、パンクロフィルムに480nmのフィルターをかけた光は、現在では肉眼の相対感光度に最も近いので古くから開発研究が進められ、非専門家社会で見られる白黒写真の殆んどがパンクロフィルム種である。フィルム膜面は薄く、図化にあたって膜面厚による誤差の発生も避けられるので図化用の航空写真フィルムには広く使用されているが、反面可視光の範囲を出ないためキャッチできる情報も最少であり、判読用には必ずしも適しているとは思わない。

1-4-3 赤外白黒写真

個人的に言えば、私はこの映像が好きである。赤外線フィルム自体は可視光線にも感光するが、通常赤フィルターで可視光部を感光しないようにして使用することが多い。これを完全赤外線写真と呼んでいる先生方も居られるが、この写真は

- 葉緑素に強く反応する。
- 水分の多いところほど黒く写るので、細い水路、湧水、軟弱地盤、洪水冠水域などの判読、用排水計画樹立等に適している。
- もや、かすみの影響をうけにくい。
- フィルム膜厚、撮影・処理費用はパンクロフィルムと変わらないから、図化の精度は同じように考えられ、かつ農業土木の判読用に適していることが多い。

などの有用性がある。特にパンクロフィルムでは太陽高度のいかんによっては水面が白くなり、道路など他の地物との判別が面倒となることがあるが、赤外写真ではこのような事が避けられることがあるので、細い水路網の探求には都合がよい。

1-4-4 カラー写真 (リアルカラー写真)

普通市販のカラー写真である。肉眼と異り近赤外線に近い部分にも感光し、各会社により乳剤を変えて特定の色調を強調して綺麗に見せようとする小細工も可能である。肉眼感光領域と略々同じだから一瞥して情報が得られるし、内蔵する情報も多く、武田通治博士の研究に従えばパンクロ白黒写真の実体視では300~1,000、 $\frac{1}{25,000}$ 地形図では90~150の情報量しかないのにカラー実体写真では10万以上の情報得られるという。数字については異論のある専門家もあるが、要はカラー写真にもそれだけの価値があると思ってもらえればよい。しかし撮影条件、処理条件はむつかしく、写真屋から受取られた写真の色が実物と全く異なるという経験をお持ちの方も多くあろう。またフィルム膜面が厚いため高精度を要求される線図化には向かないといわれている。使用者・生産者両方の立場にある私個人の考えによれば、費用の高さをつぐなうには使用者側が相当の専門的知識をもち多目的利用をはかる事が大切だと思う。

1-4-5 赤外カラー写真 (フォルスカラー写真)

図-2に示すように赤外カラー写真は略々550nm(緑色)から略々850nm(近赤外線)までをとらえるよう撮影法、乳剤、処理方法に工夫があり、不可視領域の1部を可視化している。赤外カラー写真は天然の緑を青に、赤を黄に、近赤外を赤に置換発光させ、青色はフィルターでカットしてあるので天然の色とは異っている。偽似カラーまたはフォルスカラーと呼ばれるゆえんである。不可視領域を可視化してあるが故に次の利点がある。すなわち

a. 赤外反射の強い植生は鮮紅に、弱い植生はやや青味を帯びるから、植生分布、種類、活力、病虫害、繁茂状態、適地適作等を判読できる。

b. 撮影は普通の航空カメラ、RMK30/23, RC10などでできる。

c. 得られる情報量は、その数字については専門家間で議論のあるところであるが、カラー写真より桁違いに多いことには間違いない。

d. 経費は一見割高であるが、エネルギー領域当り、情報量当り経費は前述のどの方法よりも遙に安い。

e. デジタイザーによりデジタル化し、コンピューターにより数値解析し再画像化することができ、またするだけの価値がある。

1-4-6 マルチスペクトルカメラ法

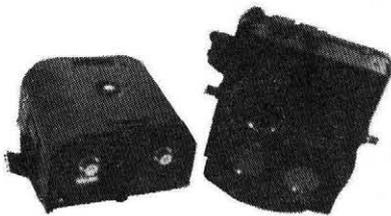
いままではフィルム特性により分類してきたが、この

法には撮影法（機器）が分類に影響する。

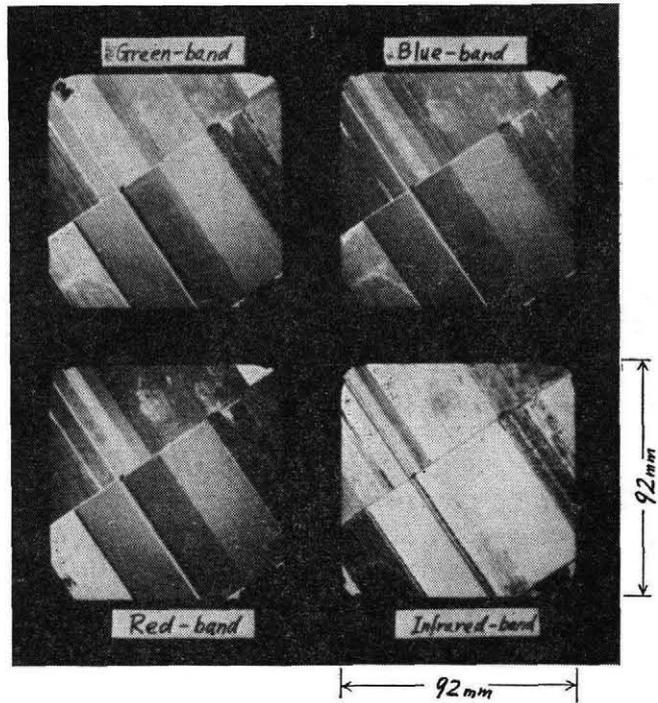
マルチスペクトル映像 (Multispectral Image) とは、電磁波の連続スペクトルを特定のいくつかの帯 (Band) に細分割し記録するものをいい、1-3-2にのべたようにアナログ法であるカメラ法とデジタル法であるスキャナー法 (通称MSS法) とに分けられる。カメラ法は古典物理学でマクスウェルが1855年に提唱した3原色に赤外線を加えた4種のマルチスペクトル写真を、図-5に示すように1台のカメラ、1枚のフィルムに4本のレンズに夫々異なるフィルターを装着した装置 (マルチスペクトルカメラ) で白黒写真に撮り、スクリーン上で夫々のポジフィルムからの光をいろいろに組合せ混合して (加色法) カラー画像を創出するものである。

1-5 センサーの種類と特性

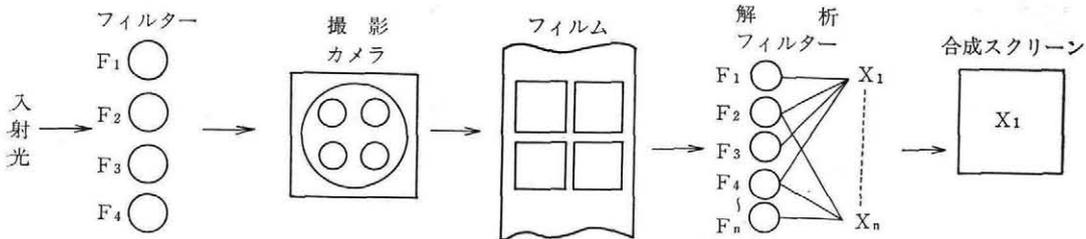
センサーとは直訳すれば探査機器の事であり、被写体



5-1 マルチスペクトルカメラ



5-2 フィルムとバンド



5-3 処理のプロセス

図-5 マルチスペクトルカメラ法

の発するエネルギーを補足するものである。専門的には議論のあるところではあるが、一般的にいえば写真カメラもテレビカメラもセンサーである。センサーには受動方式と能動方式があり、夫々キャッチ可能な電磁波の領

域が異なる。例えば光学的なものでは400nm~900nmの範囲内といわれ、電子式では400nm~1400nmと言われるが、細い事はどうでもよいから下に示す表を大雑把に頭の片隅に留めておいてもらえば、それでよい。



2. リモートセンシングの原理

おそらくこの章は本稿のなかで最も退屈な部分であろう。しかしMSS法、熱映像などリモートセンシングの手法、応用実例への理解を助けるためには本章を一読願わねばならぬ。なるべく簡潔に要点を拾うつもりであるから、しばらく我慢願いたい。

2-1 電磁波の流れとセンサーへの入力

物質は、種類および環境条件の相違により夫々異なった電磁波の放射または反射特性を有する。リモートセンシングは、この特性を解析して物質、物体の識別、環境条件の判読を行なうものである。電磁波をとらえる装置をセンサーといい、センサーを搭載する場所をプラットフォームという。取扱う電磁波は短い方では紫外線、長い方ではマイクロウェーブにも及ぶが、将来紫外線よりも短い部分、たとえばガンマ線なども対象となるかもしれない。

センサーにより蒐集される情報は太陽を光源として考えると、

- 太陽スペクトルの特性
- 太陽光の大気による透過、反射、放射、吸収、散乱の特性
- 被写体の放射、反射の特性
- センサーの性能、記録方式及び位置、角度、高度などの条件

によって強く影響されるので、どこからどんな影響があったかの確実な把握が必要である。

ところで、センサーに入力されるエネルギーは結局は太陽を光源とする反射波が大部分であるが、図-2で示したように電磁波は熱放射でもある。熱放射の強さや波長の領域は物質の種類にはよらず、理想状態を考えた場

合物体の温度のみにより決るが、この理想状態を黒体といい、その熱放射を黒体放射という。

太陽は厳密にいえば完全黒体ではないが、我々が取扱う範囲では黒体と考えても差しつかえない。これにもとづいてセンサーに入力される電磁エネルギーの総量 $E(\lambda)$ を考えると、次式のようになる。すなわち

$$E(\lambda) = K(\lambda) \left[\tau(\lambda, \theta_1, \theta_2, h) \left\{ N(\lambda, \phi_1, \phi_2) \rho(\lambda, \theta_1, \theta_2, \phi_1, \phi_2) \sin \phi_1, d\Omega + B(\lambda, T) \varepsilon(\lambda, \theta_1, \theta_2) \right\} + b(\lambda, \theta_1, \theta_2, h) \right] \dots (1)$$

となる。ここに、 $E(\lambda)$ ：センサーに入力される分光放射輝度

$K(\lambda)$ ：センサーの応答特性

$\tau(\lambda, \theta_1, \theta_2, h)$ ：反射光の大気中における透過量

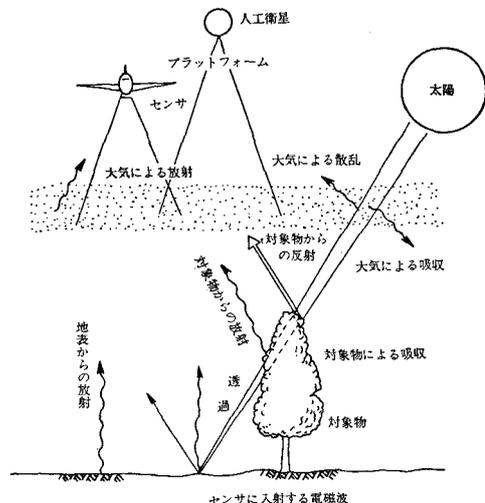


図-6 センサーに入射する電磁波

$N(\lambda, \phi_1, \phi_2)$: 太陽光の直射光と下方散乱光としての天空光からなる光源の放射照度

$\rho(\lambda, \theta_1, \theta_2, \phi_1, \phi_2)$: 被写体からの分光反射率

$B(\lambda, T)$: 絶対温度 T の黒体放射

$\varepsilon(\lambda, \theta_1, \theta_2)$: 被写体の分光反射率

$b(\lambda, \theta_1, \theta_2, h)$: パスラディアンズ (センサーと被写体間の大気からの放射, 散乱)

λ : 波長

ϕ_1 : 太陽高度角

ϕ_2 : 太陽方位

θ_1 : 被写体とセンサーのなす仰角

θ_2 : " 方位角

h : センサーの高度

上述のややこしい式は覚えてもらうために提示したのではなく、電磁エネルギーをキャッチするためにはどんな要素が必要かを知ってもらうためのものである。センサーに入る電磁波の量とその影響を図示すると概ね図-6 のようになる。

2-2 黒体放射と大気の特性

前項に述べたように、電磁波は熱放射であり、黒体の熱放射を黒体放射という。したがって太陽を黒体とした場合、センサーへの入力測定は黒体放射量の測定ということになる。黒体放射はプランク (Planck) の法則によって表わされる。すなわち、黒体から放射される電磁波の波長分布は温度の函数とするのである。プランクの公式は

$$W_\lambda = \frac{2\pi hc^2}{\lambda^5} \frac{1}{e^{hc/\lambda kT} - 1} \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 W_λ : 黒体の単位表面積から単位時間に放射されるエネルギーの単位波長幅当りの大きさ ($Wcm^{-2}\mu^{-1}$)

λ : 波長 (μ)

T : 絶対温度 ($^{\circ}K$)

h : プランクの定数 ($6.626 \times 10^{-34} Wsec^2$)

c : 光速 ($2.998 \times 10^{10} cm/sec.$)

k : ボルツマン定数

$$(1.380 \times 10^{-23} Wsec.^{\circ}K^{-1})$$

また、ある温度で放射量が最大となる波長 λ_m は温度 T に逆比例し、 λ_m と T の積はおおむね一定値をとるということをウィーン (Wien) の法則という。

$$\lambda_m \cdot T = 2897.8 \cdot \mu^{\circ}K \dots\dots\dots(3)$$

さらに波長を積分して得られる全放射量は温度 T の 4 乗に比例するという関係をシュテファン・ボルツマン (Stefan-Boltzmann) の法則とよぶ。

$$W = \sigma \cdot T^4 \dots\dots\dots(4)$$

W : 黒体の単位表面積から単位時間に放射さ

れるエネルギー (Wcm^{-2})

σ : シュテファン・ボルツマン定数

$$(5.67 \times 10^{-12} Wcm^{-2} K^{-4})$$

上述のややこしい式どもは、2-1 に述べたように覚えてもらうために掲げたのではなく、リモートセンシングに使用される用語やリモートセンシングそのものが人間 (man) の眼の世界から機械と数学 (Machine and Mathematic) の世界へ移行したもので、感情や山勘の通じないものであるなどを知ってもらうために掲げたものである。すでに知られるように、太陽とて完全黒体ではなく、放射量は完全黒体において最大となるから、普通の被写体の放射量は完全黒体のそれに比して常に小さい。この比を放射率という。プランクの公式で示される波長分布曲線と形の異なる被写体の場合には分光放射率を使用する。これを特定の波長につき単位波長領域当り放射量の比をとったものである。このように考えると、太陽は絶対温度 $5900^{\circ}K$ の近似黒体とみなされる。しかし地球大気による吸収や散乱により実際に我々がキャッチしうる太陽光スペクトルは、人工衛星程度の高度では理論値とはかなりのズレがある。そこで、太陽からくる直接光、太陽光が大気により散乱され全天から入光して来る散乱放射 (天空光という) の 2 種を考えねばならないこととなる。幸いにいろいろな学者の研究により天空光は完全晴天かつ太陽光度が 50° 以上のときでも直接光の 10% 以下、波長分布にして $450nm$ 辺で最大値をとることが知られている。

現実の光が $5900^{\circ}K$ の完全黒体とずれるもう 1 つに、大気の窓なるものがある。すなわち大気を構成する分子やエアロゾルの性質により、 N_2 , O_2 , Ar などの分子は近赤外線及び可視光線の赤の部分では殆んど吸収に関係しない。このように波長領域によって透過率のよいところがあることによる。

散乱にはミー散乱、レーリー散乱、エアロゾル散乱などがあり、さらにはパスラディアンズ現象などがあるが、ご用と興味のおありの方々には専門書によられたい。とまれ上述の各式によりセンサーへの入力を定量的にとらえることができる。これをどう解析し、利用するかがリモートセンシングの課題である。

3. マルチスペクトルスキャナー法

マルチカメラ法は測光 (フォトメトリ) であり、マルチスペクトルスキャナー法は放射測定 (ラジオメトリ) である。リモートセンシングは $MS S$ 法に限らず、電波領域のものとしてマイクロウェーブラジオメーター法、サイドルッキングレーダー法などもあり、厳密に言えば $MS S$ 法は数あるスキャン方式の 1 種にすぎないが、全貌を一瞥するには最適と考えるので、これをもってリモートセンシングのプロセスを説明することとする。

3-1 測光法と放射測定の利用得失

物理学的・工学的に専門に厳密に語ればきりが無いが、応用者としては測光法と放射測定には下に述べる利用得失があることを知ってもらえばよい。

3-1-1 マルチバンド写真の限界

- 蒐集できる電磁波すなわちエネルギーの領域が狭い（可視光線とその周辺だけ）。
- 分割できる電磁波の数と領域に限られる（4～6バンド位）。
- フィルム記録後の化学的処理過程の性質から、入射したエネルギーの絶対値を測定するには高度なハードウェア、ソフトウェアを必要とし、それを有しているもののみ測定可能である。
- アナログのままレジストレーションするよりもデジタル変換してレジストレーションを行う方が精度が高い（その結果を解析的に評価できる）。

3-1-2 MSS の利点

- 蒐集できる電磁波領域が広い（近紫外線～中・遠赤外線）。
- 分離できるバンド数、領域が多い（通常11バンド位、現在最高16）。
- 電磁波は内部で分光し、かつデジタルにレジストレーションするので、完全にレジストレーションを行うことができる。
- 蒐集した電磁波は、指標を用いて測定（キャリブレーションという）すれば絶対値を求め得る。

3-1-3 MSS の弱点

- 写真であれば、1枚（23cm×23cm）のなかに蒐集電磁波の時間差はないが、MSSは厳密に言えば情報の時系列的変化の連続から脱することができない。
- 幾何学的、数学的補正が複雑である。
- いまのところ解像力が劣る。
- 機器が高価である。

3-2 スキャナーの構造

MSS機器メーカーの数は世界でも多くなく、また機器ユーザーは自社開発システムをオリジナルシステムに附加したり、オリジナルシステムと全く異ったシステムを組立てることも多いから、これがMSSシステムだと特定することはむづかしい。勿論飛行機に搭載するものと人工衛星用でも差がある。図-7に示すスキャンシステムはプロトタイプでもスタンダードタイプでもないが、説明用としてとりあげたものである。

プラットフォームに搭載されている回転ミラーまたは回転プリズムは、個有の入射光の角度幅をもっている。この回転鏡体を走査ミラー、入射光角度を走査角という。走査ミラーが回転することにより、入射する被写体の部分が横方向へ移動する。被写体からの入射光が所定

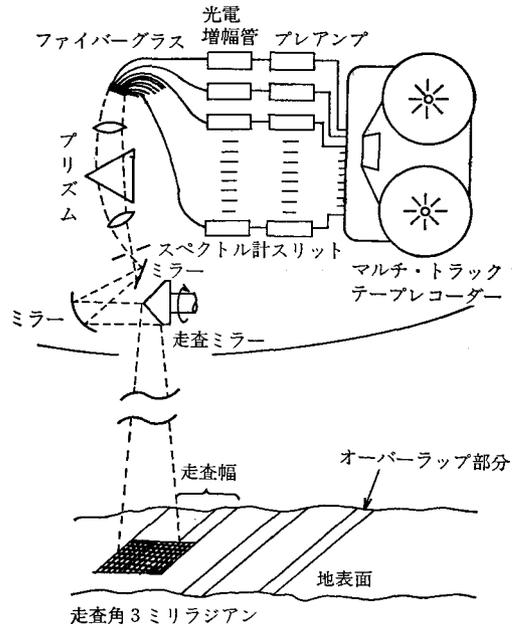


図-7 スキャナーの構造(1)

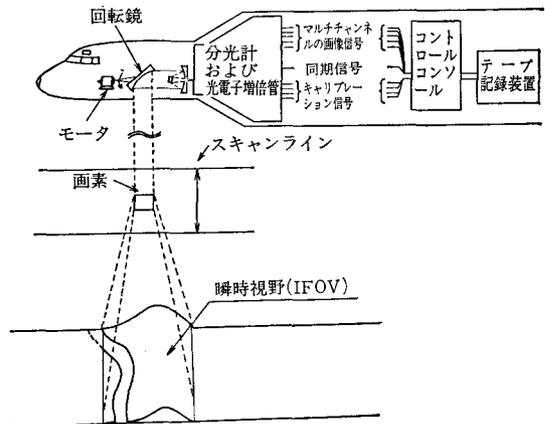


図-8 スキャナーの構造(2)

の範囲への移動する頃には回転ミラーの次の面が被写体の次の部分を走査すべく準備の位置にまちかまえている。その間にプラットフォームは進行方向に、オーバーラップ分を含む1幅だけ進行しているから、回転ミラーの次の面は被写体の次の部分を走査することになる。このようにして走査は続けられる。このとき回転ミラーの縦横方向一回分で形成される四角い部分を画素といい、分解能の限界をなすものである。また画素に対応する地上の面積を地上解像力、地上解像力ののぞみ角を瞬間視野(IFOV)という。

プラットフォームのスペースの関係上、鉛直方向に入射した電磁波は水平方向へ曲げられる。図-7ではグラスファイバーを用いているが、プリズムまたはミラーを用いる形式もあるし、曲げ用のミラーと回転ミラーを兼

用する形式のものもある。しかし水平方向に曲げられる前であれ後であれ、入射電磁波は11バンドに分光され、増幅され、テープに記録される。この際同期信号、キャリブレーション信号なども同時に記録される。図-8もスキャナーの構造の一種である。図-9は、すこし時点が古いが、デーダラス社のMSSの性能表である。

D S-1250 (デーダラス社)	
走査本数(本/秒)	80
走査角度	77°22'
瞬間視野(ミリラジアン)	2.5
波長帯域(μm)	0.38~14.0
チャンネル数	11
チャンネル波長帯域(μm)	0.38~0.42 0.42~0.45 0.45~0.50 0.50~0.55 0.55~0.60 0.60~0.65 0.65~0.69 0.70~0.79 0.80~0.89 0.92~1.10 3.0~14.0
検知素子(μm)	0.38~1.10シリコンフォトダイオード 3.0~14.0HgCdTe
温度分解能(°C)	0.2
記録方式	アナログ

図-9 MSSの性能の一例

図-2において、MSS法のとなりに熱映像法の電磁波領域を掲げた。MSS法が1回の走査でキャッチするスペクトル領域に対し、熱映像法ではサーマルスキャナーとよばれるスキャナーを用い、赤外線のうち熱放射に関係あるスペクトル領域をとらえるのであるが、これは我が社の最も得意とするところであるとともに、農業土木への応用に最適の方法と考えるので、後に詳述する。このほかスキャナーとしては対象とする電磁波領域によりランドサットにも搭載されているリターンビームヴィビコン(RBV)とよばれるTVカメラ方式、シリコンなど固体光感応素子による固体スキャナー、レーダーおよびマイクロウェーブラジオメーター等があり、また新しい高速スキャナーがどんどん開発されている。

3-3 人工衛星からのスキャン

ランドサット衛星はそれ自体がMSSタイプのスキャナーと強力な送信器からなっている。すなわち諸氏の目にふれるランドサットの写真なるものは、本当は写真で

経度(°)	緯度(度)
14.0	0
15.4	10
19.1	20
25.6	30
34.1	40
44.8	50
57.0	60
70.6	70
85.0	80

図-10 緯度毎の翌日写真のズレ

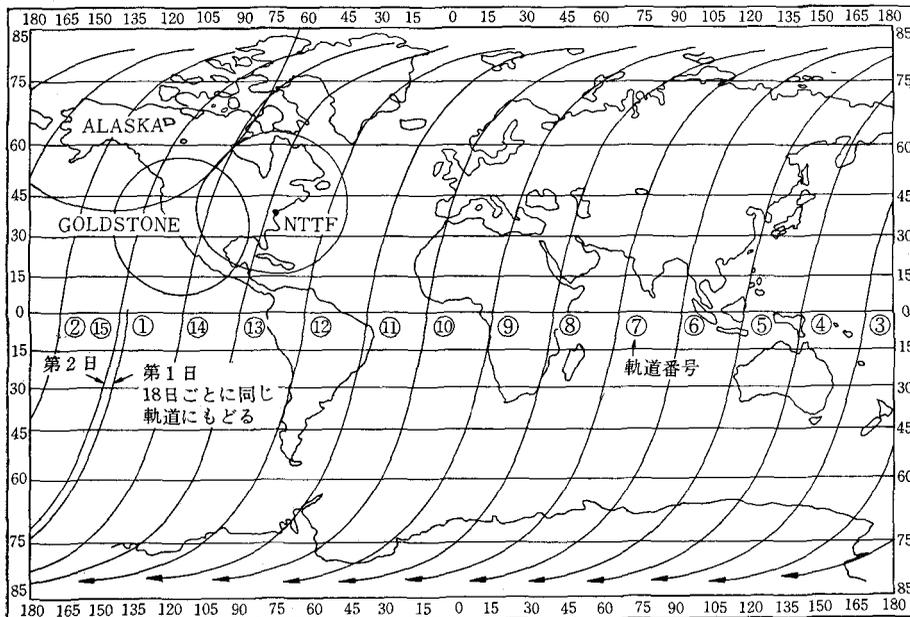


図-11 ランドサット衛星の軌道

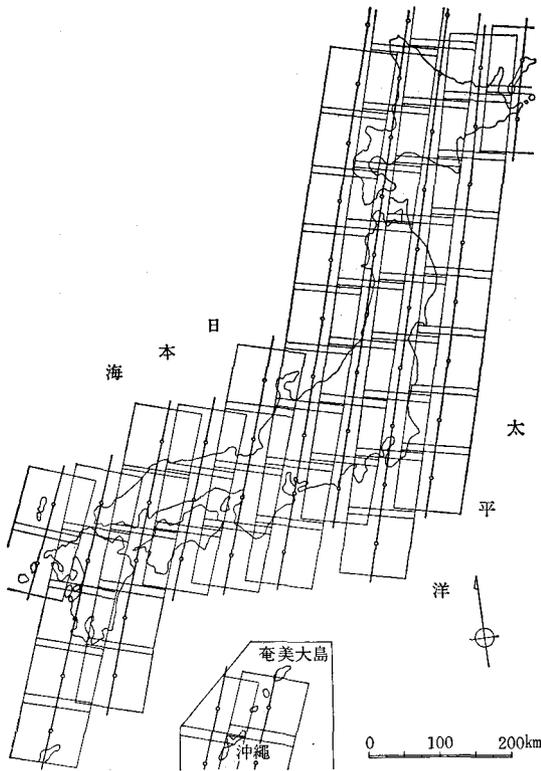


図-12 ランドサット衛星のカバーする範囲

はなく、デジタルにキャッチされた電気信号を補正、解析してアナログ再現をした画像である。衛星は図-11に示す軌道を回り、だんだん地球赤道上の通過点を東から西にずれながらおおむね南北方向に地球を回り情報を蒐集しつつ18日毎に再び最初の軌道に戻る。

ランドサット衛星は地球のほとんど全ての地域をカバーするが、日本全土及びその周辺は10日間でカバーされる。この軌道では地球赤道を必ず平均太陽時すなわち軌道直下の地方時（サマータイム等人為的にローカルタイムを変動させている場合を除く）の09時42分に横切るようになっているので、同一地点は必ず同時刻に通過する。したがってランドサット衛星情報の利用により、同一地点の情報を18日ごとにとらえることができ、時系列的变化がおさえられるので便利である。

同一地点のランドサットの某日とその翌日との写真の重複度は図-10の通りである。撮像幅は185kmで25秒に1枚の速度でスキャンされ、像中央の位置は軌道上で30km以下、幅で37km以下となっている。日本の緯度の中心を北緯35°とすれば翌日の像とのズレは約30%あるので、天候の関係上所定日の像が得られなくとも翌日の像で何とかなる。日本で得られるランドサット像の範囲は図-12、13で示す範囲よりも若干広く、中国東北部の大部分とそれに接するソ連地域も含まれる。財団法人リモートセンシング技術センターで図-13の範囲は入手す

コース	緯度	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
1	45° 50'							宗谷 142°18'			
2	44° 25'							羽幌 141°45'	紋別 143°08'	網走 144°35'	国後 145°05'
3	43° 30'						岩内 138°45'	札幌 141°13'	十勝 142°36'	釧路 144°03'	根室 145°30'
4	41° 35'						渡島大島 135°13'	津軽 140°38'	尻屋崎 142°05'	樺皮岬 143°33'	
5	40° 15'							能代 140°08'	岩手 141°24'		
6	38° 45'							佐渡 137°17'	酒田 139°40'	一関 141°04'	
7	37° 20'							輪島 136°18'	上越 137°50'	新潟 139°10'	福島 140°34'
8	35° 55'			隠岐 133°04'	鳥取 134°24'	若狹 135°50'	高山 137°25'	富士山 138°44'	東京 140°07'		
9	34° 30'	対馬 129°44'	山口 131°08'	広島 132°35'	岡山 133°55'	大阪 135°24'	伊勢 136°55'	東海 138°15'	大島 139°38'		
10	33° 05'	五島 128°12'	北九州 130°44'	豊後 132°07'	土佐 133°27'	室戸岬 134°56'	潮岬 136°50'				
11	31° 40'		鹿児島 130°15'	宮崎 131°45'				画枠の大きさ (185km×185km)			
12	30° 15'		屋久島 129°52'	種子島 131°45'				北緯30° +	25.6%	北緯35° +	29.9%
13	28° 50'		奄美大島 129°30'					北緯40° +	34.1%	北緯45° +	39.5%
14	27° 25'		徳之島 129°00'								
15	26° 00'	那覇 127°14'	沖縄 128°25'								
									オーバーラップ: 10%		
									サイドラップ: 緯度により異なる		

図-13 ランドサットテープの名称

ることができるが、他の地域の磁気テープは直接 NASA へ申込む。

ランドサットはあと数年で交替時期となるが、その時期は NASA から十分の余裕をもって通告されることになっている。新衛星の性能が現衛星のそれを大幅に上回るであろうことは間違いなく、それに伴って利用範囲、リモートセンシング技術が飛躍的に向上するであろう。ところで、いま地球上にはランドサットの能力を遥に上回る衛星は沢山飛んでいるが、我々はその情報は利用できない。

4. データ処理

前章までにおいて、リモートセンシングとはどんな原理によりどこからどうしてどんな情報を蒐集するかまでを述べた。この章では蒐集した情報をどう利用するかを中心に説明し、これをもって予備知識の一応の仕上げとしたい。

4-1 データ処理システム

図-14、図-15にリモートセンシングに必要なデ

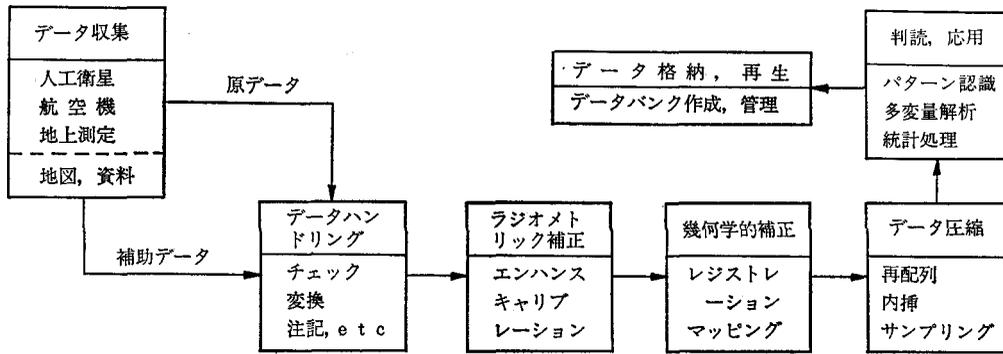


図-14 データ処理システムの1例

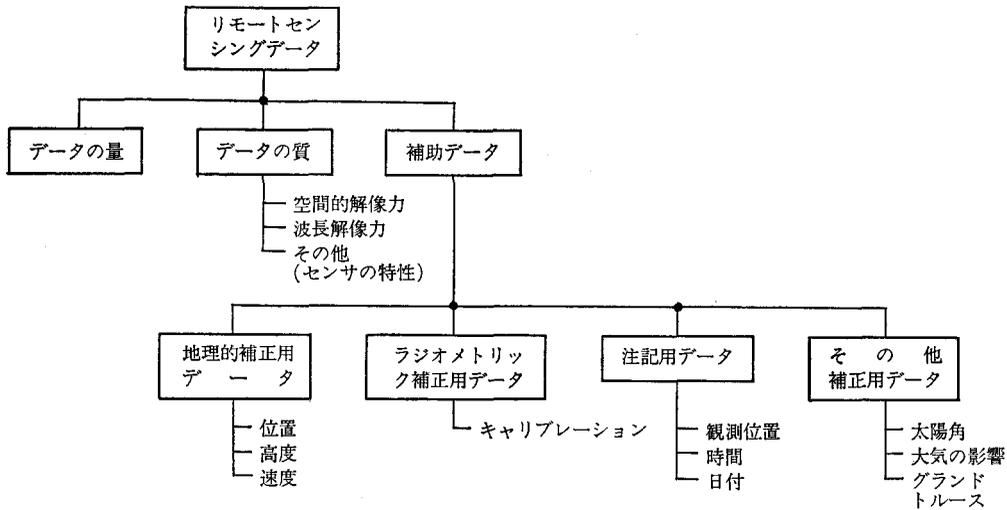


図-15 データの内容

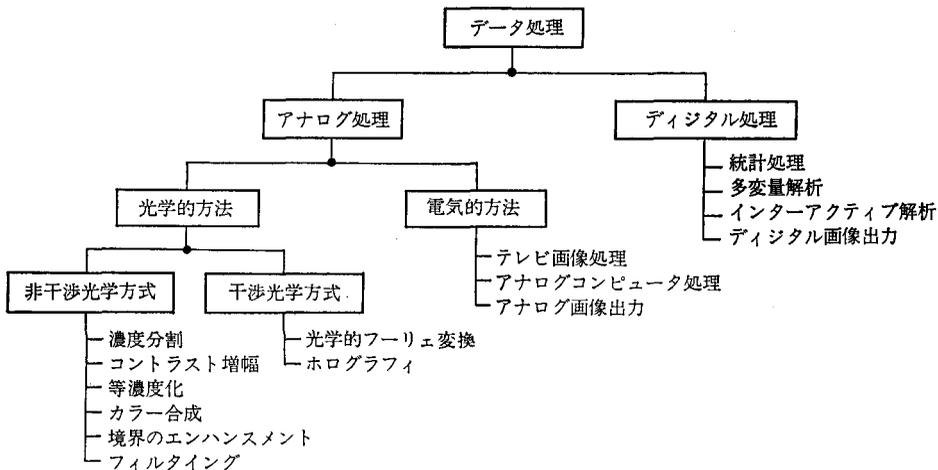


図-16 データ処理のプロセス

ータおよびその処理システムを示しているもので、これと対比しながら説明を進める。蒐集した情報を応用化するためには、これらの図のようなプロセスが必要である。

4-1-1 データ蒐集

センサーから得たデータ以外に、気象、流量、統計、地形など机上で得られるデータも沢山ある。これらはセンサー情報を補完する重要な情報であり、グランドトルースとよばれる現地踏査による情報も蒐集されるべきで

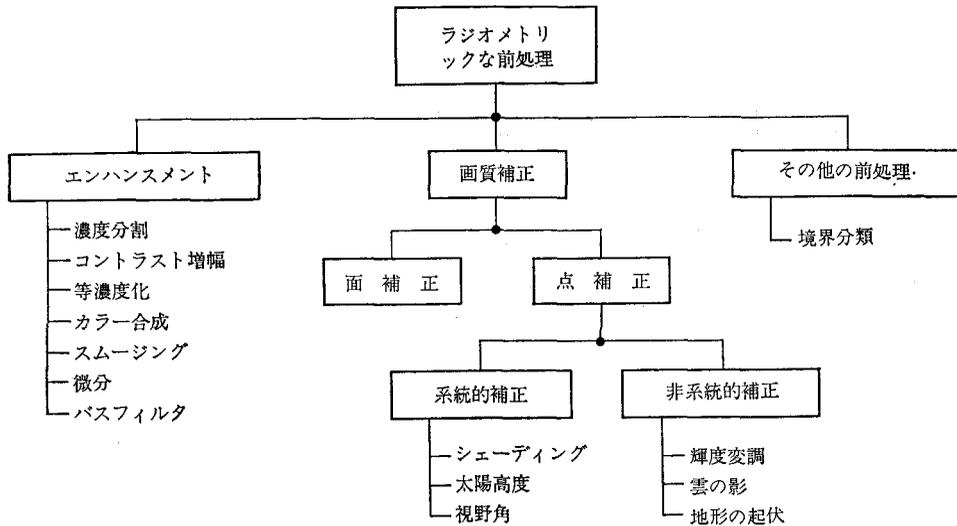


図-17 ラジオメトリック前処理の内容

歪みの種類	補正の方法
縮尺の歪み	縮尺係数を乗じて補正する
スキューの歪み	1次式の変換で補正可能である
中心移動の歪み	平行移動させて補正する
スキャンの非線性的の問題	スキャンごとの補正データが必要である
放射状の歪み	2次以上の式の変換で補正可能である
直交性のねじれ	3次以上の式の変換で補正可能である

図-18 内部的歪みと補正方法の指針

歪みの種類	補正の方法
プラットフォーム姿勢によるもの	斜影変換で補正できる 縮尺係数により補正できる
傾きによる歪み 高度変化に伴う縮尺変化	
被写体によるもの	画素、地点ごとの斜影変換が必要となる 高次式で補正可能である
地形による歪み	
地球曲率の変化による歪み	

図-19 外部的歪みと補正方法の指針

ある。

4-1-2 データ処理のプロセス

データ処理には、アナログ方式とデジタル方式がある。一般に蒐集されたデータのすべてが直ちにデジタル処理できることはまずないから、リモートセンシングといえどもアナログの処理を全く無視することはできない。アナログ方式は画面全体またはスキャンラインごとに処理できるのに対し、デジタル方式は画素の1点1点を電気信号として処理するのである。数年前まではアナログ方式の方が迅速性に勝るといわれていたが、現在では変換システムの発展によりそのようなことはなくなった。デジタル方式は多次元画像空間の処理や非線形な函数をあてはめて処理できるので、現段階での私見をのべておけばリモートセンシングの所以はこれにあると思っている。

4-1-3 データハンドリング

データハンドリングとは、原データを数値化、写真処理、変換などにより画像や計算用テープにすることをいう。

4-1-4 ラジオメトリックな前処理

さぞかし面倒かつ難解な言葉に聞こえることと思うが、要はセンサーによる原画像の各種の歪みや不均一性を修正するものである。前3項はいずれもデータ処理として欠かせないものではあるが、詳述する必要もないと思うので、専門書にまかせることとする。

4-2 幾何学的補正

リモートセンシング原画像を解析して応用可能状態にするためには上記のほかまだ数種の補正を必要とするが、そのなかでも最も土木応用的に重要でありかつセンサーの本質に由来する幾何学的補正について説明しよう。

4-2-1 原画像の歪みの幾何学的補正

リモートセンシング原画像に含まれる幾何学的歪みには、内部的歪み、外部的歪みの2種がある。内部的歪みとはセンサーの性能に起因するもので、図-18に示すとおりである。

外部的歪みは被写体やプラットフォームの姿勢などによる歪みで、図-19に示すようなものである。これらは図式的には図-20のようになる。

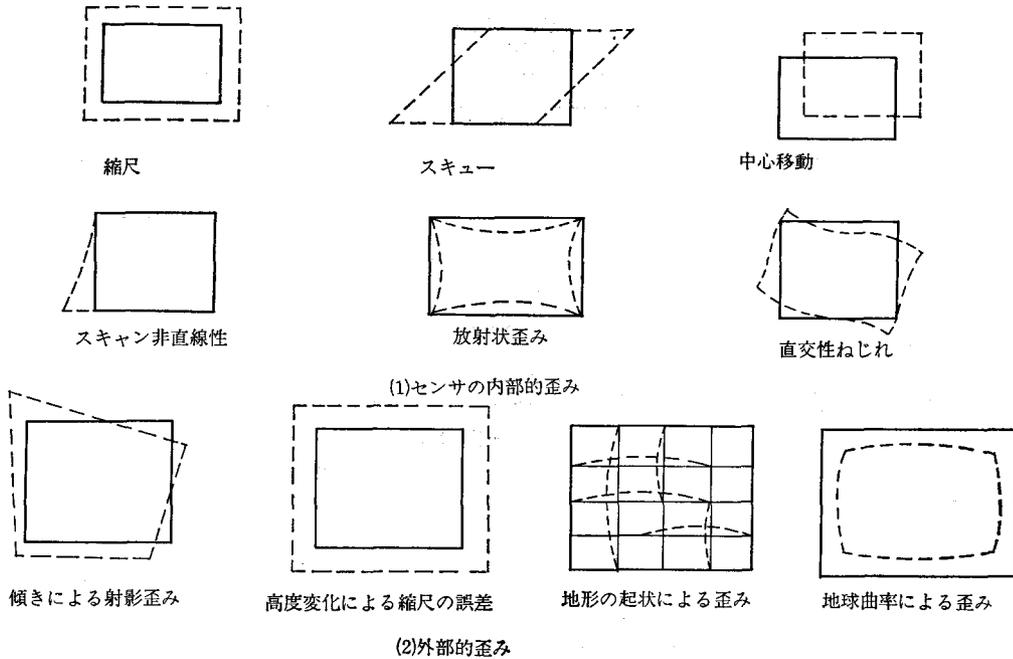


図-20 幾何学的歪みの種類

4-2-2 画像の幾何学的補正

上記の幾何学的補正が済んで原画像が正しいものとなったのち、それに基づいて作られる画像にはさらに実用のための補正や挿入が必要となる。すなわち

- a. グリッド挿入：使用する座標のグリッドを挿入する。
- b. レジストレーション：マルチスペクトルカメラ法同様画像の重ねあわせである。電子的に行なえば完全を期することができる。
- c. 地理的補正、撮影変換、座標変換などの方式により画像の地理上の位置を正確に求める。

4-3 ランドサット衛星像の幾何学的歪み

ランドサット衛星は前項の各種歪みとともに特有の歪みをもっている。

- a. 衛星の x, y, z 3軸の傾きによる歪み
- b. 地球の自転によるスキュー歪み
- c. 1本のスキャン中に衛星が進行するために生ずる歪み

- d. 回転ミラーの回転むらによる歪み
- e. 地球曲率の不均一による歪み
- f. 衛星の高度変化、速度変化など重力（引力）変動による歪み

これらは、99.999...%という高い精度ではあるが100%正確でないための歪みで、3次式で補正可能である。

4-4 その他

以上の記述をもって厳密には不十分な部分はあるがリモートセンシングの基礎知識、原理およびMSS法の概略説明を終え、次回にはハードウェア、ソフトウェア両面から、我が社が誇るAIPS法、ADIPS法の原理、例などを説明し、第3回、第4回で内外各国の農業土木技術への既応用例、応用に関する将来の展望などを説明する予定である。リモートセンシングの説明には何と云ってもカラー写真をふんだんに使うのが最適であるが、それが十分果せないところに悩みがある。諸氏の慧眼をもって洞察願いたい。また参考文献は最終回最後にまとめて掲げる。(つづく)

会

告

農業土木技術研究会役員名簿（昭和56年度）

会 長	中川 稔	構造改善局建設部長
副 会 長	白井 清恒	東京大学教授
理 事	須藤良太郎	構造改善局設計課長
"	長野 孝夫	" 水利課長
"	内藤 克美	" 首席農業土木専門官
"	金津 昭治	関東農政局建設部長
"	高須 俊行	東京農業大学教授
"	八木 直樹	新潟県農地部長
"	嘉藤章太郎	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	㈱三祐コンサルタンツ専務取締役
"	久徳 茂雄	西松建設㈱専務取締役
"	内藤 正	大豊建設㈱副社長
"	宮城 好弘	三井建設㈱取締役
監 事	岡本 勇	㈱日本農業土木コンサルタンツ代表取締役社長
"	藤野 欣一	関東農政局設計課長
常任顧問	浅原 辰夫	構造改善局次長
"	杉田 栄司	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	中川 一郎	衆議院議員
"	山崎平八郎	"
"	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々長
"	高月 豊一	京都大学名誉教授
"	緒形 博之	新潟大学教授
"	永田 正董	土地改良政治連盟耕隆会々長
常任幹事 編集委員長	内藤 克美	構造改善局首席農業土木専門官
常任幹事 編集委員	杉浦 英明	構造改善局事業計画課課長補佐
"	遠藤 紀寛	" 設計課課長補佐
"	脇阪 銃三	" 整備課課長補佐
"	風間 彰	" 設計課農業土木専門官
常任幹事	野村 利秋	全国農業土木技術連盟事務局長
幹 事 編集委員	西橋 順二	構造改善局地域計画課係長
"	松嶋 隆司	" 資源課係長
"	石坂 邦美	" 事業計画課係長
"	荒金 章次	" 施工企画調整室係長
"	高橋 昭昌	" 水利課係長

幹 事
編集委員

松本 政嗣	構造改善局水利課係長
" 齊藤 晴美	" 整備課係長
" 丸山 和彦	" 開発課係長
" 大串 和紀	" "
" 半田 仁	" 防災課係長
" 岩崎 和巳	農業土木試験場施設水理第二研究室長
" 原田 幸治	国土庁計画調整局調整課専門調査官
" 金井太二郎	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
" 小松 康人	(財)日本農業土木総合研究所主任研究員

賛 助 会 員

㈱ 荏原製作所	3口
㈱ 大林組	"
㈱ 熊谷組	"
佐藤工業 ㈱	"
㈱三祐コンサルタンツ	"
大成建設 ㈱	"
玉野総合コンサルタンツ ㈱	"
㈱電業社機械製作所	"
㈱西島製作所	"
㈱西松建設	"
日本技研 ㈱	"
㈱日本水工コンサルタンツ	"
㈱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	"
㈱ 間 組	"
㈱ 日立製作所	"
	(16社)
㈱ 青木建設	2口
安藤工業 ㈱	"
㈱ 奥村組	"
勝村建設 ㈱	"
株木建設 ㈱	"
㈱ 栗本鉄工所	"
三幸建設工業 ㈱	"
住友建設 ㈱	"
大豊建設 ㈱	"
㈱竹中土木	"
田中建設 ㈱	"
前田建設工業 ㈱	"
三井建設 ㈱	"
	(13社)
I N A新土木研究所	1口
アイサワ工業 ㈱	"
青葉工業 ㈱	"

旭コンクリート工業(株)	1口	東邦技術(株)	1口
旭測量設計(株)	"	東洋測量設計(株)	"
伊藤工業(株)	"	(株)土木測器センター	"
茨城県調査測量設計研究所	"	中川ヒューム管工業(株)	"
上田建設(株)	"	日兼特殊工業(株)	"
梅林建設(株)	"	日本エタニットパイプ(株)	"
エスケー札幌産業(株)	"	日本技術開発(株)	"
(株)大本組	"	日本国土開発(株)	"
岡山土地改良技術事務所	"	日本大学生産工学部図書館	"
神奈川県農業土木建設協会	"	日本プレスコンクリート工業(株)	"
金光建設(株)	"	日本舗道(株)	"
技研興業(株)	"	(財)農業近代化コンサルタンツ	"
(株)木下組	"	農業土木試験場佐賀支場	"
岐阜県ベンチフリューム協議会	"	農林建設(株)	"
峡中土地改良建設協会	"	八田工業(株)	"
久保田建設(株)	"	菱和建設(株)	"
久保田鉄工(株)(大阪)	"	菱和建設(株)山形営業所	"
久保田鉄工(株)(東京)	"	福井県土地改良事業団体連合会	"
京葉重機開発(株)	"	福岡県農林建設企業体 岩崎建設(株)	"
(株)古賀組	"	福本鉄工(株)	"
(株)古郡工務所	"	藤増総合化学研究所	"
(株)後藤組	"	(株)婦中興業	"
小林建設工業(株)	"	(株)豊蔵組	"
五洋建設(株)	"	北越ヒューム管(株)	"
佐藤企業(株)	"	ポゾリス物産(株)	"
(株)佐藤組	"	北海道土地改良事業団体連合会	"
佐藤興業(株)	"	堀内建設(株)	"
(株)塩谷組	"	前田製管(株)	"
(社)静岡県畑地かんがい事業協会	"	前沢工業(株)	"
昭栄建設(株)	"	真柄建設(株)	"
新光測量設計(株)	"	(株)舛ノ内組	"
新日本コンクリート(株)	"	(株)マルイ	"
(株)新システム企画研究所	"	丸伊工業(株)	"
須崎工業(株)	"	丸か建設(株)	"
世紀建設(株)	"	(株)丸島水門製作所	"
第一測工(株)	"	丸誠重工業(株)東京営業所	"
大成建設(株)高松支店	"	水資源開発公団	"
大和設備工事(株)	"	水資源開発公団奈良俣ダム建設所	"
高橋建設(株)	"	宮本建設(株)	"
高弥建設(株)	"	山崎ヒューム管(株)	"
高山総合工業(株)	"	若鈴コンサルタンツ(株)	"
(株)田原製作所	"		(89社)
(株)チェリーコンサルタンツ	"		(アイウエオ順)
中央開発(株)	"	計 118社	163口
東急建設(株)	"		

地方名	通 常 会 員								地方名	通 常 会 員							
	県	農水省	公団等	学校	団 会 社	体 等	外国	合計		県	農水省	公団等	学校	団 会 社	体 等	外国	合計
北海道	191	225	16	7					近畿	滋賀	30	11	4	-			
東	森手 青岩 宮城 秋田 福島	96	54		3				京都	62	57	2	7				
		102	24	8	6				大阪	40	-	3	4				
		63	83	-	6				兵庫	63	28	-	4				
		152	29	-	1				奈良	64	18	-	-				
		94	34		5				和歌山	54	16	-	-				
北	小計	613	268	20	21				小計	313	130	9	15				
関	茨橋 群馬 埼玉 千葉 東京 神奈 山梨 長野 静岡	116	43	15	5				中	鳥取	60	11	-	4			
		88	29	1	6				四	30	26	-	7				
		48	12	3	1				国	58	61	-	5				
		58	16	23	2				島	53	8	-	-				
		84	16	14	1				岡	33	2	-	1				
東	小計	612	366	95	29				九	34	16	1	5				
北	新富 石川 福井	164	54	-	2				州	28	-	3	5				
		84	8	-	1				福	36	14	-	4				
		46	75	1	3				佐	28	-	-	2				
		76	7	-	-				賀	37	16	42	8				
		陸	小計	370	144	1	6				38	21	-	2			
東	岐愛 三	37	9	5	4				19	4	-	1					
		51	86	32	1				81	42	2	-					
		41	28	12	2				50	2	1	-					
海	小計	129	123	49	7				53	19	-	2					
									60	8	-	-					
									1	22	-	2					
									小計	339	134	45	15				
									総計	2,927	1,528	239	128	1,061	30	5,913	
									賛助会員総計			118社		口数	163口		

編集後記

本号から「農業土木技術者のためのリモートセンシング」が連載される予定です。近年に開発・実用化されたこのような技術についても、農業土木技術者は既に自らの応用分野として活用を図っており、さらには、インドネシアに対する技術協力のような技術移転の段階までも進んでいます。このことからわかるように、農業土木技術は自然科学はもちろん、人文・社会科学の分野までも含めた広範な科学技術を蓄積し、駆使して農村地域の開発を進めています。

このような状況下、最近では技術力の低下がいわれて久

しくなりますが、これはむしろ個人の経験できる能力に比較して、カバーすべき必要分野が多様になったこともその一因となる所大と考えます。技術者個人の経験を更に補完し、その多種多様な分野をカバーするために、他の体験者による経験の報告や、技術者の未知の基礎分野を専門とする講師による解説等を技術者個々の体験に照らして自らの技術知識と同等なものとして身につけていく必要性は高まっています。

このような面で役立つ情報を会員の皆様にできる限り提供することも、本誌の重要な役割の一つと考え、編集の際にその精神を生かしていきたいと思ひます。

水と土 第47号

昭和57年3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)

投 稿 規 定

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