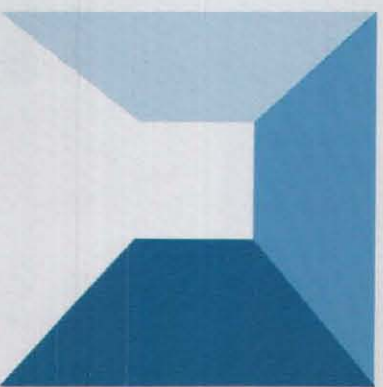
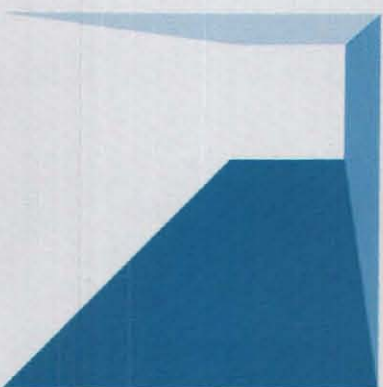
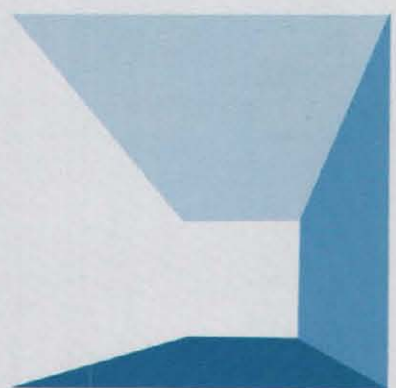
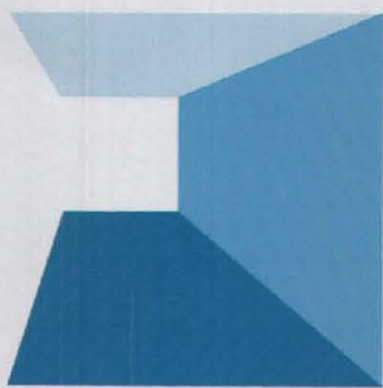
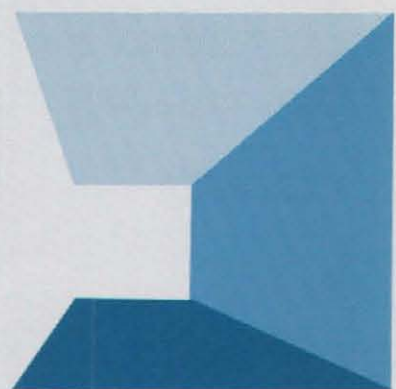


水と土

第 38 号

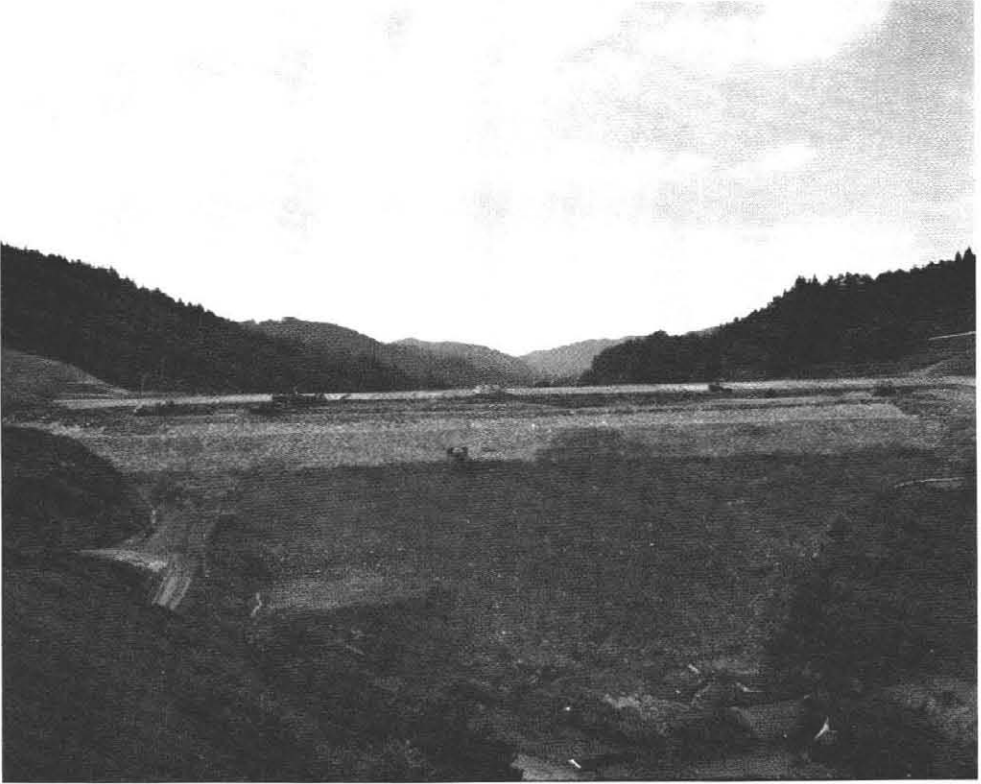
昭和54年 9 月号
農業土木技術研究会



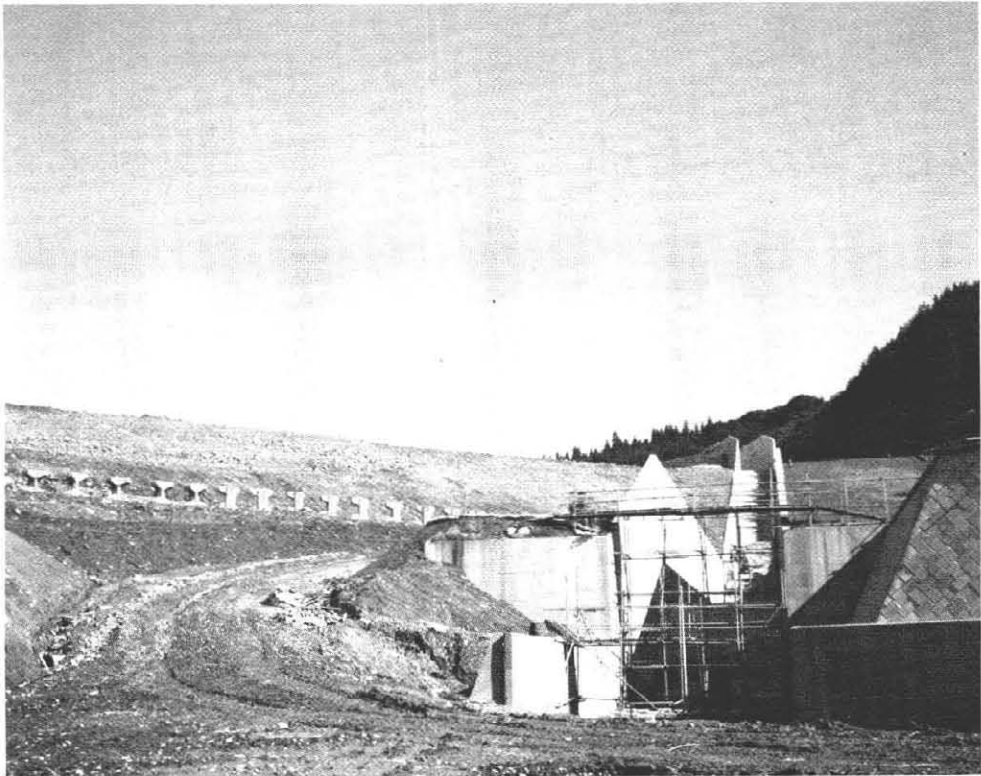
完成間近い浪岡ダム



築堤工事中の浪岡ダム（右岸からのぞむ）



上流から浪岡ダム正面をのぞむ。



下流から余水吐をのぞむ。

水 と 土

— 目 次 —

グラビア

完成間近い浪岡ダム

巻頭文

筑波での農土試

高 須 俊 行……(1)

報 文

浪岡川農業水利事業コア接合ブロックの設計について

山 崎 芳 夫
山 村 宗 仁……(2)
巽 勝 弘

木曾岬干拓堤防沈下対策について

喜 井 克 己……(12)
野 口 治

無振動無騒音工法（スラストアンドプラウト工法+ウォーター
ジェット工法）による仮設鋼矢板打設工事について
（水質障害対策事業将監地区用水管理設工事）

兵 藤 明
米 本 男……(27)
岡 田 国 二
長 沢 春

大輪樋門の改修計画について

藤 木 茂
宮 崎 司 郎……(34)
林 田 孝 利

鋼製柵渠工法（MD工法）について

泉 昭 夫
上 村 潔……(43)
小 野 英 雄

朝霞水路基礎工の設計

保 崎 彰 吾……(49)

温水取水装置の表層取水特性に関する研究

上 田 幸 彦……(58)
萩 原 国 宏

講 座

農道のアスファルト舗装（5）

構造改善局農道班……(64)
土地改良舗装研究会

資 料

間違い易い水理設計（その2）

——ダムに関する事項——

川 合 亨……(72)

土地改良技術事務所だより

改良山成工設計システムの概要

荒 木 正 榮……(77)

県だより

石川県における基盤整備事業のシステム構想

中川 健……(78)

新潟県における「標準設計」の活用について

谷山 重孝……(79)

愛知県における農業土木研究機関について

鈴木 唯志……(81)

工事費積算の電算化システム利用について

木下 雅道……(84)
森 和男

会 告

……(85)

編集後記

……(88)

No. 38

1979

September

水と土 第38号 報文内容紹介

浪岡川農業水利事業

コア接合ブロックの設計について

山崎 芳夫 山村 宗仁
巽 勝弘

浪岡ダムのコアゾーンは、左岸側の余水吐側壁およびコンクリート連続止水壁と垂直に約20m盛土されることとなる。この場合、盛土の沈下、土とコンクリートの剛性の相違による地震時の挙動特性により考えられる止水壁面におけるズレ、およびこれに伴うパイピング等が懸念されるため、東北農政局管内ダム設計施工委員会の指導をうけてコア接合ブロックの設計を行い、現在施工中である。その設計の概要について紹介する。
(水と土 第38号 1979年9月 P.2)

鋼製柵渠工法 (MD工法) について

泉 昭夫 上村 潔
小野 英雄

排水路護岸工として、鋼製柵渠工法 (MD工法) を施工した。これはコンクリート柵渠工法と軽量鋼矢板護岸工法の中間工法であり、施行後における機械による維持管理が容易であること、側壁の軽量鋼矢板の離脱がないこと、自立式矢板護岸工にみられる変位が発生しないこと等、数々の長所が考えられ、今後の排水路工法として期待できるものと思われるので、実施例に基づいて紹介する。

(水と土 第38号 1979年9月 P.43)

木曾岬干拓堤防沈下対策について

喜井 克己 野口 治

木曾岬干拓事業の堤防は、昭和49年度にはほぼ完成したが、その後濃尾平野の広域地盤沈下等の影響を受け当初予想した以上に沈下が進行したため、堤防かさ上げ等による対策が必要となった。このため築堤後の圧密沈下の進行状況を地質調査等により把握し、併せて広域地盤沈下の将来予測を過去の沈下実績にもとづき行ったので、その概要を紹介するものである。

(水と土 第38号 1979年9月 P.12)

朝霞水路基礎工の設計

保崎 彰吾

朝霞水路は東京都の都市用水および隅田川の浄化用水を送水する重要な幹線水路であるが、近年地盤沈下などの影響を受けている。このため通水が不可能となるような重大な障害を未然に防ぐため、新たに改築水路を建設する。本報告はその改築水路の基礎工の設計について記述するものである。

(水と土 第38号 1979年9月 P.49)

無振動・無騒音工法 (スラストアンドブラウト工法+ウォータージェット工法) による仮設鋼矢板打設工事について

兵藤 明 米本 国男
岡田 二郎 長沢 春男

国土の開発にともなう建設工事の機械化は急速に発展し、現代では機械施工によらない工事施工は皆無の状況である。反面建設機械による振動、騒音等の公害問題が各所で発生し、機械施工を阻む大きな原因となりつつある。我々が担当する土地改良事業についても同様であり、本地区においても家屋に隣接し、振動、騒音等の問題を解決しながら実施した。本稿ではこの実例について他工法とも比較して紹介する。

(水と土 第38号 1979年9月 P.27)

温水取水装置の表層取水特性に関する研究

上田 幸彦 荻原 国宏

温水取水装置は古くからいろいろなタイプのものが考案され実用化されてきたが、温水取水性能と取水条件などの関係についてはまだ不明な点が多い。本研究は温度密度流による水理模型実験と現地観測データをもとに、取水条件や呑口形状などが取水性能に与える影響を明らかにすると共に、与えられた取水量、池内鉛直水温分布および期待される取水温にみあった呑口部の基本寸法が求められる算定式を提示した。

(水と土 第38号 1979年9月 P.58)

大鞘樋門の改修計画について

藤木 茂 宮崎 司郎
林田 孝利

本樋門は二級河川大鞘川河口に設置する総幅員160m、有効幅員85mのスケールの大きな排水樋門である。計画地点の基礎地盤はE L(-)26m附近までN値10内外の沖積軟弱層であるため、施工段階では種々問題が発生することが予想されるが、一応本工事の設計および施工計画等について、そのあらましを紹介する。

(水と土 第38号 1979年9月 P.34)

筑波での農土試

高 須 俊 行*

筑波に移転して去る8月1日で満2年を迎え、昨今、どうやら以前の研究活動ペースをとりもどした。顧みれば、戦後、開拓研究所・農地局水理実験室にはじまった農業土木部門の試験研究は、30年を経た今日、ようやく、この広大な研究学園都市の一角に、多様化・複雑化する農村・現場の土地基盤総合整備の要請に答えうる近代的・高水準の諸施設が整えられ、新たな飛躍の時機を迎えたわけである。

われわれの研究は、現場・農村から掘りおこされ、その試験研究成果は現場・農村に還元されなければならない。しかし、そのためには問題がないわけではない。

その一つは行政部局でも同じであるが、人の問題である。ちなみに、現在、農業土木部門の研究員数は、技術会議関係の研究員数約3,000名のうち83名（本場、支場のほか北海道および四国農試に各1研究室）、僅かに2.8%で、さらに、都道府県まで含めると、その比率は1%にも達せず、県農試に基盤整備研究室があるのは、新潟、愛知、佐賀、宮崎の4県に過ぎない。研究員の絶対数をふやすこと、資質の向上をはかることが緊要で、地域農業に密着した試験研究が切望されている折から、地域農試、県農試内の農業土木研究体制の充実、あるいは、人事面・研究面での行政・大学・他研究機関との活潑な交流など、新たな展開をはかる必要がある。

次の問題は、試験研究の効率の運用のための情報交換・普及等に関する、現場・農村との緊密な連携をはかる体制を確立することである。この点に関しては、従来から構造改善局の協力をえてきたが、各土地改良技術事務所の強化、農業土木総合研究所の創設をみた機会に、より一層の連携をはかる必要がある。

さて、当场における研究活動には、経常研究、技術会議のプロジェクト研究、構造改善局等よりの依頼研究、県および民間からの受託研究等がある。いま、当场が関係している技術会議のプロジェクト研究を紹介すると、水田利用再編対策が大きな問題となっており、これを強力に推進するため「転換畑を主体とする高度畑作技術の確立に関する総合的開発研究」が、山間地の問題として「山地傾斜地における草地畜産管理システムの確立に関する総合研究」が、さらに、農業用水の水質問題として「耕地生態系における水質保全に関する研究」等が54年度から開始された。一方、新大型プロジェクト「農林水産業における自然エネルギーの効率的利用技術に関する総合研究」が、また、初めて当场が主体となって組立てた「農業水利施設系における水管理システム化に関する総合研究」が53年度からスタートしている。なお「農林漁業における環境保全的技術に関する総合研究」や「高能率施設園芸に関する総合研究」等は多大の成果をあげて53年度までに終了した。

これら試験研究に積極的に取組む体制として、53年後に「水理制御研究室」が、さらに54年度には「農地整備第4研究室」、東北農試に「基盤整備研究室」、熊本県農試に「基盤整備チーム」等が新設され、徐々ながら体制が拡充強化されつつある。

今後、筑波が農業土木試験研究・研修のセンターとしての役割りを果たし、農業土木事業の進展に寄与しつつ歩みつづけるために、会員諸兄の一層の御指導、御協力をお願いしてやまない。

* 農業土木試験場長

浪岡川農業水利事業コア接合ブロックの設計について

山 崎 芳 夫*
 山 村 宗 仁*
 巽 勝 弘**

目 次

I まえがき……………(2)	VII 有限要素法による解析……………(7)
II 地形及び地質……………(2)	VIII 解析結果に対する検討……………(8)
III 左岸地山洪水吐附近の浸透対策……………(3)	IX 接合部の設計……………(10)
IV コア接合ブロックの必要性……………(4)	X まとめ……………(11)
V 接合部の設計方針……………(5)	
VI 有限要素法解析に必要なパラメーター の決定……………(5)	

I ま え が き

国営浪岡川農業水利事業は、青森県の西部、津軽平野のやや中央部に位置する五所川原市、浪岡町、板柳町、常盤村の1市3ヶ町村に亘る約3,300haのほ場を対象とし、浪岡ダムを新設して用水源を確保するとともに、既存堰を統合し、用水系統の合理化を計るため頭首工4ヶ所、用水路13km、揚水機場2ヶ所の新設を行うものであり、昭和46年度に事業所が開設された。

表一 浪 岡 ダ ム 概 要

河 川 名		王余魚沢川 (一級河川指定区間)
貯 水 池	流域面積	15.7km ²
	直接流域	5.3km ²
	間接流域	10.4km ²
	満水面積	55.0ha (E L157.8m)
	総貯水量	7,600,000m ³
	有効貯水量	7,501,000m ³
堤 体	型 式	中心コア型ロックフィルダム
	堤 高	52.4m (堤頂E L162.4m)
	堤 頂 長	304.5m
	堤 体 積	810,000m ³
洪 水 吐	型 式	側溝余水吐
	設計洪水量	172m ³ /s
	計画越流水深	1.20m
取 水 設 備	最大取水量	3.5m ³ /s
	取 水 方 式	表面取水 (取水塔方式)
	ダム管理放流	最大16.0m ³ /s (有効貯水量を7日間放流)

* 東北農政局浪岡川農業水利事業所 ** 日本技研(株)技術研究所

本地域は、大きな河川がないことから、大小無数の溜池を水源としており、灌漑面積に比して流域面積の狭少であることに加えて、施設の老朽化が著しい状況である。また、水田のほとんどが湿田の状態であって、近代的な営農を進めるうえで、阻害要因となっている。このため、国営事業と付帯県営事業にあわせは場整備事業が進められており、事業完了後は用排水分離のなされた大型ほ場で、機械化農業が展開されることとなる。この事業の中心となる浪岡ダムは、昭和55年度盛土完成予定に向かって、施工中である。

II 地形及び地質

浪岡ダム築造地点周辺地域は、青森市を中心とする海岸平野と弘前市を中心とするいわゆる弘前盆地との間を区切る低陵地のほぼ中央部に位置する。この低山陵は、本地城南東約30kmに位置する八甲田山より延々と続く尾根の一部であり、山陵は非常に緩やかな形態で、陵線は全体としておだやかに北西に傾斜している。

ダムサイトの両岸は比高100m程の丘陵地であり左右アバットメントの傾斜は約20°と緩勾配で、その縦断形は左右に対称な幅広いV字形をなしている。地質は、新第三紀中新世部の凝灰質泥岩(王余魚沢層)が、ダム基礎の大部分の区域(左岸部においては、E L142 M、右岸部においてはE L138 M程度まで)に分布し、それを第四紀洪積世～新第三紀の砂礫、砂、シルト、粘土等よりなる地層が、不整合に覆って居り、さらにこの上に十和田、八甲田火山活動に伴う凝灰質砂層を主体とする火山噴出物が不整合に滞積している。

この砂礫、砂の層は、厚さ1.0～数mに及び、透水係数は凝灰質砂層が 2.0×10^{-4} cm/sec程度であるのに対

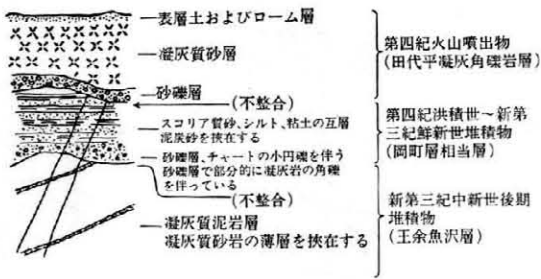


図-1 地質層序模式図

し $5.0 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ と透水性が大きく貯水時における地山浸透に対しての何らかの措置を要した。

Ⅲ 左岸地山洪水吐附近の浸透対策

左岸地山 (EL145±m以上、洪水吐基礎を含む) は、前述のように基盤は泥岩でなく透水性の高い厚さ10~15mの凝灰質砂層よりなり、N値は50以上あり通常の支持力は十分あるがダム安全性を確保する洪水吐の基礎となるので貯水時の迂回浸透、地震時の液状化等を考慮し、何らかの処置を講ずることとした。

このため、①薬液注入工法、②止水矢板工法、③基礎置換工法及び④コンクリート止水壁工の4工法について地形、地質を考慮し、施工の確実性、安全性及び経済性を比較検討し、現況地盤を乱さず基礎岩盤まで必要な根入れが可能であるコンクリート止水壁工を採用し、施工を実施した。

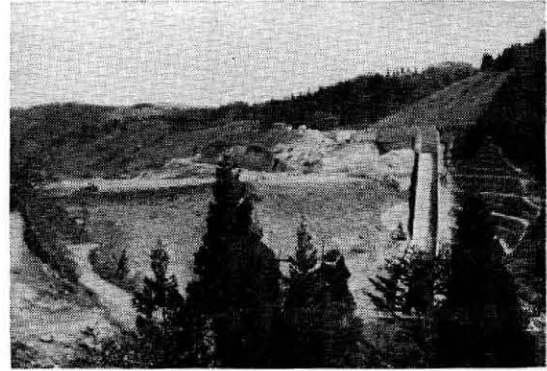


写真-1 浪岡ダム全景
54. 5. (EL141Mまで盛土完了)

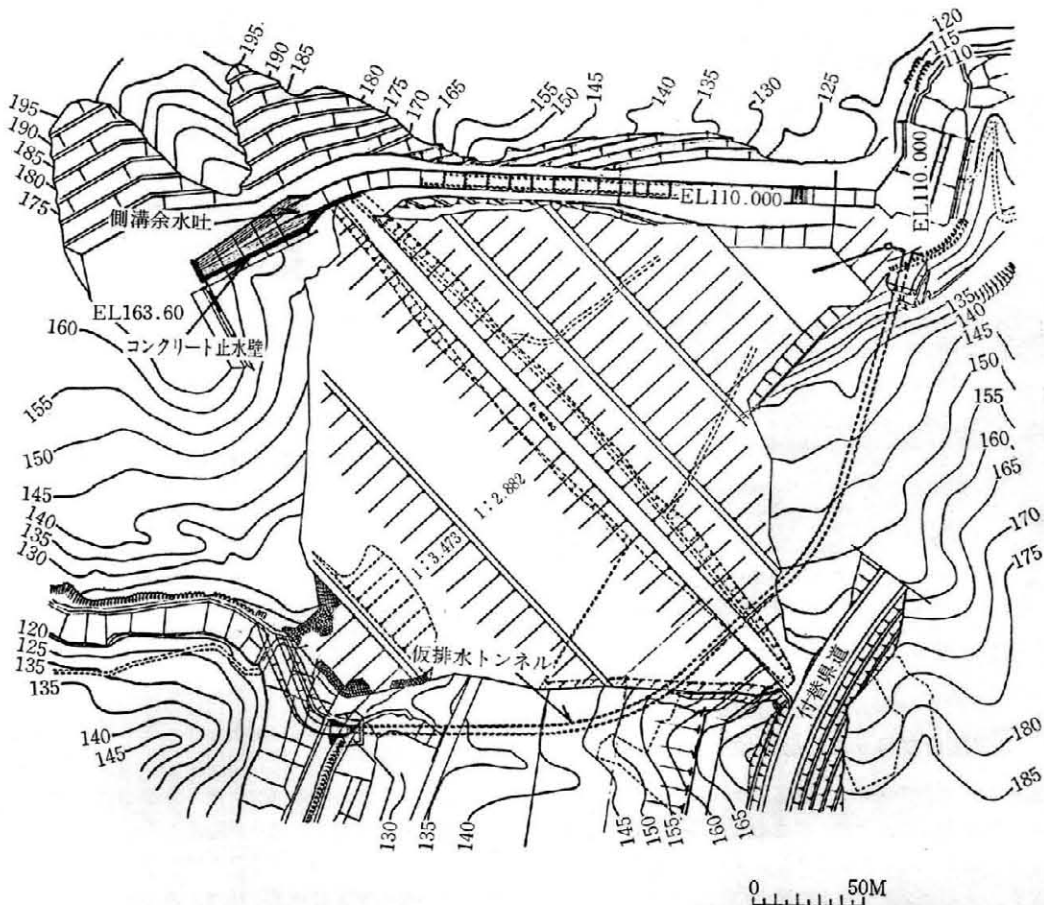


図-2 浪岡ダム平面図

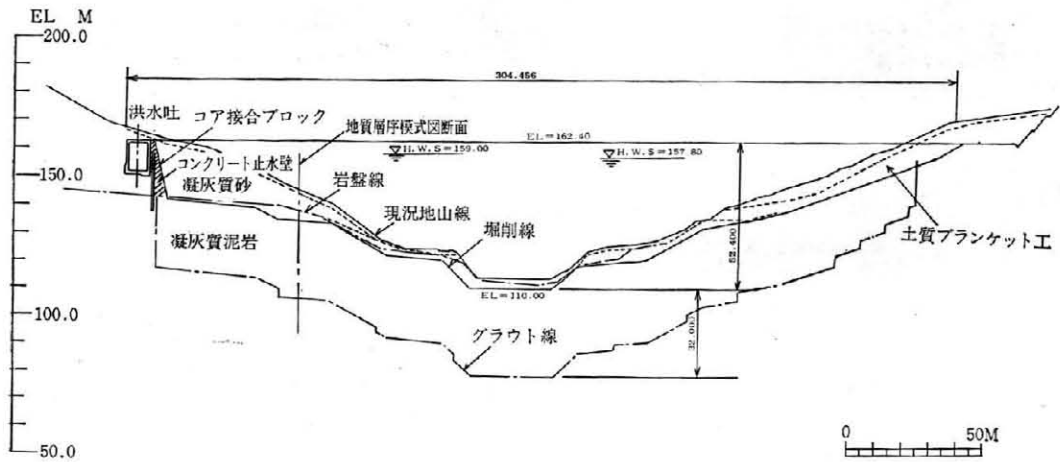


図-3 浪岡ダム縦断面図

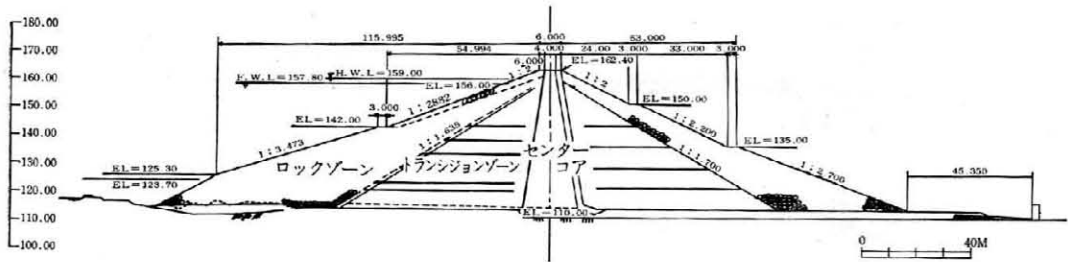


図-4 横断面図

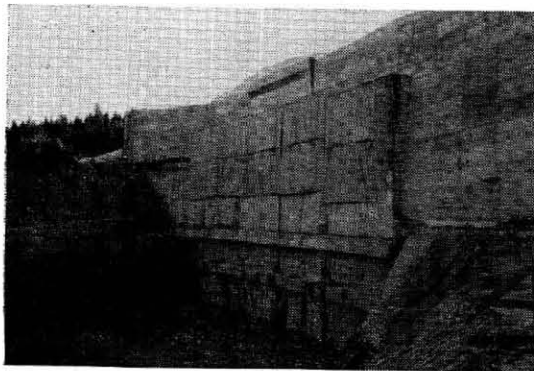


写真-2 余水吐とコアの接続箇所(地山掘削完了)
(余水吐, コンクリート連続止水壁及び
地山掘削のためのアースアンカー工の
腹起しがみえる。)

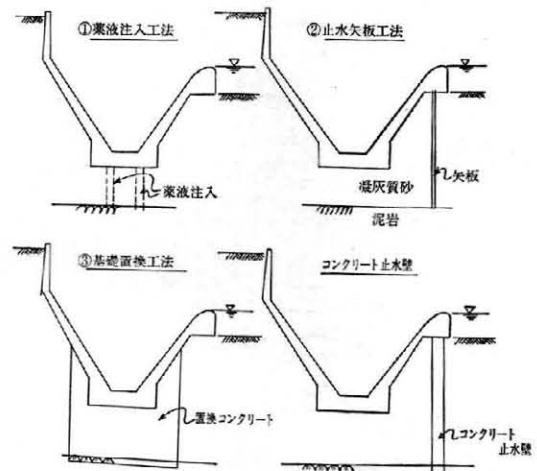


図-5 工法の検討

IV コア接合ブロックの必要性

浪岡ダムのコアゾーンは、前述のコンクリート連続止水壁及び洪水吐側壁と垂直（高さ約20m）に接合することとなり、盛土の沈下によるコンクリート壁接合面におけるズレ、土とコンクリートの剛性の相違による地震時の挙動特性により考えられる盛土とコンクリート壁面と

のズレ、これにとりまうパイピング等を考慮しなければならない。

上記条件下におけるコンクリート壁面付近のコアの変形挙動を一様にし、応力状態を乱さないという配慮のもとにコンクリート接合構造物を設計すべきであるとの東北農政局管内ダム設計施工検討委員会から指導をうけた。

これに従った基本方針として接合構造物の構造は、

- ①コンクリート凹面体とする。
- ②凹面体の円弧は、各標高のコア幅とし、円弧の角度を一定とする。
- ③凹面体のダム軸上の上下勾配は、各標高毎の主応力方向と凹面のなす角を $(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ とする。

とすることとした。(φは、コア材料とコンクリート接合面における内部マサツ角である。)

V 接合部の設計方針

各標高毎の主応力の方向とコンクリート凹面のなす角を $(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ とし、主応力 σ_1 と鉛直方向の傾きを γ とすると接合面の鉛直方向からの傾き η は、

$$\eta = (45^\circ - \frac{\phi}{2}) - \gamma$$

となる。

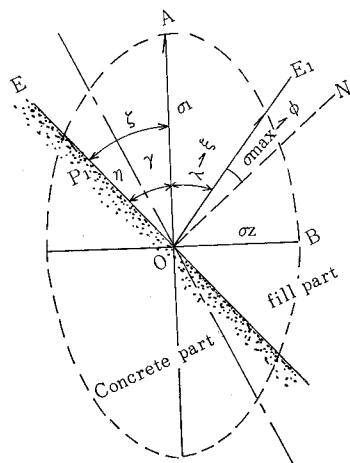


図-6 0点における応力状態

したがって、各標高における盛土内の最大主応力 σ_1 の方向 (γ) が求まり、堤体材料 (コア材料) とコンクリート接合面との内部マサツ角の値が求められると各標高における接合面の傾き η を求めることができる。

今回の設計においては、コア材料とコンクリート接合面における内部マサツ角 (ϕ) を境界面セン断試験により求めるとともに、コンクリート接合面の傾き η を仮定 (図-9 のように 1:0.1, 1:0.3, 1:0.5 の勾配とした。) し、ダム縦断面を代表断面として盛土過程を考慮のうえ最大主応力の方向及び大きさを有限要素法解析により求め、そのチェックを行うことにより接合面形状の検討を行った。

VI 有限要素法解析に必要なパラメーターの決定²⁾

1 盛土材料 (コア材料)

有限要素法において、土は弾塑性体と考えられており、堤体盛土とコンクリート壁面との接合面における挙動は、堤体の盛立ての進捗と共に発現するものであることから、増大していく外力に対する応答を正しく反映する解析手法として、非線形解析が有効である。

このように、土を弾塑性体として有限要素法を用いる時、多くの取扱いが試みられているが、その一つの方法として Duncan の構成方程式を用いて解析することがよく行なわれている。

今回の解析に当っては、盛土材料 (コア材料) について高圧三軸圧縮試験を実施し、その試験から得られた応力-ヒズミ体積変化の測定結果により Duncan の方法によって数式化し、パラメーターを決定した。

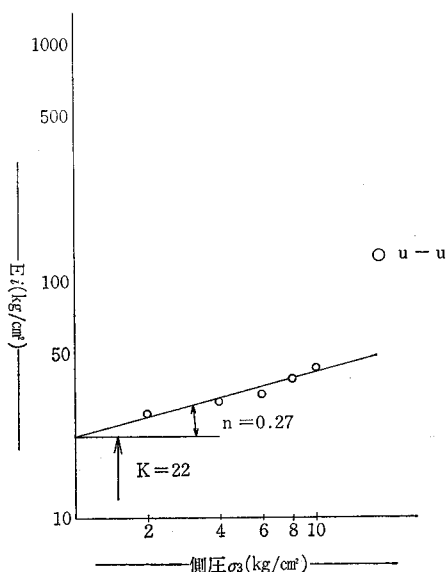


図-7 浪岡ダム (コア材料) $E_i \sim \sigma_3$ 関係図

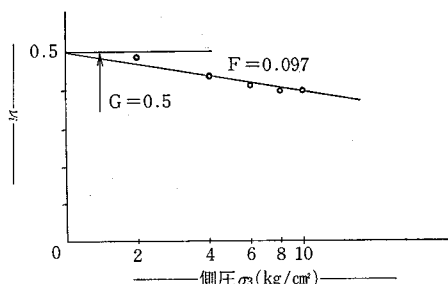


図-8 浪岡ダム (コア材) $\rho_s \sim \nu_i$ の関係

2 基盤岩 (凝灰質泥岩)

浪岡ダム基盤である泥岩の物理的性質をまとめると、表-3 のとおりである。この表からみても明らかなように非常に含水比が高く (80~100%) 乾燥密度も 0.70 kg/cm^3

表-2 有限要素法解析のためのパラメーター一覧表

材 料	項目 試験点	側 圧	a_i	E_i	b_i	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ ult	Rf	K	n	G	F	D	単位体積重量 γ_t (t/m ³)	粘着力 C(t/m ²)	内部マ サツ角 ϕ (度)	
		σ_3 (kg/cm ²)	(cm ² /kg)	(kg/cm ²)	(cm ² /kg)	(kg/cm ²)										
浪岡ダム コア材 料	u-u 非圧密非 排水	2.0	0.00363	27.55	0.45	2.22	0.653									
		4.0	0.00328	30.49	0.42	2.38	0.660									
		6.0	0.00295	33.90	0.35	2.86	0.612	22.00	27.0	32.0	18	1.3	1.90	5.0	17°00'	
		8.0	0.00260	38.46	0.33	3.03	0.636									
		10.0	0.00230	42.55	0.32	3.13	0.674									

表-3 泥岩の物理的性質(浪岡ダム)

仮 比 重 (q /cm ³)	吸 水 率 (%)	含 水 比 w (%)	乾 燥 密 度 γ_a (t/m ³)	間 隙 比 e (%)	圧 縮 強 度 q_u (kg/cm ²)	変 形 係 数 E50(kg/cm ²)	透 水 係 数 (cm/sec)	
							処 理 前	処 理 後
1.393	86.51	83.22	0.677	2.192	12.33	747	3 × 10 ⁻⁴	5 × 10 ⁻⁵
1.453	104.36	104.36	0.761	2.588	26.74	2674		

と小さい。Duncan⁹⁾ は岩石の区分方法として岩石の基本物性である吸水率、乾燥比重(乾燥密度)によるコンステンシー区分をあげているが、浪岡ダムの泥岩はこれらの区分からいくとE区分(結合度が非常に低い岩石)にもあてはまらず岩石としてよりもむしろ土に近い性質を示しているといえる。

なお、この泥岩の物理的性質を他の同時代(第3紀のもの)を比較すると表-4のとおりである。

今回の検討に際しては、重要な基盤の変形特性を把握するため、プレシオメーターを用いた孔内水平載荷試験、円形載荷板を用いた現場載荷試験、泥岩の不攪乱資料による一軸及び三軸圧縮試験結果より得られる諸数値より基盤のパラメーターを決定した。

これらの結果からみれば、浪岡ダム基盤岩の変形係数としては、2,000kg/cm²程度であり、グラウト処理後の結果をみれば2,500~3,000kg/cm²に改良されていることから、E=2,500kg/cm²(グラウト処理後)とした。

表-4 泥岩の物理的性質の比較⁹⁾

地 層 名	岩 石 名	γ_t (t/m ³)	γ_a (t/m ³)	w (%)	q_u (kg/cm ²)
新第3紀 神戸層群	暗緑色 泥 岩	2.18	1.85	18.0	25.5
"	泥 岩	2.15	1.94	10.9	15.0
新第3紀 三浦層群	泥質岩	1.83	1.35	35.8	36.1
新第3紀 三豊層群	シルト質 泥 岩	1.90	1.46	30.0	5.0
浪岡地区	泥 岩	1.33	0.68	83	12.3
		1.44	0.75	104	26.7

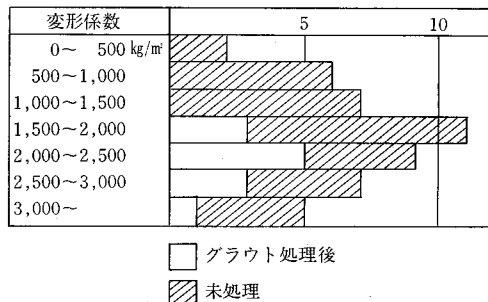


図-9 変形係数度数分布

表-5 載荷試験結果(53年度)

試 験 位 置	変形係数 (D) kg/cm ²	割線弾性係数 (Es)	摘 要
No. 12+10.0m センターライン	2.486	4.533kg/cm ² 4.639 "	グラウト処 理
No. 13+5.0m センターライン	1.655 "	3.521 " 3.430 "	"
No. 12 センターライン より上流40m	743 "	1.664 " 1.745 "	グラウト未 処理
No. 12 センターライン より下流40m	1.820 "	3.490 " 3.429 " 3.553 "	"
No. 5+5.0m センターライン より下流4.0m	1.103 "	2.390 " 2.376 "	"

3 接合部におけるコンクリートと土とのせん断強度
コアゾーンとコンクリート構造物の接合面におけるせん断強度常数を求めるため境界面せん断試験を実施し、内部マサツ角(ϕ)29°.00、粘着力(C)2.5t/m²を得た。

4 コンクリート構造物

コンクリート構造物の取扱いは、次の数値をとった。

単位体積重量	γ_t	2.30 t/m ³
弾性係数	E	2,100,000 t/m ²
せん断弾性係数		867,776 t/m ²
粘着力		1,400 t/m ²
内部マサツ角		45°00'

VII 有限要素法による解析

1 解析モデルの設定

今回の有限要素法における解析モデルとしては、接合コンクリート構造物の規模、盛土高さにより図-10に示すようなモデルを考えた。

解析モデルの左右両端は、上下方向にのみ変位可能とし、基盤底面は固定として取扱った。

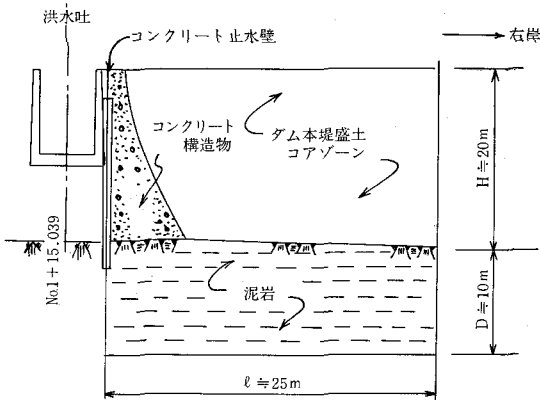


図-10 解析モデル図

2 解析に用いた要素

本解析には、4 CSTQ要素（4つの定ヒズミ三角形要素から成る四辺形要素）を用い、ダム縦断面方向の解析としているので平面ヒズミ解析とするとともに、コンクリート面と盛土面との境界面の挙動を正しくあらわすため、ジョイント要素を導入した。

ジョイント要素は、Gaboussi によるもので、厚さ

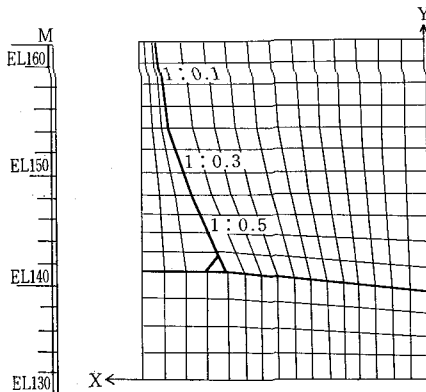


図-11 解析モデル分割図

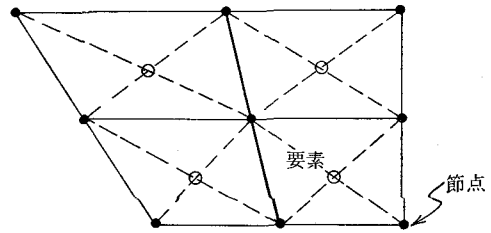


図-12 4節点三角形要素

ろで相対した面が相対的にズレ、移動を起しうる非線形性を有するものである。

モデルの設定にあたっては、盛土解析の特性が十分表現できるよう堤体部を11層に分割し、モデル端部の解析上の処理が問題の境界面に影響しない様、ダム軸方向に堤体の高さと同程度の領域をとり、また要素が極端に扁平にならないよう配慮した。

この結果、要素数が241個、節点数で272点となった。

3 築堤過程の取扱い

フィルダムは、順次盛立てられていく構造物であり、特にコンクリートと盛土との間の挙動に注目する必要があることから、盛土とともに順次発現する過程を考える必要がある。しかし、現実のまき出し、締め固め転圧をそのままの規模であらわすのは困難であることから、Clough Woodward が提案した方法により、コンクリート構造物が施工された泥岩上に層厚2.0mで盛土が施工されていくこととし、12層までの盛土解析を行った。

4 設計数値

ゾーン区分及び設計数値は次のとおりである。築堤過程においては、次式より E_i , ν_i を求めた。

表-6 Zone 別設計数値一覧表

Zone 区分	Zone-I 泥岩	Zone-II 洪水吐 コンクリート	Zone-III コア 堤体盛土部	Zone-IV コンクリート・コア 接合部
単位体積重量	1.40	2.30	1.90	—
弾性係数 (t/m ²)	25,000	2,100,000	938* ₁	—
ポアソン比	0.30	0.21	0.355* ₁	—
せん断弾性係数	15,385 9,615	867,776	346* ₁	—
粘着力 (t/m ²)	50	1,400	6	2.5
内部マサツ角 (ϕ°)	40°00'	45°00'	17°00'	20°00'* ₂

*₁ は初期値 ($\sigma_3=0$ のときの値) である。

*₂ は直接せん断試験結果 (29°) $\times 0.8 \div 20^\circ 00'$

$$E_i = \left\{ 1 - \frac{Rf(1-\sin\phi)(\sigma_1-\sigma_3)}{2C \cdot \cos\phi + 2\sigma_3 \sin\phi} \right\}^2 \cdot K \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n$$

$$G = F \log \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)$$

$$\nu_i = \frac{D(\sigma_1-\sigma_3)}{1 - \frac{D(\sigma_1-\sigma_3)}{K \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \left[1 - \frac{Rf(1-\sin\phi)(\sigma_1-\sigma_3)}{2C \cdot \cos\phi + 2\sigma_3 \sin\phi} \right]}}$$

E_i : 弾性係数, ν_i : ポアソン比

K, n, G, F, Dは、盛土材料（コア材料）の Dancun の構成方程式の常数であり、 P_a は大気圧、 R_f は破壊比である。

VIII 解析結果に対する検討

変形と応力の解析結果について検討を加えると次のとおりである。

1 変形

- ① コア材の垂直変位量は、接合ブロック近傍及び中央部とも EL150m～EL155mにおいて 50～60cm と大きいのに比較して、水平変位量は、コンクリート接合ブロック近傍で EL146m～148m で約 20cm となっているが、中央部においては、ほぼ 5cm 前後と小さくなっている。
- ② コンクリート接合ブロック近傍のコア材の変形特性は、接合面形状と一致している。垂直変位量 (Δy) と水平変位量 (Δx) を合成した各節点における変形ベクトルの方向は、表-7に示すように EL140m 以上ではほ

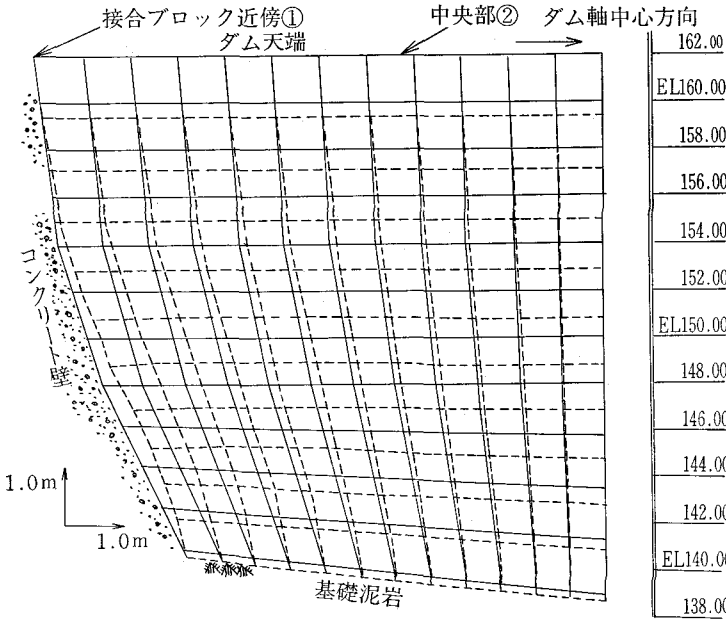


図-13 F. E. M 解析結果（コア及び基礎泥岩の変位量）

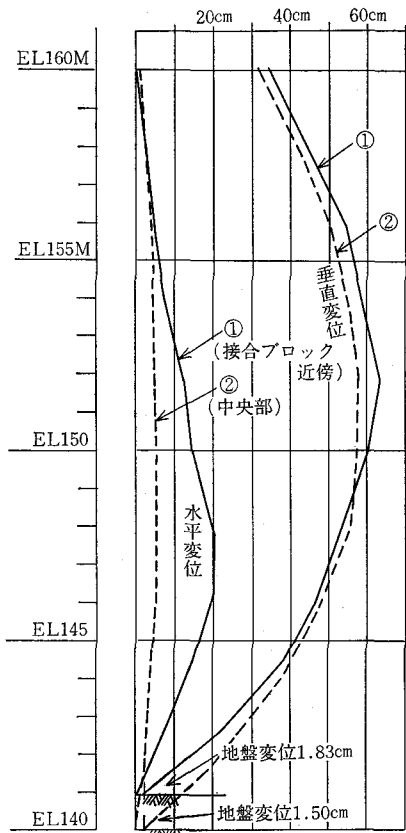


図-14 コア及び基礎泥岩の垂直変位量と水平変位量…(図-13の拡大)

表-7 接合部形状とコア盛土変位ベクトル方向

接合部形状 1 : A	変位ベクトル勾配 $\Delta x/\Delta y$	変位		
		垂直変位 Δy	水平変位 Δx	
EL160.00	0.1	0.01	28.5～33.5	0.5
158.00	0.1	0.07	38.0～43.5	2.5～3.0
156.00	0.1	0.07	47.0～53.5	3.5～4.0
154.00	0.1	0.13	50.5～57.5	6.5～7.0
152.00	0.3	0.20	54.5～62.5	11.0～12.5
150.00	0.3	0.24	52.0～59.5	12.5～14.5
148.00	0.3	0.41	42.5～52.5	18.0～21.0
146.25	0.5	0.43	36.5～46.5	15.5～20.0
144.50	0.5	0.40	28.0～38.0	11.0～15.0
142.75	0.5	0.28	18.5～23.0	3.5～8.0

ぼ一致している。しかし勾配変化点付近及び底部ではいく分相違がみられる。

- ③ 基礎の泥岩の沈下量は、コンクリート構造物底面と盛土下端ではほぼ等しい。これは、今回の解析において左右境界は鉛直方向に変形の拘束がないものと仮定したので荷重（盛土密度、 1.9 t/m^3 、コンクリート重量 2.3 t/m^3 ）の差のみしか沈下量に影響を与えていないものと考えられる。

境界条件を図-15のように仮定すると接合構造物斜面先から盛土基礎にかけて変位量の相違があらわれるものと推察される。

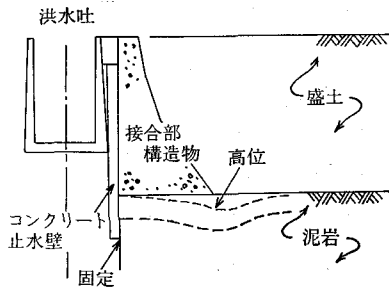


図-15 境界条件の仮定

2 応力

- ① 主応力の発達状況、大きさ、方向は妥当と考えられる。(図-16に要素124, 125に主応力の発達状況を示す。)
- ② 図-17に示すように、接合部勾配変化点付近の要素, 141, 173の勾配変化部において主応力の方向が幾分乱れている。
- ③ ジョイント要素部は、築堤過程中にズレを生じている。

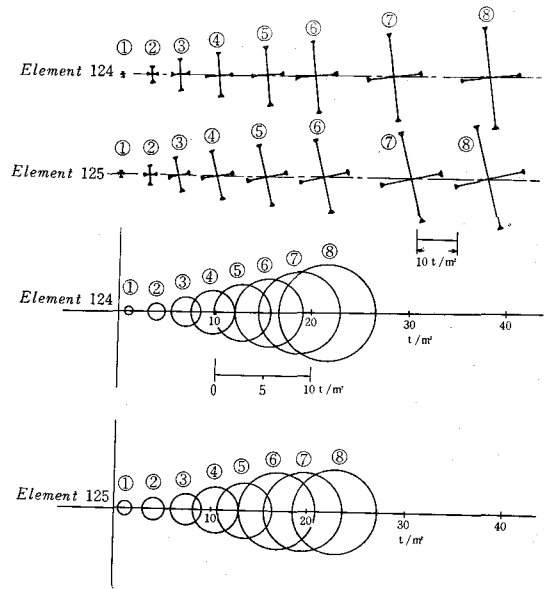


図-16 主応力の方向および大きさの発達状況

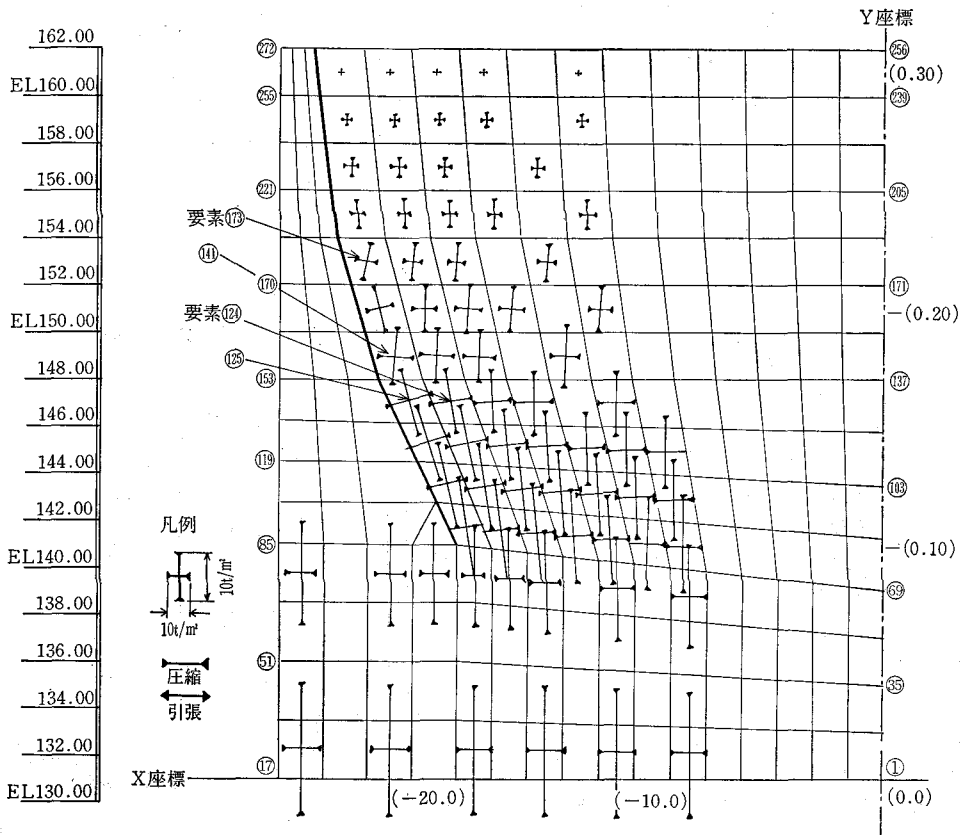


図-17 解析結果 (主応力の大きさ及び方向)

- ④ コンクリート構造物斜面先には顕著な応力集中はみられない。これは、上述した境界条件にもよるものと考えられる。

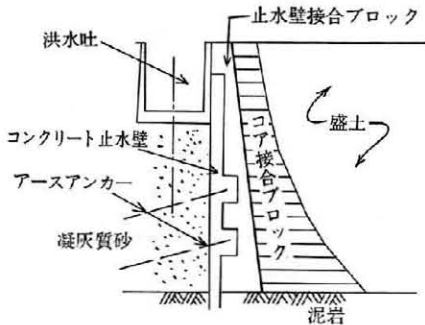
Ⅹ 接合部の設計

1 接合面の形状

F. E M 解析結果で、仮定した接合面勾配の変化点付近で主応力の方向が幾分乱れていること、変形ベクトルの方向も接合面勾配と幾分相違していることから、0.1~0.5まで漸変させる形状とした。なお、曲面の円弧形状としては、堤体コア幅(b)を基準とし、中心角 $2\theta \doteq 120^\circ$ となるように半径を決定した。

2 接合ブロック背面形状

接合ブロック背面には、コンクリート止水壁が設けられ、堤体基礎掘削時には土留壁として作用するよう、2段のアースアンカー工が施工済みであり、その腹起しが凸面形状(0.8m×1.0m)となっている。コア接合ブロックが盛土荷重をうけたときに、その沈下等によって凸部を通じてコンクリート止水壁、余水吐に好ましくない応力が発生することが予想される。そこでこれを独立した構造とするためコア接合ブロックとは別に、コンクリート止水壁接合ブロックを先に施工することとした。



図一18 接合ブロック背面形状

なお、止水に対して両接合ブロックの境界面にアスファルト系ウレタンを吹きつけるとともに、止水板を設置し、更にグラウト用配管をあらかじめ施工して盛土完了後の止水処理に対応することとした。

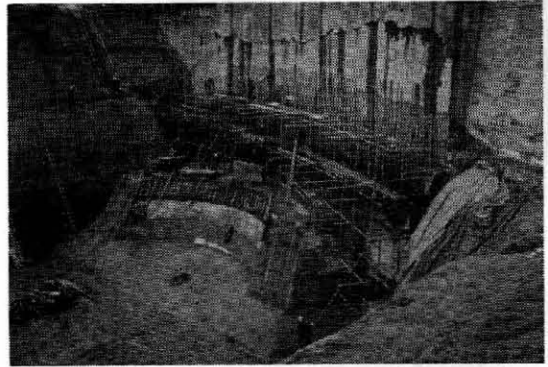
3 接合部の基礎処理

コア床掘削においては、列間隔1.5m、孔間隔1.2m、3列の主カーテングラウトと上下流に1列の補助グラウトを実施済である。

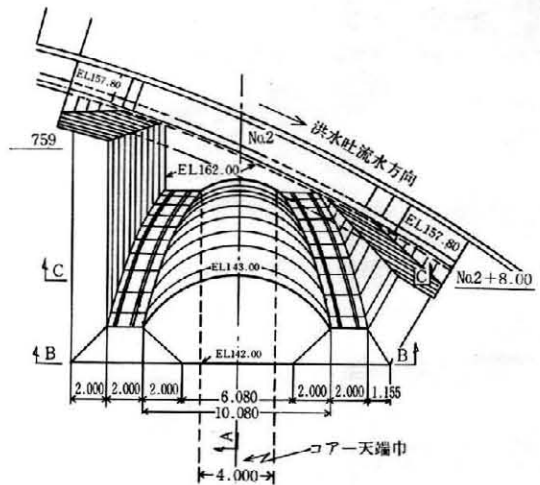
しかし、基盤の泥岩の変形係数は、グラウト処理後でも $E=2500\text{kg/cm}^2$ と小さく、かつ、堤体盛土荷重による沈下が10~12cm程度予想されている。このため、この沈下量を極力少なくする意味から2次コンソリデーショングラウトを実施した。

4 設計図

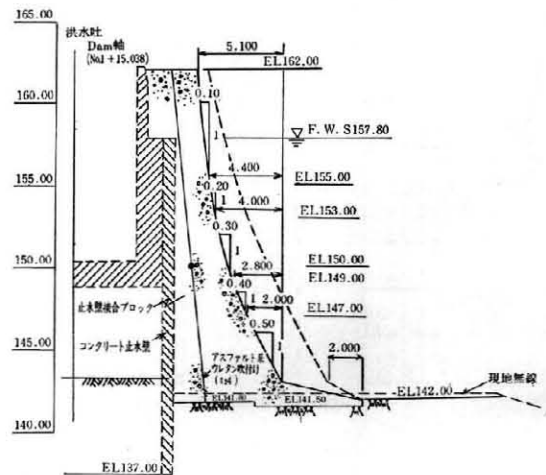
以上の方針で設計した内容は、図一19、22のとうりである。



写真一3 コア接合ブロック工の施工
54. 5.



図一19 洪水吐及びコア接合部一般計画平面図



図一20 洪水吐及びコア接合部標準断面図
(A-A断面図)

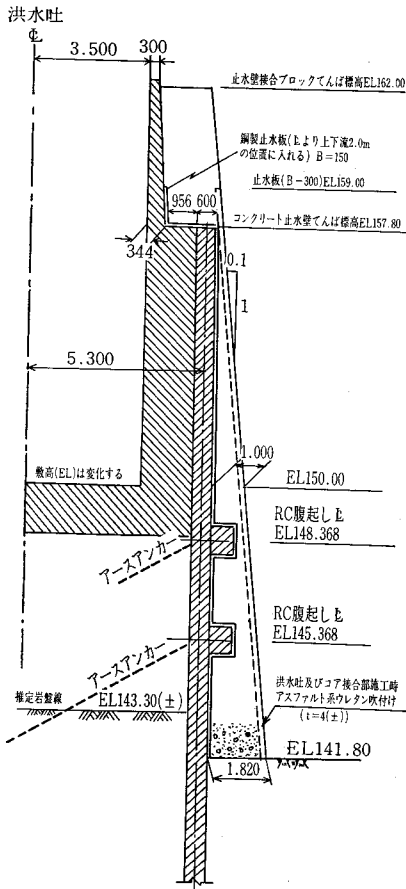


図-21 止水壁接合ブロック標準断面図

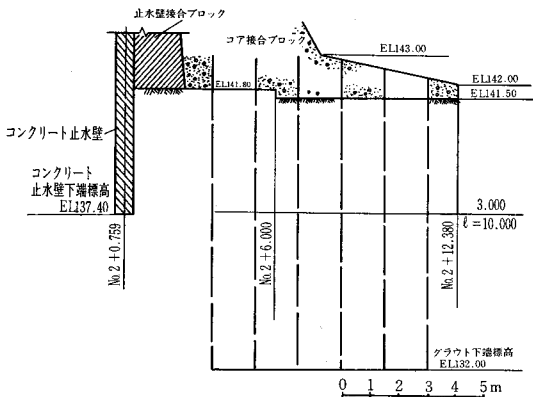


図-22 2次コンソリデーショングラウト施工図 (A-A断面)

X おわりに

浪岡ダムは、昭和52年度から本格的な盛土を開始し、52年度末でE L128m（盛土高18m）、53年度までにE L140mまでの盛土を完了（全体量810千 m^3 のうち56%までの進捗率）し、55年度には盛土完成の予定である。取水設備工、流域変更等を含め57年度後半には試験貯水がはじまることとなる。

接合ブロックの設置箇所の地盤標高は、E L142mであり、54年度の盛立予定を考慮すると、53年度中に一部施工する必要があった。このため、設計方針に基づいて検討を始めたが、簡単にできるであろうと考えていた当初の予想と異なり、意外と日数を要し、ダム委員会の承認をうけると、雪の降る直前のコンクリート打設となった。しかし、暖冬で雪の少ないことが幸いして、53年度内にE L145mまでの施工と基礎処理のコンソリデーショングラウトを完了した。

従来、7～8m程度までなら余水吐と垂直にコアの盛土が実施されており、浪岡ダムのようにコアが垂直に約20m盛土されるという事例は少ないものと思われる。

しかし、今後、ダム築造箇所の関係からコアと余水吐等の接合に同様の措置を必要とすることもありうると思われる。

設計内容については、不十分な点があると思われるが、今後この種の工法を採用される方々の多少でも参考になれば幸いと考える。

最後に、この設計にあたり、具体的に御指導を賜った東北農政局管内ダム設計施工委員会の先生方に、深く御礼を申し上げます。

引用文献

- 1) 沢田敏男、辻 誠一・複合ダム接合部に関する研究（I）農土論集23号。
- 2) 長谷川高士・フィルダム建設の問題点—F. E. Mのフィルダム堤体安定解析への適用—農業土木学会京都支部シンポジウム S. 51. 2
- 3) 「岩の工学的性質と設計施工への応用」土質学会編 土質工学会

木曾岬干拓堤防沈下対策について

喜井克己* 野口 治*

目 次

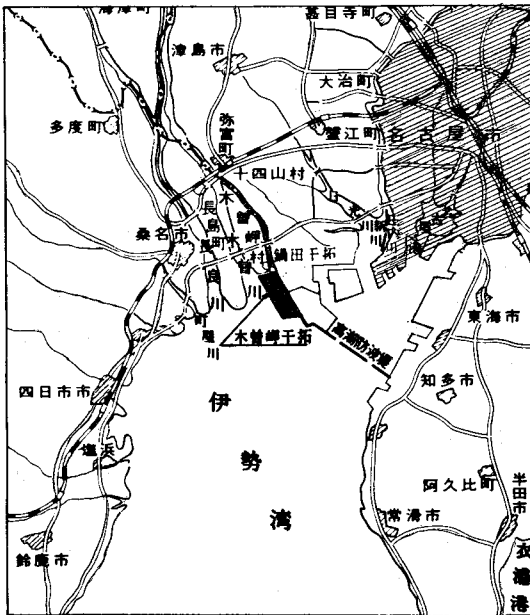
- 1. まえがき.....(12)
- 2. 築堤の概要.....(12)
- 3. 土質調査.....(13)
- 4. 沈下量の解析.....(18)
- 5. あとがき.....(26)

1. まえがき

この事業は、濃尾平野を形成した木曾、長良、揖斐（いび）の三大河川の河口に発達した伊勢湾北部沿岸のデルタ地域で、木曾川本川とすでに完成している鍋田干拓堤防と高潮防波堤に挟まれた幅約 1 km 長さ約 4 km

平均地盤標高 T. P (-)1.0m 程度の地域を約 6.1km の堤防で囲み、374.1ha の農地を造成するものである。(図一1)

本稿で述べる海岸堤は干拓地の南～西側に位置する延長約 4.3km の緩傾型堤防で昭和45～49年度にわたり、全面をアスファルト舗装で築堤をしたが、その後濃尾平野一帯における広域地盤沈下の影響を受け、現時点（53年11月）において一部を除き堤防天端高は計画標高以下になっている現状であり、今後も沈下が進行することが予想されることから、堤防沈下対策を実施するものであり、本報告では主に残沈下量の解析について述べるものである。

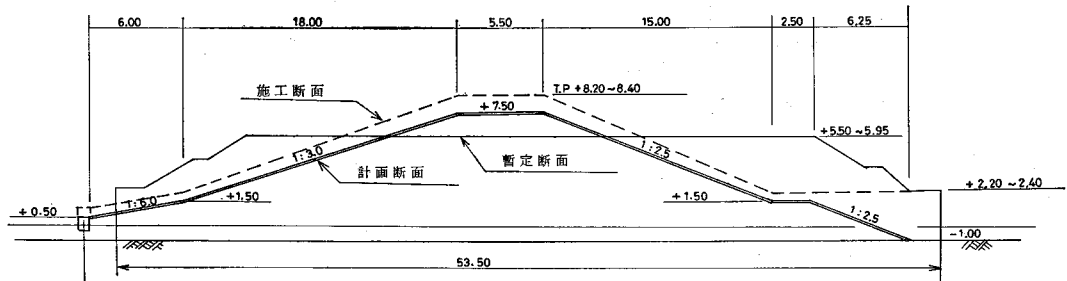


図一1

2. 築堤の概要

本地区の海岸堤標準断面および基礎地盤の地質状態を図一2、図一3に示す。

海岸堤のうち測点 No. 18～No. 40 \div 2.2 km 間は、45年度に暫定盛土を行い、46年度に基層舗装、49年度に表層舗装を行った。また、測点 No. 40～No. 61 \div 2.1 km 間は、47年度に暫定盛土、48年度に基層表層舗装を同時に施工している。基層舗装(断面整形を含む)施工時における堤防天端の施工標高は、広域および圧密沈下量 70cm～90cm 程度を見込み T. P (+) 8.20m～(+) 8.40m として、また、堤脚部も同様に 40cm～50cm 程度の余裕を見込んで施工し、現在、天端の表層舗装を除き堤防の全断面が完成している。この地域は、沖積粘性土層(圧密



図一2 海岸堤標準断面図

* 東海農政局木曾岬干拓建設事業所

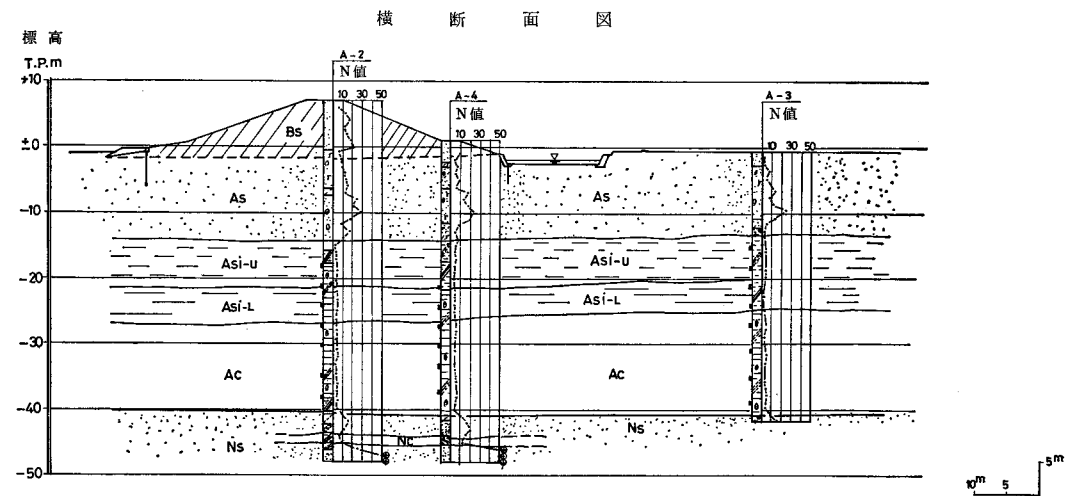
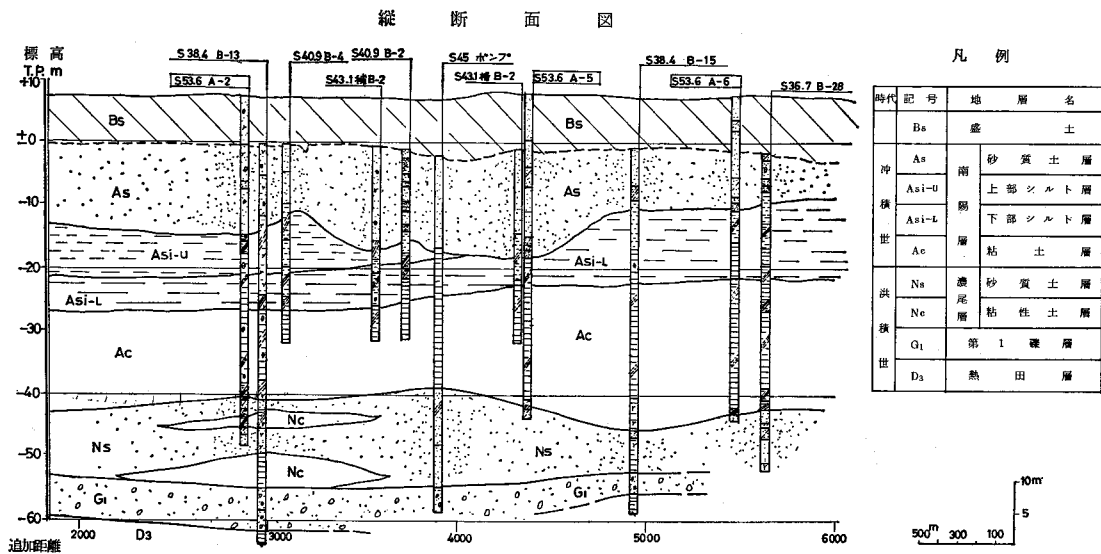


図-3 地質縦横断面図

層)が T. P (-) 10m~20m から T. P (-) 40m 附近まで分布している。主としてこの沖積性土層が、堤防荷重による地中応力の増加により圧密沈下を生ずるものである。

なお、堤防沈下は上記のほか本地域の広域地盤沈下の影響も受けており、基層舗装施工時から53年11月現在の堤防天端における沈下状況は、図-4のとおりであり、概略1.1m~0.8m沈下している。

3. 土質調査

3-1 土質調査の概要

現況堤防における圧密沈下曲線の子測と実際の圧密沈下曲線の適合性のより向上をはかる目的で、既往の土質調査資料等を参考にして、代表地点(堤防測点 No. 29 No. 44, No. 55)を選び、調査ボーリング(53年6月)

を行った。ボーリングの結果は、図-3に示す地質縦横断面図のとおりであるが、これらの各地層の特徴と、ボーリングに並行して実施したオランダ式コーン貫入試験と間隙水圧測定について、以下にその概要と結果について述べる。

1) 盛土(Bs) 黄灰~暗灰色を呈する細砂~中砂よりなる。この盛土は二期間に分けて施工したことから、各施工期間の盛土のN値はA-2地点を除いて比較的明瞭に区別できる。盛土の深度3m程度まではN値は小さくほとんど10以下であり、平均的には6程度であり、深度3m以上では15程度を示すものが多い。

2) 沖積層(A) <南陽層> 本層はT. P (-) 40m附近まで分布しており、砂質土層と粘性土層に区別される。更に粘性土層は上部シルト層、下部シルト層、粘土層に細分される。

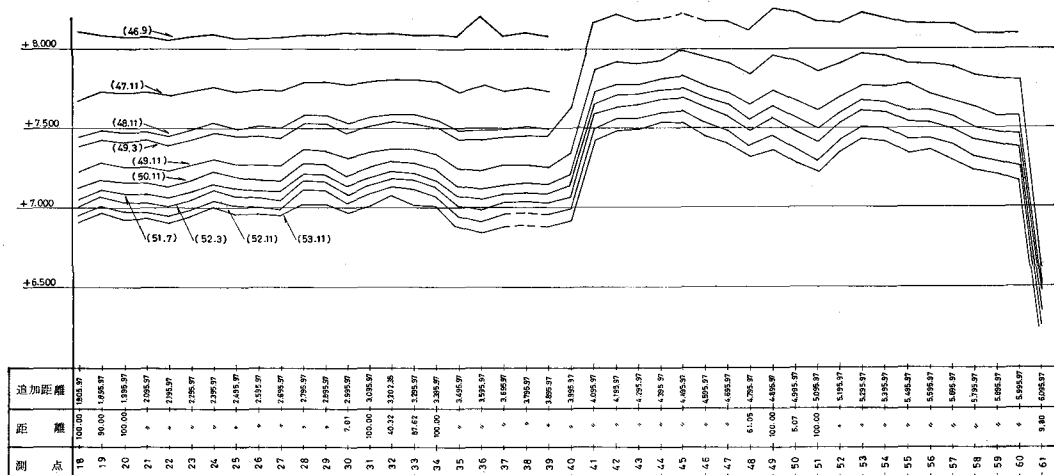


図-4 海岸堤沈下状況図

- 注 1. 本図は、水準測量による実測値をプロットしたもので、圧密、広域沈下等すべてを含むものである。
 注 2. 表層舗装（トペカ 5 cm）を含まない。（未施工）
 注 3. 49年11月以前の実測値は、基準点の修正に伴い、
 (46.9) ⊖ 0.118m, (47.11) ⊖ 0.071m, (48.11) ⊖ 0.092m, (49.3) ⊖ 0.061m の実測値修正を行ったものである。

・砂質土層 (As) 盛土の直下の旧地表より T. P(-) 10m ~ (-) 18m 附近に分布する細砂を主体とした層であり、腐植物、貝殻片を混入し、暗灰色を呈し、ところどころ、粘土〜シルトを混入するところもみられる。N 値は中央部で 20 程度であるが、上下部では 10 程度と小さくなっている。

・上部シルト層 (Asi-U) かなり不均質な層でところどころ細砂、腐植物等を混入し、暗灰色を呈する。N 値は 3 ~ 5 程度である。

・下部シルト層 (Asi-L) やや不均質で腐植物、貝殻片を混入するところがある。色調は暗灰色を呈し、N 値は 3 ~ 5 程度である。

・粘土層 (Ac) 比較的均質な粘土よりなるが、下端から 3m 程度は細砂を混入し、シルトに近い性状を呈することが多い。全体的に貝殻片を混入し、腐植物を混入するところもみられる。N 値は 3 ~ 5 程度であるが、下端から 3m 程度の N 値は 6 ~ 8 と沖積粘性土層としてはやや大きい N 値を示すところもある。

3) 洪積層 (N) <濃尾層> 本層は、砂、泥互層よりなる層である。今回の調査では本層の上面を確認して掘進を終了しているため、本層の分布状況は既存のボーリング資料を用いて粘性土層と砂質土層に区分した。

・砂質土層 (Ns) 暗灰〜暗青灰色を呈する細砂〜中砂を主体とする層であり、ところどころ粘土分を混入し、粘土との互層状を呈するところもある。腐植物を混入し N 値は粘土〜シルトを混入する所では 10 ~ 20 とやや小さいが、細粒分の含有量の少ないところでは殆んど 50

以上を示している。

・粘性土層 (Nc) 上記の砂質土層中にレンズ状または互層状に分布し、暗灰色を呈している。A-2 地点附近にレンズ状にやや厚く分布しているが、N 値は 10 ~ 20 前後と大きく、過圧密状態にあると考えられる。

4) 第 1 礫層 (G₁) T. P(-) 50m ~ (-) 60m 附近に分布し、径 50% 程度の礫を主体としている。

5) 洪積層 (D₃) <熱田層> 砂質土、粘性土よりなる層であり、A-1 地点附近には砂質土層が分布するが A-2 ~ A-5 地点にかけては粘性土層が分布している。砂質土層は青灰色を呈し、N 値は殆んど 50 以上であり、粘性土層は緑灰色を呈し、N 値は 20 前後である。

(a) オランダ式コーン貫入試験

1) 試験方法

土質試験による粘性土の強度を比較検討するために、堤防上および堤内地で 1ヶ所ずつのオランダ式コーン貫入試験を実施した。各調査位置は図-5 に示した。なお、本試験を実施する場合、粘性土層 (Asi-U, Asi-L, Ac) 上部に分布する砂質土層 (As) については貫入不能なため、あらかじめボーリングにより粘性土層上端まで掘進を行い、コーン試験は粘性土層上端から貫入を開始した。測定装置は連続的に貫入記録の採れるコーンペネトロメーターを使用した。

装置の概念図を図-6 に示す。

2) 試験結果

調査結果をまとめると次のようになる。

・上部シルト層はコーン支持力 $q_c = 8 \sim 19 \text{kg/cm}^2$ と非

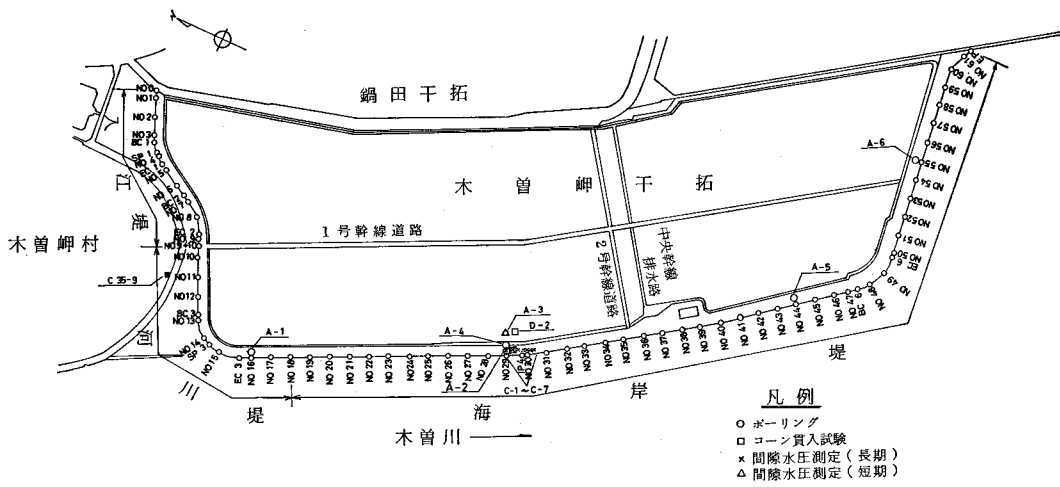


図-5 調査地点位置図

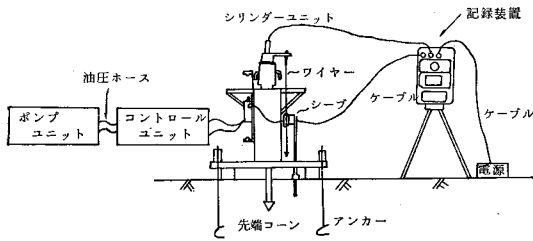


図-6 OYOコーンペネトロメーター装置概念図

常に変化している。これは、このシルト層の中に砂を介在しているためである。また、堤内地では、T. P (-) 18mより測定したため堤体地点と堤内地地点の完全な比較はできないが、堤内側がやや小さめの値を示している。

・下部シルト層は、堤体地点で $qc=8.5\sim 10\text{kg}/\text{cm}^2$ 堤内地地点で $qc=6.5\sim 7.5\text{kg}/\text{cm}^2$ と地点毎に深さとは関係の

ない一定値をとる。

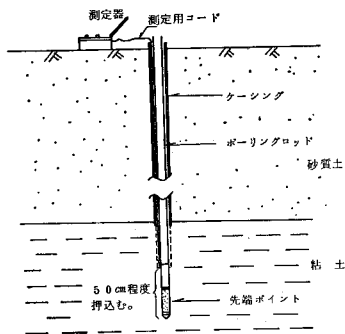
・粘土層のqcは深度と共に大きくなる。その値は堤体地点で $qc=7.5\sim 10\text{kg}/\text{cm}^2$ 堤内地地点で $qc=6.5\sim 10\text{kg}/\text{cm}^2$ であり、T. P (-) 32m以深では両地点ともほぼ同様な値となっている。

(b) 間隙水圧測定結果

堤体部下に分布する粘性土層の間隙水圧を明らかにし、圧密の進行状態を検査するために間隙水圧測定を行った。なお、間隙水圧の分布は盛土荷重によるものと、広域地盤沈下(地下水位の低下)によるものとを区別するため、堤防上(測点No. 29)と盛土荷重の影響のない堤内地の2ヶ所で行った。(図-5)

測定方法は、堤内地では電気ピックアップ方式による短期間隙水圧測定を行い、堤防上では潮の干満によるタイムラグを考慮してピエゾメーター方式による長期間隙

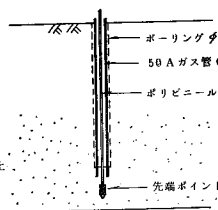
電気ピックアップ方式(短期)



- 測定手順
- ① 使用前に間隙水圧計の初期値を検定する。
 - ② 測定深度付近までボーリングにより堀削を行ない、崩壊の恐れのある砂層下層までケーシングの挿入を行なう。
 - ③ ボーリングロッドに先端ポイントを取り付け測定深度まで挿入する(約50cm)
 - ④ 設置後、測定を開始し、継続測定を行ない翌朝まで放置する。
 - ⑤ 翌朝平衡状態になった水圧を測定し、ポイントを引き抜く。

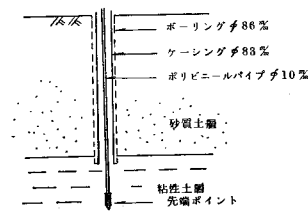
ピエゾメーター方式(長期)

a) 砂質土層対象



- (1) ボーリングにて予定深度まで掘進(φ66)
- (2) 50Aガス管打込み(孔底より30~50cm)
- (3) ガス管内洗浄(清水)
- (4) ボーリングロッドにて先端ポイント打込み。(ガス管先端より約50cm打込む)
- (5) ボーリングロッド引き抜き。
- (6) モルタル注入
- (7) 50Aガス管引き抜き。
- (8) 間隙水圧計設置完了

b) 粘性土層対象



- (1) ボーリングにて予定深度まで掘進(砂質土層中φ80、粘性土層中φ86)
- (2) 粘性土層までケーシングφ83挿入
- (3) ボーリング孔内洗浄(清水)
- (4) 先端ポイント押し込み(50cm程度)
- (5) ボーリングロッド引き抜き
- (6) モルタル注入
- (7) ケーシングパイプ引き抜き
- (8) 間隙水圧計設置完了

図-7 間隙水圧測定方法

水圧測定を行った。(図-7) その測定深度および測定結果を表-1, 図-8に示す。

この間隙水圧分布の特徴をまとめると次のようになる。

- ・ 上部シルト層と下部シルト層の間隙水圧は静水圧分とほぼ等しい。

- ・ 堤内地点と堤体地点で沖積層下位の砂質土層の水圧差が 0.16kg/cm^2 あるが、これは測定時期が堤内地点6月20日、堤体地点8月5日とずれたことによるものと考えられる。

濃尾層の下位に分布する第1礫層は最も浅層の滞水層として揚水の対象となっている。このため濃尾層と第1礫層の地下水位は静水圧より低く、かつ夏と冬では2m~3mの水位変動していることが知られている。

今回の調査においても、濃尾層の間隙水圧は静水圧より $0.74\text{kg/cm}^2 \sim 0.9\text{kg/cm}^2$ 低い結果を示している。

- ・ 粘土層の下部3m程度は下位の砂質土層と同じ水圧勾配を示している。そして粘土層の中心部で上位の砂質土の水圧分布から下部の砂質土層の水圧分布へ移行する

表-1 間隙水圧測定深度

測定対象層	A-2 (堤体地点)	A-3 (堤内地点)
沖積砂質土層	T.P. (-) 8.39m	—
〃 上部シルト層	T.P. (-) 18.89m	T.P. (-) 16.61m T.P. (-) 21.91m
〃 下部シルト層	T.P. (-) 24.39m T.P. (-) 28.89m	T.P. (-) 25.61m T.P. (-) 29.61m
〃 粘土層	T.P. (-) 33.39m T.P. (-) 37.89m	T.P. (-) 33.61m —
濃尾砂質土層	T.P. (-) 47.89m	T.P. (-) 40.80m

箇所がみられる。この水圧の変化する区間は堤体地点で約4mの区間であり、堤内地点で約8mの区間である。このような粘土層中心部の水圧分布から考えると、同部分はまだ圧密途中と考えられる。

(c) 室内土質試験

ボーリングより採取した土質試料を用いて粒度試験、比重試験、含水量試験、液性、塑性限界試験、一軸圧縮試験、圧密試験の各試験を行った。これらの土質特性に

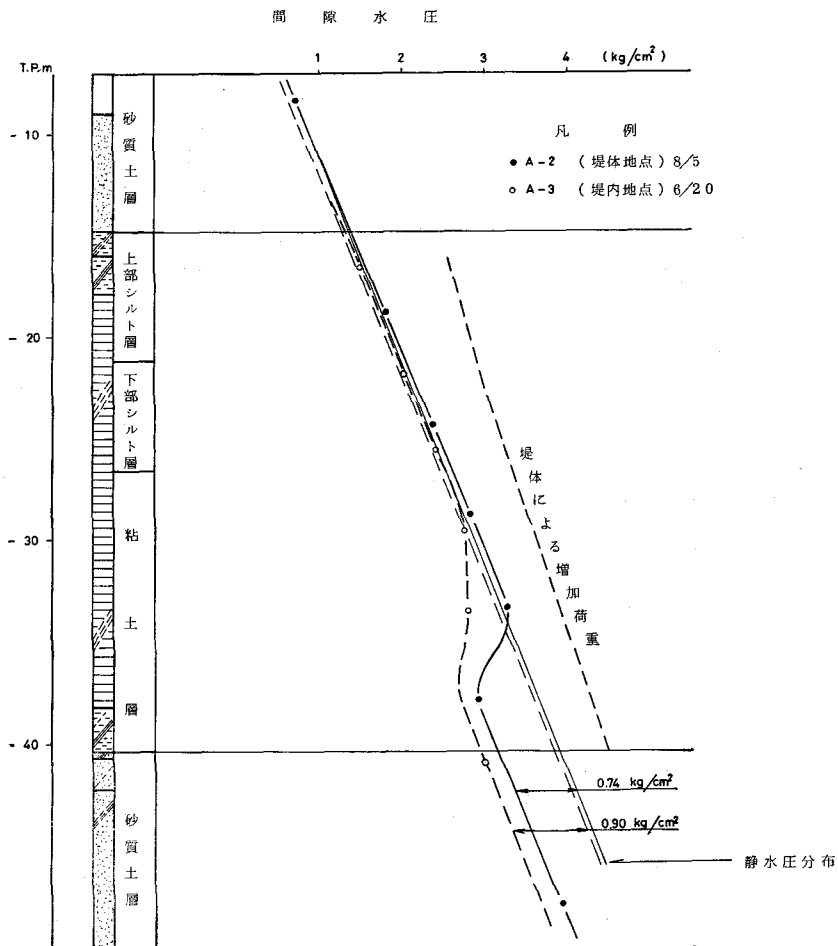


図-8 間隙水圧分布図

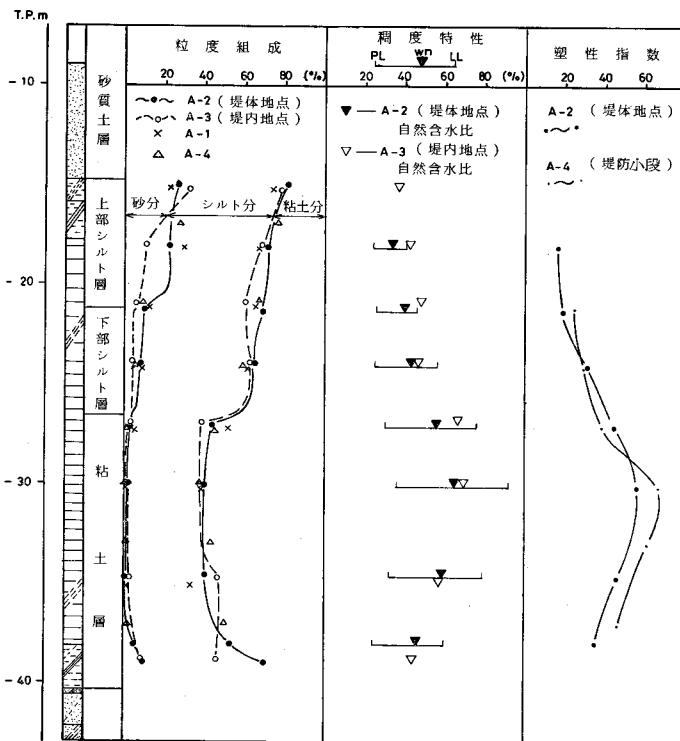


図-9 物理特性

凡例

● A-2 (堤体地点)
○ A-3 (堤内地点)

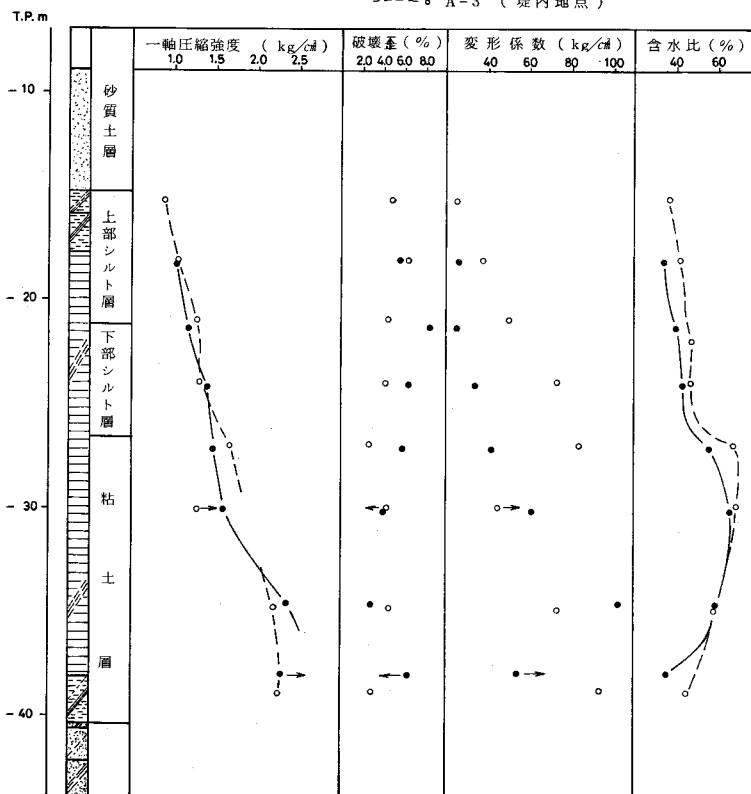


図-10 一軸圧縮強度特性

凡 例

—●— A-2 (堤体地点)
 - - -○- - A-3 (堤内地点)

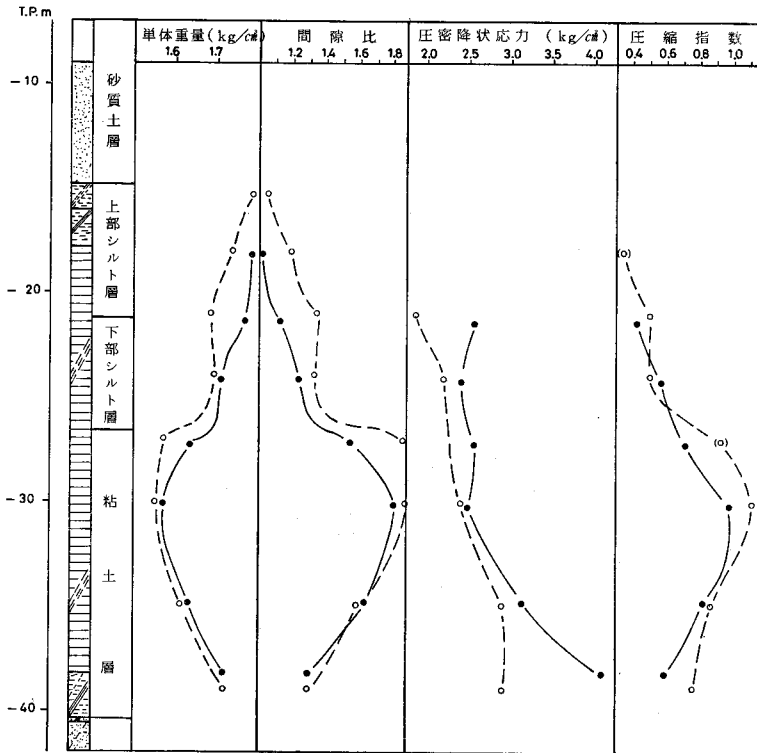


図-11 圧 密 特 性

ついて、堤体地点(A-2)と堤内地点(A-3)とを対比すれば、図-9~図-11に示すとおりである。

ここでは、特に圧密計算の対象となる沖積粘性土層の圧密試験結果の概略について述べる。

圧密試験より得られるA-2、A-3地点の圧密降伏応力(Py)は堤内地点(A-3)ではほぼ現在の有効土被り荷重と同程度の圧密降伏応力を有している。堤体地点(A-2)では下部シルト層の一部から粘土層においてまだ若干末圧密の部分がみられる。

図-11からわかるように、粘性土層の下部以外の箇所では、堤体地点と堤内地点で単位体積重量、間隙比にかなりの相異がみられる。すなわち堤体地点では単位体積重量が堤内地点よりも大きく、間隙比は堤内地点よりも小さくなっている。また、圧密降伏応力も堤体地点のほうが堤内地点より大きくなっており、T.P(-)30m附近で最も小さく、その上下で大きくなる傾向を示している。圧縮指数もT.P(-)30m附近で最も大きくなり、その上下方向で小さくなる傾向を示している。

圧密試験から得られるlogP-logM_r曲線およびlogP-logC_r曲線はそれぞれ沈下量および沈下速度を計算する際に必要となるものであるが、logP-logM_r曲線はシ

ルト層においてはあまり相異がなく、粘土層のlogP-logM_r曲線はシルト層に較べると各荷重段階においてやや大きなM_r値を示している。

logP-logC_r曲線は各層毎にかなり異なった傾向にあり、各荷重段階におけるC_r値は上部シルト層が最も大きく、下部シルト層、粘土層と小さくなっている。

これは各層の砂分混入量に起因しているものと考えられる。

3-2 土質定数

前述した土質調査の結果と既往の土質試験データも含め、圧密計算に必要な調査地点の地層区分と土質定数を表-2、表-3、図-12のように決めた。

4. 沈下量の解析

4-1 圧密沈下

現在の堤防は、すでに築堤経過で述べたように、45~47年度に暫定盛土を開始し、約1年で工事を完了し、現在に至っているが、この盛土荷重により、理論的どの程度の圧密沈下を起し今後どの程度の残留沈下があるのか推定した。ここではA-2、A-5、A-6、地点についてボーリング調査より得られたデータをもとに圧

表一 2 調査地点の地層区分

時代	記号	地層名	備考
沖積世	Bs	盛土	排水層 ↓ ↑ 排水層 ↓ ↑ 排水層
	As	砂質土層	
	Asi-U	南陽層 上部シルト層	
	Asi-L	(沖積層) 下部シルト層	
洪積世	Ac	粘土層	排水層
	Ns	濃尾層 砂質土層	
	Nc	粘性土層	
	G ₁	第1礫層	
	D ₃	熱田層	

表一 3 各層の単位積重量採用値

条件	地層	地下水位	
		地より上	地より下
圧密計算	盛土	1.71 g/cm ³	1.0 g/cm ³
	沖積砂質土	1.80 g/cm ³	1.0 g/cm ³
	上部シルト	1.70 g/cm ³	0.7 g/cm ³
	下部シルト	1.70 g/cm ³	0.7 g/cm ³
	粘土	1.60 g/cm ³	0.6 g/cm ³

密の厚さを決定し、土質試験により得られた定数を用いて、理論沈下量を計算したものを以下に述べる。

4-1-1 沈下量の計算条件

・沈下量 $S = m_v \cdot \Delta P \cdot H \dots (1)$

ただし S: 沈下量

ΔP : 増加荷重

応力分散を考慮する。

m_v : 平均荷重 (\bar{P}) に対応する体積圧縮係数]

\bar{P} : 平均荷重 ($\bar{P} = P + \frac{\Delta P}{2}$ P: 初期荷重)

H: 沈下対象層厚

・初期荷重 (築堤前の原地盤までの土被り荷重)

砂質土単位体積重量 $\gamma_t = 1.8 \text{ t/m}^3$

$\gamma_t' = 1.0$ " (水中重量)

上, 下部シルト " $\gamma_t = 1.7$ "

$\gamma_t' = 0.7$ " (")

粘土 " $\gamma_t' = 0.6$ " (")

・地下水位 T. P (+) 0.10m (M. W. L)

・増加荷重 盛土単位体積重量 $\gamma_t = 1.71 \text{ t/m}^3$

$\gamma_t' = 1.0$ " (水中重量)

地中増加応力は、オスターバークの応力分散を考慮する。

・沈下時間

$t = \frac{T \cdot D^2}{C_v} \dots (2)$

t: 経過時間

T: 時間係数

D: 排水距離 両面排水 $D = \frac{H}{2}$

C_v : 圧密係数 (cm²/day)

土質試験によって得られた C_v 値をもとに圧密層ごとの換算 C_v 値を用いるものとする。

換算 C_v 値の算出方法

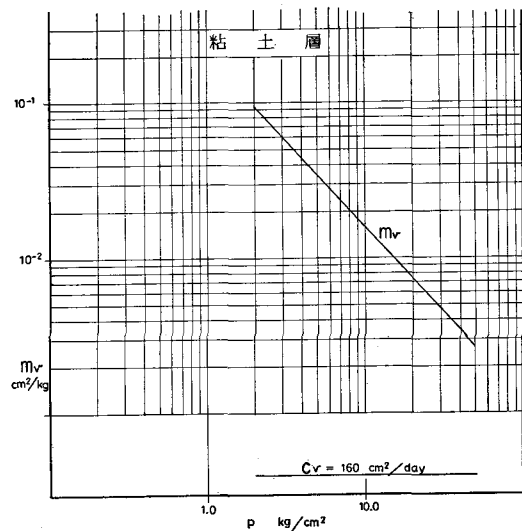
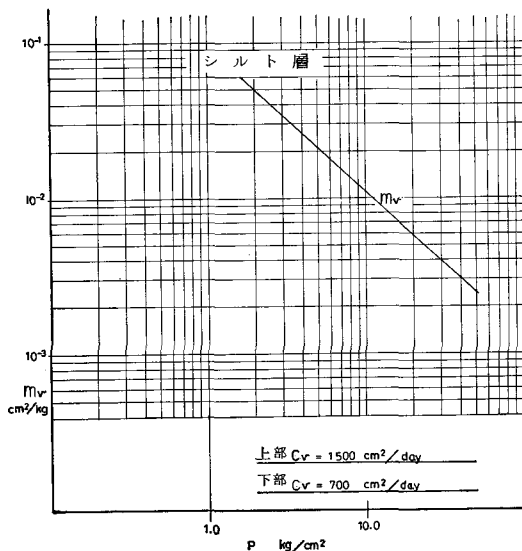
$H' = H_1 \sqrt{\frac{C_v'}{C_{v1}}} + H_2 \sqrt{\frac{C_v'}{C_{v2}}} + \dots + H_n \sqrt{\frac{C_v'}{C_{vn}}} \dots (3)$

C_v' : 換算 C_v 値

H': 換算後の全層厚 (圧密層)

C_{v1}, C_{v2}, C_{vn} : 各圧密層の C_v 値

H_1, H_2, H_n : 各圧密層の層厚



図一 12 粘性土層の圧密特性

<計算例 A-2>

圧密層の全層厚を H' として換算 C_v 値を算出すれば
(3) 式および図-14から

$$H' = 670 + 540 + 1,350 = 670 \sqrt{\frac{C_v'}{1500}} + 540 \sqrt{\frac{C_v'}{700}} + 1,350 \sqrt{\frac{C_v'}{600}}$$

ここで $H' = 2,560\text{cm}$ あるから $C_v' = 314\text{cm}^2/\text{day}$ と求められる。

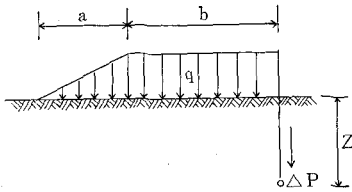
4-1-2 築堤施工工程および載荷時の盛土形状

各地点ごとに盛土の施工工程が異なり、また盛土も暫定盛土(以下「第1回盛土」という)～整形盛土(以下「第2回盛土」という)の2回に分けて載荷されている。過去の築堤実績の資料から、これらの関係をA-2地点について図示すれば、築堤速度と載荷時の盛土形状は図-13のようになる。

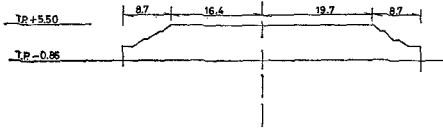
4-1-3 築堤による地中増加応力

築堤による地中増加応力を求める場合、盛土の形状は端部で複雑な形をしているが、計算上台形としてとりつかう。

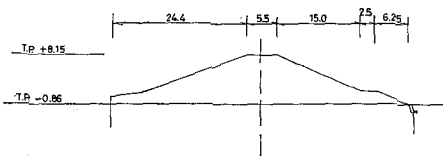
台形荷重の場合、地中増加応力は次式により求める。なお、影響係数 (I) はオスターバークの影響線図より求める。



載荷時の盛土形状
第1回盛土



第2回盛土



$$\Delta P = I \cdot q$$

ΔP : 地中増加応力 (t/m^2)

q : 盛土荷重の単位重量 (t/m^2)

I : オスターバークの影響係数

Z : 求める地点までの深さ (m)

<計算例 A-2>

第1回、第2回盛土による地中増加応力 (ΔP) を堤防天端中心線上の任意の深さごとに計算したものを図-14に示す。

4-1-4 理論沈下量と圧密度

理論沈下量と圧密度は、盛土による増加荷重をもとに4-1-1で述べた方法により、各圧密層ごとに計算すれば、次のようになる。

<計算例 A-2>

(i) 第1回盛土による沈下量

i 上部シルト層の沈下量

・初期荷重(土被り荷重) 図-14より

$$P_1 = 6.7 \times 0.5 \times 0.7 + 13.9 \times 1.0 = 16.25\text{t}/\text{m}^2 = 1.625\text{kg}/\text{cm}^2$$

・増加荷重 図-14より

$$\Delta P = 0.91\text{kg}/\text{cm}^2$$

・平均荷重

$$\bar{P} = 1.625 + \frac{0.91}{2} = 2.08\text{kg}/\text{cm}^2$$

∴ 図-12より $m_v = 4.8 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{kg}$

・最終沈下量

$$S_1 = m_v \cdot \Delta P \cdot H = 4.8 \times 10^{-2} \times 0.91 \times 670 = 29.27\text{cm}$$

ii 下部シルト層の沈下量 (i と同様に)

・初期荷重

$$P_1 = 5.4 \times 0.5 \times 0.7 + 6.7 \times 0.7 + 13.9 \times 1.0 = 2,048\text{kg}/\text{cm}^2$$

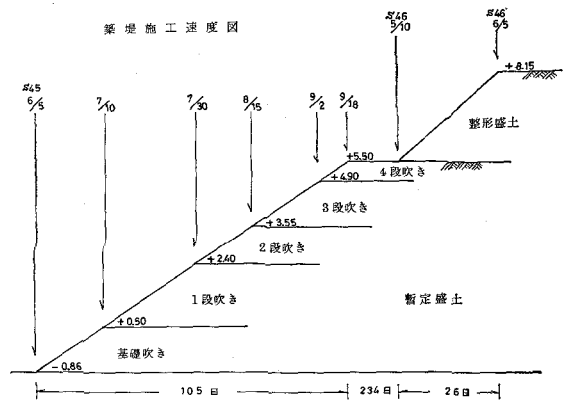


図-13 載荷時の盛土形状と施工速度 (A-2)

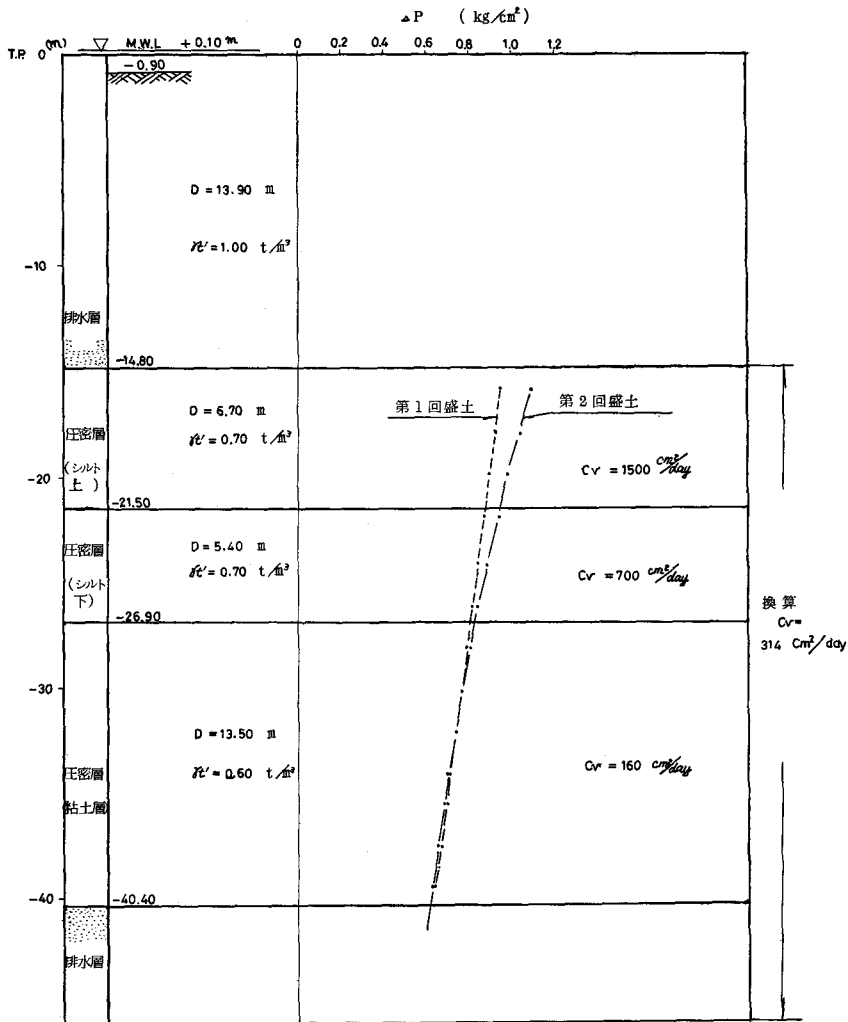


図-14 地中応力分布図 (A-2)

・増加荷重

$$\Delta P = 0.83 \text{ kg/cm}^2$$

・平均荷重

$$\bar{P} = 2,048 + \frac{0.83}{2} = 2,463 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore m_v = 4.1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{kg}$$

・最終沈下量

$$S_1 = 4.1 \times 10^{-2} \times 0.83 \times 540 = 18.38 \text{ cm}$$

iii 粘土層の沈下量 (i, ii と同様に)

・初期荷重

$$P_1 = 13.5 \times 0.5 \times 0.6 + 5.4 \times 0.7 + 6.7 \times 0.7 + 13.9 \times 1.0 = 2,642 \text{ kg/cm}^2$$

・増加荷重

$$\Delta P = 0.71 \text{ kg/cm}^2$$

・平均荷重

$$\bar{P} = 2,642 + \frac{0.71}{2} = 2,997 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore m_v = 6.0 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{kg}$$

・最終沈下量

$$S_1 = 6.0 \times 10^{-2} \times 0.71 \times 1,350 = 57.51 \text{ cm}$$

$$S_1 f = i + ii + iii = 29.27 + 18.38 + 57.51 = 105.16 \text{ cm}$$

圧密度は全層圧 $H = 2,560 \text{ cm}$ 換算 $C_v = 314 \text{ cm}^2/\text{day}$ 両面排水として各時間経過における圧密度は(2)式および圧密度 (u) ~ 時間係数 (T) の関係図を用いて計算したものを表-4 に示す。

(2) 第2回盛土による沈下量

(1)の場合と同様な方法で最終沈下量 ($S_2 f$) を計算すれば $S_2 f = i + ii + iii = 32.12 + 18.79 + 57.51 = 108.42 \text{ cm}$ となる。

圧密度は、第1回盛土による沈下量 $S_1 = 28.39 \text{ cm}$ ($t = 299$ 日) を第2回盛土による圧密度に変換すると

$$u = \frac{S_1}{S_2 f} = \frac{28.39}{108.42} = 26.2\% \text{ となる。}$$

したがって、第2回盛土による沈下曲線は圧密度 $U =$

表-4 第1回盛土による圧密計算 (A-2)

↓第2回盛土開始

経過日数 t (日)	50	100	150	200	250	299	500	1,000	2,000
時間係数 T	0.0096	0.0192	0.0287	0.0383	0.0479	0.0573	0.0958	0.1917	0.3833
圧密度 u (%)	11.0	15.6	19.2	22.1	24.6	27.0	34.9	49.5	68.5
沈下量 S (cm)	11.57	16.40	20.19	23.24	25.87	28.39	36.70	52.05	72.03

注：第2回盛土開始時期は図-13から

① 第1回盛土施工期間 45. 6. 5 ~ 45. 9. 18 105日間

② // 存置期間 45. 9. 19 ~ 46. 5. 9 234 "

③ 第2回盛土施工期間 46. 5. 10 ~ 46. 6. 5 26 "

であり第1回, 第2回盛土期間の中間において瞬時に載荷されたものとして, 次のように計算した。

$$\textcircled{1}/2 + \textcircled{2} + \textcircled{3}/2 = 105/2 + 234 + 26/2 = 299 \text{日}$$

表-5 第2回盛土による圧密計算 (A-2)

経過日数 t (日)	299	350	400	500	1,000	1,500	2,000	3,000	3,500
時間係数 T	0.054	0.0638	0.0734	0.0926	0.1884	0.2842	0.3800	0.5717	0.6675
圧密度 u (%)	26.2	28.5	30.6	34.4	48.9	60.0	68.3	80.2	84.2
沈下量 S (cm)	28.39	30.90	33.18	37.30	53.02	65.05	74.05	86.95	91.29

26.2%以降の沈下曲線として描かれるので, これを表-5に示す。

以上の理論沈下量および圧密度を計算したものを図-15に示す。

この図中には, 各堤防測点で実施している実測値を○

印でプロットした。この実測値は水準点C35-9, C35-14で実測された広域地盤沈下量の平均値を差し引いた堤防荷重のみによる沈下量で図-16から読みとったものである。また, プロットの方法は築堤初期における実測データが不足していることから, 第2回盛土(舗装を

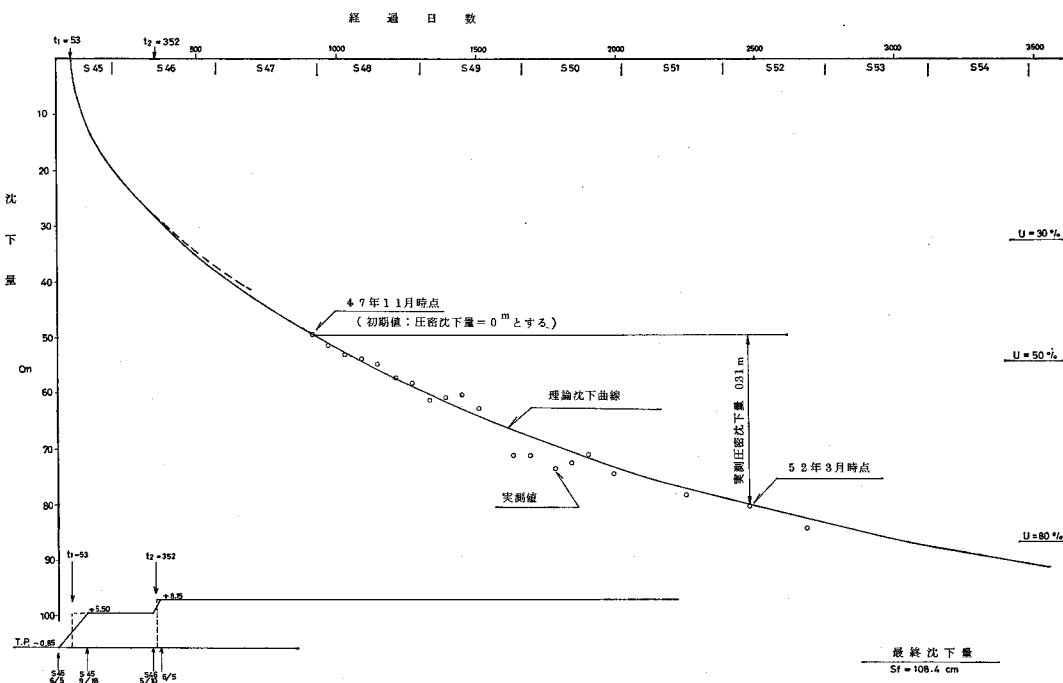


図-15 理論沈下曲線図 (A-2)

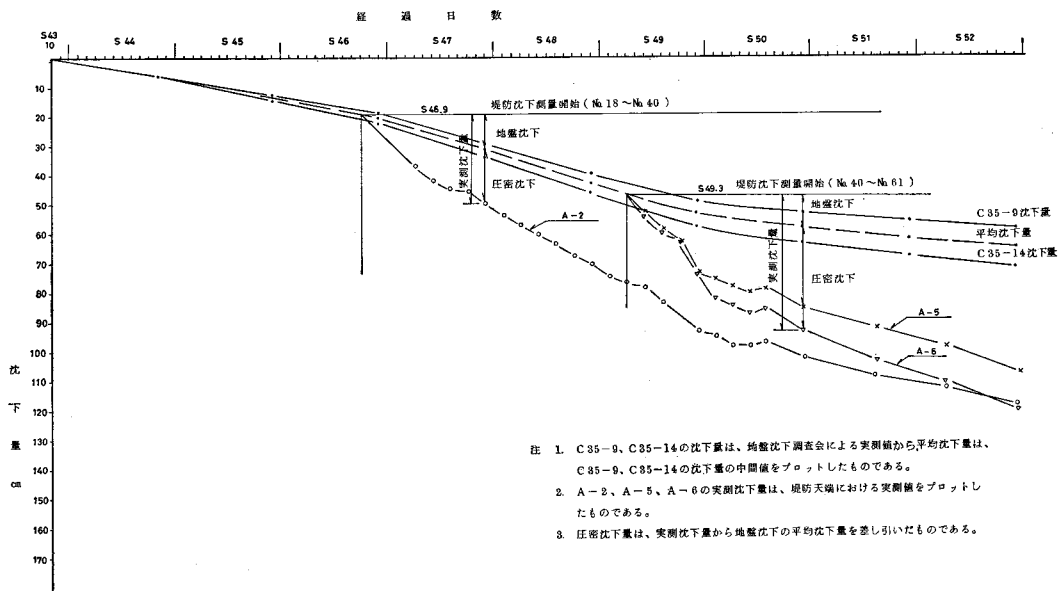


図-16 木曾岬周辺の沈下状況

含む)以降に継続的に実施している沈下測量(天端)の成果を用いて、初期の実測値のある一点を理論曲線に一致させ、以後の実測値をプロットしたものである。

例えば、A-2(測点No. 29)地点で、47年11月時点の圧密沈下量は、図-16から0.18mであり、また、最近

の52年3月時点では0.49mと求められる。

従って、この期間における圧密沈下量は0.31mであるので、図-15の理論曲線と47年11月時点との交点を以後の実測値をプロットするときの初期値(圧密沈下量=0mとする)として一致させ、52年3月時点は理論曲線

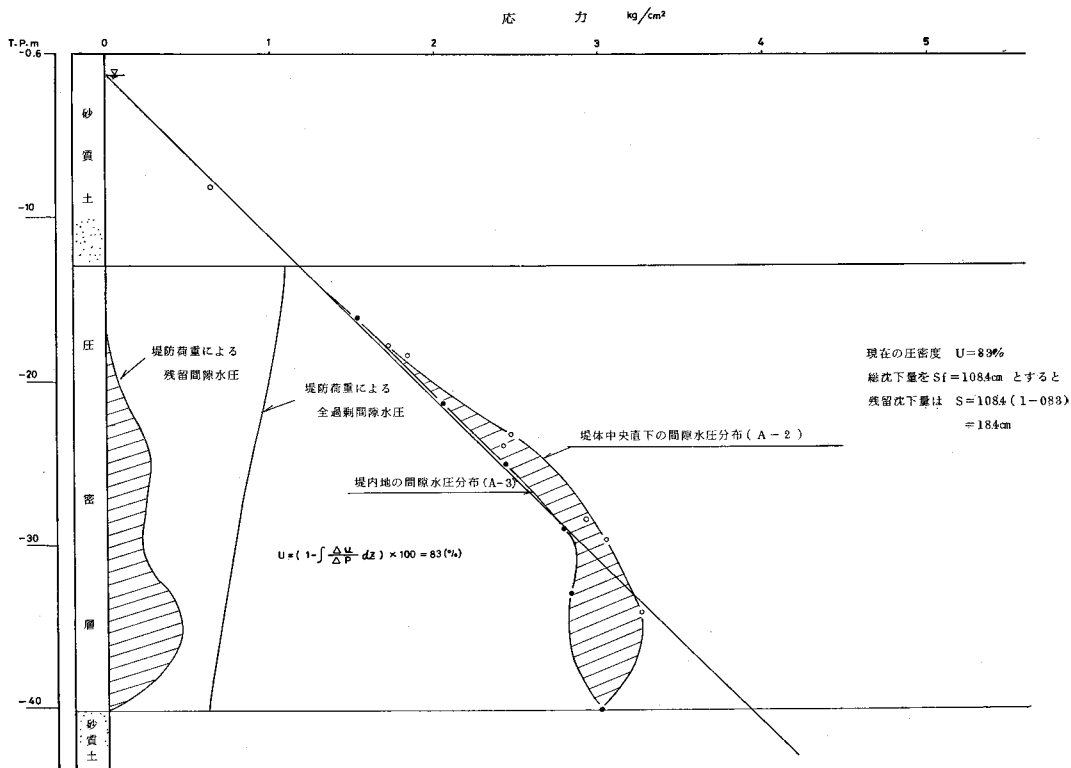


図-17 間隙水圧分布からみたA-2地点の圧密度(盛土荷重)

上の初期値より、0.31m沈下した点にプロットしたものである。

図-15からわかるように、盛土施工の早かったA-2地点では、現在（53年8月）圧密度は80%程度である。

なお、同様な方法により計算すれば、施工の遅かったA-5地点では70%程度、特に圧密層の厚いA-6地点では50%をやや上回っている程度の結果となった。これらの理論曲線と実測値の沈下の傾向を較べると、実測値が比較的良好に理論曲線に沿っており、今後の沈下も理論曲線と同様な傾向で進むものと考えられる。

なお、A-2地点では、間隙水圧の測点を行い過剰間隙水圧分布による圧密度のチェックを行っているため、以下に述べる。

過剰間隙水圧分布による平均的な圧密度は次式より算定できる。

$$u = \left(1 - \int \frac{\Delta u}{\Delta P} dz\right) \times 100\% \dots\dots(4)式$$

u : 平均圧密度 (%)

Δu : 過剰間隙水圧 (kg/cm²)

ΔP : 堤防荷重による全過剰間隙水圧 (kg/cm²)

A-2地点における過剰間隙水圧分を図-17に示す。

この図から

$$\int \Delta P dz = 2,320$$

$$\int \Delta u dz = 389$$

したがって(4)式から

$$u = \left(1 - \frac{389}{2,320}\right) \times 100 = 83\%$$

A-2地点における過剰間隙水圧分布による圧密度は83%となり、ほぼ圧密理論計算による圧密度と同程度の結果が得られた。

4-2 広域地盤沈下

4-2-1 沈下の概要

濃尾平野は、全国でも有数な沖積平野であり、広域的な地盤沈下が起こりやすい自然条件下にあり、1800km²といわれている濃尾平野のうち、地盤沈下の起っている範囲は全体の約7割程度とみられる。

昭和35年および昭和47年の平均海面以下の0m地帯を比較すると0m地帯は、186km²から248km²に拡大している。(図-18)

このように0m地帯の範囲の拡大は、地盤沈下の進行を意味するとともに、地盤沈下がこの地域で起り易い条件下にあったと考えられる。

このような地盤沈下の原因についていままで言及されてきたものを要約すると、主に地下水低下に伴う地中有効応力の増加による軟弱な沖積粘土の圧密沈下であるといわれている。そこでこれらの広域地盤沈下を抑制するため行政指導がなされるとともに関係機関による地下水の揚水規制が実施され最近の沈下速度は鈍化の傾向を示

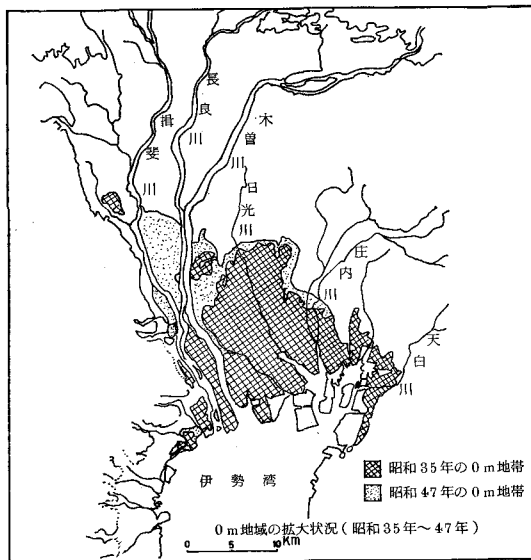


図-18 0m地帯の拡大状況

している。

4-2-2 将来の沈下予測

地盤沈下の主たる原因である地下水の低下も最近3ヶ年の傾向では、回復のきざしをみせており沈下量も木曾岬附近では、3cm/年程度となっている。

今回木曾岬附近における将来の沈下予測を行うにあたっては、現在までの実測沈下の傾向より将来沈下を予測する方法を用いた。

実績より最終沈下量を予測する方法としては、キャサグランデの方法、星笙の方法、双曲線の方法等があるがキャサグランデの方法は、典型的な粘土層において用いられるもので、本調査地のように圧密層が数層に区別される場所では、予測し難いこと、星笙の方法は沈下量を予測するうえで、初期の実測沈下量が必要であること、等により、双曲線の方法を用いることとした。

○双曲線の方法

これは、沈下量が双曲線と比較的に合致するところから実測データを双曲線の式に入れて、その曲線から今後の予測を行うものである。

その双曲線の式は次のようになる。

$$S = S_a + \frac{t - t_a}{\alpha + \beta(t - t_a)} \dots\dots(5)$$

ここに S : 載荷後 t 期間経過時における沈下量

S_a : 載荷後の任意の経過時 t_a における沈下量

α, β : 土の性質によって決まる定数

(5)式を変形すると次のようになる。

$$\frac{t - t_a}{S - S_a} = \alpha + \beta(t - t_a) \dots\dots(6)$$

(6)式からわかるように α, β は土によって決まる定数であるので、 $\frac{t - t_a}{S - S_a}$ と $t - t_a$ とは直線関係をなす。

従って t_a を任意に選定し、直角座標に $\frac{t-t_a}{S-S_a}$ とをプロットすれば直線となり、最終沈下量 (S_f) と圧密度 (u) は、次式により求めることができる。

$$S_f = S_a + \frac{1}{\beta} \dots\dots\dots(7)$$

$$u = \frac{S_a}{S_f} \times 100 \dots\dots\dots(8)$$

木曾岬付近で観測されている沈下曲線を用いて将来10年間の沈下量を推定することとし、今回使用した沈下測量水準点位置を図-19に示す。

将来の沈下予測について、木曾岬周辺にある水準点 C35-5, C35-9, C35-15, および木曾岬周辺の水準点 (10ヶ所) の平均沈下曲線 (46年11月~52年11月) を用いて行ったものを図-20に示す。

結果をまとめると、次のようになる。

木曾岬干拓堤防に最も近い水準点 C35-9 では、将来10年間の沈下量は、6.0 cm と推定される。最も将来の沈下量が大きく推定されたのは、長島の先端に位置する水準点 C35-15 で、将来10年間の沈下量は、17.9 cm と推定される。

木曾岬周辺の水準点の平均的沈下曲線からは、将来10年間の沈下量は、12.4 cm と推定される。

4-3 将来沈下量の推定

現況堤防における将来沈下量は、主に堤防荷重による残留沈下と広域地盤沈下がその要因と考えられることから、前述の結果を用いて、仮りに10年後 (54年10月~64年10月) にどの程度の沈下を生じ、また、どの程度のか

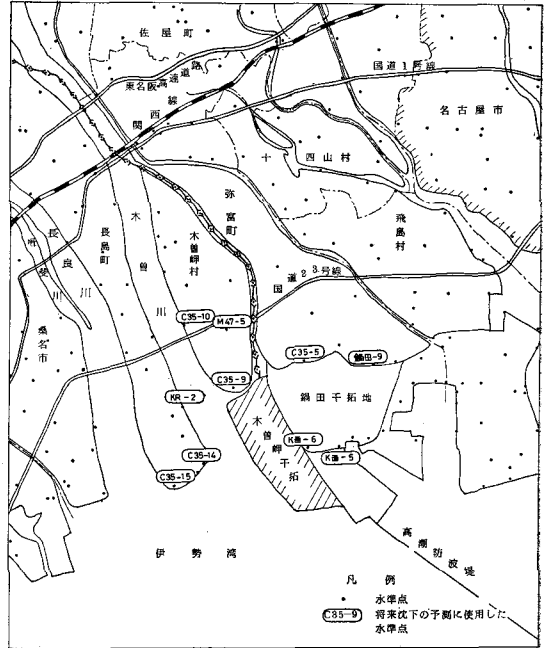


図-19 地盤沈下測量水準点位置図 (木曾岬周辺)

さ上げを必要とするかを、推定したものを表-6に示す。この表からわかるように10年後において計画堤防天端標高 T. P (+) 7.50m を維持しようとするれば前期に堤防を築造した A-2 地点では、0.80m 後期の築堤の際に前期に比べ 20cm 程度の余裕高を上乗せして施工した

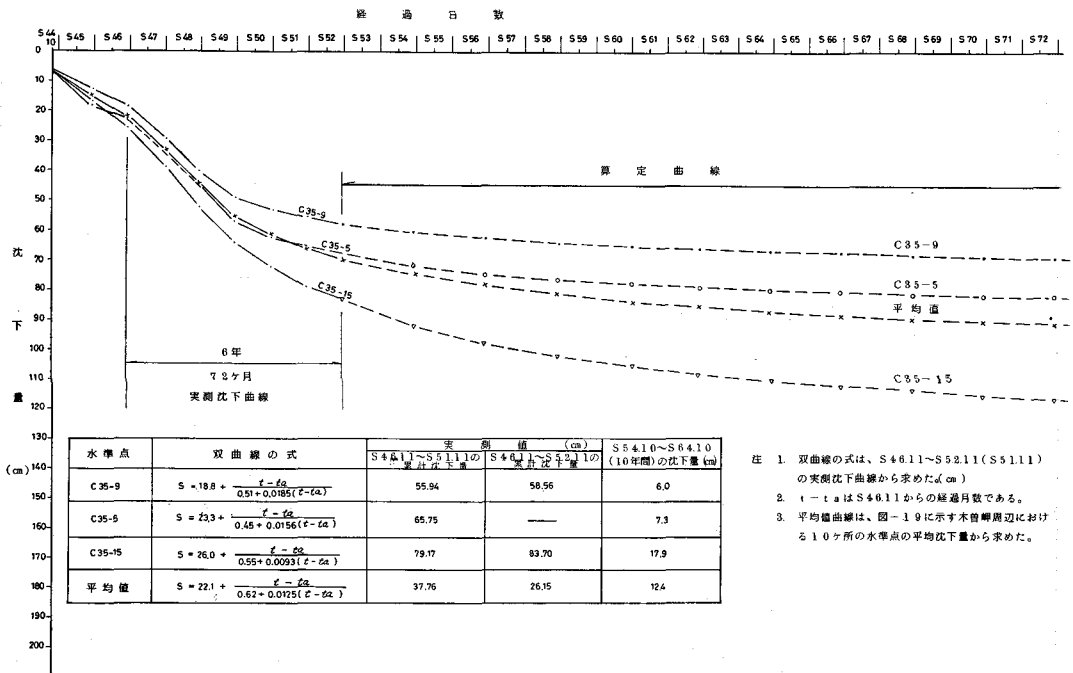


図-20 木曾岬周辺における地盤沈下の累計沈下量~時間曲線 (双曲線法による)

表-6 現況堤防における将来沈下量

地 点	計 画 高 T. P (m) ①	施 工 時 推 定 天 端 高 T. P (m) ②	施 工 時 まで の 天 端 下 足 高 T. P (m) ③=①-②	10 年 後 の 沈 下 量 (m)			所 要 か さ 上 げ 高 (m) ⑦=③+⑥	備 考
				広 域 沈 下 ④	圧 密 沈 下 ⑤	計 ⑥=④+⑤		
A-2	7.50	7.00	0.50	0.12	0.15	0.27	0.77≒0.80	
A-5	〃	7.40	0.10	〃	0.23	0.35	0.45≒0.50	
A-6	〃	7.10	0.40	〃	0.44	0.56	0.96≒1.00	

注 1: ②は52年3月～52年8月実測値から推定した。(施工時54年10月)

2: ④は図-20から平均値で求めた。

3: ⑤は現論圧密沈下曲線図から求めた。

A-5地点では、0.50mまた、他の地点に比べ圧密層が最も厚く圧密度の進行が最も遅いA-6地点では、1.00m程度のかさ上げを必要とするものと推定される。

5. あとがき

本稿は、53年度に発注した木曾岬干拓堤防沈下対策検討業務で報告されたなかから、主として海岸堤における残沈下量の解析方法等について、その概略を述べたものであるが、沈下対策工法としては、前述したとおり仮りに10年後の推定かさあげ高さが0.50m～1.00m程度であり、現況堤防構造、地質等の立地条件から現在バラベ

ット工法を前提とした検討を進めている。

また、堤防かさ上げ工の実施にあたっては、54年度において農土試(施設水理第3研究室)の御指導を得て模型水理実験を行い、その成果と、これまでに検討された沈下対策工法とも合わせ再検討のうえ、かさ上げ工事の万全を期すこととしている。

なお、この検討業務の調査解析並びに本稿の作成にあたり、農土試の造構第1研究室長仲野良紀先生から多大の御尽力御指導を賜わり、末筆ながら本紙上を借りて深く感謝の意を申上げる次第であります。



農業土木専門技術機関

- ※ 農業開発事業の調査計画設計及び施工管理に関する業務
- 一般土木建築事業の調査計画及び設計に関する業務
- 前各号に付帯関連する一切の業務

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

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

無振動・無騒音工法（スラストアンドプラウト工法+ウオータ ジェット工法）による仮設鋼矢板打設工事について

（水質障害対策事業将監地区用水管埋設工事）

兵 藤 明* 米 本 国 男**
岡 田 二 郎*** 長 沢 春 夫***

目 次

- 1. はじめに.....(27)
- 2. 事業地区の概要.....(27)
- 3. 施工工法について.....(28)
- 4. 設計, 実績.....(32)
- 5. あとがき.....(33)

1. はじめに

近年、国土の開発にともなう建設工事の機械化は、大幅な公共投資等による工事量の増大、労働力の不足及び賃金の高騰などにより急速に発展している。土地改良事業においても同様で、現代では機械施工によらない工事施工は皆無の状況である。その結果、人力では出来なかった工事の実施も可能となり、大規模な工事が短期日に行われ多大な成果を挙げてきた。反面建設機械による振動、騒音等の公害問題が各所で発生し、新聞、テレビ等でもしばしば報道されているところである。

工事にともなう発生する騒音、振動による被害については、特に住宅地域内などでは重大問題になってきており、住民からの、これら被害に対する対策の強い要望が、機械施工を阻む最も大きな原因となりつつある。これに対処するため、建設機械の技術開発も進められているところである。

東海農政局濃尾用水第二期農業水利事業所の神谷岡氏（農業土木学会京都支部研修会「機械施工に伴う諸問題」）の騒音振動対策からみた機械施工の問題点（昭和53年度）に記述されているとおり、われわれが担当している土地改良事業においても、申請事業で関係受益者の同意は得ていても、施工現場が受益者とは全く関係ない住民もあり、又受益者と云えども直接自分の家屋等に隣接して工事が施工される場合には、種々トラブルが発生しており、この解決に非常に苦勞と日時を要することから工事施工に重大な支障や、工期の遅延等の事態を生ずることとなる。

ここ水質障害対策事業将監地区の用水管路埋設（二ノ沢川サイホン）工事においても別添図面のとおりに、家屋

等に隣接し、振動、騒音等についての問題を解決しながら工事を実施した二ノ沢川サイホン区間について、その概要を報告するとともに参考に供するものである。

なお、騒音と振動に関する法規制は、昭和42年に公害対策基本法が制定され、愛知県では同年より県民の健康で文化的な生活を確保するうえにおいて、公害の防止がきわめて重要であることにかんがみ公害防止条例によって騒音、振動の規制が行われており、この詳細については東海農政局濃尾用水第二期農業水利事務所の神谷岡氏の騒音振動対策面からみた機械施工の問題点（昭和53年度農業土木学会京都支部研修会）に記述されているのでここでは省略する。

なお本現場での規制値は、振動 75dB 騒音 70A である。

2. 事業地区の概要

将監地区は、愛知県のほぼ中央を流下する矢作川下流部の左岸に位置し、西尾市及び幡豆郡一色町の一部 551

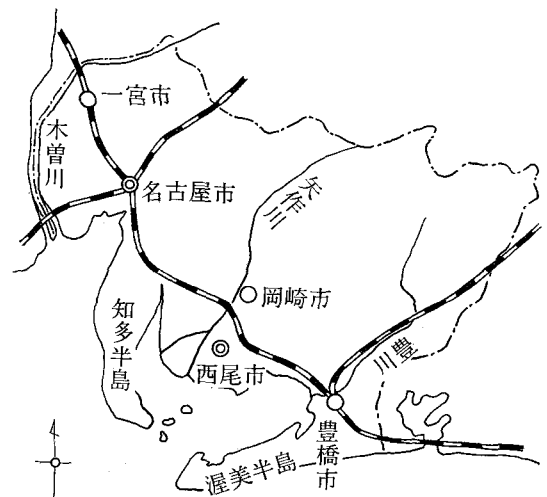


図-1 愛知県全図

* 鈴木工業株式会社
** 愛知県農地林務部農業用水課
*** 愛知県幡豆農地開発事務所

haの水田を対象とした水質障害対策事業である。

本地区の水源である矢作川水系は、上流部では陶土やケイ砂の採取が行われており、中下流部では自動車産業、化学食品及びせん維工業が発達しており、それらからの排水と、都市排水が無秩序に農業用水路に流入し、かんがい用水の水質を悪化し農作物の減収や営農環境の悪化等の被害がでてきた。

幸い昭和38年度よりかんがい用水の確保と合理的な水利用を図るため、国営矢作川第二農業水利事業が実施され、将監用水取水地点までこの事業で用水路が完備し、きれいな用水が確保された。しかし、それから先の将監用水路が西尾市の中心街を貫流しているため、折角のきれいな水も都市汚水、工場排水が流入し汚濁化が進行し年々被害が増大し、この対策に苦慮していたところ、国の御理解により昭和45年度に水質障害対策事業制度が創設され愛知県最初の地区として昭和45年度採択となり従来の用排兼用の水路を、用水と排水に完全に分離して、用水路については、全線管水路とすると同時に市街地内は、工事施行の困難性、将来の維持管理及び市街地の発展など考慮し別途新路線を計画した。その他の個所については、堤塘敷に水管を埋設し、現況水路は排水専用とし、かんがい用水の水質汚濁による被害を完全に除去することとした。

用水路は、上記のとおり市街地中心部は出来るだけ迂回し新路線の計画としたが、全く住宅などに関係のない

路線選定は、水路用地、地形、工事費等からも困難であり、このため一部の路線区間は工場、住居及び倉庫に隣接して水路を通さざるを得なかった。

3. 施工工法について

(1) 概要

本工事区間は西尾市の中心街を迂回するために、市街地南部の県道の歩道下に新路線として水管(φ1,200%)を埋設する(別添図面2参照)もので、本工事区間62mを除き前後の水管は既にこの県道新設時に同時施工されているため、路線の変更は不可能であり、又水頭計算から水管橋構造とすることも出来ず、二級河川二ノ沢川をサイホンで横断する計画としたが、道路部で路面より約10.3m 河川部で現況川底より約7.3m 下った位置が管基礎面となり、普通の堀削工法による場合相当長尺な仮設鋼矢板を必要とし、この打込みが可能かどうか(元鉄道の鉄橋基礎跡)心配され、又矢板打込みによる振動、騒音公害も考え推進工法も検討したが、ウエルポイントによる排水を考慮するときポンプ揚程から一段工法では無理であり、もし二段工法とした場合には、工事場所が狭少で施工は不可能、加えて既設橋梁の基礎杭の切断と、この補強が難工事となることなどで断念した。さらにC.C.P工法も検討したが、経済性と工事場所の狭少なことなどから実施困難と判断し、最良案として矢板工による土留工(鋼矢板)を採用し、普通ポンプにより

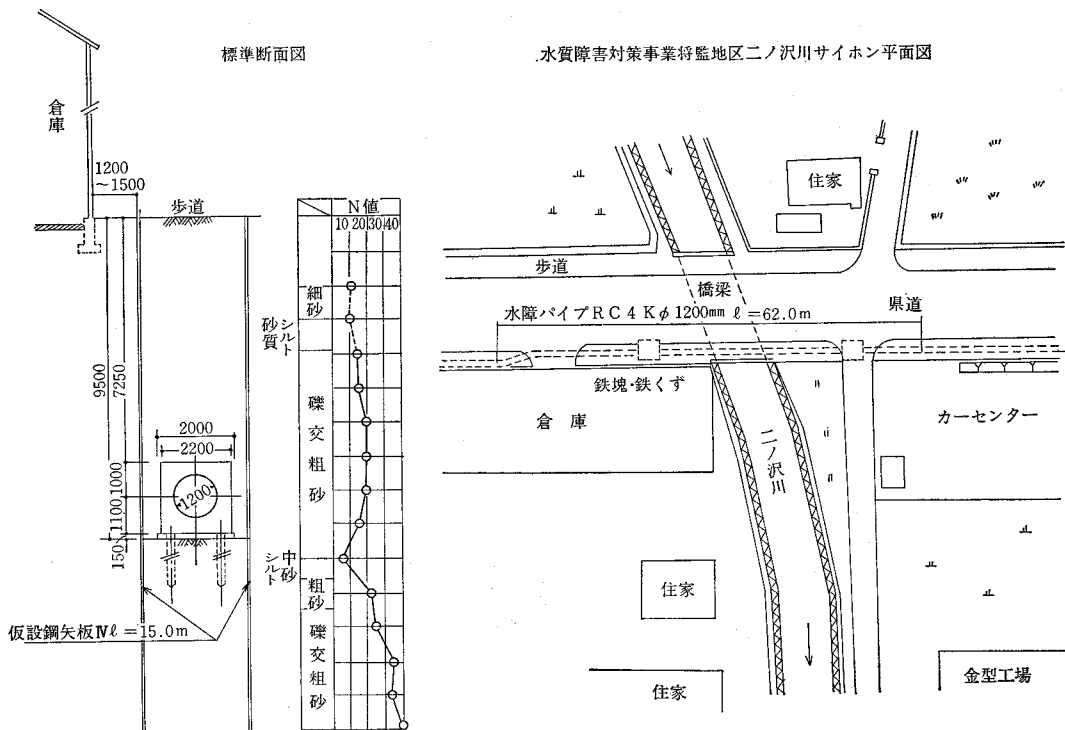


図 - 2

排水しながら管布設をすることにした。

仮設鋼矢板は、図-2に示したが、隣接する倉庫までの間隔は1.20m~0mで、機械で打設可能な最小幅員は家屋より0.80mまでであり、これまでを鋼矢板工法とし、それ以外の区間は葉液注入工法とした。

この工法で実施する場合最も検討すべきは、鋼矢板及び基礎杭(H鋼杭)の打込機種を選定であるが、当初本サイホン施工場所が旧鉄道の橋梁跡でこの残材が埋没しており、打込み時の振動、騒音も考えたが15mの長尺鋼矢板の打込みには、パイロ方式による以外は困難と考え設計した。しかし、再調査の結果この現場から50mの地点に金型工場があり、工場内には精密な金型製作上、上下、水平、10ミクロン以下という非常な精度で、一台数千円の仕事機械が数多く設備されており、又サイホン上流部にはカーセンターが隣接し、下流側には鉄くず保管を主体とする倉庫が管理設置位置に併行して接着するように建てられており、その上県道は車輛の通行も極めて多く、特に工場側から無振動工法を強く要望され、工場、カーセンター及び倉庫の操業休止は多額の補償費を必要とし経済上到底困難である。又附近には一般住家もあり、工事現場も極めて狭いなど種々の悪条件が重なった。

(2) 施工法(機械)の決定

鋼矢板、基礎杭打込み、引抜き機械の選定については上記のとおり工場、倉庫、住家が隣接しており次の事項を検討した。

ア 土質

土質については図-2のとおり大部分が礫交り粗砂で一部砂質シルトとなっており、N値は0~40である。このN値25以上の部分の打込みの可能性。

イ 騒音 振動

工場の精密機械及び近接する倉庫に対しては振動を与えないことを第一に、住家に対しては騒音、振動共に与えないことが重要条件であるので、この条件にかなうこと。

ウ 作業条件

工事現場が狭いため、この限定された範囲内で作業が可能なこと。

エ 工事の安全性

工事が安全に実施出来る事が最も重要であり、振動、騒音その他からアースオーガー方式と圧入方式を検討した

① アースオーガー工法ではφ400%程度の穿孔をするため、この空洞部に周囲の土砂が崩落しこれにより倉庫の基礎の沈下が生ずる危険が考えられる。

② 圧入工法はジェットを併用した場合でも、アースオーガー方式より安全と考えられる。

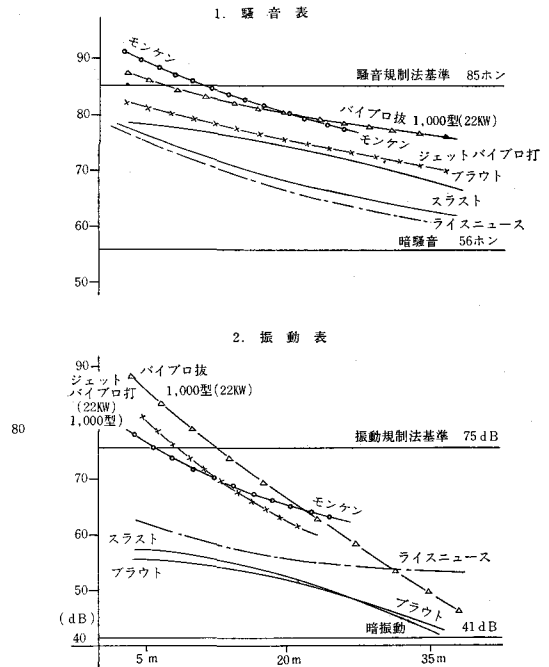
オ 工事費の経済性

工事費の経済性については、安全に工事を実施し補償等

の問題が発生しないことが最も経済的であると考えた。

上記のとおり検討を行ったが、本工事を担当した、われわれには無振動、無騒音工法の知識、経験もなく設計に当り大変困ったが、幸い東海農政局濃尾用水第二農業水利事業所で無振動、無騒音工法について各種工法を実験検討され、工事を実施されており、実験データはもとより現場での説明等親切な指導を載せ、上記各項に比較しジェット併用の圧入工法(スラストアンドプラウト工法)が本現場には最適と判断し決定した。

表-1 鋼矢板打込試験測定結果
(東海農政局濃尾第二期農業水利事業所測定)



(3) スラストアンドプラウト工法

本工法は、油圧式トラッククレーンのブームの先端に組込まれたプロップを基台に、これにセットされた特殊ブロック、多連シーブなどを介してウインチ出力を増幅せしめ、くい頭部にセットされるキャップ重鎮に、最大540tの超荷重を与え、くいを完全圧入する工法である。

この工法は特別な条件を除いては、N値が20~25以下の場合が適しており、N値がこれ以上の場合には補助工法が必要であった。

この現場については、下層部のN値が30以上で一部砂礫層も存在したため補助としてウォータージェットカッター工法を併用した。この工法はご承知のとおり必要最小限度の高圧噴射水によってくい先端の地盤を切崩し抵抗を激減させる工法であるが、鋼矢板等1枚毎にジェットパイプのセットを必要とし予想外に時間を必要とした。

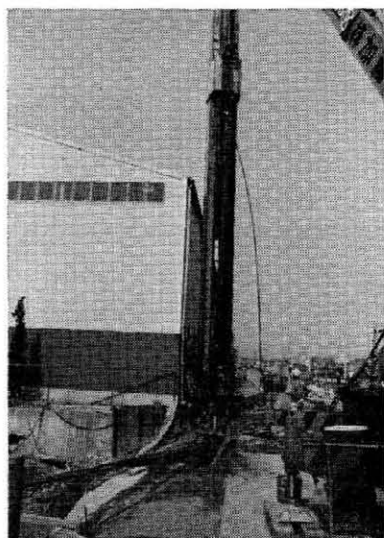


写真-1 鋼矢板打込状況 (ℓ=15.0m)

なお本現場で使用した機種は、次のとおりである。

- ① スラストアンドブラウト
 - 型式 12X
 - ベースマシン 300
 - 荷重 540 t
 - 作業半径 4.5m
 サブクレーンとして30tトラッククレーン1台
- ② ウォータージェット
 - 型式 ニュージェッター(防音型) 120

重量 約4.5 t
 吐出圧力 55~90kg/cm²
 理論吐出量 467 l/min
 馬力 120PS

参考(A)圧入工法(スラストアンドブラウト)の手順

圧入工法(スラストアンドブラウト)は、3-(3)に記述したとおり、くい頭部にセットされる重鎮に衝撃荷重でなく、反力を利用してワイヤーで引張り荷重を与え、杭を圧入する工法であり、その概要は次のとおりである。

1) 反力用杭アンカーパイルの打設

圧入工法の場合、反力をとるアンカーパイルが必要であり、このため最初の1枚(1枚で不足の場合は2枚)については自重で圧入できるところまで圧入し、それ以下については機械にセットされているモンケンで騒音、振動共に規制値(70dB(A))以下で打設する、規制値以下で打設が困難な場合は、他工法(ウォータージェット工法等)を併用し打設する、1枚で反力が不足する場合は2枚目も同工法で打設する。

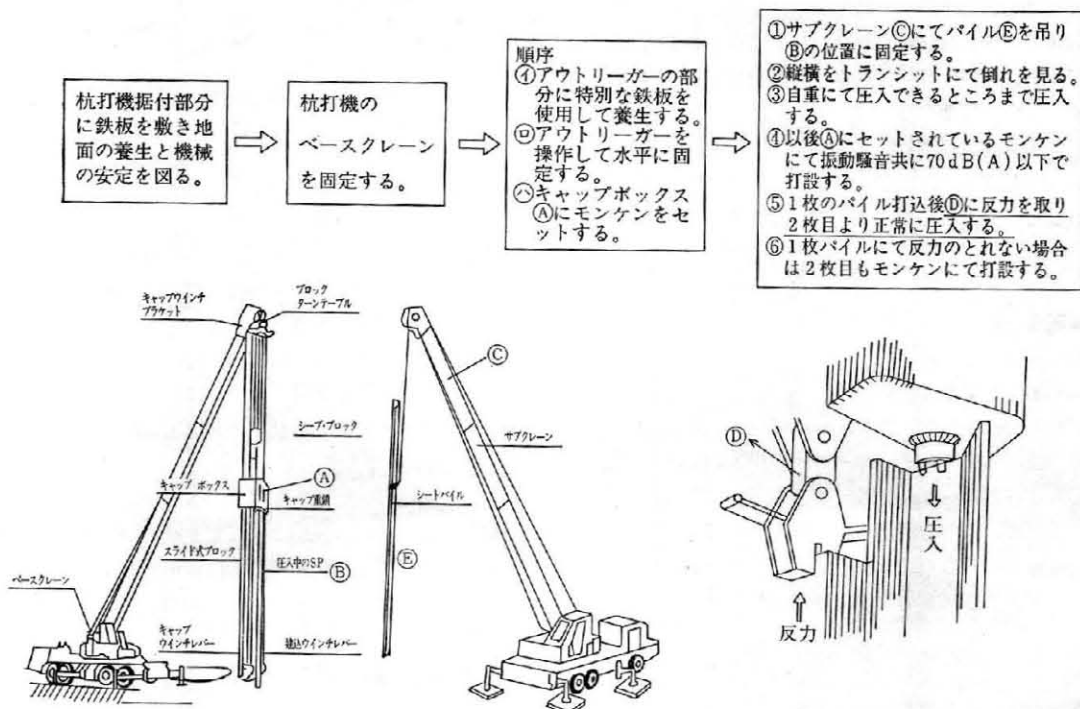
なお、反力不足をカバーするため、鋼矢板頭部を溶接し連続矢板壁とする。(表-2参照)

2) 圧入工程(ワイヤー式)

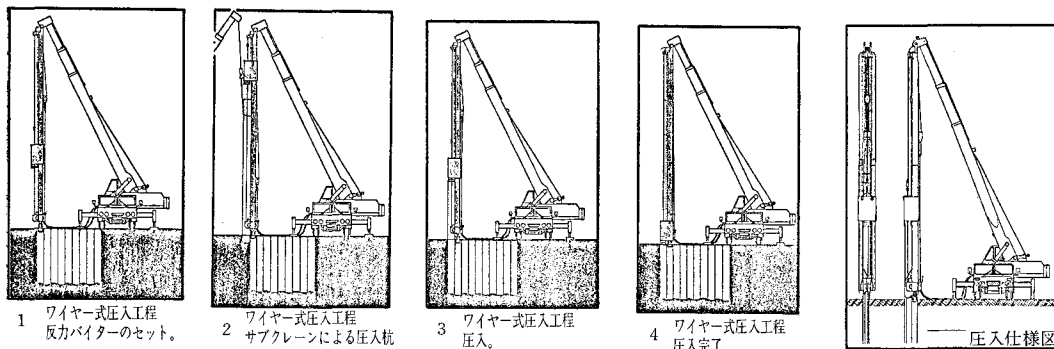
反力用杭(アンカーパイル)として最初の鋼矢板の打設が終了すれば、次の工程で鋼矢板を打設する。

ア. ベースクレーンを移動し所定の位置にセットする。

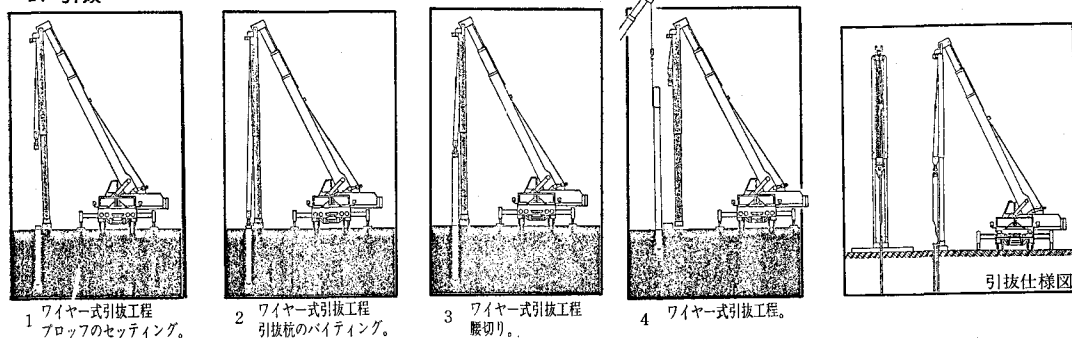
表-2 杭打機の据付並にアンカーパイル打込順序



1. 圧入



2. 引抜



- イ. 反力パイターをアンカーパイルにセットする。
- ウ. サブクレーンで鋼矢板を建込む。
- エ. 鋼矢板の垂直性確認。
- オ. ベースクレーンを作動し、反力を利用しワイヤード重鎮に超荷重(圧力)を与えて鋼矢板を完全に圧入する。(表-2-1 参照)

3) 引抜き工程

引抜きはワイヤード式で、ボーズ引抜き法と同様であるので省略する。

参考(B)ウオタージェットカッター工法

N値が20~25以下で完全に圧入工法で施工出来る場合には本工法は必要でないが、N値が20~25以上の場合は必要となり、本現場においても3-(3)に記載のとおり本工法を併用した。使用機種は、3-(3)-②のとおりであるが、

施工順序は次のとおりである。

- ア. 導水パイプを鋼矢板に取付ける。図-3 参照
- イ. 鋼矢板をサブクレーンで吊り上げ、鋼矢板のセクションを合せる。
- ウ. ベースクレーンのキャップ重鎮を鋼矢板頭部にセットする。
- エ. ジェッターを始動し吐出状況を確認する。
- オ. ベースクレーンを始動し、油圧ワイヤード式でジェット併用で圧入する。
- カ. 鋼矢板の打込みが完了すれば、導水パイプを引抜いて次の鋼矢板に導水パイプを取り付ける。

注・家屋に隣接してウオタージェットカッター工法を行う場合、地表面に噴出した水が家屋側に流入浸透しないよう水処理を考える必要がある。

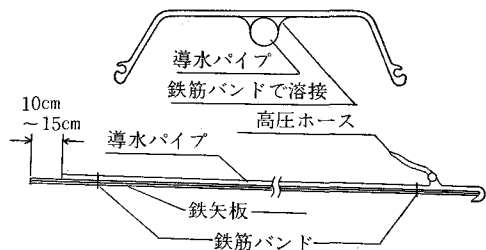


図 - 3

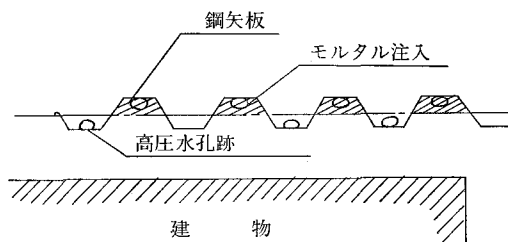


図 - 4

・本工法を使用した場合鋼矢板の裏側に穴があき、地盤がゆるみ沈下の原因となるのでモルタル等の注入をする必要がある。(図-4参照)

4. 設計, 実績

(1) 設計

圧入工法(スラストアンドブラウト)工法の設計基準がないため、前記3-(2)-オに記述のとおり、東海農政局濃尾用水第二期農業水利事業所のⅢ型長8.0mの鋼矢板の試験打データより換算し、次のとおりとした。

表-3 鋼矢板打込み, 引抜き基準

区分	長	打込み長	アンカー移動	吊込み建込み	打込み	打込み計	日当たり打込み枚数	日当たり引抜き枚数
Ⅱ	m	m					枚	枚
Ⅱ	6.0	6.0	4'-21"	4'-08"	5'-44"	14'-13"	25.32	35.18
Ⅱ	9.0	9.0	4-21	6-13	8-36	19-10	18.78	26.09
Ⅳ	13.0	13.0	4-21	10-58	19-51	35-10	10.24	14.22
Ⅳ	15.0	15.0	4-21	12-39	22-11	39-11	9.18	12.76

注, 引抜きは打込みの72% 1日6.9時間(移動0.9時間)

参考 表-4 鋼矢板1枚当りの単価(昭和52年度単価で経費は含まず)

区分	長さ	スラストアンドブラウト		普通工法(パイプロ)			
		打込み	引抜き	1日当たり打込み	1日当たり引抜き	打込み	引抜き
Ⅱ	6m	円/枚 12,890	円/枚 8,391	枚 26.12	枚 36.37	円/枚 3,152	円/枚 2,263
Ⅱ	9	17,380	11,314	19.26	25.19	5,955	4,553
Ⅳ	13	35,311	20,759	14.07	14.84	8,152	7,729
Ⅳ	15	49,388	23,134	12.00	12.95	9,559	8,857

注, 普通工法(パイプロ)の使用機種は, クローラクレーン 20~22.5t, パイプロハンマー22kw



写真-2 鋼矢板引抜き状況(ℓ=15.0m)

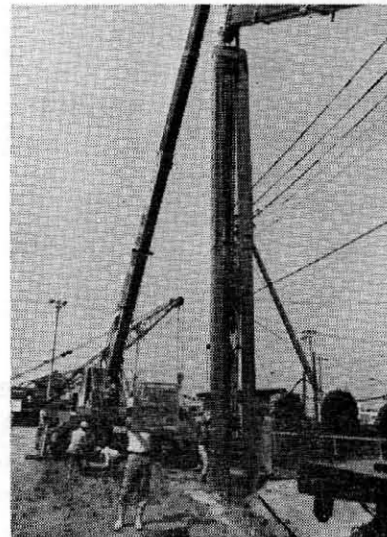


写真-3 鋼矢板引抜き状況(ℓ=6.0m)

(2) 実績

実績の測定については、工事現場が旧鉄道橋梁跡でその残がいに鋼矢板が当り、しばしば作業を中断したため正確に記録出来なかったが、概要は表-6のとおりである。

鋼矢板の打込み, 引抜きの実績は、上記のとおりであり設計(表-3)と比較すれば表-7のとおりである。

上記のとおり本現場では設計に対し、打込み60%~70%引抜き93%~152%と大幅な差を生じ、打込み, 引抜き全体では設計が非常に辛かった結果となったが、鋼矢板の数量, 区分(長, 型)については、指定仮設とし変更の対象としたが、打込み, 引抜きについては無振動工法によることのみ指定であり変更の対象としなかった。

表一五 本工事の設計鋼矢板等の数量

区分	長	数量	摘要
Ⅱ型	6 m	153枚	打込み, 引抜き
Ⅱ	9	124	"
Ⅱ	9	57	打込み (埋殺し)
Ⅳ	13	101	打込み, 引抜き
Ⅳ	15	125	"
Ⅳ	15	33	打込み (埋殺し)

表一六 鋼矢板打込み, 引抜き実績

区分	長	打込み日当 (6.9時間)	引抜き日当 (6.9時間)	摘要
Ⅱ型	6 m	15.28枚	32.86枚	河川内に付移動その他に時間を要し省略
Ⅱ	9	14.43	30.59	
Ⅳ	13			
Ⅳ	15	6.15	19.35	

表一七

鋼矢板区分	設計 打込み	実績 打込み	設計 引抜き	実績 引抜き	設計と実績の比率	
					%	%
Ⅱ型 $l = 6.0$	m 枚/日	枚/日	%	枚/日	枚/日	%
Ⅱ	25.32	15.28	60	35.18	32.86	93
Ⅱ	18.78	14.43	77	26.09	30.59	117
Ⅳ	9.18	6.15	67	12.76	19.35	152

このように設計と実績の差の大きい結果をあえて示したが、本工法の場合、現場の状況、地質、設計数量等で大きく能率に影響するので現場で実験することが最良であることは勿論であるが、困難な場合は専門技術者に現

地踏査を依頼すると共に類似現場での実績等を十分検討し能率を決定することが最も大切であると考えられる。

5. あとがき

家屋に近接する県道下及び河川を横断し埋設するサイホンの無振動工事の施工について、経験のない私共農業土木技術者が、このような現場で無事にサイホン管路の布設工事を施工することができるだろうかと心配し、振動、騒音の被害の出ないよう祈る気持ちの毎日であった。今、無振動、無騒音工法を用いたサイホン工事は完成し、全て地中において地上からは見ることはできないがその上を難工事であったなごうのように二ノ沢川が静かに流れ、県道上（サイホン埋路）を多くの車が走行している。工事に携わった私共は人知れずほっと胸をなでおろすとともに安全に工事が完了したことに心から感謝している。

本工法の場合普通工法に比較すれば多額の経費を要したが、現場条件より普通工法での施工は困難であり、また他工法の場合は更に多額の経費を要するところであり、被害を出さずに無事に実施出来たことはなによりであったと考える。

工事による補償がしばしば問題になる現在、家屋に隣接する工事の一事例として本稿が少しでも参考になれば幸いである。

最後に本工事の設計に当り御指導を戴いた東海農政局濃尾用水第二期農業水利事業所を始め、関係各位に紙面を借りて謝意を表します。

大韮樋門の改修計画について

藤木 茂* 宮崎 司郎* 林田 孝利*

目 次

I はじめに.....(34)	2. 構造設計.....(37)
II 既設樋門の概況と計画の経緯.....(35)	IV. ゲートの操作について.....(39)
III 新設樋門の設計について.....(37)	V. 施工計画の概要.....(41)
1. 水理設計.....(37)	VI. あとがき.....(42)

I はじめに

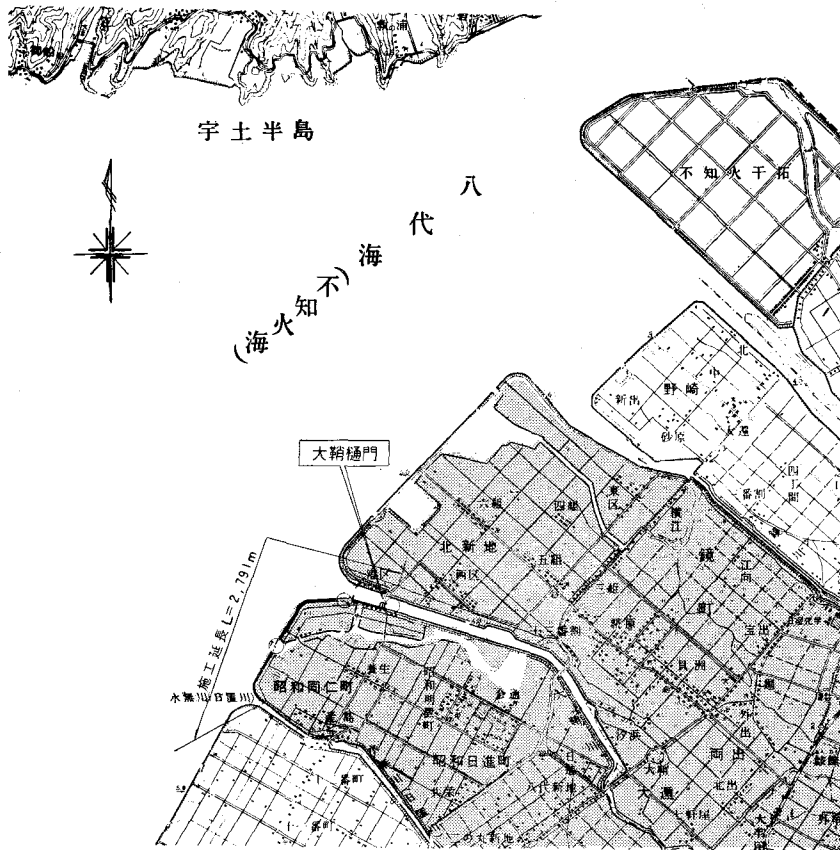
熊本県には有明海沿岸の玉名、熊本平野と不知火海沿岸の八代平野の三大平野があるが、いずれも数百年前からの干拓により造成された地域である。

文献によると、県北の玉名、熊本地方は加藤清正が隈本城主となった天正16年（1588年）頃から盛んに干拓による農地造成が行われていたが、県南の八代地方は当

時、小西行長の領有地であって、干拓にはあまり積極的ではなかった。

しかしながら、不知火海沿岸は干満の差が大きく干拓適地が多かったため、細川時代後期の明和元年（1764年）頃から干拓が盛んとなり、金剛、松商、八千把、八代、千丁等40数ヶ所におよぶ干拓が記録されている。

八代平野はこれらの干拓により造成された約8,000haの平坦な水田地帯で、熊本市から南へ40km 不知火海に



図一 大韮樋門位置図

* 熊本県八代平野土地改良事務所

面した全国有数のい草の生産地であり、昭和39年以来国营かんがい排水事業をはじめ各種の県営、団体営の土地改良事業が進められているため、近年イチゴ、トマト、メロン等のハウス栽培が急速な伸びを示し、水田再編へ向って着々準備が進められている。

この大鞘樋門改修工事は海岸保全事業の一環として実施するもので、昭和52年度仮設棧橋を施工し、現在第1期工事の基礎工事を終えた段階であるが①軟弱地盤上の工事であるため基礎工事費のウエートが高いこと、②河川管理施設等構造令に基づき招扉、観音扉の幅員を従来のはぼ2倍の5mとしたこと、③大鞘川地先のノリ養殖に対する補償工事として繫船設備、開門等の施設をおり込まざるを得なかったこと等が特色であり、以下その計画のあらましを紹介するものである。

Ⅱ 既設樋門の概況と計画の経緯

二級河川の大鞘川は樋門地点の幅員が160mあり、八代市の約7km東方から西北に流下し不知火海に達している。その背後地は国道3号線以西の宅地その他900haと数百年前から数次の干拓により造成された2,100haの低標高の平坦な水田地帯である。

大鞘樋門はこの背後地3,000haの排水および防潮の重要な機能を果すもので、現樋門は八代市街から北方約9kmの八代市昭和同仁町にあり、大鞘川河口より400m上流地点に不知火海に面して築造されている。その天端道路は県道橋併用であり、また下流350m地点には左右兩岸から突堤が設けられ、その突堤と樋門間は漁港としての指定がなされている。

この樋門は昭和13年に工事に着手し、第二次世界大戦で一時中断したが、13年の歳月をかけ昭和26年に完成したものである。

その工法についての記録は残念ながらすでに処分されているが、聞くところによると、末口15cm、長さ8～10mの松杭を約1m間隔に打込み、上層のヘドロ50cm程度を排除し、ソダを敷きつめ、その上に捨石を行って築造されている模様である。

樋門構造は有蓋式の鉄筋コンクリート造りで木製の観音扉、招扉の自動ゲートが設置されその諸元は次のとおりである。

この既設樋門は戦中戦後の最も資材難時代の築造によるもので、その後約30年を経過しているため、排水能力が低下し、局部的なコンクリートの剝離、脱落、鉄筋露出等老朽化が著しく、また、大鞘川は流域内の用排水路、は場整備等の事業により流出機構に変化をきたし、樋門構造上の安全性が懸念されるに至った。

従って、既設樋門上流100m地点に樋門を新設し、背後地の保全を図ることとなったが、新樋門はローゲートと自動ゲートの併用方式とし、最大排水量は小潮々位時で従来の198m³/sから295m³/sに増大される。

この樋門新設に伴い既設樋門は撤去するため新樋門の天端道路は必然的に新県道橋となり、工事費の一部は県土木部が負担する。

また樋門下流の兩岸にはノリ採取用の1～3t程度の小型漁船約350隻が繫留されるので、附帯工として左岸4バース、右岸7バースの繫船設備を施工する。

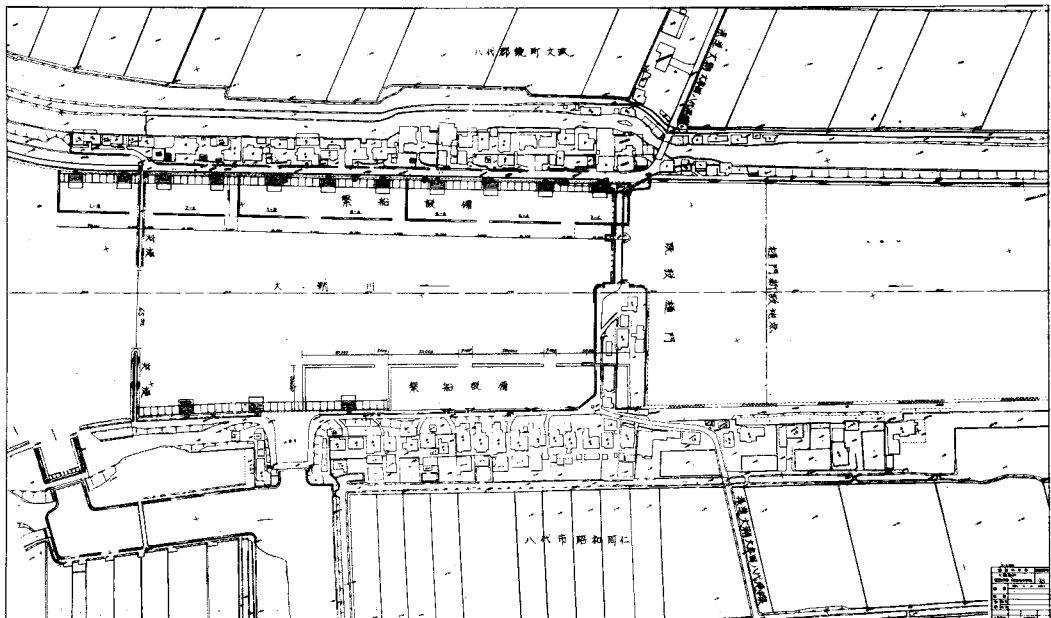


図-2 既設樋門附近平面図

表-1 既設樋門の現況諸元表

構造区分	名 称	諸 元	摘 要
樋門躯体	形 式	種 管 式	鉄筋コンクリート造 3.000m × 4速 × 2ヶ所 = 24.0m 2.100m × 4速 × 2ヶ所 = 16.8m
	敷 高	E L. (-) 1.960m	
	有 効 幅 員	40.800m	
	通 水 断 面 積	97.920m ²	
	パ ラ ベ ッ ト 標 高	E L. (+) 4.380m	
	路 面 標 高	E L. (+) 3.330m	
門 扉	観 音 扉 形 式	マ イ タ ー ゲ ー ト	幅 × 高さ
	有 効 寸 法	3.000m × 2.400m	
取 付 堤	招 扉 形 式	フ ラ ッ プ ゲ ー ト	幅 × 高さ
	有 効 寸 法	2.100m × 2.400m	
取 付 堤	形 式	直 立 堤 型	石 積 コンクリート 中 心
	パ ラ ベ ッ ト 標 高	E L. (+) 4.550m	
	天 端 標 高	E L. (+) 3.230m	
	延 端 幅 員 長	3.600m 86.100m	

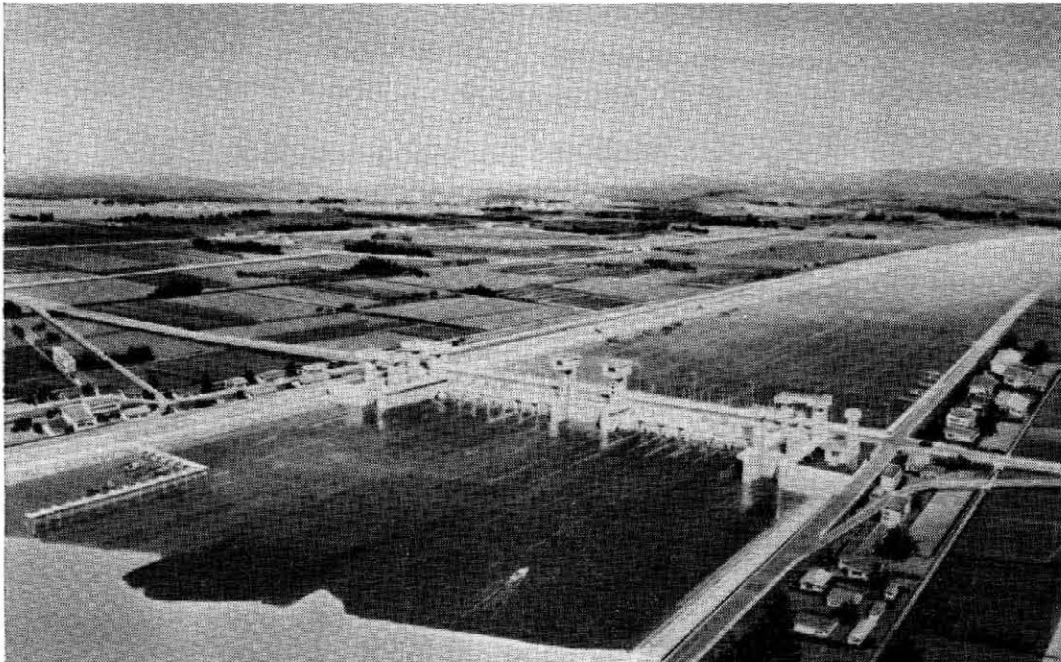


図-3 新設樋門完成予想図

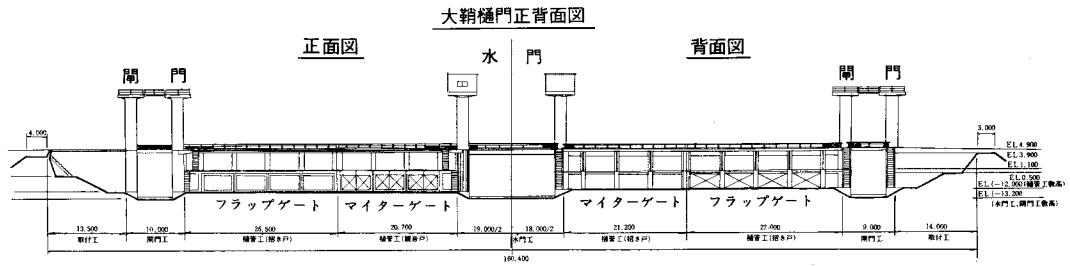


図-4 新設大輪樋門正背面図

Ⅲ 新設樋門の設計について

1 水理設計

本樋門は大輪川の河口にあり、その上流 4 km 区間は川幅 180~70m 位の潮溜りを形成し、満潮時における内水貯留を目的とした地帯であるため、満潮時間帯に流入貯留された内水を樋門により自然排水することで水理解析を行ったが、その主な概要は次のとおりである。

(1) 樋門有効幅員および扉高

樋門から外海へ排出できる水量は幅員 80.00m 程度でほぼ一定となり、それ以上拡張しても排水効果はほとんど期待できない。(図-5 参考)

また、扉高については 2.50m と 3.00m の 2 ケースに

ついて比較計算を行った結果、全時間排水量および上流右岸低位部農地の湛水時間にあまり効果がみられない。

従って、樋門構造の面から有効幅員 85.00m 扉高は 2.50m とする。

(2) 突堤部幅員

樋門幅員を 85.00m とした場合、下流突堤部幅員は、現況の 65.00m でも流速的には船の出入りに支障はないが、排水量の面で若干影響がみられるため、樋門と同程度の 80.00m に拡張する。この場合突堤の消波効果が幾分薄れることが考えられるが、突堤の内側に繋船設備を設けるので大きな問題とはならない。

(3) 湛水時間

既設樋門では、上流からの洪水量を完全に排水できず、その残量が上流右岸低位部および樋門上流の河川内に湛水し、湛水深、湛水時間は非常に大きい値を示す。

これに対して新設樋門は、上流の洪水量を干潮時間帯にほぼ排水できる。しかし満潮時の洪水量は大輪川で貯留しきれず、この場合も上流農地の一部に湛水する。

この農地の湛水被害を完全解消するためには樋門のみによる自然排水では限界があるので、湛水区域については別途ポンプによる強制排水を検討中である。

2 構造設計

本樋門の天端道路は完成後県道橋として扱われることから、設計に当っては道路構造令および道路橋下部構造設計指針に準拠して行ったが、主な構造決定の根拠概要は次のとおりである。

(1) 樋門型式および門扉配置

樋門型式には樋管式(観音扉、招扉)と水門式(ローラーゲート)があり、維持管理の面からは樋管式が有利であるが、本樋門の場合、大輪川を航行する漁船あるいは上流に繁茂するタイワンナギの排除等が必要であり、排水計画でも有利であるため、樋管式、水門式の併用方式とし、中央部にローラーゲート 1 門を設け、その両側に観音扉 6 門、招扉 8 門を左右対称に配置する。

また、暴潮時に、船舶を樋門上流へ避難させるため、樋門の両端に閘門(船通し門)を設け、さらに非常事態あるいは点検、修理時に備え、観音扉および招扉にはそれぞれ非常用予備ゲート(ローラーゲート)を併設する。

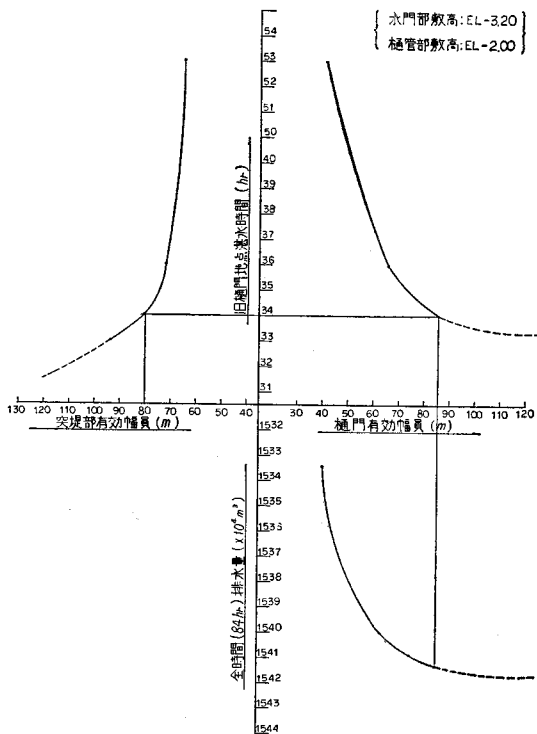


図-5 樋門有効幅員および突堤部幅員と湛水時間の関係図

表一 2 水 理 諸 元

区 分	項 目	位 単	計 画		現 況	摘 要
			小潮々位の場合	大潮々位の場合	小潮々位の場合	
潮 位	干 潮 位	E L (m)	(-) 0.73	(-) 1.97	(-) 0.73	
		〃	(+) 1.16	(+) 2.10	(+) 1.16	
有 効 幅 員	樋 門 部 突 堤 部	m	85.00	85.00	40.80	
		〃	80.00	80.00	65.00	
樋 門 部	全時間排水量	m ³ /84ha	1541.15 × 10 ⁴	1583.79 × 10 ⁴	1533.45 × 10 ⁴	84時間排水量
	最大排水量	m ³ /s	295.37	300.64	198.30	
	最大流速	m/s	1.348	1.820	2.079	
	最大水位	E L (m)	1.077	1.075	1.004	
突 堤 部	最 大 流 量	m ³ /s	260.97	320.50	202.80	
		最 大 流 速	m/s	0.76	1.31	
地 区 内	湛 水 面 積	ha	503.5	547.5	532.9	
	右岸上流湛水時間	時 間	32	30	35	
	樋門地点湛水時間	〃	33	26	44	
流 域	面 積	山 地	ha	2,569.7		3日連続雨量 M24~S41 (76年間)
		平 地	〃	880.0		
		計	〃	3,449.7		
	降雨量	計画基準 確率年 分布型	m m 1/T —	430.1 1/20 中央山型		

外潮位を大潮々位とした場合、大瀬川の水位変動が急激となり、瞬間的な時刻においては樋門地点の湛水位が、外潮位を小潮平均潮位とした時の湛水位を上まわり湛水面積が大きくていいるが時間的経過の流れ（水位変化）からみれば大きな問題はない。

なお、中央水門および閘門の予備ゲートは角落材（浮上式鋼材）により行うものとする。

(2) ゲートの敷高および有効幅員

i) 中央水門

水門の敷高は、いずれの干潮位においても船舶航行が可能でなければならないので、既往最低潮位と船舶満載吃水位から E L (-) 3.20m とする。

また、有効幅は、常時における船舶航行には B = 6.50 m 程で良いが、樋門下流の船溜りに緊留される漁船が約 350 隻あり、船団航行が考えられ、さらにタイワンナギの排除等を考慮して B = 15.00m とする。

ii) 観音扉および招扉

既設樋門の敷高は、E L (-) 1.94m であり、これ以上下げても総排水量にはあまり差異はなく、現樋門と同程度が水理的、構造的に最も有利と判断されるので、新設樋門樋管部の敷高は E L (-) 2.00m とする。

有効幅については「河川管理施設構造令49条」の規定により、1門扉の有効幅を B = 5.00m とするが、製作、材質、排水能力等について検討の結果、自動ゲートとしては最大寸法と言える。

iii) 閘 門

敷高は中央水門に準じ、E L (-) 3.20m とする。

また、幅員および長さについては、船舶の規模および暴潮時の避難隻数等によって決定しなければならないが、本設計では、通船組合せを① 1 ~ 3 t の船舶 3 隻同時通船、② 1 t 未満の船舶 6 隻同時通船の 2 ケースを想定し、いずれの場合も通船可能な規模であることとし、B = 6.00m, L = 15.00m とする。

(3) 基礎工

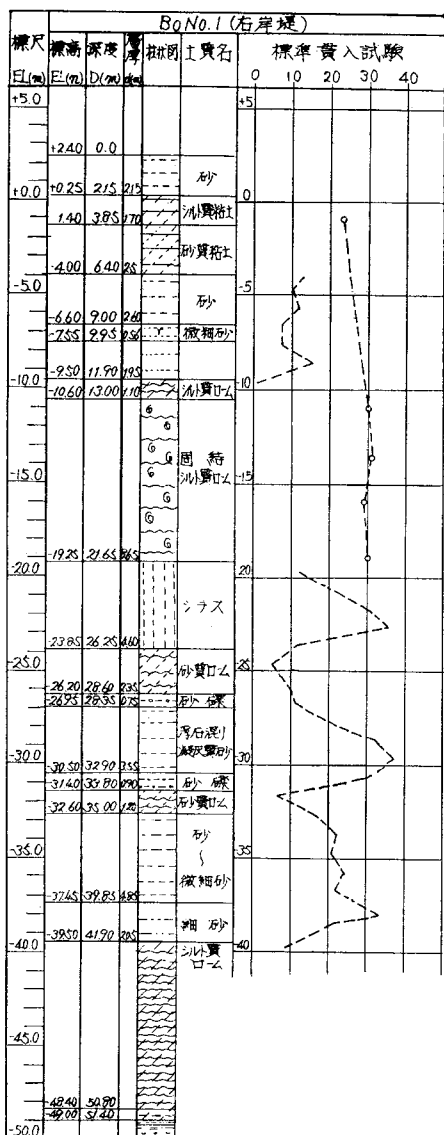
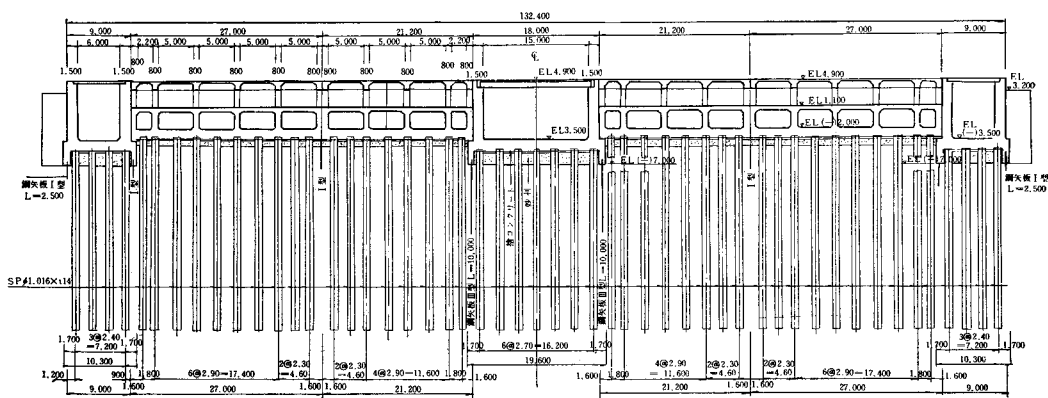
本計画地点の基礎地盤は上層の E L (-) 26.00m 付近までが沖積軟弱層であり、支持力を期待できる基礎地盤はほぼ E L (-) 27.00 ~ 37.00m の極めて深い位置にある。

このような軟弱地盤上における工事の基礎工法の選択には多く制約を受けるが、本設計においてはケーソン、現場打杭、鋼管杭、コンクリート杭の 4 種について構造上の適応性、施工性、経済性の得失を検討し、鋼管杭による基礎工法を採用した。

(4) 仮締切堤

本工事の仮締切は本体の築造、門扉の据付その他の附帯構造物の施工を完全に行うために最も確実な施工法である半川締切堤とする。

断面図



半川締切の範囲は、樋門新設予定ヶ所より下流約 100 m 地点に既設樋門とその取付堤があるため、半川締切での通水能力は既設樋門で制約されるので、仮締切後の河川幅は既設樋門の有効通水幅にほぼ等しくするように仮締切堤を設ける。

仮締切堤としては①土盛堤②二重鋼矢板堤(土砂中詰)③直線矢板セル(土砂中詰)の工法が考えられるが、土盛堤はその安定に極めて大きい敷幅と土工数量が必要となり、内部工事敷地の減少、洗堀、冠水による安全率の低下、水質の汚濁等に問題があるため本工事では採用しないこととする。また直線鋼矢板セルは、円弧すべりの点から二重鋼矢板とほぼ同程度の矢板根入長さが必要となり、工事の複雑性、工期の長期化、工事費の割高等が考えられる。従って本工事においては施工実績等の多い二重鋼矢板堤の仮締切とする。

この施工方法は、第 1 次締切を現在の取付堤を利用して①③を設けて樋門本体の左岸側に施工するが、この間は現在の樋門が従来どおりの機能を果たすことになり、本体の左岸側の施工が完成したのち取付堤および締切堤④の撤去を行い、すてにできあがった左岸側の樋門を使用して④⑥を設置し、第 2 次の締切を行い、右岸側本体を施工する。

IV ゲートの操作について

常時においては、樋管部(観音扉、招扉)の自動ゲートで自然排水するが、洪水時には中央水門のローラーゲートを操作して排水し、また暴潮時には閘門を開閉して船隻を移動させ、さらに異常事態が発生した場合は非常用予備ゲートを閉鎖しなければならない。

このゲートの操作方式は遠方および機側で行うこととし、その動力源は購入電力とするが、停電の場合の予備電力として発電機 1 台を設置する。

電気容量はゲート操作、照明、信号設備等の容量を満たすものとするが、できるだけ小さく抑えるため、中央水

図-6 新設樋門

構造区分		名称	単位	諸元				摘要
樋門	軀体	型式		水門式	樋管式	開門式	計	鉄筋コンクリート
		延長	m	18.00	96.40	18.00	132.40	
		有効幅員	m	15.00	70.00	12.00	97.00	排水部・85.00
		径間		15.0m×1門	5.0m×14門	6.0m×2門		
		パラベット標高	EL(m)	(+)4.90	(+)4.90	(+)4.90	(+)4.90	
	主門扉	水越高	m	(-)3.20	(+)2.00	(-)3.20		
		型式		単葉ローラーゲート	観音扉	招扉	単葉ローラーゲート	
		門数	門	1	6	8	4	19
		1門当り有効幅員	m	15.00	5.00	5.00	6.00	
		高さ	m	(8.10)	2.50	2.50	(8.10)	()ゲート全高
	非常用門扉	巻上揚程	m	9.10			9.10	9.10
		型式			ローラー			
		門数	門		6	8		14
		1門当り有効幅員	m		5.00	5.00		5.00
		高さ	m		2.50	2.50		2.50
	管理橋	巻上揚程	m		3.00	3.00		3.00
		型式		P C 桁橋	床版橋	PCスラブ橋		橋格：1等橋
		路面標高	EL(m)	(+)4.90	(+)4.90	(+)4.90	(+)4.90	
		縦断コウ配	%	水平	水平	水平	水平	
		車道有効幅員	m	6.00	6.00	6.00	6.00	
	管理施設	全幅員	m	7.00	7.00	7.00	7.00	
		車道	m	7.00	7.00	7.00	7.00	
	基礎	管理棟	棟	1棟				1
		見張台	1式	φ2.50×h14.00				1
		型式		先端マサツ支持ぐい方式				
	基礎	樋門部くい径	mm	鋼管(S P) φ1.016×t14				1.016
		水叩部	mm	" (") φ500×t9				500
取付	上部	型式		扶壁式				鉄筋コンクリート
		延長	m	14.0×2=30.0m			28.0	(左右岸部)
		パラベット標高	EL(m)	(+)4.90			(+)4.90	
		盛土標高	m	(+)3.90			(+)3.90	
		道路縦断コウ配	%	≒7.0			≒7.0	
	車道有効幅員	m	6.00			6.00		
	全幅員	m	7.00			7.00		
基礎	型式		先端マサツ支持ぐい方式				扶壁部	
	くい径	mm	鋼管(S P) φ1.016×t14					
取付	盛土	型式		アスファルト舗装				
		延長	m	170.30(左岸)+174.00(右岸)			334.30	
		縦断コウ配	%	≒7.0 (") 7.0~10.0 (")			20~10.0	
		車道有効幅員	m	6.00			6.00	
		全幅員	m	7.00			7.00	
	道路	法コウ配	%	盛土部1:1.5、ブロック積1:0.5			1:1.5~1:1.5	左岸バットレス
		型式		PCスラブ橋				
		スパン	m	10.00				
		右岸	m	5.00(ボックスフルハート)	70		10.00	
		左岸	m	(管理橋に同じ)			5.70	(有効)
附帯	根固め	橋台型式		扶壁式			5.50	
		基礎型式		先端マサツ支持ぐい方式				
		寸法	mm	PCφ500(B.A.種)				
	突堤	型式		押え捨石			500	
		延長	m	225.00m(左岸)+207.00(右岸)				
		天端標高	m	(+)0.50			432.0	
		型式		直立堤型			(+)0.50	石積
撃船	延長	m	38.90(左岸)+53.55(右岸)					
	有効幅員(通水)	m	80.00			92.45		
	パラベット標高	m	(+)3.70(天端標高+2.70)			30.00		
上部工	型式		鉄筋コンクリート床版(左岸: 右岸:)			(+)3.70	EL(+3.70)	
	下部工		先端マサツ支持ぐい方式(斜ぐい)PCφ450C種				PC矢板	

基礎杭配置図

基礎矢板配置図

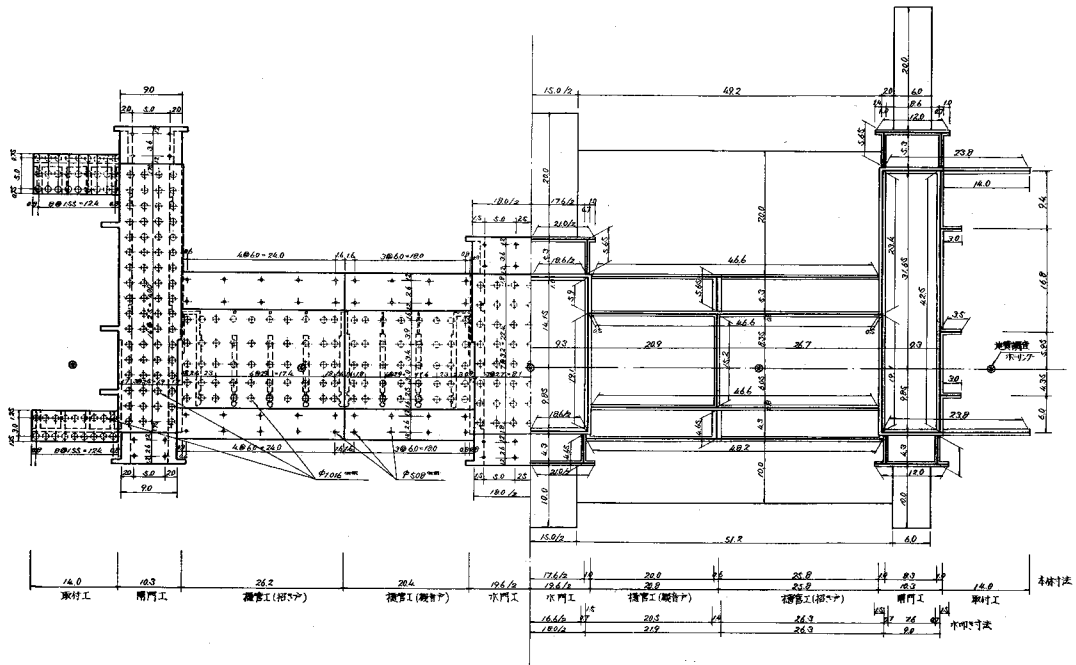


図-7 新設樋門基礎杭・基礎矢板配置図

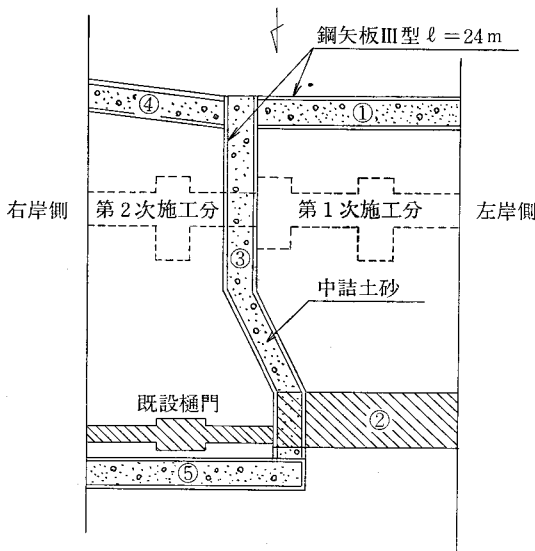


図-8 二重鋼矢板堤施工図

門と閘門の同時運転および閘門2門の同時起動はしない。

非常用予備ゲートは中央水門の左右7門をそれぞれ伝達軸で連結し、多板クラッチで切換えながら左右1門ずつ操作する。

なお、招扉は手動および可搬式エンジンで捲上げが可能である。

V 施工計画の概要

本樋門の築造に係る一切の工事は、昭和52年度から57年度に至る6ヶ年計画で実施するものであるが、その施工上の基本条件は次のとおりである。

ア) 本樋門は大瀬川を横断して築造する排水樋門であり、その施工方法は、河川幅が大きいことや堤外地の状

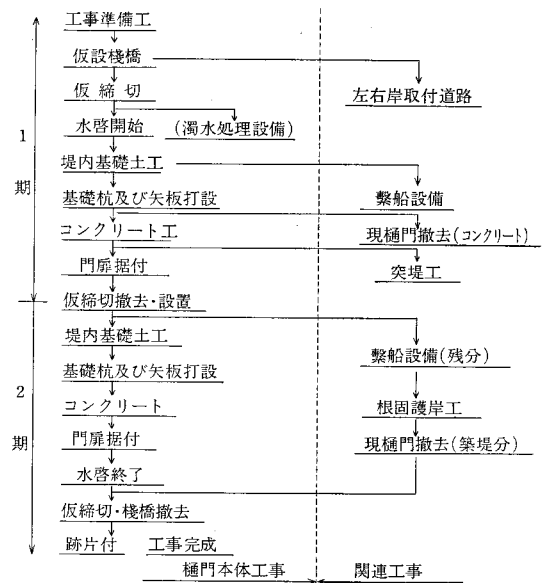


図-9 新設樋門施工順序の大略

況等から、「半川縮切工法」が最も適切である。

従って、樋体工事の工程は河川のほぼ中央を分界とし、1期、2期工事に分割して行い、ゲートの製作据付工事も樋体工事と並行して進めるものとする。

イ) 現樋門の天端道路が県道橋として扱われていることから、新設工事に際しては、県道の迂回道路が必要となり、その対策として仮設棧橋による河川横断道路を設ける。

ウ) 工事は樋門本体の外に関連工事として、天端が新県道橋となるための左右岸取付道路、漁業補償工事としての繋船設備、河川管理上の現樋門の取壊し、樋門下流突堤および河川高水敷の改修等の附帯工事が必要となる。

以上の条件に基づき本工事の施工計画を樹立し、その施工順序は大略次のとおりとする。

Ⅵ あとがき

本工事の主要工事である樋体工事は、昭和53年10月第1期工事の二重鋼矢板による仮縮切に着手し、54年4月S.P. 1,016~500mm×28m×230本の基礎杭打を終え現在底版コンクリート工事を施行中である。

また、ゲート製作据付工事については、昭和53年11月に発注し、樋体工事の進度に合せ、工場製作中である。

樋体工事の施工に当っては、仮縮切のバイプロハンマーによる鋼矢板打設時の周辺家屋に与える振動の問題または基礎杭打における先端開放と十字リブ付杭の閉塞効果の比較試験、あるいはコンクリートのヘアークラック防止対策等さまざまな問題が提起されているが、これらの施工上の諸問題については、次の機会に報告したい。

農業開発・地域開発の総合建設コンサルタンツ

土と水をデザインする……豊富な経験と優れた技術



株式
会社

三祐コンサルタンツ

取締役会長 久野 庄太郎
取締役副社長 長柄 要
常務取締役
国内事業本部長 山田 光敏

取締役社長 久野 彦一
専務取締役
東京支社長 渡辺 滋勝

本 社	名古屋市中区錦二丁目15番22号(協銀ビル)	TEL(052)201-8761(代)
東京支社	東京都中央区八重洲2丁目2番1号 (大和銀行新八重洲口ビル)	TEL(03)274-4311(代)
支社技術部	東京都港区赤坂2丁目3番4号 (赤坂パークビル)	TEL(03)586-7341(代)
仙台支店	仙台市上杉一丁目6番10号(仙台北辰ビル)	TEL(0222)63-1857(代)
熊本出張所	熊本市紺屋今町1番25号(ロータリービル)	TEL(0963)54-5226
札幌連絡所	札幌市西区発寒5条7丁目579番地	TEL(011)662-1296
技術研究所	愛知県知多市八幡字中嶋121番地	TEL(0562)32-1351

鋼製柵渠工法(MDI法)について

泉 昭 夫*
 上 村 潔**
 小 野 英 雄***

目 次

1. はじめに.....(43)	3. MD工法.....(45)
2. 排水路工法の種類と特質.....(43)	4. あとがき.....(48)

1. はじめに

米の大幅な生産過剰から、水田利用再編対策がうちたてられ、水田の排水強化は現在強く農業者等から要請されているものの一つである。

排水強化の方法として、暗渠排水や客土等の方法もあるが、一貫した排水路改修が最も効果的である。

排水路の工法としては、大は鋼矢板護岸工法から小は土水路までであるが、このたび、水路幅2~4m程度の排水路工法として、鋼製柵渠工法(以下MD工法という)を実施した結果、今後の排水路工法として期待のもてるものと判断されるので、その内容を紹介する。

2. 排水路工法の種類と特質

従来排水路の工法およびその特質は次のように考えられる。

(1) 土 水 路

最も原始的かつ基本的工法である。近年、末端小排水路を除き、他の工法による改修が行われている。

洗掘、ノリ崩れ等が発生しやすく、草刈り等のため維持管理が容易でない。

(2) コンクリート柵渠

小排水路の護岸工法として現在最も普及している。施工も容易で工費も比較的安く、新潟県では独自の規格を定めて指定工場制度で生産している状況にあり、品質管理も向上している。

水路幅1.75m、柵高1mまでは、表から種別を即座に選定できるようになっているが、それ以上の場合は別途設計する必要がある。

支柱間隔が1.5mのため、河床の泥さらえ等維持管理に機械を使用しづらい面がある。また柵板の根入れが10cmと浅いため、背面土の流出による陥没が起こる場合がある。(写真1参照)



写真1 柵板の裏が陥没した柵渠(白根郷にて)

また流速の大きい山地等では、支柱の渠底部が洗掘され易い欠点があり、コウ配が急な場合は、石張りするケースが多い。

(3) コンクリート柵工

簡易な排水路工法として一時期施工され、新潟県でも独自の規格を定めている。

しかし、打込み時のタイの頭部破損や、親グイが土圧に対する安定性に欠け、倒伏や柵板の脱落が各所で見られ、(写真2参照)現在では宅地造成時の土留工等、特殊な場合にのみ使用されているようである。

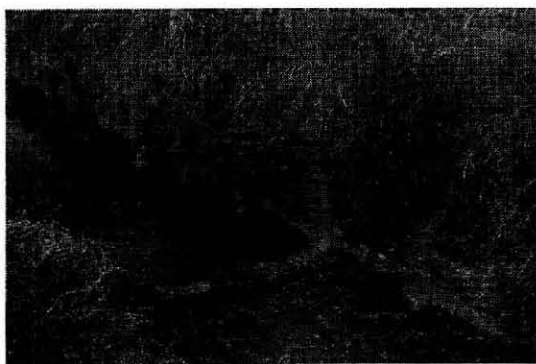


写真2 柵板がはずれ、柵グイの倒れを防ぐため、松丸太のポートをしているがそれがまた通水の障害ともなっている。(白根郷にて)

* 新潟県新潟農地事務新
 ** 新潟県新潟農地事務所
 *** 新潟県農地部農地建設課

(4) コンクリート矢板護岸工

かつて、矢板長の短い場合の工法として広く使用されたことがある。

しかし、軽量鋼矢板に比較してジョイントに問題があり、施工性および工費の面で軽量鋼矢板にとってかわられ、新潟県では近年使用実績がほとんどない。

(5) 軽量鋼矢板護岸工

軽量鋼矢板は、昭和30年頃に開発されて以来、木矢板、コンクリート矢板の代替品として広く使用されてきている。これは、軽量鋼矢板の品質の均一性、取扱いの容易さ等によるもので、現在では各種仮設工事、基礎工事、土留工事のほか、護岸工事にも使用され、年間10数万トンの生産量にまで達している¹⁾。

軽量鋼矢板は、コンクリート矢板に比較して上記特質のほか形状寸法の精度が高く、任意の長さの切断、穴あけなどの加工が容易であり、また運搬に際しての破損も少なく、梱包が容易となり、置場での積重ねが可能のため、保管の面でも経済的である。

さらに、継手が正確で離脱がないこと、打込み時の頭部破損がなくバイブハンマーが使用できること、傾斜、共下り等の処置として異形矢板の製作等が比較的簡単であること等の施工上の優位性ももっている。

新潟平野部における幅2～5m程度の排水路工法として、現在最も使用されている工法である。

護岸構造形式としては、図-1のように自立式、切梁式、タイロッド式の三形式があるが、自立式が最も多い。

軽量鋼矢板護岸工の欠点は、サビの発生のほか自立

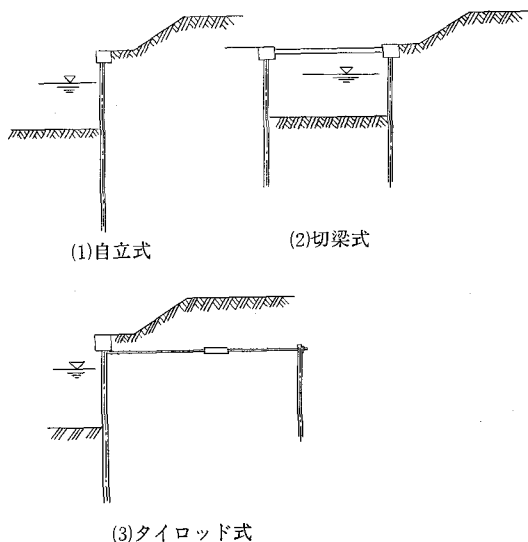


図-1 軽量鋼矢板護岸工の構造形式

式の場合の矢板の変位である。特に軟弱地盤の場合、現在用いられている Chang 等の各種安定計算値以上に変位が発生し易いということである。図-2は鋼矢板の変位を時間的に計測したものである²⁾が、この図から明らかなように、軟弱地盤における矢板の変位量は、単に仮想水底面での矢板のたわみ量 (δ_1)、仮想水底面より上の矢板のたわみ量 (δ_2) および仮想水底面での矢板のたわみ角によるこの点より上の矢板の回転のために生じた矢板天端の変位量 (δ_3) の和とはなっていない。この点を施工にあたっては十分留意する必

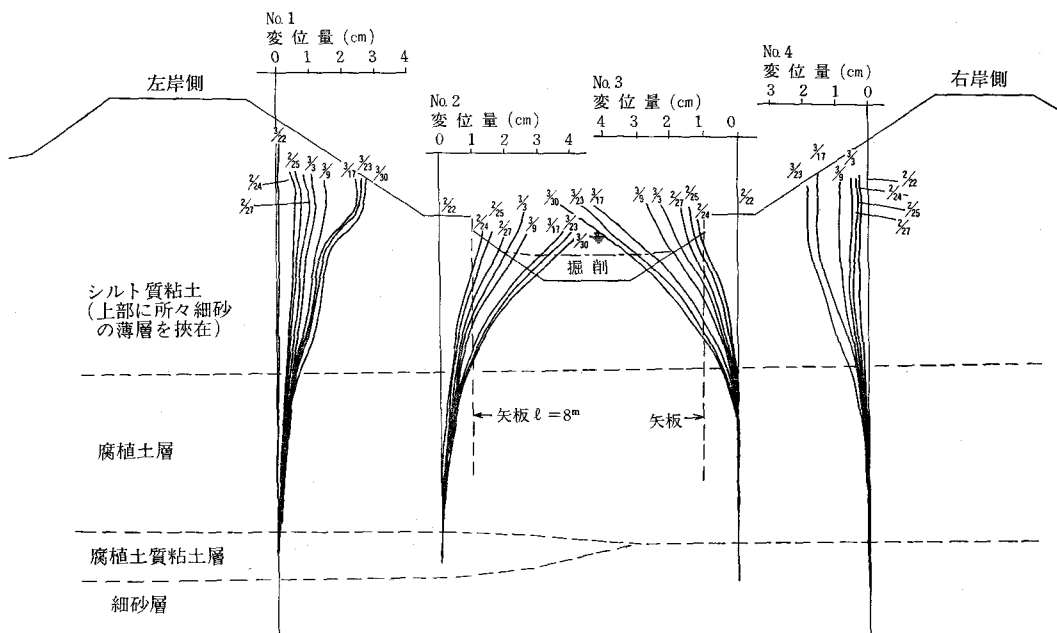


図-2 鋼矢板護岸工における第2次水中掘削に伴う矢板の変位量の実測例(掘削開始以前の2月20日を初期値としたグラフ)であるが、軽量鋼矢板護岸工の場合もこれに類似した挙動を示し易い。

要がある。

農業排水路では、堤内が水田の場合が多く、矢板の変位も3月末から4月にかけての渇水時における水田への導水時が最も動きが著しいといえる。図-3は、実測例であるが、この変位を抑制する方法の一つとして、矢板に水抜孔を設け背面にフィルターを設けると効果的である³⁾。

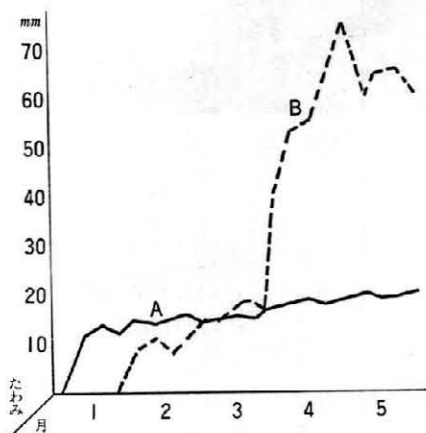


図-3 軽量鋼矢板護岸に水抜孔を設けた場合(A)と設けない場合(B)の矢板変位量の実測例

(6) 鋼矢板護岸工

鋼矢板は、軽量鋼矢板に比較して断面係数も $z = 500 \text{ cm}^3/\text{m}$ 以上で大きく、かつ継手も水密性に富むため、一般に軽量鋼矢板が強度的にもたない場合に用いられる。材質も均一性に優れているが工費は割高である。

また、軟弱地盤の場合、軽量鋼矢板護岸工と同様矢板の変位が著しく、安定性に欠けるため、施工に当たってはこれに対する配慮が必要である。

(7) その他の護岸工

原始的なソダ柵工、コルゲート板を使用したコルゲート柵工、地盤が安定している場合の石積またはコンクリートブロック護岸工のほか小排水路を対象とした排水用フリューム等がある。

3. MD 工法

MD工法は、H形鋼の特性と軽量鋼矢板のジョイントの有利性を生かし、かつ現在のコンクリート柵渠や軽量鋼矢板護岸工の欠点をカバーすることを目的として筆者らが考案したものである。

MD工法の概要は、次の通りである。(図-4参照) 支柱としてH形鋼(125~200程度)を使用し、側面と底面は溶接する。また底部のH鋼には深さ30cm程度の6mm厚の鋼板を溶接し、支柱の応力度を強める。

この支柱間隔を3.5~4m程度とし、側壁は厚さ5~6mmの軽量鋼矢板を使用する。さらに天端には、幅200

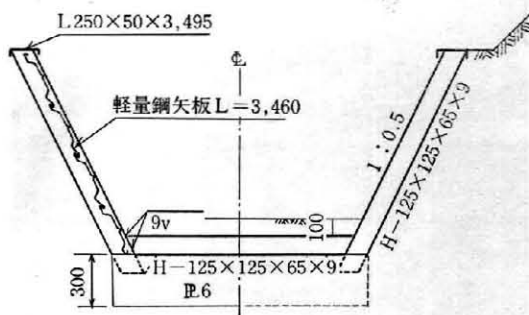


図-4 SD工法の標準断面図例

mm 前後の軽量ミゾ形鋼を用い、支柱にボルトで固定する。(写真3.4.5.6参照)

本工法の特徴を列記すれば、次の通りである。

1. 支柱(H形鋼)に30cm程度の深さのカットオフ板を設けて、水路の洗掘防止および支柱の応力度の強化、安定性を図ったこと。
2. 板に軽量鋼矢板を使用し、支柱間隔を長く(3.5~4m)し、かつ5分コウ配の護岸としたため、機械による床ざらえ等の維持管理が容易であること。
3. 軽量鋼矢板の根入れを20cm以上にして、背面土の流亡、陥没防止を図ったこと。

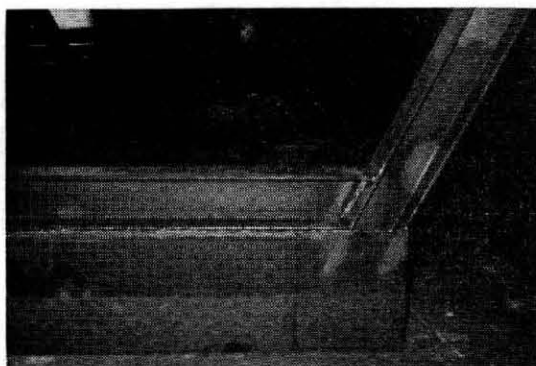
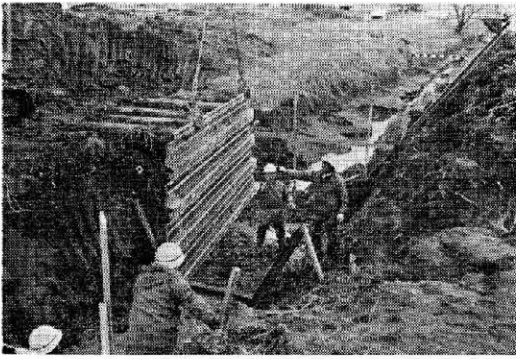


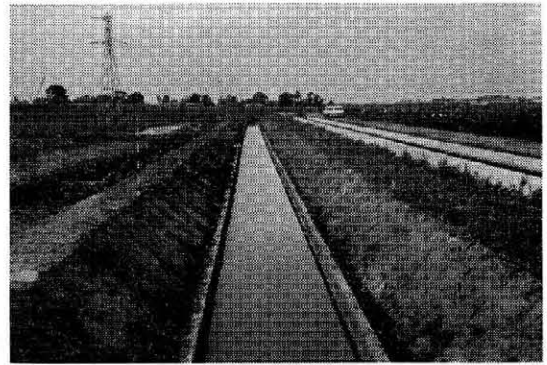
写真-3 支柱とカットオフ板の取付状態



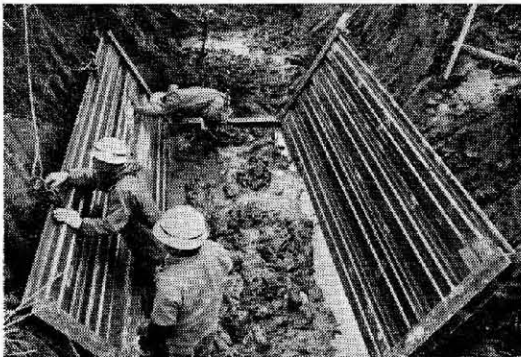
写真-4 天端に軽量ミゾ形鋼をボルトにより取付ける。



写真一五 側壁の軽量鋼矢板は挿入前に接合しておき版としてそう入する。

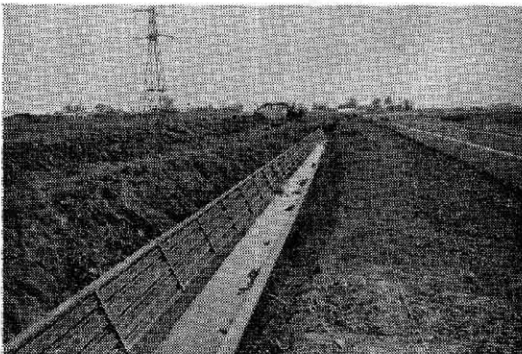


写真一八 竣工の状態



写真一六 軽量鋼矢板のそう入完了状態

4. 護岸傾斜を掘削ノリコウ配とほぼ同じ5分コウ配としたため、土工的、応力的、水理的に有利であること。ただし、5分コウ配にこだわる必要はない。
5. 護岸天端に軽量ミゾ形鋼を使用し、かつボルトで固定するため、維持管理にあたっての歩行等が容易となり、また支柱の安定性および景観美にすぐれていること。(写真7,8参照)
6. 軽量鋼矢板は、数枚をジョイントさせた後組み込むため、作業能率がよいこと。
7. 水路幅は計画に合わせて調整が容易であること。
8. 軽量鋼矢板の離脱がないこと。

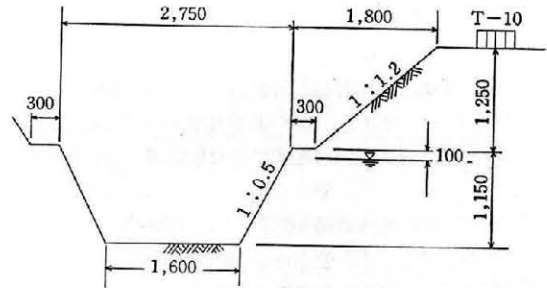


写真一七 布設完了の状況

(計算例)

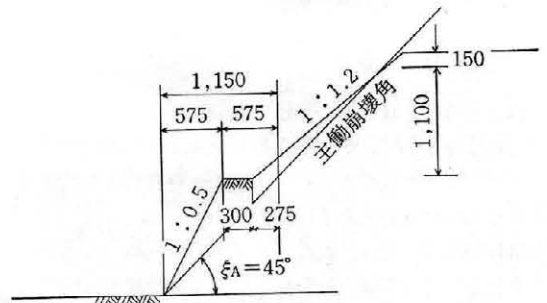
1. 条件

土質	粘性土
土の単位体積重量	$r = 1.7 \text{ t/m}^3$
	$r' = 1.0 \text{ t/m}^3$ (水中)
土の内部マサツ角	$\phi = 11^\circ 20'$
静止土圧係数	$K = 0.5$
上載荷重	T-10
鋼材の許容応力度(SS-41)	$\delta_a = 1,400 \text{ kg/cm}^2$



2. 荷重計算

2-1 盛土部土砂が構造的に作用する影響
主働崩壊角 $\xi_A = 45^\circ$



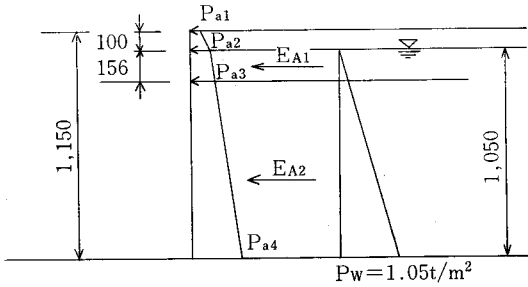
よって上図より換算等分荷重とする。

$$W = 0.275 \times 1.10 \times 1/2 \times 1.7 = 0.257 \text{ t/m}^2$$

$$q_w = 0.257/0.575$$

$$= 0.45 \text{ t/m}^2$$

2-2 土 圧



$$P_{a1} = K \cdot q_w = 0.5 \times 0.45 = 0.225 \text{ t/m}^2$$

$$P_{a2} = K(q_w + \Sigma rh) = 0.5(0.45 + 1.7 \times 0.10)$$

$$= 0.310 \text{ t/m}^2$$

$$P_{a3} = K(q_w + \Sigma rh) = 0.5(0.45 + 0.17 + 1.0 \times 0.156)$$

$$= 0.388 \text{ t/m}^2$$

$$P_{a4} = K(q_w + \Sigma rh) = 0.5(0.45 + 0.326 + 1.0 \times 0.894)$$

$$= 0.835 \text{ t/m}^2$$

$$P_{a3} + P_{w'} = P_0 \cdot 3' = 0.388 + 0.156 = 0.544 \text{ t/m}^2$$

$$P_{a4} + P_{w'} = P_{a4} = 0.835 + 1.05 = 1.885 \text{ t/m}^2$$

$$E_{A1} = (P_{a1} + P_{a2}) \cdot l_{1-2}/2 + (P_{a2} + P_{a3}') \cdot l_{2-3}/2$$

$$= (0.225 + 0.310) \times 0.10/2 + (0.310 + 0.544)$$

$$\times 0.156/2$$

$$= 0.093 \text{ t/m}$$

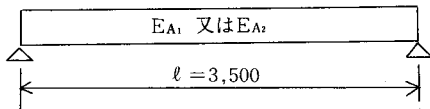
$$E_{A2} = (P_{a3}' + P_{a4}') \cdot l_{3-4}/2$$

$$= (0.544 + 1.885) \times 0.894/2$$

$$= 1.086 \text{ t/m}$$

3. 軽量鋼矢板断面の計算

矢板の取付支柱間隔 (ℓ) を 3.50m とし、単純バリとして曲げモーメントおよびせん断力を求める。



$$M_1 = E_{A1} \cdot l^2/8$$

$$= 0.093 \times 3.50^2/8 = 0.142 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$S_1 = E_{A1} \cdot l/2$$

$$= 0.093 \times 3.50/2 = 0.326 \text{ t/m}$$

$$M_2 = E_{A2} \cdot l^2/8$$

$$= 1.086 \times 3.50^2/8 = 1.663 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$S_2 = E_{A2} \cdot l/2$$

$$= 1.086 \times 3.50/2 = 1.901 \text{ t/m}$$

なお、 $(E_{A1} + E_{A2})$ が作用しても、 $\Sigma E_A = 1.179 \text{ t/m}$ であり、これの曲げモーメントおよびせん断力をそれぞれ M_o 、 S_o とすれば

$$M_o = \Sigma E_A \cdot l^2/8$$

$$= 1.179 \times 3.50^2/8 = 1.801 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$S_o = \Sigma E_A \cdot l/2$$

$$= 1.179 \times 3.50/2 = 2.063 \text{ t/m}$$

今、矢板として、矢板厚 $t = 5 \text{ mm}$ 、断面係数 $Z = 171 \text{ m}^3/\text{m}$ ($A = 82.53 \text{ cm}^2/\text{m}$) を使用すれば、断面応力度 σ および σt は

$$\sigma = M_o/Z$$

$$= 1.801 \times 10^5/171 = 1,053 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma\tau = S_o/A$$

$$= 2.063 \times 10^3/82.53 = 25 \text{ kg/cm}^2 < \sigma\tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$$

4. 軽量鋼矢板のたわみ量の計算

支柱間隔 $\ell = 3.50 \text{ m}$ を単純バリとしてたわみ量 δ を求めると

$$\delta = 5E_A \cdot l^4/384EI$$

$$\text{ここに } E: \text{鋼材の弾性係数} = 2.1 \times 10^8 \text{ kg/cm}^2$$

$$I: \text{鋼材の断面二次モーメント} = 636 \text{ cm}^4$$

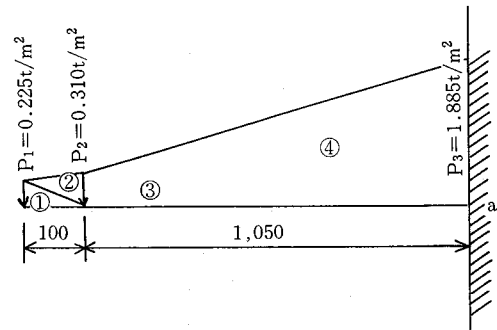
から

$$\delta = 5 \times 1.179 \times 10 \times 350^4/384 \times 2.1 \times 10^8 \times 636$$

$$= 1.72 \text{ cm}$$

5. 支柱の断面力の計算

支柱 (H形鋼) は a 点を支持点とする片持バリとして解く。



	$S_a \text{ t}\cdot\text{m}$	l_i	$M_a \text{ t}\cdot\text{m}$	$M_a \text{ t}\cdot\text{m}$
1	$0.225 \times 0.10 \times 1/2$	0.011	1.117	0.012
2	$0.310 \times 0.10 \times 1/2$	0.016	1.083	0.017
3	$0.310 \times 1.05 \times 1/2$	0.163	0.700	0.114
4	$1.885 \times 1.05 \times 1/2$	0.990	0.350	0.347
計		1.180		0.490

支柱間隔が $\ell = 3.50 \text{ m}$ であるから

$$M_A = M_A \cdot l$$

$$= 0.490 \times 3.50 = 1.715 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$S_A = S_A \cdot l$$

$$= 1.180 \times 3.5 = 4.130 \text{ t}\cdot\text{m}$$

今、支柱のH形鋼の大きさを H-125×125×6.5×9 ($A = 30.31 \text{ cm}^2$, $Z = 136 \text{ m}^3$) を使用すれば、断面応力度 σ は

$$\sigma = M_A/Z$$

$$= 1,715 \times 10^5 / 136 = 1,261 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

また、河床材に同じく H-125×6.5×9 (A=30.31cm²
Z=136cm³, i=5.29cm) を使用すれば、

$$M_A = 1.715 \cdot m, S_A = N = 4.130', \ell = 140 \text{ cm}$$

であり、

$$N/A \cdot \sigma_{ca} + M/Z \sigma_{sa} \leq 1$$

であればよい。

$$\text{ここに } \sigma_{sa} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca} = 1,400 - 8.4 (l/i - 20)$$

$$= 1,400 - 8.4 (140/5.29 - 20)$$

$$= 1,346 \text{ kg/cm}^2$$

よって

$$4.130 \times 10^3 / 30.31 \times 1.346 + 1.715 \times 10^5 / 136 \times 1.400$$

$$= 1.0 \leq 1.0$$

ok.

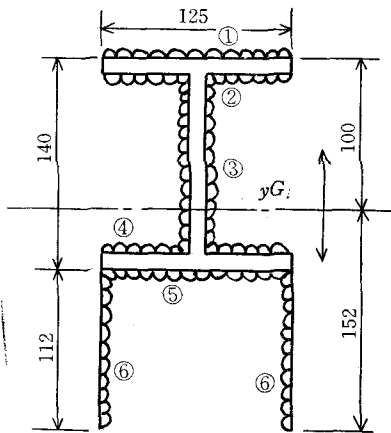
6. 接合部溶接の検討

接合部の M_A および S_A はそれぞれ

$$M_A = 1.715 \cdot m$$

$$S_A = 4.130'$$

であり、H形鋼の接合を溶接部脚長を 9mm、のど厚
6.36mm として下図により求めると次の通りである。



	A cm ²	yG _i cm	I _N cm ⁴	
			A · yG _i ²	I _o
1	7.95	10	795	0.3
2	6.68	9	541	0.2
3	15.26	3	137	183.2
4	6.68	3	60	0.2
5	7.95	4	127	0.3
6	13.48	10	1,348	198.5
計	58.0		3,008	383

$$A = 58.0 \text{ cm}^2$$

$$I_N = A \cdot yG_i^2 + I_o$$

$$= 3,008 + 383 = 3,391 \text{ cm}^4$$

故に $Z = I_N/y$

$$= 3,391 / 15.2 = 223 \text{ cm}^3$$

曲げ応力度 σ は

$$\sigma = M_A/Z$$

$$= 1,715 \times 10^5 / 223 = 769 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$$

せん断応力度 τ は

$$\tau = S_A/A$$

$$= 4.13 \times 10^3 / 58.0 = 71 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$$

合成応力度 σ_o は

$$\sigma_o = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}$$

$$= 772 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a' = 800 \text{ kg/cm}^2 \text{ ok.}$$

あとがき

以上本工法の概要と計算例を示したものであるが、写真で明らかのように、MD工法は試作品を製作後、既に昭和53年度において、地盤沈下対策事業新潟地区（白根郷）の玄長掘下法で実施済みである。

コンクリート柵渠に比較して、請負者の不慣れ等もあり若干施工に手間どっているきらいもあるが、施工段取り等の工夫と慣れにより除々に施工能率もあがるものと確信している。

ただし、5分の側壁より3分の側壁が施工し易く、さらに直の側壁にした方が好ましいのではないかと考えられ、これは今後の検討を要する点である。

本工法の普及により排水事業の初期の目的を達しかつそれが経済的で維持管理上においても効果的であると判断され、いささかでも土地改良施設の維持管理者によるこばれば幸いである。

終わりに、本工法の検討にあたり種々御協力をいただいた日鉄建材株式会社新潟営業所、住金鋼材株式会社新潟営業所、株式会社梨本鉄工所並びに有限会社西村組に対し、厚く感謝の意を表します。

参考文献

1. 軽量鋼矢板設計施工マニュアル：社団法人鋼材倶楽部（昭和50年4月）
2. 軟弱地盤における矢板護岸の変位について：新堀公治、乙川清（第35回農業土木学会京都支部研究発表会）
3. 軽量鋼矢板護岸工における水抜工のたわみ抑制効果について：小野英雄（第34回農業土木学会京都支部研究発表会）

朝霞水路基礎工の設計

保 崎 彰 吾*

目 次

はじめに.....(49)	4. 3 杭軸方向の検討.....(52)
1. 改築する施設の概要.....(49)	4. 4 杭の負の周面摩擦力.....(53)
2. 地形地質概要.....(50)	4. 5 軸直角方向の検討.....(54)
3. 鋼管杭の採用.....(51)	4. 6 杭反力および底版変位の計算.....(54)
4. 杭の設計.....(51)	4. 7 杭本体の設計.....(55)
4. 1 設計条件.....(51)	4. 8 杭頭部と底版の結合部.....(56)
4. 2 底版下面に働く荷重.....(51)	おわりに.....(57)

はじめに

朝霞水路は昭和39年10月に完成し利根大堰・武蔵水路・秋ヶ瀬取水堰とあいまって、東京都の都市用水の約41%（毎秒30.61m³）をまかなうとともに、汚濁された隅田川を浄化させるための用水毎秒23.4m³を導水する重要な施設となっている。

しかしながら、埼玉県南地域は近年の都市化現象と工場の進出によって地下水の大量な汲み上げで著しい地盤沈下が生じた。朝霞水路周辺でも沈下量は最大1m程度におよび水路の損傷が著しく、今後の通水に支障をきたすおそれが生じた。このため、昭和47年頃から補修を行ってきたが、都市用水を通水しているため、抜本的な補修ができない現状にある。しかし、水路の損傷の状態は早急かつ抜本的な修復を必要としているため、新たに水路を築造することとなった。

新設する水路の基礎工は、朝霞水路基礎工法検討委員会での検討の結果、取水口、樋管、分水工部を杭基礎とし、これを結ぶ水路は直接基礎とする。杭基礎と直接基礎との移行部基礎を地盤改良工法（サンドコンパクションパイル）とし、また中間砂層の地震時における液状化対策としてサンドドレーンを採用すると結論が出された。

これに対し、

- ① 地質調査が進むにつれて将来地盤沈下量は10~50cm以下と推定されること。（計画当初1.0~1.50cm程度）
- ② 液状化対策の地盤改良の必要用地幅（水路横断方向30m）の確保が困難なこと。
- ③ 地盤改良工事に伴う騒音・振動について地元から

厳しい要望が出ており、施工の困難性が予想されること。

- ④ 本水路は今後、関東地方に予想される大地震に対しても十分安全度の高い施設であることが要求されること。

など考慮した再検討の結果は、水路全線にわたり杭基礎とした。

1. 改築する施設の概要

(1) 取水口

取水量 40m³/sec
 取水位 T. P. 2.80m
 幅員 48.40m
 基礎工 鋼管杭 φ600
 門扉 幅6.0m×高3.68m×6門

(2) 堤内堤外水路

通水形式 サイフォン（平均土被り4m）
 構造 鉄筋コンクリート函渠
 水路断面 幅4.50m×高4.50m×2連
 基礎工 鋼管杭 φ600
 延長 堤内1,088m
 堤外 384m

(3) 堤防横断樋管

構造 鉄筋コンクリート
 水路断面 幅4.50m×高4.50m×2連
 基礎工 鋼管杭 φ600
 延長 125m
 主門扉 幅4.50m×高4.50m×2門
 副 “ 同上

(4) 分水工

制水門柱 3カ所

* 水資源開発公団本社第2工務部（元朝霞水路建設部）

門 扉 幅4.50m×高4.50m×2門×2カ所
幅3.50m×高3.50m×2門×1カ所
基礎工 鋼管杭 φ600

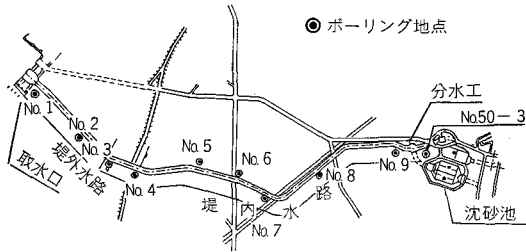


図1-1 朝霞水路一般計画平面図

2. 地形地質概要

本水路は、埼玉県志木市東部・荒川にかかる秋ヶ瀬橋の西側に位置する。路線の全延長は約1.6kmである。

図2-1は埼玉県東南部の地形面区分図である。即ち、本水路付近の地形は、西部のロームが厚く堆積する標高 T. P. +20~100m の武蔵野台地、北西から荒川沿いにかけて沖積の軟弱粘性土層が厚く堆積する標高 T. P. ±0~10m の荒川低地、更に北部のロームを堆積す

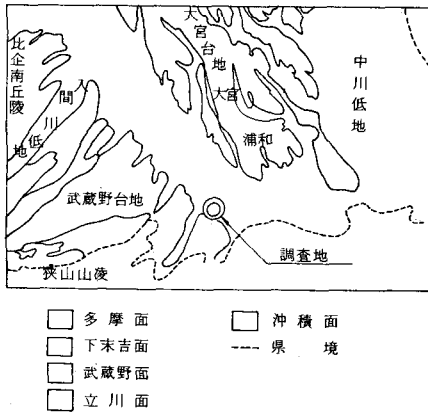


図2-1 埼玉県東南部の地形面区分図

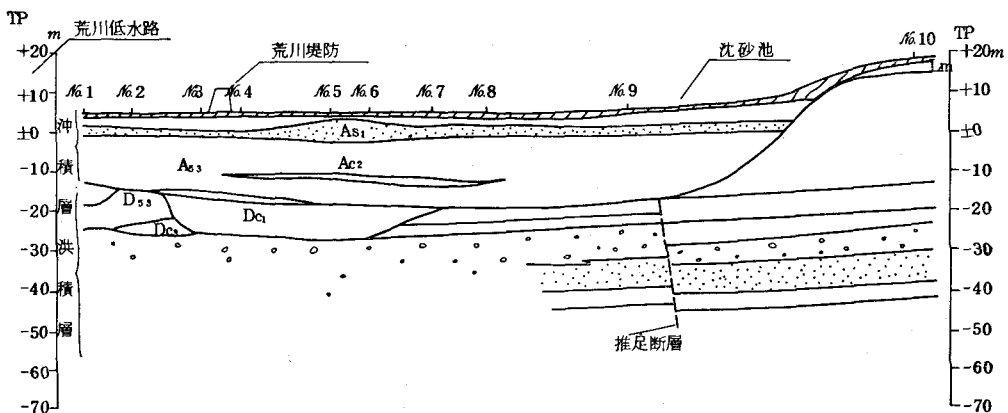


図2-2 地層、断面模式図

る標高 T. P. +15~20m の大宮台地に分けられる。このような地形区分のうち、今回の調査地点 No. 1~No. 9 地点にかけては荒川低地に、No. 10 地点は武蔵野台地に位置する。さらに調査地点 No. 1~No. 9 が位置する荒川低地には自然堤防が発達している。(図2-1)

調査結果を見ても上部砂層は自然堤防地帯に位置する No. 5, No. 6 地点が他の地点よりも厚くなっている。

一方、本水路付近の地盤の地層層序は地質柱状図および地質想定断面図から図2-2に示すような模式図を得た。図から、No. 1~No. 9 地点にかけての沖積面では層厚 0.15~2.20m の表土層の下位に、沖積層が 15~30m の層厚を有しており、更に今回調査深度(約70m)までは洪積層が続いている。更に、沖積層は上位より、上部粘性土層 (Ac1), 上部砂質土層 (As1), 下部粘性土層 (Ac2) に分けられ、Ac2 層の中部および下部に薄い砂質土層 (As2, As3) を部分的に挟む。このうち、下部粘性土層 (Ac2) は層厚 10~15m 程度の厚い軟弱層となっている。沖積層の下位に堆積する洪積層は上位より、粘性土層、砂質土層、砂礫層などであるが、連続性は良くない。

一方 No. 10 は台地上に位置し、上位より表土、層厚 4.70m のローム、更に凝灰質シルトを挟んだ後、砂礫、砂および粘土が交互に堆積している。

また、荒川沿いには活断層があるとされており、この活断層が本水路を通ることも予想される。今回ボーリングを行った No. 9, No. 10 の地層層序および既存のボーリング資料をもとに、この路線に沿った地質想定断面図を描いた。このうち T. P. -40m 付近に堆積する粘土層およびこの層を挟む上下の地層に着目し、その傾度を一定と仮定すれば、図に示したような断層を推定することも可能である。即ち、断層が路線を通過する位置は、No. 9~No. 50-3 地点間であり、その落差は約3mである。また、この図と路線の方向からわかるように、この断面は南西下がり、荒川活断層が走向 N50°W 変位の向き(隆起側)北東という事実と一致する。

3. 鋼管杭の採用

本水路は全長にわたり杭基礎である。平均土被りは4 mと上載土荷重が大きく、杭にかかる鉛直力を少しでも少なくするため、水路函体の軽量化をはかった。

本地区は関東大震災の震害も他地区に比べて多く、また函体上層をおおうこととなる上部砂層が液状化し、井戸より吹き出した記録もあることから、杭の設計は水平方向についても考慮した。

基礎工の選択は、安全性、経済性だけでなく、杭の数量が莫大となるため、品質管理の容易さ、杭頭が地盤より9 m打ち下げられることなど施工の確実性、および市街地での工事であるから、騒音・振動などの制約なども考慮して、種々検討した結果、鋼管杭基礎とした。

4. 杭の設計

4.1 設計条件

杭の設計は、道路橋下部構造設計指針、くい基礎の設計篇、ケーソン基礎の設計篇、道路橋耐震設計指針を適用した。

水路上面 完成後 公道予定

設計震度 $K_H=0.3$ (本水路は、水道施設であるので、設計震度は、水道施設基準に従う)

$$K_v=0.0$$

土 圧 クーロンの土圧公式

土の内部摩擦角

$$\text{砂質シルト } \phi=15^\circ$$

粘着力 $C=1.30+0.22Z \text{ t/m}^2$

$Z=G \cdot L$ からの深度

材料強度 コンクリート $\sigma_{ca}=210\text{kg/cm}^2$

鉄筋 (SD30) $\sigma_{sa}=1,600\text{kg/cm}^2$

鋼管杭 (STK41)

$$\sigma_{sa}=1,400\text{kg/cm}^2$$

$$\tau_{sa}=800\text{kg/cm}^2$$

杭に作用する荷重は下記のケースにつき行った。

- 1) 地下水位田面 浮力なし 水路内室
- 2) 地下水位田面 " 水路内満水
- 3) 地下水位G.L-4.6m 浮力あり 水路内満水
- 4) 地下水位田面 " 水路内満水

ケース1), 2)は短期扱いとして許容力を5割増し, 3), 4)は長期扱いとして検討した結果は、ケース3)が、最も危険であった。以上はケースについて述べる。

4.2 底版下面に働く荷重

- 1) 鉛直荷重
- 2) 地震時水平力

以下に示す上載土および浮力、活荷重を除き鉛直荷重に水平震度を乗じた値とする。

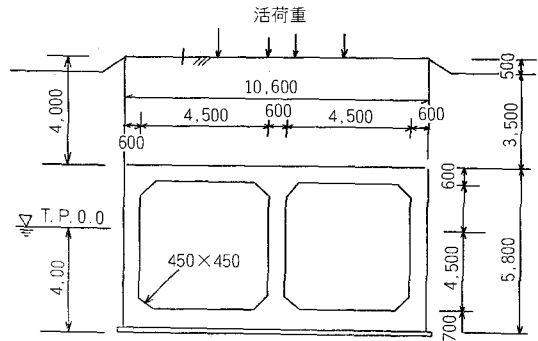


図4-1 水路断面図

表4-1

区 分	鉛 直 力	水 平 力
活 荷 重	3.13	—
上 載 "	77.76	23.32
函 体	59.97	17.99
内 水 重	39.69	11.91
浮 力	⊖43.20	—
受 働 土 圧	—	⊖31.00
合 計	137.35	22.22

函体の安定計算

$$e = x_G - \Sigma M / \Sigma V$$

$$= 10.8/2 - 4.84 = 0.56\text{m}$$

上載土にえる水平力

上載土荷重が、頂版に作用するものとする。作用高は頂版とする。

$$H_{vt} = 4.00 \times 10.8 \times 1.80 \times 0.3 = 23.32 \text{ t/m}$$

$$y = 5.8\text{m}$$

3) 受働土圧

地震時、函体の移動を許容し、側面受働土圧を考慮する。

砂混りシルト $r_t' = 0.60 \text{ t/m}^2$ (安全側となるため水中扱いとする)

内部摩擦角 $\phi = 15^\circ$

地震時受働土圧係数 $K_{EP} = 1.10$

粘着力 $C = (1.30 + 0.22Z)\alpha$

$$\bar{Z} = (3.5 + 9.3)/2 = 6.40\text{m}$$

$$\alpha = \text{地震時テイ減 } 0.7$$

$$\bar{C} = 1.90\text{t/m}^2$$

受働土圧 $P_{P2} = [(1 + K_u) \cdot r \cdot Z \cdot K_{EP}$

$$+ 2 \cdot \bar{C} \cdot \sqrt{K_{EP}}] \cdot \beta$$

$$\beta: \text{地震時安全率 } 1/1.5$$

$$\Sigma P_P = [(P_{P3.5} + P_{P9.3}) \cdot 5.80/2] \times 1/1.5$$

$$= 31 \text{ t/m}$$

地震時、函体底面に作用する水平力は、受働土圧 31 t/m を減じた値となる。

4.3 杭軸方向の検討

地盤条件から杭は、洪積砂礫層を支持層とする支持杭とする。杭は支持層に径の3～5倍程度打込むものとする。

地盤から決まる杭の支持力は静力学公式または載荷試験から得られた値に、安全率を除いた値である。ここでは静力学公式にて求める。

杭軸方向許容支持力 (R_a)

$$R_a = \frac{1}{n}(R_u - W_s) + W_s - W$$

n : 安全率……常時3, 地震時2

R_u : 地盤から決まる, 杭の極限支持力 (t)

W_s : 杭で置き換えられる部分の有効重量 (t)

W : 杭および杭内部の土砂の有効重量 (t)

極限支持力 (R_u)

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum f_i \cdot l_i$$

A : 杭先端面積 (m²)

q_d : 杭先端で支持する単位面積当り極限支持力度 (t/m²)

U : 杭の周長 (m)

l_i : 周面摩擦力を考慮する層厚 (m)

f_i : " " 層の最大周面摩擦力度 (t/m²)

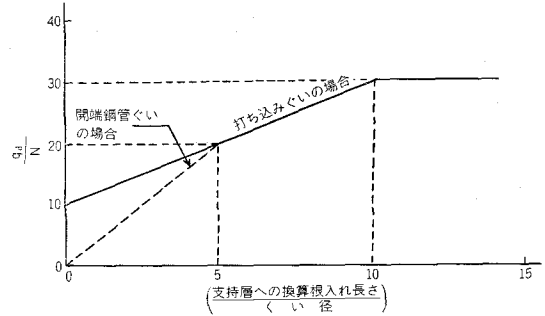


図4-2 くい先端地盤の極限支持力度 (q_d)の算定図

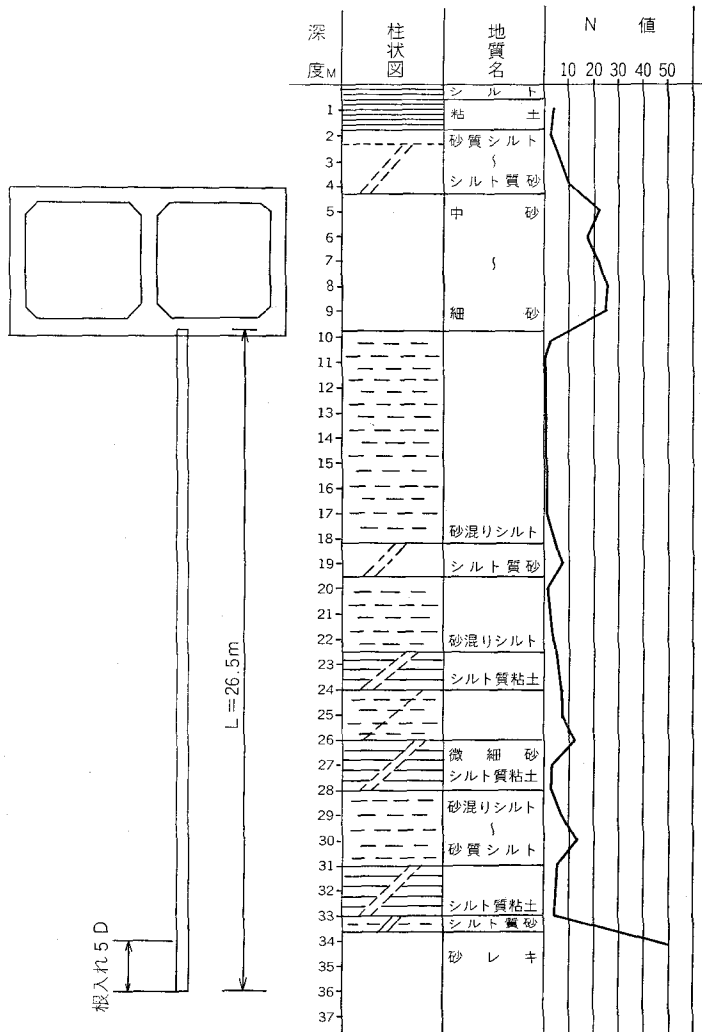


図4-3 地質図

表4-2 周面摩擦力度
(単位: t/m²)

くいの種類 地盤の種類	既製ぐい 場所打ちぐい	
	既製ぐい	場所打ちぐい
砂質土	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
粘性土	C または $N(\leq 12)$	$\frac{C}{2}$ または $\frac{N}{2}(\leq 12)$

許容支持力の算定

杭根入率5とすれば図4-3から $N/qa=20$, 杭先端平均N値40, 杭周面平均摩擦力 $f_i=2.0$ t/m², 計算杭長 $l=20.0$ m, 杭径60cmとして, R_u を算定する。

$$R_u = 20 \times 40\pi D^2/4 + \pi \cdot D \times 2.0 \times 20$$

$$= 301.6 \text{ t}$$

$$W_s = 6.5, W = 9.6$$

$$\therefore R_a = 1/n(301.6 - 6.5) + 6.5 - 9.6$$

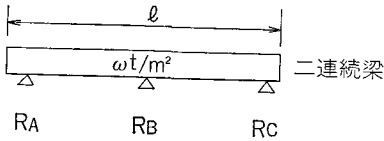
杭軸方向許容支持力 常時 $n=3$ 95.2 t/本

短期 $n=2$ 145 t/本

鉛直力から求められる杭の配置

本水路の底床版は薄いため, 杭の横断配置は押抜き剪断に対し有利なように壁に出来るだけ近づけ, 床版中央近くには配置しないこととした。また, 杭にかかる反力が均等になるよう3列配置, 4列配置について比較検討を行った。(図4-4)

1 函体の長さを18mとした場合, 表4-3から杭本数は28本となり, その配置は図4-5となる。

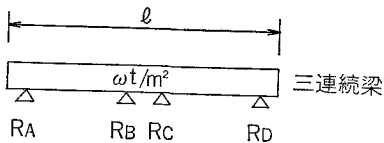


$$R_A = R_C = 0.188\omega l$$

$$R_B = 0.625\omega l$$

$$R_A = R_B/3.33$$

杭の3列配置



$$R_A = R_D = 0.239\omega l$$

$$R_B = R_C = 0.261\omega l$$

$$R_A = R_B/1.092$$

杭の4列配置

図4-4 杭配置の検討

表4-3 杭反力の計算

配列	杭本数	杭反力				R_a	判定
		杭間隔	wl	R_A	R_B		
3列	本24	m 2.25	t 309.0	t 58.1	t 193.1	t 95.2	NO
	列27	2.00	274.7	51.6	171.7	〃	NO
4列	24	3.00	412.1	98.5	107.6	〃	NO
	列28	2.60	357.1	85.3	93.2	〃	OK

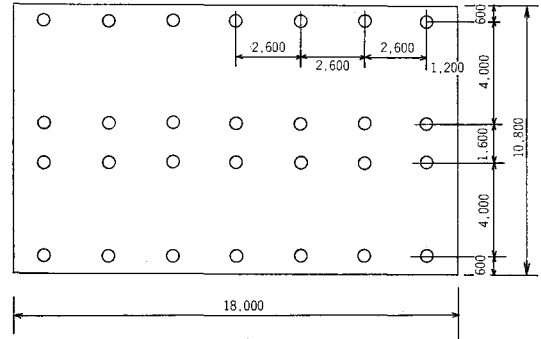


図4-5 杭の配置

4.4 杭の負の周面摩擦力

本地区は圧密沈下が予想されるため, 杭周面に下向きに働く負の周面摩擦力を考慮する。

(i) 杭体応力の検討

$$(F_1, F_2 \text{ のうち小さい値}) \leq \sigma_y \cdot A_p$$

ここに

$$F_1 = 1.2 (R_o + R_n f) \quad (t)$$

$$F_2 = 1.2 R_u \quad (t)$$

R_o = 杭頭に加えられる死荷重による杭頭荷重 (t)

$R_n f$ = 負の周面摩擦力, 杭周辺および函体側面に働く最大周面摩擦力の和。(t)

R_u = 圧密層よりFの地盤による杭の極限支持力 (t)

σ_y = 杭材料の降伏応力度 (t/m²)

A_p = 杭の純断面積 (m²)

ここで, 周辺摩擦力 $f_i=3.0$ とする。圧密する層の長さを20mとする。

$$R_n f = \pi D \sum l_i f_i + 2 \cdot L \cdot H \cdot f_i / n$$

$$= \pi \times 0.60 \times 20 \times 3.0 + 2 \times 18.0 \times 5.8 \times 3.0 / 28$$

$$= 157.8 \text{ t}$$

$$R_o = 91.1 \text{ t} \text{ (活荷重を除いた杭頭反力)}$$

$$\therefore F_1 = 1.2 (R_n f + R_o)$$

$$= 298.7 \text{ t}$$

R_u は杭周辺摩擦力を無視し, 杭先端支持力のみとする。

$$R_u = q_d \cdot A = 226.2 \text{ t}$$

$$F_2 = 1.2R_u = 271.4^t$$

$$F_1 > F_2$$

鋼管肉厚 $t = 9 \text{ mm}$ 腐食代 2 mm とすれば

$$A_p = 129.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{STK41の } \sigma_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2 = 24,000 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_y \cdot A_p = 311^t > 271.4^t \quad \text{o. k}$$

4.5 軸直角方向の検討

軸直角方向力を受ける杭は、杭体応力と杭頭変位量がそれぞれ許容応力度および許容変位をこえないよう設計しなければならない。

本水路の継手は変位を許容する構造となっているため杭頭変位量を規制しない。このため鉛直荷重にて配置した杭が最小肉厚で許容値以内に入るか否かについて検討した。計算の目安として許容変位量 3 cm をとした。

杭の設計地盤

杭の設計地盤は水路底版の下面とする。

杭軸直角方向許容支持力の算定

使用する杭の諸元

鋼管杭 $\phi 600 \times 9$, 腐食代 2 mm とすれば,

$$A = \pi/4(59.6^2 - 58.2^2) = 129.5 \text{ cm}^2$$

$$I = \pi/64(59.6^4 - 58.2^4) = 5.62 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$EI = 1.18 \times 10^{11} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

横方向地盤反力係数

横方向地盤反力係数は水平載荷試験による荷重と変位の関係から求めるか地盤調査結果に基づいて推定することになっている。ここでは、地盤調査結果から求める。

$$K = K_0 \cdot y^{-1/2}$$

K : 横方向地盤反力係数で常時、地震時とも同じ値を用いる。(kg/cm³)

K_0 : 設計地盤面の変位量を 1 cm とした時の地盤反力係数で次式による。

$$K_0 = \alpha E_0 D^{-3/4} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

E_0 : 土質試験結果から得られる地盤の変形係数

$$E_0 = 20 \text{ kg/cm}^2$$

α : E_0 の求め方に対応する表 4.4 に示す係数
杭の水平抵抗に關与する地盤として、設計地盤面から $1/\beta$ 程度までを考える。

y : 設計地盤面の常時の基準変位量 cm

表 4-4 E_0 と α の関係

地盤の変形係数 E_0 (kg/cm ²)	α
ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数	0.8
一軸または三圧軸縮試験から求めた変形係数	0.8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 28N$ で推定した変形係数	0.2

許容水平支持力

許容水平支持力は次式による。

$$H_a = \frac{KD}{\beta} \delta_a$$

H_a : 基準変位量から押えられる杭軸直角方向許容支持力 kg

K : 横方向地盤反力係数 kg/cm^3

D : 杭径 cm

EI : 杭の曲げ剛性 $\text{kg} \cdot \text{cm}^2$

$$\beta: \beta = \sqrt{KD/4EI} \quad \text{cm}^{-1}$$

δ_a : 基準変位量 cm

これから、 $E_0 = 20$, $y = 1 \text{ cm}$ とすれば

$$K = \alpha E_0 D^{-3/4} \cdot y^{-1/2} = 0.7 \text{ kg/cm}^3$$

$$\beta = \sqrt{KD/4EI} = 0.00307 \text{ cm}^{-1}$$

基準変位量 $\delta_a = 1.5 \text{ cm}$ とする ($< 3 \text{ cm}$)

$$H_a = KD/\beta \cdot \delta_a = 20.6 \text{ t/本}$$

4.6 杭反力および底版変位の計算

鉛直杭のみからなる場合の簡略法による方法にて杭の反力および底版変位を算出する。

簡略法における計算上の仮定は次のとおりである。

- 底版は剛体と考え、杭頭群の図心を中心として回転する。
- 杭の鉛直反力は底版底面の鉛直変位に比例して生ずる。
- 杭の水平反力は、杭軸直角方向バネ定数の比に分配される。
- 杭軸方向バネ定数 K_u は、各杭とも一定とする。

$$P_{Ni} = V_o/n + M_o + 1/2 \lambda H_o / \sum x_i^2 \times x_i$$

$$P_{Hi} = H_o/n$$

$$M_{ii} = -1/2 \cdot \lambda \cdot P_{Hi}$$

$$\delta_x = H_o/n \cdot K_1 = H_o/n \cdot \beta/KD$$

$$\delta_y = V_o/n \cdot K_u$$

$$\alpha = \frac{M_o + 1/2 \lambda H_o}{K_u \sum x_i^2}$$

P_{Ni} : i 番目の杭の杭軸方向力 t

P_{Hi} : " 杭軸直角方向力 t

M_{ii} : " 杭頭に作用する外力としてのモーメント $t \cdot m$

δ_x : 水路底版の水平変位 m

δ_y : " 鉛直変位 m

α : 水路底版の回転角 rad

V_o : " " 底面より上に作用する鉛直荷重 t

H_o : " " " 水平荷重 t

M_o : " " 下面の杭群の図心での外力のモーメント $t \cdot m$

$$\lambda: \lambda = 1/\beta \quad m$$

n : 杭の総本数

x_i : 杭群の図心より i 番目の杭までの水平距離 m

K_1 : 表 4.5 で与えられるバネ係数 t/m

表 4-5 くい軸直角方向バネ係数

	くい頭剛結		くい頭ヒンジ	
	$h \neq 0$	$h = 0$	$h \neq 0$	$h = 0$
K_1	$\frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$	$4EI\beta^3$	$\frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5}$	$2EI\beta^3$
K_2, K^3	$K_1 \cdot \frac{\lambda}{2}$	$2EI\beta^2$	0	0
K_4	$\frac{4EI\beta}{1+\beta h} \cdot \frac{(1+\beta h)^3+0.5}{(1+\beta h)^3+2}$	$2EI\beta$	0	0

ここに、

$$\beta: \text{くいの特性値} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1})$$

$$\lambda: h + \frac{1}{\beta} \quad (\text{m})$$

k : 横方向地盤反力係数* (t/m^3)

D : くい径 (m)

EI : くいの曲げ剛性 ($\text{t} \cdot \text{m}^2$)

h : くいの設計地盤面から上の部分のくい軸方向の長さ (m)

注) * k が kg/cm^3 で求められている場合は 100 倍すればよい。

表 4-6 簡略法にて求めた杭反力

	単 位	計 算 値	備 考
杭 径 D	mm	600	活荷重除く
横方向地盤反力係数K	kg/cm^3	0.7	
断面二次モーメント I	cm^4	5.62×10^4	
弾 性 係 数 E	kg/cm^3	2.1×10^6	
V_o	t	2,416	
H_o	t	400	
e	m	0.56	
$M_o = V_o e$	$\text{t} \cdot \text{m}$	1,353	
$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}}$	m^{-1}	0.307	
$\lambda = 1/\beta$	m	3,257	
$1/2 \cdot \lambda \cdot H_o$	t	651.4	
$I_x = \sum xi^2$	$\text{本} \cdot \text{m}^2$	331.5	
n	本	28	
① V_o/n	$\text{t}/\text{本}$	86.3	
② $\frac{M_o + 1/2 \cdot \lambda \cdot H_o}{I_x}$	t/m	6.05	
③ $x = 4.8$	m	29.0	
② $\times \chi i$	$x = -4.8 \text{m}$	m	-29.0
① + ③	q_{max}	t	115.3
	q_{min}	t	57.3

$\frac{H_o}{n}$	t	14.3
杭頭モーメント $M = \frac{H_o/n}{2\beta}$	$\text{t} \cdot \text{m}$	23.3

許容支持力 鉛直地震時 145t/本
水平 " 20.6t/本

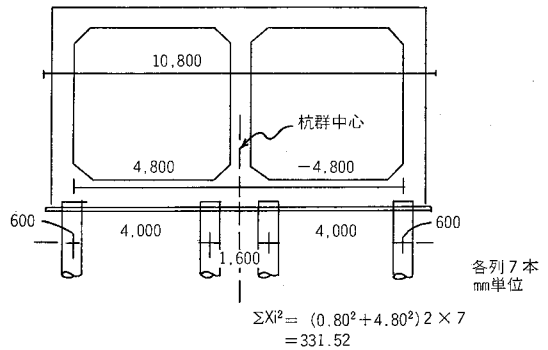


図 4-6

杭反力は表 4.6 のとおりである。

底版変位量

$$\sigma_x = H_o \beta / KD = 6.8 \times 0.307 / 700 \times 0.60 = 0.005 \text{m}$$

なお、参考までに杭径 $\phi 609.6 \text{mm}$, $t = 9.5 \text{mm}$ の場合について、変位法にて算出した結果を表 4.7 に示す。

4.7 杭本体の設計

杭頭剛結として、簡略法に示得られた軸力、曲げモーメントから杭体に生じる応力度が許容応力度内にあるか検討する。

表 4-7 変位法にて求めた杭反力

杭番号	P_{Ni} (t)	P_{Hi} (t)	M (t·m)	X方向 変位	Y方向 変位	備考
1	115.0	14.3	22.42	1.07cm	0.71cm	$\phi 609.6$
2	91.1	"	"	1.07	0.56	$t = 9.5$
3	81.5	"	"	1.07	0.50	
4	57.6	"	"	1.07	0.36	

軸方向バネ係数

$$kV = \alpha \cdot Ap \cdot E \cdot p / l = 162 \text{ t/cm}$$

杭に生じる応力

$$A : \text{杭の断面積} \quad 129.5 \text{ cm}^2$$

$$Z : \text{杭の断面係数} \quad 1,890 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{\pm 4.8} = P/A \pm M/Z$$

$$= 1.153 \times 10^5 / 129.5 \pm 23.3 \times 10^5 / 1,890$$

$$= 2,123 \text{ kg/cm}^2$$

$$-343 \quad "$$

$$\sigma_{-4.8} = 0.573 \times 10^5 / 129.5 \pm 23.3 \times 10^5 / 1,890$$

$$= 1,675$$

$$-790$$

杭体応力が許容値を少々上まわっている。本設計では今後の問題点となるが、実際は、 $G.L-9.00\text{m}$ における水平載荷試験の結果、 $K=1.90 \text{ kg/cm}^2$ が得られ $\sigma_{\pm 4.8} = 1.840 \text{ kg/cm}^2$ となっている。

杭の継手位置

杭全長 $l = 27\text{m}$ であるので、下杭 15m, 上杭 12m とする。なお、たわみ角 0 となる深さは $\pi/\beta = 10.2\text{m}$ である。

4.8 杭頭部と底版の結合部

杭頭の接合方法は剛結合とする。底版が薄いので、フーチング内への埋込み長を小さくし、鉄筋で補強する方法（道路橋下部構造設計指針くい基礎の設計編による方法B）にする。

底版コンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = P/\pi D^2/4 \leq \sigma_{ca}$$

P : 杭の鉛直反力 kg

D : 杭径 cm

$$\text{常時 } \sigma_{cv} = 93.2 \times 10^3 / 2,827 = 33 < 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{地震時 } \sigma_{cv} = 115.3 \times 10^3 / 2,827 = 41 < 90 \quad "$$

底版コンクリートの押抜き剪断応力度

$$\tau = P/\pi (D+h_1) h_2$$

h_1 : 杭頭より底版上面までの距離 (cm)

$$h_1 = 70 - 10 = 60 \text{ cm}$$

h_2 : 十字補強板の高さ 30cm

$$\text{常時 } \tau = 93.2 \times 10^3 / \pi (60+60) 30$$

$$= 8.2 < 8.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{地震時 } \tau = 115.3 \times 10^3 / \pi (60+60) 30$$

$$= 10.2 < 12.8 \text{ kg/cm}^2$$

フタ板と十字補強板

フタ板厚, 補強板厚 $t_1 = t_2 = 22\text{mm}$

底版端部の杭の水平方向の押抜き剪断応力度

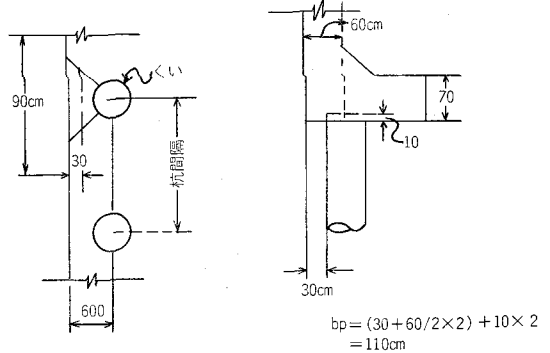


図 4-7 端部杭位置

$$\tau_p = H/b_p \cdot d \leq \tau_a$$

H : 水平力

b_p : 荷重分布範囲の周長 110cm

d : 底版の有効高 30cm

$$\tau_p = 14.3 \times 10^3 / 110 \times 30 = 4.3 < 12.8 \text{ kg/cm}^2$$

底版コンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = H/D \cdot l$$

l : 杭の埋込み長 10cm

$$\sigma_{ch} = 14.3 \times 10^3 / 60 \times 10 = 24 < 90 \text{ kg/cm}^2$$

仮想鉄筋コンクリート断面の応力度

杭の押込力 $P = 57.3\text{t}$, $M = 23.3\text{t}\cdot\text{m}$ の時、最も危険であるのでこの場合について計算する。なお、鉄筋計算はノモグラムを用いて行った。

$$\text{図 4.8 から } r'/r = 30/37.5 = 0.8$$

$$e = M/N = 23.3/57.3 = 0.41$$

$$p = 0.010 \text{ の場合}$$

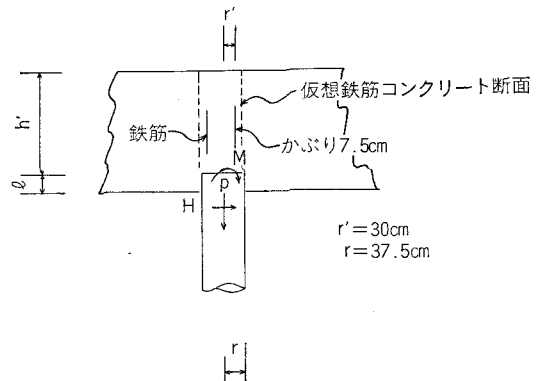


図 4-8 仮想鉄筋断面

$$\sigma_c = q6 < 70 \times 1.5 = 105 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1,800 < 1,600 \times 1.5 = 2,400 \text{ kg/cm}^2$$

以上から必要鉄筋量 A_s は

$$A_s = 37.5^2 \pi \times 0.010 = 44.2 \text{ cm}^2$$

$$D29-7 \text{ 本 } A_s = 45.0 > 44.2$$

杭頭に使用する鉄筋

D29 7本

溶接長 $l_o = 10 \text{ cm}$

// 脚長 $\lambda = 10 \text{ mm}$

定着長 $L = 60$

とすれば

鉄筋の定着長

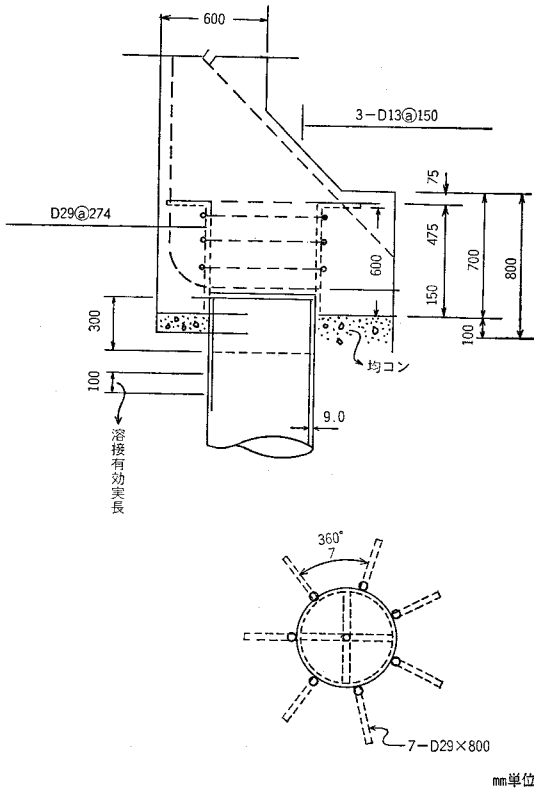


図4-9 杭頭処理

(1) 溶接部の剪断応力度 (τ_s)

$$\tau_s = \frac{\sigma_{sa} \cdot A_s t}{1.4 \lambda l_o} \leq \tau_{sa}$$

(2) 鉄筋の定着長 (L_o)

$$L_o = \frac{\sigma_{sa} \cdot A_s t}{\tau_{oa} \cdot U}$$

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 1,600 kg/cm²

$A_s t$: 鉄筋の断面積

τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力度

$$\tau_{oa} = 15 \times 1.5 = 22.5 \text{ kg/cm}^2$$

U : 鉄筋周長 cm

から, τ_s , L_o を求める

$$\begin{aligned} \tau_s &= 1,600 \times 6,424 / 1.4 \times 1.0 \times 10 \\ &= 734 < 800 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$L_o = 1,600 \times 6,424 / 22.5 \times 9.0 = 51 < 60 \text{ cm}$$

おわりに

以上、朝霞水路の基礎工の設計について記述したが、若干問題があった。これらの点は、その後、鉛直、水平載荷試験などを行い基礎の安全性について確認が得られている。また、杭頭処理については模型を数体作成し、耐力試験を行い、設計とは異った結果となっている。これについては、機会があればいずれ報告したい。

参考文献

- 1) 土質基礎工学会編、土質基礎工学ライブラリー「鋼グイ」
- 2) 鋼管杭協会「鋼ぐい、その設計と施工」
- 3) 日本道路協会「道路橋下部構造設計指針、同解説」
くい基礎の設計篇
ケーソン基礎の設計篇
- 4) 日本道路協会「道路橋耐震設計指針、同解説」
- 5) 水資源開発公団 朝霞水路建設所「朝霞水路地質調査報告書」
- 6) 水資源開発公団 朝霞水路建設所「朝霞水路函体標準設計および合流工実施設計報告書」

温水取水装置の表層取水特性に関する研究

上 田 幸 彦* 荻 原 国 宏**

目 次

1. はじめに……………(58)	5. 限界取水量……………(61)
2. 相似律……………(58)	6. 結 論……………(63)
3. 実験装置および実験方法……………(58)	7. あとがき……………(63)
4. 実験結果……………(59)	

1. はじめに

農業用貯水池においては、水稻の冷水害を防止するために、特に性能の優れた温水取水装置の付設を要求されることが多く、古くからいろいろなタイプの取水装置が数多く考案され実用化されてきた。

しかしながら、取水条件や呑口部の形状などと取水性能とのかかわりあいについては、まだ解明されていない点が多い。

また、これまでに報告されている限界取水量は、密度2成層場において適用できる算定式であり¹⁾実際の貯水池内に形成されるような密度成層場^{2),3)}すなわち表層付近が一樣密度勾配に近い場合の限界取水量を与える算定式についての報告例は極めて少ない⁴⁾。

このようなことから、筆者は、まず成層型貯水池内に設置されたシリンダ式温水取水装置において、呑口部の形状、取水量、呑口取水深、呑口流入流速、躍層水深、ダム壁面および取水塔などが温水取水性能に与える影響を把握するために、池内表層付近が一樣密度勾配に近い場合の温度密度流による広範なる実験を行い、さらに池内鉛直水温分布、取水量、呑口取水深および取水温度などの現地観測データをもとに、必要とされる取水温度を得るための限界取水量に関する検討を行った。本報告は、その一部を紹介するものであり、温水取水装置を計画する上において参考になれば幸である。

2. 相 似 律

密度流に関する水理模型実験では、通常内部フルード数と呼ばれる無次元量 F_i を実物と模型の間で一致させることが必要となる。

内部フルード数 F_i は

$$F_i = v / \sqrt{\varepsilon g h}$$

ここに、 v : 流速

ε : 相対密度差 = $\Delta\rho/\rho$

g : 重力加速度

h : 流動層厚

で表わされるから、相対密度差を実物と模型の間で一致させれば、 h と v など他の諸元はフルードの相似律に従えばよいわけである。

しかし、内部フルード数を使用する場合に注意すべきことは、この無次元量だけでは、水温分布による密度流と塩分あるいは他の物質による密度流の区別ができない点であり、実物における密度分布の発生原因が水温の場合には、模型においても水温を使用することが必要となる⁵⁾。

3. 実験装置および実験方法

実験に用いられた装置は、図-1に示すような熱照射式密度流実験装置で、片面がガラス張りとなっている高さ0.9m、幅3.6m、長さ3.6mのヒータ(32kwのニクロム線)付き貯水槽、模型と連結した導水管、流量調節バルブ、取水槽およびポンプからなっている。

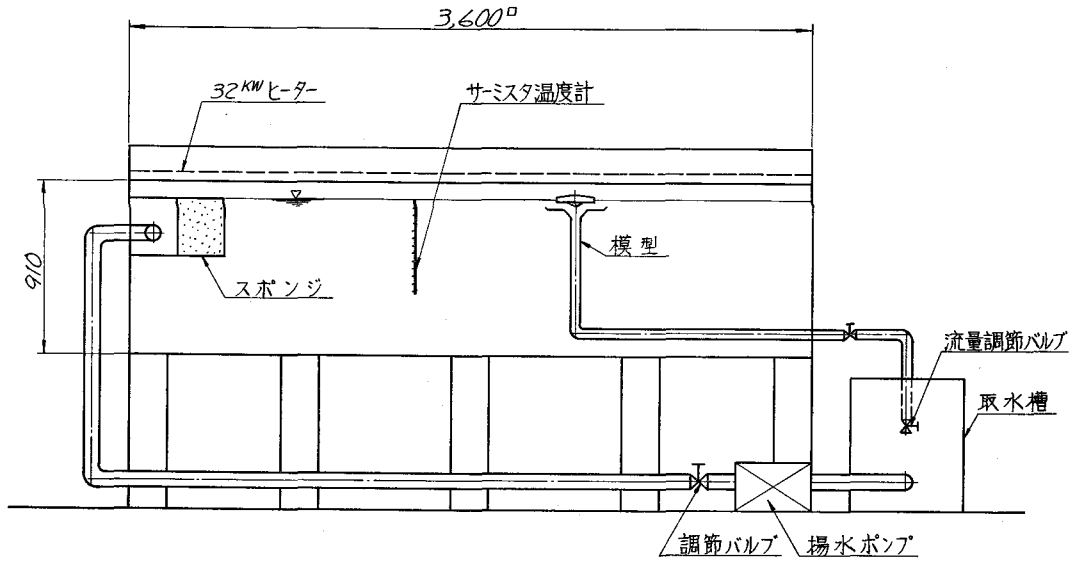
実験はまず模型をセットした貯水槽内に、あらかじめ定められた水位まで真水を給水する。次に水槽上蓋に設けられているヒータで水面上を照射し、目標とする水温成層が形成されたことを確認したら、模型取水装置より所定の流量を取水し、これを取水槽内に放流した後、再び貯水槽へポンプアップするというサイクルで行われた。

このような実験によって得られる池内(貯水槽内)の鉛直水温分布と放流水温はサーミスタ温度計により検出し、多点温度測定装置で記録された。また池内の流況は、水面上から投下された色素(フルオーレッシェンナトリウム)の流動状況によって観測された。

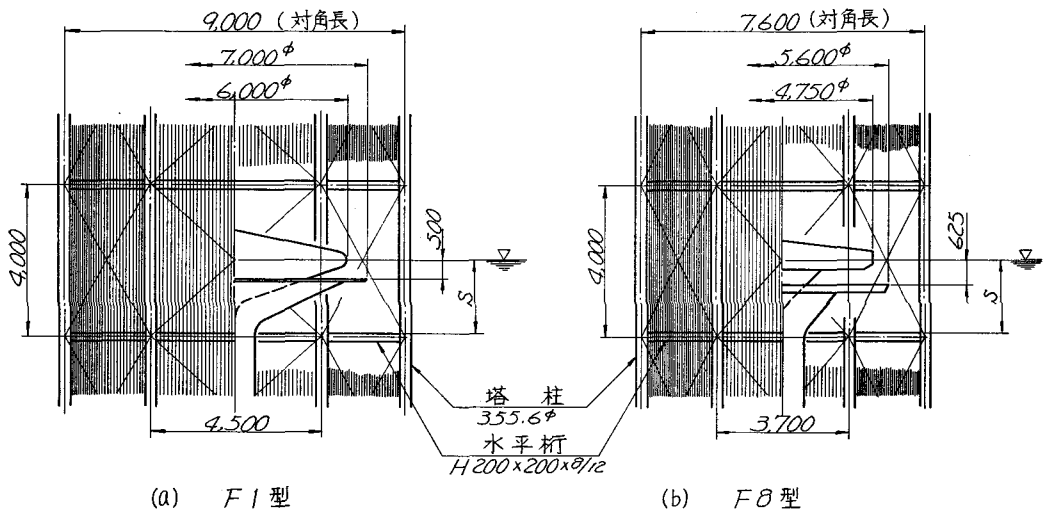
実験の対象とされたシリンダ式温水取水装置は、図-2に示すようなF1型とF8型である。この2種類の取水装置は、取水盤先端での平均流速、取水盤先端から六角形取水塔を構成する塔柱までの距離(1.0m)および

* 工博 石川島播磨重工業(株)

** 工博 東洋大学工学部教授



図一 熱照射式密度流実験装置



図二 実験に用いられた取水装置

取水盤先端から水平桁までの最接近水平距離(約0.4m)が同一となるように設計されている。

模型は、実験装置の規模を考慮して図二に示す現寸の1/25で製作された。ただし、取水塔は塔柱と水平桁のみ再現された。

なお、以下に述べる数値は、すべて実物に換算されたものである。

4. 実験結果

(1) 池内(貯水槽内)の水温分布

実験によって得られた池内の代表的な鉛直水温分布を示すと図三のようになり、表層付近はほぼ一様密度勾配に近い水温成層が形成され、水温そのものは実物の値

よりも5~10℃程高くなっていることが認められる。

しかしながら、水温による水の密度変化が小さいので、模型での相対密度差 ϵ_m は約0.003となり、実物での相対密度差 ϵ_p に近似しているとみなしてよい。

(2) ダム壁面および取水塔が取水性能に及ぼす影響

取水性能の判定には、いろいろな方法が考えられるが、筆者らは観測者の主観が入りにくい1つの方法として池内水温分布が図四のような場合、取水温度 T_o と池内水温を関連づけて得られる無次元パラメータ $(T_o - T_d)/(T_u - T_d)$ (T_u :表層水温, T_d :下層水温)を、取水性能を表わす指標とした。従って、取水性能を表わすこの無次元パラメータは、表層水が多く取水される程1に近づき、逆に下層水が多く取水される程0に近づくこ

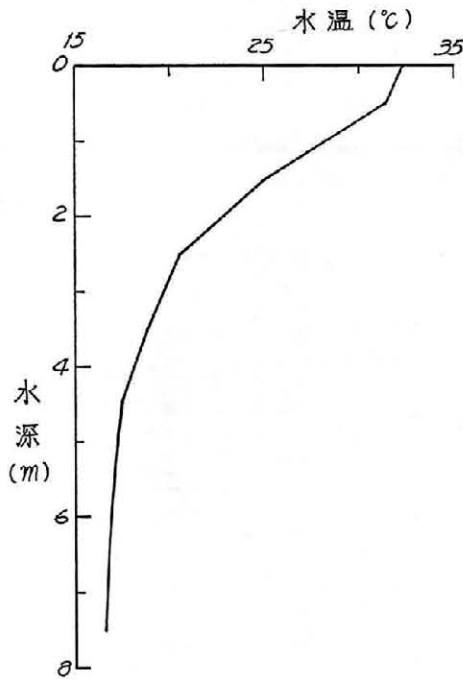


図-3 池内鉛直水温分布

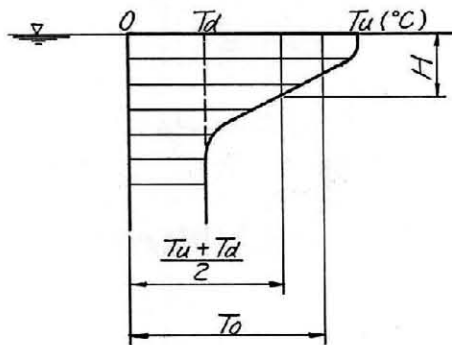


図-4 鉛直水温分布と躍層水深

とがわかる。それ故、この無次元パラメータが大きい程、表層水をより多く取り入れていると判定され、取水性能が優れているといえるわけである。

このような考えのもとに、ここでは $(T_u + T_d)/2$ に対応する水深を躍層水深 H と定義し、 $H=1.5\text{m}$ のもとで、呑口をダム壁面から十分に離し ($L/D_o=5$, L : 呑口中心からダム壁面までの距離, D_o : 取水盤径), かつ取水塔を設けない状態で計測された取水性能 $\eta' = (T_o' - T_d)/(T_u - T_d)$ を基準とする。この基準値に対して、 $H=1.5\text{m}$ のもとで取水塔を設け、かつ呑口中心からダム壁面までの距離 L を種々変化させた場合の取水性能 $\eta = (T_o - T_d)/(T_u - T_d)$ がどのように変化してくるか、すなわち η/η' と L/D_o の関係を呑口平均流速 $V_m=0.33\text{m/s}$ の場合について整理したのが図-5 である。

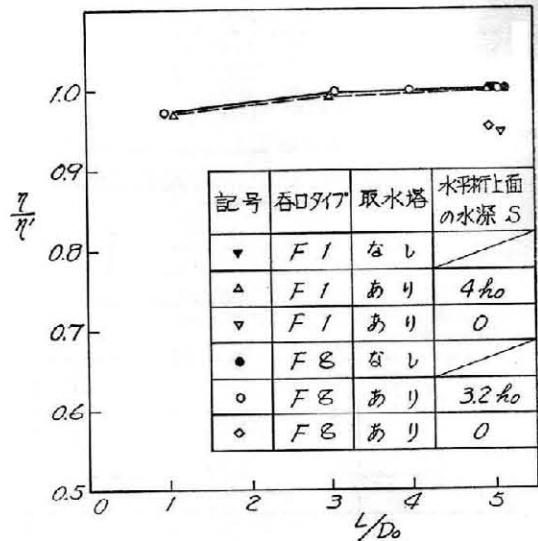


図-5 L/D_o と η/η' の関係

この図より、次のことがわかる。

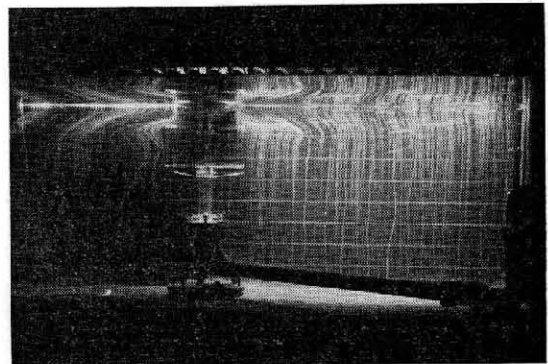
(a) F1, F8型呑口いずれの場合にも、取水性能比 η/η' は同様な傾向を示し、 η/η' に対する呑口の形状寸法効果はほとんど認められない。

(d) 呑口が壁面に近づくと、取水性能は低下する傾向を示すが、その低下率は小さく、 $L/D_o \geq 3$ では壁面が取水性能に与える影響はほとんど無視できると考えられる。

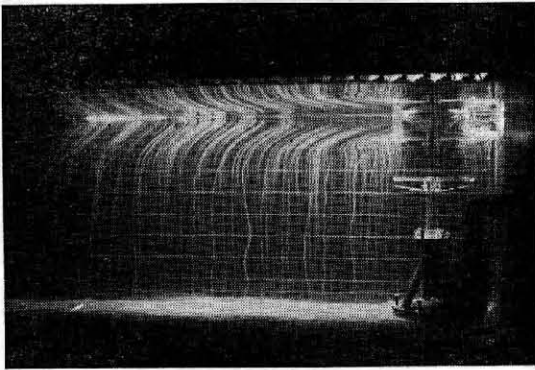
(c) 6本の塔柱を結ぶ水平桁が十分に没水しておれば ($S \geq 3.2h_o$, S : 水平桁上面の没水深, h_o : 呑口取水深), 取水塔がある場合とない場合の取水性能はほとんど同一である。このことは、水平桁がよどみ領域と思われる位置にあることを考慮すれば、6本の塔柱が取水性能にほとんど影響を与えないことを示唆するものである。

(b) 水平桁上面が水面に一致すると、取水性能は水平桁が十分に没水した場合に比べて5%程低下する。

このように、水平桁の取水性能に与える影響が、ダム壁面による影響よりも大きくなることは興味ある現象で

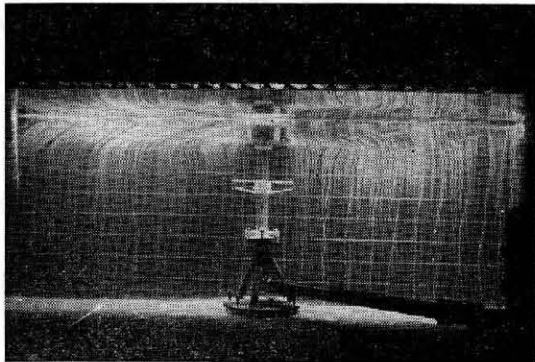


$L/D_o=5$, $S=4h_o$



$L/D_0=1, S=4h_0$

図-6 F1型呑口による池内流動状況
(取水量 $3.63\text{ m}^3/\text{s}$, 躍層水深 1.5 m)



$L/D_0=5, S=3.2h_0$

図-7 F8型呑口による池内流動状況
(取水量 $3.63\text{ m}^3/\text{s}$, 躍層水深 1.5 m)

あり、また、ダム壁面や水平桁などの障害物による取水性能の低下率が非常に小さいことも注目すべき事項である。なお、図-6および図-7に池内の流動状況を示した。

5. 限界取水量

(1) 密度2成層場における限界取水量

いま、池内に上層の密度を ρ_u 、下層の密度を ρ_d とする密度2成層場が形成された場合を考え(図-8)、断面①と②の間で上層、下層に対しベルヌーイの式をあてはめると、それぞれ(1)、(2)式が得られる。

$$\rho_u g h_1 + \frac{\rho_u v_1^2}{2} = \rho_u g h_2 + \frac{\rho_u v_2^2}{2} + \rho_u g (H_2 - H_1) \dots (1)$$

$$\rho_u g h_1 + \rho_d g H_1 + \frac{\rho_d V_1^2}{2} = \rho_u g h_2 + \rho_d g H_2 + \frac{\rho_d V_2^2}{2} \dots (2)$$

ここに、

h_1, h_2 : 断面①, ②における上層水深

H_1, H_2 : 断面①, ②における下層水深

v_1, v_2 : 断面①, ②における上層の平均流速

V_1, V_2 : 断面①, ②における下層の平均流速

g : 重力加速度

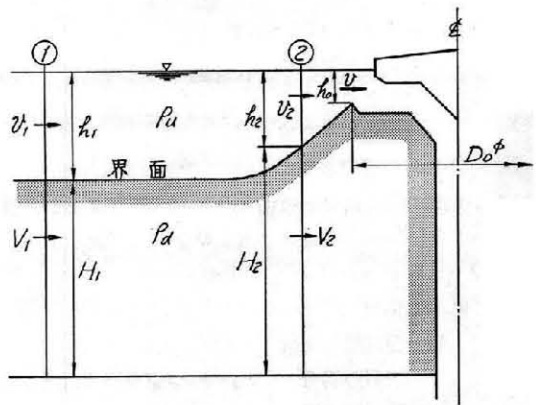


図-8 密度2成層場における水理学的モデル

さて、断面①を呑口より十分離れた位置にとれば、 $v_1 \approx 0$ 、また下層が流動しはじめる限界状態を考えれば、 $V_1 = V_2 = 0$ であるから、(1)、(2)式より

$$(h_1 - h_2) - \frac{v_2^2}{2g} = (h_1 - h_2) \frac{\rho_u}{\rho_d} \dots (3)$$

を得る。(3)式より v_2 を求めると

$$v_2 = \sqrt{2g\beta(h_1 - h_2)} \dots (4)$$

で表わされる。ここに、 $\beta = (\rho_d - \rho_u) / \rho_d$

そこで、呑口取水深を h_0 とすれば、呑口先端での平均流速 v は、次式で与えられる。

$$v = \sqrt{2g\beta(h_1 - h_0)} \dots (5)$$

そこで、取水盤径を D_0 とすれば、限界取水量 Q_0 は

$$Q_0 = \pi D_0 h_0 \sqrt{2g\beta(h_1 - h_0)} \dots (6)$$

で表わされる。

次に、(6)式において、 $dQ_0/dh_0 = 0$ とおけば

$$h_0 = \frac{2}{3} h_1 \dots (7)$$

が得られる。すなわち、(7)式が成立つとき $Q_0 = Q_{max}$ となる。従って最大限界取水量 Q_{max} は次式で与えられる。

$$Q_{max} = \pi D_0 \sqrt{g\beta \left(\frac{2}{3} h_1\right)^3} \dots (8)$$

(2) 密度2成層とみなされない場合の限界取水量

(a) 表示式

前節(1)において誘導された(6), (8)式は, 貯水池内が明確な2成層状態にある場合の限界取水量を与える式である。従って, 実際の貯水池内の水温成層のように表層付近が一様密度勾配に近い場合すなわち明確な2成層とはならない場合には, (6), (8)式を適用することはできない。

川合・松本は, 温度密度流による水理模型実験より, 池内が明確な2成層とみなされない状態で, かつ取水性能 $(T_o - T_d)/(T_u - T_d) = 0.99$ のときの限界取水量 Q_c を次式で与えている⁴⁾。

$$Q_c = 2\pi K_1 R \sqrt{g\epsilon \left(-\frac{2}{3}Z_o\right)^3} \dots\dots\dots (9)$$

ここに, K_1 : 係数=1.5~1.7

R : 取水盤半径

g : 重力加速度

ϵ : 相対密度差

Z_o : 躍層水深

ここでは, (9)式を一般化し貯水池内が明確な2成層でない場合(図-4)の限界取水量 Q を次式で表示する。

$$Q = \alpha A_o \sqrt{g\beta(H-h_o)} \dots\dots\dots (10)$$

ここに α : 係数

A_o : 呑口流入面積

円形の場合 $A_o = \pi D_o h_o$ (D_o : 取水盤径)

半円形の場合 $A_o = \pi D_o h_o / 2$

直線形の場合 $A_o = l_o h_o$ (l_o : 越流幅)

g : 重力加速度

$\beta = (\rho_d - \rho_u) / \rho_d$

ρ_u = 表層水密度 = $1 - (6T_u^2 - 36T_u + 47) \times 10^{-6}$

ρ_d = 下層水密度⁵⁾ = $1 - (6T_d^2 - 36T_d + 47) \times 10^{-6}$

T_u = 表層水温, T_d = 下層水温

H : 躍層水深 = $(T_u + T_d) / 2$ に対応する水深

h_o : 呑口取水深

(10)式において, α と h_o/H はそれぞれ取水性能 $(T_o - T_d)/(T_u - T_d)$ と密接な関係があると考えられ, 精度のよい水理実験や現地観測資料等により定めることが必要である。

(b) α , h_o/H と取水性能の関係

実際の水温成層に近い状態で行われた円形取水盤を有する取水装置の温度密度流実験の結果⁴⁾より, 取水性能と下層冷水連行率 P の関係は, 次式で与えられる。

$$\frac{T_o - T_d}{T_u - T_d} = 1 - \frac{P}{100} \dots\dots\dots (11)$$

一方, Q/Q_c (Q : 任意の取水量, Q_c : $P=1\%$ のときの取水量) と P の関係は図-9 のようになる。

そこで, (11)式と図-9を用いて取水性能との関係を求

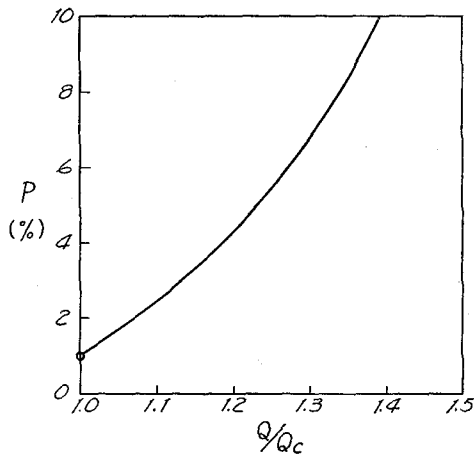


図-9 Q/Q_c と下層冷水連行率 P の関係

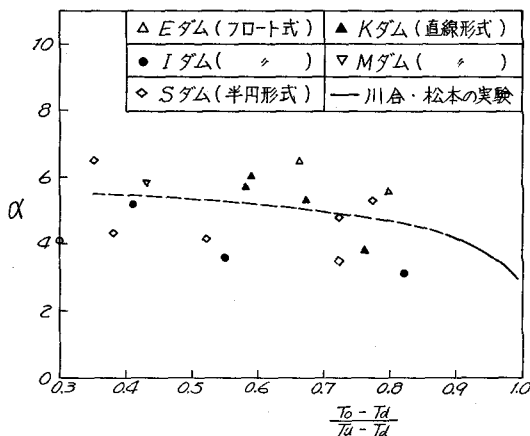


図-10 $(T_o - T_d)/(T_u - T_d)$ と α の関係

めると図-10の実線のようになる。

また, 呑口部形状が円形(フロート式), 半円形および直線形をなす温水取水装置の現地観測データから α と

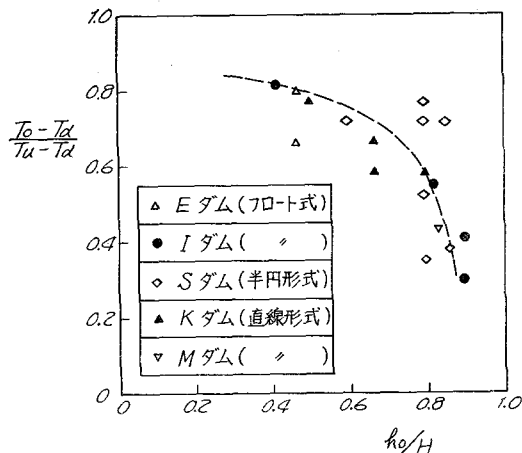


図-11 h_o/H と $(T_o - T_d)/(T_u - T_d)$ の関係

h_o/H を求め、これらを取水性能と関連させて整理すると、それぞれ図-10, 11 のようになる。

これらの図から、次のことがわかる。

① α は取水性能が低下するにつれて、ゆるやかに増大する傾向がある。

② h_o/H が 1 に近づくにつれて、取水性能は低下して行くが、その低下率は h_o/H が 2/3 付近を越えると著しく増大する。従って、 $h_o \leq (2/3)H$ とすることが望ましい。

このような現地観測データにもとづいた温水取水特性を示す図-10, 11 と限界取水量を与える (10) 式より、池内の予想される鉛直水温分布と取水量が与えられると、必要とされる取水温にみあった呑口寸法と呑口取水深が求められる。

例えば、円形取水盤を有する温水取水装置において、最大取水量 $Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ 、表層水温 $T_u = 20^\circ\text{C}$ 、下層水温 $T_d = 10^\circ\text{C}$ 、 $(T_u + T_d)/2$ に対応する水深 H (躍層水深) = 1.0m、必要とされる取水温 $T_o = 20^\circ\text{C}$ が与えられた場合の呑口取水深 h_o と取水盤径 D_o を求めると、次のようになる。まず

$(T_o - T_d)/(T_u - T_d) = (20 - 10)/(25 - 10) = 0.67$ であるから、図-11 より $h_o \leq 0.7H = 0.7\text{m}$ 、図-10 より $\alpha = 5$ を得る。そこで

$$\rho_u = 1 - (6 \times 25^2 - 36 \times 25 + 47) \times 10^{-6} = 0.997103$$

$$\rho_d = 1 - (6 \times 10^2 - 36 \times 10 + 47) 10^{-6} = 0.999713$$

$$\beta = (0.999713 - 0.997103) / 0.999713 = 0.00261$$

となるから、(10) 式において、 $h_o = 0.6\text{m}$ 、 $A_o = \pi D_o h_o$ とおけば、取水盤径 D_o は

$$D_o = \frac{Q}{\alpha \pi h_o \sqrt{g \beta (H - h_o)}} \\ = \frac{5}{5 \times \pi \times 0.6 \times \sqrt{9.8 \times 0.00261 \times (1 - 0.6)}} \\ = 5.24\text{m}$$

従って、 $D_o > 5.3\text{m}$ とすることが必要である。

6. 結 論

温水取水装置の表層取水特性について、この研究から得られた主な結果をまとめると、次の通りである。

(1) 呑口がダム壁面に近づくと、取水性能が低下する傾向を示すが、その低下率は小さく、呑口平均流速 $V_m = 0.33\text{m/s}$ のとき、 $L/D_o \geq 3$ では壁面が取水性能に与える影響をほとんど無視できると考えられる。

(2) 六角形取水塔を構成する 6 本の円形断面塔柱は、取水性能にはほとんど影響を与えないが、水平桁の上面が水面に一致したときの取水性能は、水平桁が十分に没水した場合に比べて 5% 程低下する。

(3) 池内が明確な密度 2 成層とみなされない場合、現

地観測データにもとづいた温水取水特性 (図-10, 11) と限界取水量を与える (10) 式より、池内の予想される鉛直水温分布と取水量が与えられると、必要とされる取水温にみあった呑口部の基本寸法 (呑口取水深、呑口径など) が求められる。

7. あとがき

温水取水装置を計画する上において重要なことは、限界取水量や界面における限界流速の大小ではなく、計画取水量に対し何度の温水が取水できるかということである。従って、与えられた計画取水量、取水範囲および必要とされる取水温にみあった規模諸元を決定するという考え方が、温水取水装置に対する今後の設計の方向であろうと思われる。

このような考え方は、川合・松本の研究が基本となっているわけであるが、本研究において提示した (10) 式は、川合・松本の提示した (9) 式を拡張したものとイえる。

しかしながら、(10) 式については、今後ともさらに多くの現地観測データにより検討を加えていく予定である。

なお、呑口部の基本形状を決めるにあたり、もう一つの重要な事項として、渦や流れの乱れに伴う水面からの空気吸込み現象について検討しなければならないわけであるが、これについてはすでに大型模型による水理実験も終了しており、次の機会に報告したい。

参 考 文 献

- 1) 川原琢磨：温水取水と取水装置について、愛媛大農紀、8~10, 1968.
- 2) 農林省農地局：河川水温調査報告書、昭和40年3月
- 3) 上田幸彦・西村敬一・小林 徹：下久保ダム表面取水設備取水試験結果、水温の研究、Vol. 21, No. 5, 1978.
- 4) 川合 亨・松本良男：貯水池における表層取水に関する研究 [I]・[II]、農土試技報 B43, 1978.
- 5) 南 勲：貯水池における表層水 (温水) 取水施設に関する研究、河川水温調査会水温に関する研究報告第 II 集, 1962.
- 6) TAKESHI GŌDA: DENSITY CURRENTS IN AN IMPOUNDING RESERVOIR, I. A. H. R., 8th CONGRESS-MONTREAL, 1959.

— 謝 辞 —

本研究にあたり農林省農業土水試験場水工部施設水理第一研究室の農学博士川合亨室長と松本良男農林技官から有益なご教示、ご討論をいただきました。特に、限界取水量の算定式については、両氏から懇切にいいご指導を賜りました。ここに記し、深く感謝いたします。

農道のアスファルト舗装(5)

構造改善局農道班
土地改良舗装研究会*

Ⅲ 農道アスファルト舗装の修繕

Ⅲ-1 農道アスファルト舗装の修繕とその時期

1. まえがき

農道整備事業に、アスファルト舗装がとり込まれ始めてから約15年が経過しており、初期に実施したものの中からは、ひび割れ等のため修繕の必要な箇所が見受けられるようになっている。

農道の年間整備量は約3,000kmにおよぶが、現在ではその殆んどはアスファルト舗装を伴うものであり、その経過年数、整備量の蓄積等を考慮すると、農道としてのアスファルト舗装の修繕時期（一般にいう耐用年数）や修繕の方法について検討すべき時期に来ていると考えられる。

このため、農道班では昭和53年度より全国調査を実施することとした。アスファルト舗装の修繕時期（耐用年数）は計画の適正さ、施工の問題、管理の状況等種々の要素が複雑に関与するため、検討は長期に渡ってデータの集積を図って今後とも継続して行くべきものである。今回の調査はその初歩的段階として、とりあえず供用年数とひび割率の関係を求め、検討を加えてみた。なお、調査結果の検討にあたっては農道班と土地改良舗装研究会が協同して行ったものである。

本講座では今回と次回に渡って、これらの調査結果と共にアスファルト舗装の修繕の考え方、次回でその工法について説明する。

2. アスファルト舗装の破損とその発生機構

アスファルト舗装路面に生ずる破損現象は、ひび割れ、わだち掘れ、ポットホール等多種多様であるが、これまでの各種調査によれば、その殆んどがひび割れであり、その他の現象もひび割れの過程を経て発生することが多いとされている。従って、ここで行う検討はひび割れを対象として進めることとする。

ひび割れを外的要因によって分類すると、疲労クラッ

クと温度クラックに大別される。前者は交通荷重のくり返し載荷（交番応力）によって生ずる一般的なひび割れ現象で、後者は寒冷地等でしばしばみられる低温時の温



写真-1 ヘアークラック

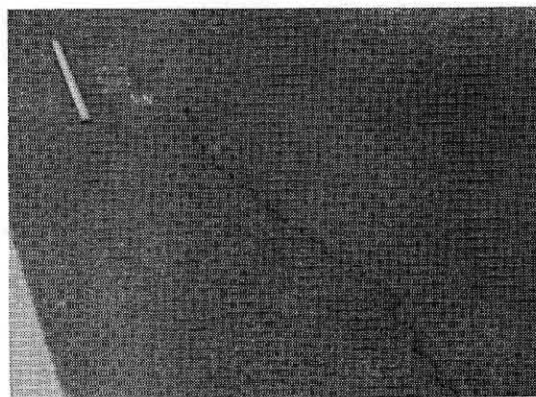


写真-2 線状ひび割れ

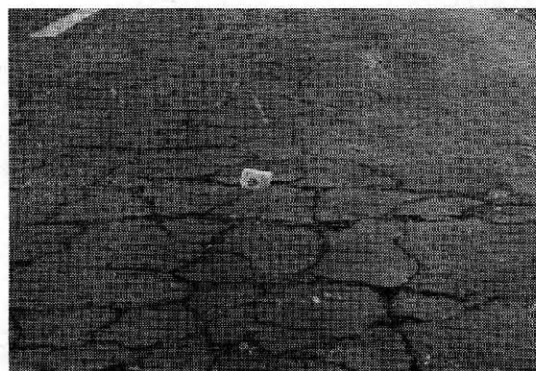


写真-3 亀甲状ひび割れ

* 鹿島道路(株)、佐藤道路(株)、世紀建設(株)、東亜道路工業(株)、常盤工業(株)、飛鳥道路(株)、日本道路(株)、日本舗道(株)、フジタ道路(株)、前田道路(株)、あいうえお順

度収縮が原因となって生ずるひび割れである。そしてこの両者によって生ずるひび割れを現象面からとらえると以下のように分類される。その状況と、この発生を助長する主な原因は次のとおりであり、形状を写真1～3に示す。

(1) ヘアークラック

- ごく微細なひび割れで、ひび割れの初期的現象。
 - 混合物の品質不良
 - アスファルトの老化
 - 転圧温度の不適による転圧初期のひび割れ

(2) 線状ひび割れ

車線の縦断方向または横断方向にほぼ直線的に発生したひび割れ。

- 路床、路盤の支持力不足
- 施工不良
- 切盛境の不等沈下
- 構造物取下げ部の沈下

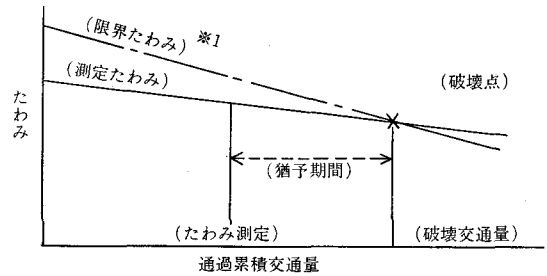
(3) 亀甲状ひび割れ

ヘアークラックや線状ひび割れが進展し、互いに接続し閉合状態になったひび割れ。

- 路床、路盤の支持力不足
- 混合物の品質不良
- アスファルトの老化
- 計画交通量以上の交通量の通過

ひび割れを検討する場合、交通荷重によるたわみとの関係が重要である。たわみとひび割れの関係は概念的に図一Ⅲ・1のように表現される。ここで*限界たわみとは、同一工区等において正常部とヘアークラック発生区間とのたわみ量の値にあまり差がないとき、この両者のたわみ量はひび割れ発生限界値に近いものと考えることが出来る。即ち路面が正常を保っている個所のうちの最大たわみ量が限界（または境界）たわみ量であるとしている。

舗装のたわみと、ひび割率の関係については、ひび割



図一Ⅲ・1 舗装寿命曲線と経年変化

率と交通量の関係を、たわみ量の大きさの違いによって評価した図一Ⅲ・2によると、たわみ量の大きいほどひび割れが生じやすいことを示している。

またひび割れに影響する要因を別の観点からとらえたのが図一Ⅲ・3である。

3. ひび割れと修繕対策

ひび割れ現象は他の路面性状、例えばわだち掘れ、平坦性およびすべり抵抗の減少等と異なり、供用性の面では直接交通の障害となる例が少ない。しかし、そのまま放置すれば構造的に完全破壊へ進展するもので、どの時点で修繕を行うか、即ち舗装の寿命をどの時点で設定するか、またその工法をどのように選定するかが重要な問題となる。

一般に、ひび割れに対する修繕は次のような工法があげられる。

(1) シーリング

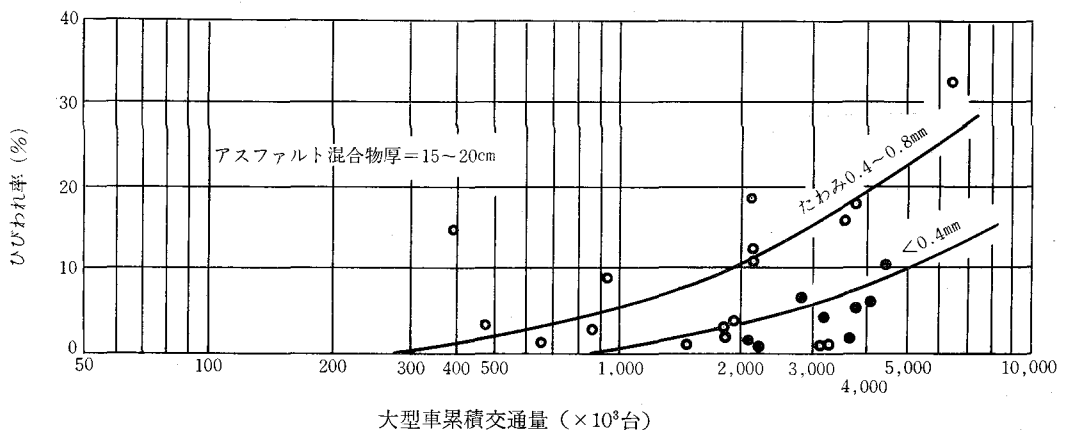
路面に生じたひび割れに歴青材等を充填する。

(2) パッチング

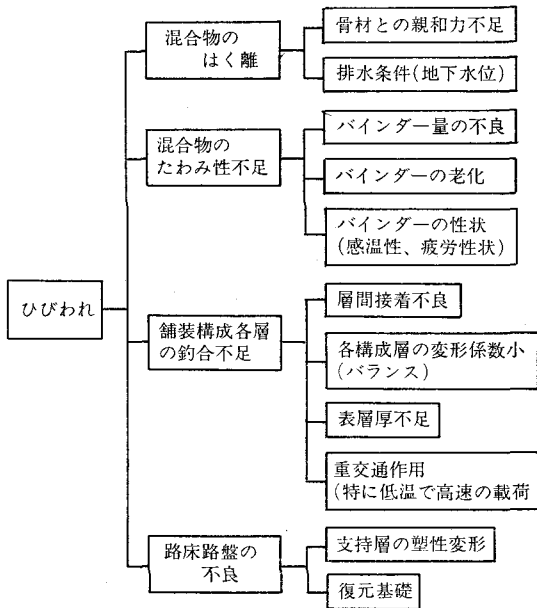
局部的なひび割れに対し、混合物を充填する。

(3) 表面処理

薬品、歴青材および砂等により表面部分を処理する。またはアスファルト混合物等で 2.5 cm 以下の薄い封かん層を施す。



図一Ⅲ・2 ひびわれ率の経年変化（一般国道，セメント処理ベース）



図一Ⅲ・3 ひびわれに係る要因

(4) オーバーレイ

既設アスファルト舗装の上を厚さ 3 cm 以上の混合物で被覆する。

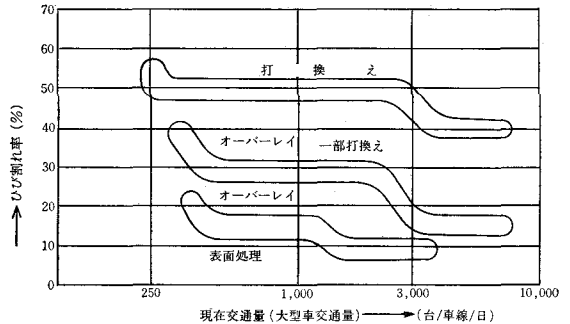
(5) 打換え

現状の舗装を取り除き新たに舗装する。

通常、線状ひび割れに対しては応急処置的にアスファルト系の材料等でシーリングし、雨水の浸透を防ぎ路床、路盤の軟弱化によるひび割れを進行させないように常時手当する。ヘアクラックや亀甲状ひび割れの対処工法は以下3つに大別される。

- (1) 表面処理 (薄層舗装)
- (2) オーバーレイ
- (3) 打換え

オーバーレイを工法別にみると、一般的なオーバーレイと、薄層のアスファルト混合物による薄層舗装があり、打換えには局部的なもの広い範囲にわたるものと



図一Ⅲ・4 ひび割れ率、現在交通量と維持修繕工法
日本道路協会「道路維持修繕要綱」
昭和53年7月

に分けられる。

一般公共道路ではひび割れの程度と交通量の関係から、対処工法は図一Ⅲ・4を目安として選定されている。

4. ひび割れ調査方法とその結果

農道舗装の修繕を経済的に且つ計画的に実施するには、農道舗装独自の寿命の減衰状況を把握することが必要である。

このため今回の調査は農道アスファルト舗装のひび割率に関して昭和53年度に全国576路線を対象に実施したものである。(表一Ⅲ・1)

(1) 調査およびその結果

本調査は、アスファルト舗装工事が完了し供用開始してから3年以上経過した路線を、地域毎に任意に選定したものである。また調査対象路線の性格を明確にする目的で表一Ⅲ・2に示す調査項目を合せて記録した。

表一Ⅲ・1 地域別ひび割れ調査路線数

供用年数			3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13~	計
地域														
北海道			6	6	6	10	7	6	3	2	—	1	—	47
東北			6	6	7	7	8	8	7	5	5	1	—	60
関東			22	23	24	26	24	15	10	8	5	3	2	162
北陸			5	8	5	7	9	7	4	2	1	—	—	48
東海			2	2	3	4	3	4	4	2	2	2	1	29
近畿			5	5	6	7	8	8	7	5	4	3	2	60
中国			9	9	10	11	13	12	8	8	5	3	3	91
四国			7	7	7	7	8	9	8	6	7	3	4	73
九州			2	2	2	—	—	—	—	—	—	—	—	6
沖縄														
計			64	68	70	79	80	69	51	38	29	16	12	576

表一Ⅲ・2 調査項目一覧表

調査項目	調査内容
都道府県名	・市町村名・路線名・調査担当者名・連絡先
整備事業名	・農道整備事業・農道整備事業以外・非公共事業・その他
地帯区分	・山地部・平地部・都市近効部
受益地帯区分	・水田地帯・畑地帯・樹園地帯・放牧地帯・その他
機能区分	・幹線農道・支線農道・末端耕作道
幅員区分	・2～3m・3～4m・4～5m・5～6m・6～7m・7m以上
交通区分	・Ⅰ交通(15台/日未満)・Ⅱ(15～60台/日)・Ⅲ(60～250台/日)・Ⅳ(250～1000台/日)
供用年数	・3年～12年(1年きざみ)・13年以上
ひび割率区分	・0～5%未満・5～10%・10～20%・20～30%・30～40%・40%以上

1) ひび割率の測定方法

ア. 調査区間おおよそ200mを20mの小区間に区分し、その各面積毎に、ひび割れおよびパッチング部分の

面積の割合を評価した。

イ. ひび割率の算定は、線状ひび割れの場合とポットホールおよびパッチングに区分し次式で求めた。

$$\text{ひび割率(\%)} = \left(\frac{\text{ひび割れ面積の和} + \text{パッチング面積の和} + \text{ポットホール面積の和}}{\text{調査区間延長} \times \text{車道幅員}} \right) \times 100$$

2) 測定結果

本調査結果は表一Ⅲ・3の如く、土地改良事業で実施した農道を主な調査対象とした。また受益地帯区分では水田地帯55%が、畑地帯が28%でその大半を占めている。また表一Ⅲ・4では、供用年数とひび割率の関係をまとめてみた。

には水田が湛水されるため、路床の含水比が高くなり支持力は低下する。またこの時期は交通量も多くなるので道路構造上最も悪い条件が重なるなど、他の舗装と破壊するパターンが異なると判断したためである。

ア. 整理その1

アスファルト舗装を修繕する場合、一般公共道路ではひび割率が目安とされており、ひび割率と修繕工法については図一Ⅲ・4のような関係が設定されている。これによると、オーバーレイ、打換えの目安はひび割率が10%以上であることから、これを参考として調査全体数の内でひび割率が10%以上生じているものの占有率を求め、これと供用年数との関係を示すと図一Ⅲ・7のとおり

3) 測定結果の整理

ひび割率と供用年数との関係について整理をする。その方法としては水田地帯と水田以外の地帯(畑地、樹園地、放牧地等)に区分し、その各々について検討することとした。水田地帯の農道のアスファルト舗装は一般道路の路床条件と異なり、図一Ⅲ・5、6に示す如く、農繁期

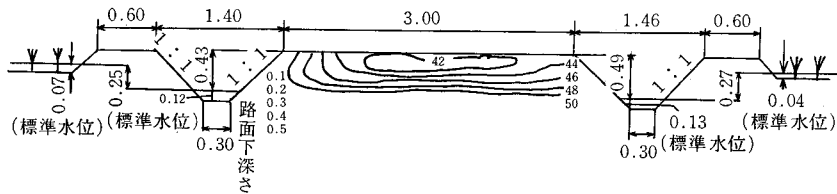
表一Ⅲ・3 調査結果一覧表

調査項目	調査内容					計	
事業別調査数	農道整備事業	農道事業以外	非公共事業	その他		576件	
	418 (72%)	16 (3%)	11 (2%)	131 (23%)			
地帯区分	山地部	平地部	都市近効部	—		"	
	168 (29%)	326 (57%)	82 (14%)	—			
受益地帯区分	水田	畑	樹園地	放牧地	その他	"	
	317 (55%)	163 (28%)	56 (10%)	5 (1%)	35 (6%)		
機能区分	幹線農道	支線農道	末端耕作道	—		"	
	304 (53%)	256 (44%)	16 (3%)	—			
幅員区分	2.0～3.0m	3.0～4.0m	4.0～5.0m	5.0～6.0m	6.0～7.0m	7.0m以上	"
	20 (3%)	117 (20%)	137 (24%)	178 (31%)	96 (17%)	28 (5%)	
ひび割率区分	0～5%	5～10%	10～20%	20～30%	30～40%	40%以上	"
	264 (46%)	94 (16%)	82 (14%)	43 (7%)	37 (7%)	56 (10%)	

表一Ⅲ・4 供用年数とひび割れ件数

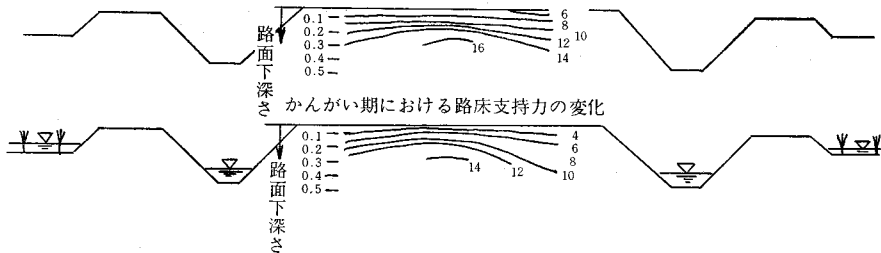
区分 供用年	水田 地 帯													水田以外の地帯												
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	13~	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13~			
ひび割率																										
未満	33	33	26	23	21	10	7	1	1	0	0	0	19	15	21	17	9	10	8	7	1	2	0			
5~10%	4	5	5	9	11	10	2	1	1	1	0	0	2	3	6	7	9	8	4	1	2	1	2			
10~20%	0	5	6	3	11	7	3	4	2	0	0	0	3	2	1	7	5	3	10	4	1	3	2			
20~30%	0	0	2	3	1	7	4	3	4	0	1	0	3	1	1	2	4	1	2	1	2	1	1			
30~40%	0	1	0	1	3	3	1	4	3	2	0	2	0	1	2	3	2	4	1	4	0	0	0			
40%以上	1	0	1	3	2	3	3	6	6	1	3	0	1	0	3	3	2	4	4	3	4	3	3			
計	38	44	40	42	49	40	20	19	17	4	4	26	24	30	37	31	29	31	19	12	12	8	8			

かんがい期の路床含水量分布

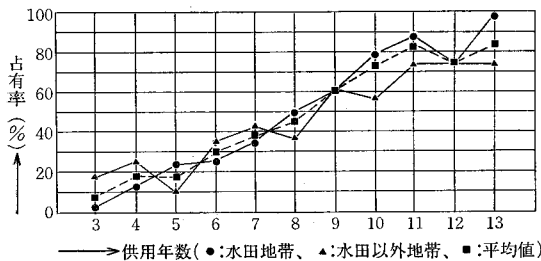


図一Ⅲ・5 かんがい期の水田農道

非かんがい期における路床支持力の変化



図一Ⅲ・6 水田農道における路床支持力の変化
 (「岩手大学農学部附属農場実験水田の幹線農道における研究」八幡教授による。)



図一Ⅲ・7 ひび割率10%以上の占有率と供用年数との関係

りである。ここで占有率とはひび割率10%以上の件数を全体件数で除したものである。

即ち、農道におけるアスファルト舗装は供用開始から8年経過すると約50%が修繕の対象になるものと考えられる。(ひび割率10%以上で修繕するとすれば)また水

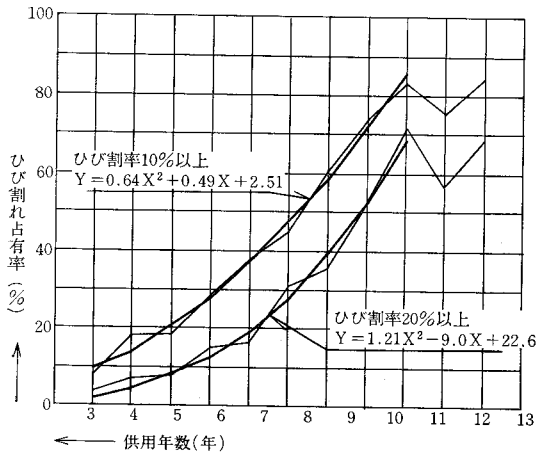
田地帯の農道と水田以外の農道についてひび割れ占有率を比較すると、ほぼ同一パターンであるとみなせるため混合して平均値で標示すると、その平均ひび割れ占有率は図一Ⅲ・8のとおりである。

イ. 整理その2

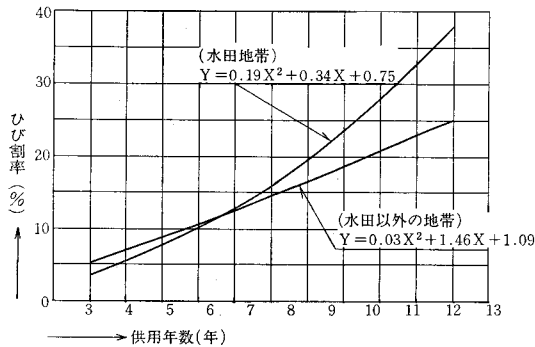
次に供用年数とひび割率について整理する。整理にあたってはまず水田地帯と水田以外の地帯について相関関係を求めてみた。(図一Ⅲ・9)

この図からも判るように、ひび割率15%となる供用年数はほぼ8年となるが、ひび割率20%となる供用年数は水田地帯で9年、水田以外の地帯で10.5年となり、供用年数を経るに従って両者の差が開いていることが注目される。

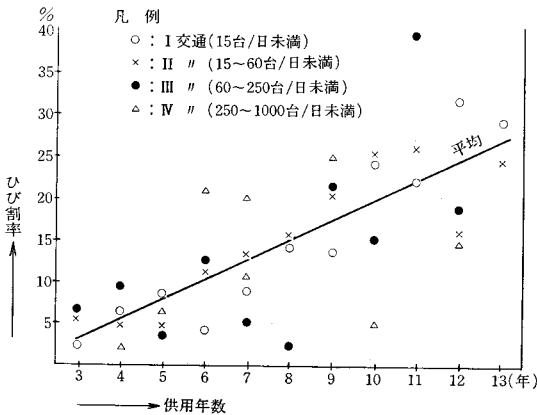
なお交通区分による供用年数とひび割率の関係は、図一Ⅲ・10に示すように特に目だった関係は見られなかった。



図一Ⅲ・8 供用年数とひび割れ占有率



図一Ⅲ・9 供用年数とひび割れ率



図一Ⅲ・10 交通区分による供用年数とひび割れ率の関係

5. 農道アスファルト舗装の修繕時期耐用年数の試算と修繕工法

(1) 検討の概要

農道のアスファルト舗装を修繕する場合（シーリングやパッチング等の局所的な修繕は除く）いつ、またはどのような状況になった時に、どのような工法で行うかが

問題となる。一般にいう耐用年数は舗設後この修繕までの期間をいうものである。本項では今回実施した調査を基に他の条件を仮定して、農道におけるアスファルト舗装の修繕時期と修繕工法を検討する。

検討は次の2ケースについて行うものとする。

- ① ひび割れの少ない段階で、オーバーレイを繰返すケース。
- ② ひび割れがかなり進行するまで放置しておいて、ある時期で一挙に打換をするケース。

このいずれを採用するかは経済性を始めとして種々の要素を勘案して決定すべきものである。ここでは特に経済性を考慮して以下の検討を行った。

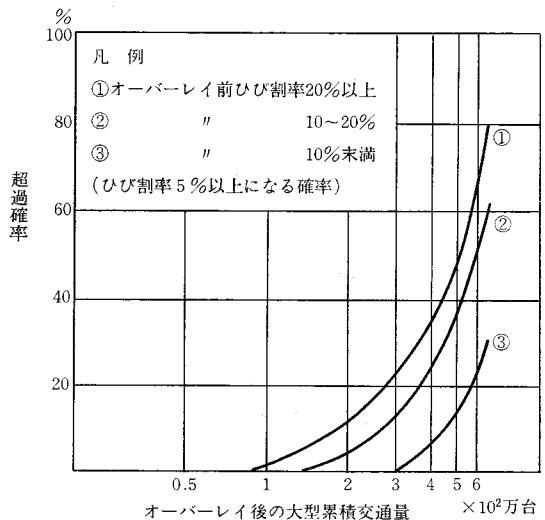
(2) 検討内容

① 条件の設定に当たって考慮すべき点

上記比較検討に当たっては、ひび割れとオーバーレイの実施時期、オーバーレイ後の耐用年数などを設定する必要があるが、農道ではこれらの実績を持たないので関係機関等の研究および実績を参考にして比較検討の際の条件の設定にあたって考慮すべき点を検討することとする。

ア. ひび割れとオーバーレイの実施時期

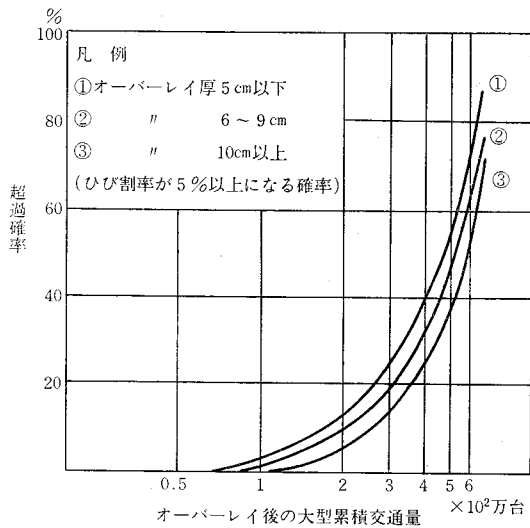
オーバーレイを行う場合、オーバーレイ後の舗装寿命を把んでおくことがオーバーレイ時期の判断に重要である。図一Ⅲ・11はオーバーレイ前のひび割れ率とオーバーレイ後のひび割れ率の発生率の関係を示したものであり、



図一Ⅲ・11 オーバーレイ前のひび割れ率とオーバーレイ後の発生確率
建設省土木研究所舗装研究室
「舗装寿命とオーバーレイ厚に関する研究」より

これからひび割れが少ない時期にオーバーレイする程、ひび割れが発生し難いことが認められる。また同程度のひび割れた路面上にオーバーレイする場合でも、その施

工厚によってひび割れ発生率に違いが認められる。(図一Ⅲ・12) しかしオーバーレイ厚による相違は施工前のひ



図一Ⅲ・12 オーバーレイ厚とオーバーレイ後のひび割れ発生確率

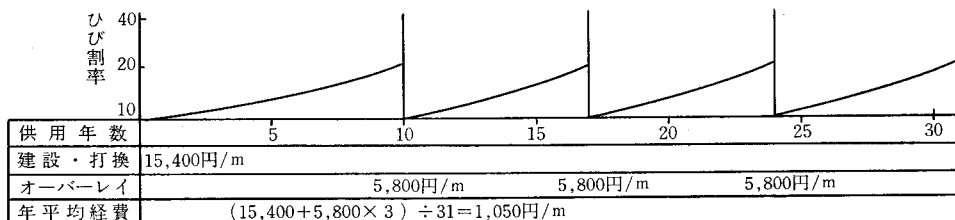
び割れ率による相違に比べてはるかに小さい。

このことから、ひび割れが進行してから厚いオーバーレイを施工するよりも、ひび割れがあまり進展しないうちに薄いオーバーレイを施工した方が施工後の供用年数が長くなり有利であるといえる。(建設省土木研究所舗装研究室資料より) 同じく同研究室の全国地建別国道における実績によると表一Ⅲ・5に示すように、オーバーレイは舗装後6~11年で、ひび割率は10~50%の時に実

表一Ⅲ・5 オーバーレイ前のひび割れ率と供用年数 (件数)

供用年数	~5	~7	8	9	10	11	12	13	~15	15以上	計
分類											
0~5%	1	1	3	1	2	2	2	—	—	—	12
5~10%	2	4	5	3	—	2	—	—	1	1	18
10~20%	2	8	13	8	5	9	5	2	3	3	58
20~50%	7	18	16	22	10	11	5	8	4	3	104
50%以上	1	6	14	5	1	5	1	4	2	2	41
計	13	37	51	39	18	29	13	14	10	9	233

建設省土木研究所「舗装寿命とオーバーレイ厚に関する調査研究」昭和48年11月



図一Ⅲ・14 オーバーレイを繰返すケース

施しているものが多いことが判る。

また、オーバーレイ後の耐用年数は、施工前のひび割率と施工厚によって左右されるが、一般的には6~8年とされている。

イ. ひび割率と打換の実施時期

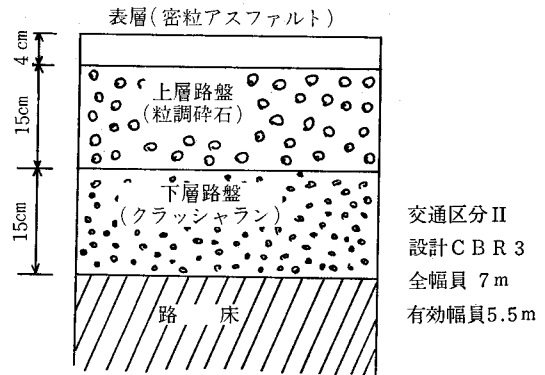
打換は既設舗装の破損が著しく、他の工法では修理出来ないと判断された時に行う最終の工法である。打換時期は道路維持修繕要綱によると、ひび割率40%以上(図一Ⅲ・4)が目安とされている。

② 比較検討

以上の点を考慮して、今回は次のような条件を設定して比較検討を行うものとする。

ア. 道路構造および単価

比較に使用した道路構造は図一Ⅲ・13のとおりである。なお単価は昭和53年度の農道整備事業の実績単価による。



図一Ⅲ・13 道路構造

イ. 比較ケース

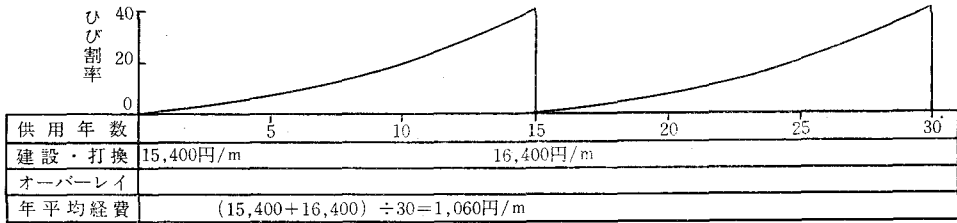
i) オーバーレイを繰返すケース

施工時期は、ひび割率20% (即ち図一Ⅲ・9によると耐用年数おむね10年となる) とし、厚さ4cmで密粒アスファルトを施工する。オーバーレイの耐用年数は7年とし、3回実施するものとする。

ii) 打換のケース

施工時期は、ひび割率40% (即ち図一Ⅲ・9によると耐用年数おむね15年となる) とし、施工範囲は上層路盤までを対象とする。

ウ. 結果



図一三・15 打換えのケース

検討結果を図一三・14, 15に示す。この検討結果によると、舗設後30年程度の年経費では、オーバーレイを繰返すケースで1,058円/m、打換のケースで1,060円/mと両者の差は僅少であり、経済面での有利性は認められないもので、この検討に関する限り各ケースの採否は他の要因を考慮して決定すべきであると考えられる。しかしながら、前項でも述べたように今回の検討では重要な設定条件を仮定しているため、今後、これらの設定条件に対して検討を続行してみたい。

なお、他の要因とは例えば、この検討がⅡ交通で表層厚の薄い舗装構造の場合であり、Ⅲ交通以上になると表層も厚くなるので打換え経費は増加する傾向にある他、路面の走行性、ひび割れが路床に与える影響、また、打換え工事による交通止め等があり、これらを考慮する

と、オーバーレイを実施する方が有利となろうし、また個々のケースによっては、ひび割率40%を越えて供用し、耐用年数を長くにとって打換えする方が有利となる場合がある。

6. あとがき

農道アスファルト舗装の歴史はまだ15年程度と浅いところであるが、今後の整備量の蓄積を考えると、農道整備事業における維持修繕に関する取扱いについて、検討を加えて行く必要があると思われる。

今回の調査検討から早急に結論を出すことは出来ないがこれらをふまえ、引き続き検討して行きたい。

(農道班, 小池俊雄(鹿島道路橋), 田中仁(前田道路橋))

3つのDで 決定的な取水性能

選択取水に威力。経済性も並はずれたMCゲート。

ダムの上層取水に、濁水放流に。決定的な選択取水性能を誇る、丸島のマルチ・シリンドラゲート(MCゲート)。性能がよいため、独立塔径をぐっと縮小でき、経済性でも他を大きく引きはなします。

- ①DEEP 制流子をロート型にし、取水管内に深く(デープ)さし込む設計になっています。
- ②DOUBLE 取水管を二重(ダブル)にし、表層水の流入を加速させました。
- ③DRAW ①と②によって強力な吸引(ドロー)現象がおこり、取水量が大幅に増加します。

丸島水門

株式会社丸島水門製作所

本社	大阪市生野区鶴橋1-6-15	〒544	TEL(06)716-8001
東京事務所	東京都中央区日本橋室町4-3(坂田ビル)	〒103	TEL(03)242-1972
福岡営業所	福岡市博多区博多駅前2-5(筑前ビル)	〒812	TEL(092)472-5336
仙台営業所	仙台市一番町1丁目12(星光堂ビル)	〒980	TEL(0222)66-5497
札幌出張所	札幌市中央区大通西1丁目(大通ビル)	〒060	TEL(011)251-2862
奈良工場	奈良県大和郡山市丹後庄町300	〒639-11	TEL(07435)9-2121

ゲートのリーディングメーカー

間違い易い水理設計(その2)

— ダムに関する事項 —

川 合 亨*

目 次

1. まえがき.....(72)	4. 朝顔型洪水吐の水理.....(74)
2. 温水取水計画上の諸問題.....(72)	5. 高速噴流の処理.....(75)
3. 水圧とダム構造.....(74)	6. あとがき.....(76)

1. まえがき

この報文では前回に引続き、「間違い易い水理設計」について述べることにする。第2回ではダムに関する温水取水の計画上の問題、水圧と構造の問題、朝顔型洪水吐の水理および高圧ゲートによる減勢等を取扱った。

なお、次回からは頭首工、水路工およびパイプライン等について、順次それぞれの経験者をお願いする予定である。

2. 温水取水計画上の諸問題

ここでは水工学上の観点から従来の計画の中で見過がれていると思われる問題点について述べてみよう。

(1) 取水量と貯水池規模の問題

貯水池には太陽熱の吸収によって、いわゆる躍層が形成される。北海道地方では、水表面から、この躍層点までの深さは、通常2.5m程度と考えられる。したがって、池面積が確定されておれば自ずから温水量が決定される。温水量の限定は取水量の決定へとつながる。この逆の見方から必要な池面積を計画しなければならない。なお、この池面積は水位の上下によって変化することに留意しなければならないであろう。

ここでは設計基準¹⁾に従って、その規模の概略を調べてみよう。

必要温水池面積を求めるためには最小限つぎの条件が明らかでなければならない。

気温、相対湿度、雲量、風速、源流水温、平衡水温および必要上昇度等である。さらに、当該ダムの貯水位と池の水面積の関係および取水量の時間的な関係を明らかにしておくことが必要である。

いま2~3の仮定を与えて解析しよう。まず水温の上下昇率は次式から求める²⁾。

$$\phi = \frac{(\theta_w - \theta_o)}{(\theta_{\infty} - \theta_o)} = \left[1 - \exp\left\{ \frac{h(1+2\phi) \cdot A}{C_p} \right\} \right] \dots (2.1)$$

この式は池への流出入量 q を一定とした場合であり、流出入量の変化は貯水池の水位の上下に影響するものとする。

ところで、水温上昇率 ϕ は源流水温 $\theta_o = 15^{\circ}\text{C}$ 、平衡水温 $\theta_{\infty} = 21^{\circ}\text{C}$ 、必要上昇度 4°C ($\theta_w = \theta_o + 4^{\circ}\text{C} = 19^{\circ}\text{C}$)とすれば $\phi = 0.67$ となる。

つぎに必要な温水池面積を知るために(2.1)式を変化して

$$\frac{A}{q} = \frac{C_p \cdot L_n(1-\phi)}{-h(1+2\phi)} \dots (2.2)$$

とする。ここに、

C_p : 水の容積熱容量 = $1 \times 10^6 \text{ cal/m}^3$

h : 湿熱伝達係数 = $0.24 + 0.5v_{10}$

v_{10} : 地面上10mの高さの風速で3.4 m/sとする

ϕ : 飽和水蒸気圧力の変化率で気温 20.1°C のとき、

表(設計基準¹⁾表, 5, 13)より

1,08mmHg/ $^{\circ}\text{C}$ とする。

これらを式に代入すれば

$$\frac{A}{q} = \frac{1 \times 10^6 L_n(1-0.67)}{-1.94(1+2 \times 1.08)} = \frac{1,108,660}{-6.14} = |180,563 \text{ m}^2/\text{m}^3/\text{sec}|$$

取水量最大 $24 \text{ m}^3/\text{sec}$ とすれば必要温水池面積は $4,333,512 \text{ m}^2$ となる。

このように必要温水池面積の概略値を計画の段階で検討することが大切と思われる。勿論、1かながい期に必要とする貯留量も必要であるが、水位の上下による池面積の変化を明らかにしておかねばならない。

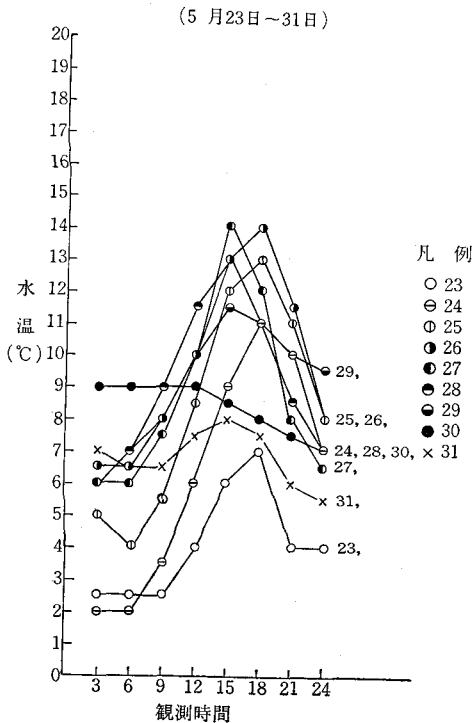
(2) 躍層の形成と時間的な変化

躍層の垂直方向における水温表示には一般に最も条件の良い場合についての垂直分布形がみられる。しかし、躍層の形成は気温に影響されるところ大なることを考えると1日のうちでも夜と昼、晴天と曇天、風の強さおよび流入量と取水量(水温も含む)等によって大きく異なるのではないかと気がかりになるのである。

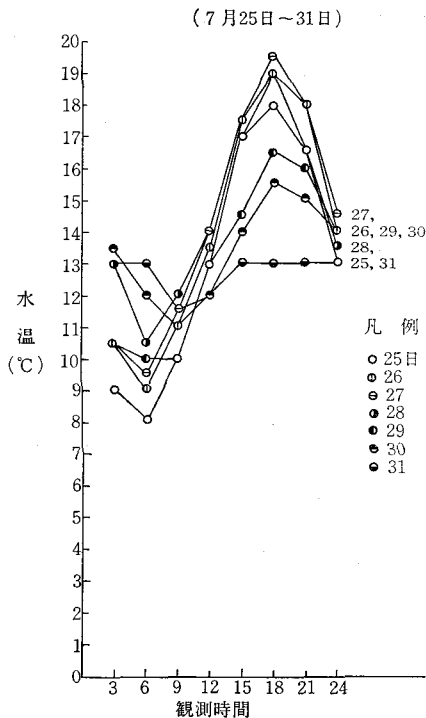
いま、一例として頭首工の入口における1日の水温変

* 農業土木試験場

化状況を示せば図, 2.1, 2.2の通りである。



図—2.1 取入れ口における水温変化(5月)



図—2.2 取入れ口における水温変化(7月)

図, 2.1は5月23日~31日のものであり, 全体の傾向としては3時~6時の間の水温が低く, 15~18時頃頃に最高水温があらわれている。しかし, その日によって, 水温は全く上昇せず, 前日より低下している日もある。

また, 図2.2では7月25日~31日の水温変化を示したもので, 最低水温が6時であり, 最高水温が18時のパターンを示している。しかし水温のあまり変化しない日もある。

いずれにしても, 1日のうちで水温の変化することが明らかであり, 貯水池の中での躍層の水温分布形もいろいろに変化する可能性のあることが推定できよう。これらの結果から正しい計画を樹立しようとすれば水温の定時観測ではなく日記による連続観測の必要なことが理解できるであろう。

(3) 河川流下中の水温変化

ダム放水口から取入れ口までの到達時間と水温変化については, その河川流量, 支流からの合流量とその水温による影響についても十分検討しなければならない。従来, とかく水温のみしか測定していないようであるが観測点における水温と流量の変化を定時ではなく連続時間で記録する必要がある。連続的な記録が行われなかった場合には折角貯水池で温めても, その水を何時に取水したらよいかという計画が成り立たないからである。

場合によってはダムと取入セキとの距離があまり遠いために稲作の取水管理時間とマッチしなかったり, 全く無駄な管理に労力を費していることも起りうるであろう。

(4) 稲作管理上からみた取水のパターン

一般にかんがいの水温は直接に稲作を支配することは少なく(勿論, 限界はあるが), それが水田内へ広がったのちの, いわゆる水田水温こそが水稻の生育と収量の支配要素であるといわれている。

また, 冷水の影響はかんがいの時刻によって違い, 冷水の短時間かんがいの場合, 水田を最も冷却しないかんがいの時刻は早朝の日出前であるとされている。これは水田水温が最低の頃で用水温との差が少なく, またその直後から日射によって昇温するからである。しかし, 寒高冷地で夜間気温の低下がひどいときは夜間の湛水深が小さくなる早朝かんがいで田面全体に障害を起すとして必ずしも好まれない。

これらを要約すると, つぎのようになる。

- ① 一般的には早朝かんがいがよい。ただし, 水田水温より用水温は高い方がよい。
- ② 寒高冷地では夜間に温水をかんがいする方がよい。
- ③ 日中のかんがいは不適である。

水管理と施設規模の点からかんがいの時間が問題である。

以上のように、理想的なかんがい時間、かんがい水温および施設規模をどのように考えたらよいのであろうか？ 計画の段階で十分検討すべき事項であらう。

(5) 水稻への水温の影響

低水温の悪影響が最も顕著に現われる時期は幼穂形成期であり、昼間（とくに14時頃を中心として）の水温が20℃以下でその被害が著しいといわれている。この時期における最適水温は昼間30～35℃、夜間25～35℃がよいとされている。

これによっても日中におけるかんがいは不適當であることがわかる。

また、水管理上から、地域別、品種別の稲の幼穂形成期を明らかにしておくことも必要であらう。

(6) 調査計画に注意すべき事項

要点を記せば下記の通りである。

- ① 幼穂形成期の確認
- ② 水田へのかんがい用水管理パターンの確定（1日の水量と時間）
- ③ 送水時間を考慮した導水路の施設規模の確定
- ④ ダムから頭首工までの流量と水温の時間的変化の調査と確定（流量の大小、合流量の割合、気象条件等も含む）
- ⑤ 貯水池における躍層形成の時間的変化の確認（気象条件、流入量、取水量関係も含む）
- ⑥ 必要温水池面積の決定
- ⑦ 調査においては気象条件、流量条件および水温条件等について時間的な連続記録がなされねばならない。定時観測は解析に不適當である。

3. 水圧とダム構造

これは、あまりにも初歩的な問題であるが案外理解されていないので取上げることにした。

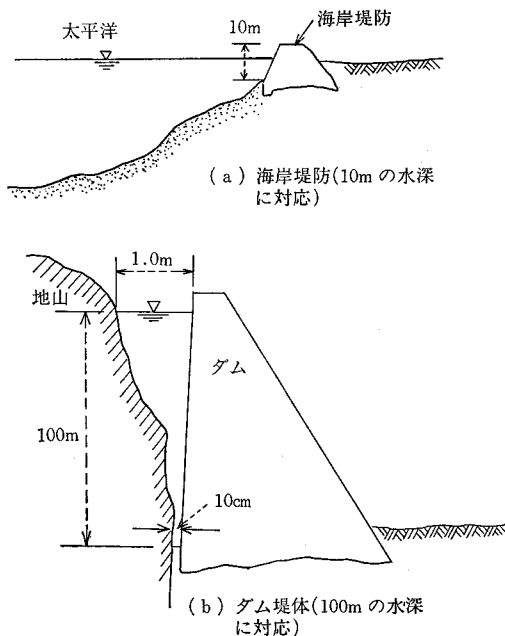
(1) ダムの規模に関する問題

ダムはどのような目的をもって築造されるのであろうか？ いうまでもなく、水をセキ止める構造物であり、水深の小さなものは簡単なセキ板でも止めることが可能である。しかし、水深が大きくなると高度な技術が必要とするようになり、大きなダムは土木技術の華といってもよい。

ところで太平洋に向っての海岸堤防（高さ10m位としよう）と水の奥行き10cm、幅1.0mであるが水深100mをもつ水をセキ止めるダムの力学的構造はいずれが大きくなるのであろうか？

(2) 頭首工の浸透路長の規模に関する問題

河川幅15m、セキ上げ水深5mのA頭首工と河川幅500m、セキ上げ水深3.0mのB頭首工のいずれの浸透路長が大きくなるのであろうか？ ただし、地質条件は全く等しいものとする。



図—2.3 水圧とダム構造

以上、二つの質問は水圧について考えれば正しい答を得ることができる。当然のことながら海岸堤防より深さ100mの水をセキ止めるダムの方がその規模は、はるかに大きくなる。ダムの規模はセキ止める水の奥行きに全く関係がないのである。一方、頭首工の浸透路長においても同様であり、河川幅は浸透路長、ひいては水叩の規模に何ら寄与しないのである。

ダムは水圧に対する抵抗力として考えられ、頭首工の水叩は水圧と、そこを通過する土砂礫の大きさと量に比例すると考えてよい。

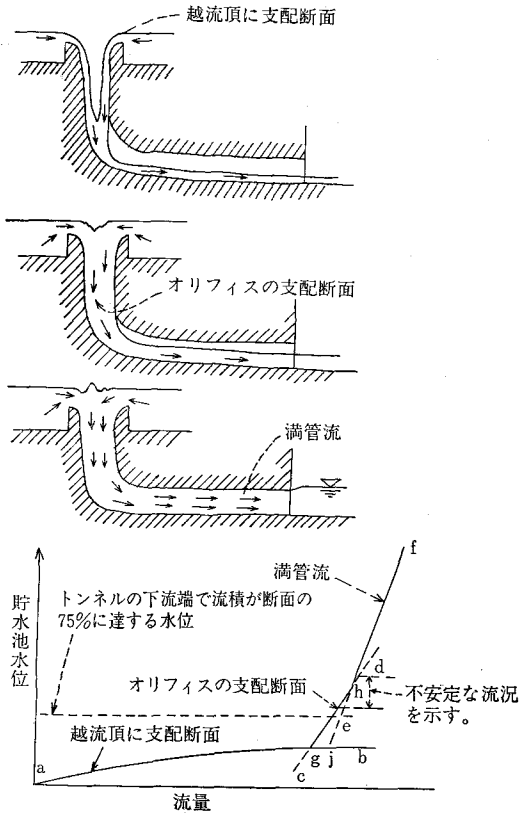
4. 朝顔型洪水吐の水利

この朝顔型の水利は、その優雅な名前に反して非常に厳しいものがあるために注意することにした。

この水利諸現象は「ダムの計画と設計²⁾」p.261に詳細に述べられているので、このような計画を立てる場合には是非一読をすすめたい。ここでは朝顔型洪水吐の流況と流出の特性について図2.4に従い、その概略を述べよう。

この図、2.4でわかるように流れの条件によって、その水利特性は完全越流→オリフィス→管路へと変化するものである。完全越流からオリフィス流になると洪水の排除能力が急激に低下し、さらに、管路流では僅かの流量の増加により、池水面は急上昇することに留意しなければならない。

また、実際現象としてオリフィス流から管路流への移行において間接的なサイフォン作用が生じ易い。この



図—2.4 朝顔型洪水吐の水力特性

作用は不安定な流量と衝撃と振動を発生し、結果として洪水吐の呑口と出口に波動を生ずる。

このような現象はトンネル式洪水吐にも生ずる可能性が多いので計画に当っては十分、実験的検討が必要である。とくに、フィルダムの大きな災害は洪水吐の処理能力にかかっていることを認識しておく必要がある。

5. 高速噴流の処理

近年、ダムからの放流調節に高圧ゲートや高圧バルブを用いることが多い。

従来の放流方法にはハウエルバンガーバルブやホロージェットバルブなどによってダムから直接下流の減勢池に放出している例がみられた。しかし、これらの方法はコンクリート重力ダムやアーチダムの場合には適当であるが、フィルダムの場合には、このような方法を採用できない。

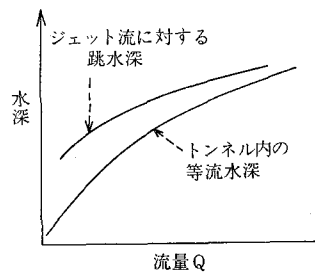
そこでフィルダムの場合には仮排水路トンネルを利用する場合が多く、経済的な面から、仮排水路のプラグより下流で放流する例がある。

このような、トンネル内での放流方式には空中放流と水中放流がある。とくに注意すべきは空中放流方式である。

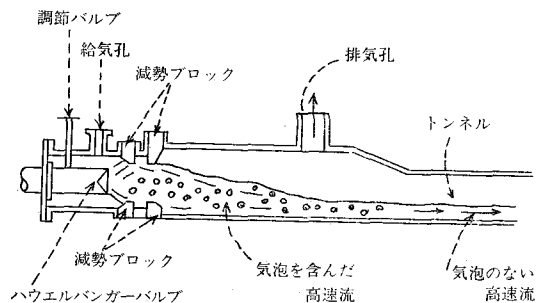
高圧バルブから直接、トンネル内へ放流する方式はごく自然に計画される。しかし、ここに思わぬ落とし穴がある。その減勢効率が悪く、結果としてトンネル内の侵蝕が生ずる。さらに、放流量に対してトンネルの断面積が小さい場合には、トンネル内の空気の圧縮と爆発が生ずる場合がある。できることなら、トンネル内での空中放流方式を避けることが望ましい。

また、トンネル内での空中放流方式の不安定性の理由の中にはつぎのことが考えられる。

- ① 一般に仮排水路のこう配が大きいこと。これは仮排水路は一時的な使用目的のために作られているので、水理的には限界状態を考えていることによる。将来、放流工として使用する場合にはあらかじめ計画の段階で十分水理的な検討が必要である。
- ② 高圧バルブからの噴流流速は貯水位が変わらない限り、流量の大小に拘らず一定である。この結果、流量の小さいほどフルード数が大きくなる。したがって、高圧バルブよりのジェット流に対する下流跳水深とトンネルの水力特性である等流水深の関係は図2.5のようなになる場合が多い。すなわち、跳水深より下流の等流水深が常に低く、トンネル内に高速流が持続し、高速流によってトンネル内の空気が下流へ連行される。トンネルの断面積は通水断面積に比して大きく、トンネルの長さが短い場合には問題はないが、これと逆の場合にはトンネル内の空気が圧縮され、圧縮された空気がトンネル出口付近で爆発し、激しい水面の動揺を生ずる。



図—2.5 トンネル内での空中放流特性



図—2.6 ハウエルバンガバルブの空中放流例

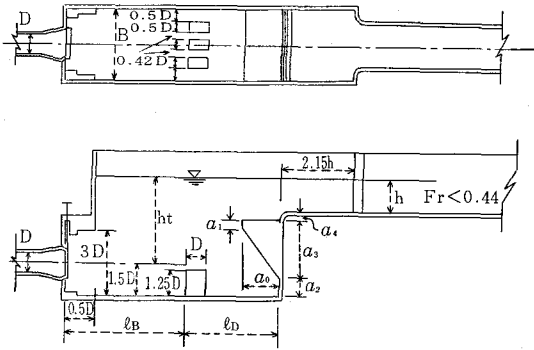


図-2.7 ジェットフローゲートによる水中放流例

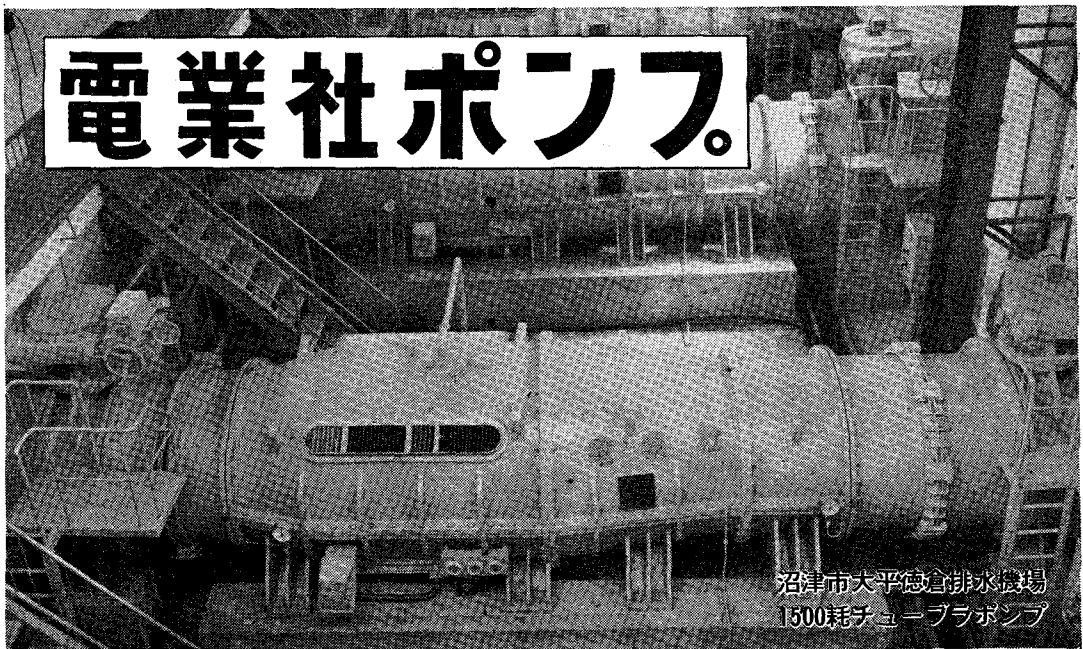
6. あとがき

今回はダムに関する問題を水工学の立場から述べたが、水理設計には何よりも水理現象の理解が大切である。実際の流れは理論の組合せによって理解することができるものであるが、理論のつなぎ合せによって実際の流れを想定するには可成りの経験を要すると思われる。次回は頭首工に関する問題を取扱うこととする。

引用文献

- 1) 農林省農地局(昭和42年11月改定), 土地改良事業計画設計基準第2部計画第1編カンガイ第5章水温水質
- 2) 日本大ダム会議(1970.3); ダムの計画と設計 p.261

電業社ポンプ。



沼津市大平徳倉排水機場
1500馬力チューブラポンプ



株式会社 電業社機械製作所

本社 東京都大田区大森北1丁目5番1-309号
電話 東京 (761) 3 1 3 1 (代)
営業所 大阪・名古屋・福岡
出張所 札幌・仙台・広島・高松

改良山成工設計システムの概要

荒木 正 栄*

はじめに

近年農地造成工事においては、大型土工機械の発達から、土地利用率高め併せて高度の機械化営農を可能にする大は場を造成するのに適した改良山成工法が主流になっているが、この場合多量の運土工を併うのが一般的である。このため適正な設計と運土計画を検討するためのシステムが必要となり、昭和53年度において改良山成工設計システムの開発を行なった。

1. 概要

本システムはメッシュ法により、現況地盤標高を基に水柱モデルまたは造成方向指定モデルで造成計画標高の決定を行い、線形計画法で運土方法を求める。

システムは、設計における比較設計が便利のように4段階に分かれており、作業フローは図-1のとおりである。

(1) 第1段階 (YAMA 1) …地形の数値区分作成
この段階は、対象地区の現況標高データーを基に、地

区ブロック割、は場の広さ、防災対策、造成不可能地等を考える場合の参考とするため、現況地形の標高分布、傾斜度分布、傾斜方向分布を数値的に出力するプログラムである。

(2) 第2段階 (YAMA 2) …造成計画標高決定、土量計算

この段階は、現況地形メッシュ標高データーと平面的な境界条件のもとで現況地形を変更し、造成勾配、土量換算係数、切盛バランス等の諸条件を満足する造成計画標高を水柱モデルまたは造成方向指定モデルにより計算し、その結果から土工量を計算するプログラムである。

(3) 第3段階 (YAMA 3) …運土計画

第2段階で求められた各メッシュ単位での切盛土量とその発生位置をもとに、どのような運土を行なえば総工事量(土量×運土距離)が最小になるかを解析するプログラムである。

(4) 第4段階 (YAMA 4) …法計算

第2段階で決定された計画造成高および現況標高をもとに与えられた設計条件より法肩、法尻の平面座標および法長区別法面積計算を行う。

2. 利用方法

改良山成工設計システムについては、現在も種々の改良を土地改良技術事務所において行なっている所であり、今後さらに使いやすいプログラムとなる予定である。利用について、国営事業においては、原則的に本システムによることとしており、補助事業においても、本システムを使用したい場合は、土地改良技術事務所に相談されたい。

3. 今後の改良山成工の諸基準とりまとめについて

改良山成工については、土地改良技術検討委員会の農地造成分科会において、測量・設計・積算・施工・施工管理を検討しているところであり、54年度には一応の方向付けが行われる予定である。特に本システムの基本となる現況地形の標高については、一般的に航空写真測量より作成された地形図より直接読み取られていたが、現在の空測図の精度向上が必要であり、54年度において精度向上の実験作業を行なっている。

今後改良山成工の設計積算の適正化、省力化、合理化のためには、本システムの活用とともに、関係諸基準の整備が重要となってくる。土地改良技術事務所においては、諸基準の整備により一層努力していくつもりであり、関係者の協力を願いたい。

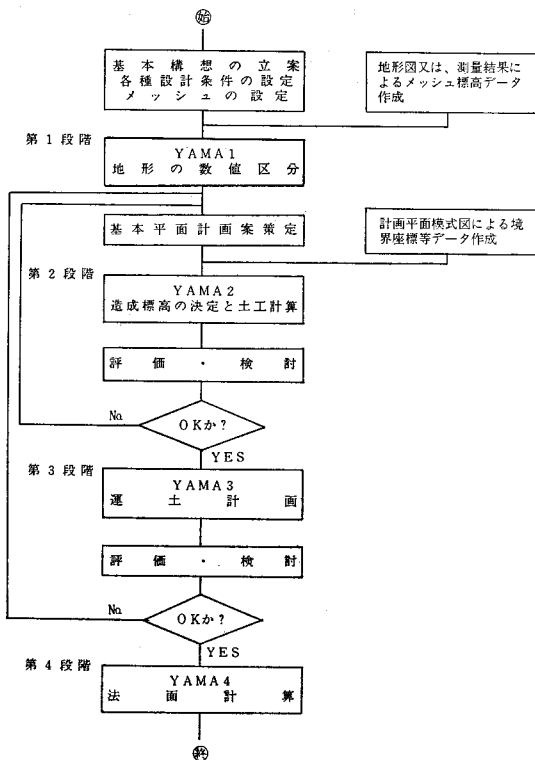


図-1 設計作業フロー

* 企画施行調整室

石川県における基盤整備事業のシステム構想

石川県農林水産部技術管理課 中 川 健

1. 事業施工上の合理化状況

石川県は合理化を目的として42年4月から設計担当を配置したことを手始めに、46年4月に金沢施工調査事務所が設置され、これを契機に北陸農政局と管内4県による設計、積算、施工に関する合理化協議会がスタートし、また県内では、47年2月に上記の協議会の支援の役割も含め、設計、積算、施工合理化委員会を設置して県内のレベルアップに努めてきた。その結果、これらに関する基準化とその適応は成功した。

石川県において、この分野にコンピューターの導入が検討されはじめたのは50年度である。当初は統一単価表（現在の工種別基準単価表）のプログラム開発であって、翌51年には実行している。

現在実行している積算業務用プログラムの開発は、52年4月に開発着手したが、ベースプログラムとしたFACOM仕様プログラムは県が導入している機種、HITAC M160Ⅱと仕様内容が異なり、また初めての大型プログラムでもあったことから、装置のフル活用が思うようにゆかず、開発完了まで4ヶ月を費した。なお、基盤整備関係のプログラム開発は自主開発方法を取り、その要員養成には農業土木技術連盟の通信講座、土地改良技術事務所の研修、県の研修システム等を利用している。

積算の実行は54年度で2年目になるが、昨年の実績は約100件おおむね3割程度で、今年度は5割を越えるものと予想している。また、その実行計画は、出先から提出されてくる月間計画表をもとに使用時間を予約し、処理している。その使用時間は、データミス等からくる再処理を含め、現在週8時間程度予約している。

今後、処理量の増加、林業および土木関係が導入された場合、出納業務等一般事務業務と競合が激しくなり、容量の増とオンライン化が必要となろう。

2. 基盤整備におけるシステム開発

これからの農業は地域複合農業の推進いかににより将来が決まるとまでいわれている。この地域農業とか、定住圏とか、田園都市構想といった言葉の定義付けはまだまだ固定されたものはない。

農業技術研究所の高橋正郎氏は、農家レベル、集落レベル、町村、農協レベルの3つで機能が分担されながら、共通の地域目標を達成するために重層構造で進められるものであるとしている。

こういった農業の方針にあって、基盤整備がとるべき

施策は従来の物理、数学から出発した自然科学分野から、水田利用再編対策ととられているごとく米以外の作目、流通、農家経済、生産の体制、組織、環境問題等社会科学分野まで立入る必要にせまられている。

このようなことから、基盤整備行政も高度な行政判断と敏速性が要求され、当然のこととしてシステム化が必要となろう。

基盤整備事業施行の機構は、諸兄氏が御承知のように概ね図-1のとうりである。

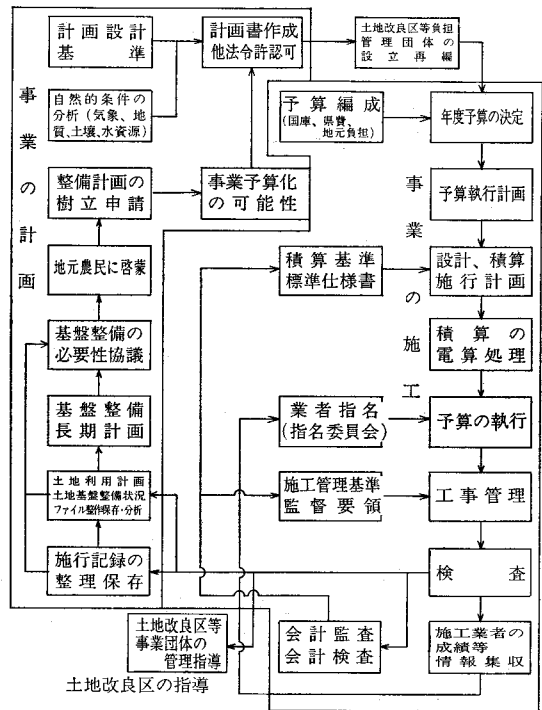


図-1 基盤整備事業施行のステップ

これらのステップを大別すれば、事業の計画、事業の施行、土地改良区の指導の3つになる。この内、情報処理方法が比較的明確になっているものには、自然的条件の分析と設計、積算、施工部門等がある。

このような状況から、前述の県内の委員会（現在幹事会）内にシステム開発部会を54年4月に設置し、現在は問題の掘り起こしと問題の整理中である。県段階で執行すべき基盤整備事務処理について、情報処理の細分化、または多次元分析により高度な行政判断材料を引き出す

ためのシステム化の可能性を秘めているステップをさぐれば以下のステップが該当すると思う。なお可能性のある全ステップについて記述する紙数がないため、その内の2～3を説明し、あとは列記するにとどめたい。

(1) 土地利用計画、土地基盤整備状況のファイル整理保存と分析

土地基盤整備状況の調査は、現在最も知られている調査の中に、50年度に農林省が委託調査した土地利用基本調査がある。また、水利施設にあっては、47～49年委託調査の農業用水実態調査、あるいは溜池台帳等基礎資料が豊富にある。しかし、これらのデータは県や市町村、あるいは農協等がせまい範囲で使用しようとした場合、寸たらずの場合が多かったり、また、更新や各種データ間の整合性が困難であるなど、使用されないものが多い。

しかし、このような問題を整理され、情報収集を細分化し、更新や整合性をもたせることにより、土地利用計画や長期計画の樹立、基盤整備の必要性について、先ほどの3レベルで協議される場合の基礎資料として高度な精度をもたせることができる。

当面システム開発部会として、集落を単位とした水田台帳を企画中であり、水田利用再編対策に早期対応できるよう考えている。なお、その内容は紙数の関係から省略する。

(2) 施行記録の整理保存

このことについては、土地改良技術事務所が、全国規模で実施しているが、県の場合は参考事例の引用はもちろん、施設の管理体制の確立、施設の更新等に使用できる。

(3) 基盤整備の長期計画

長期計画は、土地利用計画や農業振興ビジョンをもとに、長期的行政需要量を把握する手段として樹てられるものであるが、このステップも土地基盤整備状況のファイルを使用することでシステム化は可能となろう。

その他、(4)自然条件の分析、(5)予算執行計画、(6)設計積算、施工計画、(7)積算の電算処理、(8)工事管理、(9)施工業者の成績等情報収集、(10)土地改良区の指導、等がある。

以上、図一1 基盤整備事業施行のステップをもとに、システム化の可能性について論を進めてきたが、システム開発部会をこの4月に設置したばかりであり、十分な整理ができなかった。県の54年度の予算から、公共、非公共を問わず基盤整備に係わる事業をみた場合、数では69事業、全体の29%また予算額で200億円、81%に達する等、その実績の把握だけでも容易なことではない。

将来は石川県における農業施策のシステム化が最終目標にできるようなシステム開発部会の運営方針を夢としてこの稿を終えます。

新潟県における「標準設計」の活用について

新潟県農地建設課 谷 山 重 孝

年々増大の一途をたどる農業基盤整備事業は本県の場合昭和54年度当初で620億円余に達しており、技術職員1人当りに換算すると平均1億4千万円相当となっております。本年度から水田利用再編対策の推進と転作の定着化を促進する主旨で各種新制度の創設がなされ今後一層の事業量増が予測される一方情報の多様化についても平行して増大する事と考えられます。

このような情勢の中で限られた技術職員により適正かつ円滑な執行に資することで国に準じ統一積算基準、共通仕様書、施工管理基準等を制定し基準化を図っていることは各県とも共通の課題として取組んでいるところであります。また設計参考資料としては一般的に構造改善局制定の土地改良事業各種設計基準、ならびに土地改良事業標準設計を活用することにより効率的運用を図っていますが特殊な構造物設計等については、本県独自に標準化基準化を実施して来ているのでその一部概要につい

て紹介することといたします。

1. 小型水門標準設計

従来見積で実施しており事務所により担当者によりその妥当性の判断がまちまちであった事から水門鉄管協会の基準等を参考に昭和49年度に標準設計を制定51年度にその一部の改訂を行ない現在に至っている。

標準設計の具体的内容は規格寸法において三方水密で高さ600%～2,000%、幅800%～4,000%について27タイプ、四方水密で高さ600%～2,500%、幅800%～4,000%について68タイプの計95タイプに構成している。また設計基準設計事例等を参考に加え各タイプ毎の計算結果を一覧表にし図面集、使用鋼材内訳、鋼材重量一覧表を加え積算の効率化を図っており更に開閉機の操作方法、電動開閉機の選定基準、操作盤の組込み内容についても明記して作成してあり一般的小型ゲートの設計積算の簡素化に大きな役割を果たしている。

以上を統一諸元として取扱っており規格寸法毎に次により139タイプに構成している。

橋 種	支 間	全 幅	有 幅	適 要
T-20 t	10~25m (1 m毎)	7.2~9.2	6.0~8.0	合成桁
T-14 t	10~25m (1 m毎)	5.0 6.0	4.0 5.0	〃
T-10 t	7~15m (1 m毎)	4.6, 5.0 5.5	3.6 4.0 4.5	非合成桁

(2) プレテンションPC橋

スラブ橋 J I S A 5313, 軽荷重スラブ橋 J I S A 5319 を設計条件として下記の規格寸法により99タイプに構成している。

橋 種	支 間	全幅員	有効幅員	摘 要
(1)スラブ橋	5.00 } m 13.00 (1.0m毎)	7.20	6.00	JISA 5313
		7.70	6.50	
		8.20	7.00	
		8.70	7.50	
(2)スラブ橋	5.00 } m 13.00	5.00	4.00	JISA 5313
		6.00	5.00	
		8.00	7.00	
		8.00	7.00	

	m	m	m	
(3)軽荷重	5.00	4.60	3.60	JISA 5319
スラブ橋	}	5.00	4.00	
T-10 t	13.00	5.50	4.50	

(3) ポストテンション方式単純T桁橋

スパン13.0m~35.0mに亘って1等橋有効幅員4.0m~6.0m, 2等橋有効幅員6.0m~9.0mの範囲で152タイプに構成している。

(4) 活荷重合成プレートガータ橋

スパン26.0m~35.0mに亘って1等橋有効幅員6.0m~9.0m, 2等橋有効幅員4.0m~5.0mの範囲で77タイプに構成し各々について詳細図, 部材寸法, 鋼重量まで組込んで設計積算の簡素化を図っている。

以上が標準設計資料として活用しているもので, その他ポンプについては概論, 計画設計, 設備基準を定め積算出来るよう単価設定まで実施している。

また汎用性の高くなって来ているパイプライン, 暗渠排水の設計基準を定め特殊な場合をのぞく一般的な統一指針として計画設計業務に供している。以上が本県における設計積算に関する標準化の現状であるが今後の構想としては水管理改良施設の実施事例の実績を踏まえ設計指針的な資料を整備する方向で検討を開始したところである。

愛知県における農業土木研究機関について

愛知県農業総合試験場 鈴木唯志

昭和39年4月, 愛知県農林水産関係試験研究機関整備審議会の答申に基づき, 県内に分散している清州町の園芸試験場, 江南市の蚕業試験場, 安城市の農業試験場等を農業総合試験場として統合, 機構改革し, 名古屋市の東部, 長久手町の緑に囲まれた敷地152haの丘陵地に設置することが決定した。

昭和40年3月に着工, 昭和45年4月に本館(管理部・普及指導部・基礎研究部・経営経済部)と作物・園芸・蚕業・畜産・養鶏の5研究所並びに安城市の水田, 豊橋市の畑地, 稲武町の山間の3技術実験農場を含む農業総合試験場としての組織体制が確立した。

また昭和39年9月に前記審議会の答申により, 農業総合試験場に基礎研究部を設け, 農業生産の基盤(土・水・気象), 動植物の生理, 農業工学等の基礎的研究および

調査を行うことの必要性が指摘され, 基礎研究部内に農業土木研究室(当時第二研究室)が誕生した。

農業土木研究の概要

本研究室の所掌事務としての研究内容はほ場の整備および用排水の試験研究に関する事, 農業土木施設の構造設計および材料の試験研究に関する事になっているが, 研究室の発足と同時に試験研究推進構想としての大課題を次のようにまとめた。

(1) 用排水管理の合理化として, 水資源の効率的利用, 用排水施設の自動化, 水管理のシステム化に関する事。

(2) ほ場整備関係では, ほ場整備方式, カンガイおよび排水方法と効率, 水田の畑地化, 田畑輪換, 地表排水, 暗渠排水に関する事。

表-1 課 題 一 覧 表

※ 総合助成試験

課 題 名	試験年次	内 容
サブソイラーの施工が土層改良におよぼす効果について	S. 42	水田技術実験農場でサブソイラーの施工試験
排水に関する試験	43 ~ 48	モミガラ巻立塩ビ暗渠の効果試験, モミガラの老化調査
ほ場整備における管水路に関する試験	44 ~ 46	水田管水路カンガイ地区の実態調査
第三紀丘陵合地ほ場整備地区の水文に関する試験	44 ~ 46	造成畑地と未開発山林で降雨流出量の測定
法面斜面の安定に関する試験	44 ~ 46	種子吹付による法面浸食防止試験
傾斜地における果樹園造成方式に関する試験	※ 44 ~ 48	傾斜地におけるミカン, カキの果樹園の造成方式 (共同研究)
山間傾斜地茶園の造成方式に関する試験	※ 44 ~ 47	山間傾斜地の茶の開園方式 (共同研究)
用排水施設の自動化に関する試験	47 ~ 50	水田の自動カンガイ器2種の試験
水管理のシステム化に関する試験	47 ~ 50	地域の開発都市化による流出機構調査
田畑輪換施設に関する試験	47 ~ 50	暗渠排水用モミガラブロックの開発, 蒸発計の試作
低湿地帯における水田土地利用方式の再開発	※ 47 ~ 51	田畑輪換による地下水の変動要因, パイプラインの葉肥の施用法 (共同研究)
中山間地帯茶生産団地の排水を主とした造成試験	※ 48 ~ 50	茶園造成試験 (共同研究)
畑地カンガイに関する試験	49 ~ 51	土壌水分, 蒸発, 貯留, 葉内水分調査
農業用水路における処理に関する試験	※ 51 ~ 54	農業用水路のごみの実態, 除じんの開発
水管理に関する試験	51 ~ 55	丘陵地の開発 (農地, 宅地) による流出状況調査
施設化に関する試験	51 ~ 55	地中カンガイ方式, 自動化, 指令器の試作
土地基盤の効率化に関する試験	51 ~ 58	モミガラブロック暗渠排水試験, 田畑輪換による用排水量変化
大型ほ場における水管理技術の確立	※ 52 ~ 54	大型ほ場の地表排水方式 (共同研究)
減水深調査	52 ~ 54	ほ場整備施工前後の変化
用水需要構造の解析	52 ~ 56	水田隣接畑の地下水の変化, 営農型態変化による用水量
東海地方の代表的地目混在地域における水需要構造と用水量の実態解析	※ 53 ~ 55	地目混在地域の用水量の変化 (農士試委託)
土壌類型別営農排水施工法の確立	※ 54 ~ 56	営農排水の機械化, 施工法の検討 (共同研究)

(3) 丘陵山間地帯の造成関係として、造成の総合計画技術、丘陵合地は場整備地区の水文、法面斜面の安定に関すること。

(4) 農業用施設の構築材料については、農道、用排水路、アースダムなどの構築材料の力学的試験、耐久性試験、管理試験に関すること。

この推進構想に基づき昭和42年度から、単独県費または総合助成試験研究費により実施してきた試験研究課題名とその概要は表一1のとおりである。

なお現在実施中の課題9は課題で鋭意努力中であるが、特に「農業用水路におけるごみ処理に関する試験」で開水路用、管水路用の除じん器を試作し、現地実証試験中であり、また「土地基盤の効率化に関する試験」で暗渠排水用モミガラブロックの試作をしているが、何れも時代の要請にマッチするものと思われる。

試験研究の方向

昭和51年10月に本県の試験研究推進構想の見直しが行われ、また県地方計画の「住みよい愛知県づくり」にそれぞれ準拠して試験研究が進められているが、具体的には毎年愛知県農林水産技術会議が主催で行政側より、要望課題を募りその中から重要なものを新規課題として設定し、行政、普及の一助とする仕組みとなっている。なお特別緊急なものについてはその都度、委託を受ける。

その最近5か年間の要望課題を分類してみると表一2のとおりである。

この表を見ると米の生産調整に伴う水田の畑地化問題、生産基盤の整備と、水利用の問題が最も多くなって

表一2 最近5か年の試験研究要望課題数の割合 (農業土木分科会のみ)

分類	昭和年				
	49	50	51	52	53
農用地の基盤	17	20	50	18	8
ほ場の水利用	17	60	17	27	69
生産施設	0	20	8	0	15
水資源	33	0	17	18	8
その他	33	0	8	37	0
計	100%	100%	100%	100%	100%

(愛知県農林水産技術会議資料)

いる。これは農政上もっともな現象であると思われる。農地の汎用化が現在唱えられているがこれが最大の指標のように考えられる。

参考に農業土木試験場における専門別総括検討会議の検討課題数を上記同様に分類してみると表一3のとおりで、愛知県の場合と同様なことが感じられる。

表一3 最近5か年の専門別検討会議課題数の割合 (農土試資料)

分類	昭和年				
	49	50	51	52	53
農用地の基盤	25	14	16	18	26
ほ場の水利用	30	36	28	19	15
生産施設	16	18	25	23	21
農地保全	1	0	0	6	9
水資源	17	22	27	11	15
その他	11	10	14	23	14
計	100%	100%	100%	100%	100%

工事費積算の電算化システム利用について

滋賀県農林部耕地指導課

木 下 雅 道
森 和 男

1. ま え が き

滋賀県では増大する行政需要に対応するため、事務合理化の一環として県営土地改良事業の請負工事費積算の電算処理を図り、昭和50年4月に県営土地改良事業工事費積算システムの開発に着手して53年3月に完了し、同年4月から一部工事について試行的に実施してきた。

また、積算システムの開発と並行し、本システムの利用方法について、土地改良関係の技術者全員を対象に職員研修を何回も重ね、啓もうに努めてきた。

昭和54年度からは原則として本庁執行分の設計書につ

いて全面的に電算処理する計画である。

53年度は、45件(件数は設計書データ件数を表わす)の設計書を電算処理した。54年度においては200件を処理する予定であり、すでに6月末現在で38件を処理している。本システムの入力媒体はカードまたはフロッピーディスクであり、設計書1件当たり400~500行程度である。マシン処理時間は、30~40分/回程度であり、入力データ受付から出力帳票を渡すまで3~5日のサイクルである。

昭和53年3月積算システム開発完了時点で積算担当者

を対象にコンピュータ処理する希望業務のアンケート調査をした結果は、①土地改良設計積算43%、②統一単価表作成（複合単価を含む）35%、③設計技術計算11%、④測量設計積算5%、⑤その他6%の順であった。

上記のアンケート結果によると、土地改良設計積算と統一単価表作成の要望が多いことがわかる。ここでは紙面の都合で統一単価表作成システムについて述べる。

2. 統一単価表作成システムについて

開発時点でのアンケート調査によれば統一単価表作成の希望が多かったので、積算システムの中に統一単価表作成システムを含んで開発した。積算システムで使用する施工単価データをチェックする必要がある、施工単価明細書を出力させるプログラムを作成した。更にこれを利用して統一単価表を作成するシステムに改良したものである。

プログラムは、COBOLとFORTRANで構成され、合計約2900ステップである。

このステップは、大きく分けて次の3段階に分けられる。

(I) データ作成

データをカードから読み込み、チェックデータファイルを用いて自動的に必要データを作成する。

(注) チェックデータファイル：積算システムにおいて、入力された施工単価の条件値が与えられた範囲内であるかどうかをチェックするファイル。

(II) 施工単価の計算

(I)で作成されたデータを入力し、積算システムの施工単価計算プログラムを用いて施工単価の計算をする。

(III) 編集出力

(II)で計算された結果をチェック用、および統一単価表用に編集して出力する。この編集出力された帳票は、そのまま印刷の原稿にし、統一単価表として使用している。

このシステムの特長は、①一つの施工単価コードに対するあらゆる組合せが出力できる。②一定の値を入れて

計算、明細を出力することができる。③コントロールカードをかえるだけで期別の異なる単価で計算し比較することができる。

一方このシステムで、施工単価データのみならずチェックデータファイル、名称データファイルのチェックもでき、更に積算システムの施工単価計算プログラムまでチェックすることができたので誠に利用価値の多いシステムである。

(注) 名称データファイル積算システムにおいて、入力された施工単価の条件値に対する条件名称のファイル。

現在360種の施工単価のうち統一単価表として約210種7000余個の単価を利用している。

3. おとがき

本県の場合、以上のような考え方で電算化システムの開発化をし、54年度から全面的電算処理を目指しているが、幅の広い利用を図るためには、利用者の理解と協力にまつところが大きく、今後も研修を続け、このシステムを軌道にのせたいと念願している。

電算処理に伴う省力効果について、電算による積算に要する時間と手計算の場合を調査分析する必要があり、将来のオンライン化とともに調査しているところである。

本システムは、後々のシステム修正・変更の場合を考慮して、日本電気情報サービス株式会社の技術指導を受けながら自己開発したもので、今後システムをスムーズに運営管理していくには次の点に問題があると思われる。

- (1) システム維持要員の、養成とローテーション
- (2) 技術進歩による機種変更機能等のアップに伴うシステム上への対応の仕方
- (3) 国の設計積算歩掛基準等の改正に伴う県としての対応の仕方

なお、本県のシステム開発に当たり農林水産省のシステムを参考にしたことを付記してこの稿を終わります。

会

告

農業土木技術研究会役員名簿（昭和54年度）

会 長	浅原 辰夫	構造改善局建設部長
副 会 長	緒形 博之	東京大学教授
理 事	中川 稔	構造改善局設計課長
〃	伊東 久称	〃 水利課長
〃	内藤 克美	〃 設計課農業土木専門官
〃	長野 孝夫	関東農政局建設部長
〃	高須 俊行	農業土木試験場々長
〃	北村 純一	新潟農地部長
〃	後藤 孝	水資源開発公団第二工務部長
〃	松井 芳明	農業土木事業協会専務理事
〃	永田 正董	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	技師長東京支社長
〃	久徳 茂雄	西松建設株式会社取締役
〃	内藤 正	大豊建設株式会社副社長
〃	宮城 好弘	三井建設株式会社理事
監 事	坂根 勇	関東農政局設計課長
〃	岡本 勇	(財)日本農業土木コンサルタンツ代表取締役社長
常任顧問	岡本 克巳	構造改善局次長
〃	井元 光一	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	小川 泰恵	新農村開発センター代表取締役
〃	梶木 又三	参議院議員
〃	金子 良	日本大学教授
〃	小林 国司	参議院議員
〃	佐々木四郎	(株)日本農業土木コンサルタンツ相談役
〃	清野 保	岐阜大学名誉教授
〃	高月 豊一	京都大学名誉教授
〃	田村徳一郎	明治大学講師
〃	中川 一郎	衆議院議員
〃	野知 浩之	
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授
〃	山崎平八郎	衆議院議員
幹 事	浅井喜代治	農工大学助教授
〃	荒木 正栄	施工企画調整室係長
〃	伊藤 喜久	構造改善局防災課々長補佐
〃	池田 文雄	〃 地域計画課係長
〃	岩崎 和己	農業土木試験場水利3 研研究員
〃	太田 信介	構造改善局事業計画課係長
〃	小木曾徳三郎	〃 開発課係長
幹 事	川尻裕一郎	構造改善局地域計画課課長補佐
〃	上条 幸一	関東農政局設計課課長補佐

〃	河田 正治	構造改善局防災課係長
〃	古賀 猷規	国土庁計画調整局
〃	塩田 克郎	構造改善局計画部資源課
〃	須田 康夫	〃 設計課課長補佐
〃	杉浦 英明	〃 事業計画課課長補佐
〃	中西 一継	(財)日本農業土木総合研究所調査研究部長
〃	長塚 裕	水資源開発公団第二工務部副参事
〃	藤森不二夫	農用地開発公団工務第一係長
〃	福岡 忠宏	構造改善局整備課課長補佐
〃	本郷 尚文	〃 水利課係長
〃	増田 明德	〃 設計課農業土木専門官
〃	松本 政嗣	〃 水利課係長
〃	宮本 幸一	〃 開発課係長
〃	山崎 隆信	〃 整備課係長
常任幹事	福岡 忠宏	構造改善局整備課課長補佐
〃	須田 康夫	〃 設計課課長補佐
〃	増田 明德	〃 設計課農業土木専門官
〃	野村 利秋	全国農業土木技術連盟事務局局長
編 集 員	内藤 克美	構造改善局設計課農業土木専門官
編 集 委 員	幹事及常任幹事	

賛 助 会 員

東 京	(株) 荏原製作所	3 口
〃	(株) 大林 組	〃
〃	(株) 熊 谷 組	〃
〃	久保田鉄工(株)	〃
〃	佐藤工業(株)	〃
〃	大成建設(株)	〃
〃	(株)電業社機械製作所	〃
大 阪	(株) 西島製作所	〃
東 京	西松建設(株)	〃
〃	(財)日本農業土木総合研究所	〃
〃	(株) 日本農業土木コンサルタンツ	〃
〃	(株) 間 組	〃
〃	(株) 日立製作所	〃
千 葉	福本鉄工(株)	〃
愛 知	玉野測量設計(株)	〃
東 京	(株) 青木建設	2 口
〃	株木建設(株)	〃
大 阪	(株) 奥村 組	〃
東 京	勝村建設(株)	〃
大 阪	(株)栗本鉄工所	〃
東 京	三幸建設(株)	〃
〃	住友建設(株)	〃
〃	大豊建設(株)	〃
〃	前田建設工業(株)	〃
東 京	三井建設(株)	〃
青 森	田中建設(株)	〃

愛媛	安藤工業(株)	2口	宮城	上田建設(株)	1口
山形	前田製管(株)	1口	〃	北越ヒューム管(株)	〃
愛知	(株)三祐コンサルタンツ	〃	山形	伊藤工業(株)	〃
東京	旭コンクリート工業(株)	〃	山形	佐藤興業(株)	〃
大分	梅林建設(株)	〃	〃	菱和建设山形営業所	〃
東京	技研興業(株)	〃	茨城	茨城県調査測量設計研究会	〃
〃	久保田建設(株)	〃	栃木	第一測工(株)	〃
〃	五洋建設(株)	〃	〃	(有)八汐コンサルタンツ	〃
大分	(株)後藤組	〃	群馬	大和設備工事(株)	〃
〃	(株)佐藤組	〃	〃	高橋建設(株)	〃
三重	(株)塩谷組	〃	埼玉	(株)古郡工務所	〃
東京	世紀建設(株)	〃	千葉	堀内建設(株)	〃
〃	(株)田原製作所	〃	〃	京葉重機開発(株)	〃
香川	大成建設(株)高松支店	〃	〃	(株)舛ノ内組	〃
大分	高山総合工業(株)	〃	東京	前沢工業(株)	〃
東京	中央開発(株)	〃	〃	日本大学生産工学部図書館	〃
岡山	アイサワ工業(株)	〃	〃	新光測量設計(株)	〃
香川	(株)チェリーコンサルタンツ	〃	神奈川	神奈川農業土木建設協会	〃
東京	東急建設(株)	〃	山梨	峡中土地改良建設協会	〃
秋田	東邦技術(株)	〃	長野	小林建設工業(株)	〃
東京	東京索道(株)	〃	〃	(株)木下組	〃
栃木	東洋測量設計(株)	〃	静岡	社団法人静岡県畑地かんがい事業協会	〃
神奈川	土木測器センター	〃	新潟	山崎ヒューム管(株)	〃
茨城	中川ヒューム管工業(株)	〃	新潟	新潟ヒューム管(株)	〃
東京	日本舗道(株)	〃	富山	(株)婦中興業	〃
〃	日本国土開発(株)	〃	〃	八田工業(株)	〃
〃	日本プレスコンクリート工業(株)	〃	石川	(株)豊蔵組	〃
〃	日本エタニットパイプ(株)	〃	福井	福井県土地改良事業団体連合会	〃
〃	ボゾリス物産(株)	〃	岐阜	岐阜県ベンチフリューム協議会	〃
〃	日兼特殊工業(株)	〃	岡山	(株)大本組	〃
福岡	藤増総合化学研究所	〃	広島	金光建設(株)	〃
東京	(株)マルイ	〃	〃	農林建設(株)	〃
〃	(株)丸島水門製作所	〃	徳島	佐々木建設(株)	〃
石川	真柄建設(株)	〃	香川	青葉工業(株)	〃
東京	水資源開発公団	〃	〃	宮本建設(株)	〃
愛知	若鈴コンサルタンツ(株)	〃	高知	須崎工業(株)	〃
東京	I N A新土木研究所	〃	福岡	福岡県農林建設企業体岩崎建設(株)	〃
福岡	新日本コンクリート(株)	〃	〃	(株)古賀組	〃
茨城	日本電信電話公社茨城県電気通信研究所	〃	佐賀	農業土木試験場佐賀支場	〃
東京	日本技術開発(株)	〃	熊本	佐藤企業(株)	〃
北海道	(財)農業近代化コンサルタンツ	〃	〃	旭測量設計(株)	〃
岩手	菱和建设(株)	〃	群馬	水資源開発公団奈良俣ダム調査所	〃
〃	丸伊工業(株)	〃	東京	日本コーケン(株)	〃
〃	高弥建設(株)	〃	岡山	岡山土地改良技術事務所	〃
〃	東北ブルドーザー工業(株)	〃	北海道	札興産業(株)	〃
宮城	丸か建設(株)	〃			

117社159口 (順序不同)

農業土木技術研究会会員数

地方名	通常会員							賛助会員		地方名	通常会員							賛助会員		
	県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社	口数		県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社	口数	
北海道	209	224	7	111	12	20	583	2	2	近畿	30	11	-	10	5	1	57	-	-	
東	青森	99	57	2	2	-	160	1	2	京都	66	73	8	14	4	2	167	-	-	
	岩手	95	20	6	5	8	135	4	4	大阪	49	-	4	34	5	6	98	3	7	
	宮城	74	82	6	55	-	230	3	3	兵庫	78	35	4	2	-	1	120	-	-	
	秋田	177	28	-	24	-	232	1	1	奈良	67	18	-	-	-	3	88	-	-	
	山形	93	49	5	4	-	151	4	4	和歌山	54	12	-	-	-	2	68	-	-	
福島	114	48	-	1	13	177	-	-	畿内	小計	344	149	16	60	14	15	598	3	7	
北	小計	652	284	19	91	22	1085	13	14	中国	鳥取	36	9	4	-	-	1	50	-	-
東	茨城	119	40	5	1	4	173	3	3	中	島根	41	27	5	2	-	1	75	-	-
	栃木	86	33	5	2	-	128	3	3	山	59	76	5	2	-	1	143	3	3	
	群馬	51	10	1	-	1	63	3	3	岡	50	7	-	3	-	2	62	2	2	
	群	57	22	-	8	18	9	114	1	1	山	44	4	1	-	-	1	50	-	-
	埼	57	22	-	8	18	9	114	1	1	口	37	18	-	-	2	57	1	1	
	千	94	24	1	2	48	13	182	4	6	島	41	10	4	15	2	3	75	4	4
	東	0	202	7	249	51	24	533	44	76	川	37	21	4	3	-	5	70	1	2
	神	37	-	1	-	-	17	55	2	2	媛	37	21	4	3	-	5	70	1	2
	奈	13	14	-	-	-	1	28	1	1	知	26	-	2	-	-	1	29	1	1
	山	97	6	4	-	3	-	110	2	2	小計	371	172	25	25	4	14	611	12	13
長	113	36	-	-	-	4	153	1	1	九州	福	43	33	8	53	43	7	187	4	4
野	13	14	-	-	-	1	28	1	1	岡	59	17	3	-	-	2	81	1	1	
野	97	6	4	-	3	-	110	2	2	佐	23	3	1	-	-	1	28	-	-	
岡	113	36	-	-	-	4	153	1	1	長	107	53	-	6	2	3	171	2	2	
小計	667	387	24	262	125	74	1539	64	98	熊	65	5	-	3	-	1	74	4	4	
北	新潟	221	62	1	10	-	301	2	2	宮	58	23	2	1	-	-	84	-	-	
	富山	72	5	1	2	-	84	2	2	分	64	9	-	-	-	-	73	-	-	
	石川	47	82	3	12	-	145	2	2	崎	-	21	2	1	2	-	26	-	-	
	福	84	9	-	1	-	94	1	1	島	小計	419	164	16	64	47	14	724	11	11
	井	84	9	-	1	-	94	1	1	縄	内地計	3231	1670	118	755	277	184	6235	117	159
小計	424	158	5	25	-	12	624	7	7	外	国	22	-	-	-	-	22	-	-	
東	岐阜	32	8	4	4	6	58	1	1	総	計	3253	1670	118	755	277	184	6257	117	159
	愛知	57	97	1	111	36	312	3	5	社										
	三	56	27	1	2	11	101	1	1	口										
海	小計	145	132	6	117	53	471	5	7											

編集後記

ビールでノドをうるおしていた猛暑もすぎ、日本酒の味が恋しくなる季節になりました。会員各位いかがおすごでしょうか、米の消費拡大の観点からも日本酒を飲み親睦を深めていらっしゃると思われまます。

第三次全国総合開発計画により、定住圏構想がだされ、9月にはモデル定住圏域として40地区が決定され定住圏構想の定着化が進みだしました。広域市町村圏、地方生活圏とあいまって地方主導型の時代となってきたようです。

モデル定住圏域の決定を見て感じたことは、明治維新から約100年たち、私達の生活は飛躍的に進歩しました。

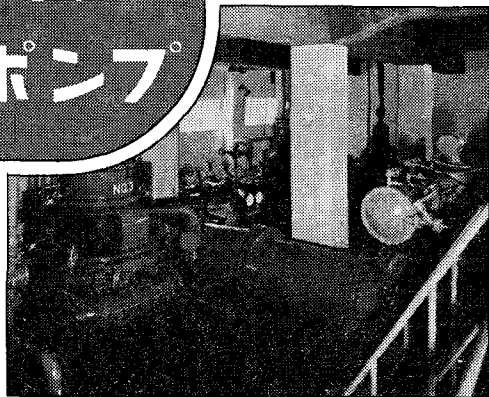
新幹線、高速道路、電気、ガス、上下水道等、しかし江戸時代1人の藩主により統一されその地域内の経済、社会が藩という形で強制的に独立させられていた約250年の歴史の重みは、近代的な経済、交通体系を基礎として新しく地方定住圏構想を策立する現在においても基本的に変化がないように思われてなりません。

又、仕事の関係上、農業土木技術者以外の人と話しをする機会が多いのですが、従来より地元農家と常につきりを持ち、かつその農家による申請によって事業を実施してきた農業基盤整備事業こそ地方の時代を先取りした事業制度ではなからうかと思われる昨今です。

(古賀猷規 記)

トリシマ ポンプ

揚水用立軸うず巻ポンプ
口径：1200×800mm、
2000kW

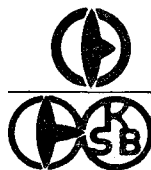


農業用水の安定供給と効率的な利用にポンプは欠かせません。

トリシマは農業用の散水、灌漑、排水ポンプをはじめ上下水道、工業用水道、建築設備、化学、淡水化、火力・原子力発電用などの小形から大形・大容量ポンプまであらゆるニーズにお応えしています。

営業品目

- 各種ポンプ、メカニカルシール
- ラッピングマシン
- 除塵機
- 鑄鉄鋼品
- マルチスタッドテンショナ
(原子炉圧力容器開閉用油圧装置)
- コンデンサチューブ、クリーニング装置
(西独タブロゲ社との製作提携品)
- ポンプステーションの設計・施工・アフターサービス



株式会社 西島製作所
西島ケエスビ商事株式会社
西島サービス株式会社

取締役社長 原田龍平

資本金 10億320万円

本社・工場 大阪府高槻市宮田町1-1-8 ☎0726-95-0551(大代)
営業所 大阪 ☎06-344-6551代 札幌 ☎011-241-8911代
東京 ☎03-211-8661代 仙台 ☎0222-23-7292・3971
東京分室 ☎03-255-4371代 広島 ☎0822-43-3700代
名古屋 ☎052-221-9521代 高松 ☎0878-22-2001代
福岡 ☎092-771-1381代 津島 ☎0988-63-7011

水と土 第38号

昭和54年9月30日発行

発行所 〒105 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

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

印刷所 〒161 東京都新宿区下落合2-6-22

一世印刷株式会社
TEL (952) 5651 (代表)