

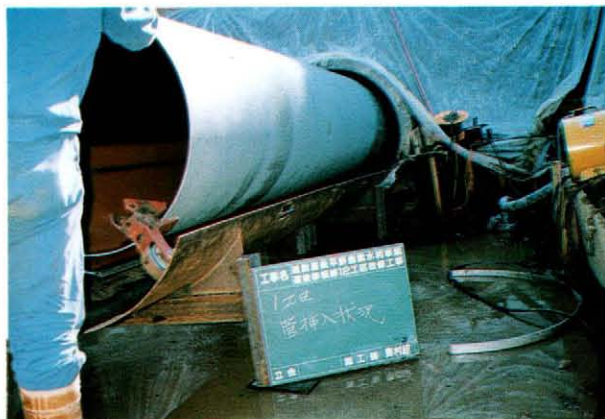
# 水と土

No.109  
1997

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



# 巻込鋼管による PIP工法の施工について (本文27頁)



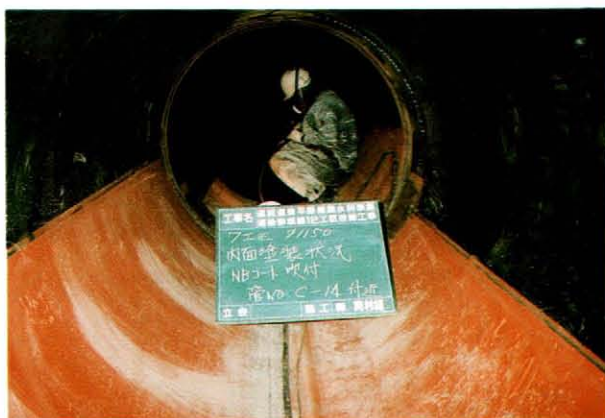
管挿入状況



本溶接状況 (軸方向)

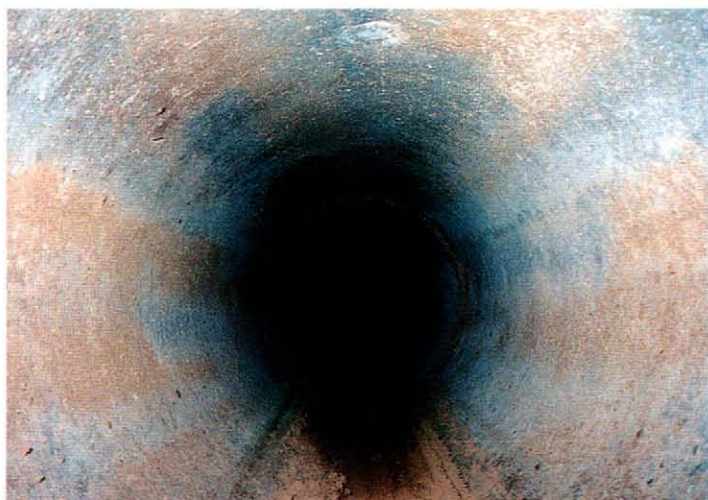


エアミルク注入状況



塗装状況

富島幹線用水路日知屋地区サイホン改修について (本文36頁)



施工前 (ヒューム管内部)



INS工法施工中 (ヒューム管内部)



INS工法施工後 (ヒューム管内部)

# 水 と 土

## — 目 次 —

報文内容紹介

### 巻頭文

農業農村整備事業のコスト縮減計画について

川 嶋 久 義……(1)

### 報 文

農地利用集積の現状と課題

—東北農政局管内の「21世紀型水田農業モデル  
ほ場整備促進事業」を中心として—

加 藤 徹 藤 原 幸 彦 近 藤 巧  
鈴 村 和 也 菊 地 久 男 半 田 仁……(3)

農業集落排水処理水の野菜への利用

松 浦 謙 吉 岩 佐 直 明  
細 田 昭 男 酒 井 泰 文……(11)

鉄筋コンクリート二次製品「L形水路」の設計手法評価

—現場打ちと二次製品部分のモデル試験を  
通じた応力伝達の実証—

竹 谷 喜 代 春 佐 藤 啓……(17)

巻込鋼管によるPIP工法の施工について

大 川 茂 男 高 岡 直 文……(27)

富島幹線用水路日知屋地区サイホン改修について

三 輪 則 久……(36)

中山間地域のほ場整備における貯水施設の検討

(PC型水槽の採用までの経緯と特徴について)

鈴 木 康 久 吉 井 徳 一……(43)

軟弱地盤(中層)改良工法の施工事例について

—地中粉体噴射攪拌方式による施工—

大 坪 義 昭 泉 親 次 湊 正 喜……(48)

観測データの整理方法について

渡 部 輝 夫 先 崎 秋 実  
和 田 達 川 本 芳 久  
玉 乃 井 永 佐 藤 雅 樹……(61)

投稿規定……(88)

農業土木技術研究会入会手引……(89)

会告・編集後記……(90)

No. 109

1997

表紙写真

養老川西広板羽目堰  
(千葉県市原市)

**農地利用集積の現状と課題**

**一東北農政局管内の「21世紀型水田農業モデル  
ほ場整備促進事業」を中心として一**

加藤 徹・藤原 幸彦・近藤 巧  
鈴木和也・菊地 久男・半田 仁

農地利用集積は、「新政策」がめざすようには進んでいない。そこで、東北農政局管内の「21世紀型水田農業モデルほ場整備促進事業」を対象に、農地利用集積の現状と課題について整理、分析した。本事業によって農地利用集積を進めるにあたっては、①目標集積率の設定、②ハード事業との組み合わせ、③担い手農家・生産組織の育成、など多くの問題点があることを明らかにした。

(水と土 第109号 1997 P. 3 設・施)

**農業集落排水処理水の野菜への利用**

松浦 謙吉・岩佐 直明  
細田 昭男・酒井 泰文

農業集落排水処理から排出される処理水は、水資源の乏しい地域における新たな農業用水としての利用が予想される。そこで、処理水を野菜の灌漑用水や防除用水として利用した場合の問題点について明らかにし、野菜や柑橘類への農業用水としての利用ができることを明らかにした。

(水と土 第109号 1997 P.11 企・設)

**鉄筋コンクリート二次製品「L形水路」の設計手法評価  
一現場打ちと二次製品部分のモデル**

**試験を通じた応力伝達の実証一**

竹谷 喜代春・佐藤 啓

二次製品のL形ブロックとつなぎ鉄筋で連結された現場打ち底版で構成されるL形水路は一体フルーム構造で設計しているが、今回その接合部の安全性に関して従前の実物載荷試験に加え、応力伝達を検証するため単純梁モデル載荷試験を実施した。接合部の早期剥離により厳密な力学計算は成立しないが、ひびわれ荷重における鉄筋並びに圧縮応力レベル及びひびわれ等から、適用現場条件の範囲では十分支障はないと判断された。

(水と土 第109号 1997 P.17 設・施)

**巻込鋼管によるPIP工法の施工について**

大川 茂男・高岡 直文

国営道前道後平野農業水利事業の施設改修は、松山市近郊での施工となり、旧事業施工後30余年が経過し、周辺は宅地化が進んでいる。こうした中での開削工法による管理設は、隣接構造物により限界がある。

このため、当事業の施設改修は、路線変更や既設管の更新工法による施工を余儀なくされる場合があるが、本文では巻き込み鋼管によるPIP工法により施工したサイホン改修工事について記述する。

(水と土 第109号 1997 P.27 設・施)

**富島幹線用水路日知屋地区サイホン改修について**

三輪 則久

富島幹線用水路暗渠部(サイホン)の改修工事における工法選定及び工法紹介

(水と土 第109号 1997 P.36 設・施)

**中山間地域のほ場整備における貯水施設の検討  
(P C型水槽の採用までの経緯と特徴について)**

鈴木 康久・吉井 徳一

中山間地のほ場整備事業では、しばし、新たな用水計画の検討が必要となる。従って、計画し、貯水量の増大が必要となるケースも多いが、ため池の整備については、土質・地形及び交通実情の問題から選定上困難をきたすことが多い。

当日吉地区では、プレキャストP C水槽を選定することによってこのことを解決した。本報文ではその調査結果、選定理由、工法等について紹介する。

(水と土 109号 1997 P.43 設・施)

**軟弱地盤(中層)改良工法の施工事例について  
一地中粉体噴射攪拌方式による施工一**

大坪 義昭・泉 親次・湊 正喜

小田ダム洪水吐と、河川との取付水路の基礎部が、河川堆積物による軟弱地盤であることが判明した。

その深さは30m程度で、地下水は高く、常時、河川、溪流水の補給がある等の条件を考慮し、セメントによる地中粉体噴射攪拌方式による工法を選択し、施工を行ったので、ここにその施工事例を紹介するものである。

(水と土 第109号 1997 P.48 設・施)

**観測データの整理方法について**

渡部 輝夫・先崎 秋実・和田 達  
川本 芳久・玉乃井 永・佐藤 雅樹

築提されたダムはその規模を問わず永久構造物として適切な維持管理をする義務がありダム施工時からの観測データ及び資料整理が不可欠である。ここでは、フィルダムについての施工から管理に至るまでの一般的な観測データについて整理方法及び解釈の仕方について検討を試みた。

(水と土 第109号 1997 P.61 企・設)

## 農業農村整備事業のコスト縮減計画について

川 嶋 久 義\*  
(Hisayoshi Kawashima)

21世紀に向けて新たな国際環境の下で生産性の高い農業・豊かで住みやすい農村を構築するためには、農業の生産性向上の基礎的条件である農業生産基盤、都市に比べて立ち遅れている農村の生活環境整備等をできるだけ早期に整備することが必要であります。

他方、厳しい財政事情の下で、限られた財源を有効に活用し、事業を一層効率的に推進していくためには、事業の重点化等と併せて建設コストの縮減を迅速かつ計画的に推進することが必要不可欠となっております。

農業農村整備事業のコスト縮減については、事業費の一部を受益者が負担するという事業の特性もあり、昭和62年7月10日に「土地改良事業における事業費単価の抑制等について」の通達を発するなど、従来から事業の計画・実施に当たって積極的に取り組んできたところであります。

今般、平成8年12月20日に農林水産公共事業に関する検討委員会において「農林水産公共事業の建設費の縮減のための行動計画」が、さらに、平成9年4月4日に公共工事コスト縮減対策関係閣僚会議において「公共工事コスト縮減対策に関する行動指針」が策定されたこと等を踏まえ、「農業農村整備事業のコスト縮減計画」を策定し、従前以上に取り組みを強化して計画的に建設費の縮減に一層努めるものとしています。

「農業農村整備事業のコスト縮減計画」は、政府全体として取り組む「行動指針」の各施策のうち、農業農村整備事業等に係わる担当部局として取り組むべき以下の施策について具体的に取りまとめたものであります。

### ①工事の計画・設計等の見直しに関する施策

- ・各種技術基準類について、社会経済情勢の変化、技術の発展等に対応し、適切なものになるよう随時見直しを行うとともに、低コスト化、効率化の観点から所要の品質を確保しつつ運用の弾力化に努める。
- ・施設の特長や現場条件に応じて、経済的な設計のモデル工事を実施しその普及に努めるとともに、民間も含めた技術開発振興対策の充実により、コスト縮減に資する新材料・新工法等の開発に努める。
- ・本取組等を通じて達成されたコストの縮減効果については、実態調査を定期的実施すること等により早期に設計基準や積算基準等に反映させる。

### ②工事発注の効率化等に関する施策

- ・工事の平準化等により、工事の効率的・効果的執行に努める。
- ・入札・契約制度の改善について検討を行い、民間における技術開発を促進し、技術力による公正な

競争がなされる環境を整備する。

### ③工事構成要素のコスト縮減に関する施策

資材の調達において所要の品質を確保しつつ、多様な資材の調達が可能となる環境を整備するとともに、資材の生産、流通の各段階において効率化、省力化等を図るため、材料・機材規格及び仕様等の簡素化、標準化、統一化を図る。

農業農村整備事業の特徴的な工種として、不整形で狭い農地の大区画化と併せて道路や用排水路の整備などは場条件を改善するほ場整備工事及び農業に必要な用水を安定確保するための水路工事があげられます。

これらの工事においては、特に以下の事項について一層の取り組みの強化を図ることが必要と考えています。

①ほ場整備工事については、面整備の一環として他事業工事による発生残土を受け入れ、盛土材として有効利用を図る。

また、道路、河川事業など他省庁工事と一体的に行い、経済的な施工を行う。

②水路工事においては、既存施設の改修が多く、既存施設の取壊しによる発生材のリサイクル利用を行う。

また、大型水路等の二次製品化を図ることにより施工の省力化、工期短縮等を図る。

さらに、効率的な送水、地形の変化に順応し易い、水質汚染の防止等の観点からパイプライン化が多くなっており、近年の塗装や継手部の品質の向上から、管径、管厚の縮減を図る。

現在、本縮減計画に基づき、従前以上に取り組みを強化して計画的に建設費の縮減を図り、事業の円滑な推進に努めているところでありますが、関係者一人一人がコスト意識をもって、それぞれの業務を進めていくことが、特に肝要であると考えています。

---

\*農林水産省構造改善局建設部設計課施工企画調整室長

## 農地利用集積の現状と課題

—東北農政局管内の「21世紀型水田農業モデルほ場整備促進事業」を中心として—

加 藤 徹\*  
(Toru KATO)

藤 原 幸 彦\*  
(Yukihiko FUJIWARA)

近 藤 巧\*\*  
(Takumi KONDO)

鈴 村 和 也\*\*\*  
(Kazuya SUZUMURA)

菊 地 久 男\*\*\*\*  
(Hisao KIKUCHI)

半 田 仁\*\*\*\*\*  
(Hitoshi HANDA)

### 目 次

1. はじめに .....	3	4. 農地集積の問題点の整理 .....	8
2. 21世紀型事業の内容 .....	3	5. おわりに .....	10
3. 21世紀型事業による農地利用集積状況 .....	4		

### 1. はじめに

平成4年6月に農林水産省は、21世紀を展望した「新しい食料・農業・農村政策の方向」(新政策)を発表した。新政策では、政策展開の考え方に即し、特に稲作を中心とする土地利用型農業に中心を置いて、10年程度後の望ましい経営体および農業生産構造の実現に向けて、政策展開の方向付けを行っている。そのなかで、土地利用型農業の経営については、具体的に10年程度後を目標に個別経営体群(15万程度)と組織経営体群(2万程度)が地域農業の基幹的な経営体として稲作の8割程度を担うと展望している。さらに、望ましい稲作経営規模は個別経営体で10~20ha程度、組織経営体で35~50ha程度の経営規模まで拡大する<sup>1)</sup>、としている。

ところで、農地集積は、「農地法」の改正や「農用地利用増進法」(現在の「農業経営基盤強化促進法」)などの法的整備によって進められてきた。

最近の農地の耕作目的の権利移動についてみると、昭和55年の「農用地利用増進法」の制定後、耕作目的の貸借は増加傾向をたどる。それに対し、耕作目的の所有権移転は逆に減少傾向に転じ、現在では貸借が耕作目的の権利移動の中心になっている。なお、この貸借は、「農地法」による貸借権設定と「農地利用増進法」による利用権設定であ

るが、昭和55年以降は利用権設定が主流となり、現在では貸借の90%以上を占めるようになってい<sup>2)</sup>る。

しかし、この利用権設定も新政策が目指すようには進んでいない。たとえば東北農政局管内における農地の利用権設定の推移をみても、利用権設定面積並びに利用権設定率は年々増加しているものの、平成5年末現在で、利用権設定面積は約50,000ha、利用権設定率4.9%にとどまっている(図1参照)。

このように、あまり進捗していない農地流動化を補完するものと期待されているのが、平成3年度に創設された21世紀型水田農業モデルほ場整備促進事業(以下「21世紀型事業」と略称)や平成5年度に創設された担い手育成農地集積事業(以下「担い手集積事業」と略称)のような担い手の経営規模拡大を支援する事業制度である

そこで、本報では、東北農政局管内における「21世紀型事業」による農地集積の進捗状況に焦点をあて、その現状ならびに問題点の把握を試みた。

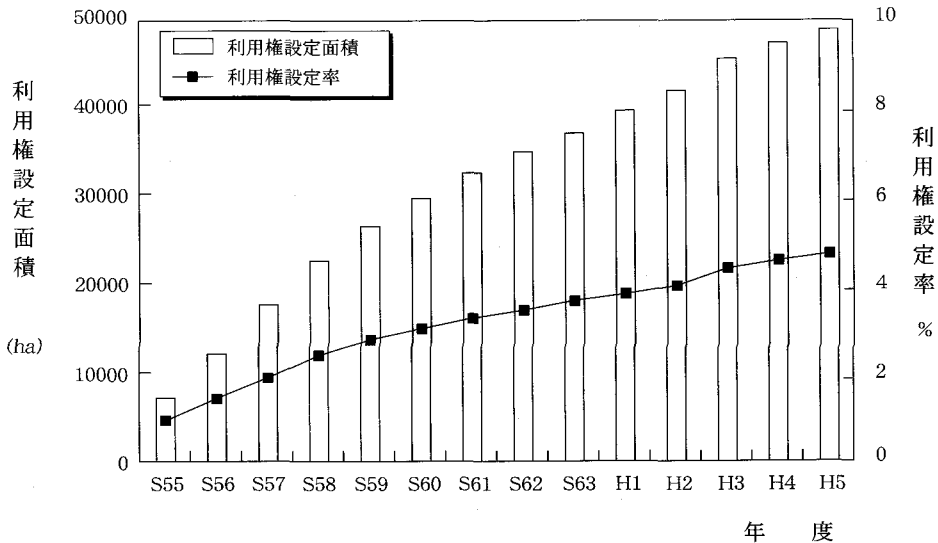
### 2. 21世紀型事業の内容

本事業は、ほ場整備事業の実施に当たり、農地流動化政策、生産対策等の構造政策関連ソフト活動との連携の強化と地域の合意に基づく土地利用調整を促進し、規模拡大による生産性の一層の向上を図るため、下記の内容の事業を一体的に行うものである。

①農業生産集積促進事業：ほ場整備事業等の地区のほとんどの区域を高生産性農業区とし、その

\*宮城県農業短期大学  
\*\*北海道大学農学部  
\*\*\*国土庁地方振興局農村整備課(元東北農政局建設部設計課)  
\*\*\*\*東北農政局寒河江川下流農業水利事業所(元東北農政局建設部設計課)  
\*\*\*\*\*東北農政局西栗羽土地改良調査管理事務所





図一 1 東北農政局管内における農地の利用権設定面積，利用権設定率の推移

うち目標年度（おおむね10年後）までに 2ha以上の生産団地（連担団地）の割合（農業生産集積率，以下「集積率」と略称）を50%以上にする場合，土地改良区等に対し，同事業の年度事業費の10%相当額以内の促進費を交付し，これを奨励する事業である。

②土地利用調整指導事業：土地利用調整と生産性向上を強力に推進するため都道府県が指導等を行う事業である。

③土地利用調整推進事業：市町村，土地改良区等が自主的に土地利用調整活動等を行う事業である。

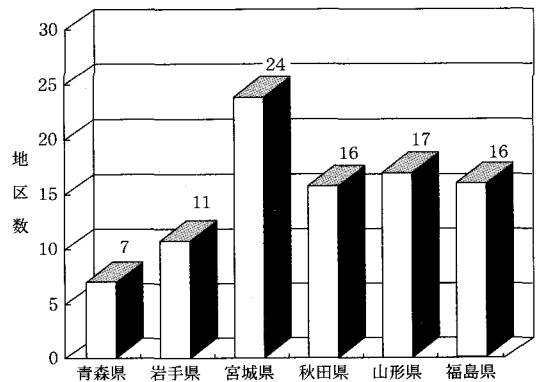
### 3. 21世紀型事業による農地利用集積状況

#### (1) 県別の集積概況

東北農政局管内では，平成6年度時点で，91地区において21世紀型事業が実施されている。

実施地区を県別にみると，図一2に示すように宮城県が24地区と最も多く，管内の総地区数の約1/4を占める。次いで山形県の17地区，秋田県，福島県の16地区となっており，岩手県，青森県ではそれぞれ11地区，7地区と少ない。

まず，平成6年度時点での集積率（＝地区平均集積率＝各地区集積率の合計÷地区数）は，図一3に示すように地区全体平均でみると，秋田県が35.7%と最も高く，第2位の青森県（25.2%）より10ポイントも上回っている。両県以外の集積率はいずれも10%台にとどまっているが，特に岩手



図一2 東北農政局管内の21世紀型事業の地区数

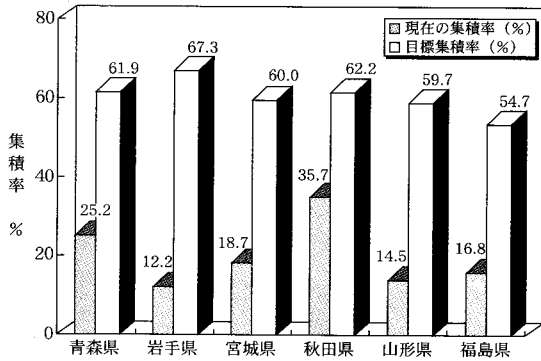
県が12.2%と低迷している。

一方，地区平均目標集積率（図一3参照）は，岩手県が67.3%と最も高く，最も低い福島県の54.7%とでは，12ポイント以上の開きがあり，この両県以外では60～62%の範囲内に設定されている。

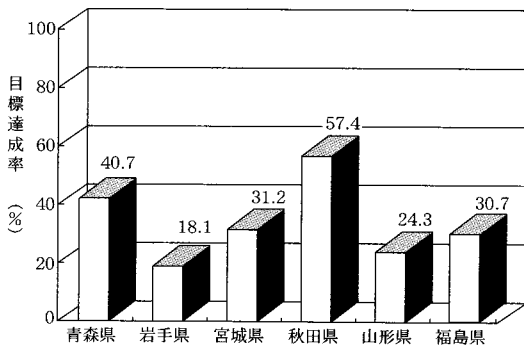
さらに，この目標集積率に対する現在の集積率の割合（目標達成率）は（図一4参照），秋田県の57.4%が最高で，岩手県の18.1%が最低となっており，その差は約40ポイントにも及んでいる。また，青森県では40%，宮城県，福島県では30%に達しているものの，最終的に目標を達成するためには，さらなる土地利用調整が必要である。

#### (2) 目標年度別の集積状況

各県の目標年度別の平成6年度時点での集積状



図一 3 東北農政局管内の21世紀型事業の集積率と目標集積率



図一 4 東北農政局管内の21世紀型事業の目標達成率

況を表一1、また主な地区の集積状況を表二に示す。以下、各目標年度別に集積状況をみる。

1) 目標年度平成9年度分

目標年度平成9年度分の集積率については、秋田県が5地区平均で48.2%と最も高くなっている。

下虻川地区、剰水地区の現在の集積率は60.7%、64.7%で、それぞれ目標集積率の60.0%、57.1%を超えている。また、高梨中央地区では目標集積率には達していないが、事業採択要件の50%を超えている。最も集積率が低迷しているのは、T S地区(21.8%)である。

宮城県では、西小山田地区の1地区のみで、集積率が37.9%と目標集積率(53.9%)の70%に達している。これに対し、山形県(1地区のみ)のA地区で0%、福島県(1地区のみ)の高地区で11.2%と集積率が低くなっている。A地区では、面工事が未だ完了していないこともあり、集積は全く進んでいない状況となっている。しかし、担い手農家への基幹三作業委託、利用権設定の内諾が得られており、担い手要件がクリアされれば、一気に集積が進むものと予想される。また、T地区の場合は、面工事の進捗率が20.9%と遅れているためであり、目標達成の可能性は大きく、特に問題はないと推測される。

2) 目標年度平成10年度分

目標年度平成10年度分の集積率については、秋田県、宮城県(いずれも3地区)では、それぞれ平均43.8%、30.2%と比較的高くなっているが、岩手県(3地区)、山形県(4地区)、福島県(3地区)では、いずれも15%前後の集積率にとどまっている。

このうち、秋田県の白坂地区のように、目標集積率(76.6%)には達しないものの、集積率が50%を超えている地区もある。しかし、畦畔除去による大区画ほ場整備を土地改良総合整備事業(以下「土地総事業」と略称)として実施している山

表一 1 平成7年12月現在の県別・目標年度別の集積状況

県名	項目	平成9年度	平成10年度	平成11年度	平成12年度	平成13年度	平成14年度	平成15年度
青森県	集積率/目標集積率	—	—	35.9% / 61.5%	14.4% / 61.5%	18.5% / 63.1%	—	—
	地区数/平均面積	—	—	4地区 / 200.0ha	1地区 / 72.0ha	2地区 / 79.0ha	—	—
岩手県	集積率/目標集積率	—	13.4% / 65.3%	27.6% / 60.0%	9.8% / 73.5%	0% / 65.2%	—	0% / 65.3%
	地区数/平均面積	—	3地区 / 159.0ha	2地区 / 60.3ha	4地区 / 196.2ha	1地区 / 153.8ha	—	1地区 / 200.8ha
宮城県	集積率/目標集積率	7.9% / 53.9%	30.2% / 57.4%	23.1% / 58.3%	18.8% / 57.5%	11.0% / 59.5%	5.6% / 64.8%	—
	地区数/平均面積	1地区 / 43.8ha	3地区 / 107.0ha	6地区 / 189.1ha	5地区 / 720.9ha	7地区 / 173.0ha	2地区 / 370.9ha	—
秋田県	集積率/目標集積率	48.2% / 56.0%	43.8% / 68.8%	35.8% / 66.6%	14.9% / 60.1%	10.8% / 62.0%	—	—
	地区数/平均面積	5地区 / 65.5ha	3地区 / 61.9ha	4地区 / 109.8ha	3地区 / 120.0ha	1地区 / 263.0ha	—	—
山形県	集積率/目標集積率	0% / 83.7%	16.0% / 57.7%	20.7% / 58.5%	19.5% / 57.1%	3.7% / 62.1%	—	—
	地区数/平均面積	1地区 / 43.0ha	4地区 / 327.3ha	3地区 / 134.7ha	5地区 / 286.0ha	1地区 / 195.0ha	—	—
福島県	集積率/目標集積率	11.2% / 58.0%	16.1% / 52.2%	28.2% / 54.3%	3.1% / 55.2%	34.8% / 51.1%	5.3% / 57.9%	—
	地区数/平均面積	1地区 / 81.1ha	3地区 / 201.3ha	3地区 / 87.2ha	6地区 / 418.0ha	1地区 / 91.0ha	2地区 / 191.0ha	—

表-2 主な地区の集積状況

(1) 集積率の高い地区 (目標達成率50%以上)

県名	地区名	農業区面積*(ha)	目標年度	目標集積率(%)	現在集積率(%)	達成率(%)
青森県	猿賀東部2期	273.1	平成11年度	60.6	46.5	76.7
"	平川第一	125.5	11	65.5	43.6	66.6
岩手県	大 桜	46.4	11	59.7	37.3	62.5
宮城県	西小山田	43.8	9	53.9	37.9	70.3
"	大 清 水	31.3	10	65.5	38.7	59.1
"	宮 沢	61.6	10	54.2	33.1	61.1
"	須 摩 屋	151.0	11	54.1	32.1	59.3
"	二郷第三	282.7	11	68.2	○59.0	86.5
"	二郷第四	281.3	12	70.4	○52.8	75.0
"	荒 浜	50.5	13	61.6	42.4	68.8
秋田県	高梨中央	116.1	9	55.0	○51.7	94.0
"	坂 本	45.6	9	56.1	42.3	75.4
"	下 虻 川	55.0	9	60.0	○60.7	☆101.2
"	剩 水	37.1	9	57.1	○64.7	☆113.3
"	綴 子	124.0	10	53.2	38.4	72.2
"	白 坂	27.8	10	76.6	○58.3	76.1
"	水 沢	109.0	11	63.3	48.6	76.8
"	雲 然	43.2	11	83.6	○62.3	74.5
"	大 嶋 野	148.0	12	62.8	37.9	60.4
山形県	月光川左岸	624.0	10	51.0	30.0	58.8
"	月光川上流	108.0	11	53.7	39.8	74.1
"	高 瀬 川	284.0	12	56.3	29.3	52.0
福島県	土 田 堰	184.0	10	52.3	30.5	58.3
"	石 神	49.0	11	51.0	○62.2	☆122.0
"	若松北部	207.0	12	58.0	32.5	56.0
"	磐 里	94.0	13	51.1	34.8	68.1

※：農業区面積は受益面積のうち高生産性農業区の面積 ○：集積率50%以上 ☆：達成率100%以上

(2) 目標年度別にみて集積率の低い主な地区

県名	地区名	農業区面積*(ha)	目標年度	目標集積率(%)	現在集積率(%)	達成率(%)
岩手県	O	200.8	10	82.5	7.5	9.1
宮城県	O	82.0	11	55.1	3.2	5.8
秋田県	TS	73.9	9	51.6	21.8	42.2
"	TN	196.0	11	56.1	4.3	7.7
山形県	A	43.0	9	83.7	0.0	0.0
"	Y 1	351.0	10	51.9	4.9	9.4
"	Y 2	225.0	10	63.1	6.2	9.8
福島県	T	81.1	9	58.0	11.2	19.3

形県 Y 1 地区 (集積率4.9%), Y 2 地区 (6.2%), 同じく用水路のパイプライン化を土地総事業で行い, それにソフト事業としての21世紀型事業を上乗せしている岩手県O地区 (7.5%) のような場合には集積率が低くなっている。ハードのほ場整備事業とソフトの21世紀型事業が一体とならなければ, 農地の利用集積が難しいことを示している。

3) 目標年度平成11年度分

目標年度平成11年度分の集積率は, 青森県(4地区), 秋田県(4地区) の両県がともに平均36%と高くなっており, その他の県でもいずれも20%台と比較的順調に集積が進んでいる。

このうち, 福島県の石神地区では集積率が62.2%に達し, 目標集積率 (51.0%) を早くもクリアしている。さらに, 秋田県の雲然地区では62.3% (目標集積率83.6%), 宮城県の二郷第三地区で

59.0%（目標集積率68.2%）と集積率が高くなっているが、事業採択時の設定が高すぎるため、目標集積率をクリアしていない。また、面工事の進捗率が35.7%と遅れている秋田県TN地区（4.3%）やハード事業が土地総事業となっている宮城県O地区（3.2%）では集積率が低くなっている。

#### 4) 目標年度平成12年度以降分

目標年度平成12年度以降分の集積率は、ハード事業の面工事がまだ残されている地区も多く、総体的に集積率が低くなっている。

そのなかで、目標年度12年度分の宮城県二郷第四地区（52.8%）、秋田県大嶋野地区（37.9%）、目標年度13年度分の福島県磐里地区（34.8%）などでは順調に集積が進んでいる。

##### (3) 集積率の高い地区

平成7年度現在、目標集積率に対する現時点での集積率の割合（目標達成率）が50%以上に達しているのは26地区（表一2参照）となっている。このうち、秋田県下虻川、剩水、福島県石神の3地区で既に目標集積率をクリアしている。この3地区の受益面積（高生産性農業区面積）はいずれも50ha前後と小さいことが特徴である。この他に、宮城県二郷第三、二郷第四、秋田県高梨中央、白坂、雲然の5地区で21世紀型事業の事業採択要件である50%以上の集積率に達している。

以上8地区のハード事業をみると、高梨中央地区のみが一般型県営ほ場整備事業で、それ以外の7地区は低コスト化水田農業大区画ほ場整備事業（以下「低コストほ場整備事業」と略称）となっている。

#### (4) 集積が進んだ理由・進まない理由 一地区事例をとおして一

##### 1) 比較的集積の進んでいる地区の事例

###### a. 秋田県K町K地区

本地区では、従前地にあまりこだわることなく、まず集落毎に合意形成を図った。さらに作業効率を考慮し、連担となるよう血縁、地縁関係にある耕作者同士ができるだけ隣接または近い位置に換地したことにより、比較的受委託がしやすい状況が創り出された。また、小規模耕作者は自宅に近い場所または可能な限り本人の希望に添うよう配慮されている。

本地区の集積については、当初の換地計画原案作成が順調であったため、最終的に功を奏した事

例といえる。現時点の集積率は62.3%に達しており、同じ秋田県の剩水地区に次いで第2位の高率となっているが、目標集積率が83.6%と非常に高く設定されているため、目標達成率は74.5%にとどまっている。今後は、生産組織の設立、利用権設定の推進および農業機械利用についての検討会を行い、関係各機関との連携を図り、目標達成に努力したいとしている。

###### b. 宮城県W町A地区<sup>3)</sup>

本地区の利用集積計画で特徴的なことは、①町の関係機関から職員が出向し、専従の「町ほ場整備事業推進協議会事務局」を設立し、農政の各分野のエキスパートが同一組織内で担当していること、②受益農家の一戸一戸に対面方式で意向調査を実施し、それにもとづいて集積案をたてたこと、③町農業委員会と県農業公社が実施している農地保有合理化事業と積極的に連携をとったこと、などである。

さらに、受け手となる担い手農家についても、親睦と情報交換の場として「Tアグリセンター」を組織し、共同生産組織への移行を模索している。また、今後の規模拡大に対応して町と農協が農業振興公社を設立し、農業機械リース事業により大型農業機械の利用が容易に行えるような支援も始まっている。

現時点の集積率は42.4%と目標集積率61.6%に対して約70%の達成率であるが、目標年度平成13年度にしては、順調な進捗状況となっている。

しかし、本地区のような農業公社介入による集積化は、農業者年金加入者、受給者、生前一括贈与等に該当する出し手農家に対し、支給停止や贈与税の納税猶予打ち切りなどの問題が発生し、他の農業施策との制度的な矛盾点も指摘されている。

##### 2) あまり進んでいない地区の事例

###### a. 山形県M町&A町T地区

本地区の場合には、ほ場整備事業が平成元年度に着工し、21世紀型事業が平成3年度に採択されている。本地区では、地区中央を河川が貫流していたため、従前地は3団地程度に分かれており、換地計画原案策定時に大幅な集積を行うことが困難であった。また、一時利用地（換地）に対する関係農家の従前意識が強く、換地による集積は困難な状況にある。さらに、ほとんどの耕作者が第2種兼業で独自に農業機械を保有し、経営的にも

安定しており、そのため現状維持の意向が強いことや、平均耕作面積1ha程度で担い手要件をクリアする担い手農家の選定が困難であることも集積の阻害要因となっている。

このため、①21世紀型事業についてさらに理解を得るように努力するとともに、作業委託の推進と農業機械の更新等について組合員にPRする、②組合員の理解の上、一時利用地(換地)について2haの連担団地が形成しやすいような見直しを行う、③集落部会毎に、集積(案)の検討を進めるためのプロジェクトチームを組織化し、そのなかで担い手農家の選定、生産組織の育成等、目標達成に向けた協議を進める、などの対策が考えられている。しかし、現時点の集積率は1.6%と非常に低く、平成11年度の目標集積率58.8%の達成は厳しい状況にある。

#### b. 岩手県S町T地区

本地区の場合には、ハード事業は平成2年度着工の低コストほ場整備事業で、面工事はほぼ100%に近い進捗状況で平成8年度に完了予定となっている。21世紀型事業は、平成3年度採択で、翌年4月に地区受益者全戸参加による任意土地利用組合的な生産組織(T地区農業生産組合)が設立されている。

しかし、生産組織が設立されて日が浅く、必ずしも組織のメリットが理解されていないこと、事業地区の連携意識が薄いこと、作業委託によるメリットが十分理解されないことなどにより、個人経営による自己完結志向が強く、全戸が生産組織に加入していながら、その機能が十分発揮されず、集積率が低迷している。

現時点での集積率は4.7%であり、平成10年度の目標集積率56.0%を達成するには強力かつ早急な対策が必要である。利用集積を促進するための必要な方策として、パンフレット等により作業委託の有利性のPR、他の生産組織との情報交換による運営の自己改善、委託者の雇用機会の創設などが検討されている。

#### 4. 農地集積の問題点の整理

21世紀型事業による農地集積の問題点を概略整理すると以下ようになる。

##### (1) 21世紀型事業の採択要件と目標集積率について

目標年度までに事業採択要件の集積率50%を達成することだけでも容易なことではないが、目標集積率がそれをはるかに上回っている地区も少なくない。これは、優先的に事業採択を望む申請者側の意向が反映した結果である。

岩手県豊沢湯本第五地区の92.1%を最高に、山形県飛鳥砂越地区の83.7%、秋田県雲然地区の83.6%、岩手県新堀地区の82.7%、同県太田地区の82.5%と4地区で集積率が80%を超え、さらに70%を超えている地区も秋田県豊栄(76.5%)、宮城県木間塚(76.6%)、同県二郷第四(70.4%)など3地区ある。

一般に、わが国のような零細分散錯置制下では、地区外との出入り耕作もあることから、上記のような高い集積率の達成は至難のことである。したがって、まず第一ステップとして事業採択要件の集積率50%をクリアすること、そして最終ステップとして目標集積率をクリアするように、段階的に集積率アップを図っていく必要がある。もし、目標集積率をクリアできなくとも、目標年度には事業採択要件の50%を少なくともクリアするようにしておかなければ、促進費の返還を余儀なくされる事態も予想される。

##### (2) 21世紀型事業のPRについて

21世紀型事業については、その目的、内容が関係農家に十分理解されていない場合もある。そのためもあってハード事業だけに関心が向き、集積がなかなか進まない地区もある。また、地元に対するPR活動が遅れたため、集団営農計画の作成が遅れている(岩手県K地区)ケースもみられる。

このことについては、わかりやすいパンフレット等を作成し、PR活動を繰り返し、事業目的が関係農家に周知徹底されなければならない。

##### (3) ハード事業とソフト事業の展開について

ほ場整備事業等のハードが先行し、その後21世紀型事業のソフトが後追いのように着工したケース(秋田県T地区など)では、換地計画原案策定後の土地利用調整となるため、集積が思うように進まないことが多い。

これに対して、ハード事業とソフト事業が同時着工のケースでは、農地集積を考慮した換地計画原案策定ができ、その後の集積状況が順調に進んでいる(秋田県S地区、同県M地区、福島県I地区など)。

また、面的整備を伴わず、用排水路改修などの土地総事業等との組み合わせの場合（岩手県O地区、宮城県O地区など）には、ハード事業に換地計画が入らないため、土地利用調整が難しくなっている。

以上のことは、わが国における今後の農地集積のあり方に大きな課題を投げかけている。すなわち、面的整備のほ場整備事業とソフト事業が一体でなければ集積が進まないとする、整備率が全国平均、東北平均いずれも50%を超える状況においては、未だ課題が残されているものの、一次ほ場整備事業実施済の地区での再ほ場整備事業の検討も必要となろう。

以上のハード事業とソフト事業の展開による農地利用集積の難易について整理すると表-3のようになる。

#### (4) 担い手農家・生産組織の育成について

農業従事者の高齢化により、後継者すなわち青壮年のいない集落があり、そのために集積が進まなかったり（福島県S地区、同県O地区など）、担い手農家を集落毎に選別する合意形成に手間取っているケース（宮城県M地区、同県U地区など）もみられる。

これに対し、農地集積を生産組織方式から担い手方式へ方向転換し、良好な結果を得ているケース（山形県A地区）もある。しかし、この場合にも担い手要件である経営面積のクリアが課題となり、この要件緩和を望んでいる地区（宮城県S地区、同県G地区など）も多い。

また、農地集積の低迷は受け皿となる生産組織が設立されていないため、としている地区（山形県T地区、同県S地区など）も多い。設立の遅れ

ている理由として、農業機械の更新経費がかかること、生産組織設立のノウハウがないこと、大区画ほ場の営農に対する技術的不安があること、などがあげられる。

#### (5) 土地条件について

土地条件が農地集積の阻害要因となっている場合もある。たとえば、①中山間地帯に位置するため、ほ場条件に差があり、集積が進んでいないケース（山形県T地区）、②ほ場内に住居が点在しているため、標準区画の水田が少なく、特に宅地周りの不整形田などの不利な条件を考慮し、従前地に重点を置いた換地原案策定が集積促進の阻害要因となっているケース（秋田県S地区）、③旧田、開田の農地条件の差異意識が強く、集積が進まないケース（山形県T地区、同県S地区）、などである。

#### (6) その他

上記以外の農地集積の阻害要因を列挙すると、①農地に対する愛着が根強い（従前地意識が強い）こと（青森県O地区、福島県S地区）、②作業受委託の形態は相対契約が多く、担い手以外にも分散していること（宮城県K地区など）、③基幹三作業のうち刈取作業については稲藁確保のため委託しないこと（岩手県U地区）、④集団営農計画と農業機械の更新計画の調整が遅れていること（岩手県S地区、同県T地区）、⑤事前換地のため所有権と連担がかみ合わないこと（宮城県M地区）、⑥関係農家が多いため（受益面積900～2,000ha）、モデル的にブロック分割して対応するので時間がかかること（宮城県T地区、同県O地区）、などである。

表-3 ハード事業とソフト事業の展開による農地利用集積の難易

ハード事業	事業展開	農地集積の難易	理由
ほ場整備事業	ハード事業・ソフト事業同時着工	比較的容易	換地原案に農地集積計画を組み込むことができる。
	ハード事業先行・ソフト事業後追い	やや困難	換地原案策定後の利用集積となり、新たな土地利用調整が必要。
ほ場整備以外の事業（土地総事業など）		非常に困難	面的整備を伴わないため、土地利用集積が難しい

注：ソフト事業は21世紀型事業をさす。

## 5. おわりに

東北農政局管内の21世紀型事業を対象に、農地集積の現状と課題について整理、分析し、①目標集積率の設定、②ハード事業との組み合わせ、③担い手農家・生産組織の育成、など多くの問題点があることを明らかにした。

しかし、各地区における事業推進体制、農作業受委託斡旋等の窓口体制や地区の地理的条件（平地純農村地帯、都市近郊地帯、中山間地帯）が農地利用集積にどのような影響を及ぼすか等については分析できなかったため、今後継続的に検討を進めていきたい。

なお、本調査は農業土木学会東北農政局管内農業農村整備事業推進方策検討委員会の「大学と行政の交流」<sup>9)</sup>の一環（宮城県農業短期大学・東北農政局チーム）として行ったものであり、本報の概要については平成8年度農業土木学会大会講演会において発表済みである。

本調査にご協力をいただいた各県、市町村、土地改良区、JA等の関係各位に厚く謝意を表します。

## 文 献

- 1) 日本農業新聞：農政大改革，pp.9～21，日本農業新聞（1992）
- 2) 農林水産大臣官房調整室：農業白書附属統計表，p.169，農林統計協会（1995）
- 3) 鈴木小太郎・鴫田豊：ほ場整備を契機とした土地利用集積の実践—W町A地区の事例—，農業土木学会東北支部第40回研究発表会講演要旨集，pp.94～95（1994）
- 4) 加藤徹・近藤巧・富樫千之：大区画水田創出のための再圃場整備の課題，農業土木学会誌 63（9），pp.27～32（1995）
- 5) 鈴木和也：東北農政局管内における大学と国営事業所等との交流の試み，農業土木学会誌 64（5），pp.1～6（1996）

## 農業集落排水処理水の野菜への利用

松 浦 謙 吉\*  
(Kenkich MATUURA)

岩 佐 直 明\*  
(Naoaki IWASA)

細 田 昭 男\*  
(Akio HOSODA)

酒 井 泰 文\*  
(Yasufumi SAKAI)

### 目 次

はじめに .....11  
 1. 処理水の発生量と水質 .....11  
 2. 処理水の灌漑用水への利用 .....12

3. 処理水の防除用水としての利用 .....13  
 おわりに .....15

### はじめに

農村地域での水環境の保全や生活の近代化を図るため、農業集落排水事業によりし尿、生活雑排水を合わせて処理する排水処理場の建設が全国各地で進められている。本事業は都市部における流域下水道事業や公共下水道事業とは異なり、受益者1,000人以下の小規模の排水処理場で、工事が短期間で終わるため、地元で歓迎され、排水処理場の数は増加している。広島県でも、すでに供用開始している処理場が5地区、平成10年度までに全県域の355集落（整備対象農業集落1,800の20%）で整備が予定されている。

本県の瀬戸内海沿岸・島しょ部地域は年間降水量1,000～1,400mmと少なく、大きい河川もなく生活用水は本土からの送水で賄われている。また、この地域は野菜や柑橘類などの栽培が盛んで、夏期の干ばつ時には農業用水の確保が困難である。このような水不足になりやすい地域で排水処理場が整備されると、処理場から排出される水（以下、処理水）は新たな水資源として農業用水への利用が予想される。

排水処理場からの処理水の水稲栽培に対する影響調査・研究は数多くなされているが、畑作物に対する研究は少ない。そこで、野菜栽培において処理水を灌漑用水や防除用水としての利用の可能性について検討したので報告する。

### 1. 処理水の発生量と水質

敷名処理場（双三郡三和町）は処理方式がJARUS-III型、処理人口950人（275戸）を対象として、1992年4月に供用開始している。この処理場における汚水流入量、処理水の水質を表1に示した。調査では処理水の量を測定できなかったが、処理水量は流入汚水量とほとんど同量と推定できる。このため、処理水量は月平均5,000m<sup>3</sup>程で、季節による変動は小さく、この量が新たな水資源になる。

処理水の水質は懸濁物質（以下、SS）、NH<sub>4</sub>-N、NO<sub>3</sub>-N及びCODの変動が大きく、pH、EC、Ca、Mg、K及びNaの変動は小さかった。ECは0.42～0.57mS/cm、CODは19.8～33.4mg/L、無機態窒素は23.6～28.8mg/Lと常に高く推移し、pHも7.5以上になる時があった。しかし、銅(Cu)、亜鉛(Zn)、カドミウム(Cd)、鉛(Pb)、ヒ素

表1 汚水流入量と処理水の含有成分濃度の変動

項 目	平均値	標準偏差	最 大	最 小
汚水量 (m <sup>3</sup> /月)	4,969	336	5,628	4,490
pH	7.5	0.3	8.0	6.9
EC (mS/cm)	0.50	0.05	0.57	0.42
SS (mg/L)	10.2	11.2	37.0	3.0
COD (mg/L)	20.8	5.9	33.4	14.0
NH <sub>4</sub> -N (mg/L)	17.6	8.6	28.5	3.8
NO <sub>3</sub> -N (mg/L)	4.4	4.7	11.6	0.1
W-P (mg/L)	2.2	0.5	2.8	1.6
Ca (mg/L)	23.8	4.8	31.3	19.0
Mg (mg/L)	3.0	0.5	3.8	2.1
K (mg/L)	12.3	2.1	15.3	8.3
Na (mg/L)	37.4	5.9	43.5	26.9

\*広島県立農業技術センター



(As), 総水銀 (T-Hg) 及び総クロム (T-Cr), ヘキサン抽出物質及び寄生虫 (横川吸虫, 鞭虫) はいずれも検出限界以下で, 大腸菌群も消毒剤 (固形塩素剤) により検出されなかった。このように, 処理水は農業用水基準 (水稻) 値に比べて, EC, COD及び無機態窒素で高い値であったが, SS, Cu, Zn及びAsは基準値以下であった。この水質では無機態窒素が多く水稻の灌漑用水への利用は難しいが, 畑作物の灌漑用水への利用は可能と考えられる。

## 2. 処理水の灌漑用水への利用

### 1) コマツナの生育・収量への影響

処理水を灌漑用水として利用し, 野菜の生育, 収量への影響を検討するため, コマツナを用いて1993~95年に試験した。井戸水区 (井戸水を灌漑), 処理水区 (処理水を灌漑) を設定し, ポット (1/2,000a) で, 培土の種類や施肥量を替えてビニールハウス内で行った。施肥量は10a当たり窒素15kg, リン酸と加里12kg相当量とし, 灌漑は土壤水分がpF2.2を越えた時にポットの底から水がにじみ出る量で行った。

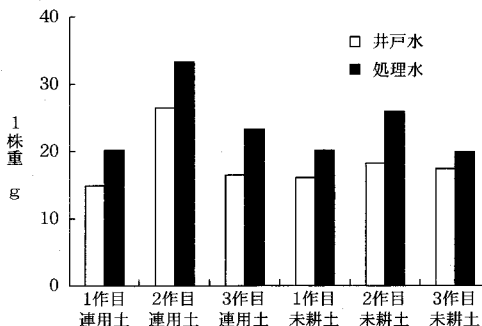
1993年は培土として水田土とマサ土の未耕土を用い, 5月~9月まで播種時期を替え4作栽培した試験では, 処理水区の生育・収量は井戸水区といずれの時期でも同等かそれ以上であった。

1995年に培土としてマサ土の未耕土とマサ土の連用土 (1994年にコマツナを5作) を用い, 播種時期を替えて3作栽培したコマツナの1株重を図一に示した。処理水区の生育は井戸水区に比べ3作とも草丈, 1株重で優れた。また, 処理水区は連用土の1株重が未耕土より優れていたが, 井戸水区は未耕土と連用土でほとんど差が認められなかった。これは処理水の灌漑により窒素が供給され, コマツナの生育が旺盛になるためと考えら

れた。しかし, 3作目 (6月29日播種) では各区に葉縁えそ症状が発生し, 処理水区でその発生が多い傾向を示した。その後, 症状の発生した跡地にキュウリ, ナス, ホウレンソウ, レタス, サヤエンドウ及びシュンギクをそれぞれの栽培基準の施肥量で処理水を灌漑して栽培した結果, いずれの野菜でも異常は認められなかった。また, コマツナの葉縁えそ症状は盛夏時の露地栽培でも発生したことから, 高温障害と考えられる。

### 2) コマツナ無機成分含量と安全性

1995年に栽培したコマツナの無機成分含量を表一に示した。無機成分含量は処理水区が井戸水区に比べて, 窒素, ナトリウム, マンガン及び亜鉛で高く, リン, カリウム及びカルシウムには差がなかった。また, 連用土は未耕土に比べて無機成分含量が高い傾向を示した。これは処理水に含まれる窒素 (NH<sub>4</sub>-N, NO<sub>3</sub>-N) やナトリウム等の養分が吸収されたためと考えられる。しかし, 1993年のマサ土未耕土におけるカドミ, ヒ素及び総水銀等の重金属含量は処理水区と井戸水区でほとんど差がなかった。一方, 跡地土壤の無機態窒素, 交換性陽イオン含量等の化学性は処理水区と井戸



図一 灌漑用水と土壤がコマツナの生育に及ぼす影響

表一 2 灌漑用水と土壤の違いがコマツナの無機成分含量に及ぼす影響

土壤	灌漑水	1995年6月27日採集 (乾物%)						(mg/乾物kg)					1993年7月27日採集 (mg/乾物kg)*			
		N	P	K	Ca	Mg	Na	Mn	Zn	Cu	Cd	As	総Hg**	Pb		
連用土	井戸水	3.98	0.74	6.36	3.10	0.48	0.10	105	34	7.5						
	処理水	5.02	0.72	6.98	3.42	0.54	0.41	293	51	8.1						
未耕土	井戸水	2.58	0.68	5.26	2.95	0.33	0.05	103	34	6.5	0.19	1.0	0.02>	10.8		
	処理水	3.15	0.74	6.23	2.84	0.37	0.15	110	39	7.4	0.11	1.1	0.02>	10.6		

注) \* : 広島県環境保健協会で分析。\* \* : >は未満を示す。

表—3 処理水利用薬剤散布のアブラムシ類に対する防除効果と葉害の有無 (1993年)

薬剤名	防除用水の種類	春作キュウリ					露地ナス						葉害**
		ワタアブラムシ			葉害**	ワタアブラムシ			モモアカアブラムシ				
		散布前		散布3日後		散布前		散布5日後	散布前		散布5日後		
		虫数*	虫数*	防除率(%)		虫数*	虫数*	防除率(%)	虫数*	虫数*	防除率(%)		
シベルメリン乳剤 (2,000倍)	処理水	1,057	407	73.4	—	253	87	66.0	206	27	88.2	—	
	井戸水	651	45	95.2	—	215	33	84.8	369	50	87.8	—	
DDVP乳剤 (1,000倍)	処理水	821	5	99.6	—	180	1	99.5	516	66	88.5	—	
	井戸水	1,109	28	98.3	—	252	11	95.7	422	49	89.5	—	
無散布	—	799	1,153	0.0	—	158	160	0.0	567	628	0.0	—	

注) \* : 10~15葉当り虫数, \*\* : —は生長点部,花および幼果に葉害なし。

散布時期と方法: キュウリは7月13日に300L/10a,ナスは9月16日に400L/10aを噴霧機で散布。

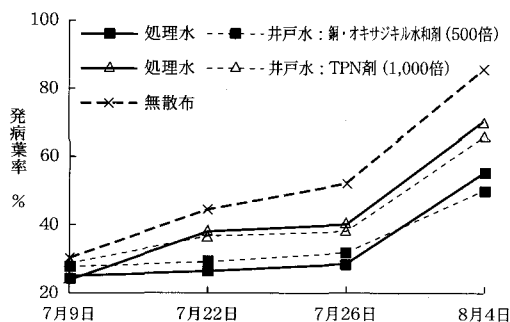
水区に差がなく、養分の集積は認められなかった。このように、処理水の灌漑により窒素やナトリウムの供給となりコマツナの生育を旺盛にし無機成分含量も高くなり易いので、多肥での栽培に留意する必要がある。しかし、土壌への養分の集積は認められず、コマツナの重金属含量からみても安全と考えられる。

### 3. 処理水の防除用水としての利用

#### 1) 防除効果と葉害発生への影響

処理水を利用した薬剤散布が、キュウリとナスのアブラムシに対する防除効果と葉害発生に及ぼす影響について表—3に示した。1993年に、処理水区(防除希釈水に処理水を使用)と井戸水区(防除希釈水に井戸水を使用)を設け、薬剤としては合成ピレスロイド剤のシベルメトリン乳剤(以下、濃度は2,000倍)と有機リン剤のDDVP乳剤(以下、濃度は1,000倍)を用いて、試験を行った。露地キュウリには7月13日に薬液を10a当たり300L散布し、露地ナスには9月16日に10a当たり400Lを散布した。キュウリに発生したワタアブラムシに対するシベルメトリン乳剤の防除率は、処理水区が井戸水区に比べ明らかに低いが、DDVP乳剤の防除率は同等であった。また、露地ナスに発生したワタアブラムシに対するシベルメトリン乳剤の防除率は、処理水区が井戸水区に比べ低かったが、モモアカアブラムシに対してはシベルメトリン乳剤とDDVP乳剤とも井戸水区と同等の防除率を示した。なお、薬剤散布による葉害の発生は、いずれの処理でも認められなかった。

一方、キュウリのべと病に対する防除効果と葉害の発生に及ぼす影響について図—2に示した。



図—2 防除用水が2薬剤のキュウリべと病防除効果に及ぼす影響

1993年は、殺菌剤として銅・オキサジキシル水和剤とTPN剤を用い、処理水と井戸水でそれぞれ常用濃度に希釈し、7月9日と7月22日に10a当たり400Lを散布した。その結果、露地キュウリに発生したべと病の発病率は薬剤の種類による差があったが、処理水区と井戸水区の差は認められなかった。また、葉害の発生はいずれの処理でも認められなかった。

さらに、露地ナスでベノミル水和剤、露地ダイコンで銅水和剤、アセフェート水和剤、ガラス温室の育苗トマトでジネブ水和剤、カスガマイシン・キャプタン水和剤、銅水和剤及びTPN剤を用い、処理水と井戸水でそれぞれ常用濃度に希釈して検討した。しかし、防除用水による防除効果への影響は対象病害虫の発生が少なく明らかでなかったが、葉害の発生は認められなかった。

このように、処理水をキュウリ、ナス、ダイコンなどの野菜の薬剤散布に利用すると、一部の薬剤で防除効果が減退する現象が認められたが、葉害の発生はなかった。そこで、処理水利用による

防除効果減退の原因究明が必要であるが、防除用水としての利用は可能と考えられる。

2) 処理水が防除効果減退におよぼす要因

処理水は表—1に示したように、季節によってSSが変動し、透明度に違いがみられた。また、窒素やリン酸が含まれているので保管状況によって藻が発生し、緑色のSSが増加する現象がみられた。そこで、このSSと薬剤の防除効果減退との関係を検討した。

1994年に薬剤の希釈水として井戸水、処理水及びろ過処理水（処理水を径0.45 $\mu$ mのろ紙でろ過した液）を用いて、シベルメトリン乳剤とDDVP乳剤の薬液を作り、薬剤成分濃度をガスクロマトグラフ法で測定した結果を表—4に示した。

DDVPはそれぞれの薬液から理論値に近い値が検出され、希釈液による差はなかった。シベルメトリンは井戸水とろ過処理水で希釈した薬液からは理論値に近い値が検出された。しかし、処理水で希釈した後、ろ紙でろ過した液からは理論値の1/3しか検出できず、残りの2/3はろ紙上に検出された。

一方、希釈用に用いた井戸水、処理水及びろ過

処理水に含まれる無機成分を表—5に示した。処理水はろ過処理水や井戸水に比べてSS値が著しく多いが、その他の成分にはろ過処理水とほとんど差がなかった。

このことから、処理水中のSSはシベルメトリンと吸着現象を起こすが、DDVPとは反応しないと考えられた。

そこで、1995年に行った、SS含量の異なる3種の水で希釈した上記2薬剤の防除効果に及ぼす影響を表—6に示した。処理水1は処理水を4月25日～6月7日まで冷蔵庫に保管し、SSが8.5mg/

表—4 防除用水の種類による薬液中の有効成分値

薬液の種類	シベルメトリン (mg/L)	DDVP (mg/L)
薬剤+井戸水	36	640
薬剤+処理水	38	620
薬剤+ろ過処理水	37	580
(薬剤+処理水)ろ液	9.2	600
(薬剤+処理水)ろ紙	31	15
理論値	30	500

注) 広島県環境保健協会にて分析。

シベルメトリン乳剤(6%)2,000倍、

DDVP乳剤(50%)1,000倍

表—5 防除用水の種類とその水質

用水の種類	pH	EC	SS	NH <sub>4</sub> -N	NO <sub>3</sub> -N	P	Ca	Mg	K	Na
井戸水	7.1	0.25	0	0.1	0.2	0.3	17	1.8	1.9	12
処理水	7.5	0.54	33	3.9	7.0	0.9	26	3.3	12.6	44
ろ過処理水	7.5	0.53	0	3.9	7.0	0.6	27	3.3	13.0	44

注) ろ過は径0.45 $\mu$ mのろ紙を使用。単位はECがmS/cm、pHとEC以外はmg/Lで示す。

表—6 SSの異なる防除用水がナスのアブラムシ類に対する防除効果と薬害発生に及ぼす影響 (1995年)

薬剤名	希釈用水の種類	希釈用水のSS(mg/L)	ワタアブラムシ			モモアカアブラムシ			薬害の有無
			散布前	散布5日後		散布前	散布5日後		
			虫数*	虫数*	防除率(%)	虫数*	虫数*	防除率(%)	
シベルメトリン乳剤 (2,000倍)	処理水1	8.5	530.5	864.5	30.9	45.5	2.0	96.9	無
	処理水2	36.0	588.5	1,359.5	2.1	26.5	0.5	98.7	無
	井戸水	0.0	686.0	1,212.0	25.1	108.5	5.0	96.7	無
DDVP乳剤 (1,000倍)	処理水2	36.0	790.5	1.0	99.9	55.0	0.5	99.4	無
	井戸水	0.0	796.5	4.0	99.8	56.0	0.0	100.0	無
無散布	—	—	678.5	1,601.0	0.0	74.5	105.5	0.0	—

注) \* : 7~10葉当り虫数、散布月日・方法 : 6月7日に噴霧機で200L/10aを散布。

処理水1 : 処理水を4月25日に採集し、冷蔵庫に保管。6月7日の透視度は20cm。

処理水2 : 処理水を4月25日に採集し、ビニールハウスに保管。6月7日の透視度は10cm。

Lで透視度が20cmであった。処理水2は同期間ビニールハウスに保管し、SSが36mg/Lで透視度が10cmであった。これらの処理水で6月7日にシペルメトリン乳剤とDDVP乳剤の薬液を作りナスのアブラムシ防除を行った。

シペルメトリン乳剤のワタアブラムシに対する防除率は処理水1区で31%、井戸水区で25%とほぼ同等であったが、処理水2区では2%と著しく低かった。しかし、モモアカアブラムシに対しては、いずれの処理でも高い防除率を示した。また、DDVP乳剤のアブラムシ類に対する防除効果は安定しており、防除率は処理水2区も井戸水区もほぼ100%と高く、差がなかった。

井戸水区のシペルメトリン乳剤の防除率が25%と低いのは、ワタアブラムシが合成ピレスロイド剤に対する薬剤抵抗性を発達させているためと考えられる。一般に薬剤抵抗性の発達とは、LD50値（同一集団に属する昆虫に薬物を投与したり接触させて50%を死に至らしめる薬物量）が通常の集団に比べ約10倍に達したときを目安とされている。したがって、合成ピレスロイド剤の抵抗性が問題となっているワタアブラムシに対しては、シペルメトリン乳剤のSSへの吸着現象による薬量不足が強く作用して、防除効果の減退が生じたと考えられる。しかし、モモアカアブラムシは、まだ合成ピレスロイド剤に対して薬剤抵抗性を発達させていないため、1/3の薬量でも十分な防除効果が得られたと考えられる。また、SSによる吸着現象が生じない有機リン剤のDDVP乳剤は、ワタアブラムシとモモアカアブラムシに対して十分な防除効果が認められた。

このように、シペルメトリン乳剤のワタアブラムシに対する防除効果の減退は、処理水に含まれるSSと薬剤成分との吸着現象によることが明らかとなったが、SSが10mg/L以下の低い値であれば、吸着量も少なく防除効果には影響しないものと考えられる。

### 3) 可食部の安全性

処理水を防除用水として利用する場合、衛生上の問題を検討しておくことは重要である。そこで、処理水を利用した薬剤散布1日後のキュウリ果実に含まれる重金属量と大腸菌群数について表—7に示した。

表—7 薬剤散布後のキュウリ果実の重金属等の残留成分

成分名	1993年10月21日		1994年9月14日	
	処理水	井戸水	処理水	井戸水
Cd (mg/L)	0.1	0.2	0.1	0.1
As (mg/L)	0.5>	0.5>	0.5>	0.5>
T-Hg (mg/L)	0.02>	0.02>	0.02>	0.02>
Pb (mg/L)	1.0>	1.0>	1.0>	1.0>
Cu (mg/L)	—	—	9	9
Zn (mg/L)	43	49	32	32
大腸菌群数	不検出	不検出	—	—
一般細菌数(個/mL)	7.1×10 <sup>3</sup>	3.3×10 <sup>4</sup>	—	—

注) 各成分は広島県環境保健協会で分析。

1993年10月20日、1994年9月13日に300L/10aを散布。

処理水区と井戸水区でキュウリ果実に含まれるカドミウム、ヒ素、総水銀、鉛、銅、亜鉛及び総クロムの値に差を認めなかった。食品衛生法によると、キュウリでヒ素と鉛が1.0mg/kg以下、玄米でカドミウムが1.0mg/kg以下と規定されている。本試験でのキュウリ果実はヒ素と鉛含量は規定値以下であり、カドミウムの値は検出限界の0.1mg/kg以下と低く、特に問題はないと考えられる。

また、大腸菌群と一般細菌は野菜や果実での基準は定められていないが、牛乳で大腸菌群は陰性、一般細菌数は50,000個/mL以下と規定されている。処理水区のキュウリでは大腸菌群が検出されず、一般細菌数が7,100個/gで、井戸水区の33,000個/gより少なく、牛乳の規定値より低かった。

このように、処理水を薬剤防除用水に用いても食品衛生上特に問題はないと考えられる。

### おわりに

農村地域の環境整備の一環として、農業集落排水処理場の拡充が進められている。水資源の乏しい瀬戸内沿岸部・島しょ部などにおいて、処理水を野菜、果樹などの農業用水として利用できれば、干ばつ時の貴重な水資源となる。そこで、処理水を野菜の灌漑用水と防除用水として利用した場合の問題点について明らかにするため、野菜の生育・収量、防除効果への影響と可食部の安全性について検討を行った。

その結果、処理水の灌漑は窒素の供給となり、コマツナの生育を旺盛にするので、多肥での栽培に留意する必要がある。また、土壌への塩類の過剰蓄積もなく、有害重金属の作物への吸収も井戸水の灌漑と差がなく、処理水は野菜の灌漑用水と

して利用できることが明らかとなった。

また、処理水を防除用水として利用する場合、処理水中のSSが多ければ、一部の薬剤でSSと吸着現象を起こして、薬剤抵抗性を発達させた害虫では防除効果の減退が生じることを明らかにした。しかし、SSが10mg/L以下であれば、防除効果に影響しないことが判明した。今回の試験では一部の薬剤しか検討できなかったし、病虫害の薬剤抵抗性の発達程度は地域によって異なり、薬剤の種類によってはSSとの吸着現象に差があると考えられるので、薬剤散布にあたっては防除効果に留意する必要がある。

さらに、柑橘類においても灌漑用水や防除用水について果樹研究所で検討され、同様の結果が得られている。

これからは、農業集落排水処理場において、特

に処理水中のSS値を10ppm以下に経済的な維持管理できる水質浄化施設の整備が望まれる。そして、処理水は新たな水資源となり、野菜や果樹の農業用水として積極的に再利用を進めていきたいものである。

#### 参考文献

- 1) 國松孝男：下水処理水の農業利用，農業および園芸57：211-220，1982
- 2) 宮本泰行・江崎友康：第4回水資源に関するシンポジウム講演要旨集
- 3) 日高 伸：水の多重利用と灌漑水質，土肥誌，64：465-473，1993
- 4) 坂井 弘監修．農業公害ハンドブック．255．1974

# 鉄筋コンクリート二次製品「L形水路」の設計手法評価

—現場打ちと二次製品部分のモデル試験を通じた応力伝達の実証—

竹 谷 喜代春\* 佐 藤 啓\*\*  
(Kiyoharu TAKEYA) (Kei SATO)

## 目 次

1. はじめに .....	17	7. 試験結果 .....	21
2. L形水路の特徴 .....	17	8. モーメント比較 .....	21
3. 過去の実証試験の再評価 .....	18	9. 鉄筋の応力度および断面剛性の比較 .....	25
4. 実証試験の目的 .....	18	10. モデル試験の考察 .....	26
5. 試験方法 .....	19	11. 設計への考察 .....	26
6. 試験荷重 .....	20		

### 1. はじめに

平成8年度から事業の一層の効率的推進に資するため、「土地改良事業標準設計第5編鉄筋コンクリート二次製品水路」（以下「標準設計(第5編)」という)の見直しを行っており、事業現場において使い勝手のよい、また契約図面としても利用できる「図面集」と「利用の手引き」を作成することとしている。

鉄筋コンクリート二次製品L形水路（以下「L形水路」という）は、品質の均一性・省力化・工期短縮など時代の要請から、昭和43年に国営最上川下流右岸地区で試行採用された。

その後、昭和48年には、現在の東北農政局土地改良技術事務所にて、二次製品の安全性の検証を行い、これらを受けて、昭和53年には、(社)農業土木事業協会規格「鉄筋コンクリート水路用L形」として、壁高 $H=1.0\sim 2.6$ mまで規格化された。

さらに、その後の北陸東北地区における製品の飛躍的増加に伴い、昭和58年度からは標準設計に収録され現在に至っている。

今回、標準設計(第5編)を改定するに当たり実施した、L形ブロックと現場打ちコンクリートとの応力伝達についての実証試験の結果をここに報告する。

### 2. L形水路の特徴

L形水路は、図-1に示すように工場で製作された高強度コンクリートの二次製品L形ブロックを左右に配置し、その間をつなぎ鉄筋と現場打ちコンクリートで一体化させることで、全体として現場打ちコンクリートのフルームと同じ構造として設計することができるとしている。

このとき、つなぎ鉄筋についての設計・施工上の留意点は以下のとおりである。

- ①現場打ち部と同径、同本数とする。
- ②所定の埋込み長及び突出し長とする。
- ③片側全面溶接とする。

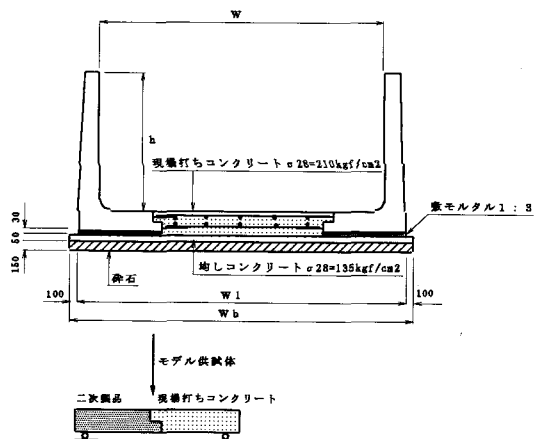


図-1 L形水路およびモデル供試体

\*東北農政局 土地改良技術事務所  
\*\*前田製管株式会社 技術部

### 3. 過去の実証試験の再評価

昭和48年に、東北農政局土地改良技術事務所に実施した、実物大のL形水路の実証試験内容および結果について記述する。

#### (1) 試験方法

2本の二次製品L形ブロックを互いに向かい合わせ水路状態に施工し、内水圧に対する内圧載荷および土圧等に対する外圧載荷試験を行った。

載荷方法は、天端下300mmにセンターホールジャッキを設け、1点荷重として載荷した。

内圧は設計荷重までにとどめ、外圧は破壊荷重まで200kgf刻みで2サイクル繰り返し、各部のひずみ、たわみ、ひび割れを測定した。

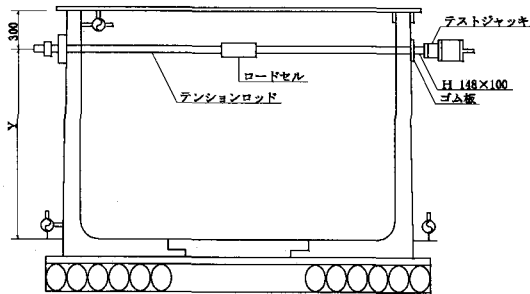


図-2 L形水路の実物大実証試験

#### (2) 試験結果

ここでは、外圧載荷試験の結果についてのみ、表-1に示す。なお、モーメントは、製品2m当た

りの側壁基部の値を示している。

#### (3) ひび割れ発生状況

- 1) ひび割れは、側壁下部（ハンチ上端）にまず発生し、その後打ち継ぎ目に移行した。
- 2) 打ち継ぎ目に微少なひび割れが発生したが、目視可能に至らず、変形する以前に側壁下部がひび割れ耐力に達した。
- 3) 破壊は、側壁下部が打ち継ぎ目より早かった。

#### (4) 結果からの考察

- 1) 打ち継ぎ目からの破損は全く見られず、水路構造物としての弱点とはならなかった。
- 2) 曲げひび割れは、断面耐力の1.5倍以上となり、水路構造物として十分な安全性を有しているものと評価できた。
- 3) L形ブロックは、つなぎ鉄筋と現場打ちコンクリートと一体化されており、図-3のようにL形ブロックが転倒や回転することはないと判断できた。

### 4. 実証試験の目的

L形水路の構造は、昭和48年の実物大実証試験の結果をふまえ、二次製品と現場打ちコンクリートと一体化したフルーム構造として設計されている。

これまで、L形水路は日本海中部や宮城県沖地震等において、特段構造的な問題はみられていな

表-1 外圧載荷試験の結果

呼び名	設計モーメント Mp (tf・m/2m)	抵抗モーメント Mr (tf・m/2m)	ひび割れモーメント Mo(Mo/Mr) (tf・m/2m)	破壊モーメント Mu(Mu/Mr) (tf・m/2m)
120型	1.260	1.595	2.520(1.6)	—
130型	1.370	1.595	2.600(1.6)	4.480(2.8)
140型	1.364	1.595	3.300(2.1)	4.620(2.9)
150型	1.512	1.595	2.600(1.6)	4.512(2.8)

- ①設計モーメント (Mp) は、側壁基部の作用モーメントであり、土圧や載荷重の設計条件から求まる。
- ②抵抗モーメント (Mr) は、側壁基部が抵抗しうる抵抗モーメントであり、コンクリートの許容圧縮応力度および鉄筋の許容引張応力度より求まる抵抗モーメントの小さい方の値である。なお、本試験では各サイズ同一部材厚および同一配筋のため、同じ値となった。
- ③ひび割れモーメント (Mo) は、荷重とひずみの関係から求まるひび割れ荷重に載荷距離 (Y) を乗じて求めた。
- ④破壊モーメント (Mu) は、破壊荷重に載荷距離 (Y) を乗じて求めた。

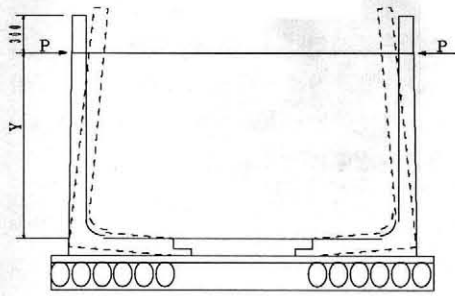


図-3 L形ブロックの転倒・回転

い。しかしながら、この二次製品と現場打ちコンクリートとの接合が、現場打ちコンクリートフルームと同様な応力伝達機能を有するかは、これまで実証されていない。

そこで、今回の実証試験は、地盤支持力を考慮した現場実証ではなく、単純ばりモデルとして、二次製品+現場打ちコンクリート（以下「接合モデル」という）と現場打ちコンクリートフルーム（以下「現場打ちモデル」という）との剛性の比較や接合部での強度・応力伝達の確認に主眼をおいた。

また、接合モデルでは、使用状態（設計荷重）においては、一体としているものの、それを越える荷重状態での性状の評価を行う。

### 5. 試験方法

L形水路実物大の供試体を作成し破壊試験を実施することは困難なことから、図-4のように、

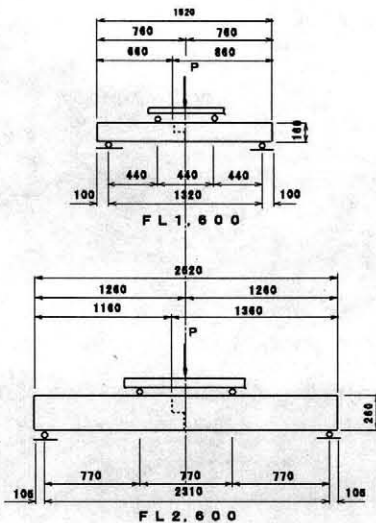


図-4 各モデルの寸法

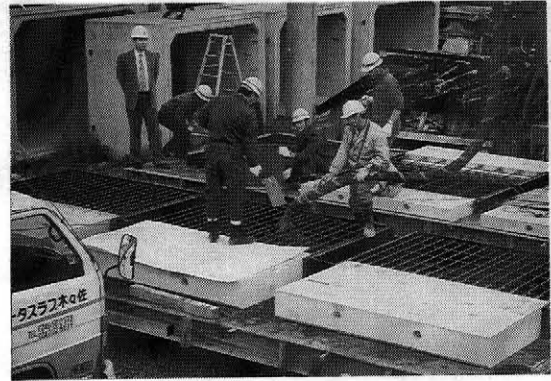


写真-1 試験用供試体の生コン打設

水路内高の異なるタイプA ( $h=1.6\text{m}$  FL1,600) とタイプB ( $h=2.6\text{m}$  FL2,600) の2つのタイプで、それぞれ接合モデルと現場打ちモデルを用意した。

荷重試験は、供試体の接合部下縁をスパンの中央になるように配置し、スパンの3等分点に2点荷重して行った(図-5)。その場合、自重による曲げモーメントを考慮した。

試験荷重(荷重レベル)としては、設計荷重(レベル1)、ひび割れ荷重(レベル2)、破壊荷重(レベル3)の3段階とした。

また、荷重のサイクルは、設計荷重まで荷重し、その後荷重を0 kNまで戻し再度破壊まで荷重した。

なお、変位計およびひずみゲージの位置を図-6に示す。

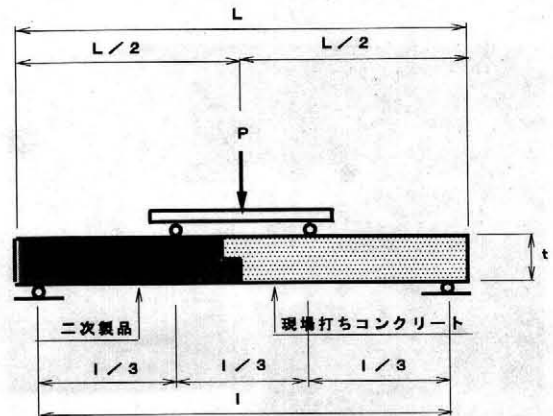


図-5 荷重の概要



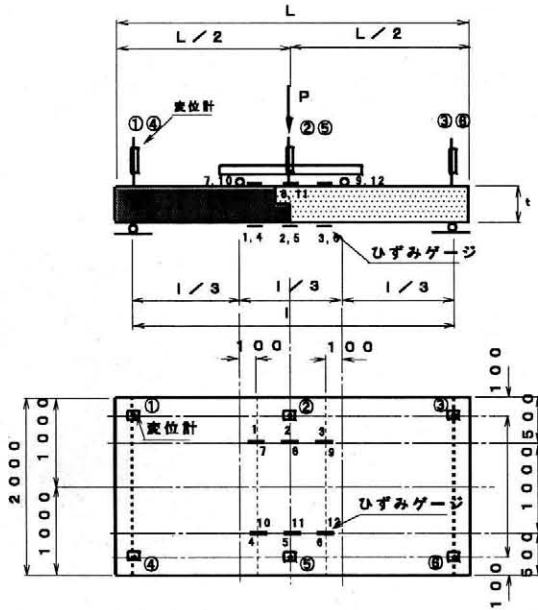


図-6 測定位置

## 6. 試験荷重

### (1) 設計荷重 (レベル1)

設計荷重とは、L形水路底版接合部に作用する設計最大曲げモーメントに対する試験荷重であり、「標準設計 (第5編) 第7章鉄筋コンクリート水路用L形水路」に準じて算出した作用曲げモーメントを、単純ばり供試体に換算して求めた。

なお、設計条件は、下記のとおりである。

設計条件

土の単位重量 (湿潤状態) :  $\gamma_s = 1.80 \text{ tf/m}^3$

設計内幅 :  $W = 1.50 \text{ m}, 2.30 \text{ m}$

(飽和状態) :  $\gamma_{ws} = 2.00 \text{ tf/m}^3$

地下水位置 :  $h_w = h / 2$

(水中) :  $\gamma_{sw} = 1.00 \text{ tf/m}^3$

上載荷重 :  $q = 0.5 \text{ tf/m}^2$

コンクリートの単位重量 :  $\gamma_c = 2.35 \text{ tf/m}^3$

土圧係数 :  $K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$

土の内部摩擦角 :  $\phi = 20^\circ$

$= \tan^2 (45^\circ - 20/2)$

設計高 :  $h = 1.60 \text{ m}, 2.60 \text{ m}$

$= 0.49$

底版現場打ち幅 :  $B_v = 0.30 \text{ m}$  (底版接合部のモーメントが最大となる幅)

### (2) ひび割れ荷重 (レベル2)

ひび割れ荷重は、供試体断面が抵抗しうる最大曲げモーメントに相当する試験荷重であり、この抵抗曲げモーメントは、コンクリートの許容圧縮応力度、鉄筋の許容引張応力度およびコンクリートの曲げ引張強度より求まる抵抗モーメントの最小値である。

なお、計算式は「標準設計 (第5編) 第3章設計一般 (3.2.4鉄筋コンクリートの設計)」に準じた。

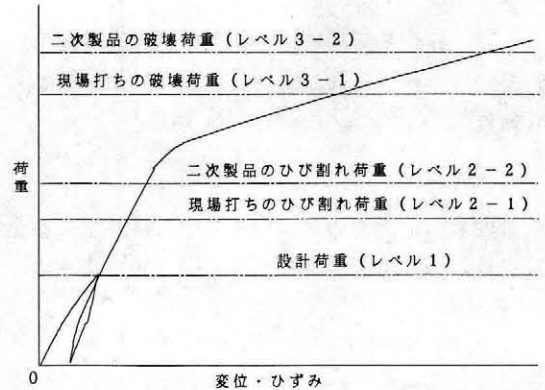


図-7 試験荷重の概念図

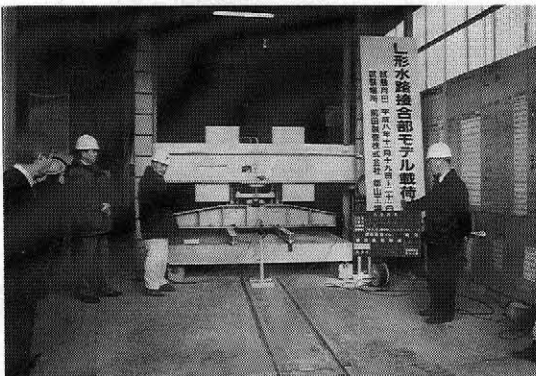


写真-2 載荷試験

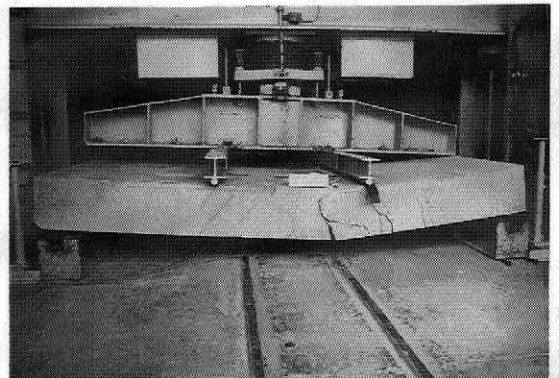
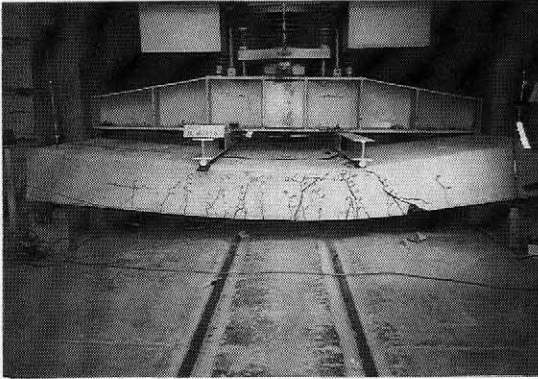
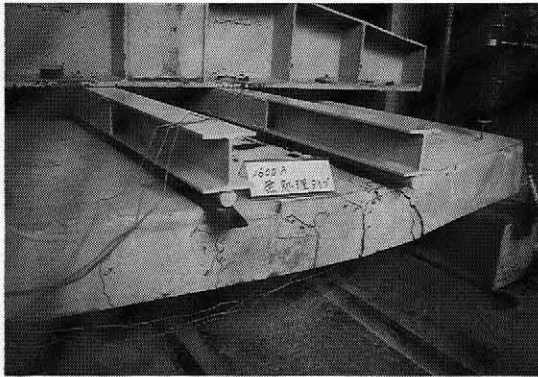


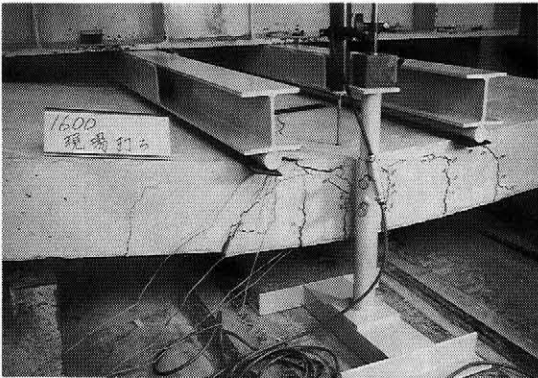
写真-3 FL2600A(従来タイプ)ひび割れ状況



写真一4 FL2600(現場打ちコンクリートタイプ) ひび割れ状況



写真一5 FL1600A(従来タイプ) ひび割れ状況



写真一6 FL1600(現場打ちコンクリートタイプ) ひび割れ状況

### (3) 破壊荷重 (レベル3)

破壊荷重は、曲げ引張破壊に対する終局断面耐力で、コンクリートの圧縮応力度分布を矩形(等価応力ブロック)と仮定し、力の釣り合いとひずみの適合条件により求めた。

## 7. 試験結果

### (1) ひび割れ状況

接合モデルの初亀裂は、接合部の剝離として発生した。この剝離の長さは約30mmであり、これは引張鉄筋の下縁からの位置に相当する。その後、ひび割れはつなぎ鉄筋先端および現場打ちコンクリート側の載荷点位置下縁付近から発生し成長した(図-8)。また、現場打ちモデルのひび割れは、中央部の載荷点間に左右対称に発生した。

目視によるに初亀裂に対する荷重は、現場打ちコンクリートのひび割れ荷重(レベル2-1)付近であった。

### (2) 荷重-ひずみの関係

接合モデルのスパン方向の下縁のひずみ分布は、接合部のひずみが早い段階で大きくなり、現場打ちモデルと異なる性状を示した。

### (3) 荷重-変位の関係

部材厚の小さいタイプAの変位曲線は、接合モデルと現場打ちモデルが概ね同じ傾向を示したが、部材厚の大きいタイプBの変位曲線は、両モデルに違いがあった。

つまり、タイプBの変位曲線は、残留変位後の差はあるが、ひび割れ荷重までの変位勾配は概ね平行であった。(勾配:接合モデル0.0058mm/kN, 現場打ちモデル0.0064mm/kN) さらに、ひび割れ荷重後に現場打ちモデルの変位勾配が変化したのに対し、接合モデルは勾配変化がなく、荷重に対する勾配も小さかった。(勾配:接合モデル0.005mm/kN, 現場打ちモデル0.024mm/kN)

## 8. モーメント比較

測定ひずみから、各測定点の作用曲げモーメントを計算し、接合モデルと現場打ちモデルのモーメント分布を比較する。なお、モーメントの算出は、下記の手順で行った。

### ①各荷重レベル時のひずみの抽出



### ②圧縮縁(上縁)のひずみ( $\epsilon_{cu}$ )を採用



引張縁(下縁)のひずみ( $\epsilon_{cl}$ )は考慮しない。(注)

表-2 試験荷重

設計荷重					
	単純ばりに換算				
重	タイプA	レベル1	P= 59.4kN( 6.055tf)		
	タイプB	レベル1	P=111.5kN(11.374tf)		
ひび割れ荷重・破壊荷重	タイプA	現場打ち断面		二次製品断面	
		レベル2-1	P= 93.3kN( 9.514tf)	レベル2-2	P= 93.3kN( 9.514tf)
	レベル3-1	P=172.3kN(17.568tf)	レベル3-2	P=174.2kN(17.764tf)	
	タイプB	現場打ち断面		二次製品断面	
レベル2-1		P=141.9kN(14.465tf)	レベル2-2	P=200.8kN(20.475tf)	
レベル3-1	P=283.1kN(28.870tf)	レベル3-2	P=380.5kN(38.797tf)		

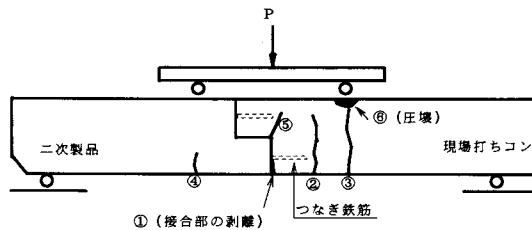


図-8 接合モデルのひび割れ状況

表-3 初亀裂に対する荷重

(kN)

ひび割れ荷重 (レベル2)	タイプA			タイプB		
	計算値	接合モデル	現場打ちモデル	計算値	接合モデル	現場打ちモデル
現場打ち側 (レベル2-1)	94	122	115	142	140	160
二次製品側 (レベル2-2)	94	(接合部)	(中央部)	201	(接合部)	(中央部)

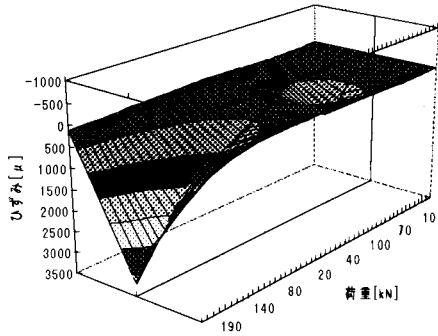


図-9 接合モデルのひずみ分析

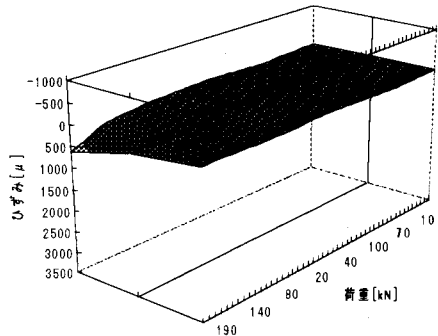


図-10 現場打ちモデルのひずみ分析

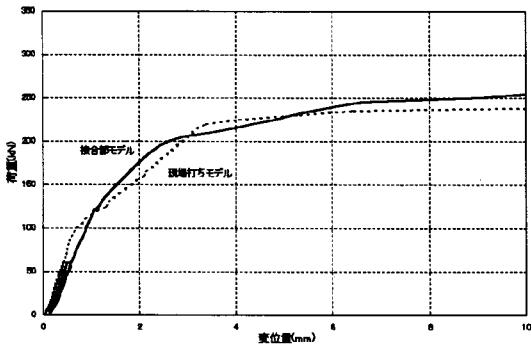


図-11 タイプAの変位曲線

- ③ひずみから求まるコンクリートの圧縮応力度 ( $\sigma_{cu}$ ) の計算  
 $\sigma_{cu} = \epsilon_{cu} \cdot E_c$  (ヤング係数)

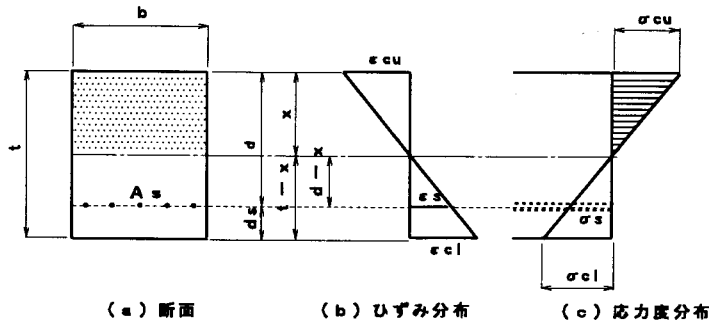


図-13 ひずみ分布図

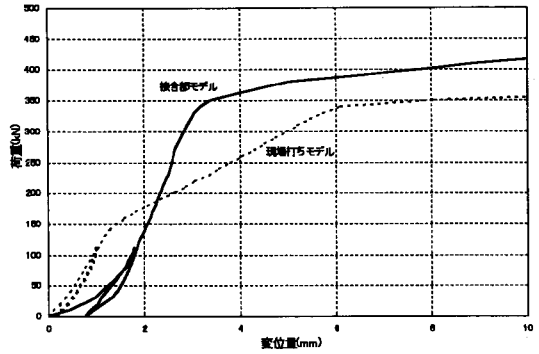


図-12 タイプBの変位曲線

- ④単純ばりの場合の理論モーメントの計算

$$M = 1/2 \cdot P \cdot a$$

- ⑤理論モーメントに対するコンクリートの圧縮

応力度 ( $\sigma_c$ ) の計算

$$\sigma_c = 2M / (k \cdot j \cdot b \cdot d^2)$$

- ⑥応力度比 ( $\sigma_{cu} / \sigma_c$ ) の計算

- ⑦作用曲げモーメントの計算

レベル1およびレベル2においては、 $\sigma_c = f(M)$ ,  $\sigma_{cu} = f(M')$  の関係があり、

$$M' = M \cdot (\sigma_{cu} / \sigma_c)$$

注：接合モデルの接合部下縁のひずみは、 $500\mu$  以上となり、コンクリートの限界ひずみである  $200 \sim 300\mu$  を越えるため、相互の比較のため、モーメント算出には、引張縁(下縁)のひずみ ( $\epsilon_{cl}$ ) は考慮しなかった。  
 その結果、モーメント分布は図-14のようになり、接合モデルの接合部のモーメントが、計算値や現場打ちモデルよりも大きくなった。

また、接合部以外のモーメントが計算値よりも小さいのは、コンクリートの引張抵抗力がまだ存在するためと考えられる。(通常のRCの計算は、引張を無視する。)

## (1)各荷重レベルのひずみ

表-4 各荷重レベルのひずみ

( $\mu$ )

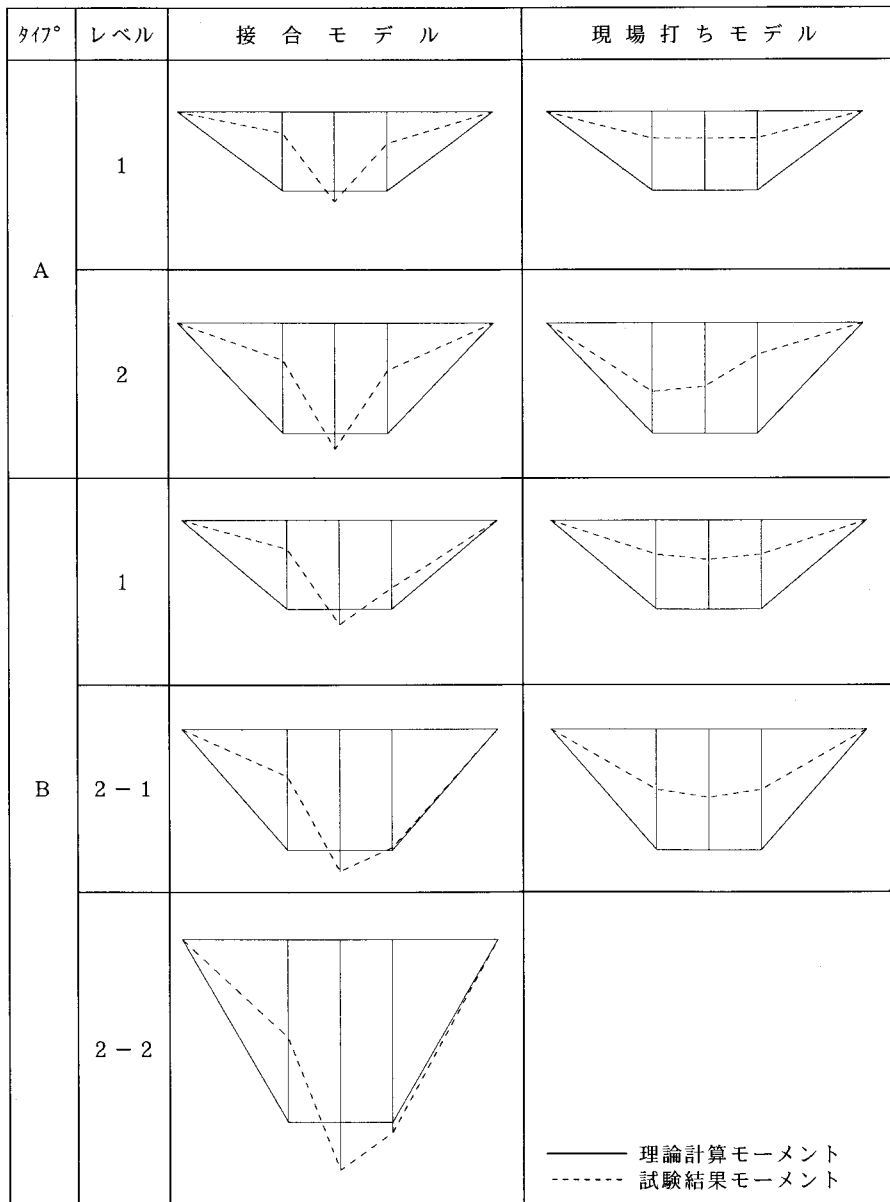
タイプ	レベル	位置 モデル	二次製品側 (正面左側)		接合部 (中央部)		現場打ち側 (正面右側)	
			$\epsilon_{cu}$	$\epsilon_{cl}$	$\epsilon_{cu}$	$\epsilon_{cl}$	$\epsilon_{cu}$	$\epsilon_{cl}$
			接合	現場打ち	接合	現場打ち	接合	現場打ち
A	1	接合	-34	43	-117	502	-60	66
		現場打ち	-50	100	-50	89	-48	87
	2	接合	-54	76	-230	1,184	-91	108
		現場打ち	-119	336	-109	358	-60	94
	3-1	接合	-153	223	-522	2,957	-382	1,335
		現場打ち	-470	1,954	-511	3,567	-417	-2
	3-2	接合	-153	223	-522	2,957	-382	1,335
		現場打ち	—	—	—	—	—	—
B	1	接合	-52	44	-152	1,101	-109	15
		現場打ち	-73	111	-77	95	-70	73
	2-1	接合	-68	64	-194	1,450	-166	15
		現場打ち	-102	169	-110	112	-100	71
	2-2	接合	-111	110	-299	2,490	-254	-7
		現場打ち	—	—	—	—	—	—
	3-1	接合	-176	132	-502	—	-366	-24
		現場打ち	-400	1,043	-340	349	-408	85
	3-2	接合	-273	230	-1,302	—	-1,640	—
		現場打ち	—	—	—	—	—	—

## (2)圧縮応力度および作用曲げモーメント

表-5 圧縮応力度および作用曲げモーメント

(kgf/cm<sup>2</sup>) (tf・m)

タイプ	レベル	位置 モデル 項目	二次製品側 (正面左側)		接合部 (中央部)		現場打ち側 (正面右側)		計算値		
			接合	現場打ち	接合	現場打ち	接合	現場打ち	モーメント M(tf・m)	$\sigma_c$	
			接合	現場打ち	接合	現場打ち	接合	現場打ち		二次製品	現場打ち
A	1	$\sigma_{cu}$	10	12	33	12	14	11	1.33	30	30
		$\sigma_{cu}/\sigma_c$	0.33	0.40	1.10	0.40	0.47	0.37			
		M'	0.44	0.53	1.46	0.53	0.63	0.49			
	2-1	$\sigma_{cu}$	15	28	54	26	21	14	2.09	47	47
		$\sigma_{cu}/\sigma_c$	0.32	0.60	1.15	0.55	0.45	0.30			
		M'	0.67	1.26	2.40	1.15	0.94	0.63			
	3-1	$\sigma_{cu}$	43	110	123	120	90	98	3.87	255	179
		$\sigma_{cu}$	43	—	123	—	90	—	3.91	255	179
B	1	$\sigma_{cu}$	14	17	36	18	26	17	4.38	29	32
		$\sigma_{cu}/\sigma_c$	0.48	0.53	1.13	0.56	0.81	0.53			
		M'	2.10	2.32	4.95	2.45	3.56	2.32			
	2-1	$\sigma_{cu}$	19	24	46	26	39	24	5.57	37	40
		$\sigma_{cu}/\sigma_c$	0.51	0.60	1.15	0.65	0.98	0.60			
		M'	2.84	3.34	6.41	3.62	5.46	3.24			
	2-2	$\sigma_{cu}$	31	—	70	—	60	—	7.88	52	57
		$\sigma_{cu}/\sigma_c$	0.60	—	1.22	—	1.05	—			
		M'	4.73	—	9.69	—	8.27	—			
	3-1	$\sigma_{cu}$	49	95	118	80	86	95	11.12	255	179
	3-2	$\sigma_{cu}$	76	—	306	—	385	—	14.94	255	179



図—14 モーメント分布

## 9. 鉄筋の応力度および断面剛性の比較

### (1) 鉄筋の応力度およびひび割れ幅

スパン中央部の鉄筋の応力度は、上縁のひずみからコンクリートの圧縮応力度を計算し、モーメントおよび合力の釣り合い条件によって、鉄筋の引張応力度を求めた。

また、スパン中央部のひび割れ幅は、コンクリート標準示方書のひび割れ幅算定式に鉄筋の応力度と配筋等を代入して求めた。

その結果、鉄筋の応力度は、許容応力度を満足した。また、ひび割れ幅はいずれも0.2mm程度であり、構造上危険であるひび割れ幅以下であった。

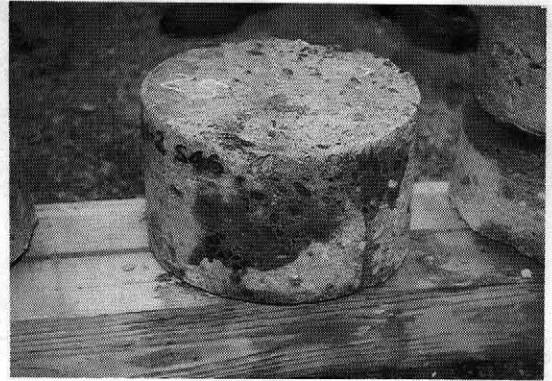
なお、載荷試験後、接合部の現場打ちコンクリートを壊し、つなぎ鉄筋を見ると、いずれも溶接の剝離はなく、鉄筋も降伏していなかった（表—6）。

### (2) 断面剛性

コンクリートの変形特性を示す断面剛性は、



写真一七 破壊後の鉄筋状況



写真一八 コア中世化試験

表一六 鉄筋の応力度およびひび割れ幅  
(kgf/cm<sup>2</sup>) (mm)

タイプ	レベル	項目	計算値	接合モデル	現場打ちモデル
A	2-1	鉄筋の応力度	1,668	1,310	895
		ひび割れ幅	0.179	0.147	0.109
B	2-1	鉄筋の応力度	1,499	1,445	1,620
		ひび割れ幅	0.211	0.205	0.226

単純ばりのたわみ式に各レベル時の測定変位を代入して求めた。

その結果、接合モデルは現場打ちモデルよりも、若干剛性が劣った。

なお、両モデルの測定剛性が計算値よりも小さいのは、供試体が面部材のため、棒部材での試験と違い、供試体にねじれ等が生じているためと考えられる(表一七)。

表一七 断面剛性 (×10<sup>6</sup>kgf/cm<sup>2</sup>)

タイプ	レベル	計算値	接合モデル	現場打ちモデル
A	1	1.60	0.43	0.58
	2-1	"	0.45	0.62
B	1	6.88	1.33	2.37
	2-1	"	1.57	2.44

## 10. モデル試験のまとめ

(1) 接合モデルは、接合部のモーメントが計算値

より卓越した。しかしながら、鉄筋の引張応力度は、許容値を満足した。

- (2) 設計荷重時(レベル1)では、ひび割れの目視確認はできなかったが、荷重-ひずみ曲線から判断すると、目に見えない接合部の剥離が生じていると思われる。
- (3) 目視による初亀裂は、両モデル共に現場打ちコンクリートのひび割れ荷重時(レベル2-1)付近以上であった。
- (4) 設計荷重で生じた接合部の剥離は、使用状態において、L形水路全体に影響(塑性変形したもの)を及ぼすものではない。このことは、これまでの現場での経験や地震の履歴から実証されている。

## 11. 設計への考察

- (1) 正確な構造力学上の立証モデル(接合部をヒンジ、M=0とする)計算は成り立たない。
- (2) 接合モデルは、現場打ちモデルよりも若干剛性(EI)が劣る。
- (3) ひび割れ荷重(使用状態)以下においては、接合モデルを一体と仮定して設計しても、破壊に達するなど構造上大きな弱点とはなり得ない。
- (4) 昭和48年の実証試験と今回のモデル試験から総合評価して、設計方法としては、L形水路の適用現場条件(高さ3mまで、幅5mまで)の使用範囲内では、十分支障はないと判断される。

# 巻込鋼管によるPIP工法の施工について

大川 茂 男\*  
(Shigeo OHKAWA)

高岡 直 文\*  
(Naofumi TAKAOKA)

## 目 次

1. はじめに .....27

2. 工事の概要 .....28

3. 巻き込み鋼管工法の採用経路 .....28

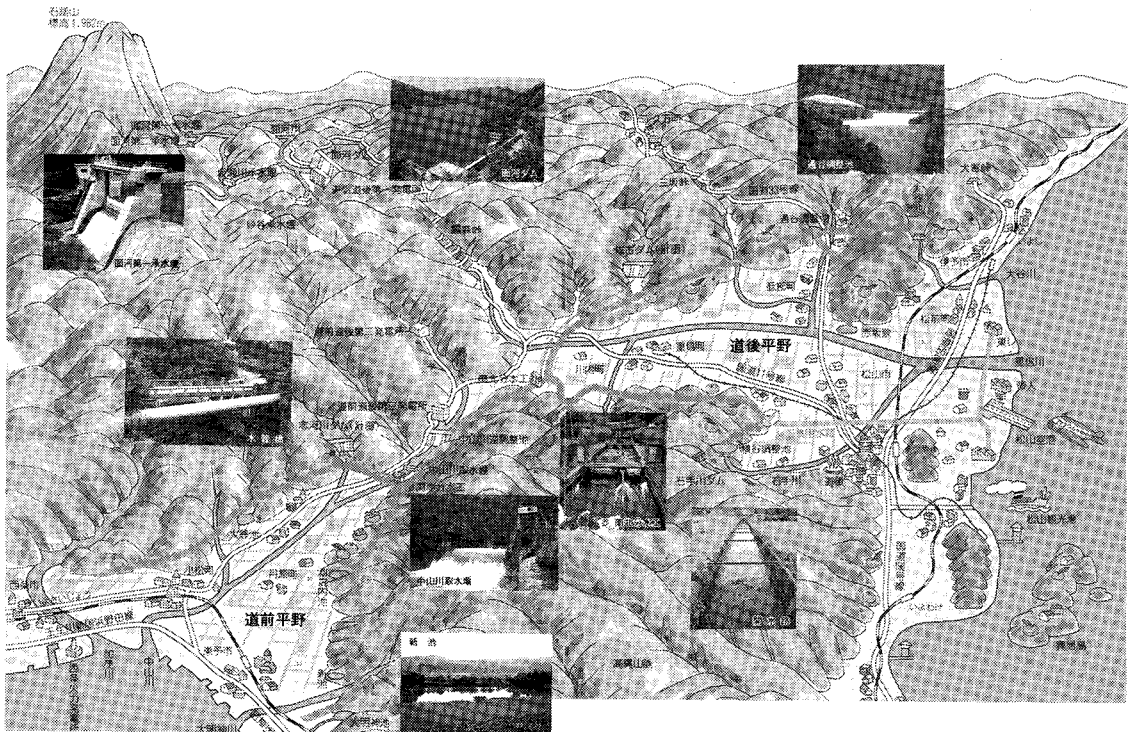
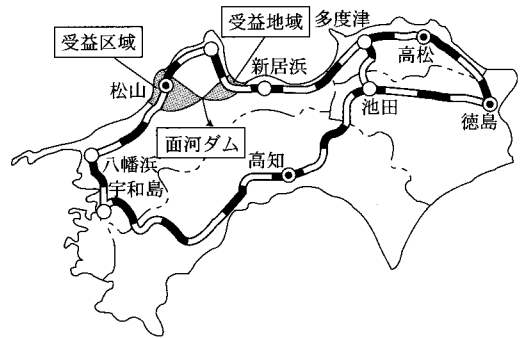
4. 巻き込み鋼管工法の施工方法 .....31

5. 最後に .....35

### 1. はじめに

国営道前道後平野農業水利事業の前身である旧事業は、愛媛県の中央部に位置する道前平野及び道後平野に安定した農業用水を確保し併せて発電及び工業用水も含めた総合開発計画の基に昭和42年度に完了した。

当事業はこれを受け、拡充された畑地への冬期かんがい用水と新規加入受益地へのかんがい用水のため新たに2つのダムを築造することとした。



\*中国四国農政局道前道後平野農業水利事業所工事第二課

道前道後平野農業水利事業図



また、施工後30余年経過し老朽化した施設を更新し、用水の円滑な供給と、施設の安全性の向上を図ると共に、水管理施設の近代化を行い用水配分の合理化を図ることを目的として平成元年度発足した。

本事業における施設改修は、松山市近郊での施工となり、施工後30余年が経過し周辺の土地利用状況も大きく様変わりし、宅地化が進んでいる。こうした中で開削工法による管理設は、地上権の設定内では地上の土地利用や隣接構造物により限界がある。このため、路線変更や既設管の更生工法による施行が必要となった。

ここでは、管の更生工法の一つである、巻き込み鋼管によるPIP工法（以下「巻き込み鋼管工法」という。）により施工した道後赤坂12工区改修工事について、記述する。

## 2. 工事の概要

### (1) 工事概要

工 事 名：道後赤坂12工区改修工事

施工業者：(株) 奥村組

工 期：平成8年10月～平成9年3月

工事内容

水路延長 L=775m

(内訳)

ダクタイル鋳鉄管φ1,200

L=538m

巻き込み鋼管工法(鋼製管φ1,150)

L=237m

呑口水槽 1ヶ所

吐口水槽 1ヶ所

分木工 1ヶ所

空気弁工 1ヶ所

排泥工 2ヶ所

### 3. 巻き込み鋼管工法の採用経緯

#### (1) 巻き込み鋼管工法の特徴

巻き込み鋼管工法は、工場で鋼製管を製作する過程において、縦断方向の溶接を行わず円形の状態で巻き込み、現場で立坑より既設管内にこれを引き込み、規定の口径まで拡張し、縦断及び円周方向の溶接を行った後、塗装を行い既設管内に新しい鋼製管路を短時間で形成する工法である。

特徴としては、次のようなことが上げられる。

#### ① 工事用地の縮小

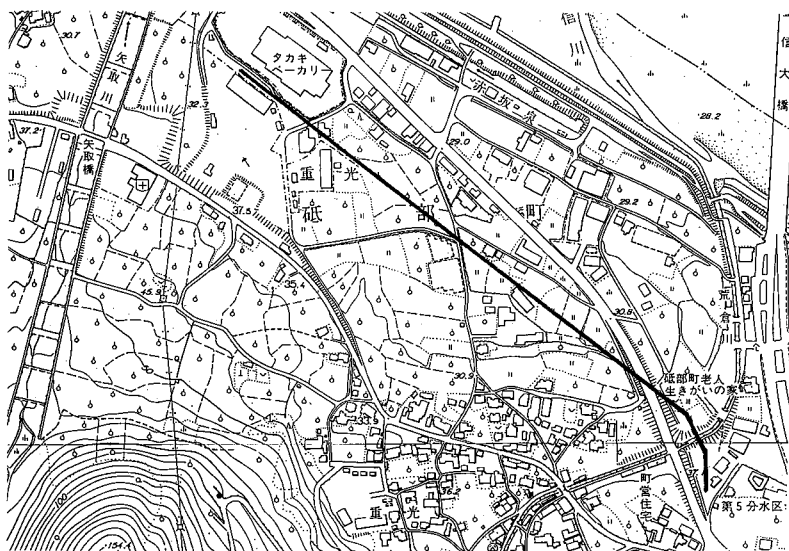
既設管内に鋼製管を形成する工法であり、立坑を築造するだけで管路上を全面開削をする必要がない。

#### ② 通水能力の確保

通常のPIP工法と比べ、断面の漸縮が小さく通水能力を確保できる。

#### ③ 施工性

現場での切断加工が容易なため、管路の布設線形、不陸及び屈曲の状況に対応できる。ま



工事平面図

た、引込時の管口径が小さいため、曲部の通過が容易である。

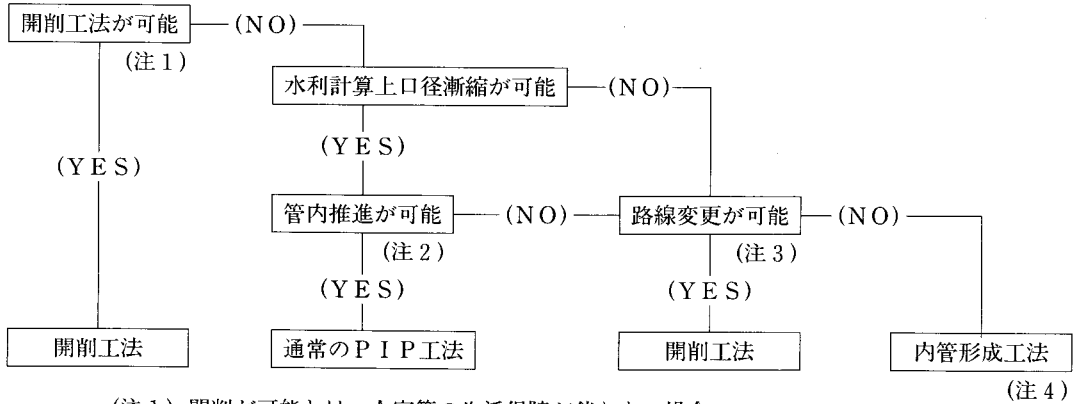
④施工規制

管内での作業（管の拡張，溶接，塗装等）があるため最小施工口径は800mmである。

(2) 採用上の検討事項

1) 工法選定

改修工法は確実に目的を達成できる開削工法を基本とするが開削が困難な場合の工法選定は下記のとおりとした。



(注1) 開削が可能とは、人家等の生活保障が伴わない場合。

(注2) 管内推進が可能とは、既設管内の曲角に対し挿入管の通過が可能である場合。

(注3) 路線変更が可能とは、経済性，維持管理上有利となる場合。

(注4) 内管形成工法とは、INS工法や巻き込み鋼管工法であり、既設管の老朽化や現場条件を考慮し安全かつ経済的な工法を採用する。

2) 水理計算

本工事において、非施工区間を含めた全延長 L=848mの内、開削不可能な箇所は延長は L=237mであり、各工法ごとに計画通水量の Q=2.

349m<sup>3</sup>/Sを通過しうるか確認した。なお、水頭差は H=3.871mであり結果は下記のとおりであった。

①通常のPIP工法

既設管の屈曲等を考慮して2ランク落とした口径とする。

口径 φ (mm)	延長 L (m)	流速 V (m/S)	速度水頭 V <sup>2</sup> / 19.6	摩擦係数	摩擦水頭 (m)	その他損失係数					その他の 損出水頭 (m)	損失水頭 (m)	
						流入出	曲がり	漸縮	漸拡	屈曲			計
1,200	611	2.077	0.220	0.020	2.219	1.01	0.109		0.12		1.239	0.273	2.492
1,000	237	2.991	0.456	0.021	2.276			0.140			0.140	0.064	2.340
計	848												4.832

判定：4.832m > 3.871m (NO)

②INS工法

水頭差より9mmで計画する。

口径 φ (mm)	延長 L (m)	流速 V (m/S)	速度水頭 V <sup>2</sup> / 19.6	摩擦係数	摩擦水頭 (m)	その他損失係数					その他の 損出水頭 (m)	損失水頭 (m)	
						流入出	曲がり	漸縮	漸拡	屈曲			計
1,200	611	2.077	0.220	0.02	2.219	1.01	0.109		0.12		1.239	0.273	2.492
1,182	237	2.141	0.234	0.02	0.933								0.933
計	848												3.425

判定：3.425m > 3.871m (OK)

③巻き込み鋼管工法

管の構造計算よりφ1,150, 管厚t= 8mmで計画する。

口径 φ (mm)	延長 L (m)	流速 V (m/S)	速度水頭 V <sup>2</sup> / 19.6	摩擦係数	摩擦水頭 (m)	その他損失係数					その他の 損出水頭 (m)	損失水頭 (m)	
						流入出	曲がり	漸縮	漸拡	屈曲			計
1,200	611	2.077	0.020	0.02	2.219	1.01	0.109		0.12		1.239	0.273	2.492
1,134	237	2.326	0.276	0.02	1.164			0.140		0.195	0.335	0.092	1.256
計	848												3.748

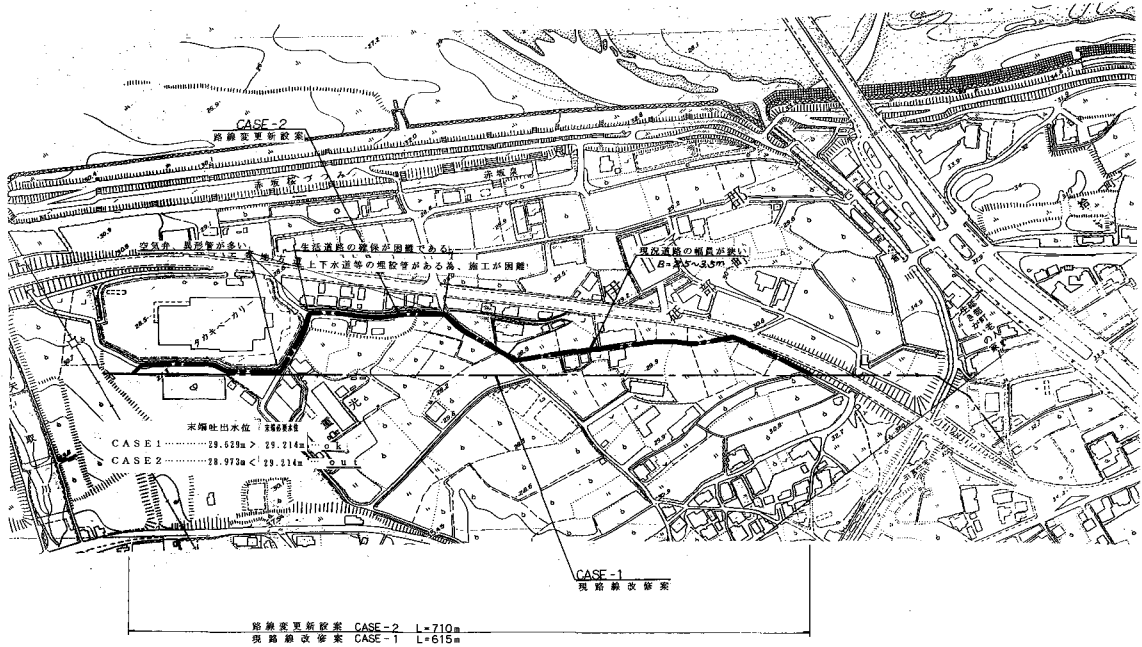
判定：3.748m > 3.871m (OK)

④判定

水理計算上通常のPIP工法は施工不可能である。また、INS工法は内圧、外圧共に既設管に頼るものであるが、既設管は石綿管であり、老朽化が進んでいることから強度が期待できず施工不可能と判断した。

3) 路線変更の検討

住宅地であり、近傍の既設道路下への埋設を考えたが、既設路線が最短であり水理計算上口径が2ランク上がり不経済であった。また、生活道路であるため通行止めができず、仮廻し道路の施工幅もない。



路線比較平面図

4) 総合評価

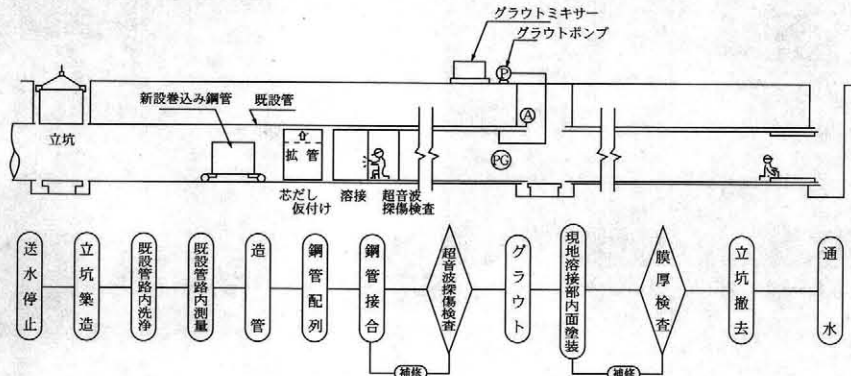
工 法	判 定
既設路線での開削工法	宅地等が側近にあり施工不可能
路線変更での開削工法	口径、延長共に大きくなり不経済である。
通常のPIP工法	水理計算上施工不可能
INS工法	構造的に施工不可能
巻き込み鋼管工法	水理的、構造的に施工可能であり、今回採用した。

#### 4. 巻き込み鋼管工法の施工方法

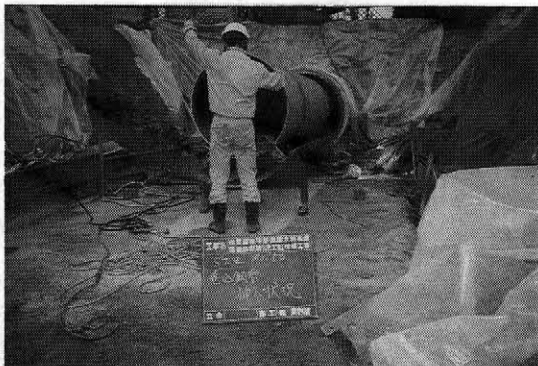
##### 1) 施工手順

巻き込み鋼管工法の施工手順は下記に示すとおりである。

項目	内容
送水停止	既設管内の送水を停止し施工可能な状態とする。
立坑築造	巻き込み鋼管施工区間の両端部に開口部を設ける。
既設管内清掃	既設管内を高圧洗浄車等により清掃する。
既設管内測量	既設管の線形、たわみ、屈曲等の測定を行う。
巻き込み鋼管製造	既設管内測量の結果を基に管割図を作成し、巻き込み鋼管の製造を行う。
巻き込み鋼管挿入	立坑より、巻き込み鋼管を人力、またはウインチ等により所定の位置まで引き込む。
巻き込み鋼管拡張	巻き込まれた状態の鋼管を、ジャッキにより所定の口径まで拡張する。
巻き込み鋼管溶接	縦断及び円周方向の溶接を行う。
溶接検査	溶接の状態を、超音波探傷試験により測定する。
グラウト	巻き込み鋼管に設けられたグラウトホールよりグラウト材を注入し、既設管の間隙を埋める。
現場塗装	グラウトホールを閉塞した後現場塗装を行う。
膜厚検査	塗装の状態を膜厚計により測定する。
立坑撤去	立坑を埋め戻す。
送水	工事完了後送水を行う。



巻き込み鋼管パイプインパイプ、工事概要図および作業フロー



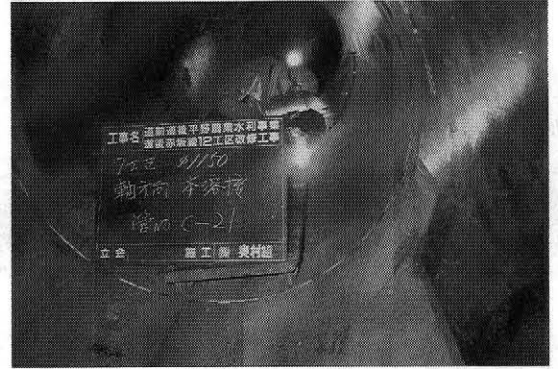
写真—1 巻き鋼管吊り込み状況  
架台セット状況



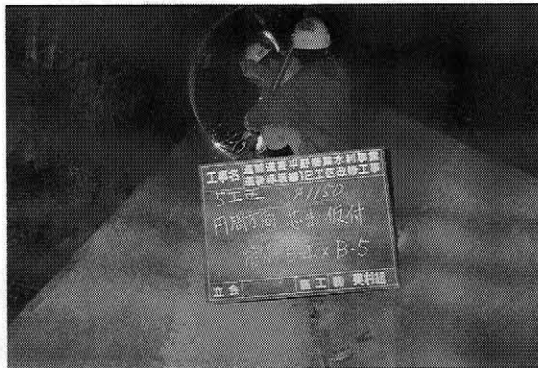
写真—2 管内セット状況  
(拡張前)



写真一三 掘管状況  
ジャッキアップ



写真一六 本溶接状況  
(軸方向)



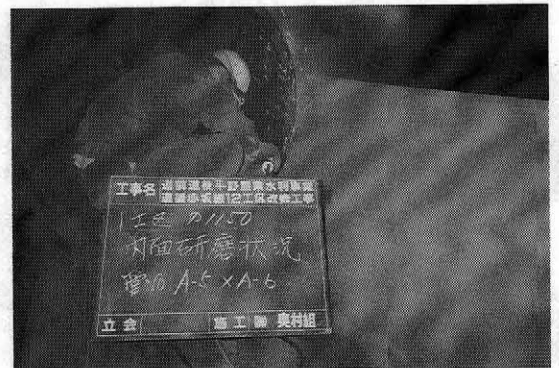
写真一四 芯出、仮付状況  
(円周方向)



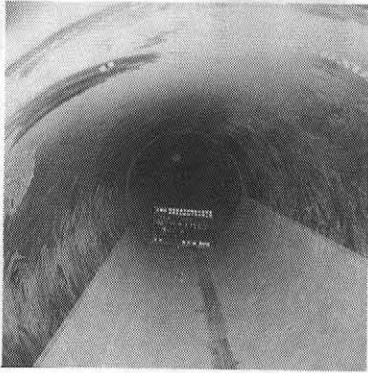
写真一七 溶接完了  
(軸方向)



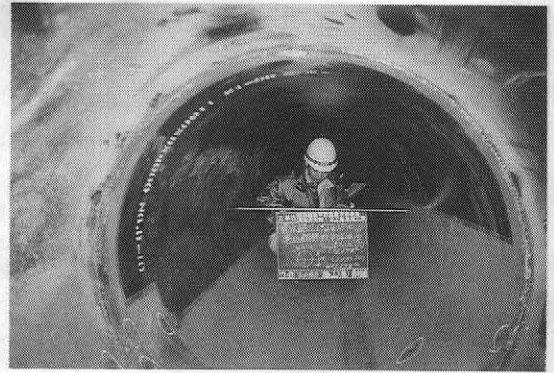
写真一五 裏当座金取付状況  
(円周方向にセット)



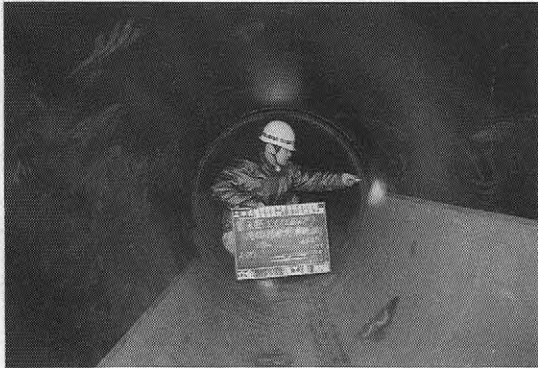
写真一八 研磨仕上げ状況



写真一〇 仕上げ完了



写真一二 内空たわみ量測定状況



写真一〇 溶接力所，検査状況  
(外観，溶接部材寸法)



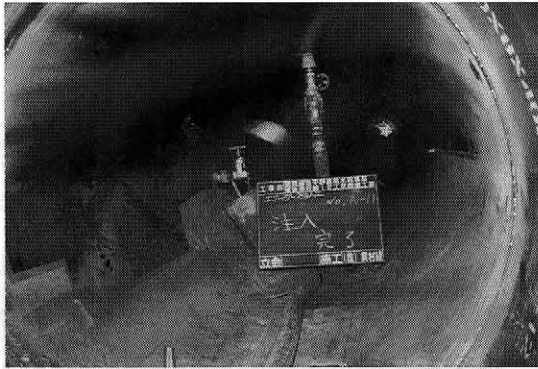
写真一三 裏込め工泥練り状況



写真一一 溶接力所，検査状況  
(超音波深傷検査)



写真一四 品質管理



写真—15 注入状況  
口元リーク確認



写真—18 塗装膜厚測定状況



写真—16 グラウトホール閉塞, 溶接状況



写真—19 ピンホール, 自主検査



写真—17 塗装状況 (管内)



写真—20 内面検査, 立会検査

## 2) 本工事における巻き込み鋼管工法の概要

- (1) 既設管の材質・口径  
石綿芯コンクリートヒューム管  $\phi 1200\text{mm}$
- (2) 巻き込み鋼管の材質・口径・管厚  
鋼管 $\phi 1,150\text{mm}$   $t = 8\text{mm}$
- (3) 塗装の仕様  
水道用タールエポキシ樹脂塗料塗装方法 (JWWAK115) による内面塗装のみで、塗装厚は $0.5\text{mm}$ 以上とする。
- (4) 溶接  
電気抵抗溶接によるV型開先片面溶接とする。
- (5) 施工管理
  - ①既設管の状態管理  
立坑掘削後、速やかに既設管内の路線距離、平面・縦断線形及び歪みを測定し、管内の亀裂等異常ヶ所の写真撮影を行った。
  - ②開先加工  
現地で開先加工を行ったヶ所は、実測により開先角度及びルートフェイスを管口の十字方向で管理した。
  - ③溶接  
現地溶接ヶ所は超音波探傷試験を全溶接延長の5%の割合で行った。なお、超音波探傷試験は記録がとれないため判定者の資格及び判定結果(合格、不合格)を報告書としてまとめた。
  - ④塗装  
電磁微厚計による膜厚測定、実測による溶接余盛高、目違いを管口の十字方向で、

実測によるルートギャップを管口の十字方向と管軸方向で管理した。また、ホリディティディテクタによるピンホール検査も行った。

### ⑤グラウト

グラウトは巻き込み鋼管に設けられたグラウトホールより注入するため注入完了は次のグラウトホールからのグラウト材の流出で判断した。なお、注入量、注入時間及び注入圧力の管理を行った。

## 5. 最後に

本工事では、管内調査の結果から、既設管が老朽化しているものの継手部の離脱や目地の段差も少なかったことから挿入、拡張、芯出し等の作業が容易であった。また、線形がほぼ直線であったため、屈曲に対応が容易な本工法の特色が充分発揮されることがなかった反面、既設管内調査の重要性を改めて認識すると共に、複雑な線形や管内調査の結果による線形の変更には本工法は対応が容易であることを認識した。

また、塗装管理では工場塗装と現場塗装の段差部、溶接ビード部の近傍で膜厚の薄いところが見受けられたため本工法のポイントは現場の内面塗装と膜厚管理であることが判った。

最後に、本工事において宅地化が進む中、開削工法が施行できない地区のサイホンの改修工法を選定するにおいて、水理計算、構造計算及び線形等から巻き込み鋼管工法による既設管の更生は十分に効果があった。



# 富島幹線用水路日知屋地区サイホン改修について

三 輪 則 久\*  
(Norihisa MIWA)

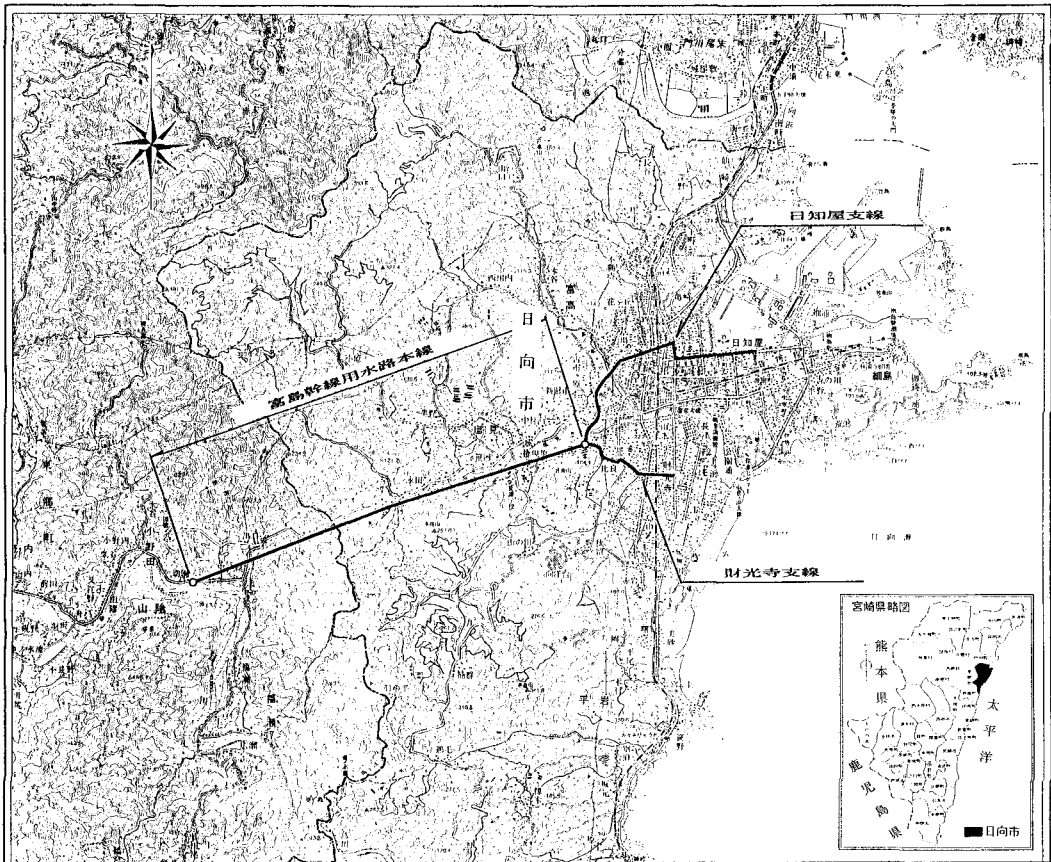
## 目 次

1. はじめに .....	36	4. 改修工法の選定について .....	37
2. 特団事業の概要 .....	37	5. インシチュフォーム工法について .....	38
3. 岩崎地区団体営基幹水利事業について .....	37	おわりに .....	42

### 1. はじめに

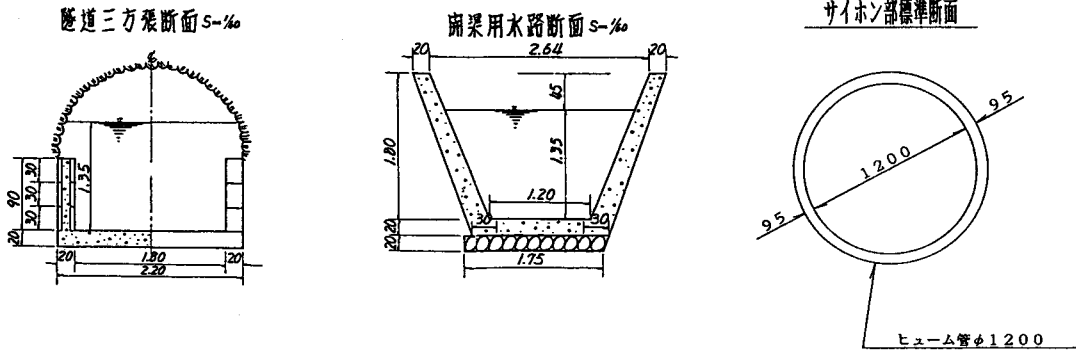
日向市富島地区（約24,870人）は昔から確実な  
用水源がなく、ほとんどを天水に依存し、毎年の

ように旱害を被り、稲作農業は不安定であるため、  
この地区の農業は畑作を中心に発達した。「さつま  
芋」「かぼちゃ」「さと芋」「トマト」等は早くから  
有名であったが、稲作の不安定は、この地区農業



富島幹線用水位置図

\*宮崎県日向市役所農村整備課



標準断面図

の発展を著しく阻害していた。

本地区は、海岸線に沿って拓けた海成沖積地(南北約4km, 東西約1.5km, 標高平均3m)であるが、満潮時には中心を流れる塩見川が河口より2km近くも塩水が遡上し使用不能である上、上流は小さな谷川に過ぎず、谷間に点在する耕地の用水にも不足している。現在でも早害常襲地帯であり、いかに日向市に水が無く、又大切なものであるかが窺える。本市には用水路と名の付くものが「富島幹線用水路」唯一と言う事からも、本用水路の重要性が想像出来るものである。日向水利史によると「富島幹線用水」は昭和7年に具体的構想が練られ、昭和13年に隣接町村(東郷町)との交渉解決、昭和13年6月農水省より「富島水利事業」として採択、昭和15年2月「県営富島水利事業」として着工、又「日知屋財光寺両支線用水路」も昭和18年10月から「農地開発営団」によって工事が進められ昭和26年12月に完成した。

## 2. 特団事業の概要

本事業は昭和35年市営土地改良事業として、全線7,012mの改修を計画、同年12月施行を申請、昭和36年5月隧道3,912mについて特別団体営土地改良事業として承認され、昭和43年に完成した。

## 3. 岩崎地区団体営基幹水利事業について

昭和43年完成より、既に30年近く経緯し用水施設の老朽化(漏水事故)が顕著に現れ、以下の理由により、改修が必要とされる施設が多くなってきている。

- ・サイホン上部や周辺には道路、家屋等が数多く築造されてきた。

- ・農業用水の安定供給を図り、用水管理施設を充実し全域的な用水維持・管理を円滑に行い地域農業経営の安定化を図る。

また、改修するためには、以下の制約があった。

- ・全面的に改修することが困難な状況下にある。
- ・埋設されている用水路(H.P φ1,200)の改修を早期に事業化し、実施することが必要である。

本事業は平成7年度にサイホン部L=180.3m(HPφ1,200)を管更生工法(INS工法)により施工完了した。

富島幹線用水位置図  
標準断面図

## 4. 改修工法の選定について

改修にあたり、工事区間のサイホン部で道路、家屋等のために施工が困難な箇所が判明し、改修工法の選択に苦慮していた。ここで、新管布設方法と内面補修方法の2方面から本改修事業に適した工法を選択することとし、

- ・第1案：新管布設方法でFRPMの新管を新たに布設する新管布設方法案
- ・第2案：内面補修方法で部分毎に補修する止水バンド取付け方法案
- ・第3案：内面補修方法で内面全体を補修する管更生方法案

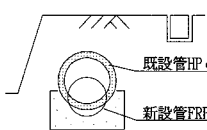
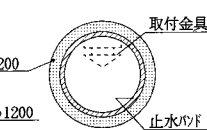
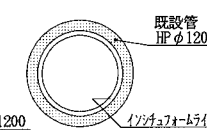
の3方式案を検討することにした。

しかしながら、工法の相違により長短所が生じるため、以下の事項に留意して検討を行った。

(表-1 参照)

- ① 経済性

表-1 改修方法比較検討表

案 検討項目	第1案 新設管 (FRPMφ1200) 布設替法	第2案 HP1200目地部止水 バンド設置法	第3案 反転による管更生法 (INS工法)
(1) 工事概要	サレバ始点部192mと終点部49mの241m区間を、開削φ1200mmのFRPM管を埋設する。 始点部の192mは市道路であり土留工を設置する。又、終点部においても家屋との関連もあり土留工が必要である。	既設HP1200に付着した土砂・珪砂等を取り除いて接合部に止水バンドを管の内周に取り付ける。 止水バンドを押え金具によって締付けて両端に特殊バンドをつける。	サレバ入口及び途中のマンホールからラッチを推進させ、完了後、温水で既設管に密着させる。
(2) 施工性 (工期)	241mの新設で約6ヶ月間	1日当り取付本数 4本 2ヶ月間	2ヶ月間
(3) 施工の 安全対策と 安全性	開削部は人家雑担地域であり騒音振動に対する配慮と通行人に対する安全対策施設が必要となる。	既設管内で直接作業が多く、施工の安全対策を取る必要がある。	既設管内での直接作業が少なく、安全性は高い。
(4) 管の耐久性 と維持管理	FRPM管であり耐久性の問題はない。	止水バンドがゴム製であり、耐久性に問題がある。	ラッチの材質がエポキシ樹脂であり腐食の恐れはない。
(5) 概算工事費 (直接工事費)	56,690 千円	42,500 千円	45,632 千円
(6) 評価 ・施工性 ・安全性 ・経済性 ・総合	△ × × ×	△ × ◎ △	○ ○ ○ ◎
施工断面図			

- ② 地域住民の生活環境および影響度
- ③ 施工期間の短縮
- ④ 施工性、安全性
- ⑤ 取水流量の向上

(第1案) 新管布設替法

既設管土被り約3.5m程と深いため経済性がよくない。開削により地域住民への交通問題及び、工期等是不利であるが、施工実績は3案の中で最も多く、施工性、安全性は有利である。

(第2案) 止水バンドによる方法

既設管内目地部に止水バンドに固定する方法で、目地部漏水に適用できる諸条件に満足するが、一時的な処置であれば有利だが長期的には不向きで、維持管理上あまり有効でない。

(第3案) 反転による管更生法 (INS工法)

既設管を活用できるので、経済性がよく、非開削による工法で騒音、振動等の影響がない。また、施工性も非常によく、材料厚さ分の管径縮小があるが、流量係数の改善で流量向上になり (施工後

は、塩ビ管と同様の流量係数になるので、約9%の流量向上が期待できる。) 諸条件を満足する。

<比較検討結果>

比較検討結果により「第3案反転による管更生法、INS工法」を採用した。INS (インシチュフォーム) 工法は諸条件を満足し、大口径管の施工事例が豊富であり、農業用水路関連では、北陸農政局をはじめ愛知用水関連の施工事例が数多くある。

さらに、既設管内への施工であるため、施工管理、安全管理等が容易であり、不測の事態も発生し難い工法といえる。

また、今後長期にわたり管路の維持管理に支障をきたすことなく運営できると判断し採用に踏みきった。

5. インシチュフォーム工法について

ここに紹介するインシチュフォーム工法 (以下、INS工法と呼ぶ) は、既設管の取替を行わず、

既設管内に熱硬化性樹脂を含浸したライナーと呼ぶ補修材を水で反転しながら挿入し、水圧でライナーが管壁に密着した状態でライナー内の樹脂を硬化させ、管内に連続した樹脂パイプを形成することで、管を補修する工法である。

INS工法は1971年に英国で開発、世界30カ国以上で実施されており、日本へは1985年に導入された。

今まで約700件120kmの国内の実績がある。

(1) 工法の特長

INS工法は、フェルトに熱硬化性樹脂を含浸した施工延長分のライナーを、挿入側から水圧を利用して、反転しながら管内に挿入し、到達側まで連続した樹脂性のパイプ形成する工法のため、下記に述べる特長を有する。

- 1) 開削工事を必要としないことが多い 既設管に人孔やピットが設置してある場合は、これよりライナーを反転挿入する為、開削工事を必要としないが、圧力管の様に連続した管の場合はライナーの挿入点、到達点での管の切断のために最小限の開削が必要となる。
- 2) 工期が短い 一区間(約100~200m)の工期が5~7日と短い(工期は反転水量と厚さに左右される)
- 3) 長距離の施工が可能 フェルト+樹脂(硬化前)ライナーは反転しながら管内に挿入されるため、既設管と接触せず、また水の浮力(硬化前ライナー)を受けながらの挿入とな

るので、3m程度既設管フェルト+樹脂(硬化後)の反転水頭で300~400mの施工ができる。

- 4) ライナー厚さを選定できる 補修の目的、既設管の布設状況及び、損傷の度合いに応じライナーの厚さを3.0mmから1.5mm毎に厚くすることができ、熱硬化性樹脂も用途に適した樹脂を選定することができる。
- 5) 種々の管形状に対応できる 硬化前のライナーは、柔らかく、円形管以外の管でも対応が可能である。(円形・卵形・短形等)
- 6) 通水能力が向上する ライナーの挿入により、管断面積は減少するが、粗度係数の向上で流量は向上する。
- 7) 耐久性に優れている ライナーに含浸する樹脂は、硬化後、機械的、化学的に優れた樹脂パイプを形成する。

(2) ライナー仕様(カッコ内記述は本工事の仕様)

- 1) 適用口径： $\phi 150 \sim 3,000\text{mm}$  ( $\phi 1,200$ 用)
- 2) ライナー厚さ：3.0~42.0mm [1.5mm毎に製作可能] (13.5mm)
- 3) 材質：①フィルムー (ポリウレタン), 塩化ビニール, 他  
②フェルトー (ポリエステル), 他  
③樹脂ー (エポキシ樹脂), ポリエステル樹脂, 他

4) 硬化後物性

エポキシ樹脂

表-2

引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	300 以上
引張弾性率 (kgf/cm <sup>2</sup> )	22400 以上
曲げ強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	500 以上
曲げ弾性率 (kgf/cm <sup>2</sup> )	22400 以上

(3) 主要使用機材(カッコ内記述は本工事の仕様)

- ① ライナー搬入車 4~25 t (10 t)
- ② ボイラー車 4 t (4 t)
- ③ 給水車 4 t (4 t)
- ④ 高圧洗浄車 4 t (4 t)
- ⑤ テレビカメラ車 1 t (1 t)
- ⑥ 機材運搬車 2~4 t (4 t)

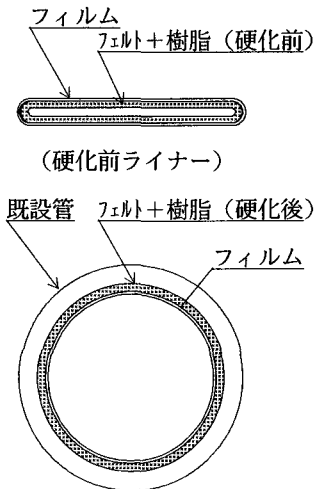
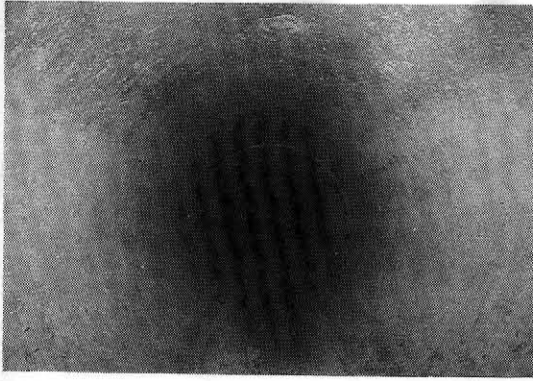
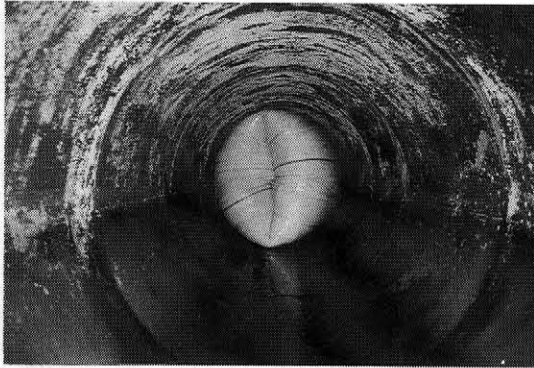


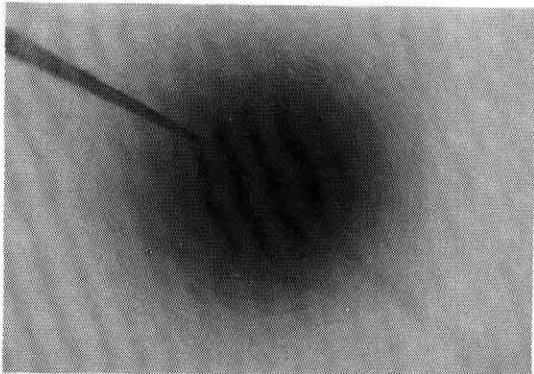
図-5 硬化後ライナー



写真一 施工前ヒューム管内部

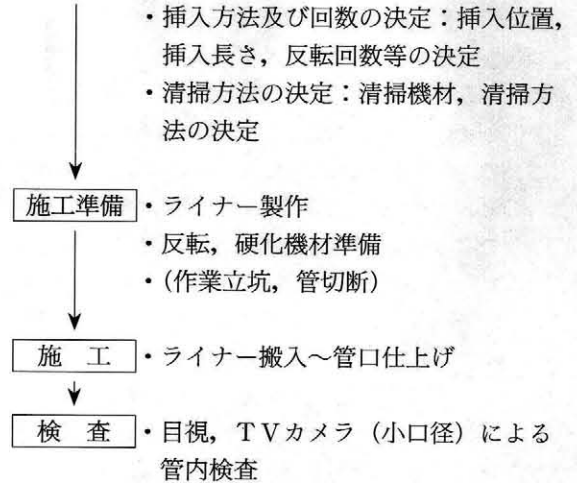
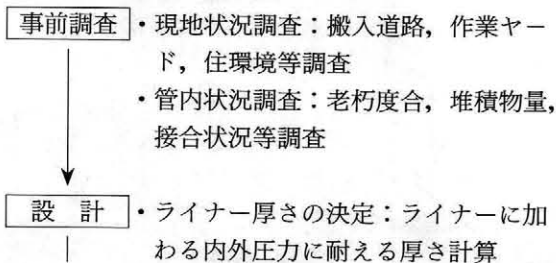


写真二 INS工法施工中（ヒューム管）



写真三 INS工法施工後管内部

(4) INS工法一般工程



(5) INS工種説明

1) 管渠清掃工（図-6）

管切断後，換気を十分に行い，作業員が管内に入り高圧ジェット水で管内の付着物及び堆積物を除去する。（高圧ジェット水圧は50～70kgf/cm<sup>2</sup>）

洗浄後の排水は，吸泥車で吸引し，排出する。

（小口径管は，約100kgf/cm<sup>2</sup>のジェット水圧で洗浄ノズルを自走させ，清掃を行う）

2) 管内調査工（図-7）

洗浄後，目視で管内の調査を行い，ライナーの反転作業に支障が無いことを確認する。

また，管内の状況は一定区間毎に写真撮影を行なう。

（小口径管は，自走式カメラを使用する。）

3) 反転タワー・ストッパー設置（図-8）

ライナーの反転挿入に必要な反転水位（3～4m）を確保できる反転タワーの設置と，施工末端で，ライナーを止めるストッパーを設置する。

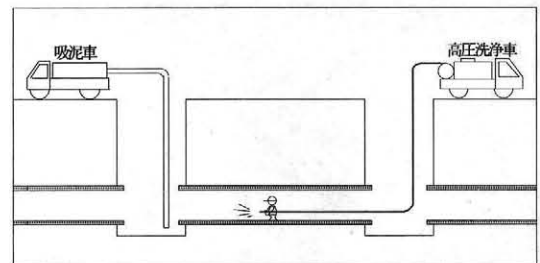


図-6

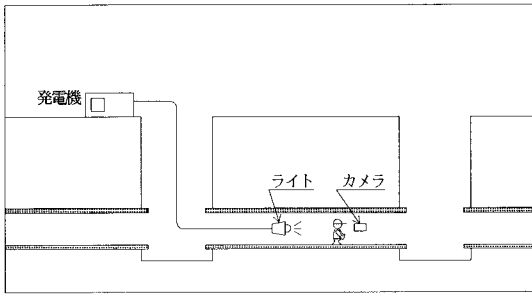


図-7

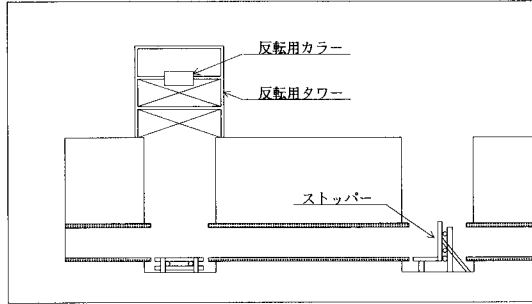


図-8

4) 反転準備

ライナー搬入車をタワー近くに停車し、搬入車とタワー間にライナーの搬送装置を設置し設置する。ライナー搬入車より引き出したライナーの一端をタワー上のカラーに固定する。

5) 反転挿入 (図-9)

カラーに固定したライナーを、カラーの部分で裏返ししながら、水を注ぐとライナーは反転 (裏返し) しながら管内に挿入される。

ライナーは、管内で反転しながら管壁に水圧で密着した状態で固定される。

また、反転前のライナーは、反転後のライナーの中を移動するので、管壁との摩擦が小さく、さらに、反転水による浮力を受けるの

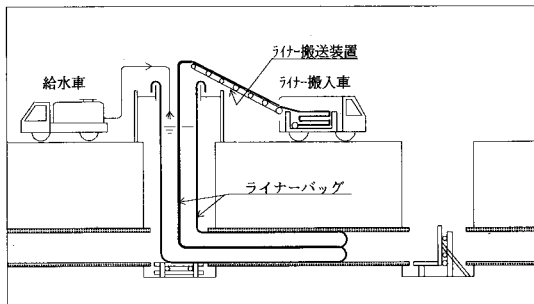


図-9

で、2～3mの反転水圧で長距離の施工が可能となる。

6) 硬化養生 (図-10)

ライナーの反転挿入が終了すると、ライナー内に引き込まれている温水ホースを介し温水ポンプ⇒温水ボイラー⇒温水ホースの循環を行いながら、管内の反転水を均一に昇温させ、ライナーに含浸している樹脂を硬化させる。80℃以上で6時間経過すると樹脂は完全に硬化する。硬化後は、内部の温水を徐々に冷却し、常温まで降下させる。

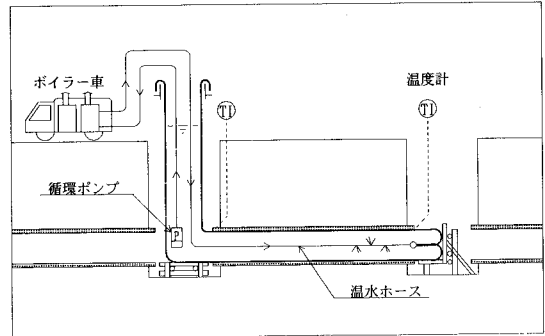


図-10

(6) ライナー切断・管口仕上げ (図-11)

冷却した反転水を排水後、両端の不要部分を切断・除去する。除去後、ライナー端部をFRPまたはパテ等で仕上げを行う。

(本工事では、内圧管仕様のFRP仕上げを施工)

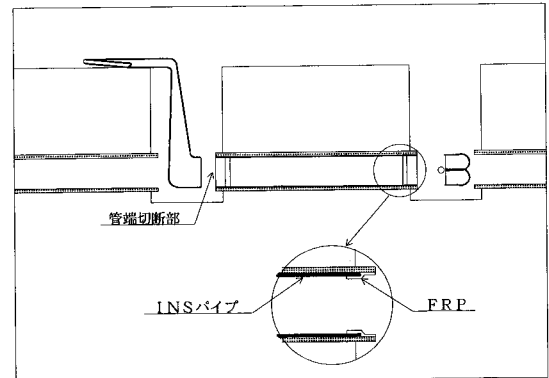


図-11

(7) 施工後検査

施工後の検査は、ライナー内部をテレビカメラ

又は、目視で調査を行う。また、ライナーの厚さ及び物性値の測定検査を行う。

#### おわりに

今回、紹介したインシチュフォーム工法は、従来工法で補修の困難な場所や時間、作業条件の制約を受ける場所等に適した工法である。

このような工法の導入は今後必要と思われる。

機会があれば今後も採用していきたい。

土地改良の維持管理および恒久的施設・運営を図り、農業技術発展のためお役に立てれば幸いである。

最後に、本文をまとめるにあたり、ご協力いただいた日本インシチュフォーム協会田中氏に深く感謝いたします。

# 中山間地域のほ場整備における貯水施設の検討 (PC型水槽の採用までの経緯と特徴について)

鈴木 康久\* 吉井 徳一\*\*  
(Michihisa SUZUKI) (Tokuichi YOSHII)

## 目 次

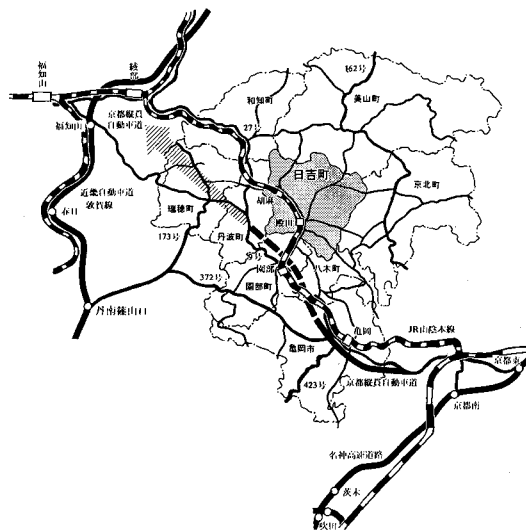
1. はじめに .....43  
 2. 事業の概要 .....43  
 3. 調査結果 .....44  
 4. 貯水池工法の比較検討 .....45

5. プレキャストPCタンクの概要 .....46  
 6. 工事の概要 .....46  
 7. おわりに .....47

## 1. はじめに

京都府の中部地域に位置する日吉町において、昭和57年に着手した府営ほ場整備事業(日吉地区)は、地域住民、国並びに日吉町の方々の協力を得て平成8年3月に完了した。

当地域は一級河川淀川水系志和賀川と由良川との分水嶺付近に位置し、なだらかな山に囲まれた狭小な水田が散在している。日吉町は昭和30年、付近の3村が合併して町制をとって以来昭和45年時点の人口7,275人から25年を経過した現在の人口が約5,900人と減少してきているが、京都市まで約1時間の通勤圏の条件や、各種インフラの整備に伴いここ数年の人口は横這い状況にある。日吉町の総面積12,000haの内、山林が11,000ha、農地が400haであり、中でも本事業実施地区は水田の多い地域に属している。町は総合開発計画を策定し都市近郊型の農業を定着させるため農道の整備、ほ場整備等各種の施策を講じている。また、京都府としても第4次京都府総合開発計画を上位計画とした「農業農村活性化構想(ACT21ビジョン)」を策定し、21世紀を展望した農業の体質強化と魅力ある農村づくりのための基本方向を示し、ほ場整備等各種の事業に取り組んでいる。京都府の約70%の市町村が中山間地域にあり、UR対策期間中において、生活、生産基盤の整備を進める必要から鋭意中山間対策にかかる事業を進めており、当日吉地区はその中でも典型的な事業地域である。



位置図

## 2. 事業の概要

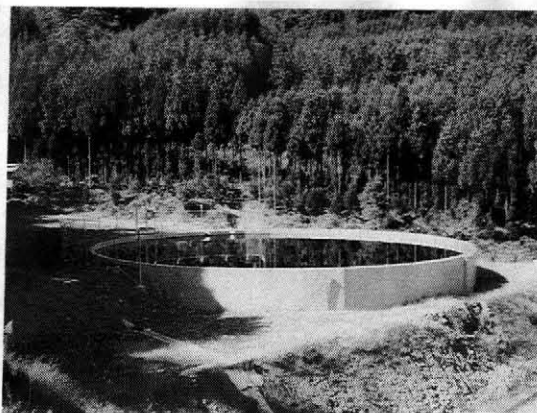
府営ほ場整備事業日吉地区は、京都府のほぼ中央部に位置する船井郡日吉町字保野田、八栄、志和賀の3集落からなり、地区面積は92haである。

当地区の水田は、1級河川志和賀川とその溪流の沿岸に開けた河岸沖積地と山丘陵地に位置し、標高は150~230m、主傾斜は1/60である。また、先人の努力によって築造された既設ため池3カ所が示すように、分水嶺付近に位置することから従来より慢性的な水不足の問題を抱えており、事業計画に際しては、用水の確保が重要な課題であることから、貯水施設5ヶ所を新設する計画としている。

従って本報分では、この5カ所の新設の貯水池

\*京都府農林水産部耕地課  
 \*\*農村基盤建設協業組合東海近畿事務所





完成時

のうち1カ所を、全国で初めて水田用の貯水池としてプレキャスト型PC水槽（PFK-I型）を採用したので、その選定理由並びに工事の概要について報告する。

### 3. 調査結果

日吉地区の中で今回貯水池を設置したアラン地域について、ブロック別水収支計算を行ったところ、約2,000m<sup>3</sup>の水不足が生じることが分かり、貯水施設（ため池）整備のための土質調査及び地元調整を行った。その結果次の3つの問題点のあることが明らかになった。

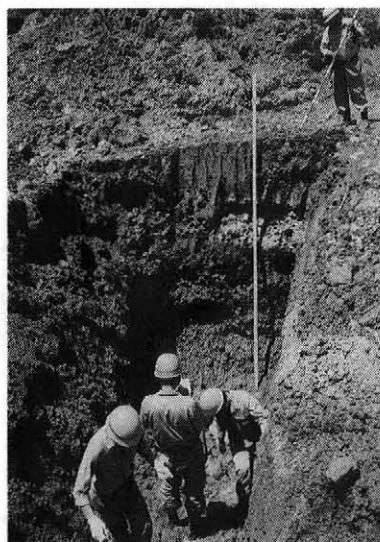
- ① 現地土の自然含水比が高く、コア材はもとよりランダム材としても不適當である。
- ② 地盤の状況が悪く不透水層まで深い。
- ③ ため池形式にすると潰れ地が大きくなり地権者の同意が難しい。

### 1) 土質の状況

計画に際しては、平成元年から平成5年の間にボーリング調査及び試掘試験を実施した。その結果を表一1に示す。

以上の地質調査の結果、現状土をそのままため池の築堤用土として使用することができないため、次の事項を整理する事となった。

- ① 現地土をランダム材として使用するためには自然乾燥が可能な広いヤードと一定の期間が必要
- ② コア材が必要
- ③ 地質調査の結果、不透水層まで約5mの掘削が不可欠であり、それに伴う5,000m<sup>3</sup>程度の残土処理が必要



試掘調査

表一1 築堤用土の調査結果

	ア ラ ソ 池		
	平成元年調査	平成3年調査	平成5年調査
土質区分	粘土混じり礫 GC	細粒分混じり礫 GF	粘土混じり礫 GC
透水係数	$1.58 \times 10^{-7}$ (室内)	$4.12 \times 10^{-4}$ (現地)	$1.76 \times 10^{-6}$ (室内)
自然含水比	17.5%	13.6—20.2%	20.3%
最適含水比	13.2%	—	—
地質の見解	築堤材料としては良好であるが、含水比の調整が必要である。	築堤材料としては比較的良好であるが、含水比の調整が必要である。かつ、確実な施工管理が必要である。	含水比がかなり高く築堤用土としては不適當と考えられる。

## 2) 地形の状況

貯水施設の設置予定場所は、山間の耕地と林地の境界付近にあたり、試掘の結果、酸化していない層が存在しており（池が決壊して推積した土砂の層）、また、扇状地のような地形で地下にかなりの水量が流れているため、約5m程度の堤体基礎掘削が必要と判断された。

## 4. 貯水池工法の比較検討

貯水池はフィルタイプで実施する事を基本としながらも、地質調査等の結果を踏まえ、次の各種の工法について検討を行った。

### 1) フィルタイプ（コア）のため池

- ① 現地土をランダム材として使用するためには自然乾燥出来る広いヤードが必要となるが、山間地のためヤードの確保が困難であり、セメント系薬剤による処理での対応となり工事費が増大する。
- ② 浸透水を遮断する遮水層に使用するコア土が必要となり、周辺地域を調査したが町内からの入手が不可能であった。
- ③ 5,000m<sup>3</sup>の残土処理が必要となるが、本地域が山間地であるため、土捨て場が遠距離となり工事費が増大する。

### 2) フィルタイプ（シート張り）のため池

- ① コア材と残土処理の費用は軽減されるが、ゴムシートの経費が必要となる。工事費は、フィルタイプ（コア）よりも安価となる。
- ② 狭く複雑な地形に設置するため池となるため、形状的また角度的にシートを張る作業が困難である。
- ③ シートに亀裂が生じた場合に、亀裂場所の限定及び補修作業の実施が困難となる。

### 3) PC水槽（ポストテンション型・プレテンション型）

- ① 運土が少なく工事費が軽減される。
- ② 地元協議の結果から施工期間が限定され、工期が短縮できる工法の選定が必要となった。
- ③ 本地域の土質条件と地域的条件を踏まえた上での経済比較を行ったところ、プレテンション型が安価となった。

### 4) プルータンク・コルゲートタンク

- ① 工事費は安価となるが、2000m<sup>3</sup>の貯水容量を確保することが困難である。
- ② 定期的な管理が必要となる。

以上の点を踏まえ、経済比較、施工性の比較、ランニングコスト等について詳細な検討を行いプレキャストPC水槽（PFK-I型）で実施することに決定した。

表一2 比較検討表

(貯水容量2,000m<sup>3</sup>)

	経済性	規模	管理	施工性	総合判断
コアタイプのため池	×	○	○	△	×
シート張りのため池	×	○	△	×	×
ポストテンションPC水槽	△	○	○	○	△
プレキャスト型PC水槽	○	○	○	○	○
プルータンク	○	×	○	○	×
コルゲートタンク	○	△	△	○	△

(注) ◎溜め池形式の貯水池

貯水量2000m<sup>3</sup>程度では、基礎地盤の状況及び土取り場、土捨て場の距離により費用が掛かりすぎる事がある

◎ポストテンションPC水槽

費用がやや高く、施工に時間を要する

◎プルータンク

容量的に大きなものは難しい

◎コルゲートタンク

水漏れ防止のためにネジ締め管理を密にする必要がある

◎プレキャスト型PC水槽（PFK-I型）

容量が10,000m<sup>3</sup>程度までであるが工期が短く施工が簡単、N値10程度の地盤支持力であれば設置できる。

## 5. プレキャストPCタンクの概要

プレキャストPCタンクは、プレキャストコンクリート製のPCブロックを建て込み、周方向にプレストレスを導入し、緊結して貯水壁を築く。床版は、下地サンドクッション層とゴムシートによるタイプとした。構造の原理は、しばしば風呂桶の「たが」の例にとって説明されることがある。桶側のプレキャスト版を円筒形に建て込み「たが」にあたるPC鋼材を円周方向に設置し、それを締め付けること（プレストレスング）によって、全く水濡れのない大きな風呂桶をかたち作っている。

プレキャストPC水槽の主な特徴は次の通りである。

(構造)

- ① 地震時の水平力に対する安全を計るため、有効水深の1/2程度の埋め込みを原則とする。
- ② 全体がプレキャストPC壁と、ゴムシートの柔構造となっており、底面の地盤変形等に対する追従性に優れている。
- ③ プレキャストPC壁は、基盤の変位に対しての安全性を高めるため底面が4点支持となってもPC壁が変形しないよう、壁下部のP

C線の密度に特に配慮している。

- ④ 全体重量が軽いため、基礎構造がきわめて簡易なもので安定が保てる。

(施工性)

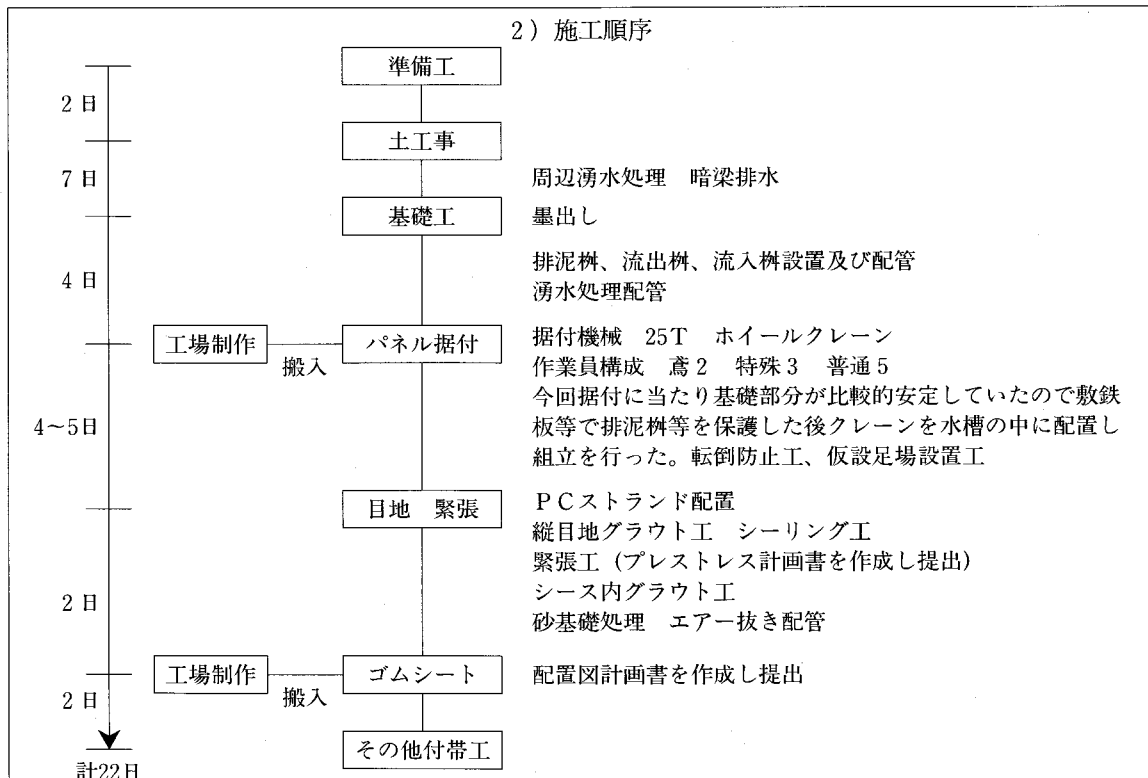
- ① 部材が全て工場製で有るため、現場では組立作業のみで、短工期での施工が可能であり、省力化が高度に計れる。
- ② プレストレスにより壁面及び目地部の水密性が極めて高く保たれる。

## 6. 工事の概要

### 1) PFK-I型貯水槽の仕様

貯水容量	1,750m <sup>3</sup>
内径	23m
ブロック	標準ブロック32個(5,318kg)
分割数	36(4)ピラスターブロック4個(8,198kg)
ブロック幅	2,050~1,986mm
ブロック高さ	5,300mm
ケーブル規格/段数	SWPR19 17.8φ/13段
床版材料	t = 1.50mm EPDM ゴムシート

### 2) 施工順序

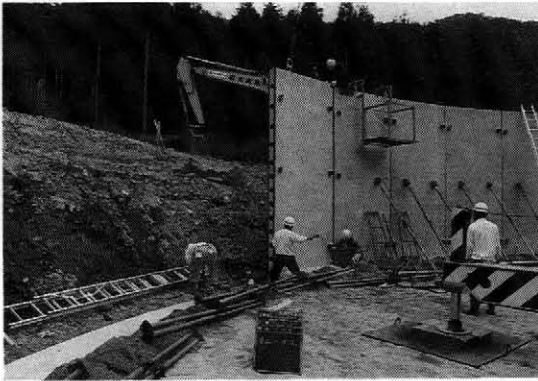


### 3) 施工の留意点

本地区は山間地で湧水が非常に多かったことと合わせて、地元との調整の結果、冬期に施工する必要が生じたため、重機によって地盤を崩さないことに留意し、内側からの掘削は避け、大型のバックホーを使用し外側からの掘削を行った他、PCタンクの周囲に暗渠排水を設置し水処理を行ってから基礎工事、パネル取付工事等を実施した。

また、地耐力を確認するため平板載荷試験で安全性を確認し施工した。

工事の施工については、パネルの仮置きヤードがなかったために、PC水槽の内部にパネルを一部仮置するなど、狭いヤードを有効に活用し施工を行った。



建込み状況

### 7. おわりに

山間地において、新たに溜め池を作る場合、コア用土の確保、搬入、残土の処分、土質によっては広い乾燥、混合ヤードを確保し、さらに経済的な工事を行うことは、小規模な溜め池では困難なことが多い。

本工法の採用により、土の移動を最小限におさえ、狭い場所で、短い工期で工事が完成したことは、プレキャスト型PC水槽(PFK-I型)の採用が最適であったものと考えている。

なお、今回の工事の完成後6ヶ月後に、阪神淡路大震災が起こり当地区において震度5の震度が確認されたが、水槽には何ら変化は無く、漏水等も確認されていない。

最後になりましたが、本工事の実施に際して御教授いただいた東北農政局母畑開拓建設事業所の方々、本工法の選定に当たり夜遅くまで説明を聞いていただいた地元役員をはじめ、各関係者の皆様のご尽力、ご助言に対しましてこの場を借りまして厚くお礼申し上げます。

# 軟弱地盤（中層）改良工法の施工事例について

—地中粉体噴射攪拌方式による施工—

大 坪 義 昭\*  
(Yoshiaki OHTSUBO)

泉 親 次\*\*  
(Yoshitsugu IZUMI)

湊 正 喜\*\*\*  
(Seiki MINATO)

## 目 次

はじめに .....	48	6. ニューパワーブレンダー工法 .....	51
1. 地形・地質等概要 .....	49	7. 改良材・添加量の決定 .....	53
2. 地耐力及び地盤地質構成 .....	49	8. 工事施工管理 .....	56
3. 地盤改良の必要性 .....	50	9. 改良効果 .....	58
4. 改良工法の選定 .....	50	10. むすび .....	59
5. 改良機械の選定 .....	51		

## はじめに

### (1) 小田ダム概要

小田ダムは宮城県北部の北上川水系迫川支流の長崎川に建設中である規模は堤高43.5m、堤長520m、総貯水量871m<sup>3</sup>の中心遮水ゾーン型ロックフィルダムであり、その機能は利水及び治水の多目的ダムで農林水産省直轄迫川上流農業水利事業（二期）と宮城県迫川総合開発事業との共同事業として施工している。工事の進捗状況は工事用道路及び付替え道路に昭和63年度に着工すると共に、平成5年～8年度に仮排水路工事を行い、現在は本堤の基礎掘削工事を実施中である。

### (2) 放流工

本放流工は仮排水路及び洪水吐の最末端部に位

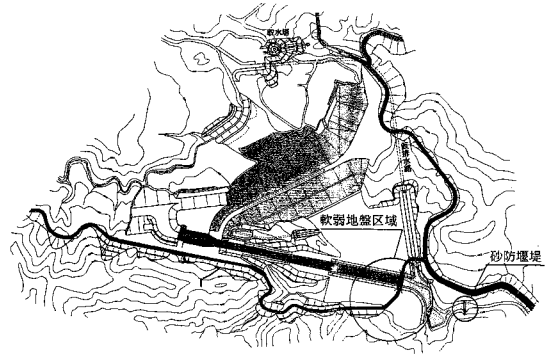


図 1—1 小田ダム平面図

置し、洪水吐と河川との取付水路（構造は下図を参照）であるが、その基礎が軟弱地盤であり、深度も深かったため、地中粉体噴射攪拌方式（ニューパワーブレンダー工法）により地盤の改良を行

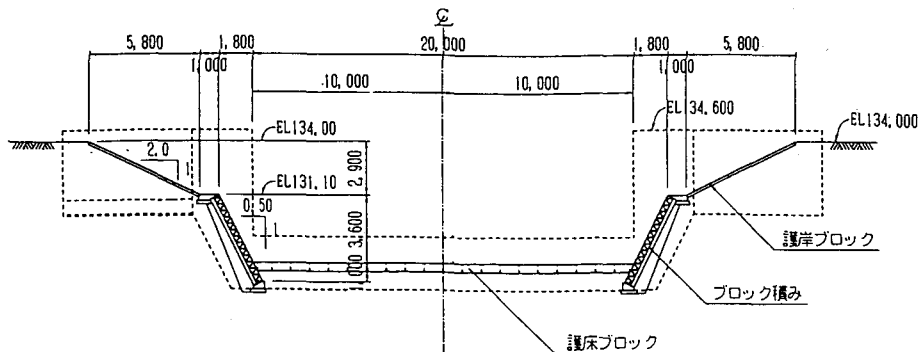


図 1—2 放流工構造図

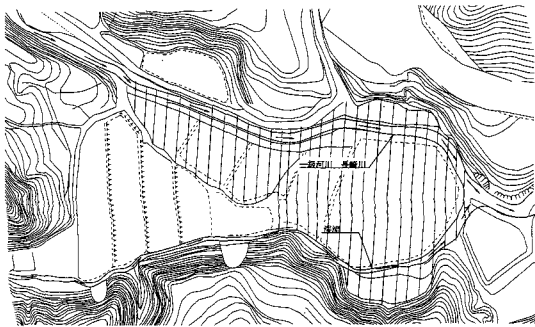
\* (財)日本農業土木総合研究所  
 \*\* 東北農政局建設部設計課  
 \*\*\* 東北農政局胆沢猿ヶ石農業水利事業所(元迫川上流農業水利事業所小田支所)

った。

本報文では同工法の選定理由、工事内容及び改良効果について述べる。

### 1. 地形・地質等概要

- (1) 本改良地は一級河川長崎川に溪流が合流し、古くから土砂流出地区であり、これを防止するためこの下流には砂防堰堤が築堤されている。砂防堰堤はその機能を発揮し下流への土砂流出をくい止め、その上流（本工事区域）に堆砂を生じている。
- (2) 堆砂地質は本地区を形成する泥岩・溶結凝灰岩・表土を浸食し、泥岩・表土は粘質土化、溶結凝灰岩は砂質土と化し、更に河床砂礫と混じりあい堆積した。十数年前まではこの地形地質を利用し湿田稲作を行っていたが、ダム工事区域の買収に伴いその後は湿地を形成し、葦や渚木（柳）が繁茂していた。



○ 軟弱地盤地域

図 1-3 現地地形図

- (3) 地下水は前述したとおり一級河川長崎川の河川水とこれに合流する溪流から常に供給される水があり、それらとの高低差も殆ど無く、葦の根元は渇水時期を除けば常に表面に水がある状況である。また、この状況は下流堰堤との距離も近く、その堰堤天端高さと地区地盤高さとに余り差がないため、スムーズな排水が出来ないことも一つの要因と思われる。

### 2. 地耐力及び地盤地質構成

#### (1) 地耐力

一般に湿地ブルドーザーが作業可能なコーン支持力値 ( $2.0\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上) を下回り、 $0.0\sim 1.8\text{kg}/\text{cm}^2$ と非常に軟質であることが判明し、このままでは建設機械の走行が出来ない状況である。

#### (2) 地盤の状況

(イ) 地盤構成：軟弱地盤地域のボーリング及びコーンペネトロメーターの調査に基づく地層断面の想定図を図 2-1 に示す。地層構成は沖積世及び新第三紀からなり、その層序は表 2-1 のとおりである。

#### (ロ) 地盤の特性

事前ボーリングによる主な土質試験結果は表 2-2 に示すとおりであり、これらより考察される地盤の特性は以下のとおりである。

上部砂質土 (As1)：粒度組成は砂分が 54~75%含有しており、部分的に細粒分の混入が多い所も見られる。自然含水比は 50~65%の範囲にあり砂にしては含水量がやや多い。湿潤密度は  $1.5\sim 1.6\text{kg}/\text{cm}^3$ の範囲にあり、一般的な砂の密

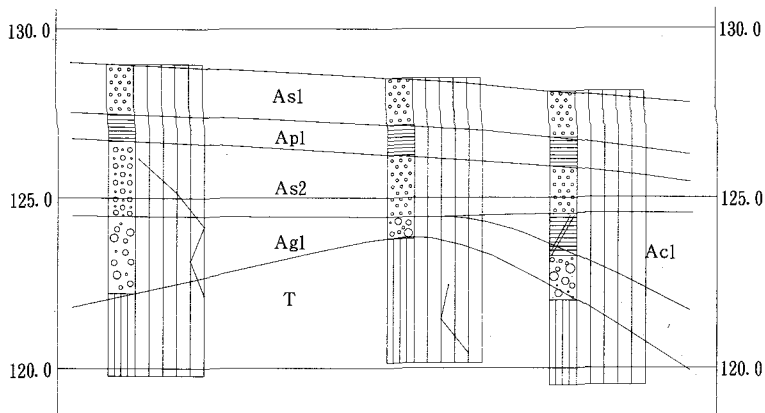


図 2-1 地層断面図

表-1 地層層序

時代	地層名	地質記号	層厚(m)	備考
	上部砂質土	As 1	1~2	
	有機質粘土	Ap 1	約1	
沖積世	下部砂質土	As 2	約1	
	粘性土	Ac 1	約1	
	砂礫	Ag 1	約1	
新第三紀	軟岩	T	基盤	泥岩及び凝灰岩でN値は20以上

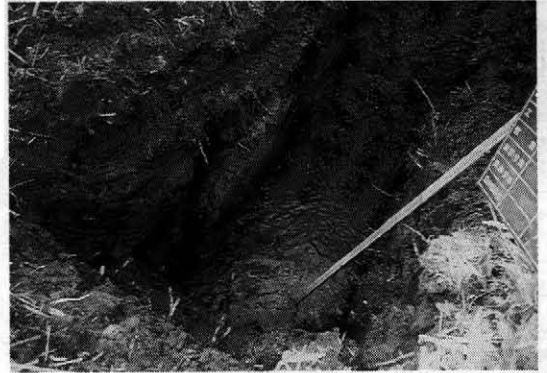


写真2-1 地盤状況

表2-2 室内試験結果

地層名	湿潤密度 g/cm <sup>3</sup>	含水比 %	液性限界 %	一軸圧縮強度 kgf/cm <sup>2</sup>	全応力度 度	圧縮指数	粒度組成			
							レキ	砂	シルト	粘土
上部砂質土	1.50~1.63	50.0~65.0			39~42		54~75			
有機質粘土	1.31~1.44	80.0~125.0	82.6~127.4	0.13~0.25		0.78~0.88	2~17	33~60	8~22	
下部砂質土	1.67~1.71	37.9~37.6			37~38	0.4~1.6	69~73			
粘性土	上部	1.47	85.8	82.8	0.20~0.26			13.8	67.1	19.1
	下部						35.8	31.8		

度からみれば低い値である。

有機質粘土 (Ap1) : 粒度組成は砂分が2~17%, シルト分が33%~60%, 粘土分が8~22%で自然含水比は80~125%の範囲にあり, 有機質粘土特有の高含水比である。また自然含水比が液性限界に近いことから, 乱されると強度低下が起りやすい層である。圧密試験結果から得られた圧密降状応力 (Pc) は0.36~0.61kg/cm<sup>2</sup>の範囲にあり, 正規圧密状態~過圧密状態にある。下部砂質土 (As2) : 粒度組成は礫分が0.4~1.6%, 砂分が69~73%, 細粒分が26~29%で, やや細粒分の混入が多い。自然含水比は37%前後であり, 上部の砂層に比べて低い値である。

粘質土 (Ac1) : 粒度組成は上部と下部に分かれ, 上部は砂分が13%, シルト分が67.1%, 粘土分が19.1%であるが, 下部は礫分が35.8%, 砂分が31.8%と粗粒分の混入が多くなっている。このことは本層が不均等であることを物語っ

ている。自然含水比は上部で85.8%であり, 粗粒分の混入が多い深度では47.3%と低くなっている。また, 自然含水比が液性限界に近いことから, 乱されると強度低下が起りやすい層である。

### 3. 地盤改良の必要性

本調査地区は, 洪水吐下流水路工(堤体盛土工・積ブロック工・張ブロック工・護床ブロック工)及び工事用道路を計画している。そこで土質試験結果のデータに基づいて, 現地盤の安定解析を行った。解析断面は図3-1, 解析結果は表3-1のとおりである。

解析結果では, 堤体盛土基礎・積ブロック工及び工事用道路について, 必要な地盤支持力が得られず, 下図範囲で軟弱地盤対策が必要となった。

### 4. 改良工法の選定

改良工法の検討(表4-1)に当たっての課題は, コーン支持力値2.0kg/cm<sup>2</sup>の軟弱土は建設汚泥(産業廃棄物)とされるため, この処理方法についての対応を考慮することであった。

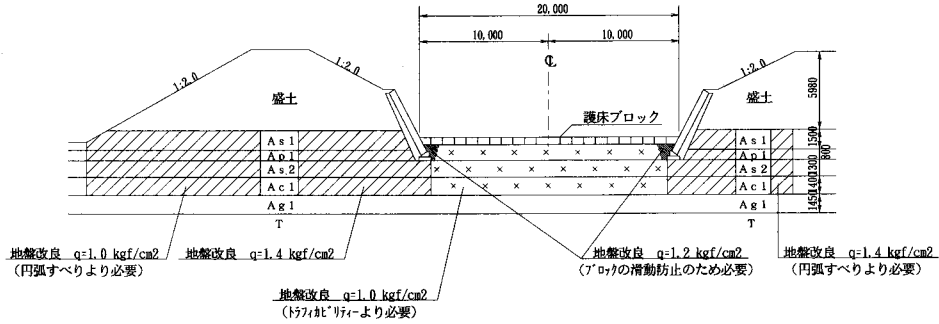


図 3-1 解析断面図

表 3-1 現地盤(改良前)の安定計算結果一覧

	照査位置、 検討項目、 検討ケース	検討断面 (※-リツク位置)		判定基準		
		B-2				
①堤体の安定検討 (円弧スベリ計算)	常時	fs=0.774	×	fs≥1.2		
	地震時	fs=0.651	×	fs≥1.0		
②堤体の安定検討 (積パワーの計算)	転倒	OK	○	e≤B/6		
	滑動	fs=0.96	×	fs≥1.5		
	支持力	As2層	q=29.81	×	qa=20 tf/m2	
		Ac1層	-	-	qa=2.4tf/m2	
③護床ブロック の安定 検討	洪水時 210 (m/s)	転倒	OK	○	e≤B/6	
		滑動	fs=7.32	○	fs≥1.5	
		支持力	Ap2層	q=0.877	○	qa=2.4tf/m2
			As1層	-	-	qa=6.0tf/m2
④堤体基礎地盤の 液状化検討	盛土部	As1層	FL=1.987	○	FL≥1.0	
		As2層	=2.063	○		
	水路部	As1層	=1.031	○		
		As2層	=1.133	○		
⑤トラフィカビリ ティーの検討	As1層	qc=0.351(※-リツク 位置周辺の平均)	×	qca=5.0 (kgf/cm2)		

以上のことから、軟弱土を移動しないセメント系改良工法が本地区の現場状況から最も適正と判断した。

### 5. 改良機械の選定

本地区の改良深度が3m程度の場合(浅層混合処理)は、一般的に以下の機種が考えられ、その適応性から表5-1のとおりニューパワーブレンダー工法を採用する。

### 6. ニューパワーブレンダー工法

(1) ニューパワーブレンダー工法(以下、NPB工法とする)は、添加材を供給装置よりエア圧送し、改良機の先端部より連続的に地中噴射させる工法である。これにより現位置土を強制的に混合攪拌の上、土と改良材を科学的(ポズラン反応、水和反応)に反応させ、短時間に固結土を形成し、土質性状を安定させることが可能となる。

#### (2) NPB工法の施工法

施工フローチャートを表6-1に示す。また、NPB工法のリーチ図とシステム図を図6-2・3に示す。

表 4-1 改良工法の検討

改良工法	工法の検討
(1)置換工法	この場合、前述のとおり掘削土は産業廃棄物であり、この処理にあたっては近隣に天日乾燥するヤードの確保が必要であること、またこれを盛土材として再利用する可能性については雨水・湧水等により再度加湿となれば再び軟弱地盤となり、跡地利用に支障が生じる懸念が大であり、土地所有者の了解が得られない。 もう一つの方法としては最終処分場への搬入であるが、中間処理業者の見積の結果、27,000円/㎡と高額であり、更に、購入土の金額が上積みとなる。
(2)セメント系改良工法	上記に比べて軟弱土の移動もなく、その場で改良材の混入・攪拌で目的の強度を発現でき、仮施設も改良材プラント程度であり、経費的には5,000円/㎡程度である。
(3)強制排水工法	地形・地質等概要のとおり常時河川又は渓流水の補給があり、排水ポンプ等の強制排水は現実的ではない。



表5-1 一層混合(2~4m)可能な表層混合処理法

	ニュー・パワーブレンダー (N.P.B) 工法	パワーブレンダー工法 (スラリー)	垂直横行式 (泥上タイプ)
概略図			
施工仕様	最大施工深度 Z=6.0m 時間当たり施工能力 30~45 (m <sup>3</sup> /h)	最大施工深度 Z=6.0m 時間当たり施工能力 30~45 (m <sup>3</sup> /h)	最大施工深度 Z=8.0m 時間当たり施工能力 25~35 (m <sup>3</sup> /h) 改良径 φ=1400×1軸
材料供給方式	地中粉体噴射攪拌方式	セメントスラリー圧送方式	セメントスラリー圧送方式
本工事への適用性	利点	・セメントスラリーの添加の為、対象土質が低含水の場合は、混合性が良い。 ・粉体を使用するためスラリーに比べてセメント量が節約できる。	・ヘドロ等の超軟弱地盤に適用 ・泥土用足廻りの為作業足場が不要 ・改良深度が深い
	欠点	・作業足場を必要とする。	・粉体に比べ改良材の使用量が多い。 ・柱状型改良となる為、施工性がやや劣る。
総合評価	◎	○	△

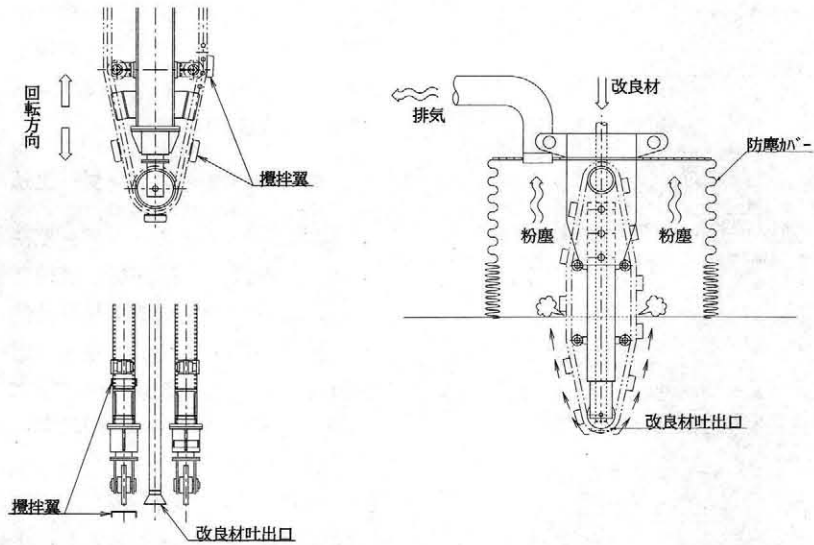


図6-1 NPS工法概念図

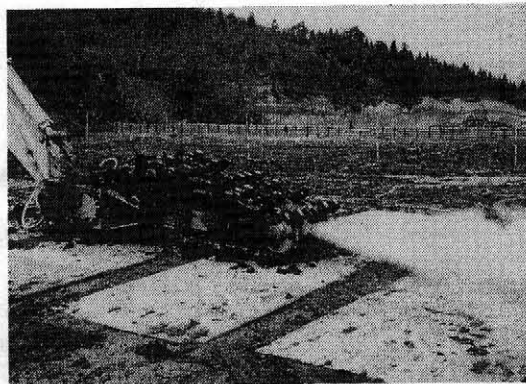


写真6-1 NPB工法改良材吐出状況

表 6-1 施工フローチャート

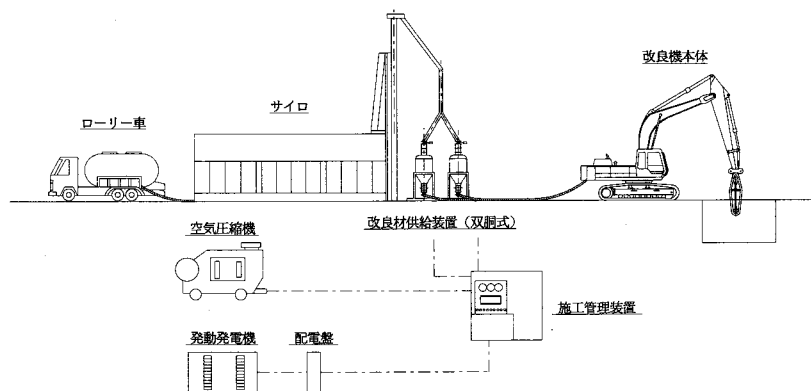
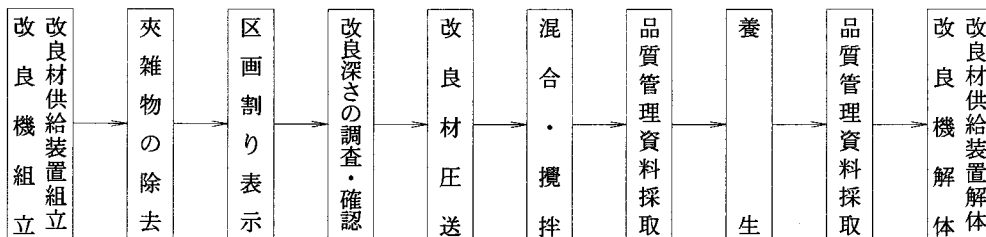


図 6-2 NPB工法システム図

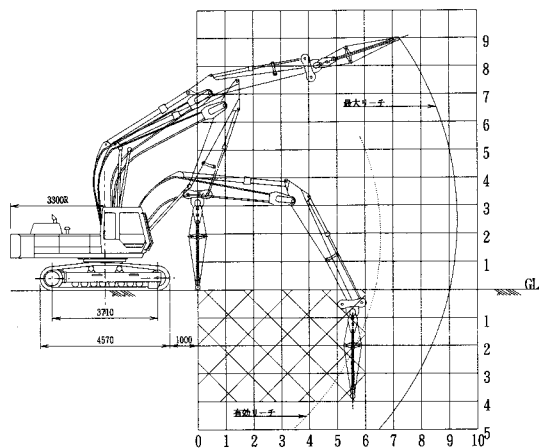


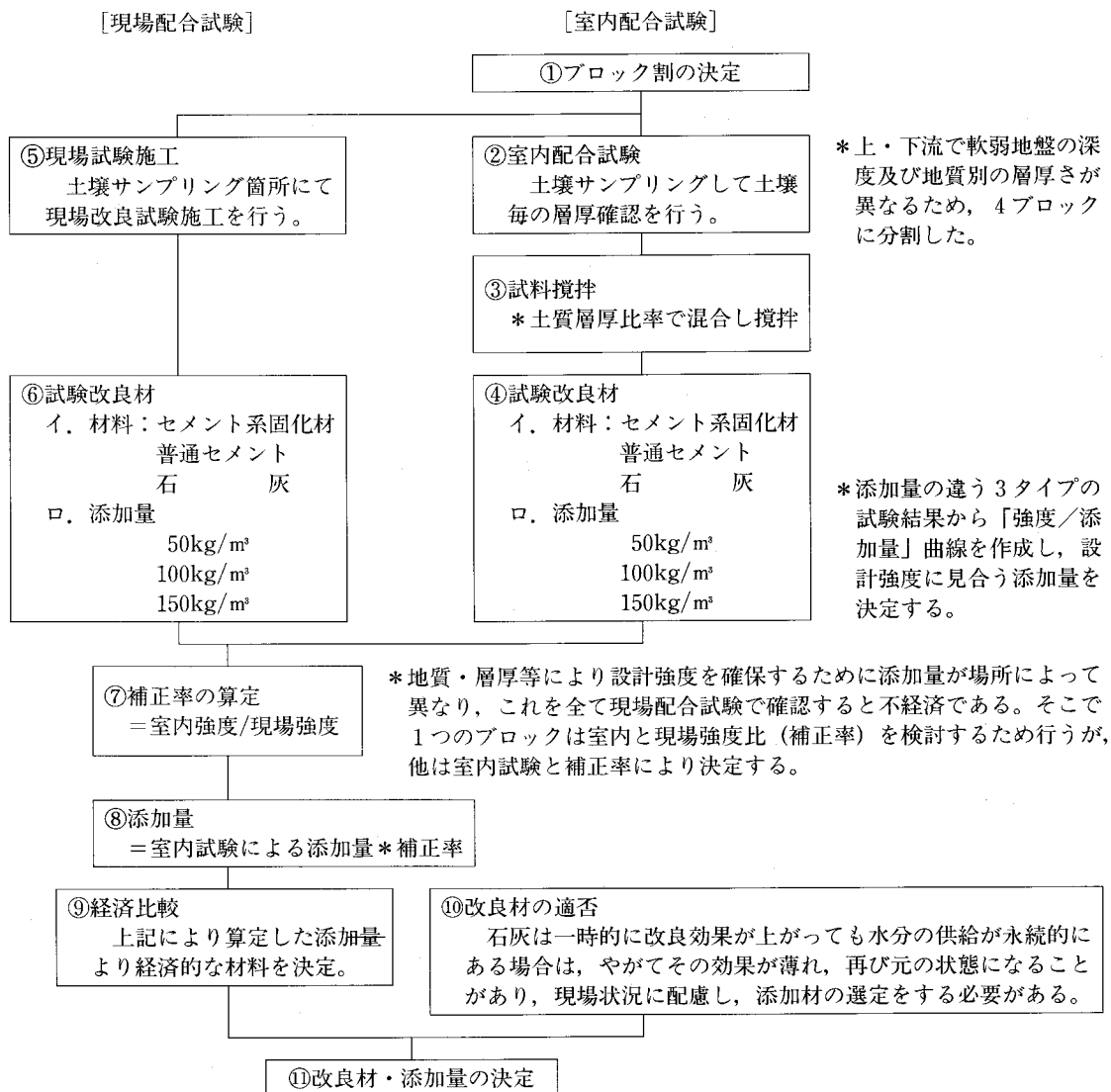
図 6-3 NPB工法リーチ図

## 7. 改良材・添加量の決定

改良材については一般的な材料（普通ポルトラ

ンドセメント・セメント系固化材・生石灰）をもって現場配合試験結果・材料の有する特性及び経済性により決定する。

(1) 改良材及び添加量の決定フロー



(2) 試験結果

- イ. 強度判定：表 7-1 に示すとおり生石灰は、現場目標強度である一軸圧縮強度(1.0~1.4kgf/cm<sup>2</sup>)に達していないためここで検討材料から除き、経済比較は残る 2 材料にて行う。
- ロ. 経済比較：設計強度が得られる「セメント系固化材」及び「普通ポルトランドセメント」について経済比較したところ、表 7-2 のとおり、「普通ポルトランドセメント」は m<sup>2</sup> 当り添加量は「セメント系固化材」に比べ多いが、材料単価が安価な

ため経済的であり、この材料を改良材として採用する。

ハ. (現場/室内) 強度比について

現場必要強度が安定解析結果より、「堤体基礎部」は 1.4kgf/cm<sup>2</sup>、「一般部」(工用道路・護床ブロック部)は 1.0kgf/cm<sup>2</sup>である。当然、必要強度の違いにより、セメントの添加量が異なるための強度比は、4 ブロックの内、平均的な地層を有する No.10 地点で、現場及び室内配合試験(表 7-3)を行った。

その結果より、以下のとおり(現場/室内)強度比を決定した。

表 7-1 (現場/室内) 強度試験結果

測点 No.10-R10m-1			50 kg/m <sup>3</sup>			100 kg/m <sup>3</sup>			150 kg/m <sup>3</sup>		
			室内強度	現場強度	強度比(%)	室内強度	現場強度	強度比(%)	室内強度	現場強度	強度比(%)
セメント系 固化材	粉体	7日強度	0.52	0.35	67.3	2.07	1.51	72.9	4.72	3.56	75.4
		28日強度	0.58	0.39	67.2	2.38	1.81	76.1	5.38	4.01	74.5
普通ポルト ランドセメント	粉体	7日強度	0.36	0.24	66.7	1.44	1.05	72.9	3.29	2.46	74.8
		28日強度	0.38	0.26	68.4	1.50	1.09	72.7	3.52	2.71	77.0
生石灰	粉体	7日強度	0.21	0.13	61.9	0.69	0.47	68.1	1.38	1.06	76.8
		28日強度	0.22	0.12	54.5	0.72	0.52	72.2	1.44	1.23	85.4

参考：生石灰の単価が3つの材料の中では最も高価なため、添加量を上げて設計強度を得ても経済的に高価なものになる。

表 7-2 改良材添加量と経済比較表

測点	室内強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	添加材種類	添加量 (kg/m <sup>3</sup> )	単価 (kg/円)	金額 (円/m <sup>3</sup> )	適用	測点	室内強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	添加材種類	添加量 (kg/m <sup>3</sup> )	単価 (kg/円)	金額 (円/m <sup>3</sup> )	適用
No.5	1.92	セメント系固化材	74	14	1.036		No.10 R10m-1	1.92	セメント系固化材	89	14	1.246	
		普通ポルトランドセメント	92	10	920	○			普通ポルトランドセメント	112	10	1.120	○
	1.43	セメント系固化材	62	14	868			1.43	セメント系固化材	77	14	1.078	
		普通ポルトランドセメント	77	10	770	○			普通ポルトランドセメント	98	10	980	○
No.7 R10m-1	1.92	セメント系固化材	87	14	1.218		No.13 R10m-1	1.92	セメント系固化材	102	14	1.428	
		普通ポルトランドセメント	103	10	1.030	○			普通ポルトランドセメント	126	10	1.260	○
	1.43	セメント系固化材	74	14	1.036			1.43	セメント系固化材	89	14	1.246	
		普通ポルトランドセメント	88	10	880	○			普通ポルトランドセメント	112	10	1.120	○

\*単価は「建設物価」による

表 7-3 (現場/室内) 強度比

	50kg/m <sup>3</sup>			100kg/m <sup>3</sup>			150kg/m <sup>3</sup>		
	室内強度 kgf/cm <sup>2</sup>	現場強度 kgf/cm <sup>2</sup>	強度比 (%)	室内強度 kgf/cm <sup>2</sup>	現場強度 kgf/cm <sup>2</sup>	強度比 (%)	室内強度 kgf/cm <sup>2</sup>	現場強度 kgf/cm <sup>2</sup>	強度比 (%)
7日強度	0.36	0.24	66.7	1.44	1.05	72.9	3.29	2.46	74.8
28日強度	0.38	0.26	68.4	1.50	1.09	72.7	3.52	2.71	77.0
平均	-	-	67.6	-	-	72.8	-	-	75.9

【堤体基礎部】

・現場必要強度は1.4kgf/cm<sup>2</sup>であり、表から110kg/m<sup>3</sup>と推定した。添加量が多くなると現場強度比も高くなる傾向があるため、安全側に向くよう72.8%の強度比を採用した。

【一般部】

・現場必要強度は1.0kgf/cm<sup>2</sup>であり、表から90kg/m<sup>3</sup>程度と推定した。添加量的には72.8%の強度比が近似値だが、危険側になる。そこで、添加量50kg/m<sup>3</sup>と100kg/m<sup>3</sup>の平均を採用し、70.2%とした。

以上のことから、現場必要強度を確保するため

には以下のとおり、室内強度を有する添加量が必要となる。

【堤体基礎部】

$$: 1.4\text{kgf/cm}^2 \div 72.8\% = 1.92\text{kgf/cm}^2$$

【一般部】

$$: 1.0\text{kgf/cm}^2 \div 70.2\% = 1.43\text{kgf/cm}^2$$

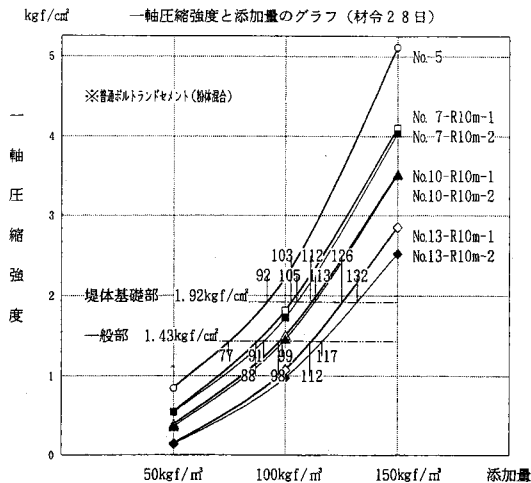
ニ. 改良材・添加量の決定

室内配合試験結果の添加量推定強度から読み取った添加量と、試験施工(現場配合試験)の結果から読み取った添加量を表7-4に示す。

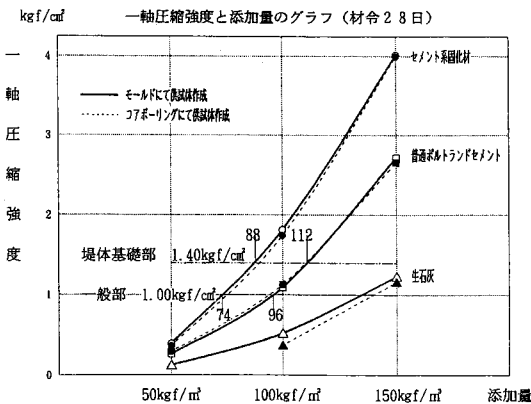
表 7-4 改良材添加量の推定 (単位: kg/m<sup>3</sup>)

測 点	室内配合試験結果		現場配合試験結果		備 考
	堤体基礎部 qu=1.92 kgf/cm <sup>2</sup>	一般部 qu=1.43 kgf/cm <sup>2</sup>	堤体基礎部 qu=1.4 kgf/cm <sup>2</sup>	一般部 qu=1.0 kgf/cm <sup>2</sup>	
No. 5	92	77	—	—	
No. 7-R10m-1	103	88	—	—	
No. 7-R10m-2	105	91	—	—	
No.10-R10m-1	112	98	112	96	
No.10-R10m-2	113	99	—	—	
No.13-R10m-1	126	112	—	—	
No.13-R10m-2	132	117	—	—	

上記のとおり試験施工の測点において、試験施工結果から読み取った添加量の値と室内配合試験結果から読み取った添加量の値がほぼ一致したので、(現場/室内)強度比並びに室内配合試験結果の信頼性を確認できたものである。



グラフ-1 室内配合試験結果



グラフ-2 現場試験施工結果〔試験場所: No.10~11 (R10m~R20m)〕

表 7-5 改良材現場配合量

測 点	現場配合量 (kg/m <sup>3</sup> )			
	堤体基礎部		一般部	
	qu=1.92 kgf/cm <sup>2</sup>	平均 添加量	qu=1.43 kgf/cm <sup>2</sup>	平均 添加量
No. 5	92	92	77	77
No. 7-R10m-1	103	104	88	90
No. 7-R10m-2	105		91	
No.10-R10m-1	112	113	98	99
No.10-R10m-2	113		99	
No.13-R10m-1	126	129	112	115
No.13-R10m-2	132		117	

以上のことから、表 7-5 のとおり平均添加量を現場配合量と決定した。

## 8. 工事施工管理

### (1) NPB工法仕様

改良機械の仕様を表 8-1 に示す。

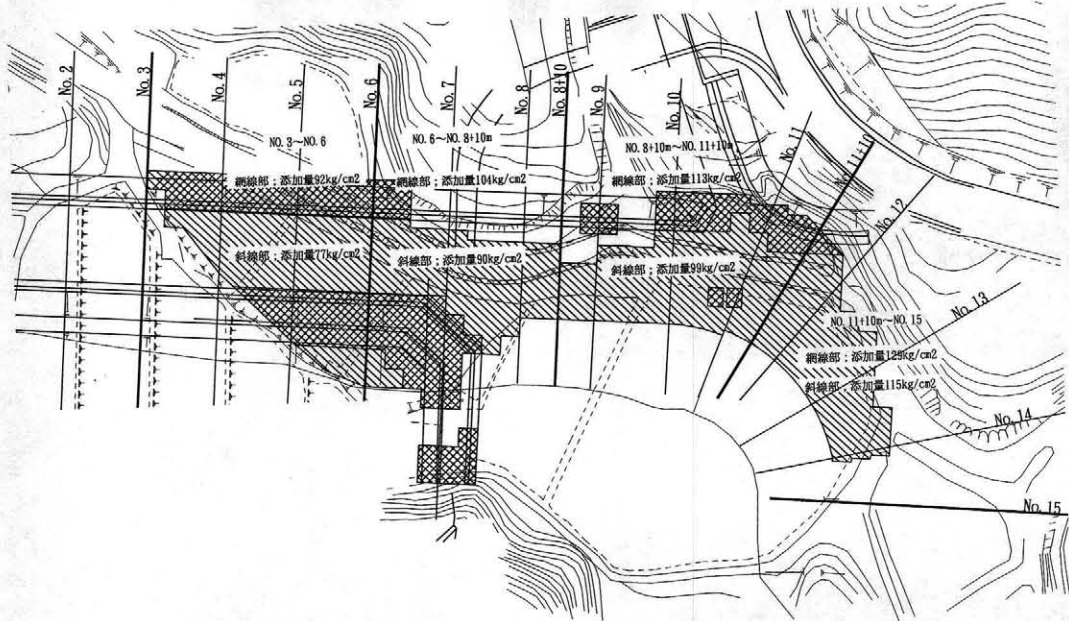
### (2) 本工事施工管理

#### ①改良材の管理

主要な施工管理は操作室での計器による自動管理とセメント計量は自動記録とした。

#### ②改良深さの管理 (図 8-1)

処理機のアームの任意位置にマーキングを行い、マーキング位置から地盤面の高さを測定し、施工深度の正確な管理を行った。



ブロック別添加量

表 8-1 改良機材仕様

No	設備名	規格・仕様	台数	摘要
1	ベースマシン	特殊パック材、0.7m <sup>3</sup> クラス	1	攪拌・混合
2	トロンチャー形パワーレクター	135pa/2, 050rpm	1	攪拌・混合
3	運転管理室	集中制御方式	1	運転・操作
4	施工管理計	自動計測装置	1	計測・記録
5	固化材粉体供給機	MAX 120 kg/min	1	固化材圧送
6	ドライエアコンプレッサー	190HP	1	固化材圧送

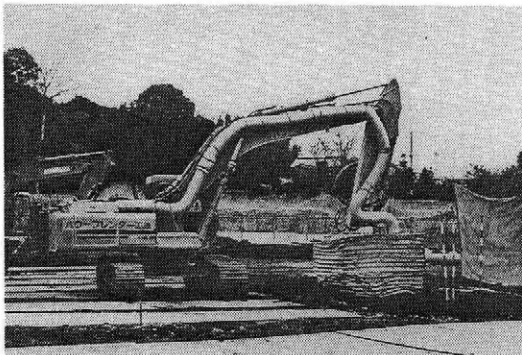


写真 8-1 NPB本体機

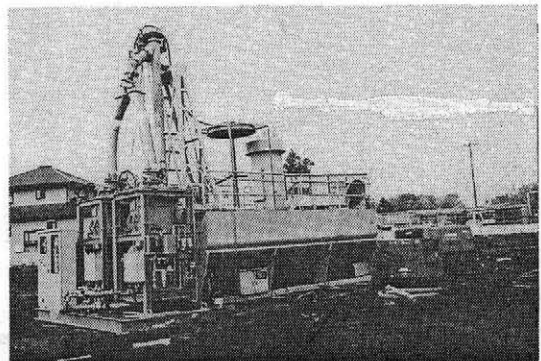


写真 8-2 改良機材供給装置

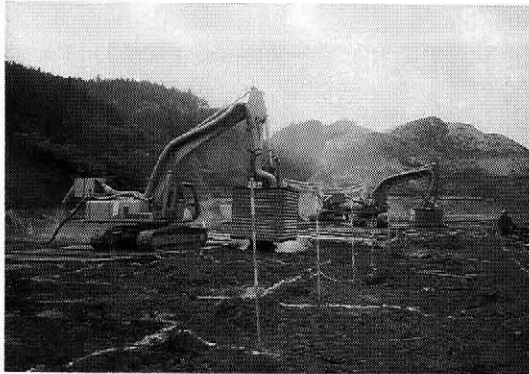


写真 8-3 改良状況

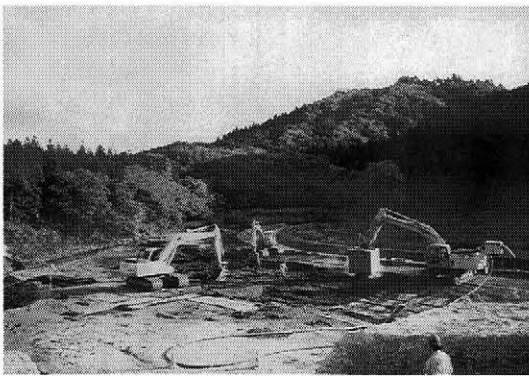


写真 8-4 改良及び整地状況

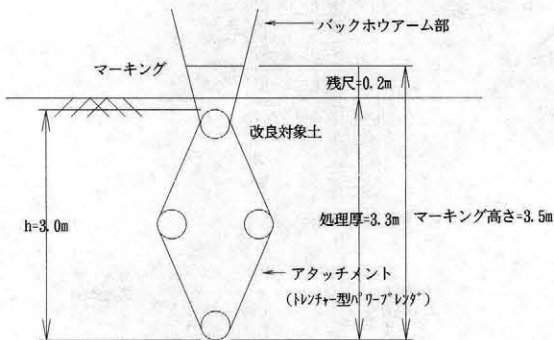


図 8-1 改良深度管理法

## 9. 改良効果

改良効果の確認のため、①改良後の攪乱試料破壊試験 (1,000㎡毎に 1 回)、②オールコアボーリング破壊試験 (5,000㎡毎に 1 回) を行った結果は以下のとおりである。

### ①改良後の攪乱試料破壊試験

- (1) 堤体基礎水路側 (現場設計強度  $q_u = 1.4 \text{ kg/cm}^2$ )

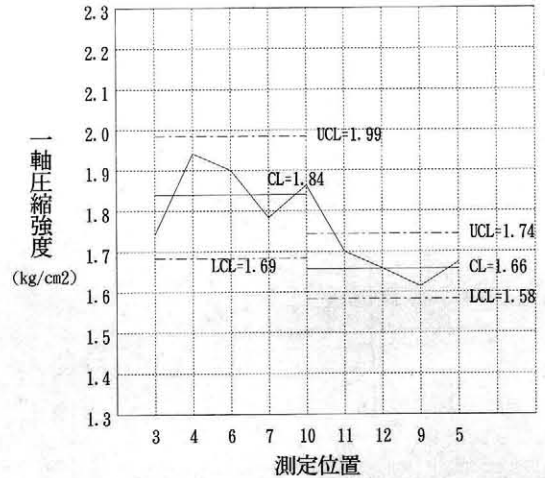


図 9-1 X管理図

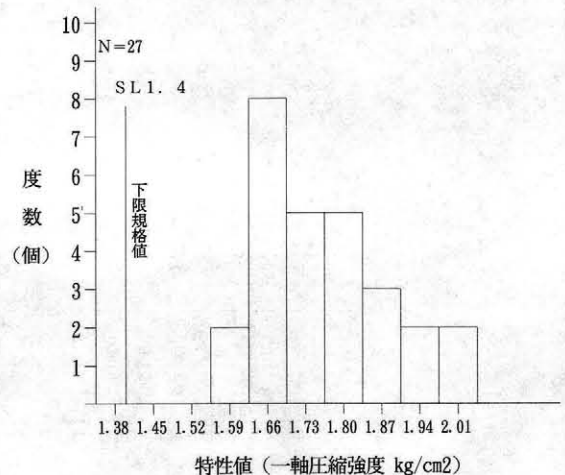


図 9-2 ヒストグラム

- 図 9-1 に示す現場試料の一軸圧縮強度はほぼ一定で、 $q_u = 1.4$  をすべて上回り、平均  $q_u = 1.76$  で十分満足している。また、図 9-2 に改良強度のヒストグラムを示す。以上のデータによりバラツキを計算すると標準偏差は 0.12、変動係数は 6.69% と小さく、均一な強度になっていることを意味する。
- (2) 堤体基礎背面側及び作業基盤 (現場強度  $q_u = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ )

図 9-3 に示す現場試料の一軸圧縮強度は、ほぼ一定目標現場強度  $q_c = 1.0$  をすべて上回り、平均  $q_c = 1.45$  で十分満足している。また、図 9-4 に改良強度のヒストグラムを示す。以上のデータによりバラツキ

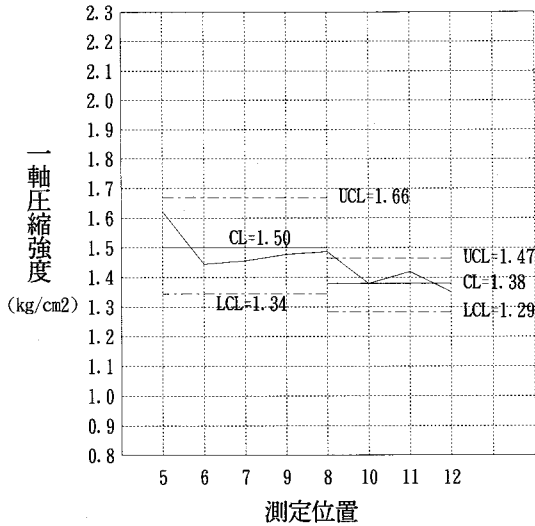


図 9-3 X管理図

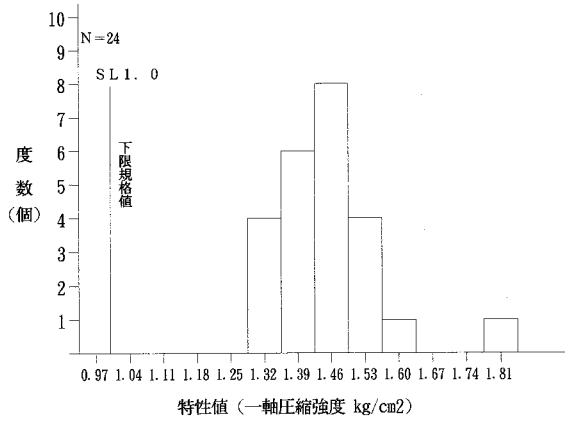


図 9-4 ヒストグラム

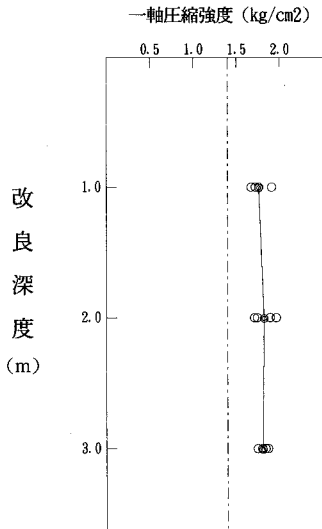


図 9-5 改良強度

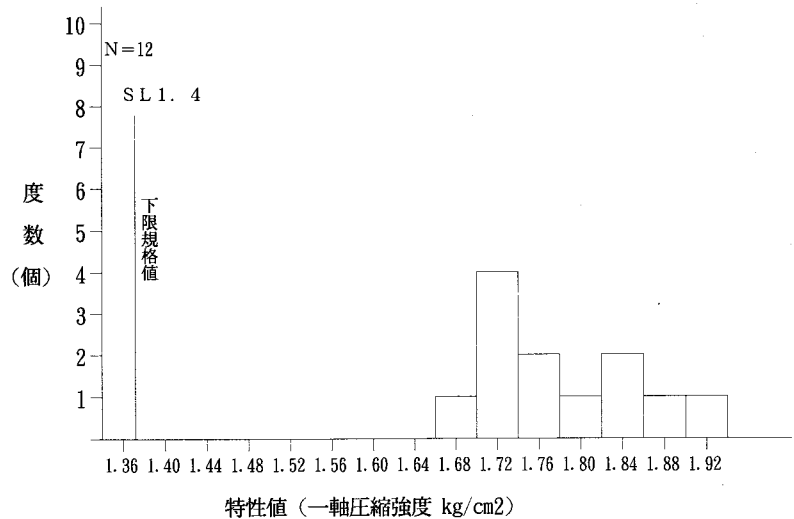


図 9-6 ヒストグラム

を計算すると標準偏差は0.11, 変動係数は7.28%と小さく, 均一な強度になっていることを意味する。

②オールコアボーリング破壊試験

図 9-5 に示す現場試料の一軸圧縮強さは全層にわたりほぼ一定で  $\sigma_{ca}=1.4\text{kg}/\text{cm}^2$  をすべて上回り, 平均  $q_c=1.78\text{kgf}/\text{cm}^2$  となり, 十分設計値を満足し問題なかった。また, 図 9-6 に改良強度のヒストグラムを示す。以上のデータによりバラツキを計算すると標準偏差は0.07, 変動係数は4.05%と小さく, 改良深度方向についても均一な強度になってい

ることを意味する。

10. むすび

本工事の改良施工深度は従来の散布型の攪拌方式(最大深1.5m)では深度が深く, 基礎地盤としての均一な目的数値が得られないため, 浅層としては比較的深い層即ち2~6m(中層)の改良工法として開発されたNPB工法の採用に踏み切った。結果は述べたとおりであり, 品質・コスト・工期及び作業性からも目的を達成することが出来た。

なお, 報文とりまとめにあたり, 清水建設(株)・(株)奥村組・(株)鴻池組, 共同企業体並びに(株)



加藤建設に資料の提供を頂き、紙面をお借りしてお礼を申し上げます。

#### 参考文献

(1)セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル（1985）

# 潤いのある大地

魅力あるアース・デザインを提案する

株式会社 **日本農業土木コンサルタンツ**

**JIRCO** Japan Irrigation and Reclamation Consultants CO.,LTD.

代表取締役社長 池田 實  
専務取締役 藤根 与兵衛

本社／東京都港区新橋5丁目34番4号 農業土木会館4階 Tel.03(3434)3831(代表)  
分室／東京都港区新橋5丁目35番10号 森ビル新橋アネックス3階 Tel.03(5404)0745(代表)  
事務所／仙台・札幌・青森・茨城・千葉・長野・金沢・岡山・熊本・インドネシア

## 観測データの整理方法について

渡部 輝夫\*  
(Teruo WATANABE)

先崎 秋実\*\*  
(Syumi SENZAKI)

和田 達\*\*\*  
(Tatu WADA)

川本 芳久\*\*\*\*  
(Yosihisa KAWAMOTO)

玉乃井 永\*\*\*\*\*  
(Hisasi TAMANOI)

佐藤 雅樹\*\*\*\*\*  
(Masaki SATOU)

### 目 次

1. はじめに .....	61	3-4 浸透水 .....	73
2. 観測データ整理の重要性 .....	61	3-5 監査廊 .....	80
3. 観測データの整理方法と解釈の仕方について 61		3-6 地震 .....	84
3-1 基本データ .....	61	3-7 地下水 .....	85
3-2 変形 .....	64	4. おわりに .....	87
3-3 応力 .....	70		

### 1. はじめに

築堤されたダムはその規模を問わず永久構造物として適切な維持管理をしていかなければならない。このためには施工時からの観測データ及び資料整備が不可欠であるにもかかわらず、データの整理及び解釈の仕方について統一性がなくバラツキが伺える。ここでは、フィルダムについて施工から管理に至るまでの一般的な観測データについて整理方法及び解釈の仕方について検討を行った。

### 2. 観測データ整理の重要性

我が国のフィルダムは古来より築造されており、その施工に当たっては主に経験的な工法により実施されてきた。

近年のダム建設は、ダムの適地も少なくなってきたうえ、施工の大型化が進み、地質的にも複雑化しており、経験的な判断のみならず、高度な設計や適切な施工管理が特に重要となっている。

しかし、施工管理等の一翼を担う計測器のデータについては、計測目的や計測の原理が的確に把握されていないことが多い。さらに、設置不良や的確なデータの管理・解析がされていないなど、その活用は十分ではない。こうしたことから、施

工管理及び維持管理に際し、基本的なデータ管理の方法を明らかにすることが重要である。

ダムの挙動観測を行うための計器及び観測頻度を表—1に示す。データの解析には1つの計器だけでなく、他の観測結果及び地質状況等との関連を含め、総合的な判断を行う必要がある。

なお、各計測器の目的、観測手法、データ解析については、3章に記述する。

### 3. 観測データの整理方法と解釈の仕方について

#### 3-1 基本データ

ここで述べる観測データは、工学的にその観測結果だけではダムの安全性を判断できないものであるが、他の観測データとの相関性が非常に大きいため、適切なデータの収集および関連するデータの整理に適した管理が必要といえる。

以下に、主な観測計器の観測目的および設置方法について、上述と重複する部分もあるが簡単に記載しておく。

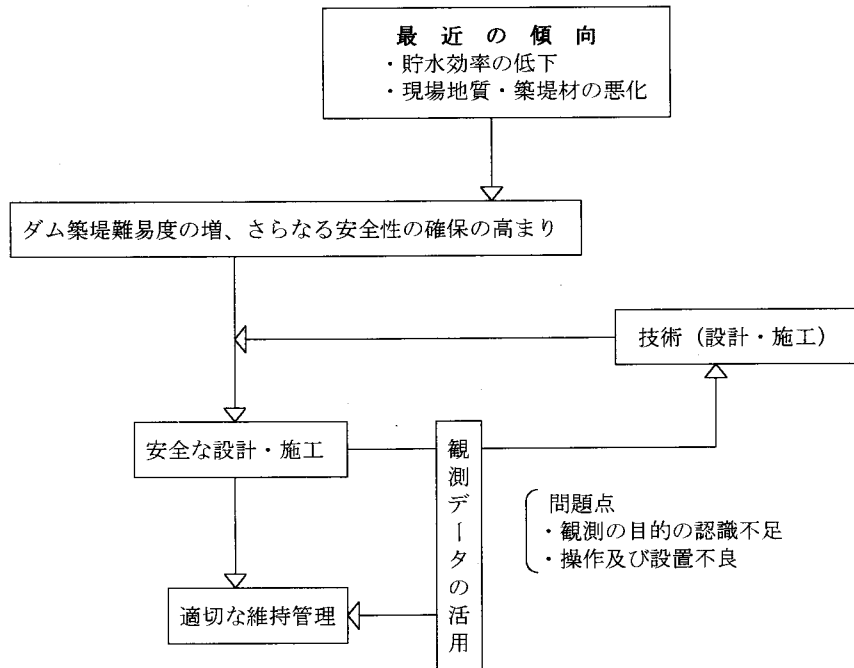
#### (1) 貯水位

##### 1) 目的

通常多くのダムは、水を貯めることを目的とした施設であるので、貯水位(量)はダム管理のために行う全ての観測およびデータに大きな影響を及ぼす。この為、貯水位計により正確に貯水位(量)を測定する必要がある。

また、当然の事ながら適切な水管理を行うためにも、正確な貯水位を計測することは、必要

\*沖繩総合事務局羽地大川農業水利事業所  
\*\*福島県相双農地事務所(元安達用水改良事業所)  
\*\*\*長野県北信地方事業所  
\*\*\*\*中国四国農政局東伯農業水利事業所  
\*\*\*\*\*愛媛県西条地方局伊予三島出張所(元農村水産部農地整備課)  
\*\*\*\*\*北海道後志支庁耕地課(元留萌支庁防災ダム建設事業所)



不可欠である。

## 2) 設置

洪水吐きの影響を避けるためのゲートから30m以上離れた、風浪や地形の影響の少ない場所に設置する。また、非常に重要な計測データであるから、自記記録式のものと同量水版タイプのもの2種類の設置が望ましい。

## (2) 気温計

### 1) 目的

フィルダムの場合、外気温の測定は築堤盛土時及び洪水吐等コンクリート構造物の施工管理のほか、長期的には他の測定機器の温度補正・異常な高(低)温に対する計器の故障の監視のために、計測を行う必要がある。

しかし、近年は観測計器の性能も向上したため、外気温の影響による補正あるいは故障についてシビアな対応をする必要は少ないといえる。ただ、地域の状況あるいは観測計器の機種などによっては、慎重な対応をとるべきであろう。

### 2) 設置

他の測定機器に与える影響の多い地点(ダムを代表する地点)への設置が望ましい。

又、融雪に対する気温の影響を測定する際は、集水地域の平均高度地点にも設置する。

## (3) 降水量

### 1) 目的

計測の目的は工学的にみれば、他の観測データに対する降雨(雪)の影響を把握するためである。その他、水文学的にはダムの水管理のためにも重要な観測である。

### 2) 設置

集水区域面積により必要な数、及びダムサイト付近に、以下の点などに留意し設置する。

- ・風の影響の少ない場所
- ・崖ぶちなど整備
- ・観測に不向きな場所は避ける。
- ・集水地域の平均高度(複数個設置する場合はそれぞれのエリアの平均高度)に設置。
- ・できるだけ自記記録式(デジタル式)で、遠隔よりデータを収集できる計器を設置する。また、積雪計を設置する場合も同様なことといえる。

表-1 観測データの関連及び測定頻度表

計器の種類	各観測計器との相関関係														管理の期間区別計測回数				計測項目 ランク		
	貯水位	気温	降水量	岩盤変位	層別沈下	表面変位	水平鉛直	土圧計	間隙水圧	漏水量計	浸潤線	継目	鉄筋応力	温度計	地下水位	盛立標高	施工時	第一期		第二期	第三期
基本データ	貯水位																-	常時	常時	常時	A
	気温																常時	常時	常時	常時	-
	降水量																常時	常時	常時	常時	A
変位	岩盤変位計	◎			○			○				○	○		◎	1回/週	1回/週	1回/月	1回/3月	B	
	層別沈下計	○			○	○	○								◎	1回/2週	1回/週	1回/月	1回/3月	B	
	表面変位	◎				○	○								◎	-	1回/週	1回/月	1回/3月	A	
	水平鉛直変位計	◎				○	○								◎	1回/2週	1回/週	1回/月	1回/3月	B	
応力	土圧計	○			○			◎		○					◎	1回/週	1回/日	1回/月	1回/3月	C	
浸透水	間隙水圧計	◎						◎	○	○					○ ◎	1回/週	1回/日	1回/月	1回/3月	B	
	漏水量計	◎		◎				○		○					○ ○	1回/月	1回/2週	1回/月	1回/3月	A	
	浸潤線	◎		○			○	◎	○							1回/月	1回/週	1回/月	1回/3月	A	
監査	継目計				○							○			◎	1回/週	1回/週	1回/月	1回/3月	A	
	鉄筋応力計				○							○		◎	◎		1回/週	1回/月	1回/3月	B	
	温度計											◎					-	-	-	B	
地震	地震計	地震時に各計器の挙動と対比する														常時	常時	常時	常時	A	
その他	地下水位	◎		◎				○	○							各ダムによる	各ダムによる	各ダムによる	各ダムによる	-	

注) 1. 各計器との相関関係については、◎がデータの整理・評価に不可欠なもの、○が相関性を検討すべきものである。  
 2. 管理の期間区別計測回数における第一期、第二期、第三期については、表1-1による。  
 3. 計測項目のランクについては、表1-2による。

別表1-1 管理区分の定義

期間区分	管理区分の定義	定義の詳細
第一期	湛水開始から満水以後所要時間を経過するまで	最低満水以後2ヶ月以上 ここでの満水とは、貯水位が常時満水位に達したとき
第二期	第一期経過以後ダムの挙動が定常状態に達するまで	第一期のデータを整理検討して挙動の安定を確認 検討期間を含めて重要なダムについては3年以上
第三期	第二期経過以降	

注) 期間の区分は設計基準ダムを参照

表1-2 ダム管理における第3期の計測項目のランク

	計測継続の判定	計測の方針
A	河川管理施設等構造令における安全性の判定に必要な項目 地震時の安全点検に必要な項目	永久継続
B	河川管理施設等構造令における安全性の判定に必要な項目の補足的な意味を持つ項目 地震時の安全点検に必要な項目の補足的な意味を持つ項目 測定可能な計器の生存率が高い項目	当面継続
C	設置時より測定値の変動が少なく、近年の計測データも安定しており、異常時にも大きな変動があるとは考えにくい項目 他の項目にて代用可能な項目 計器の生存率が低く、異常時の原因追及にも計器点数が少なすぎて評価出来ない項目 全面的に計測不可能であり、しかも復旧不可な項目 盛立中の施工管理を主目的に設置されている項目	打ち切り

注) 方針欄の当面継続とは、計器（主として自動計測項目）の生存率が著しく低下し、異常原因の判定が不可能になるまでは、計測を継続するということである。

### 3-2 変形

#### (1) 岩盤変位計

##### 1) 計測目的

最近のフィルダムの建設は、従来不可能とされた地点及び地盤改良に多額を要するため建設されなかった地点にも施工されるようになり、これまであまり問題にされなかった基礎地盤の変形特性、耐荷性に関する測定が必要になった。

堤体の盛立、貯水による基礎岩盤の沈下量（鉛直変位）を計測し、設計数値との比較検討及び不等沈下による堤体に悪い影響を及ぼすような動きの有無を確認する。

##### 2) 設置位置

##### ① 堤体変位と関連した解析が出来るような位

置（縦断方向）及びダム軸において断層等による変位を測定される位置（横断方向）を基本とする。

② 堅岩部にアンカーを取り、監査廊に引き出すか又は層別沈下計に接続し、特に基礎の弱層部での設計上沈下量が大きいと懸念される部分に設置する。

##### 3) 計器の選定

岩盤変位計は、所要の計測精度をもち長時間に安定した計測を行える計器であること。

① 分類

a. 機械式……ダイヤルゲージ式

長所としては、1/100mmの精度で長期間安定した測定ができ、故障の場合簡単に交換できる。  
短所としては、設置場所が限定される。

b. 電気式……ストレインゲージ型、差動トランス型、摺動抵抗型

長所としては、設置場所が限定されなく簡単に計測できる。  
短所としては、機械式より精度が劣る。

※観測廊内に設置する場合には、機械式が望ましい。

② 留意点

- a. 計器の容量決定に当たり、前もって解析を行い変位の予測を行う。
- b. 着岩面の絶対変位がえられるヶ所（アンカー点の変位しない点）を選定する。

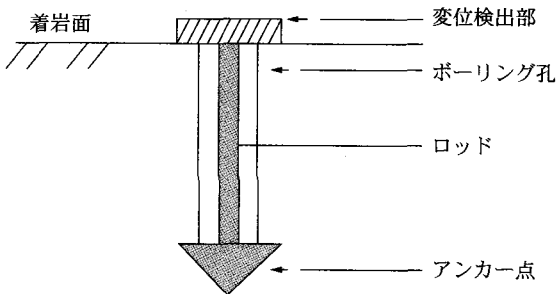


図-1

4) 観測結果の整理及び検討

盛立標高及び貯水位との相関性を考察することにより、計測結果に対する安定性の検討を行う。

- ① 経時変位図……盛土標高と貯水位を同一に示す。
- ② a. FEM応力変形解析等から、盛立に伴う岩盤変位の挙動予測を行い、計測値との比較が出来るように予め図化しておく。
- b. 計測値が予測値より大きな値 ( $B/A > 1.3$  より大きい値を示す場合計器の故障が考えられる)、又は予測した変位性状と異挙動を示した場合は、異常が生じていると考えられるから、早急にその原因を検討する。

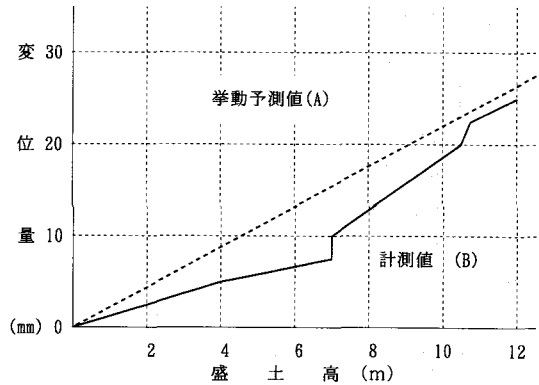


図-2

③ 事前に挙動予測を行っていない場合は、経時的な変位性状又は盛立標高（貯水位）との相関性の考察を行い安定性の評価を行う。

このことは、盛立（貯水）に伴っての変位量が直線的な挙動（弾性的）であれば安定していると判断できる。

④ 基盤が軟岩の場合には、盛立及び貯水による荷重によってクリープ現象が生じることがある。

この場合の安定性の判断は、変位の速度変位によって行われ、変位が時間と共に小さくなれば安定と判断される。

(2) 層別沈下計

1) 設置目的

クロスアーム沈下計（層別沈下計）は、盛土内部の任意の点及び基礎地盤と盛土の接地部分の沈下量を測定するものである。

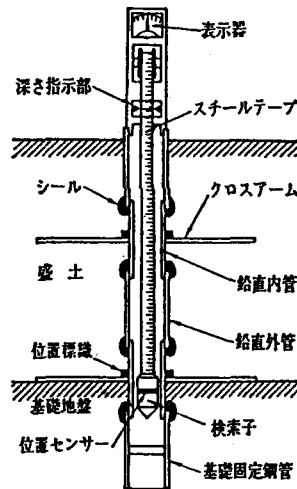


図-3 クロスアーム沈下計の例（電動式）

## 2) 測定方法

以下に土質工学会の規準を元に記す。(土質工学会基準案「土と基礎」1993年7月号)

### ① 基礎固定鋼管の設置

所定の位置に直径10cm・深さ200cm程度の穴を掘り、基礎固定鋼管を鉛直にたて、周辺を適切な固結材(モルタル)で充填する。

### ② クロスアームの設置

クロスアームは盛土施工の進捗に伴って必要位置に水平に設置する。また鉛直内管及び鉛直外管は鉛直に保たれるように設置する。

### ③ 不動杭の設置

不動杭(鉛直変位測定の基本点となり得るもの)は工事車両や通行人の影響を受けないところで、しかも盛土の沈下の影響を受けない場所に設置する。

### ④ アーム位置の測定

盛土中は新たなクロスアームを設置する毎に、そのクロスアーム及び地表部にてているパイプの上端部と不動杭との高低差を、レベルを用いて測定する。また、同時にそれまで設置してある各クロスアームの位置を上方より順番に検出器を用いて測定する。

クロスアーム設置時のクロスアームと不動杭との高低差を求め、クロスアームの初期値とする。

そのときを、盛土開始日として記録する。

⑤ クロスアーム鉛直変位(沈下量)の算出盛土中及び盛土完成後、経過時間を記録し、検出器を用いてクロスアームの位置を随時測定する。

具体的には、盛土施工中はクロスアーム設置の度に、その後は必要に応じて観測する。

### 3) 観測データの表示方法

図-4に一般的な測定データの表示例を示す。一般的には、クロスアームの初期標高に対する変位(沈下)を横軸にプロットして同一測定日の各クロスアームの沈下量を結ぶと三日月状の曲線を描く。ダム底とダム天端では沈下量は少なく、ダム中央付近で最大となる。

## 4. 測定結果の工学的意味合い

### ① 築堤時

前述のように、クロスアームの沈下曲線は三日月状になるのが一般的であるが、図-4の矢印が示すようにC-SectionのクロスアームNo.8の点のように凹みが生じる場合がある。

このような場合、堤体中の不等沈下等の危険性もあるので挙動には注意を要する。

### ② 試験湛水時

一般に試験湛水前には、堤体沈下の大部分は終了している。

したがって築堤完了時及び試験湛水時のク

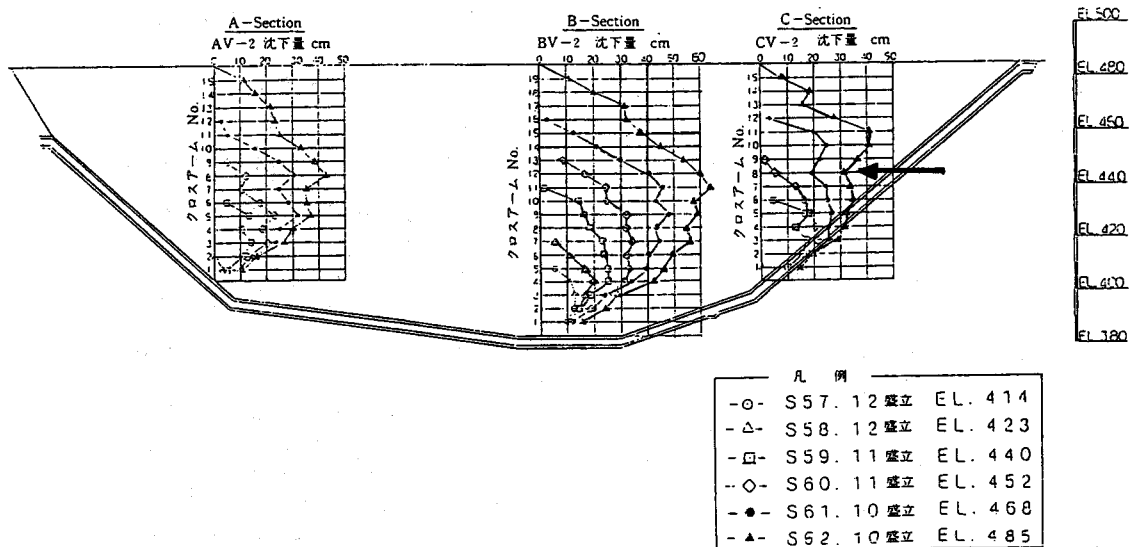


図-4 堤体鉛直変位の内分布図

ロスアームの観測結果から、築堤解析の妥当性を検討することも可能である。図-5は三軸CD試験によるパラメータを用いたFEM非線形築堤解析とクロスアームによる沈下量測定との対比である。

これにより、築堤解析はおおむね実状に適合していたことがわかる。

### ③ 長期挙動

堤体沈下の殆どは築堤終了時に終了しており、その後は長期にわたりクリープ的変形を示すこのクリープ的沈下を前述②の実績沈下量に加えれば、上記のV線に示すFEM解析値に更に近づくものと思われる。(V線の解析値は、沈下に対して寄与の大きい体積弾性係数を構成に入れている。)

## (3) 水平鉛直変位計

### 1) 水平鉛直変位計の計測目的

堤体内部には築堤中及び貯水時に水平移動を生じるので、このような変位を知ることも極めて重要であり、特に築堤中ダムの斜面が滑動するような場合には、事故発生前に堤体内にかなりの水平移動が生じている筈であるが、肉眼で気づいたときには手遅れであり、堤体内部の水平移動を計測することで未然に防ぐことができる。

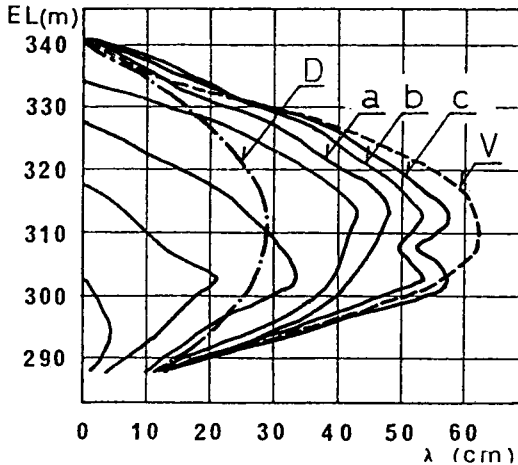


図-5 クロスアームの実測値と築堤解析と比較

a : 築堤終了時

b : 湛水開始前

c : 満水時

D : DUNCANらのもでるによりおこなった解析値

V : NELSONらのモデルによりおこなった解析値

## 2) 水平鉛直変位計の設置位置及び計器

### ① 設置位置

あるダムの設置例を図-6に示す。

図-6は下流側に1箇所であるが、下流側の同断面でELの違う所に設置したり上流側にも設置したりしている例もある。

### ② 計器

水平鉛直変位計の一例を図-6と図-7に示す。

## 3) データ計測方法

図-7の図の中で、変位測定用素子下部の保護管との継手部にインバー線を固定する部分があり、これがこの部分のフィル材料の水平移動とともに移動するので、インバー線の変位量を観測室内の標尺によって読み取ることにより、設置した部分の堤体内の移動量を測定する。

また、この素子の内部には観測室のマノメーターと連結した連通管が立っているので、この連通管に観測室から水を圧送して、連通管の頂部の位置を、それと連通している観測室でのマノメーターの読みから測定することにより鉛直方向変位も知ることができる。

この装置では観測室との相対変位しか測定で

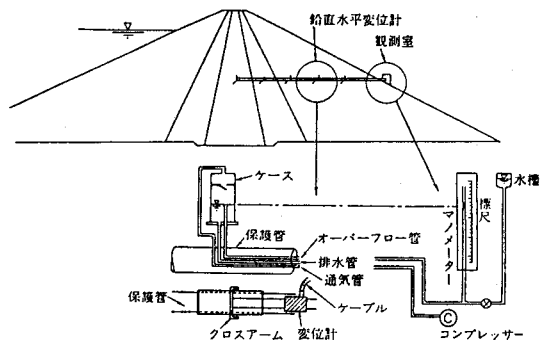


図-6

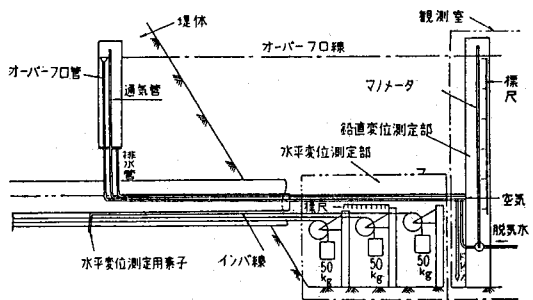


図-7



きないので、絶対変位を知るためには、測定時に毎回、堤体外部の不動点からの視準測量により観測室自体の水平・鉛直変位量を確認しておかなければならない。

#### 4) 計測結果の整理法

水平鉛直変位計により測定した相対変位に、観測室を視準測量した結果を加えて絶対変位に変換する。

この絶対変位の値を使って、以下のようにデータを整理していく。

表面変位計と同様に変位量を貯水位との相関図や時系列変形図にして示す必要がある。これは、変位量がある程度長い期間を経過しないと現れないといったことや、特に貯水位と関係が深いため、貯水位との相関をとる必要があるためである。ここで時系列変形図における横軸は、ある程度長い期間における変位量を評価出来るような単位をとるべきである。

次ページに事例を示す。

図-8は時系列変形図であり、経時的変位とその時の貯水位を示した図である。ここでは水平変位のみ表している。又、この図で横軸は10日単位で表している。この中でHM1, 2, 6, 7は上流側にあり、上層部の向かって左からHM1, 2下層部がHM6, 7である。同様にHM3, 4は下流側にあり、向かって左からHM

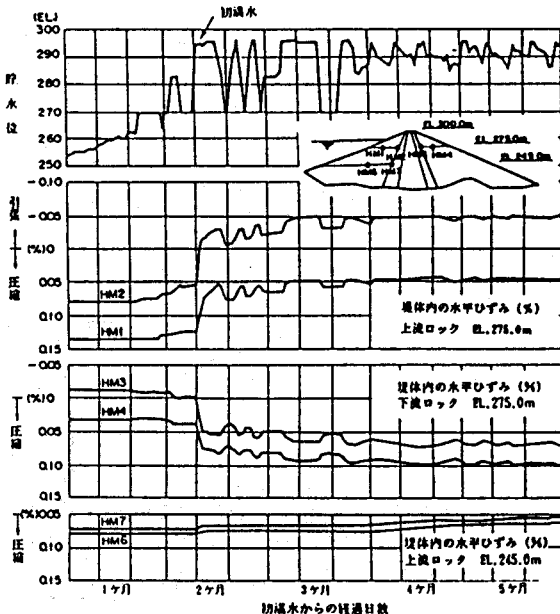


図-8

3, 4である。

図-9は貯水位と水平変位との相関図である。ここでは、貯水位が満水位から約25m下および初満水時での堤体内の水平変位分布、つまり一定の貯水位時における各ELでの堤体内部の水平変位を示している。

#### 5) その他

ここでは主に水平変位について述べたが、鉛直変位の計測結果については層別沈下計との比較が重要である。これは、異種の装置を用いて同じ結果ができれば、その計測値の信用性が高くなるからである。

また、水平鉛直変位計は、最近では使用される例が少なくなっている。これは、層別沈下計、表面変位計によって代用出来るからである。

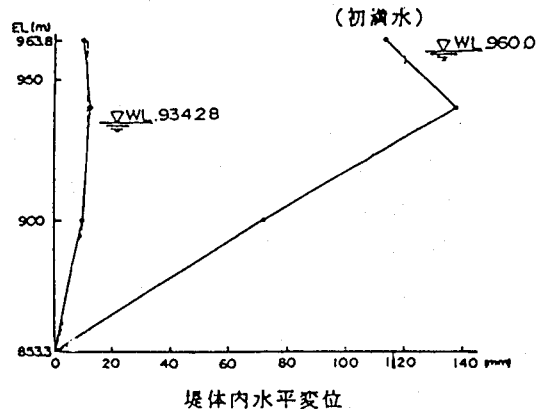


図-9

#### (4) 表面変位 (変位測定用標的) に関するデータ整理手法について

##### 1) 表面変位の計測目的

フィルダムの堤体は、築堤中はもちろん築堤完了後もダムの自重及び貯水圧等によって変形するため、変形量を測定しダムの安全管理に役立てなければならない。

堤体の変形を測定する方法として様々なものがあるが、表面変位の計測目的は、堤体の変形の内堤体外部における変形 (沈下, 水平変位) を測定することにある。

## 2) 表面変位の設置位置及び計器

### ① 設置位置

設置の位置としては、堤体全体の挙動が把握できるようにダム天端部の両肩付近、及び上下流斜面に何測線かとするのが一般的である。又、各標的を結んだ測線がダム軸に対して平行または直角（測定の際見通すため）であるようにする。

表面変位を測定するのに左右岸地山の安定した所に固定点（基準点）を設定する。

この固定点が不動でなければ表面変位の变形量を正確に測定できないため、必ず安定した位置に設置する。

図-10にあるダムの事例を示す。

### ② 計器

表面変位には、一般に下のような標的又は杭を使用している。（図-11）

## 3) 測定方法

表面変位の測定は測量で行われるが、測量の種類としては三角測量、視準測量、水準測量などがある。三角測量は、ダム及びダム以外の点に測量点を設けておき、三角測量の方法により、ダムの変位を求めるものであるが、労力の割に精度が低く、最近ではあまり用いられていない。視準測量は、ダムの両岸に視準点と基準点を設け、この2点を含む鉛直面内のダムの天端の表

面上に可動標的を設け、基準点から視準点を視準することによりダム表面の変位（兩岸の固定端に対するダム表面の相対変位）を測定する。一般的によく用いられるが、測点間の距離が長くなると視準しにくいいため誤差が生じやすくなる。水準測量は、フィルダムにおいて沈下を計測するために両岸設置した固定点に対する堤体表面の相対的な鉛直方向の変位を測量する。

## 4) 計測結果の整理法

データの整理方法としては、各表面変位計の水平および鉛直方向変位量を貯水位との相関図や時系列変形図にして、変位の絶対値の大きさや経時的変位がどの程度のものか把握出来るようにしておく必要がある。

時系列変形図においては、その変形特性から月や半年単位という比較的長い期間における変位量が評価出来る形にしておくことが望ましい。

次ページに事例を示す。

ここで図-12は時系列変形図であり、経時的変位とその時の貯水位を示した図である。横軸は半年単位で表している。

図-13は貯水位と水平変位との相関図であり、この図から貯水位の変動における変位をはっきり読み取ることが出来る（一般に経時的に貯水による変位量が小さくなる傾向を示す）。この図で初湛水、3年後、6年後、9年後とあるが、

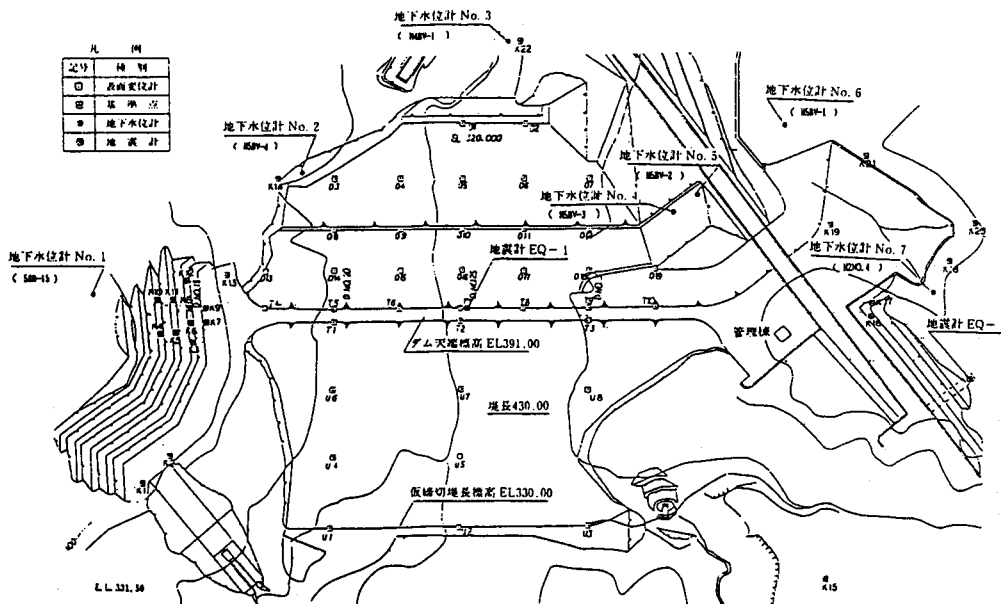
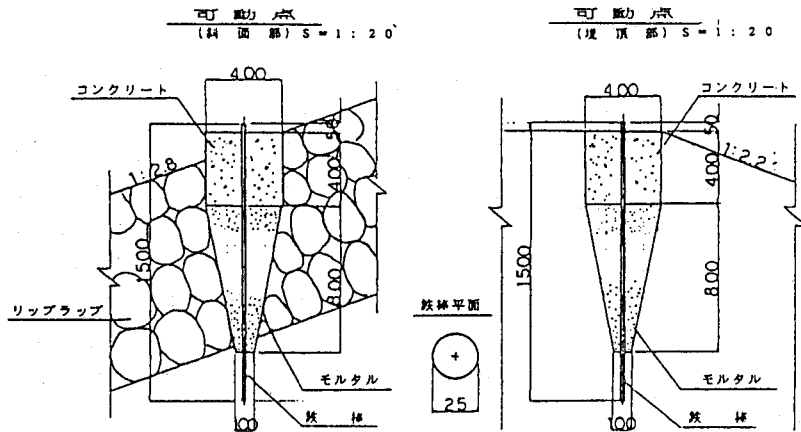
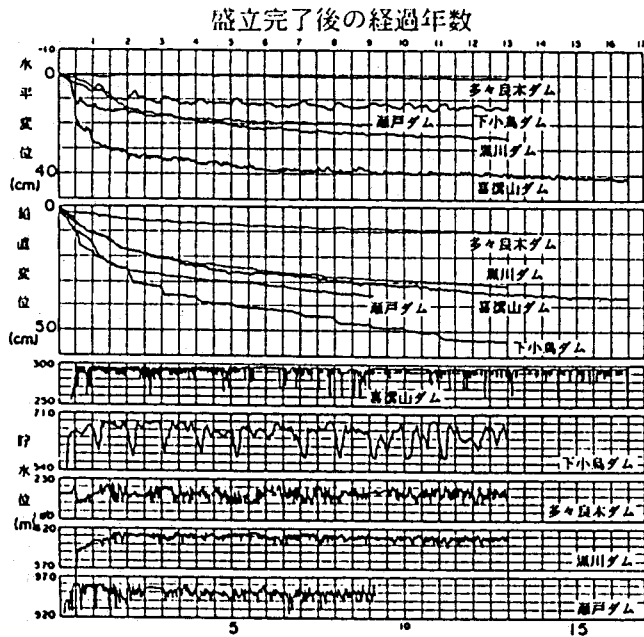


図-10



図—11



図—12 ダム天端の変位と貯水位の経年変化

この図から初湛水時は塑性的な変位をし、その後は弾性的な変位をしていることが分かる。

また、ここで鉛直変位でも図—13のように貯水位と鉛直変位との相関を示す必要があると思われる。

#### 5) その他

築堤後においては、貯水位との関連が大きい  
ため必ず貯水位と関連づけて変位を判断するべきである。変位量が貯水位の変化に対して急激に変化する場合には、異常と判断しても良いと思われる。

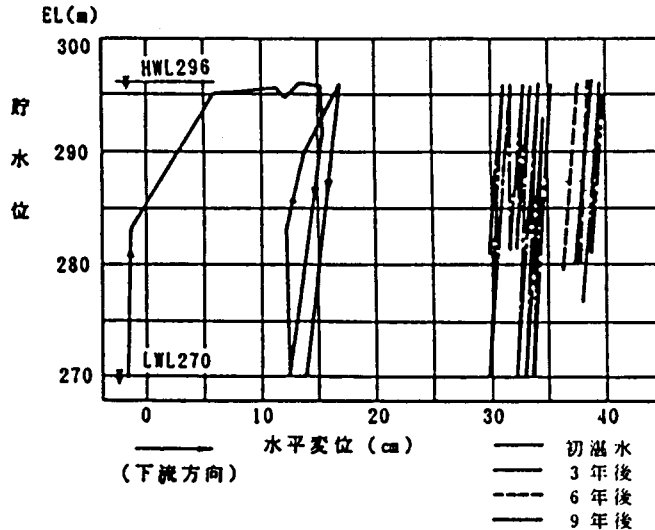
また、上の2)でも述べたが、表面変位の測量時の基準点は不動の点にする。これは、不動点から測定しない限り測量値は絶対値とならず、また、不動点は表面変位測量時には同時に測量することとする。

### 3-3 応力

#### (1) 土圧計

##### 1) 設置目的

中心遮水部内における鉛直応力を測定し、アーチアクションによる鉛直応力の程度を計るこ



図一13 大ダムNo.140(1992-6)参照

とを目的とする。

設計基準には、その他にも(1)水平応力を測定して透水試験やグラウチングを行うときのハイドロリックフラクチュウアリング (以下HF) の検討、(2)多方向の応力状態も測定してモールの応力円を書くことによって、材料の設計強度と施工後強度を比較検討する、等の目的も記されている。

しかし、実際は土圧計で側方土圧などを計測することは難しく、理論的に納得出来る測定値が取れることは少ない。これは、土圧計理設時に少しの不備でも土圧計自体に応力集中やアーチアクション等が生じ、信頼性の高いデータが取りにくいと言われている。

ただし、三面土圧計を設置して良好なデータが採取できたなら上記の検討も可能である。

## 2) データの表示方法について

アーチアクションの状態を知るために適当な表示方法を図一14に示す。

このように堤体内の設置位置・上載荷重の計算値と併せて土圧の計測値を記すことにより、アーチアクションの状態を判別できる。また、このグラフ中に間隙水圧計の実測値を記しておく。これは、土圧計の読値は間隙水圧を含めた全応力を計測しているためであり、有効応力を求めるためには間隙水圧を差し引いてやらなければならないからである。

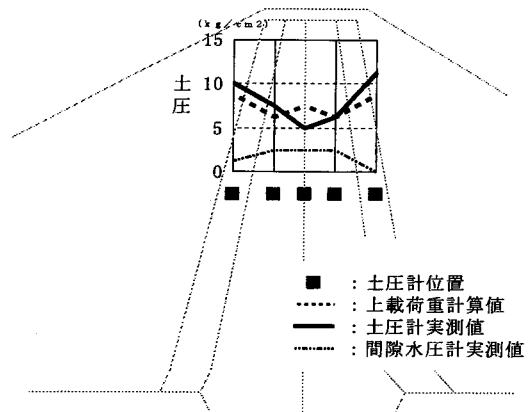
## 3) 測定結果と工学的解釈

### ① 築堤時

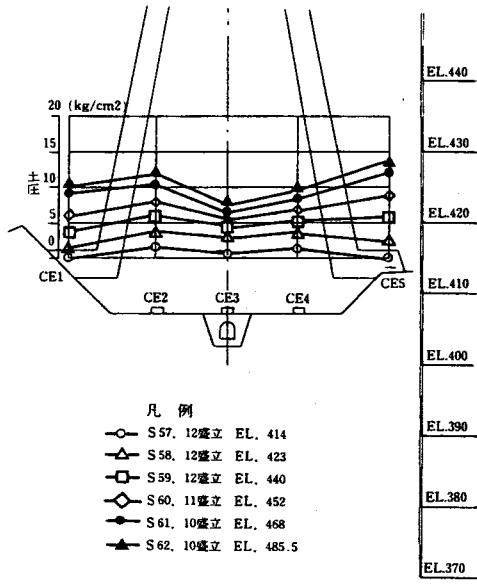
築堤中でも盛土高が高くなり、土圧計の載荷重量が大きくなってくると図一15に示すような応力状態になる。もし、盛土が進行しているにもかかわらず、土圧の増加率が低減するような場合には、アーチアクションが生じていることになる。

このような場合には、層別沈下計や間隙水圧計の動向と対比するなどしてクラックの発生について検討する必要がある。

逆に土圧が盛土荷重よりかなり大きい場合や、盛土荷重が変化しないのに土圧が増加する傾向を示す場合には、部分的な応力集中等が生じていることが考えられる。この場合も、盛土内部の破壊の前兆を示すと考えられてい

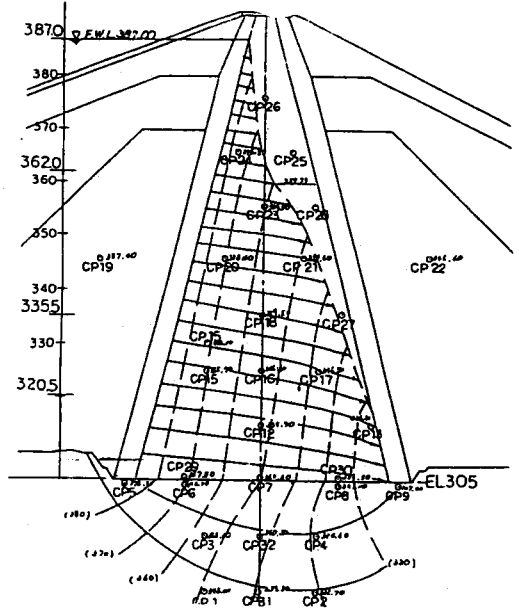


図一14 土圧分布図



図—15 土圧分布経時変化

- 凡例
- S 57, 12 釐立 EL. 414
  - △ S 58, 12 釐立 EL. 423
  - S 59, 12 釐立 EL. 440
  - ◇ S 60, 11 釐立 EL. 452
  - S 61, 10 釐立 EL. 468
  - ▲ S 62, 10 釐立 EL. 485.5



図—16 推定流線網 (満水時)

るので、表面変位計、間隙水圧計等各種計器による観測結果との比較検討を行い、その原因を究明する必要がある。

② 試験湛水時

満水時の土圧計の計測結果から、HF に対する安全性を以下の式により検討している事例が見かけられる。

$$F_s = \frac{P_H}{\gamma_w \cdot H} \geq 1$$

- $P_H$  : 満水時の土圧計の読値
- $\gamma_w$  : 水の単位体積重量
- $H$  : 土圧計設置点から満水時までの高さ
- $F_s$  : 安全率

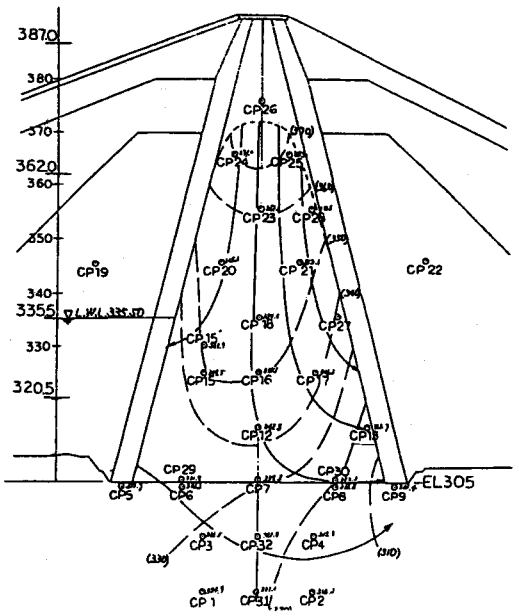
この方法では予想される最大水圧に対して検討を行っているので危険側での検討となっているが、実際の水位は堤内上流側から下流側に行くに従って小さくなっている。(図—16)

また、水位急降下時等ではポテンシャルや流線網の向きも大きく変わるため、応力状態も急激に変化すると思われる。(図—17)

従って、HF に対しては、間隙水圧計測定値やポテンシャル図等も用いて総合的に検討することで、より確実に把握することが望ましい。

③ 長期挙動・地震時

築堤中及びダム供用開始後に、何らかの原



図—17 推定流線網 (水位下降時)

因でデータの信頼性が乏しいと判断された土圧計でも堤体の圧密が完了して堤体内の主応力が安定した後は、ほぼ一定の値を示すものと考えられる。

その値を絶対値として測定を行えば、地震等の外力が作用するなど応力的な変化が起こった際はその部分だけ土圧計に変化が現れることになる。

本来の土圧計の設置目的からは外れるが、この絶対値との比較によって堤体の変調を察知して、堤体の安全性を議論することは十分可能だと思われる。

4) 測定データの信頼性

土圧計は、そのデータが本当に堤体の挙動を示しているかという点で、観測計器の中でも最も信頼性に乏しいと思われる。そのため土圧については、常に他の計器による観測結果とのクロスチェックを行うこと（特に間隙水圧計・層別沈下計）により、データ自体の信頼性をチェックしながら用いるべきである。

3-4 浸透水

(1) 間隙水圧計

1) 間隙水圧計の計測目的

不透水性ゾーン及び半不透水性ゾーンの間隙水圧を継続的に測定することによって、盛土過程における間隙圧の発生と消散状況（圧密の進行状況）を知ることができる。

また、貯水時の間隙水圧を計測することにより、堤内の流線網（フローネット図）を描くことができる。この図から、異常箇所の有無、並びに堤体及び基礎からの浸透量が推定可能となる。特に、流線網（フローネット図）、漏水量の観測結果と照合することにより、浸透に対する

堤体の安全性の検討が可能となる。

2) 間隙水圧計の設置位置及び設置方法

- ① 間隙水圧計の配置は、築堤中や築堤後の間隙水圧の挙動が十分把握でき、かつ解析（間隙水圧コンター図の作成ができる様5～10m間隔）が可能であるよう計画する。
- ② 間隙水圧計埋設の位置は、盛土の最大断面部分に、ダム中心線に直交して、基礎部分及び堤体内部に埋設する。
- ③ またアバットとの接続部や、盛土とコンクリート構造物との間等で、不等沈下による亀裂の発生によりパイピングが生じる恐れのある部分にも埋設する必要がある。
- ④ 二庄内ダムの設置例を表一2及び図一18に示す。
- ⑤ 盛土内間隙水圧計の設置方法を図一19に示す。

3) 間隙水圧計の選定

間隙水圧計には、次のようなものがある。日本では、ひずみゲージ式やカールソン式が多く採用されている。電気式であるため、現場での観測は必ずしも必要ではなく、自動測定ができるため、多量のデータ処理が可能である。

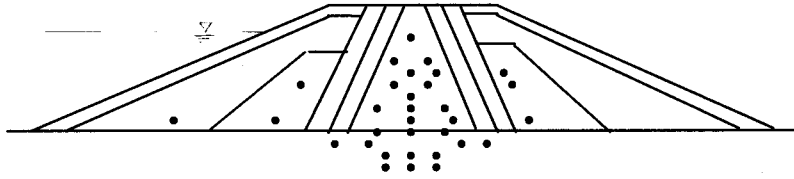
4) 計測方法及びデータ管理

- ① 測定値記録上の注意  
埋設が終了したら、直ちにそのときのピエ

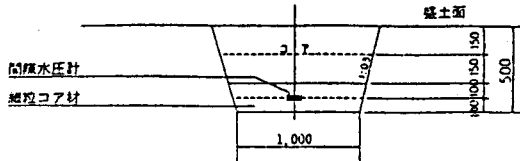
表一2

設置位置		計器数	設置目的
ゾーン名	測点		
基礎内	堤体左岸中央	4	常時は、間隙水圧を計測し、基礎の安全性の検討を行う
	ダム軸河床部中央	4	
	堤体右岸中央	4	
透水性ゾーンと基礎の境界部	堤体左岸中央	5	コアと基礎の境界部に設置する。この境界部は、浸透破壊に対して最も弱点となることから、これを監視する。
	ダム軸河床部中央	5	
	堤体右岸中央	5	
遮水性ゾーン	堤体左岸中央	7	盛土中及び湛水時の間隙水圧を計測する。盛土中においては間隙水圧の発生・消散及び湛水時の有無を調べる。湛水時においては、間隙水圧を計測することにより、浸透状況・浸透量の算定を行う。
	ダム軸河床部中央	15	
	堤体右岸中央	6	
上流側半透水性ゾーン	ダム軸河床部中央	2	
下流側半透水性ゾーン	ダム軸河床部中央	2	ドレーンの目詰りや能力不足などにより浸潤面が形成された場合の状況の把握。
上流側透水性ゾーン	ダム軸河床部中央	1	透水性ゾーンの透水性を確認する。
上流側フィルタードレーン	堤体左岸中央	1	水位急降下時の浸透状況の把握。
	ダム軸河床部中央	1	
	堤体右岸中央	1	
下流側フィルタードレーン	堤体左岸中央	1	堤体浸潤線が下流フィルター部で低下しているか否かの監視
	ダム軸河床部中央	1	
	堤体右岸中央	1	

ダム軸河床部中央の設置例



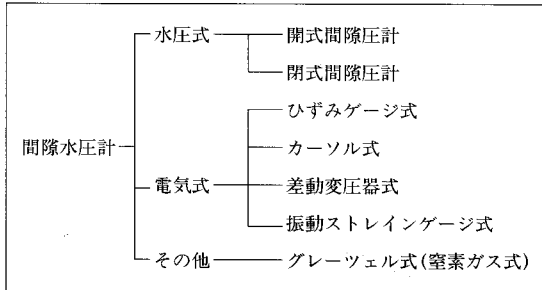
図—18



図—19

- ・計器の設置標高より50cm上まで盛上が完了したら、トレンチ掘削位置を出し掘削する。
- ・掘削後の底盤斜面の10cm以上のレキを除去し、整形転圧する。
- ・針盤の設置とチェック
- ・埋戻は、計器のまわり5cmアンダーの細粒コア付でまきだし振動ローラー・ランナーで転圧する。

表—3



ゾメータが示す値をメーターにより読み取りこれを零点の値として記録しておかなければならない。

② データ管理

間隙水圧より流線網図を作成するには、ポテンシャル等高線を描く必要がある。このため、つぎのようなデータ整理をする必要がある。

- a 観測値 ( $P_1$ ) から初期値 ( $P_0$ ) を差引き、観測時の間隙圧 ( $P \text{ kg/cm}^2$ ) を求める。
- b ピエゾメータの間隙圧をポテンシャル (水銀中の高さ  $\Phi \text{ m}$ ) で表す。このとき、ポテンシャルの基準線をダム基礎地盤表面 ( $L_0 \text{ m}$ ) にとれば、

$$\Phi = 10 * P + (L_1 - L_0) \text{ となる。}$$

③ 流線網作成時の留意点

フィルダムの流線網には、次のような特徴があるので、流線網を描くとき利用することができる。

- a 浸透面及び不透水層との境界線は、流線である。
- b 隣接するポテンシャル線間の水頭差は等しい。
- c 流線とポテンシャル線は互いに直交する。
- d 各流路の浸透量は同じである。
- e 流線網のできる四辺形は理論上正方形である。

④ データ整理

湛水時のデータ整理としては、図—20に示すように、同一標高でデータ整理することにより、異常間隙水圧の挙動が監視しやすい。

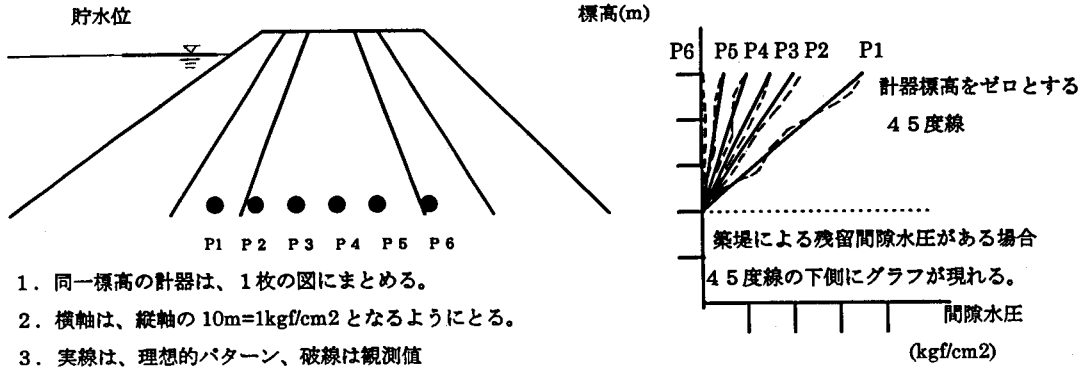
また、図—21のように、間隙水圧と貯水位の相関を図—22のように同一断面での観測値を1枚にしてまとめておくと、異常傾向等を把握しやすい。

浸潤線の検討では、図—23のように等ポテンシャル図より流線網を描き、設計浸透面と比較する等、浸透面の検討を行う必要がある。

また、間隙水圧と貯水位の相関を湛水試験及び長期観測等時系列でまとめ、試験湛水時及び長期動向を監視する必要がある。(図—24)

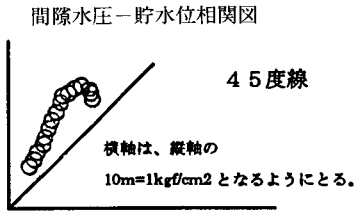
盛土高と間隙水圧の相関についても、時系列で整理しておく必要がある。

間隙圧が増大すると有効応力が小さくなり剪断抵抗力が減少し、すべりに対して大きな影響を与えることから、図—25のように、全応力と間隙圧の関係図を整理し、施行中も絶えず監視する必要がある。

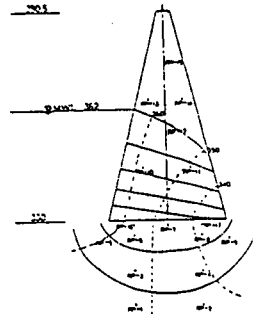


1. 同一標高の計器は、1枚の図にまとめる。
2. 横軸は、縦軸の10m=1kgf/cm<sup>2</sup>となるようにとる。
3. 実線は、理想的パターン、破線は観測値

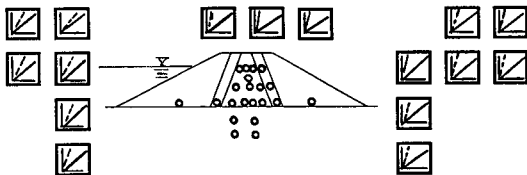
図—20



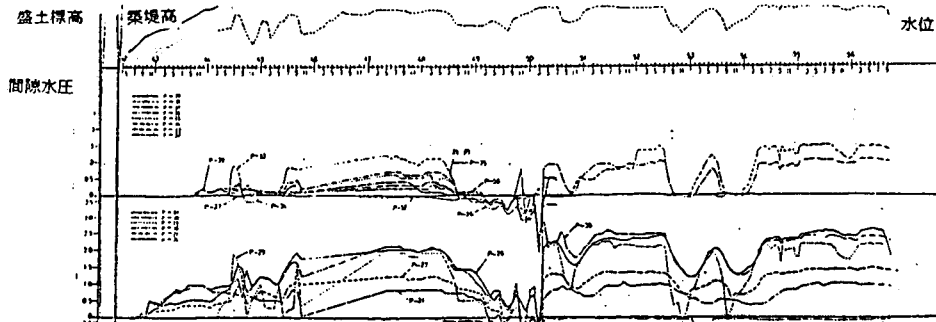
図—21



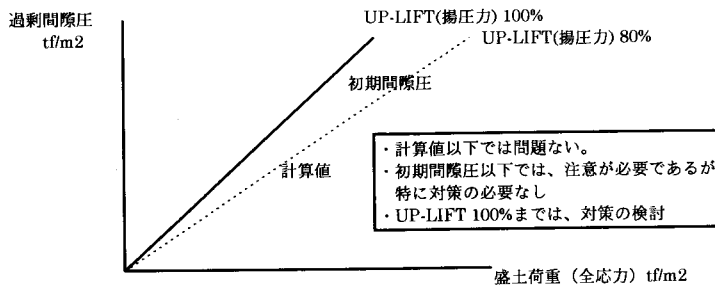
図—23



図—22



図—24



図—25



5) 安定性の判断及び対応

一般に、湛水時の正常な状態における間隙水圧は、貯水位とほぼ直線関係にあり、間隙水圧が貯水位に対して急激に変化する場合は、何らかの異常が発生したと判断する必要がある。

湛水後の基礎岩盤部内の間隙水圧は、深度方向に対しておおむね静水圧分布になることになっている。また、カーテングラウトが適切に基礎処理されていれば、同一標高のカーテングラウトの上下流では、上流から下流にかけて間隙水圧は小さくなることになっている。

フィルター・ロックゾーンにおける間隙水圧は、一般的には、上流側ではほぼ貯水池の静水圧に等しく、貯水位に直線的に追従するが、水位急変動時には多少時間的ずれが生じる。また、下流側の間隙水圧は、貯水位に関係なくほぼ一定の値を示すことになっている。

間隙圧の発生は、薄い遮水ゾーンをもつロックフィルの場合にはロックゾーンによって保護されているので施工中の安全上は殆ど問題とならず、またその消散も早い。均一型や厚い遮水ゾーンをもつフィルダムの場合には、施工中に法面がすべるなどの事故が発生する場合もあるので、全応力と間隙圧の関係図から、異常な観測値が生じた場合には、施工速度をおとすなどの適切な処置を講じる必要がある。

6) その他

電気式間隙水圧計は、自動計測が可能で瞬時に反応することから、近年使用実績が多いようである。一方循環式間隙水圧計は、測定の手間がかかるが落雷に対応でき、また長期計測が精度よく可能であるなどの長所がある。耐用年数は、電気式で10年程度、循環式で20年程度であり、施工管理を目的として使用する場合は、両者ともに十分な耐用年数といえる。しかし、ダムの安全管理の目的からは、長期間計測する必要があり、電気式と循環式を併設するなど、長期的な対応も必要である。

(2) 漏水量計

1) 目的

堤体・基礎地盤からの漏水量を計測することで、パイピング・亀裂など堤体や基礎地盤の異常を推測することができる。

2) 設置

設置は、以下の点に留意する。

- ① 堤体下流部の堤体及び地山からの漏水が集められる位置（通常は堤体・地山の各ドレーン）に、できるだけ他の浸透水を遮断するように設置する。
- ② ドレーンと計量器を接続するパイプは、予測漏水量の20倍以上の通水能力にする。
- ③ バックウォーターが、起きないように設置する。
- ④ 三角堰については、堤体・地山各ドレーンからの漏水量を想定し、観測に適した切欠角度を選定する。

$$Q = C \cdot h^{5/2}$$

ここに Q : 流量 (m<sup>3</sup>/sec)  
C : 流量係数  
h : 越流水深 (m)

(水理公式集より)

3) データ整理

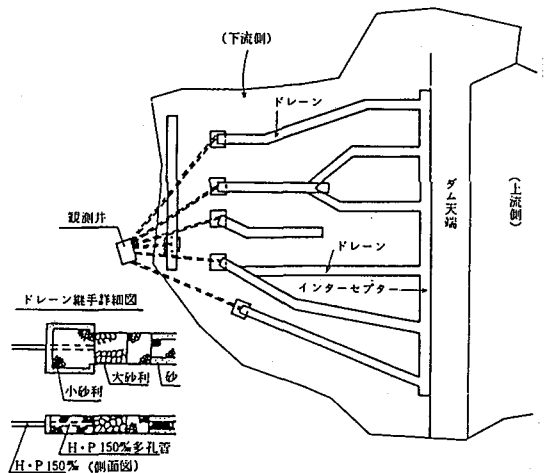
① 漏水量の予測

貯水時の実績漏水量と比較する為、盛立施工実績による予測漏水量、及び築堤時からの漏水量・気象データをもとにした基底流量を算出する。

a 堤体からの予測漏水量の算定 (均一型フィルダム及びピゾーン型フィルダム)

- ・ 流線網を用いる場合  $Q = Nf / Np \cdot k \cdot h \cdot L$
- ・ 数式を用いる場合  $Q = k \cdot y_o \cdot L$

ここに Nf : 流線の分割数



図—26 漏水量計設置模式図 (二庄内ダム)

$N_p$  : 等ポテンシャル線の分割数

$h$  : 全水頭 (cm)

$L$  : 縦断長さ (cm)

$k$  : 透水係数 (cm/s) 堤体透水係数が異方性の場合  
は修正透水係数

$y_0$  :  $\sqrt{(h_2 + d_2)} - d$  (下図より)

・有限要素法を用いる場合 省略するが、  
最も実情に近い値が得られる。

b 基礎及び地山からの漏水量

$$Q = k \cdot H \cdot T / (B + T) \cdot L$$

ここに  $k$  : 基礎地盤の透水係数

$H$  : 水頭差

$T$  : 透水層の厚さ

$B$  : 透水幅

$L$  : 縦断長

c 地山からの迂回浸透量

$$Q = (N_f / N_p) \cdot H \cdot k \cdot Z$$

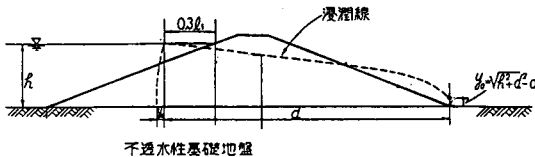
ここに  $N_f$  : 流線分割数

$N_p$  : 等ポテンシャル線の分割数

$H$  : 全水頭

$k$  : 透水係数

$Z$  : 透水層の平均層厚



図—27

表—4 予測漏水量の例 (二庄内ダム)

(l/min)

貯水位	堤体からの漏水量			基礎からの漏水量			全体 合計
	左岸部②	河床部④	右岸部⑤	左岸部①	河床部③	右岸部⑥	
F.W.L. 387.00	10.0	15.0	12.0	28.5	15.5	36.6	117.6
M.W.L. 362.00	4.6	9.4	4.2	15.9	10.7	19.1	99.1
L.W.L. 335.50	0.9	3.5	1.3	5.9	5.6	7.1	35.4
W.L. 325.00 (現況)	0.2	1.8	0.2	2.9	3.8	3.9	17.2
透水係数	$K = 3.4 \times 10^{-6}$			$Lu = 0.5$			

(l/min)

貯水位	左岸地山の漏水量	右岸地山の漏水量	合計
F.W.L. 387.00	19.0	40.0	59.0
M.W.L. 362.00以下	—	—	—

表—5 各ドレーンの偏回帰解析の例 (二庄内ダム)

測定場所	左岸地山	河床地山	右岸地山	左岸堤体	床堤体	右岸堤体	
相関係数	0.9171	0.9132	0.8811	0.8967	0.8876	0.9119	
偏回帰	1日前雨量 b 1	2.4925	0.7646	4.8623	-0.0341	0.1158	-0.0155
	2日前雨量 b 2	1.5129	0.5273	3.3802	-0.0043	-0.0319	0.1102
	3日前雨量 b 3	1.4026	0.2858	2.1378	-0.0648	0.0359	0.1864
	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
帰定	9日前雨量 b 9	—	—	-0.8480	-0.0300	-0.0418	-0.0688
	10日前雨量 b 10	—	—	0.6594	-0.0531	0.0197	0.0243
	数	-6496.10	-14152.4	-67799.8	797.40	1583.61	1383.21

d 基底流量（常時の地下浸透水・降雨等による浸透水）の算出

$$Q = b_1 \cdot R_1 + b_2 \cdot R_2 + \dots + b_n \cdot R_n + C$$

ここに  $R_i$  : 当日修正雨量(mm/day)融雪量は雨量に換算して利用

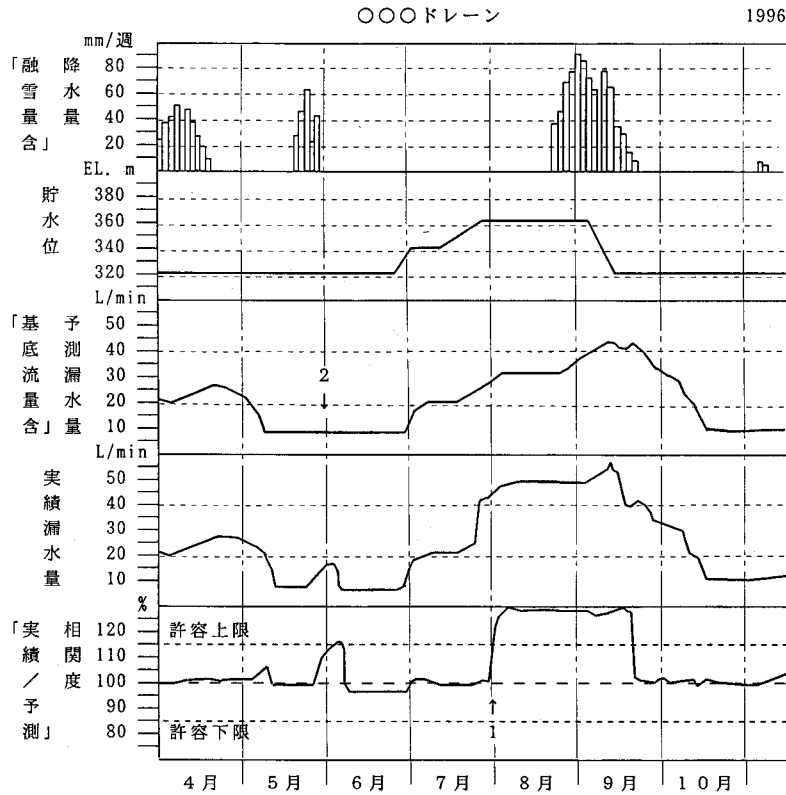
$R_n$  : n 日前の修正雨量

$b_i$  : 当日の修正雨量に係る係数(重回帰解析より)

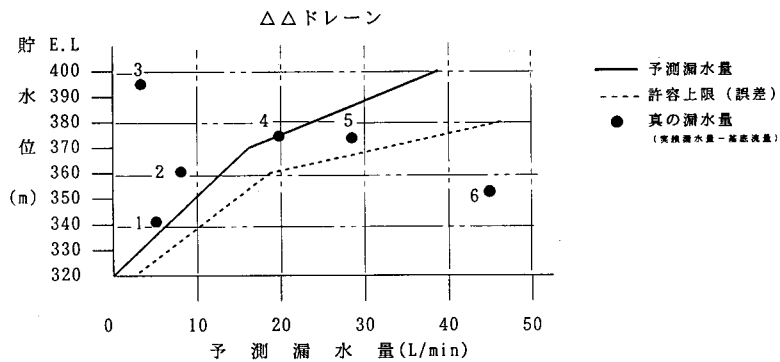
$b_n$  : n 日前の修正雨量に係る係数(重回帰解析より)

C : 定数項に係る係数(重回帰解析より)

② 各算出データの図化



図—28 漏水量と他のデータの比較履歴図



図—29 貯水位と予測漏水量及び真の漏水量の関係

#### 4) 工学的評価

堤体の安全性に対する漏水量の評価については、図-28の→1の箇所や図-29の6番の様に、予測漏水量に対して急激あるいは異常に実績漏水量が増加している場合、パイピングなどダムに何らかの異常が発生した可能性が高いといえる。逆に、図-29の3番の様に予測漏水量に対してあまりに少ない漏水量も、漏水量計が設置されていない場所に水みちが出来て、浸透水がそこに流れている可能性もある。

しかし、基礎データとなる基底流量算出の重回帰解析などについていえば、観測期間が不十分で解析に利用する資料数が少ない場合など、解析データ間の相関関係も低く実際の流量との誤差が大きい場合(図-28)もあり、注意が必要である。図-28, 29では、測定誤差・資料の信頼性を考慮して予測に対してある程度の許容範囲を示してみたが、貯水後の観測データも加えて、出来るだけこの値を小さくし信頼性を高める必要がある。また、集水区域及びダム周辺の地形・環境等に変化があった場合なども、再度解析値を見直す必要があると思われる。

何れにしろ、漏水量はダムの安定と大きな関係があるので、観測データが予測漏水量の値を越えた場合や、異常に少ない漏水量であった場合などは、間隙水圧データなどとのクロスチェック、漏水の濁度のチェックや水温・水質の測定(浸透経路の判定)、更に堤体及びその周辺を踏査をするなど、ダムの安全性に対して検討を行う必要がある。

なお、漏水量の許容範囲として一般的にいわれている「1日当り総貯水量の0.05%以上の漏水には問題がある」(設計基準ダム参照)という点は、あくまで貯水効率の関係であり工学的な根拠は無いと思われる。

### (3) 浸潤線

#### 1) 目的

浸潤線の計測は主に均一型ダムで下流ゾーンの浸潤面の位置を知ることによって堤体の安定性を確認することにある。この方法による測定結果の信頼度は高く堤体内の浸透水の状況を知るために極めて有効である。

#### 2) 設置方法は下記を標準とする。

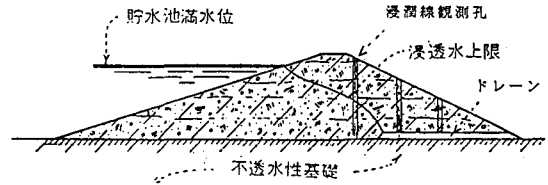


図-30

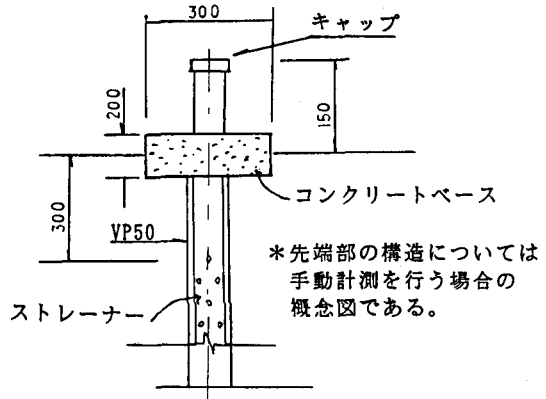


図-31 浸潤線観測孔の構造概念図

代表断面のダム軸下流に3個以上設けて浸潤線の変化を把握できるよう配置する。

測定は自動計測でも接触式水位計でチェックを行う。

#### 3) データの整理方法

ドレーン下流の水位が十分低下してないときは原因を究明する。

(設計浸潤線以上)

#### 4) 評価

- ① 測定の際にドレーンが有効に働き浸潤線が下流浸潤線観測孔が上昇していないことを確認する。
- ② 間隙水圧計による実測値の信頼性をチェックできる。
- ③ 湛水前にはダムサイト地山地下水位の降雨時の上昇程度及び季節的な変化量を把握しておき湛水後の安全検討の基準値とする。

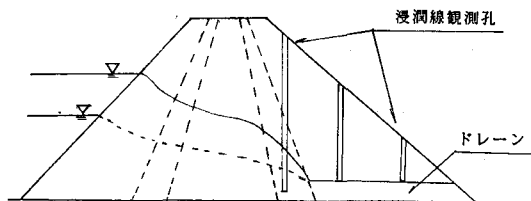


図-32 貯水位変動図

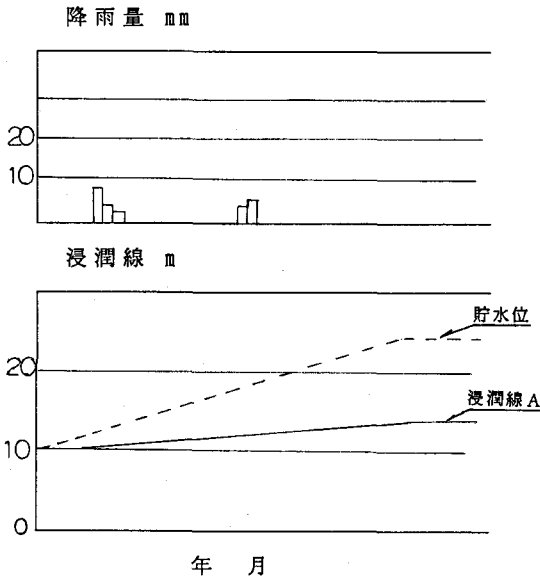


図-33 浸潤線の経時変化図

### 3-5 監査廊

#### (1) 監査廊について

フィルダムにおいて遮水ゾーンの下部に設ける通路を通常、監査廊という。フィルダムの基礎岩盤内に監査廊を設置する主目的は一般には次の通りである。

- ① 堤体及び基礎の安全管理
- ② ダム基礎の維持、補修
- ③ グラウチングの工程短縮及び効果的注入

#### (2) 監査廊における計測項目

監査廊には、ダムの挙動を監視するため、ならびに監査廊自体の挙動を監視するために、適切な計器を設置する必要がある。

##### 1) 監査廊の設置により可能となる計測

- ① 水量水圧計（浸透流観測孔）による基盤の浸透状況の監視
- ② 観測孔を用いた透水試験の実施

##### 2) 監査廊の設置により必要となる計測

- ① 鉄筋計及び温度計による監査廊の安全管理
- ② 継目計による継目部の挙動監視
- ③ クラック計による監査廊本体の監視
- ④ 監査廊内の水準測量

##### 3) その他、観測計器においてフィルダムの挙動監視において、有効に利用できるもの

- ① 各観測計器のケーブルを監査廊に引き込

むことによって、工事中の切断を防ぐ。

- ② 監査廊設置部に岩盤圧縮変位計を設置する場合、計器の保守・点検が可能となる。
- ③ 循環式間隙水圧計を設置した場合、チューブの延長が長くなると水の循環に時間を要するが、監査廊を計測室として利用することにより、解消することができる。
- ④ 基盤内に地震計を設置する場合には、監査廊部を基盤部と見なして設置することにより、施工が容易になる。

以上のことが、監査廊における計測項目であるが、本章では、監査廊の設置により必要となる計測のうち、継目計及び鉄筋計について検討し、他の項目は別章で考察する。

#### (3) 継目計

##### 1) 継目計設置の目的

監査廊は、堤体の自重や浸透水圧を受ける。また、変形性の大きいいわゆる軟岩基礎では、堤体の盛立により基礎地盤が沈下し、その沈下量は、ダム軸縦断面ではアバットメントから河床部にいくに従って増大し、特に河床部では堤体により谷がおし広げられ伸びの挙動を示すため、監査廊のジョイントが開く場合がある。

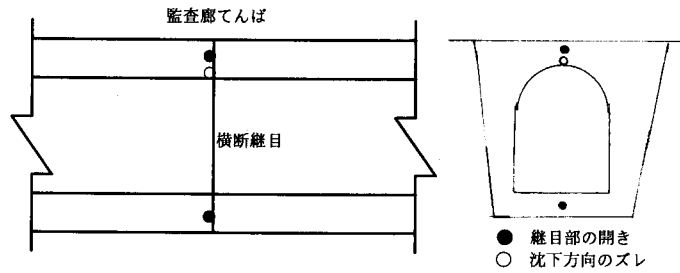
このように、監査廊の継目部において、大きな開口あるいはズレが生じた場合、その直上の遮水材がこれに追随しないと、その部分の遮水性が確保できなくなる恐れがある。このような現象が生じると遮水材のパイピングを誘発することにもなるので、継目部の挙動を監視するため継目計を設置する。

##### 2) 設置位置及び設置方法

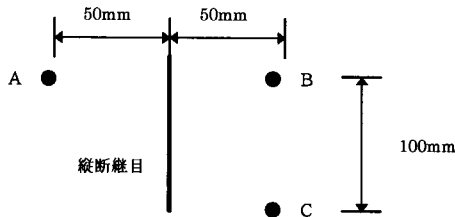
継目計は、監査廊の設計において比較的大きな相対変位が生じると予想される継目部に設置することが望ましい。計測としては、

- ① 継目部の開き（監査廊軸方向の開口）
- ② 継目部の沈下方向のズレ（監査廊縦断に直角方向の相対変位）
- ③ 継目部の上下流方向のズレ

監査廊の内空側に継目計を設置する際には、計器を部材内に埋設してしまう方法を採用すると、埋設後の計器の点検及び修理を行うことが不可能となるため、箱抜きをして設置する方法が望ましい。



図—34



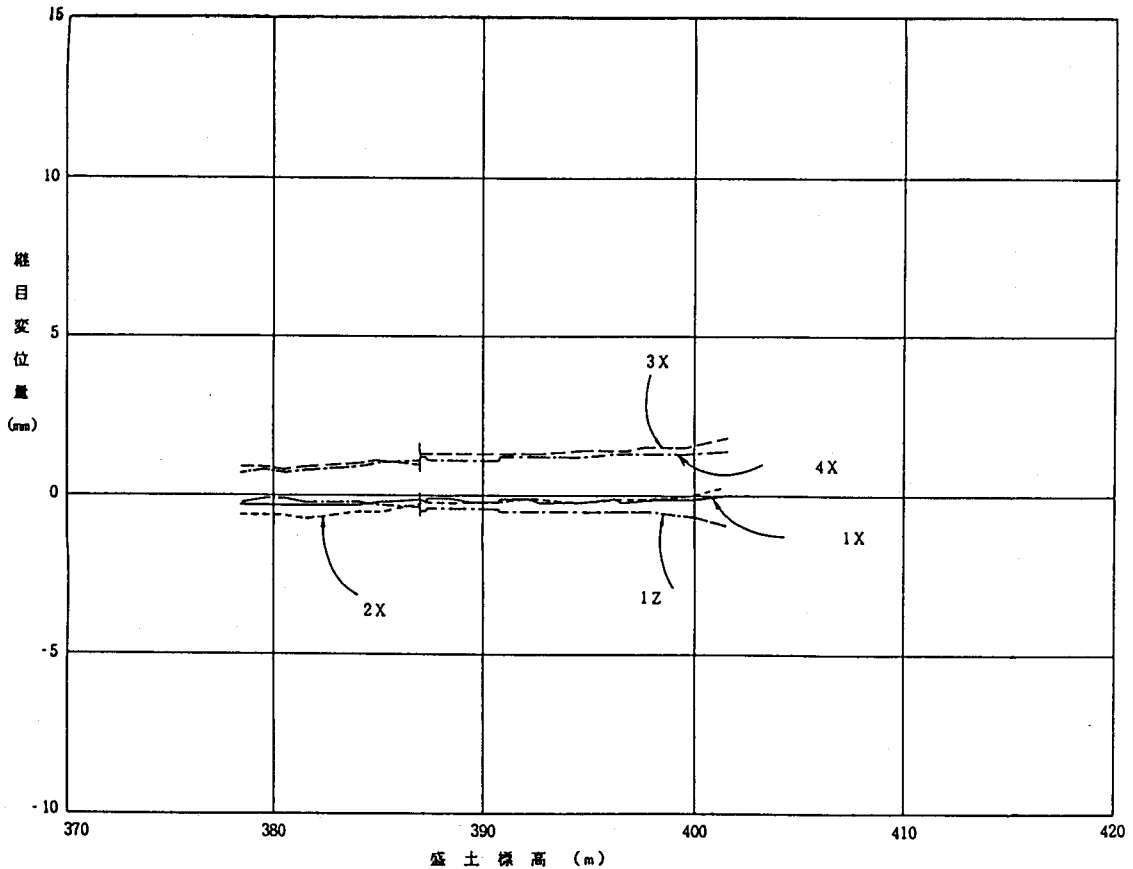
ピンは各継目部の頂版部、底版部、及び両側壁部の計4カ所に設置  
A-B間、A-C間の計測はノギスで行う。(監査廊の側面)

図—35

また、監査廊のすべての継目部には、図—35のような配置でピンを設置し、初期値を計測しておく。継目計の挙動に異常がある場合や継目計を設置していない部分での大きな変化が生じた場合に役立つ。

### 3) データの管理

継目計については、盛土と密接な関係があることから、継目変位量と盛土標高(図—36)及び外気温度・盛立て標高・継目の開きの経年変化(図—37)の関係を図示して挙動を観察する必



図—36 継目の挙動の一例

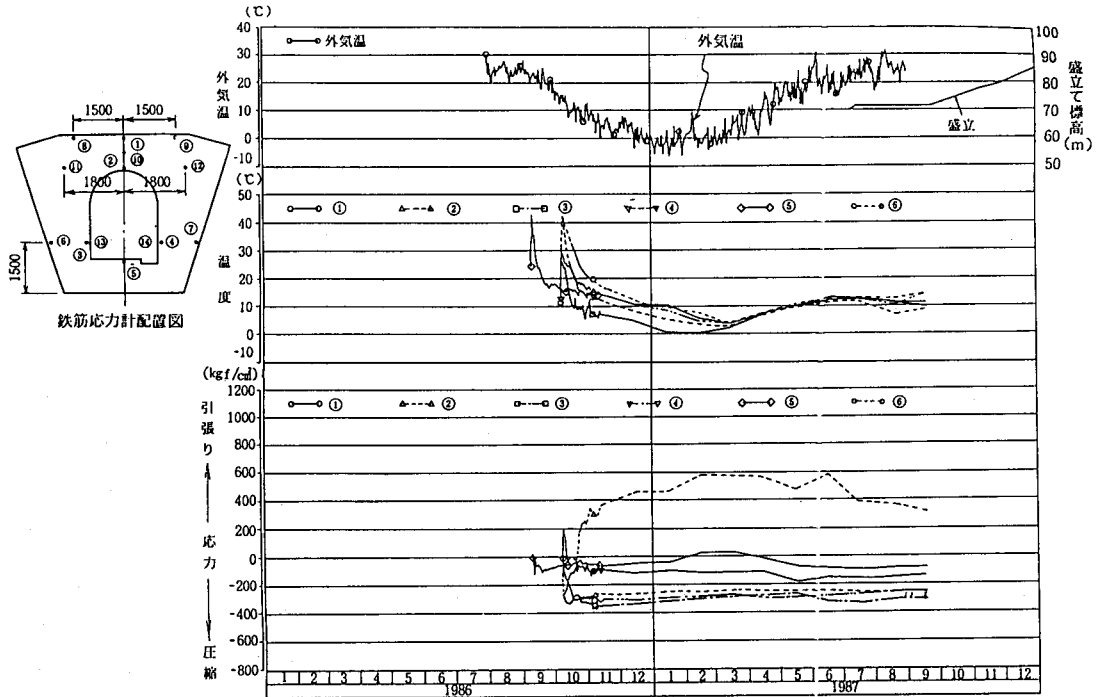


図-37 鉄筋応力測定結果・履歴の一例

要がある。

#### 4) 安全性の判断

継目部の挙動が次のようであれば、安定性に特に問題はない。

- ・盛土標高あるいは貯水の変化に対してその挙動が急激に変化していない。
- ・盛土の進行あるいは貯水位の上昇に比して、変位の増加の割合が次第に低下する傾向にある。

監査廊のジョイントの開いた場合止水上の弱点が生じると思われる点は、

- ・止水板が切断する。
- ・止水板が定着部で止水板とコンクリートの間にすき間が生じる。
- ・ジョイントが開くことにより、アイガスとコンクリートの接着面やアイガスとコア材の間にすき間が生じる。

変位量については、止水板の許容変位量を配慮したうえで(数mm程度のジョイントの開きに対しては止水性を確保できると思われるが、1cm以上の開きに対しては止水板自体かその定着部で損傷する恐れがある。)変位量の大きい箇所は間隙水圧計等で、水密性が確保されているか

検討を行うものとする。1cm以上の著しい開きが生じたジョイントには、ジョイントグラウチングを行って止水性を確保する必要がある。

#### (4) 鉄筋計

##### 1) 計測の目的

監査廊にひびわれが生じると、監査廊自体の構造的安全が損なわれるとともに、これが遮水材のパイピングを誘発する可能性がある。監査廊は鉄筋コンクリート構造物であることから、①硬化発熱養生時の発熱量及び温度勾配、②養生方法、③外加重に留意して、ひびわれに対する監視を行う必要がある。このため、温度計・鉄筋計及びコンクリート有効応力計等を設置するとよい。なお、鉄筋計は、温度差でも応力が生じるため、温度を同時に計測し補正する必要がある。

##### 2) 計器の設置位置及び設置方法

鉄筋計の配置は、横断用と縦断用の2通があり、横断用の鉄筋計については、横断面に対して行われるFEM応力変形解析結果等を参考に決定するとよい。

【二庄内ダムの例】

監査廊はゾーンI床掘部の中心部に設置するカルバート式のコンクリート構造物で、標準スパン6mを1スパンとし、次のブロックとなっている。

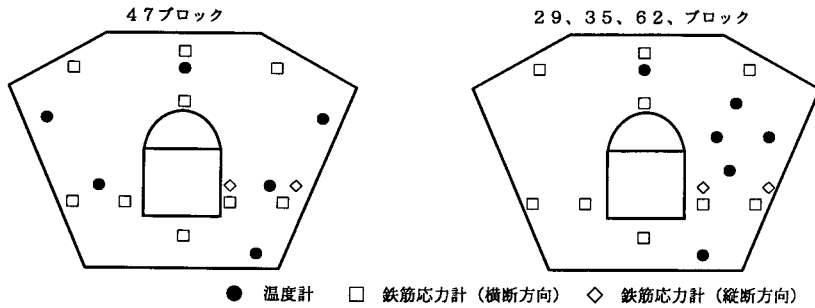
左アバット 28ブロック(1~28)	河床緩傾斜部 13ブロック(29~41)
河床平坦部 12ブロック(42~53)	左アバット急傾斜部 41ブロック(54~94)

このことから、温度計及び鉄筋応力計は、29, 35, 47, 62に設置されている。

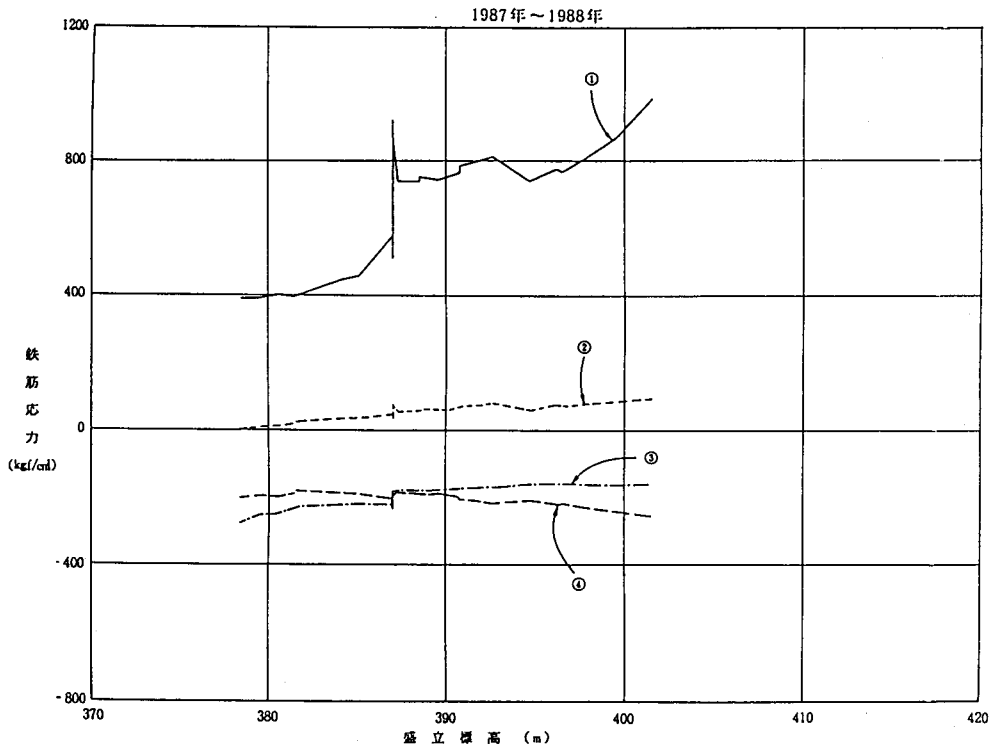
3) 計測方法及びデータ管理

コンクリートの硬化及び養生過程においては、なるべく短い間隔でデータを採る必要がある。このため、自動計測システムを採用し、コンクリート打設後1週間は2時間に1回程度の計測が望ましい。

コンクリートの硬化及び養生過程において鉄筋に発生する応力は、コンクリート温度と密接な関係があるので、温度計による温度計測も合わせて行う必要がある。

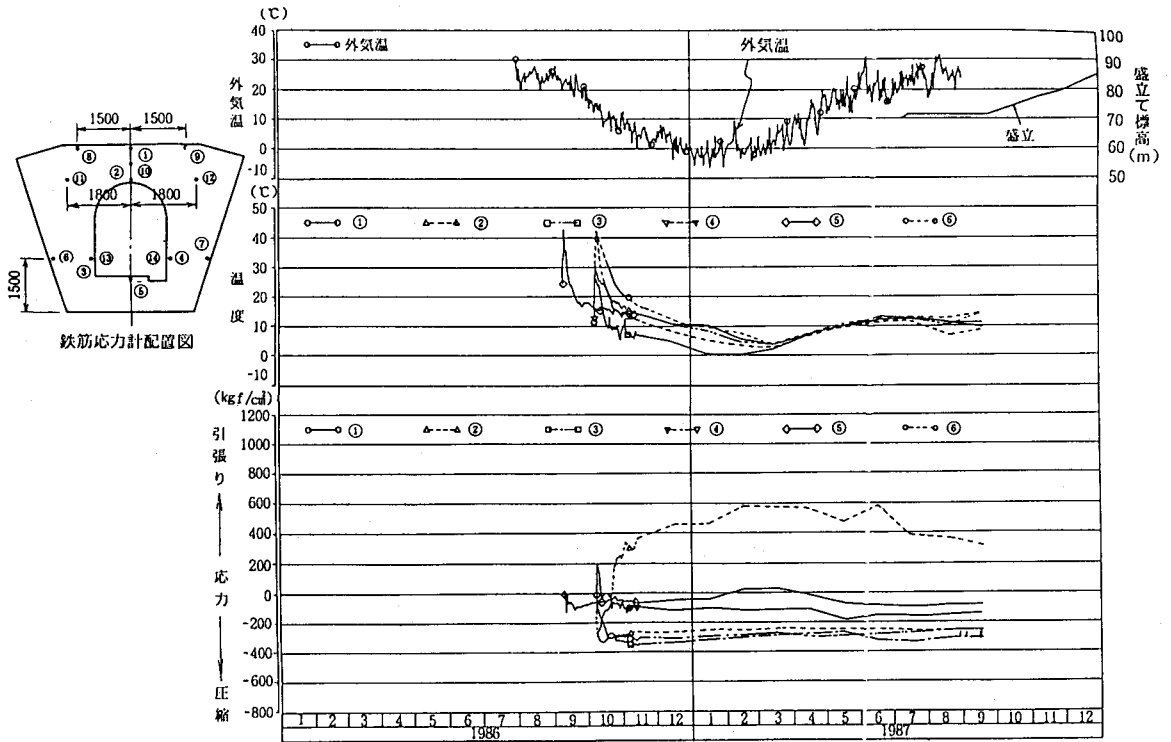


図—38



図—39 鉄筋計の挙動の一例





図—40 鉄筋応力測定結果 履歴図の一例

鉄筋応力測定結果に対する安全性の検討は、温度・盛土標高・貯水位との相関性あるいは鉄筋許容応力との比較によって行う。

- ①経時変化図                      ②温度との相関図
- ③盛土標高との相関図        ④貯水位との相関図
- ⑤部材の応力分布図

4) 安定性の判断及び対応

温度・盛土標高あるいは貯水位の変化に対して、その挙動が急激に変化がある場合は、コンクリートにひびわれの生じた可能性があるので注意深い目視点検を実施する必要がある。

3-6 地震

(1) 地震計

1) 計測目的

地震時の基盤及び堤体の挙動応答による動的挙動を解明して、①ダムの安全管理、②今後の合理的な耐震設計法の確立に資する資料蓄積を目的として設置する。

- ①は、地震計を設置して加速度を測定し、設計条件との比較検証を行うこと。
- ②は、地震時の挙動は複雑で未解明な部分が

多いため、これらを解明するためのデータ蓄積を行うこと。

2) 設置位置

- ① 基本的には基盤及び堤頂に各1台とする。
- ② 計測成分は(a)上下流方向(b)ダム軸方向(c)鉛直方向の3成分があるが、ダムの安定性に重要な成分は上下流成分である。このため、通常の計測成分は上下流方向のみでよいが、特殊な設計及び軟質な基盤上のダムは3成分の計測が望ましい。
- ③ FEM動的解析等による挙動の検証を行う場合は、堤高の1/2標高付近のコア内にも設置することが望ましい。
- ④ 基盤に幅の広い破砕帯がある場合は、堅岩部と破砕帯部の双方に設置するのが望ましい。

3) 計器の選定

設置目的、条件及び維持管理体制に応じて適切な型式を選定する。

① 分類

- a. 電気式地震計…中規模の地震波を記録ア. 電磁誘動型    イ. サーボ型    ウ. 圧電型

地中埋設が可能であるが、保守管理に難あり、異常電流により被害を受け、また、地震時の停電に対応するため無停電電源装置が必要。

b. 機械式地震計……振子の振動により直接記録できる構造のため、強震時に適している。保守管理が容易で、停電時でも内蔵電池により記録可能。

② 記録方式としては一般的に電磁オシログラフとデータレコーダー（磁気記録）が使用されている。

地震発生後、地震記録を解明する必要がある場合は、データレコーダーに記録する方式が良い。

#### 4) 観測結果の管理及び検討

観測された地震動のデータを加速度として整理、解析を行う。安定性の検討は、観測された最大加速度と設計震度（加速度）を比較することによって行うことができる。

① 設計震度（加速度）より大きい加速度が観測された場合には、最大加速度及び分布性を考慮した安定計算を行うことが必要。

a. 修正震度法による安定計算を行う。

b. aにより安定性の確認が行えなかった場合には、更に詳細な動的応答計算であるFEM解析によって検討を行う。

② 農業土木試験場造構部第一研究室で行われた結果によると、FEMによる応答加速度の計算値と地震計による応答加速度実測値を比較検討した結果、実測値と解析値は良く一致

していた。このことは最大水平加速度が10数gal程度の小さい地震の場合は、ダムがほぼ弾性的に挙動するためであると考えられる。

③ 動的解析により算定された応答加速度とダム天端での実測値を比較検討してダムの地震時における振動特性と挙動を把握（管理値としての決定）することが、安全管理及び今後の耐震設計手法にとって有効である。

### 3-7 地下水

#### (1) 地山地下水

##### 1) 地下水位の計測目的

貯水時における左右岸地山からの迂回浸透量を地下水位において把握する。

##### 2) 地下水位の観測位置及び計器

###### ① 観測位置

貯水時の地下水位を知るため、左右岸地山に設定する。

下にあるダムの例を示す。

###### ② 観測計器

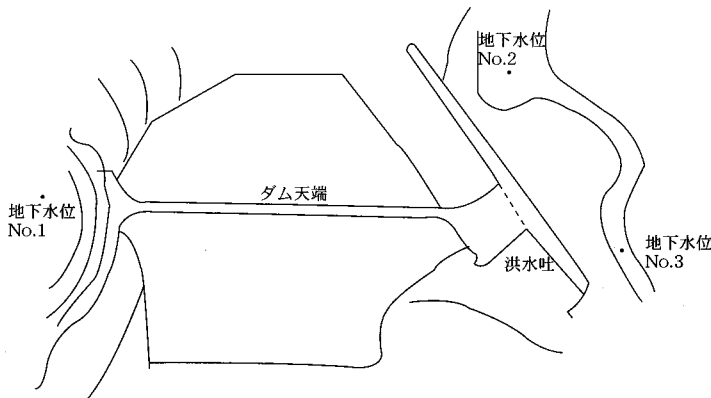
観測計器の一例を下に示す。（図—42・43）

##### 3) 測定方法

図—41のダムでは差動トランス型間隙水圧計で計測し、そのデータをフロッピーに自動記録させている。

##### 4) 計測結果の整理法

貯水位の変動が地山地下水位に与える影響を調べるために、貯水位と地下水位とを同じ時系列で示し、季節による地下水位の変動、貯水位との関係がわかるようにしておく。



図—41

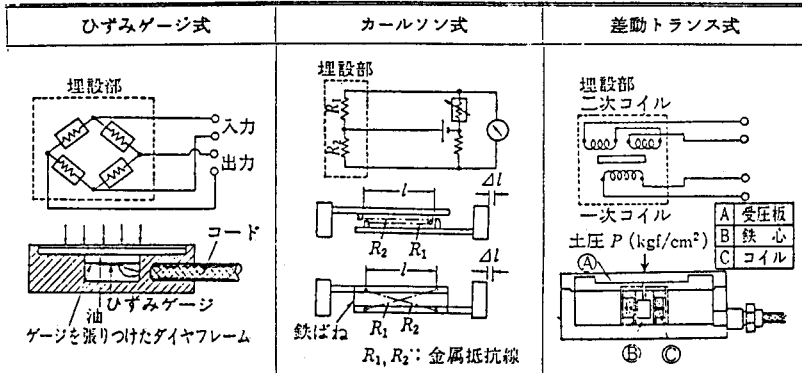
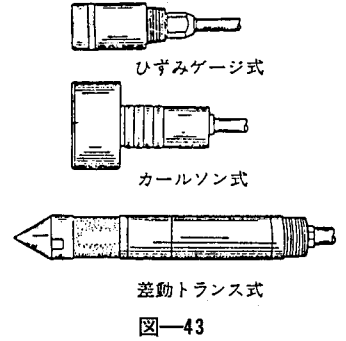


図-42



ここで、時系列は最小単位を1か月とし、1年間の変化がわかる図にすべきである。これは、融雪期、湯水期、多雨期などの状況がひととおりわかるのが、1年という単位であることと、あまり長い期間をとっても見づらいためである。

また、雨量との相関もとれるように雨量も同じ時系列で示すべきである。

下に一例を示す。

5) その他

ここでは、初期湛水試験以降のための地下水位の整理法しか述べなかったが、施工時においても基礎処理、堤敷掘削等で地下水位の計測をする必要があると思われるが、そういった場合でも図-44のようにデータをまとめる必要があ

る。また、施工時においても計測は短期間ではなく施工終了時までの長期に渡って行い、湛水前にまとまったデータを集積しているようにしておくことが望ましい。

まとめ

以上、各観測データの示す内容及び堤体の挙動把握の制度をあげるためのクロスチェックのあり方等を述べてきた。

各々の計器が正確に作動していれば、そのデータが示す情報は大変有効であり、ダムの安定度について大まかな内容を知ることができよう。

しかし、昨今のダム設計・施工の困難性（基盤面における変質帯・弱層の存在、盛土材料の特性、

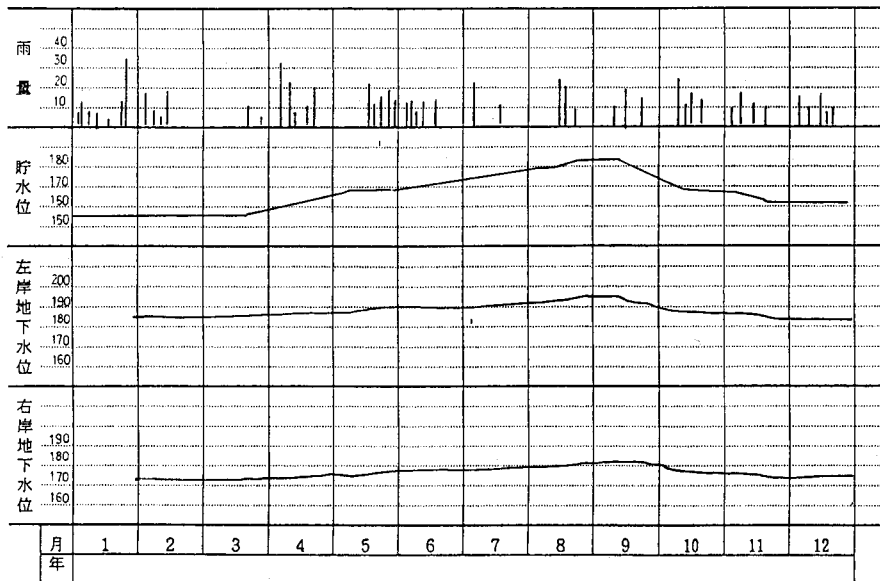


図-44

地山の問題, etc) を考えると, 当初計画における計器設置数・位置では, 万が一堤体に異変があったときの原因究明が難しいことも考えられる。

無論, 我々は安全なダムを建設することを至上の目的としているのであるが, やはり, 試験湛水等の実用段階では予期せぬトラブルもあるはずである。

地震計等の数百万円単位の高価な機材は別として, 間隙水圧計等は比較的価格も安価で, 施工費も安全工事費から見れば相対的に安価なものであると思う。費用やデータ整理機器のチャンネル数に余裕があるとすれば, 多少なりとも不安の残る箇所については, その部分の観測用の計器を設置しておくことが望ましい。当初計画で設置した計器のデータが「人間ドック」的や堤体の総合的検査だとすれば, 明らかに病変の認められる(あるいは病変が予想される)部分の診断もまた重要であると考えられる。

#### 4. おわりに

ダムの安全管理にとって, 漏水量や堤体表面変位の計測とともに堤体や基礎内部に埋設された計器によりダムの挙動を監視することは, 非常に重要な事項である。

ダムの安全管理は, 工事中や湛水試験はもとより, 将来の維持管理においても最も重視しなければならないものであり, 観測データの整理及び解析を行い, 個々のダムの特性を把握し将来的に安全に管理していくことが重要である。

今回, データ整理の手法について検討を試みたが, まだまだ不十分である。今後, 誰もが工事中及び試験湛水において, さらには維持管理時においても的確にデータの整理・解析が行えるようなマニュアル書が必要と思われる。

最後に本報文は, 農業工学研究所平成8年度農業土木専門技術研修(フィルダム)の設計事例研究において執筆したものであるが, これをとりまとめるに当たり, 御指導を賜った, 農業工学研究所中島造構部長をはじめ関係研究室の皆様深く感謝する。

#### 参考文献

- 1) 農林水産省構造改善局土地改良事業計画設計基準 ダム 1981
- 2) 東北農政局浅瀬石川農業水利事業所 二庄内ダム技術誌 1996. 3
- 3) 東北農政局会津農業水利事務所 日中ダム技術誌 1994. 3
- 4) 日本大ダム会議日本国内委員会 日本におけるダムとその基礎の計測と監視 1986
- 5) 建設省河川局開発課監修 多目的ダムの建設 1987. 9
- 6) 安中正実 平成8年度専門技術研修テキスト「フィルダムの挙動監視」 1996. 8
- 7) 財団法人日本農業土木総合研究所, フィルダム監査廊設計施工及び管理についての検討資料
- 8) 社団法人土木学会 水理公式集 1986. 3
- 9) 近藤信昭 長期観測結果に基づくロックフィルダムの挙動に関する研究 大ダム No. 140 1992. 6
- 10) 社団法人土質工学会 フィルダムの調査, 設計から施工まで 1995. 5
- 11) 電力土木技術協会 最新フィルダム工学 1981
- 12) 北海道開発局農林水産部監修, フィルダム挙動監視計画設計技術指針 1989. 9
- 13) 社団法人日本大ダム会議 ダム施工マニュアル 1983

# 投 稿 規 定

1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること

東京都港区新橋 5-34-4 農業土木会館内, 農業土木技術研究会

2 「投稿票」

- ① 表 題
- ② 本文枚数, 図枚数, 表枚数, 写真枚数
- ③ 氏名, 勤務先, 職名
- ④ 連絡先 (TEL)
- ⑤ 別刷希望数
- ⑥ 内容紹介 (200字以内)

3 1 回の原稿の長さは原則として図, 写真, 表を含め研究会原稿用紙(242字)60枚までとする。

4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い(請求次第送付), 漢字は当用漢字, 仮名づかいは現代仮名づかいを使用, 術語は学会編, 農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字(3単位ごとに, を入れる)を使用のこと

5 写真, 図表はヨコ7cm×タテ5cm大を242字分として計算し, それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し, 写真, 図, 表は別に添付する。(原稿中に入れない)

6 原図の大きさは特に制限はないが, B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう, はっきりしていて, まぎらわしいところは注記をされたい。

7 文字は明確に書き, 特に数式や記号などのうち, 大文字と小文字, ローマ字とギリシャ文字, 下ツキ, 上ツキ, などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと,

たとえば

C, K, O, P, S, U, V, W, X, Zの大文字と小文字

O(オー)と0(ゼロ)                      a(エー)とα(アルファ)

r(アール)とγ(ガンマー)                k(ケイ)とκ(カッパ)

w(ダブリュー)とω(オメガ)            x(エックス)とχ(カイ)

l(イチ)とl(エル)                        g(ジー)とq(キュー)

E(イー)とε(イプシロン)               v(バイ)とυ(ウプシロン)

など

8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと

数字は一マスに二つまでとすること

9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ, どちらかにすること

10 本文中に引用した文献は原典をそのまま掲げる場合は引用文に『                      』を付し引用文献を本文中に記載する。孫引きの場合は, 番号を付し, 末尾に原著者名: 原著論文表題, 雑誌名, 巻: 頁~頁, 年号, 又は“引用者氏名, 年・号より引用”と明示すること。

11 投稿の採否, 掲載順は編集委員会に一任すること

12 掲載の分は稿料を呈す。

13 別刷は, 実費を著者が負担する。

# 農業土木技術研究会入会の手引

## 1. 入会手続

- ① 入会申込は研究会事務局へ直接又は職場連絡員へ申し込んで下さい。申込書は任意ですが、氏名、所属を明示下さい。
- ② 入会申込みはいつでも結構ですが、年度途中の場合の会費は会誌の在庫状況により決定されます。
- ③ 入会申込みと同時に会費を納入していただきます。

## 2. 会費の納入方法

- ① 年会費は2,300円です。入会以後は毎年6月末までに一括して納入していただきます。

## 3. 農業土木技術研究会の活動内容

- ① 機関誌「水と土」の発行……年4回（季刊）
- ② 研修会の開催……年1回（通常は毎年2～3月頃）

## 4. 機関誌「水と土」の位置づけと歴史

- ① 「水と土」は会員相互の技術交流の場です。益々広域化複雑化していく土地改良事業の中で各々の事業所等が実施している多方面にわたっての調査、研究、施工内容は貴重な組織的財産です。これらの情報を交換し合って技術の発展を図りたいものです。
- ② 「水と土」の歴史  
(農業土木技術研究会は以下の歴史をもっており組織の技術が継続されています。)

- ・ S28年……コンクリートダム研究会の発足

『コンクリートダム』の発刊

- ・ S31年……フイルダムを含めてダム研究会に拡大

『土とコンクリート』に変更

- ・ S36年……水路研究会の発足

『水路』の発刊

- ・ S45年……両研究会の合併

農業土木技術研究会の発足 ←

『水と土』

## 入 会 申 込 書

平成 年 月 日

私は農業土木技術研究会に入会します。

氏 名：

所 属：

# 会 告

## 農業土木技術研究会役員名簿（平成9年度）

		幹 事 編集委員	
			野口 康 // 総合整備推進室
			// 山根 伸司 // 開発課
会 長	黒澤 正敬		// 小林健一郎 // //
副 会 長	森田 昌史		// 前田 和義 // 防災課
	// 中村 良太		// 伊藤 友次 関東農政局設計課
理 事	松浦 良和		// 小林 宏康 農業工学研究所水工部
	// 中島 明		// 横井 績 国土庁調整課
	// 中澤 克己		// 羽田野義勝 水資源開発公団第2工務部設計課
			// 大尾 峰雄 農用地整備公団計画部実施計画課
	// 金森 信夫		// 渡辺 博之 (株)日本農業土木総合研究所
	// 岩崎 和己		
	// 藤森 郁雄		<b>賛 助 会 員</b>
	// 篠原 晃重		(株) 荏原製作所 3口
	// 高野 政文		(株) 大 林 組 //
	// 安部 優吉		(株) 熊 谷 組 //
	// 段本 幸男		佐藤工業(株) //
	// 坂根 勇		(株)三祐コンサルタンツ //
	// 中島 哲生		大成建設(株) //
	// 山下 義行		玉野総合コンサルタント(株) //
	// 中島 均		太陽コンサルタンツ(株) //
	// 杉浦 英明		(株)電業社機械製作所 //
監 事	平野 達男		(株) 西島製作所 //
	// 藤根與兵衛		西松建設(株) //
			日本技研(株) //
常任顧問	岡本 芳郎		(株)日本水工コンサルタント //
	// 中道 宏		(株)日本農業土木コンサルタンツ //
顧 問	岡部 三郎		(株)日本農業土木総合研究所 //
	// 須藤良太郎		(株) 間 組 //
	// 梶木 又三		(株) 日立製作所 //
	// 福田 仁志		(17社)
編集委員長	中島 克己		(株) 青木建設 2口
			(株) 奥 村 組 //
常任幹事	国光 洋二		勝村建設(株) //
編集委員	// 管谷 晋		株木建設(株) //
	// 川村 正五		(株) 栗本鉄工所 //
	// 磯部 拓二		三幸建設工業(株) //
総務部長	水口 将弘		住友建設(株) //
幹 事	野口 哲秋		住友金属工業(株) //
編集委員	// 鈴木 豊志		大豊建設(株) //
	// 森井 秀之		(株) 竹 中 土 木 //
	// 桑原 一登		田 中 建 設 (株) //
	// 久保 弘		前田建設工業(株) //
	// 後藤 高広		三 井 建 設 (株) //

	(13社)	中国四国農政局土地改良技術事務所	1口
(株)アイ・エヌ・エー	1口	(株)チェリーコンサルタンツ	〃
アイサワ工業(株)	〃	中央開発(株)	〃
青葉工業(株)	〃	東急建設(株)	〃
旭コンクリート工業(株)	〃	東邦技術(株)	〃
旭測量設計(株)	〃	東洋測量設計(株)	〃
アジアプランニング(株)	〃	(株)土木測器センター	〃
茨城県農業土木研究会	〃	日本国土開発(株)	〃
上田建設(株)	〃	日本ヒューム管(株)	〃
(株)ウォーター・エンジニアリング	〃	日本舗道(株)	〃
梅林建設(株)	〃	中川ヒューム管工業(株)	〃
エスケー産業(株)	〃	西日本調査設計(株)	〃
(株)大本組	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
大野建設コンサルタント(株)	〃	(株)婦中興業	〃
神奈川県農業土木建設協会	〃	古郡建設(株)	〃
技研興業(株)	〃	(株)豊蔵組	〃
岐阜県土木用ブロック工業組合	〃	北海道土地改良事業団体連合会	〃
(株)クボタ建設	〃	(株)北海道農業近代化コンサルタント	〃
(株)クボタ(大阪)	〃	前田製管(株)	〃
(株)クボタ(東京)	〃	前沢工業(株)	〃
(株)古賀組	〃	真柄建設(株)	〃
(株)後藤組	〃	(株)舩ノ内組	〃
五洋建設(株)	〃	丸伊工業(株)	〃
佐藤企業(株)	〃	丸か建設(株)	〃
(株)佐藤組	〃	(株)丸島アクアシステム	〃
(株)塩谷組	〃	丸誠重工業(株)東京本社	〃
昭栄建設(株)	〃	水資源開発公団	〃
新光コンサルタンツ(株)	〃	水資源開発公団沼田総合管理所	〃
ジオスター(株)	〃	〃 三重用水管理所	〃
(株)ジオテック	〃	宮本建設(株)	〃
(株)シャトーシーピー	〃	ミサワ・ホーバス(株)	〃
須崎工業(株)	〃	(株)水建設コンサルタント	〃
世紀東急工業(株)	〃	(有)峰測量設計事務所	〃
大成建設(株)四国支店	〃	山崎ヒューム管(株)	〃
大和設備工事(株)	〃	菱和建設(株)	〃
高橋建設(株)	〃	若鈴コンサルタンツ(株)	〃
高弥建設(株)	〃		(73社)
(株)田原製作所	〃	(アイウエオ順)	計 103社 150口

## 水と土 第109号

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 03(3436)1960 振替口座 00180-5-2891

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 03(3952)5651