

水と土

No.108
1997

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



榎谷ダム第5号橋梁建設工事における 上・下部工の設計と施工について (本文38頁)



榎谷ダム第5号橋梁全景

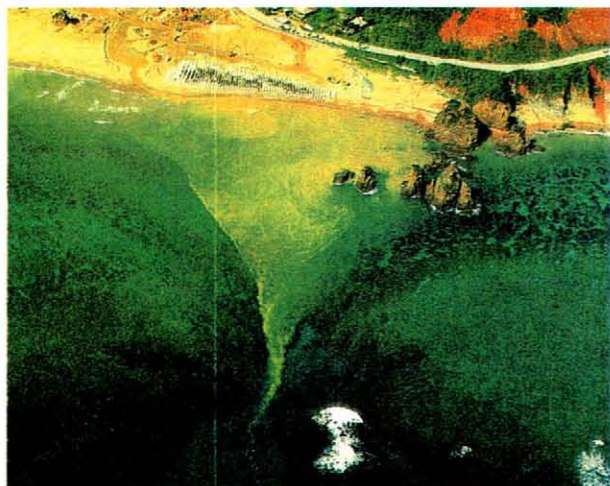


ワーゲン施工状況

沖縄の農業農村整備事業における赤土等流出防止対策 (本文47頁)

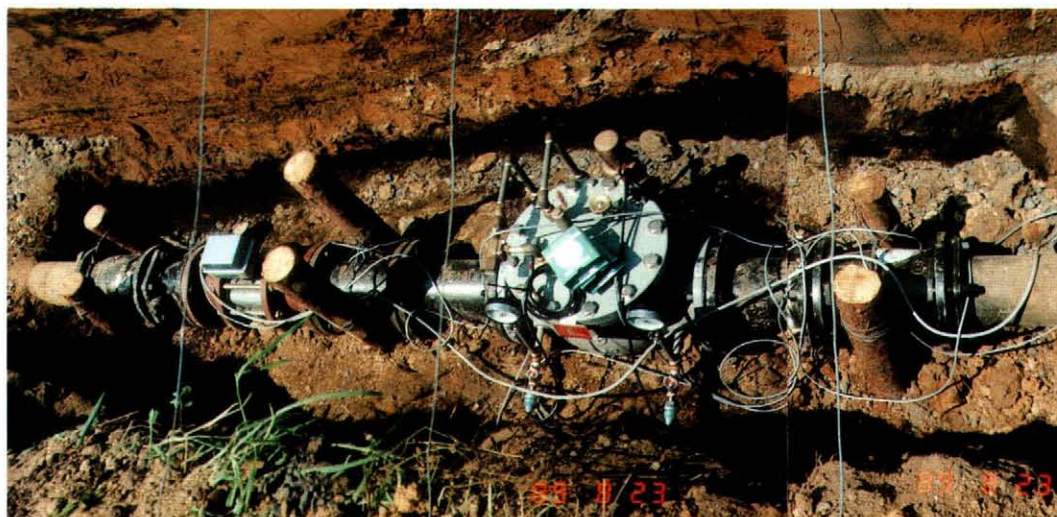


河川に流入する濁水(沖縄本島北部地域)



海底に広がる濁水(沖縄本島北部地域)

パイプラインの低圧化システム (本文79頁)



自動減圧弁



パイプライン末端設置の安全弁



エアバッグ

水 と 土

— 目 次 —

報文内容紹介

巻頭文

斐伊川の歴史におもう 本間泰造……(1)

報文

頭首工の取水管理技術の現状分析

中 達 雄 常 住 直 人
桐 博 英 長 嶋 滋 則……(3)

伊唐大橋における斜材制振対策経緯について

前 田 勉……(10)

矢板土留施工で埋設した埵み性管の変形と土圧

—パイプラインの長期挙動観測—

小野寺 康 浩 秀 島 好 昭
青 木 和 幸 坂 根 勇……(19)

西部排水機場の設計・施工について

—国営総合農地防災事業射水郷地区—

垣 内 誠 豪……(28)

榎谷ダム第5号橋梁建設工事における上・下部工の設計と
施工について

清 水 正 行 藤 島 洋 志
関 根 清 石 上 貴……(38)

沖縄の農業農村整備事業における赤土等流出防止対策

上 里 至……(47)

クリーン農業推進へ向けた新しい土づくり

佐 藤 俊 明……(55)

設計基準「ダム」の変遷について

沼倉 元幸 嶋貫 寿治 石田 幸広
山内 順也 青山 仁 鈴鹿 克俊……(61)

パイプラインの低圧化システム

斎 藤 正 樹 寺 川 吉 博
角 田 範 明 稲 垣 仁 根……(79)

投稿規定……(86)

農業土木技術研究会入会手引……(87)

会告・編集後記……(88)

No. 108

1997

表紙写真

春のあしおと

水と土 第108号 報文内容紹介

頭首工の取水管理技術の現状分析

中 達雄 常住直人
桐 博英 長嶋滋則

取水管理技術の高度化の研究の一環として、現状の頭首工の取水管理技術について、アンケート調査及び現地調査を行い、取水制御システムや取水量制御計測システムの精度等その現状分析を行った。本分析結果から取水量を規定する取水位の自動制御における不感帯を小さくし、取水量制御の精度向上を図るための取入れ口構造について、1つの試案を示した。
(水と土 第108号 1997 P.3設・施)

伊唐大橋における斜材制振対策経緯について

前田 勉

中央径間国内最大260mを有するPC斜長橋伊唐大橋は、位置的に台風の通過頻度も高く、離島間を吹き抜ける強い季節風を受けることが予想される。斜長橋で近年特に重要視される斜材の耐風制振対策について、設計時の風洞実験の結果による束ねケーブル方式の採用、そしてその後実橋の風応答観測を行い検討を加えながら、中間クランプの設置や長斜材に対するダンパー設置の追加、また目視振動に対する制振ワイヤー設置といった対策経緯を報告する。
(水と土 第108号 1997 P.10設・施)

矢板土留施工で埋設した撓み性管の変形と土圧 —パイプラインの長期挙動観測—

小野寺康浩 秀島好昭
青木和幸 坂根 勇

パイプラインの安定性を検討するうえで、施工時はもとより供用段階の挙動を知ることが重要であるが、供用中のパイプラインの挙動に関する報告は少ない。筆者らは、矢板土留施工で埋設した撓み性管(口径1800mm)を対象に、施工時から供用段階を含めた数年間の現場挙動観測を行った。本報では、撓み性埋設管の長期土中挙動を、管の変形や作用土圧等の観測結果から検討した。
(水と土 第108号 1997 P.19設・施)

西部排水機場の設計・施工について —国営総合農地防災事業射水郷地区—

垣内誠豪

国営射水郷農地防災事業は、平成3年に事業着工して以来5年目を向かえ、基幹施設である東部増設排水機場が平成7年度に完成し、平成8年度には西部増設排水機場の完成が見込まれる段階まで進捗した。

本報告文は基幹施設の一つである西部排水機場増設工事にかかる設計及び施工の報告と、並びに吸水槽部掘削中に湧水(1400ℓ/分)が発生し作業の続行が不可能になった経緯と対策について述べるものである。
(水と土 第108号 1997 P.28設・施)

枡谷ダム第5号橋梁建設工事における上・下部工の設計と施工について

清水正行 藤島洋志
関根 清 石上 貴

北陸農政局日野川用水農業水利事業で実施している枡谷ダム第5号橋梁建設工事は、橋長210.7mの3径間連続ラーメン箱桁橋である。施工は、上部工に片持架設工法を採用し、下部工については鉄筋径D51とD32の継手に機械継手を採用している。また、基礎工では、大口径深礎を採用している。今回は、このうち、上・下部工の設計と施工について報告する。
(水と土 第108号 1997 P.38設・施)

沖縄の農業農村整備事業における赤土等流出防止対策

上里 至

沖縄県では赤土等の流出によって河川や海域に汚濁が発生し、大きな社会問題となっている。本橋は本県における農業農村整備事業で実施されている赤土等流出防止対策の経緯を紹介するとともにその防止対策の概要を発生源対策と流出防止対策のふたつに分類して紹介している。
(水と土 108号 1997 P.47設・施)

クリーン農業推進へ向けた新しい土づくり

佐藤俊明

道では安全で良質な農産物に対する消費者ニーズに応えるために、環境との調和に配慮したクリーン農業を推進している。生産基盤の整備においても、土づくりに重点を置いたこのような視点からの整備が必要であり、現状の土壌の問題点をふまえ、今まで調査検討してきた土層改良技術等について紹介するとともに、今後新しく取り組む土づくりに重点をおいた整備技術確立について紹介する。
(水と土 第108号 1997 P.55設・施)

設計基準「ダム」の変遷について

沼倉元幸 嶋貫寿治 石田幸広
山内順也 青山 仁 鈴鹿克俊

一連の土地改良事業計画基準が昭和28年に制定されてから今年で44年目になる。

この中でもフィルダムの設計基準は、「土堰堤」という名称で制定されて以来、時代の変化と技術の進歩に合わせて改訂を繰り返し、その役目を果たしてきた。

そこで、フィルダム設計基準の主要な項目について、その変遷を調べたものである。
(水と土 第108号 1997 P.61設・施)

パイプラインの低圧化システム

斎藤正樹 寺川吉博
角田範明 稲垣仁根

畑地かんがいにおいて、末端パイプラインに塩化ビニル管を安全に使用するための低圧化システムを紹介する。

パイプラインの低圧化システムとして、従来型あるいは新型の自動減圧弁を用いて静水圧を遮断し、水撃圧についてはエアバッグや安全弁により対処する方法を組み合わせる方法を提案する。

さらに、新型の自動減圧弁を直列配置して設計内圧を段階的に低減する直列低圧化システムを提案する。
(水と土 第108号 1997 P.79設・施)

斐伊川の歴史におもう

本間 泰造*
(Taizo HONMA)

昨年、農道の工事現場で突然40個近い銅鐸が見つかり県民を驚かした加茂岩倉遺跡、今年から始まったNHK大河ドラマ「毛利元就」(ライバルの尼子経久が出雲の国主であった)など、今、島根県では郷土史への関心が非常に高まっています。

出雲地方は、昔から文化の栄えた地方と言われていますが、今回の加茂岩倉遺跡や350本以上の銅剣や銅矛・銅鐸が出土した荒神谷遺跡(これも農道工事で発見された)などの発見によって、出雲神話や風土記の世界が更に身近なものに感じられるようになってきました。

出雲風土記は、奈良時代に朝廷の命により各地で編纂された地誌の1つですが、唯一完本で現存し、天皇の巡幸の記載がないなど独自色の強いものと言われています、例えば、各地から余った土地を引き寄せ国を大きくする「国引き神話」は朝廷の正史「記紀」になく、逆に、八岐大蛇退治(斐伊川の治水の話とされる)は「記紀」にのみ見られます。これは、古代出雲が大和に匹敵する大文化圏を形成していたからではないかとも考えられています。

また、風土記はその本来の目的でもあった、当時の村の位置や規模、農業・漁業の様子、生活・信仰などを知る上でも貴重な資料であります。現在でも風土記にある地名が数多く残り、当時の様子を知ることがかりになっていますし、現在とは違った土地や河川の様子も描かれています、風土記では、出雲(簸川)平野の東にある宍道湖は入海と呼ばれ、海岸線も3~4km内陸にあり、また、平野の中央で東流し宍道湖にそそぐ斐伊川も西に流れ直接日本海に至っていました。

斐伊川が現在の方向に流れるようになったのは、毛利と尼子が争った戦国時代から100年ほど下った江戸時代初頭(1635年)の大洪水からであり、度重なる洪水対策として連続堤が築かれた事で流路が確定されました。この堤防の構築は氾濫を防止するだけではなく、その後何度か人為的に川筋を変えること(川違)により河口部に土砂を堆積させ大規模な新田開発を行ない、出雲平野を県内最大の穀倉地帯として発展させてきました。これらの大工事は流砂の多い斐伊川の特徴を活用した成果であります、逆に表流水が伏流する天井川であることが農業用水の利用面では様々な特色を生み出してきました。

渇水期にほとんど表流水が見られない下流地帯では、伏流水の有効活用が重要であり、古くから様々な工夫や水利慣行が今にまで残されております。その一つに「鯰の尾」という導水方法があります。これは河床に延々と水路を掘り、伏流水の流れ込みにより河川敷に小川を造り取水するというものであります。また、これと似た方法で河川敷に溝を掘り、また砂堰を造り樋管に導き取水する方法(水寄せ)も見られます。

斐伊川は水量変化の激しい川であり洪水にも度々見舞われましたが、用水不足も激しく、江戸時代初頭は各集落が無統制に取水を行っていたこともあったため、毎年のように干ばつ被害が生じたといわれています。そこで沿岸三郡の村々が集まり取水の順番や量を定めた番水制度(大川水分議定(1727))が決められました。この協定は、昭和になって大規模な河川改修と用排水改良・塩害防止事業(大正時代まで淡水であった宍道湖は、昭和初頭の河川改修により中海の海水が逆流し汽水湖化した)が行われ、百

数十の樋門等が十数カ所に合口された後も水利調整の基本となっています。

また、先に述べた水寄せなども砂堰の頭は水面より高くはできないとか、上流の取水口よりさか上って溝が掘れないなどの約束や慣行のもとに行われ、現在でも毎年夏場には河川敷に砂堰が見られます。

このように出雲地方最大の河川、斐伊川はその土地の成り立ちや生活と密接に関連しながら出雲平野を島根一の穀倉地帯へと育ててきました。農業用水も土地に住む人たちが、少ない水をいかに合理的に活用し地域全体が潤うか、洪水からいかに地域を守るかを考え話し合った賜物であるといえます。この江戸時代からの取り決めは、現在でも地域住民による水利組合により運営されており、近年の大干ばつにおいても話し合いにより円滑な渇水調整が図られ、影響を最小限に食い止めました。

ところで、昨年からの河川法をめぐる動きを見てみると、河川（水）とはいったい誰のものであるかということを考えさせられてしまいます。水が限りある資源であることに疑問を持つ人はいないでしょうし、権利を主張して自分だけ「湯水のように」水を使って良いと考える人もいないと思います。地域の歴史や先人達の努力を抜きにして将来の水利用のあり方を考えることはできませんし、現在の利水者や住民の意見を無視した水利用もないでしょう。水の問題は、誰かが考え、使うのではなく、地域の問題として地域全体で考え、その中で環境の問題や農業・工業・住民がどのように水を使うか、また、河川や水路をいかに維持・管理するかなどについて幅広く議論される事が必要であると思います。

風土記の時代と違い農村に住む人の多くは農業者ではなくなり、川の水を直接利用するという事は少なくなりました。しかし、潤いや安らぎの場としての水辺空間への評価は高まっていますし、下水の整備など生活の近代化により都市が必要とする水は増えてきています。これらの多面的な機能を正當に評価し、地域住民全体で水の有効利用を行うとともに、河川・水路の維持管理にも責任を分担することが重要ではないでしょうか。

*島根県農林水産部農村整備課長

頭首工の取水管理技術の現状分析

中 達 雄* (Tatsuo NAKA) 常 住 直 人* (Naoto TSUNESUMI) 桐 博 英* (Hirohide KIRI) 長 嶋 滋 則* (Shigenori NAGASHIMA)

目 次

1. はじめに	3	4. 取水・放流量制御の精度	6
2. 取水管理システムの類型化	3	5. 取水管理の高度化のための取入れ口構造試案	8
3. 取水管理制御システムに関わる調査結果	3	6. おわりに	9

1. はじめに

頭首工を取り巻く状況として、河川水の利用の高度化、多様化が進み、農業用水のみならず都市用水、工業用水及び流水の正常な機能の維持のための用水等、同一の河川にあって数多くの利水が競合する場合が増加している。このため、農業用水の取水に当たっても、確実な取水と合わせて適正な必要責任流量を確実に放流することが求められている。一方、農業水利内部においては、頭首工の改修、更新が増加する傾向にあり、この時に、水管理等の高度化及び管理の省力化を図り、頭首工の整備・管理水準を向上させることが重要となっている。これらを背景として、頭首工の水理設計において、より精度の高い取水・放流管理が可能な施設を構築することが今日的な技術課題である。管理の高度化を技術的に図る場合の具体的な目標は、管理制御の対象となる水理量の目標値に対する制御値の精度向上及び制御の安定性の確保と管理の省力化である。

ここでは、取水管理の高度化を図る研究の背景調査として行った取水管理に関する現地及びアンケート調査を基に、現状の取水管理に係わる頭首工技術を分析し、管理及び制御において、現実的にどの程度まで精度の向上が可能かを検討し、高度化を図るための取入れ口構造の1つの試案を示すものである。

2. 取水管理システムの類型化

現状では、頭首工の取水管理システム（管理レベル）は、次の様に類型化される¹⁾。

ケース1：本川の土砂吐ゲート等の調節ゲートにより、堰上流水位を一定にし（設定水位制御）、必要な取水量を1つの取入れ口ゲートから取水する。

ケース2：堰上流水位を制御せずに、要求量に応じて、取入れ口ゲートにて取水量を制御する。河川水位に大きな変動がなく、河川水位が安定している自然取り入れ口の場合に採用される。

ケース3：堰上流水位及び取入れ口ゲートの下流水位を一定に制御し、必要な取水量を取入れ口ゲートの下流の流量調節ゲートにより制御する。取水量管理を厳密に行う場合などに採用される。

ケース1のシステムが現在最も多く適用されているが、ケース3の事例としては、利根大堰や香川用水取水工などがある。

3. 取水管理制御システムに関わる調査結果

3-1. 取水水位制御システム

頭首工の水管理制御システムを納入したメーカー（4社）等を対象に、そのシステム仕様についてアンケート調査を行った。

調査対象の頭首工は、放流施設（本川ゲート）あるいは、取水施設に自動制御システムを導入した地区である。調査結果を表-1に示す。なお表

*農業工学研究所水工部
**構造改善局設計課

表一 本川ゲート自動制御システムアンケート調査結果 (システム設計メーカー)

頭首工名	頭首工管理レベル	本川ゲートの自動制御					
		河川取水水位制御範囲	制御不感帯	調節対象流量(m³/s)	河川取水水位計測の平滑化方法	河川流量演算方法	設定水位制御方式
1. 0頭首工	ケ-1	YP126.10~126.20	1cm単位設定 現在設定(10cm)	-	2秒サンプリング 30回移動平均 ($H = \sum_{i=1}^{30} H_i / 30$)	貯留方程式 $Q_{i+1} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Q_{i+1}$ $Q_{i+1} = \frac{V_0 - V_T}{T} + \frac{SQ_0}{T}$ Q _{i+1} :全流入量(移動平均) Q _i :仮想全流入量 n:平滑サンプリング数(n=10) T:時間間隔(10分) V _T :T時間前の貯水量 V ₀ :現在の貯水量 SQ ₀ :全取水量及び放流量 演算なし	Ⅲ型 (水位偏差方式)
2. A頭首工	ケ-1	EL16.00~22.00	1cm単位10cmまで (現在の設定不明)	-	2秒サンプリング 15回移動平均	演算なし	I型
3. S合同堰	建設省管理		-	-	200msサンプリング 3回連続一致した値を当該2秒間の水位とする。(Ha=ΣHri/n)	-	-
4. S堰	ケ-1	TP26.60m TP24.61m	-6.0cm	0~400	Ha=ΣHri/n i=1	-	Ⅲ型
5. M頭首工	ケ-1	30.01m	±5cm (異常上下限±10cm)	-	水位計内部処理 (デジタルコダ)	全放流量に一致させる。	I型
6. H頭首工	ケ-1	EL27.00m	±15cm	0~180	-	-	I型
7. S頭首工	ケ-1	EL72.80~72.90m	±5cm	0~80	2秒サンプリング 30回移動平均	演算なし	I型
8. T大堰	ケ-3	TP22.25~22.40m	15cm	255	なし	下流放流量+総取水量	Ⅲ型
9. K取水工	ケ-2	EL92.50~95.50m	-	-	-	演算なし	-

注) (1) 設定水位制御方式
 I型: 演算機構を用いず追値動作を行う制御方式
 II型: 処理装置、調節計等の演算機構を用いて追値制御を行う制御方式
 III型: 水位偏差方式

中の頭首工管理レベルは、2章の類型化によって整理した。

(1) 河川取水水位の制御不感帯

河川取水水位には、一般にその設定値に対して許容水位変動幅、すなわち取水水位制御ゲートの不感帯幅が設定される。取水量の制御精度を高めるためには、この不感帯幅を小さく設定することが必要である。しかし、河川流量の変動や波浪等による波立などの外乱により、過少に設定するとゲート等のハンチングが発生し、制御が不安定となり、実用性に欠ける。このため、個々の河川の状況により適切な不感帯幅を設ける必要があるが、調査事例では5cm~15cmの範囲に設定されているのが実態である。特にケース1の取水管理システムでは、この河川取水水位の不感帯値が取水管理精度に直接影響する。

(2) 取水水位計測値の平滑化方式

河川取水水位の計測上の誤差や外乱の消去及び制御の安定性を確保するために、水位計測値を平滑化処理した後に、制御システムへ入力するのが一般的である。表一に示すように、2秒間隔で水

位計から水位データを取り込み30個程度のデータの移動平均の値を制御に利用する手法が多い。

この場合、制御システムへ入力する時間は、60秒程度を要している。

3-2. 河川流入量(河川自流)の把握方法

頭首工地点における河川自流の把握は、取水可能量の把握及び責任放流量の制御等の取水管理上重要な計測項目である²⁾。

しかし、表一1の調査結果から明らかなように独自の計測方法がない地区がある。また、演算方式としては頭首工からの流出量を流入量として見なしたり、最も高度化された地区では、頭首工湛水域における貯留方程式の水収支から間接的に把握されている。

3-3. 取水量制御システム

(1) 取入れ口ゲート制御システム

取水量を制御する取入れ口ゲートの制御システムに関する調査結果を表二に示す。ゲート型式は、大部分が引上げ式のオリフィスゲートとなっ

表—2 取水工ゲート制御システムアンケート調査結果

頭首工名	ゲート型式	取水量の計測手法	制御方式	自動制御の内容
1. O頭首工	スライドゲート	超音波流量計	手動制御 + 期別ボタン制御手動制御	—
2. A頭首工	スラットゲート	超音波式	—	—
3. S合同堰	ローゲート	70式水位計	—	—
4. S原井堰	引上げ式 (スライド、ロー)	超音波開渠式流量計 投入式水位計	自動制御	—
5. M頭首工	引上げ式	超音波式流量計	手動制御	—
6. H頭首工	引上げ式	Q-H曲線	手動制御	—
7. S頭首工	不明	超音波流量計	手動、自動制御	—
8. T大堰	ローゲート及び転倒ゲート(2段ゲート)	70式デジタル水位計 ($Q=C \cdot B \cdot H^{3/2}$ 完全越流)	下流水位一定方式による 自動制御	下流水位一定: 不感帯±1cm I型 (単位制御量1cm, 間隔8 min) 流量制御: 転倒ゲート I型 (単位制御量4.79m ³ /s/91m, (全取水量136.96m ³ /sec), 間隔8min)
9. K取水工	ラジアルゲート	超音波流量計(4測線)	計算制御方式	—

ている。頭首工施設調査³⁾によれば、314ヶ所中、引上げ式91.4%、起伏式3.1%、その他5.5%となっている。制御方式は、下流に設けられている流量計をモニターし、ゲートを手動制御する方式が大部分である。本川ゲートで河川取水水位が定水位制御されているため、取入れ口ゲートの開度調節が制御の対象となる。定水位制御には、表—1からも明らかのように10cm程度の不感帯幅が不可欠であり、河川流量の変動にリアルタイムに対応する取水量制御を実現するためには精度の向上が必要である。

ここで注目されるのが、T大堰の2段階定水位制御による取水量制御システムである。

本大堰の制御システムは、ケース3に類型化されるものであるが、河川内の取水水位制御は、調節対象流量範囲内は、上扉フラップゲートで行い、TP22.25m~TP22.40mの範囲内の定水位制御(不感帯幅15cm)であり、制御水位幅1cm、制御ステップ6の水位偏差方式となっている。取入れ口ゲートであるオリフィスゲートは、その下流の沈砂池(湛水面積:2.1万m²)の水位をTP21.50m~TP21.52mの範囲(±1cm)に定水位制御を行うものである。取水量制御は、沈砂池末端の起伏ゼキ(完全越流)の開度設定により行われる。取水量を最終的に規定する沈砂池水位の制御不感帯幅は、1cmとなり、河川内取水水位の不感帯幅の実態値である5cm~15cmに比較して、1オー

ダー程度低く設定が可能であり、取水量制御の精度向上が飛躍的に図られていると考えられる。

(2)取水量計測システム

取水量の計測システムとしては、H-Q曲線を用いて水位計による間接的計測及び開渠式超音波流速計が一般的に使用されている。流量計測誤差については、水管理制御方式技術指針⁴⁾によれば、管水路の場合、電磁及び超音波流速計の誤差は、±1.5%(FS)以下であり、流水断面積は、変化しないことから、高精度の流量計測が可能である。一方開水路については、現在一般化されつつある開水路式の超音波式流速計についても±3.0%(FN)の誤差があり、管水路型と比較して2倍精度が低い。開水路型では、四角堰及び三角堰等の堰式流量計の精度は±1.4~±1.5%(FS)であり、管水路と同等な精度を有している。しかし、大きな水頭損失を伴うため適用される条件が限定される。

流量計の計測値により定量取水制御を実施する場合などでは、流量計測システムの計測精度が、追求する制御精度の限界を規定することから、現状の流量計測技術の精度レベルを十分認識し、適切な取水量許容変動幅(取入れ口ゲートの不感帯幅)を設定する必要がある。すなわち、制御システムとして、流量計測の精度以上の精度向上を図ろうとしても意味がないことになる。

4. 取水・放流量制御の精度

4-1. 取水量制御の精度

取水量の制御誤差は、たとえば、自由流出状態のオリフィスゲート及び完全越流状態の起伏ゲートであれば(図-1), 不感帯幅内の取水水位(上流水位)の変動による設定流量からの偏差である取水量変化量である。

ここでは、まず、取水管理システムがケース1で取入れ口ゲート開度が期別取水量等に対応して設定されている時の取水水位不感帯値と取水量設定誤差の関係を検討する。

制御の誤差の要因としては、この他にゲート開度設定値がある。開度計の誤差は、±1% (FS) または±1 cmである⁴⁾。Δh₁/h₁ (Δh₁: 不感帯値, h₁: ゲート上流水深または、越流水深) が設定取水位の精度となる。オリフィスゲート及び起伏ゲートの流量公式は、(1), (2)式に示すことができるが、それぞれの要因による誤差と設定流量誤差は、(1), (2)式を流量係数、開度、上流水深に関して微分すれば得られるが、上流水位(h₁)のみの変動による誤差式は(3), (4)式で表すことができる。

オリフィスゲート流量公式(自由流出)

$$Q = C \cdot d \cdot B \sqrt{2gh_1}$$

起伏ゲート流量公式(完全越流)

$$Q = C \cdot B \cdot h_1^{3/2} \dots \dots \dots (2)$$

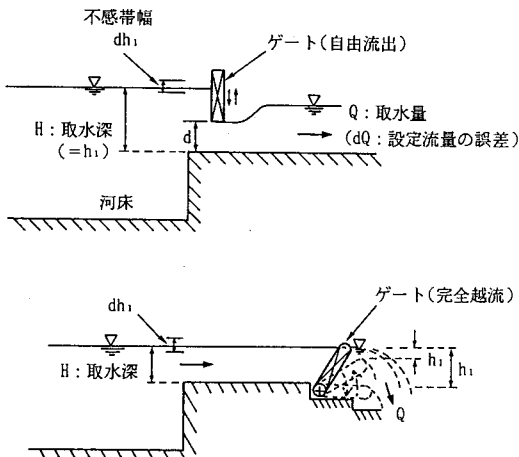


図-1 取入れ口ゲート概念図
起伏ゲート流量誤差式

オリフィスゲート流量誤差式

$$\frac{dQ}{Q} = \frac{1}{2} \cdot \frac{dh_1}{h_1} \dots \dots \dots (3)$$

起伏ゲート流量誤差式

$$\frac{dQ}{Q} = \frac{3}{2} \cdot \frac{dh_1}{h_1} \dots \dots \dots (4)$$

ここに、

- Q : 設定取水量
- dQ : 取水量誤差
- h₁ : 上流水深もしくは越流水深
- dh₁ : 水深変動(不感帯値)
- d : オリフィスゲート開度
- B : ゲート幅

取水深1.0mの時の取水水位不感帯幅と設定取水量の誤差の関係を図-2に示す。

本図から、現状での取水水位の不感帯幅に対する取水量制御の精度レベルを明らかにできる。現実には、この他に流量係数の見積り誤差及びゲート開度設定値の誤差が加わる。

なお、オリフィスゲートでは、ゲート開度を变化させても、h₁は変化せず、取水操作上、取水量の変化は、ゲート開度のみに依存するため、取水量に関係なく図-2の関係が成立する。しかし、最少開度では、ゲート振動等により不安定となる。最少開度は、10cm程度と言われている。

これに対して、起伏ゲートでは、取水深(H) ≥ ゲート制御水深(h₁)の関係があり、ゲート開度を小さくする小流量時にはh₁の相対誤差が大きくなる特性を持つ。

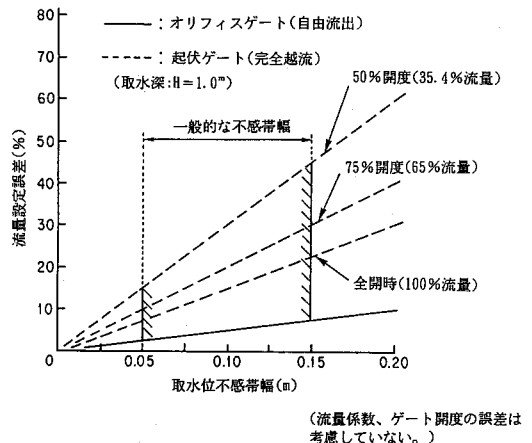


図-2 取入れ口ゲート型式ごとの取水水位不感帯幅と取水量設定誤差の関係

一方、取入れ口ゲート下流の流量計によるフィードバック制御を行う場合においても、たとえば、追値制御の場合では、流量許容変動幅（流量設定の不感帯）が精度と直接的に関係する。この流量不感帯は、流量計測システムの計測誤差から設定されるべきものである。

本調査で最も多く利用されている開渠式超音波流量計においては、±3% (FS) ⁴⁾の誤差があるため、この値が流量計による取入れ口ゲートのフィードバック制御の精度向上の限界となる。

4-2. 放流量制御の精度

放流量制御は、魚道及び土砂吐等のフラップゲートにより制御されるのが一般的であり、越流状態で行われることとなる。この時の流量公式は(2)式で示される。

取水位の変動による誤差も(4)式で示される。

h_1 が大きいほど越流水深の相対的誤差は小さくなる。本川ゲートの取水位がこの h_1 と一致することから、放流誤差は、不感帯幅の設定及びゲート構造に係る。従って、広幅で均一的に放流するよりは、越流幅を限定して越流水深を大きく保持した状態で越流させる場合の方が精度よく放流量制御及び管理ができることとなる。

特に渇水期などで、河川流量が小さくなり、微小流量の制御が必要な場合には、これらの条件を満たす専用の放流施設の検討が放流量の制御と計測の両者から必要となる。

4-3. 河川流入量の把握精度

高度化されている事例では、頭首工地点の流入量の把握は、頭首工湛水域における貯留方程式の水収支演算により、把握されているのが実態であり(図-3)、貯留域の水位が最も重要な計測パラメーターとなる。この頭首工の貯留域の水位により、貯留変化量及び放流量等の把握を行っている。

ここでは、流入量の把握精度を試算することと

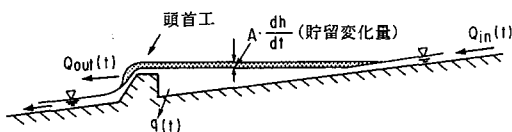


図-3 流入量 (Qin) 把握の概念図

する。流入量は(5)式の貯留方程式で算出される。

$$Q_{in} = Q_{out} + q + A \cdot \frac{dH}{dt} \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 Q_{in} : 頭首工への河川上流から流入量

Q_{out} : 放流量 ($Q_{out} = C \cdot B \cdot h_1^{3/2}$)

q : 取水量 (計測施設で計量した数値)

A : 湛水面積

H : 湛水位

(5)式を離散化し、ある単位時間 ($\Delta t = t_n - t_{n+1}$) 内の流入量の把握について、それぞれの計測時における水位計測の誤差 Δh_1 、 ΔH に対する演算した流入量の誤差を調べる。

放流量は、オーバーフローの完全越流として、単位時間の平均放流量とする。

$$Q_{in} = \frac{1/2 \cdot C \cdot B \cdot h_n^{3/2} + 1/2 \cdot C \cdot B \cdot h_{n+1}^{3/2}}{t_n - t_{n+1}} + q + A \cdot \frac{H_n - H_{n+1}}{t_n - t_{n+1}} \dots\dots\dots(6)$$

(6)式では、 Q_{in} は単位時間内の平均流入量 (m^3/s) である。

h_1 と H は、個々に、水位計測するものとし、その計測誤差による(6)式の右辺の各項の誤差は、(7)式で示される。

右辺第1項 (n時放流量: ${}_n Q_{out}$)

$$\frac{d_n Q_{out}}{{}_n Q_{out}} = \frac{3}{2} \frac{d_n h_1}{n h_1} \dots\dots\dots(7)$$

右辺第2項 (n+1時放流量: ${}_{n+1} Q_{out}$)

$$\frac{d_n Q_{out}}{{}_{n+1} Q_{out}} = \frac{3}{2} \frac{d_n h_1}{n+1 h_1} \dots\dots\dots(8)$$

右辺第4項 (貯留変化量 ΔV)

$$\frac{d \Delta V}{V} = \frac{d h D}{H D} \dots\dots\dots(9)$$

(水位変化量: $H D = H_n - H_{n+1}$)

水位計の精度は、一般に±1.0 (FS) %もしくは±1 cm⁴⁾であり、この計測誤差から、 Q_{in} の把握誤差を見積ることができる。放流量では、±1.5% (FS) (±1.0%×1.5) が予想され、貯留変化量では、 $d H D$ が±1 cmであれば±1/H D ($H D$: cm単位)の誤差が予想される。さらに、取水量 (q) の計測誤差が実際には生じるため、さらに±1.5%~±3.0%程度の誤差が右辺第3項に生じる。この他に放流ゲートの流量係数、ゲー

ト開度設定値及び湛水面積の誤差も考えられる。

従って、現在の技術では、個々の水位計や流量計の計測誤差レベルで流入量を把握することは、不可能である。特に渇水期などで河川自流が微少になった時などは、水位計の±1cmの計測誤差が河川自流把握に大きく影響することになる。なお、 h_n 、 h_{n+1} 及び Q の誤差がそれぞれ消去し合う場合もある。

5. 取水管理の高度化のための取入れ口構造試案

5-1 構造案

現状では、本川調節ゲートによって河川内取水位を制御して、取水管理するシステム（ケース1）が一般的である。この時、前述したように河川内取水位の不感帯幅の設定が、取水管理の精度及び制御の安定性の確保から重要となる。

ここでは、取水量管理の高度化を図った事例及び水路系で適用される定量分水システム等を参考に取入れ口構造の1つの試案を示す。

実態調査からも明らかのように、外乱の多い河川内水位の制御には、少なくとも5.0~15.0cm程度の不感帯幅の設定が必要である。

このため、最終的に流量を規定する水位あるいは、水深の不感帯幅を制御の安定性を確保した上で小さくする必要がある。ここでは、河川内取水位は、用水の導入に必要な取水位を確保する目的で非越流式ゲートを越流させない範囲で、不感帯幅を大きく確保した最低水位保持の制御を行うこととし、取水量の制御のための水位制御を堤内地に入ってから別途行うシステムを考える。構造案を図-4に示す。

取入れ口ゲート（制水門を兼ねる）は、本川取水位の変動に対して下流の静水池の水位を精度よく制御する下流水位一定自動制御のオリフィスゲートとする。この時の不感帯幅の設定は、T大堰の

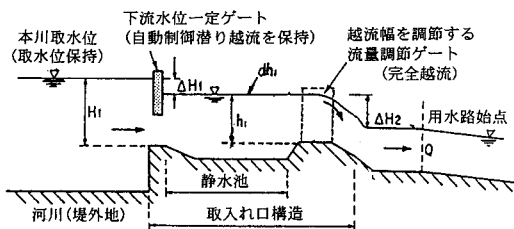


図-4 取水量管理の高度化を図る取入れ口水利施設構造の1案（縦断面図）

事例のレベルである±1cm~±2cm程度とする。また、この不感帯幅は、過去の研究事例⁵⁾においても人工水路系での水位制御において、1.0~1.5cm程度で安定的に制御が可能なのが室内水理実験及び現地試験において明らかにされている。

なお、このレベルの不感帯幅で制御の安定性を確保するには、風やゲートからの噴流流出による波浪防止対策が必要となると考えられる。

流量制御は、その下流に位置する流量調節ゲートにより、期別及び設定流量に合わせて開度設定する（手動操作）。したがって、下流設定水位は、自動制御し、流量は下流ゲートの手動操作により設定する。図-4では、構造上、比較的低落差で完全越流を確保できると考えられる越流型ゲートを想定している。ゲート型式として、起伏ゲートの場合、図-2に示すように越流水深を絞って流量制御すれば相対誤差が大きくなるため流量調節は、越流幅(B)を調節するディストリビューター型を想定する。図-5⁷⁾に示すものは、水路系の定量分水中に適用されるものである。取入れ口などの大流量に対応するためには、引き上げ式取水板を全閉全開の起伏ゲート等に置き換えた、同様な機構のディストリビューターの開発が必要である。また、取水管理の精度向上及び供給主導的管理を可能とするため、完全越流状態を保持させる必要がある。なぜならば、潜水越流では、ゲートの上下流水位が取水量を支配することになる。下流水位が水路系の影響により変化する場合、取入れ口ゲートのみで一義的に制御することは不可能な

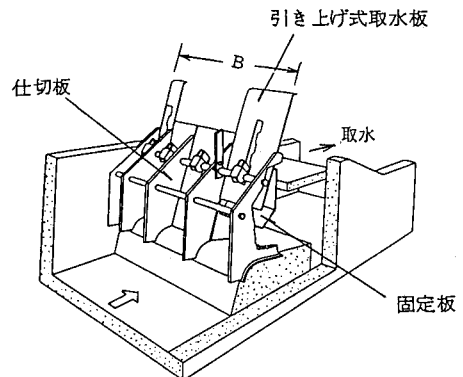


図-5 流量調節ゲートに利用が想定される水路系定量分水工用のディストリビューターの例

め、制御の範囲外の下流水位の変動により、取水
量の設定誤差を生じさせる結果となる。

取入れ口の施設容量を決定するための水理計算
において、これらの取水量制御のためのゲート等
の損失水頭（図-4、 ΔH_1 、 ΔH_2 ）を計上して
おく必要がある。平成7年度に改訂された「頭首
工設計基準（P.179）」⁹⁾にも、この必要性が示さ
れている。流量計測はセキ地点でも可能であるが、
必要があれば、セキ下流に監視用流量計も設置す
る。

5-2 取水量制御精度

ここでは、図-4に示した取入れ口構造におけ
る水位の変動誤差のみによる取水量制御精度を算
定する。誤差式は(4)式となる。

不感帯幅は、 $\pm 1\text{ cm} \sim \pm 2\text{ cm}$ に設定できれば $\pm 3/2 (1/h_1) \sim \pm 3/2 (2/h_1)$ の精度が実現可
能となる。たとえば、取水深 h_1 が1.0mであ
れば、 $\pm 1.5\% \sim \pm 3.0\%$ の高精度が可能となり、従
来のケース1のオリフィスゲート（自由流出）に
よる取入れ口構造の誤差 $\pm 2.5\%$ （不感帯幅5.0
cm） $\sim \pm 7.5\%$ （不感帯15.0cm）に比べ、理論上
精度向上が図られることになる。河川内の取水制
御に大きな不感帯幅を設定させざるを得ない場合
には特に本構造は有効であると考えられる。さら
に、超音波開渠式流量計による取水量のフィード
バック制御の限界精度 $\pm 3.0\%$ に比較しても、こ
れ以上の精度向上が期待できる。

6. おわりに

本報文では、頭首工の取水管理について、現状
での計測・制御技術の精度を明らかにし、高度化
を図る取入れ口構造の1つの試案を提案した。

取水管理の高度化を図るための施設構造につい
ては、試案で示した以外に多様な形態が考えられ

る。これらを検討する際には、制御の精度向上、
制御の安定性、管理の簡便性などが評価の判断基
準になると考えられ、特に施設構造を決定しそ
の自動制御方式などの制御システムを計画する場
合には、水理構造及び水理特性に見合った限界精
度を見極めて、制御パラメータを決定してシステ
ム設計することが重要と考えられる。本文で示し
た精度の見積り方などは技術的な判断の目安にな
ると考えられる。

河川の正常流量の保持や総取水量表示及び新た
な水資源開発の手段としての河道外貯留施設への
河川からの洪水導水等を背景として、今後の農業
水利技術として頭首工の取水管理は増々重要な事
項となると考えられる。

ここで述べた、管理の高度化の考え方及び構造
試案について、諸兄からのご批判、ご意見を頂け
れば幸いである。

参考文献

- 1) 構造改善局：設計基準・設計「頭首工」, 技術
書, P.361, (1995)
- 2) 塩谷泰文：取水施設等の門扉の自動制御操作に
ついて, 水と土, 11号, PP.1~10, (1972)
- 3) 農土学会：工事図譜第4集, 頭首工編, (1990)
- 4) 構造改善局設計課：水管理制御方式技術指針
（制御機器編）, (1989)
- 5) 石野他：下流側水位によるスルースゲートの自
動操作について, -水理実験, 現地試験, 数理
モデルによる検討, 農土誌42(6), PP.363~370,
(1974)
- 6) 関谷剛：スルースゲートの自動制御について,
一長い開水路の始点における取水量の制御-農
土誌47(3), PP.175~183, (1979)
- 7) 農土学会：改訂五版農業土木ハンドブック, P.
366, (1989)

伊唐大橋における斜材制振対策経緯について

前 田 勉*
(Tutomu MAEDA)

目 次

I. はじめに	10	III. 風応答観測による制振対策の検討	12
II. 設計段階での斜材制振対策の考え方	11	IV. まとめ	16

I. はじめに

プレストレストコンクリート（PC）斜張橋は、その合理的な構成形式と優れた美観から、近年、建設需要は高まる一方であり、また、その規模も長大化する傾向にある。

一方、PC斜張橋は、一般の桁橋と比較してたわみやすく、固有振動数も低くなることから、風による振動が大きくなることが予想され、耐風性に関する検討が重要となる。加えて、主桁を支える斜材ケーブルについて、近年、多くの長大PC斜張橋で、レインパイプレーションやウェイクギャロッピングと呼ばれる風による大振幅の振動が観測され、耐風対策の検討が重要視されている。

伊唐大橋は、農免農道整備事業伊唐地区として、鹿児島県北西部に位置する長島と伊唐島を結び、主径間長が260mと我が国最長の径間を誇るPC

斜張橋である。図-1に架橋位置を、図-2に一般図を示す。本橋は、位置的に台風の通過頻度も高く、離島間を吹き抜ける強い季節風を受けることが予想されるため、主桁、主塔及び斜材の耐風安全性の検討が重要と考えられた。さらに、本橋では、経済性や施工性に優れた工場作成ノングラウト型であるSEEケーブルを2本束ねたものを斜材として使用しているが、その施工例は少なく、振動特性も明らかにされていなかったため、その耐風特性を事前に把握することが必要であった。

以上のような理由から、斜材について2次元剛体模型を用いた風洞実験を行う一方で、自然風と実験風の違いなど模型実験では再現あるいは予測できない状況が実橋では発生する可能性があることから、施工当初から実橋での風応答観測を行い耐風安全性の確認を行った。それによる斜材制振

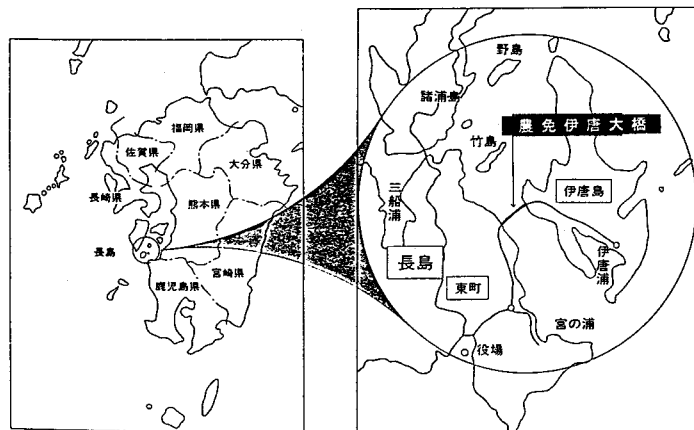
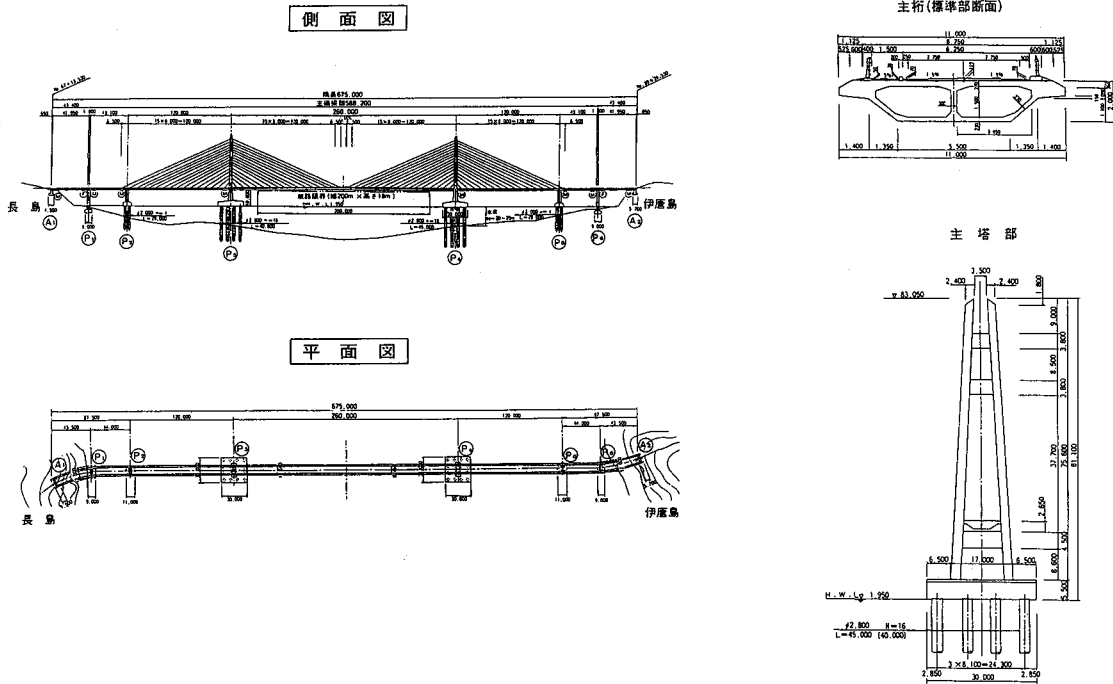


図-1 架橋位置図



図— 2 一般図

対策の経緯について報告する。

II. 設計段階での斜材制振対策の考え方

1. 斜材システムの選定

斜材システムの選定に際しては、HiAM, New PWS, SEE及びVSLの4工法について、技術的及び経済的な比較検討を行い、施工性と経済性に優れたSEE工法を採用することとした。ただし、単独のSEEケーブルでは容量が不足するため、2本のケーブルを束ねて使用することにした。以上については、伊唐島架橋施工技術検討委員会の手承を得て採用した。

2. 斜材の風による振動とその制振対策

風によって発生する斜材の振動のうち、レインバイブレーションとウェイクギャロッピング及びギャロッピングと呼ばれる振動は、励振地から強く、大きな振動が発生するため、発現の可能性や制振対策について検討を行う必要がある。

レインバイブレーションは、その名の通り降雨時に、表面が滑らかな円形断面のケーブルに水路が形成され、空力的に不安定な断面形状となることによって発現する振動である。このレインバイブレーションは、ダンパー等で3%程度の構造減衰

を付加すれば制振できることが報告されている。

ウェイクギャロッピングとギャロッピングは、並列ケーブル特有の振動で、ウェイクギャロッピングは、風上側と風下側のケーブルが逆位相で振動し、ギャロッピングは同位相で振動する。その制振対策として以下の対策が考えられる。

1) ケーブル表面形状の加工

ケーブル表面に突起などを付けて空力的に安定な断面形状とする。レインバイブレーション対策としての実績はあるが、斜材全域にわたって加工するのは難しく、コストが高くなる。

2) 制振ワイヤーの設置 (単独使用の場合)

ワイヤーで斜材と斜材、あるいは斜材と主桁を連結し、剛性と質量の増加によって振動を抑える。実橋での実績が多いが、以下の欠点がある。

- ・制振ワイヤー設置位置を固定端としたサブスパン振動が発生する可能性がある。
- ・制振ワイヤー自体が疲労破壊する可能性があり、メンテナンスが容易でない。
- ・多数のワイヤーを張る必要があるため、美観上の問題がある。

3) ダンパーの設置 (単独仕様の場合)

ダンパーを設置して斜材の構造減衰を増加させる。これにより、振動が発生しにくくなり、また、発生しても振幅を小さくすることができる。制振ワイヤーと比較して、美観上やメンテナンスの容易さで優れているが、付加できる減衰が小さく、十分な制振効果があるとはいえない。

3. 本橋の制振対策の基本方針

1) 束ねケーブルの初期案 (ケーブルを接触されて束ねる)

剛体模型を用いた風洞実験で、2本のケーブルを接触させて束ねた場合、ウェイクギャロッピングは発生しなかったが、ギャロッピングが発生した。しかし、5%以上の構造減衰を付加すれば、ギャロッピングを抑えられることが分かった。また、この減衰により、レインバイブレーションも同時に抑制できると考えた。

以上から、本橋の斜材の制振対策として、ダンパーを設置して5%程度の減衰を付加することとした。これは、ダンパーが美観やメンテナンス性に優れており、また、単独で仕様した場合は十分な減衰は得られないが、束ねケーブルの補助としては十分であると判断されたためである。

2) 束ねケーブルの改善案 (ケーブル径の2~3割の間隔を空けて束ねる)

束ねケーブルの初期案で発生したギャロప్ప

グの抑制を目的として、風洞実験により、ケーブル間隔の影響の検討を行った。その結果、ケーブル径の2~3割の間隔を空けて束ねた場合には、ウェイクギャロッピングのみならず、ウェイクギャロッピングも発生しなくなることが確認された。

そこで、本橋では、ケーブル径の25%の間隔を空けてケーブルを束ね、斜材とすることとした。ここで、ウェイクギャロッピング対策としてのダンパーは必要なくなったが、レインバイブレーション発生の有無については判断が難しいため、風応用観測を行い、レインバイブレーションの発生が確認された場合には、ダンパーを設置することとした。

III. 風応答観測による制振対策の検討

1. 束ねケーブルの耐風特性の把握

1) ウェイクギャロッピングとギャロッピングの発生の有無

当初、斜材の施工では、ケーブルの両端のみにケーブル間隔を調整するクランプ (端部クランプ) を設置していた。この時の観測で、図-3に示す様な大きな振動が発生した。この振動は、風上側と風下側が逆位相で振動していたことから、ウェイクギャロッピングと判断された。

風洞実験で発生しなかったウェイクギャロッピングがなぜ実橋で発生したのかを検討した結果、風洞実験で用いた斜材模型と比較して、実橋の方が

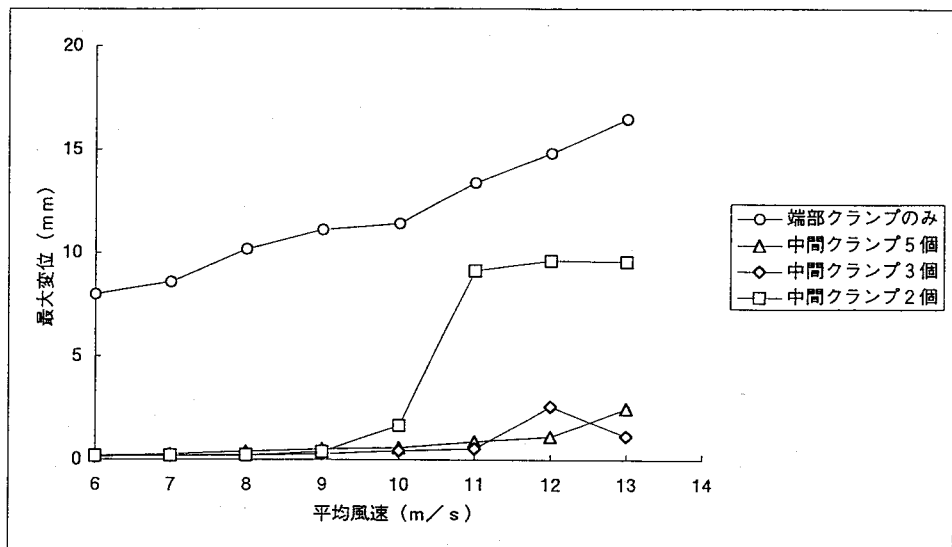


図-3 クランプ個数を変えた束ねケーブルの変位と平均風速の関係

斜材の曲げ剛性が小さいことが原因と考えられた。そこで、斜材の曲げ剛性を上げるため、中間にもクランプ（中間クランプ）を設置した。その結果、図一3に示す様に、中間クランプの間隔を短くして数を増やす程、ウェイクギャロッピングが発生しにくくなり、9m間隔以下で中間クランプを設置すれば、ウェイクギャロッピングが発生しなくなることが分かった。

また、ギャロッピングの発生は確認されなかった。

2) レインバイブレーションの発生の有無

図一4に、降雨時のケーブル変位と雨量tの関係を示す。これから雨量とケーブル変位には相関が無く、レインバイブレーションは発生していないと判断できる。また、目視でも、レインバイブレーションの発生は確認されていない。

2. ダンパー設置の必要性の検討

9m間隔以下にクランプを設置することによりウェイクギャロッピングは発生しなくなった。しかし、強風時にウェイクギャロッピングとは異なる、斜材全体のねじれ振動が観測された。そこで、平成7年度の風応答観測結果を評価して、制振装

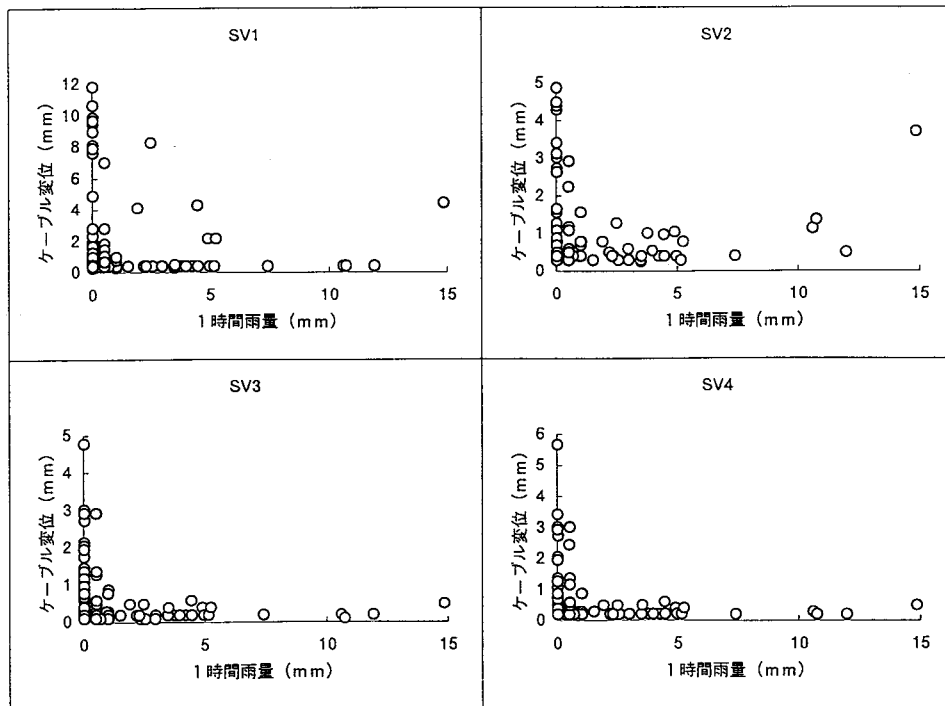
置設置の必要制を検討することとした。さらに、制振装置が必要と判断された場合のことを考慮し、斜材の制振対策として実績があり、メンテナンス制に優れたダンパーについて、その制振効果も併せて確認した。

1) 斜材の曲げ角度

本橋の斜材に用いているSEEEケーブルの許容曲げ角度は、疲労試験結果から0.2度となっている。そこで、風応答観測結果から、斜材の曲げ角度と平均風速との関係を整理し、斜材の設計風速である平均風速67%の風が作用した場合に、斜材の曲げ角度が0.2度を越える危険性があるか検討を行った。

図一5に、平成7年8月から12月までの期間について、観測した斜材変位から求めた斜材の曲げ角度と平均風速との関係を示す。図中の実線は、平均風速67m/sで曲げ角度が0.2度となる許容限界を示しており、○印で示した観測値がこの実験の上側に出る場合は、平均風速67m/s以下で曲げ角度が許容を越える危険性が高いと判断できる。

図一5から、7段目以上の斜材で、観測値が許容限界を越えており、制振対策が必要であると考



図一4 束ねケーブルの変位と雨量の関係

——平均風速67m/sで曲げ角度が0.2度となるライン

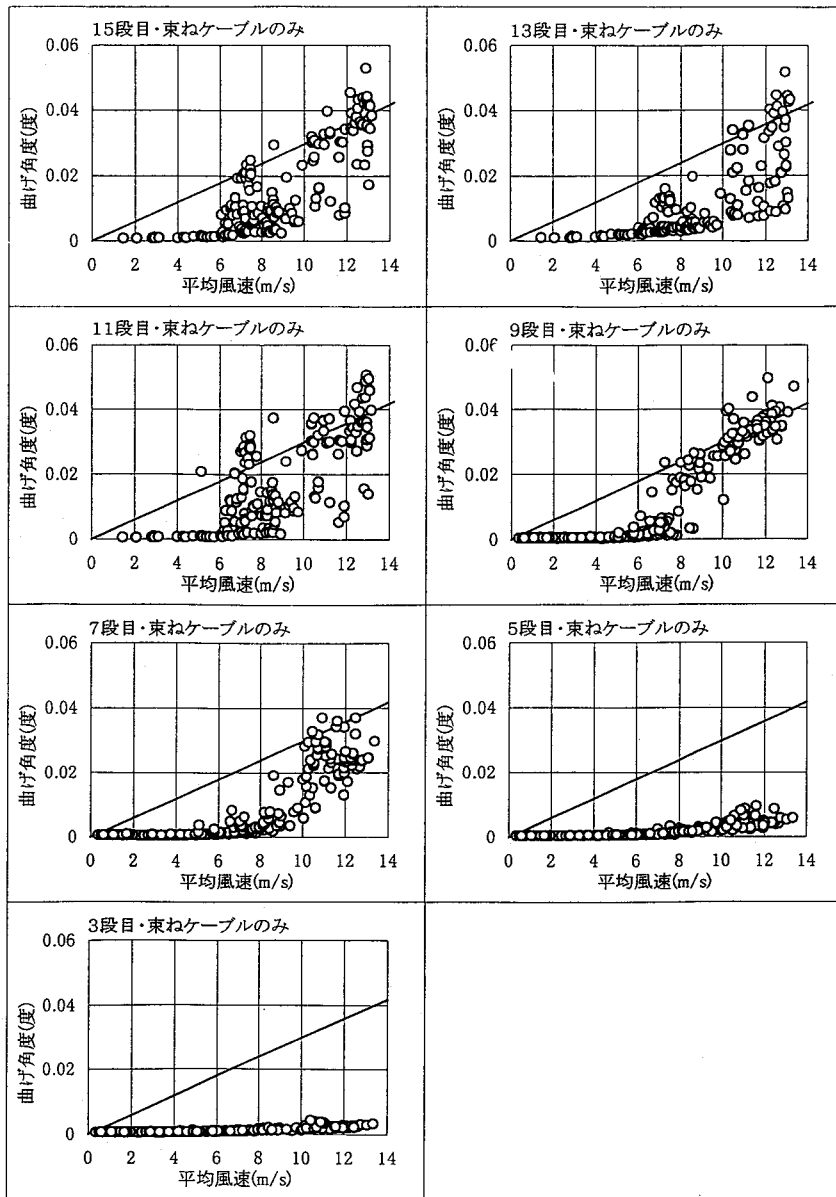


図-5 斜材の曲げ角度と平均風速の関係

えられる。

2) ダンパーの効果

図-6に、ダンパーを設置した場合の斜材の曲げ角度と平均風速との関係を示す。この図から、観測値は、平均風速67m/sで曲げ角度が0.2度となる許容限界を下回っており、ダンパーを設置すれば、疲労面での問題はなくなると考えられる。

3) ダンパーを設置する斜材の選定

平成7年8月から12月までの風応答観測結果を以下のように評価し、ダンパーを設置する斜材を選定した。

- ① 6段目以下の斜材については、束ねケーブルのみで大きな振動は発生していない。
- ② 7段目以上の斜材については、束ねケーブルのみでは、斜材の設計風速67%で、斜材の曲げ角度が疲労面での許容値である0.2度を越えるこ

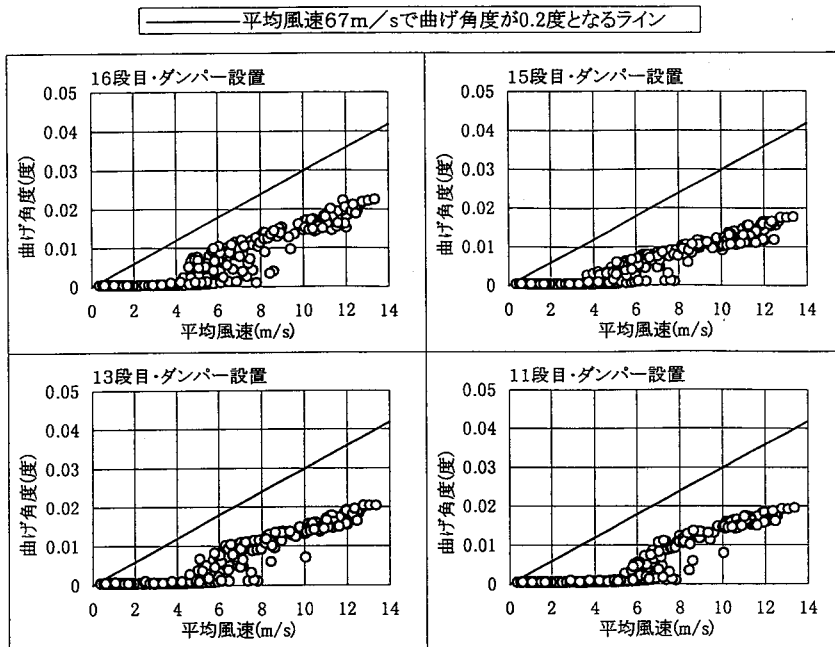


図-6 ダンパー設置後の斜材の曲げ角度と平均風速の関係

とが予想された。

- ③上記斜材について、ダンパーを設置すれば、その振幅は2分の1以下に低減され、曲げ角度も許容値以下となることが確認された。
- ④並列ケーブルの制振対策については、最近、減衰付きスペーサなど、新たな制振装置が考案されているが、耐久性などの問題があり、実用化されていない。また、ダンパー以外に、制振ワイヤーが並列ケーブルの制振対策として実績があるが、その効果をあらかじめ予測することが難しく、実橋で確認するしかない。
- ⑤以上から、これまでの観測で効果の確認されているダンパーを、7段~16段目斜材に設置する。

3. 新たな制振対策の追加の検討

1) 冬期(平成8年1月~3月)の風応答観測結果東ねケーブルを設置すれば、疲労が問題となるような大きな振動は発生しないことが確認された。しかし、図-7に示す様に、振動を感じずに抑えられている訳ではなく、平均風速10m/s程度以上で、目視できる(斜材中央の変位にして1cm)程度の振動が発生している。この振動は、通行者に不安感を与えるだけでなく、長期的にみた疲労の問題からも無視できないと考えられ、何らかの制振対策を施した方がよいと考えられた。

2) 追加する制振対策の検討

ダンパー以外の制振対策として、制振ワイヤーが最も実績がある。ただし、前述した様に制振ワイヤーを単独で用いた場合は、ワイヤー自体の疲労や外見上の問題があるが、今回の様に、ダンパーの補助的な対策として用いるのであれば、これらの問題は少なくなると考えられる。

一方、減衰付きスペーサ等、並列ケーブルに関する新たな対策もいくつか提案されているが、メンテナンス等の問題があり、未だ実用化されていないのが実状である。

以上から、比較的振動が大きな10段~16段目斜材を対象として、制振ワイヤーを設置することとした。ただし8、9段目斜材もともに連結した方が、全体系の剛性や質量が増加し、制振効果が向上するため、8~16段目斜材に、ダンパーに追加して制振ワイヤーを設置することとした。

3) 制振ワイヤーの制振効果の確認

本設置の制振ワイヤーは8段目以上の斜材に設置するが、7段目斜材についても制振ワイヤーを設置して観測を行う。これは以下の理由による。

- ①前述した様に、多くの斜材を束ねた方が、剛性や質量が増加し、10段目以上の斜材について、制振効果の向上が期待できる。

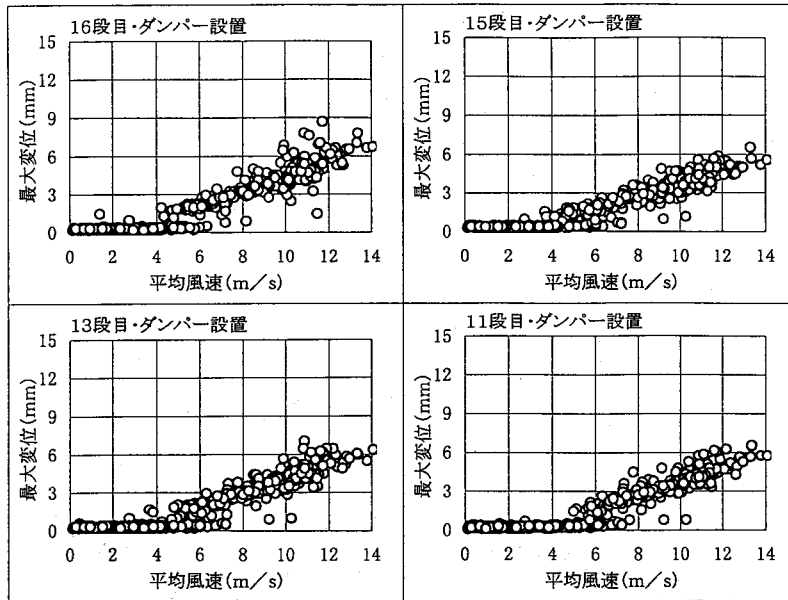


図-7 ダンパー設置後の斜材の最大変位と平均風速の関係
(橋面から高さ2.5m位置での変位)

- ② 7段目斜材についても、ダンパー設置により振幅を2分1以下に低減できると考えられるが完全に振動を抑えることはできない。そこで、制振ワイヤー設置により、より振動を小さくすることが期待できる。
- ③ 以上から、7段目斜材にも仮制振ワイヤーを設置する。しかし、観測で、その制振効果が低いと判断された場合は、この仮制振ワイヤーは撤去する。

IV. まとめ

伊唐大橋の斜材制振対策の経緯を要約すると以下の通りとなる。

- ① 斜材システムとして束ねてケーブルを採用
- ② ケーブルを接触させて束ねる (初期案)
 - ・ レインバイブレーションとギャロッピング対策としてダンパー設置の必要性有り。
- ③ ケーブルをケーブル径の25%の間隔を空けて束ねる (改善案)
 - ・ 風洞実験で、ギャロッピングが発生しないことを確認。
 - ・ レインバイブレーション対策としてダンパー設置の必要性有り。

- ④ 中間クランプを設置
 - ・ 9 m間隔以下でクランプを設置すれば、ウェイクギャロッピングが発生しなくなることを確認。
 - ・ レインバイブレーションも発生せず。

←実橋でウェイクギャロッピング発生。
 - ⑤ 7~16段目の斜材にダンパー設置
 - ・ ダンパー設置により、振幅を1/2以下に低減できることを確認。
 - ・ 疲労面での許容値を越える様な振動は抑制できた。

←長い斜材でねじれ振動発生。
 - ⑥ 8~16段目の斜材に制振ワイヤーを設置
 - ・ 通行者の不安感の防止や長期的な疲労面での観点から、さらに振動を抑えた方が良いと判断された。
 - ・ 制振ワイヤーの制振効果については風応答観測で検討。

←長い斜材で目視できる程度の振動が発生。
- 以上のような斜材制振対策の経緯に、現在実施中の風応答観測結果を加味して制振ワイヤーの制

振効果と、本橋斜材の最終的な耐風安全性の検討を行う予定である。なお、これまでの観測中に台風6号(最大瞬間風速31.3m/s)と台風12号(最大瞬間風速47.9m/s)の2度の直撃を受けたが、その際は制振ワイヤーによる著しい制振効果が確認された。ただし、これまでの観測結果から、冬季の斜材変位は、それ以外の期間の変位と比較して1.8倍程度に大きくなることが分かっていることから、夏から秋にかけての斜材変位の評価には、この点を考慮する必要があるため、1月から3月期の季節風による観測結果を待ってデータを整理し、最終的な結論づけを行いたい。

参考資料—1 用語解説

1. レインバイブレーション

降雨時にケーブルに沿って水路が形成されることにより、空力的に不安定な状態となり、発生するケーブルの振動。

2. ウェイクギャロッピング

並列に配置したケーブルにおいて、風上側ケーブル背後の風の流れの影響で、風下側のケーブルが振動する現象。

3. 束ねケーブル

ウェイクギャロッピングの発生を抑えるため、空力的に安定な間隔(ケーブル径の2~3割)を空けて束ねたケーブル。間隔調整の為の治具をクランプ(端部クランプ、中間クランプ)と呼ぶ。(参考資料—3 参照)

4. ノングラウト型ケーブル

ケーブル架設後に防錆材を注入しなくてもよいケーブル。ケーブル径が小さく、自重も軽くなる。

5. S E E Eケーブル

高強度PC鋼より線を更に数本よって束ねたケーブル。防錆材を塗布し、ポリエチレン被覆を施して二重防錆されている。

6. 対数減衰率

構造物を大きく加振した後に、加振力を除き、構造物が自由振動している間に計測される減衰。振動の1周期の間に振幅がどの程度小さくなっていくかで決まる。

7. ダンパー

構造物に減衰を付加して、振動を発生し難く、さらに発生した振動を早く収束させるための装置。減衰を付加する機構によって、オイルダンパー、

粘性ダンパー、高減衰ゴムダンパーに大別できる。(参考資料—3 参照)

8. RMS値(Root Mean Square 二乗平方根)

次式で定義され、全標本の値の分布の広がり(標準偏差)を表す値。

$$\text{RMS 値} = \sqrt{\frac{\sum (\text{標本値} - \text{全標本の平均値})^2}{\text{全標本の数}}}$$

9. ガスとファクターと乱れ強さ

地形などによる風の乱れの程度を表す指標として、ガスとファクターと乱れ強さが用いられる。その算定式を以下に示す。

ガスとファクター：最大瞬間風速/平均風速

乱れ強さ：風速の標準偏差/平均風速

参考資料—2 設計風速

〈第1回委員会〉

(1) 基本風速

地上10mの高度における10分間平均値風速(基本風速 V_{10})は次の2資料により、40m/sとする。

・道路橋示方書

耐用年数50年、非超過確率0.6に対する地上10m10分間平均風速： $V_{10} = 40\text{m/s}$

・建設省土木研究所「設計基準風速調査に関する報告書」(昭和52年3月)

台風通過域に当たること、八代海に位置すること： $V_{14} = 38\text{m/s}$

〈第2回委員会〉

(1) 基本風速

基本風速 V_{10} (地上10mにおける10分間平均風速)として、一般的には、40m/sでよいと思われるが、本架橋地点では、地形の影響でもっとも大きい値となる可能性も考えられる。現地での縮流効果などがどの程度になるか、現時点での定量的な把握も困難である。それらの要因を加味して、1割増しし、 $V_{10} = 44\text{m/s}$ とする。

(2) 設計風速

設計風速 V_D は以下の式で算出する。

$$V_D = v_1 \cdot v_2 \cdot V_{10}$$

ここに、 v_1 ：対象とする構造物の高度に応じた補正係数

v_2 ：対象とする構造物の水平長さに応じた補正係数

v_{10} ：基本風速

(3) ケーブルの設計風速

基準高度：桁と主搭の高度の平均

$(81.1+25) \div 2 = 53.1 \text{ (m)}$
 基準水平長：主径間長260 (m)

$$V_D = v_1 \cdot v_2 \cdot V_{10}$$

$$= 127 \cdot 120 \cdot 44$$

$$= 67.1 \text{ (m/s)}$$

参考資料—3 制振対策の概要

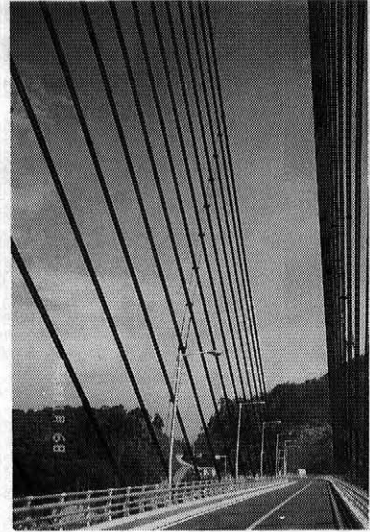
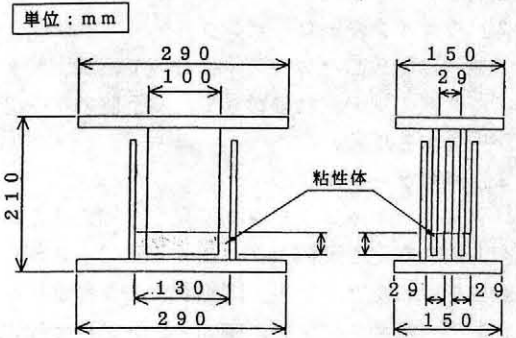
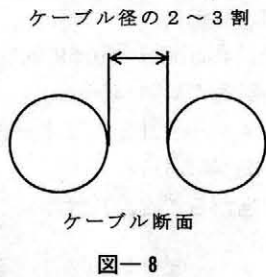
1. 束ねケーブル

空力的に安定な間隔（ケーブル径の2～3割）を空けて束ねたケーブル。

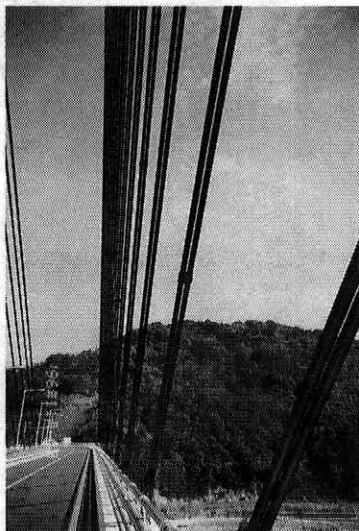
これにより、並列ケーブルで問題となるウェイクギャロッピングを抑えることができる。

2. ダンパー

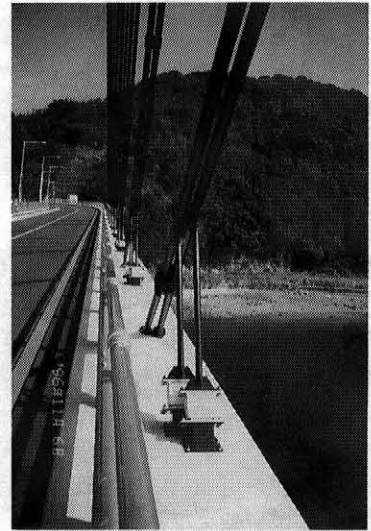
本橋では、粘性体をせん断変形させることにより減衰を付加する。粘性せん断型ダンパーを桁位置に設置している。ダンパーで付加する減衰は対数減衰率で0.05以上としている。



写真—2 束ねケーブル+制限ワイヤー



写真—1 束ねケーブル（端部+中間部）



写真—3 ダンパーの設置状況

矢板土留施工で埋設した撓み性管の変形と土圧

—パイプラインの長期挙動観測—

小野寺 康 浩*
(Yasuhiro ONODERA)

秀 島 好 昭*
(Yoshiaki HIDEISHIMA)

青 木 和 幸*
(Kazuyuki AOKI)

坂 根 勇*
(Isamu SAKANE)

目 次

1. はじめに	19	5. パイプラインの挙動	21
2. 撓み性管の設計・施工上の課題等	19	6. 受働抵抗係数 e' の変化	25
3. パイプライン埋設箇所の概要	19	7. まとめ	26
4. 挙動観測内容	21	8. おわりに	27

1. はじめに

農業用パイプラインの建設において、軟弱地盤に埋設する大口径パイプラインの多くは矢板土留施工を採用している。また、最近では用地確保の問題などから軟弱地盤以外の場所においても、矢板土留による施工が増加している。パイプラインの安定性を検討するうえで、施工時はもとより供用段階を含めた土中挙動を把握することが重要である。しかしながら、供用中のパイプラインの土中挙動に関する報告は少ない。

今回、筆者らは矢板土留施工で埋設したパイプライン（撓み性管）について、管理設から供用中を含めた数年間の原位置挙動観測を行った。本報においては、撓み性管の土中挙動について、管の変形、作用土圧などの観測結果から検討した。なお本報は、既報¹⁾に引き続き報告するもので、観測から得たパイプラインの構造設計に関する知見を述べるものである。

2. 撓み性管の設計・施工上の課題等

パイプラインの土中挙動に影響を及ぼす要因には、管の性質（材質、剛性など）、原地盤と基礎材・埋戻し材の性質、施工方法などがある。これらの要因のうち、施工方法の違いが管体挙動に及ぼす影響が無視できないことは、既往の調査研究によりある程度明らかにされている^{2,3,4)}。パイプラインの施工方法は、素掘施工と矢板土留施工が一般的であるが、矢板土留施工では施工時の問題

としては、管種が撓み性管の場合には矢板引抜き時に生ずる管の変形増大、沈下の急増などに起因した問題点が報じられている。

現在、農林水産省の土地改良事業計画設計基準水路工（その2）⁵⁾（以下、設計基準と称す）では、パイプライン（撓み性管）の横断構造設計には米国開拓局の研究成果⁶⁾をもとにした設計値や埋戻し材が推奨されている。しかし、埋設方法は素掘施工を基準としており、矢板土留施工によって埋設されたパイプラインについては十分な資料が無いのが現状であり、例えば、設計上重要な因子である管体側方の土の受働抵抗係数 e' の値⁶⁾や、たわみの管理基準等の検討が望まれている^{7,8)}。

また、近年のパイプラインの敷設においては、用地確保上の問題などから掘削幅を出来るだけ狭くする施工が要求されている。しかし、管種が撓み性管の場合には、埋戻し土に期待する受働抵抗係数 e' が得られる適度なスペース（溝幅）の問題、また、矢板引抜き跡の空隙や地盤の緩みによる変形・沈下の進行を抑制するために必要な掘削幅の目安などについて、設計・施工方法を併せた検討が必要とされている。このような状況の中で、矢板土留施工で埋設したパイプラインの原位置挙動特性は、今後の設計・施工上の資料になるものと考えられる。

3. パイプライン埋設箇所の概要

3-1 埋設箇所の概要

パイプラインの挙動観測は、鋼矢板土留工法で埋設した口径1800mm、延長350mの鋼管パイプラインの一部を試験区間として、管体長6,000mm×

*北海道開発局 開発土木研究所
**北海道開発局 旭川開発建設部

5本の管路を対象に行った(図-1)。観測では、施工から約3年6ヶ月の間の(うち供用3年間を含む)、管体変形8たわみ量、発生ひずみ、作用土圧、沈下量、埋設地盤の地下水位を測定した。また、冬期間には埋設地盤上の積雪深さ・積雪密度を測定した。

原地盤は図-2に示すように、表層土を除き地表面下約6mまでがN値4以下の軟弱なシルトで(一軸圧縮強度 q_u は $0.1 \sim 0.8 \text{ kg f/cm}^2$)、それ以深は砂礫および岩盤よりなる。地下水位は年間を通じ地表面下 $0.8 \sim 1.0 \text{ m}$ に位置しており、観測対象とした管路は施工後(矢板引抜き後)は、常時地下水位以深におかれている。試験区間の原地盤の特徴は、基床下の支持力はかなり高いが、管側方は極めて軟弱なことである。

埋設断面を図-3に示す。管種は呼び径 1800 mm 、設計管厚 15 mm の鋼管 ($E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg f/cm}^2$) で、外面塗覆にアスファルトビニロクロスを使用し

ている。管は切込砂利と河川砂による基礎材 75 cm 上に施工支持角 180° で据え付け、管頂部上 60 cm までは砂質火山灰土、その上部には現地発生の礫質土を用いて埋戻しを行っている。管上の土被り厚は 240 cm である。表-1に、管側部の埋戻し材に用いた砂および火山灰土の基本的性質を示す。日本統一土質分類によると、砂はSP、火山灰はSVに判別される。

3-2 埋設施工状況

埋戻し土の施工は、管体接合以後は仕上り厚を 30 cm とし、転圧機種は管側部は 60 kg 級ランマーで、管頂部以上はランマーと 600 kg 級振動ローラを併用した。なお、埋戻し土の密度は管の変形に与える影響が大きいため、試験区間においては埋戻しの各層の締固め密度を測定した(表-2)。埋戻し土のD値(JIS A 1210のA-c法で求めた最大乾燥密度に対する密度の比)は $88 \sim 92\%$ で、この値は設計基準による締固め I^0 を上回るもの

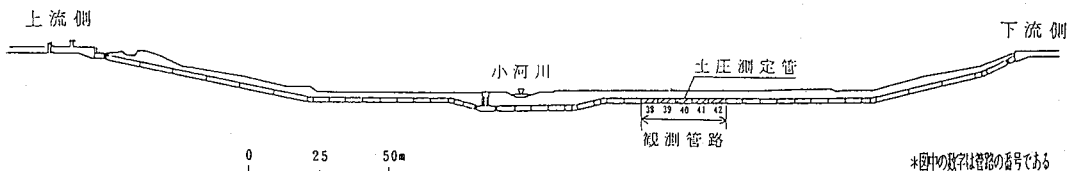


図-1 パイプライン挙動観測箇所概要

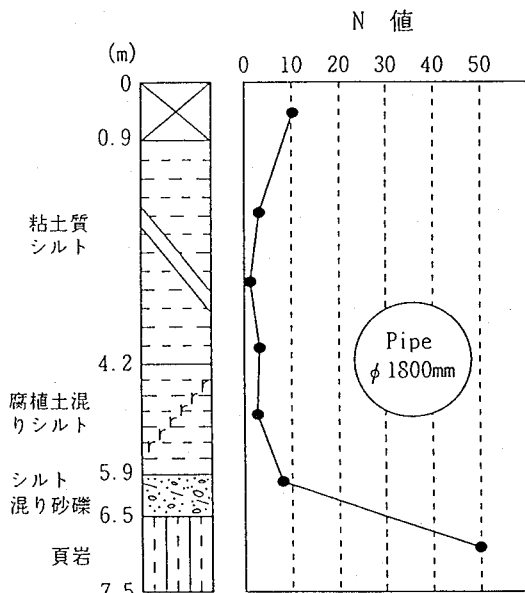


図-2 原地盤の土質柱状とN値

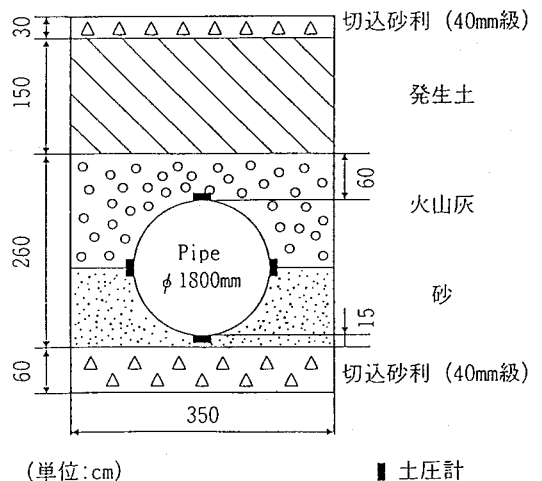


図-3 埋設断面

表一 埋戻し材の基本的性質

		砂	火山灰
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)		2.70	2.42
粒 度	礫 分 (%)	8	7
	砂 分 (%)	89	70
	シルト分 (%)	2	15
	粘土 分 (%)	1	8
	U c	4.8	23.1
	U c'	1.1	2.6
I P		NP	NP
日本統一土質分類		SP	SV
統一土質分類 (ASTM法)		SP	SM
ρ_{dmax} (g/cm ³)		1.713	1.163
Wopt (%)		16.2	37.2

* ρ_{dmax} , Wopt は JIS A 1210 の A.c 法の値

表二 埋戻し部の密度、締固め度

(埋設断面)		湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	含水比 w (%)	締固め度 D (%)
①	①	2.159	3.9	97.2
②	②	1.926	22.0	92.1
③	③	1.446	39.4	89.2
	④	1.460	39.6	89.9
⑤	⑤	1.641	8.4	88.4
⑥	⑥	1.652	8.4	89.0
⑦	⑦	2.042	3.7	92.1

で、管側部の締固めの程度としては、比較的高度な締固め状態といえる。また、管の左右では均一な締固めがなされたことを確認している。

矢板（鋼矢板II型）は2段の切梁りで支持し、埋戻しの進行に伴い、切梁り・腹起しを撤去し、埋設を完了した。矢板の引抜きは、現地発生土の埋戻しが完了した時点で、バイプロハンマーによって管の左右交互に5枚ずつ引抜いた。引抜き後には路盤材として切込砂利を30cm厚で施工した。

4. 挙動観測内容

管の変形量は、管体中央部において鉛直・水平

方向の内径を内測計で測定した。測定は施工ステージ毎に行い、埋戻しの各段階、切梁り・腹起しの撤去、矢板引抜きの前・後、そして、引抜き後は管の変形が進行することを考慮して通水直前まで定期測定を実施した。5本の測定管路のうち中央の管では、施工過程に生じる連続的な内径変位量を管布設から矢板引抜き2ヶ月後まで、電気式ダイヤルゲージ付たわみ量計測装置を用いて計測・集録した（図-4）。また、同じ管において、管体作用土圧と周方向発生ひずみを測定した。土圧は受圧面 $\phi 80$ mmの土圧計を管頂・管底部および管側左右部に取り付け、発生ひずみは長さ6mmの単軸ゲージを内面45° 間隔に貼付し測定した。

管の沈下量は管底部をレベル測量にて測定した。埋設地盤の地下水位の観測は、矢板引抜き前までは矢板の内・外側の2箇所、引抜き後は外側の1箇所で行った。

供用中の管体挙動の観測は、作用土圧については埋設時点から連続測定を継続し、管の変形量と沈下量は3年間の供用後に管内水の排除を行い、内径と管底部の標高を測定した¹⁾。

5. パイプラインの挙動

5-1 管の変形と沈下

管体布設から3年6ヶ月経過時点（供用3年間を含む）までの、水平・鉛直方向のたわみ率の変化を図-5に示す。また、同じ期間における中央の管（No.40）での鉛直たわみ量の変化を図-6に示す。

管接合直後は管の自重で鉛直方向の直径が減少しているが、管頂まで埋戻し時の形状はほぼ真円に近い。埋戻し完了時（矢板引抜き前）は管上の埋戻し土によってたわみ量は数mmみられる。そし

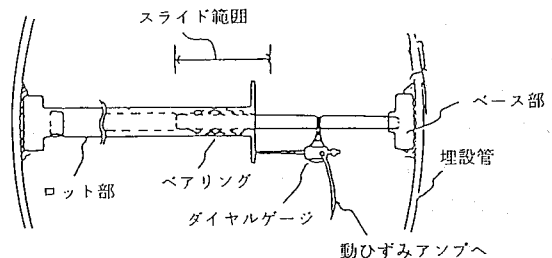


図-4 ダイヤルゲージ付たわみ量計測装置 (水平方向たわみ量の計測例)

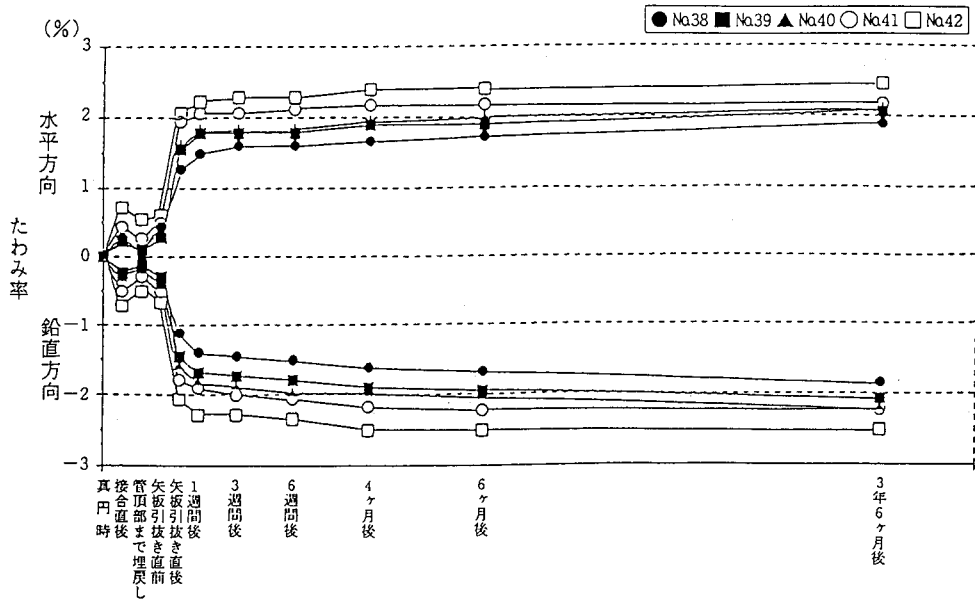


図-5 水平・鉛直方向のたわみ率の変化

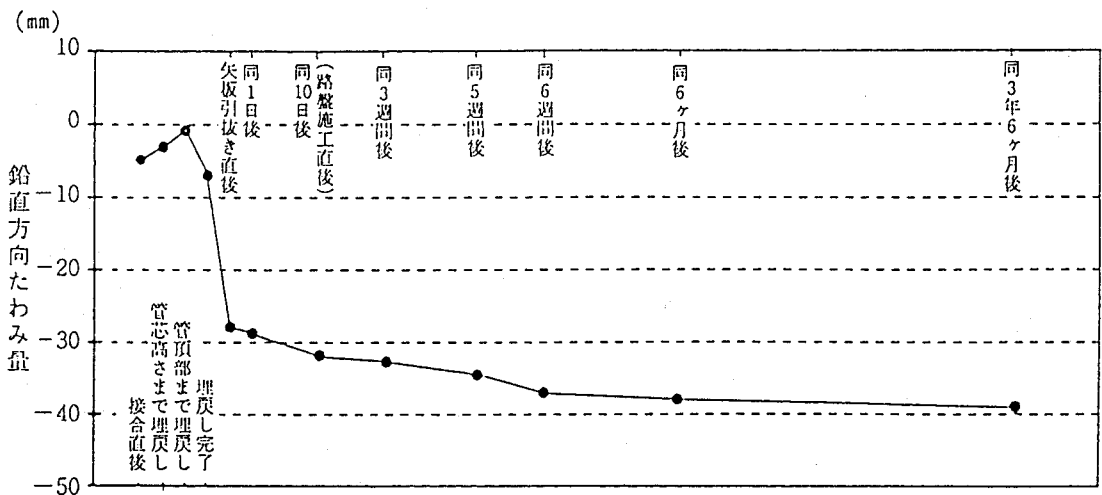


図-6 鉛直たわみ量の経時変化 (管体No.40の例)

て、矢板の引抜きによって管は急激に横長の楕円に変形している。引抜き過程におけるたわみ量は、管5本の平均で約21mmである。引抜きから6ヶ月後までたわみは微増しているが、さらに6ヶ月後にはたわみの進行はほぼ落ち着いている。引抜き6ヶ月後における管5本の真円に対するたわみ量は、鉛直方向が約30~43mm、水平方向が約30~42mmである。また、真円を基準にした場合のたわみ率は、埋戻し完了時0.3~0.6%、矢板引抜き直後

1.3~2.2%、6ヶ月後1.7~2.3%、3年6ヶ月後では1.8~2.4%である。6ヶ月後と3年6ヶ月後のたわみを比較すると、3年間の供用によってもたわみは殆ど変化していない。

この結果から、管の変形量の65%程度が矢板引抜き過程に生じており引抜き時にたわみが急増することが分かる。そして、管の変形は引抜きから6ヶ月程度で概ね終了している様子が分かる。なお、図-5に示したように、たわみの変化傾向は

いずれの管でも同様で、引抜き時に大きな変形が生じている。

矢板土留施工の場合、引抜き後の管の変形量の増加（変形遅れ）が問題とされるが、今回の測定結果では3年6ヶ月後の管の変形量は、引抜き直後のたわみ（初期たわみ）に依存する傾向が明瞭に現れている。すなわち、施工後の変形量は初期たわみが大きな場合ほど大きい値を示している。この点は、矢板土留施工完了時のたわみの管理値の重要性を示唆している。

今回の観測から、引抜き直後の変形を基準として3年6ヶ月後における変形遅れ係数（F）を求めると、1.16～1.54（平均1.33）であった。

3年6ヶ月経過時までの管5本の沈下量は、接合時からは28～41mm、引抜き直後からは約20mm進行しており、3年6ヶ月後の沈下量に対して35～55%が矢板引抜き過程に発生している。なお、施工過程における沈下量は、引抜き時に20～30mmの沈下が生じたものの、それ以外での沈下はみられなかった。（なお、この沈下量は従来報告され

ている矢板施工で埋設したパイプラインの沈下量に比べて小さい値である。これは当該埋設地盤が、管側部は軟弱であるが、管基床下は岩盤のために支持力が大きいことが影響していると思われる。）

5-2 施工過程における作用土圧と発生ひずみ

施工過程における作用土圧と発生ひずみの変化は図-7のようであった。

作用土圧は、施工過程の全般を通して管底部が最も大きく、これに対し、管頂、管側部は管底部に比べ小さい値である。また、管上の埋戻しによる（図の7～12）土被りの増加に伴う鉛直土圧の増分は、管頂部よりも管底部で大きい。そして、切梁りの撤去時（AとB）にも土圧は増加している。矢板の引抜き過程（C～D）では、引抜きが土圧測定管に近づくにつれて管底部の土圧が低下するなど、管に作用する土圧が急激に変化している。引抜き後（E）は、水平たわみの増加に伴い管側部の受働土圧が発現し、管側水平土圧は埋戻し時の約3.5倍まで増加している。

ひずみ量は管体接合時を初期値としている。引

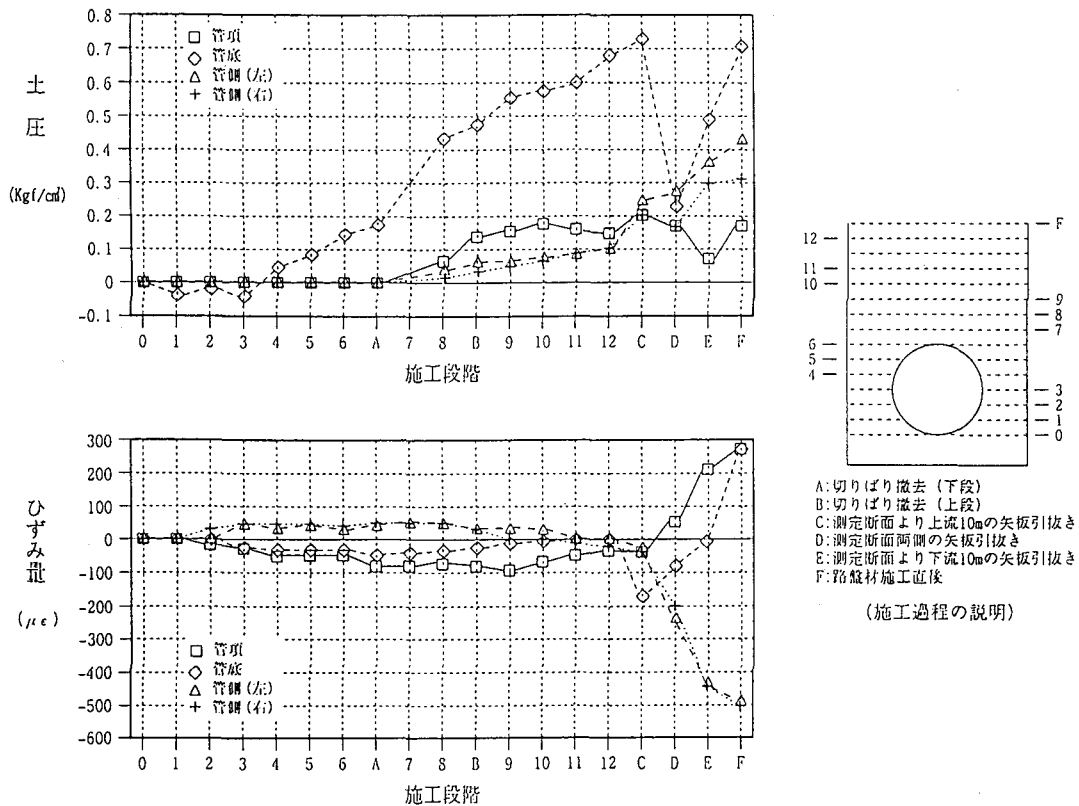


図-7 施工過程における管体作用土圧と発生ひずみ

抜き過程には管頂・管底付近のひずみは引張に、管側のひずみは圧縮に急増しており、管の変形の進行をよく表している。また、管側左右におけるひずみの変化は同じ傾向を示し、管には左右対称の変形が生じている。これは、管側左右の埋戻しが均一になされたことと対応しており、管の変形が埋戻し土の締固め状態に強く影響されることを示している。

このように、作用土圧や管のひずみは施工過程の各段階で変化する。これらの変化には切梁りの撤去、引抜き後の地下水位の回復やそれに伴う荷重条件の変化も影響しているが²⁾、矢板土留施工の場合、矢板の引抜きが管の挙動に対して最も影響が大きいことが分かる。

図-8には、接合から3年6ヶ月後までの作用土圧の変化を示した。管体に作用する土圧はその安全性を検討するうえでも重要である。これまで施工過程における管体作用土圧に関する報告は多いが、供用状況下での実測土圧の報告は少ない。図からは土圧分布までを把握することは出来ないが、供用前の管内空虚時に比べて、供用中は管内水の影響により土圧が大きく変化する様子が分かる。管頂・管底部は水重、水圧による管のたわみの復元作用で土圧が増大し、これに対し、管側部

では管内空虚時より土圧は減少するなど、弾性的な挙動を示している。

また、冬期間（積雪期）をみると、実測値には雪荷重の影響が明瞭に現れている。管頂・管底部および管側部においても、積雪による土圧の増加が認められる。当該観測地点における4ヶ年の最大積雪深さは約150cmで、また管上の土被りは240cmである。北海道のような積雪地域では、パイプラインの構造設計で上載荷重に雪荷重を考慮した設計を行うが、今回の結果から、埋設深が比較的深い場合でも、雪荷重による土圧増加が生じているようすが確認できた。

5-3 矢板引抜き時における挙動

矢板の引抜き過程における管の土中挙動は、管と矢板の引抜き位置の関係によっても変化がみられる。図-9には、矢板の引抜き位置と土圧、ひずみの関係を示す。矢板と供試管の位置関係は図-9（上段）に示したが、測定断面の両側の矢板番号はL・R92で、矢板は上流側から下流側に向かって、左右交互に5枚ずつの引抜きを行った。なお、引抜いた矢板には原地盤および埋戻し土の付着はほとんど見られず、引抜き跡はそれ程大きなクラックは発生していない。

図-9によれば、管底・管頂部の土圧に引抜き

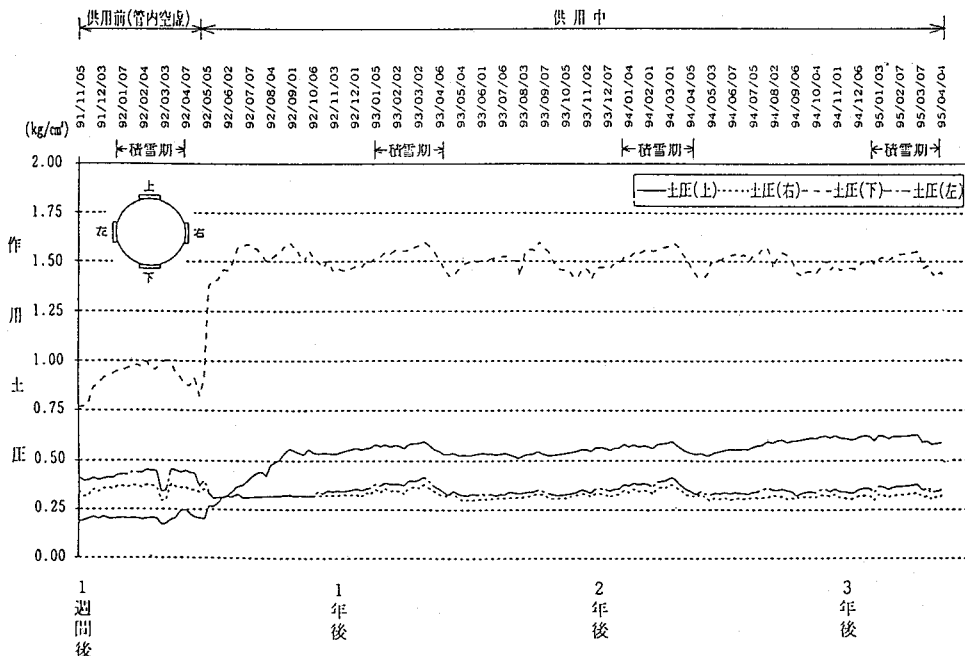
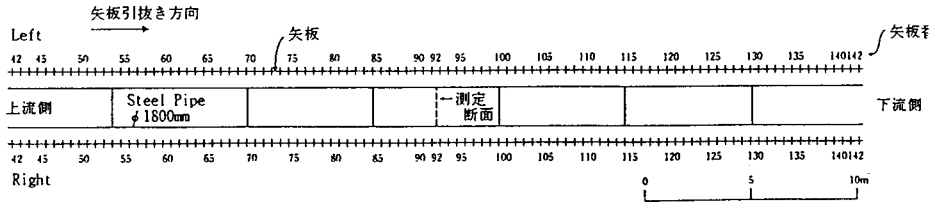


図-8 管体作用土圧の長期変化¹⁾



(矢板と供試管の位置図)

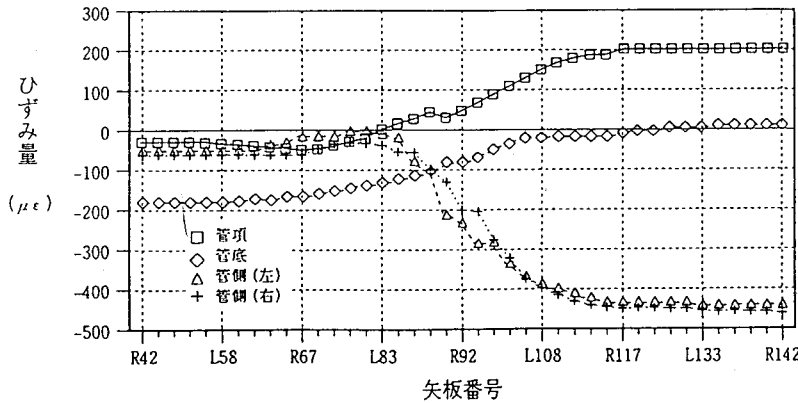
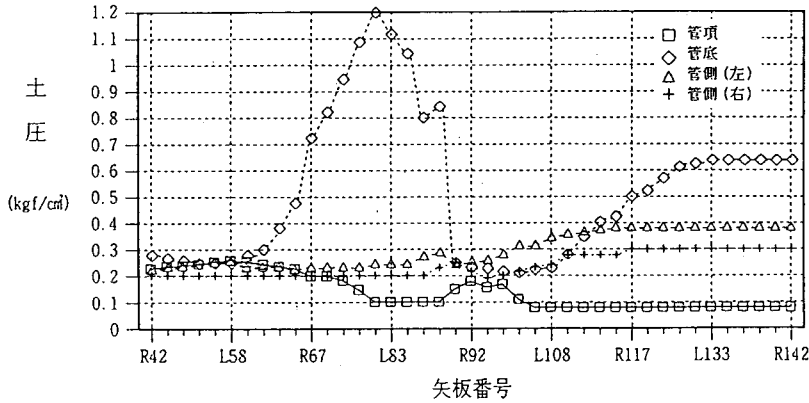


図-9 矢板引抜き過程の作用土圧とひずみの変化

の影響が現れるのは、測定断面より上流側2本隣の管路の引抜き時からで、管頂と管底の土圧変化は逆の傾向を呈している。一方、管側部の土圧の増加がみられるのは測定断面の両側の引抜き時点からである。上流側隣接管路の矢板の引抜きの際に、管底部土圧が 1.2kg f/cm^2 を示しているが、この値は施工過程で計測した土圧の最大値である。

このような引抜き過程における急激な土圧の変化は、埋戻し材や原地盤の特性に大きく影響されるが、矢板に付着する土が多い場合や根入れが深

い場合には引抜き跡の空隙も大きくなるため²⁾、引抜き時の挙動変化はさらに大きいことが予想される。

6. 受働抵抗係数 e' の変化

受働抵抗係数 e' (以下、 e' と称す) は管の変形と埋戻し土の反力の関係を表わす指標であり、現状の撓み性管の構造設計には不可欠で重要な因子である。通常、埋設撓み性管の設計に用いる e' の値は、Howard が埋戻し材の種類と締固めの程

度よりカテゴリー化した値⁶⁾を採用する機会が多い。しかし、Howardの調査したパイプラインの施工条件は矢板土留を用いないものが多く、また、土質条件もわが国と異なる場合が多いため、この成果を直接用いるには問題も多い⁸⁾。このようなことから、設計基準では施工方法や地盤条件の影響が大きい大口径パイプラインや軟弱地盤などの特殊土に埋設する場合には、実測のたわみ量の測定あるいは土質試験を実施して、適性な e' を用いることが望ましいとしている。

図-10に、原位置観測結果から得られた e' （以下、実測 e' ）について、引抜き直後の値を基準とし、6ヶ月後、3年6ヶ月後における変化の状態を示した。なお、実測 e' はSpanglerの仮定に従い、(1)式より水平たわみ量から逆算したもので、ここでは変形遅れ係数1.0、管底支持角 120° とした。

$$e' = \frac{1}{0.061 \cdot R^3} \cdot \left(\frac{2 \cdot F \cdot (K \cdot W_v \cdot R^4 + K_p \cdot W_p \cdot R^4)}{\Delta x} - E \cdot I \right) \quad \dots\dots(1)$$

- e' : 受働抵抗係数 (kg f/cm²)
- Δx : 水平たわみ量 (cm)
- F: 変形遅れ係数
- R: 管厚中心半径 (cm)
- W_v : 土圧による鉛直荷重強度 (kg f/cm²)
- W_p : 管体の単位面積当り重量 (kg f/cm²)
- K, K_p : 基礎の支持角によって決まる係数
- E: 管材の弾性係数 (kg f/cm²)

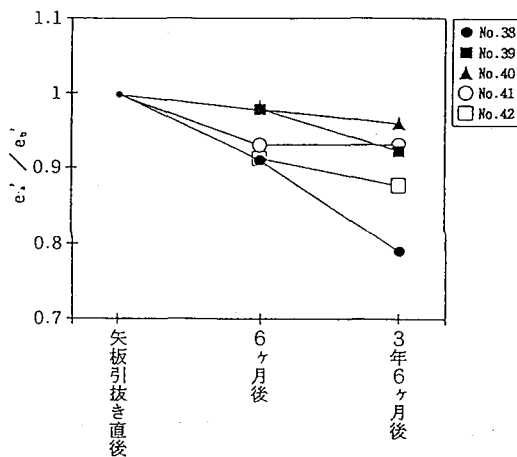


図-10 実測 e' の変化割合
(e'_b は引抜き直後、 e'_a は6ヶ月後、3年6ヶ月後における実測の e' の値)

I: 管軸方向を軸とし、管延長1cm当りの管壁の断面二次モーメント (cm⁴/cm)

図-10においては、 e' はいずれの管でも引抜き直後に比べ、徐々に小さくなる傾向を示している。しかしながら、3年6ヶ月経過時点における e' の変化の割合は、引抜き直後に対し79~96%（5本の平均で87%）と、それ程大きな変化ではない。なお、引抜き直後の実測 e' については、土質分類と締固めの程度から求めた e' （以下、標準値 e' ）35kg f/cm²に比べて小さい値であった。しかし、実際には矢板引抜き直後から3年6ヶ月後までには、管の変形遅れが生じており、この間の変形遅れ ($F=1.16\sim 1.54$) を考慮して算定した実測 e' は、標準値 e' にほぼ等しい値であった。

毛利・中島²⁾は、矢板引抜き前の e'_b と引抜き後の e'_p の関係を次式で表しており、

$$e'_p = R_a \cdot e'_b \quad \dots\dots(2)$$

種々の埋戻し材を使用した現場実験における e' の低下率 (R_a) は0.05から0.4の範囲に多く分布していることを示し、 R_a の平均値として0.24を示している。今回得た実測 e' を用い、引抜き前の e'_b と引抜き3年6ヶ月後における e'_p で R_a を求めると0.1から0.19の範囲にあった。このような引抜き前後における e' の変化は、引抜き前までは埋戻し土の強度が管の変形挙動に与える影響が大きいのに対し、引抜き後は原地盤の強度が大きく作用することを示しているものと考えられる²⁾。また、引抜き前においては、矢板により管の変形がある程度拘束されているためとも考えられる。さらに地下水の影響による埋戻し土の強度低下も影響するものと考えられる。

このように、管周辺土の受働抵抗の発現は施工過程の影響を含め、土質、施工方法、現地条件等の多くの要因に影響される。このため、矢板土留施工では、引抜き後の e' の低下を踏まえた設計および施工方法の検討が重要であろう。そして、軟弱地盤での e' の選定には慎重な対応が必要である。

7. まとめ

矢板土留施工で埋設したパイプラインの土中挙動について、埋設から供用過程を含めた原位置観測から検討した。撓み性管の土中挙動は、管種、口径、埋戻し材、原地盤の特性、施工方法などの

影響が複雑に関連してくるものであるが、今回の観測結果から以下のことが判明した。

(1) 施工過程においては、矢板の引抜き前・後で管の変形、作用土圧が急変する状況、引抜きによって管や周辺地盤の応力分布が大きく変化することを確認した。また、管周辺地盤の受働抵抗係数 e' は引抜きにより低下しており、実測たわみ量から求めた e' の算定によれば、設計基準が示す標準値よりも小さい傾向にあった。今後、設計において e' を選定するにあたっては、検討を要すると思われる。

(2) 供用3ヶ年を経過した時点における管の変形や作用土圧は、埋設から6ヶ月後の管内空虚時点と大きな変化は無く、また、矢板引抜きから6ヶ月程度経過した時点で、管のたわみの進行は概ね終了していることなどが分かった。

(3) パイプラインの敷設において、撓み性管の場合、埋戻し土に期待する受働抵抗が得られるスペースの確保や、矢板引抜き後の管の変形・沈下の進行を抑制するために必要な掘削幅の検討が必要であるが、今回の観測結果からは、矢板土留施工で管径の2倍程度の掘削幅を確保した場合に、設計基準で規定している設計たわみ率を満たす施工が実施出来ることを確認した。これは、パイプラインの矢板土留施工での敷設幅を検討の際の一応の目安になるものと考えられる。(但しこの点については、今回の観測区間では、矢板と管体の間の埋戻し土の締固めが比較的高度に行われていることを銘記する。)

8. おわりに

本報では、実際の施工規模・施工条件下における変形挙動・作用土圧などから、撓み性管の土中挙動を検討し、今後のパイプラインの設計に資すべき知見を紹介した。北海道の農業用パイプラインでは、複合管路や中・小口径の高圧管路が抱える設計・施工上の問題、特殊土壌地域での地盤定数などの検討が必要である。今後も実用管路の原位置観測などを行い、パイプラインの設計・施工

についての諸課題について検討を進めたい。

最後に、本報で述べた原位置挙動観測は、平成3年度より北海道開発局旭川開発建設部と同局開発土木研究所の共同で実施したものであり、共同調査を行った方々は次の各氏である(敬称略)。

内海 晋(平成3・4年度)、菊地哲也(同左)、草薙 忍(同左)、安川 満(4~6年度)、菊池一雄(5年度)、古谷幸信(7年度)、今井敬典(3年度)、太田寛彰(4~7年度)、佐藤吉則(6・7年度)

謝辞：今回のパイプライン挙動観測をすすめるにあたり、北海道開発局旭川農業事務所の各位には多くのご協力を頂きました。ここに記して、関係各位に対し深甚なる謝意を表します。

＜引用文献＞

- 1) 坂根 勇・小野寺康浩：既供用の大口径鋼管サイホンの管内調査について、水と土, 102, 39-48. (1995)
- 2) 毛利栄征・中島賢二郎：大口径可とう性パイプの変形と沈下について、農業土木学会論文集, 142, 9-18. (1989)
- 3) 東田 淳・三笠正人：遠心力模型実験による剛性埋設管の土圧の検討, 土木学会論文集, 376, III-6, 171-180. (1986)
- 4) 小野寺康浩・太田寛彰・秀島好昭：軟弱地盤における可とう性管の土中挙動, 開発土木研究所月報, 490, 3-12. (1994)
- 5) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準水路工(その2)パイプライン(1988)
- 6) A.K.Howard: Modulus of Soil Reaction Values for Buried Flexible Pipe, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, GT1, 33-43. (1977)
- 7) 農業土木学会：パイプラインの構造設計, 69-112. (1988)
- 8) 中島賢二郎・大熊登紀雄・松岡直之：中口径可とう性管のたわみの実測例, 水と土, 74, 75-82. (1988)

西部排水機場の設計・施工について

—国営総合農地防災事業射水郷地区—

垣内 誠 豪*
(Seigo KAKIUTI)

目 次

1. はじめに	28	4. 西部排水機場増設工事の施工	32
2. 射水郷地区の概要	28	5. 工事に伴う湧水の発生及びその対策	33
3. 西部排水機場増設工事の設計	31	6. おわりに	37

1. はじめに

国営射水郷総合農地防災事業は、平成3年10月に事業着工して以来5年目を向かえ、基幹施設である東部増設排水機場が平成7年度に完成したことに引き続き、平成8年度には西部増設排水機場が完成し、平成9年度には中央排水機場（新設）の完成が見込まれる段階まで進捗した。

本報告文は基幹施設の一つである西部排水機場増設工事にかかる設計及び施工の報告と、並びに、吸水槽部掘削中に湧水（1400ℓ/min）が発生し作業の続行が不可能となったことの経緯と、これに対して成功した対策について述べるものである。

2. 射水郷地区の概要

(1) 射水平野の開発の経緯

1) 射水平野の地勢

射水平野は、岐阜県の烏帽子岳を水源とする庄川と、川上岳を水源とする神通川とに挟まれ、東部は呉羽山丘陵、南部は射水丘陵で区切られた東西約12km、南北約8kmの沖積平野である。

地域の大部分は神通川、庄川の運搬作用で発達したと考えられる砂州や、下条川等の小河川の水積土で形成されたと考えられる瀉埋積土の沖積平野で、放生津瀉（現富山新港）で砂丘地と接している。

地形は一般に南部から北部に向かって傾斜した極めて平坦で、ほとんどが湿田であり、地区の最低部は放生津瀉周辺で標高0.2～0.3m、射水丘陵

に接する所でも5.0m程度である。

2) 射水平野の水利状況

射水平野の用水は庄川、和田川、下条川、新掘川、神通川など及び上流丘陵地の小ため池に依存

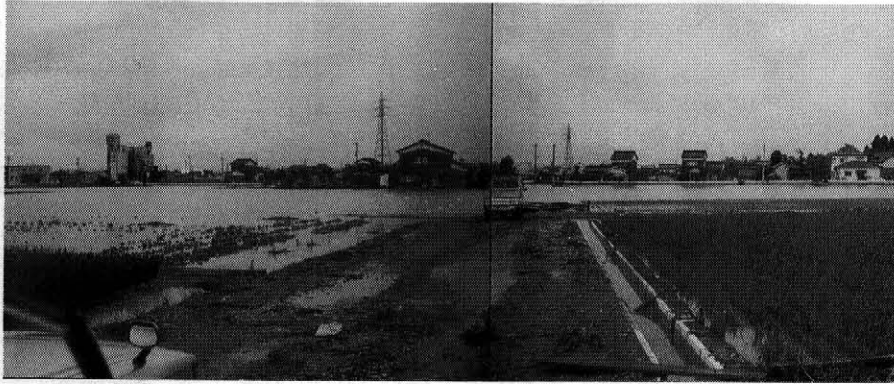


図-1 位置図



写真-1 昔の田園風景

*北陸農政局射水郷農地防災事業所



写真一 2 現在 (たん水状況)

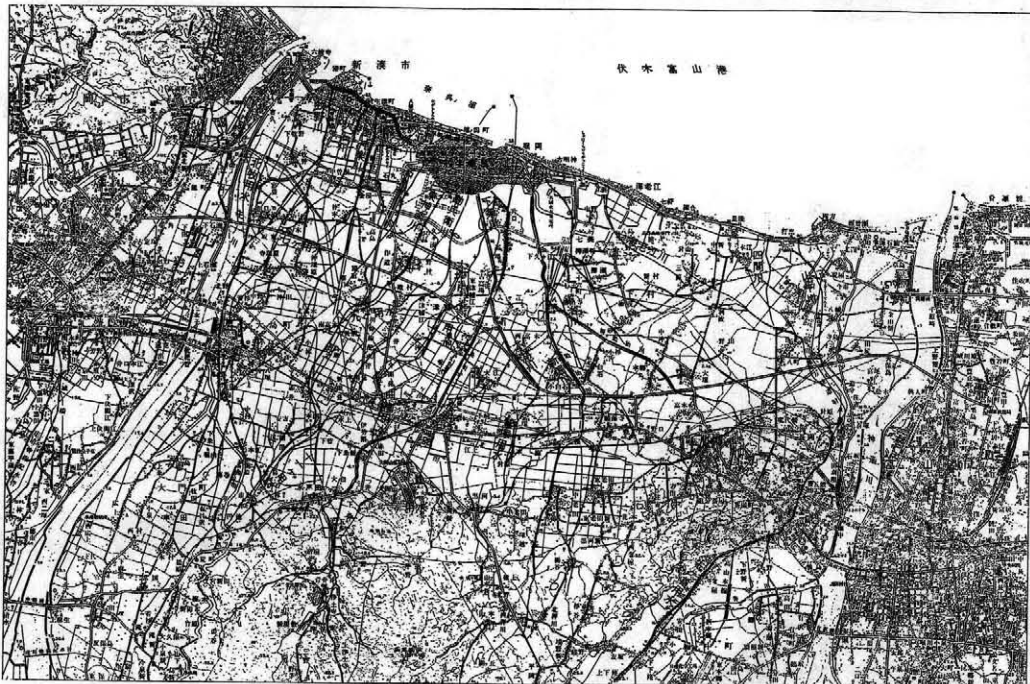
しているが、用水路の末流部であることなどから、地区内での反覆利用が余儀なくされるなど不安定な状況であった。

排水は鍛冶川、下条川などの河川により放生津潟に流入し、内川によって外海に排出されていた。これらの河川はその断面が小さいこと、堤防が低いことから氾濫することが多く、上流部では河川に防水堤を作り、下流部の村では上流から寄せる水を防ぐために村境を堤防で囲み悪水の浸入を防いできた。

水害区域は放生津潟周辺から、現 J R 北陸本線に至るまでの広範囲に及んでいた。

3) 射水平野の土地改良

水郷射水と云われる湿田地帯の射水平野は、水稲以外の作付は困難で、如何にして水稲の収量を上げるかの方向で努力が払われてきた。従って、排水改良による乾田化が農民の長年の悲願であり、そこには、いくつもの乾田化への試みがなされてきた。その主なものは、若き日に射水郡長として着任された、元東大総長南原繁氏によって計画立



図一 2 用排水系統図

案された下条川，新堀川水系の改修工事である。
 大正15年から工事に着手，昭和8年に完成を見ている。

その後も鍛冶川，新堀川沿岸排水事業（昭和5年～昭和13年）放生津瀉沿岸排水改良事業（昭和24年～昭和26年）により乾田化の懸命の努力がなされてきたが，射水全域を乾田化するまでには至らなかった。

4) 事業着工に至る経過

乾田化への努力は戦前，戦後も続けられ，夫々の成果は上がってきたが，排水河川の改修に止まり，昭和30年においても湿田が98.8%を占めていたことにみられるとおり，営農合理化の障害となっていた。

それゆえに乾田化による営農改善への地域農民の願いは強く，新潟県の亀田郷や，愛知県の濃尾平野の機械排水に学んだ地元の有志は，大型排水機による乾田化を県及び国に要望し，県はこの熱意に応え昭和27年から射水平野の土地改良調査を実施する事となった。

昭和28年には射水郷乾田化土地改良促進同盟会が設立され，昭和30年度から昭和36年までの6年間の計画調査を実施した。

昭和37年度には全体実施設計地区として調査を完了し，昭和39年3月国営射水平野農業水利事業所が開設された。

(2) 国営射水郷農地防災事業計画

1) 事業の経過及び目的

本地区の農業排水施設は，昭和38年から51年度にかけて実施された国営射水平野土地改良事業及び附帯事業により排水系統の整理統合及び排水施設の整備が行われ，かつての低湿地帯は昔の面影さえもないほどに乾田化が進み，県内の他の地域と変わらない省力農業ができるようになった。

しかしながら，近年の都市化の進展の中，地域開発等による他動的要因に起因して洪水の流出形態が変化し，小降雨時においてもたん水を呈し，農地及び農業用施設に多大な被害を与えている状況にある。

このような状況を打破するため，排水能力を強化し，農地の汎用化等を行い，農業生産の維持向上及び農業経営の安定と国土保全に資することを主目的とし既設排水機の改修及び排水機場の増設と，中央排水機場の新設，並びに排水路の改修や

新設を行うものである。

2) 事業の概要

a. 地域及び地積

富山市内他6市町村

(平成6年12月現在)

市町村名	地 目			備 考
	田 (ha)	畑 (ha)	計 (ha)	
富山市	810	10	820	・ 土地防災事業と農地防災排水事業とは同一地積
高岡市	130	0	130	
新湊市	920	20	940	
小杉町	470	10	480	
大門町	190	0	190	
大島町	350	0	350	
下村	400	10	410	
計	3,270	50	3,320	

b. 計画諸元

①計画基準雨量

農地防災事業	1/15確率 2日連続雨量 196.0mm
農地防災排水事業	1/30確率 3日連続雨量 259.0mm

②許容たん水

農地防災事業	基準田面上30cm以下のたん水時間が60時間以内
農地防災排水事業	基準田面上30cm以上のたん水時間が24時間以内

c. 排水計画

①排水方式

自然排水及び機械排水

②計画面積と排水量

名称	項目	流域面積 (km ²)	受益面積 (ha)	総排水量 (m ³ /s)	ポンプ排水量 (m ³ /s)
東部排水機場		24.9	1,540	42.4	33.0
西部排水機場		21.5	1,040	47.0	28.7
中央排水機場		12.8	740	17.0	17.0
計		59.2	3,320	106.4	78.7

d. 主要工事計画

①排水機

項目 名称	位置	排水量 (m ³ /s)	揚程		排水機			原動機			備考
			全揚程 (m)	実揚程 (m)	形式	口径 (mm)	台数 (台)	形式	動力	台数 (台)	
東部排水機場	新湊市 七美穴場	10.5	3.5	2.7	立軸軸流	φ1,350	2	発動機	300PS	2	増設
			3.4	2.8	立軸軸流	φ1,000	1	電動機	110kW	1	
		22.5	3.2	2.5	立軸軸流	φ1,600	2	発動機	360PS	2	
			3.2	2.5	立軸軸流	φ1,600	2	電動機	260kW	2	
西部排水機場	高岡市 石丸	10.5	3.9	3.1	立軸軸流	φ1,350	2	発動機	320PS	2	増設
			3.7	3.1	立軸軸流	φ1,000	1	電動機	120kW	1	
		18.2	3.6	3.2	立軸軸流	φ1,500	2	発動機	350PS	2	
			3.6	3.2	立軸軸流	φ1,500	2	電動機	250kW	2	
中央排水機場	新湊市 片口	17.0	4.45	3.6	立軸軸流	φ1,350	3	発動機	390PS	3	新設
			4.35	3.6	立軸軸流	φ1,350	1	電動機	260kW	1	

②排水路

水路名	項目	受益面積 (ha)	排水量 (m ³ /s)	延長 (km)	構造	主要構造物	備考
東部主幹線排水路		1,540	[42.4] 33.0	1.0	鋼矢板護岸	—	改修, [] は総排水量
東部1号幹線排水路	(1,020)	(25.4)		1.1	鋼矢板護岸	流入江 1箇所	改修, () は東部主幹線排水路と重複で内数
東部2号幹線排水路	(370)	(11.4)		0.3	鋼矢板護岸	—	改修, () は東部主幹線排水路と重複で内数
西部主幹線排水路		1,040	[47.0] 28.7	1.8	鋼矢板護岸	流入江 3箇所	改修, [] は総排水量
中央幹線排水路		740	17.0	1.8	鋼矢板護岸	サイホン1箇所	新設
中央放水路		(740)	(17.0)	0.6	暗渠	—	新設, () は中央幹線排水路と重複で内数
計		3,320	78.7	6.6			

3. 西部排水機場増設工事の設計

(1) 西部排水機場増設計画の概要

射水郷地区59.20km²の流域の内、20.97km²の流域を受けもつ西部排水機場は、ポンプ排水能力が18.16m³/s (φ1500mm×4.54m²/s×4台)で、計画排水量28.66m³/sに対して10.5m³/s不足するため、既設排水機場に隣接して排水機場を増設するものである。

(2) ポンプ口径、型式及び台数

ポンプの吐出量と台数は、計画洪水時の他、中小洪水時及び常時排水時において、円滑なポンプ運転が出来るよう経済性等を考慮してつぎのように決定した。

機種形式	立軸軸流ポンプ二床式	
計画吐出量	2.20m ³ /s	4.15m ³ /s
ポンプ口径	φ1,000mm	φ1,350mm
ポンプ台数	1台	2台
排水区分	常時用	洪水用

(3) 設計条件及び基本諸元

排水機場施設及びポンプ設備計画の比較検討に当たっての設計条件と基本諸元はつぎのとおりである。

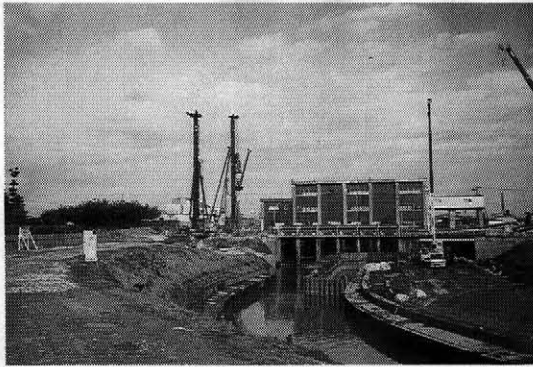
- 1) 計画排水量 3日連続 W=1/30排水解折
 - ・ 自然排水量 Q=14.12m³/s
 - ・ 機械 // Q=28.66 //
 - 既設ポンプ Q=18.16 //
 - 4.54m²/s×4台
 - 新設ポンプ Q=10.50 //
- 2) 常時排水量 ポンプ運転実績(S60~S63)

	かんがい期	非かんがい期
基底流量	0.76~9.08 m ³ /s	0.41~1.90 m ³ /s
頻度高い基底流量	4.00~5.5(5.6%)m ³ /s	0.50~1.50(89%)m ³ /s

() 内は総時間に対する割合

3) 外水位

- 計画外水位 HWL 0.90m
- // // LWL 0.60m
- 最高外水位 H.HWL 1.03m



写真—3 増設機場施工（杭打ち，遊水池拡幅）

富山伏木港 潮位	平均潮位	MSL	0.20m
	既往最高潮位	H.HWL	0.81m
	サク望平均満潮位	HWL	0.34m
	サク望平均干潮位	LWL	0.04m
	既往最低干潮位	LLWL	-0.37m

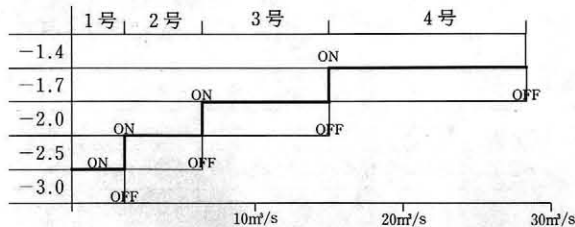
4) 内水位

計画内水位	HWL	0.71m	3日連続	W=1/30
〃	〃	0.75m	〃	W=1/50
現況内水位	HWL	0.90m	〃	W=1/30
〃	〃	0.94m	〃	W=1/50
常時管理水位	NWL	-1.50m	〃	

5) ポンプ運転設置水位

排水計画策定上のポンプ運転設定水位と排水量

ポンプ起動区分	ポンプ区分	ポンプ排水量	累加排水量	起動水位	停止水位
1号	新設	2.0m ³ /s	2.0m ³ /s	EL-2.5 m	EL-3.0 m
2号	新設	4.5	6.5	-2.0	-2.5
3号	既設	4.54	15.58	-1.7	-2.0
	〃	4.54			
4号	既設	4.54	28.66	-1.4	-1.7
	〃	4.54			
	新設	4.00			



4. 西部排水機場増設工事の施工

(1) 排水機場施設の構成

排水機場施設の構成は以下のとおりである。

- 遊水池
- 流入口（流入工），流入水路
- 吸水槽（スクリーン部，流入暗渠）
- 機場建物
- 吐水槽（排水樋管）
- ポンプ及び原動機
- 除塵設備

(2) 施工順序

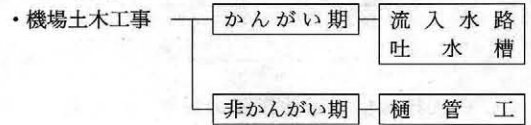
本工事は土木・建築・ポンプ・除塵設備工事などの併合工事である。

これらの工事は既設排水機を運転しながらの近接工事であり，又土木工事の一部（遊水池の拡幅工事）においては現況排水施設内での改修工事である事から施工時期，スペース等が制約された工事であるため以下の工事工程とした。

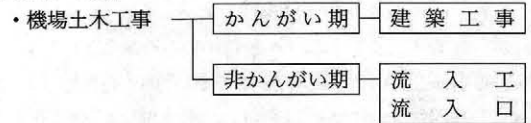
[平成6年度]



[平成7年度]



[平成8年度]



(3) 施工計画

本工事は既設排水機の機能を維持しながらの施工であることから，施工計画を樹てるにあたって次の事項に留意して進めた。

1) 非かんがい期を対象とした工事計画

流入口，遊水池及び樋管工事は締切内工事となるため非かんがい期に実施することとした。

2) 既設排水機場の運転状況及び管理方式

遊水池内の工事を実施するにあたりポンプ場

管理者と打ち合わせの結果、施工時の管理水位をWL(-)2.20mとすることとした。

3) 近接構造物に対する安全性及び公害対策

基礎杭の施工は、既設排水機場に近接していることから、吸水槽及び上屋基礎の支持杭の施工は中掘先端グラウト工法とし、流入口、流入水路等その他の構造物の杭は油圧ハンマーによる打ち込み工法を採用した。また、既設排水機場と掘削ヶ所までの距離が4.0mと狭く、掘削深も7.5mと深くなる土留区間については、開削に伴う土留工タワミによる地盤変位が想定されるため、既設排水機場の基礎杭の防護対策として土留工背面にソイルセメント柱列杭を配置した。

4) 主要仮設計画

増設工事の施工場所は既設排水機場と富山県「新港の森公園」に挟まれた狭小な施工場所であり、この間が約30mであること。また、主工事(コンクリート構造物)の掘削深が4.6m~7.5mであることから、仮設構造物は、鋼矢板土留工(切梁・腹起)方式とした。

また、鋼矢板及び中間杭の打込みについては低振動・低騒音のバイプロハンマーによる打設とした。

5. 工事に伴う湧水の発生及びその対策

(1) 湧水発生の経緯

吸水槽部の掘削は、仮設土留工を設置し、EL 2.00mから順次掘削を実施したが、EL(-)5.00m付近まで掘削した時点で250ℓ/minの湧水が発生した。

仮設土留工の変位及び周辺地盤の観測を実施したが特に異常は認められなかったため、湧水箇所を中心に釜場を設け水中ポンプ(φ100mm×1台)を投入し掘削作業を続行した。

その後、湧水は780ℓ/minに増えたが湧水に濁りはなく、更にEL(-)6.50m付近まで掘削した時点で水の濁りが生じ、砂が水と共に吹き上がってきた。この時の湧水量が1,400ℓ/minであったことから、湧水部廻りを掘削し、碎石を投入し水中ポンプ(φ100mm×1台)を更に追加した。

翌日、湧水量は1,221ℓ/minに減少し清水となったためそのまま掘削を実施するか否か調査・検討中に土留工内でカーンという金属音が発生した。仮設土留工の変位及び周辺地山の観測を実施したところ鋼矢板が最大で93mm、湧水ヶ所から約25m離れた地点の公園内道路が最大460mm沈下していた。

このまま放置すると土留工の崩壊がおけると判断し、直ちに作業員全員を施工現場より避難させ応急対策として土留工内外の水圧等による圧力差を減少させるため、土留工内に注水を行った。

(2) 湧水の原因及び対策

本工事の掘削方法は、一般的な鋼矢板土留方式



写真一4 増設機場施工(掘削)

により順次掘削を実施したが、全体実施設計時の土質調査業務の結果によると、掘削底面E L(-)7.15mより約44m以深のE L(-)51.02m~(-)51.82m間に分布する砂層(中砂)における地下水が被圧されていると報告されていること。また、掘削底高以降は不透水層であることから、掘削面からの浸透はないものと考えていた。

今回の湧水の主な原因としては、土層の一部にパイピングを発生させる弱い部分が介在したことによるものと判断した。

また、掘削底面より約4.5m以深のE L(-)11.65m~(-)15.60m間に分布する砂層における地下水が被一圧されておりこれが広範囲に存在していることが想定された。今後この工事を限られた施工場所内で安全かつ早急に実施するための対策として、表-1の3案について検討した。

第一案は鋼矢板を想定される被圧帯水層の下層まで全周わたり打設し被圧水層を遮断する方法であるが、被圧帯下層にN値50以上の砂礫層が存在しているため仮設矢板の打設はジェット併用となり、これによって地盤を乱し既設の土留工に支障をきたす事が懸念された。

第二案は鋼矢板根入れ不足範囲の地盤を改良し



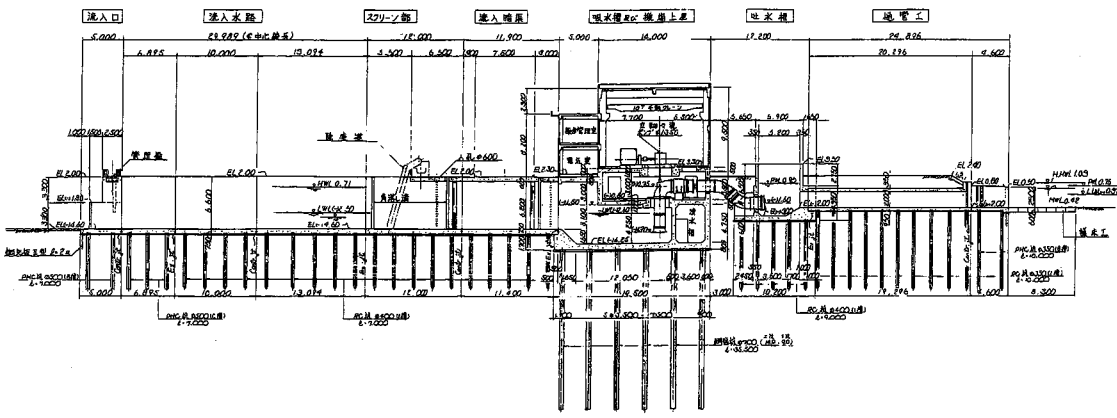
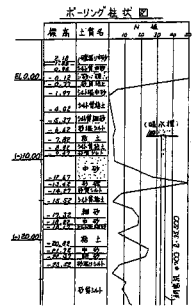
写真-5 湧水状況-1



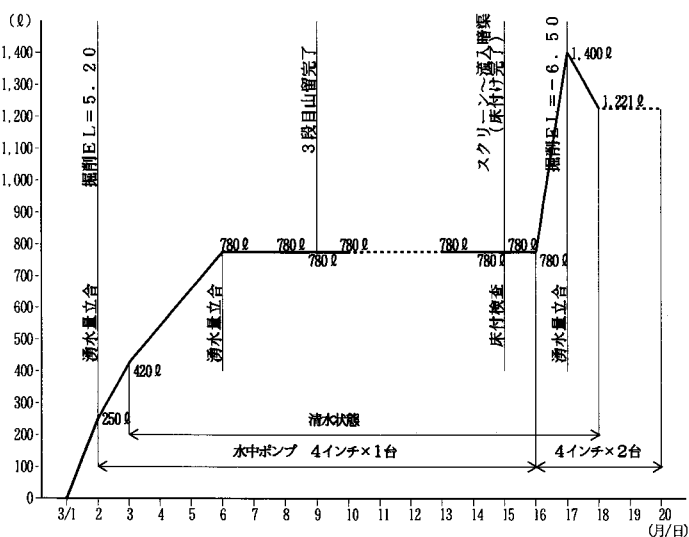
写真-6 湧水状況-2

表-1 湧水対策工一覧表

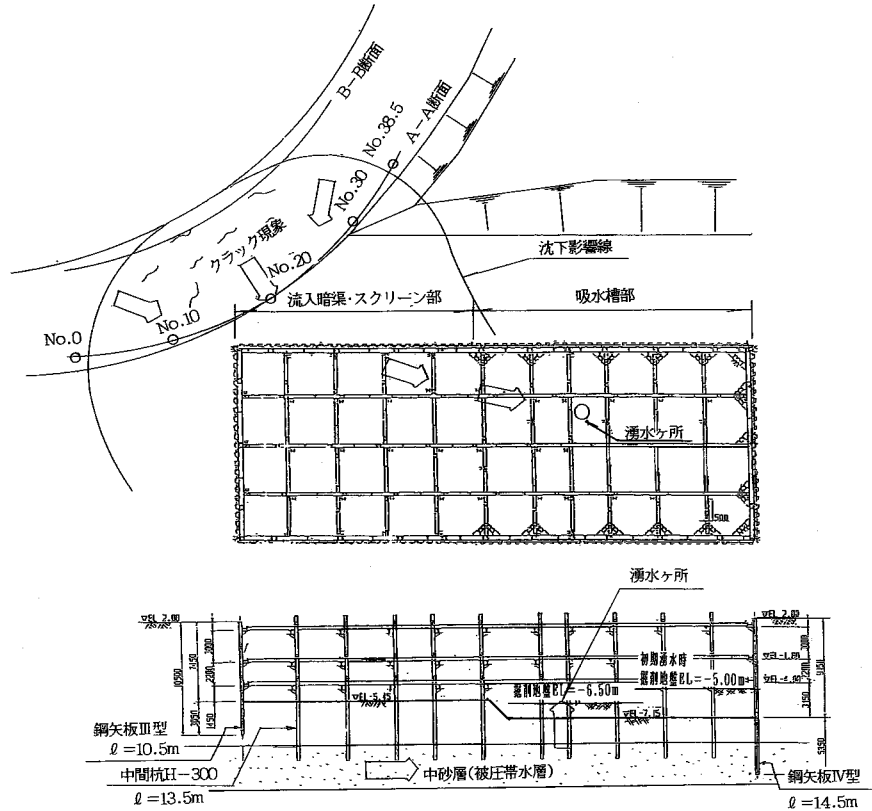
対策分類案	第一案 鋼矢板打設工	第二案 地盤改良工	第三案 地下水位下工法 + 薬液注入工法
工法説明 (対策工の目的と原理)	鋼矢板(IV型)を被圧帯水層の下層まで立坑全周に打設し帯水層を遮断する。	地盤改良工を被圧帯水層の下層までの鋼矢板根入れ不足範囲に立坑全周に施工し帯水層を遮断する。	・ディープウェルを設置し地下水位を低下させる。(被圧水を下げる) ・III型鋼矢板の沈下防止及び仮設構造物の安定化を計る。
概算数量	鋼矢板IV型 L=18.0m 348枚	地盤改良の工法による。	・DW:揚水量による。 (φ600L=16.5m 5本) ・薬注:注入箇所N=17本
問題点	・被圧帯下層に換算N値50以上の砂礫層が存在し、鋼矢板の打設には大型打設機械の使用が必要。 ・既設建屋付近は施工ヤードが狭い又は既設建屋との間に浄化槽あり支障をきたす。 ・鋼管杭及びボーリング孔より出水が予想される。(パイピング現象)	・浄化槽あり支障をきたす。 ・鋼矢板周囲に沿って地盤改良工を施工した場合、改良材が立坑内に流入しやすい又、立坑が水没しているので、改良材の流入の確認が困難。 ・鋼管杭及びボーリング孔より出水が予想される。(パイピング)	・地下水位を低下させることによって周辺地盤の沈下が予想される。
周囲への影響	振動により山留に影響する。 (山留補強)	圧力により山留に影響する。	周辺地盤の沈下が予想される。
備考	湧水箇所(調査ボーリング跡)の改良は別途必要。	湧水箇所(調査ボーリング跡)の改良は別途必要。	周囲の観測が必要。
施工管理	容易 普通 困難 ×	×	○
信頼性	あり 普通 やや不安 ×	○	△
施工日数	早い 普通 かかる ×	△	×
実績	多い 普通 少ない ×	○	△
総合評価	2	3	1



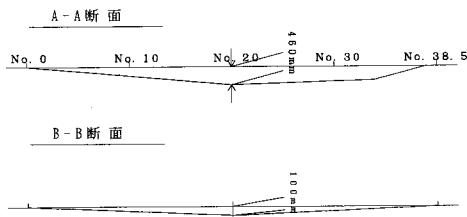
図一 3 増設西部排水機場 縦断面図



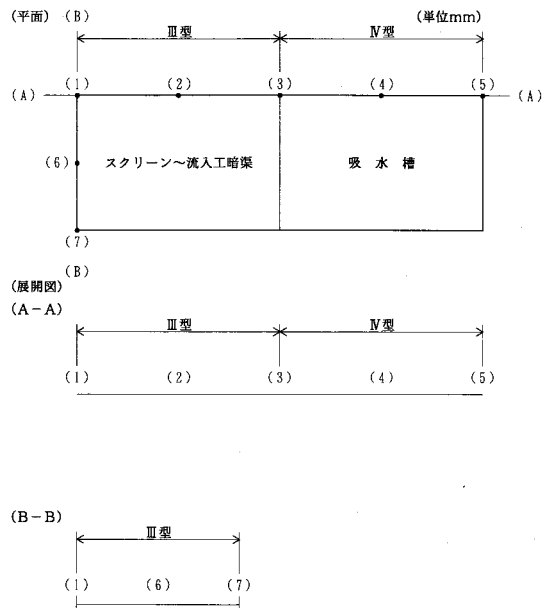
図一 4 湧水量測定図



図一五 湧水原因推定図



図一六 公園内道路沈下量測定図



図一七 土留鋼矢板変位図

想定される被圧帯水層を遮断する方法であるが、既設排水機場の浄化槽が近接しておりこれに支障をきたすこと又、高圧力により改良材を注入することが既設の土留工に悪影響を与えることが懸念された。

第三案はディープウエルにより想定される被圧帯水層の減圧を行う方法であるが、地下水を低下させることによって周辺地盤の沈下が懸念された。

各案にはそれぞれの問題点はあるが、ディープウエル工法は地下水対策の補助工法として広く採用されていること及び、周辺には一般の構造物もなく、全体実施設計時の土質試験結果の値を用いた沈下量の計算値も土留工周辺で11.1cmと比較的少ない計算結果であったことから施工実績、経済性などを考慮しディープウエル工法の採用に踏みきった。

また湧水の発生に伴い鋼矢板が顕著に沈下している区間の根入れ部が乱されていると想定されたため、鋼矢板先端部の止水も含め、周辺部地山の改良を目的に薬液注入（二重管ロッド注入工法）を実施した。

吸水槽部の掘削にあたっては、ディープウエル

による周辺への地盤沈下に対し最善の注意を払いながら実施し、無事構造物を完成させることができた。

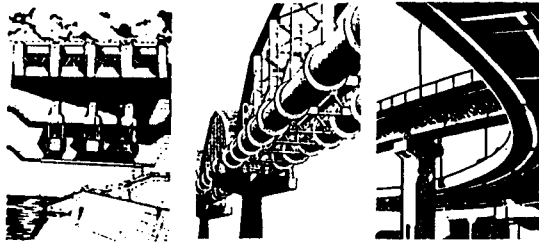
心配された地盤沈下はディープウエルの設置地点から約6m離れた既設排水機場周辺で最大8.8cmであり計算値を下回るものであった。

この湧水の発生から対策工法の検討及び掘削作業の再開まで多少の日数を要したが、現在は上屋工事がほぼ完成し、予定工期の平成9年2月までには無事に土木工事の完成が見込まれる段階まで進捗している。そして現在は予定通りポンプ設備及び除塵設備工事を実施しているところである。

6. おわりに

国営射水郷農地防災事業は平成8年7月、国営射水平野農業水利事業で造成した東・西部排水機の改修を取り込むことを主たる内容とした計画変更が確定し、本国営事業計画に位置付けられている県営農地防災事業も本年度から着工の運びとなった。

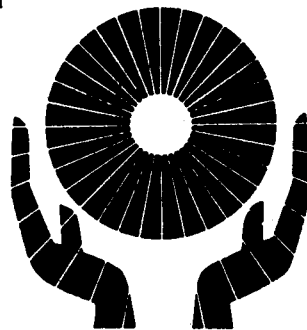
この上は、一日も早く事業目的が達せられるよう、当事業所挙げて取り組んでいるところである。



カキモト

X 株式会社 栗本鐵五所
〈鉄構事業部〉

本社 大阪市西区北堀江1丁目12番19号 ☎(06) 538-7691
 東京支社 東京都港区新橋4丁目1番9号 ☎(03) 3436-8150
 北海道支店 ☎(011) 281-3307 中国支店 ☎(082) 222-8205
 東北支店 ☎(022) 227-1890 九州支店 ☎(092) 451-6627
 名古屋支店 ☎(052) 201-4501



われらの英知
みんなの国土
その最高のハーモニーをめざして

柘谷ダム第5号橋梁建設工事における 一上・下部工の設計と施工について一

清水正行*
(Masayuki SHIMIZU)

藤島洋志*
(Youji FUJISHIMA)

関根 清*
(Kiyoshi SEKINE)

石上 貴*
(Takashi ISHIKAMI)

目 次

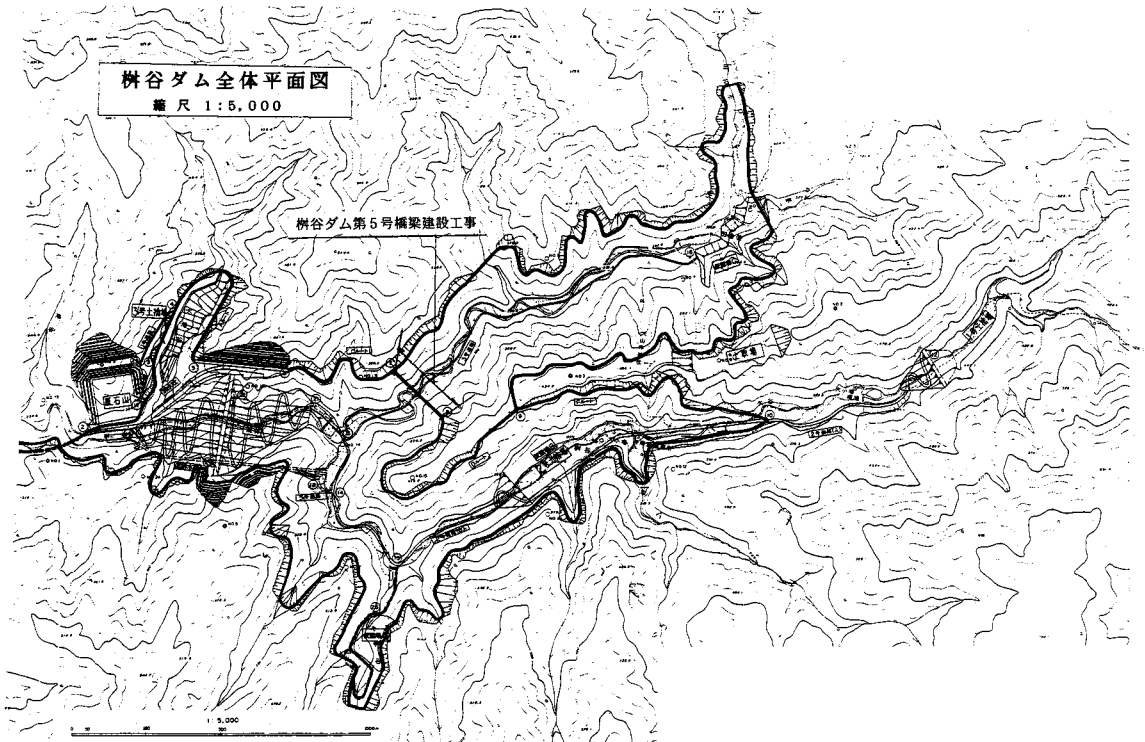
1. はじめに	38	6. 上部工の設計	41
2. 事業概要	39	7. 下部工の施工	41
3. 対象工事の概要及び主要材料	39	8. 上部工の施工	44
4. 地形の概要	39	9. おわりに	46
5. 下部工の設計	40		

1. はじめに

柘谷ダム第5号橋梁は、柘谷ダム建設予定地の約600m上流に位置し、ダム建設により水没する町道宇津尾～柘谷線及び田倉俣線の付替道路の一環として建設するもので、ダム湖を横断することから、将来は「ダム湖面橋」としても位置づけられることとなる。

柘谷ダム第5号橋梁に関する工事は、平成5～6年に大口径深礎基礎（P1φ12m×L=32m、P2φ10m×L=14.5m、NATM工法）を施工し、その後平成7～9年度に渡って下部工と上部工（片持架設工）を実施中である。本文は、上部及び下部工を中心に同工事の設計・施工の概要を報告するものである。

なお、大口径深礎基礎については、本誌第103



図一1 柘谷ダム全体計画図

*北陸農政局日野川用水農業水利事業所

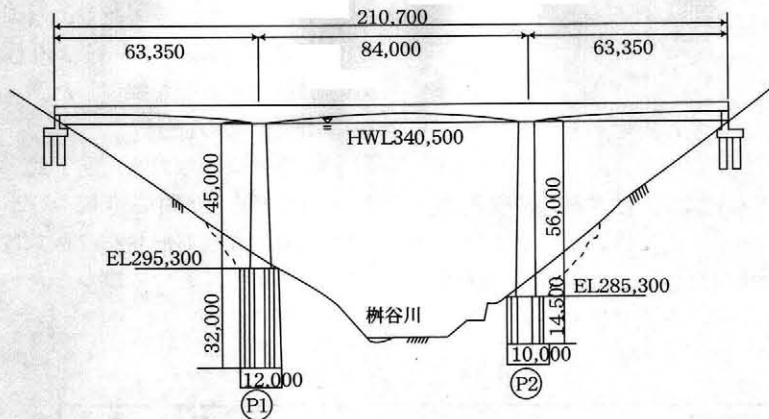


図-2 榎谷ダム第5号橋梁計画一般図

号に掲載済みであるので、今回は省略させて頂く。

2. 事業概要

本地区は、福井県のほぼ中央を流れる九頭竜川水系日野川の両岸に広がる武生市外2市3町におよぶ水田面積5,880haを受益地としている。また、本事業は、生活用水、工業用水及び治水との共同事業であり、1ダム、2頭首工の築造及び幹線用水路の整備を行っている。

3. 対象工事の概要及び主要材料

(1) 工事概要

1. 工事名	榎谷ダム第5号橋梁建設工事	
2. 工事場所	福井県南条郡今庄町大字榎谷地内	
3. 工事期間	平成7年7月24日～平成9年12月20日	
4. 構造形式	3径間連続ラーメン箱桁橋	
5. 橋規格	1等橋	
6. 橋長	210.70m	
7. 支間	62.75m + 84.00m + 62.75m	
8. 幅員	全幅員7.70m (有効幅員6.50m)	
9. 設計荷重	TL-20	
10. 縦断勾配	1.0%	1.0%
11. 横断勾配	2.0%	2.0%
12. 設計水平震度	Kh = 0.20	

(2) 主要材料

コンクリート	$\delta_{ck}=40\text{N/mm}^2$ (早強)	1,430 m^3
	$\delta_{ck}=30$ // (普通)	142 //
	$\delta_{ck}=24$ // (//)	2,840 //
鉄筋	SD345	568 t
	SD295A	337 //
PC鋼材	SBPR930/1180 $\phi 32$	115 //

4. 地形の概要

第5号橋梁建設予定地の兩岸の斜面は、左岸で35°前後、右岸で40°前後を示しており、全般的に急斜面をなしている。左岸斜面は、右岸斜面に比べやや緩傾斜であり尾根部(中尾根:河床より比高約140m)が北東-南西方向に延びる痩せ尾根となっている。斜面は多少起伏のある地形を示し、表層部の崩落にともなう崖錐地形も認められる。



写真-1 榎谷ダム第5号橋梁全景

5. 下部工の設計

(1) 橋脚形式の選定

橋脚形式の選定については、地形条件を考慮し選定した。一般に、本橋梁施工位置のような山間部にあつては、ラーメン橋脚、柱式橋脚、壁式橋脚が考えられる。50m以上の高橋脚については、上部構造と合わせた橋梁全体としての形式・構造を検討する事が望ましく、本橋梁においてもラー

メン構造の上部工を考慮し、橋脚高さが46~57mの範囲である事から表-1より柱式橋脚を選定し、中空の長方形断面を採用した。

(2) 橋台形式の選定

橋台形式は、重力式、逆T式、控え壁式、箱式、ラーメン橋台及び中抜き橋台等があるが、施工位置が一般的な地形形状を成しており、躯体形状も壁高10.0m程度となる事から表-2より逆T式橋台を採用した。

表-1 橋脚工選定表






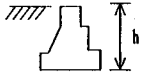
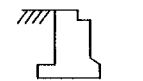
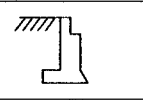

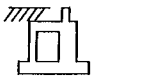
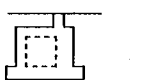
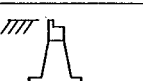
橋脚形式	高さ (m)			備 考
	10	20	30以上	
二 柱 式		15		R/C床版の場合 
ラーメン式 (一層)	5	15		
ラーメン式 (二層)		15	25	
壁 式 柱 式				中空壁式を含む 
I 形			25	

表-2 橋台工選定表

橋台形式	高さ (m)			備 考
	10	20	30	
重 力 式	4			
半 重 力 式	6			
逆 T 式	6	12		
控 え 壁 式				
ラ ー メ ン		15		
箱 式		12		
中 抜 き		15		

6. 上部工の設計

(1) 橋梁形式の選定

橋梁形式の選定に当たっては、橋長や線形などの基礎的事項及び施工条件等を勘案し、下記の3案について予備設計を実施した。

第1案 3径間連続鋼床版橋

第2案 鋼ランガー桁+鋼単純鉄桁（3径間）

第3案 3径間PC連続ラーメン橋

この中から、経済性に優れており、施工性について橋脚側からの施工が可能（付替道路施工が後発のため橋台からの施工ができない）であること、ラーメン橋のように張出し施工で行う方が鋼橋に比較し大きな仮設ヤードを必要としないこと、又塗装等の維持管理費の必要もないことから第3案を採用した。

(2) 上部工の設計

①上部工架設計画

PC桁架設工法の選定は、表一3より移動作業車による片持架設工法を採用した。

②断面設計

主桁断面形状は、1室箱桁で桁高は柱頭部で最大5.00mから中央径間中央の最小2.30mまで2次曲線で変化させている。構造解析は、架設順序に応じて構造形式が異なるため構造系変化による断面力の移行を考慮した構造解析を行っている。冬期間の除雪作業は行わないため、雪荷重を見込んでいる。

主桁の設計方針は以下のとおりである。

- 設計断面は各ブロック継目、橋脚フェイス、及びせん断照査点として支点から桁高の1/2離れた点に設ける。
- ワーゲン重量は70tとする。
- 架設時と完成時は、構造系が異なるため、クリープによる不静定力が生ずるが、クリープ係数は構造系が完成した時点からクリープが進行すると考え、各ブロックの材令より全体の平均値を求め、不静定力を求める。
- 導入緊張力は代表的なPC鋼棒形状を仮定し、その平均緊張力として決定する。
- 主桁橋脚接合部についてはアンバランスモーメントを鉄筋で受け持たせるように設計するため、RC構造とし鉛直締めは行なわ

ない。

また、床版及び横方向の構造については、床版はRC構造、横桁はPC構造である。

7. 下部工の施工

(1) 施工概要

下部工から上部工までの施工概要を図一3に示す。

(2) 下部工の施工

①コンクリート工

橋脚のコンクリート規格は、圧縮強度24N/mm²（普通ポルトランドセメント）スランプ8.0cmである。ただし、柱頭部ブロックは、柱頭部の縦締PCせん断鋼棒が配置されるため30N/mm²を使用している。

打設方法は、高さ25.0mまでをブーム打設で行い、以降は配管打設にて行っている。また、配管打設については、橋脚工から上部工の完成までを考慮し、垂直高さ60m、上部工の水平張出し長さ40mを圧送できるように圧送管を配置し、ポンプ車は圧送能力98～100/h級で施工している。また、柱頭部などの配管が長くなる箇所では、流動化剤を添加するなどコンクリートの品質変化を防止している。

②鉄筋工

鉄筋は、高橋脚である事からD51及びD32を使用している。特に継手方法は、機械継手としてネジふし鉄筋継手を用いている。この鉄筋は、表面の異形状がネジ状に熱間圧延で成形された異形鉄筋を内面にネジ加工されたカプラーによって継ぎ合わせ、継手部は樹脂固定方式によって固定している。機械継手方式を採用した利点は、圧接技能者が不要である（講習受講後は一般作業員でも施工可能である）、天候に左右されにくい、X線等による確認試験が不要である、などがあげられる。

③仮設備

タワークレーンは、橋脚工から上部工までの資材の荷役及び部材の組立・解体に使用するため、90t・mを設置している。足場工は、枠組み足場を使用し、足場材料の重量が増える中間からブランケットを設けて上下2分割としている。昇降設備は、施工初期は階段工とし、橋脚高が35mに到達した段階からエレベータ（1000

表-3 PC桁架設工法選定表

◎：適している △：あまり適していない
○：普通 空欄：適していない

架設工法		場 所 打										プレキャスト							
		固定式工法		片架設工法		大架移動工法		押出し架設工法		プレキャスト桁架設工法		プレキャスト片架設工法		ク架設工法		ク架設工法			
		支保工架設		移動作業車と補助架設桁		移動架設桁		ハンガータイプ		分散方式架設		門型クレーン架設		併用架設		エレベーター下ラ架設		エレベーター上ラ架設	
		枠組式支保工架設	支柱式支保工架設	併用支保工架設	移動作業車	移動作業車と補助架設桁	移動架設桁	サポータータイプ	ハンガータイプ	集中方式架設	分散方式架設	架設桁架設	自走式クレーン車架設	門型クレーン架設	併用架設	エレベーター下ラ架設	エレベーター上ラ架設	自走クレーン車架設	門型クレーン架設
支 間	20~40 m	◎	◎	◎				◎	◎	○	○	◎	◎	◎	◎		○	△	
	40~60 m	◎	◎	◎	○	○	○	○	◎	◎	○	△	△	○	○	○	△	○	
	60~80 m	○	○	○	◎	◎	◎		○	○					◎	◎	△	○	
	80~100 m	△	△	△	◎	◎	○		△	△					△	◎		△	
	100~150 m				◎	○	△									○			
	150~200 m				◎	△										△			
	200 m以上				◎											△			
構 造 型 式	単 純 桁	◎	◎	◎				◎	◎	○	○	◎	◎	◎					
	連 続 桁	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
	ラ ー メ ン	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	△	△					◎	◎	◎	◎	
	ア ー チ	○	○	○	◎				△	△							○		
	斜 張 橋	○	○	○	◎											◎			
ト ラ ス 橋															◎	○			
機 械 化 施 工				◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○	○	○	○	◎	◎	○	○	
サイクル施工が可能	△	△	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○	○	
桁高の変化に対する融通性	◎	○	◎	◎	◎	◎	△	○	△	△					○	○	○		
支間の変化に対する融通性	◎	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
線形の変化に対する融通性	◎	○	◎	◎	○	○	◎	△	△	○	○	◎	◎	◎	◎	◎	△		
拡幅に対する融通性	◎	○	◎	◎	△	△	△	△	△	△	○	○	◎	◎	△	◎	△		
桁下空間の確保		○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎			
施 工 速 度	△	△	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
多径間の場合の有利性	△	△	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
小規模橋梁に対する適用性	◎	◎	◎								○	◎							
桁下に対する安全性				◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○	○	○	○	○	○			
環境に対する有利性 (騒音・振動)	○	○	○	○	○	○	◎	◎	◎	◎	○	△	△	○	○	○	△	△	
天候に対する有利性	△	△	△	◎	◎	○	◎	◎	◎	◎	△	△	△	△					

kg級)を設置している。

(3) 施工上の特記事項

①橋脚工

a. D51の太径鉄筋を使用しており、鉄筋配置も密であるため、その組立に苦慮し特に鉄筋間隔を確保する事に労力を要した。

b. 高所でのコンクリート打設であるため、

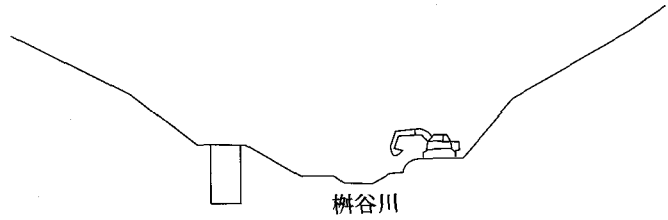
配管圧送に苦慮し、流動化剤等を添加し対応した。(特に柱頭部)

c. 12月の施工時に、コンクリート打設後の養生に苦慮した。(高所であるため、風による影響もあり温度低下が心配された。)

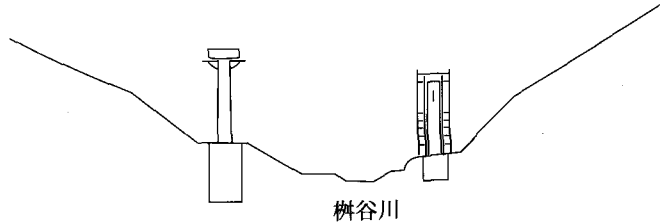
②橋台工

橋脚及び上部工を施工しながら、橋台の施工

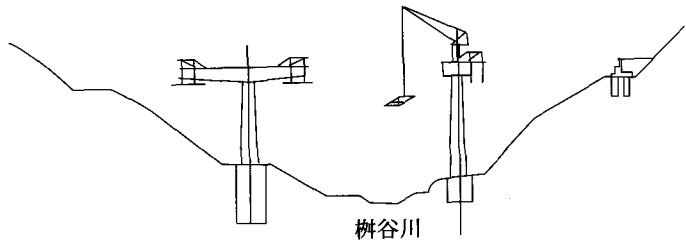
- ①橋脚基礎の施工
地山を掘削し、橋脚基礎
(大口径深礎)の施工。



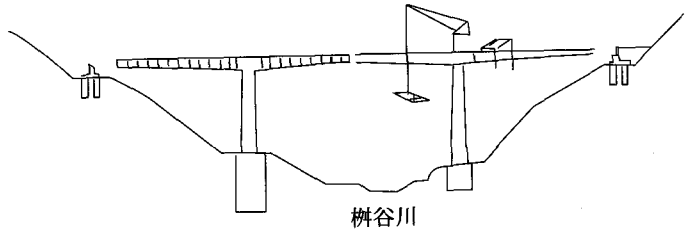
- ②橋脚及び柱頭部の施工
足場を組立て橋脚を施工。
橋脚完成後、ブランケット
を取付け柱頭部を施工。



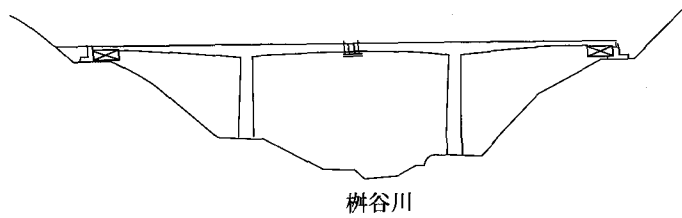
- ③片持張出架設及び橋台の施工
柱頭部に架設作業車を組立、
主桁を左右交互に施工。
〔架設作業車での施工長は
1ブロック当たり3.5m~4.0m〕



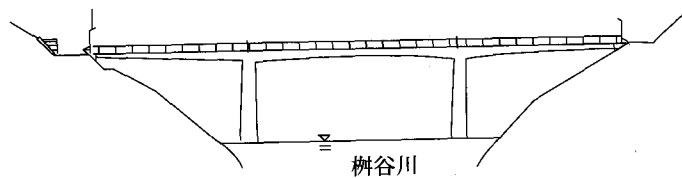
- ④架設作業車撤去
片持張出架設が終了すると、
架設作業車を柱頭部まで戻し
て解体撤去する。



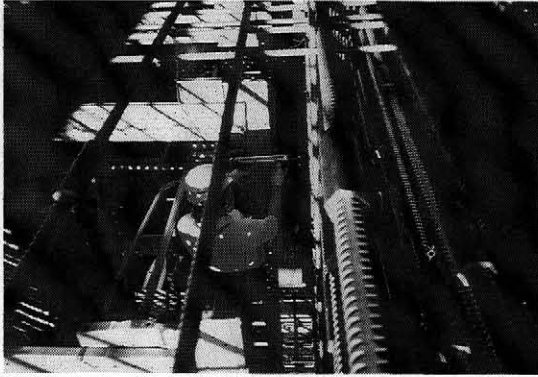
- ⑤主桁の支保工施工・中央連結
両橋台側の支保工施工部、及
び中央連結部分を支保工上
にて施工。
〔支保工は既済主桁からの吊
り構造〕



- ⑥橋面工・完成
主桁完成後、地覆・高欄・舗
装等を行い完成。



図一 3 施工概要図



写真一 2 機械継手施工状況

を行っているため上下作業となり、その安全対策に苦慮した。

8. 上部工の施工

(1) 施工区分

上部工の施工については、施工方法が異なる事から、図一4のように柱頭部、張出架設部、側径間支保工部及び中央閉合部に区分している。

(2) 柱頭部の施工

①ブラケット支保工

橋脚が高く、地盤より支保工を組み上げての施工が困難であるため鋼製ブラケットを橋脚上部の側面に取り付け、その上に枠組支保工を組み立てて柱頭部の支保工とした。また、ブラケット及び支保工の組立・解体は橋脚側面に設置した定置式タワークレーンにて行った。

②コンクリート工

箱桁断面のコンクリート打設は、一般に、連続して打設する事が望ましいが、柱頭部及び側径間部については、上床版の型枠との関係から2回に分けて打設した。打設時は、打込み順序、支保工、型枠の沈下やはらみ出しに十分注意して施工した。主桁部のコンクリートは、圧縮強度40N/mm² (早強ポルトランドセメント)、スランプ8.0cmである。

(3) 張出し架設部の施工

①施工順序

張出し架設部の施工は、下記の順序で行う。

- a. 片持架設用移動作業車(ワーゲン)の組立
- b. 型枠をセットする
- c. 鉄筋・PC鋼材組立
- d. コンクリート打設
- e. 養生

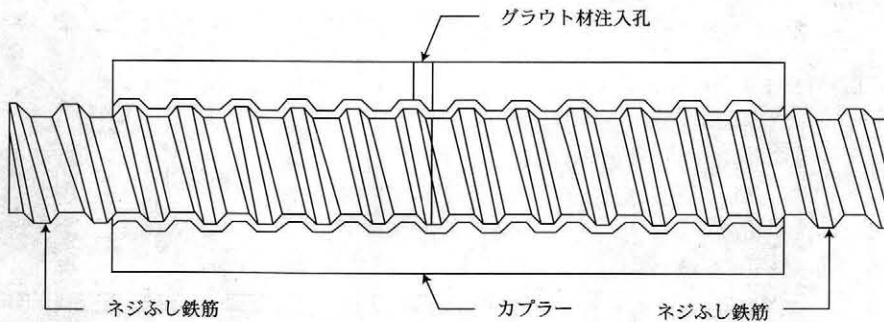
プレストレッシングに必要な所定強度が確認されるまで養生をする。

- f. プレストレス導入

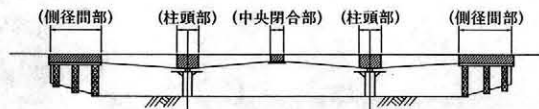
主桁方向・鉛直方向・横桁横締め方向の鋼材の緊張をする。

- g. ワーゲンの移動・据え付け

ワーゲンの移動前に型枠の解体・レイタンス処理等を行った後、ワーゲン据え付け位置を既設主桁コンクリート上に墨出しを行い所定の位置にワーゲンのレールを移動し、ワーゲン車輪をレールに乗せワーゲンを所定の位



図一4 機械継手構造図



図一5 橋梁施工区分



写真-3 ワーゲン施工状況

置まで移動させる。ワーゲンメインジャッキを使い水平に据え付けアンカー鋼棒で固定する。

上記b～gの繰り返し施工を行う。

②ワーゲン

ワーゲンは、打設コンクリート及びその他の作業荷重をメインフレームが受け持つ構造であり、メインフレームは既設主桁のウェブに固定される。ワーゲンは、一般型（中型ワーゲン）と大型ワーゲンとの2種類があり、さらに橋梁の主桁数（ウェブ数）によって分類される。ワーゲンの選定は、一般に橋梁の1ブロック重量と長さからワーゲンに作用する最大曲げモーメントを算出し、決定している。本橋は、一般型（2主桁用）を採用した。

③プレストレッシング

PC鋼棒の緊張は、コンクリート強度が26 N/mm²以上に達したことを供試体にて確認した後に行っている。通常、打設から3日目で強度が得られている。緊張作業には、ディビダークジャッキを使用し、緊張圧力と、伸び量の両方の測定により管理を行う。また、緊張作業に先立ちダイナモメーターを使ってポンプマンオメーターのキャリブレーションを実施すると共に、下記の頻度でもキャリブレーションを実施している。

- a. 最初のプレストレッシングの直前
- b. 約50本のPC鋼棒の緊張を行った後
- c. ジャッキ・ポンプの修理を行った後
- d. マノメーターの0点が明らかに移動したとき

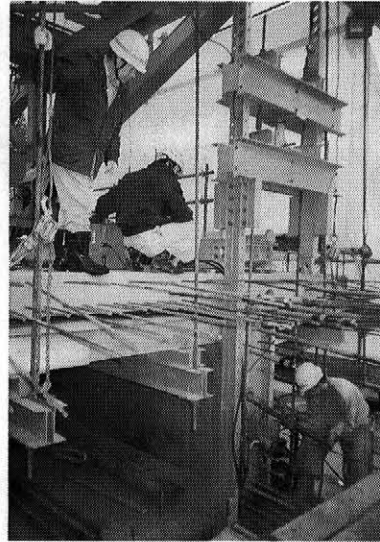


写真-4 PC鉄棒緊張中

e. その他、緊張作業時に異常を感じたとき

④グラウト工

グラウトの目的は、ダクト内にグラウトを完全に充填することによって、PC鋼材の防錆及びPC鋼材と部材コンクリートとの付着を与え一体とすることである。

施工に当たっては、ノンブリーディング型のグラウト材を使用することにより、グラウト注入後のブリーディング水による空隙・残留空気の発生防止を図っている。注入作業は、空気等が混入しないよう、排出口から一様な濃度のグラウトが排出するまで継続して行い、注入濃度と同一なグラウトの排出を確認した後排出口を閉じる。さらに、グラウトポンプ圧力が4～8 kg/cm²（従来タイプのグラウト注入圧力より若干高め）になるまで注入を続け、注入口を閉じて作業を了する。

⑤揚げ越し管理

本橋は、ワーゲン使用による片持架設を採用していることから、架設中及び架設後のたわみを考慮する必要がある。たわみの要因としては、コンクリートの荷重、緊張力、ワーゲン組立・移動・解体、静荷重、クリープや乾燥収縮及び活荷重が挙げられる。そのため、橋梁完成後に計画高となるよう施工時に各ブロックの揚げ越し量を算出しておき型枠セット時に所定の揚げ越し量を考慮して高さ出しを行っている。測量

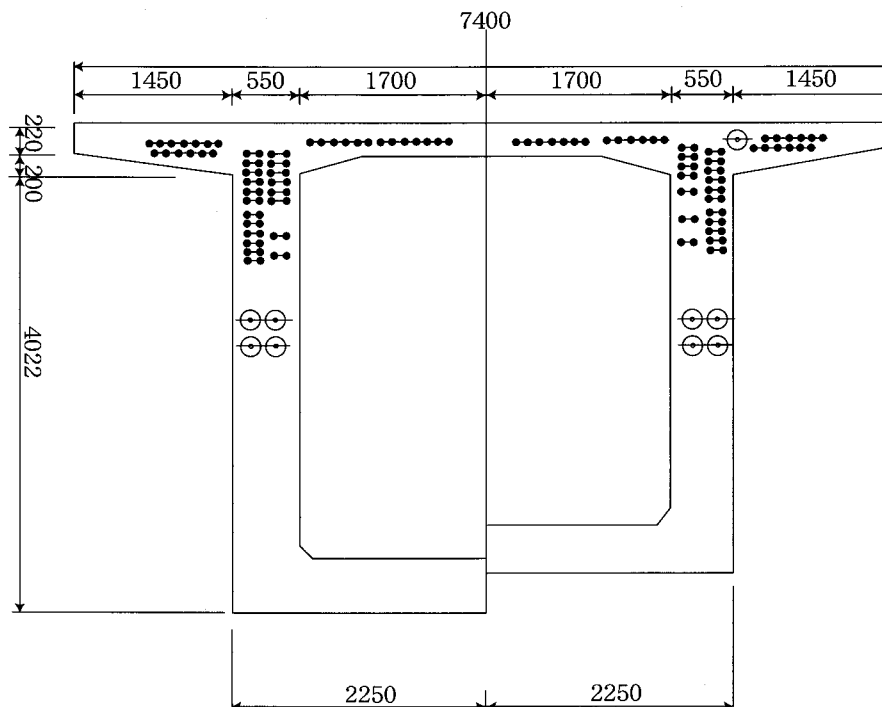


図-6 PC配置断面図

については、温度差の影響を避けて早朝に行っている。

(4) 側径間支保工部

ワーゲンを移動・解体し、張出し架設部の施工が終了した後、側径間支保工部の施工を行う。支保工は、支柱式支保工とし、橋台前面に支柱を組立て、張出し側は最終ブロックより吊り下げる構造とする。支保工基礎は、橋台フーチングを利用する。橋台のコンクリートは、型枠の組払い等の施工性を考慮し、2回に分けて打設する。荷役作業にはジブクレーン(16t・m)を使用する。

(5) 中央閉合部

P2側ワーゲンを利用し、中央閉合部を施工する。

(6) 橋面工の施工

橋体完成後に行う橋面工としては、アスファルト舗装、伸縮継手、照明設備、地覆、高欄を施工する。地覆は、あらかじめ橋体施工時に取付けたインサートアンカーを利用して吊り支保工にて施工する。支保工、型枠組立時は、橋面作業車を使用する。

(7) 施工上の特記事項

①鉄筋とPC鋼棒が密に配置されているため、

その組立に労力を要した。

②12月の施工時に、所定の圧縮強度がなかなか得られないため、PC緊張、脱型、片持架設車の移動等の工程に影響があった。

9. おわりに

現在、柘谷ダム第5号橋梁建設工事は最終年を迎え、平成9年12月完成を目指して、施工を進めている。また、柘谷ダムの進捗については、平成10年6月盛立開始、平成14年湛水試験開始を目指して進めており、柘谷ダム建設工事は最盛期を迎えている。

参考文献

日本道路公団	設計要領 第二集 平成2年7月
(社)日本道路協会	道路橋示方書IV下部構造編 平成2年2月
	コンクリート橋施工便覧 昭和59年2月
(社)日本建設機械化協会	橋梁架設工事の積算 平成7年度版

沖縄の農業農村整備事業における赤土等流出防止対策

上 里 至*
(Itaru UESATO)

目 次

1. はじめに	47	5. 施工等の対策	51
2. 沖縄の気象及び土壌特性	47	6. 農家の負担軽減措置	52
3. 赤土等流出の実態	48	7. 終わりに	54
4. 赤土等流出防止対策	49		

1. はじめに

沖縄県において、赤土等流出による公共用水域への汚染が拡大したのは、昭和30年代のパインアップルブームにより山地の自己開墾が急速に進展した結果として捉えることができるが、その後続く各種の開発行為もその一翼を担ったことは否定できない。

この赤土等の流出問題は、近年の自然環境の保全に対する社会的認識の高まりとともに各種の開発行為に結びつけられ、そのあり方を巡って県民を巻き込んだ論議に発展している。

沖縄県農林水産部は、赤土等の流出が社会問題となりつつあった初期段階の昭和54年に、工事施工中の現場における赤土等の流出防止を図るため、「土砂流出防止対策方針」を策定しているが、赤土等の流出問題が拡大して行く中であって、これらの防止対策の一層の充実・強化を図るため、これに改定を加え、平成元年度に「土砂流出防止対策基本方針」として新たに制定した。

このような部の動きに対応して、土地改良事業等においても「土砂流出防止対策基本方針」の実効性を確保するため、平成2年に「土地改良事業等土砂流出防止対策実施基準（一次試案）」を取りまとめているが、引き続き、赤土等の流出防止対策を徹底して実施するため、工事期間中における工事現場からの雨水を全量貯留するための仮設沈砂池の設置を義務づける等の一部改定を加え、平成4年に「土地改良事業等土砂流出防止対策実

施基準（二次試案）」として制定した。

その後、沖縄県の土地改良事業等における赤土等流出防止対策は、この「二次試案」のもとでしばらく実施されることになるが、沖縄県は赤土等対策の遠大な事業に県民一体となって着手することを宣明し、平成6年10月20日に「沖縄県赤土等流出防止条例」を公布した。

そして、その後の1年間で条例施行規則の内容を調整し、平成7年10月9日に「沖縄県赤土等流出防止条例施行規則」を公布するとともに、「沖縄県赤土等流出防止条例」の施行期日を平成7年10月15日と定めた。

そのため、農林水産部としても、条例との整合性を図りながら、従来にも増して赤土等流出防止対策の充実・強化を図るため、「土砂流出防止対策基本方針」を見直し、新たに「赤土等流出防止対策基本方針」を策定した。

そして、その中で土地改良事業等における赤土等流出防止対策指針の別途作成を義務づけ、部の「基本方針」と同様に条例との整合性を念頭に「二次試案」の大幅な修正を行い、平成7年10月23日に「土地改良事業等における赤土等流出防止対策設計指針」として制定した。

以下の内容は、沖縄の農業農村整備事業で現在実施している赤土等流出防止対策をこの「設計指針」にもとづいて取りまとめている。

2. 沖縄の気象及び土壌特性

沖縄県における年降雨量は、平均的に2,000mm程度であるが、年による降雨量の変動は1,500mm～3,000mmと極めて大きく、夏期の台風及び熱帯

*沖縄県農林水産部農地水利課

性低気圧の発生の動向に大きく支配されている。

また、降雨特性はスコール型で降雨強度が大きく、標高差や地域差による降雨量の遍在性が見られる。さらに、大雨や強雨の原因を示すと、日雨量100mm以上については台風が多く、降雨強度については、大きい順に低気圧、台風、前線となっている。

赤土等流出防止対策上、特に注意すべき時期は、これら台風や熱帯性低気圧の襲来する7月～9月及び梅雨期の5月～6月頃である。

次に、沖縄県における土壌特性について示す。沖縄県の土壌は、沖縄本島北部に分布する千枚岩や国頭礫層等に由来する国頭マーヅ、主として宮古群島、本島南部、周辺離島等の琉球石灰岩上に分布する島尻マーヅ、本島中南部に分布する島尻層群の泥岩を母岩とする残積性の風化土壌のジャーガル及び海岸平野に分布する海成沖積土壌と河口部周辺に分布する河口沖積土壌から成り立っており、これらの土壌は、全て特殊土壌として取り扱われている。

国頭マーヅは赤色～黄色の色調を示し、一般に分散率が高く侵食を受けやすい土壌となっている。さらに北部地域の小起伏山地で広く分布することから、傾斜地という地形的な特性からも侵食を受けやすい条件下にある。

赤土の流出問題が社会問題化した理由は、降雨により、この国頭マーヅが流出し、北部地域の海域を赤く汚濁させたことに主な原因がある。

島尻マーヅは黄褐色～暗褐色の色調を示し、分

散率は低く土壌の浸食性は小さい。また地形的には主として平坦な場所に存在し、浸透性も高いことから赤土等の流出問題は比較的少ない。しかし、降雨の状況によっては一部地域において赤土等の流出による海域への汚濁が見られる。

ジャーガルは主として灰色を示し、分散率は国頭マーヅと島尻マーヅの間にある。地形的には丘陵地に存在するが、透水係数が小さく島尻マーヅよりは侵食性は大きい。しかし、色調から、海域に流出したにしても赤土より目立たないために、マスコミ等で話題になることは少なかったが、沖縄県衛生環境研究所は、多量のジャーガルが流出し海域を汚濁させている可能性があるとして指摘してマスコミに発表するとともに、その防止対策を早急に図る必要があると訴えている。

3. 赤土等流出の実態

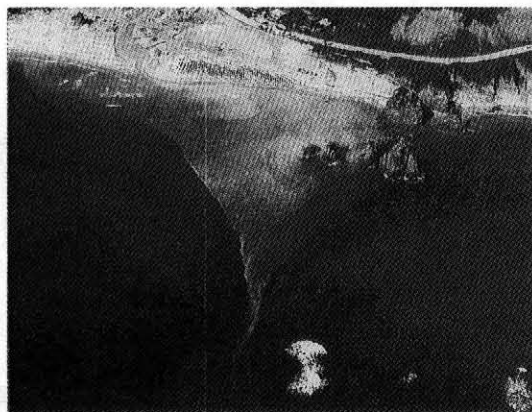
赤土等の流出問題が大きな社会問題となっている状況にもかかわらず、沖縄県における年間の赤土等の流出量は把握されていない上に、調査研究結果として報告された事例も少ない。

この理由は、赤土等の流出が気象条件、地形条件、土壌条件、植生の状況等によって大きな違いが見られること及びその要因が複雑で数多く存在するがこれらの要因を定量的に把握できないこと等に由来するものである。

このような状況の中で、沖縄県衛生環境研究所は、降雨により、各種開発現場や農用地から発生する濁水の浮遊物質質量(ss)を数多く測定しながら、データの収集に努めるとともに、これらの測定値を用いて年間の赤土等の流出量の推定を行っ



写真一 河川に流入する濁水（上流の開墾地から発生・沖縄本島北部地域）



写真二 海域に広がる濁水（沖縄本島北部地域）

ている。さらに、米国で開発された USLE 式を用いた推定についても行っている。その結果は表-1 のとおりであるが、USLE 式自体を沖縄県で当てはめるには、その係数の決定方法で今後の調査研究が期待されるところであるが、概略的に推定する点では参考になるものである。

これによると、沖縄県全体で赤土等の年間流出量は31万7,500トンとなり、既存地目で最も多いのが農地の10万3,100トンで全体の1/3を占めている。次いで森林、草地、住宅商業地、道路等となっているが、これらの地目からの流出量は極端に少なくなっている。

なお、農地からの流出量は作物の植付状況によって大きく異なり、耕耘時や休耕時の裸地状態で

降雨があれば赤土等の流出が発生する。

次に開発事業について見てみると土地改良事業や土地区画整理事業等の面的工事が多くなっている。これは裸地面積が大きいことに由来するものであるが、特に、土地改良事業に由来する流出量は、開発事業全体流出量17万9,600トンの54%を占める9万8,500トンと「沖縄県における年間土砂流出量について（沖縄県衛生環境研究所報第29号）より抜粋」になっている。

なお、開発事業からの年間流出量は既存地目からの流出量よりは多くなっている。また、この表は平成6年の調査結果を踏まえて平成7年に発表したものであり、赤土等流出防止条例が施行される以前のものである。

赤土等流出防止条例は、雨水を全量貯留するための濁水最終処理対策装置の設置を義務づけ、工事現場内に発生する濁水の全量をこの対策装置に一旦貯留することとしている。そして、この対策装置から排出する場合は200mg/ℓ以下で排出することを義務づけている。これが達成されれば開発事業の現場からの赤土等の年間流出量は17万9,600トンから3,500トンに激減すると予想されているが、条例施行から1年を経過した現在これを追跡調査した結果の報告はない。

土地改良事業においては、濁水最終処理対策装置として大規模な仮設沈砂池を設置して雨水を全量貯留するとともに、この仮設沈砂池から排出する場合には200mg/ℓ以下の排出を基準にしてその対策に努め、その数値を記録しながらデータ収集を行っているところである。これらのデータが集まればある程度の推定が可能となり、土地改良事業現場からの赤土等の年間流出量の予測ができるものと期待している。いずれにしろ、200mg/ℓの基準を遵守しながら工事を進めれば、赤土等の年間流出量を極端に少なくすることは可能であり、現在その実現に努めているところである。

4. 赤土等流出防止対策

沖縄県における赤土等流出防止対策については、その性格上、発生源対策と流出防止対策の二つに分類している。

発生源対策は、裸地面からの赤土等の発生を極力抑えるための対策で、ほ場勾配を緩和する以外に畑面植生、マルチング、高分子剤散布等が含ま

表-1 赤土等年間流出量

区 分	面 積 (ha)	単位流出量 (t/ha年)	流出量 (t/年)
県全体	226,523	—	317,500
既存地目	200,084	—	110,500
森 林	87,497	0.05	4,000
草 地 等	13,312	0.08	1,100
農地(耕地)	46,700	2.21	103,100
住宅商業地	12,843	0.04	600
道 路 等	9,250	0.04	400
水 面	2,917	0.00	0
そ の 他	27,565	0.04	1,300
米軍基地	25,012	—	27,400
裸地	61	386	23,600
その他	24,951	0.15	3,800
開発事業	1,427	—	179,600
公共事業	939	—	167,700
土地改良	615	160	98,500
区画整理	130	320	41,600
道路造成	172	44.8	7,700
公園造成	22	263	5,800
河川事業	—	—	14,100
民間事業	488	23.6	11,900
リゾート関連	405	1.6	652
民間その他	83	135	11,200

※森林及び米軍基地はSS濃度の測定値から推定。それ以外はUSLE式から推定。

開発事業には、海岸・護岸、ダム工事などすべての流出量は含まれていない。

れる。

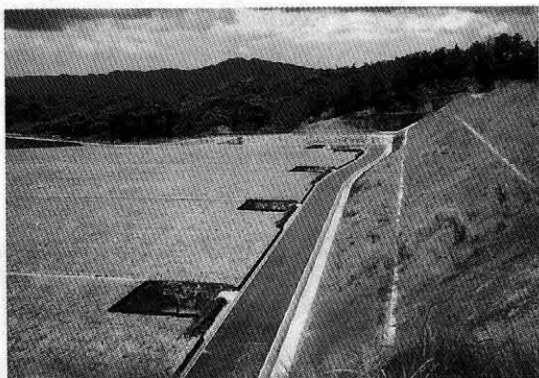
流出防止対策は、裸地面から発生した濁水が河川や海域等に流出するのを防止するための対策で、仮設沈砂池、畦畔、土砂溜桝、沈砂池及び浸透池、柵工、砂防ダム等が含まれる。なお、凝集剤等による沈降処理もこの流出防止対策に含まれる。

土地改良事業における昭和50年代の赤土等流出防止対策は、主としてほ場勾配を5度以下に緩和すること、0.2mmまでの粒子を沈降処理するための規模で沈砂池を設置すること、及び最下流で砂防ダムや柵工を設置することで対応し、その他の畑面植生等による発生源対策については、農家が作物を植付けることで対応可能とし営農の範疇の概念で捉えていた。

しかし、昭和60年代に入り、自然環境の保全に対する社会的認識の高まりとともに、土地改良事業サイドの内部で、営農の範疇として捉えることには限界があるとの認識から基準の見直しを求める動きが活発化した。

その一環として発生源対策を徹底するために、より一層のほ場勾配の緩和や畑面植生、マルチング、高分子剤散布等の事業化を図ることとともに流出防止対策として、沈砂池の規模拡大に焦点が当てられ検討が加えられた。

その結果として、ほ場勾配を従来の5度から3% (1.7度) 以下にすること及びその他の発生源対策として畑面植生、マルチング、高分子剤散布、シート被覆等以外に今後開発されるであろう新素材、新技術、新工法等についても積極的に導入を図りながら、その対策を徹底することを確認している。



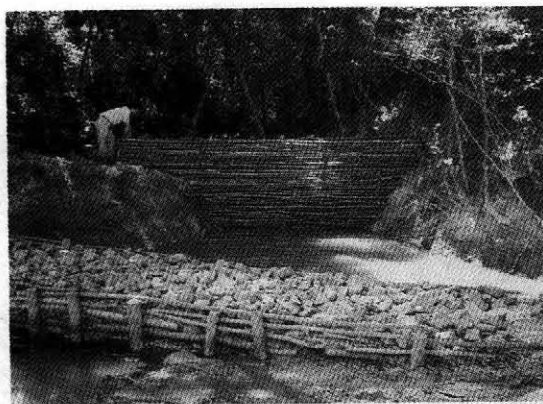
写真一三 発生源対策としてのマルチング及び法面保護



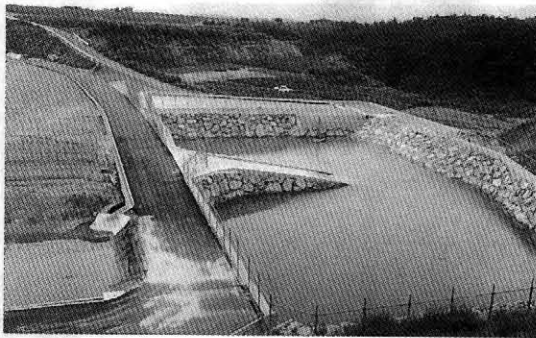
写真一四 発生源対策としての畑面植生

沈砂池の規模拡大については、工事現場内で発生する赤土等による濁水を、原則として降雨期間中は工事現場から直接排出しないことを目的に、2年確率の日雨量に対処できる容量として規模決定するが、これを本施設として設置した場合大規模な潰れ地を生み出すことになり、農家の同意を得ることが困難との判断から工事期間中の仮設として設置することになっている。

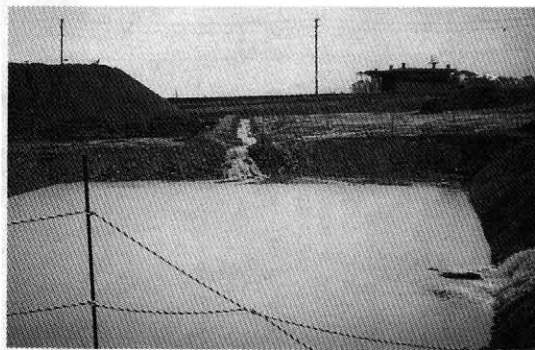
その他の流出防止対策については、土壌侵食を抑制するため原則として40m間隔で畦畔を設けること、畦畔の末端には地表面流水を減勢させる機能と浮遊粒子を沈降させる機能を有する土砂溜桝を設けること、浮遊粒子を効果的に沈降処理するために必要な新素材や新工法を兼ね備えた本沈砂池を所定の規模で設けること、工事現場の最下流に溪流土砂溜、溪流竹柵工及び砂防ダムを適正な規模で設けること等が挙げられる。



写真一五 流出防止対策としての溪流竹柵工



写真一六 流出防止対策としての沈砂池



写真一七 仮設沈砂池 (雨水を極力全量誘導している)

以上の概念の詳細については紙面の都合で省略するが、この概念は条例立案部の環境保健部との調整の中でも大部分反映されている。なお、図一1で赤土等流出防止施設の標準配置を示している。

赤土等の流出問題は、自然的要因と人為的要因が複雑に関連しあいながら発生するものであり、その解決は容易でないが、赤土等の流出問題が大きな社会問題となり、徹底した防止対策を多くの県民から求められている現在、土地改良現場においても、これらの対策について試行錯誤を繰り返しながら、その防止対策を徹底しているところである。

5. 施工時の対策

施工時の対策は、発注側の監督員と請負側の施工者が連絡を密にしながら、絶えず留意しておかなければならない工事期間中の対策のことであり、真っ先に気象予報の正確な把握が挙げられる。

梅雨期や台風の襲来時等天候が不安定なときは極力切盛土工を避ける等の措置が必要であり、そのためには、その日の最新の気象データを入手し

て、工事施工や工程管理等に反映させる必要がある。

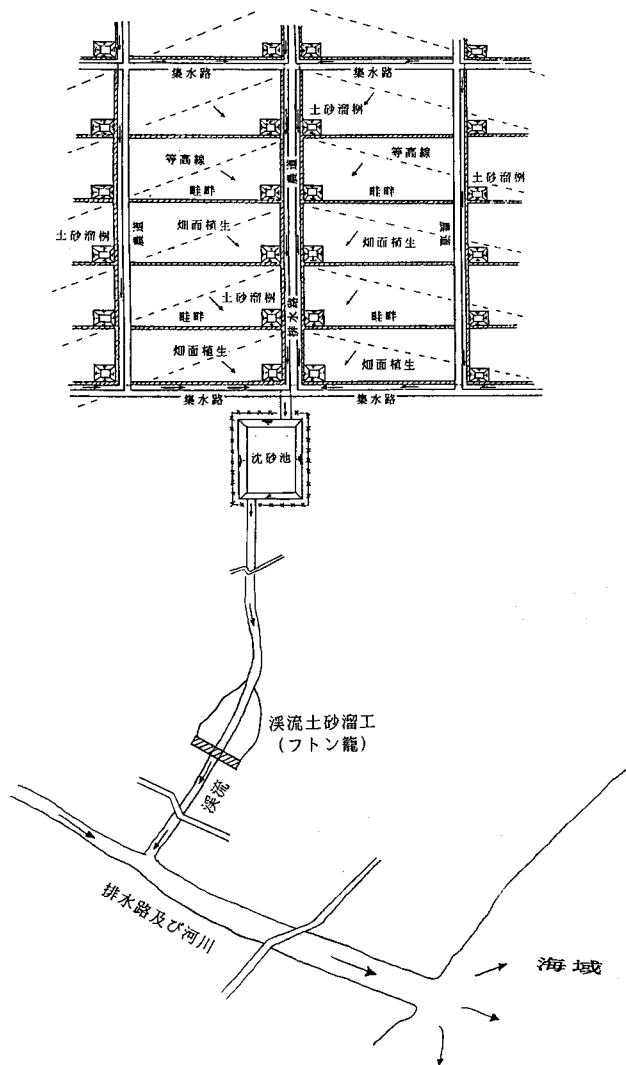
施工手順としては、本工事の着手前に赤土等流出防止対策施設を先行して設置すること、工事現場が複数の流域にまたがっている場合は原則として一つの流域毎に施工を進め、整地、耕起及び植生等の作業が完了した時点で次の流域の工事に移る等の分割施工を徹底すること、畑面整地後の裸地面は赤土等流出の発生源となるため短時間で耕起、植生まで施工する迅速施工に努めること、法面整形が完了したヶ所は、順次速やかに植生による保護工や構造物による保護工を実施する法面保護の早期施工に努めること等がある。

特に、切盛土工の場合は、分割施工を遵守する以外に、起伏の大きい現場において谷部の盛土を行う場合は、谷部で堰堤を先に築造し、この堰堤から上流に向かって盛土していく工法、いわゆる逆押し盛土工法に努めること、切盛土工中は地表面流水の全量を仮設沈砂池に誘導できるように仮設排水路を効果的に配置すること、仮置土を発生させた場合は、速やかにシート被覆やアスファルト乳剤散布等の仮設的な保護工を施すこと、その日の切盛土工の作業によって生じた裸地面は、その日のうちに転圧を施すこと等、徹底した赤土等の流出防止対策に努めているところである。

また、引き渡し時の留意事項として、工事完了後の一定期間、赤土等流出防止施設の機能が保持されるように、畑面植生で生育上の不備が認められた場合は再度、播種や植生及び施肥等の処置を施すこと、法面保護で生育が不十分な場合は再度種子吹き付け等を実施すること、畦畔で破損ヶ所が生じたり、植生の生育が不十分な場合は破損ヶ所の補強や再度の種子吹き付け等を実施すること、工事期間中に土砂溜柵、排水路、沈砂池等に堆積した土砂は引き渡し前に完全に除去すること、工事期間中において機能の衰えた濾過装置は、引き渡し前にその機能を回復させること等がある。

赤土等の流出は、わずかな面積の裸地面から発生したにしても、それが河川や海域に流出した場合、広範囲の面積に渡る汚濁を引き起こしている。

そのため施工時の対策は、赤土等の流出を極力抑制するための対策と赤土等に汚濁された地表面流水を、極力全量、仮設沈砂池に誘導するための対策を、現場の状態に照らし合わせながら、総合



図一 赤土等流出防止施設標準配置図

的に検討し実施することが重要となる。

6. 農家の負担軽減措置

昭和50年代から平成3年度までの間に、沖縄県における赤土等流出防止対策の大きな課題は、基準の見直し以外にその防止対策費の農家負担をどのように取り扱うかであった。これまで見てきたとおり、赤土等の流出防止対策については、仮設、本設を含めて多額の対策費が必要となることが予想された。

特に赤土等流出防止条例を遵守するためには、農家負担の軽減措置は避けられない事態であり、

沖縄県の農業振興を図る上からも極めて重要な問題となっていた。そのため、農家の負担軽減を図るための施策を農林水産部の最重要課題として取り上げることになるが、昨今の財政事情から従来ある補助率のアップを国に要請することは困難であること及び赤土等流出防止条例自体、県が自ら制定するものであり、農家負担の軽減については、県の責任において行うべきであるとの基本認識から、条例施行に向けた作業と並行する形で、総務部財政課との協議が平成7年9月に開始されている。

その中で、種々の白熱した論議が交わされ、最

表一 2 赤土等流出防止対策費の増に伴う負担割合の変更一覧表

事業名	従来の負担割合			変更の負担割合		
	国	県	地元	国	県	地元
県営かんがい排水事業						
本島	80.0	10.0	10.0	80.0	11.0	9.0
離島	80.0	15.0	5.0	80.0	15.5	4.5
団体営かんがい排水事業						
本島	80.0	10.0	10.0	80.0	11.0	9.0
離島	80.0	15.0	5.0	80.0	15.5	4.5
基幹水利施設補修事業						
本島	80.0	10.0	10.0		同左	
離島	80.0	15.0	5.0		同左	
畑地帯総合整備事業						
{一般型}						
本島	75.0	12.5	12.5	75.0	14.5	10.5
離島	75.0	15.0	10.0	75.0	16.5	8.5
{緊急整備型(県営)}						
本島	75.0	12.5	12.5	75.0	14.5	10.5
離島	75.0	15.0	10.0	75.0	16.5	8.5
{緊急整備型(団体営)}						
本島	75.0	12.5	12.5	75.0	14.5	10.5
離島	75.0	15.0	10.0	75.0	16.5	8.5
{土層改良型}						
本島	75.0	12.5	12.5	75.0	14.5	10.5
離島	75.0	15.0	10.0	75.0	16.5	8.5
担い手育成畑地帯総合整備事業						
本島	75.0	12.5	12.5	75.0	14.5	10.5
離島	75.0	15.0	10.0	75.0	16.5	8.5
水環境整備事業						
{県営}						
本島	2/3	0.4/3	0.6/3		同左	
離島	2/3	0.5/3	0.5/3		同左	
{団体営}						
本島	2/3	-	-		同左	
離島	2/3	0.5/3	0.5/3		同左	
耕土流出防止環境保全事業						
{県営}						
本島	75.0	25.0	0.0		同左	
離島	75.0	25.0	0.0		同左	
{団体営}						
本島	75.0	10.0	15.0		同左	
離島	75.0	12.5	12.5		同左	
担い手育成基盤整備事業						
{県営}						
本島	75.0	12.5	12.5	75.0	14.5	10.5
離島	75.0	15.0	10.0	75.0	16.5	8.5
{団体営}						
本島	75.0	12.5	12.5	75.0	14.5	10.5
離島	75.0	15.0	10.0	75.0	16.5	8.5
ほ場整備事業						
{県営}						
本島	75.0	12.5	12.5	75.0	14.5	10.5
離島	75.0	15.0	10.0	75.0	16.5	8.5
{団体営}						
本島	75.0	12.5	12.5	75.0	14.5	10.5
離島	75.0	15.0	10.0	75.0	16.5	8.5
土地改良総合整備事業						
本島	75.0	12.5	12.5	75.0	14.5	10.5
離島	75.0	15.0	10.0	75.0	16.5	8.5

最終的に結論が出たのは平成8年2月初旬であった。特にその必要性を巡った論議では、防止対策を強化することは沖縄県民全体が等しく利益を享受することであり、公共の利益を農家負担とするのは制度的に無理があり、県民全体が等しく負担すべきとする我々の立場と土地改良事業は農家が申請した事業であり、原因者負担の原則から農家が負担すべきとする財政課の立場が対立した。しかし、沖縄県の農業振興のために土地改良事業は今後とも強力に推進する必要があること及び条例制定の段階で農家負担の軽減措置を条例立案した環境保健部が打ち出したこと等が配慮され、知事の最終判断のもとで、農家負担の軽減が図られることになった。

その具体的な手法は、まず事業費に占める赤土等流出防止対策費を算定するが、この場合は、条例との整合性を図るものとしてその最大の割合を求める。その結果は面工事で40%、線工事で20%であった。次に市町村の負担率を求めるが沖縄県内における市町村の負担率は市町村が独自に定めており、統一されていないことから、一律ガイドラインをあてはめる。

このことにより、例えば畑地帯総合整備事業で本島内（沖縄県の場合は本島、離島で県の負担割合が違う。）で実施している地区であれば、従来の負担割合は次のようになっている。

国75%、県12.5%、市町村5.0%（ガイドライン）、農家7.5%

ここで、農家の負担は7.5%であるから、その内の赤土等流出防止対策費は $7.5\% \times 40\% = 3\%$ である。これを負担割合に応じて県と市町村で負担することになるために、県の負担は、 $3\% \times 12.5\% / (12.5\% + 5.0\%) = 2.1\% \approx 2.0\%$ 増大する。また市町村の負担は $3\% \times 5.0\% / (12.5\% + 5.0\%) = 0.9\% \approx 1.0\%$ 増大する。ゆえに新たな負担割合は次のようになる。

国75%、県14.5%、市町村6.0%（ガイドライン）、農家4.5%

同様にして線工事についても求めることができる。得られた結果を主要事業について示したのが

表-2である。

赤土等流出防止対策費は地域毎に違いが見られ統一化は困難であったが、統一化されなかった場合に生じるであろう事務手続の煩雑さから、敢えて事業費に占める率で計上して単純化を図っている。さらに、市町村については、赤土等流出防止対策の重要性を訴えながら、現在の各市町村の負担率に見合う上乘せを行い、県と一緒に農家負担の軽減を図るよう要請し措置してもらっている。

このようにして、赤土等流出防止対策を徹底して実施するための重要課題であった農家負担の軽減が図られたことになるが、このことはある反面、土地改良事業等においては、今後、赤土等の流出問題について全力で取り組む旨の責任を県民から負わされたことを意味し、場合によっては厳しい局面に立たされることも予想される。しかし、沖縄県における赤土等の流出問題が、今日のように大きな社会問題に発展している以上避けて通れない課題である。

7. 終わりに

昭和50年代に始まった赤土等の流出防止対策は、一步一步確実に前進しているが、平成8年度の現在、その抜本的な解決方法はまだ見つかっていない。

このような状況の中で工事に携わる職員や施工者は、試行錯誤しながら様々な防止対策を講じており、本稿は、これらの多くの方々の手を経て講じられた対策を概念的に取りまとめただけである。

赤土等の流出問題は、その発生因子が複雑多岐に渡る関係上、理論的に体系化されたとは言い難く、赤土等の流出がまだ十分に防止できない理由の大部分がこの点に由来している。

そのため、現場技術者の判断や経験を頼りに対策を講じる場合が多く、個人差の問題もあり今後解決すべき課題は多いが、当面、従来から確立されてきた技術に新工法等も加えながらその対策をより一層充実、強化していく必要がある。

クリーン農業推進へ向けた新しい土づくり

佐藤 俊明*
(Toshiaki SATOH)

目 次

1. はじめに	55	4. これまでの取り組み	56
2. クリーン農業への取り組み	55	5. これからの取り組み	59
3. 今、土壌はどうなっているか	55		

1. はじめに

近年、輸入農産物の増加や健康に対する関心の高まりなどから、安全な農産物に対する消費者ニーズが強まっています。平成7年に道が首都圏等の消費者に対して行ったアンケートでも、農産物を購入する際の基準として、「鮮度」、「価格」について、「安全性」を三番目にあげており、消費者の安全性に対する意識が高くなっています。

UR農業合意に伴う国際化の進展や新食糧法の施行などにより、市場における産地間競争が一層激化している中で、競争力を強めていくためには、本道の自然条件を最大限に生かしながら消費者ニーズである安全で良質な農産物を安定的に供給することが重要となっています。

また、地球規模での環境破壊が問われる中で、農業や化学肥料などの投入による環境への負荷を軽減し、自然環境や生態系などと調和した持続可能な農業の展開が求められています。

2. クリーン農業への取り組み

このため、道では平成3年度から、「有機物の施用などによる土づくりに努め、農業や化学肥料の使用を必要最小限にとどめるなど、環境との調和に配慮した安全で高品質な農産物の生産を行う農業」いわゆるクリーン農業の推進に取り組んでいます。

平成8年度から後期対策(H8～H12)にはいり、クリーン農業の技術開発や地域における実践

的な取り組みの拡大及びPR活動などの流通販売対策に取り組んでいます。技術開発については道の農業試験場が中心となり、減農薬・減化学肥料栽培技術や病害虫の発生予察技術などの確立へ向けた試験研究をすすめています。

クリーン農業の推進のためには、これらの栽培技術の確立とあわせて、健康な土づくりが重要であり、今後、生産基盤の整備もこのような視点からの整備技術の確立が必要になるものと思います。

3. 今、土壌はどうなっているか

現在、農地は大型機械の踏圧や農薬・化学肥料の多用により劣化していると言われていています。

畑地帯では作土直下に山中式硬度計*で土壌硬度が20以上を示す堅密層が形成され(図-1)、根の張りが阻害されたり、通気性や排水性不良の原因になっています。排水不良は作物に対して湿害を発生させるばかりでなく、降雨後の作業機械の稼働性から防除などの作業が適期に行うのが難しくなります。また、畑土壌中の有機物も、減少傾向にあり、このような土壌環境では、土中の物質循環をつかさどる微生物活性も低いものと考えられます。

土壌微生物は土の団粒化、物質の分解・生成による養分の可給化、拮抗作用による土壌病害の抑制などの働きがあり、一般に生産性の高い土壌では土壌微生物の活性が高いと言われています。また、腐食に富んだ微生物が大量に生息する土壌にはミミズなどの小動物が生息し土壌を耕してくれます。

微量元素などの化学性についてみると、十勝の

*北海道農政部設計課

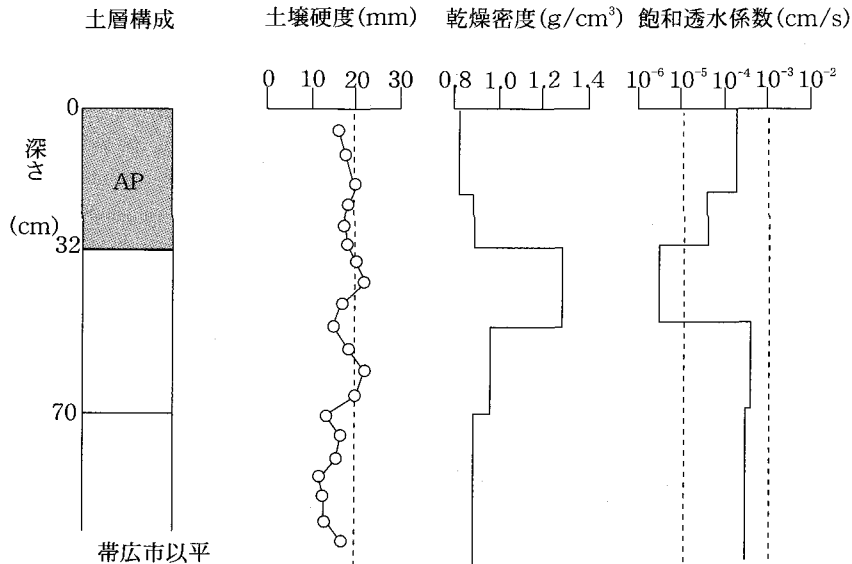


図-1

*土壤の緻密土を測定する器具で、土壤の面に直角に円錐を突きさして、円錐が何mm土壤に入ったかを測定する。一般に20mm以上になると根の自由な伸張が妨げられる。

畑土壤の調査結果では易還元性マンガンが基準値(50~500ppm)以内が4.4%で基準値以下の割合が55%、可溶性亜鉛では基準値(2~40ppm)以内が47%で基準値以下の割合53%、可溶性銅では基準値(0.5~8ppm)以内が45%で基準値以下の割合55%と報告され化学性にも問題があります。(1991十勝農協連 十勝地域土壤分析結果報告書)

一方、水田土壤では大型機械による代かき、練り返しなどにより堅密層が形成され縦浸透が極めて少なくなっています。適正縦浸透量15mm~20mm/dayと言われているのに対して5mm/day以下のような状況です(表-1)。縦浸透の不足は、根に十分な酸素や養分が供給されず、また、温かい水がいきわたらないため地温が低く、有害物質

表-1

区分	項目	減水深 (mm/日)	
		6月1半旬	6月6半旬
地域	後志	1.1	1.9
	胆振	3.0	2.9
	石狩	3.6	2.6
	南空知	1.2	1.2
	中空知	3.9	2.8
	北空知	1.0	0.9
	北西空知	2.7	1.5

も除去されないなど水稲の健全な生育に支障が生じています。

化学性については平成6年に上川農試が道内水田1578点を調査・分析した結果によると、有効態ケイ酸が基準値(10mg以上)の下限値以下を示した割合が51%と半分以上を占めています。また、遊離酸化鉄は診断基準値(1.5%以上)の下限値以下の割合が46%、易還元性マンガンは診断基準値(100ppm~1000ppm)の下限値以下の割合が15.4%あり水田の老化が進んでいると言えます。これは、光合成能や耐病性を低下させ水稲の健全生育や良食味米生産に支障をきたしています。(図-2)

以上述べたような状況の農地では作物は十分な根を張ることができず、ひ弱で病害に弱く、栄養価や食味も劣り冷害などの気象変動にも左右されやすくなります。

4. これまでの取り組み

道では、平成3年度に農業施策の柱の一つとしてクリーン農業の展開を打ち出し、国より一年早く「環境調和型農業推進事業」がスタートしました。これは、減農薬・減化学肥料等の実用化技術の開発や畜産環境の保全及び土づくりの推進等総合的にクリーン農業を進めようとするものです。

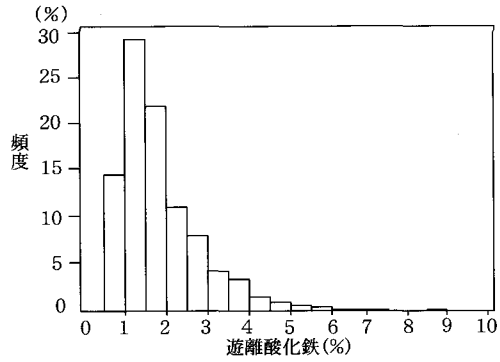
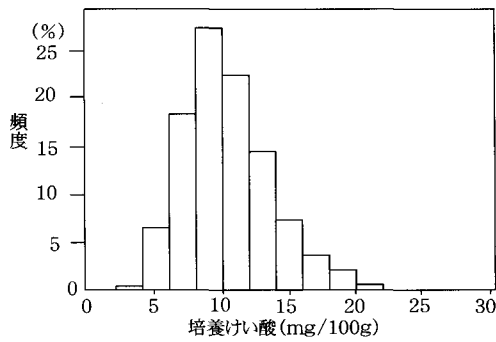


図-2

この中で基盤整備の分野でも道の単独事業で「環境保全型基盤整備技術推進事業」を平成4年度から始め、平成8年度までの5年間でその具体的内容として「土層のリフレッシュ技術」の確立に取り組んできました。

また、さらに平成7年度から持続的な高生産基盤をめざして道の単独事業で土壌の微生物活性について比較分析を行うなど、土壌の生物性改善の視点から土壌環境特性調査に取り組んできました。

(a) 環境保全型基盤整備技術推進事業 (土層のリフレッシュ技術の確立)

本事業では根圏域土層を拡大するため、心土に亀裂を生じさせる従来工法に加えて、樹皮等の木質資材と牛糞等で作ったパーク堆肥や火山灰などの地域資源を投入することにより、土層の膨軟化や亀裂の持続性高め、土層内の排水性や通気性などを改善し、このことにより営農作業の効率や作物の生産性が向上することを実証しようとするものです。

試験ほ場の土壌は道央の上川南部地域に広く分布する堅密な細粒褐色森林土であり、大型機械に

よる踏圧等で耕盤が形成され、心土の硬度が山中式硬度計で25以上と極めて固くなっていました。

(図-3)

(ア) 有材心土改良工

作土直下の堅密層 (耕盤・心土全体が堅密) に幅10~15cm、深さ30~40cmの溝を一定間隔 (0.6m, 1.2m, 1.8m) で作り、火山灰やパーク堆肥などの地域にある資材を投入し、心土の膨軟化・透水性の向上を図る。(図-4)

(イ) 心土改良工

作土直下の堅密層 (耕盤・心土全体が堅密) を改良プラウで耕起し、パーク等の資材を投入すると同時に10cm程度心土と攪拌する。これらにより、膨軟な層を面的に作り、心土の膨軟化、耕盤の破碎・再連結防止を図る。(図-5)

これらの工法の現地実証試験結果では①堅密な心土を破碎し膨軟化②有効土層 (根圏域) の増加③耕盤の破碎④心土の排水性や保水性の改善がみられ、それらの結果として作物の収量・品質の向

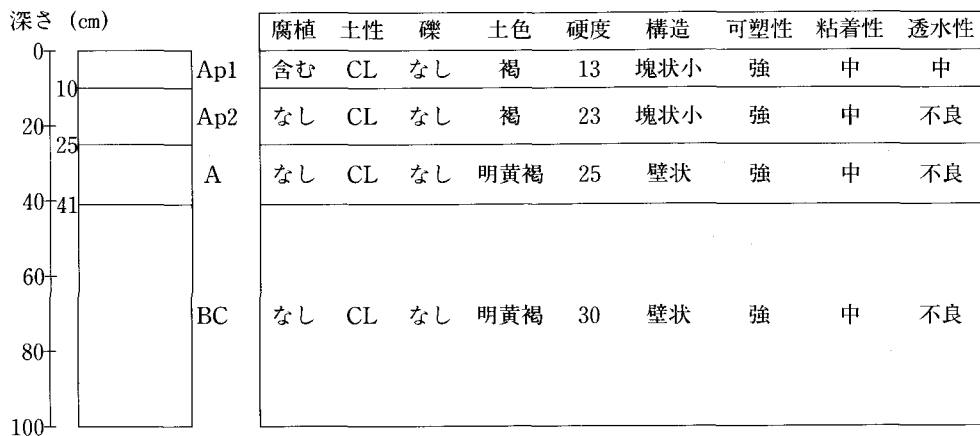


図-3

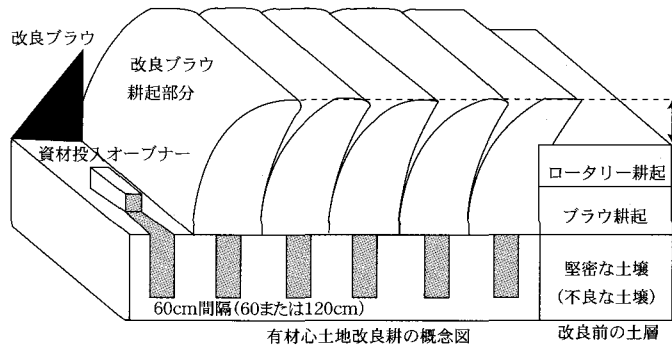


図-4 有材心土改良工の模式図

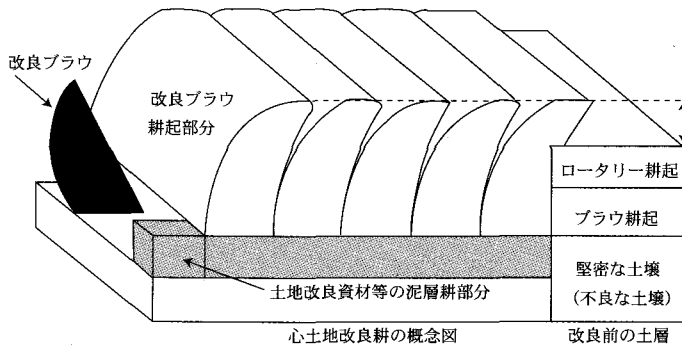


図-5 心土改良工の模式図

上が報告されており、有効な土層改良工法といえます。

これらの詳細な成果については横井氏らにより「水と土」103号の「堅密土層に対する有材心土改良工の確立」の論文に報告されていますので参照してください。

本事業を始めた時点での土地改良での土づくりの視点は、このように先ず土壌の物理性の改善が中心でしたが、このような堅密な土壌の通気性、排水性、保水性などの物理性の改善は、除々に土壌環境全体を良好にし、ひいては土壌微生物の活性化にもつながっていたものと推定できます。

(b) 持続的高生産基盤整備技術確立調査 (H7～H8 土壌環境特性調査)

目に見えない土壌微生物が腐食や団粒の生成、有機物の分解による窒素、リン酸などの無機化、有害物質の分解などによって土壌を良くし、品質のよい農産物の生産に寄与しており、その働きを数値化できれば改善するときの目安となります。

近年、道立十勝農試において土壌の総合的な微生物活性を表す指標として α -グルコシターゼ

活性をもちいる方法が提案されており、東田氏等によって十勝地方の火山性土壌の微生物活性の実態が明らかにされております。そして、十勝地方の火山性土壌については α -グルコシターゼ活性の標準値が550～750pmol/g・分に設定されました。これまで土壌の微生物活性を評価する標準的測定法が無く、この手法を活用して有機物分解と物質循環の重要な担い手である微生物の機能を土壌環境—微生物基質—微生物活性の関連で解明していけば今後の土壌改良の指針を得る上で有力なものになると思われま。

本調査では、道立中央農試が中心となり道央の火山性畑土壌の微生物活性の実態を調査し、十勝地域の土壌との比較検討を行ったものです。(表-2)

比較的安定して得られたたんさい収量との関係などに基づいて(図-6)道央の未熟土では α -グルコシターゼ活性値が250～450、黒色火山性土では400～600が標準と考えられ、十勝地域よりも低くなっています。その要因としては易分解性の基質が少ないことがあげられています。

表一 2

道央火山性土壌における α -グルコシダーゼ活性測定値およびその年次間変動

土壌	年次	圃場数 (地点)	α -グルコシダーゼ活性 ($\text{pmol}\cdot\text{g}^{-1}\cdot\text{min}^{-1}$)	
			平均値	(最大値-最小値) ¹⁾
放出物未熟土	7	10(20)	241	498-130
	8	8(16)	278	452-128
黒色火山性土	7	9(9)	417	615-200
	8	8(16)	469	948-330
(比較 対勝)				
褐色火山性土	7	10(20)	604	890-241
黒色火山性土	7	10(20)	624	894-321

1) 全地点(同一圃場内)を込みにした。

5. これからの取り組み

健全な土壌のイメージは軟らかく、通気性や排水性が良好で、酸度やミネラル分などの養分が適正で、土壌微生物の活性が高い団粒構造の発達した土壌です。

このような、物理性・化学性・生物性のバランスのとれた土壌条件がクリーン農業の推進には不可欠です。

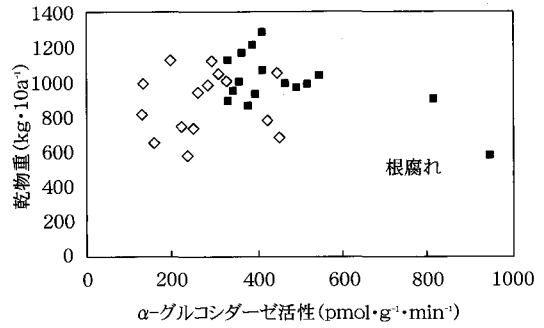
従来の土地改良事業は、暗渠排水や客土など土壌の物理性の改善が中心でしたが、近年、担い手育成畑地帯総合整備事業や担い手育成基盤整備事業などでは、炭カルや熔リン及び有機質等の投入による土壌改良が一部補助対象として認められてきており、化学性・生物性の改善にも一歩踏み込んできた状況となっています。

また、農水省でも実効ある土づくり対策を推進するために平成7年度から「土づくり問題検討会」が設置され検討が進められていると聞いています。

このような流れのなかで、道では先に述べた健全な土壌のほ場を造成する整備手法を、平成9年度から道の単独事業「クリーン農業基盤整備技術推進事業」や補助事業の「ほ場整備関連新技術促進事業」などにより検討を進めていこうとしています。

(a) クリーン農業基盤整備技術推進事業

クリーン農業推進へ向けた持続的高生産基盤整備技術の確立・実証をめざして現地に実証試験ほ場を設置し、排水改良や土層改良と併せて、地域で容易に得られる地域資源などを活用し、物理性、化学性、生物性のバランスのとれた健康な土壌のほ場を短期間に造成する基盤整備技術を確立しよ



α -グルコシダーゼ活性とてんさい乾物収量の関係 (平成8年)

◇ 未熟土 ■ 黒色火山性土

図一 6

うとするものです。

[めざす整備技術] ①～③の適切な組み合わせ

①透水性や通気性など物理性の改善

心土改良や深耕などによる土壌の特性にあった改良

②微量元素も含めたミネラルバランスなど化学性の改善

③有機質投入等による微生物活性など生物性の改善

②, ③については、今まで土づくりに熱心な農家はすでに営農のなかで取り組んできたものですが、土づくりに励んできた農家の話を聞くと営農のなかでの土づくりには相当な年月(10年以上)を要したとのことです。長い年月を要したのでは、目前に迫られている農産物の差別化による競争力の強化に間に合いません。従って、基盤整備の中で、土壌の物理性・化学性・生物性を総合的に改善し、土壌条件をクリーン農業へ移行可能な程度まで短期間で引き上げる整備手法を検討しようとするものです。

現在の事業制度は土壌の化学性等の改善にも一歩踏み込んでますが、微量元素などのミネラルバランスや土壌微生物活性の視点での有機物施用までは至っておりません。しかし、窒素やカリのように毎年作物が吸収する肥料分の補給は営農の範疇と考え、微量元素のように一度施用すると長い期間効果を発現するものは、土層改良などで一体的に実施する事業の中で併せて取り組んでいくべきだと考えています。

また、大型作業機械の踏圧や化学肥料で痛んだ

土壌を早く健全な土壌へすることが必要ですので、有機物の施用についても、どのような性状の有機物をどれくらい投入するのが経済性と効果の観点から適当であるかも明らかにして行く必要があります。なお、事業化を考えれば、有機物は地域内で容易に得られる安価なものでなくてはなりません。

さらに、どのような土壌条件（物理性・化学性・生物性）となれば、農薬や化学肥料を減じても減収せず、安全でおいしい農産物が生産できるクリーン農業に移行できるのかを明らかにする必要があります。

(b) ほ場整備関連新技術促進事業での水田の縦浸透改善工法やミネラルバランス改善対策の検討

平成2年度からはほ場整備事業において、また、その他の農業農村整備事業においても平成8年度から新しい技術を実際の現場で試み生産性向上やコスト低減を図ることを目的に新技術導入推進農業農村整備事業の制度ができました。土づくりの新しい取り組みを新技術導入推進農業農村整備事業制度を活用し、ほ場整備事業地区で平成9年度から試みようと考えています。

(ア) 適正減水深（縦浸透）確保技術

機械作業ができる支持基盤を保ちながら適正な減水深を確保する技術を現地ほ場で確立・実証する。

(イ) ミネラルバランス改善リフレッシュ客土工

可給態のケイ酸や鉄分を多く含む山土をミネラルバランス改善の視点から客土等を行い、健全な水稻生育（耐冷、耐病）を図ると共に食味向上もねらう

本道における本格的なほ場整備は昭和30年代後半から始まり、畑地の整備は40年代半ばから行われました。以後、土地改良の事業制度は時代の要請に応じて、制度・内容等が拡充され現在に至っています。そして今、環境保全型農業を進めていく上で、土地改良事業もさらに様変わりが求められてくると思います。

環境保全型農業というのは単に昔に戻るというのではなく、生態系や微生物の働きを有効に利用するなど新しい技術を取り入れながら科学的に進めていかねばならないものと考えています。人の健康を支える安全でおいしく、栄養価のある農産物が冷害等の異常気象にも大きく左右されずに全道各地で生産できるようになることを夢見ています。

参考文献

- 1) 北海道の水田土壌における化学性の現状：北海道上川農業試験場1995年
- 2) 堅密固結性土壌に対する有材心土改良法：北海道中央農試 北川巖，横井義雄
- 3) 道中に分布する火山性畑土壌の微生物活性の実態：北海道中央農試 土壌生態科

設計基準「ダム」の変遷について

沼倉元幸*
(Motoyuki NUMAKURA)

嶋貫寿治**
(Hisaji SHIMANUKI)

石田幸広***
(Yukihiro ISHIDA)

山内順也****
(Junya YAMAUCHI)

青山仁*****
(Hitoshi AOYAMA)

鈴鹿克俊*****
(Katsutoshi SUZUKA)

目 次

I. はじめに	61	IV. 堤体の安定解析の変遷	63
II. 制・改定の背景と特徴	61	V. おわりに	65
III. 主要項目の変遷	63		

I. はじめに

我が国において溜池が造られるようになったのは、3世紀末頃からといわれ、その数は、1955年には約28万個となり（農林省溜池調査）、現時点で堤高15m以上の溜池を含む農業専用のフィルダムは1,700～1,800個に達している。

フィルダムの建設技術は、戦前まで限られた技術者により培われ、発展してきた。しかし、戦後に入り食糧増産政策を背景として国営事業による大規模かんがいプロジェクトが始まり、その後の海外の技術導入等により設計基準も整備され、技術内容の発展に加速がつくことと技術の進歩に対応すべく制・改訂を繰り返し現在に至っている。

本稿は、1981年に制定された設計基準「ダム」編について、その前段においては主要項目の改定の変遷を整理するとともに後段においては、特に「安定計算」に絞って、その改定経緯をまとめた。

II. 制・改定の背景と特徴

フィルダムの設計基準は、1953年に『土堰堤』として一連の「土地改良事業計画設計基準」の一部として、技術水準の統一と、技術の普遍化、更には農業土木技術の集大成を目的に発刊され、以降、1956年『アースダム（改定案）』、1966年『フィルダム』、1972年『フィルダム（一部改訂）』、そして1981年現行の『ダム』と続いている。図一

1に農業用フィルダムと係わりのある技術の流れを整理した。

1. 『土堰堤』（1953年）

設計基準の第1号として発刊され、調査から設計、施工、工事の仕様書まで、フィルダムの初期的な体系化がなされた。ダムタイプは、細粒土一種類（粘性土）を使用した均一アースダムが主流であり、そのような中、「相野々ダム（1961年完成）」の設計と平行して作成されている。特徴は、現在の基準から見ればかなり抽象的記述が多いが、既に、浸潤線解析、剪断滑り安全率、側溝式余水吐の水理解析等が示されており、当時の最新技術を盛り込んだものである。

2. 『アースダム（改訂案）』（1956年）

山王海ダム（1946～1952年）以降、ダムタイプも均一型から遮水ゾーンを中心とした材料区分によるゾーニングが行われている中心遮水ゾーン型フィルダムが、数多く築堤され始められてくるようになり、「土堰堤」を外来語に改め、アメリカの近代土質工学を取り入れて、新しい設計理論を構築しようと改訂したものである。特徴としては、次のとおりである。

- ①条文形式としたこと。
- ②有効応力理論に基づいた安定計算（臨界円すべり面法）が基準化されたこと。
- ③フィルターの粒度が基準化されたこと。
- ④設計洪水量に確率の考え方が導入されたこと。（1/200確率）

3. 『フィルダム』（1966年）

*東北農政局 大崎農業水利事務所
 **関東農政局 芳賀台地農業水利事業所
 ***東海農政局 豊川総合用水農業水利事務所
 ****九州農政局 曾於農業水利事務所
 *****北海道開発局 小樽開発建設部余市農業開発事務所
 *****水資源開発公団 豊川用水総合事業所

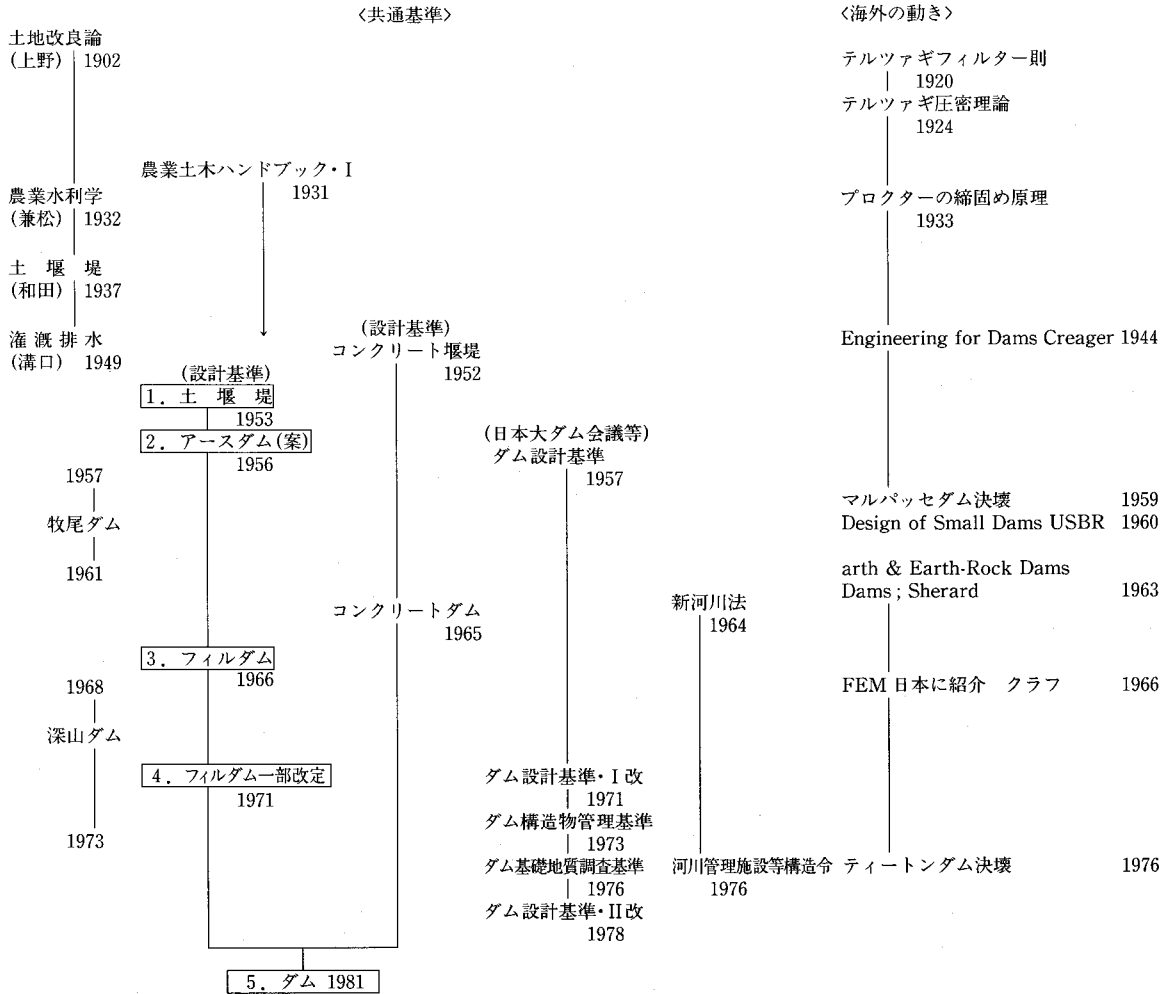


図-1. 農業用フィルダム技術の流れ

「アースダム」編から「フィルダム」設計基準が発刊される間、堤体規模の拡大と安全性、施工性、経済性等の理由から築堤材料にロック材が使用されるようになると同時に重施工機械の導入等により牧尾ダムのような本格的なロックフィルダムが完工されるようになった。また、この時期の技術革新は電子計算機の導入によりこれまで手計算を頼りに長時間を要していた安定計算等の解析から種々のケースに対して短時間で精度の高い安定解析へと移行したことである。

「フィルダム」という名称は、それまでアースフィルタイプダムやロックフィルタイプダムと呼ばれていたものを、総称したものである。特徴としては、次のとおりである。

- ①経済的観点から「予備設計」の章を追加し、計画段階の重要性を強調していること。
- ②「管理」の章を追加し、完成後の堤体観測の重要性を強調していること。
- ③各設計手順を細かく説明したうえ、国内外の実例を数多く掲載し、参考書の色彩が強くなっていること。
- ④比較的劣悪な地盤土にも築堤されるようになったこと。
- ⑤土の統一分類法が示されたこと。

4. 『フィルダム (一部改定)』 (1972年)

1972年に、日本大ダム会議が「ダム設計基準」を改訂したことを受けて、一部改訂された。

5. 『ダム』(1981年)

この基準は、前回の改訂以降の施工実績と技術の進歩及び研究の成果等の反映、並びに1976年の「河川管理施設等構造令」の施行に伴う、基準の見直しと関連事項の整備のために改訂されたものである。特徴としては、次のとおりである。

- ①「コンクリートダム」と「フィルダム」を統合し、全体構成や重複部分を整理したこと。
- ②基準(箱枠内)を、基本的な事柄のみにし、詳細を「解説」という形で説明していること。
- ③FEMによる応力変形解析が導入されたこと。

Ⅲ. 主要項目別の変遷

「ダム」の設計に関する18の基本事項(1.ダムの分類, 2.設計洪水流量, 3.仮排水路の流量, 4.堆砂量, 5.堤体の非越流部の高さと堤高, 6.フィル材料, 7.フィルター材料, 8.フィルターの厚さ, 9.許容漏水量, 10.液状化の検討, 11.グラウチング, 12.放流設備及び取水設備, 13.洪水吐の形式の選定, 14.洪水吐の水力設計, 15.堆砂及び背水, 16.貯水池周辺の安全性に対する検討, 17.貯水池周辺整備, 18.構造物管理設備)について『土堰堤(1953年)』から『ダム(1981年)』に至る経緯を巻末に整理した。

Ⅳ. 堤体の安定解析の変遷

(1) 概要

本章では、円形すべり面法に与えられる数値及び、堤体の安全率の取り方が時代とともに変化していく様子を設計基準の変遷に沿って説明することとする。

ダムの安定計算方法の変遷については、巻末表一2の1.安定計算方法に整理した。現在まで、円形すべり面法のスライス法が、フィルダムの安定性の検討に一般的に用いられているのは、以下の理由による。①簡単な理論と単純な解析方法により計算できること。②震度法による耐震設計や施工中の圧密間隙圧の解析などからダム堤体の安全率が表現できること、③これまで数多くのフィルダムの安定性の検討に用いられた実績があること。

(2) 設計基準としてのすべり面法

- 1) 設計基準「土堰堤」編時代(1952~1956)
土堰堤の場合「土堰堤の設計に一般に適当

と認められる安全率は1.3~1.5である。」と述べており、堤体すべり破壊に対する安全率は、①式で円形すべり面、簡易分割法により算出することとしている。

〈「土堰堤」編の安定計算式〉

$$FS = \frac{\sum N \tan \phi + 1C}{\sum T} \quad \text{①}$$

FS ; 安全率
 $\sum N$; 築堤材料の重量による垂直分力の和
 $\sum T$; 築堤材料の重量による接線分力の和
 ϕ ; 築堤材料の内部摩擦角
 c ; 1 m²当たりの凝集力
 l ; 円弧の長さ

また、②式は、計算過程を簡略するために、種々の法面勾配及び内部摩擦角について、法面の安定度を計算し、これらを安全係数によって堤体の安全率を表す方法であり Taylor の計算式として同書で紹介されている。

〈Taylor の計算式〉

$$F = \frac{C}{M w H} \quad \text{②}$$

F ; 安全率
 M ; Taylor の安全係数
 w ; 築堤用土の有効重量 (t/m²)
 C ; 凝集力 (t/m²)
 H ; 堤高 (m)

- 2) 「アースダム」(改定案)編時代(1956~1966)

「アースダム」の場合、「安全率は、1.5以上を標準とし、いかなる場合でも1.2を下回ってはならない。」と規定されている。つまり、満水時のように決壊による被害が大きい場合の安全率は決して1.5を割ってはならないが、水位急低下や地震時のようにまれにしか起こらず、被害もあまり大きくない時にでも最低1.2は、確保することとする。堤体条件が与えられたことにより安定計算の中の設計数値は、間ゲキ水圧及び、地震力が考慮されるようになった。しかし、設計強度定数や設計震度Kについての具体的記述はされていない。

③式は、「アースダム」に記載されている安定計算の算定式である。堤体の安全率は、それぞれの(1)~(3)のように堤体条件毎に検討することになっている。

- (1)上・下流につき完成直後（堤体内に残存する間隙水圧を考慮）
- (2)上流側につき、完成後における急速な水面低下時（浸透水による間隙水圧を考慮）
- (3)下流側につき、完成後における満水時（浸透水における間隙水圧，地震を考慮）

〈「アースダム」(改訂案) 編の安定計算式〉

$$S.F. = \frac{(\Sigma N - \Sigma PP - \Sigma NE) \tan \phi + L \times C}{\Sigma T + \Sigma TE} \quad \text{③}$$

S.F. ; 安全率
 ΣN ; 築堤材料の重量による垂直分力の和
 ΣT ; 築堤材料の重量による接線分力の和
 ϕ ; 築堤材料の内部摩擦角
 C ; 築堤材料の粘着力
 L ; 円弧の長さ
 ΣPP ; 間ゲキ水圧の和
 ΣNE ; 地震力による垂直分力の和
 ΣTE ; 地震力による接線分力の和

3) 「フィルダム」設計基準へ (1966~1971)

「フィルダム」の場合「材料試験や安定計算の精度が不十分の時または、軟弱地盤上のダムのように不確定要素の入りやすい場合には1.5を標準とする。精度が十分な時でも次の値を下回ってはならない。」と規定している。この安全率は、他の構造物の安全率に比べて小さすぎるように思われるが、土構造物が重要であればあるほど土の強度の決め方に慎重な配慮がなされること、施工中に観測によって設計値をチェックすること等を考慮設定されていると考えられる。

さらに、安定計算に使用する設計数値の取り方についても、第72条で「設計数値は、適切な土質試験によって得られた結果をもととし、施工条件などを考慮して慎重に決定しなければならない。」とこの時点で明確に規定された(巻末表-2 III. 設計強度定数と試験法 参照)。

また、地震力については、第74条で「地震時には、ダムまたは、基礎的破壊のほか、貯水池周辺や余水吐斜面の地滑り、貯水の振動による間接的被害に対する検討をも十分行わなければならない。」と規定された(巻末表-2 IV設計震度Kの取り方 参照)。

4) 「フィルダム」一部改定へ (1971~1983)

一部改定で安定計算は、地震時水中部分は飽和重量×震度として地震力を求めること。複合すべり面法にはウェッジ法、修正フェレニウス法等を用いること。粘着力のないロック材の表面層の表層すべりに対する安全率は、④式で評価することなど3点が追加された。

〈ロックの斜面安定計算式〉

$$SF = \frac{\tan \phi (1 - m \cdot \gamma K)}{m + \gamma \cdot K} \quad \text{④}$$

SF ; 安全率
 ϕ ; 築堤材料の内部摩擦角
 m ; 斜面勾配 = $\tan \alpha = t / x$ 割
 l ; スべり面の長さ
 K ; 震度
 γ ; 飽和重量 / 水中重量(水中部分のみ γ を考慮し水中以外については $\gamma = 1$ とする)

「フィルダム」の一部改定の場合、第71条を改訂し「堤体および基礎の滑動に対する安全率は、1.2を標準とする。」としている。すなわち、安全率は材料の性質、設計数値の決め方、解析の精度、施工の速度に関連して変動するものとし、最低でも1.1を確保が必要であると考えられ、余裕をみて1.2としている(巻末別表-3 参照)。

なお、追加として次に掲げるケースについても、その安全性を確認するようにされている。

(1)水位の急降下が通常は予想されない場合(かんがい用ダムのほとんど)。

この場合は、表-2のケース4の地震力のみを50%として安全性を確認すること。

(2)不透水性ゾーンの幅が厚くかつ湛水が速やかに行われるダムで完成直後の場合。この場合は、地震力を100%とする。

(3)異常洪水位が常時満水位よりも高く、かつその差が大きいダムでの異常洪水位の場合。この場合は、地震力は考慮しない。

地震力は、ダムの地域別に対する地域別震度が巻末表-2の表-1のように表せられ巻末表-2の図-1と基礎地盤に対する地域別震度と組み合わせて、設計震度Kを決定するように指示されている。

5) 「ダム」編へ (1981~)

現行の設計基準は、滑り破壊に対する安全

性の検討方法は、全応力法または、有効応力法による円形すべり面法によるものしている。全応力解析は、築堤直後の軟弱地盤上にあるダムの安定解析に用いられることが多い。これは、盛土荷重によって発生する過剰間隙圧の正確な予測が困難な場合が多いという理由からである。堤体の安全率は、構造令の規定に合わせて1.2以上を確保するものとし、構造計算を検討するケースも巻末表-3に示すとおりである。自重、静水圧、間隙水圧、地震慣性力等、すべり安全率に影響する荷重の扱いも規定されるようになった。

しかし、耐震設計に対していくつかの問題が指摘されはじめ、一部では設計法の見直しについて以下のような議論がされ始めている。

- (1) 0.12とか0.15は、経験的な取り決めであり学術的には根拠が薄いこと。
- (2) これまでの水平震度法が堤体各部において同一の応答加速度が作用していることの妥当性を検討する余地があること。

V. おわりに

本報文は、農業工学研究所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とりまとめたものであるが、古い設計基準や文献等を紐解くことで、改めてフィルダムが農業土木技術の集大成であることと先人・先輩方の偉大さ、そして同じ農業土木技術者であることの誇りを再認識した。

我が国において水需要が、農業用水に限らず将来も増加の一途を辿ることは明らかであり、水源としてダム開発が必要不可欠であることもまた明らかである。

今後は、ダムサイトの条件が厳しくなるばかりか、自然環境との調和の問題等、多くの困難が生じることが予想されるが、フィルダム技術はこれらを克服し発展し続けなければならない。

最後に、本成果を取りまとめるにあたり、農業工学研究所中島賢二郎造構部長並びに、関係研究室の方々には、ご指導・ご助言を頂戴した。ここに、深く感謝する次第である。

《参考文献・引用文献》

- 1) 農林省農地局：土地改良事業計画設計基準 第3部設計 第1編「土堰堤」(1953年)
- 2) 農林省農地局：土地改良事業計画設計基準 第3部設計 第1編「アースダム（改定案）」(1956年)
- 3) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準 設計「フィルダム」(1966年)
- 4) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準 設計「フィルダム（一部改定）」(1972年)
- 5) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」(1981年)

〈「ダム」編の安定計算式〉

$$F_s = \frac{\sum \{C' \cdot l + (N - U - Ne) \tan \phi'\}}{\sum (T + Te)} \quad \text{--- ⑤}$$

F_s ；安全率

C, C' ；各スライスの滑り面の材料の粘着力（ C ：全応力表示、 C' ：有効応力表示）

ϕ, ϕ' ；各スライスの滑り面の材料のせん断抵抗角（ ϕ ：全応力表示、 ϕ' ：有効応力表示）

l ；各スライスの滑り面の長さ = $b / \cos \alpha$

b ；各スライスの幅

N ；各スライスの滑り面上に働く荷重合力の垂直分力

T ； // 荷重合力の接線分力

Ne ； // 地震荷重の垂直分力

Te ； // 地震荷重の接線分力

U ； // 間隙圧（浸透水の間隙圧及び築堤時に生じた過剰間隙圧の合力）

施工中の間隙水圧の推定では、圧密理論により間隙圧の消散を計算する方法が付け加えられている。ダムの地震荷重は、ダム築堤材料とともに、耐震設計法を含めて現在までいろいろな形で議論されている問題である。新潟地震（1964）、十勝沖地震（1968）、宮城沖地震（1978）の地震後、ダムの設計震度が見直されてきている。設計基準では、地震による設計震度の基本量は、巻末表-2のIV、設計震度Kの取り方に構造令で定められている強震地域、中震地域及び弱震地域に区分された、各種ダム形式の震度以上の値とし、各ダムの地盤の地質条件、堤高及び築堤材料等の実情を総合的に勘案して適切に定めることとしている。

- 6) 中島賢二郎：我が国における農業用フィルダムの位置の選定に関する研究(1990) P56～P68, P97 7) 高瀬国雄：「フィルダム設計基準」改定の要点(その1) 農業土木学会誌第33巻 第2号(1965) P27
- 8) 高瀬国雄：「フィルダム設計基準」改定の要点(その2) 農業土木学会誌 第33巻 第3号(1965) P30
- 9) 勝俣 昇：最近の技術進展の歩み「農業土木'50～'80ダム技術の歩み」水と土第40号(1980) P35
- 10) 湯川清光：報文「古代のフィルダム—日本のフィルダム1700年のあゆみ—(前編)」農業土木学会誌第49巻第7号(1981) P46
- 11) 湯川清光：報文「フィルダム建設の発展経過—日本のフィルダム1700年のあゆみ—(後編)」農業土木学会誌第49巻第9号(1981) P52
- 12) 長谷川高士：農業構造物と土質工学，土と基礎 Vol. 123, No 5 (1975) P5,6

農業開発・地域開発の総合建設コンサルタント



土と水

をデザインする……豊富な経験と優れた技術

株式会社 三祐コンサルタント

取締役会長 久野彦一
取締役社長 渡辺滋勝

本社	〒460 名古屋市中区錦2丁目15番22号(あさひ銀名古屋ビル)	TEL(052)201-8761(代)
東京支社	〒104 東京都中央区八重洲2丁目2番1号(大和銀行新八重洲口ビル)	TEL(03)3274-5655(代)
仙台支店	TEL(022)263-1857	北陸事務所 TEL(0762)23-5411
九州支店	TEL(096)354-5226	鹿児島事務所 TEL(0992)81-1657
札幌支店	TEL(011)222-3121	佐賀事務所 TEL(09546)5-3564
四国事務所	TEL(0888)24-4425	埼玉事務所 TEL(0485)43-1261
中国事務所	TEL(0862)73-3296	静岡事務所 TEL(054)250-0038
長野事務所	TEL(0265)53-4026	技術研究所 TEL(0562)32-1351
青森事務所	TEL(0177)43-8535	海外事務所 マニラ・バンコク
山形事務所	TEL(0238)43-6990	

Ⅲ. 主要項目別の変遷

表-1. 設計に関する主要 項目別の変遷

項 目	『土 壤 境』 1953 (S28)	『アースダム』 1956 (S31)	『フィルダム』 1966 (S41)	『フィルダム (改訂)』 1972 (S47)	『ダ ム』 1981 (S56)
1. ダムの分類					(P. 79) 図-2 参照
2. 設計洪水流量	過去50年の降雨記録から求めることとした。 但し、比流量、洪水痕跡、洪水算定公式等により求めた値と比較検討することとした。	200確率雨量又は洪水とした。 但し、既往最大より少なくはならない。 超過確率計算法「岩井法」が紹介された。	100年確率雨量の1.2倍の雨量を基にすることとした。 但し、既存資料として降雨量と洪水流量との関係が高い精度で求められている場合は、単位図表などによってもよいこととした。 目安としてクリーガー式が示された。	洪水到達時間が1時間以内の場合は、特性係数法を参考にすることとした。 既往洪水量との比較資料として建設省土研資料の「全国ダム地点流域面積比流量図」を紹介し、これより、著しく低い値とならないようにとした	(P. 79) 次のいずれか最大の更に20%増の流量とした ① A項流量 (200年確率洪水流量) ② B " (既往最大洪水流量) ③ C " (地域最大洪水流量) また、A項流量について、合式によって洪水ピーク流量を推定する場合の洪水到達時間内流域平均有効降雨強度の算出には、角屋・福島公式を示した。 なお、C項について、洪水比流量曲線によって洪水ピーク流量を推定する場合の公式は、当分の間小流域を除きクリーガー式を採用することとした。
3. 仮排水路の流量			10年確率流量とした。	改訂なし	(P. 423) 改訂なし
4. 堆 砂 量			堆砂要因を調査し推定することと、近傍類似の実績を勘案して決定することとした。 また、流域面積100km ² を境にそれぞれ参考資料が示された。	改訂なし	(P. 88) 100年間の堆砂量を推定することを原則とした。 推定方法は、既設ダムの実績から類推することに変わりはないが、参考として次の方法が示された。 ① 経験式から推定する方法 ② 時系列解析を行う方法 ③ 水理学的に推定する方法 また、築造後の堆砂形状を推定する方法も示された。

注) 表中の () のページ数は、基準におけるページである。

項 目	『土 堰 堤』 1953 (S28)	『アースダム』 1956 (S31)	『フィルダム』 1966 (S41)	『フィルダム (改訂)』 1972 (S47)	『ダ ム』 1981 (S56)
5. 堤体の非越流部の高さ と堤頂の高さ (フィルダム以前は、非 越流部の定義がない)	堤頂高を最高洪水位+余裕高 と定義し、余裕高は波高に安全 率を考慮したもので、波高は次 のステブソン公式によること とした。 $0.75+1/3\sqrt{F}-1/4\sqrt{F}$ F: 満水時における対岸まで の最長距離 また、安全率の意味で、余裕 高は、堤高2.5m流域200ha 以下は2m、それ以上は3m以 下であってはならないとした。	余裕高の算出式を次のとおり とし、但し、ステブソン公式 の3/4と50cmを加えたもの と比較し、大きい方を採用す ることとした。 $0.03h+1.5$ h: 基礎地盤から設計洪水位 までの高さ	余裕高の算出式を次のとおりとし、標準値 と比較のうえ決定することとした。 $R+\Delta h+h_s+h_t$ R: 風波高 (図表を提示) Δh : 異常洪水による水位上昇高 (計算式を提示) h _s : 余水高タイプによる安全高 (ゲート式の場合0.5m) h _t : フィルダムの安全高 (1m) 標準値は、普通2~3m、但し、堤高60 m以上のゲート式余水吐を有する場合は3m 以上が望ましいとした。	余裕高の標準値を、次 のとおりとし、算式で求 めた値と比較し、大きい 方を採用することとした ・堤高50m未満は2m ・100mまで3m ・100m以上3.5m	(P.100) 昭和51年に制定「河川管理施設等構造令」 に合わせ、洪水吐ゲートの有無及び越流水深に 応じ、常時満水位、サーチャージ水位及び設計 洪水位のそれぞれの水位をベースにして、これ に風による波浪高、地震による波浪高及び余裕 高を考慮して求めた高さのうちの最大値とした また、非越流部の高さを遮水壁の最上面の高 さとし、これに、保護層を含めたものを堤頂高 とした。
6. フィル材料	材料としての説明は特になく 堤体の設計の中で機能として次 のとおり説明している。 刃金: 不透水性部 抱土: 半透水性部 鞘土: 透水性土	材料選択の基準として次のと おり示した。 ①分類法: カサグランド分類法 ②粒 度: 粒度曲線による方法 三角座標による方法 ③透水性 不透水性部 (コア) $1 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$ 半透水性部 (抱土) $5 \times 10^{-4} \sim 5 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$ 透水性部 (上流サヤ土) $1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 透水性部 (下流サヤ土) $1 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$	粒度について機能及び材料ごとに説明し、 その目安を示した。 ①コア材料 ②トランジション材料 ③ロック材料 ④軟岩材料 ⑤ランダム材料 世界各国の実績による粒度曲線から不透水 部、透水性部、半透水性部の粒度範囲を示した 。	コア材料の透水係数の 標準値を $1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ とした。	(P.144) フィル材料を以下のとおり区分した。 ┌ 土質材料 ……不透水性材料 └ 岩石質材料 ……半透水性、透水性材料 ┌ 砂礫材料 └ ロック材料 締固めたときの透水性により不透水性材、透 水性材料、半透水性材料に分類し、以下の数値 を標準として示した。 不透水性… $k = 1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 透水性 … $k = 1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 半透水性… 透水係数は中間程度

注) 表中の () のページ数は、基準におけるページである。

項 目	『土 堰 堤』 1953 (S28)	『アースダム』 1956 (S31)	『フィルダム』 1966 (S41)	『フィルダム (改訂)』 1972 (S47)	『ダ ム』 1981 (S56)
7. フィルタ材料		<p>安定と透水の条件を満たす粒度範囲を示した。</p> $\textcircled{1} \frac{(\text{フィルタ材料の15\%粒径})}{(\text{フィルタで保護される材料の15\%粒径})} > 4$ $\textcircled{2} \frac{(\text{フィルタ材料の15\%粒径})}{(\text{フィルタで保護される材料の85\%粒径})} < 4$ <p>参考としてアメリカ開拓局等の実験による諸基準を示した。</p>	<p>粒度の非常に異なる二つの材料を相隣らせておく場合、その境界に一定条件を満たす粒度の材料を入れ、細粒分の流出を伴うことなく浸透水が安全に透過されてパイピングを防止することができるというフィルタ機能の重要性を示した。</p> <p>フィルタ材料として以下の条件を示した。</p> $\textcircled{1} \frac{(\text{フィルタ材料の15\%粒径})}{(\text{フィルタで保護される材料の15\%粒径})} > 5$ $\textcircled{2} \frac{(\text{フィルタ材料の15\%粒径})}{(\text{フィルタで保護される材料の85\%粒径})} < 5$ <p>③フィルタ材料の粒度曲線は保護される材料の粒度曲線とほぼ平行が望ましい。 ④フィルタで保護される材料が粗粒材を含む場合その材料の25mm以下の部分について①及び②を適用する。 ⑤フィルタ材料は粘性のないもので0.074mm以下の細粒分含有量は原則として5%以下とするのがよい。</p> <p>アメリカ開拓局の実例の条件を参考として示した。</p>	改訂なし	<p>(P. 153) 透水性の大きく異なる二つの材料の中間に位置し、浸透水による不透水性材料の流出を防止し、かつ浸透水を完全に排出・流下させてパイピング等による浸透破壊を防止するためフィルタとして使用する砂礫材料であると定義した。</p> <p>フィルタ材料として以下の条件を追加した。 ①フィルタ材料の最大寸法は保護される層が土や砂の場合75mmとすることが望ましい。 ②フィルタ材料は保護される材料より10~100倍の透水係数を持つことが望ましい。</p> <p>アメリカ開拓局の例を示した。</p>
8. フィルタの厚さ		<p>理論上は非常に薄くて良いが、施工上から決定。</p> <p>フィルタ層の最小厚は1.0~1.5m</p>	<p>①水平フィルタの最小厚は砂15cm、砂利30cm ②垂直、傾斜フィルタの最小幅は2.4~3.0m、できれば3.6~4.2m</p>	改訂なし	<p>(P. 188) フィルタ層の厚さは施工時の材料分層、フィルタ層内の内部空隙、施工機械等を考慮して決定。 参考として、次のとおりとした。</p> <p>①フィルタ材料の15%粒径の50倍以上とし、第1層の砂は30cm以上必要</p> <p>②粗いフィルタ材料では20cm以上、細かいフィルタ材料では15cm以上の厚さが必要</p>

注) 表中の () のページ数は、基準におけるページである。

項目	『土堰堤』 1953 (S28)	『アースダム』 1956 (S31)	『フィルダム』 1966 (S41)	『フィルダム(改訂)』 1972 (S47)	『ダム』 1981 (S56)
9. 許容漏水量	堤体または堰堤基礎地盤を通り漏水する水は、そのために築堤構造の效果に影響する程度の多量のものであってはならぬ。	改訂なし	許容漏水量は、貯水池の目的によって異なるが、カンガイ用ダムでは、貯水量の0.05%/day以下を標準とした。	改訂なし	(P193) 漏水量に関してはダムの貯水効率の面からは許容漏水量として1日当り総貯水量の0.05%の値が限度とされていることが多い。
10. 液状化の検討			液状化(流動化)の原因となる項目として塑性指数、相対密度、粒度を示している。(低塑性で集中粒径の微砂からなって相対密度の小さい場合流動化の検討をようする)	改訂なし	(P251) 液状化への原因となる項目(密度、粒度、N値、地下水位、拘束圧)を明確にするとともに、繰返し三軸圧縮試験を利用した液状化の可能性の判定方法を示している。
11. グラウチング (h-テング'ラチング')			①注入深度 一概に規定する事は出来ないとしているが、参考として次の基準例を示している。 ・米園開拓局のいくつかのダムで採用された公式 $d = 1 / 3 h + C$ d: 孔の深さ(m) h: 静水頭(m) C: 係数(8m~20m) ・河床最低部では水頭の1/2両岸は次第に浅くし最深部を10m~20mとする。 ・孔口標高におけるダム高さの2/3を基本深さとし、最小深さを15mとする。 ②配置 ・通常はダム中心(コア中心)からやや上流側に1列の配置とする。 ・大ダムの場合は2列に15m間隔で行われることもあるが、2列であっても間隔を密にした方がよいという意見もある。 ③改良目標値 ・記載無し	改訂なし	(P266) ①注入深度 設計段階での考え方として次のように示している。 ・Simondsの提唱した式により求めた値を標準とする。 $d = (h / 3) + C$ d: 孔の深さ(m) h: 静水頭(m) C: 常数5m~25m(平均15m) なお、C値は最大貯水深の1/3~1/2とすることもある。 ②配置 ・通常2列またはそれ以上に配列され、その間隔は1.5~2.0mが標準である。 ③改良目標値 ・フィルダムの基礎地盤に必要な水密性として2~5ルジオンを示している。

注) 表中の()のページ数は、基準におけるページである。

項目	『土堰堤』 1953 (S28)	『アースダム』 1956 (S31)	『フィルダム』 1966 (S41)	『フィルダム(改訂)』 1972 (S47)	『ダム』 1981 (S56)																																										
12. 放流設備及び取水設備					(P290) 流水または貯留水を放流または取水するため、洪水吐及び取水設備並びに必要な洪水吐以外の放流設備を適切な配置のもとに設けるものとする。(放流・取水設備を総括して定義)																																										
13. 洪水吐の形式の選定	洪水吐(余水吐)は流入路、調節構造物、放水路、減勢工、等よりなりこれらの4部分を組み合わせたもので形成する。 <table border="1"> <tr> <td>流入路</td> <td>均一幅直線式 均一幅曲線式 不均一幅直線式 不均一幅曲線式</td> </tr> <tr> <td>流入口</td> <td>普通溢流式 側溝溢流式 開渠式流入 シャフト式 門扉式</td> </tr> <tr> <td>放水路</td> <td>開渠式 隧道式 隧道開渠併用式</td> </tr> </table>	流入路	均一幅直線式 均一幅曲線式 不均一幅直線式 不均一幅曲線式	流入口	普通溢流式 側溝溢流式 開渠式流入 シャフト式 門扉式	放水路	開渠式 隧道式 隧道開渠併用式	改訂なし	余水吐を接近水路、調節部、放水路、減勢工による構成として、それぞれを基準化。 <table border="1"> <tr> <td colspan="2">接近水路部</td> </tr> <tr> <td>調節部</td> <td>越流ゼキ式 側溝流入式 移行部</td> </tr> <tr> <td colspan="2">放水路部</td> </tr> </table>	接近水路部		調節部	越流ゼキ式 側溝流入式 移行部	放水路部		改訂なし	(P296) 構成要素を流入部、導流部、減勢工とした <p style="text-align: center;">洪水吐の構成要素</p> <table border="1"> <tr> <td colspan="2">流入部</td> <td>導流部</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">越流式</td> <td>直線越流型</td> <td>シュート式</td> </tr> <tr> <td>曲線越流型</td> <td>トンネル式</td> </tr> <tr> <td>側水路型</td> <td>堤体流下式</td> </tr> <tr> <td colspan="3">朝顔型</td> </tr> <tr> <td colspan="3">オリフェイス式</td> </tr> <tr> <td colspan="3">減勢工</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">跳水式</td> <td>水平水たたき型</td> <td rowspan="3">補強跳水型</td> </tr> <tr> <td>傾斜水たたき型</td> </tr> <tr> <td>バケット型</td> </tr> <tr> <td colspan="3">スキージャンプ式</td> </tr> <tr> <td colspan="3">自由落下式</td> </tr> </table>	流入部		導流部	越流式	直線越流型	シュート式	曲線越流型	トンネル式	側水路型	堤体流下式	朝顔型			オリフェイス式			減勢工			跳水式	水平水たたき型	補強跳水型	傾斜水たたき型	バケット型	スキージャンプ式			自由落下式		
流入路	均一幅直線式 均一幅曲線式 不均一幅直線式 不均一幅曲線式																																														
流入口	普通溢流式 側溝溢流式 開渠式流入 シャフト式 門扉式																																														
放水路	開渠式 隧道式 隧道開渠併用式																																														
接近水路部																																															
調節部	越流ゼキ式 側溝流入式 移行部																																														
放水路部																																															
流入部		導流部																																													
越流式	直線越流型	シュート式																																													
	曲線越流型	トンネル式																																													
	側水路型	堤体流下式																																													
朝顔型																																															
オリフェイス式																																															
減勢工																																															
跳水式	水平水たたき型	補強跳水型																																													
	傾斜水たたき型																																														
	バケット型																																														
スキージャンプ式																																															
自由落下式																																															
14. 洪水吐の水理設計 (1) 流入部	接近流速 最大3m/S以内とした 通常溢流式流入口 フランス公式により越流堰長を決定する。 側溝溢流式流入口 ハインズの設計理論により算定 開渠式流入口、シャフト流入口 計算手法を提示	側水路型余水吐について例解を提示	接近流速 4m/S以下 越流堰頂と接近水路敷の高低差は越流堰頂の設計水頭の1/5以上 越流堰式 流量公式 $Q = CLH^{3/2}$ 流量係数 $C = 2.0 \sim 2.1$ 接近水路の深さの影響、セキ上面のコウ配の影響、漏れの影響についての検討。 セキの断面形 米岡開拓局、米岡陸軍土木部による方法について提示	改訂なし	(P311) 側水路型(7m以下)は詳細の検討 側水路型洪水吐の流入部の基本断面は、流況の安定上から対岸側(地山側)を直壁とする標準型を示し、現場の地形条件等によって標準型以外の台形断面等とする場合には模型実験などにより検討することとした。(フルード数による設計方法) 側水路断面の設定 ①越流堰勾配 1:0.7 対岸は直壁 ②側水路底勾配 $i \leq 1/13$ ③側水路末端 $d/B = 0.5$ 程度 ④側水路末端 $Fr < 0.5$ ⑤側水路上流端の水位越流堰の1/2.5以下 ⑥緩勾配水路 ④の条件を満たす																																										

注) 表中の () のページ数は、基準におけるページである。

項 目	『土堰堤』 1953 (S28)	『アースダム』 1956 (S31)	『フィルダム』 1966 (S41)	『フィルダム(改訂)』 1972 (S47)	『ダム』 1981 (S56)
(2) 導流部	導流部(放水路) 開渠式放水路、隧道式放水路について設計手法を提示。	改訂なし	導流部(放水路) 1)できるだけ湾曲の少ない平面形を選定する。 2)放水路は長方形断面を原則とする。 3)水路勾配は原則として上流部でゆるく、下流で急にし、減勢工に導く。 4)勾配の交換にあたっては、水脈が水路底から離れないような放射流路を設ける。 5)トンネル、暗渠断面を採用する場合、滴流を避け、移行部では設計流量に対する計算水面をトンネルまたは暗渠の高さの原則として1/2以下に、等流もしくはそれに近い場合には、ほぼ0.7倍以下に保つ。	改訂なし	⑦緩勾配水路末端に越流堰を設ける ⑧縦断の連続の確保、縮小部は水面形算出運動方程式による (P315) 形状 ①平面線は原則として直線とする。 ②断面は長方形を原則とする。 ③水路底勾配の交換にあたって凸なる鉛直曲線を挿入するときは流れが水路底から剥離するのを防ぐための断面の平均流速を初速とする放物線を用いる。また、凹なる鉛直曲線を挿入するときは流れの遠心力による水路底への動圧を小さくするため十分大きな曲率半径の曲線としなければならない。 側壁高 一般に高速流の導流部では空気混入現象が発生し、空気の混入によって水面が上昇するから模型実験及び計算によって求めた水位を補正しなければならない。 トンネル内の流れ トンネル・暗渠断面を採用する場合は滴流を避け移行部では設計洪水量における水深をトンネル又は暗渠高さの1/2以下を原則とし、等流もしくはそれに近い場合はほぼ3/4以下に保つ。
(3) 減勢工	跳水法、放射法、拡散法 跳水法の設計方法を提示	改訂なし	水バネ型 水理実験による 静水池型 水平静水池(I~IV型) 傾斜静水池 逆傾斜静水池 水平静水池の設計手法を提示 ローラーバケット型減勢工 米開拓局の設計手法を提示 模型実験による確認	改訂なし	(P318) 型式等の整理 跳水式減勢工 副ダム型、傾斜水たたき型、逆傾斜型、ローラーバケット型、強制跳水型 スキージャンプ型 自由落下式 (P327) 水理模型実験による設計の検討を提示

注) 表中の()のページ数は、基準におけるページである。

項 目	『土 堰 堤』 1953 (S28)	『アースダム』 1956 (S31)	『フィルダム』 1966 (S41)	『フィルダム(改訂)』 1972 (S47)	『ダ ム』 1981 (S56)
15. 堆砂及び背水					(P374) ダム建設に伴う堆砂及び背水については、ダムの貯水機能の保全、背後地に対する治水及び利水等への影響を考慮して必要に応じ適切な対策を講ずる。 ・貯水ダム計画面での対策 ・土砂生産地での対策 ・土砂輸送河道における対策 ・貯水ダムにおける対策
16. 貯水池周辺の安全性に対する検討					(P377) 貯水池は、必要な水密性を有し、かつ、すべり破壊または、浸透破壊が生じないものとする。また、貯水池及び貯水池周辺地山に地すべりまたは、土砂崩壊が予想される場合は、適切な保全対策を講ずる。
17. 貯水池周辺整備					(P383) ダム建設によって貯水池周辺の保全及び整備等の必要が生じた場合は、適切な周辺整備等を行う。
18. 構造物管理設備		ダム完成後は、堤体内の浸透水の状況、および堤体の沈下・移動など、堤体の保全に関することがらを定期的に計測しこれを記録する。 ・浸潤線測定管 ・水圧調査管 ・沈下・移動測定標	計測設備は、ダムの規模、重要度、特殊性などを勘案して、次の一部または全部を設置しなければならない。 ・漏水量測定装置 ・沈下量測定装置 ・浸潤線測定装置 ・間隙圧測定装置 ・土圧測定装置 ・地震動測定装置 ・傾斜測定装置	改訂なし	(P384) ダム及び貯水池の安全性を確保するため、必要な計測設備及び観測設備を設けるものとする。(大ダム会議の構造物管理基準に準ずるものとして解説を加えた) ・漏水量測定装置 ・変形量測定装置 ・浸潤線測定装置 ・間隙圧測定装置 ・土圧測定装置 ・地震動測定装置

注) 表中の()のページ数は、基準におけるページである。

表 2. 安定計算、設計数値の基準化の変遷 (堤体に限る)

項 目	土堰堤 1953 (S28)	アースダム 1957 (S31)	フィルダム 1966 (S41)	一部改訂 1972 (S47)	ダム 1981 (S56)									
I. 安定計算方法 (1) 安全率 (2) 安定計算方法	<ul style="list-style-type: none"> 土堰堤の設計には一般に認められる安全率は1.3~1.5 臨界円すべり面法 臨界円すべり面法 図式解法 Taylor式 	<ul style="list-style-type: none"> 安全率は1.5以上としかなる場合であっても1.2以下であってはならない。 臨界円による円形すべり面法を用いること。 	<ul style="list-style-type: none"> 材料試験や安定計算の精度が不十分な時または軟弱地盤上のダムのように不確定要素の入りやすい場合は1.5を標準とした。それ以外はケース毎に1.15~1.3となっている。 臨界円による円形すべり面法を用いることを原則とする。ただし、堤体内または基礎地盤中の最弱部をつなぐ滑動推定線が円形でない場合は複合すべり面法を用いてチェックする。 	<ul style="list-style-type: none"> いかなる場合でも1.1を確保するものとし、一般的な標準値は、1.2とした。 地震時水中部分は飽和重量×震度として地震力を求めること。複合すべり面法にはウェッジ法、修正フェレニウス法等を用いること。表層すべりについても安定性を検討することの3点が追加された。 	<ul style="list-style-type: none"> 安全率は1.2以上を確保。但し、材料試験や安定計算の精度が不十分なとき、軟弱地盤上のダムのように不確定要素が入りやすい場合には更に安全側の値をとるように配慮することとしている。 全応力法、有効応力法による円形すべり面法による。 									
II. 安定計算に与えられる数値 (1) 堤体自重による荷重を計算するときの単位重量の取り方		<p>a. 自重 (N, T) 山王海アースダムを例に次のような自重の計算を紹介している。</p> <p>①上下流側につき完成直後時 湿潤単位体積重量 $\gamma_t \times$ 土柱重量</p> <p>②下流側につき完成後における満水時 $\gamma_t \times$ 土柱重量</p> <p>③上流側につき完成後における水面低下時 ΣN (築堤材料による垂直分力の和) には、水中重量 γ_{sub}、ΣT (築堤材料による接線分力の和) には、飽和重量 γ_{sat} にそれぞれの土柱重量を乗じている。</p>	<p>a. 自重 (N, T) ①完成直後は、堤体材料の湿潤単位体積重量 (γ_t)</p> <p>②経年後の満水及び定常浸透状態は、貯水時での浸潤線から上の部分は、堤体材料の γ_t を浸潤線から下の部分は、飽和単位体積重量 (γ_{sat}) を用いる。</p> <p>③水位急低下時には、浸潤線から上の部分は、γ_t を浸潤線から下の部分は、γ_{sat} を用いる。</p>											
(2) 地震力		<p>b. 地震力 (NE, TE) ・特に記載なし。</p>	<p>b. 地震力 (NE, TE) 地震時水中部分は、飽和重量×震度として求める。</p>		<p>b. 地震震性力 (N_e, T_e) 浸潤線から上は、γ_t を、下の部分については飽和重量 (γ_{sat}) に設計震度 K を乗じている。</p>									
(3) 間隙圧		<p>c. 間隙圧 (PP) ・特に、記載なし。</p>	<p>c. 間隙圧 (u) 1. 施工中の間隙水圧 ①圧密試験がなく経験値を使用する場合 ・MH, CH, CL, ML……すべり面上の土柱重量の50~80% ・その他の粘性土……すべり面上の土柱重量の50% ・低ダム、大ダムで施工速度に問題の少ないダムについては、すべり面上の土柱重量の50% ②圧密試験値がある場合 Hilfの計算式に、施工中の消散係数 A を入れた①式を基準とする。</p> $P = \frac{Pa \cdot \Delta}{Va + h \cdot VW - \Delta} (1 - A) \dots\dots ①$ <p>A: 消散係数 (0.3~0.8)</p>		<p>c. 間隙水圧 (U) 1. 施工中の間隙水圧 a. 間隙圧の消散を考慮しない場合 ①圧密試験が実施されてなく経験値で推定 ②圧密試験に基づくHilfの方法 7. 盛土休止時期の無い場合 4. 盛土休止期間のある場合 b. 間隙圧の消散を考慮する場合 ①経験値による場合 Hilfの方法に対し消散係数を用いて推定 7. 盛土休止時期の無い場合 4. 盛土休止期間のある場合</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>ダムの形式</th> <th>ドレーンの有無</th> <th>消散係数</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ガン型ダム</td> <td>あり</td> <td>0.5~0.8</td> </tr> <tr> <td>均一型ダム</td> <td>なし</td> <td>0.3~0.5</td> </tr> </tbody> </table>	ダムの形式	ドレーンの有無	消散係数	ガン型ダム	あり	0.5~0.8	均一型ダム	なし	0.3~0.5
ダムの形式	ドレーンの有無	消散係数												
ガン型ダム	あり	0.5~0.8												
均一型ダム	なし	0.3~0.5												

項目	土堰堤 1953 (S28)	アースダム 1957 (S31)	フィルダム 1966 (S41)	一部改訂 1972 (S47)	ダム 1981 (S56)
			2. 満水位の間隙圧 薄いコア、または、 5×10^{-3} cm/s以上の透水性土内における満水時の間隙圧はほぼ重力水圧に等しいとしている。 3. 水位急低下時の間隙圧 この当時の観測データから、かなり厚い不透水部内の間隙圧でも、貯水池の水位低下に従って低下すると考えられていた。		②圧密理論により間隙圧の消散を計算 2. 常時満水位 一定水位を長時間保っており、湿潤線は定常状態にある。この状態の間隙水圧は、飽和領域のポテンシャルから位置のポテンシャルを差し引いたものとして推定する。 3. 水位急低下時 (ここでいう水位急低下とは定常状態にある浸透流が貯水位が降下し堤内水位が貯水位に伴い低下しない場合をいう。) 透水係数が 10^{-3} cm/sのオーダー以下の材料では、堤内水位の低下はほとんどないので満水時の間隙水圧100%残留するものとして考える。
Ⅲ. 設計強度定数と試験法 (1) 設計密度 (ρ_{ds})			設計密度 ρ_{ds} は、現場含水比で締固めうるものとする。また、JIS最大乾燥密度の90~95%を採用。		設計密度は、現場含水比 (w_f) で締固めうる密度をとるものとし、普通JIS最大乾燥密度の95% (D値95%)位が多く採用される。但し、遮水幅の薄いロックフィルダムでは、強度に与える影響が小さいのでD値95%に相当する湿潤側の含水比で締固めた土についてだけせん断試験を行う。
(2) C、 ϕ 値の決定	供試体は土堰堤築堤中または、築堤後における状況を把握とのみ記述。	「せん断試験は、三軸または一面により必ず行わなければならない。としている。	原則として三軸試験結果が用いられた。粘性土の非排水、または、圧密非排水せん断試験は、直接せん断試験結果によってもよいとされている。但し、直接せん断試験機でやった場合には ϕ 及びCの値にそれぞれ80%かけて使用することとした。		せん断試験の原則として三軸圧縮試験による。
(3) 試験値 (C、 ϕ) の適用			堤体条件の3ケースに適用される。 1. ダム完成直後 非圧密非排水せん断試験値 2. ダム完成後 圧密非排水せん断試験値 3. 貯水位急低下 透水性材料は、圧密非排水せん断試験値 不透水性材料は、圧密排水せん断試験値		堤体条件の3ケースに適用される。 1. ダム完成直後 a. 全応力解析：ダム完成直後の間隙圧の値が定量的に推定出来ない場合は非圧密非排水試験値から求める (C、 ϕ)。 b. 有効応力解析：ダム完成直後の間隙圧がかなりの精度で定量的に推定できる場合は、圧密非排水試験値または、圧密排水試験値による (C'、 ϕ')。 2. ダム完成後 圧密排水せん断試験値または、圧密非排水試験値から求める。(C'、 ϕ')。 ※C'、 ϕ' を求めるだけの目的であれば一面せん断試験機による圧密排水せん断試験を行ってもよい。 3. 貯水位急低下 透水性材料は、圧密排水せん断試験値 不透水性材料は、圧密排水せん断試験または圧密非排水せん断試験値

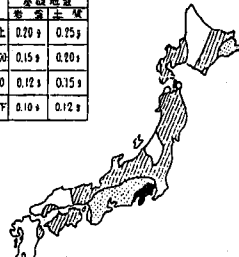
項 目	土堰堤 1953 (S28)	アースダム 1957 (S31)	フィルダム 1966 (S41)	一部改訂 1972 (S47)	ダム 1981 (S56)																																																			
IV. 設計震度Kの取り方			<p>図-1により1/100確率で起こりうる地震加速度に地震感応度や地盤係数を考慮した値0.10~0.25gを水平加速度として採用。(フィルダム設計基準)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>震 度</th> <th>paL</th> <th>基礎地震 感 応 係 数</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>■ 強震 III</td> <td>400以上</td> <td>0.70*</td> </tr> <tr> <td>□ 中震 IV</td> <td>400-200</td> <td>0.15*</td> </tr> <tr> <td>□ 弱震 V</td> <td>200-100</td> <td>0.12*</td> </tr> <tr> <td>□ 中震 VI</td> <td>100以下</td> <td>0.10*</td> </tr> </tbody> </table>  <p>東北地震研究所の過去の地震予-7と統計的に処理して作ったもので、この程度の地震は94年100年間に1回起きる可能性が示す。</p> <p>図-1. 1/100 確率の震度図</p>	震 度	paL	基礎地震 感 応 係 数	■ 強震 III	400以上	0.70*	□ 中震 IV	400-200	0.15*	□ 弱震 V	200-100	0.12*	□ 中震 VI	100以下	0.10*	<p>ダムの種類に対する地域別震度は、表-1に示す範囲とされ、さらに、図-1に示す基礎地盤に対する地域別震度との組み合わせで検討し設計震度が決定された。この場合の最低震度は安全側をとって両者の大なる方とされた。</p> <table border="1"> <caption>表-1</caption> <thead> <tr> <th>ダムの種類</th> <th>東北(宮城を除く)、関東 中部、近畿、中国四</th> <th>北海道、東北(宮城)、北陸 中部、北陸、九州</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ロックフィルダム</td> <td>0.12~0.20</td> <td>0.10~0.15</td> </tr> <tr> <td>アースダム</td> <td>0.15~0.25</td> <td>0.12~0.20</td> </tr> </tbody> </table>	ダムの種類	東北(宮城を除く)、関東 中部、近畿、中国四	北海道、東北(宮城)、北陸 中部、北陸、九州	ロックフィルダム	0.12~0.20	0.10~0.15	アースダム	0.15~0.25	0.12~0.20	<p>ダムの静的構造計算及び堤体の非越流部の高さの算定に用いる設計震度の基本量は、規則第2条第1項の規定に準じ表-2に示す値以上の値で当該ダムの事情に応じて定めることとした。</p> <table border="1"> <caption>表-2</caption> <thead> <tr> <th>地 域 区 分</th> <th>強震帯地域</th> <th>弱震帯地域</th> <th>中震帯地域</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>堤体が概ね均一材料によるもの</td> <td>0.15</td> <td>0.12</td> <td>0.15</td> </tr> <tr> <td>その他のもの</td> <td>0.15</td> <td>0.10</td> <td>0.12</td> </tr> </tbody> </table> <p>表-3は、日本大ダム会議(1987)で、規定されている堤体震度及び地域区分</p> <table border="1"> <caption>表-3</caption> <thead> <tr> <th colspan="2">区 分</th> <th>強震帯地域</th> <th>弱震帯地域</th> </tr> <tr> <th rowspan="2">ダムの種類</th> <th>地 域</th> <td>北海道(管内・管内・日本・十勝) 東北、関東、中部、北陸 近畿、中国四、九州、宮崎</td> <td>北海道(管内以外) 中部(島根除く) 北陸、九州(宮崎除く)</td> </tr> <tr> <th>フィルダム 均一型 表面透水 壁型</th> <td>0.15~0.20</td> <td>0.12~0.20</td> </tr> <tr> <th colspan="2">ゾーン型</th> <td>0.12~0.20</td> <td>0.10~0.15</td> </tr> </thead> </table>	地 域 区 分	強震帯地域	弱震帯地域	中震帯地域	堤体が概ね均一材料によるもの	0.15	0.12	0.15	その他のもの	0.15	0.10	0.12	区 分		強震帯地域	弱震帯地域	ダムの種類	地 域	北海道(管内・管内・日本・十勝) 東北、関東、中部、北陸 近畿、中国四、九州、宮崎	北海道(管内以外) 中部(島根除く) 北陸、九州(宮崎除く)	フィルダム 均一型 表面透水 壁型	0.15~0.20	0.12~0.20	ゾーン型		0.12~0.20	0.10~0.15
震 度	paL	基礎地震 感 応 係 数																																																						
■ 強震 III	400以上	0.70*																																																						
□ 中震 IV	400-200	0.15*																																																						
□ 弱震 V	200-100	0.12*																																																						
□ 中震 VI	100以下	0.10*																																																						
ダムの種類	東北(宮城を除く)、関東 中部、近畿、中国四	北海道、東北(宮城)、北陸 中部、北陸、九州																																																						
ロックフィルダム	0.12~0.20	0.10~0.15																																																						
アースダム	0.15~0.25	0.12~0.20																																																						
地 域 区 分	強震帯地域	弱震帯地域	中震帯地域																																																					
堤体が概ね均一材料によるもの	0.15	0.12	0.15																																																					
その他のもの	0.15	0.10	0.12																																																					
区 分		強震帯地域	弱震帯地域																																																					
ダムの種類	地 域	北海道(管内・管内・日本・十勝) 東北、関東、中部、北陸 近畿、中国四、九州、宮崎	北海道(管内以外) 中部(島根除く) 北陸、九州(宮崎除く)																																																					
	フィルダム 均一型 表面透水 壁型	0.15~0.20	0.12~0.20																																																					
ゾーン型		0.12~0.20	0.10~0.15																																																					

表-3. 堤体のすべり破壊に対する安定計算の変遷「各設計基準から抜粋」

設計基準	基本的原則と解説	安定計算のケースと安全率	安全率の算出公式																																						
昭和31年4月 第3部 設計 第1編 アースダム	<p>堤体の安定計算は、臨界円による円形すべり面法を用い、次の三つの場合について安全率の検定を行う。</p> <p>(1) 上・下流側につき、完成直後時（堤体内に残存する間ゲキ水圧を考慮）</p> <p>(2) 上流側につき、完成後における急激な水面低下時（浸透水による間ゲキ水圧を考慮）</p> <p>(3) 下流側につき、完成後における満水時（浸透水における間ゲキ水圧、地震を考慮）</p>	<p>安全率は1.5以上とし、いかなる場合でも1.2以下であってはならない。</p>	$S.F. = \frac{(\Sigma N - \Sigma PP - \Sigma NE) \tan \phi + L \cdot C}{\Sigma T + \Sigma TE}$ <p>S.F. : 安全率 ΣN : 築堤材料の重量による垂直分力の和 ΣT : 築堤材料の重量による接線分力の和 φ : 築堤材料の内部摩擦角 C : 築堤材料の粘着力 L : 円弧の長さ ΣPP : 間ゲキ水圧の和 ΣNE : 地震力による垂直分力の和 ΣTE : 地震力による接線分力の和</p>																																						
昭和41年6月 第3部 設計 第1編 フィルダム	<p>第76条 堤体の安定計算は、臨界円による円形すべり面法を用いることを原則とする。ただし、堤体内または、基礎地盤中の最弱部をつなぐ滑動推定線が円形でない場合には、複合すべり面法を用いてチェックしなければならない。</p> <p>(補足説明) 堤体及び基礎地盤についての滑動に対する安定計算方法に種々あるが原則として円形すべり面についてスライス方法を用いて行うものとする。この場合スライスの両側に働く水圧は考慮する。また、地震時水中部分は、飽和重量×震度として地震力を求める。なお、すべり面が円形でなく、直線、曲線または、その組み合わせからなる場合の安定計算方法には、複合すべり円によるスライス法、ウェッジ法、あるいは修正フェレニウス法がある。</p>	<p>第71条 滑動に対する安全率は材料試験や安定計算の精度が不十分とき、または、軟弱地盤上のダムのように不確定要素の入りやすい場合には、1.5を標準とする。また、精度が十分な時でも次の値を下回ってはならない。</p> <p>表-4</p> <table border="1" data-bbox="907 604 1260 742"> <thead> <tr> <th rowspan="2">ケース</th> <th rowspan="2">堤体条件</th> <th rowspan="2">貯水位</th> <th rowspan="2">地震</th> <th colspan="2">安全率</th> </tr> <tr> <th>上流</th> <th>下流</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>完成直後</td> <td>空虚</td> <td>なし</td> <td>1.3</td> <td>1.3</td> </tr> <tr> <td>2¹⁾</td> <td>(貯) 貯水</td> <td>部分貯水²⁾</td> <td>なし</td> <td>1.3</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>常時</td> <td>急低下</td> <td>なし</td> <td>1.2</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>常時</td> <td>満水</td> <td>あり</td> <td>-</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>常時</td> <td>部分貯水²⁾</td> <td>あり</td> <td>1.15</td> <td>-</td> </tr> </tbody> </table> <p>1) 上流斜面下部ゲーツがツガなどで間ゲキ圧が発生しない場合だけ行う。 2) 水位は、普通堤高の45~50%高さにとりて計算する。</p>	ケース	堤体条件	貯水位	地震	安全率		上流	下流	1	完成直後	空虚	なし	1.3	1.3	2 ¹⁾	(貯) 貯水	部分貯水 ²⁾	なし	1.3	-	3	常時	急低下	なし	1.2	-	4	常時	満水	あり	-	1.2	5	常時	部分貯水 ²⁾	あり	1.15	-	$S.F. = \frac{(\Sigma N - \Sigma u - \Sigma NE) \tan \phi + C \cdot L}{\Sigma T + \Sigma TE}$ <p>S.F. : 安全率 ΣN : 堤体の重量による垂直分力の和 Σ (単位重量×NA) ΣT : 堤体の重量による接線分力の和 Σ (単位重量×TA) φ : 築堤材料の内部摩擦角 C : 築堤材料の粘着力 L : すべり面の長さ Σu : 間ゲキ圧の和 ΣNE : 地震力による垂直分力の和 ΣTE : 地震力による接線分力の和</p>
ケース	堤体条件	貯水位					地震	安全率																																	
			上流	下流																																					
1	完成直後	空虚	なし	1.3	1.3																																				
2 ¹⁾	(貯) 貯水	部分貯水 ²⁾	なし	1.3	-																																				
3	常時	急低下	なし	1.2	-																																				
4	常時	満水	あり	-	1.2																																				
5	常時	部分貯水 ²⁾	あり	1.15	-																																				
昭和47年1月 第3部 設計 第1編 フィルダム 追補 (一部改定)		<p>第71条 堤体及び基礎の滑動に対する安全率は、1.2を標準とする。</p> <p>(補足説明) フィルダムの安全率は、材料の性質、設計数値の決め方、解析方法の精度、施工の程度などに関連して変動が考えられるが、いかなる場合でも1.1を確保する必要があり、一般的な標準値としては余裕をみて1.2とする安全率は第75条に規定する方法により次に掲げるケースについて計算しなければならない。ただし、水位急低下が通常予想されないダムについては、ケース4は計算しない。</p> <p>表-5</p> <table border="1" data-bbox="907 939 1350 1055"> <thead> <tr> <th>ケース</th> <th>堤体条件</th> <th>貯水位</th> <th>地震</th> <th>適用</th> <th>備考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>常時</td> <td>満水位</td> <td>100%</td> <td>上下流側</td> <td>1) 建設中の間ゲキ圧残存</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>完成直後</td> <td>なし</td> <td>50%</td> <td>上下流側</td> <td>1)</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>常時</td> <td>急低下</td> <td>100%</td> <td>上流側</td> <td></td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>常時</td> <td>水位急低下</td> <td>100%</td> <td>上流側</td> <td>2)</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>洪水時</td> <td>急低下水位</td> <td>50%</td> <td>上下流側</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p>なお、次に掲げる各ケースについては、その安全性を確認しなければならない。 ①水位の急低下が通常は予想されないダムの場合（かんがい用ダムのほとんど）。この場合はケース4の地震力のみ50%として安全性を確認する。 ②不透水性ゾーンの幅が厚くかつ満水が速やかに行われるダムで完成直後の場合。この場合は、地震力は100%とする。 ③異常洪水位が常時満水位より高く、かつその差が大きいダムで異常洪水位の場合。この場合地震力は考慮しない。</p>	ケース	堤体条件	貯水位	地震	適用	備考	1	常時	満水位	100%	上下流側	1) 建設中の間ゲキ圧残存	2	完成直後	なし	50%	上下流側	1)	3	常時	急低下	100%	上流側		4	常時	水位急低下	100%	上流側	2)	5	洪水時	急低下水位	50%	上下流側				
ケース	堤体条件	貯水位	地震	適用	備考																																				
1	常時	満水位	100%	上下流側	1) 建設中の間ゲキ圧残存																																				
2	完成直後	なし	50%	上下流側	1)																																				
3	常時	急低下	100%	上流側																																					
4	常時	水位急低下	100%	上流側	2)																																				
5	洪水時	急低下水位	50%	上下流側																																					

設計基準	基本的原則または解説	安定計算のケースと安全率	安全率の算出公式																																																
昭和56年4月 設計・ダム	<p>フィルダムの堤体及び基礎地盤は、必要な水密性及び強度を有し、かつすべり破壊または浸透破壊が生じないものとする。</p> <p>4.1.2 安定計算諸条件</p> <p>(1) 検討の方法と安全率</p> <p>すべり破壊の検討における解析方法は、大別するとすべり面法と応力解析とに分けられる。特殊なダム以外は原則的に臨界円による円形すべり面法を用いる。ただし、堤体内または、基礎地盤中の最弱部をつなぐ滑動推定線が円形でない場合はウェッジ法等を用いる。また、表層すべりについても検討する。この場合、安全率(FS)は、1.2以上を確保するようにしなければならない。ただし、材料試験や安定計算の精度が不十分なとき、または、軟弱地盤上のダムのように不確定要素が入り易い場合は更に安全側の値をとるよう安全率は慎重に配慮する必要がある。</p> <p>なお、軟弱地盤上のダムについては基礎地盤を通るすべりについても検討を行う必要がある。</p> <p>(2) すべり破壊を検討するケース 表-6のとおり</p> <p>(3) 荷重</p> <p>a. 自重</p> <p>すべり破壊に対する安定計算に用いる堤体の自重は、図-1のとおり。なお、堤体材料の単位体積重量は実際に使用する材料について試験を行い、その結果に基づき決定する。</p> <p>① 完成直後で貯水が行われていないとき(ケース5) 堤体材料の湿潤単位体積重量(γ_t)とする。</p> <p>② 経年後の貯水時で定常浸透状態のとき(ケース1~4) 貯水時での湿潤線から上の部分は堤体材料の湿潤単位体積重量を用いる。</p> <p>③ 水位急低下のとき(ケース6) 湿潤線から上の部分は堤体材料の湿潤単位体積重量(γ_t)を、湿潤線から下の部分は飽和単位体積重量(γ_{sat})を用いる。</p> <p>b. 静水圧</p> <p>すべり破壊に対する安定計算において、貯水時の静水圧の滑動モーメントへの寄与分をどのように考えるかは図-2に示すいくつかの方法が考えられるが、本基準では、安全側の値を与える図-1の(d)の考え方を採るものとする。</p> <p>c. 地震慣性力</p> <p>堤体の地震慣性力は湿潤線から上の部分については湿潤重量に、湿潤線から下の部分については飽和重量(図-3、参照)に設計震度を乗じたものとし、作用の位置はスライスすべり面上とし、作用する方向は水平に作用するものとする。</p> <p>d. 間隙水圧</p> <p>有効応力表示による安定計算に考慮する間隙水圧は次のような状態が考えられる。</p> <p>① 施工中及び完成直後における土中の応力変化により生じる間隙水圧</p> <p>② 貯水後の定常浸透流による間隙水圧</p> <p>③ 水位急低下時による間隙水圧</p> <p>~「以下、省略」~</p>	<p>表-6</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>ケース</th> <th>貯水池の水位</th> <th>静水圧を求め場合の貯水池の水位</th> <th>浸透流の状態</th> <th>浸透流による有効応力表示の割合</th> <th>円形すべり面スライス法の適用</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>設計洪水水位</td> <td>設計洪水水位</td> <td>設計洪水時で浸透流が定常状態</td> <td>—</td> <td>有効応力表示 計算斜面</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>サージン水位</td> <td>サージン水位</td> <td>サージン水位で浸透流が定常状態</td> <td>50%</td> <td>有効応力表示 上下流側</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>常時満水位</td> <td>常時満水位</td> <td>中間水位で浸透流が定常状態</td> <td>100%</td> <td>有効応力表示 上下流側</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>中間水位</td> <td>中間水位</td> <td>中間水位で浸透流が定常状態</td> <td>100%</td> <td>有効応力表示 上流側</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>空虛(完成直後)</td> <td>—</td> <td>透流中の間隙圧が残留している</td> <td>50%</td> <td>総力/総応力表示 上下流側</td> </tr> <tr> <td>6(a)</td> <td>水位急低下</td> <td>降下後の最低水位</td> <td>常時満水位から最低水位まで低下したとき</td> <td>100%</td> <td>有効応力表示 上流側</td> </tr> <tr> <td>6(b)</td> <td>水位急低下</td> <td>—</td> <td>透流中の間隙圧が残留している</td> <td>50%</td> <td>有効応力表示</td> </tr> </tbody> </table> <p>(a) 築堤直後 (b) 満水、定常浸透状態 (c) 水位急低下時</p> <p>図-1. フィルダムの自重による荷重を計算するときの単位体積重量の取り方</p> <p>図-2. 静水圧のすべり円の中心点に関するモーメントの考え方</p>	ケース	貯水池の水位	静水圧を求め場合の貯水池の水位	浸透流の状態	浸透流による有効応力表示の割合	円形すべり面スライス法の適用	1	設計洪水水位	設計洪水水位	設計洪水時で浸透流が定常状態	—	有効応力表示 計算斜面	2	サージン水位	サージン水位	サージン水位で浸透流が定常状態	50%	有効応力表示 上下流側	3	常時満水位	常時満水位	中間水位で浸透流が定常状態	100%	有効応力表示 上下流側	4	中間水位	中間水位	中間水位で浸透流が定常状態	100%	有効応力表示 上流側	5	空虛(完成直後)	—	透流中の間隙圧が残留している	50%	総力/総応力表示 上下流側	6(a)	水位急低下	降下後の最低水位	常時満水位から最低水位まで低下したとき	100%	有効応力表示 上流側	6(b)	水位急低下	—	透流中の間隙圧が残留している	50%	有効応力表示	$F_s = \frac{\sum (C' \cdot l + (N - U - Ne) \tan \phi')}{\sum (T + Te)}$ <p>F_s: 安全率 C, C': 各スライスのすべり面の材料の粘着力(C: 総粘着力、C': 有効粘着力) ϕ, ϕ': 各スライスのすべり面の材料のせん断抵抗力(ϕ: 全応力表示、ϕ': 有効応力表示) l: 各スライスのすべり面の長さ = $b / \cos \alpha$ b: 各スライスの幅 N: 各スライスのすべり面上に働く荷重合力の垂直分力 T: " " 荷重合力の接線分力 Ne: " " 地震荷重の垂直分力 Te: " " 地震荷重の接線分力 U: " " 間隙水圧 (浸透水の間隙水圧及び築堤時に生じた過剰間隙水圧の合力)</p> <p>図-3. 円形すべり面上のスライスに作用する力(経年後、貯水後)</p>
ケース	貯水池の水位	静水圧を求め場合の貯水池の水位	浸透流の状態	浸透流による有効応力表示の割合	円形すべり面スライス法の適用																																														
1	設計洪水水位	設計洪水水位	設計洪水時で浸透流が定常状態	—	有効応力表示 計算斜面																																														
2	サージン水位	サージン水位	サージン水位で浸透流が定常状態	50%	有効応力表示 上下流側																																														
3	常時満水位	常時満水位	中間水位で浸透流が定常状態	100%	有効応力表示 上下流側																																														
4	中間水位	中間水位	中間水位で浸透流が定常状態	100%	有効応力表示 上流側																																														
5	空虛(完成直後)	—	透流中の間隙圧が残留している	50%	総力/総応力表示 上下流側																																														
6(a)	水位急低下	降下後の最低水位	常時満水位から最低水位まで低下したとき	100%	有効応力表示 上流側																																														
6(b)	水位急低下	—	透流中の間隙圧が残留している	50%	有効応力表示																																														

パイプラインの低圧化システム

斎藤正樹*
(Masaki SAITO)

寺川吉博*
(Yoshihiro TERAKAWA)

角田範明*
(Noriaki TSUNODA)

稲垣仁根*
(Hitone INAGAKI)

目 次

1. はじめに79
 2. パイプラインの低圧化システムとは何か79
 3. 設計基準の考え方はどうなっているか80
 4. 従来型自動減圧弁の機能に原因があった80
 5. 現行の畑かんパイプラインの技術的限界81
 6. 従来型減圧弁を用いた低圧化システムとは81
 7. 低圧化システムの設計内圧の設定方法82

8. 安全弁とはどんなものか82
 9. エアーアッグとはどんなものか82
 10. 新型減圧弁を直列配置した低圧化システムの提案83
 11. 自動減圧弁の機能を比較すると83
 12. 低圧化システムの水利施設とは83
 13. まとめ85

1. はじめに

畑地かんがいにおいて、末端パイプラインに塩化ビニル管を安全に使用するための低圧化システムを紹介する。

作用圧力の大きい畑かんパイプラインにおいては、設計内圧との関連から低級管種である塩化ビニル管の採用に制約を受けて建設コスト増加の要因となったり、10kgf/cm²に近い高圧力下で塩化ビニル管を使用した場合は事故の発生も報告されていた。

そこで、パイプラインの低圧化システムとして、従来型あるいは新型の自動減圧弁を用いて静水圧

を遮断し、水撃圧についてはエアーバッグや安全弁により対処する方法を組み合わせる方法を提案する。

本稿では、低圧化システムの考え方を紹介するが、水力実験やシミュレーションの結果についての詳細は、参考文献に記述されているので参考にしていただきたい。

2. パイプラインの低圧化システムとは何か

自動減圧弁は、管路の圧力により無動力で弁が作動して下流側圧力を設定圧力に維持する点に特徴がある。

低圧化システムとは、自動応答型の減圧弁をパ

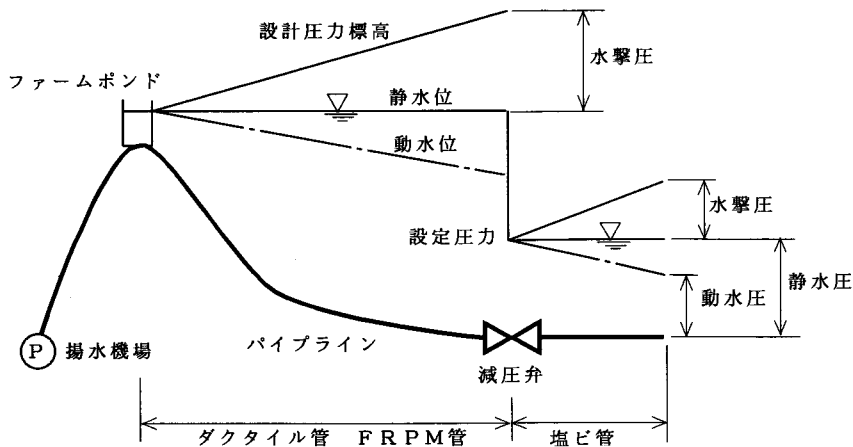


図-1 パイプラインの低圧化システム

*クラウンエンジニアリング(株)



写真一 自動減圧弁

パイプラインの途中に設置し、減圧弁により上流側の静水圧を遮断して、下流側パイプラインの設計内圧の低減を図るシステムである^{1,2)}。

低圧化システムの導入により、減圧弁下流側のパイプラインについて安価な塩化ビニル管を使用し、施設費の削減を図ることができる点に利点がある。

さらに、減圧弁を直列に配置することにより設計内圧を段階的に削減することが可能になり、塩化ビニル管の広範囲な使用が可能となる³⁾。

3. 設計基準の考え方はどうなっているか

現在の設計基準では、減圧弁を設置した場合でも、通水停止時には減圧弁上下流の静水圧は連続するものとして、上流側の静水圧標高をパイプライン全線に適用するように指示している。

従って、クローズドパイプラインにおいて、自動減圧弁を設置して減圧を行う場合は、減圧弁の有無に関係なく、水撃圧を考慮して図-2に示すような設計圧力を採用しなければならない。

畑地かんがいを行うためには、散水圧として3~5kgf/cm²の圧力を必要とするので、減圧水槽

の設置が難しく、最高圧力は10kgf/cm²を超える場合においては、ダグタイル管のような高級管種を採用せざるを得ないのが実情である。

流量が小さくなる末端側ほど作用水圧が高くなるため、耐水圧の高い高級管種を使用しなければならないという矛盾を生じる結果となっている。

これは、本来ならば、受益者に近い圃場近傍においてこそ、パイプラインを張り巡らせるため、安価な管材を用いて建設コストをできるだけ削減したいわけであるが、これが現在の設計においては許されていないことがコストの上昇を招く要因となっている。

4. 従来型自動減圧弁の機能に原因があった

設計基準で自動減圧弁により減圧を行う場合は、その機能は通水時に限定するとしているが、これには理由がある。

従来から使用されている自動減圧弁は上水道用が開発されたため、作動機構が急変現象に対応できるようにになっていないために、以下の①、②の状況で上下流の圧力は連続する、あるいは減圧弁上流側へ圧力波が透過することを前提としている。

①流量がゼロまたは微小の場合。

②下流側の圧力変動が急激な場合。

従って、減圧弁の下流側パイプラインの設計内圧は上流側の静水圧を用い、それに水撃圧を加算するとした設計基準は妥当であり、この現象は現地実験やシミュレーションにより確認されている¹⁾。

その他、減圧弁を直列配置とするとお互いに共振するため並列配置とする必要のあることが課題として残されていた^{4,5)}。

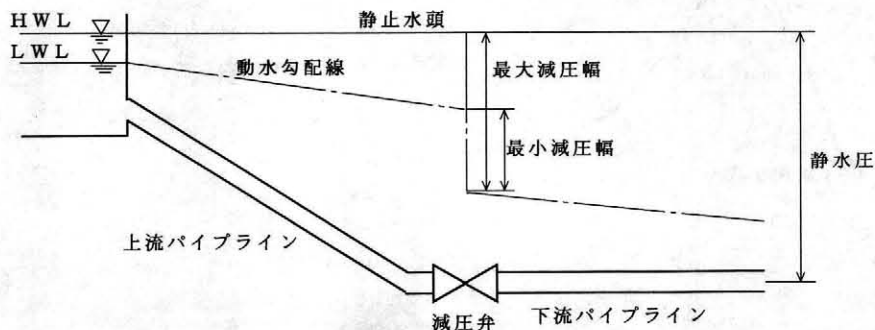


図-2 減圧システムの設計内圧

のではない点に限界がある。

7. 低圧化システムの設計内圧の設定方法

下流側パイプラインに塩化ビニール管 (VP) を使用する場合には、静水圧 7.5kgf/cm^2 、設計内圧 10kgf/cm^2 を同時に満足する必要がある。

そこで、下流側パイプラインは減圧弁の設定2次圧をもって静水圧とし、さらに安全弁とエアバッグ設置後の最大圧力をもって設計内圧とする。

VP管の使用を前提として、本減圧方式を採用する場合の圧力条件を図-4に示す。

8. 安全弁とはどんなものか

安全弁はスプリングの長さをボルトにより調節して、管路内圧が設定圧力より大きくなると、ダイヤフラムあるいはピストンが押し上げられて、管内水を放流する装置である。

図-5に安全弁の概要を示す。また、写真-2にパイプライン末端に安全弁を設置した例を示す。

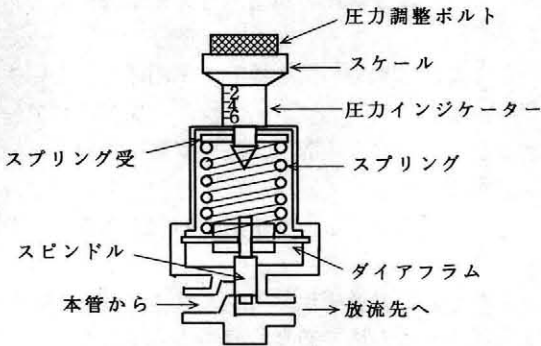


図-5 安全弁概要図

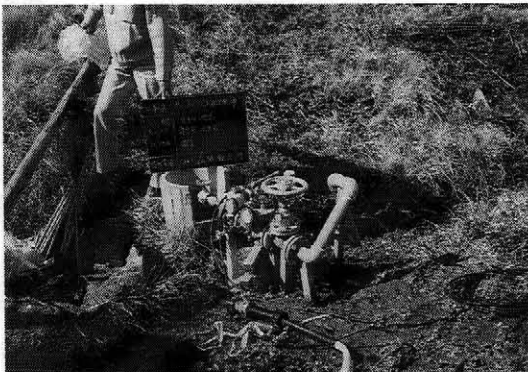


写真-2 パイプライン末端設置の安全弁

9. エアバッグとはどんなものか

エアバッグは、自動車の安全装置として有名であるが、パイプライン用も同じでありゴム性のバッグ内に気体を密封したものである。このバッグを金属製の筒に入れておき、筒とパイプラインを連結して、エアバッグの弾性により管内圧の変動を吸収するものである。図-6と写真-3にエアバッグの概要を示す。

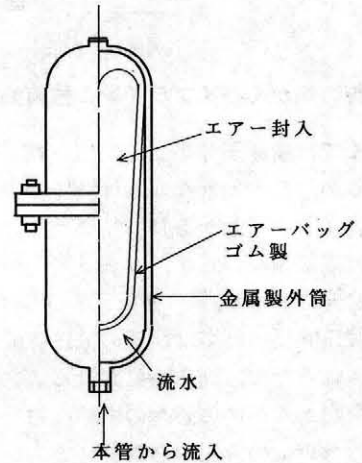


図-6 エアバッグ概要図

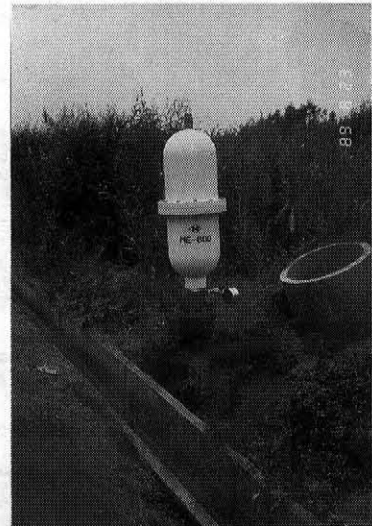


写真-3 エアバッグ

10. 新型減圧弁を直列配置した低圧化システムの提案

減圧弁の直列配置ができないとパイプラインの段階的な設計圧力の低減ができないため、減圧弁の能力がパイプラインシステムのコストダウンに直接的に結びつかない点が問題となる。

そこで、自動減圧弁の作動機構に改良を加えた新型の自動減圧弁を用いた直列低圧化システムを提案する³⁾。

新型の自動減圧弁の特徴は、以下の①、②であり、農業工学研究所等で水理実験を行ってその機能が確認されている^{6,7)}。

①送水停止時の2次側静水圧の制御

②直列配置時の自励振動の防止

従来型の減圧弁に安全弁を併用して静水圧を遮断する方法では、安全弁からの放流がある程度の時間継続されることなどの課題があったが、新型減圧弁では、減圧弁単体で静水圧を遮断できること、複数台を直列配置しても自励振動を生じにくいことなど圧力制御機能が向上している³⁾。

新型自動減圧弁を低圧化システムの中に導入することにより、パイプラインにおいて設計内圧の直列段階的削減が可能となり、低級管種である塩化ビニール管の広範囲な採用に道を開くことができるものと考えられる。

図一7に直列低圧化システムの設計内圧の考え方を示す。

11. 自動減圧弁の機能を比較すると

現時点では、静水時においても2次圧が遮断でき、直列連続配置が可能な新型減圧弁（E社のベ

ルマド弁、Y社の定圧弁）が提供されている。

畑地かんがいでは、複雑な水管理が要求されるので、最大流量規制の他細かな制御が可能な流量制御型減圧弁、例えばE社の電磁式流量制御用減圧弁^{8,9)}、Y社の流量制御併用型定圧弁^{10,11)}が開発されている。

各タイプの自動減圧弁の特徴と適用範囲を表一1に示す。

12. 低圧化システムの水利施設とは

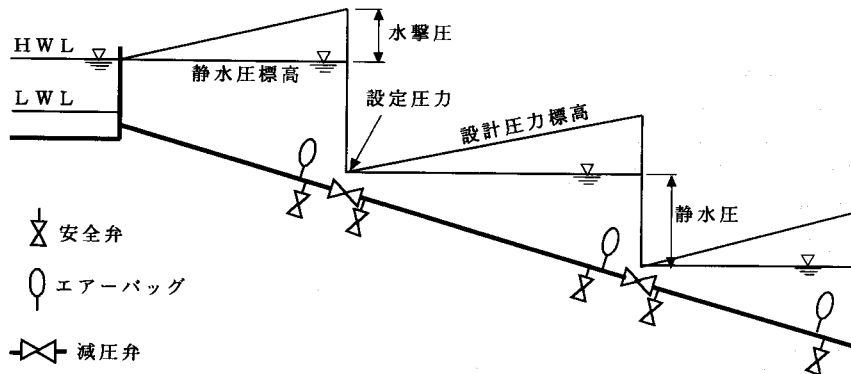
減圧弁を用いて下流側パイプラインの管種の低級化を図る場合の施設的な対応策としては、静水圧の遮断、水撃圧の抑制を考慮して、減圧弁+安全弁+エアバッグの組み合わせが有効であると考えられるが、実際の設計への適用に際して、減圧施設の標準的な構造を図一8、9に示す。

減圧弁+安全弁+エアバッグによる減圧システムを導入したことによる施設費の軽減については、塩化ビニール管に管種を変更できる路線延長が、概ね1.5km以上あれば、減圧方式を導入するメリットがあると考えられる¹⁾。

①減圧弁

従来型の減圧弁においては、2次圧の制御機能に課題があり、小流量時に振動する可能性があるためこれを回避するためや危険分散を図るために、2台異口径分割を基本とすることが望ましい。

E社のベルマド弁については、電磁式流量制御減圧弁^{8,9)}として主弁と副弁をコントローラにより切り替えて流量制御と2次圧制御を行う場合は、2台異口径とする必要がある。ただし、減圧機能だけであれば、1台設置とすることで対応できる。



図一7 直列低圧化システムの設計内圧

表-1 自動減圧弁機能比較表

名称	従来型 自動減圧弁	新型自動減圧弁			
		定圧弁 (ユニプレス)	定圧弁 流量制御 併用型	減圧弁 (ベルマド)	電磁式 流量制御用 減圧弁
直列配置	×	○	○	○	○
並列配置	○	○	○	○	○
動水圧の減圧	○	○	○	○	○
散水時2次圧遮断	×	○	○	○	○
減圧+流量制御	×	×	○	×	○
メーカー	M工業 M鉄工 K鉄工	Y製作所		E社	

○：機能を満足できることを示す。
 ×：機能をもっていないことを示す。

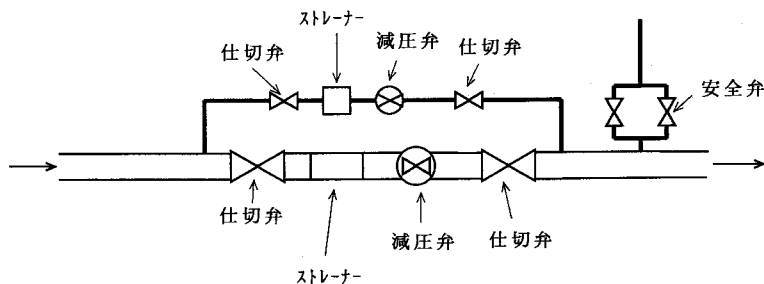


図-8 減圧弁工概要

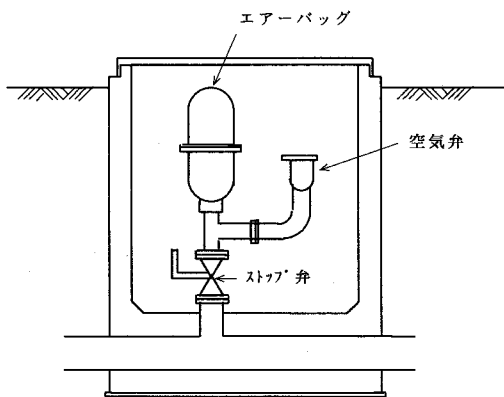


図-9 エアーバッグ工概要

Y社の定圧弁は主弁に減圧機能の他に最大流量規制の機能を附加できるので、原則として1台設置とすることで対応できる。

E社のベルマド弁については、国営宮良川地区で電磁式流量制御弁^{8,9)}として使用実績があるが、減圧弁単独としての実績が少ないことやY社の定圧弁については室内試験^{10,11)}のデータは得られているが現地での実績が少ないので、今後は1台設置の場合に小流量時において振動を発生しないかどうかを現地で確認する必要がある。

②安全弁

危険分散を図るために2台設置とし、設定圧を0.5~1.0kgf/cm²ずらして設定する。従来型の減圧弁を使用する場合は静水圧の遮断を安全弁により行うため、口径は下流側の計画流量が放流できる規模とする。新型減圧弁を使用する場合は、下流側の水撃圧による過剰圧力を放出するために機能するので安全弁の規模は、シミュレーションにより決定する必要がある。

③エアーストック

必要容量は水撃圧を含めた最高圧力が、当該パ

パイプラインの許容内圧以下となるように設定し、必要に応じて複数台設置する。

エアバッグの容量は、Greer-Mercier の式¹²⁾により概略求めることができるが、必要十分であるかどうかはシミュレーションにより確認する必要がある。

13. まとめ

本稿で紹介したパイプラインの低圧化システムについては、数多くの施工事例があるとは言えないが、以下に示す畑かん主体の地域では導入を検討中か既に導入されている。

- ①九州農政局菊池台地地区
- ②九州農政局上場地区
- ③沖縄総合事務局宮良川地区^{8,9)}
- ④沖縄総合事務局名蔵川地区

今後は、九州、沖縄地区をはじめ畑かん事業の進捗が期待されるので、低圧化システムを導入することにより、末端パイプラインの工事費を低減することが重要な課題になると考えられる。

今後は安全弁、エアバック等の容量と設置位置を含めた要因を総合的に検討して、個々の施設から構成されるシステム全体が有機的に機能するようガイドラインを作成する予定である。

参考文献

- 1) 斉藤正樹, 稲垣仁根: 自動減圧弁によるパイプラインの低圧化システムと現地計測, 農土論集183号, pp129~141(1996)
- 2) 斉藤正樹, 稲垣仁根: 自動減圧弁による低圧化パイプラインの実測とシミュレーション, 農土論集187号, pp111~112 (1997)

- 3) 稲垣仁根, 國武昌人: 新型自動減圧弁による管路圧力の制御技術, 農業土木学会誌第64巻第3号, pp57~62(1996)
- 4) 長 勝史, 長 智男, 黒田正治: 管水路における減圧弁の動特性 (I), 農土論集127, pp43~50(1987)
- 5) 長 勝史, 黒田正治, 長 智男: 管水路における減圧弁の動特性 (II) - 自励振動現象とその発生機構 -, 農土論集135, pp91~98 (1988)
- 6) 安養寺久男, 他: 畑地灌漑施設の自動化機器および多目的機器の性能, 農業工学研究所技報第187号, pp1~32(1993)
- 7) 社団法人 畑地農業振興会: 平成6年度 受託機器性能試験結果報告書 (減圧弁直列配置)
- 8) 畑地農業振興会, エイワスプリンクラー: 流量制御減圧調整装置を用いた水管理システム, 畑地農業406, 407号, (1993)
- 9) 青山卓二: 電磁式流量制御用減圧弁によるパイプラインの水管理, 農業土木学会誌第62巻第7号, pp33~40(1994)
- 10) 社団法人 畑地農業振興会: 平成6年度 受託試験報告書 (流量制御機能付定圧弁装置の性能試験)
- 11) 北村浩二, 小泉 健, 宮本輝仁: 流量制御機能付定圧弁の性能試験, 畑地農業454号, (1996)
- 12) 高田 重作: 水撃現象の対策としての Water Hammer Zorber, 建築設備と配管工事15(10), pp79~86(1977)

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(ダブルユー)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 入会申込みは研究会事務局へ直接又は職場連絡員へ申込んで下さい。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）

会 長	中道 宏	水資源開発公団理事
副 会 長	森田 昌史	構造改善局建設部長
	中村 良太	東京大学農学部教授
理 事	松浦 良和	構造改善局建設部設計課長
	中島 治郎	構造改善局建設部水利課長
	中澤 明	構造改善局建設部設計課首席農業土木専門官
	金森 信夫	関東農政局建設部長
	岩崎 和己	農業工学研究所長
	藤森 郁雄	北海道開発庁農林水産課長
	篠原 晃重	茨城県農地局長
	河合 義昭	新潟県農地部技監
	安部 優吉	兵庫県農林水産部次長
	段本 幸男	水資源開発公団第二工務部長
	坂根 勇	(株)土地改良建設協会専務理事
	中島 哲生	(株)農業土木事業協会専務理事
	山下 義行	太陽コンサルタンツ(株)常務取締役
	中島 均	(株)竹中土木取締役
	杉浦 英明	日本国土開発(株)取締役
監 事	平野 達男	関東農政局建設部設計課長
	藤根與兵衛	(株)日本農業土木コンサルタンツ常務取締役
常任顧問	岡本 芳郎	構造改善局次長
	内藤 克美	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	岡部 三郎	参議院議員
	須藤良太郎	参議院議員
	梶木 又三	全国土地改良事業団体連合会会長
	福田 仁志	東京大学名誉教授
編集委員長	中澤 明	構造改善局設計課
常任幹事編集委員	国光 洋二	事業計画課
	管谷 晋	設計課
	川村 正五	整備課
	磯部 拓二	設計課
総務部長	久郷 徳壽	全国農業土木技術連盟総務部長
幹事	野口 哲秋	構造改善局地域計画課
編集委員	大林 由明	資源課
	森井 秀之	事業計画課
	松田 貢一	施工企画調整室
	久保 弘	水利課
	遠藤 知庸	

幹 事
編集委員

野口 康	〃	総合整備推進室
豊 輝久	〃	開発課
降旗 英樹	〃	〃
前田 和義	〃	防災課
伊藤 友次	〃	関東農政局設計課
小林 宏康	〃	農業工学研究所水工部
横井 績	〃	国土庁調整課
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
渡辺 博之	〃	(株)日本農業土木総合研究所

賛 助 会 員

(株) 荏原製作所	3口
(株) 大林 組	〃
(株) 熊谷 組	〃
佐藤工業(株)	〃
(株)三祐コンサルタンツ	〃
大成建設(株)	〃
玉野総合コンサルタント(株)	〃
太陽コンサルタンツ(株)	〃
(株)電業社機械製作所	〃
(株) 西島製作所	〃
西松建設(株)	〃
日本技研(株)	〃
(株)日本水工コンサルタント	〃
(株)日本農業土木コンサルタンツ	〃
(株)日本農業土木総合研究所	〃
(株) 間 組	〃
(株) 日立製作所	〃
	(17社)
(株) 青木建設	2口
(株) 奥村組	〃
勝村建設(株)	〃
株木建設(株)	〃
(株) 栗本鉄工所	〃
三幸建設工業(株)	〃
住友建設(株)	〃
住友金属工業(株)	〃
大豊建設(株)	〃
(株) 竹中土木	〃
田中建設(株)	〃
前田建設工業(株)	〃
三井建設(株)	〃

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

農業土木技術研究会会員数

地方名	通 常 会 員								地方名	通 常 会 員								
	県	農水省 関係	省 係	公団 等	学校	個人	法人	外国		県	農水省 関係	省 係	公団 等	学校	個人	法人	外国	
北海道	55	325		9	5	40			近畿	滋賀	26	6		1	4			
東	青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島	森手	43	22		3			京都	20	41		5	4				
		城田	60	28	5	1	7		大阪	14			2	7				
		形島	37	73		4	19		兵庫	32	2		2	5				
		福島	100	4		1	6		奈良	39	17			5				
北	小計		24	11		1			和歌山	27			1					
			49	18	4		3		小計	158	66		11	25				
関	茨城 群馬 千代田 東神奈川 山梨 長野 静岡	城木	60	49	3	1	11		中国 四国 国	鳥取	20	7		3	5			
		馬場	76	7	1		2			島根	56	2		4				
		玉葉	15	13	6		2			山島	56	33	7	3	4			
		京奈川	52	20	9	1	22			徳島	46	9			2	1		
		山梨	25	17	3		20			山口	24	1			1	2		
		長野	2	142	122	9	29			香川	14	7	4	2	2	2		
		静岡	18			5	17			愛媛	34	7		4	2	2		
		小計	91	3		2	7			高知	72	3		4	3			
			91	4						小計	48	5						
		東	新潟 富山 石川 福井	福佐	80	51		3		3		九州	福岡	39	7	16	4	15
熊大	40			1		1	1		佐賀	39	7				3			
宮鹿	35			49		1	8		長崎	39	9				1			
児島	32			8		1	1		熊本	18	21		4		4			
小計	187			109		5	13		分崎	36	2		1					
	187			109					島	17	11			4	1			
	187			109					沖繩	86	6							
東	岐阜 愛知 三重	岐阜	20	10		1	7		小計	293	87	22	8	24				
		愛知	113	66	34	1	13		合計	1,948	1,151	233	76	294	645	15		
海	小計		9	3	4	1	6		総合計							4,362名		
			142	79	38	3	26											

編集後記

今般の河川法の一部改正では、「河川環境の保全」を新たな目的として取り入れるなど河川行政の中にも「環境」の一文字がクローズアップされることとなった。また、昭和59年来燃っていた環境アセスメントも本格的に法制化の動きとなり、今後、農業農村整備事業においても「環境」への配慮はますます重要な課題となる。

我々農業土木の分野においても、環境のための新しい技術が求められることとなるが、注意しなければな

らないのは、農業生産の向上を主目的とする農業農村整備事業にとって必要最低限の投資を選択することである。たとえば、排水路の水質浄化機能や、周辺の景観を維持するためには、元の土水路の形態を維持することがもっとも有効であり、コンクリート構造物を新築する事業コストは必要とはならない。

今後、「環境」に配慮するために新しい技術を取り入れていくこととなった際、自然の浄化機能を生かした施設整備を将来の維持管理上の問題も含めて検討していくことが必要とされるのではないだろうか。

構造改善局事業計画課 富田 晋司

水と土 第108号

発行所 〒105 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

印刷所 〒161 東京都新宿区下落合2-6-22

農業土木技術研究会
TEL 03(3436)1960 振替口座 00180-5-2891

一世印刷株式会社
TEL 03(3952)5651