

## 水利施設の計画と設計はどのように行うのか？

### 水利施設の計画と設計はどのように行うのでしょうか？

灌漑施設は、大きく水利施設と洪水対策施設に分けることができます。水利施設には取水堰、土砂吐き、取水門、急勾配主幹用水路、沈砂池、主幹用水路、サイフォンまたは洪水通過橋、貯水池、主幹排水路があります。PMS灌漑施設の水利施設は、これらの施設を組み合わせ、以下のような条件を満足するように計画し設計します。

- ・ 渇水時においても、十分な用水量を安定して取水できること。
- ・ 計画対象として想定した洪水が発生しても、施設が安全で十分にその機能を果たし、計画規模を上回る洪水に対しても、施設の損傷を最小限に留めること。
- ・ 取水門や主幹用水路への土砂堆積・閉塞による取水・導水不良を生じさせないこと。
- ・ 主幹用水路や貯水池や沈砂池などの用地取得および水配分等において、社会環境に十分配慮した計画とすること。
- ・ 施設配置計画に当たっては、岩掘削や大規模な掘削・造成は極力避け、施工性の良好な経済的施工を心がけること。
- ・ 地元住民による持続的な施設の運営・維持・管理が可能なこと。

それぞれの取水施設は以下のように設計しますが、地元住民が維持管理し易く、現地調達可能な巨礫、レンガ、木材、鉄板・番線、セメント、土を活用した構造とします。

- ・ 取水堰は、洪水で流されないように、堰本体を構成する石材径を適切な大きさとし、袖部を十分に保護し、堰高はできるだけ低くします。また、渇水時においても、堰取水位と主幹用水路水深を維持できるように堰高を確保し、灌漑受益地への十分な用水量を確保します。
- ・ 土砂吐きは、取水堰上流部が土砂で埋まって取水できなくなることがないように、土砂を排出可能な断面と流速を確保します。
- ・ 取水門は、灌漑に必要な水量を取水し調整する機能を持たせ、河川の水圧や土砂荷重に対して安定した構造とします。
- ・ 急勾配主幹用水路および主幹用水路は、水路内に土砂が堆積することがないように一定以上の流速を確保し、内側の水圧と外側の土圧に対して安定な断面・護岸の構造とします。
- ・ 沈砂池は、堆積した土砂を排出しやすい構造（排砂路、排砂門）とします。
- ・ 貯水池は、大規模盛土を伴うため、基礎処理を十分行うとともに、貯水池内側法面にシルト質粘土を用いる等の浸透水対策を行って堤体の安定を確保します。
- ・ サイフォンは、水路内に土砂が堆積することがないように一定以上の流速を確保し、上載荷重や土圧に対して安全な地下函渠構造とします。また洪水通過橋は、洪水流の流下幅を確保した橋とします。
- ・ 主幹排水路は、灌漑受益地からの余剰水を速やかに河川に排水する機能を持たせ、主幹用水路と同様に、内側の水圧と外側の土圧に対して安定な断面・護岸の構造とします。

次ページ以降では、これらのことを解説していきます。

## 4.1 水利施設の配置計画と設計フロー

### 4.1.1 水利施設の配置計画

地元住民等との共同で策定した基本構想および河川状況の調査結果を踏まえて、PMS灌漑施設の水利施設、すなわち、取水堰、取水門、急勾配主幹用水路、主幹用水路、沈砂池、貯水池、サイフォンおよび主幹排水路について、配置計画を策定する。これら水利施設は、取水候補地点から灌漑受益地まで、灌漑用水を重力で流すことのできる十分な水頭を確保することを原則とし、以下の手順で配置計画を策定する。

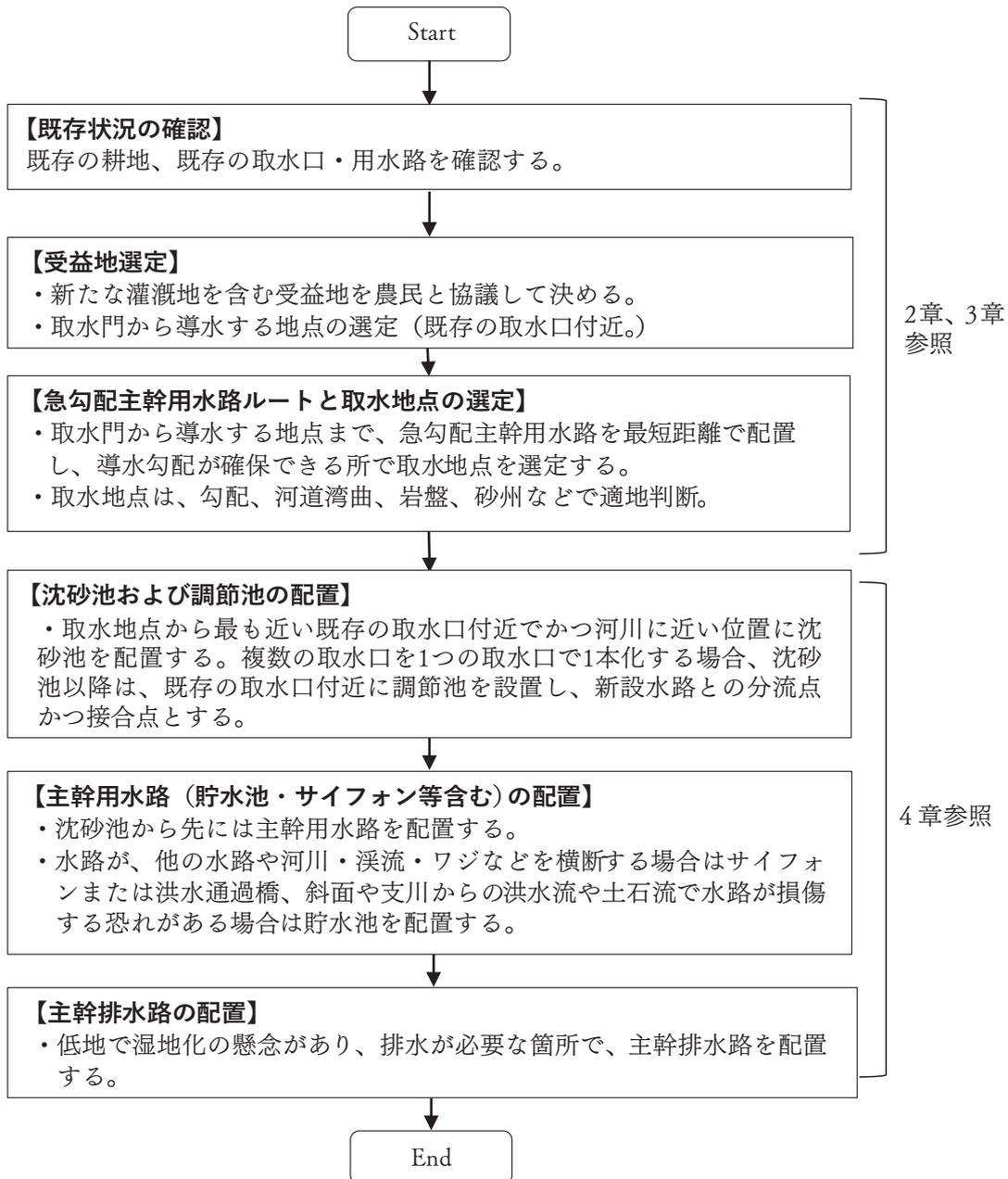


図4.1 水利施設配置計画のフロー<sup>2)</sup>

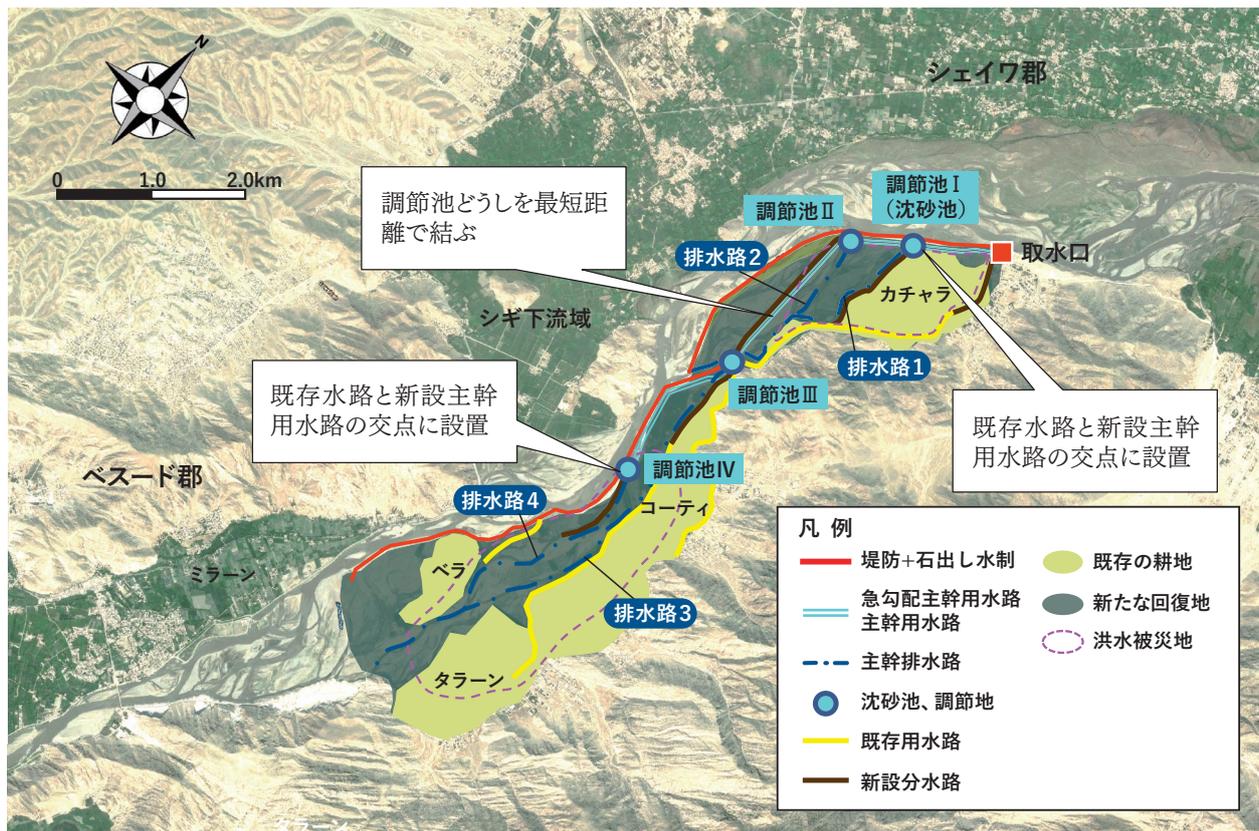


図4.2 取水地点、沈砂池、主幹用・排水路の配置例<sup>2)</sup>

### (1) 取水堰・取水門の配置計画

取水候補地点周辺の澇筋、砂州、河床、河岸等の河道状況に基づいて、取水堰・取水門の配置を検討する。堰体の安定が確保できるか、砂の堆積による取水障害が起こらないか、施工性に問題はないか等の観点から、取水堰と取水門の最適な施設配置を決定する。岩の分布で施工困難が予想される箇所や、河岸近くに砂州が形成されて取水口閉塞の可能性のある地点は避けるようにする。また、大規模河川においては砂州による河道分割で洪水流を逃がす流路確保の可能性について確認する。

### (2) 急勾配主幹用水路および主幹用水路の配置計画

急勾配主幹用水路は、取水門で取水した灌漑用水に含まれる浮遊砂とウォッシュロードを水路に堆積させることなく沈砂池まで運ぶための水路である。主幹用水路は、沈砂池から灌漑受益地域に灌漑用水を運ぶ主要水路であり、沈砂池から既存水路始点までの接続距離が最短となるように（極力直線に近い線形で）配置する。急勾配主幹用水路および主幹用水路のルートは、土地利用（民地、農地等）状況および障害物（別の水路、建物、道路、岩の分布、地形の凹凸等）を勘案して、これら避けるように決定する。

### (3) 沈砂池の配置

沈砂池は、急勾配主幹水路を流れてきた土砂を堆積させ、排出する施設である。沈砂池は、地形勾配、急勾配主幹用水路の勾配、沈砂池の深さ等を考慮して、取水門から1 km程度以内の急勾配主幹用水路の末端に配置する。また、沈砂池の砂は排水門を通じて水と共に河川に戻すため、沈砂池はなるべく河川に近いところに配置し、沈砂池から河川への排水（砂）路を設ける。沈砂池は、後述の調節池の役割を兼用することが多い。

### (4) 貯水池の配置

急勾配主幹用水路および主幹用水路ルートのおよびすぐ脇に比較的急勾配の小さな斜面が迫っていて、同斜面からの小規模な洪水流や土石流で水路が損傷する恐れがある場合には、同斜面側に水路に沿って貯水池を配置する。ただし、大きな谷には貯水池を設置しないように注意が必要である。

### (5) サイフォン等の配置

主幹用水路が、他の水路や河川・溪流・ワジなどを横断せざるを得ない場合は、それらの横断区間にサイフォン（伏せ越し）または洪水通過橋を配置して、洪水流や土石流から主幹用水路を守る。

### (6) 調節池の配置

新規主幹用水路と既存の用水路の接合部に調節池を配置し、浮遊砂・ウォッシュロードの除去に努めると共に、適切な水配分を行うために送水門および分水門を設置する。主幹用水路の延長が短い場合には、沈砂池が調節池の役割を兼用する。



写真4.1 調節池を高所から望む(1)<sup>1)</sup>



写真4.2 調節池を高所から望む(2)<sup>1)</sup>

#### (7) 主幹排水路の配置計画

主幹排水路は、灌漑農地の余剰水や雨水を周辺に滞留させることなく速やかに河川に排水して、湿害を防止する機能を有するとともに、下流の水利用に配慮するための施設であり、耕作可能農地の拡大に大きく貢献する。主幹排水路は、既存・新規の排水路網から主幹排水路に排水が流れるように面的な排水網として計画する。主幹排水路のルートは、周辺に比べて凹地形となっている地盤標高の低い場所に配置する。

上記の配置計画に基づき、建設予定の急勾配主幹用水路・主幹用水路および沈砂池等の近隣に生活する住民を対象に住民説明会を実施し、上記構造物の建設に伴う用地取得や借地の可否および計画の合意について協議を行う。具体的な用地取得範囲や工事中の借地範囲、およびその時期については、施設設計および実施スケジュールが明らかになった後、改めて住民との協議を行う。

#### 4.1.2 | 水利施設の設計フロー

PMS灌漑施設の水利施設、すなわち、取水堰と取水門、急勾配主幹用水路と主幹用水路、沈砂池、貯水池とサイフォンおよび主幹排水路は、図4.3に示す設計フローに従って設計する。各施設の設計方法は、4.2節から4.6節に詳述する。

急勾配主幹用水路、主幹用水路および主幹排水路等の水路は、浮遊砂の堆積を防ぐために一定以上の流速を確保しつつ、水路断面が浸食されないように一定以下の流速とする必要がある。また、必要灌漑水量を流下させるだけの大きさの断面を確保しなければならないが、水路を配置する土地の勾配で概ね決まる水路勾配によって水路流量は大きく異なる。さらに、水路ルートの用地取得の可能性や経済性・施工性も考慮しなければならない。このような水路設計における様々なトレードオフは、次のマニングの式を参考として以下のようにまとめられる。

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}, \quad Q = A \times V \dots\dots\dots (4.1)^{2), [11]を参照}$$

ここに、 $Q$ ：水路流量 (m<sup>3</sup>/s)、 $V$ ：流速 (m/s)、 $n$ ：粗度係数、 $A$ ：流下断面 (m<sup>2</sup>)、  
 $R$ ：径深 (m) ( $R = A/S$ )、 $S$ ：潤辺 (m)、 $I$ ：河床勾配

- 水路断面積と流速を一定（流量が一定）と仮定すると、水路の設計水深を大きくして縦長の水路断面とする場合は、潤辺が長くなり径深が小さくなるため急な水路勾配が必要である。水路の設計水深を低く抑えて横長の水路断面とする場合は、潤辺が短くなり径深が大きくなるため緩い水路勾配ですむ。
- 土地勾配が緩い場合、縦長の水路断面では水路堤防が必要となるため、横長の水路断面として掘り込み水路とした方が施工性および経済性で有利である。土地勾配が急な場合は、横長の水路断面形状では一般に掘削土量が増えるため、縦長の水路断面とした方が経済的である。
- 水路幅を広くすると用地取得範囲が広くなり、水路幅を狭くすると用地取得範囲を小さくすることができる。水路幅を狭くするためには、水位勾配を大きくしなければならない。そのためには堰高を高くしなければならず、洪水への危険性が増し、建設コストも増大する。

沈砂池や貯水池においては、浮遊砂を捕捉し灌漑農地への配水を行うために灌漑用水を一旦貯留する。一定の貯水容量を確保するために、池を深くすれば用地取得面積は少なくなるが維持管理性は劣る。逆に、池を浅くすると池底へのアクセスが容易になり浚渫時の維持管理性は良くなるが、用地取得面積が増える。

以上のように、取水堰と取水門、主幹用水路や主幹排水路および沈砂池や貯水池等の平面設計、諸元設計および縦横断設計においては、様々なトレードオフを考慮して必要な機能を確保し、用地取得の制約や施工性、経済性、維持管理性に配慮した設計を行う。

特に、取水地点から灌漑受益地までの一連の施設の設計においては、取水地点と灌漑受益地の標高差が、水頭確保の観点から非常に重要である。堰本体の安定性確保のために堰高を低くすれば、取水水位および主幹用水路水位は低くなり、横長の水路断面としなければならず、用地取得面積が増え、周辺地形によっては土工量が増して施工性・経済性に劣ることがある。逆に、用地取得面積や土工量を抑制して縦長の水路断面とする場合、堰高を高くして取水水位および主幹用水路水位を高くし、必要水頭を確保しなければならない。場合によっては、水頭確保のために、取水地点をより上流に変更しなければならない。

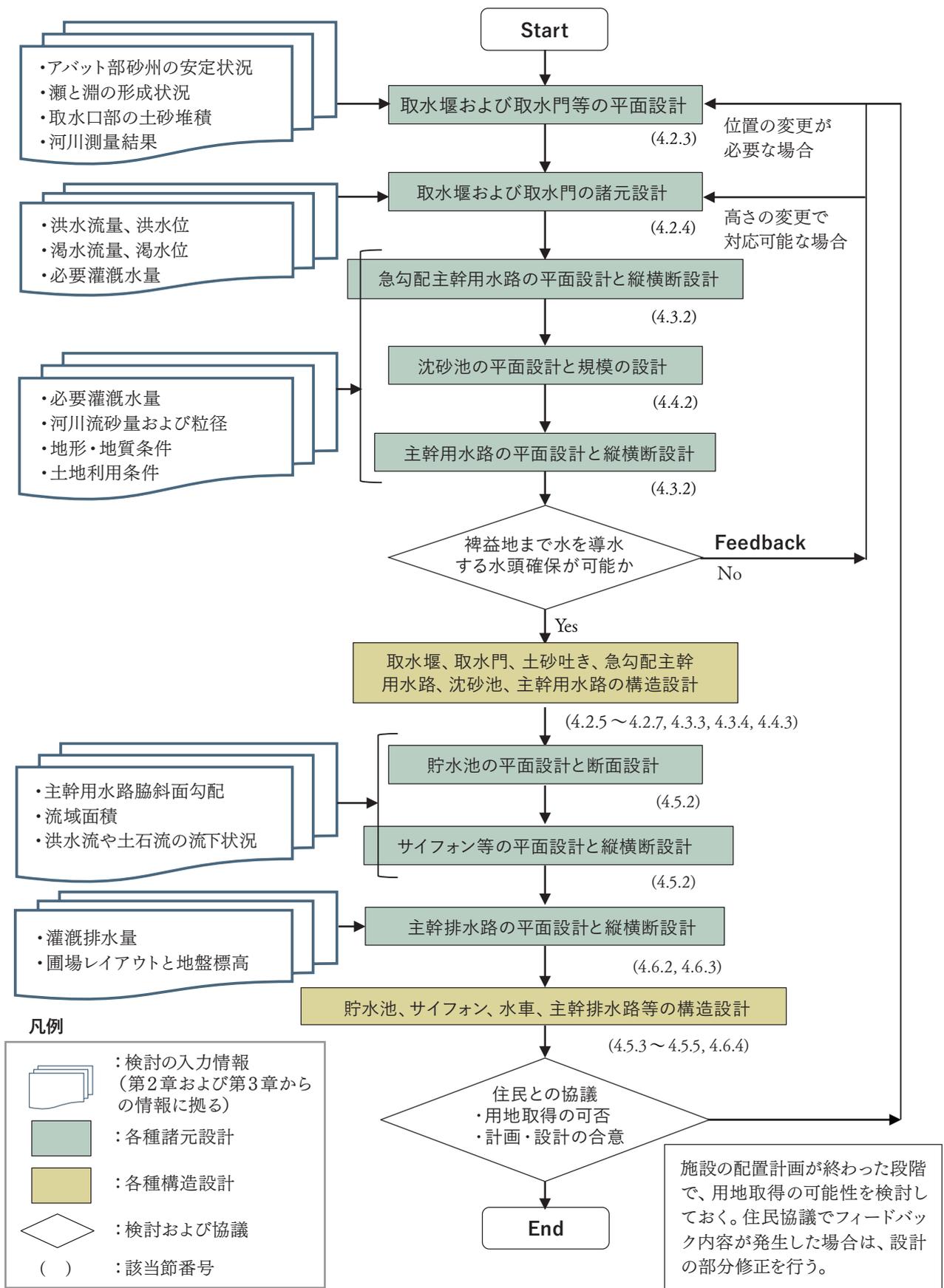


図4.3 水利施設の設計手順<sup>2)</sup>

## 4.2 取水堰と取水門の設計

### 4.2.1 | 取水堰と取水門の設計基本方針

取水堰と取水門の設計において、必ず避けるべき重要な留意事項は、以下の通りである。また、取水堰と取水門の設計手順は図4.4の設計フローに示す通りである。

- 取水門は河道の堆砂傾向にある場所に配置しない。なぜなら、取水門への堆砂による取水不良を避けるためである。
- 斜め堰の平面形状は、直線ではなく、下流に対して凹型の湾曲形状とする。なぜなら、凹型湾曲形状の多方向から流下する水が湾曲中央で勢いが相殺されて、対岸への影響を低減する目的のためである。
- 取水堰の高さは、過度に高くしない。なぜなら、堰高を高くすればするほど、洪水時の河川流による損壊の危険性が増すからである。
- 取水堰直下流の水叩き部は急な勾配としない。なぜなら、水流による浸食が最も激しい水叩き部の浸食をできるだけ防止するためである。

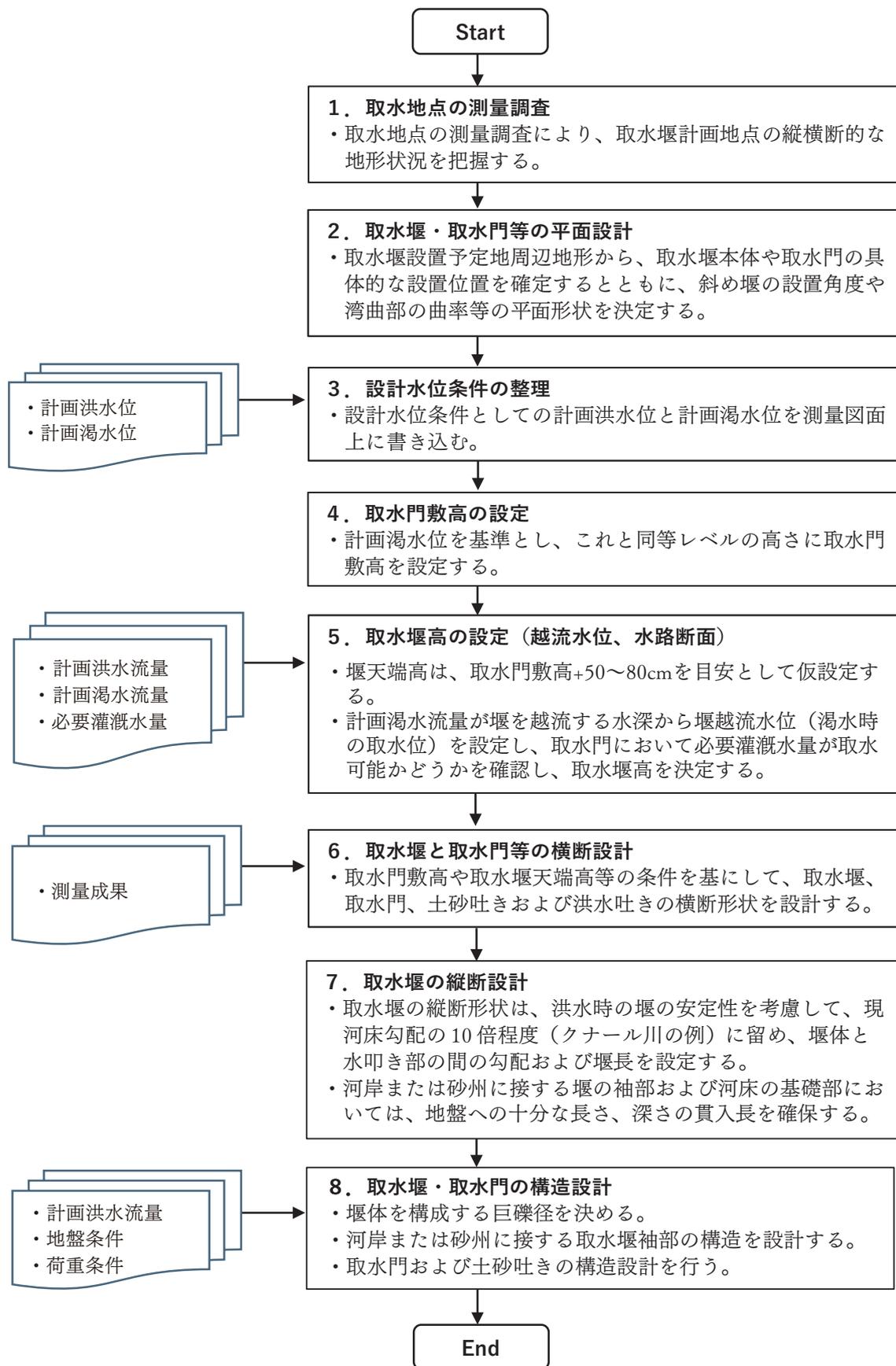


図4.4 取水堰と取水門の設計フロー<sup>2)</sup>

## 4.2.2 | 取水堰の形式：巨礫積み斜め堰

### (1) 巨礫積み斜め堰の採用

河川水位を堰上げて取水水位を確保するための構造物が取水堰である。PMS方式灌漑事業では、巨礫を河床に積み上げて堰体を構築し、巨礫や玉石で河岸や砂州への取り付け部分を補強し、上流方向に凸形状で下流方向には斜めに建設する「巨礫積み湾曲斜め堰」の取水堰形式を採用する。

巨礫積み斜め堰は、洪水時の安定性確保のために以下のような工夫を行っており、洪水による浸食に強く、渇水期でも安定した取水が可能である。さらに建設コストが安く住民による維持管理がし易いという特徴があり、巨礫積み斜め堰はPMS方式灌漑事業における最大の特徴の一つである。

湾曲斜め堰の平面形式の考え方においては、図4.5に示すように「a. 単純突堤」⇒「b. 流心直角全幅堰」⇒「c. 直線斜め堰」⇒「d. 湾曲斜め堰」という形式の過程を経ており、それぞれ以下の特徴を持つ。

- a. 単純突堤：片岸から突堤を突き出した形式であり、突堤先端直下流部に洗掘を生じ、取水水位を確保出来なくなる可能性がある。
- b. 流心直角全幅堰：河川流心直角方向に、河川の全幅に亘って堰体を構築する形式。a案と比べ、取水位の確保は確実であるが、単位幅流量が大きく、堰体への負担が大きい。
- c. 直線斜め堰：河川流下方向に対し、堰を斜めに設置する形式。b案と比べ堰幅が広く、単位幅流量が抑制され、堰体への負担は軽減される。一方、図4.5のcに示すように堰の越流水が河岸や砂州を洗掘し、堰体の取り付け部が浸食される恐れがある。
- d. 湾曲斜め堰：図4.5のdに示すように、c案の直線斜め堰を湾曲形状とし、直線斜め堰よりも更に堰幅を長く確保する形式。長い堰幅で越流長を長くし、堰天端での単位幅流量を小さくする。これにより堰本体に作用する掃流力を減じ、堰体の安定を確保する。また、長い越流長は、河川流量の変動による水位変動を抑制する効果もある。  
更に、土砂吐きおよび洪水吐きの強い流れや堰の越流水を湾曲部の中央に集め、流れのエネルギーを相殺して流速を減じ、堰体の河岸または砂州への取り付け部の浸食を防止する。

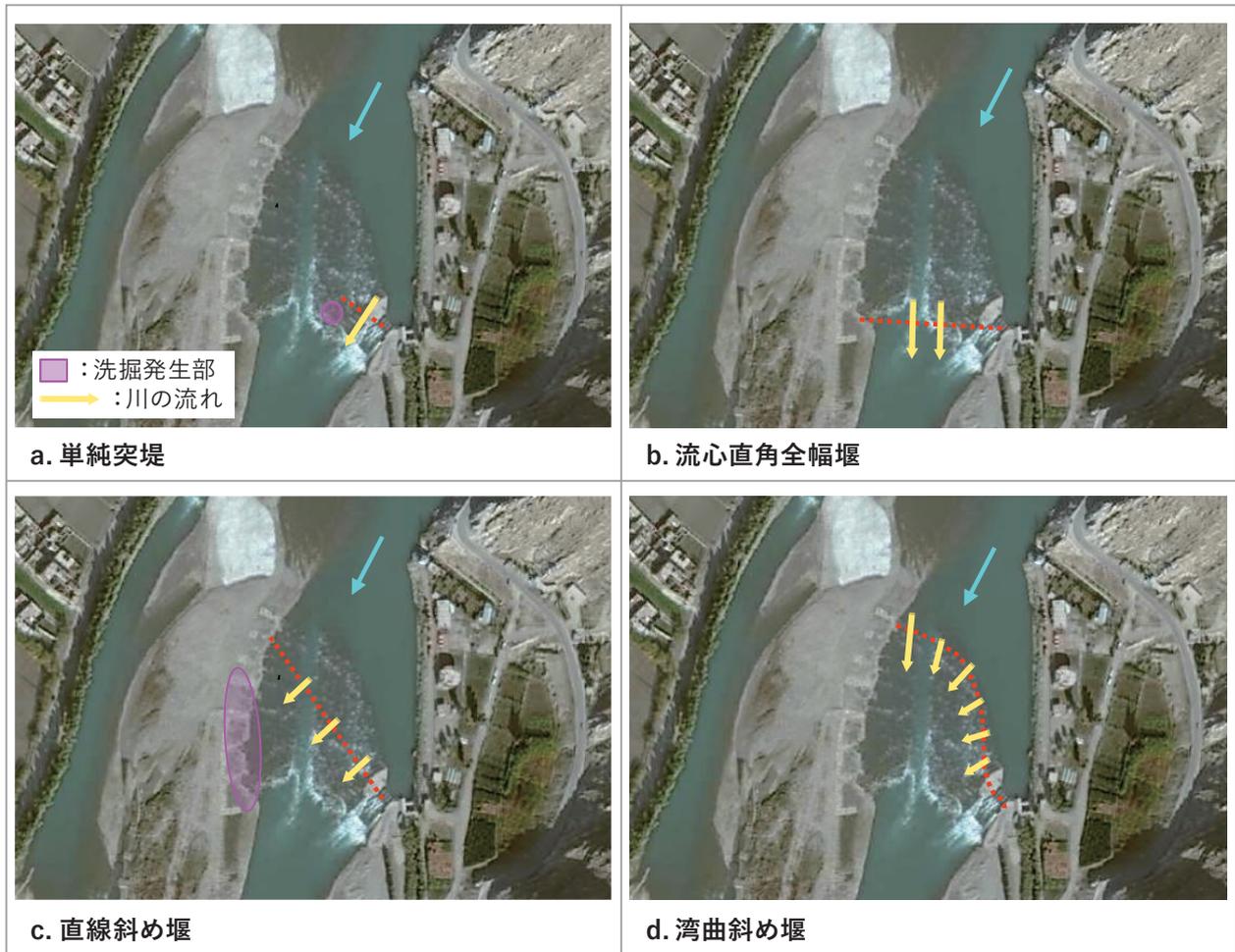


図4.5 取水堰の平面形式選定の考え方<sup>2)</sup>

## (2) 巨礫積み斜め堰とコンクリート固定堰・可動堰形式の比較

取水堰の形式は、多くの国では、鉄筋コンクリートによる固定堰と可動式ゲートを組み合わせた取水堰形式がよく採用され、通常は下流方向に直角に建設される。このような一般的な取水堰と巨礫積み斜め堰の特徴およびアフガニスタンへの適用性等は表4.1のように示すことができ、巨礫積み斜め堰が現在のアフガニスタンに適していることがわかる。

表4.1 取水堰の形式比較<sup>2)</sup>

項目	巨礫積み斜め堰形式 (PMS方式灌漑事業で採用する)	コンクリート固定堰・可動式ゲート形式 (多くの国の灌漑事業でよく採用される)
概要図		
形式	<ul style="list-style-type: none"> <li>・河流方向に対して斜めに堰を設置し、上流に向かって凸型形状とする。</li> <li>・河床への巨礫積みと袖部の巨礫や玉石による補強で堰体を構築する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・河川を横断するように固定堰と可動式ゲートを設置して河川水位を堰上げる。</li> <li>・通常は河流方向に直角に建設するため、流速に耐えられるように、堅固なコンクリート構造とする。</li> </ul>
特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>・河流方向に対して斜めに堰を設置することで、河川流のエネルギーを減ずることができる。</li> <li>・堰本体が導流堤としても機能し、河川水を取水口にスムーズに導く。</li> <li>・建設コストが比較的安価である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート構造物のため、河川流のエネルギーに対して安定している。</li> <li>・コンクリート構造物の維持管理に係る頻度は比較的少ない。</li> </ul>
配慮を要する点	<ul style="list-style-type: none"> <li>・石材の追加投入等の定期的な維持管理が必要である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート構造物は一旦被害を受けると修復に時間とコストを要する。</li> <li>・可動ゲート等は十分な維持管理が必要であり、破損した場合の修繕に手間を要し、住民単独ではほぼ不可能。</li> <li>・建設コストが比較的高い。</li> </ul>
アフガニスタンへの適用性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地元住民による維持管理が容易である。</li> <li>・多くの地域で豊富に存在する石材を使った構造物である。</li> <li>・PMS方式灌漑事業で多くの実績がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地元住民による維持管理が困難である。</li> </ul>

### (3) 巨礫積み斜め堰を中心とした取水施設と従来の取水施設との比較

アフガニスタンにおける河川からの取水は、その多くが次のような困難を抱えている。

- 洪水により取水門が被害を受けやすい
- 洪水期の土砂流入が著しい
- 洪水期・渇水期に安定した取水が困難である

このような困難性に着目して、巨礫積み斜め堰を中心としたPMSによる取水施設と従来の取水施設を比較すると表4.2の通りである。従来の取水施設では、単純突堤形式が多く、先端で河床が低下し、取水水位が確保できなくなることが多い。また、取水量を調節する機能を持たないため洪水期に洪水が侵入することがあり、土砂流入も多い。一方、PMS方式灌漑事業においては、このような困難性を克服して、独自の、シンプルかつ実用的な取水システム（巨礫積み斜め堰、取水門、急勾配主幹用水路、沈砂池）を考案し採用している。

表4.2 巨礫積み斜め堰を中心とした取水施設と従来の取水施設の比較<sup>2)</sup>

従来の取水堰（単純突堤堰）	PMS方式灌漑施設における巨礫積み斜め堰																				
																					
<p><b>課題</b></p>	<p><b>対策</b></p>																				
<table border="1"> <tr> <td>(1)</td> <td>• 堰自体の流出や破壊の恐れ。</td> </tr> <tr> <td>(2)</td> <td>• 突堤先端に河床低下が発生し、堰体が壊れ、取水水位確保が困難となる。</td> </tr> <tr> <td>(3)</td> <td>• 対岸洗掘で滯筋が移動し、取水口に水が来なくなる。</td> </tr> <tr> <td>(4)</td> <td>• 取水口に取水量調節機能が無い。</td> </tr> <tr> <td>(5)</td> <td>• 洪水がそのまま用水路に流入する。 • 用水路への土砂流入が多い。 • 用水に含まれる土砂の沈砂機能が無く、水路への土砂堆積が多い。</td> </tr> </table>	(1)	• 堰自体の流出や破壊の恐れ。	(2)	• 突堤先端に河床低下が発生し、堰体が壊れ、取水水位確保が困難となる。	(3)	• 対岸洗掘で滯筋が移動し、取水口に水が来なくなる。	(4)	• 取水口に取水量調節機能が無い。	(5)	• 洪水がそのまま用水路に流入する。 • 用水路への土砂流入が多い。 • 用水に含まれる土砂の沈砂機能が無く、水路への土砂堆積が多い。	<table border="1"> <tr> <td>(1)</td> <td>• 砂州によって河道を分けて洪水流路を確保。 • 湾曲形状の全幅堰で、単位幅越流量を低減。</td> </tr> <tr> <td>(2)</td> <td>• 河岸から砂州までの全面堰上げと緩勾配で堰直下流の洗掘を防ぎつつ取水水位を確保。</td> </tr> <tr> <td>(3)</td> <td>• 土砂吐きおよび洪水吐きの強い流れや堰の越流水を、湾曲した堰の下流中央に集めてそのエネルギーを相殺し、対岸洗掘を防止。</td> </tr> <tr> <td>(4)</td> <td>• 二重堰板式取水門および土砂吐きで人力での取水量調節可能。</td> </tr> <tr> <td>(5)</td> <td>• 洪水流の用水路への流入を防ぐ。 • 堰板のうわ水を取水して土砂流入を防ぐ。 • 堰には土砂吐きを設置し、主幹用水路に沈砂池を設置して土砂流入・堆積をさらに防ぐ。</td> </tr> </table>	(1)	• 砂州によって河道を分けて洪水流路を確保。 • 湾曲形状の全幅堰で、単位幅越流量を低減。	(2)	• 河岸から砂州までの全面堰上げと緩勾配で堰直下流の洗掘を防ぎつつ取水水位を確保。	(3)	• 土砂吐きおよび洪水吐きの強い流れや堰の越流水を、湾曲した堰の下流中央に集めてそのエネルギーを相殺し、対岸洗掘を防止。	(4)	• 二重堰板式取水門および土砂吐きで人力での取水量調節可能。	(5)	• 洪水流の用水路への流入を防ぐ。 • 堰板のうわ水を取水して土砂流入を防ぐ。 • 堰には土砂吐きを設置し、主幹用水路に沈砂池を設置して土砂流入・堆積をさらに防ぐ。
(1)	• 堰自体の流出や破壊の恐れ。																				
(2)	• 突堤先端に河床低下が発生し、堰体が壊れ、取水水位確保が困難となる。																				
(3)	• 対岸洗掘で滯筋が移動し、取水口に水が来なくなる。																				
(4)	• 取水口に取水量調節機能が無い。																				
(5)	• 洪水がそのまま用水路に流入する。 • 用水路への土砂流入が多い。 • 用水に含まれる土砂の沈砂機能が無く、水路への土砂堆積が多い。																				
(1)	• 砂州によって河道を分けて洪水流路を確保。 • 湾曲形状の全幅堰で、単位幅越流量を低減。																				
(2)	• 河岸から砂州までの全面堰上げと緩勾配で堰直下流の洗掘を防ぎつつ取水水位を確保。																				
(3)	• 土砂吐きおよび洪水吐きの強い流れや堰の越流水を、湾曲した堰の下流中央に集めてそのエネルギーを相殺し、対岸洗掘を防止。																				
(4)	• 二重堰板式取水門および土砂吐きで人力での取水量調節可能。																				
(5)	• 洪水流の用水路への流入を防ぐ。 • 堰板のうわ水を取水して土砂流入を防ぐ。 • 堰には土砂吐きを設置し、主幹用水路に沈砂池を設置して土砂流入・堆積をさらに防ぐ。																				

#### (4) 巨礫積み斜め堰の設計の基本方針

既存のPMS灌漑事業における施工実績によれば、巨礫積み斜め堰の諸元は次に示す通りである。これらを参考として、それぞれの地域の条件に応じて巨礫積み斜め堰を設計する。その際、以下に示す3つの形式と諸元に関してはPMS方式灌漑事業における標準設計とする。すなわち、1) 取水堰は巨礫積み斜め堰形式とし、堰幅を広めに確保すること、2) 河岸や砂州への取り付け部分である堰体袖部は巨礫や玉石で補強すること、および、3) 取水堰は河流方向に対して湾曲を描きつつ斜めに設置すること。

一方、取水堰の高さ、長さおよび使用する石材径等については、対象地域における計画洪水流量や必要灌漑用水量および現地で入手可能な巨礫や玉石の大きさと量など、それぞれの地域の条件に応じて決定する。巨礫積み斜め堰の設計においては、図4.6、図4.7および以下に示す項目と細目について設計を行う。

- 取水堰の平面設計 : 平面設置角度は、河川流下方向に対して $30^{\circ} \sim 45^{\circ}$ の方向に堰軸を斜めに設置する。  
堰幅は河道幅の2~3倍とし、上流に向けて凸型の湾曲形状とする。
- 取水堰の縦断設計 : 堰高は、2m程度以下とする。  
水叩き勾配および堰長は、2.0%程度以下として堰長を設定する。
- 取水堰の横断設計 : 取水堰天端高は、取水門敷高+0.5m~0.8m程度とする。  
取水門敷高は、計画濁水位に合わせる。  
土砂吐き敷高は、取水門敷高-0.7m~1.0m程度とする。  
洪水吐きは、幅10m~20m程度、深さ1m程度を確保する。
- 取水堰の構造設計 : 取水堰本体を構成する巨礫径は0.5m~2.0m程度とする。
- 堰体袖部およびその基礎の保護 : 巨礫にて、アバット(袖部)の保護を行う。また、河床下まで堰体基礎の根入れを確保する。

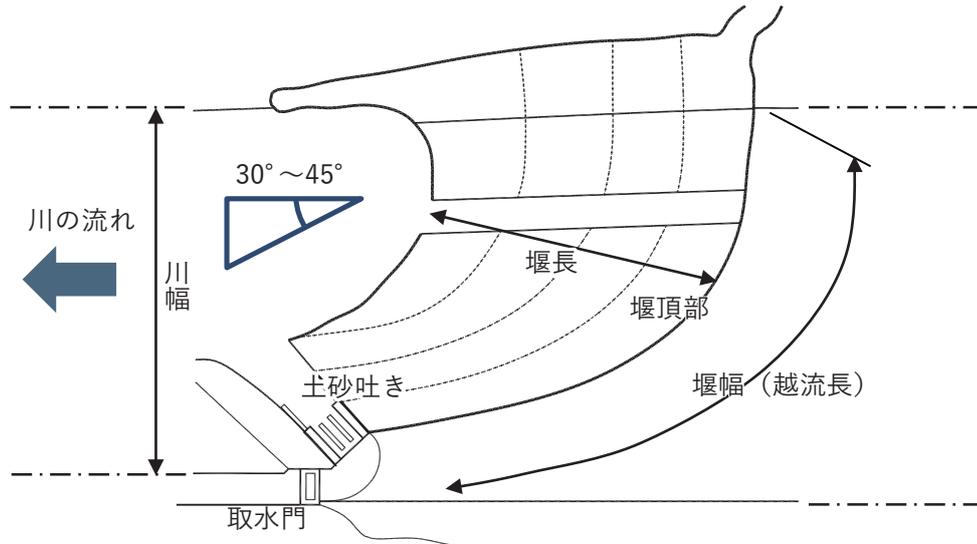


図4.6 巨礫積み斜め堰の平面設計模式図<sup>2)</sup>

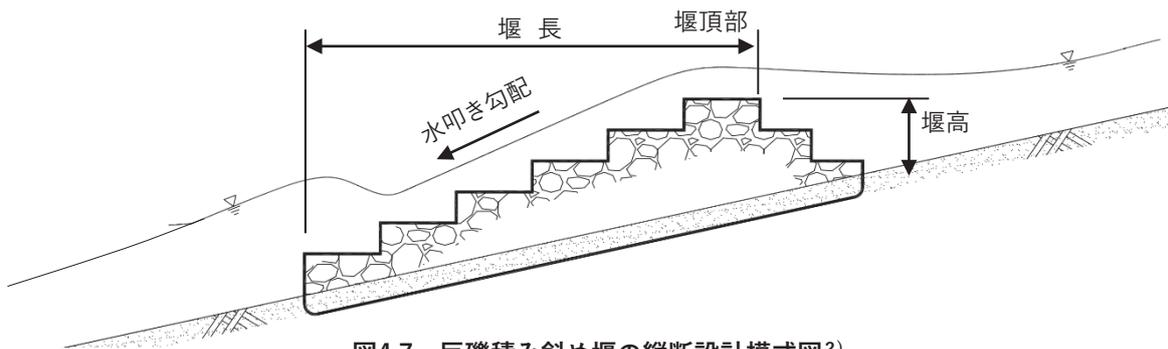


図4.7 巨礫積み斜め堰の縦断設計模式図<sup>2)</sup>

### 4.2.3 | 取水堰および取水門等の平面設計

#### (1) 取水堰の位置決定

取水堰は、いくつかの候補地点の中から、以下の点に留意してその位置を決定する。

- 取水堰本体の袖部が接する砂州や河岸は、安定しているか、補強すべき取り付け部の上下流の長さが十分に確保できるか。
- 岩の直下流に位置しており、洪水に対する安定確保と施工性確保の両面において適した場所か。
- 取水門の計画地点近傍に砂州が分布するなど、取水口の閉塞が懸念されるような条件は無いか。

図4.8の模式図を例として上記の留意点を説明する。「地点1」は、対岸の堰取り付け部が砂州の端部付近に位置しているため、洪水等により砂州の浸食が起こり、取り付け部から堰体の安定が損なわれる可能性がある。また、取水門や土砂吐きの建設に岩掘削を伴うため施工性に劣る。「地点3」は、取水門の予定地近傍に砂州が分布しており、土砂の堆積が懸念される。従って、3つの中では「地点2」が取水堰の設置位置として最適である。

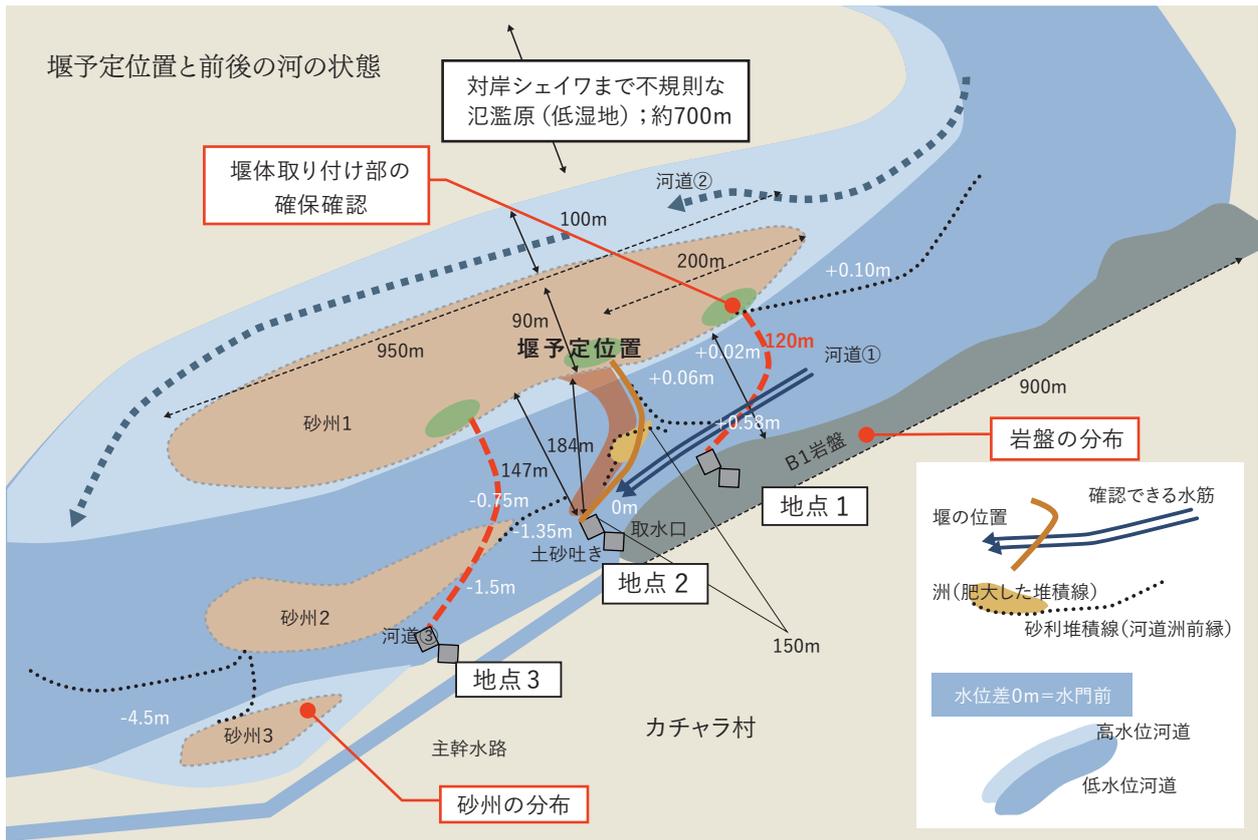


図4.8 巨礫積み斜め堰の位置決定の例<sup>4)</sup>

また、流路が安定しない河道に取水堰を設置せざるを得ない場合の留意事項について、コラム4-1に示したミラーン取水堰を例にして説明する。ミラーン取水堰地点は、元々の主流路が土砂堆積により閉塞し、主流路が別途新たに形成されて河岸の浸食が進んでいた。そして、河道の変遷により何度も取水口の変更を余儀なくされ、適切な取水口の位置の特定は困難であった。このような場所では、ある程度主流路が固定している状況であれば、以下の対策を行うことで取水堰を設置することが可能である。

- 新たに形成された主流路沿いの河道湾曲部に石出し水制を備えた堤防を構築する。
- 土砂堆積で閉塞した旧主流路を浚渫して回復し、現在の主流路への流れを抑制する。
- 旧主流路と現在の主流路の間の砂州を袖部とする巨礫積み斜め堰を構築し、袖部を補強して、砂州と堰を一体化した整備を行う。

このように、流路が安定していない河道においては、河岸浸食の防止、現在の主流路の固定、砂州の安定化、取水口の固定化を図ることによって、取水堰を設置することは可能である。

上記の方針で計画されたミラーン堰および周辺護岸の全体平面図を図4.9に示す。

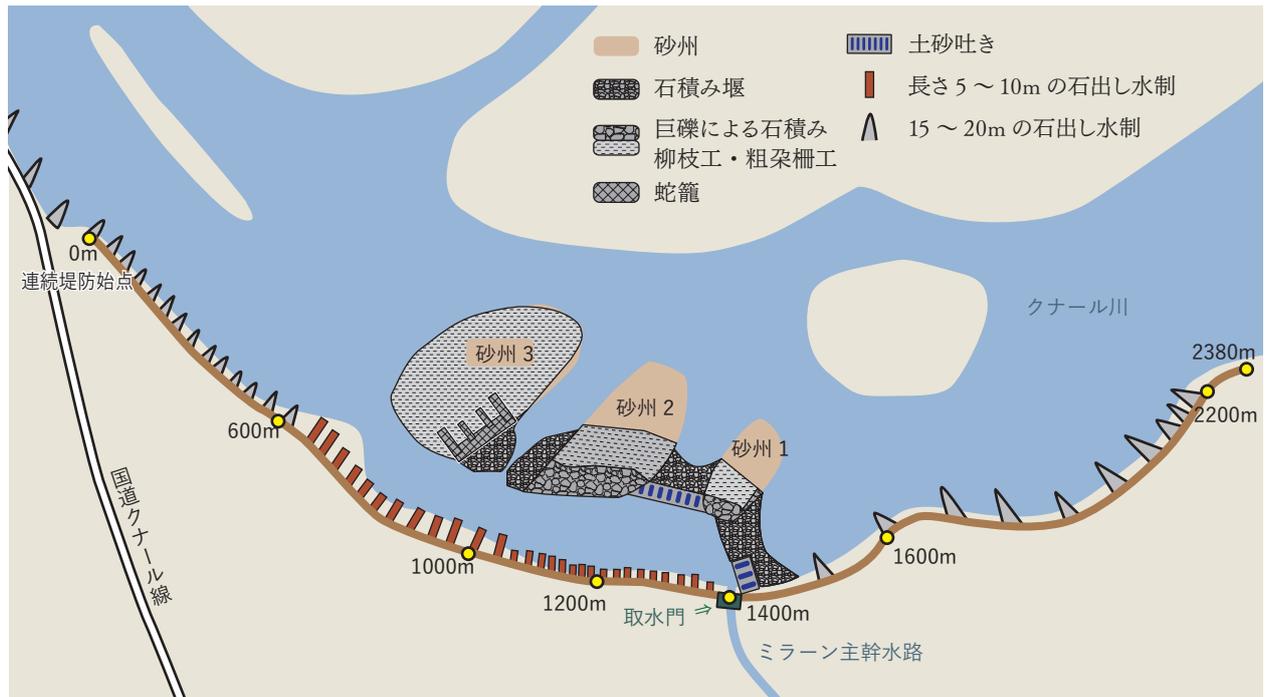


図4.9 ミラーン堰全体平面図<sup>2)</sup>

## コラム4-1：ミラーン取水堰の平面設計の経緯

### ■取水口の変遷

ベスード郡のクナール川の河岸は、激しい洪水にさらされる地域であり、2003年からわずか10年の間に、取水口は3回も変更された。取水口A（2004年）⇒取水口B（2005年）⇒取水口C（2010年）⇒取水口D（2013年）と変遷している。原因は、大洪水による取水口の破壊および主流路の移動によるものである。

### ■流路変遷の経緯

- ・連続堤防で、深掘れが発生し、堤防沿いに新たな河道①が発生。
- ・2010年、2013年の大洪水により河道③・④・⑤に土砂が堆積し、河道②の流量が増加。
- ・直進河道①②が合流して流れを増し、新たな主流路が形成。

### ■対策方針

人工的介入以前の自然流をなるべく回復することとする。

1. 河道掘削により旧自然河道④・⑤の流量を回復して主流路を元の自然河道に戻した後、流量の抑制された新河道①・②を閉塞した。2013年の護岸線を計画堤防線とし、これにより、主流路の変遷による農地への浸食を防いだ。
2. 新たに発生した主流路①・②の拡大を阻止する形で取水堰を建設し、防災を兼ねる形とした。

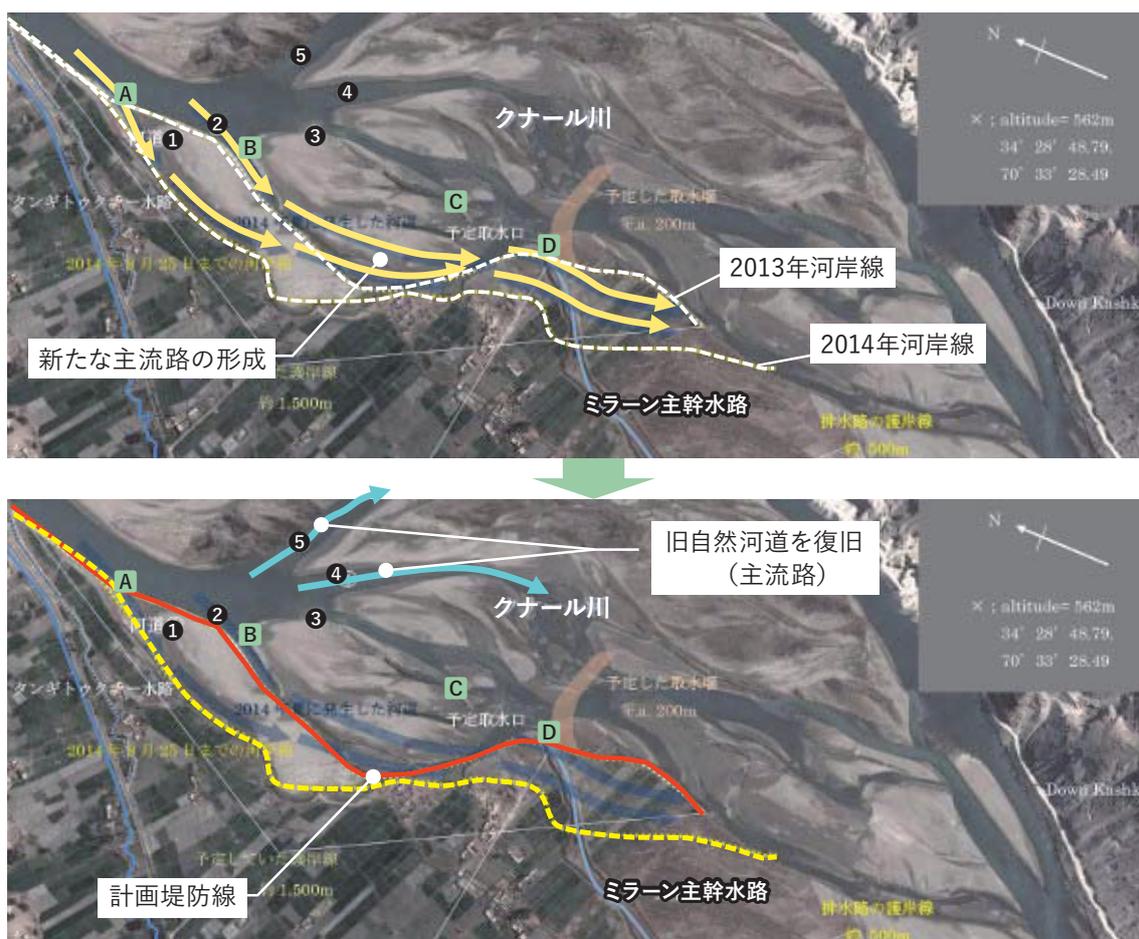


図 ミラーンにおける取水門の河岸浸食と対策<sup>4)</sup>

## (2) 巨礫積み斜め堰の平面設計

PMS灌漑施設の取水堰の平面設計は次の通りとする。

- 取水堰形式は、巨礫積み斜め堰とし、巨礫の空石積みで堰体を構築する。
- 堰を越流する河川水の堰の単位幅あたりの越流量を抑制して堰体の安定を確保するため、河流方向に対して堰を斜めに設置して堰幅を河道幅の2～3倍と長く確保する。
- 越流部の平面線形は、上流側に対して凸型の湾曲形状とし、その曲率半径は70m～150m程度を目安とする。曲率半径が大きいほど堰幅が短く、曲率半径が小さいほど堰幅が長くなる。
- 堰の設置角度は、河流方向に対して平均30°～45°程度とする。角度が大きいほど堰幅が短く、角度が小さいほど堰幅が長くなる。
- 堰幅は上記、曲率半径や河流方向に対する角度等、複数の要素により決定するが、堰幅によって決定される堰の単位幅あたりの越流量を「4.2.5(4)巨礫積み斜め堰を構成する石材の安定性の確認」に適用した場合に堰体の安定が確保できる堰幅となるような値を設定する。
- 堰体を構築する巨礫の径は、計画洪水流量の掃流力で移動しない粒径として、0.5～2.0mの大きさを目安とする。巨礫径については、「4.2.5(4)巨礫積み斜め堰を構成する石材の安定性の確認」で妥当性の評価を行う。

なお、必要な大きさの巨礫が現地周辺で調達できない場合は、堰の設置角度をより小さくするか、湾曲の曲率半径を変更する等によって、堰幅をより長くして堰の単位幅あたりの越流量を小さくして、必要な巨礫径を多少は小さくすることが可能である。また、斜め堰は、その形状的な特徴から、取水門側の土砂吐き付近の堰長は対岸側に比べて短くなり、堰体および水叩きの勾配が急となる。そのため、対岸側の河岸や砂州への堰の取り付け部の長さはできるだけ長くして堰体の安定を図ると共に、取水門側に流水が過度に集中しないように洪水吐きを設けるなどの工夫を行う。巨礫積み斜め堰の平面図を図4.10に示す。

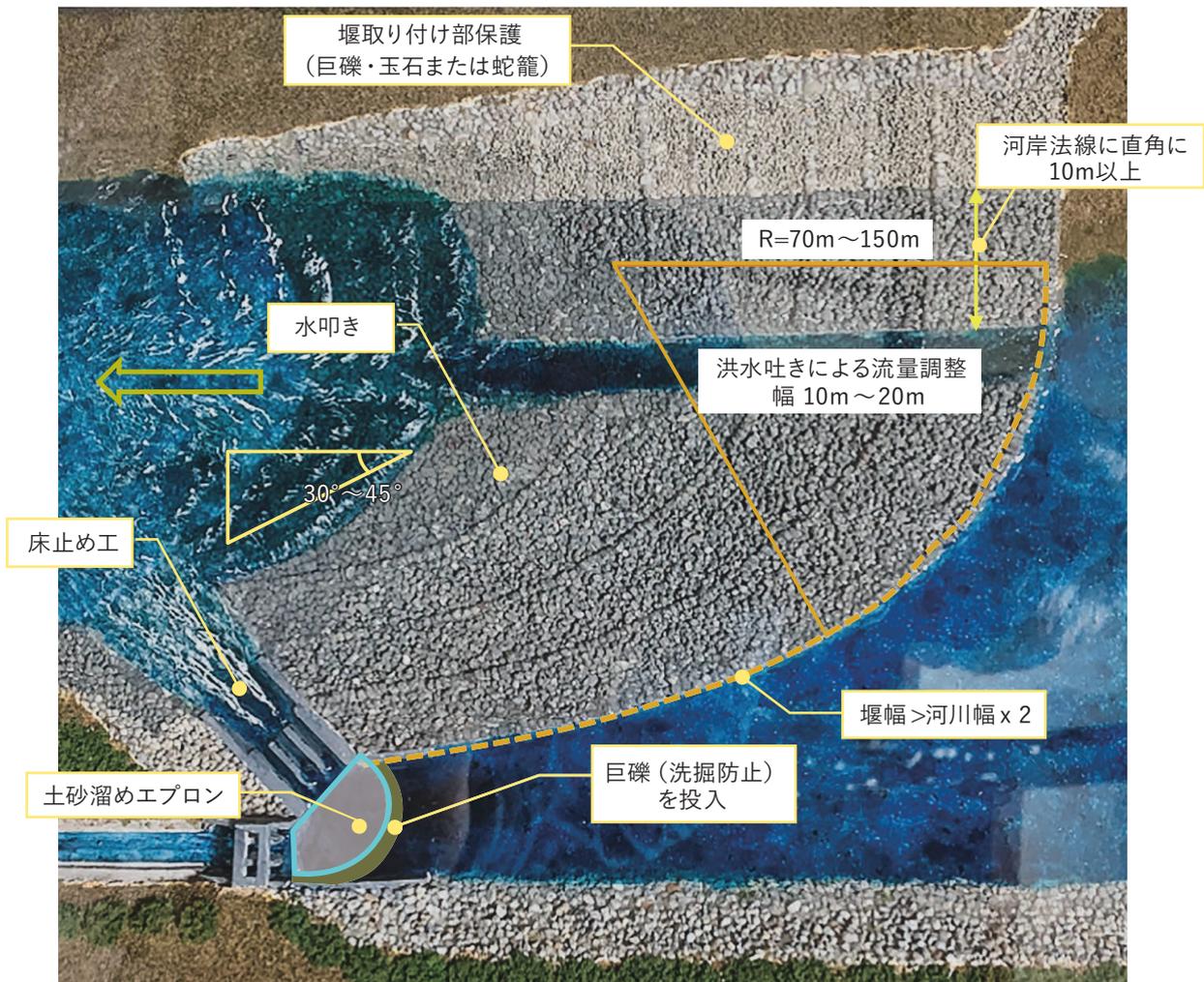


図4.10 巨礫積み斜め堰の平面図<sup>2)</sup>

### (3) 取水門および巨礫積み斜め堰の附帯設備の配置設計

取水施設は取水堰と取水門から構成され、巨礫積み斜め堰には、附帯設備として土砂吐きと洪水吐きを設置すると共に、堰体袖部の保護を行う。これら取水門および附帯設備等の配置設計は次の通りである。

- 取水門は、巨礫積み斜め堰の袖部に接合させ河岸に配置する。堰頂部は導流堤の役割を果たしながら取水門へと河川水を導く。
- 土砂吐きは、巨礫積み斜め堰の袖部に接合させ河岸に配置する取水門と隣接して、堰体の一部に設置され、取水堰直上流に堆積した土砂を下流に排出して、取水門への土砂の流入を防ぐ。また異常高水位時は土砂吐きに堰板を入れて取水門の取水水位を確保し、可動堰としての役割も果たす。
- 洪水吐きは、巨礫積み斜め堰の凸型形状の頂点付近に設け、洪水吐きの流れと土砂吐きの流れを河道中央に集めて勢いを相殺する。洪水吐きの幅は10m~20mとする。深さは最低1m程度とする。
- 取水門では取水量を調整するために、土砂吐きでは異常高水位時の取水量確保のために、門柱に

は可動式の堰板を設置する必要がある。そのため、取水門と土砂吐きの門柱およびその基礎部は、堰板をしっかりと固定できる鉄筋コンクリートで構築する。

- 取水門と土砂吐きの直上流には、土砂溜めのための鉄筋コンクリート製のエプロンを設置し、取水門と土砂吐きとエプロン部を強固な一体構造とする。またエプロン部は、土砂吐き側に勾配を付けて排砂を促す。
- 取水門対岸の堰袖部の河岸や砂州への確実な取付きのため幅10m以上、長さ50m（堰長）程度以上の連続した保護工を設置する。

#### （4）跳水が発生する位置について

堰を越流する水は、図4.11に示すように、湾曲した堰頂部において複数方向から水叩きに向かって流下する形態となる。この際、相互の水の勢いが相殺（減勢）されることとなり、跳水は水叩きの中腹付近において発生するものと考えられる。この際、本来跳水直後に設置される護床工の役割を水叩き工が兼ねることとなる。このため、斜め堰天端部の湾曲形状（曲率）の設定においては、複数方向からの越流水が水叩きの中腹部で合流するような曲率半径の設定が必要である。具体的には、主要な越流水が流下する部分の曲率円弧の中心が、水叩きにおける巨礫積みの範囲から外れないような曲率半径を設定する。これにより、水叩き部の巨礫積みの範囲は、水叩き部における跳水の発生範囲を網羅することとなる。

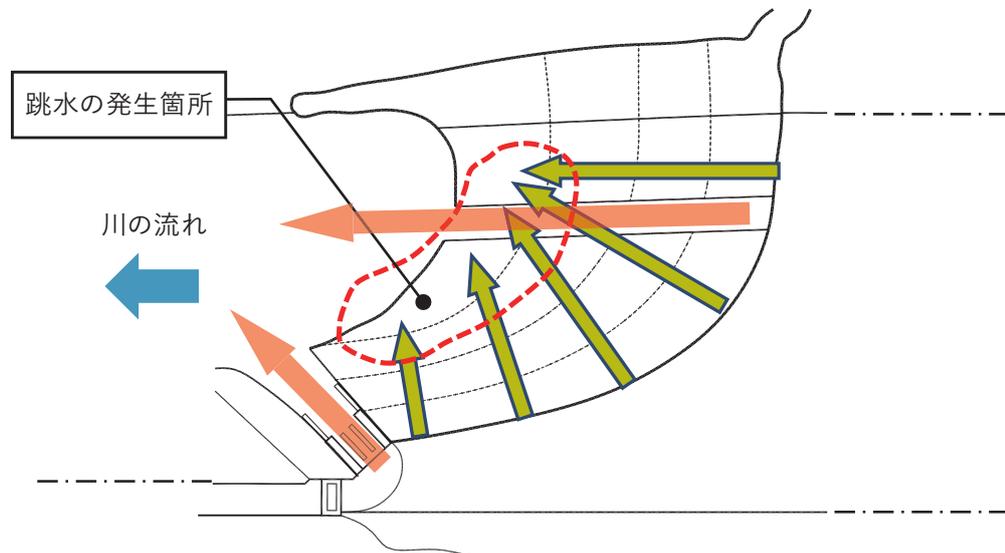


図4.11 堰の水叩き部で跳水が発生する位置<sup>2)</sup>

上記を確認できる取水堰地点における湧水期から洪水期に移行する河川水位上昇前後の写真写真4.3に示す。水位上昇後の4月下旬から5月上旬の季節において、堰水叩き部での跳水は、概ね水叩きの巨礫積みの範囲で発生している状況が伺える。



カマI堰を下流から望む：2019/ 2/25



マルワリードII堰を上流から望む：2018/1/3



カマI堰を下流から望む：2019/ 4/26



マルワリードII堰を上流から望む：2019/ 5/ 5

写真4.3 斜め堰上空写真<sup>1)</sup>

#### 4.2.4 | 取水堰および取水門の基本諸元の設計

取水堰および取水門の設計でまず決定すべき基本諸元は、取水門敷高、堰天端高および堰越流水位である。図4.12参照。過去のPMS方式灌漑事業におけるこれらの基本諸元は、以下に示すとおりであり、目安とすることができる。ただし、取水門敷高は、冬の時期の最低水位に基づく計画湯水位（第3章参照）とすることを原則とし、明確な理由がない限り、これを変更することはしない。

- 取水門敷高（原則として計画湯水位の高さ）：現況河床高より0.7～1.0m高い、堰高より0.5～0.8m低い
- 取水堰の高さ（堰天端高）：現況河床高から1.2～1.8m高い
- 取水堰の越流水深（堰越流水位が取水門の設計取水位となる）：0.5～1.5m

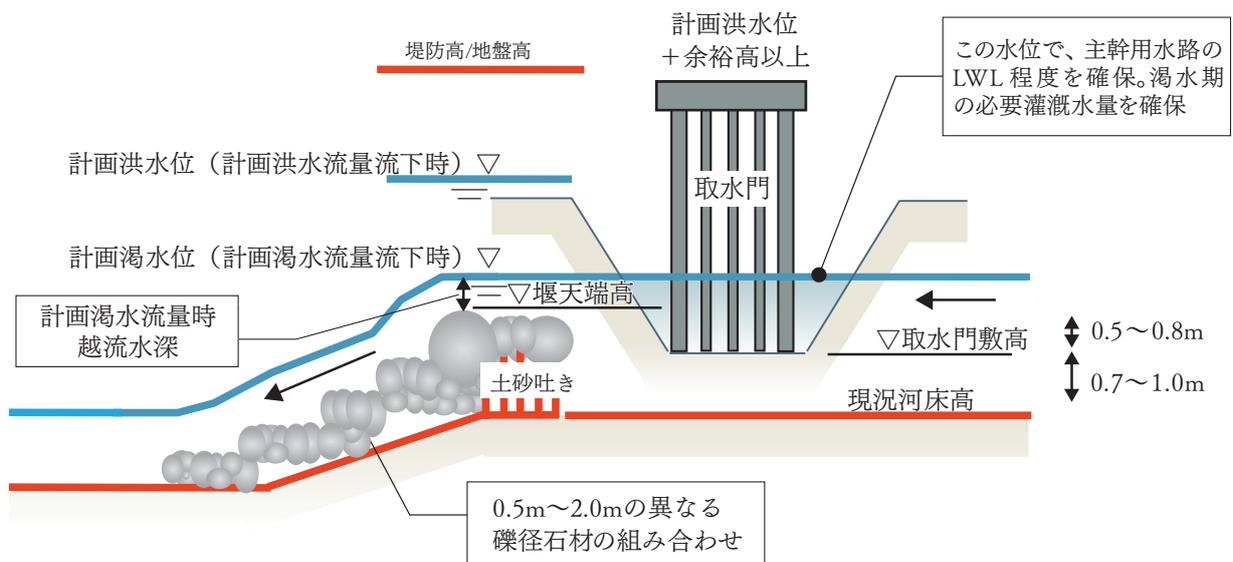


図4.12 取水堰と取水門の高さ設定における設計諸元<sup>2)</sup>

取水堰および取水門のこれら基本諸元は、灌漑受益地との標高差、主幹用水路標準断面の設計水位などを基にして、試行錯誤しながら、以下の手順で決定する。図4.13参照。

- 1) 河川の計画湯水位を取水門敷高として設定する。
- 2) 既存のPMS灌漑事業を参考として、1.2～1.8mの範囲で堰高を仮定する。
- 3) 取水門における計画湯水取水位（設計取水位）は、堰を計画湯水流量が流下する時の越流水位として設定する。堰越流水深は、以下の越流公式を参考として計算する。

$$\text{越流公式 } Q = CBH\sqrt{2gH} \dots\dots\dots (4.2) \text{ 2), [5]を参照}$$

ここに、 $Q$ ：越流量、 $C$ ：越流係数（完全越流の場合0.35程度） $B$ ：越流長、 $H$ ：越流水深、 $g$ ：重力加速度（ $g=9.81$ ）

- 4) 設定した取水門敷高および計画湯水取水位と、灌漑受益地の標高を基にして、主幹用水路の勾配、標準断面および必要灌漑用水量が流下可能な設計水位を仮定する。
- 5) 仮定した水路勾配と標準断面で主幹用水路を建設すると仮定して、用地取得の可否を検討し、盛土・掘削等の工事数量を算出して施工性や工事費の増減について分析して、仮定した水路勾配

および標準断面の妥当性を検討する。

- 6) 不都合がある場合は、2)に戻って堰高および堰越流水位を見直す。例えば、仮定した標準断面よりも水路幅を狭くしたい場合は、堰高を高くする、または、堰越流水深を大きくして、取水門の計画濁水取水位を高くする。
- 7) 基本諸元および主幹用水路の勾配と標準断面等の最適な組み合わせが設定できるまで検討を繰り返す。
- 8) 最適な組み合わせが得られたら、それらの値を取水堰と取水門の基本諸元および主幹用水路の勾配と標準断面として最終決定する。

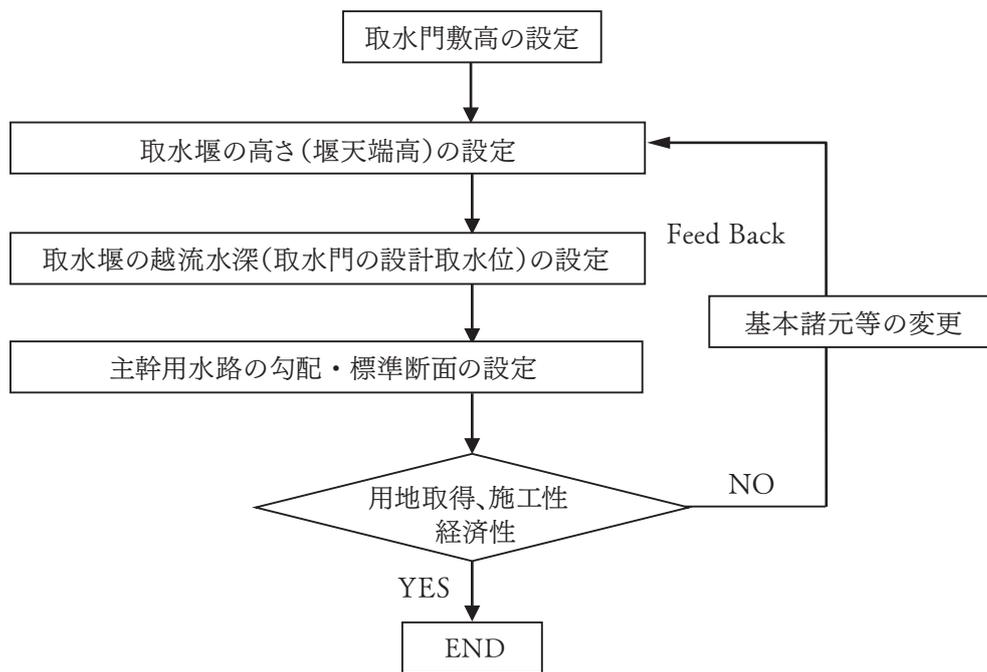


図4.13 取水堰および取水門の基本諸元の設定フロー<sup>2)</sup>

## 4.2.5 | 取水堰の諸元設計

### (1) 巨礫積み斜め堰の横断設計

取水堰および取水門の基本諸元（取水門敷高、堰天端高および堰越流水位）を決定した後、以下のよう  
に巨礫積み斜め堰の横断設計を行う。図4.14参照。

- 洪水吐きは、対岸から概ね20m、最低でも10m以上は離して設置し、洪水時の主流を袖部から引き離すような位置とする。洪水吐きの底幅は前述の平面設計に準じて10～20m程度とする。洪水吐き敷高は堰頂部において取水門敷高（基準高）程度として最濁水期においても取水門側への河川水の導水に問題の無い高さを設定する。
- 土砂吐きの敷高は、取水門敷高（基準高）から-0.7～-1.0mを目安とし、土砂吐きの幅は2.0m×4径間を目安とする。土砂吐きの1径間当たりの幅は、土砂吐きの堰板にかかる土圧や水圧へ

の耐力の面から決定される堰板の長さによって規格化される。また、土砂吐きの径間数は、河川の計画濁水流量に依存し、「4.2.7(5) 土砂吐きの断面設計（径間幅と門数）」に示される方法で決定される。

- 上記の考えに基づき、取水門と土砂吐きの設計（径間、高さ）を規格化し、流域毎の流量の大小に合わせて径間数を増減する。このため、堰板の規格についても統一する。

なお、工事が完了して灌漑施設の運用を開始した後、河床変動や濁水などで計画した高さの取水位が得られない場合は、洪水吐きの断面を縮小したり、取水門の径間数を増やしたりして、十分な灌漑用水の取水を確保する。

取水堰の横断面図の作成に当たっては以下の点に留意すること。

- 取水堰、取水門、土砂吐きおよび洪水吐きの幅および敷高や天端高等の外形寸法や諸元を明示すると共に、計画濁水位、計画洪水位、計画取水位、越流水位などの基本となる水位条件を明示する。
- 各種構造物の構成材料として、コンクリート、巨礫、蛇籠等の基本仕様を明示する。
- 横断面図に示す各種構造物は、平面図に描かれた構造物の配置との整合性に十分配慮する。

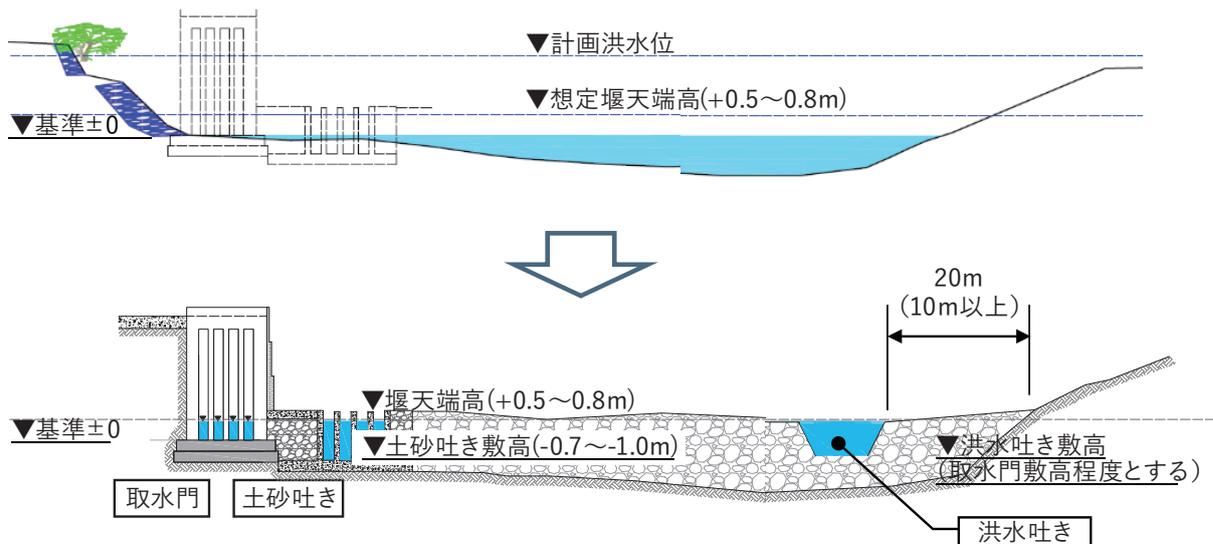


図4.14 巨礫積み斜め堰の横断面図<sup>2)</sup>

## (2) 巨礫積み斜め堰の縦断設計

巨礫積み斜め堰の縦断設計の方法は次の通りである。

- 堰の長さを十分確保し、堰体を堰頂部から下流方向に傾斜させて、巨礫積みにより河道全面を高くする。
- 水叩き部を含む堰体下流の勾配は、 $1/70 \sim 1/50$  (1.5% ~ 2.0%) 程度で堰体の巨礫の安定を確保できる勾配とする。これによって、洪水位時には堰体天端の直下流で掃流力を減殺する構造として、堰体の洗掘を防止する。

- 堰本体の基礎部は、上下流とも現況の最深河床高から1m以上の根入れ（河床からの貫入深さ）を確実に確保するとともに、水叩き最下流部には河川縦断方向の長さ20m程度に亘って現河床面にも巨礫を敷き並べ、堰体と現河床地盤面との洗掘を防ぐ。
- 堰体上流のエプロンは、一般的に越流水による渦流が河床を洗掘することを防止するために設けられる場合がある。空石積みの斜め堰においては、堰体上流の巨礫が水中安息角（玉石の場合38°程度、水中で積み上げたときに自発的に、崩れることなく安定を保つことのできる斜面の最大角度）で積み上げられることにより堰体上流部を保護し、上流エプロンの役割を果たすと考えられる。

巨礫積み斜め堰の長さは、堰本体と水叩きを含めた長さであり、堰地点付近の河床勾配と堰体および水叩き部の勾配から計算できる。水叩き部の勾配が急な場合は、水叩き部における越流水の流下流速が大きくなり、堰体の安定を損なう可能性がある。一方、水叩き部の勾配を緩くした場合、特に河床勾配が急である場合には、堰長が長くなって不経済な断面となる。このため、取水堰の縦断勾配は、「4.2.5(4) 巨礫積み斜め堰を構成する石材の安定性の確認」で安定が確保できる範囲で設定し、過度に緩い勾配を設定しないようにする。堰長検討のイメージを図4.15に示す。

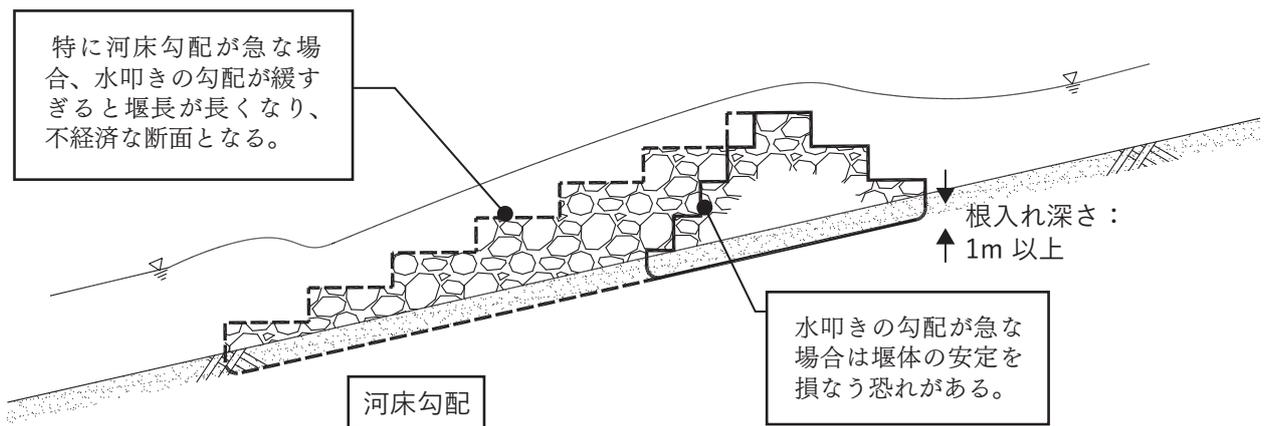


図4.15 巨礫積み斜め堰の縦断設計：堰長検討のイメージ<sup>2)</sup>

### (3) 巨礫積み斜め堰の河岸・砂州への取り付け部の保護

図4.16に示すように、巨礫で構築した硬い堰体が柔らかい砂利や土の上に置かれると、その間隙が必ず洗われて大きな浸食を生じるため、取水堰の袖部と河岸・砂州との接合部は、できるだけ長くして堰体袖部の安定を確保する。

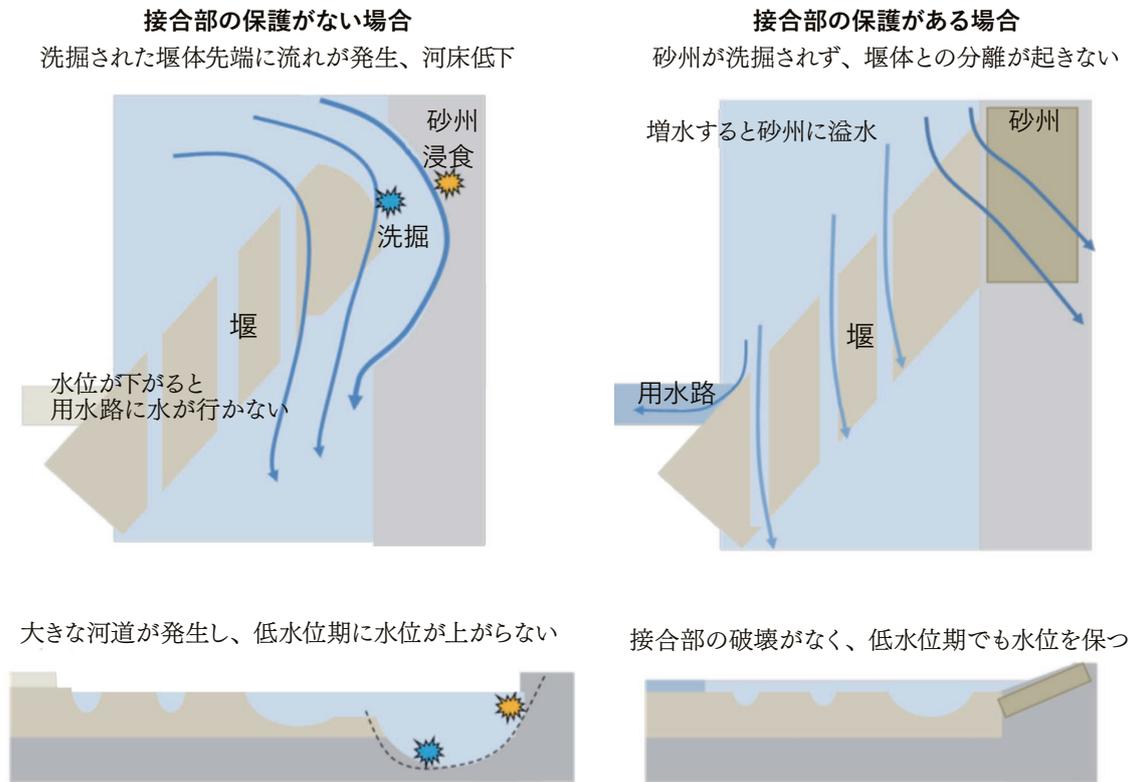


図4.16 巨礫積み斜め堰の河岸・砂州との接合部の洗掘<sup>3)</sup>

取水堰本体袖部を支えるための砂州全体の保護には、写真4.3や図4.17に示す「井形連結」や蛇籠と粗朶工を併用する「剣山粗朶工」が用いられて来た。しかしながら、砂州保護の最終形態としては、施工性およびクナール川のような流れの速い河川への適用性を踏まえ、図4.18に示すように、巨礫で四方を取り囲み、中を玉石で敷き詰める「巨礫枠玉石詰め工」が確立された。

写真4.4に示す蛇籠による砂州の保護は、初期のPMS方式灌漑事業の中で採用実績があるが、砂州を保護する目的としては最近では用いられなくなっている。ただし、蛇籠単体で砂州端部における吸出し防止の目的で採用されるケースは残っている。



写真 4.4 砂州の根固め工 (カマI堰)<sup>1)</sup>



写真 4.5 根固め工の井形連結 (カマII堰)<sup>1)</sup>



図 4.17 「剣山粗朶工」の例<sup>3)</sup>

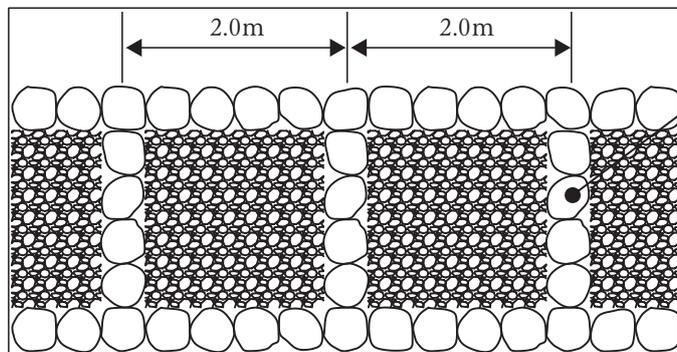
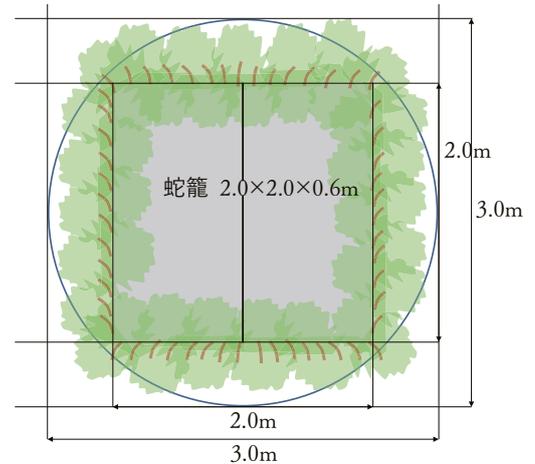


図 4.18 「巨礫砕玉石詰め工」の例<sup>1)</sup>

#### (4) 巨礫積み斜め堰を構成する石材の安定性の確認

河幅が狭まる河道や急勾配の堰体と水叩き部では、河川流速が大きくなり、堰体に作用する流水の影響が大きくなる。巨礫積み斜め堰は、巨礫の空石積みで堰体を構成するため、それら巨礫の安定性の確認が必要である。すなわち、計画洪水流量が堰を流下した場合でも、巨礫が移動したり洗掘されたりしない大きさの石材を用いて堰体を構築する必要がある。

安定した巨礫積み斜め堰を構成する石材径は、1) 堰天端部での限界流速、2) 水叩き部での流下

流速、3)越流落下時(堰の水叩き下流部)の流速のうち、大きい流速による掃流力に対して安定が確保できるように設定する。なお、計算された石材径の巨礫が対象地域周辺で得られない場合は、堰体および水叩き部の勾配を緩くする、または、堰幅を長くして計画洪水流量流下時の単位幅流量を小さくするなどの対策を講じて、得られる石材径で安定できる堰の設計が必要である。

堰体および水叩き部を通過する河川流の流速および水深の検討には、1)計画洪水流量、2)堰幅、3)堰高および水叩き部の勾配(堰長)等のデータが必要である。河川の流れのイメージを図4.19に示すとともに、以下にその具体的な計算方法を示す。

a) 堰天端付近での限界流速の計算方法

堰天端部付近での限界水深と限界流速は、以下の式で計算できる。単位幅流量を減じることが出来れば、堰を越流する際の流速を減じることが出来る。

$$v_c = \sqrt{g b_c}, b_c = \frac{q}{v_c} = \frac{q^{\frac{2}{3}}}{g^{\frac{1}{3}}} \dots\dots\dots (4.3) \quad 2), [6]を参照$$

ここに、 $v_c$ : 限界流速 (m/s)、 $b_c$ : 限界水深 (m)、 $g$ : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)、 $q$ : 単位幅流量 (m<sup>3</sup>/s/m) ( $q$  = 計画洪水流量 ÷ 堰幅)

河川流が緩勾配から急勾配の河道を流下し、そして緩勾配の河道に戻る際の水面形は、図4.19の通りであり、流れは常流から限界流を経て射流となり、跳水を起こして常流に戻る。水の流れが常流から射流に遷移する途中で、常流と射流の境界点となる限界流が生じる。この時の流速および水深を、限界流速および限界水深という。この境界点の現象は以下のフルード数(Fr)を使って、Fr=1として表すことができる。

$$\text{フルード数} : F_r = \frac{v}{\sqrt{g b}} \dots\dots\dots (4.4) \quad 2), [6]を参照$$

ここに、 $v$ : 平均流速 (m)、 $g$ : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)、 $b$ : 水深 (m)

限界水深 ( $F_r=1$ ) より深い流れは常流 ( $F_r < 1$ )、浅い流れは射流 ( $F_r > 1$ ) である。常流は、流れが緩やかで、水面変動が下流から上流に伝わる流れであり、射流は、流れの勢いが強く、水面変動が下流から上流に伝わらない流れである。

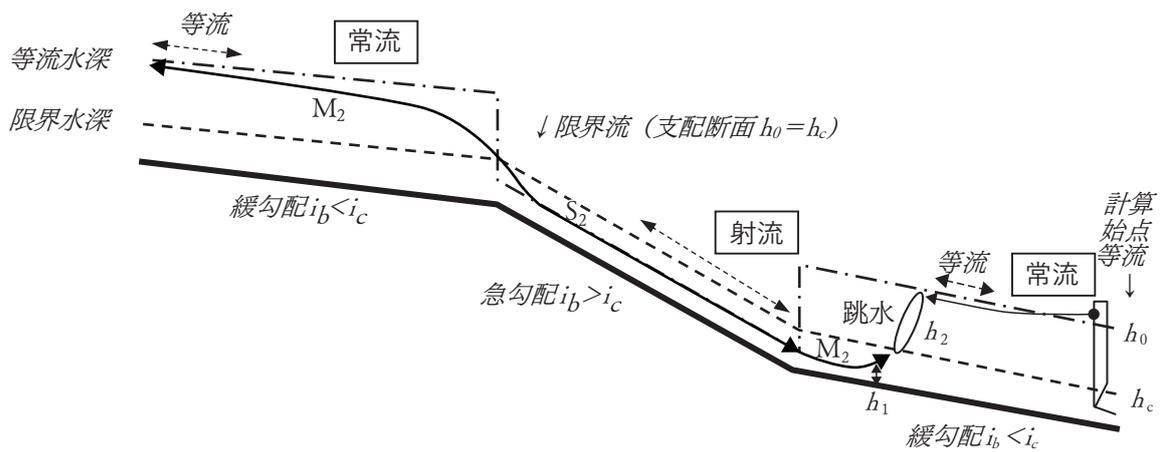


図 4.19 河川の流れ：常流、限界流、射流、跳水、そして常流への流れ<sup>2)</sup>

b) 堰の水叩き部における流速の計算方法

堰水叩き部の流速は、以下のマンニングの式から算定できる。単位幅流量が大きいほど、また、堰水叩き部の勾配が急であるほど流速は大きくなる。

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (4.5)^{2), [6]を参照}$$

ここに、 $v$ ：平均流速 (m)、 $n$ ：粗度係数、 $R (=A/S)$ ：径深 (m)、 $A$ ：通水断面積 ( $m^2$ )、 $S$ ：潤辺長 (m)、 $I$ ：河床勾配

c) 堰の水叩き直下流部における流速の計算方法

i. 設計流量の算定

堰体を構成する巨礫の安定照査に用いる流量算定は、下式 (4.6) (4.7) により、堰を越流する際の流れが完全越流か、潜り越流となるかの判定を行う。計画洪水流量による越流で完全越流となる場合は、計画洪水流量を設計流量として設定する。計画洪水流量による越流状態が潜り越流となる場合は、下式 (4.6) (4.7) において、完全越流状態となる最大の流量 ( $b_c + D = b_2$  となる流量) を設計流量として設定する。

$$\left[ \begin{array}{l} b_c + D > b_2 \dots\dots\dots (4.6)^{2), [6]を参照} \\ b_2 = \left( \frac{Q}{1/n \cdot I^{1/2}} \right)^{3/5} \dots\dots\dots (4.7)^{2), [6]を参照} \end{array} \right.$$

ここに、 $b_c$ ：限界水深 (m)、 $D$ ：落差高 (m)、 $b_2$ ：下流の等流水深 (m)、 $Q$ ：流量 ( $m^3/s$ )、 $n$ ：河道の粗度係数、 $I$ ：河道の河床勾配

ii. 水叩き下流端流速 ( $v_{1a}$ ) の算定

堰の水叩き直下流部の流速は、以下のエネルギー保存の式に、水叩き斜面上での摩擦損失を考慮し、以下の式により水叩き下流端水深 ( $h_{1a}$ ) を算定する。流量が大きいほど、また、堰上下流の落差が大きいほど流速は大きくなる。

$$\phi = Z_1 + b_1 + \frac{Q^2}{2gA_1^2} - \frac{n_1^2 l Q^2}{2R_1^{4/3} A_1^2} \dots\dots\dots (4.8) \text{ 2), [6]を参照}$$

$$\psi = h_{1a} + \frac{Q^2}{2gA_{1a}^2} + \frac{n_{1a}^2 l Q^2}{2R_{1a}^{4/3} A_{1a}^2} \dots\dots\dots (4.9) \text{ 2), [6]を参照}$$

上記2式で  $\phi = \psi$  となるように、本体天端上で発生する限界水深から水叩き下流端水位 ( $h_{1a}$ ) を算定し、以下の (4.10) 式から流速 ( $v_{1a}$ ) が求められる。

$$v_{1a} = \frac{Q}{b_{1a}} \dots\dots\dots (4.10) \text{ 2), [6]を参照}$$

ここに、 $Z_1$ ：堰高、 $b_1$ ：限界水深 (m)、 $Q$ ：流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )、 $A_1$ ：河道流下断面積 ( $\text{m}^2$ )、 $A_{1a}$ ：緩傾斜上流下断面積 ( $\text{m}^2$ )、 $n_1$ ：河道の粗度係数、 $n_{1a}$ ：緩傾斜上の粗度係数、 $R_1$ ：河道の径深 (m)、 $R_{1a}$ ：緩傾斜上の径深 (m)、 $l$ ：堰長 (m)、 $b_{1a}$ ：水叩き下流部水深 (m)、 $v_{1a}$ ：水叩き下流部流速 (m/s)

d) 安定する石材径の計算方法

上記の堰天端付近の限界流速、堰水叩き部流下時の流速、越流落水深時（堰の水叩き直下流部）の流速のうち、最も速い流速を設計流速として、以下に示す「一体性が弱い空石積みの安定検討モデル」の式により、設計流速に対応した必要石材径を算定する。堰水叩き部の勾配が緩く、フルード数が  $F_r < 1$  となる場合は、射流は発生せず、限界水深および限界流速も発生しない。この場合は、堰水叩き部を流下する際の常流の流速を用いて必要石材径を計算する。

e) 一体性が弱い空石積みの安定検討モデル

空石積みの安定は、一般的には、法勾配が1：1.5よりも急な場合は、土圧・水圧が破壊の主要因となり、1：1.5よりも緩い場合は流体力が破壊の主要因となる。自然の巨礫の空石積みで構成する巨礫積み斜め堰は、勾配が緩いため、背面土圧による耐力ではなく、掃流力によって空石積み破壊される形態をとる。従って、巨礫積み斜め堰の安定は、以下の「一体性が弱い空石積みの安定検討モデル」を用いて安定性を検討する。

隣接部材との一体性が弱い空石積みにおいては、それぞれ単独の石材の限界掃流力が河川の掃流力を上回って安定しているかどうかについて検討する。

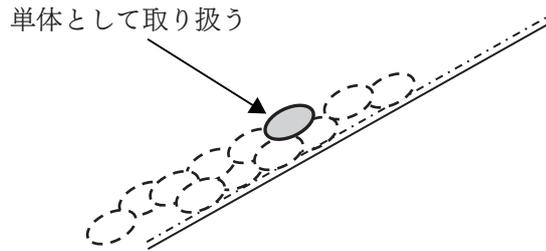


図 4.20 河川の掃流力が破壊要因となる「一体性が弱い空石積みの安定検討モデル」<sup>2)</sup>, [7)を参照]

以下の基本式を用いて、巨礫積み斜め堰の石材の安定性を検討する。この式は、捨石工に用いる石材径の算定に用いられるものであり、石材に作用する掃流力が石材の移動限界を超えないものとして代表流速 $V_0$ と石材の大きさの関係が定められている。(4.11)式は、水平面上の捨石に対して用いる式である。斜面角度 $\theta$ の法面に捨石を設置する場合は、(4.12)式を用いて補正係数 $K$ を計算し、 $D_m$ に $K$ を乗じた値 $K \cdot D_m$ を捨石径とする。

$$\left[ \begin{array}{l} D_m = \frac{1}{E_1^2 \cdot 2g \left[ \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right]} V_0^2 \dots\dots\dots (4.11) \text{ 2), [7), 8)を参照]} \\ K = \frac{1}{\cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}}} \dots\dots\dots (4.12) \text{ 2), [7), 8)を参照]} \end{array} \right.$$

ここに、 $D_m$ ：石材の平均粒径(m)、 $V_0$ ：代表流速(m/s)、 $\rho_s$ ：石の密度(kgf・s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>)【kg/m<sup>3</sup>】、 $g$ ：重力加速度(m/s<sup>2</sup>)、 $\rho_w$ ：水の密度(kgf・s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>)【kg/m<sup>3</sup>】： $\frac{\rho_s}{\rho_w}$ は通常2.65程度である、 $E_1$ ：乱れの強さを表す実験係数(通常 $E_1=1.2$ )、 $\phi$ ：石材の水中安息角(自然石では38°程度、碎石では41°程度である)

## 4.2.6 | 取水門の諸元設計

### (1) 取水門の設計手順

取水堰で堰上げた河川水を主幹用水路へ取り込む機能を持つ取水門は、図4.21に示した手順で設計する。

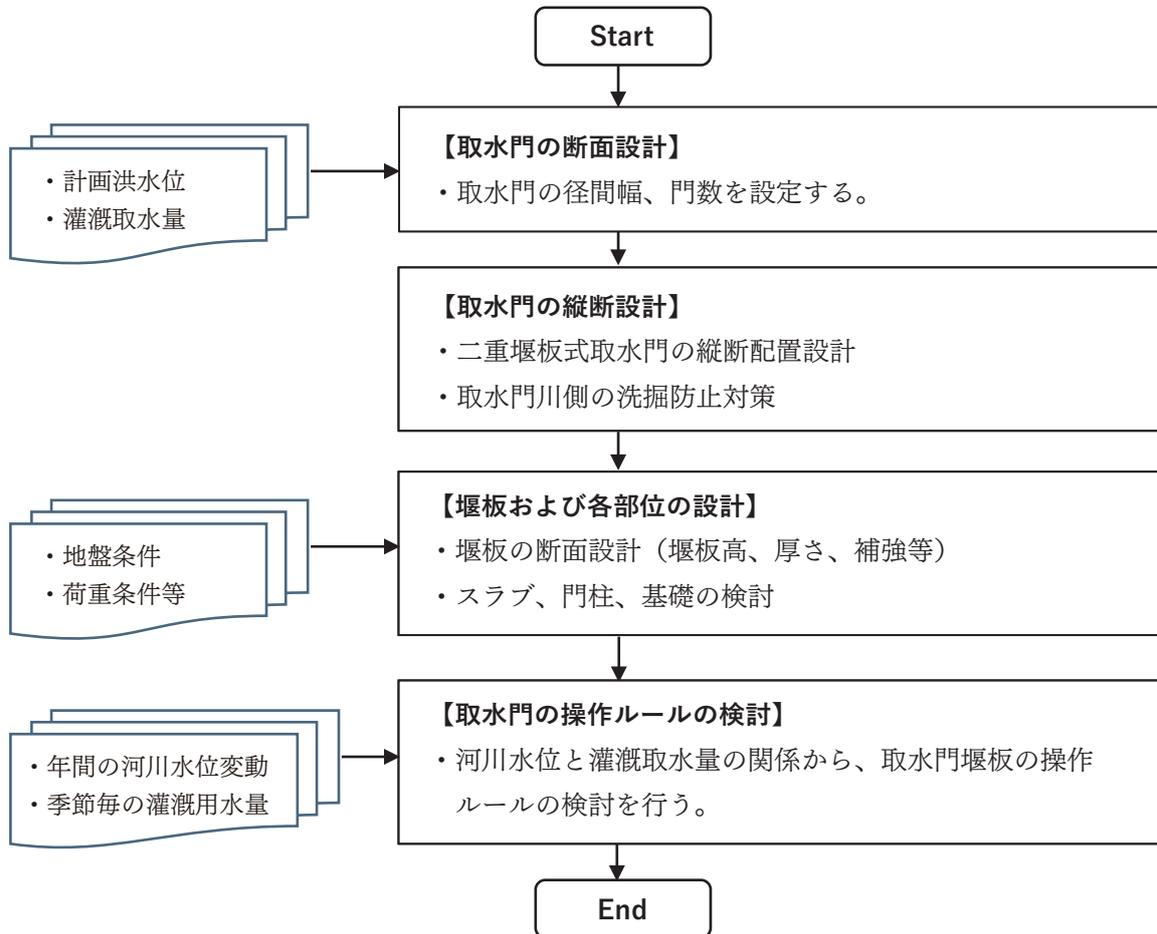


図 4.21 取水門の設計手順<sup>2)</sup>

### (2) 取水門の形式：二重堰板式取水門

取水門は、取水堰の袖部に接合され、二重堰板式取水門、門柱、堰板巻き上げ設備等で構成される。取水門のゲート部は、多くの国では電動の鋼製ゲートなどが採用されるが、PMS灌漑施設としては、手動の二重堰板式取水門を採用する。極力土砂を主幹用水路内に入れないように堰板によるうわ(上)水取水方式を適用している。堰板は、鉄板で補強したヒマラヤ杉板を用いる。また、堰板を昇降するための巻き上げ設備は、アフガニスタン伝統のチャルハ（井戸掘りの際にロープを巻き取って引き上げる道具）を用いる。

手動の二重堰板式取水門は、電動の鋼製ゲートに比べ、初期費用・維持管理費用とも安価であり、アフガニスタン国内で調達可能な資材（木材、レンガ、鉄板等）で構築可能であるため、地元住民に

よる維持管理が十分に可能であるという特徴を持つ。取水門の形式比較を表4.3に示す。

表4.3 取水門の形式比較

手動の二重堰板式取水門 (PMS 灌漑施設として採用)	電動の鋼製ゲート (多くの国で採用)
 <p>写真出典<sup>1)</sup></p>	 <p>写真出典：JICA</p>

### (3) 二重堰板式取水門の設計の基本方針

PMS 方式灌漑事業における施工実績によれば、二重堰板式取水門の諸元は次に示す通りである。これら諸元のうち、取水門 1 門あたりの径間幅および堰板の仕様については、堰板の水圧に対する耐力を考慮して現行の PMS 方式灌漑事業のものを標準設計とする。一方、取水門高、門数、1 列目と 2 列目の取水門堰板の間隔、および基礎の深さ等については、対象地域における計画洪水流量や計画洪水水位、必要灌漑取水量、および基礎地盤など、それぞれの地域の条件に応じて決定する。以下に取水門の設計における項目と細目を示す。また、図4.22～図4.24に二重堰板式取水門の設計図面例を示す。

- 取水門の断面設計 : 取水門の高さは敷高から3.0m～4.0m程度とする。  
径間幅と門数は、幅1.5m×4門を標準とする。
- 取水門の縦断設計 : 1列目と2列目の取水門間距離は、6.5m～8.0mの離隔を確保する。
- 堰板の設計 : ヒマラヤ杉などマツ科の木板を適用。  
堰板長さ1.7m、高さ20cm、厚さ5cm、鉄板補強4mm厚を片面に設置。
- 取水門の構造 : 門柱の構造は、鉄筋コンクリート構造とする。  
基礎構造および安定処理は、在来巨礫層を確認した上で玉砂利層にセメントを流し込んで直接基礎(厚さ0.5m以上)を構築し、その上部に鉄筋コンクリート底版(厚さ40cm)を構築する。



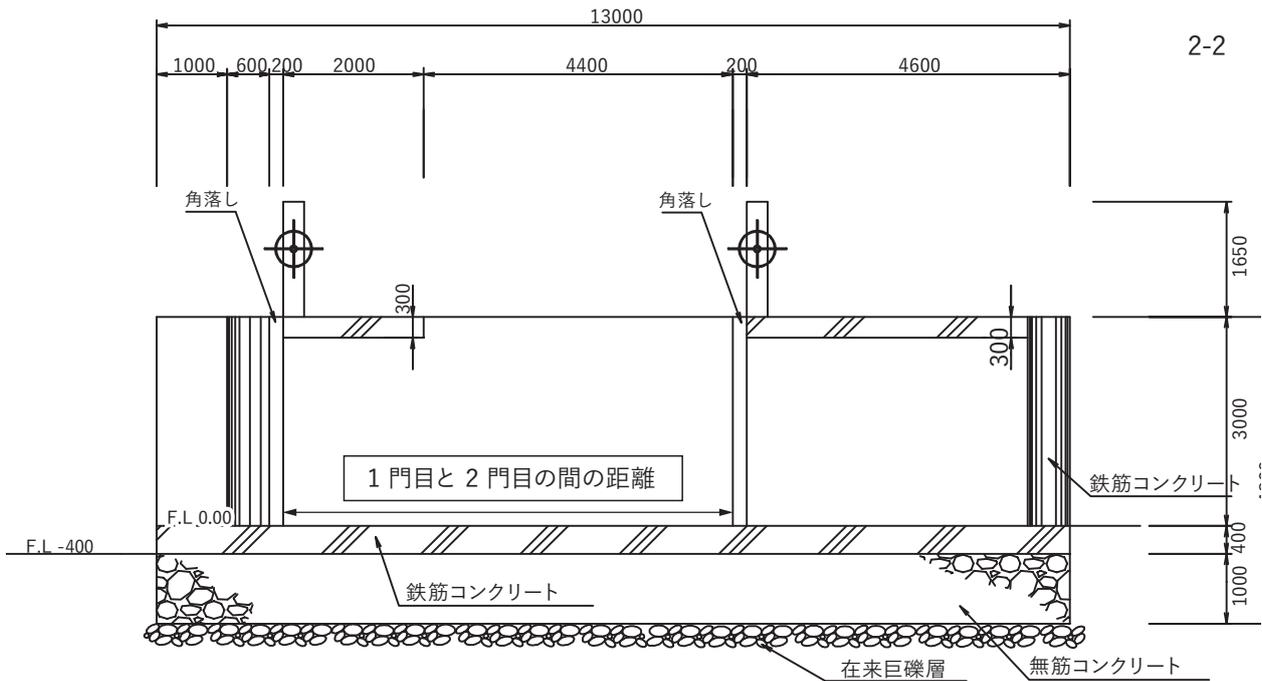


図 4.24 二重堰板式取水門の縦断図例<sup>3)</sup>

#### (4) 取水門の断面設計 (高さと径間幅と門数)

PMS方式灌漑事業では、取水堰の高さを低く抑えてできるだけ洪水被害を受けないようにしている。そのため、取水門の全幅は広くしている。取水門1門当たりの径間幅は堰板に作用する水圧への耐力を考慮して1.5mを標準とする。この径間幅は、堰板の標準長さ1.7mの左右の10cmの溝幅を差し引いて決定したものである。後述の4.2.6(6)参照。径間数は、「4.3.3 主幹用水路の標準断面設計」で検討する主幹用水路幅を考慮して決定する。取水門の高さは、計画洪水位に第5章の表5.2に示した余裕高を加えた高さとする。

#### (5) 取水門の縦断設計

##### 二重堰板方式による1列目の堰板にかかる水圧の抑制

取水門は、図4.25に示すように、二重堰板式構造とし間に貯水槽をすることによって、1列目の堰板に作用する水圧を減じる。すなわち、2列目の堰板で堰上げた水位による水圧が、1列目の堰板の下流側へのカウンターウェイトとなり、1列目の堰板下部にかかる大きな水圧を減殺する。1列目と2列目の堰板の間隔は6.5～8mを標準とし、2列目の堰板による水位堰上げ効果が確実に発揮できるよう設計する。

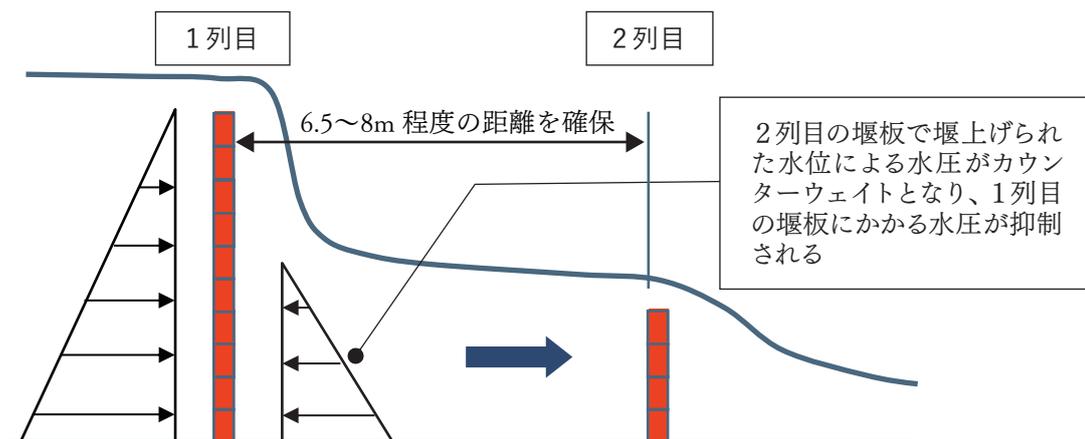


図 4.25 二重堰板方式による1列目の堰板にかかる水圧の抑制<sup>2)</sup>

### 取水門の直上流下部への土砂溜めの設置

取水門の直上流下部には、図4.26に示すように、取水門床から0.7m～1.0m低い所に土砂溜めを設置し、主幹用水路への土砂の流入を抑制するとともに、取水堰土砂吐きからの土砂排出を促進する。

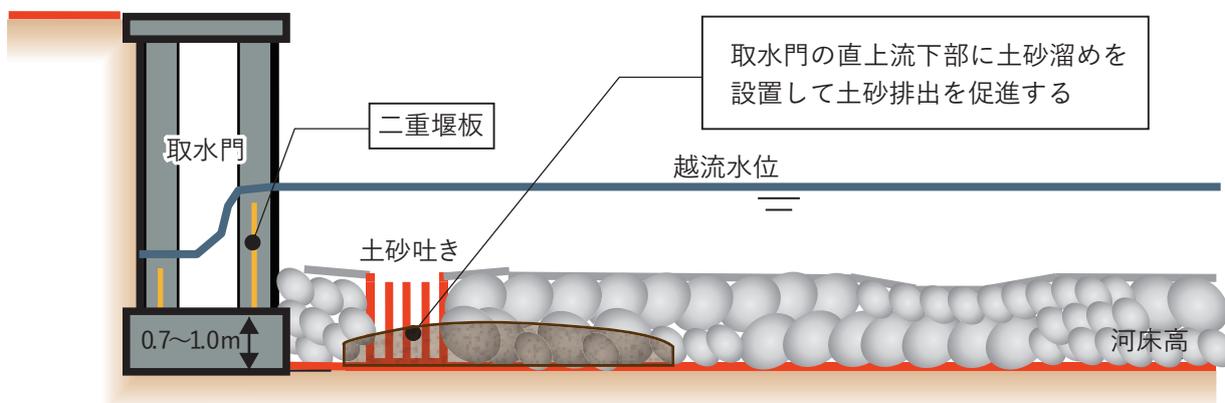


図 4.26 取水門の直上流下部への土砂溜めの設置<sup>2)</sup>

### (6) 堰板 (Flashboard) の設計

二重堰板式取水門の堰板は、1枚当たりの長さ1.7m、高さ20cm、厚さ5cmのヒマラヤ杉の片面を4mm厚の鉄板で補強した構造を標準とする。これは、堰板に作用する水圧に対する耐力、およびチャルハを使って人力で堰板を引き上げる時の堰板重量などの面から、PMS方式灌漑事業において試行錯誤によって得られた結果である。別途実施した、曲げ、せん断およびたわみ量の観点から強度検討を行った結果、十分に実用性が高いことを確認している。

## コラム4-2：二重堰板式取水門の堰板構造

二重堰板式取水門の堰板は、元々は、長さ1.7m、高さ20cm、厚さ5cmの板のみの構造であったが、浮力が働いて、思うに任せなかった。そこで2.5mm厚さの鉄板を張りつけ、堰板同士の接合面にブチルゴムやラバースポンジを張りつけ、密閉性が工夫された。しかし、ラバーは剥げやすく、漏れがかえってひどくなる。最終的に加工場でまっすぐにカンナをかけてもらい、板同士の密閉性を図る方法がとられた。この方式は、その後シェイワ取水口、カマ取水口で採用され、問題のない結果が得られている。(中村医師からの報告：2010年4月7日受信)



写真 5cm厚の板に鉄板を張りつけ、フックを溶接でつける。ロープの先の鉤を上手に引っ掛けて巻き取り器で引き上げる。<sup>1)</sup>



写真 堰板を巻き取るチャルハ。井戸掘りの際、これで巨礫をつりあげる。これはアフガニスタンの伝統技術である。<sup>1)</sup>

### (7) 門柱の設計

二重堰板式取水門の門柱の断面形状は、図4.22に示すように、小判型断面として、流水の抵抗を出来るだけ小さくするために、上下流側に半円形の丸みを付ける。門柱の高さは、設計洪水位に余裕高を加えた高さ以上とする。門柱の矩形断面の大きさは、径間幅を1.5mとすると、経験式(4.13)から一般的には表4.4に示すような値となる。

表4.4 径間幅を1.5mとした場合の門柱の一般的な高さとの関係<sup>2)</sup>

門柱の高さ	門柱の厚さ
2.0m	0.53m
2.5m	0.59m
3.0m	0.65m
3.5m	0.71m
4.0m	0.77m

経験式： $t_p = 0.12(D_p + 0.2B_t) \pm 0.25$  ..... (4.13) 2), [9]を参照

ここに、 $t_p$ ：門柱の厚さ(m)、 $D_p$ ：門柱の高さ(m)、 $B_t$ ：径間幅(m)

このような門柱の一般的な断面形状を参考にしながら、門柱の安全性を構造安定計算に基づいて検討する。直接基礎の場合の門柱の安全性は、1) 転倒に対する安全性、2) 滑動に対する安全性、3) 地盤の支持力に対する安全性、4) 各部材の応力が許容応力度以内であること、について確認する。なお、杭基礎などの場合の門柱の安定性は、別途に検討する必要がある。門柱に作用する荷重は、①門柱の自重、②堰板巻き上げ機の重量、③堰板の重量、④天端部床版スラブの重量、⑤堰板に作用する水圧、⑥堆砂による土圧、⑦地震力、⑧揚圧力等である。

### (8) 取水門の基礎の設計

これまでのPMS方式灌漑事業の実績では、取水門の基礎は砂礫層がほとんどであり、現地採取骨材(玉石と砂)とセメントを混合して固結させ、深さ1m程度の直接基礎を構築する。更にその上部に厚さ40cm以上の堅固な鉄筋コンクリート底版を構築する。写真4.6参照。本来は、玉石混じりの砂礫地盤は、無処理でも強い地耐力を有しているが、このような方法で、より強固な地盤を形成し、上部工である取水門の安定を確保している。



写真4.6 建設中の取水門：鉄筋コンクリート基礎工事<sup>1)</sup>

また、土砂吐き直上流の土砂溜めエプロンと現河床の境目には、巨礫を投入するなどして土砂溜めエプロン基礎部の洗掘を防止する。

## 4.2.7 | 土砂吐きの諸元設計

### (1) 土砂吐きの設計手順

土砂吐きは、図4.27に示した手順で設計を行う。

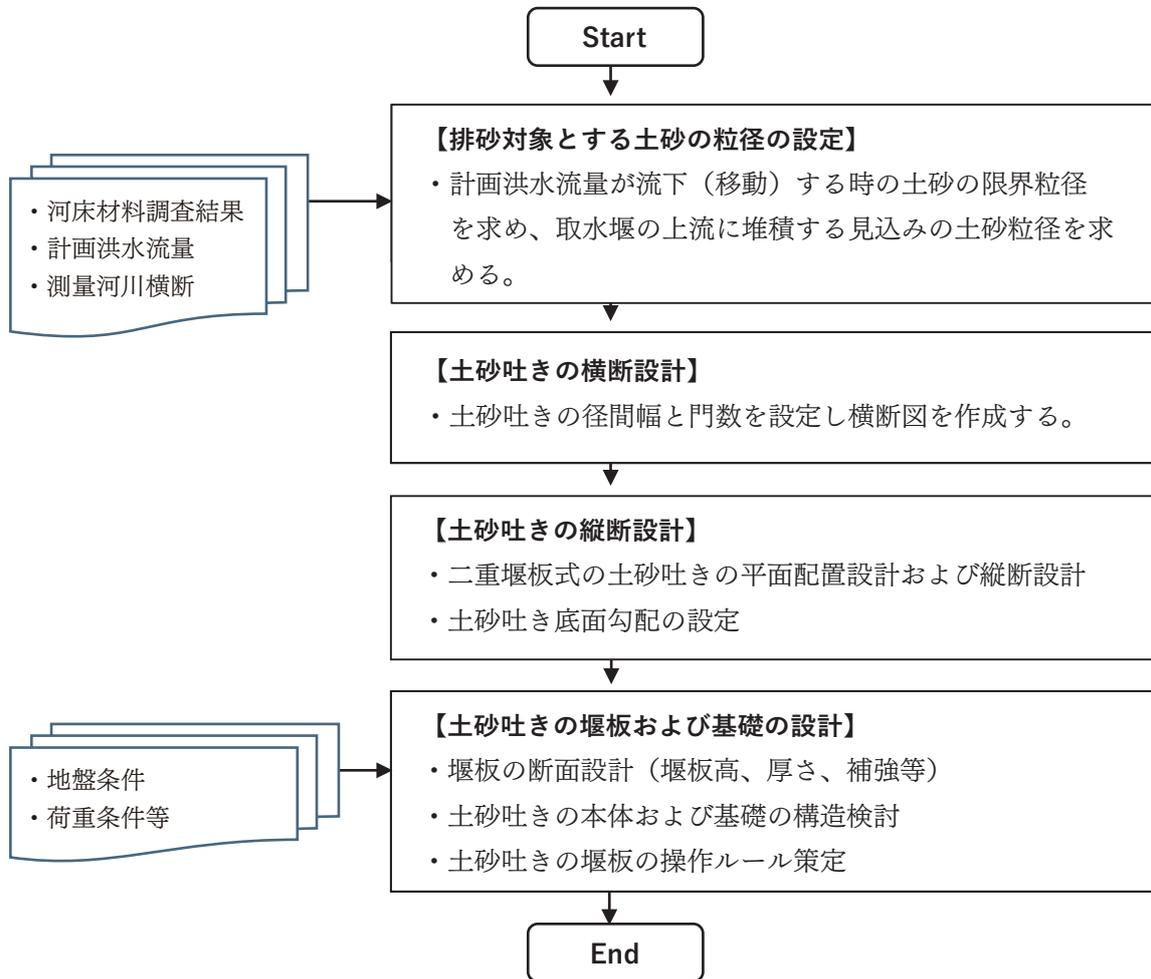


図 4.27 土砂吐きの設計手順<sup>2)</sup>

### (2) 土砂吐きの形式：手動の二重堰板方式による「部分可動堰」を兼ねた土砂吐き

PMS方式灌漑事業において取水堰の附帯設備として設置する土砂吐きは、1) 取水門方向に流れる掃流砂を堰の下流側に流して取水門直下の土砂体積を防ぐとともに取水門への土砂の流入を軽減する機能、および、2) 異常濁水位時に土砂吐きを閉じて取水門の取水位を確保する部分可動堰の機能、の2つの機能を有している。つまり、PMS方式灌漑事業における取水堰の土砂吐きは、「部分可動堰」を兼ねた土砂吐きとする。この土砂吐きは、取水門に隣接する形で取水堰の一部として設置し、鉄筋コンクリートで作る流路と門柱および二重堰板、堰板巻き上げ設備から構成される。堰板の厚さ・高さ・素材等の仕様は二重堰板式取水門の堰板と同等とする。また、堰板の操作には、アフガニスタン伝統のチャルハ（井戸掘りの際にロープを巻き取って引き上げる道具）を用いる。部分可動堰としての機能を果たすためには、PMS方式灌漑事業においては、維持管理の容易な手動の二重堰板方式による「部分可動堰」を兼ねた土砂吐きを標準とする。

手動の二重堰板方式による可動堰は、電動の鋼製ゲートによる可動堰に比べて、初期費用・維持管理費用とも安価であり、アフガニスタン国内で調達可能な資材（木材、鉄板、コンクリート等）で構築可能なため、地元住民による維持管理も容易である。また、堰の改修時には臨時架橋し、交通路としても利用できる。土砂吐きの形式比較を表4.5に示す。

表4.5 土砂吐きの形式比較

手動の二重堰板方式による部分可動堰 (PMS灌漑施設として採用)	電動の鋼製ゲートによる可動堰 (多くの国で利用)
 <p>写真出典<sup>1)</sup></p>	 <p>写真出典：JICA</p>

### (3) 土砂吐きの設計の基本方針

PMS方式灌漑事業における施工実績によれば、土砂吐きの諸元は次に示す通りである。これら諸元のうち、土砂吐き1門あたりの径間幅、堰板の仕様および土砂吐き本体と基礎の構造については、現行のPMS方式灌漑事業のものを標準設計とする。堰板の仕様は堰板に作用する水圧や土圧を勘案して試行錯誤により得られた仕様であり、鉄筋コンクリートによる複数径間の土砂吐き構造は、取水門直下に堆積した土砂を排出する目的で発案された形式である。一方、土砂吐き高、門数および土砂吐きの底面勾配等については、以下の実績諸元を参考としつつ、計画洪水流量やその水位および河床材料等、それぞれの地域の条件に応じて決定する。以下に土砂吐きの設計における項目と細目を示す。また、図4.28～図4.30に土砂吐きの設計図面例を示す。

- 土砂吐きの断面設計 : 土砂吐き天端高は、取水堰天端より10～20cm低い高さとする。  
土砂吐き底面高は、取水門敷高より0.7～1.0m低い高さとする。  
径間幅と門数は、幅2.0m×4門を標準とする。
- 土砂吐きの縦断設計 : 土砂吐きの底面勾配は、5‰～8‰(1/200～1/125)とする。
- 堰板の設計 : ヒマラヤ杉などマツ科の木板を適用。  
堰板長さ2.2m、高さ20cm、厚さ5cm、鉄板補強4mm厚を片面に設置。
- 土砂吐きの構造 : 土砂吐き流路・門柱の構造は、鉄筋コンクリート構造とする。  
基礎構造および安定処理は、玉砂利層にセメントを流し込んで直接基礎(厚さ0.5m以上)を構築し、その上部に鉄筋コンクリート底板(厚さ40cm)を構築する。

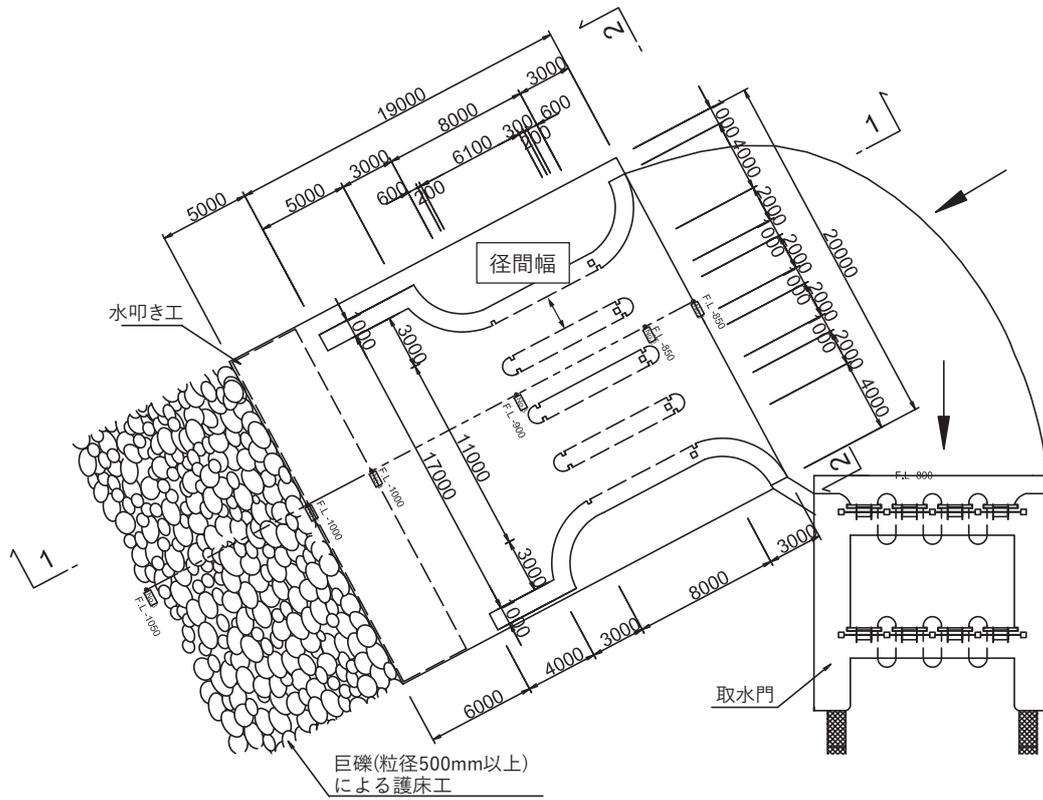


図 4.28 土砂吐きの平面図例<sup>3)</sup>

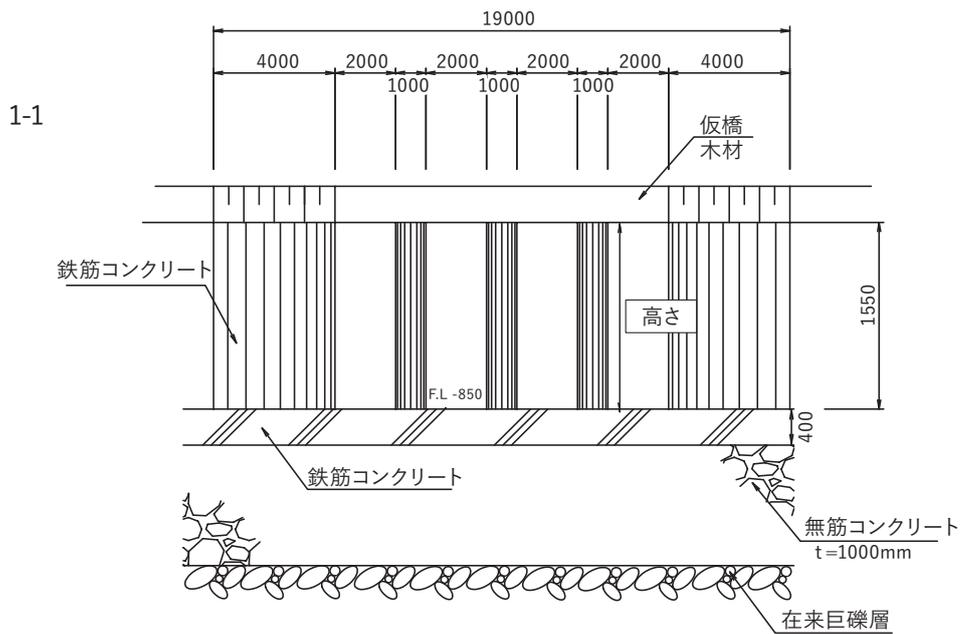


図 4.29 土砂吐きの横断面図例<sup>3)</sup>

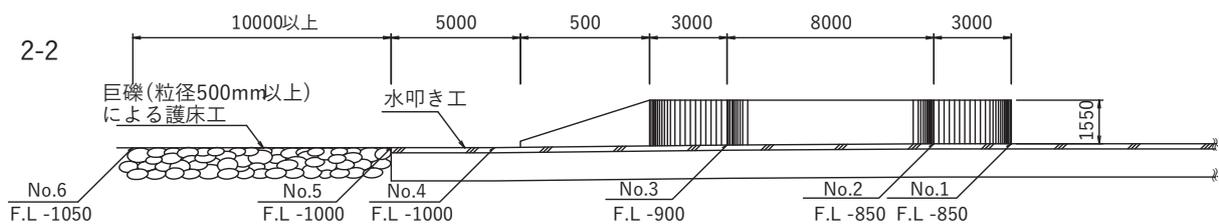


図 4.30 土砂吐きの縦断面図例<sup>3)</sup>

#### (4) 排砂対象とする土砂の粒径の設定

まず、対象とする河川に計画洪水流量が流下する際の流速 $V$ と径深 $R$ をマンニングの式(4.14)を用いて計算し、限界摩擦速度 $U_{*c}$ を式(4.15)により求める。この値を用いて、土砂吐きにおいて排砂対象とする土砂の粒径は、第3章に示す岩垣の式から、移動限界粒径を求める。この移動限界粒径より小さい径の砂礫が、洪水によって上流から流れてきて取水堰上流に堆積すると想定できる。

$$\text{マンニングの式：} V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots (4.14) \text{ 2), [11]を参照}$$

$$\text{限界摩擦速度の式：} U_{*c} = \sqrt{gRI} \dots\dots\dots (4.15) \text{ 2), [11]を参照}$$

岩垣の式(第3章参照)：限界摩擦速度と移動限界粒径との関係に係る経験式により、移動限界粒径を求める。

ここに、 $V$ ：流速(m/s)、 $R$ ：径深(m)、 $g$ ：重力加速度(m/s<sup>2</sup>)、 $I$ ：河床勾配、 $n$ ：粗度係数、 $U_{*c}$ ：限界摩擦速度

#### (5) 土砂吐きの断面設計 (径間幅と門数)

土砂吐きの径間幅は、堰板が上流側の水圧と土圧に耐えられる幅で、かつ、堆積した砂礫の排砂が可能な幅とする。土砂吐きの径間幅の設計は、基本的には二重堰板式取水門の設計と同様である。堰板の大きさと構造は、取水門の径間幅が1.5m、堰板の大きさは長さ1.7m×高さ20cm×厚み5cm(4.2.5(4)参照)となるのに対し、土砂吐きでは、径間幅2.0m、堰板の大きさは長さ2.2m×高さ20cm×厚み5cmとなる。土砂吐きの径間幅を取水門よりも広く確保する理由は、土砂吐きの径間幅が小さいと、径深： $R = (A/S)$  ( $A$ ：流下断面、 $S$ ：潤辺) が小さくなり、マンニングの式から求められる流速が小さくなって、堆積礫を排出するための流速の発生が難しくなる可能性があること。また、土砂吐きの高さ(1.5m程度)は取水門高さ(3.5~4.0m)に比べて低いため、土砂吐きの堰板が受ける水圧および土圧は取水門に比べて小さく、径間幅を大きくすることができる。

更に、土砂吐きの底面敷高は、土砂吐き直上流の土砂溜めエプロンと連続的に同じ高さとし、ほぼ現況河床高と同じ高さに設定する。

土砂吐きの門数は、対象河川の計画濁水流量流下時においても土砂吐き部での排砂流量が確保できる門数を確保する。土砂吐き部の通過対象流量は「計画濁水流量－洪水吐き部での流下流量」で表され、土砂吐きの門数は「土砂吐き部の通過対象流量÷1門あたりの流下流量」で決定する。

土砂吐きの門数算定に必要な土砂吐き1門あたりの流下流量は、上記の土砂吐き断面と後述する土砂吐きの縦断勾配から、マンニングの式を用いて算定できる。二重堰板方式による土砂吐きの写真を写真4.7に示す。



写真4.7 二重堰板方式による土砂吐き<sup>1)</sup>

#### (6) 土砂吐きの縦断設計

土砂吐きの末端は、水と土砂の激しい流れで河床洗掘が起きるので、護床工の長さは数十mに亘って十分に確保する。少なくとも取水堰本体下流水叩き部の先端まで、土砂吐きの護床工を設置する。

土砂吐きの床面の縦断勾配は、前述(4)で検討した、排砂対象粒径の土砂が排出できる勾配を確保する。前述(4)の限界摩擦速度の式を用い、土砂吐き部の径深： $R$ 、土砂吐き部の縦断勾配： $I$ から、限界摩擦速度を求め、岩垣の式を用いて土砂吐きにおける移動限界粒径を算定する。この移動限界粒径が排砂対象粒径よりも大きくなるように縦断勾配： $I$ をマンニングの式を用いて設定する。

#### (7) 土砂吐きの門柱と堰板および基礎の設計

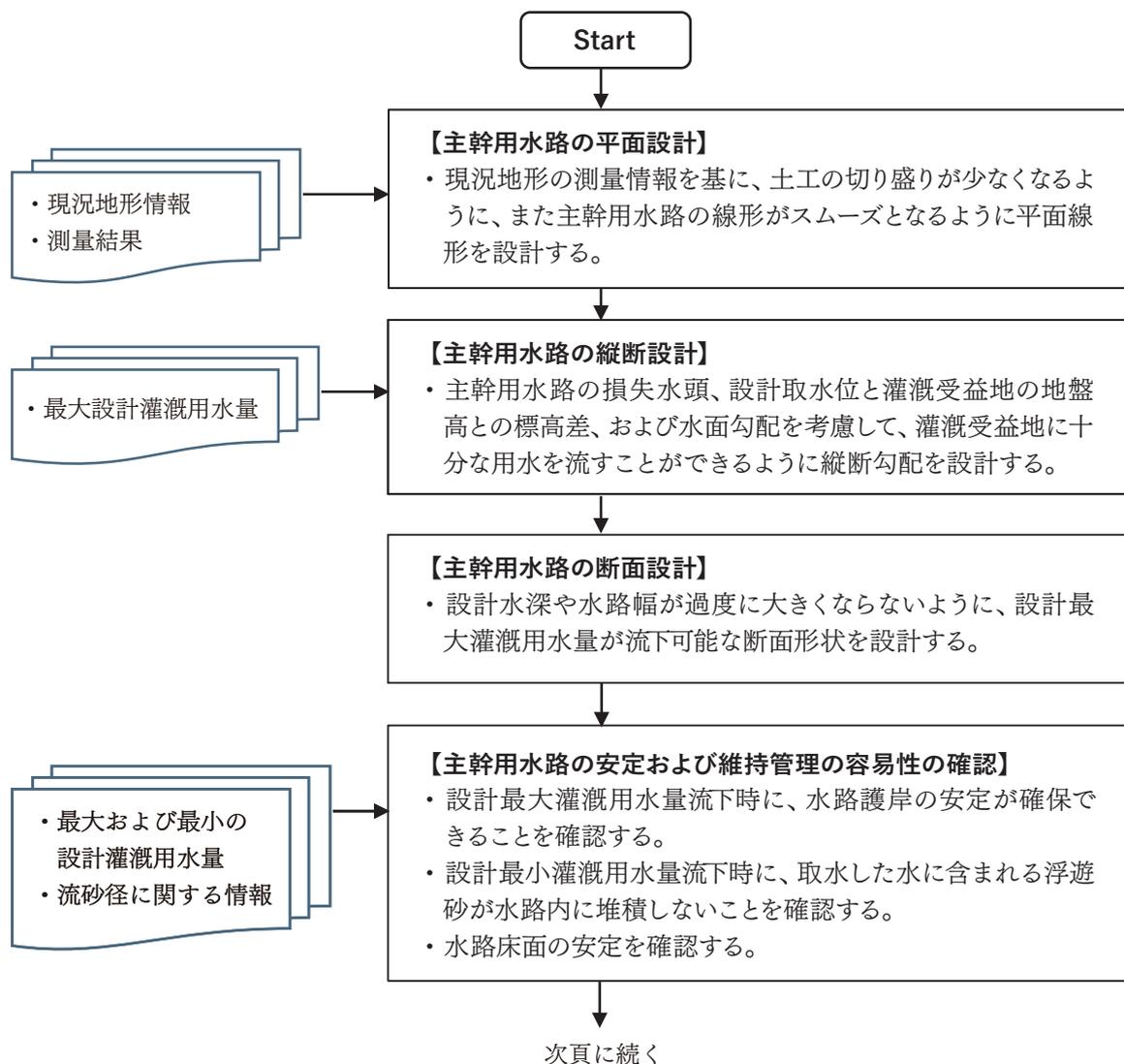
土砂吐きの門柱と堰板および基礎の設計手法は、「4.2.6 取水門の設計」と同様である。

## 4.3 主幹用水路の設計

### 4.3.1 主幹用水路の設計基本方針

主幹用水路の設計において、必ず守るべき重要な留意事項は、以下の通りである。また、主幹用水路の設計手順は図4.31の設計フローに示す通りである。

- 主幹用水路は、施工性が良く用地取得のし易いルートを選定する。岩掘削を伴うルートや農地や民地を通るルートはできるだけ避けると共に、地域住民の合意を形成しつつ、ルートを決め工事を進めていく必要がある。
- 軟弱地盤上に主幹用水路を建設する場合は、水路床部のパイピングによって主幹用水路が破損しないように、基礎処理を入念に行う。



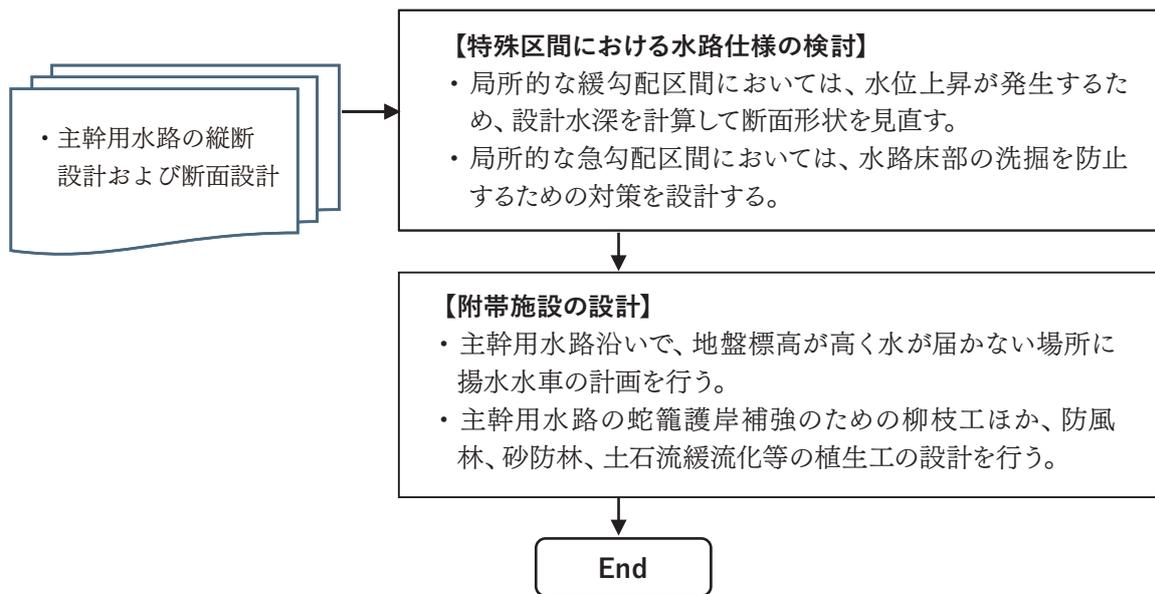


図 4.31 主幹用水路の設計手順<sup>2)</sup>

### 4.3.2 | 主幹用水路の形式と設計方針

#### (1) 主幹用水路の形式

主幹用水路は、水路側面の護岸と底面ライニングで構成される。主幹用水路の形式としては、プレキャスト・コンクリートによる三面張りや土水路などがあるが、PMS方式灌漑事業では、柳枝工を併用した蛇籠護岸と底面ソイルセメント・ライニングの水路を標準とする。

PMS方式灌漑事業におけるこの水路形式は、プレキャスト・コンクリート水路に比べ比較的安価であり、アフガニスタン国内で調達可能な資材（石材、蛇籠用針金、セメント）で構築可能である。また壊れても部分的な修復が容易であるため、地元住民による維持管理が十分に可能であるという特徴を持つ。主幹用水路の形式比較を表4.6に示す。

表 4.6 主幹用水路の形式比較

柳枝工を併用した蛇籠護岸と底面ソイルセメント・ライニングの水路 (PMS灌漑施設として採用)	プレキャスト・コンクリート三面張水路 (多くの国で採用)
 <p>写真出典<sup>1)</sup></p>	 <p>写真出典：JICA</p>

## (2) 主幹用水路の設計方針

既存のPMS灌漑事業における主幹用水路の設計諸元は以下に示す通りである。主幹用水路の構造および粗度係数については、以下をPMS方式灌漑事業の標準設計とする。一方、主幹用水路ルートや水路長、勾配、断面、設計水深などについては、以下の実績諸元を参考としつつ、対象地域における地形や灌漑用水量など、それぞれの地域の条件に応じて設計する。図4.32に主幹用水路の設計図面の例を示す。

- 主幹用水路の構造 : 主幹用水路側岸は蛇籠と柳枝工で構成する。  
床面はソイルセメント・ライニング構造とする。
- 主幹用水路の粗度係数 : マニングの粗度係数として、 $n=0.012\sim 0.013$ を採用する。
- 主幹用水路勾配 : 急勾配主幹用水路の勾配  $I=0.001\sim 0.0015$  (  $1/1,000\sim 1/670$  )  
主幹用水路の勾配  $I=0.0006\sim 0.001$  (  $1/1,670\sim 1/1,000$  )
- 主幹用水路断面 : 主幹用水路底幅 4.0~5.0m  
主幹用水路深さ 1.6~2.0m
- 主幹用水路の設計水深 (設計流量) : 最小灌漑用水時 (LWL) 0.4~0.6m (  $2.5\sim 6.0\text{m}^3/\text{s}$  )  
最大灌漑用水時 (HWL) 0.7~0.9m (  $5.5\sim 11.0\text{m}^3/\text{s}$  )

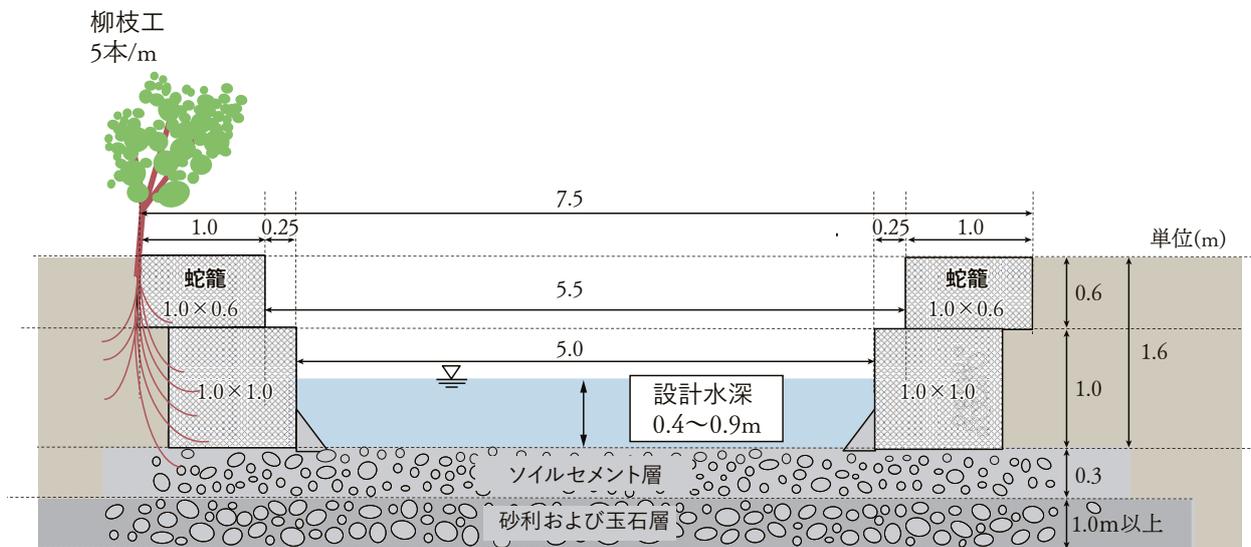


図 4.32 主幹用水路の標準断面図の例<sup>2), [3]を参照</sup>

### 4.3.3 | 主幹用水路の諸元設計

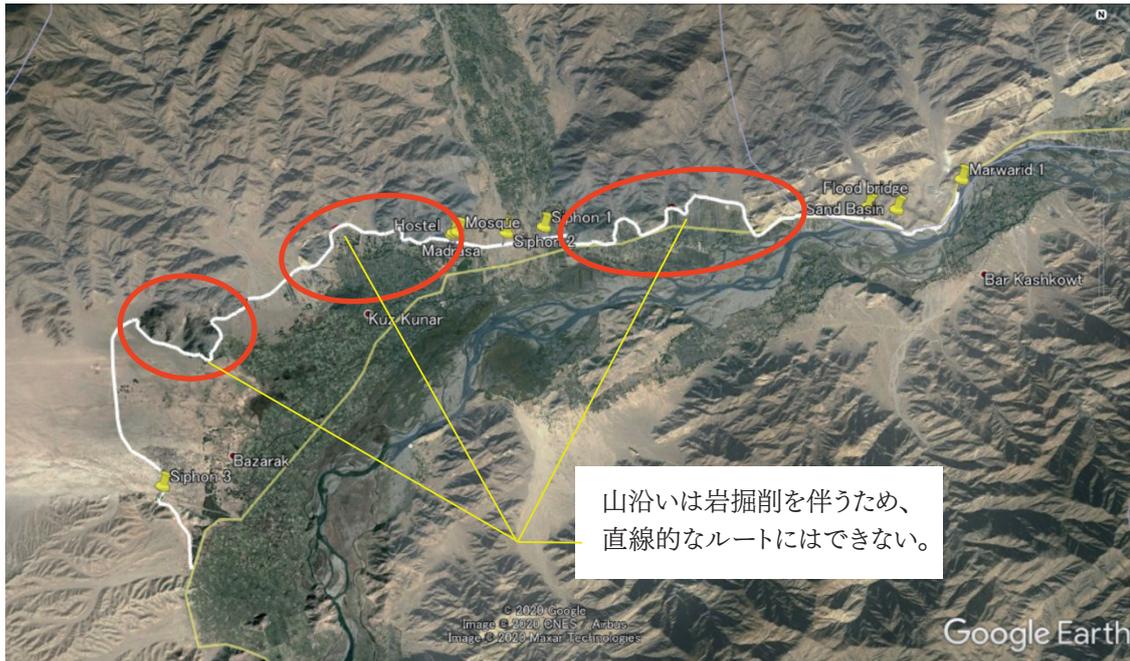
#### (1) 主幹用水路の平面設計

主幹用水路の平面設計の手順は次の通りである。

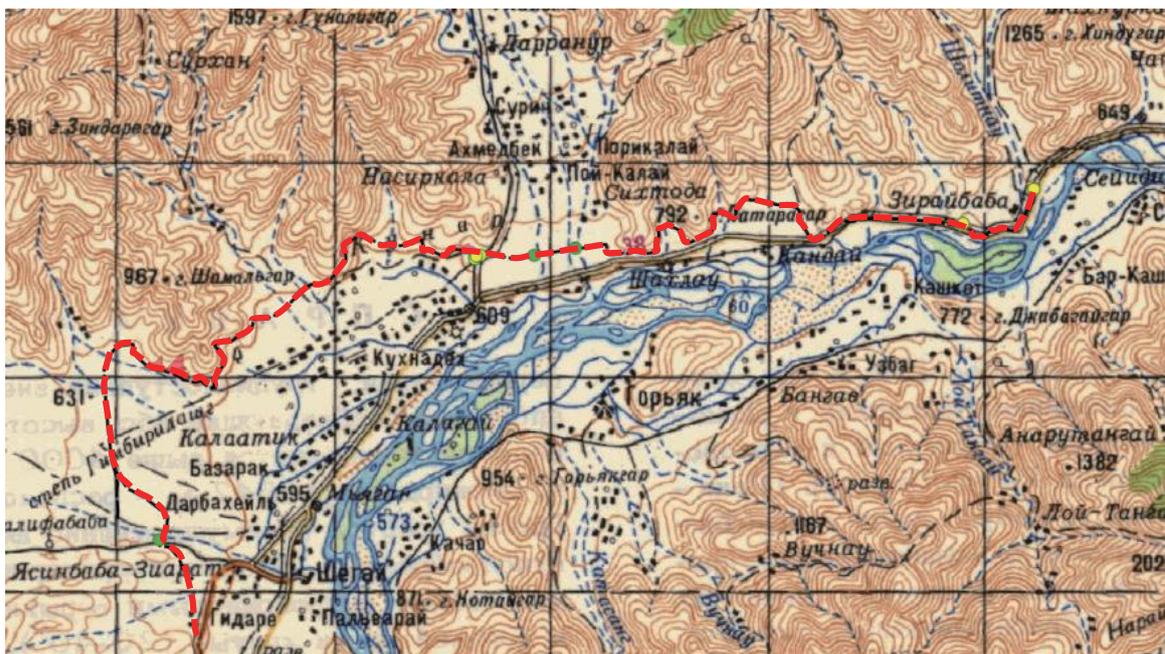
- 1) 設計前に、設定された主幹用水路の中心線にて、測量調査を実施する。測量は主に縦横断測量を実施する。
- 2) 主幹用水路の計画ルートに沿った測量横断図に、4.3.3(3)節で検討する主幹用水路の標準断面を書き込む。主幹用水路の標高および平面位置は、第2章で検討した概略主幹用水路ルートから設定する。
- 3) この仮の主幹用水路横断面図に、主幹用水路中心と主幹用水路両端部に線を書き込み、平面図上にこれらの点をプロットする。
- 4) 平面図上にプロットしたこれらの点がスムーズな線形となるように主幹用水路平面線形を決定し、主幹用水路平面図を作成する。その際、主幹用水路両端部を結んだ線が、できるだけ民家や農地に掛からないように主幹用水路の平面線形の見直しを検討する。
- 5) 主幹用水路の中心線はできるだけ直線とする。主幹用水路の中心線に曲線を組み込む場合は、その曲線半径は、極力水の流れが滑らかとなるように水路幅の10倍以上、やむを得ない場合でも水路幅の5倍以上とする。
- 6) 以上により、主幹用水路の平面線形を確定する。平面図上の主幹用水路の中心と両端部の法線を、測量横断図にフィードバックして書き込み、主幹用水路横断図を完成させる。

主幹用水路の平面設計にあたっては以下の点に留意すること。

- 大規模な掘削や盛土は施工性を著しく低下させることから、丘陵地や谷地形はできるだけ避ける。特に、固い岩の掘削が必要なルートは極力避ける。丘陵地や谷地形が多い場所では直線的な主幹用水路ルートの設定は不可能であるため、図4.33に示すように、できるだけ等高線に沿ったルートを設定する。
- 切り崩した斜面および大規模盛土の安定検討を十分に行う。特に、大規模盛土の設計および安定対策は、適切な法面勾配や小段の確保等十分に検討し、建設時においても十分な施工監理を行う必要がある。大規模盛土の設計および安定対策については、「4.5.2 貯水池およびサイフォン等の形式と設計方針」および「4.5.4 貯水池の断面および構造設計」に示す。
- 主幹用水路が、道路や他の水路、河川・溪流・ワジおよび洪水流や土石流が通過する可能性のある区間などを横断する場合、主幹用水路をサイフォンとしたり、主幹用水路上に洪水通過橋を設置するなどして対応する。図4.54参照。
- 河川の氾濫原に主幹用水路を通す場合は、河川堤防や水制工などの洪水対策工と共に計画する。



マルワリード I 主幹用水路の衛星写真上のルート



マルワリード I 主幹用水路の地形図上のルート

図4.33 等高線に沿った主幹用水路のルート設定<sup>2)</sup>

## (2) 主幹用水路の縦断設計

主幹用水路の縦断設計の方法は次の通りである。また、主幹用水路の設計例を図4.34、図4.35に示す。

- 主幹用水路の構造に関し、主幹用水路側岸は蛇籠工と柳枝工で構成し、主幹用水路床面はソイルセメント・ライニング構造とする。これにより、マンングの粗度係数は、 $n=0.012\sim 0.013$ となる。

- 4.2節で決定した取水門の敷高を基準として、主幹水路の縦断設計を行う。主幹水路の縦断勾配は流速と連動しており、緩過ぎれば土砂堆積が進行し、急過ぎれば護岸の安定を損なったり、水路床のソイルセメント・ライニングの剥離を助長することとなる。急勾配主幹水路の勾配は $I=0.001\sim 0.0015$  (1/1,000 $\sim$ 1/670)、それ以外の主幹水路の勾配は $I=0.0006\sim 0.001$  (1/1,670 $\sim$ 1/1,000) を目安とする。
- 急勾配主幹水路の縦断設計では、主幹水路内に土砂堆積が起きないように水路勾配と流速を設計する。ただし、主幹水路の護岸として採用する蛇籠工や床面のソイルセメントの安定性を損なうことがないように、急勾配主幹水路の流速は、1.7 $\sim$ 1.8m/s程度以下に設定することが望ましい。
- 主幹水路内に土砂堆積が生じるか否かは次のように確認できる。すなわち、最低灌漑用水量が流下する場合について、第3章に示したマンニングの式、限界摩擦速度の式、岩垣の式などから移動限界粒径を算定する。この移動限界粒径が、用水に含まれる流砂径よりも大きければ、流砂は水路に堆積しないと評価できる。
- 一方、沈砂池で流入土砂が少なくなった用水が入ってくる主幹水路は、水路勾配を緩くして水頭損失を抑制することができ、水路沿いの広範囲に灌漑用水の供給が可能であるが、最低流速として、0.7m/s程度以上を確保することが望ましい。
- 主幹水路は、一定勾配で用水を流下させることを原則とする。しかし、取水門における設計取水位と灌漑受益地の地盤高との標高差が大きい場合は、主幹水路に落差工を設置するなどして対応する。逆に上記標高差が小さい場合は、部分的に緩勾配区間を設けて対応する。また、途中で掘削困難な岩や避けられない構造物等がある場合も、局所的に水路勾配を急勾配または緩勾配とする必要が生じる場合がある。このような場合、次のような対処を行う。ただし、急勾配主幹水路においては緩勾配区間を設置しない。
  - 緩勾配区間では、流速が遅くなり、その直上流も含めて水路水深が上昇するため、当該区間の勾配で等流計算を行って水路水深を計算し、水路護岸高の不足を確認して、標準断面より高い水路断面とする。
  - 急勾配区間では、前後に比べ流速が早くなり、護岸や水路床の局所洗掘が生じる恐れがあるため、石やレンガを使って河床部に凹凸をつけ、粗度を増やして流速を減じるなどの対応を行う。

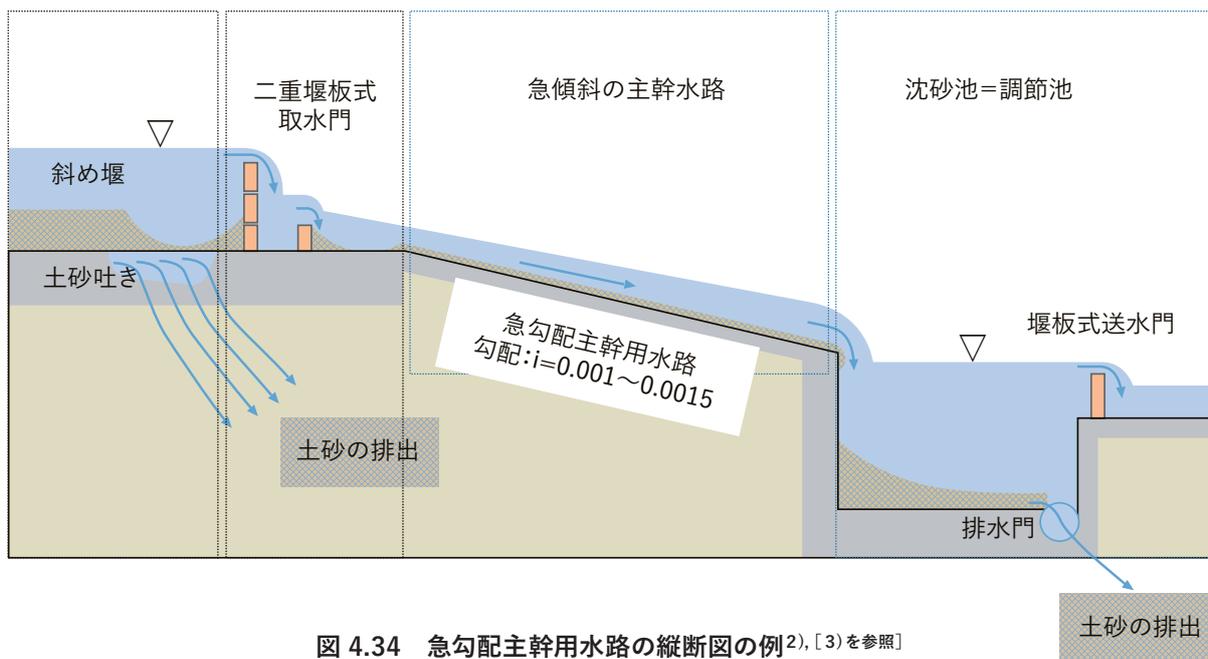


図 4.34 急勾配主幹用水路の縦断面図の例<sup>2)</sup>, [3)を参照]

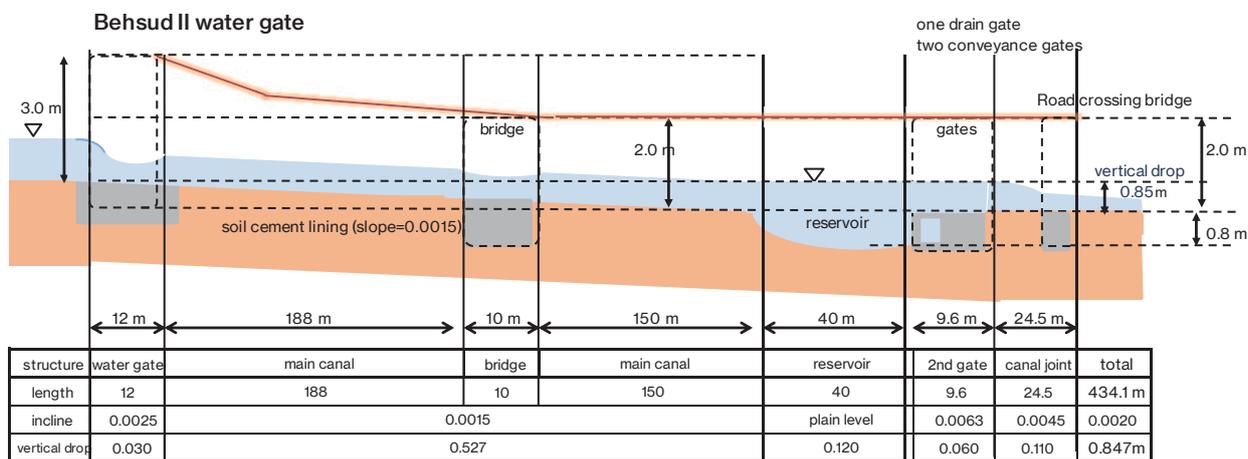


図 4.35 急勾配主幹用水路の縦断面図の例<sup>1)</sup>

### (3) 主幹用水路の標準断面設計

主幹用水路の標準断面設計の方法は次の通りである。

- 主幹用水路の標準断面は、主幹用水路側岸を多段積の蛇籠工と柳枝工で構成し、護岸の平均勾配は1:0.5とし、単断面の逆台形形状とする。主幹用水路床面はソイルセメント・ライニング構造とする。図 4.32 参照。
- 主幹用水路の断面形状は、第 2 章で検討した必要灌漑用水量が流下可能な断面を設計する。水路流量は、マンニングの式を用いて計算する。
- 主幹用水路の底幅と深さの設計に当たっては、取水堰による堰上げ高が高くなり過ぎないように、主幹用水路幅はできるだけ広く、設計水深はできるだけ低く設定する。主幹用水路の断面は、マンニング式における径深:R が大きくなるように(潤辺:s が小さくなるように)設定するのが望ましく、一般に水深:h と水路幅:w の関係が 1:2 となる場合が水理的な最適断面

となる。ただし、主幹用水路幅を広くすると取得する用地が増え、また水深を高くすると堰高を高くする必要が生じるので、水路幅と水深と水路勾配のバランスに配慮する。また、護岸の安定性の面から、護岸の高さが5 m以内となるように水路の深さを設定する。5 mを超える可能性がある場合は、護岸の背面土を切土するか、または主幹用水路ルートの部分的な変更を検討する。

- 取水門の敷高は計画濁水位に設定されるため、これに続く主幹用水路の底面高は、主幹用水路沿いの地盤高に比べて一般的に低く、主幹用水路は掘り込み断面となる。また、主幹用水路の設計水深はできるだけ低くしている。これらのことから、PMS方式灌漑事業における主幹用水路では、余裕高は十分に確保出来る。

参考として一般的な灌漑用水路での余裕高の算定方法を下式に示す。

$$F_b = 0.05d + \beta \cdot h_v + h_w \quad \dots\dots\dots (4.16)^{2), [10]を参照}$$

ここに、 $F_b$ ：余裕高 (m)、 $d$ ：設計流量に対する水深 (m)、 $h_v$ ：流速水頭 (m) ( $=V^2/2g$ )、 $V$ ：流速 (m/s)、 $\beta$ ：流速水頭の静水頭への変換係数 ( $=0.5\sim 1.0$ )、 $h_w$ ：水面動揺に対する余裕 (m) ( $=0.1\sim 0.15$ m)、 $g$ ：重力加速度 ( $=9.81$ )

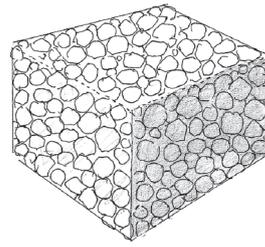
#### 4.3.4 | 主幹用水路の構造設計

受益農民による維持管理が容易で安定した主幹用水路を構築するために、現地調達が可能で適切な建設資材を検討する必要がある。PMS方式灌漑事業においては、石材と番線 (annealing wire) を用いた蛇籠工と柳枝工が主幹用水路護岸として用いられ、主幹用水路床面の補強処理としてソイルセメント・ライニングが施される。

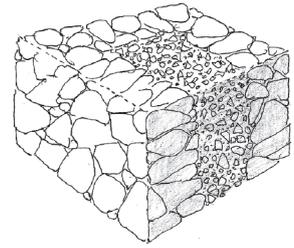
##### (1) 主幹用水路護岸 (蛇籠工と柳枝工)

主幹用水路内壁の蛇籠工は、柳枝工と組み合わせて用いる。

蛇籠工は、割れない、屈撓性がある、補修が容易、植生・生態になじむ、低コストといった特徴を持つ。図4.36のように、多くの国では、均等な大きさの割石を詰めるが、四方に大き目の角石 (割石) を壁のように積み重ねて整形し、中に屑石や砂利を詰めて仕上げる。均質な玉石を敷き詰めるよりも、函体をはるかに安定して重量を増す上、背面の吸い出し現象が殆ど発生しない。蛇籠の施工例を写真4.8に示す。



均一なサイズの割石を  
使用（多くの国で採用）



大きな角石と小さな碎石  
および砂利の組み合わせ

図 4.36 蛇籠における石材の詰め方<sup>3)</sup>



写真4.8 主幹用水路における蛇籠と柳枝工の施工例<sup>1)</sup>

蛇籠を形成する番線は、アフガニスタン国内または近隣国から調達できる、外枠4 mm、網の部分3 mmのものを適用し、亜鉛メッキ、手編みのため柔らかいものを選ぶ。網目の六角形の各辺は、3回撚りとし、たとえ1ヵ所が破れても簡単にはばらけないようにする。蛇籠の規格は表4.7に示すとおりとする。蛇籠の制作の様子を写真4.9に、番線の写真を写真4.10に示す。

表4.7 PMS方式灌漑事業における蛇籠の規格<sup>3)</sup>

	高さ	幅	長さ	網目の径	籠の重量	容積	詰め石	単体の総重量
籠A	600mm	1000mm	2000mm	約120mm	16kg	1.2m <sup>3</sup>	径20cm以上の角石または径15cm以上の玉石	約2000kg
籠B	1000mm				21kg	2.0m <sup>3</sup>		約3300kg



写真4.9 蛇籠の製作<sup>3)</sup>



写真4.10 亜鉛メッキされた番線<sup>3)</sup>

柳枝工は、写真4.11のように区画を作り、長さ40～80cm、径15～20mmのものを1㎡当り10～12本挿し木する。密植で灌木化し根を広く張る。細い根が小さく網目状に分かれて蛇籠内の石の隙間を埋める。これにより蛇籠内の石材は固定され強固になる。植樹後3ヵ月の様子を写真4.12に示す。



写真4.11 区画を作り挿し木する<sup>1)</sup>



写真4.12 植樹後3ヵ月の柳枝工<sup>1)</sup>

## (2) 主幹用水路床面の補強処理 (ソイルセメント・ライニング)

PMS方式灌漑事業における主幹用水路では、床面の補強および浸透抑制のため、主幹用水路底面に厚さ30cm程度以上のソイルセメント・ライニングを施し、流水により容易にライニングが剥離して主幹用水路の通水能力が低下することの無いように配慮する。セメントの配合は地盤の性状によるが、水路床部砂礫地盤で150-200kg/m<sup>3</sup>、水路床部シルト質粘土で200kg/m<sup>3</sup>とする。水路隅角部はセメントを100kg/m<sup>3</sup>程度で、シルト質粘土と配合させると適切な固化が出来る。水路床部は、ある

程度床面スラブのような強度を要するため、隅角部よりも多めのセメント配合量となる。水路の基礎部に軟弱地盤が存在する場合は、砂分と粘土分を適度に含む良質土で置き換え、十分な締固めを行った後にソイルセメント・ライニングを施す。ソイルセメント・ライニングの様子を写真4.13および写真4.14に示す。



写真4.13 ソイルセメント・ライニングの仕上げ工事<sup>3)</sup>



写真4.14 ソイルセメントの隅角部充填<sup>3)</sup>

主幹用水路床面からの水の滲み出しに加え、外部からの水により、主幹用水路床面下にパイピングが生じ、基礎面が中抜けする場合がある。外部からの水としては、河川沿いの主幹用水路においては河川水位の上昇による主幹用水路側への水の浸透、主幹用水路脇に土手斜面を背負っている場合は斜面上に降った雨水の主幹用水路底面への浸透、その他、近傍の調節池からの漏水等が挙げられる。これら外部からの水の浸透が想定される場合は、特に主幹用水路床面の基礎処理を入念に行う。また、水の侵入以外においても、写真4.15に示すように用水路床面の基礎が適切でないため、水路床が崩壊する事例もあり、注意が必要である。



写真4.15 用水路床面の基礎が適切でなかったため、水路床が崩壊した例<sup>1)</sup>

### (3) 主幹用水路における蛇籠工護岸の浸食および背面土圧に対する安定性

主幹用水路の蛇籠工護岸は、水流による浸食がなく、背面土圧に対して転倒、滑動および地盤支持力に関して安定でなければならない。PMS方式灌漑事業における主幹用水路の蛇籠工護岸は、次のように構造的安定性が担保されている。

- ・主幹用水路護岸の浸食に対する安定性：急勾配主幹用水路内の流速は、1.7～1.8m/s以下に設定しており、主幹用水路の多段積み蛇籠護岸の設計許容流速（5m/s程度）を大幅に下回っている。
- ・主幹用水路護岸の背面土圧に対する安定性：主幹用水路の蛇籠護岸は、高さ5m未満としていることから、護岸の背面が良質土で正しく埋め戻されていれば、護岸の転倒・滑動・支持に関する安定は十分に担保されている。

## 4.3.5 | 主幹用水路における揚水水車の設計

### (1) 揚水水車の目的

用水路沿いであっても、用水路より少しでも標高が高い農地では、通常は用水路の恩恵にあずかることはできない。しかし、揚水水車を使えば、標高差が3～5m以下であれば、標高が高い農地にも導水することが可能となり、農民に、用水路の維持管理に参加してもらえると期待できる。一方、揚水水車は、無秩序に設置されると、用水路内の用水量が減少するとともに、流速が低下して、必要な用水が下流に届かなくなってしまう。また、水路自体が大変損傷を受けやすい。従って、揚水水車の設置に当たっては、灌漑施設の維持管理に責任を持つ水利用者組合または灌漑組合と十分に協議し、揚水水車が許可なしに無秩序に設置されないことがないように、十分に配慮するものとする。

### (2) 揚水水車の設計

揚水水車は、落差工の下流など、水車が機能するための適切な流速・流量を得られる場所に設置する。揚水水車の建設に当たっての留意点は次の通りである。

- ・鉄製、一部アルミニウム合金を使用。最も消耗が激しい軸と軸受けは、小水力発電機に使用されるシャフトを転用して実用化する。
- ・バケットは水車の両脇に付け、鉄製のU字溝等を組み合わせて導水する。
- ・水車の設置箇所付近は、水の流れが乱され易く、河床洗掘も生じるため、水車の軸受けを支える支柱の基礎が洗掘されて水車本体の破損に至らないように配慮する。

## 4.3.6 | 主幹用水路沿いにおける植生工の効用

主幹用水路の両岸には、蛇籠護岸の補強のために柳枝工を施工している。これ以外にも植生工は、防風林、砂防林、洪水流や土石流の緩流化、盛土外壁の保護など、多くの目的に利用することができる。河川や水路の蛇籠護岸の保護には柳、防風林にはガズ（紅柳）およびユーカリ、浸透水の多い盛土斜面の保護にはユーカリが適している。その他、盛土斜面の保護にはオリーブ、ビエラ、クワ等も用いることができる。

ユーカリは、非常に生育が早い利点がある一方で、高木になると見通しが悪くなり、視界が妨げられる。耕作地周辺では、日光を遮り、作物の育成が悪くなる等の特徴がある。一方、防風林としては、主幹用水路内への風による土砂堆積を防ぎ、沙漠からの熱風や砂嵐を軽減して人の活動環境を改善する効果がある。表4.8および写真4.16に既存のPMS灌漑事業で多用されている植生工の一覧を示す。

表4.8 多用される植生工の一覧<sup>3)</sup>

植物名	樹高	性質	植樹方法	用途
ヤナギ	5～7m	水辺で生育が旺盛	挿し木	柳枝工、岸部の保護
ガズ(紅柳)	10～15m	乾燥した砂地で生育旺盛	挿し木	防風砂防林
ユーカリ	10～15m	湿地で生育旺盛	種から育苗して移植	防風砂防林、護岸
オリーブ	1.5m～3m	乾燥地向き、深根性	幼木の移植	盛土法面の保護
クワ	5～10m	過湿状態で枯死	幼木の移植	盛土法面の保護
シーシャム	8～15m	川辺で自生	自生する幼木を移植	岸部の保護、薪の生産
ビエラ	3～5m	沙漠に自生	種から育苗して移植	盛土法面の保護



写真4.16 多用される植生工の写真<sup>3)</sup>

## 4.4 沈砂池（調節池）の設計

### 4.4.1 沈砂池（調節池）の設計基本方針

沈砂池および調節池の設計において、必ず守るべき重要な留意事項は、以下の通りである。また、沈砂池の設計手順は図4.37の設計フローに示す通りである。

- 沈砂池（調節池）は、堆積土砂搬出のための作業性を考慮して深さ2m程度とし、あまり深くしない。
- 複数の用水路の分岐点や接続点および勾配の変化点などにおいては、用水のスムーズな分合流の中継地点として調節池を設置する。

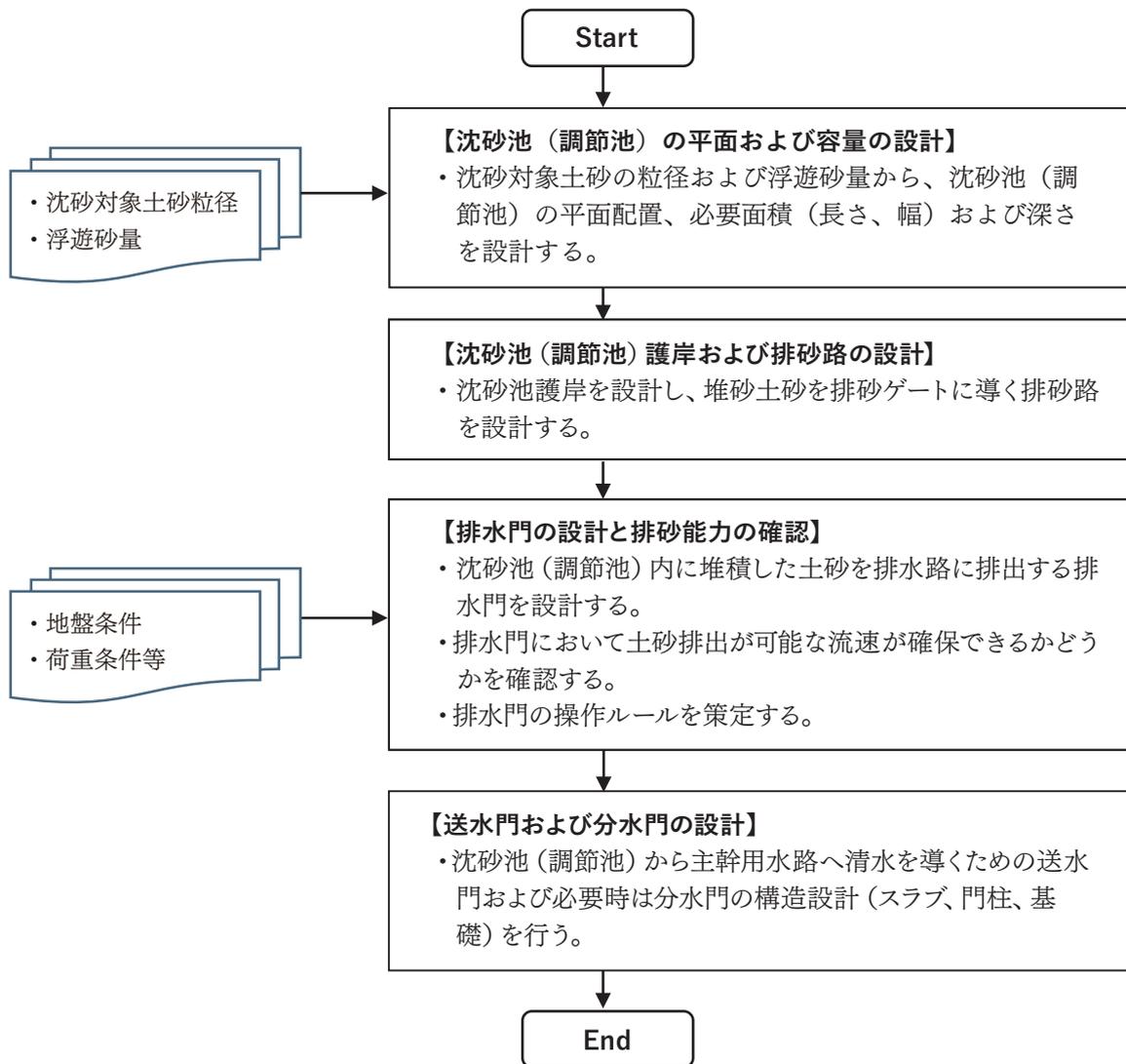


図4.37 沈砂池（調節池）の設計手順<sup>2)</sup>

#### 4.4.2 | 沈砂池（調節池）の形式および設計方針

##### (1) 沈砂池（調節池）の形式

沈砂池は、急勾配主幹用水路の終点に設置され、沈砂池周囲護岸、沈砂池底面の排砂路、排水門、送水門、分水門等から構成される。調節池は、主幹用水路と既存水路の接続点に設置され、機能および構造は、沈砂池と同様である。沈砂池（調節池）の形式としては、コンクリート三面張り形式などがあるが、PMS方式灌漑事業では、石積みおよび蛇籠護岸形式を採用し、底面にコンクリート排砂路を設置する。また、排水門は手動のスライドゲートとし、送水門および分水門は、堰板式水門とする。

石積みおよび蛇籠護岸形式は、三面張りの現場打ちコンクリート沈砂池に比べて比較的安価であり、アフガニスタン国内で調達可能な資材（石材、蛇籠用番線、レンガ、セメント、木材、鉄板等）で構築可能であるため、地元住民による維持管理が十分に可能であるという特徴を持つ。沈砂池の形式比較を表4.9に示す。

表4.9 沈砂池（調節池）の形式比較

石積みおよび蛇籠護岸形式／床面にコンクリート排砂路併設（PMS灌漑施設として採用）	コンクリート三面張り形式（多くの国で採用）
 <p>写真出典<sup>1)</sup></p>	 <p>写真出典：JICA</p>

##### (2) 沈砂池（調節池）の設計方針

既存のPMS灌漑事業における沈砂池（調節池）の設計諸元は以下に示す通りである。沈砂池（調節池）の深さおよび設置地点については、沈砂池の維持管理性を考慮して以下をPMS方式灌漑事業の標準設計とする。一方、沈砂対象土砂の粒径、沈砂池の面積・容量、排水門・送水門・分水門の仕様については、以下の実績諸元を参考としつつ、対象地域における灌漑用水量や浮遊砂量など、それぞれの地域の条件に応じて設計する。図4.38～図4.43に沈砂池の設計図面の例を示す。

- 沈砂対象土砂の粒径                   : 0.08mm 以上の砂
- 沈砂池の深さ                           : 2 m 程度（維持管理性を考慮）
- 沈砂池の設置位置                    : 取水口から約 1 km 程度以内
- 沈砂池の面積・容量                 : 1,100～1,600m<sup>3</sup>

- 排水門・送水門・分水門 : 排水門 1.6m × 1.6m × 1 門
- 送水門 幅1.5m × 3 門
- 分水門 幅1.5m × 1 門

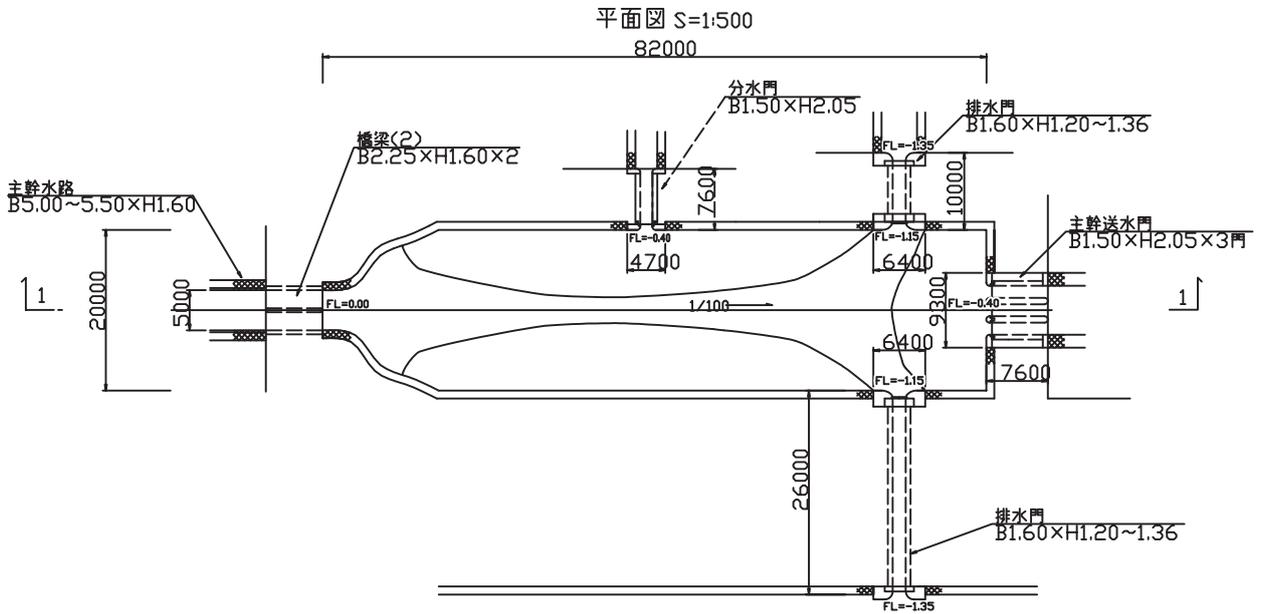


図4.38 沈砂池平面図の例<sup>3)</sup>

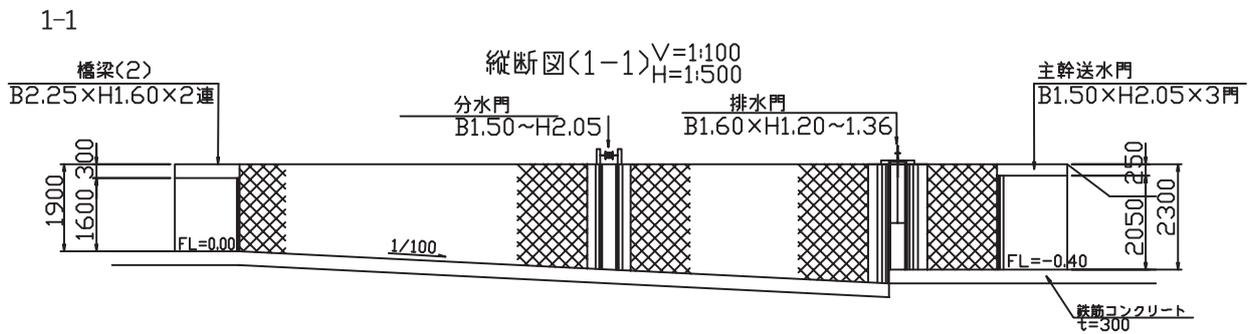


図4.39 沈砂池縦断面図の例<sup>3)</sup>

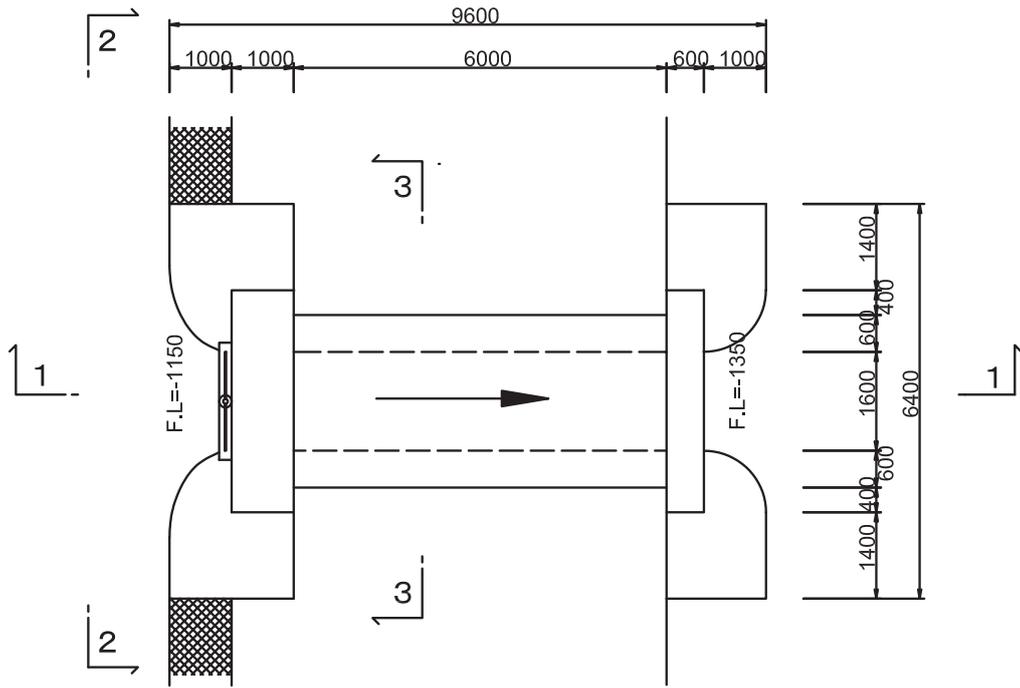


図4.40 排水門平面図の例<sup>3)</sup>

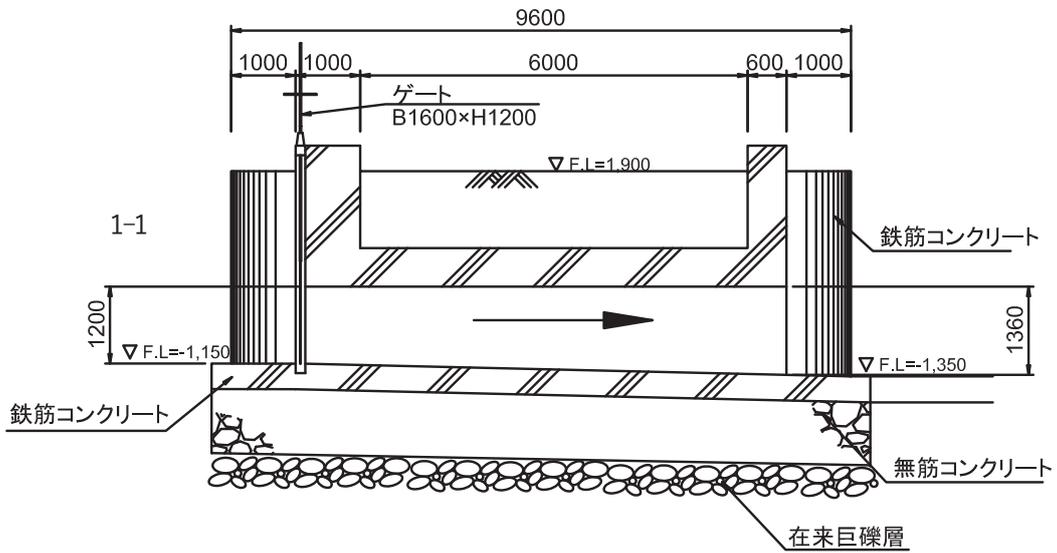


図4.41 排水門縦断面図の例<sup>3)</sup>

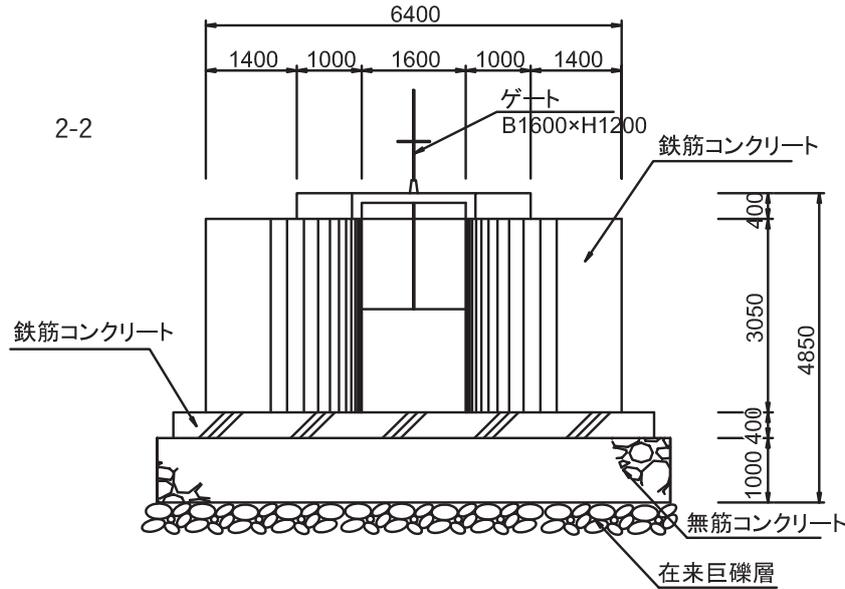


図4.42 排水門正面図の例<sup>3)</sup>

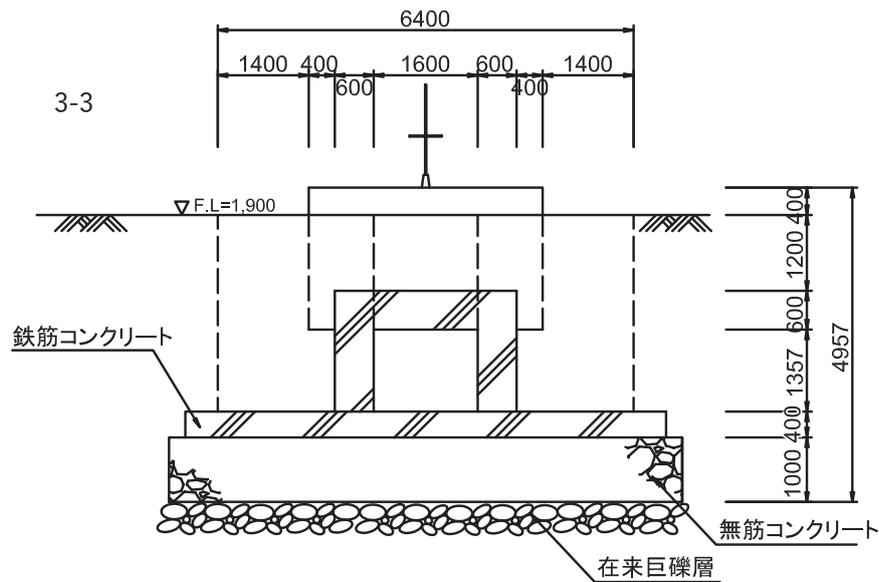


図4.43 排水門断面図の例<sup>3)</sup>

#### 4.4.3 | 沈砂池（調節池）の諸元設計

沈砂池は、流入してきた土砂を効果的に沈砂させる機能を持つ。この沈砂機能を表す指標として、表面負荷率がある。表面負荷率 $V_0$ は、沈砂池に流入する流量を $Q$ 、沈砂池の面積を $A$ とすると、 $V_0=Q/A$ で計算され、「沈砂池の上端から流入した土砂粒子が、沈砂池の出口において池底に堆積する沈降速度」を意味する。ここで、実際の粒子の沈降速度を $U$ とすると、土砂の除去率は $U/V_0$ となる。従って、除去性能を上げるためには、沈砂池の沈降面積 $A$ を大きくする、流量 $Q$ を小さくする、および、土砂の沈降速度 $U$ （対象粒径）を大きくする、方法があることがわかる。

これらのことから沈砂池は、排砂対象とする土砂の粒径、沈砂池内流速、表面負荷率などから、以下の方法で設計する。図4.44参照。

- 沈砂池は、急勾配主幹用水路の末端に設置する。ただし、流入する土砂量が多い場合は、必要な維持管理の頻度を勘案して、複数の沈砂池を計画する場合もある。また、用地的な制約で沈砂池容量をあまり大きくできない場合も、複数の沈砂池を計画する。
- 排砂対象とする土砂の粒径は、粒径0.08mm～2mmであり、これより粒度の細かいシルトや粘土は沈砂対象とはしない。粒径0.08mm未満のシルトや粘土は沈降速度が非常に遅く、主として浮遊形式で輸送され、河床を移動する土砂の中にはほとんど存在し得ないためである。沈砂対象物の水中での滞留時間は10～20分が一般的となっている。また、仮にこれらシルト・粘土を沈降するための沈砂池を計画した場合、過大な施設となる。
- 沈砂池内の平均流速は2～7cm/s程度となるように、沈砂池の流れの断面形状（幅、深さ）を決定する。平均流速をこの程度の速度に保つことで、沈砂が再浮上して動き出さないことが、経験的に得られている（出典：水道施設設計指針）。また沈砂池の深さは維持管理性を考慮して2m程度とする。なお、沈砂池の面積を大きくすれば深さは浅くでき、深くすれば面積は小さくできる。用地の制約がある場合は面積を小さくせざるを得ないが、沈砂池の面積を大きくし深さを浅くする方が、土砂浚渫などの維持管理が容易である。
- 沈砂池の長さは、以下の式により算定でき、土砂の粒径と沈降速度の関係は、表4.10の通りである。粒径0.08mmまでの土砂を対象としているので沈降速度 $U$ は0.6cm/s(0.006m/s)、有効水深 $H$ を2.0m、沈砂池内平均流速 $V$ を7cm/s(0.07m/s)とすると、必要な沈砂池の長さは、 $1.5\sim 2.0 \times (2.0/0.6 \times 7) = 35\sim 47\text{m}$ と計算できる。これより、沈砂池の長さは40～50mと設定する。

$$L = K \times (H/U \times V) \dots\dots\dots (4.17) \text{ 2), [12]を参照}$$

ここに、 $L$ ：沈砂池の長さ(m)、 $K$ ：係数(安全率)  $K=1.5\sim 2.0$ 、 $H$ ：有効水深(m)、 $U$ ：除去すべき土砂の沈降速度(cm/s)、 $V$ ：池内平均流速(cm/s)

表4.10 土砂の沈降速度<sup>2)</sup>, [12], 13)を参照]

粒径 (mm)	沈降速度 (cm /s)	沈降速度 (m/s)
0.30	3.2	0.032
0.20	2.1	0.021
0.15	1.5	0.015
0.10	0.8	0.008
0.08	0.6	0.006
0.06	0.3	0.003
0.04	0.1	0.001
0.02	0.03	0.0003
0.01	0.01	0.0001

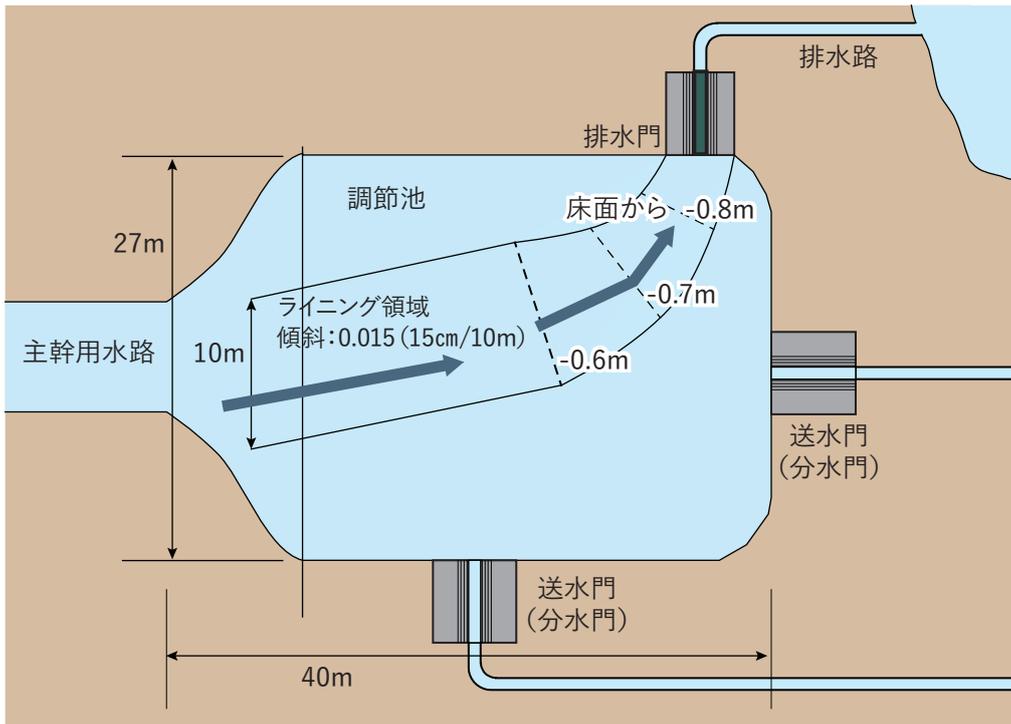
- 沈砂池における土砂除去率を100%と仮定すると、堆砂対象粒径を0.08mm以上とした場合、沈降速度が0.6cm/s (0.006m/s) となり、表面負荷率 $V_0 = Q/A$ を0.6cm/s (0.006m/s)として沈砂池の必要面積を計算する。対象粒径が0.08mmより大きい場合は、表面負荷率 $V_0$ をより大きくでき、沈砂池面積 $A$ を小さくすることができる。逆に、対象粒径をより小さくする場合は、表面負荷率 $V_0$ をより小さくする必要があり、沈砂池面積 $A$ を大きくしなければならない。
- 沈砂池の浚渫は、浚渫作業に伴う取水停止期間が長くなり過ぎることのないよう、堆砂深さが50cm程度となる毎に実施する。沈砂池に堆積する1日当たりの土砂量は、第3章における流量の調査で得られる土砂濃度を用いて以下のように算定される。

$$V = \frac{d \times (Q_i - Q_d) \times 60 \times 60 \times 24}{1900} \dots\dots\dots (4.18)^2$$

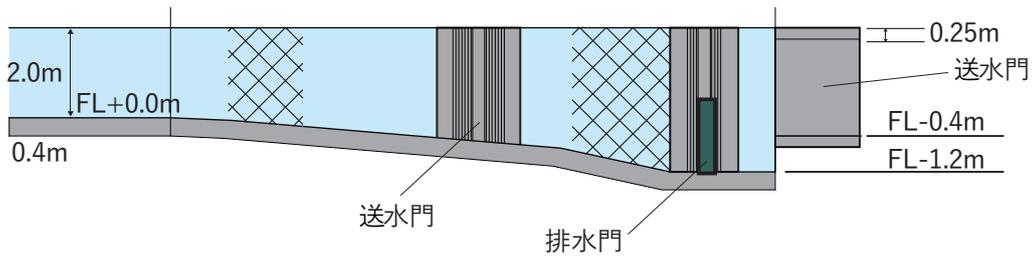
$$F = \frac{0.5 \times A}{V} \dots\dots\dots (4.19)^2$$

ここに、 $V$ : 1日あたりの堆積土砂量( $m^3$ /日)、 $d$ : 土砂濃度( $g/\ell$ )、 $Q_i$ : 取水量( $m^3/s$ )、 $Q_d$ : 排水量( $m^3/s$ )、 $F$ : 浚渫頻度(日)、 $A$ : 沈砂池面積( $m^2$ )、堆積土砂の単位堆積重量:  $1900g/m^3$ 、堆積土砂深さ:  $0.5m$

上式より、土砂濃度および取水量が多いほど堆積土砂量が増すため、浚渫頻度は多くなる。また、沈砂池面積が広いほど浚渫頻度は少なくなる。



沈砂池（調節池）平面模式図



沈砂池（調節池）縦断模式図

図4.44 沈砂池の平面および縦断模式図<sup>3)</sup>

### コラム4-3：沈砂池の浚渫頻度

ミラーンにおける沈砂池の諸元は、「緑の大地計画」では以下のようになっており、PMSの実績では、ミラーンにおける夏場の沈砂池での堆砂量は、1週間で450m<sup>3</sup>におよび、毎週浚渫作業が必要になっている。また、冬場においては2ヵ月に1度の浚渫作業が行われている。

堰	諸元	容量	取水量
ミラーン	27m×40m×2m	2,160m <sup>3</sup>	渇水期：2.0m <sup>3</sup> /s 洪水期：4.0m <sup>3</sup> /s

上記によれば、洪水期の浚渫土砂量は沈砂池容量の20% (=450/2160) 程度、砂の堆積深さ40cm程度 (=450/(27×40)) 程度の堆積深に達した状態で浚渫作業を実施していることが分かる。

この時の土砂濃度は、以下のように推定される。

1日の堆砂量 =  $450 \div 7 = 64.3 \text{ m}^3 / \text{日}$ 、砂の単位体積重量を  $1,900 \text{ g/m}^3$ 、排水門からの排水量を  $1.53 \text{ m}^3 / \text{s}$  (排水門開口高30cm) とすると、砂の重量は

$64.3 \text{ m}^3 / \text{日} \times 1,900 \text{ g/m}^3 = 122,143 \text{ g}$  と計算され、この時の土砂濃度は、

$122,143 \text{ g} \times 1,000 \text{ g} / ((4 \text{ m}^3 / \text{s} - 1.53 \text{ m}^3 / \text{s}) \times 60 \text{ s} \times 60 \text{ min} \times 24 \text{ hr} \times 1000 \text{ l}) = 0.57 \text{ g/l}$  程度と推定される。

#### 4.4.4 | 沈砂池（調節池）の構造設計

##### (1) 周囲護岸の設計

沈砂池（調節池）は、石積みおよび蛇籠工によって護岸を施す。護岸の設計方法は、「4.3.4主幹用水路の構造設計」に基づく。

##### (2) コンクリート排砂路の設計

沈砂池（調節池）の底面には、 $1/70 \sim 1/100$ の勾配をもつ幅10m程度のコンクリート排砂路を設置し、流速 $3 \text{ m/s}$ 以上で沈砂池内の砂混じりの水を排水門に導いてフラッシュ・アウトする。写真4.17参照。



写真4.17 沈砂池底面のコンクリート排砂路と排水門<sup>3)</sup>

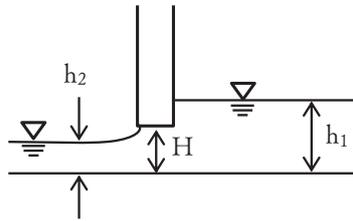
##### (3) 排水門の設計

沈砂池（調節池）の排水門はスライドゲートとし、沈砂池の底水を土砂と共に排出して、浚渫手間の頻度を軽減する。排水門の敷高は、池底面よりも80cm程度低くして、排水門に土砂を導く。排水門から排出された土砂混りの水は、「図4.41 排水門縦断図」に示すように、鉄筋コンクリート製の函渠を経由して、河川や排水路に導く。この函渠は、上部と側面に作用する土圧、車両等の上載荷重を考慮して設計する。函渠の下部には、深さ1m程度の直接基礎を構築し、さらにその上部に厚さ40cm以上の鉄筋コンクリート底版を構築する。

沈砂池（調節池）の排水門の正面図および排砂イメージは写真4.18および図4.45に示すとおりである。排水門下部の開口部はオリフィスのような働きで排水し、これによって沈砂池底に堆積した土砂をフラッシュする。排水門底部からの排水量は、樋門・カルバートからの流出量計算に用いる以下の式により計算する。

前述 4.4.3の沈砂池内の流速は、沈砂池へ流入した水のうちの一定量を排水門から排水させること

で確保される。排水門の開度は、沈砂池から下流の必要灌漑水量が確保され、かつ、沈砂池内の水が排水門から排水される際に、沈砂池内の最低流速 2 cm/s 程度が確保されるように設定する。排水量の計算結果は、前述4.4.3に示す、沈砂池（調節池）の浚渫頻度の検討にも用いられる。



潜り流出： $h_2 \geq H$   $Q = CBH\sqrt{2g(h_1 - h_2)}$   $C = 0.75$  .....(4.20) <sup>2), [14]を参照</sup>

中間流出： $h_2 < H$ かつ $h_1 \geq 3/2H$   $Q = CBH\sqrt{2gb_1}$   $C = 0.51$  .....(4.21) <sup>2), [14]を参照</sup>

自由流出： $h_2 < H$ かつ $h_1 < 3/2H$   $Q = CBh_2\sqrt{2g(h_1 - h_2)}$   $C = 0.79$  .....(4.22) <sup>2), [14]を参照</sup>

ただし、自由流出で $h_1/h_2 \geq 3/2$ の場合は $h_2 = 2/3 h_1$ に置き換える。

ここに、 $H$ ：樋門・カルバートの高さ、 $B$ ：幅、 $h_1$ ：流出口の敷高から測った高い方の水深、 $h_2$ ：低い方の水深。



写真4.18 沈砂池の排水門開口部と流出部の写真<sup>1)</sup>

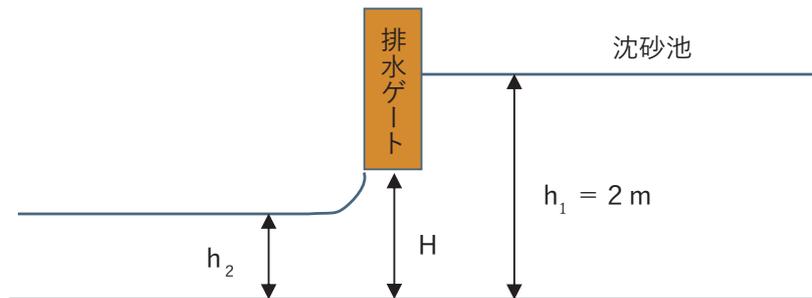


図4.45 排水門からの排水のイメージ<sup>2)</sup>

#### (4) 送水門および分水門の設計

送水門および分水門は、沈砂池の湛水を堰板で堰止めて、その上水を主幹用水路に導く役割を果たす。取水門で取水した土砂混じりの水は急勾配主幹水路を経て沈砂池に導かれ、土砂を沈降させることによって、沈砂池の上水は清水となる。送水門および分水門の設計手法は、「4.2.6 取水門の設計」と同様である。

## 4.5 貯水池およびサイフォン等の設計

### 4.5.1 貯水池およびサイフォン等の設計基本方針

貯水池およびサイフォン等の設計において、必ず守るべき重要な留意事項は、以下の通りである。また、貯水池およびサイフォン等の設計手順は図4.46の設計フローに示す通りである。

- 以下のような地形・地質条件に当てはまる場合は、流水による決壊リスクが高いため貯水池は避け、サイフォンを原則とする。
  - ワジまたは川の流域面積が大きい場合
  - 堤防を配置する基礎地盤において透水性の高い砂質層が厚く、基礎部に水みちが形成されて破堤の可能性が懸念される場合
  - 貯水池盛土の斜面地山取り付け部（アバット）に地滑りの兆候などが有る場合
  - 水面の高さが異常に高い場合は、自ずと広い盛土幅が必要となるが、用地的な制約から必要な盛土幅を確保出来ない場合
- 貯水池を設置するのは、ワジまたは川の流域面積が小さく、洪水流や土石流の総量が比較的小さく、貯水池容量でそれらを吸収することができる場合とする。いわゆる、砂防堰堤の役割を果たしている。貯水池の採用検討においては、貯水池が背負う斜面の流域面積を考慮し、貯水池の余裕高分や貯水池に続く下流の主幹用水路で、洪水流や土石流の容量を吸収することができるか否かの確認が必要である。
- サイフォンは、土砂による埋没・閉塞が生じないように、沈砂池を経由した後の主幹用水路に設置する。なお、サイフォンの立坑には転落防止のため、防御網を設置する。
- 洪水流の規模が小さく、流路幅が限定されて主幹用水路上を流下する場合は、洪水通過橋の設置を行う。

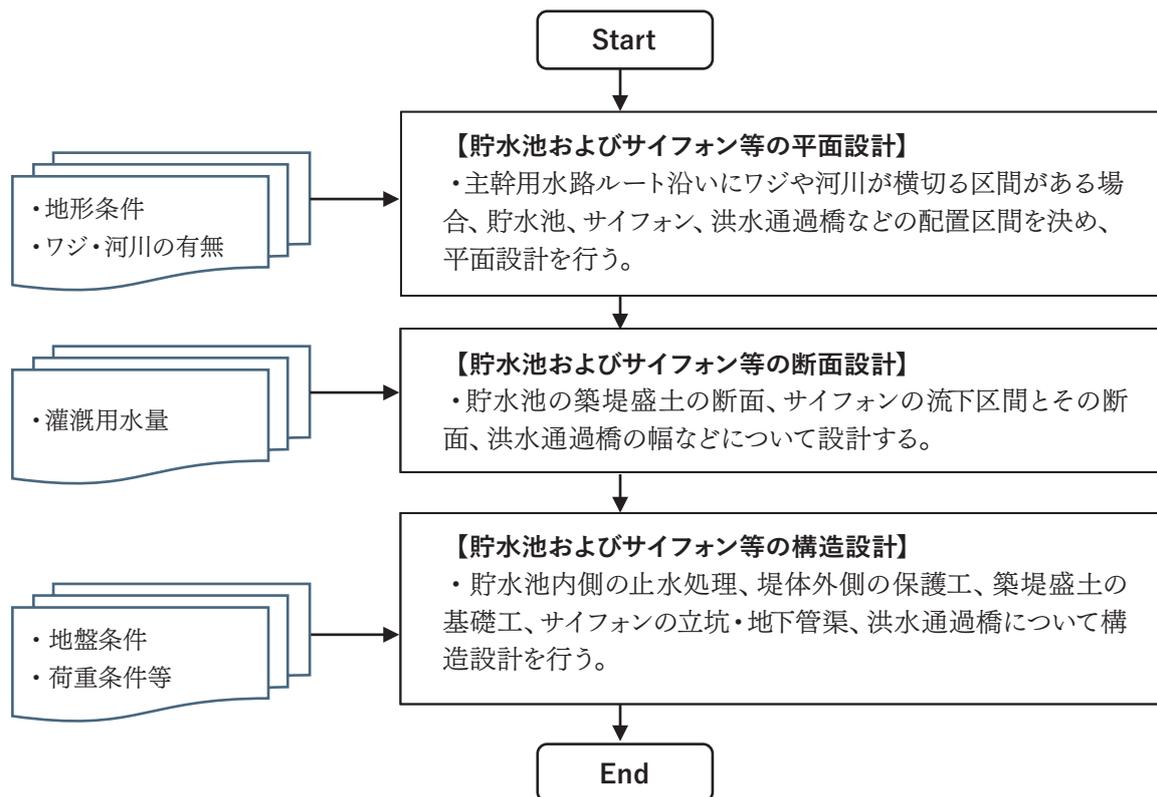


図4.46 貯水池およびサイフォン等の設計手順<sup>2)</sup>

## 4.5.2 | 貯水池およびサイフォン等の形式と設計方針

### (1) 貯水池およびサイフォン等の形式

貯水池は、築堤盛土、貯水池内ブランケット工、堤体外側法面保護工、ドレーン工、天端保護工等で構成される。貯水池の堰堤は、コンクリート構造とされる場合もあるが、PMS方式灌漑事業では土堤を基本とする。貯水池の堤体は、現地発生土を基本としつつ良質の砂質土で構築し、貯水池の内側は粘性土による止水処理を行い、堤体の外側法面は樹林帯によって保護する。更に透水性の良い砂利を敷いて雨水や浸透水の排水処理を行う。

土堤は、コンクリート堰堤に比べて安価であり、コンクリート堰堤ほどの堅固な基礎地盤は不要であり、アフガニスタン国内で調達可能な資材で構築可能であるため、地元住民による維持管理がし易いという特徴を持つ。なお、サイフォンや洪水通過橋については、土圧や水圧、上載荷重を背負うことから硬固な構造が必要であり、一般的にコンクリート構造が用いられ、PMS方式灌漑事業においても同様にコンクリート構造とする。貯水池の形式比較を表4.11に示す。

表4.11 貯水池の形式比較

土堤 (PMS灌漑施設として採用)	コンクリート堰堤 (多くの国で採用)
 <p data-bbox="189 750 293 775">写真出典<sup>3)</sup></p>	 <p data-bbox="817 750 991 775">写真出典：JICA</p>

## (2) 貯水池およびサイフォン等の設計方針

既存のPMS灌漑事業における貯水池およびサイフォン等の設計諸元は以下に示す通りである。貯水池の構造については、貯水池盛土構造の止水、排水、法面および天端保護等を目的として、以下の諸元をPMS方式灌漑事業の標準設計とする。一方、それ以外の仕様については、以下の実績諸元を参考としつつ、ワジや河川等の地形条件やその特性、計画灌漑用水量など、それぞれの地域の条件に応じて設計する。図4.47に貯水池断面図の例、図4.48にサイフォンの平面図および断面図の例を示す。

- 貯水池の構造 : 礫混じり砂質土による土堰堤、粘性土によるブランケット工、堤体外側における樹林帯による法面保護および透水性砂利による排水処理、天端保護
- 貯水池の長さ と 幅 : 長さ 150～350m、幅 100～250m
- 貯水池の深さ : 5～8 m
- 堤体の幅 と 高さ : 幅 100～150m、高さ 15m
- サイフォンの長さ と 断面 : 長さ 20～200m、断面 1.2m x 1.2m
- 洪水通過橋の長さ と 幅 : 長さ 30m 以上、幅は用水路幅に合わせる

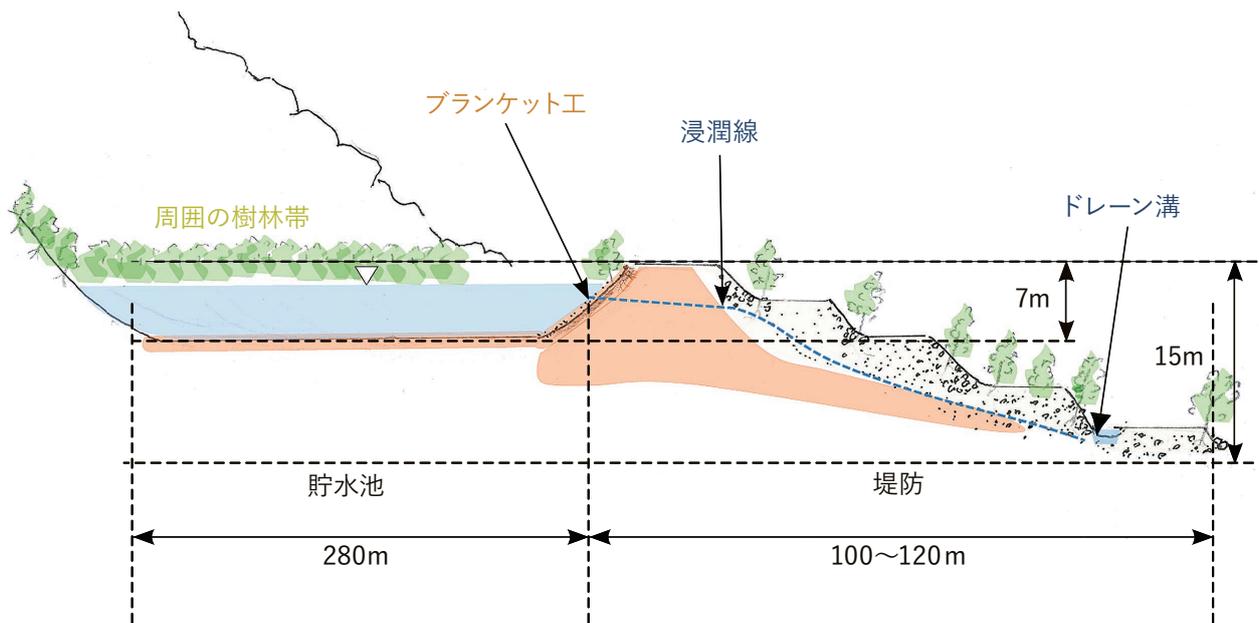


図4.47 貯水池断面図の例<sup>3)</sup>

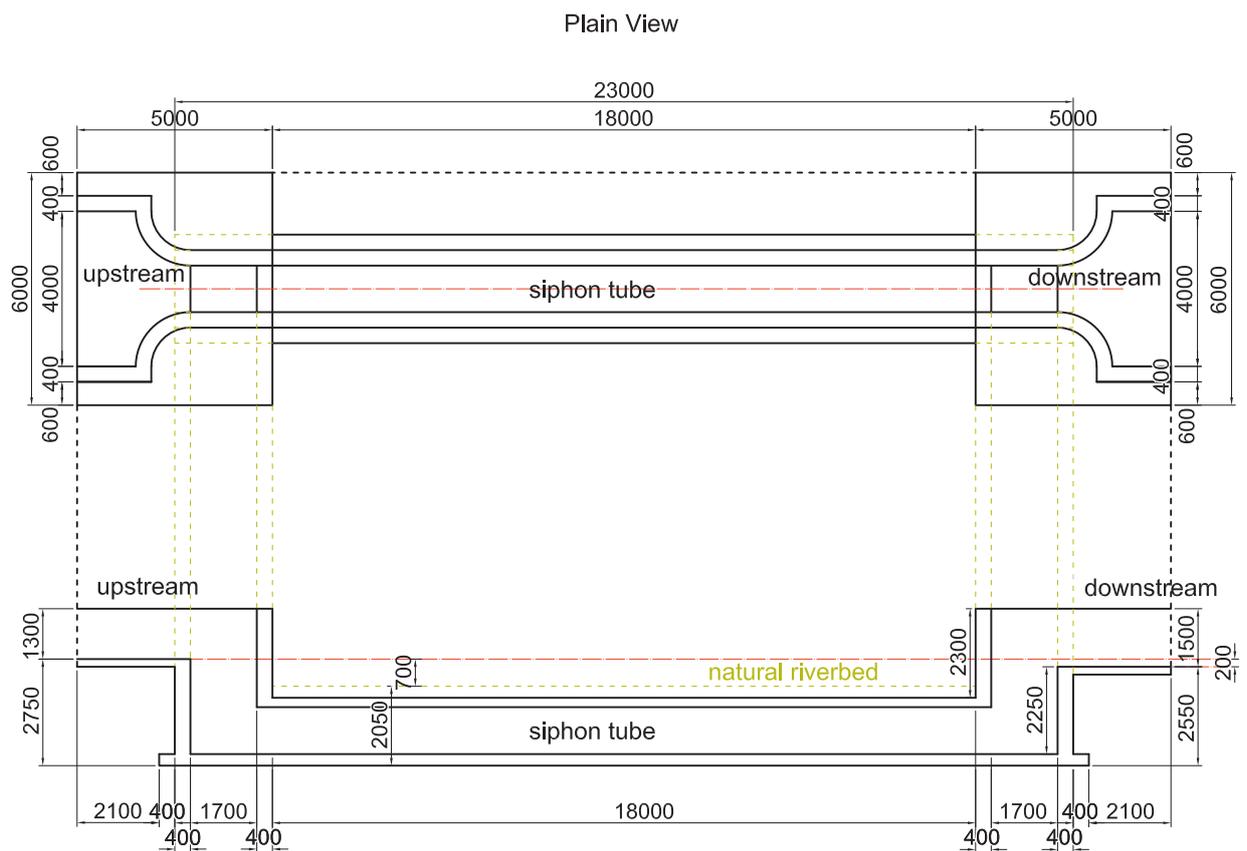


図4.48 サイフンの平面図および断面図の例<sup>1)</sup>

### 4.5.3 | 貯水池およびサイフォン等の平面設計

全長何kmにも及ぶ主幹用水路は、山麓を這わせ谷を横切り、洪水流や土石流が発生するワジや川を横断しなければならないことも多い。露岩している山麓部に主幹用水路を通す場合、岩盤掘削による多大な労力と費用を避けて、谷側に大規模な盛土を造成してその上に主幹用水路を通す。勾配がきつく小さな谷を横切るときは、貯水池を構築して谷からの流水を取り込むと共に、洪水流・土石流対策とする。この貯水池は、渇水時に利水できるため池および配水調整の役割も果たすことができる。谷が非常に小さく、洪水流・土石流が小規模と予想される場合は、洪水通過橋とすることもできる。横切る谷が大きく勾配が緩やかである場合は、主幹用水路の一部区間をサイフォンとし、洪水流・土石流から主幹用水路を守る。貯水池およびサイフォン等の平面設計の方法は以下の通りである。

- 貯水池は、図4.49のように山麓部において、山側の急峻な斜面が主幹用水路ルートの間近に近設している区間で、概ね勾配15°以上の急峻な斜面を洪水流や土石流が流下する場合に設置する。これによらず、図4.50のように主幹用水路脇の斜面が勾配の緩やかな谷地形である場合は、サイフォンまたは洪水通過橋を設置する。サイフォンと洪水通過橋の写真を写真4.19に示す。

表4.12 斜面からの洪水流および土石流対策<sup>2)</sup>

施設の種類	選定条件
貯水池	・比較的流域の小さい急峻な斜面が主幹用水路ルートの間近に近設して、小規模な洪水流や土石流が想定される場合。なお、現地状況が前述「4.5.1 貯水池およびサイフォン等の設計基本方針」に示す条件に該当する場合は貯水池の適用は避ける。
サイフォン	・主幹用水路の勾配が比較的緩やかで流域面積の大きい川やワジを横断する場合や、洪水流の水位が異常に高く主幹用水路沿いに堤防が必要となる場合。
洪水通過橋	・洪水流の規模が小さく、洪水の流下幅が限定されている場合。

- 貯水池の築堤は、主幹用水路の護岸天端が山麓部の尾根と交わる点を結ぶようにその法線を設定し、土堤と谷で囲まれる部分が貯水エリアとなる。貯水池の面積および貯水容量はできるだけ大きく確保する。
- サイフォンまたは洪水通過橋の設置区間は、衛星画像あるいは周辺住民への聞き取り調査によって、洪水流・土石流が谷や斜面を流下している範囲や状況を確認して、さらに、将来の洪水流・土石流の発生規模を予想して、主幹用水路に被害が及ばないように設定する。洪水流・土石流が広範囲に分散して流下する場合は、山腹部に盛土と蛇籠から成る導流堤を設置して洪水流・土石流を集め、サイフォンまたは洪水通過橋の設置区間を設定する。

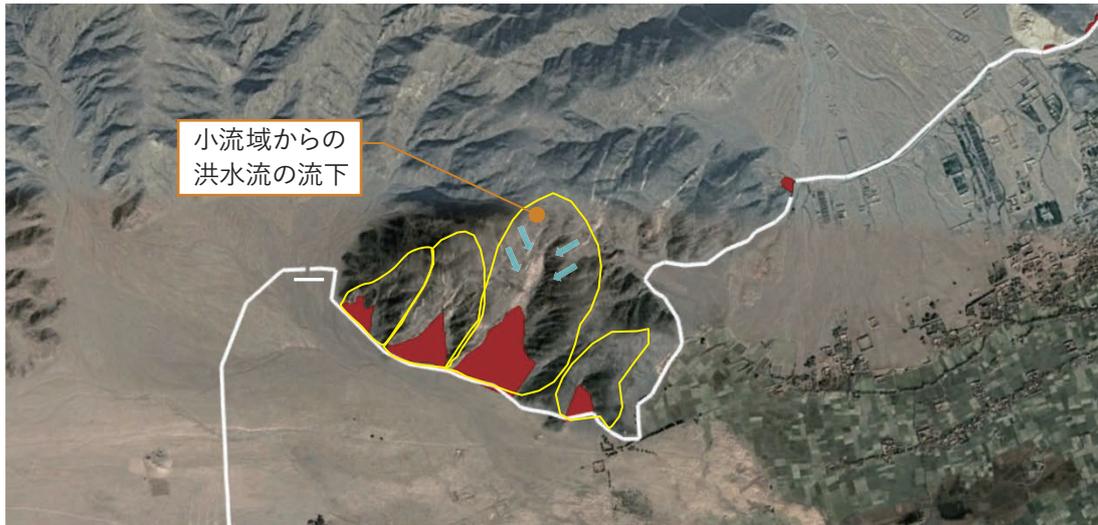


図4.49 山麓部における貯水池の設置 (マルワリードI) <sup>2)</sup>



図4.50 洪水流下区間におけるサイフォンの設置<sup>2)</sup>



写真4.19 洪水流流下区間を横切るサイフォン (建設中) および洪水通過橋<sup>1)</sup>

#### 4.5.4 | 貯水池の断面および構造設計

貯水池の断面および構造設計の方法は以下の通りである。

- 堤体は、現地発生土を基本としつつ砂質土を主体とした材質で構成する。
- 堤体幅は極力広く確保し、貯水池側からの浸透水の浸潤線を下げる。
- 盛土の基礎が軟弱な場合は、基底部を厚さ1.5m前後で砂や砂利に置換する（サンドマット工法）。
- 貯水池側の堤体斜面には、不透水性のシルト質粘土を敷き詰める（ブランケット工法）。
- 貯水池とは反対側の堤体法面は、砂利や巨礫で覆ってドレーンを設け、浸潤線を下げる。
- 堤防の頂点（天端）を厚い砂利などで覆い、雨水による堤防本体の軟化を防ぐ。
- 貯水池が取り付く山側および貯水池天端を囲うように植林して、貯水池に流入する洪水の流速を抑制する。
- 万一の溢水・氾濫による流水の流速を軽減し破壊的な被害を抑えるために、堤防裏法尻が地盤面と接する周辺は、遊水地化して広く樹林帯を設ける。

上記を図示したものを図4.51に示す。

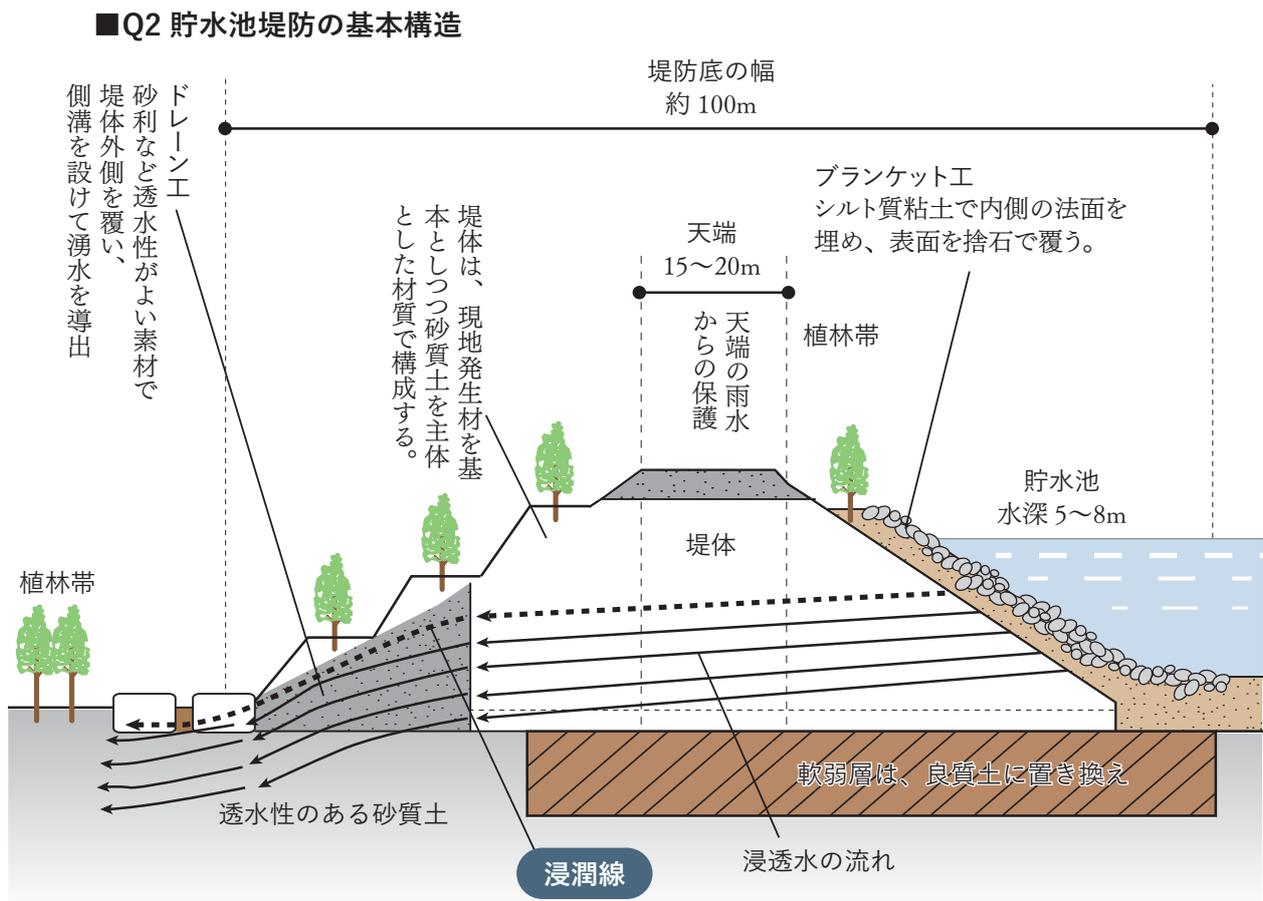


図4.51 貯水池の土堤の基本構造<sup>15)</sup>

#### コラム4-4：貯水池の浸透水とその処理について（中村医師の報告）

貯水池は、水底が自然地面より高く、かつ水路と比べ水深が深いため漏水が発生する。

- ・貯水池の流水は、浸透して堤内を流れる。
- ・水位が高いと堤防を浸透して「漏水」として地面に現れる。
- ・地盤が砂質の場合は、堤防の下をくぐって湧き出してくる（ポイリング）。
- ・盛土の堤防では、これらの水の抜け道が空洞をつくってパイプのように流れ出す恐れがある。
- ・厚い砂の層で覆われている沙漠の谷に、堤防を造る必要がある。

以上のことより、貯水池の造成では次のような方法を検討する。

- 1) 堤防の内側をシルト質粘土のような、水を通しにくい物質で覆う（ブランケット工）。
- 2) 堤防本体をできるだけ厚くとして浸潤線を下る。
- 3) 堤防の外壁を石垣や植樹で強化し、下段に砂利の層で浸透水の吐き出し口を設ける（ドレーン工）。
- 4) 堤防の頂点（天端）を厚い砂利などで覆い、雨水による堤防本体の軟化を防ぐ。
- 5) なお、基礎地盤が厚い砂の層で覆われている場合は、現地発生土を基本としつつ、粘土分を適度に含んだ良質土で置き換える

以上の対策によってほぼ満足できる結果が得られる。浸透量の推定は実際に行うと難しく、工事後の状況を観察しながら処理方法の検討を行う。

#### 4.5.5 | サイフンの断面および構造設計

サイフンの断面および構造設計の方法は以下の通りである。

- ・サイフンは、立坑と地下管渠から構成される。横断障害物（ワジや川など）の両側に垂直の立坑を設け、それらを水平または下流に向かって下り勾配をもった地下管渠で結ぶ構造とする。
- ・サイフンは、地下管渠の断面を縮小して、サイフン内の流速は直上流の主幹用水路流速の20%～30%増とし、水勢によって土砂の堆積を防止する構造とする。
- ・サイフンの立坑の入り口には、上流側および下流側の両方にゲートまたは角落としを設けると共に、転落防止用の柵を設ける。
- ・地下管渠は、サイフンの立坑に確実に差し込み、抜け出しが発生しないようにする。また、立坑と地下管渠は、不連続な構造物であることから、管渠の接続部でクラックが発生しないよう、接続部付近は確実に埋め戻し・締固めを行って立坑と地下管渠が異なる挙動を起こさないように配慮する。

- サイフォンの立坑には、地下管渠内への土砂の流入を防ぐ目的および立坑からの土砂搬出の作業性を考慮して上下流両側とも深さ50cm程度の泥溜めを設ける。
- 計画灌漑用水量流下時のサイフォン上下流の設計水位差は、次式で算定される損失水頭（動水勾配による損失、速度水頭損失、余裕）を確保する必要がある。サイフォンの構造と損失水頭の関係は、図4.52に示す通りである。

$$H = i \cdot L + \beta \cdot \frac{V^2}{2g} + \alpha \quad \dots\dots\dots (4.23)^{2), [16]を参照}$$

ここに、 $H$ ：サイフォンの損失水頭(m)、 $i$ ：サンフォン地下管渠内の流速に対する動水勾配、 $L$ ：サイフォン地下管渠の長さ(m)、 $g$ ：重力加速度 (=9.81m/s<sup>2</sup>)、 $\alpha$ ：50～80mm、 $\beta$ ：1.5を標準とする。

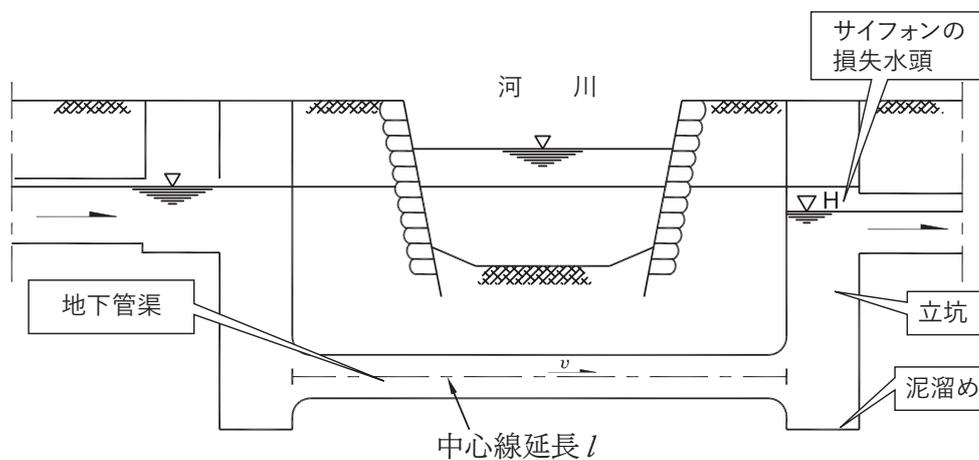


図4.52 サイフォンの構造と水位 <sup>2), [16]を参照</sup>

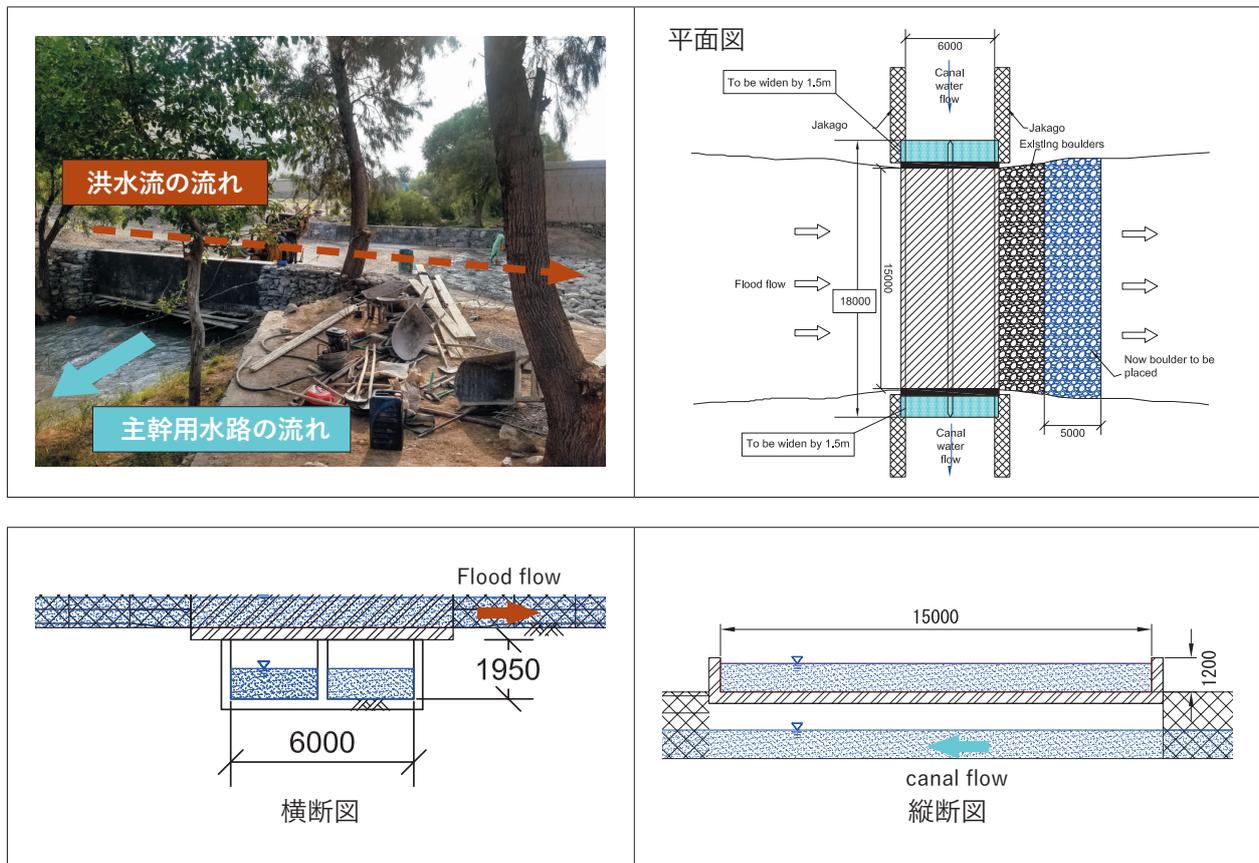
#### 4.5.6 | 洪水通過橋の断面および構造設計

洪水通過橋は、サイフォンと同様、洪水流や土石流が主幹用水路を横断する箇所に設置する。洪水通過橋の設計は以下の手順で行う。

- 比較的小規模の洪水流が主幹用水路を上越しする場合で、流路幅が限定的な場合に洪水通過橋を設置する。図4.53参照。
- 洪水通過橋の幅は、洪水流の通過幅程度を確保する。洪水通過橋がコンクリートの自重、洪水通過時の水の荷重および常時の車両や群衆荷重に対して耐力のある構造とする。図4.54参照。
- 洪水通過橋のスラブと地面の接合部に巨礫を埋め込んだ後、更に巨礫の隙間にミルクセメントを流し込んで、接合を一層強固にする。写真4.20参照。



図4.53 洪水流下位置における洪水通過橋の設置<sup>2)</sup>



注：橋の幅は本来30m以上とする予定だったが、土地収用の問題で18mまでしか拡幅出来なかった。

図4.54 洪水通過橋の写真および図面<sup>2)</sup>

巨礫の隙間にミルクセメントを流し込んで、接合を強固にする。



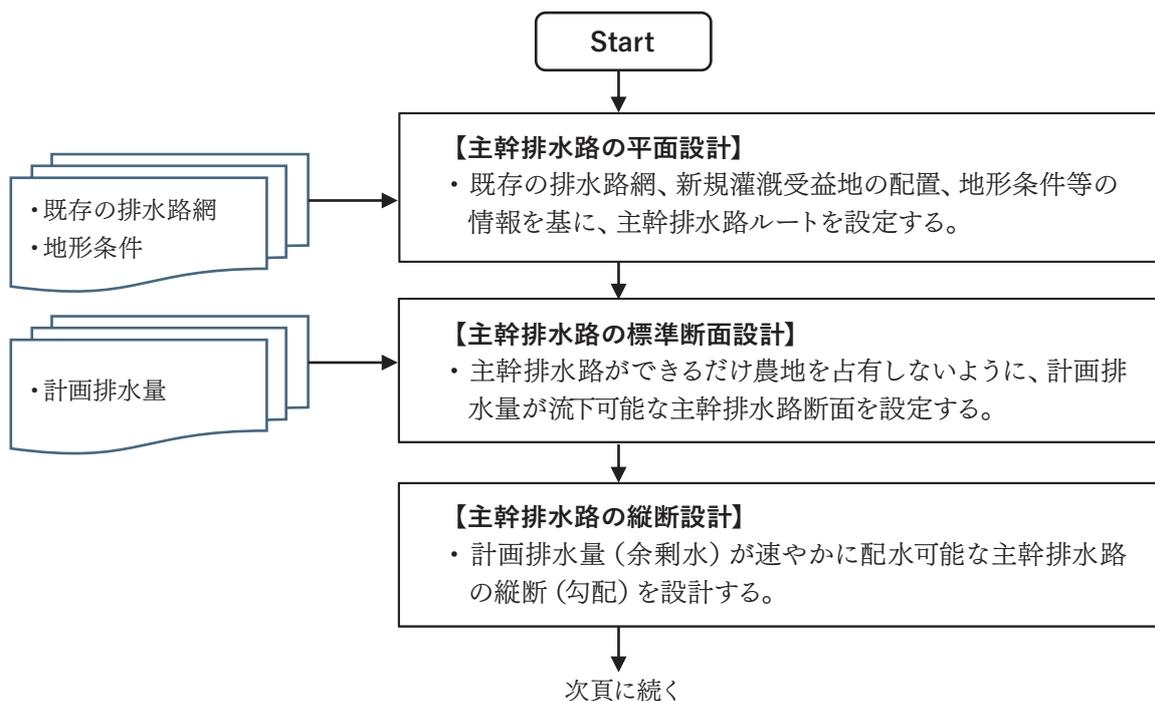
写真4.20 洪水通過橋のスラブと地面の接合部<sup>1)</sup>

## 4.6 主幹排水路の設計

### 4.6.1 主幹排水路の設計基本方針

主幹排水路の設計において、必ず守るべき重要な留意事項は、以下の通りである。また、主幹排水路の設計手順は図4.55の設計フローに示す通りである。

- 排水方式には、自然排水方式とポンプなどによる機械排水方式があるが、建設費および維持管理の観点から、自然排水方式とする。
- 主幹排水路は、できるだけ周辺農地を占有せず排水を促進するために、適切な水路幅の掘り込み水路形式を原則とする。築堤による主幹排水路形式はできるだけ避ける。





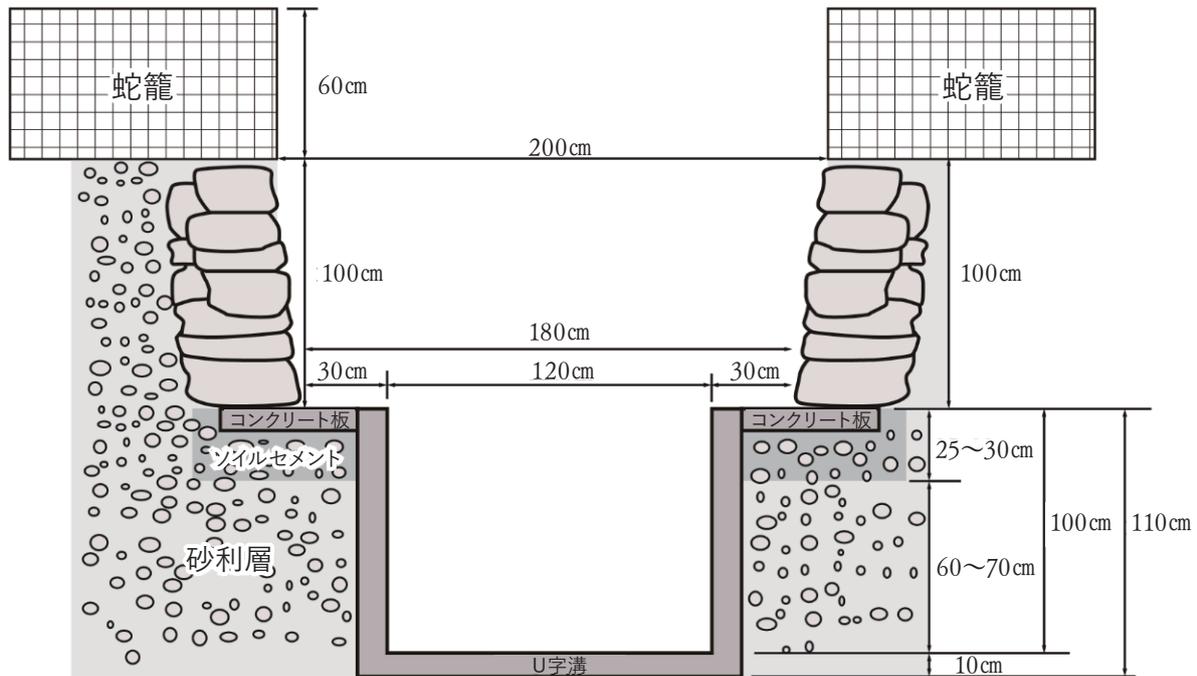


図4.56 プレキャストU型水路構造の主幹排水路の断面<sup>3)</sup>

#### 4.6.3 | 主幹排水路の諸元設計

##### (1) 主幹排水路の平面設計

主幹排水路は、灌漑受益地の余り水や雨水を速やかに排水することを目的とし、排水先となる河川の計画洪水位を勘案して十分な水頭を確保し、効率の良い主幹排水路設計を行う。主幹排水路の平面設計の方法は以下の通りである。

- 灌漑受益地においては、地域の地形・地質条件や社会条件に応じて、古くからの貯留地域の存在を踏まえ多かれ少なかれ、既存の排水路系統が形成されてきている。そのため、地域の排水路網を調査して既存の排水ブロック構成を把握し、これを主幹排水路設計のベースとする。
- 灌漑受益地内の排水・湛水状況および湿地化状況を調査する。湿地化が著しい場合は、主幹排水路の河川への吐口を下流側に移転して排水水頭を確保し、より速やかな排水ができるような工夫を検討する。
- 新たな灌漑受益地からの排水は、その排水ブロックの最も低い場所で、主幹排水路にできるだけ近い地点で既存排水路と接続する。その際、新規排水ブロックの排水口の標高が、接続先の既存排水路よりも高いことを確認する。また、排水口は流砂や漂砂で閉塞することがないように位置とする。新規排水ブロックと既存排水ブロックの接続のイメージを図4.57に示す。
- 灌漑受益地の各排水ブロックからの排水を枝状に伸びた地域の排水路網で集水して、主幹排水路に集めて排水できる、効率の良い排水路網を形成する。
- 主幹排水路のルートは、排水を安全かつ効率的に流すことができるように、なるべく直線または緩やかなカーブを持つ線形とする。



## (2) 主幹排水路の標準断面設計および縦断設計

主幹排水路は、計画排水量が流下できる縦断勾配および標準断面を確保する。主幹排水路の縦断設計および標準断面設計の方法は以下の通りである。

- 計画排水量は、取水量から必要灌漑水量を差し引いた余剰水に雨水排水量を加えた値として計算できるが、現実には計算精度が極めて低いと言わざるを得ないことから、原則として、実際の排水量を測定して、その実測値から設定する。
- 主幹排水路の標準断面は、計画排水量が流下可能な断面とする。主幹排水路の幅を大きくすると貴重な農地を狭めてしまうため、主幹排水路幅は過度に広くしない。
- 主幹排水路は、計画排水量に対して余裕のある断面とする。
- 主幹排水路の流下能力は、マンニングの式を用いて計算する。また排水路の粗度係数は水路の構造に応じて適切な値を適用する。
- 主幹排水路と主幹用水路や道路の交差点では、主幹排水路の一部区間を暗渠化するなどして対応する。

## (3) 主幹排水路の構造設計（プレキャストU型水路構造の場合）

プレキャストU型水路構造の主幹排水路は、図4.56に示す標準断面を原則とする。主幹排水路の構造設計の方法は以下の通りである。

- PMSの実績では、プレキャスト・コンクリートのU字溝は、クレーンでの吊り込み、据え付けの際の施工性を考慮して、1個当りの規格として、重量約660kg、幅120cm、高さ100cmのものを適用しているが、計画排水量により地域の条件に応じた規格のものを適用する。制作はそれほど難しいものではなく、ガンベリ農場内のPMS工房においても製造されている。
- U型水路の基礎は、軟弱地盤を砂利で置換して形成する。
- 主幹排水路は、プレキャスト・コンクリートU型水路、練石積みおよび蛇籠護岸の複合断面で形成され、各々の構造は分離しているため、構造物背面の埋め戻し・締固めは緩みのないように入念に行う。
- 最下段部のU型水路は、上部練石積みおよび蛇籠護岸の荷重および背面土圧を背負うことから、これらの荷重に耐えうる鉄筋コンクリート部材厚や配筋構造とする。プレキャスト・コンクリートのU字溝設置の様子を写真4.21に示す。
- 練石積みが1：0.1程度の急な勾配で積まれることや、上部蛇籠工の荷重を背負うため、石積みはセメントを併用した練石積み構造として、護岸の安定を確保する。また最上部の蛇籠工は、背面地盤高に応じて高さを調節する。主幹排水路上部の土留めを写真4.22に示す。



写真4.21 プレキャスト・コンクリートU字溝の設置<sup>1)</sup>



写真4.22 主幹排水路上部の土留め<sup>1)</sup>

#### (4) 空石積みによる排水路

既存の排水路網においては、空石積みを小水路内壁の法面保護に用いて構築する。図4.58のように、小水路の内壁法面保護として蛇籠の中詰め材よりも大きめの30cm以上の巨礫を下段に厚く敷き、土圧を受けるように施工し、上部壁面は、より小径の角石を積むと共に柳枝工を施す。空石積み小排水路の施工例を写真4.23に示す。

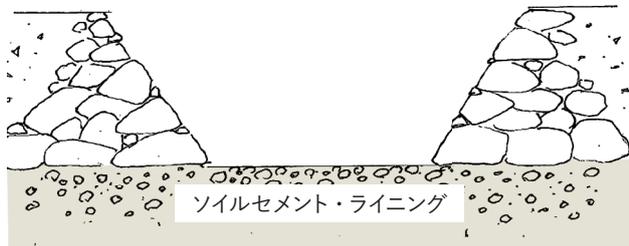


図4.58 小水路壁の空石積み<sup>3)</sup>



写真4.23 小水路壁の空石積み施工例<sup>3)</sup>

