

第 2 章 河川構造物

第2章 河川構造物

第1節 床止め

1 床止め設計の基本

床止めは、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の通常の流水の作用に対して必要とされる機能を有し、かつ安全な構造となるよう、魚類等の遡上・降下等の河川環境を十分考慮して設計するものとする。また、床止めは付近の河岸および河川管理施設の構造に著しい支障を及ぼさない構造となるよう設計するものとする。

〔解説〕

河床低下を防止して河床を安定させ、河川の縦断および横断形状を維持するために設置される横断構造物を床止めという。床止めには落差のあるものとなないものがあり、落差のあるものを落差工、落差のないものを帯工というが、本節でいう床止めはおもに落差工をさしている。

床止めは、平水時及び洪水時において、期待される機能が発揮されるものであることはもちろん、計画高水位以下の洪水時などに構造物に作用する外力に対して安全でなければならない。特に、本体周辺の堤防や河岸が被災すると、大きな災害に至ることがあるので、十分に留意して設計する必要がある。床止めは、本体、水叩き、護床工をはじめ、いくつかの構造物から構成される。各構造物には、流速、水圧、土圧、揚圧力などの外力が作用するが、床止め全体として機能を発揮し、安全性を保つためには、各構造物ごとに適切な外力を選定して、安定検討を行う必要がある。

また、床止めの設計にあたっては、上流側の河床が本体天端より低下することに十分留意して、天端高や上流河道の構造物を設計することが重要である。一方、床止めは、魚類等の水棲生物の遡上・降下の障害となるため、魚道の設置など生態系に配慮した構造について検討する必要がある。さらに、床止めは河川景観の大きな構成要素となるため、周辺の景観と調和するよう配慮することが望ましい。

河川砂防[設計Ⅰ]
H9.10
6.1 (P.48)

2 構造細目

2-1 本体

床止め本体の形状、構造は、河道特性、落差部の流れ、景観、魚類の移動等を考慮して決定するものとする。また、端部の処理などによって床止め全体が安全な構造となるように決定するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
6.2.1 (P.48~51)

[解説]

1 床止めの構成

床止めの本体には、一般にコンクリート構造のものと、根固ブロック等を用いて屈とう性をもたせた構造のものがあるが、本節では、設置事例が多く一般的な構造であるコンクリート構造についておもに示している。屈とう性構造の床止めを設計する場合には、外力に対する安定検討は、本節に示すコンクリート構造に対する手法と同様の考え方により実施することができる。屈とう性をもつ床止めは、作用する揚圧力が大きくなり、床止めが一体となって河床になじみ、河床の変化に追従しやすいことなどから設置されるが、上下流の河床変動を護床工が吸収できなければ、床止めとしての機能を失われてしまうことになるため、屈とう性構造の床止めでは護床工の安定性について十分に検討することが重要である。

床止めを構成する構造物各部の名称を図1-1に示す。一般に本体と水叩きは一体でありその区分は明確でないが本節では機能上から別構造物として取り扱うこととした。また、屈とう性の床止めの例を図1-2に示す。屈とう性構造の場合には、平水時の流れが伏流すること等による河川環境への影響について留意する。なお、舟通しについては、必要に応じて設けるものとする。

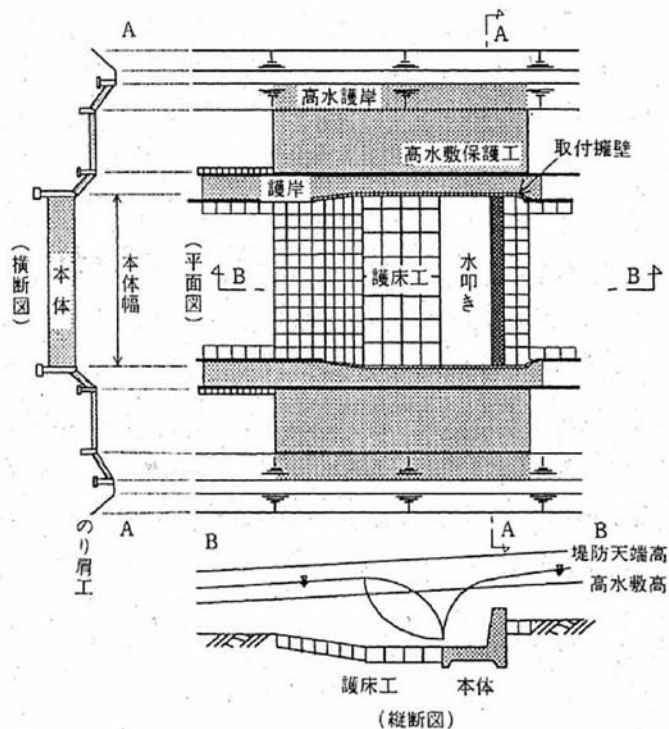


図1-1 床止めの各部の名称

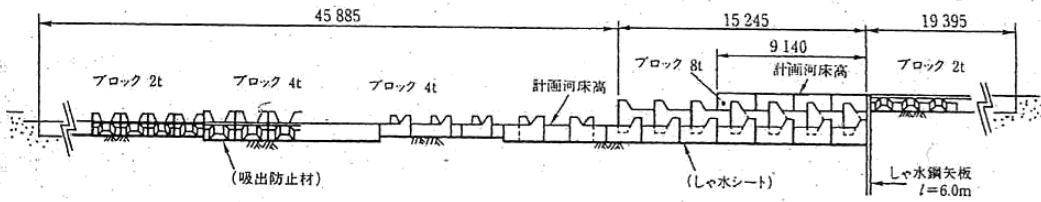


図 1-2 屈とう性の床止めの例

2 横断形状

床止めの天端は、流水が1箇所に集中しないように水平とすることが一般である。ただし、魚道設置のために天端部に切欠きを設ける場合や、水棲生物の遡上降下のための天端形状をV字型にすることがある。この場合には、流水の集中による河床変動や構造物の安全性について十分に留意する必要がある。

床止め本体の端部処理については、従来は堤体に嵌入することとしていたが、この場合、床止め本体と堤体との間で水みちが発生する危険性や、床止め本体が被災を受けた場合に、堤防にまで被災が及ぶ危険性がある。このため床止め本体が被災しても堤防は安全であるように、床止め本体と堤防とは絶縁することが望ましい。特に複断面河道では、高水敷上での流水の乱れが床止め付近の洗掘を生じさせ堤防の決壊を起こす危険性があるため、これを防止することを目的として図1-3(a)に示すように床止め取付部の上下流を擁壁構造の護岸とし、高水敷に保護工を設けることが望ましい。ただし、セグメント1に代表されるような急流河川では、洪水時に高水敷上での流速が速いほか、床止め下流で高水敷から低水路への落込流により高水敷侵食が生じやすい。これを防止するため、図1-3(b)のように床止め本体の両端を堤防表のり尻まで嵌入させ、堤防とは矢板で絶縁し、仮に床止めが被災しても堤防に影響が及ばないようにすることが必要である。

なお、単断面で河床勾配が1/100程度の急流の掘込河道の場合には、安全のため床止め本体を河岸等に嵌入させてもよい。

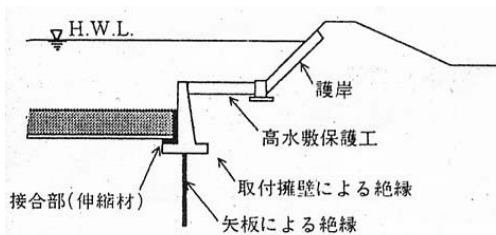


図 1-3 (a) 横断形状(取付擁壁+高水敷保護工)

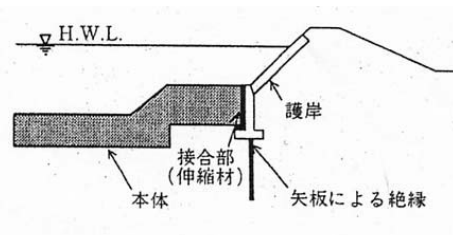


図 1-3 (b) 横断形状(本体の堤防のり尻までの嵌入)

3 縦断形状

本体の縦断形状としては、本体の下流側のり面勾配は一般に1割～5分が多い。なお、流水の落下によって生じると予測される騒音を防止する目的、また魚道の機能を持たせる目的で、本体の下流側のり面勾配を1割以下の緩いものにする場合もある。ただし、落差が大きい場合に緩い勾配にすると、

流速の早い範囲が下流に広がる恐れがあるので注意を要する。

4 水棲生物の遡上・降下に配慮した形状

水棲生物の遡上・降下に配慮した形状としては、魚道を設置しさらに水叩き工の計画天端高を下げる方式や、落差工本体を緩傾斜型の構造とする方式がある。どのような手法を採用するかについては、河道特性、治水上および河川環境上の効果、施工性、経済性、維持管理等の面から検討する必要がある。

緩傾斜型床止めとしては多段式、粗石付斜路式、粗石付斜曲面式等のタイプがある。緩傾斜型の勾配、表面形状の検討は、魚道の設計と同様に水棲生物および河道の特性や流況等を考慮して検討する。

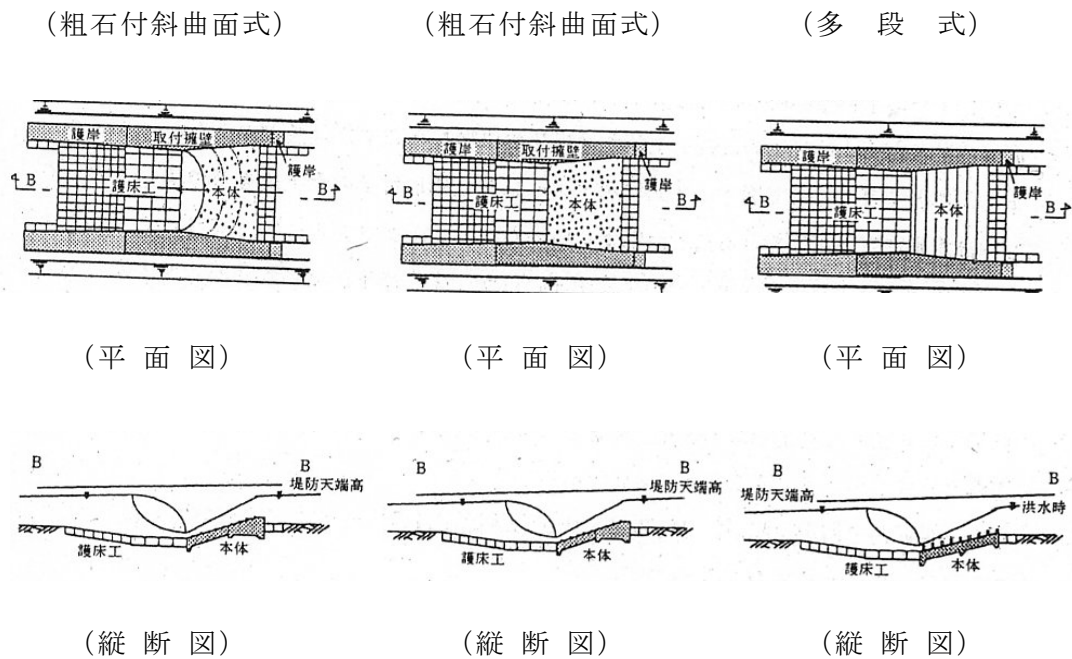


図 1-4 緩傾斜型床止めの種類

2-2 水 叩 き

水叩きは、コンクリート構造を標準とする。また、水叩きは本体を越流する水の浸食作用および下面から働く揚圧力に耐えうる構造として設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
6.2.2 (P.51)

[解 説]

床止めの被災形態としては、本体、水叩き等の下部でのパイピング現象による地盤支持力の低下、流水や転石による水叩きへの直接衝撃、流水による下流部の洗掘および堤体下部からの吸出し、揚圧力に起因する移動等が考えられる。したがって、水叩きは、洗掘等を防げる長さで揚圧力に耐える重量(厚さ)を有するものでなければならない。

上流から流下する流水や転石による水叩きへの直接衝撃や大規模な洗掘に対しては、水叩きを所要の長さで有する強固な構造とし、下流部の洗掘に対しては所要の長さで有する護床工を設置して対処するとともに、間詰め石などにより吸出しを防止する必要がある。パイピングについては、本章 2-5 を参照されたい。

水叩きの縦断形状は、流水の減勢や魚類等の移動を考慮して、下流河床よりも掘り込んで水褥池化する等の工夫を図ることが望ましい。

2-3 護 床 工

護床工は、床止め上下流での局所洗掘の防止等のために必要な長さで構造を有するものとし、原則として屈とう性を有する構造として設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
6.2.3 (P.51)

[解 説]

河状等を考慮して必要がないと認められる場合を除き、原則として床止め本体の上下流には、護床工を設けるものとする。

護床工の工種は、床止め上下流の河床勾配、落差、洪水時の流速、平水時の流況による生態への影響、河床の地質等を勘案して選定するものとする。

護床工の工造は、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間では、例えば、鉄筋により連結されたブロック構造かコンクリート構造等とし、その下流の整流となる区間は、できるだけ流勢を減殺する工法として、一般に、粗朶沈床、木工沈床、改良沈床、コンクリート床版、コンクリートブロック等が用いられるが、できるだけ屈とう性を持たせ、硬い構造のものから漸次軟らかい構造のもので、河床になじみよくするような配慮が必要である。

下流側の護床工の範囲は、落差工による流水の影響がなくなると推定される範囲までとし、上流側の護床工の範囲は計画高水位時の水深以上とする。

特に急流河川では、護床工が長くなる場合が多いので、これを短くするために流れの減勢を目的とした補助構造物を水叩きまたは護床工に設置し、これにより強制的に跳水を発生させエネルギーを減勢する方法がある。強制跳水に必要な補助構造物としては、エンドシル、バツフルピア、段上がりがある。魚類などのためには、段上がりとして水褥池水深を深くする方法がよい。

2-4 基礎

基礎は、上部荷重を良質な地盤に安全に伝達する構造として設計するものとする。

〔解説〕

床止め本体の基礎は、直接基礎、杭基礎が一般的である。

直接基礎は、地盤が良好な岩、砂礫または砂等の箇所で、十分な地耐力が得られる場合に採用する。杭基礎には、既製杭と場所打ち杭がある。既製杭としてRC、PHC杭等を採用する場合には、水平力による曲げ抵抗と継手の強度について検討するものとする。また、鋼管杭を採用する場合には、先端閉鎖効果も検討する。

なお、将来も不同沈下の生ずる恐れのないと判断される場合には、摩擦形式の杭基礎とすることができる。

ここで、杭の許容水平変位は1 cmを標準とする。また、良質な地盤の目安としては、砂層、砂礫層においてはN値が概ね30以上、粘性土層ではN値が概ね20以上と考えてよい。基礎の検討手法は「道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編」による。

2-5 シャ水工

床止めのシャ水工は、原則として鋼矢板構造またはコンクリート構造のカットオフとし、上下流の水位差で生じる恐れのある揚圧力やパイピング作用を減殺しうる構造として設計するものとする。

〔解説〕

シャ水工は、上下流の水位差で生じる恐れのある揚圧力やパイピング作用を減殺するために設けるものである。

ただし、基礎が強固でパイピング作用により本体の安全性に問題のない場合等には、シャ水工を設けなくてもよい。シャ水工としては、一般的にⅡwの鋼矢板を用いる場合が多いが、土質によって、打込み困難等の場合にはⅢw型以上の鋼矢板を使用する場合もある。

本体および水叩き端部に設けられるシャ水工は、取付擁壁および護岸の基礎とを連続させるものとする。また、取付擁壁基礎の矢板は、シャ水矢板と同規模とすることが望ましい。図1-5 シャ水工の設置平面図を示す。

河川砂防[設計Ⅰ]
H9.10
6.2.4 (P.51~52)

河川砂防[設計Ⅰ]
H9.10
6.2.5 (P.52)

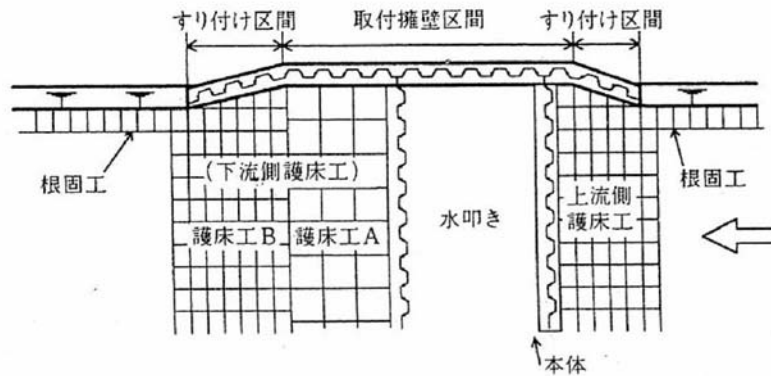


図 1-5 シャ水工の設置平面図

2-6 取付擁壁・護岸

取付擁壁・護岸は、流水の作用により堤防または河岸を保護しうる構造とし、河川環境にも配慮して設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
6.2.6 (P.52)

[解説]

床止めからの越流落水により跳水が発生する取付区間では、特に流水の乱れが激しく、河岸部に強いせん断力が発生する。また、高水敷からの落込流による河岸侵食の恐れもあるため、この区間では強固な河岸防護工として取付擁壁を設置する必要がある。取付擁壁の設置範囲は、跳水の発生区間を原則とする。なお、上流側については、低下背水による流速増に対する安全を見込み、本体より 5 m 程度上流までを設置範囲とすることが望ましい。

床止め周辺で大きな流速が発生し、河岸および高水敷の侵食の恐れがある範囲には、侵食防止工として護岸を設置する必要がある。特に床止め下流部では、高水敷からの落込流および低水路からの乗上げ流が発生することがあるため、その対策として高水敷保護工あるいはのり肩工とともに護岸を設置する必要がある。護岸の設置範囲は、水理模型実験などによる流速評価によって求めることが望ましい。

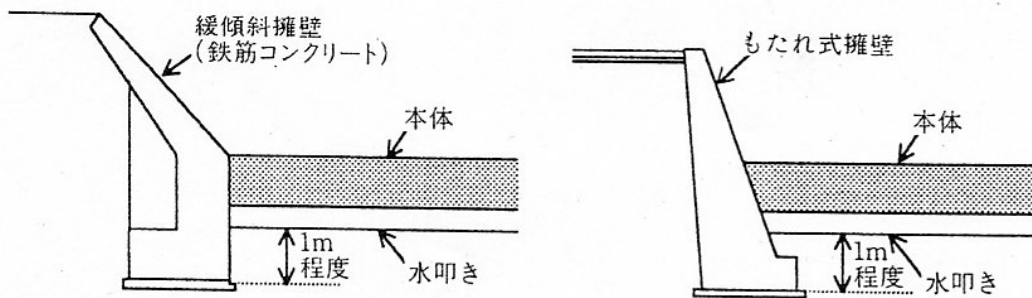


図 1-6 取付擁壁

設置範囲の目安として、河川管理施設等構造令第 35 条では、「床止めに接する護岸、または堤防の護岸は、上流側は、床止めの天端から 10m の地点または護床工の上流端から 5 m の地点のうちいずれか上流側の地点から、下流側は、水叩きの下流端から 15m の地点または護床工の下流端から 5 m の地点の

うちいずれか下流側の地点までの区間以上の区間に設けること」としているが、セグメント1に代表されるような急流河川では全区間護岸が必要になる場合があるので、必要に応じて配慮するものとする。

取付擁壁の構造は、堤防の機能を損なわないように自立構造を原則とする。床止め本体および水叩きと取付擁壁との接合部は、図1-6のように絶縁し、擁壁の基礎は水叩きや護床工の底面より1m程度低い所に設けるほか、護床工下流の擁壁および護岸前面には根固工を設ける等により洗掘に備える必要がある。

取付擁壁ののり面形状は、周辺の景観などを考慮して直壁とはせず、斜面形状とする等の工夫を図ることが望ましい。のり面を直壁形状とする場合は、落差工下流部の河岸侵食を低減させるために、拡幅した形状として低水河岸に取り付ける。この場合、取付擁壁の床止め直下流河岸部においては、取付擁壁に沿う流れと床止めを直進してきた流れが集中することによって局所洗掘が生じる。この対策として、取付擁壁の下流側護岸とのすり付け角度は、はく離が生じないとされている角度とすることが望ましい。

護岸の構造は、対象地点の特性に応じ工種、諸元を定める。この際、既往の調査研究成果等を参考にしながら流速、洗掘深などを評価しつつ安定検討を行う必要がある。

2-7 高水敷保護工

高水敷保護工は、流水の作用による高水敷の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

河川砂防[設計I]
H9.10
6.2.7 (P.53)

【解説】

床止めの被災原因の1つに高水敷の侵食があげられる。これは、高水敷から低水路へ落ち込む流れや、逆に乗り上げる流れなどの床止め周辺の局所流によって生じるものである。特に、このような流れが強くなることが予想される場所では、のり肩工、高水敷保護工を設置して高水敷を保護する必要がある。

高水敷保護工の敷設範囲は、落差工の上下流護床工の位置までの長さが必要である。幅については、砂利河川の高水敷は全幅が望ましく、砂河川においても10m程度以上は必要と考えられる。また、上下流の護床工のさらに上下流に設置される前述2-6による護岸には、のり肩を保護するのり肩工を設ける。その幅については護岸の天端工の幅としてよい。

なお、高水敷きに落差ができる場合は別途検討を要する。

高水敷保護工およびのり肩工は、蛇籠や布団籠、連節ブロック等の屈とう性がある構造が望ましい。

なお、保護工の控え厚は、洪水時の掃流力に耐えるだけの厚さを有している必要がある。また、高水敷きの被災状態によっては、高水敷保護工あるいはのり肩工と高水敷表土のなじみが悪く、その境界部で流水による洗掘が発生

する場合もあるため注意を要する。

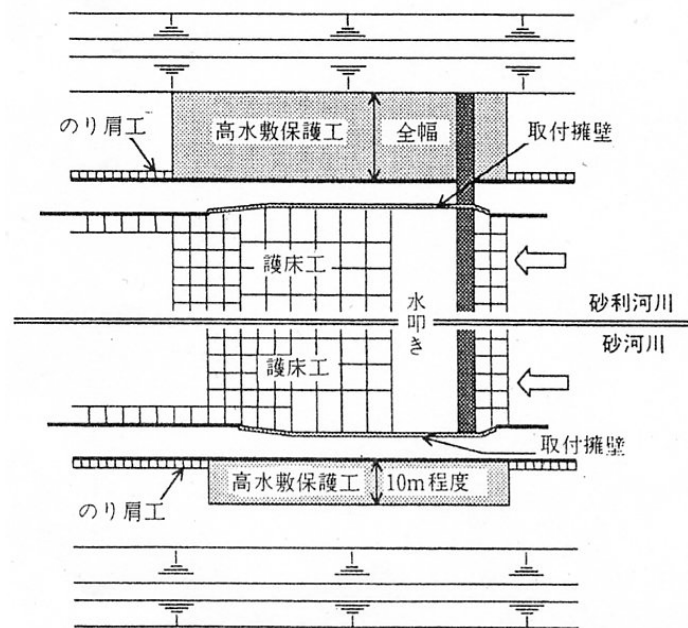


図 1-7 高水敷保護工の敷設例

2-8 魚 道

魚道は、魚類等の遡上・降下に適した形状とし、計画高水位以下の水位の作用に対して安全な構造とするものとする。

〔解説〕

魚ののぼりやすい床止めの構造には、全断面を魚道とできる緩傾斜型の本体構造や魚道等がある。落差が小さい場合には落差工天端に切欠きを設ける構造や天端をV字型とする構造も考えられるが、切り欠く深さ、幅等によっては洪水時に流れが集中することにより、床止め上下流に著しい洗掘をもたらす危険があるので、影響が大きいと想定される場合は、水理模型等により対策工を含めた検討を行う必要がある。

魚道の構造形式の選定にあたっては、対象とする魚道、設置位置、流況に応じて行うことが望ましい。また、平常時および中小出水時の流況を把握して魚類等の遡上・降下の特性に適したものとなるよう検討するものとする。

河川砂防〔設計 I〕
H9.10
6.2.8 (P.54)

3 設計細目

3-1 本体

床止め本体は、自重、静水圧、揚圧力、地震時慣性力、土圧等を考慮して、所用の安全性が確保されるように設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
6.3.1 (P.54~57)

[解説]

1 設計外力

静水圧については、常時には上下流の水位差が最大となる水位での水圧を、地震時には平水時における床止め上下流の水圧を用いる、揚圧力、地震時慣性力、土圧については、本章第2節を参考にして定める。

2 安全率、許容応力度

基礎に対する安全率および本体の転倒、滑動に対する安全率は、本章第2節による。

3 本体の設計

コンクリート構造の床止めの場合は、転倒、滑動、基礎支持力に対する所要の安全性が確保されるように設計する。無筋構造とする場合は、本体と水叩きとが一体構造となっても、不測の事態を考慮して、図1-8(a)のように本体単独で安定計算を行う。転倒については、本体底面について検討する。

本体と水叩きとの間に必要な配筋がなされた鉄筋コンクリート構造の場合は、一体構造と見なして図1-8(b)に示す荷重に対する安定検討を行う。一体構造として設計を行う場合は、従来の安定検討に加えて配筋部分の応力検討が必要となる。

滑動および支持力は、直接基礎にあつては、地盤と底面との摩擦抵抗力および地盤支持力について検討し、杭基礎等である場合は鉛直支持力と水平支持力について検討する。

屈とう性構造の床止めは、流水の作用に対して安全であることが必要である。このため、床止め本体を構成するブロックや鉄線などが流水により移動や過大な変形を生じない形状、重さ、材質とする必要がある。また、土砂の吸出しや揚圧力によるパイピングを防止するため、吸出し防止材をブロック構造体の下に敷設すると同時に、揚圧力により基礎の土砂が動かないように、床止め本体の下流側斜面勾配はレインのクリープ比Cの逆数よりも緩くすることが望ましい(図1-9参照)。また、ブロックの下端長は浸透経路長として評価することも必要である。

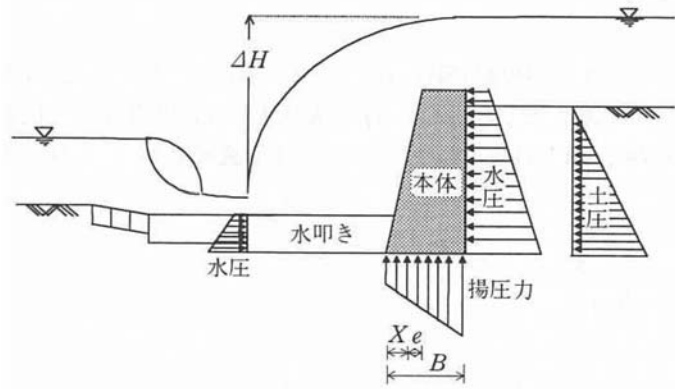


図 1-8 (a) 一体構造と見なさない場合

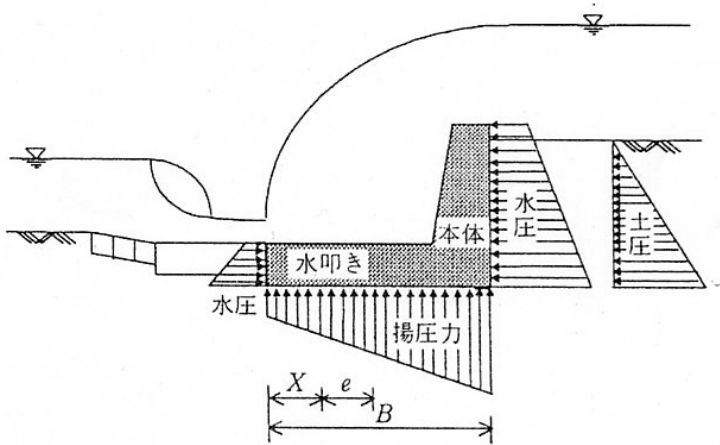


図 1-8 (b) 一体構造と見なす場合

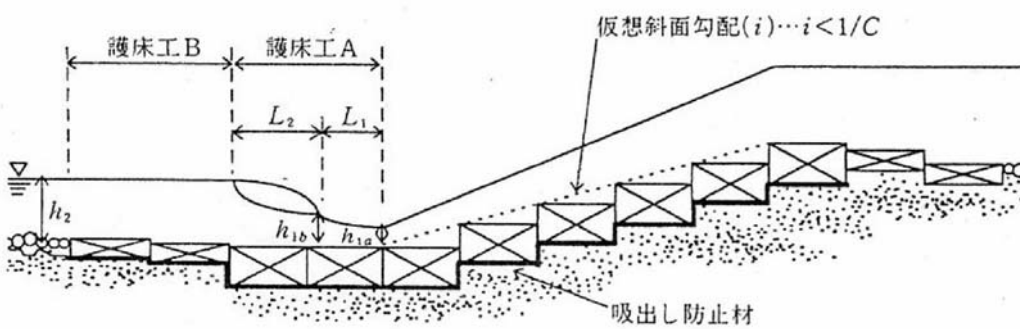


図 1-9 ブロック構造による落差工の模式図

コンクリート構造の床止め本体の安定計算法の例を次に示す。これは直接基礎の場合の例であり、常時および地震時について行う。

(1) 荷重

設計に用いる荷重は、自重、地震時慣性力、土圧（一般にクーロンの式により常時、地震時の土圧を計算）、水圧（常時：流量規模に応じた上・下流側の最大水位差、地震時：上下流ともに平水時の水位差）、揚圧力である（図1-10）。揚圧力は、水叩きの長さ l_x と上下流水差とにより、次式により計算するものとする。

$$U_{px} = (h_b + \Delta h \frac{\Sigma l - l_x}{\Sigma l} + d) W_0$$

U_{px} : 任意の点の揚圧力 (kN/m²)

Δh : 上下流最大水位差 (m)

Σl : 前浸透経路長 = $L_p + l_1 + l_2 + l_3 + l_4$ (m)

l_x : 任意の点での浸透経路長 (m)

h_{1a} : 越流落水水深 (m)

W_0 : 水の単位積重量 (kN/m³)

d : 水叩き天端高と本体底面高の差 (m)

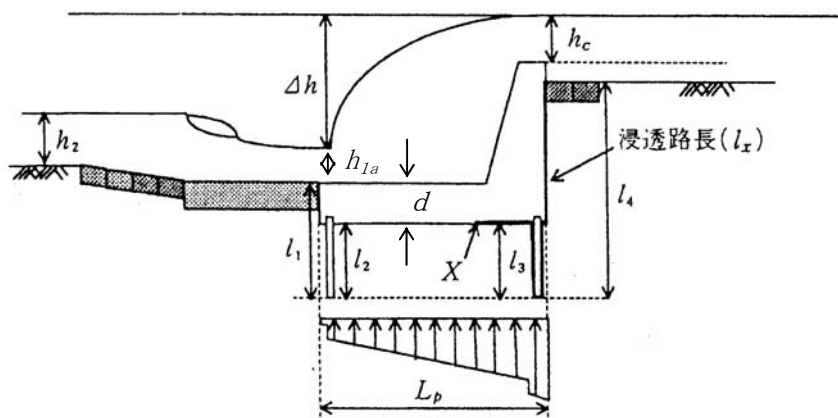


図1-10 床止めに作用する揚圧力

(2) 転倒に対する検討

底面下流端部に関する常時、地震時のモーメントを計算し、合力の作用点を計算して偏心距離を求め、転倒に関する安全率が規定以上〔参考1.1.3〕になるように設計する。

(3) 滑動に対する検討

直接基礎の場合、滑動に対する安全率が〔参考1.1.3〕の値以上となるよう設計する。

(4) 地盤支持力に対する検討

直接基礎においては、〔参考1.1.1〕に示す地盤の許容支持力度が鉛直最大反力以上でなければならない。

安定計算は、重力擁壁としての安定計算法を用いて枠内の順序に従って行う。なお、地盤支持力に対する検討としては、揚圧力が生じないこと（水位が底面以下の場合）を確認しておく必要がある。

床止め本体を一体と見なせずに設計する場合は、コンクリート本体の応力計算は行わなくてもよいが、比較的地盤の軟弱な箇所や、背後地に及ぼす影響の大きい箇所に設置する床止めについては、鉄筋直径 13 mm の用心鉄筋を表面付近に 30 cm 間隔程度で配筋をする場合もある。一体構造とする場合には、応力計算を行って必要な鉄筋量を求める。

3-2 水叩き・護床工

水叩きは、本体を越流する水や転石による直接衝撃による構造物の破損を防ぎ、揚圧力に対して安全な長さおよび構造とし、護床工は、床止め上下流での洗掘を防ぐことができる長さおよび構造とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
6.3.2 (P.57~59)

【解説】

1 水叩きの長さ

水叩きの長さは、水や転石による直接衝撃を受ける範囲とする必要がある。したがって、長さの計算は本体から越流水の落下距離を求めることで行う。越流水の落下距離の計算にはさまざまな方法があり、石田・井田の公式に代表されるような流量公式に自由落下現象を組み合わせる方法もある。ここでは簡易的に求めることができる R A N D (1955) の公式を示す。

$$W/D = 4.3(h_c/D)^{0.81}$$

ここに、 W ：水叩き長、 D ：落差高、 h_c ：限界水深である。この式は床止め天端で限界水深が発生する場合に適用できる。

床止め上の越流現象は、 $h_c + D > h_2$ の場合に完全越流であり、 $h_c + D = h_2$ の付近で潜り越流へ変化して水叩き部へ与える落下衝撃力が小さくなる。したがって、水叩き長の計算は低水流量から計画流量のうちで完全越流から潜り越流に変化する限界の条件（一般には $h_c + D = h_2$ でよい）について行う。

常に越流現象が潜り越流になっている場合は、水叩きは特に必要ない。実際の現象としては、 $h_c + D = h_2$ 付近では完全越流と潜り越流との過渡状態である不完全越流状態となる。したがって、水叩きへの落下衝撃も完全越流時よりも弱まってくる。しかし、ここでは設計での判断を単純化するために $h_c + D = h_2$ を境界とし、完全越流、潜り越流に分類して扱う。

2 護床工の長さ

(1) 上流側の護床工

床止め上流側の護床工は、床止め直上流で生ずる局所洗掘を防止し、本体および河岸部の取付擁壁を保護するために設けるもので、水理実験や既設事例によれば、最低でも計画高水位時の水深程度以上の長さは必要である。

(2) 下流側護床工

床止め下流側の護床工の長さは、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間（護床工A）と、その下流の整流区間（護床工B）とに分けて求めることができる（図1-11）。各区間での計算方法を次に示す。

a) 護床工Aについて

護床工Aの区間長 L は、 $L = L_1 + L_2$ で表すことができる。

L_1 ：落下後から跳水発生までの射流で流下する区間

L_2 ：跳水発生区間

射流区間長 L_1 と跳水発生区間 L_2 の計算は、低水流量から計画流量までの流量について床止め本体から落下した流水の跳水現象を検討することにより以下の手法で計算することができる。

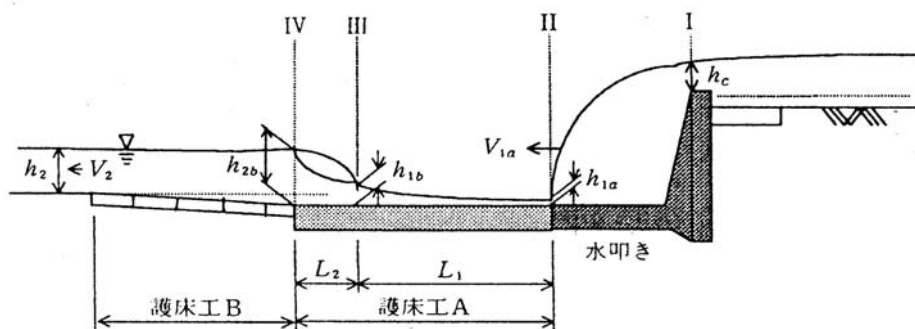


図1-11 下流側護床工の区分

① 越流落水水深 h_{1a} の計算

I-II断面（図1-11参照）間の関係はエネルギー保存式に $V_{1a} = q/h_{1a}$ （ q ：単位幅流量）を代入して h_{1b} の多項式とし、トライアル計算により越流落水水深 h_{1a} を求める。

② 跳水開始水深 h_{1a} の計算

III-IV（図1-11参照）断面間で発生している跳水の開始水深を床止め下流部の水深 h_2 、床止め下流部のフルード数 F_2 より求める。

③ 本体直下流水深 h_{1a} と跳水開始水深 h_{1b} との比較

ア $h_{1a} = h_{1b}$ の場合

$h_{1a} = h_{1b}$ の場合、跳水は本体越流落下直下流より発生する。したがって、射流区間 L_1 は発生せず、跳水発生区間長 L_2 のみの計算となる。跳水発生区間長は下流水深 h_2 の4.5~6倍程度であるため、護床工A区間長 L は次式により算出される。

$$L = L_2 = (4.5 \sim 6) \cdot h_2$$

イ $h_{1a} > h_{1b}$ の場合

$h_{1a} > h_{1b}$ の場合は、もぐり跳水となるため護床工 A 区間を特に設置する必要はない。ただし、河床上で噴流が走る可能性があるため、護床工 B 区間長を長めに取る必要がある。

ウ $h_{1a} < h_{1b}$ の場合

$h_{1a} < h_{1b}$ の場合は、水叩き下流端から跳水が発生するまで射流区間が発生し、位置が本体越流落下点より下流へ移動するため、この分護床工 A を長くする必要がある。したがって、護床工 A 区間長 L は次式により算出される。

$$L = L_1 + L_2$$

L_1 は、 h_{1a} が h_{1b} の水位まで上昇する間の長さであり、水面形を求めることにより求められる。よって、必要な護床工 A 区間長 L は、先の跳水の発生区間の長さと一緒に併せて次式となる。

$$L = L_1 + L_2 = L_1 + (4.5 \sim 6) \cdot h_2$$

急流河川では、跳水発生前の射流区間 L が長くなりすぎ、護床工施工延長が長くなってしまふことがある。この場合には、エンドシル、パツフルピア、段上がり等による強制跳水で L_1 区間を短縮する方法が有効である。

b) 護床工 B について

護床工 B は、跳水終了後の整流および下流河床とのすり付けのために設置される。設置範囲は水理模型実験結果などによると、下流側計画高水位時の水深の 3～5 倍程度必要であることが明らかになっている。

3 水叩きの厚さ

水叩きは、水叩きにかかる揚圧力に対して安定である厚さとする。ただし、水叩きの最小部材厚は、衝撃や耐久性等から 35 cm 以上としておく必要がある。水叩き厚さの計算は、本体、水叩きが鉄筋コンクリートで一体化している場合は、本体の安定検討から求められる。本体と分離された構造の場合は、次式により水叩きにかかる最大揚圧力から求められるのが一般的である。

$$t = F_s \frac{U_{pm} - h_{1a} \cdot W_0}{\gamma_c - 9.8}$$

t : 水叩きの必要厚 (m)

U_{pm} : 水叩きに作用する揚圧力のうち最大の値 (kN/m²)

h_{1a} : 越流後の落下水深 (m)

γ_c : コンクリートの単位体積重量 (23.05～24.03kN/m³)

W_0 : 水の単位重量 (9.8kN/m³)

F_s : 安全率 (F_s は一般に 4/3 が用いられている)

河川砂防[設計 I]
H9.10
6.3.2 (P.58～59)

4 護床ブロック重量

護床工のブロックの重量は、各区間でブロックに作用する近傍流速を用いて、力学的な安定から定めるものとする（護岸の根固め等を参照）。以下には、近傍流速の考え方の一例を示す。

(1) 上流側護床工

床止め上流の平均流速を用いる。

(2) 下流側護床工

① 護床工A

護床工Aは流れが激しく乱れ、かつ高流速となる場である。したがって護床工A区間では、一般にブロックを鉄筋で連結して、ブロック全体で外力に抵抗できるような群体とする。この区間の近傍流速は、次の2つの区間に分けて検討する（図1-12参照）。

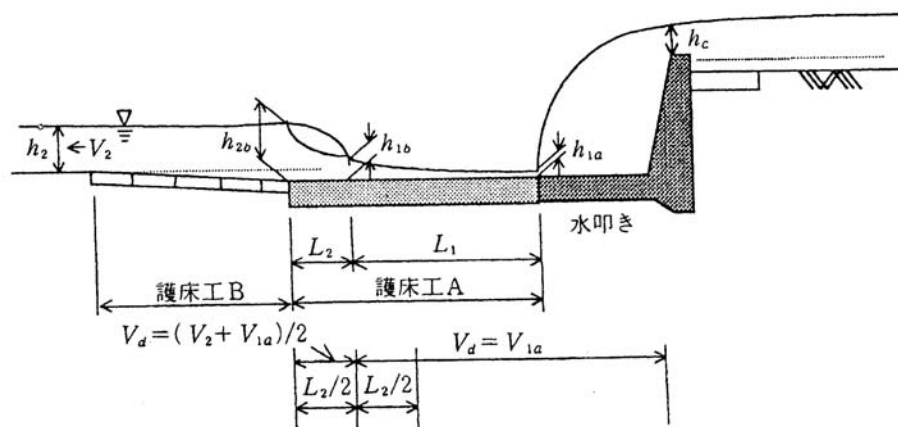


図1-12 流側護床工の長さの区分

イ 本体直下流～跳水発生区間前半 $L_2/2$

本体直下流から跳水が発生するまでの区間 L_1 から跳水発生区間前半 $L_2/2$ は高流速で流下するため、設計流速 V_d は本体直下流流速 V_{1a} とする。

ロ 跳水発生区間後半

跳水発生区間後半部では、上記区間よりも流速が緩くなっている。しかし、どの程度速度が緩くなっているかについては定かではない。大体本体直下流と護床工下流の流速の平均程度と見積もっておくとよいと考えられる。

設計流速 (V_d) = {本体直下流流速 (V_{1a}) + 下流流速 (V_2)} $\times 1/2$

② 護床工B

護床工B下流の跳水後の水位での平均流速を用いる ($V_d = V_2$)。

3-3 シャ水工

シャ水工は、パイピング作用を減殺できるような根入れ長を決定するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
6.3.3 (P.60)

[解 説]

シャ水工の根入れ長は、次式（レインの式）のほか、過去の事例等から総合的に検討して決定する。

$$C \leq \frac{\frac{L}{3} + \Sigma l}{\Delta H}$$

なお、シャ水工の根入れ長は、床止め基部の河床材料を考慮して、必要な浸透経路長を確保する必要がある。

シャ水工の根入れ長は、鉛直方向の浸透経路で計算するが、シャ水工を二列に入れる場合、実現象の流線を考えるとシャ水工間隔の一般に1/2以内の長さにすることが望ましい。なお、1/2以上の長さとなる場合は、水叩きの長さを延ばすなどの処置をする場合が多い。なお、シャ水工に鋼矢板を用いることが多いが、その長さは、施工性、信頼性等から最低2 m程度が必要である。

第 2 節 堰

1 堰の設計

堰は、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造となるよう設計するものとする。また、堰は、計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げることなく、付近の河岸および河川管理施設の構造および機能に著しい支障を及ぼさず、ならびに堰に接続する河床、高水敷等の洗掘の防止について適切に配慮した構造とし、操作性、景観および経済性を総合的に考慮して設計するものとする。

河川砂防〔設計 I〕
H9.10
7.1（P.60）

〔解説〕

堰は、取水、分流、潮止め等の目的で河道を横断して設けられる構造物であり、固定堰、可動堰、またはそれらの組合せの構造のものがある。

取水堰は、用水の取入れに必要な水位を確保するために造られる堰である。

分流堰は、流水の分流が計画通りに行われるように制御するために造られる堰である。

潮止堰は、河口付近に設けられ、塩水が河川を遡上するのを防ぎ、塩害を防止するために設けられる堰である。

また、上記の堰のほか、河川の水位および流量（流況）を調節するもの、および総合目的の堰がある。

なお、堰には、必要に応じて土砂吐き、舟通し（閘門等）、魚道等の施設が設けられる。

取水堰の取水施設は、樋門による場合は、本章 3 節 樋門を参考にして設計するものとする。

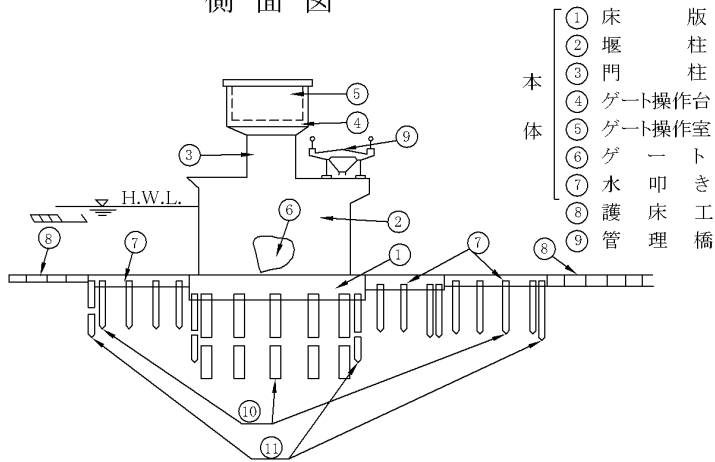
河口堰は、取水および潮止めの機能を有する多目的の堰の場合が多い。いずれの場合も堰の湛水による堤内への漏水防止について検討する必要がある。

引上げ式ゲートを有する可動堰の場合の各部の名称は、図 2-1 による。

固定堰は分流堰等特別な場合を除いて採用しないものとする。

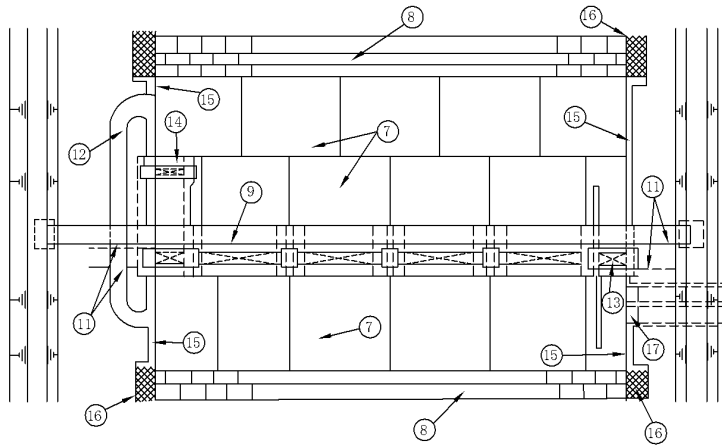
固定堰の各部の名称は、図 2-2 による。

側面図



- | | | | |
|----------|---|--------|----|
| ① 床 | 版 | ⑩ 基礎 | 杭 |
| ② 堰 | 柱 | ⑪ しや | 水工 |
| ③ 門 | 柱 | ⑫ 魚 | 道 |
| ④ ゲート操作台 | | ⑬ 土砂吐き | |
| ⑤ ゲート操作室 | | ⑭ 間 | 門 |
| ⑥ ゲート | | ⑮ 取付擁壁 | |
| ⑦ 水叩き | | ⑯ 取付護岸 | |
| ⑧ 護床工 | | ⑰ 取水口 | |
| ⑨ 管理橋 | | | |

平面図



正面図

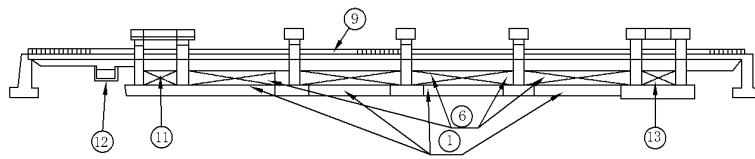


図 2 - 1 引上げ式ゲートを有する可動堰の各部の名称

側 面 図

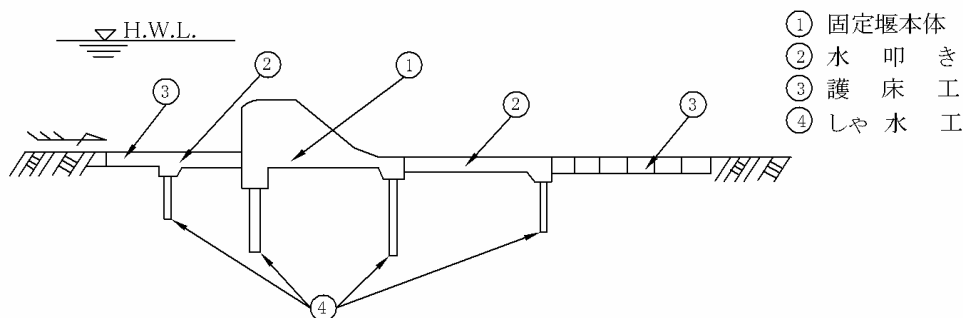


図 2 - 2 固定堰の各部の名称

2 構造細目

2-1 本 体

2-1-1 可動堰

2-1-1-1 本体の構造

可動堰の本体の主要構造物のうち、床版、堰柱、門柱、ゲート操作台は、原則として鉄筋コンクリート構造とし、ゲートは、原則として鋼構造とするものとする。

【解 説】

引上式ゲートの場合の可動堰の本体は、本文に示す主要構造物のほか、ゲート操作室、戸当り、開閉装置を含んで構成される。

引き上げ式ゲートの場合可動堰の本体の形式は、原則として図 2-3 より選定するものとする。

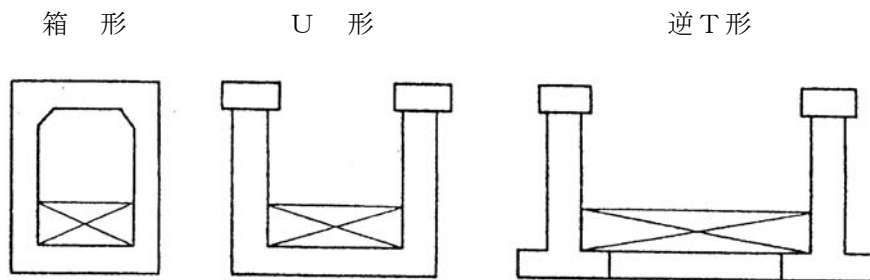


図 2 - 3 可動堰本体の形式

引上式ゲートの場合の可動堰の本体の形式は、小径間長のものにおいては箱形、大径間長のものにおいては逆T形、中間のものにおいてはU形としている例が多く見受けられるが、形式の選定にあたっては、基礎地盤の良否、工事費、施工性（仮締切りとの関連）等も考慮して決定するものとする。また多連となる場合は、地盤不良による不同沈下や伸縮による継手等についても考慮するものとする。

引上式ゲートは、鋼構造とすることが原則であるが、特殊な場合にはアルミ等のゲートを用いる場合もある。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.1.1.1 (P.62)

2-1-1-2 床 版

可動堰の床版は、上流荷重を支持し、ゲートの水密性を確保し、堰柱間の水叩きの効用を果たすことのできる構造として設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.1.1.2 (P.62)

【解 説】

本体の形式が逆 T 形のように床版が分離している場合（図 2-4 参照）には、堰柱からの荷重を支持する堰柱床版と、ゲート荷重をおもな荷重とする中間床版とがある。中間床版の基礎は、ゲート荷重に対して不同沈下が生じないような構造とし、中間床版は、ゲートとの間の水密性が確保できるようにする必要がある。また中間床版は堰柱間の水平力に対するストラット（支材）を兼ねさせることがある。半川締切り等で堰柱を仮締切りに兼用させる場合は、堰柱および堰柱床版は単独で安定させるものとする。

底部戸当り面は、床版と同一平面とすることが望ましい。

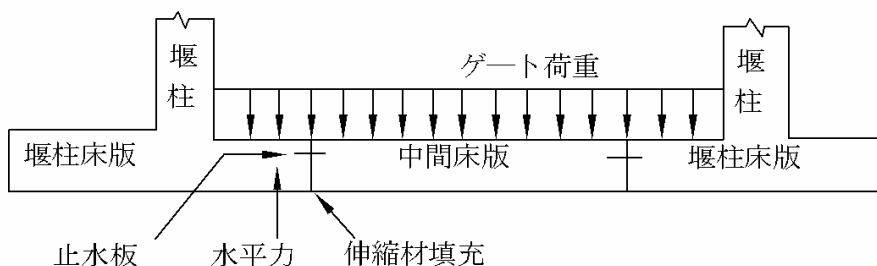


図 2-4 本体の形式が逆 T 形の場合の床版

2-1-1-3 堰 柱

堰の堰柱は、上部荷重および湛水時の水圧を安全に床版に伝える構造として設計するものとする。また、起伏式ゲートの場合の堰柱の天端高は、起立時のゲートの天端高に、ゲートの操作、戸当たりの据付け等に必要の高さを加えた値とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.1.1.3 (P.63)

【解 説】

引上式ゲートの場合の中央堰柱の断面形状は、流水に対する抵抗を小さくし、流水に対する安全性を確保するため、上下流端を半円形等とする例が多い（図 2-5 参照）。

なお、堰柱の幅および長さは、管理橋の幅員、ゲート戸当り寸法、開閉装置の寸法、力学的安定計算等から決定される。

戸当りの箱抜きは、戸当り材を余裕をもって取り付けられるように考慮するものとする。

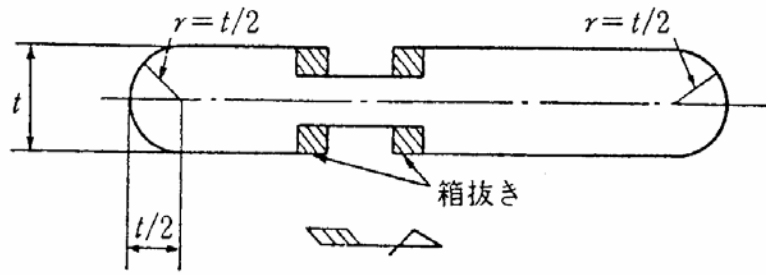


図 2 - 5 堰柱形状

2 - 1 - 1 - 4 門 柱

引上式ゲートの場合の堰の門柱は、上部荷重を安全に堰柱に伝える構造として設計するものとする。
 また、引上式ゲートの場合の堰の門柱の天端高は、ゲート全開時のゲート下端高にゲートの高さおよびゲートの管理に必要な高さを加えた値とするものとする。

河川砂防[設計 I]
 H9.10
 7.2.1.1.4 (P.63)

【解 説】

門柱の断面は、戸当り、ゲートの操作用階段等の設置を考慮して、十分検討のうえ、決定する必要がある。ゲートの管理に必要な高さとしては、引上余裕高のほか滑車等の付属品の高さを含んだものであり、ゲート操作台下面までの高さとし、ゲートの規模、開閉装置の構造、開閉速度等を考慮して決定するが、原則として、引上余裕高は 1 m 以上とする (図 2 - 6 参照)。

門柱戸当たりは、ゲートの修理点検が容易にできるように取りはずし可能なものとする。

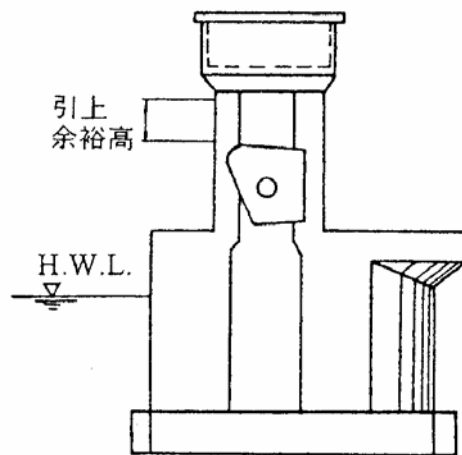


図 2 - 6 門 柱

2-1-1-5 ゲート操作台および操作室

引上式ゲートの場合の堰の門柱上部には、ゲート操作用開閉機、操作盤等の機器を設置するための操作台を設けるものとする。

また、ゲート操作台には、原則として操作室を設けるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.1.1.5 (P.64)

〔解説〕

操作台に操作室を設けるかどうかは、開閉機、操作装置等の維持管理の面から検討されるが、堰のゲート操作は、あらゆる天候のもとでも確実に操作ができる状態を常に維持させておく必要から、操作室を設けることを原則としている。

操作室は、上記機器を格納するための十分なスペースがなければならぬと同時に、補修時に機器の搬出入ができるような装置（例えば、チェーンブロック用梁、機器の大きさに対応した扉の設置等）をとる必要がある。

2-1-1-6 ゲート

イ) ゲートの構造

可動堰のゲートは、確実に開閉ができ、十分な水密性を有し、高水時の流水に著しい支障を与える恐れのない構造となるよう設計するものとする。

また、起伏式ゲートの倒伏時における上端の高さは、可動堰の基礎部（床版を含む）の高さ以下とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.1.1.6.1
(P.64)

〔解説〕

可動堰のゲートには引上式ゲートと起伏式ゲート（中間軸によるものを除く、以下同じ）がある。

引上式ゲートには越流を許す形式と許さない形式のものがあり、その選定にあたっては河川の特長、堰の目的、維持管理等を検討して定めるものとする。なお、越流を許さない形式の引上式ゲートにあつては、万一越流した場合についても検討を加えておくことが望ましい。

また、起伏式ゲートとしてゴム引布製起伏ゲートを用いることもある（図2-7参照）。

起伏式ゲートの倒伏時の高さは、計画河床より突出させないものとする（図 2-8 参照）。

ゲートの塗装を行うために一時的にゲートを引き上げる際に堰の機能維持が必要な場合は、予備ゲート等を設けるものとする。

なお、本基準に明示していないものについては、「ダム・堰施設技術基準（案）」、「ゴム引布製起伏堰技術基準（案）」を参考とする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.1.1.6 (P.64)

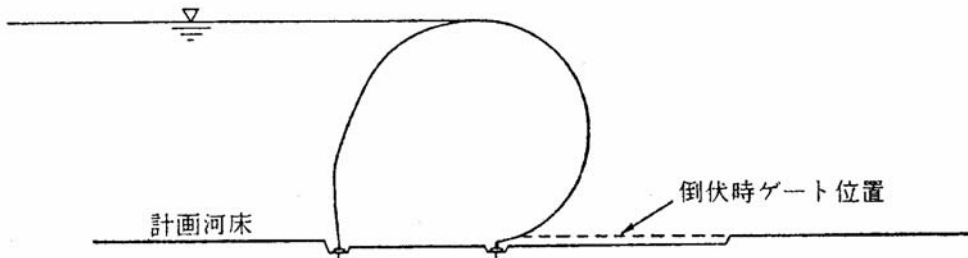


図 2-7 ゴム引布製起伏ゲート

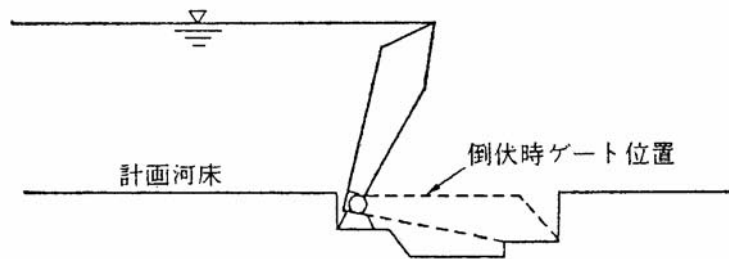


図 2-8 起伏ゲート

ロ) ゲートの天端高

ゲートの天端高は、堰の目的に応じた水位に基づいて定めるものとする。

河川構造令
規則第 21 条
(P.223~225)

〔解説〕

起伏式ゲート（潮止めの目的で設ける堰のゲートを除く）の起立時の上端の高さは、河川整備計画の低水路河床の高さと計画高水位の中間の高さ以下とする。ただし、ゲートを洪水時においても土砂、竹木その他の流下物によって倒伏が妨げられない構造とするとき、又は治水上の機能確保のため適切と認められる措置を講ずるときは治水上の安全を確保するために必要な措置を講ずる場合においては、ゲートの起立時の上端の高さを提内地盤高、または計画高水位のうち、いずれか低いほうの高さ以下とすることができる。

また、ゲートの直高さは、3 m以下とする。なお、ゴム引布製起伏堰又は鋼製起伏堰を採用する場合はこの限りではない。

ハ) 引上げ完了時のゲート下端高

引上式ゲートの引上げ完了時のゲート下端高は、計画高水位に河川管理施設等構造令第20条に基づく高さを加えた高さ以上で、高潮区間においては計画高潮位を下回らず、その他の区間においては当該地点における河川の兩岸の堤防（計画横断形が定められている場合において、計画堤防の高さが現状の堤防の高さより低く、かつ、治水上の支障がないと認められるとき、または、計画堤防の高さが現状の堤防の高さより高いときは、計画堤防）の表のり肩を結ぶ線の高さを下回らないものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.1.1.6.3
(P.65)

ニ) 操作方式

ゲートの開閉装置は、原則として電動機によるものとし、予備動力装置を備えるものとする。

また、ゲートの操作は、規模に応じて、機側操作、または遠隔操作とするものとする。なお、遠隔操作方式の場合には、機側操作も可能なものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.1.1.6.4
(P.65)

〔解説〕

開閉装置として電動機を原則としたのは、操作室が小さくてすむとともに、動力の変換が内燃機関に比して容易であり、電源として常用（商用）と自家発電の両方を使用でき、暴風雨時に常用電源が停電した場合にも、予備動力として自家発電を用いることができるからである。

ただし、起伏式ゲートや小規模な引上式ゲートの場合には、内燃機関、または手動油圧シリンダーとすることができる。

なお、起伏式ゲートには予備動力は設けないのが一般的である。

また、必要に応じて手動装置を備えるものとする。機側操作は、遠隔操作が異常な場合に用いるものであり、確実に操作できるものとし、機側操作中は、安全管理上遠隔操作方式では作動しないような構造とする。引上式ゲートの開閉速度は、使用目的によって異なるが、原則として0.3 m/minを標準とする。

2-1-2 固定堰の本体の構造および高さ

固定堰の本体は、コンクリート構造を標準とするものとする。また、固定堰の天端高は、河川管理施設等構造令第37条に従い、決めるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.1.2 (P.65)

〔解説〕

固定堰の本体は、一般に、コンクリート構造を標準とするが、河床変動の著しい所等では、河川管理上、枠組構造、コンクリートブロック構造等の屈とう性のある構造が適している場合もある。

コンクリート構造の固定堰の本体の横断面は、上流側のり面を鉛直あるいはこれに近い勾配とし、下流側のり面を緩勾配として、堰頂に幅を

与えた台形断面とし、力学的に安定条件を満足し、かつ水理学的に有利な断面とする。

2-2 水 叩 き

水叩きは、鉄筋コンクリート構造とすることを原則とし、水叩きと床版との継手は、水密でかつ不同沈下にも対応できる構造とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.2 (P.66)

〔解 説〕

堰の越流、またはゲートの一部開放による強い水流によって、堰の直下流は最も大きな侵食作用を受けることになる。したがって、水叩き(図2-9参照)は、堰本体を保護する最も重要な構造物であり、鉄筋コンクリートによることを原則とする。水叩きと護床工を含めた長さは、必要に応じて、水理計算、水理模型実験、河床材料、河道形状(単、複断面)、河床勾配、堰の全幅、揚圧力に対する安定条件、しゃ水壁形状等についての検討結果および過去の事例等を参考として総合的に判断して決定するものとする。水叩きの施工範囲については、上記のようにいちがいに決められないが、堰の全幅に対する水叩きおよび護床工の長さの事例は、河2-30頁の表2-1のとおりである。

また、本体の水叩きとは別に魚道、土砂吐き、閘門についても水理特性を考慮して水叩きを設けるものとする。

水叩きと床版との継手は水密で、かつ不同沈下に対応できる構造として設計するものとする(図2-10参照)。したがって、止水板としては可とう性のあるもの(塩化ビニール板等)を用い、伸縮材としては弾力性のあるもの(発泡樹脂系等)を用いることが多い。

継手の構造には、一般にダウエルバー方式(スリップバー方式)とキー方式がある。ダウエルバー方式は施工が煩雑であるが、耐震性や、たわみ性において優れており、ダウエルバー方式を採用するのが望ましい。

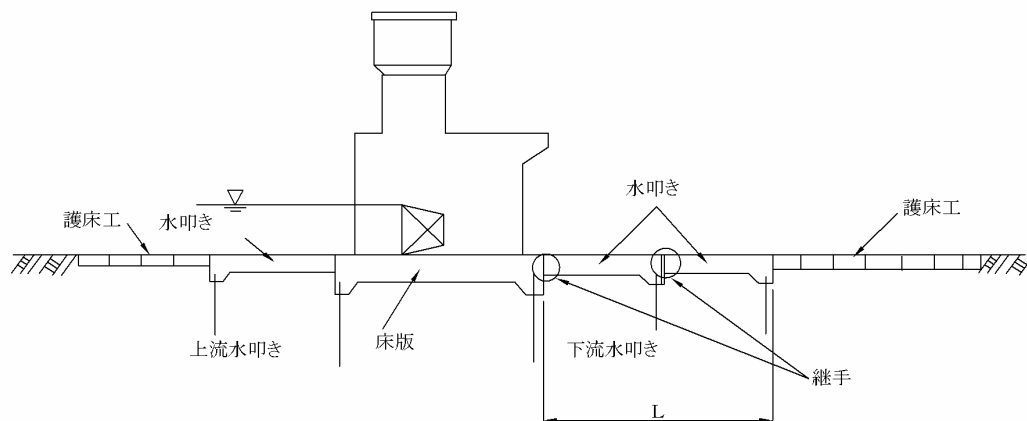


図2-9 水叩き

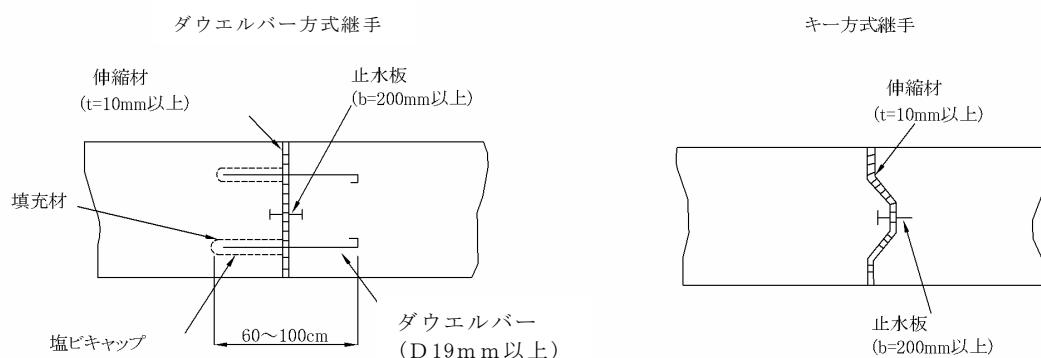


図2-10 水叩きの継手

2-3 しゃ水工

しゃ水工は、原則としてコンクリート構造のカットオフ、または、鋼矢板構造とし、上下流の水位差によって生じる浸透水の動水勾配を減少させ、土砂の流動および吸出しを防止しうる構造として設計するものとする。

〔解 説〕

しゃ水工は、図 2-11 に示すように、床版、水叩き下部、堰の堤防等への取付部および堰の上下流の取付擁壁の底版下部等に設けられるが、大規模な堰の場合にはしゃ水工が浸透経路長を長くすることにより揚圧力を減殺し、床版、水叩き厚を薄くする効果もあるので、しゃ水工の長さはこれらの効果を総合的に検討して決定する必要がある。しゃ水工には、原則として構造計算上の荷重を分担させてはならない。しゃ水工は一般にⅡw 型の鋼矢板を用いることが多いが、土質によって打込み困難等の場合にはⅢw 型以上の鋼矢板を用いる場合もある。

しゃ水工については堰の取付擁壁に沿う浸透に対する検討も行う必要がある。

また、しゃ水工は床版水叩きおよび堰の取付部分にすべて連続させて施工するものとする。

なお、軟弱地盤におけるしゃ水矢板は原則として本体および水叩きと離脱しない構造として設計するものとする。

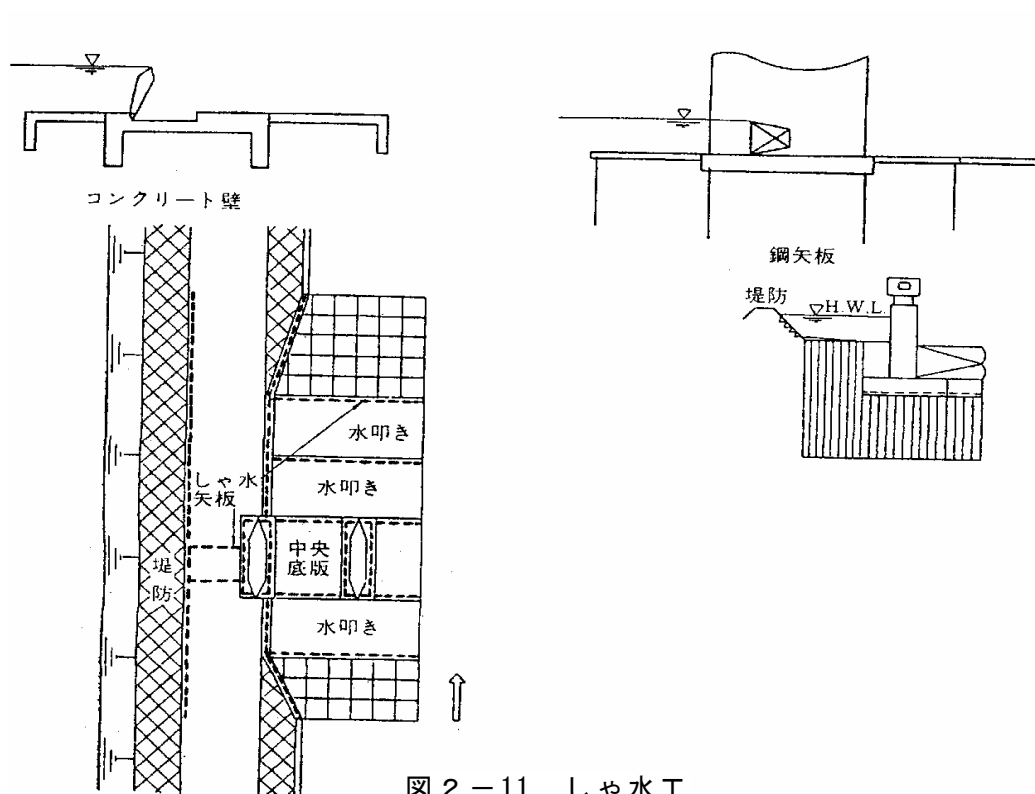


表 2 - 1 可動堰の水叩き

堰名 (河川名)	A 堰幅 (m)	水叩き (m)		護床工長さ (m)		D (B+C) /A	E C/B
		上流側 下流側	B 合計	上流側 下流側	C 合計		
名寄幹線頭首工 (タヨロマ川)	16.0	7.0 10.0	17.0	15.0 25.0	40.0	3.56	2.35
北上大堰 (北上川)	346.3	10.0 50.0	60.0	60.0 40.0	100.0	0.46	1.67
阿武隈大堰 (阿武隈川)	470	15 35	50	38 82	120	0.36	2.40
利根大堰 (利根川)	691.7	13 34	47	20 60	80	0.18	1.69
利根川河口堰 (利根川)	843.0	22.6 50.9	73.5	60.0 150.0	210.0	0.34	2.86
豊田堰 (小貝川)	275.0	20.0 27.0	47.0	20.0 70.0	90.0	0.50	1.91
小矢部川大堰 (小矢部川)	99	10 20	30	35 70	105	1.36	3.50
豊川放水路分流堰 (豊川)	95	10 30	40	30 180	210	2.63	5.25
淀川大堰 (淀川)	330	18.0 40.0	58.0	34.0 85.0	119.0	0.54	2.05
春日川井堰 (紀の川, 春日川)	10.8	2.0 8.5	10.5	4.0 30.0	34.0	4.12	3.24
高瀬堰 (太田川)	332.0	20.0 44.0	64.0	20.0 60.0	80.0	0.43	1.25
大杵堰 (袋川)	30.2	- 5.0	5.0	22.0 43.5	65.5	2.33	13.1
土器川潮止堰 (土器川)	80.0	10.0 20.0	30.0	20.0 40.0	60.0	1.12	2.00
遠賀川河口堰 (遠賀川)	339.0	20 30	50	40 120	160	0.53	3.20
六角川河口堰 (六角川)	225	15 25	40	8 30	38	0.35	0.95
平成大堰 (山国川)	218.0	15.0 30.0	45.0	20.0 35.0	55.0	0.5	1.2
一本木堰 (遠賀川)	70.3	10.0 8.0	18.0	10.0 20.0	30.0	0.7	1.7

および護床工の長さ

ゲートの形式 引上式 起伏式	計画高水位 時流速 (m/s)	計画高水 流量 (m ³ /s)	河床の勾配 (単、複断面)	河床の土質分類 および河床材料 の平均粒径 (mm)	護床工の種類 その他	完成年月日
起伏式	2.16	100	1/583 (複断面)	砂礫土 11.2	異形コンクリートブロック	S.52.2
引上式	2.8	8,700	1/10,000 (複断面)	砂質土,粘質土 0.05	十字ブロック	S.53.3
引上式(10門中3門 フラップ付)	2.13	9,200	1/2,040 (複断面)	砂 0.7	コンクリートブロック上下流端 6m捨石	S.57.3
引上式	3.69(低水路) 1.71(高水敷)	14,000	1/2,790 (複断面)	砂 0.22	十字ブロックおよび粗朶沈床	S.43.3
引上式	1.40	5,500 (将来 8,000)	1/36,000 (複断面)	砂 0.13	コンクリートブロックおよび粗朶沈床	S.46.3
引上式(一部起伏 ゲート付き)	0.80	(将来 1,300)	1/3,400 (複断面)	砂 0.3	コンクリートブロックおよび粗朶沈床	S.52.3
引上式(3門中2門 フラップ付)	2.3	1,300 (将来 1,800)	1/435 (複断面)	砂礫 31.5	十字ブロック ふとん籠	S.58.3
引上式	2.5~3.5	1,800	1/1,328 (複断面)	シルト 0.7	十字ブロック	S.40.3
引上式	3.3	12,000	1/4,000 (複断面)	細砂 0.24	十字ブロック および捨石	S.57.6
ゴム引布製起伏式	3.85	250	1/300 (複断面)	砂 7	コンクリートブロック	S.51.3
引上式	4.1	7,500	1/850 (複断面)	砂礫 13	コンクリートブロック	S.50.10
ゴム引布製起伏式	3.1	550	1/390 (複断面)	砂 0.5	コンクリートブロック	S.55.12
起伏式	3.18	1,350	1/393 (複断面)	砂礫 11.0	異形コンクリートブロック	S.54.3
引上式	1.8	5,700	Level (複断面)	砂 0.4	コンクリートブロック	S.55.3
引上式	1.39	2,000	Level (複断面)	粘質土 0.004	粗朶沈床	S.52.3
引上式	3.6	4,300	1/450 (複断面)	砂礫 68.0	パラクロス ホロスケーヤー	H.3.3
ゴム引布製起伏式	2.4	1,150	1/2,500 (複断面)	礫 26.8	サーフブロック	H.2.2

河川砂防[設計 I]
H9.10
表 1.10 に加筆
(P.62)

2-4 基礎

堰の基礎は、上部荷重によっても不同沈下を起こさないよう、良質な地盤に安全に荷重を伝達する構造として設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.4 (P.70)

【解説】

基礎には、直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎がある。

直接基礎は、地盤が良好な岩、砂礫、または砂等の場所で、十分に耐力があり、圧密沈下などが生じない場合に採用する。

杭基礎には、既製杭と場所打杭がある。

既製杭としてRC、PHC杭等を採用する場合は、水平力による曲げ抵抗と継手の強度について検討するものとする。

また、鋼杭を採用する場合は、先端閉塞効果も検討するものとする。

なお、杭基礎の場合には、不同沈下を起こさないようにするため、良質な地盤まで打ち込むものとする。ただし、支持力の計算をするうえでは、摩擦力を考慮してよい。

ケーソン基礎は、オープンおよびニューマチック方式がある。

基礎の種類を選定にあたっては、必要工期、作業場面積の大小、環境面での制限、施工機械の保有量等を考慮するものとする。

許容水平変位は、1 cmを標準とする。

良質な地盤とは、目安として、砂層、砂礫層においてはN値が30以上、粘性土層ではN値が20以上と考えてよい(「道路橋示方書」「同解説」による。)

基礎の耐震性能照査については、「河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説」によるものとする。

2-5 護床工

護床工は、原則として屈とう性を有する構造として設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.5 (P.70)

【解説】

堰の本体およびそれと連続する水叩きの上下流には原則として護床工を設けるものとする。

護床工は流速を弱め流水を整える作用をもち、併せて本体および水叩きを保護することを目的としている。一般的に使用されている種類としてはコンクリートブロック床、捨石床、粗朶沈床、木工沈床、改良沈床等がある。

工種の選定にあたっては、次の点を検討のうえ決定するものとする。

1 剛 性

堰本体から離れるに従い剛なものから柔なものに変化させる。

例 { コンクリートブロック床と粗朶沈床
 { コンクリートブロック床と捨石床

2 粗 度

小から大に変化させる。

3 安 定 性

コンクリート床版に接続する部分は流速が大きくなることが多いので、単体としての安定性および河床材の吸出し防止を考慮するものとする。

特に河口部に設けられる堰においては、波浪に対する安全性も考慮するものとする。

4 施 工 法

5 河床変動とのなじみ

6 腐 食

木工沈床、粗朶沈床等は、常時水中にある場合は耐久性が比較的よいが、その他の場合は、腐食が問題となるので注意を要する。

7 吸 出 し

河口部で波浪の影響を受ける場合については、その特性をよく把握し、アスファルトマット等を併用することも検討するものとする。

2-6 護 岸

護岸は、流水の作用より堤防、または河岸を保護しうる構造として設計するものとする。

【解 説】

堰に接する河岸または、堤防の護岸の広範囲については、河川砂防技術基準(案)計画編第10章に示されている。

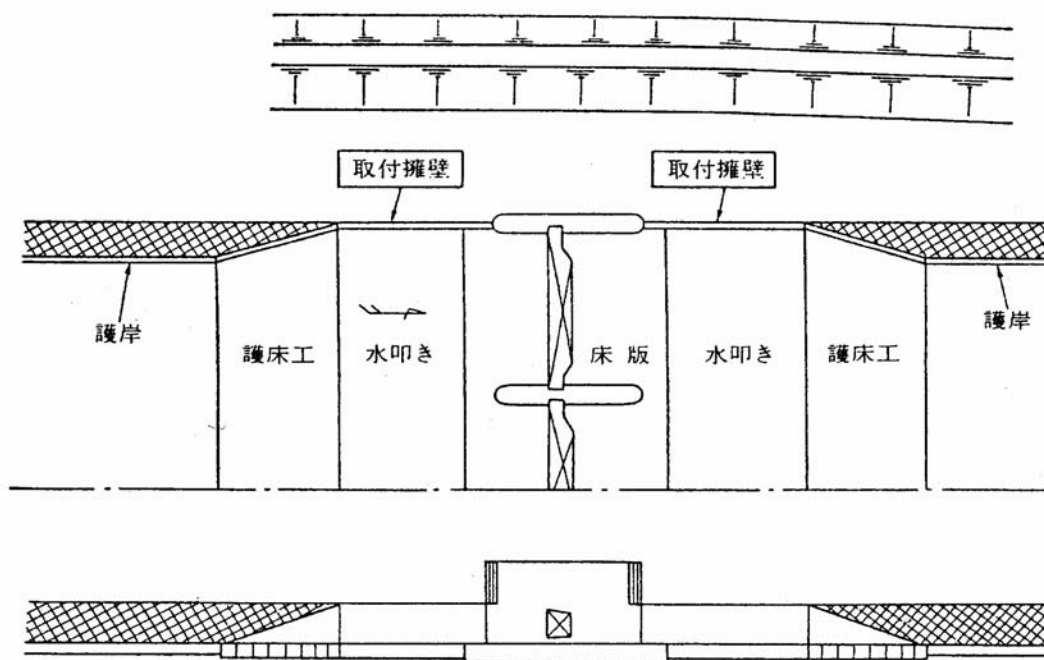
また、上流側の湛水の範囲内はすべて護岸を設けることが望ましい。

なお、複断面の河川における施工範囲は本章第1節(床止め工)を参考にして定めるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.6 (P.71)

堰にはゴム引布製ゲート等特別な場合を除いて取付擁壁を設ける。

堰上下流の取付擁壁の施工範囲は、堰本体の構造、堤防法線の線形、すり付けの線形、護岸の形式、魚道、土砂吐き、閘門の有無およびその位置等によって左右されるが、一般に最低水叩きの区間までとする（図2-12 参照）河積は、漸拡、漸縮となるようにし、すり付け部は、水理的に無理のないようにする必要がある。



2-12 取付擁壁

2-7 高水敷保護工

高水敷保護工は、流水の作用による高水敷の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

【解説】

一般に、流水が高水敷を流下する場合、堰付近では流水の乱れにより護岸の肩部分および高水敷内に設けられた構造物の部分（例えば魚道）が特に洗掘されやすい。したがって、高水敷内の構造物周辺および護岸肩部分については、コンクリートブロック、コンクリート床版等によって保護するものとする。この場合、粗度を急変させないよう留意するものとする。

高水敷保護工の施工範囲は、護岸の施工範囲と同様とする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.7 (P.71)

2-8 その他の構造物

2-8-1 管理橋

堰には、原則として管理橋を設けるものとする。ただし、起伏式ゲートによるもの、その他必要がないと認められる場合においてはこの限りでない。また、管理橋の幅員は、堰の維持管理上必要な幅、堤防の管理用通路幅等を考慮して決定するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.8.1 (P.72)

〔解説〕

管理橋の設計に当たって問題となるのは、幅員、設計荷重であるが、これを決定するにあたって、次のような事項を検討する必要がある。

- 1 管理橋を一般の道路橋または堤防管理用通路として使用するか、または併設するか。
- 2 ゲートの組み立てにおいて、管理橋を利用するか否か。
- 3 維持管理において、どのような事態が予想されるか。

最近の堰は大型化し、ゲート1門あたりの重量も大きくなっている。したがって、組立に際して分割数を多くして搬入するとしても1ブロックあたりの重量は大きく、管理橋上よりクレーンによってゲートの組立を行うためには、その幅員、設計荷重、工事費も大きくなり、組立のためにだけ管理橋の幅、設計荷重をとることは不経済である。また、大部分の堰が非洪水期施工であり、管理橋設置後ゲートの組立を行うのは工程的にも無理がある。したがって、管理橋の幅員、設計荷重を決定する要素としては、道路橋として使用する以外には、一般に、堰完成後の維持管理上予想される事態に対応できるものであればよい。

堰完成後予想される事態としては、次のことが考えられる。

- 1 通常の点検のための人、車通行
- 2 若干のコンクリート補修工事
- 3 ゲート、開閉機、操作盤等の部品の交換（ゲートそのものの交換は別途考慮する）

一般的には、このうち3. が支配的な要因となる。すなわち、ゲート、開閉機、操作盤等の部品で、交換が予想されるもので、最小単位に分解されたもののうち、最も重いものを搬入できるような管理橋であればよい。

なお、管理橋を用いて予備ゲートを据え付け、撤去する場合は、それについても考慮するものとする。

交換部品のうち重いものとしては、ローラー、ドラム等が一般であり、これらの部品を搬入できるトラック、クレーン（アウトリガー使用時）を対象として幅員および設計荷重を決定する場合が多い。

なお、既設道から堰の管理橋への取付道路を設ける必要がある。

取付道路は、既設の堤防天端道路、管理用通路または、公道から取り付けられるものとし、取付道路の幅員および構造は、管理橋の規模を考慮して決定するものとする。

2-8-2 魚道、土砂吐き、閘門

堰に魚道、土砂吐き、閘門を設ける場合には、原則として河川の計画横断形の流下断面および現状の流下断面の外に設けるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.8.2 (P.72)

〔解説〕

土砂吐きの規模、設置位置は非洪水時の堰上流の堆砂の防止および堰下流への土砂の供給の機能が確保されるよう決定するものとする。また、閘門の規模、設置位置は対象となる舟種を考慮のうえ決定するものとする。特別の理由により河川の計画横断形の流下断面内または現状の流下断面内に、魚道、土砂吐き、閘門を設ける場合については、河川管理施設等構造令および同施工規則ならびに施工についての河川局長通達および運用についての水政課長、治水課長通達（昭和52年2月1日 建設省河政第5号、河治発第6号）を参照のこと。

土砂吐き、閘門の径間長は、それらの効用を可動堰の可動部の一部が兼ねる場合については、前期通達によって決定するものとし、その他の場合については、所要の目的のため必要な値を検討して決定するものとする。

閘門には、船舶の航行に支障を及ぼさないよう導流壁を必要な長さまで設けるものとする。

閘門の閘室の有効幅と有効長さは、次のように定めるものとする。

有効幅＝対象船舶の幅×配列数＋余裕

有効長さ＝対象船舶の長さ×縦方向隻数＋余裕

閘門には、必要に応じて次のような設備を設けるものとする。

1 充給排水設備（閘渠）

充給排水設備は、通航船に許容以上の動揺を与えない範囲で短時間に水位差をなくすよう、規模を決定する。

2 繫留設備

閘室、取付壁、取付護岸には、通航船の安全な停船と操作ができるような繫留設備を設ける。

3 保安設備

照明設備、水位計、CCTV、標識、信号灯、放送設備、防護柵等の保安設備をそれぞれ必要に応じて設けるものとする。

なお、ゲート開閉の所要時間は、通航船の通過時間に与える影響、開閉装置の機構と規模、経済性等を総合的に判断して決定するものとする。

ただし、ゲート開閉のそれぞれの行程の所要時間は、2～5分以内

を標準とする。

2-8-3 魚道の規模、形式

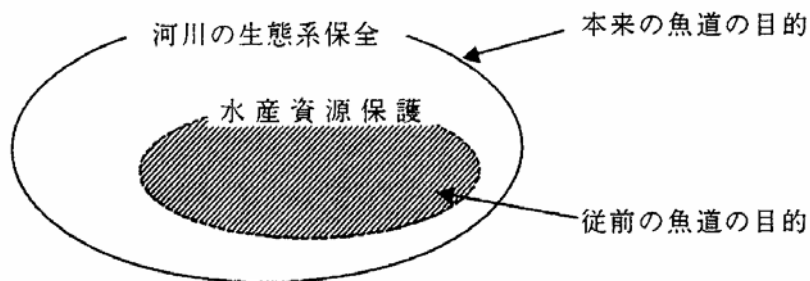
魚道の設計においては、対象河川に生息する魚のライフサイクルを考慮し、上・下流の河道形態を踏まえて川づくりの一環として設計しなければならない。

魚道の規模、形式は、対象となる魚種とその習性、利用可能な流量、魚道上・下流の水位変動等を考慮して決定するものとする。

魚道設計
参考資料(案)
(魚道の考え方)
H9.11
九州地方建設局
河川部
魚道検討会

〔解説〕

魚類の遡上、効果を妨げる横断工作物がある場合、河川の生態系保全の一つとして魚類がライフサイクル(生活史)*1)をまっとうするための移動路を確保することである。そのため、魚道は縦断方向の連続性を確保するための



*1) 魚のライフサイクル(生活史)とは、ふ化から成長、定着、産卵に至るまでの時期と河川内の移動をいう。

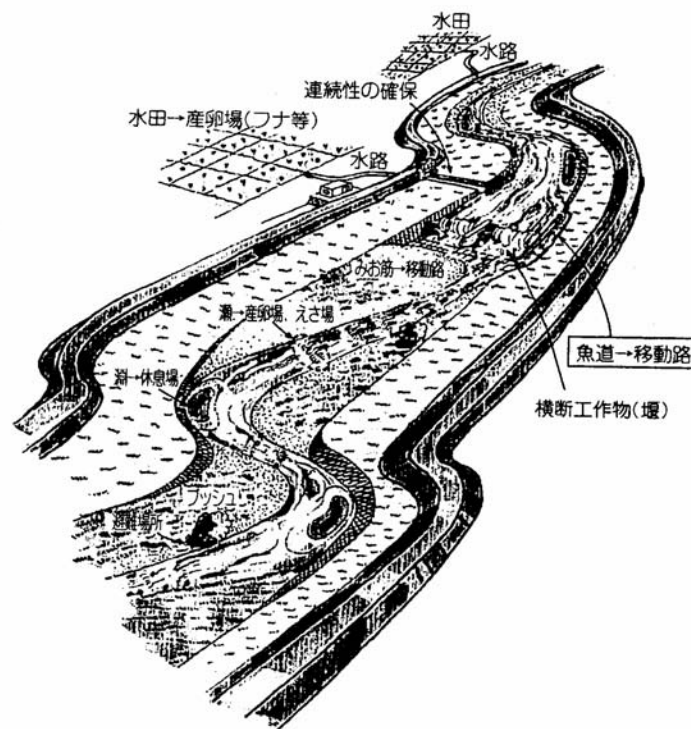
魚道の設計においては、本設計要領に記載した事項を考慮するほか、「魚道設計参考資料(案)：九州地方建設局河川部」を参考にするものとする。

1 川づくりにおける魚道設計の配慮点

- ① 多自然型川づくりでは、河川に生息するすべての生態系に配慮することが重要であり、魚類、および甲殻類にとっては、河川縦断方向の生息環境の連続性や堤内地まで含めた横断方向の連続性に配慮する必要がある。すなわち、ある地点のみを点として捉えるのではなく、周辺をも含む面として捉えることが川づくりに求められる。
- ② 特に回遊性の魚類や甲殻類、又は、成育のための河川内の移動が不可欠な生物にとっては、縦横断方向の川の連続性を確保するための移動路の確保が必要である。

- ③ 河川内に生息する生物が必要とする移動路を全川的に保全又は、確保するためには、横断工作物の設置場所において、遡上、降下を妨げない施設としての魚道が必要となる。すなわち、魚道は、縦断方向の連続性を確保するための川づくりの一環として捉える必要がある。
- ④ その場合、対象地点の条件だけでなく、上、下流の広い範囲の河状や水理条件、全川の魚の生息状況を把握し、魚道だけで対応できないような場合は、魚道上、下流の瀬や淵、緑陰、水制や根固等による洪水時の避難場所を保全するなど川づくりと一体となった対応が必要となる。

川づくりと魚道の概念図



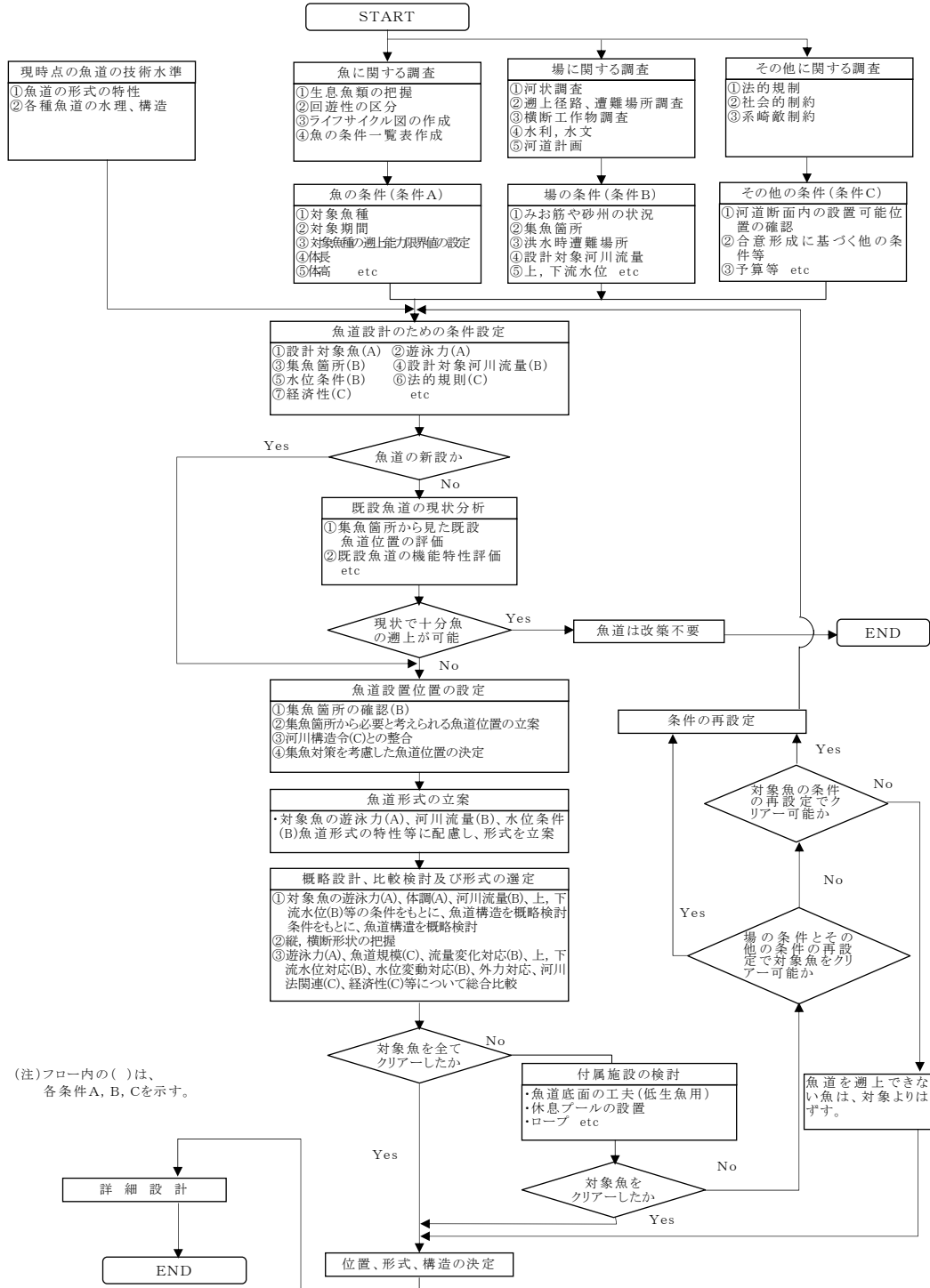
2 魚道設計に必要な条件

河川生態系に配慮した川づくりの一環として魚道を考える場合、その河川に生息する魚の特性やその川の特性を十分把握し、対象地点を含む上下流の広い範囲の川づくりに配慮しながら検討する必要がある。そのためには、

- ① その河川に生息する魚類から求められる条件「魚の条件」
- ② その川の河床形状、水理・水文、対象工作物の形式・構造などから決まる条件「場の条件」
- ③ 地元要望などの社会的制約や経済的な制約などの条件「その他の条件」

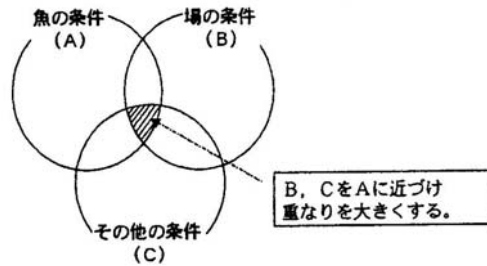
など3つの条件について検討することが必要である。

魚道設計の全体フロー図



3 魚道設計の基本的な考え方

最適な魚道の設計概念とは、本来の目的である「魚の条件」を最大限に満足させるように、「場の条件」および「その他の条件」を「魚の条件」の近付け重なりを大きくすることである。



4 対象河川に生息する魚のライフサイクルの把握

ライフサイクル図の概念図を次に示すが、具体的には横軸に河川の流程（距離）、縦軸に時間（時期）をとって、このなかに、対象魚の成長過程と移動径路を線（又は範囲）で表したものになる。

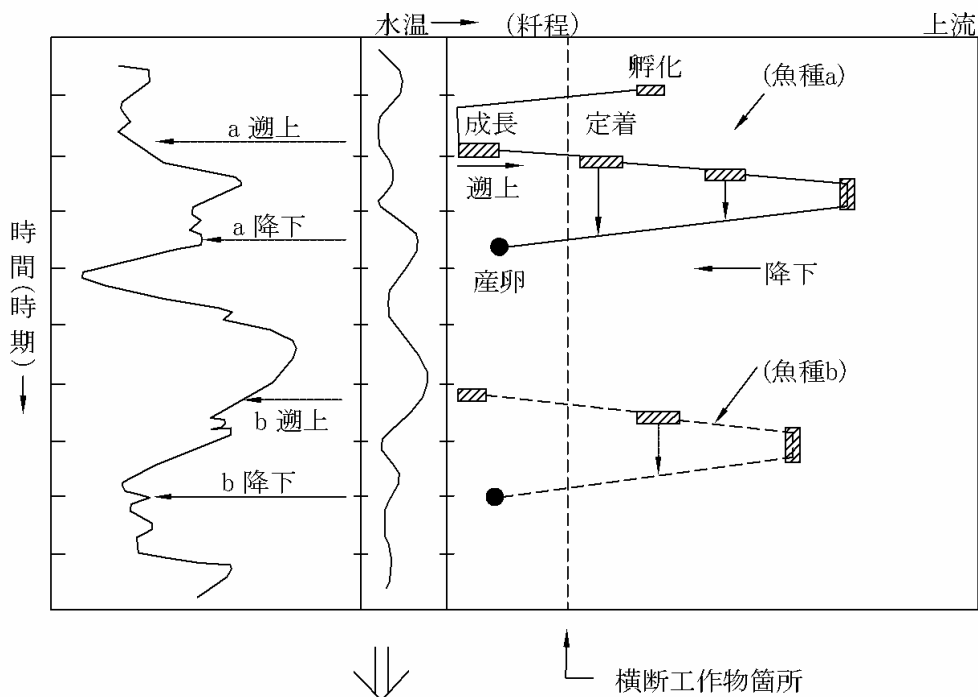
なお、現時点での生活史が把握できる九州 20 河川に生息する 9 魚種については、「魚道設計参考資料」にライフサイクル図を掲載しているので、これを参考にしてもよい。

<B 条件の河川流況>

流量Q →

<A 条件（魚のライフサイクル）>

流程L →



魚のライフサイクルとその場の条件を関連づけて把握することにより、魚が成長の過程で川とどのように関わっているか、そして成長のどの過程で横断工作物と出会い、その時の河川の流況がどのようなものであるか分かる。

ライフサイクルによる魚類のグルーピング

- 通し回遊魚 A 型（両側回遊魚）：河川で産卵し、ふ化仔魚はいったん海へ流され、稚魚となって川を移動するもの
 - B 型（降河回遊魚）：成長期の大部分を淡水域で過ごし、産卵のために川を下って海に入るもの
 - C 型（遡河回遊魚）：成長期の大部分を海域で過ごし、産卵のために川へ遡上するもの
- 河川内回遊魚：河川内で回遊を行うもの
- 河川内定着魚：一生を淡水域で過ごすもの
- 遇来性淡水魚：本来は海水魚であるが、一時的に（偶然）淡水域に侵入するもの
- 海水・汽水魚：一生を海水・汽水域で送るもの

5 魚道の形成

魚類には、一般に流れにより下流に流されないため、流水の方向に頭を向けて流れに逆らって泳ぐ性質（走流性）があるが、その遊泳形態や遊泳速度は魚種ごとに異なることはもちろん、同じ魚種でも成長の度合いにより異なる。魚道の規模、形式の決定にあたっては、これら対象となる魚種の習性或魚道通過時の成長の度合いを十分考慮する必要がある。

魚道には、階段式、バーチカルスロット式等のプール方式、粗石付き水路、デニール式等の水路方式、閘門方式等の形式があり、形式により魚道内の流速分布や水位変動の追随性等がかなり異なるので、その選定にあたっては、以下に示すそれぞれの特徴を十分に把握の上検討する必要がある（図 2-13 参照）。

1) プール方式

(1) 階段式

上流側の水位が変動すると、魚道内の流速や流量が大きく変動する。このため、水位変動が大きい場合には、昇降式ゲート等により隔壁上での越流水深を一定に保ったり、魚道出口部等を水位変動に対応して機能させることが必要になる。また、隔壁上端形状に丸みをつけ、越流水脈が隔壁からはく離しないよう配慮するとともに、湾曲部でのセイシュが発生しないよう設計しなければならない。なお、水位変動の影響を減じ、セイシュの発生を防止する形式としてアイスハーバー式が考案されている。階段式は、我が国で最も実績のある魚道形式であり、水理的にも多くの知見が得られているので、魚道形式の検討対象として含めることが望ましい。

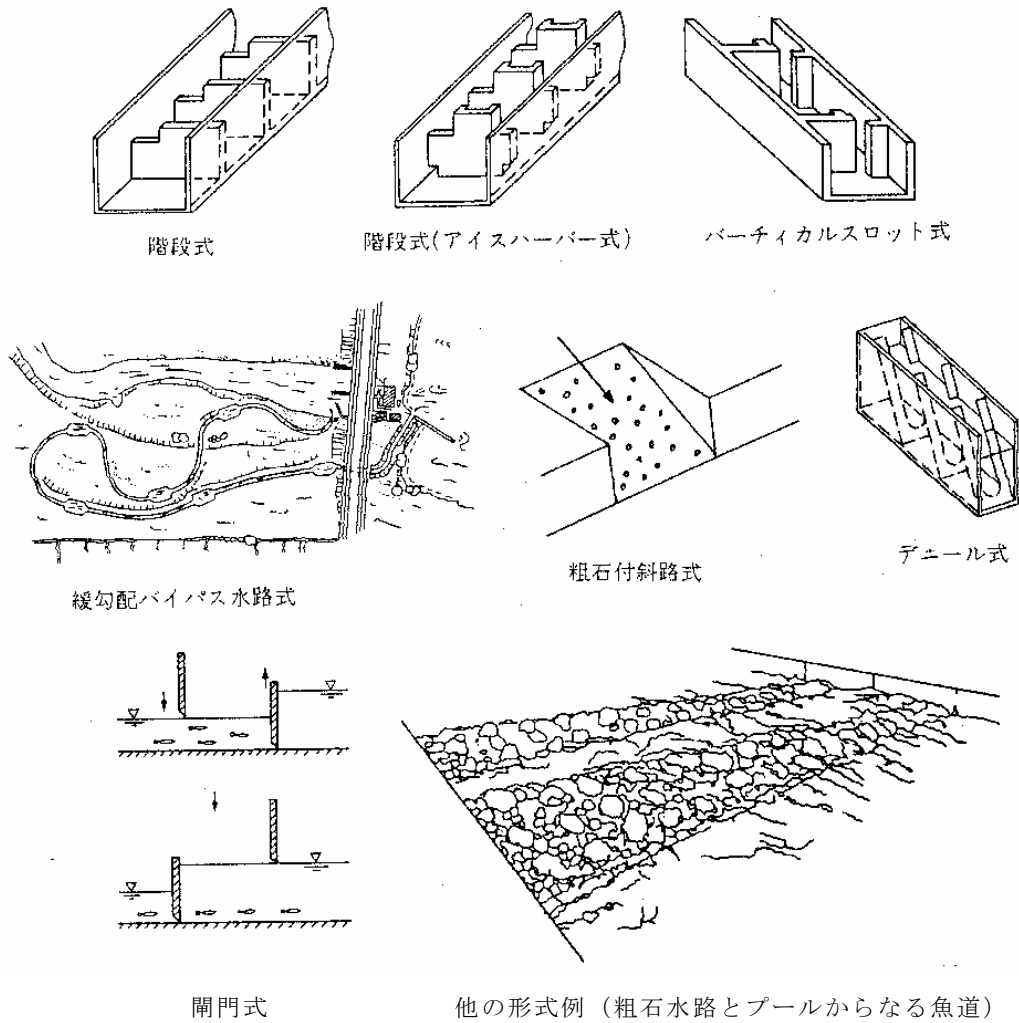


図 2-13 代表的な魚道形式

(2) パーティカルスロット式

水深により流量は変化するが、流速は主としてプール間の水位差で決まり、水位変動による影響が小さい。

2) 水路方式

(1) 緩勾配バイパス水路式

上流側の水位変動により流量、流速が大きく変化する。また、かなり緩い勾配とする必要があり、浅く長い水路となる場合は、鳥類対策についても考慮する必要がある。

(2) 粗石付斜路式

粗石による抵抗については不明な部分が多く、流量や流速が予測しにくいので、粗石の大きさ、配置については、十分な水理的検討が必要になる。斜路を横断方向にも傾斜させ、多様な水深、流速を確保し、水位変動による影響を低減することにより、底生魚を含む多様な魚種への対応も可能である。

(3) デニール式

比較的急勾配の水路においてもある程度の水位（流量）変化に対し、低流速の領域を確保することができるが、阻流板間には顕著な渦が形成され流況はかなり複雑となる。

3) 閘門方式

閘門の操作が日常的に必要なになる。底生魚や遊泳能力の小さい魚も含め、一回の操作で多くの魚を遡上させることが可能である。

魚道の入口標高については、下流水位変動範囲、将来の河床低下を検討のうえ決定する。また、魚道内への土砂の堆積が生じないように配慮するものとする。

魚道入口へ魚を誘導するため、必要に応じ呼び水水路を設置する。呼び水の流れは、魚が滞留しやすい循環流等の発生や別の径路への誘導、魚の魚道入口への進入妨害が生じないように魚が選考しやすい流れを魚道入口付近から効果的に広げるものとする。また、堰本体からの放流水の流量が大きい場合には、その呼び水効果について配慮する必要がある。

2-8-4 付属設備

堰には、維持管理および低水時、洪水時の操作に必要な付属設備を設けるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
7.2.8.4 (P.75)

〔解説〕

堰には、必要に応じて次に示す付属設備を設けるものとする。

1 管理所

ゲートの操作は、管理所において集中コントロールすることが望ましい。管理所には、必要に応じて事務室、動力設備室、操作室、宿直室等を設けるものとする。

2 警報設備

可動堰で、ゲート開放により上下流に著しい影響があると予想される場合には、必要な範囲に警報設備を設けるものとする。

3 水位観測設備

水位観測設備は、堰の上下流に設けるものとし、閘門のある場合は閘室にも設けるものとする。また、必要に応じて管理所内の操作室に水位を表示できる構造とする。

4 照明設備

管理橋にはゲートへの照明も兼ねた照明設備を設けるものとする。特にITVを使用する場合には、それに応じた照明設備とする。

5 管理用階段

堰左右岸の川表堤防のり面には、管理用の階段を設けるものとする。階段幅は1 m以上とする。

6 ゲート操作用階段

階段の構造は、安全性（利用する人間に対する安全性）、堰設置位置の気象条件（塩害等）、門柱、および操作室とのバランス（美観）等を考慮して設計するものとする。

7 その他

事故防止のため必要に応じ取付擁壁等に防護柵、タラップ等を設置するものとする。

3 設計細目

3-1 設計荷重

堰の設計に用いる荷重の主なものは、常時においては自重、静水圧、泥圧、揚圧力、温度荷重、波圧、残留水圧、常時土圧、風荷重、雪荷重および自動車荷重とするものとする。

地震の影響については、「河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説」によるものとする。

〔解説〕

堰の設計に用いる荷重については、堰の規模、ゲートや堰柱、門柱の形式、堰の位置等を

考慮して本文に示したおもな荷重の中から設計荷重を定めて堰の安定について検討するが、必要に応じてその他の荷重（氷圧）についても検討するものとする。

以下に、おもな設計荷重の求め方について示す。

1 自重

堰の材料の単位体積重量により計算する。

2 静水圧

堰上下流水位について、堰の操作上考えられる組合せを検討する。

ただし、地震時慣性力および地震時動水圧と計画高水時における水圧は、同時に作用しないものとする。

ゲート引上げ時には、流水から受ける力を必要に応じて考慮するものとする。

3 泥圧

土砂の堆積によって生じる泥圧について検討する。

泥圧のうち鉛直力は、堆泥の水中における重量をとるものとし、水平力は、河川、砂防技術基準（案）設計編（I）第2章3.5.3を参考にして求めるものとする。

4 揚圧力

揚圧力は、堰の操作上考えられる堰の上下流の水位差が最大となる水位により求めるものとする。

5 地震時の影響

地震時の影響については、「河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説」に準じて検討するものとする。

河川砂防〔設計 I〕
H9.10
7.3.1（P.75）

6 温度荷重

温度荷重は、温度変化を±15℃とし、膨張係数を鋼で0.000012、コンクリートで0.00001として計算する。

7 波 圧

波圧は、風と地震による波浪高を考慮して求めるものとする。

風による場合と地震による場合の波浪高については、次の方法により求める。

(1) 風による波浪高

一般のゲートには考慮しないが、防潮堰等では考慮するものとする。

波浪高の推定にあたって河川・砂防技術基準（案）調査偏第15章第3節および本編第7章第2節を参照するものとする。

(2) 地震による波高

地震による波高は次式により求めるものとする。

$$h_e = \frac{K_h \cdot \tau}{\pi} \sqrt{g \cdot H}$$

ここに、

h_e : 全波高

K_h : 設計震度

τ : 地震周期(s)

H : 設計水位から床版敷高までの深さ (m)

8 残留水圧

残留水圧は、堰の操作上考えられる水位の組合せにより決定するものとする。感潮部の場合は、前面潮位差の2/3の水厚差を対象とする。

9 常時土圧

常時土圧は原則としてクーロン公式を用いて常時および地震時について計算するものとする。

10 風荷重

風荷重は2942N/m²とする。

11 雪荷重

雪荷重は981N/m²を標準とし、地域特性に応じてこの値を増減するものとする。

12 自動車荷重

自動車荷重は必要に応じて、大型の自動車の交通状況に応じてA活荷重、または、B活荷重を考慮するものとする。

[参考 1. 1] 弾性係数、許容応力度等

[参考 1. 1. 1] 弾性係数、地盤支持力および摩擦係数

河川砂防[設計 I]
H9.10
参考 1.1.1
(P.79~80)

1 弾性係数は、表 2-6 による。

σ_{cR} が表の中間の値の場合は、比例によって求めた弾性係数を用いてもよいものとする。

表 2-6 弾性係数

材 料		弾性係数 (N/m ²)	
鋼 材		206,000	
コ ン ク リ ー ト	断面決定または応力度計算の場合	13,700	
	不静定力また は弾性変形の 場合	$\sigma_{ck} = 17.7 \text{ N/m}^2$	23,500
		$\sigma_{ck} = 23.5 \text{ ''}$	26,500
		$\sigma_{ck} = 29.4 \text{ ''}$	29,400
	$\sigma_{ck} = 39.2 \text{ ''}$	34,300	

2 地盤支持力および摩擦係数は試験によるほか、表 2-7 の値を参考に定めるものとする。

表 2-7 地盤支持力および摩擦係数

基礎地盤の種類	許容支持力度 (k N/m ²)		摩擦係数 場所打ちコンクリ ー トの場合の堰等の 底面の滑動安定計 算に用いるすべり	備 考		
	常時	地震時		q u (k N/m ²)	N値	
岩 盤	亀裂の少ない均一硬岩	981	1470	0.7	9,810以上	—
	亀裂の多い硬岩	588	883	0.7	9,810以上	—
	軟岩、土丹	294	441	0.7	981以上	—
礫 層	密なもの	588	883	0.6	—	—
	密でないもの	294	441	—	—	—
砂質 地震	密なもの	294	441	0.6	—	30~50
	中位なもの	196	294	0.5	—	15~30
粘 性 土 地 盤	非常に堅いもの	196	294	0.5	196~392	15~30
	硬いもの	98.1	147	0.45	98.1~196	8~15
	中位なもの	49	73.5	—	49~98.1	4~8

表 2-6 コンクリート標準示方書を参考にした。

表 2-7 は、道路土工擁壁、カルバート、仮設構造物工指針によっている。

[参考 1. 1. 2] 材料の許容応力度

本章の構造物の設計に用いる材料の許容応力度は、次によるものとする。

1 許容応力度

			(一般の部材)	(水に接する部材)
普通丸鋼	SR235	引張	137 N/m ²	137 N/m ²
異型丸鋼	SD235	〃	137 〃	137 〃
〃	SD295	〃	177 〃	157 〃
〃	SD345	〃	196 〃	157 〃
鋼管杭	SKK400	〃	137 〃	
鋼矢板	(SY295)	〃	177 〃	
既製杭	JISによる			
タイロットSS400	16mm < 径 ≤ 400mm		88 N/m ²	
	40mm < 径		78 〃	
SS490	16mm < 径 ≤ 400mm		108 〃	
〃	40mm < 径		98 〃	
	高張力鋼	70	177 〃	
	高張力鋼	75	216 〃	
鋼材	SS400	引張	137 〃	
コンクリート				

N/m²

コンクリートの設計基準強度 (σ _{CR})		コンクリートの設計基準強度 (σ _{CR})			
		20.6	23.5	26.5	29.4
応力度の種類	曲げ圧縮応力度	6.86	7.85	8.83	9.81
	軸圧圧縮応力度	5.39	6.37	7.35	8.34
せん断 応力度	コンクリートのみでせん断を 負担する場合 (ta1)	0.353	0.382	0.412	0.441
	斜引張鉄筋と協同して負担する 場合 (ta2)	1.57	1.67	1.77	1.86

2 許容応力度割増し

短期荷重による許容応力度は、「一般の部材」の許容応力度に対し次による割増しを行うことができるものとする。

表 2-8 許容応力度の割増し

短期荷重	割増率 (%)
温度変化	15
地震	50
温度変化+地震	65

河川砂防[設計 I]
H9.10
参考 1.1.2
(P.80~81)

これらの許容応力度はコンクリート標準示方書の規定を基本とし、道路橋示方書等との整合も考えて定めたものである。

計画高水位以下の構造物は「水に接する部材」として設計する。

許容軸圧縮応力度は、軸力のみしか作用しない部材に用いる。

斜め鉄筋を使用しない場合のせん断許容応力度は次のような方法で使用する。

- 1 せん断応力度は、せん断力を部材幅 (b) ×有効高さ (d) で割った平均せん断応力度をする。
- 2 せん断応力度の証査は支点が直接支持となっているものは支点の前面より $1/2h$ だけ内側で行ってよい。 (h : はり高)
- 3 せん断スパンが明確なものは、せん断スパン (a) によって許容応力度を α 倍してよい。

$$\text{ここに } \alpha = 3 - a/d \quad \text{ただし、} 1 \leq \alpha \leq 2$$

斜め鉄筋を使用する場合のせん断強度は

$$1/2Se + Ss \quad (\text{ただし、} Se: \text{コンクリートのせん断強度、} Ss: \text{鉄筋の受け持つせん断強度}) \text{とする。}$$

平均せん断応力度が斜め鉄筋を使用する場合の許容応力度を超える場合には、部材断面を許容応力度以下になるまで増さなければならない。

押抜きせん断の計算においてのみ、コンクリート標準示方書のスラブの場合のせん断許容応力度の値を適用するものとする。ほかは 梁の値を用いる。

許容応力度は、コンクリート面積と支圧を受ける面積が同じ場合に適用し、支圧面積がコンクリート面積より小さくなる場合はコンクリート標準示方書の方法で割増ししてよい。

無筋コンクリートの許容応力度は、コンクリート標準示方書による。

鉄筋の許容応力度を割増す際は、一般の場合の許容応力度を割増したものとしてよい。

[参考 1. 1. 3] 安全率

本章の構造計算の安全率は、表 2-9 の値を標準とするものとする。

表 2-9 安全率

項目	常時	地震時
基礎	3	2
転倒	合力の作用点が中央1/3以内	合力の作用点が中央2/3以内
滑動	1.5	1.2

河川砂防[設計 I]
H9.10
参考 1.1.3
(P.82)

- 1 杭基礎の場合の滑動については、許容水平変位量と杭の許容曲げ応力度により決まるので、表 2-9 は適用されない。
- 2 表 2-9 の値は、従来の堰の安定計算で一般に行われる二次元計算（例えば、水流方向の安定計算時には、水流方向の荷重しか考えない）を対象としたものである。
- 3 基礎について検討する際に、〔参考 1. 1. 1〕に示す許容支持力度を用いる場合には、すでに安全率が考慮されているので、表 2-9 の安全率を適用する必要はない。

〔参考 1. 1. 4〕 材料の単位体積重量

材料の単位体積重量は、表 2-10 の値を参考に定めるものとする。

表 2-10 材料の単位体積重量

材料名	単位体積重量 (kN/m ³)
鉄筋コンクリート	24.52
無筋コンクリート	23.05
土 (空 中)	17.65
土 (水 中)	9.81
鋼、 鋳鋼、 鍛鋼	76.98
鋳 鉄	71.10
砂、砂利、碎石	18.63
セメントモルタル	21.08
石 材	25.50
木 材	7.85
瀝 青 材	10.79
瀝 青 舗 装	22.56

土の単位体積重量は、一般的な値を示したものであり、土質試験データがある場合は、その値を用いて設計するものとする。コンクリートについても、できるだけ試験データによるものとする。

〔参考 1. 1. 5〕 部材の最小寸法等

部材の最小寸法等は、表 2-11 によるものとする。

表 2-11 部材の最小寸法等

項 目	規 定
部材の最小寸法	35cm (操作室等は除く)
鉄筋のかぶり	7.5cm以上 (低版は10cm以上とする。ただし、操作室は除く。)

河川砂防〔設計 I〕
H9.10
参考 1.1.4 (P.82)

河川砂防〔設計 I〕
H9.10
参考 1.1.5 (P.83)

3-2 本体の設計

3-2-1 可動堰

可動堰本体は、設計荷重に対して、転倒、滑動、基礎支持力に対する所要の安全性が確保されるよう設計するものとする。

〔解説〕

表2-12および表2-13は、可動堰の安定計算を行う場合の荷重条件（上流側に波圧を考慮する必要がない場合の荷重条件）の一例を示したものである。

ここに示した荷重条件のほか、予想される上下流の水位の組み合わせに対して安全であるよう設計するものとする。

なお、荷重の組み合わせのうち、洪水と地震、波圧と地震、風荷重と地震は同時に作用させないものとする。

また、地震時の影響については、「河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説」によるものとする。

河川砂防〔設計Ⅰ〕
H9.10
7.3.2.1（P.83）

表 2-12 (1) 中央堰柱の荷重条件

	水 流 方 向	水 流 直 角 方 向
常 時 (計画湛水位時)	<p> V_0: 本体(管理橋ゲートを含む)の重量 V_1: 上流側水重 V_2: 下流側水重 P_1: 上流側水圧 P_2: 下流側水圧 U: 揚圧力 W_1: 風荷重(操作室、操作台、門柱、堰柱、管理橋) E': 泥圧(必要な場合) </p>	<p> W_2: 風荷重(操作室、操作台、門柱、堰柱) $V_{1,2}$: 上下流水重 </p>
常 時 (計画高水位時)	<p> P_0: 流水から受ける力 V_1: 水重 W_3: 風荷重(ゲート) </p>	<p>記号は左に同じ</p>

表 2-12 (2) 中央堰柱の荷重条件

	水 流 方 向	水 流 直 角 方 向
常 時 (高潮時)	<p>P_w: 下流側波圧 波圧は、設計波に対して求める。</p>	
地 震 時 (計画湛水位時)	<p>P_d: 地震時動水圧 K_h: 設計震度 設計震度はレベル 1、レベル 2-1、レベル 2-2 の 3 ケースに対し求める。</p>	
施 工 時		

表 2-13 (1) 端堰柱の荷重条件

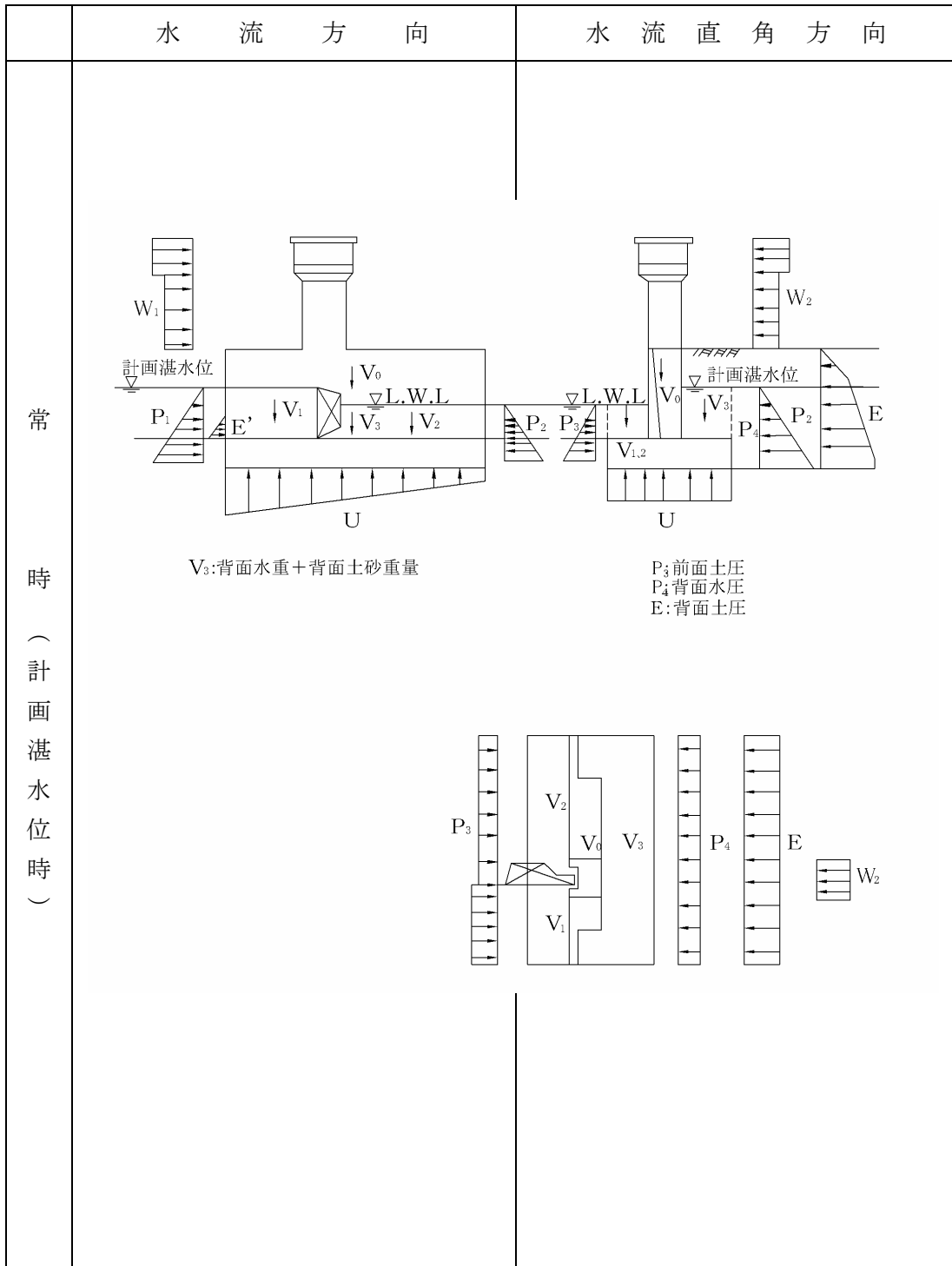


表 2-13 (2) 端堰柱の荷重条件

	水 流 方 向	水 流 直 角 方 向
常 時 (計 画 高 水 位 時)	<p style="text-align: center;">$V_{1,3}$: 前回水重および 背面水重+背面土砂重量</p>	<p style="text-align: center;">V_i: 前面水重</p>

表 2-13 (3) 端堰柱の荷重条件

	水 流 方 向	水 流 直 角 方 向
常 時 (高潮時)		
地 震 時 (計画湛水位時)	<p>計画湛水位</p> <p>Kh : 設計震度 設計震度はレベル 1、レベル 2-1、レベル 2-2 の 3 ケース に対し求める。</p>	<p>E' : 地震時背面土圧</p>

表 2-13 (4) 端堰柱の荷重条件

	水 流 方 向	水 流 直 角 方 向
施 工 時	<p>V_4:背面上重</p>	

〔参考 1. 2〕 安定計算

安定計算の順序および計算方法は、原則として次に示す内容によるものとする。

1 形状寸法の仮定

すでに決定した敷高、径間長、門柱高、管理橋幅員等の諸元を満足するように本体のゲート操作室、操作台、門柱、堰柱、床版等の各部の主要形状寸法を仮定し、本体の重量を求める。

2 ゲート、開閉装置、戸当り、管理橋、その他の付属物の重量の仮定

ゲート、開閉装置、戸当り重量の仮定は、すでに決定した敷高、径間長、ゲート高、設計水深に対し、他の可動堰の実例、その他参考文献により算定する。管理橋重量は、すでに決定した幅員、径間長に対し、他の橋梁の実例、標準設計等の参考文献より算定する。その他の付属物で安定計算に影響を与える恐れのあるものについては、それらの重量を仮定する。

河川砂防〔設計 I〕
H9.10
参考 1.2 (P.89)

3 荷重の計算

- (1) 鉛直荷重：仮定した形状寸法により可動堰本体、管理橋等の重量を計算する。また、端堰柱については、必要に応じて背面土重を計算する。
- (2) 地震荷重：各部の重量に設計震度を乗じて水平力を計算する。
ただし、動水圧は、ウェスターガードの式によって求める。
- (3) 土 圧：土圧は原則としてクーロンの式により常時、地震時の計算をする。
- (4) 風 荷 重：水面以上または、地表面以上の投影面は、すべて風圧を考える。
- (5) 揚 圧 力：揚圧力は次式により計算する。（図 2-15）

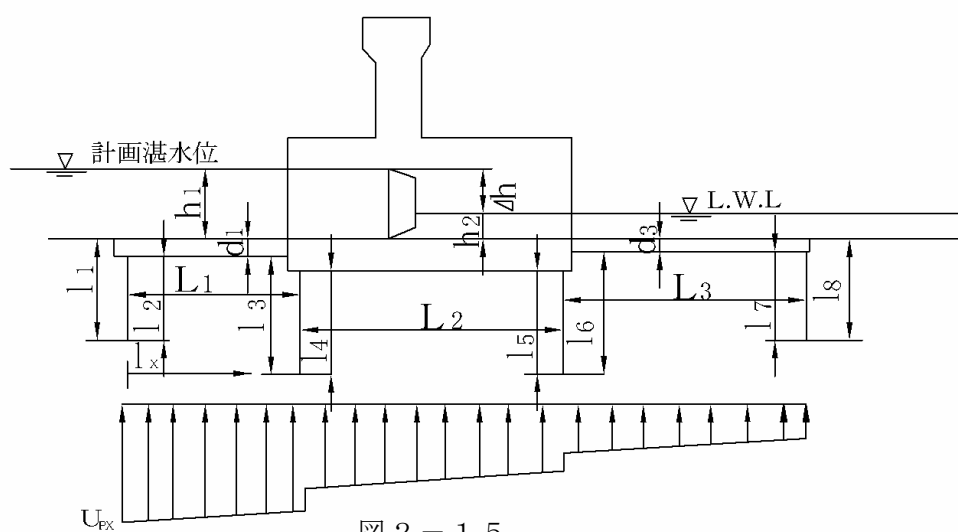


図 2-15

$$Up_x = \left(h_2 + \Delta h \frac{\sum l - lx}{\sum l} + dx \right) \cdot W_0 \text{ とする。}$$

Up_x ：任意の点の揚圧力（ kN/m^2 ）

Δh ：上下流水位差（ $h_1 - h_2$ ）（ m ）

lx ：上流端から任意の点までの浸透径路長（ m ）

$\sum l$ ：全浸透径路長（ m ）

W_0 ：水の単位体積重量（ kN/m^3 ）

dx ：任意の点における床版もしくは水叩きの厚さ（ m ）

4 転倒、滑動、地盤支持力に対する検討

転倒、滑動、地盤支持力に対する検討は、本章第 2 節 3-2-1 の荷重条件に対して行い、その安全率が〔参考 1. 1. 3〕の規定以上となるよう設計する。

なお、計算方法は、本章第 1 節 3-1 と同様とする。

近年可動堰の径間長は、ゲートの設計、製作技術の向上と河川管理上の要求と相まってますます大きくなり、50m以上のものも珍しくない。このよ

うな大径間の可動堰の場合、本体は逆T字となるが、この本体の安定計算にあたって従来の二次元計算では次のような欠点が指摘されている。

- 1 中央堰柱に、水流直角方向に地震力をかけた場合、水流直角方向の地震力と同時に水流方向の水圧も作用している。径間長が大きく、ゲート高も高い場合、水流方向の成分を無視するのは危険な可能性がある。
- 2 端堰柱については通常の場合背面土圧が支配的な水平力であるが、必要に応じ1と同様の理由により水流方向の水圧も同時に作用させて検討するものとする。

上述のような点を考慮した場合、ゲート高が高く、径間長が大きい堰では必要に応じて三次元計算でも検討するものとする。

〔参考 1. 3〕 応力計算

〔参考 1. 3. 1〕 門 柱

門柱の応力は、本章第2節3-2-1において規定した設計荷重に対して、門柱の形状に応じて、片持ばりまたは、門形ラーメンとしてモーメントおよび軸力を求めて計算するものとする。

門柱の有効断面として、戸当りの箱抜部分の二次コンクリートは考えないものとする。

〔参考 1. 3. 2〕 堰 柱

堰柱の応力は、本章第2節3-2-1において規定した設計荷重に対して、床版に固定された片持ばりとしてモーメントと軸力を求めて計算するものとする。

- 1 堰柱の応力計算においては、一般に、堰柱が水流方向に十分な長さを有するため、応力的には、水流方向の荷重条件に対してはほとんど問題がなく、水流直角方向の計算によって決定される鉄筋で十分な場合が多い。堰柱先端部には用心鉄筋として、中間部と同程度の配筋をしておくものとする。（図2-16参照）。
- 2 中間堰柱の水流直角方向の荷重に対するモーメントおよび軸力は、地震時の荷重条件で決定される場合が多く、端堰柱については、施工時と地震時についての検討によって決定される場合が多い。
- 3 堰柱の有効断面には、戸当りの箱抜部分の二次コンクリートは考えないものとする。また、両端を円弧にした場合は、次に示す有効長に対して、門柱からの荷重を等分させる（図2-17）。

河川砂防〔設計Ⅰ〕
H9.10
参考1.3.1（P.90）

河川砂防〔設計Ⅰ〕
H9.10
参考1.3.2（P.91）

4 門柱と堰柱との結合部、堰柱と床版との結合部は、応力集中を避けるため、図2-18のように配筋する必要がある。

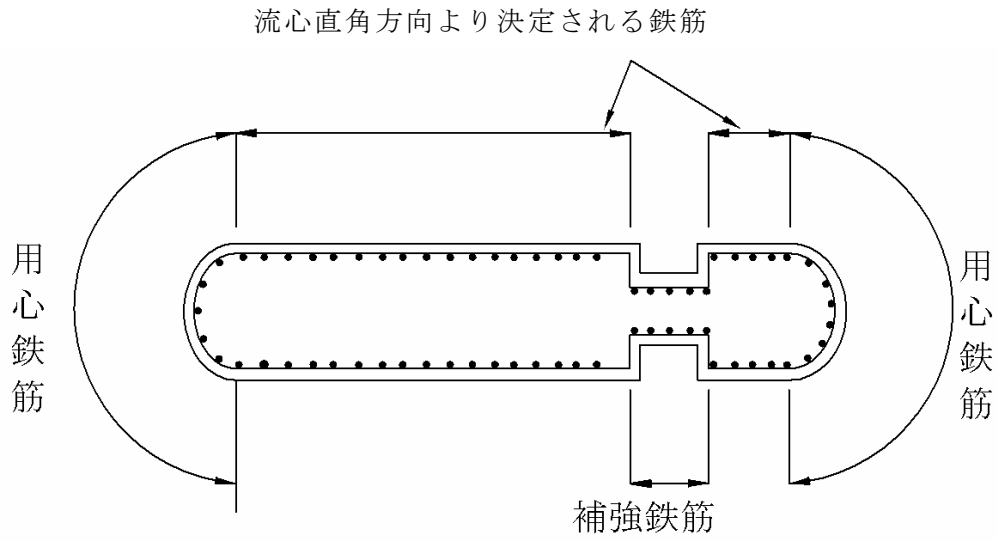


図2-16 堰柱の配筋

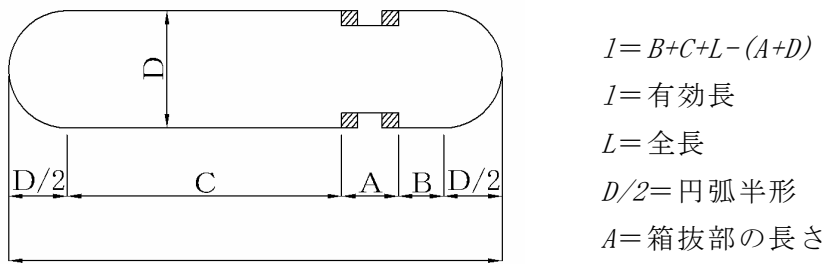


図2-17

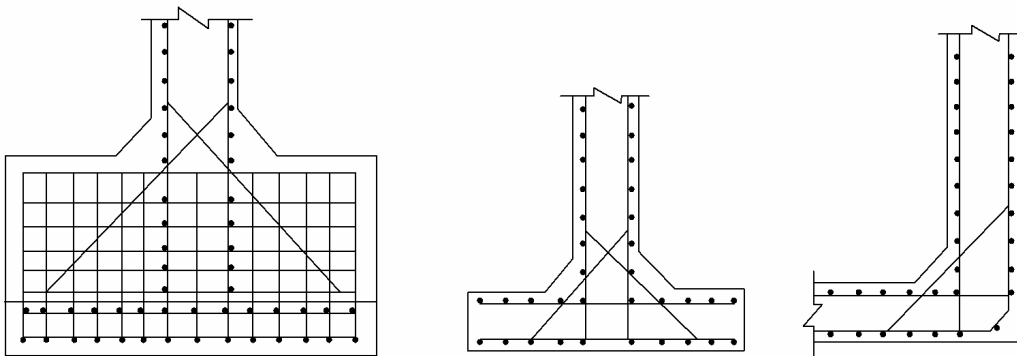


図2-18

床版の応力は、本章第2節3-2-1において規定した設計荷重に対して、本体の形式に応じて、堰柱に固定された片持ばり、または弾性床土上の梁としてモーメントおよび軸力を求めて計算するものとする。

1 逆T形の場合の床版の応力計算

本体の構造形式が逆T形の場合には、堰柱床版と中間床版に分けて、本章第2節3-2-1の荷重条件に対する応力計算を行う。ここで、堰柱床版については、堰柱に固定された片持ばりとして応力計算を行い、中間床版は、弾性床土上の梁として応力計算を行う。

2 U形の場合の床版の応力計算

本体上部の構造形式がU形の場合には、本章第2節3-2-1の荷重条件（以下にその一例を示す）に対して、原則として弾性床土上の梁として応力計算を行う。

(1) 流水直角方向

図2-19に示す荷重条件（荷重条件の一例）について弾性床土上の梁としてモーメントおよび軸力を求めて応力計算をする。

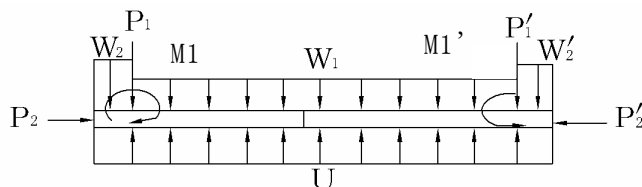


図2-19 床版に作用する荷重（水流直角方向）

U : 揚圧力

P_1, P_1' : 堰柱からの鉛直力（ゲートを上げたときはゲート重量を含む）

P_2, P_2' : 堰柱からの水平力

W_1 : 水重、床版の自重等（ゲートを閉じているときはゲート重量を含む）

W_2, W_2' : 土砂重量

M_1, M_1' : 堰柱からのモーメント

なお、杭基礎の場合には、杭の配置点に杭をバネとして作用させ、各支点が反力に応じた支店沈下を起こすものとして、連続梁として計算するものとする。

(2) 水流方向

図2-20に示す荷重条件（荷重条件の一例）について弾性床土上の梁としてモーメントおよび軸力を求めて応力を計算する。

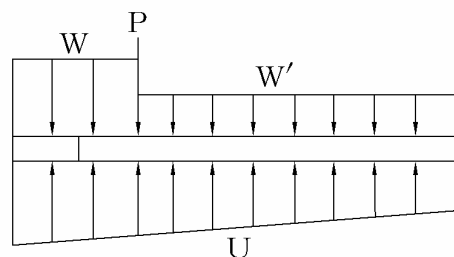


図2-20 床版に作用する荷重（水流方向）

U : 揚圧力

W, W' : 堰上下流の水重

P : ゲート重量

[参考 1. 3. 4] 水 叩 き

水叩きは、水重、揚圧力等の荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

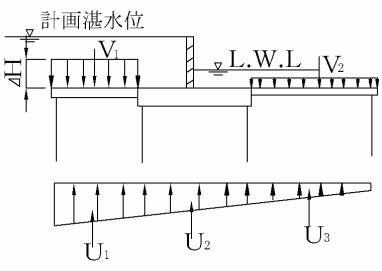
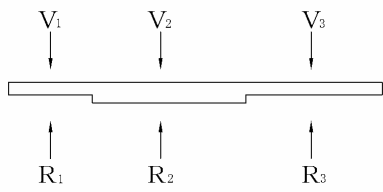
河川砂防[設計 I]
H9.10
参考 1.3.4 (P.92)

表 2-14 は、水叩きの安定計算に用いる荷重条件の一例を示したものである。

なお、揚圧力および水叩きの部材厚は、本章第 1 節 3-2 で示す方法により求めるものとする。

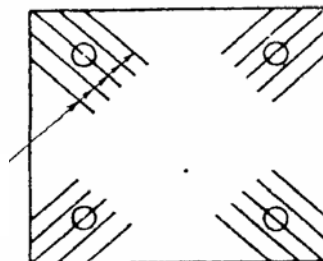
水叩きは、杭に支えられたフラットスラブ構造として解析を行うものとする。なお、フラットスラブ構造の解析については、コンクリート標準示方書等を参考にして行うものとする。

表 2-14 水叩きの安定計算のための荷重条件

計画湛水位等	施工時 (基礎支持力に対する検討)
 <p>V_1, V_2: 水重, 水叩き自重 U_1, U_2, U_3: 揚圧力</p>	 <p>V: 水叩き自重 (浮力なし) R: 基礎の反力</p>

杭頭部付近のクラック防止のため、版の対角方向には、原則として図 2-21 に示すよう配力筋を入れるものとする。

D16mm
程度



[参考 1. 4] しゃ水工の設計

しゃ水工の根入れ長は、原則として本章第 1 章 3-3 に示す方法により決定するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
参考 1.4 (P.93)

- 1 根入れ長は、原則として矢板間隔の $1/2$ 以内の長さとし、 $1/2$ 以上の長さとなる場合は、水叩き長さを延ばすなどの処置をするものとする。
- 2 各個所に配置する矢板長を極端に変化させることは好ましくない。しかし上流側しゃ水工をわずかに延ばすことで確実な不透水層に届く場合はこの限りでない。
- 3 不透水層に届くように根入れ長を決定した場合の揚圧力は、必要に応じ $0 \sim 50\%$ に逡減するものとする。

4 堤防との取付部のしゃ水工についても平面的な浸透径路長を計算し、堤防方向への根入れ長を決めるものとする。

〔参考 1.5〕管理橋

管理橋の設計は、原則として道路橋設計指針を準用するものとする。

堰の管理橋は一般には、河川の状況、堰の形式、規模及び管理体制を総合的に勘案して、管理橋の構造を定めることを基本とする。

自動車荷重については、TL-14（特に大規模な堰にあつてはTL-20）で構造計算を行うものとする。ただし、管理橋が兼用道路の場合、道路管理者と協議の上決定すること。

河川砂防〔設計 I〕
H9.10
参考 1.5（P.93）

3-2-2 固定堰

固定堰の本体は、設計荷重に対して、転倒、滑動、基礎支持力に対する所要の安全性が確保されるよう設計するものとする。

河川砂防〔設計 I〕
H9.10
7.3.2.2（P.93）

〔解説〕

表 2-15 は、堰の上下流に水叩きが設けられている一般的な形状の固定堰の本体において検討すべき荷重条件の一例を示したものである。

ここに示した荷重条件のほか、必要に応じ上流側に堆砂がなく動水圧が作用する場合や揚圧力が作用しない場合の荷重条件に対しても安全であるように設計するものとする。

表 2-15 固定堰の荷重条件

常時（計画高水位時）	地震時
<p>V: 本体の重量 W_w: 水重 E: 土圧 U: 揚圧力 P_1: 上流側水圧 P_2: 下流側水圧 W_E: 水で飽和した土砂重量</p>	<p>K_h: 計水平震度 E': 地震時土圧</p>

〔参考 1. 6〕安定計算

固定堰の安定計算の順序および計算方法は、原則として次に示す内容によるものとする。

1 形状寸法の仮定

すでに決定した敷高、水理条件より主要形状寸法を仮定する。

2 荷重の計算

(1) 鉛直荷重

仮定した形状寸法により水流直角方向 1 mあたりの重量を計算する。

(2) 水圧

考えられる場合堰の上下流の水位の組合わせによる。

(3) 土圧

上流側は、固定堰天端まで堆砂する場合についても計算する。

(4) 地震荷重

鉛直荷重のうち本体の重量および本体上の土砂重量に設計震度を乗じて地震による水平力を計算する。

(5) 揚圧力

揚圧力は〔参考 1. 2〕と同様とする。

3 転倒、滑動、地盤支持力に対する検討

転倒、滑動、地盤支持力に対する検討は、本章第2節3-2-2の荷重条件に対して行い、その安全率が〔参考1. 1. 3〕の規定以上になるように設計する。

なお、計算方法は本章第1節3-1と同様とする。

河川砂防〔設計 I〕
H9.10
参考 1.6 (P.94)

第3節 樋門

1 樋門の計画

1-1 設置位置の選定

樋門等の設置位置は、その設置目的に応じて選定するが、河状の不安定な個所はできるだけ避けるものとする。また、極力統合に努め、設置箇所数を少なくするよう努力するものとする。

工作物設置許可基準
H11.2
第7～9条
(P.21～26)

〔解説〕

樋門等の設置目的には、用水・排水・用排水兼用のものがあり、それぞれの目的に応じて設置されるものであるが、樋門等によって堤防の一部が置き換えられたことになり、堤防の弱点となる恐れがある。また、操作・維持管理の面を考慮しても、その数は極力少なくするのが望ましいので、可能な限り統合に努める必要があるが、詳細については、「工作物設置許可基準」に準ずることとする。

1-2 方 向

樋門等の方向は、堤防法線に原則として直角とするものとする。

〔解説〕

樋門等の設置は堤防の弱点となる恐れがあるので、できるだけ構造の複雑化を避け、施工の確実性を図るための規定であるが支川の合流形状、本川の対岸との距離などの理由でやむを得ず斜角とする場合においては、構造上及び施工上の安全性の確保について十分に配慮する必要がある。

1-3 敷 高

樋門等の敷高は、用水を目的とするものにあつては、それぞれの取水目的に応じて定めるが将来の河床変動についても配慮するものとする。

排水を目的とするものにあつては、接続する排水河川等の河床高、又は水路の敷高を考慮して定めるものとする。

〔解説〕

河床低下により取水困難となっている用水樋門等の例が多いので、用水樋門等の設置に当たっては、過去の河床変動の動向を調べ将来の河床低下の可能性について十分な検討が必要である。

しかし、低くすると取水量が水利権以上となる恐れがあるので取水量の調整が必要となる。

排水樋門等の敷高は、低過ぎると土砂が沈澱して有効断面積が減少し、高過ぎると排水能力が減少し、また、吐口の維持に費用がかかる。樋門等に接続する排水河川の河床高、又は水路の敷高との関係を十分検討して、敷高を決定しなければならない。

1-4 断面の検討

樋門の断面は取水樋門においては取水計画上過大にならないように、かつ対象濁水時においても計画取水が確保できる断面とする。

排水樋門においては水路の計画流出量および断面形状、余裕高等を考慮して決定する。

河川構造令
規則第48条
H14.9
(P.241)

〔解説〕

排水樋門の計画流出量は、現地状況を十分把握し、将来の土地利用計画も考慮した上で決定しなければならない。又、断面は樋門吐口部を限界水深とした水面追跡を行うとともに、施工性、維持管理等の面から、総合的に決定するものとする。

1-4-1 排水樋門の断面検討

(1) 基礎資料

1) 現地調査資料

- ① 流域図（集水区域の調査資料）
- ② 土地利用状況および将来土地利用計画
- ③ 集水区域内の用排水路系統図
- ④ 既設排水施設の構造諸元，排水機能および管理状況

樋門・樋管断面
検討指針(案)
S 49.10(九地整)

計画立案に先だち必ず現地調査を行い対象区域の実態を把握する。集水面積，流路延長，流出係数を図上から判断して決めることは、きわめて危険である。特に、都市近郊では急速に利用形態が変化しているから注意しなければならない。

(2) 計画規模

- | | | | |
|-----|---------|-----|-------|
| i | 一般地域 | ・・・ | 30年確率 |
| ii | 市街地 | ・・・ | 50年確率 |
| iii | 特に過密な地域 | ・・・ | 80年確率 |

対象地域のおおよその分類基準はおおむねつぎのとおりである。

「市街地」とは、湛水地域内の人家20戸程度で2～3年に一度は浸水被害をうけるところ又は、今後10年内外で人家が込みその程度の被害が予想されるところをいい、これにより少ないところを「一般地域」、これを上廻るところを「特に過密な地域」とする。

九州管内の樋門・樋管の計画規模の実績（S 46～S 48年度）によると、30年確率としたもの52件、50年確率としたもの32件、その他8件である。これら計画規模決定の根拠は事務所によってその基準がまちまちで、多くは設計者の主観によって決められている。ここでは背後地の状況によって3段階に分類することとした。

なお、背後地の状況によっては機械排水を併用する場合もあり、そのようなケースが近年漸増しつつある。機械排水とするべきかどうかの採択基準は現在のところ明確でなく、背後地の地形、資産、過去の被害の実態等を総合的に勘案してケースバイケースで定めているのが現状である。樋門・樋管を設計する場合、確率規模の高いものについては将来機械排水の併設の有無も併せて検討し、施設の配置や構造などに大巾な手戻りを生じないようキメ細かい配慮が必要であろう。

(3) 計画流量

1) 流出計算法

流出量はRational式により算出する。

$$Q = 1 / 3.60 \cdot f \cdot r \cdot A$$

Q : 計画流量 (m³/sec)

f : 流出係数

r : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/hr)

A : 流域面積 (km²)

樋門・樋管を設置するところの流域は大きいものでもせいぜい数km² (S46～S48年度九州管内実績) 程度の貯留現象がほとんど存在しないほどの小さな河川で、しかも、設計上はHydrographも不要であるからRational式を採用することとする。

流出計算法としては、他に単位図法、流出関数法、貯留関数法などがあげられるが、これらはいずれも実測に基づいて定数を定めなければならないが、樋門・樋管設置箇所流域での実測資料は皆無と云ってよい。そこでこれらの手法を用いる場合は定数を経験に基づいて大胆に仮定するか、近傍類似のもの (といってもそれ自体が仮定に基づいたものが多い) を採用して流出計算を行う例が多いが、これらは計算手順が繁雑な割に精度的には上記の理由から特に優れているわけでもない。要はPeak流量が求められればよいので樋門・樋管設計のための手法としては取扱いが簡単でしかも一般的なRational式を採用することとしたのである。

2) 流出係数 (f)

流域内の地目別の流出係数(f)は下記の値を標準とし、地目が混在する場合の(f)は、加重平均値を採用するものとする。

密集市街地0.9, 一般市街地0.8, 畑・原野0.6, 水田0.7, 山地0.7

流出係数は流域の開発によって大きな変化を受けることが多い。したがって、計画時点で農地原野であっても将来開発が予想される場合は、これらを十分織り込んで計画する必要がある。

河川砂防[調査]

H9.10

5.2 (P.86)

河川砂防[計画]

H17.11

2.7.3 (P.35)

3) 洪水到達時間

洪水到達時間はKravenの値および中安式より求め、その平均値を採用する。ただし、到達時間が30分に満たない場合は30分とする。

① Kravenの値

I	1/100以上	1/100~1/200	1/200以下
W	3.5	3.0	2.1

$$t_1 = L / W$$

I : 勾配

W : 洪水到達速度 (m/sec)

L : 最大流路延長 (m)

t_1 : 洪水到達時間 (sec) → (min)

② 中安式

$$tg = 0.27 L^{0.7}$$

$$t_2 = 2 tg$$

tg : 出水の遅れ

L : 最大流路延長 (km)

t_2 : 洪水到達時間 (hr) → (min)

$$③ \quad t = (t_1 + t_2) / 2 \geq 30\text{min}$$

Rational式を用いて流量を算定するには、計画降雨強度、流出係数、流域面積の3つを決定しなければならない。このうち計画降雨強度は降雨継続時間の関数として表わされ、Rational式では洪水到達時間平均降雨強度が使用される。洪水到達時間は流域の最遠点に降った雨が計画対象地点まで到達するに要する時間として定義される。

洪水到達時間は流出係数と同様、流域の状態や形状、勾配等の相違によって流域毎に異なるものであるから実測によって定めるのが望ましいが、雨の降り方によってもこの時間は大きく変動するので、計画規模に近い降雨時の実測値を用いるよう注意すべきである。

とはいえ、一般にはこのような資料のあることがむしろまれで、実務的には今までいくつか提案されている諸公式によって洪水到達時間を求めているのが現状である。したがって、当分の間適当な計算法が確立されるまではKraven値及び中安式から求めた値の平均値を洪水到達時間として採用することにする。

Bayern地方の公式（従来Rziha公式といわれていたもの）は、通常 of 地域では一般に到達時間が大きく、（到達速度が過小）に出る傾向があるので適用しないこととした。

土研式では、洪水到達時間を勾配と流路延長の関数とし都市流域および自然流域について表わしている。都市流域とは、下水道が設けられ完全に市街化され、道路も舗装されて不浸透面積が流域の8割以上を占めるものをさし、それ以外のものを自然流域としている。この式は流出試験調査の結果に基づき作られたものであるが、九州管内の樋門樋管設置流域には都市流域に該当するものは非常に少ないものと予想される。自然流域の式で洪水到達時間を求めるとBayern地方の公式に近い結果が得られ過大に出る傾向があり、なお検討の余地があるものと思われるので、今後の研究結果をまつこととして採用しなかった。

流域面積が小さくなると到達時間は30分以下になるが、その場合の平均降雨強度は急激に大きくなる。これより樋管断面を求めると、流域面積の小さい方が大きな断面を必要とするという矛盾した結果になるので、取扱いとしては30分未満の場合は30分を到達時間とすることにした。本来樋門樋管は本川からの逆流を防ぐ目的で設置するもので、本川水位上昇中は門扉を閉じるが、その間の内水流出による一時的な湛水は許容するのが基本的な考えである。

前記の取扱いで降雨の頭切りによって計画流量は小さめに決められ、したがって断面は小さめになるがこれによって起こる湛水がごく短時間のものであるならば、何ら支障ないものとする。それよりむしろ小流域の方が樋管断面が大きくなるという矛盾をさけたものである。

4) 降雨強度の算定

① 到達時間内平均降雨強度（ r ）は観測資料を基に確率降雨強度式を作成し、その式に洪水到達時間を代入して算定する

② 確率降雨強度式には

- i Talbot型 $r = b / t + a$
- ii Sherman型 $r = b / t^n$
- iii 石黒型 $r = b / \sqrt{t} + a$

r : 平均降雨強度 (mm/h)
 t : 降雨継続時間 (min)
 a 、 b 、 n : 定義

などがある。いずれを用いるかは、標準偏差を計算して判定する。

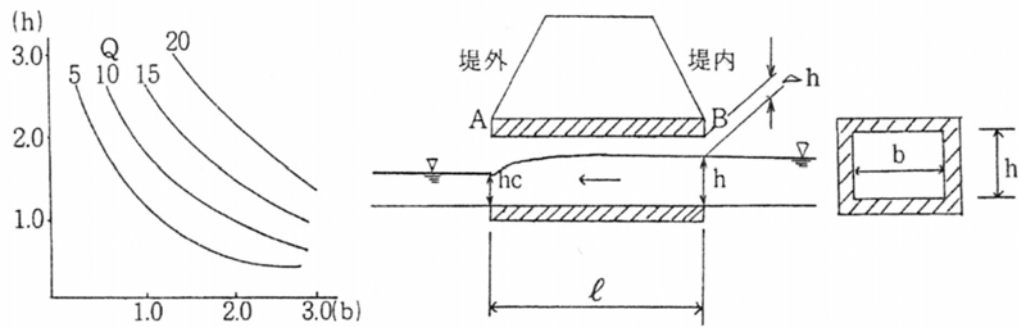
③ 降雨強度式を各内水域ごとに求めることは面倒であり、実務上もあまり意味がないので、降雨特性地域特性を考慮して全流域をいくつかのブロックに分け、そのうちの代表観測所を選んで上記処理をしておけば便利である。代表観測所は、その地域を代表することはもちろんであるが、長期にわたり自記々録の整っている観測所を選定することが望ましい。

九州管内では r の計算法として、つぎの 3 方式が用いられている。

- イ 物部，伊藤，川上式等により日雨量又は、24時間雨量から換算。
- ロ 確率時間雨量又は確率60分雨量を用いる。
- ハ 観測資料を基に確率降雨強度を求める。

以上 3 方式の Rational 式への適用について考える。イの方法では求める時間が短時間であればあるほど精度的に問題がある。ロの方法と Rational 式での洪水到達時間内平均雨量強度とは本来意味が異なるもので理論的根拠がない。ハの方法が理論的に妥当性があり、これによることを原則とするものである。（本章第 3 節表 3-4、図 3-3 1 参照）

(4) 断面決定



計画流量を流過させる樋門の断面は、流量 Q をパラメーターとした $h \sim b$ 関係図より求める。 $h \sim b$ 関係図はつぎの手順により作成する。

① 樋門長

樋門長は設備場所によって異なるが、個々の樋管毎に $h \sim b$ 関係図を作ることは繁雑であるから、今後設置する樋門長を調べ、あらかじめ3～4段階に分けて標準長(l)を決める。

② 樋管吐口(A)の水位

流量規模毎に樋管の巾を各種変えて、それぞれの限界水深(h_c)を求める。

③ 樋管呑口(B)の水位

管内の水面を吐口の h_c を出発水位として背水計算し、 l だけ離れた呑口B点の水位を求める。

④ $h \sim b$ 関係図

流出量 Q をパラメーターとし、縦軸を樋門高(h)、横軸を樋門巾(b)とした $h \sim b$ 関係図を作成する。(図3-2)

断面決定にあつて次の点に注意すること。

- (i) 既設樋管および在来水路断面との関係をよく調査し、既設樋管の断面を下回らないこと
- (ii) 標準設計を活用するよう心がけること。
- (iii) 標準設計に適合する断面がないときは直近上位の断面を採用する。

現在、九州管内で用いられている断面の計算方式をまとめると次の3方式がある。

- a 流速仮定方式：樋管内流速を2.5～3.5m/secと仮定して断面を求める。
- b 水路勾配方式：流入水路の勾配により流速を求め、断面を決定する。
- c 限界水深方式：樋管吐口の限界水深を境界条件として水面計算をし、呑口の水位を求め、断面を決定する。

上記3方式の長短を列記するとつぎのようになる。

- a については
 - ・ 流速仮定の根拠が乏しい。
 - ・ 計算が簡単。
- b については
 - ・ 自然水路ではIのとりかたがむずかしく、Iのとり方によって断面に大きな開きができる。
 - ・ 将来水路改築が皆無とはいえない。（Iが変ることがある）
 - ・ 同一計画流量であっても断面が個々に異なる
 - ・ 樋門は通常レベルで設置され、樋門内の流れは水理的には等流でない。
- c については
 - ・ 水理学上の信頼性がある。
 - ・ n値が確定している。
 - ・ 同一流量同一断面となる。
 - ・ 樋門長に対して相関図を作成しておくことで省力化が計れる。

以上、各方式の長短を比較してみるとcの方式がバラツキも少なく、最も信頼できるといえるので一般的にこれを採用する。

(5) 樋門の内のり高

樋門の内のり高については、流水等流下物が特に多い場合を除き、樋門が横断する河川又は水路の計画高水位に、表-1に掲げる値を加えた高さ以上とすることを標準とする。ただし、当該河川又は水路の計画高水流量が $20\text{m}^3/\text{s}$ 未満の場合は、計画高水流量が流下する断面の1割を内のり幅で除して得られる値以上とすることができる。

表 3-1 樋門の余裕高

項	計画高水流量 (m^3/s)	余裕高 (m)
1	50未満	0.3
2	50以上	0.6

なお、函体の沈下を許容する場合には、その沈下量を上記、余裕高に加算する等で断面の流下能力を確保しなければならない。

河川構造令
規則第48条
H14.9
(P.244)

柔構造樋門設計の
手引き
H10.11
6.1.2 (P.90)

1-5 二連以上の樋門の径間長

河川構造令
規則第49条
H14.9
(P.245~247)

二連以上の樋門の径間長は次のとおりとする。

樋門の内り幅は5 m以上とする。ただし、内り幅が内り高の2倍以上となる場合は内り幅を内り高以上とすることができる。

〔解説〕

本文は構造令に定めるところによる。

排水を目的とする河川を横過して設ける樋門の径間長が短過ぎると流下物がひっかかり排水を妨げるので、できるだけ広いほうがよい。しかし、小規模の樋門では5 m以上にすると構造的に不経済の形状となるので、ただし書きの規定が設けられている。

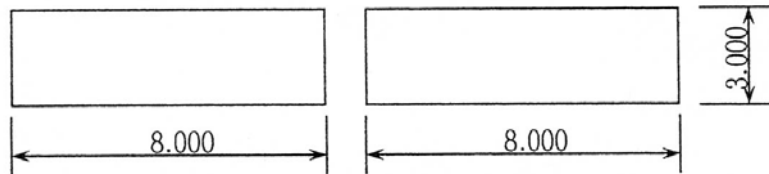
参 考 事 例

10m以上の場合

(B = 16.00m、H = 3.00m)

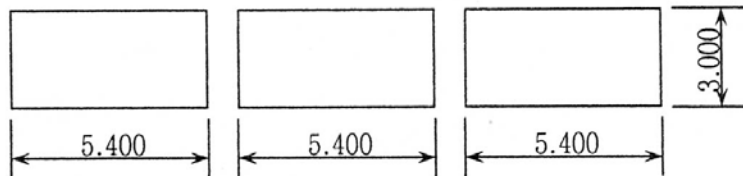
① 2連の場合

- $B/H = 8.00/3.00 = 2.67 > 2.00$ となり2連は採用不可



② 3連の場合

- $B/H = 5.40/3.00 = 1.80 < 2.00$ となり問題なし

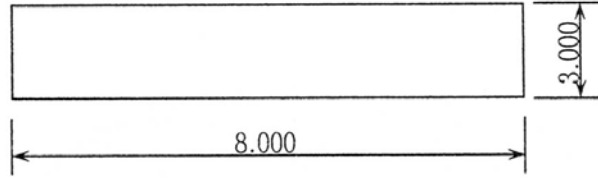


10m未満の場合

(B = 8.00m、H = 3.00m)

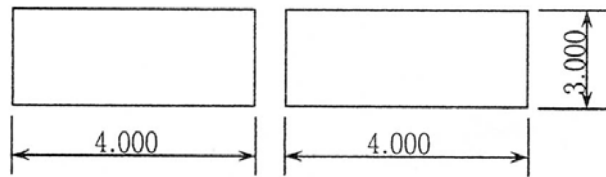
① 1連の場合

- ・ $B/H = 8.00/3.00 = 2.67 > 2.00$ となり1連は採用不可



② 3連の場合

- ・ $B/H = 4.00/3.00 = 1.33 < 2.00$ となり問題なし



2 樋門設計の基本

2-1 設計一般

樋門は、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用に対して安全な構造となるよう設計するものとする。また、樋門は、計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げることなく、付近の河岸および河川管理施設等の構造に著しい支障を及ぼさず、水棲生物等の生息環境を考慮し、ならびに樋門に接続する河床、高水敷等の洗掘の防止について適切に考慮された構造となるよう設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
8.1.1 (P.95~96)

[解説]

- 1 樋門は河川堤防を横断して設けられる函渠（管渠も含む、以下本節において同じ）構造物で河川堤防の効用も備えた施設であり、河川からの取水を目的として設置されるもの、堤内地の雨水、工場等から河川への排水を目的として設置されるもの、および舟運等のため設けられるものがある。なお、本節では樋管は樋門に含まれるものとしている。
- 2 樋門の構造は、水位、流量、地形、河床の状況等を考慮して、逆流を防止し、用排水機能の確保を図らなければならない。また必要に応じて、魚類の遡上・降下等の水棲生物等の生息環境を考慮した構造とするものとする。

3 樋門は、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の流水の通常の作用に対して安全な構造とする。堤体内に異質の工作物が含まれると、漏水の原因となりやすく堤防の弱点となるので、設置については、河川管理上必然性のあるものに限られるべきである。治水、利水が河川の機能である以上、樋門の設置を排除できないが、設置にあたっては、樋門の付近が堤防の弱点とならないよう、その構造および施工について十分な配慮がなされなければならない。また、樋門に接続する河床または高水敷の洗掘の防止に対して適切な構造でなければならない。

樋門の各部の名称は、図3-3による。また、樋門は、このほか、戸当り、開閉機、護床工、護岸、管理用階段その他の附属設備の構造各部によって構成される。胸壁には函渠直上の壁を含む。

本節においては、ゲートが引上式の場合について示している。

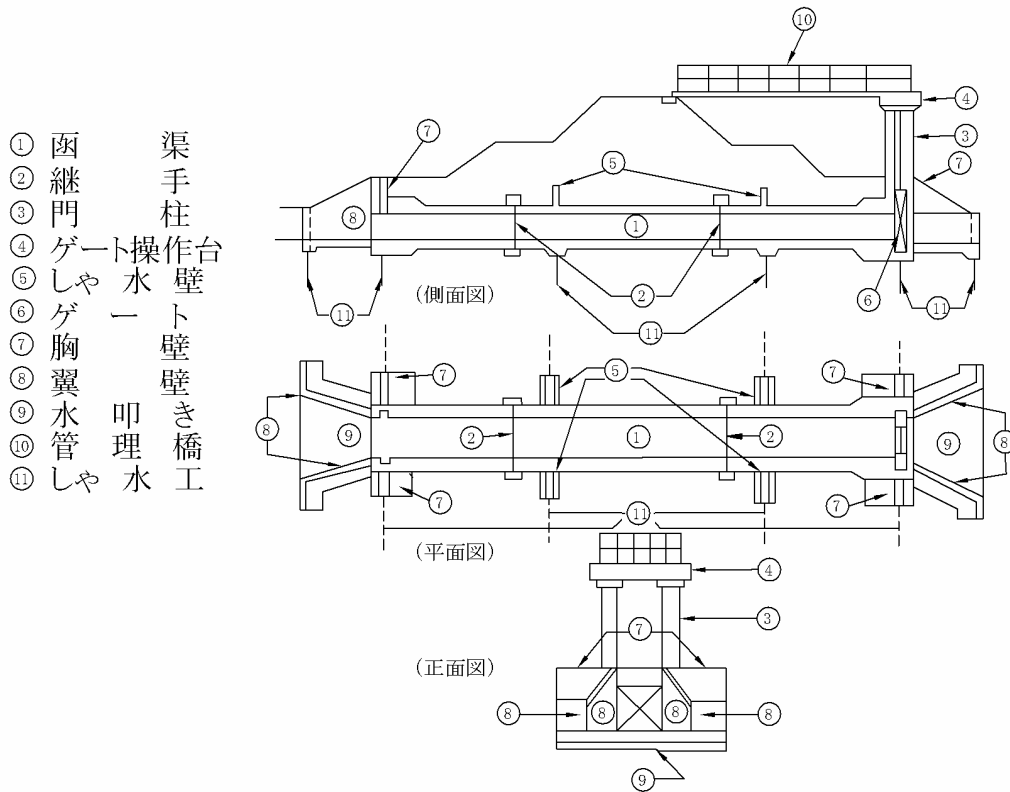


図3-3 樋門の各部の名称

4 河川構造物としての工期的制約条件を回避し、施工の合理化、省力化を図るために、函渠等のプレキャスト化、ユニット化を考慮することが望ましい。

2-2 軟弱地盤上の樋門の設計

軟弱地盤上に設ける樋門は、構造物周辺の堤体が堤防の弱点とならないよう函渠設置以後に生ずる基礎地盤の残留沈下に伴う堤体および本体への諸影響に配慮して設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
8.1.2 (P.96)

〔解説〕

- 1 軟弱地盤上の樋門の函渠周辺には空洞が発生しやすい。空洞化を抑制するためには、函軸方向の函渠を地盤の沈下分布に追随させることが可能な柔構造として設計することが望ましい。
- 2 函渠を地盤の沈下分布に追随させるということは、函渠自身に変形を求めるのではなく、継手を介して函渠を折線上に折れやすくした柔構造とすることである。
- 3 長期間継続する基礎地盤の残留沈下量は、本体の変位・断面力に大きな影響を及ぼすので、地盤改良等の対策工の検討を行い、事前にできるだけ小さくするように努める。
- 4 事前の地盤調査は、残留沈下量分布が精度よく推定できるように圧密試験等の沈下に関する調査項目に配慮する必要がある。

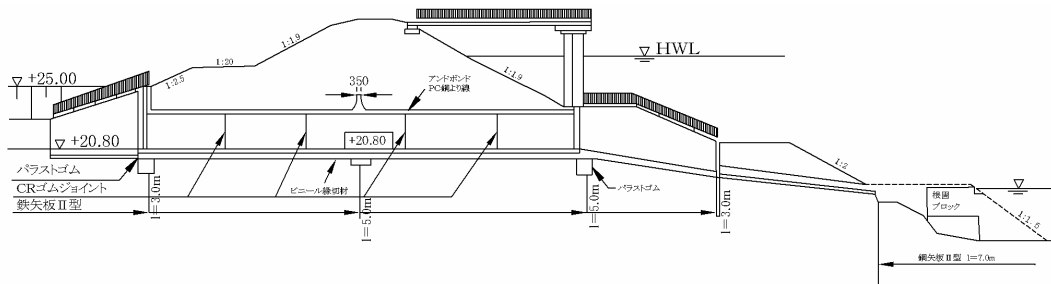


図3-4 軟弱地盤上の柔構造樋門の事例

3 構造細目

3-1 本体

3-1-1 本体の構造

樋門の本体およびゲートは、十分な強度と耐久性を有する構造とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
8.2 (P.96)

〔解説〕

樋門の本体のうち函渠、門柱、ゲート操作台、しゃ水壁の各部は、鉄筋コンクリート構造とすることが多いが、ほかにプレストレスコンクリート、鋼、ダクタイル鋳鉄等の構造とする場合もある。また、ゲートは、鋼構造とすることが多いが、アルミ等の構造とする場合もある。

3-1-2 函 渠

イ) 函渠断面

函渠断面は、用水を目的とするものにあつては、取水計画上問題とならない範囲において対象渇水時においても計画取水量が確保できる断面とするものとする。

排水を目的とするものにあつては、計画高水位以下の水位の洪水（計画高水位の定めのない水路等においては、水路の設計流量、または流下能力）の流下を妨げない断面とするものとする。管内流速は、接続する支川の流速に比べて著しく増減することがないようにするものとする。函渠の断面は、水棲生物等の生息環境を考慮した形状とするものとする。

〔解説〕

- 1 函渠は、一般には鉄筋コンクリート函渠形式のものが多いが、接続水路との関係等により、ヒューム管等のものである。また、必要断面積の関係で多連にする場合がある。
- 2 小規模な樋門の最小断面は、施工性、維持管理面等から内径100cm以上とすることが望ましい。ただし、樋門の長さが5m未満であつて、かつ堤内地盤高が計画高水位以上の場合においては、内径30cm程度まで小さくすることができる。
- 3 樋門の函渠の材質は、設置個所の用排水の水質、河状、環境保全等を配慮して選定する。また、樋門の最小部材厚は、函渠の材質に応じた強度、耐久性、環境対応性および良好な施工性が確保される厚さとする必要がある。
- 4 用水樋門等で敷高の下げ越しや最小断面を採用したことにより、取水可能量が過大となる場合には、樋門に接続する水路で計画取水量以上の取水ができないような措置を行うものとする。
- 5 また、樋門の函渠の断面は、必要に応じて水棲生物等の生息環境を考慮した形状とするものとする。

ロ) 函渠長

函渠長は、原則として計画堤防断面の川表、川裏ののり尻までとなるよう設計するものとする。なお、敷高、函渠断面等によってやむを得ない場合においても、必要最小限の切込みとなるよう設計するものとする。

〔解説〕

函渠の長さは、計画堤防断面の川表、川裏ののり尻までとすることが標準である。なお、本文中のやむをえない場合とは、函渠断面が大きいこと、樋門の敷高が高いことにより、函渠頂版の天端が、のり尻の高さより高くなる場合をいう。

また、樋管断面による堤防断面積の切込みは、堤体強度の低下を避けるためにも必要最小限度とすべきであり、函渠頂版の天端から胸壁の天端ま

河川砂防〔設計Ⅰ〕
H9.10
8.2.1.2.1（P.97）

河川構造令
規則第47条
H14.9
（P.241）

河川砂防〔設計Ⅰ〕
H9.10
8.2.1.2.2（P.97）

での高さを1.5m程度以下とするのが望ましく、胸壁が樋門の上の堤防の土留壁として機能することを考慮すると、0.5m程度とすべきである。

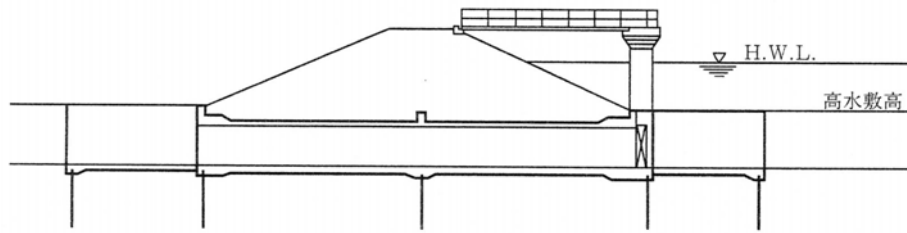


図 3 - 5 函 渠

ハ) 継 手

本体の縦方向は、堤防の横断形状、樋門の構造形式、基礎および地盤の変形特性、基礎形式等を考慮して適切なスパン割とし、継手を設けるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
8.2.1.2.3(P.98)

[解 説]

- 1 継手に期待するおもな機能には次のものがある。
 - (1) 函渠の水密性の確保。
 - (2) 基礎地盤の函渠の不同沈下・地震・コンクリートの収縮等の影響による函渠の損傷の防止。
- 2 継手の最大間隔は15m程度を標準とするが、軟弱地盤における樋門では、不同沈下の影響が避けられないので、継手間隔は地盤条件および構造特性を考慮した適切な間隔とする必要がある。
- 3 継手の位置は、土圧が大きい中央部付近をできる限り避けるようにすることが望ましい。
- 4 継手構造は、想定される変形量に応じた折れ角、目違い、閉口に対して安全にする必要がある。

ニ) 函渠端部の構造

函渠両端部は、門柱、胸壁の荷重に対して安全な構造として設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
8.2.1.2.4(P.98)

[解 説]

函渠両端には、地震時における門柱からの荷重、および胸壁に作用する土圧による荷重が作用するため、図 3 - 6 に示すように函渠両端部の頂版部および川表側端部の側壁の厚さを増して補強することを標準とする。ただし、大規模な樋門で頂版および側壁の厚さが大きい場合(50cm以上)には補強の必要はない。また、50cm以下の場合には、補強後の厚さの上限を50cmとする。

なお、函渠端部の底版の厚さは、下部戸当りのため必要な厚さを考慮し、また、胸壁の底版の厚さと同一となるように定める。

川裏側には、角落しのための戸溝を設け、戸溝による部材厚の減少分については、必要に応じて厚さを増すことによる補強または鉄筋補強を行う。また、川表・川裏側の底版と河床の間に著しい段差を生じさせないなど、水棲生物等の生息環境等を考慮して設計するものとする。

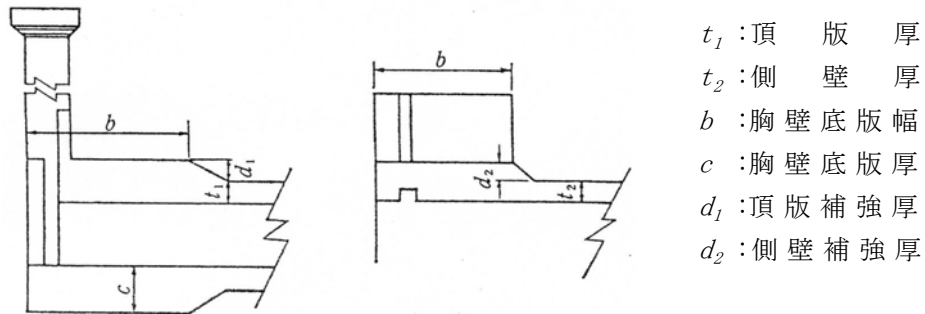


図 3 - 6 川表 函 渠 端 部

ホ) 扉 室

堤外水路が暗渠構造の場合は、必要に応じて堤外水路の暗渠と樋門の函渠を接続する扉室を設けるものとする。また、扉室は、函渠、門柱、胸壁と一体構造として設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
8.2.1.2.5
(P.98~99)

[解 説]

取水のための樋門で、敷高が低い場合や堤外水路の延長が長く維持管理が容易でない場合、または排水のための樋門で高水敷が公園等に利用されている場合等では、堤外水路を暗渠構造（鉄筋コンクリート、ヒューム管、コルゲートパイプ等）とすることが多い。このような場合には、図 3 - 7 のように扉室を設ける。

扉室は、函渠、門柱等と一体で、本川の流水にできるだけ支障を及ぼさないような構造とする。また、扉室には、土砂やごみ等の流入を防ぐため頂版を設けるとともに、維持管理等のためのマンホールや梯子を設けることを標準とする。扉室と堤外水路の暗渠との接合部は、水密性を有し、かつ函渠の変位にも対応できる構造とする。

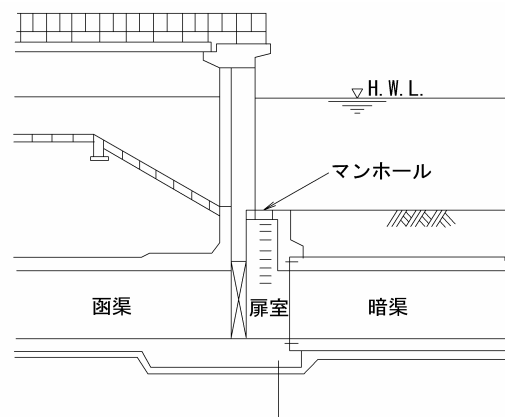


図 3 - 7 扉 室

へ) 二連以上の函渠

二連以上の函渠の端部の通水断面は、原則として本体中央部の通水断面と同一とするものとする。

〔解説〕

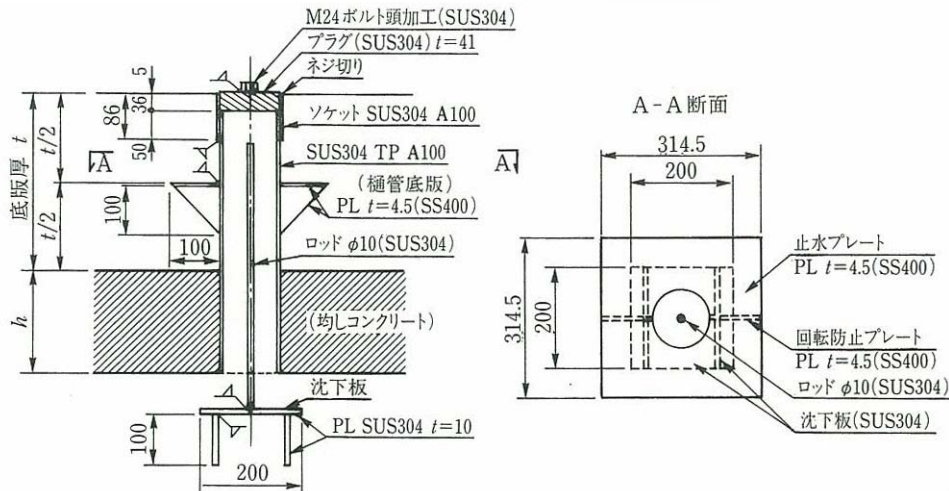
二連以上の函渠の隔壁の端部は、ゲート戸当りのため中央部の隔壁より厚くなることが多いが、函渠端部の通水断面が中央部より狭くなることのないよう、図 3-8 のように各部の通水断面を確保することを標準とするものとする。

ト) 監査孔

樋門の函体底版には空洞化の調査及び空洞充填のための監査孔を設置するものとする。

〔解説〕

監査孔の設置間隔は、遮水矢板の位置やグラウト(低圧)の浸透範囲を勘案して決定するが、5 m 間隔程度を目安とする。



※上図の監査孔は一例であり、現在では既製品も開発されている。

3-1-3 門 柱

樋門の門柱の天端高は、ゲートの全開時のゲート下端部に、ゲートの高さおよびゲートの管理に必要な高さを加えた値とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
8.2.1.3
(P.99~100)

〔解 説〕

ゲートの管理に必要な高さとしては、引上げ余裕高（50cm程度）のほか滑車等の付属品の高さを考慮するものとする（図3-9）。柔構造樋管等で門柱部の沈下が予測される場合は、予測される沈下量を見込んで天端高を設定する。

戸当りについては、次の点を考慮するものとする（図3-10参照）

- 1 底部戸当り面は、函渠底版と同一平面とする。
- 2 門柱の断面は戸当り金物を十分な余裕をもって取り付けられるよう、また、門柱部の戸当りは、取りはずし可能な方式とし、ゲートが取りはずせるようにする。

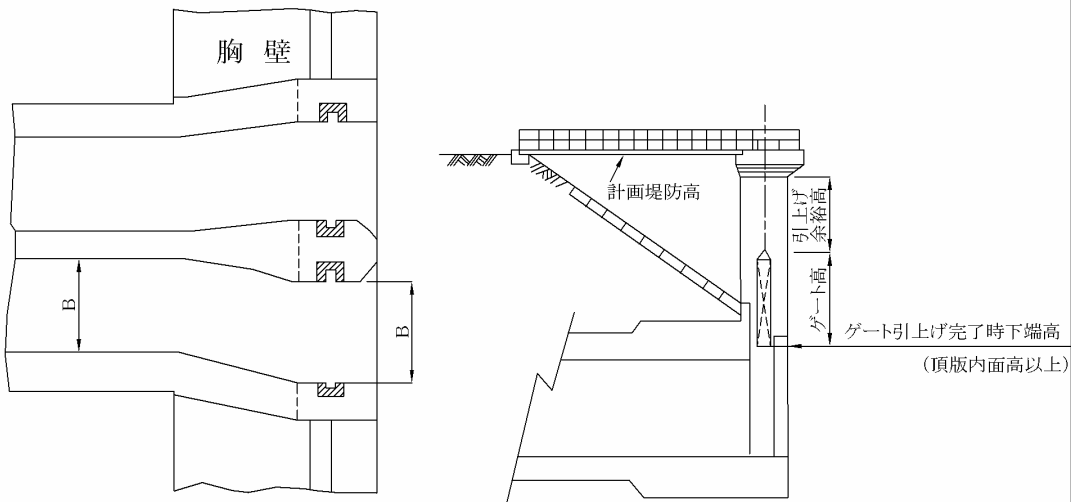


図3-8 二連以上の函渠端部

図3-9 引上げ余裕

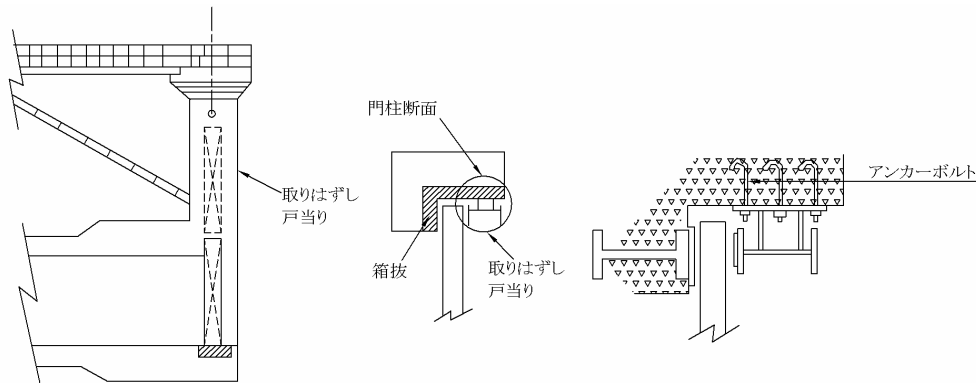


図3-10 戸 当 り

3-1-4 ゲート操作台

門柱の上には、ゲート操作の開閉機を設置するための操作台を設けるものとする。

また、ゲート操作台は門柱と一体の構造として設計するものとする。

河川砂防〔設計 I〕
H9.10
8.2.1.4(P.100)

〔解説〕

ゲート操作台の設計においては、開閉機を操作するために必要なスペースを考慮するものとする。

ゲート操作台には、手すりおよび管理橋支承を設ける。また、樋門の規模、開閉機の構造、維持管理、周囲の環境等を考慮のうえ、上屋を設置することが望ましい。

3-1-5 しゃ水壁

しゃ水壁は、函渠と一体の構造とし、その幅は、原則として1.0m以上とするものとする。

河川砂防〔設計 I〕
H9.10
8.2.1.5(P.100)

〔解説〕

浸透流により、函渠の上面および側面にパイピング現象が生じることを防ぐため、図3-11に示すように函渠本体と一体で幅1.0m以上の適切な長さのしゃ水壁を設ける。

なお、背後地が高い場合等においては、しゃ水壁を設けなくてもよい。

堤防断面が大きく、本体の長さが長い場合には、しゃ水壁を2個所以上設ける。

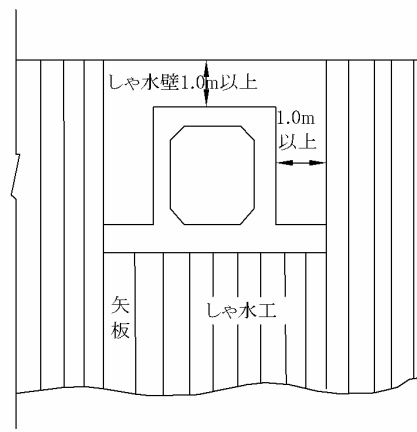


図3-11 しゃ水壁

3-1-6 ゲート

イ) ゲートの構造

樋門のゲートは、確実に開閉ができ、十分な水密性を有し、流水に著しい支障を与える恐れのない構造となるよう設計するものとする。

河川砂防〔設計 I〕
H9.10
8.2.1.6
(P.100~101)

〔解説〕

川表の函渠端部には、高水時においても水密性を有し、開閉操作の確実なゲート、またはそれと同等以上の機能を有するものを設ける。函渠を柔構造とする場合においては、ゲートの選定に際して、門柱の傾斜による影響を検討する必要がある。

川裏側には、必要に応じ、角落しまたは予備ゲートを設けられる構造とすることが望ましい。川表側の胸壁部には幅10cm程度の溝を設置する必要がある。

ロ) 引上げ完了時のゲート下端高

ゲート引上げ完了時のゲート下端高は、樋門の頂版高以上とするものとする。

〔解説〕

引上式のゲートの場合に、ゲート下端高をゲートの全開時において頂版高以上としたのは、ゲートが樋門の有効断面に食い込まないようにすることと、修理等のためゲートを戸溝から取りはずせるようにするためである。

ハ) 操作方式

ゲートの開閉装置は、小規模なゲートを除き、原則として電動機、または内燃機関によるものとし、すべてのゲートに手動装置等の予備装置を備えるものとする

〔解説〕

ゲートの遠方操作は、一般に排水機場に接続される樋門等の場合に採用される。

3-2 胸壁および翼壁

3-2-1 胸壁

胸壁は、本体と一体の構造として堤防内の土粒子の移動および吸出しを防止するとともに、翼壁の破損等による堤防の崩壊を、一時的に防止できる構造として設計するものとする。

〔解説〕

胸壁は、本体と一体構造として、樋門の川表、川裏に設ける。

胸壁の天端は、計画堤防断面内とするものとする。

3-2-2 翼壁

翼壁は、原則として本体と分離した自立構造とし、堤防を十分保護できる範囲まで設けるものとする。

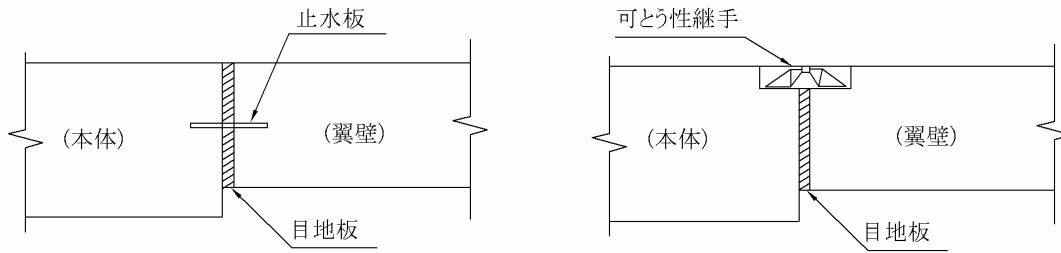
〔解説〕

1 翼壁は、原則として樋門本体と分離させるが、樋門本体との接続部

河川砂防[設計I]
H9.10
8.2.2
(P.101~102)

樋門の設計要領(案)
H11.4
3.5(P.62)

は可とう性継手あるいは可とう性のある止水板及び伸縮材等を使用して、構造上の変位が生じても水密性を確保できる構造とする。

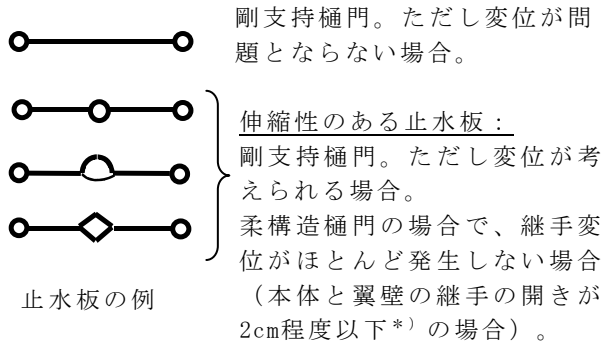


剛支持樋門（N値 ≥ 30 の砂質地盤orN値 ≥ 20 の粘土地盤に直接支持する直接基礎、剛支持基礎の場合）の場合の例

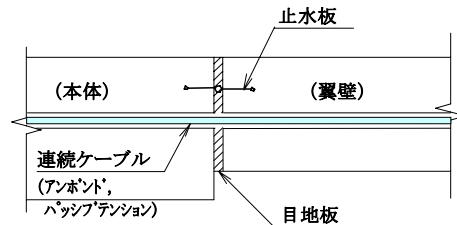
柔構造樋門の場合で、本体と翼壁間の継手変位がほとんど発生しない（2cm程度以下*）場合は採用できる。ただし、伸縮性のある止水板を用いる。

柔構造樋門の場合の例

剛支持基礎の場合でも地盤の側方変位により開きが過大となることが予測される場合は採用を検討する。



止水板の例



柔構造樋門の場合で地盤の側方変位により開きが過大となることが予測される場合の例

*) : 伸縮性のある止水板の許容変位量が3cm程度であることを想定し、現時点での沈下量予測精度を考慮して2cmとしている。この条件に合わない場合は適宜決定してよい。

図 3 - 12 樋門本体と翼壁の接続例

2 翼壁の平面形は、図 3 - 13に示すように1:5程度で漸拡させることを標準とするが、本川及び支川の河状を考慮して決定するものとする。

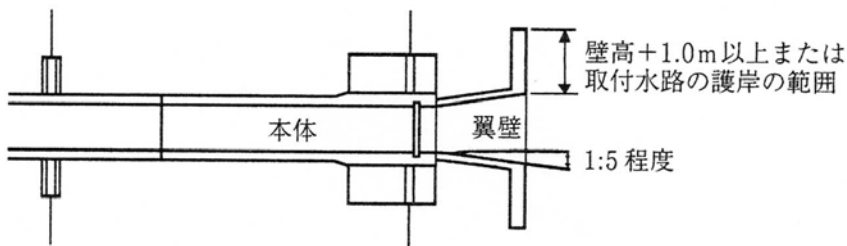


図 3 - 13 翼壁平面図

3 翼壁の断面形は、安定性、経済性から図3-14に示すAタイプ(U形断面)を標準とするが、水路幅が広く、底版が厚くなる場合等ではBタイプとする。また、必要に応じて水生生物の生息に配慮した形状・構造を工夫する。

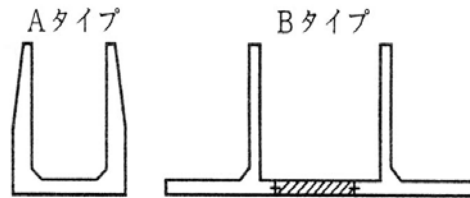


図3-14 翼壁標準断面図

- 4 翼壁の天端幅は、樋門が小規模な場合を除き、40cm以上とし、本体とのバランス、構造、施工性等を考慮して決定するものとする。
- 5 翼壁の天端高は、計画堤防断面に合致させる。
- 6 翼壁の端部は、水路の洗掘等を考慮し、取付水路の護岸の範囲または翼壁端部の壁高に1.0m加えた値のいずれか大きい方の長さとする。
- 7 翼壁は、鉄筋コンクリート構造とする場合が多いが、地形や接続する水路の構造等により他の構造とする場合には、堤防への影響等について検討するものとする。図3-15に翼壁の範囲の例を示す。

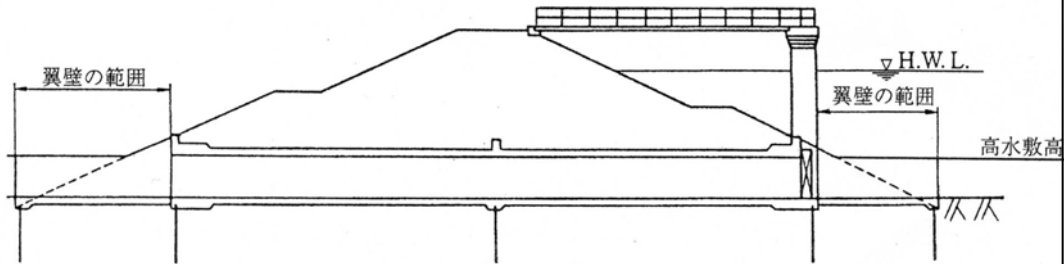


図3-15 翼壁の範囲

- 8 河道断面が単断面である場合や高水敷幅がないなどのため、やむを得ずたて壁を設けない場合は、胸壁が翼壁を兼ねることができるものとする。この時の胸壁幅は、胸壁高+1.0m以上とする。

3-3 水叩き

本体の呑口部、吐口部には、水叩きを設けるものとする。
また、水叩きは樋門本体の安全を保つために必要な長さで構造を有するものとする。

〔解説〕

水叩きの長さは、翼壁の長さと同じとし、流水による洗掘に配慮した構造とするものとする。また、水叩きと床版との継手は、水密でかつ不同沈下にも対応できる構造とし、原則として表面に大きな段差のないよう留意して設計するものとする。

河川砂防[設計I]
H9.10
8.2.3 (P.102)

3-4 しゃ水工

河川砂防[設計I]
H9.10
8.2.4
(P.102~103)

樋門には、樋門下部の土砂流動と洗掘による土砂の吸出しを防止するために、適切な位置にしゃ水工を設けるものとする。

〔解説〕

しゃ水工は、一般に図3-16に示すような位置に設ける。

なお、堤体内に浸透した浸透水は速やかに排水する必要があるため、川裏側の水平方向しゃ水工は設置しない方が望ましい。翼壁のAタイプ、Bタイプの形式は、本節3-2-2翼壁の解説による。その深さ、水平方向の長さ、設置位置は、レインの式などによる浸透経路長、過去の事例などを総合的に検討のうえ決定するものとする。

なお、しゃ水工に鋼矢板を用いる場合、その長さは2.0m程度以上とし、本体と離脱しないよう配慮する。また、しゃ水工は必要に応じ可とう性を有する構造として設計するものとする。

なお、基礎地盤が良好な場合の直接基礎で、鋼矢板の施工が困難な場合は、深さ1m程度のコンクリートのカットオフとして良い。

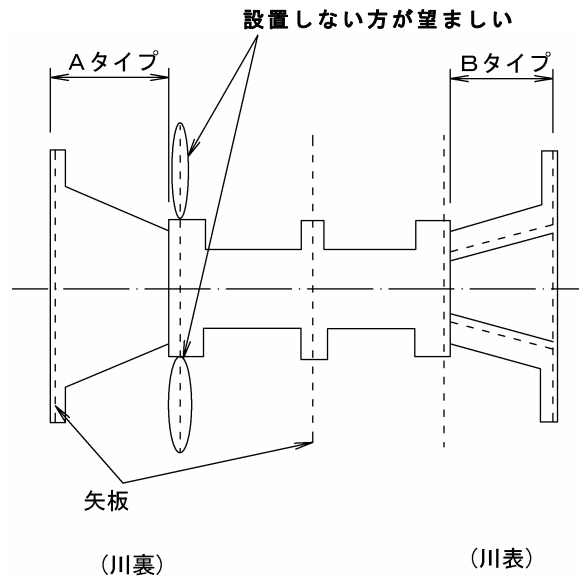


図3-16 しゃ水矢板

3-5 基礎

樋門の基礎は、函渠の構造特性および地盤変位の影響に対応でき、樋門の機能を確保できるものとし、原則として直接基礎とする。

河川砂防〔設計Ⅰ〕
H9.10
8.2.5(P.103)

〔解説〕

樋門の基礎は、函渠の構造特性および地盤変位の影響に対応できるものとし、樋門の機能を確保するとともに、周辺の堤防の機能を損なわない構造として設計するものとする。すなわち、函渠自体の変形が防がれても、函渠周辺の地盤が沈下すると函渠が浮き上がり、堤防の弱点となってしまうために、函渠とその周辺地盤が一体となるような基礎とする必要がある。

したがって、樋門の基礎は、基礎地盤の残留沈下分布に応じた柔支持基礎とすることが通常である。既設の抗基礎構造物に接続する場合で函渠の変位を小さくする必要のある場合には、既設構造物の基礎形式に合わせたリ、すりつけ処理（地盤改良等）を検討する。

直接基礎で、良質な支持層に直接支持する場合には、函体を剛構造とすることができる。ここで、良質な支持層とは、砂層・砂礫層ではN値が概ね30以上、粘性土層ではN値が概ね20以上を目安とする。

以上のように基礎は、残留沈下分布と函渠構造との関係より、地盤改良等を含めて経済性を考慮したものとする。なお、沈下抑制対策を行った場合に函渠部とその周辺の堤防の沈下量の差が大きくなる場合は、すり付けのための対策を考慮する必要がある。

3-6 護床工

護床工は、原則として屈とう性を有する構造とし、河川環境を考慮して設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
8.2.6(P.103)

[解説]

護床工については、本章第1節3-2水叩き護床工および第2節2-5護床工を参照されたい。

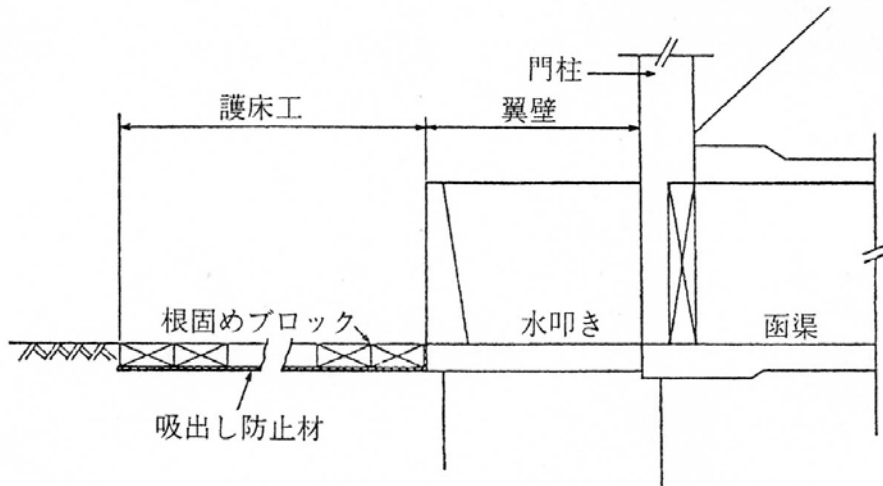


図3-17 護床工（根固めブロックの例）

3-7 護岸

護岸は、流水等の作用より堤防、または河岸を保護しうる構造とし、河川環境を考慮して設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
8.2.7(P.104)

[解説]

樋門が横断する河岸または堤防に設ける護岸の施工範囲および構造については、河川管理施設等構造令および本章第1章第3節護岸による。

参 考

1 護岸の施工箇所及び延長は、河道内の水理現象の変化などを考慮して定めるものとする。

(参考図参照)

a 旧施設撤去の場合

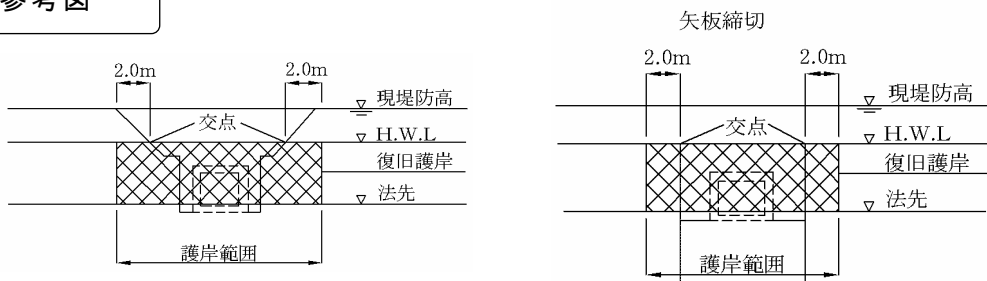
護岸施工範囲は、掘削幅に上下流 2 mを加えた長さとする。

b 新設の場合（改築を含む）

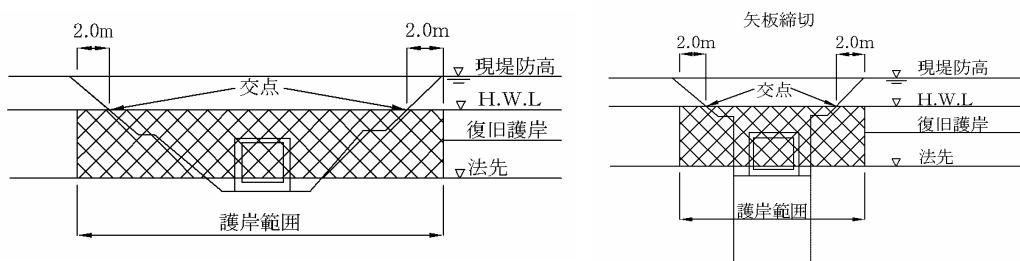
護岸施工範囲は、掘削幅（掘削線と、H.W.L又は現堤防高との交点）に上下流 2 mを加えた長さ又は、河川構造令規則25条（上下流10m）のどちらか大きい範囲とする。（“現堤防高との交点”とはH.W.Lより現堤防高が低い場合）

参考図

旧施設撤去の場合

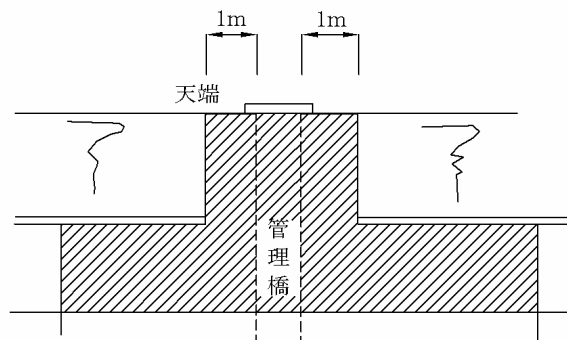


新設の場合



注) 例は掘削より決まる場合

(平面図)



3-8 高水敷保護工

高水敷保護工は、流水等の作用による高水敷の洗掘を防止しうる構造とし、河川環境を考慮して設計するものとする。

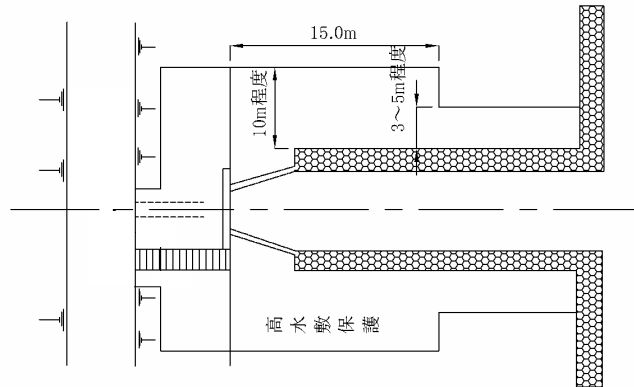
河川砂防[設計 I]
H9.10
8.2.8(P.104)

参 考

高水敷保護工は、参考図により実施している例が多い。

参考図

高水敷保護工の施工幅は堤防法尻より15mの範囲は取付護岸幅とし、それ以上は3~5m程度を標準とする。(図参照)



3-9 その他の構造物

3-9-1 管理橋

管理橋の幅員は1.0m以上とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
8.2.9.1(P.104)

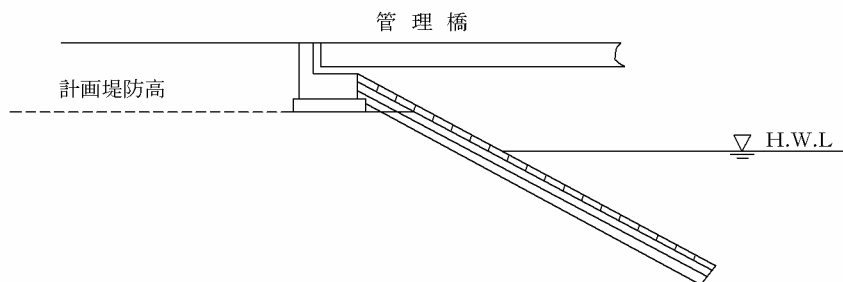
[解 説]

管理橋の幅員は、樋門の規模などを考慮して決定するが、本文はその最小幅を規定したものである。管理橋は1スパンが望ましく、可動支承の位置は、門柱の傾斜や地震の影響等を考慮して決定する。また、風圧により管理橋が移動することが想定されるので留意する。

参 考

管理橋受台の設置位置は、参考図により実施している例が多く、地震時の落橋被害を最小限に抑えるために、原則として門柱側を固定とし、堤防側を可動とするのがよい。

参考図



3-9-2 付属設備

樋門には、維持管理および操作のため、必要に応じて付属設備を設けるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
8.2.9.2(P.104)

〔解説〕

樋門には、付属設備として、必要に応じて水位観測施設、船舶運行用の信号、繫船環、防舷材、防護柵等を設けるものとする。

川表、川裏の堤防のり面には、管理用の階段を設けるものとする。

水位観測施設は、川表、川裏側に設けることを標準とする。

4 設計細目

4-1 設計荷重

樋門の設計に用いる荷重のおもなものは、常時においては、自重、地盤変位の影響、静水圧、揚圧力、温度荷重、残留水圧、常時土圧、風荷重、雪荷重および自動車荷重とするものとする。

地震時の影響については、「河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説」によるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
8.3.1(P.104)

〔解説〕

樋門の設計荷重については、本章第2節3-1設計荷重を参照して定めるものとする。

ただし、静水圧については、地震時には、本川と支川がともに平水位の場合について検討する。また、揚圧力については、本川の水位が計画高水位で、支川の水位が平水位の場合について検討するものとする。

地盤変位の影響とし、函軸方向の地盤の残留沈下・側方変位等の変位が本体に与える影響のことであり、設計上はこの分布を等価な地盤変位荷重に換算して用いる。

4-2 本 体

4-2-1 函 渠

樋門の函渠は、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
8.3.2.1
(P.105~106)

〔解説〕

樋門の函渠は、横方向については地下に埋設された函形フレームあるいは円管として設計する。

縦方向の常時およびレベル1地震時には、函渠の構造および支持特性に応じて、弾性床の梁、弾性支承上の梁、あるいは地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁として設計するものとする。

レベル2地震時については、地盤変位の影響を考慮した弾塑性床土上の非線形梁として設計するものとする。

検討においては、次の点を考慮するものとする。

1 函渠の設計における荷重条件としては、横方向は常時のみとし、縦方向は常時・地震時について検討する。また、地震時の基礎地盤の液状化についても必要に応じて検討する。

表3-2に標準的な荷重条件を示す。

2 函渠の横方向の荷重条件に対する計算は、堤防断面として施工断面を用いて、天端、のり尻および断面変化の大きな所に注意して行う。また、所要の強度を確保するために適切な配筋を施す。ただし、部材厚は函渠端部を除き、荷重にかかわりなく一定とする。

3 自動車荷重は、接地幅20cmとして45度に分布させる。なお、衝撃は必要に応じて考慮するものとする。

4 表3-2のケース2については、函渠が排水機場に接続する場合で、上戴荷重値（自動車荷重は考えない）または側面受働土圧が函渠の内側から作用する水圧より小さい場合に計算し、所要の強度が得られるよう配筋する。また、多連の場合は、機場操作のことを考慮のうえ各断面における函渠の内側から作用する水圧を決定し、計算するものとする。

5 縦方向の計算においては、基礎地盤を弾性床と考える方法が一般に行われているが軟弱地盤では地盤変位の影響を荷重に考慮するものとする。なお、門柱等による端部モーメントについては、必要に応じて検討を行うものとする。

	横 方 向		縦 方 向
荷 重	<p>ケース1</p>	<p>ケース2</p>	
	<p>W_1 = 土砂重量 + 雪荷重 + 自動車荷重 W_2 = 頂版自重 W_3 = $W_1 + W_2$ + 側壁の自重 q_1, q_2 = 土圧</p>	<p>W_1 = 頂版に作用する水圧 W_2 = 底版に作用する水圧 W_1, W_2 と同時にケース1と同様の外側荷重が作用する</p>	<p>W_1 = 土砂重量 + 雪荷重 + 自動車荷重 W_2' = 函渠自重 + 函渠内水重 M_1, M_2 = 門柱等による端部モーメント</p>

表3-2 函渠の常時における荷重条件

4-2-2 門 柱

門柱は、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
8.3.2.2(P.106)

[解 説]

門柱は、函渠頂版に固定されたものとし、操作台と一体として、横方向は門形フレーム、縦方向は片持ばりとして検討するものとする。

検討においては、次の点を考慮するものとする。

- 1 門柱の断面、鉄筋量は、地震時の荷重に対して決定されるのが一般的であるが、門柱の幅、厚さが大きい場合またはゲートの面積が大きい場合には、常時（ゲートを吊り上げている状態）の風荷重による影響が支配的になる場合が考えられる。

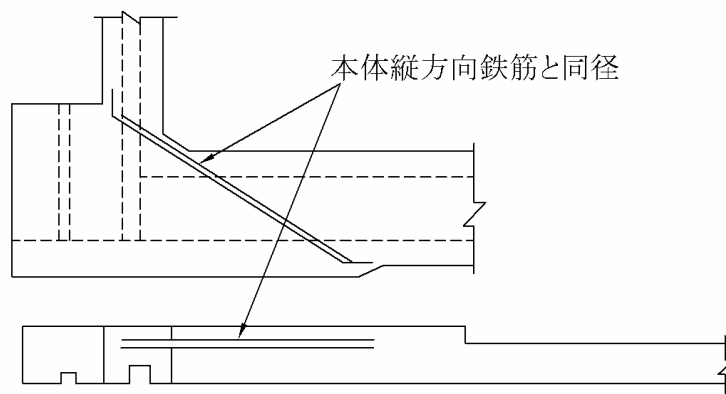
なお、門柱および操作台の設計においては、ゲート引上げ時にゲートから受ける荷重、管理橋から受ける荷重、自重（上屋のある場合はその重量を含む）等を考慮して設計する。

- 2 標準的な荷重条件を、図 3-18 に示す。
- 3 地震時の影響については、「河川構造物の耐震性能照査指針（案）
・同解説」によるものとする。

	横 方 向	縦 方 向
常 時	<p>函渠頂版面</p> <p>P_1 :ゲート引上げ荷重(自重を含む) P_2 :管理橋から受ける荷重 W :風荷重 V_1 :門柱の自重 * 必要に応じて温度 V_2 :操作台の自重 応力考慮</p>	<p>函渠頂版面</p> <p>記号は左に同じ</p>
地 震 時	<p>函渠頂版面</p> <p>P_1' :ゲート重量 K_h :設計震度 P_1' :開閉器重量</p> <p>設計震度はレベル1、レベル2-1、 レベル2-2の3ケースに対し求める。</p>	<p>函渠頂版面</p> <p>記号は左に同じ</p>

図 3 - 18 標準的な荷重条件

3 門柱と函渠の接続部は、応力集中が考えられるので図 3 - 19 のように配筋する。



4-2-3 翼壁

翼壁は、設計荷重に対して、転倒、滑動、地震支持力に対する所要の安全性が確保されるよう設計するものとする。

〔解説〕

翼壁の安全計算における土圧については、背面に主働土圧を考慮するものとする。

U字形式の場合においては、荷重が左右対称であれば、地震支持力の計算の外は安定計算を行う必要はない。

(図3-20参照)

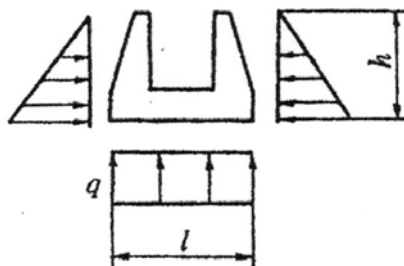


図3-20 U字形翼壁

5 その他

5-1 可撓継手の設置

水平方向に遮水矢板を設置する場合は、この矢板の変形が樋管本体に悪影響を与えないように、胸壁および遮水壁との接続部(下図参照)には可撓継手を設けるものとする。

ただし、矢板の設置幅が2.0mに満たない場合で、樋管本体に悪影響を与えないと判断された場合には設けなくてもよい。

可撓矢板より外側は原則として埋戻し完了後施工とするものとする。

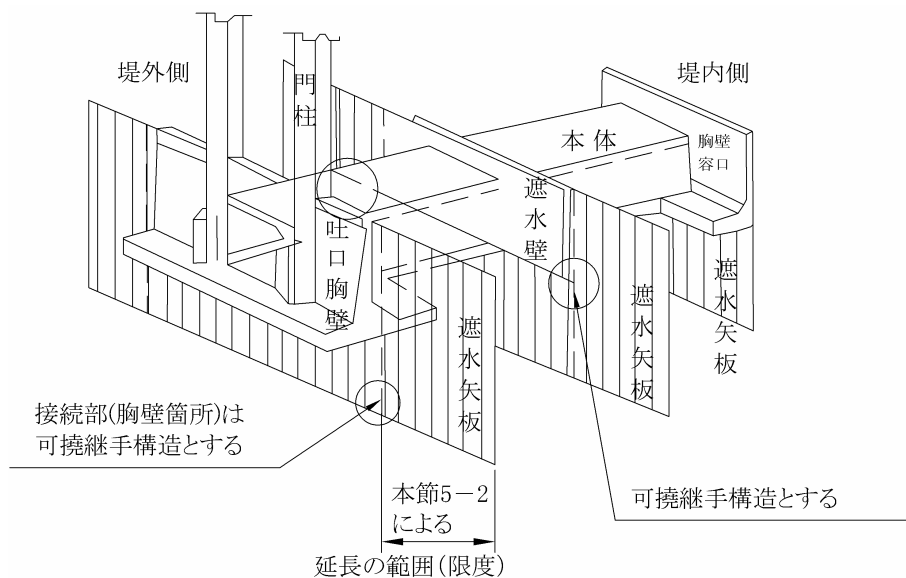


図3-21

河川砂防[設計I]
H9.10
8.3.3(P.107)

柔構造樋門設計の
手引き
H10.11
6.3(P.102)

九州地方整備局
運用

5-2 水平方向遮水矢板の施工幅

水平方向遮水矢板の施工幅は堤防の開削幅及び浸透流計算により決定する。浸透流計算による方法は「5-3」に、堤防の開削幅による方法は以下に示す。

開削幅より求める施工幅は、矢板天端と掘削線の交点①「標準開削幅」までを原則とする。なお、置換基礎の場合においても、矢板天端と置換時の掘削線との交点②までとする。

(図3-22参照)

ただし、床掘勾配1割以上・切梁土留矢板方式等による場合は、床掘端部より1割勾配と胸壁及び遮水壁との天端の交点までの範囲とする。

(図3-23、3-24、3-25参照)

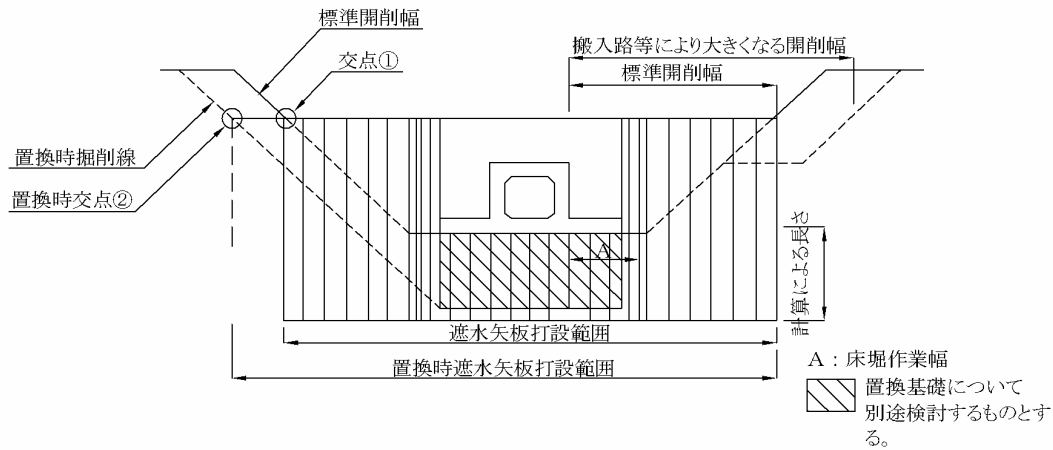


図3-22

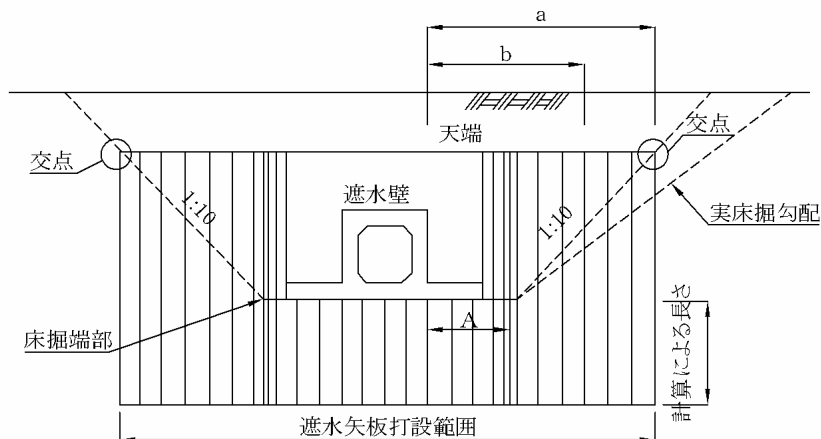


図3-23 掘削が1割以上の場合

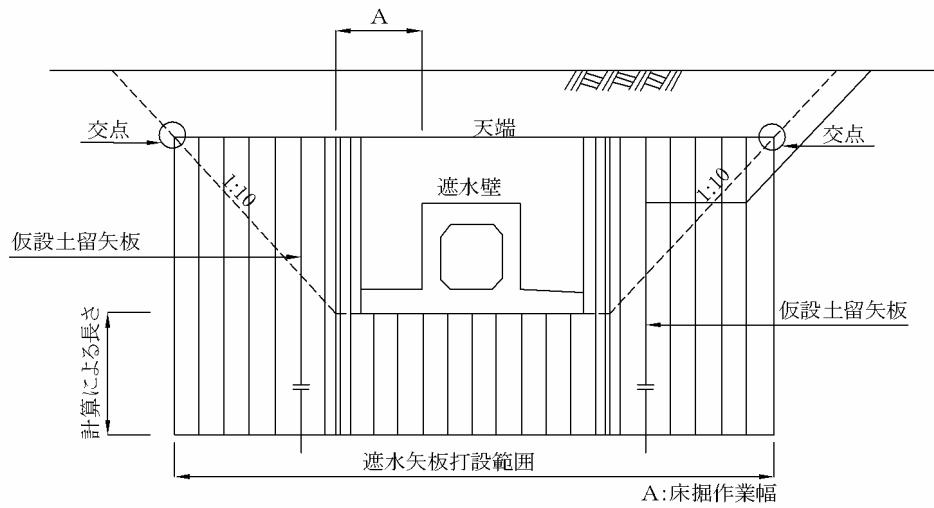


図 3 - 24 切梁土留等による場合

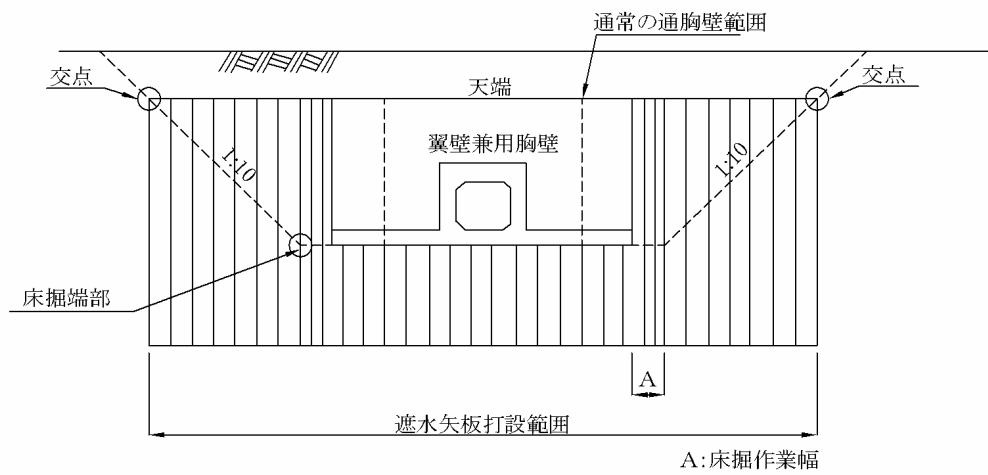


図 3 - 25 翼壁兼用の場合

なお、浸透流計算より求めた長さが標準開削幅を上回る場合は、浸透流計算により求めた長さまで、施工幅を延長するものとする。ただし、矢板天端面より現地盤高い場合は図3-26に示すように標準開削幅とする。すなわち、矢板打設のための掘削は行わないこととする。また、図3-23でも、 $b > a$ となる場合、実床掘勾配線と矢板天端の交点までの範囲で施工幅を延長するものとする。

① 矢板天端高より現地盤が高い場合

開削した箇所の締固めに、不統一が生じ堤防横方向の弱点が生じることから施工するもので、原則として標準開削幅とする。(現場条件等により判定困難な場合は、別途協議されたい。)

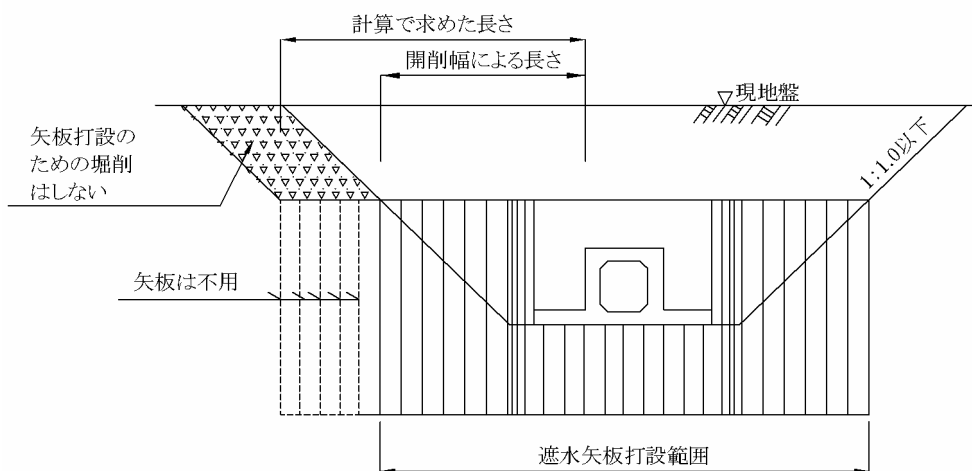


図 3 - 26

② 矢板天端高より現地盤が低い場合

現地盤と矢板の交点までとする。

浸透流計算で求めた長さがこれを上回る場合は、計算で求めた長さとする。但し、この場合でも、床掘端部より1割勾配と矢板天端との交点までの範囲を最大とする。

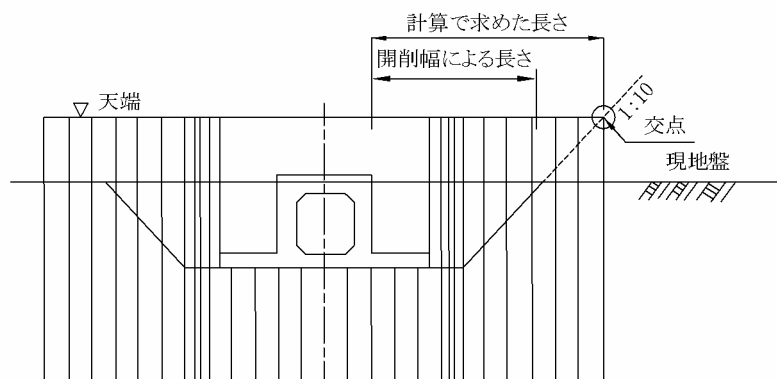


図 3 - 27

5 - 3 遮水工の設計

① 遮水工の鉛直方向の浸透経路長の検討

$$C_v \leq (L/3 + \Sigma I_v) / \Delta H$$

② 遮水工の水平方向の浸透経路長の検討

$$C_h \leq (L/3 + \Sigma I_h) / \Delta H$$

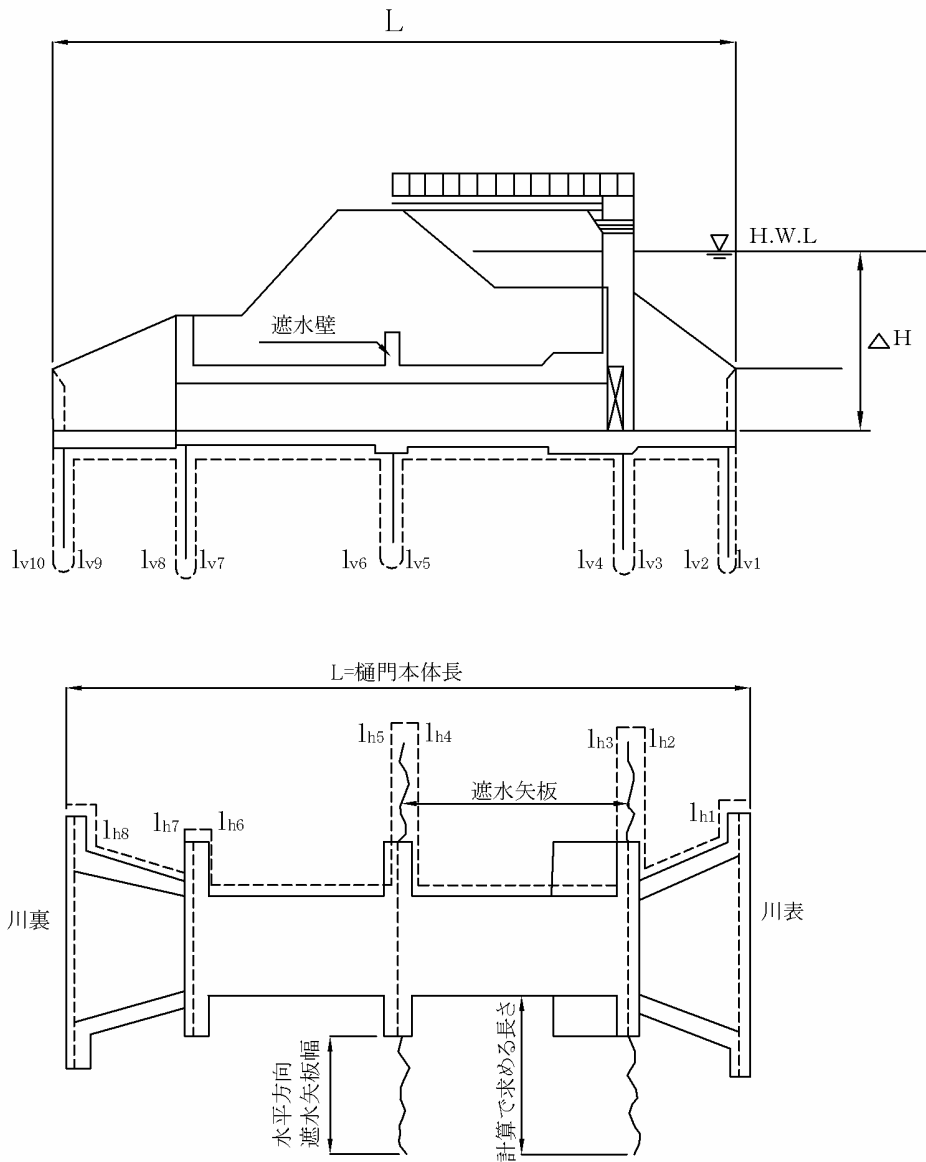
ここに、

- C : 加重クリープ比
- C_v : しゃ水工の鉛直方向の加重クリープ比
- C_h : しゃ水工の水平方向の加重クリープ比
- L : 樋管本体長 (m) (翼壁を含む)
- ΣI_v : しゃ水矢板等の鉛直方向の総浸透経路長 (m)
- ΣI_h : しゃ水矢板等の水平方向の総浸透経路長 (m)
- ΔH : 内外水位差 (m)

表 3 - 3 加重クリープ比

C (Laneの原典より)

区 分	C
極めて細かい砂またはシルト	8.5
細 砂	7.0
中 砂	6.0
粗 砂	5.0
細 砂 利	4.0
中 砂 利	3.5
栗石を含む粗砂利	3.0
栗石と礫を含む粗砂利	2.5
軟粘土かい	3.0
中位の粘土	2.0
堅い粘土	1.8



鉛直方向

$$C_v \leq \frac{(L/3 + \Sigma l_v)}{\Delta H}$$

水平方向

$$C_h \leq \frac{(L/3 + \Sigma l_h)}{\Delta H}$$

C = クリープ比

L = 樋門本体長 (m) (翼壁を含む)

$\Sigma l_v, \Sigma l_h$ = 遮水矢板による総浸透路長 (m)

ΔH = 水位差 (m)

(川表 H.W.L.
川裏樋門敷高)

図 3 - 2 8

5-3-2 遮水矢板工の計算例

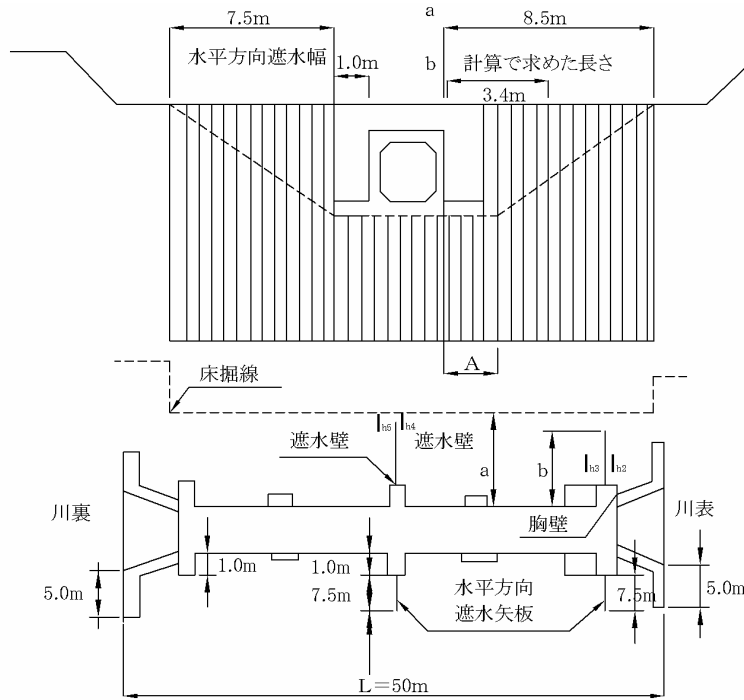
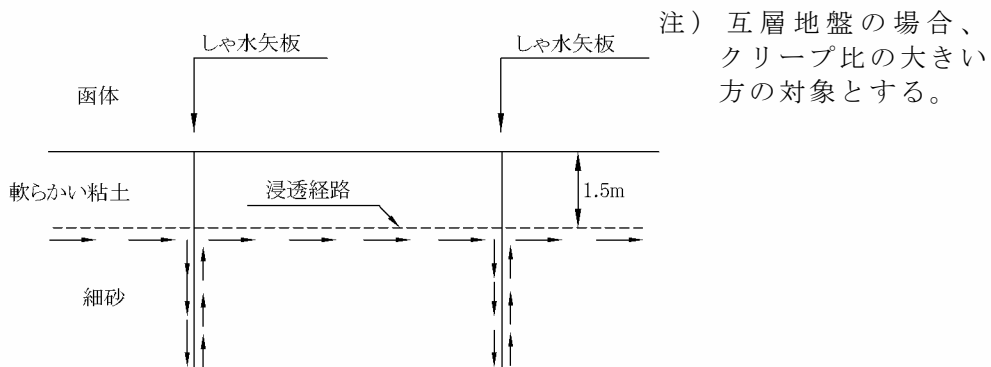
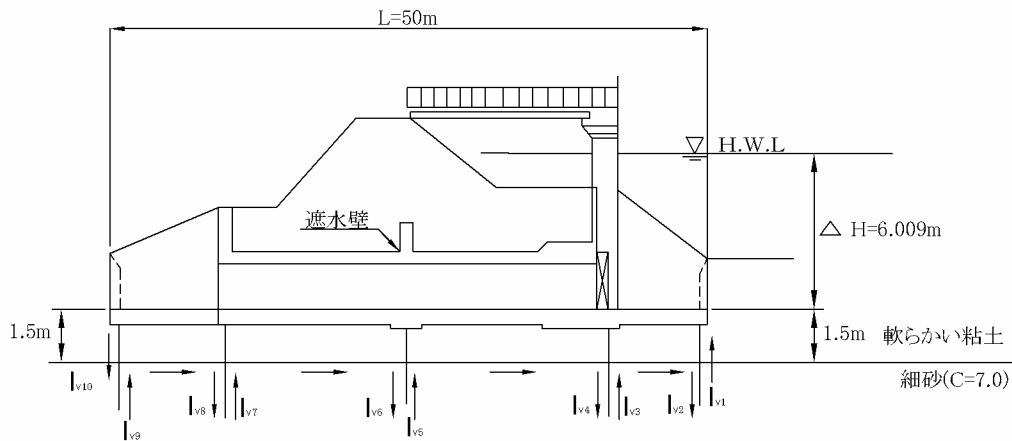


図 3-29



注) 互層地盤の場合、
クリープ比の大きい
方の対象とする。

図 3-30 互層地盤の鉛直方向の浸透経路

① 水平方向

川表胸壁と中間遮水壁の2ヶ所を延長する。

イ) 開削幅より決まる幅 ($a = 8.5\text{m}$)

ロ) 浸透径路長より計算 (b)

$$\Delta H = 6.009 \quad \text{樋管本体延長 } L = 50\text{m} \quad C = 7.0$$

$$C \leq (L/3 + \Sigma I_h) / \Delta H \quad \Sigma I_v = C \cdot \Delta H - (L/3)$$

$$\Sigma I_h = 7.0 \times 6.009 - 50/3 = 42.063 - 16.667 \approx 25.4\text{m}$$

$$\begin{aligned} I_{h\ 2\sim5} &= \{ \Sigma I_h - (I_{h\ 1} + I_{h\ 6} + I_{h\ 7} + I_{h\ 8}) \} / 4 \\ &= \{ 25.4 - (5.0 + 1.0 + 1.0 + 5.0) \} / 4 \approx 3.4\text{m} \end{aligned}$$

決定 水平方向遮水矢板幅 = 7.5m

$a > b$ により8.5mを採用する。

開削幅より決まる幅 - 遮水壁 = 矢板幅

$$8.5\text{m} - 1.0\text{m} = 7.5\text{m}$$

※ 上記の結果で仮に計算で求めた長さの方が大きくなった場合は、設置ヶ所を3ヶ所にし、再計算すること。

② 鉛直方向

川表胸壁と中間遮水壁、川表翼壁、川裏翼壁の5ヶ所に設置する。

$$\Delta H = 6.009 \quad \text{樋管本体延長 } L = 50.0\text{m} \quad C = 7.0$$

$$C \leq (L/3 + \Sigma I_v) / \Delta H \quad \Sigma I_v = C \cdot \Delta H - (L/3)$$

$$\Sigma I_v = 7.0 \times 6.009 - 50/3 = 42.063 - 16.667 \approx 25.4\text{m}$$

鉛直方向浸透路長 $I_{v\ 1\sim v10} = (25.4 - 1.5 \times 2) / 10 = 2.2\text{m}$ したがって、

鉛直方向遮水矢板長は、 $I_{v\ 1\sim v10} + 1.5 = 3.7\text{m}$ 以上必要となる。

決定 鉛直方向遮水矢板幅 = 4.0m

表 3 - 4 降 雨 強 度 式

水系名	地域名	確 率 年					備 考
		10	30	50	80	100	
遠賀川	① 彦山川		$\frac{595.79}{\sqrt{t} + 0.42}$ [q ≒ 21]	$\frac{643.40}{\sqrt{t} + 0.35}$		$\frac{706.20}{\sqrt{t} + 0.25}$	彦山川10/600より 上流域、中元寺川 2/200より上流域 英彦山観測所
	② 直方周辺		$\frac{6,224.11}{t + 36.13}$ [q ≒ 20]	$\frac{6,782.44}{t + 35.69}$		$\frac{7,497.65}{t + 34.81}$	本川15/600~25/ 400、彦山川10/600 より下流域 直方観測所
	③ 本川上流		$\frac{9,983.23}{t + 55.10}$ [q ≒ 24]	$\frac{11,108.66}{t + 55.18}$		$\frac{12,703.84}{t + 55.36}$	本川38/600より上 流域 大隈観測所
	④ 穂波川		$\frac{487.03}{\sqrt{t} + 0.04}$ [q ≒ 18]	$\frac{530.94}{\sqrt{t} - 0.00}$		$\frac{592.69}{\sqrt{t} - 0.03}$	穂波川6/000より 上流域 内野観測所
	⑤ 飯塚周辺		$\frac{503.90}{\sqrt{t} + 0.55}$ [q ≒ 17]	$\frac{535.44}{\sqrt{t} + 0.46}$		$\frac{578.45}{\sqrt{t} + 0.36}$	本川25/400~38/ 600、穂波川6/000 より下流域 飯塚観測所
	⑥ 犬鳴川		$\frac{7,284.18}{t + 56.31}$ [q ≒ 18]	$\frac{7,931.28}{t + 56.89}$		$\frac{8,760.79}{t + 56.82}$	犬鳴川4/400より 上流域 宮田観測所
	⑦ 本川下流		$\frac{542.08}{\sqrt{t} + 1.00}$ [q ≒ 17]	$\frac{583.50}{\sqrt{t} + 0.96}$		$\frac{640.25}{\sqrt{t} + 0.91}$	本川15/600より下 流域 畑観測所
山国川	① 上流域		$\frac{1,016.0}{t^{\frac{2}{3}} + 0.504}$ [q ≒ 21]	$\frac{1,057.0}{t^{\frac{2}{3}} + 0.261}$	$\frac{761.4}{t^{\frac{3}{5}} - 0.761}$		日田観測所
	② 下流域		$\frac{191.7}{t^{\frac{1}{3}} - 0.584}$ [q ≒ 16]	$\frac{222.9}{t^{\frac{1}{3}} - 0.416}$	$\frac{239.4}{t^{\frac{1}{3}} - 0.331}$		中津観測所
大分川	全 川		$\frac{1,614.5}{t^{\frac{2}{3}} + 8.358}$ [q ≒ 19]	$\frac{1,764.3}{t^{\frac{2}{3}} + 8.674}$	$\frac{1,909.7}{t^{\frac{2}{3}} + 8.991}$		大分観測所
大野川	全 川		$\frac{1,614.5}{t^{\frac{2}{3}} + 8.358}$ [q ≒ 19]	$\frac{1,764.3}{t^{\frac{2}{3}} + 8.674}$	$\frac{1,909.7}{t^{\frac{2}{3}} + 8.991}$		大分観測所
番匠川	① 上流域		$\frac{8,405.7}{t + 35.7}$ [q ≒ 27]				久留須川を含む 直方観測所
	② 中流域		$\frac{1,105.9}{\sqrt{t} + 2.30}$ [q ≒ 30]				井崎川上流域を含 む。 宇藤木観測所

水系名	地域名	確 率 年					備 考
		10	30	50	80	100	
番匠川	③ 下流域		$\frac{924.0}{\sqrt{t} + 2.74}$ [q ≒ 23]				井崎川下流域、堅田川、大越川、木立川を含む。 佐伯観測所
五ヶ瀬川	全 川	$\frac{816}{t\frac{1.7}{3} + 1.941}$	$\frac{980}{t\frac{1.7}{3} + 1.624}$ [q ≒ 24]	$\frac{1.052}{t\frac{1.7}{3} + 1.499}$			延岡観測所
大淀川	① 上流域	$\frac{60.566}{T 0.379}$	$\frac{70.428}{T 0.364}$ [q ≒ 19]	$\frac{74.782}{T 0.385}$			53/700より上流域 都城観測所
	② 中流域	$\frac{770}{\sqrt{t} + 1.79}$	$\frac{969}{\sqrt{t} + 2.31}$ [q ≒ 26]	$\frac{1.098}{\sqrt{t} + 2.55}$			15/000~53/700 高岡観測所
	③ 下流域	$\frac{784.7}{\sqrt{t} + 2.66}$	$\frac{1,022.8}{\sqrt{t} + 3.16}$ [q ≒ 25]	$\frac{1,104.6}{\sqrt{t} + 3.35}$			15/000より下流域 宮崎气象台
	④ 本庄流域	$\frac{550.4}{\sqrt{t} + 1.172}$	$\frac{657.7}{\sqrt{t} + 1.208}$ [q ≒ 20]	$\frac{710.8}{\sqrt{t} + 1.209}$			本庄川全流域 本庄観測所
肝属川	① 上流域	$\frac{269}{t 0.375}$	$\frac{343}{t 0.389}$ [q ≒ 19]	$\frac{381}{t 0.396}$		$\frac{425}{t 0.403}$	串良川、下谷川を含む。
	② 下流域	$\frac{768}{t\frac{1}{2} + 3.29}$	$\frac{903}{t\frac{1}{2} + 3.33}$ [q ≒ 21]	$\frac{345}{t\frac{1}{3} + 0.13}$		$\frac{1.040}{t\frac{1}{2} + 3.38}$	高山川、始良川、大始良川を含む
川内川	① 上流域	$\frac{575.660}{\sqrt{t} + 0.533}$	$\frac{696.694}{\sqrt{t} + 0.571}$ [q ≒ 24]	$\frac{751.530}{\sqrt{t} + 0.584}$	$\frac{801.761}{\sqrt{t} + 0.596}$		91/500より上流域 加久藤観測所
	② 栗野周辺	$\frac{724.076}{\sqrt{t} + 0.889}$	$\frac{543.328}{t 0.414}$ [q ≒ 28]	$\frac{560.959}{t 0.404}$	$\frac{573.177}{t 0.393}$		76/500~91/500 栗野観測所
	③ 中流域	$\frac{602.001}{\sqrt{t} + 1.088}$	$\frac{808.506}{\sqrt{t} + 1.864}$ [q ≒ 23]	$\frac{908.472}{\sqrt{t} + 2.197}$	$\frac{1,005.185}{\sqrt{t} + 2.499}$		鶴田ダム~76/500 大口観測所
	④ 宮之城周辺	$\frac{6,274.104}{t + 30.349}$	$\frac{6,993.749}{t + 27.386}$ [q ≒ 25]	$\frac{7,310.638}{t + 26.327}$	$\frac{742.911}{\sqrt{t} + 0.164}$		27/000~鶴田ダム 大村観測所
	⑤ 下流域	$\frac{695.886}{\sqrt{t} + 1.275}$	$\frac{919.753}{\sqrt{t} + 1.800}$ [q ≒ 26]	$\frac{1,028.375}{\sqrt{t} + 2.020}$	$\frac{1,131.890}{\sqrt{t} + 2.220}$		27/000より下流域 川内観測所

水系名	地域名	確 率 年					備 考
		10	30	50	80	100	
球磨川	① 上流域		$\frac{1,809.6}{t^{0.7+6.57}}$ [q ≒ 22]	$\frac{1,937.1}{t^{0.7+6.60}}$	$\frac{2,051.4}{t^{0.7+6.60}}$		72/100より上流域 多良木観測所
	② 中流域		$\frac{659}{t^{0.5+0.882}}$ [q ≒ 22]	$\frac{705}{t^{0.5+0.940}}$			51/600~72/100 人吉観測所
	③ 下流域		$\frac{397}{t^{0.4+0.638}}$ [q ≒ 18]	$\frac{782}{t^{0.5+2.573}}$			八代周辺 八代観測所
緑川	全川	$\frac{248}{t^{\frac{1}{3}-0.15}}$	$\frac{321}{t^{\frac{1}{3}+0.15}}$ [q ≒ 21]	$\frac{378}{t^{\frac{1}{3}+0.36}}$			熊本地方気象台
白川	全川	$\frac{248}{t^{\frac{1}{3}-0.15}}$	$\frac{321}{t^{\frac{1}{3}+0.15}}$ [q ≒ 21]	$\frac{378}{t^{\frac{1}{3}+0.36}}$			熊本地方気象台
菊池川	① 上流域	$\frac{314.9}{t^{0.3705-0.38}}$	$\frac{477.8}{t^{0.3705+0.23}}$ [q ≒ 27]	$\frac{571.7}{t^{0.3705+0.58}}$			20/000より上流域 山鹿観測所
	② 下流域	$\frac{483.2}{t^{\frac{1}{2}-0.13}}$	$\frac{601.9}{t^{\frac{1}{2}-0.11}}$ [q ≒ 23]	$\frac{654.8}{t^{\frac{1}{2}-0.11}}$			20/000より下流域 高瀬観測所
矢部川	全川		$\frac{11.253}{t+61}$ [q ≒ 26]				羽犬塚観測所
筑後川	① 上流域		$\frac{638}{\sqrt{t}+0.89}$ [q ≒ 21]	$\frac{685}{\sqrt{t}+0.80}$	$\frac{750}{\sqrt{t}+0.94}$		53/000より上流域 日田観測所
	② 中流域	$\frac{486}{\sqrt{t}+0.58}$	$\frac{638}{\sqrt{t}+1.27}$ [q ≒ 20]	$\frac{704}{\sqrt{t}+1.51}$	$\frac{754}{\sqrt{t}+1.53}$		14/000~53/000 久留米観測所
	③ 下流域		$\frac{606}{\sqrt{t}+0.27}$ [q ≒ 22]	$\frac{656}{\sqrt{t}+0.29}$			14/000より下流域 佐賀観測所
嘉瀬川	全川	$\frac{1,555}{t^{0.7+6.57}}$	$\frac{1,907}{t^{0.7+6.80}}$ [q ≒ 23]	$\frac{2,067}{t^{0.7+6.86}}$	$\frac{2,216}{t^{0.7+6.95}}$	$\frac{2,286}{t^{0.7+6.98}}$	佐賀観測所
六角川	① 本川上流	$\frac{9,422}{t+82.6}$	$\frac{11,573}{t+81.5}$ [q ≒ 22]	$\frac{12,544}{t+80.9}$	$\frac{13,428}{t+80.5}$	$\frac{13,867}{t+80.5}$	大橋町上流域 矢筈外3観測所

水系名	地域名	確 率 年					備 考
		10	30	50	80	100	
六角川	② 牛津川上流	$\frac{10,066}{t+85.8}$	$\frac{12,477}{t+84.5}$ [q ≒ 23]	$\frac{13,556}{t+83.8}$	$\frac{14,557}{t+83.4}$	$\frac{15,031}{t+83.3}$	砥川大橋上流域 西多久外1観測所
	③ 下流域	$\frac{9,498}{t+72.9}$	$\frac{12,161}{t+75.3}$ [q ≒ 24]	$\frac{13,395}{t+76.3}$	$\frac{14,499}{t+76.8}$	$\frac{15,018}{t+77.0}$	残流域 牛津観測所
松浦川	① 本川上流	$\frac{1,233}{t^{0.6}+7.69}$	$\frac{1,650}{t^{0.6}+8.30}$ [q ≒ 21]	$\frac{1,853}{t^{0.6}+8.55}$	$\frac{2,049}{t^{0.6}+8.80}$	$\frac{2,143}{t^{0.6}+8.89}$	上久保橋上流域 鳥海外2観測所
	② 巖木川上流	$\frac{202}{t^{0.3}-0.232}$	$\frac{256}{t^{0.3}-0.162}$ [q ≒ 20]	$\frac{281}{t^{0.3}-0.139}$	$\frac{305}{t^{0.3}-0.117}$	$\frac{316}{t^{0.3}-0.112}$	浦ノ川橋上流域 広川外1観測所
	③ 徳須恵川 上流	$\frac{453}{t^{0.4}+1.41}$	$\frac{669}{t^{0.4}+2.32}$ [q ≒ 22]	$\frac{785}{t^{0.4}+2.75}$	$\frac{903}{t^{0.4}+3.17}$	$\frac{964}{t^{0.4}+3.39}$	徳須恵橋上流域 畑川内観測所
	④ 下流域	$\frac{1,127}{t^{0.6}+5.21}$	$\frac{1,400}{t^{0.6}+4.81}$ [q ≒ 23]	$\frac{1,526}{t^{0.6}+4.65}$	$\frac{1,640}{t^{0.6}+4.49}$	$\frac{1,696}{t^{0.6}+4.42}$	残流域 宇木外1観測所
本明川	① 本川下流	$\frac{2,296}{t^{0.7}+11.5}$	$\frac{3,114}{t^{0.7}+13.9}$ [q ≒ 26]	$\frac{3,522}{t^{0.7}+14.9}$	$\frac{3,913}{t^{0.7}+15.9}$		直轄区域全域 諫早観測所
	② 半造川全域	$\frac{1,066}{t^{0.6}+2.93}$	$\frac{1,300}{t^{0.6}+3.02}$ [q ≒ 25]	$\frac{1,407}{t^{0.6}+3.05}$	$\frac{1,505}{t^{0.6}+3.07}$		夫婦木観測所

※表中の〔 〕内に示す数値は比流量（q）を表わすもので下記の仮定にもとづいて推定したものである。

なお、この数値はあくまで目安であり、設計時には詳細な検討を行わなければならない。

$$q = Q / A = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r$$

q : 比流量 (m³/s/km²)

Q : 流出量 (m³/s)

A : 流域面積 (km²)

f : 流出係数 (ここでは f = 0.75 と仮定)

r : 降雨強度 (ここでは到達時間を30分と仮定)

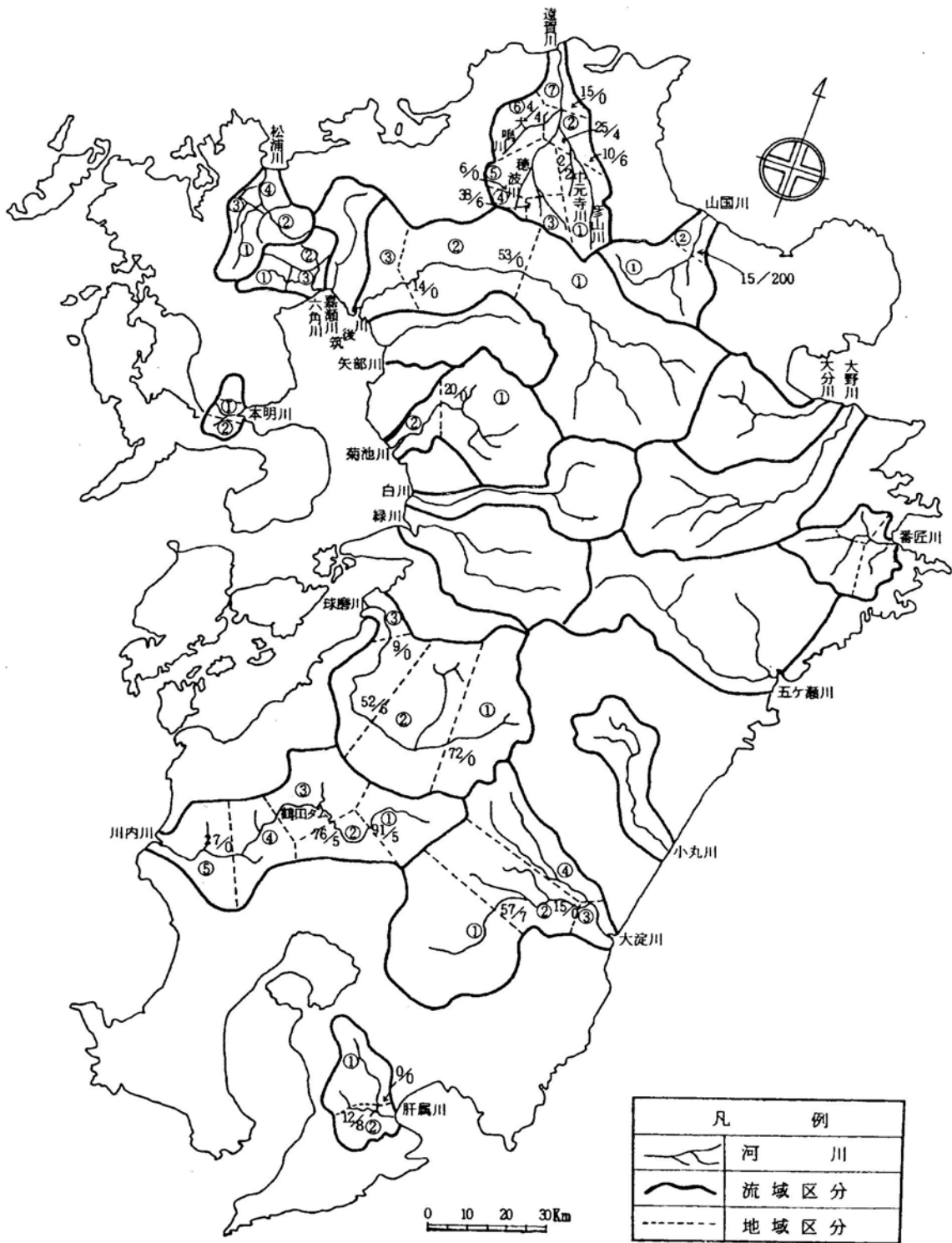


图 3 - 31 降雨強度地域区分

第4節 水 門

1 水門設計の基本

1-1 水門設計の基本

水門は、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用に対して安全な構造となるよう設計するものとする。また、水門は、計画高水位以下の洪水の流下を妨げることなく、付近の河岸および河川管理施設の構造に著しい支障を及ぼさず、ならびに水門に接続する河床、高水敷きの洗掘の防止について適切に配慮された構造となるよう設計するものとする。

河川砂防[設計I]
H9.10
9.1.1 (P.107)

〔解 説〕

水門は、河口部で高潮の影響を軽減すること、支川の合流点で本川の背水の影響を軽減すること等のため、堤防を分断し、その部分が一連の堤防の機能を確保できるようにするためゲートを設置した工作物で、それが横過する河川の計画高水流量、または、流下能力等を考慮して定める流水の流下に必要な形状および断面積とする。

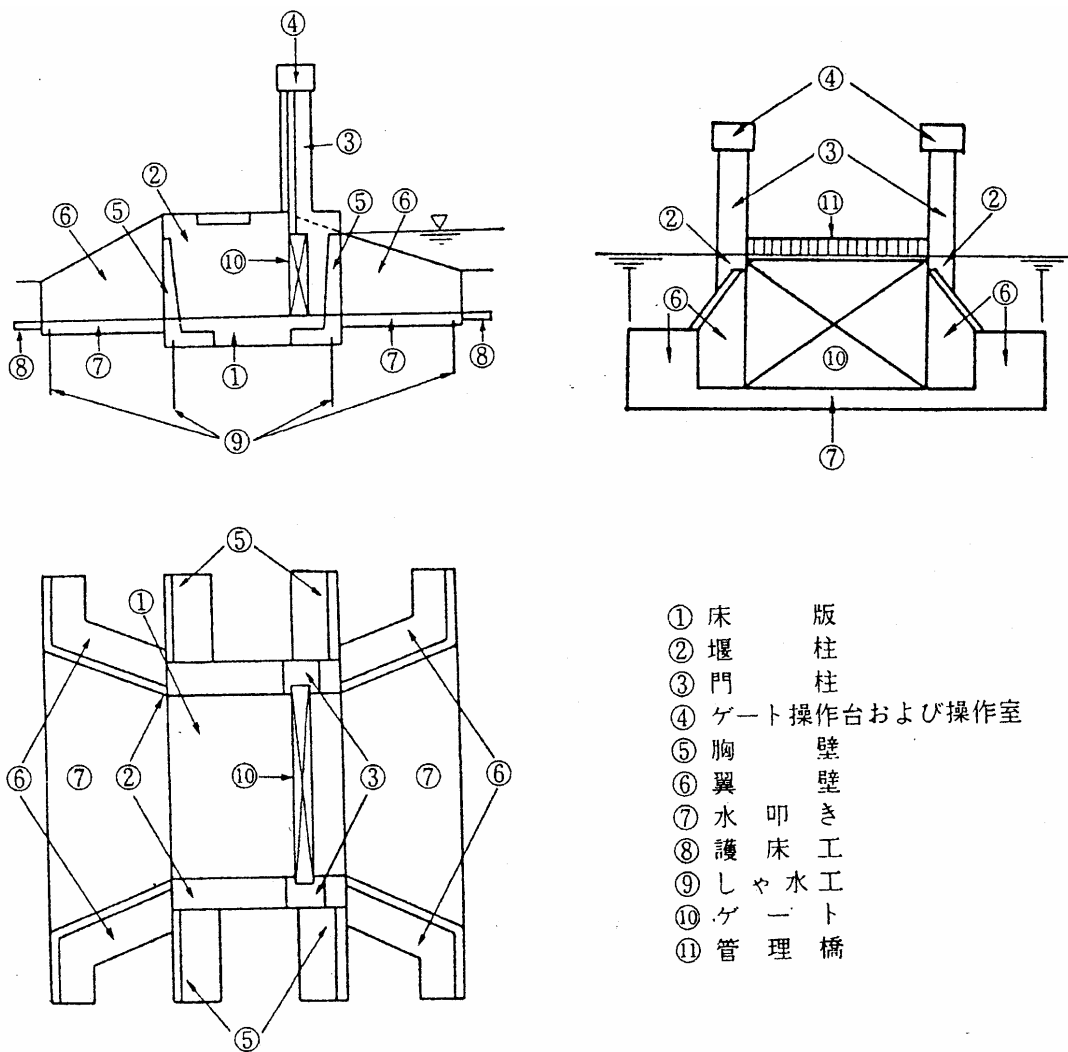
水門の設置については、堤体内に異質の工作物が含まれ、漏水の原因となりやすく堤防の弱点となるので、河川管理上必然性のあるものに限られるべきである。治水、利水が河川の機能である以上、水門の設置を排除できないが、設置にあたっては、水門の付近が堤防の弱点とならないよう、その構造および施工について十分な配慮がなされなければならない。

また、舟運等に利用する水門においては、前述のほかに、その目的に必要な形状および断面積をとる必要がある。

なお、本節においては、現在多く用いられている引上式ゲートの水門をおもに示しているが、他の形式のゲートを使用する場合には、本節に示した内容の主旨を十分考慮し、所要の機能と安全性が確保できるよう水門を設計する。

水門の形状については、景観を考慮し周辺との調和を図ることとする。

水門各部の名称を図4-1に示す。ここでは、水門の構造のうち、主要なものについて示しているが、その他、戸当り、巻上機、護岸、管理用階段、付属設備の構造各部によって構成されている。



- | | |
|-----|--------------|
| ① 床 | 版 |
| ② 堰 | 柱 |
| ③ 門 | 柱 |
| ④ | ゲート操作台および操作室 |
| ⑤ | 胸 |
| ⑥ | 翼 |
| ⑦ | 水叩き |
| ⑧ | 護床工 |
| ⑨ | しゃ水工 |
| ⑩ | ゲート |
| ⑪ | 管理橋 |

図 4 - 1 水門の各部の名称

1 - 2 水門の断面

支川において、本川の背水の影響を軽減する目的で設置する水門については、その断面は次によるものとする。

1 水門設置地点において、水門を建設しない場合の当該河川の計画高水位以下の計画河道断面積が、水門断面積と比較して、1 : 1.3 以内の場合には、両端部のピアの内側は、当該河川の計画高水位と堤防の交点の位置とするものとする。

2 前号の場合において、1 : 1.3 以上となる場合においては、1 : 1.3 となるまで水門幅を縮小することができるものとする。

また、当該河川の計画高水位が本川の計画高水位、または計画高潮位と比較して相当低い場合で通船に影響のない場合においては、カーテンウォールを設けることができるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
9.1.2 (P.108)

〔解説〕

流下能力という点からいえば、水門の有効断面積は河道の計画断面積と等しければよいわけであるが、これを等しくして水門幅を決定すると、水門の部分で極端に川幅が狭くなるケースが生じ、この個所で縮流によるエネルギーの損失のため洪水の円滑な疎通に支障をきたす恐れがある。

カーテンウォールの規定は、ゲートの天端高を本節 2-1-6 ロ) に示す高さとする、ゲート製作費、開閉機等の費用が相当大きくなる場合があるので設けたものである。なお、カーテンウォールの下端高は、本節 2-1-6 ハ) によるものとする。カーテンウォールは、高水時、または高潮時にゲートと一体となって堤防の効用を果たすものであり、カーテンウォールとゲートの間の水密性には、注意する必要がある。

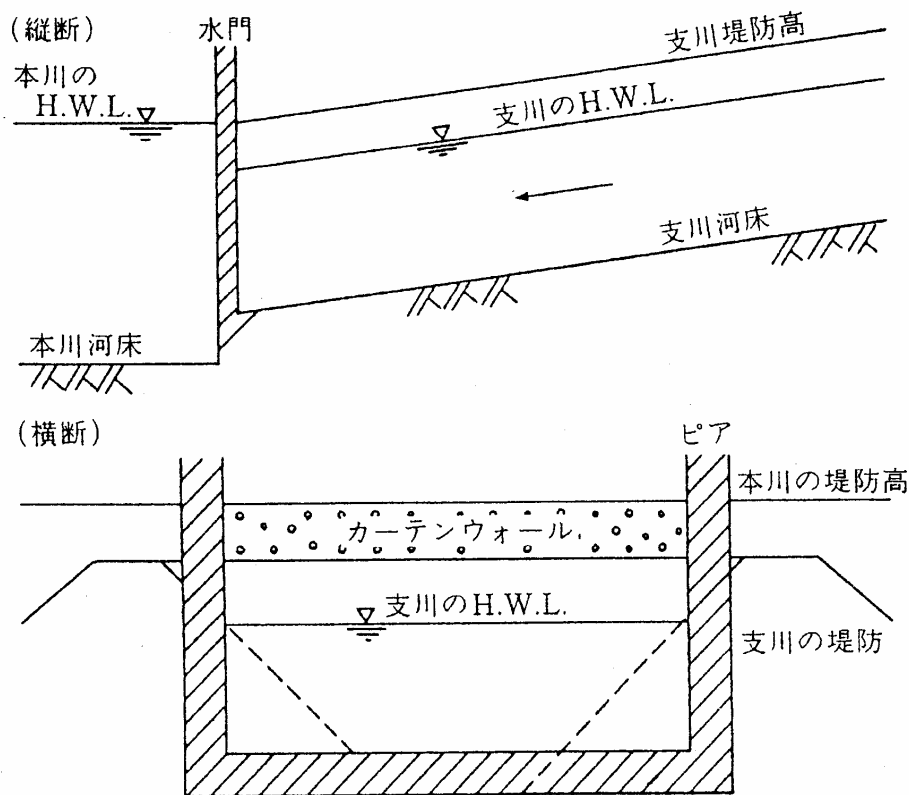


図 4-2 水門の断面説明図

2 構造細目

2-1 水門の本体

2-1-1 水門の本体

水門の本体およびゲートは、十分な強度と耐久性を有する構造とするものとする。

〔解 説〕

水門の本体のうち床板、堰柱、門柱、胸壁、ゲート操作台の各部は、鉄筋コンクリート構造とすることが多いが、ほかにプレストレスコンクリート、鋼、ダクタイル鋳鉄等の構造とする場合もある。また、ゲートは、鋼構造とすることが多いが、アルミ等の構造とする場合もある。水門の本体の形式は、一般に次に示すものが用いられている（図4-3）。

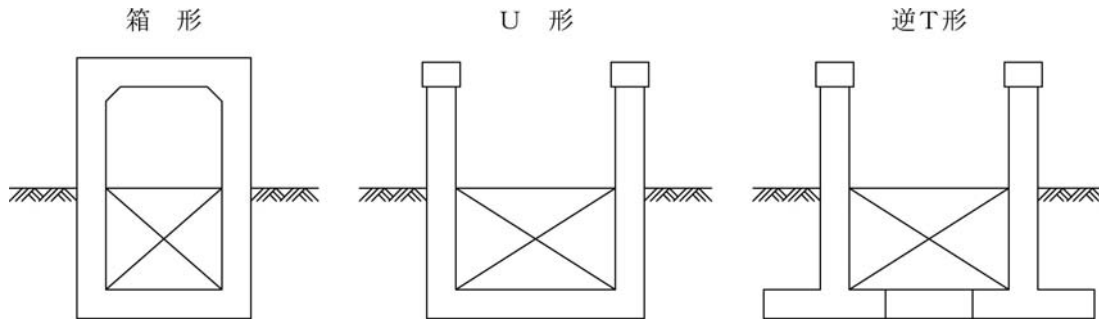


図4-3 水門の本体の形式

水門の本体の形式は、小規模なものは箱形、大規模なものは逆T形となり、中間のものはU形としている場合が多いが、構造形式の選定にあたっては、基礎地盤の良否、施工性（仮締切との関連）、事業費等も考慮する必要がある。

2-1-2 床 版

水門の床版は、上部荷重を支持し、ゲートの水密性を確保し、堰柱間の水叩きの効果を果たすことのできる構造とするものとする。

〔解 説〕

水門の床版については、本章第2節2-1-1-2床版を参考にして設計するものとする。

2-1-3 堰 柱

水門の堰柱は、上部荷重および水圧を安全に床版に伝える構造として設計するものとする。

〔解 説〕

水門の堰柱については、本章第2節2-1-1-3堰柱を参考にして設計するものとする。なお、水門の堰柱の天端高については、ゲートの閉鎖時の天端高、管理橋等の条件を考慮して決定するものとする。一般には、計画堤防高とすることが多いが、河川の状態によっては余盛りを加えた高さとすることもできる。

安定計算は、高水時、地震時における支持力、転倒、滑動等について計算し、算定された堰柱長が堤防天端幅に門柱幅、角落し戸溝幅を加算した幅に満たない場合には、その幅以上とする。

河川砂防〔設計I〕
H9.10
9.2.1.2 (P.110)

河川砂防〔設計I〕
H9.10
9.2.1.3 (P.110)

なお、堰柱と床版は、同じ長さとするが、中間堰柱にあつては、必要に応じ堰柱長を床版長より短くする場合もある。

2-1-4 門 柱

水門の門柱の天端高は、ゲート全開時のゲート下端高に、ゲートの高さおよびゲートの管理に必要な高さを加えた値とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
9.2.1.4 (P.110)

【解 説】

水門の門柱については、本章第2節2-1-1-4門柱を参考にして設計する。
戸当りについては、本章第3節3-1-3門柱を参考にして計算する。

2-1-5 ゲート操作台および操作室

水門の門柱上部には、原則としてゲート操作用開閉器、操作盤等の機器を設置するための操作台を設けるものとする。

ゲート操作台には、原則として操作室を設けるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
9.2.1.5 (P.110)

【解 説】

ゲートの操作台および操作室については本章第2節2-1-1-5ゲート操作台および操作室を参考にして設計するものとする。

2-1-6 ゲ ー ト

イ) ゲ ー ト

水門のゲートは、高水時に確実に開閉ができ、十分な水密性を有し、高水時の流下に著しい支障を与える恐れのない構造となるよう設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
9.2.1.6.1 (P.111)

ロ) ゲ ー ト天端高

水門のゲートの開閉時における天端高(カーテンウォールを有する場合はその上端高)は、水門に接続する堤防高(計画横断形が定められている場合において計画堤防高が現状の堤防高より低く、かつ、治水上の支障がないと認められるとき、または、計画堤防高が現状の堤防高より高いときには、計画堤防高)以上とすることを原則とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
9.2.1.6.2 (P.111)

【解 説】

高潮区間などのように、水門の背後地の状況その他特別の理由により、治水上支障がないと認められる場合には、水門の構造、波高等を考慮して、ゲートの天端高を計画高潮位以上の適切な高さとすることができる。

ハ) 引上げ完了時のゲート下端高

水門のゲートの引上げ完了時のゲート下端高（カーテンウォールを有する場合は引上げ完了時のゲート下端高およびカーテンウォールの下端高）は、水門が横断する河川の計画高水位に構造令第 20 条に定める高さを加えた高さ以上で、当該地点における河川の両側の堤防（計画横断形が定められている場合において、計画堤防高が現状の堤防高より高いときは計画堤防）のいずれか高いほうの高さを下回らないものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
9.2.1.6.3 (P.111)

【解説】

水門のゲートの引上げ完了時のゲート下端高およびカーテンウォールの下端高に関する最低限確保されなければならない基準を示したものである、決定にあたっては、次の事項について考慮する必要がある。

1 本節 1-2 に示す水門の断面積

2 通船のある場合は、船舶の航行に支障を及ぼさないような高さ、ただし、マスト等の高いプレジャーボート等が該当するときは、経済性、景観等の面から関係者との十分な調整や検討が必要である。

3 地盤沈下が予想される地域では、必要に応じて、予測される将来の地盤沈下量。

ニ) 操作方法

水門のゲートの開閉装置は、原則として電動機によるものとし、予備動力設備を備えるものとする。

また、ゲートの操作は、機側操作、または遠方操作とするものとする。なお、遠方操作方式の場合には、機側操作も可能にするものとし、操作は機側操作優先とする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
9.2.1.6.4 (P.111)

【解説】

操作方式については、本章第 2 節 2-1-1-6 二) を参照する。

2-2 胸壁および翼壁

2-2-1 胸 壁

胸壁は、本体と堤防内の土粒子の移動および吸出しを防止するとともに、翼壁の破損等による堤防の崩壊を、一時的に防止する構造となるよう設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
9.2.2.1 (P.111)

【解説】

胸壁は、浸透経路長を長くし、本体と堤防間の土粒子の移動および吸出しを防止するとともに、翼壁の破損等による堤防の崩壊を一時的に防止するためのものである。

胸壁は、本体と一体とした構造とし、かつ、土圧等に対して自立できるよう設計するものとする。

胸壁の天端は、計画堤防断面内を標準とするが河川の状態によっては施工断面内とすることができる。

胸壁長さは、土砂の吸出し、一時的な崩壊防止等を考慮のうえ、胸壁の高さの半分以上の長さで、必要な長さを確保するものとする。

2-2-2 翼 壁

翼壁は、原則として本体と分離した構造として設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
9.2.2.2 (P.112)

【解 説】

- 1 翼壁は、本体と分離した構造とするが、その継手は、可とう性のある止水板および伸縮材を用いて、構造上変位が生じても水密性が確保できるようにするものとする。
- 2 翼壁の平面形は、図4-1のようにすることを標準とするが、本川および支川の河状を考慮して決定するものとする。
- 3 翼壁の天端高は、計画堤防断面または施工断面にあわせる。天端幅は、35cm以上とし、本体のバランス、構造、施工性を考慮して決定する。また、端部は、水路の洗掘等を考慮して堤防に平行に、取付水路の護岸範囲または翼壁端部の壁高に1m程度を加えた値以上嵌入する。

2-3 水 叩 き

本体の上下流には、水叩きを設けるものとする。
水叩きは、水門本体の安全を保つために必要な長さで構造を有するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
9.2.3 (P.112)

【解 説】

- 1 水叩きは、一般に鉄筋コンクリート構造とすることが多いが、揚圧力が大きく明らかに不経済となる状況においては、軽減を図る構造(根固工等を利用)とすることができる。
この場合においても、必要な浸透経路長を確保するものとする。
- 2 水叩きの長さは、翼壁が堤防の一部であることを考慮して、内外水位差による浸透水、ゲート操作の影響による洗掘等により翼壁が破損しないよう、翼壁と同一の長さとするものとする。
- 3 水叩きを鉄筋コンクリート構造としたときの床版との継手は、水密でかつ不同沈下にも対応できる構造として設計するものとする。

2-4 シャ水工

水門には、水門下部の土砂流動と洗堀による土砂の吸出しを防止するために、適切なシャ水工を設けるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
9.2.4 (P.112)

〔解説〕

シャ水工に用いる矢板は、内外水位差による浸透水の動水勾配を減少させ、水門下部の土砂流動と洗堀による土砂の吸出しを防止するために図4-4のように設けるものとする。その深さ、水平方向の長さ、設置位置は浸透水および開削幅等を十分検討のうえ決定する。また、矢板に構造計算上の荷重は分担させない。

水門のシャ水矢板は、一般にⅡw型を用いるが、土質等により打込み困難な場合は、必要に応じⅢw型以上の鋼矢板を使用するものとする。

なお、シャ水矢板は、本体と離脱しないように配慮し、水平方向に設けるシャ水矢板は必要に応じ可とう性を有する構造として設計するものとする。

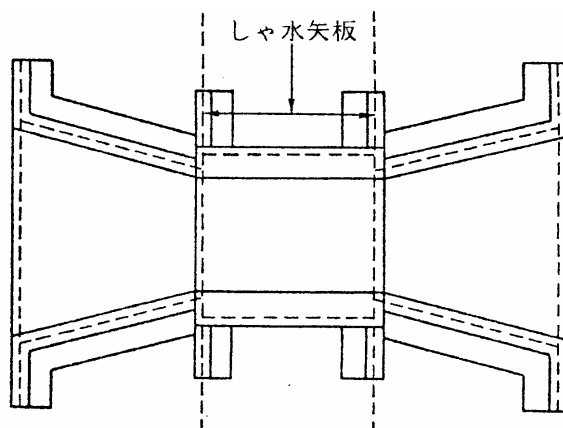


図4-4 シャ水矢板の配置

2-5 基礎

水門の基礎は、上部荷重を良質な地盤に安全に伝達する構造として設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
9.2.5 (P.113)

〔解説〕

基礎については、本章第2節2-4基礎を参照する。

2-6 護床工

護床工は、屈とう性を有する構造とし、河川環境を考慮して設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
9.2.6 (P.113)

〔解説〕

水叩きを直接河床に接続させると、洗堀による深堀りなどを生ずる危険性が考えられるので、水叩きに接続して屈とう性のある護床工を設けるものとする。また、本章第1節3-2、本章第2節2-2、本章第2節2-5を参照する。

2-7 護岸

護岸は、流水等の作用から堤防を保護しうる構造とし、河川環境を考慮して設計するものとする。

河川砂防〔設計Ⅰ〕
H9.10
9.2.7 (P.113)

〔解説〕

護岸については、本章第3節3-7護岸を参照する。

2-8 高水敷保護工

高水敷保護工は、流水等の作用による高水敷の洗堀を防止しうる構造とし、河川環境を考慮して設計するものとする。

河川砂防〔設計Ⅰ〕
H9.10
9.2.8 (P.113)

2-9 その他の構造物

2-9-1 管理橋

管理橋の幅員は、水門の維持管理上必要な幅、堤防の管理用通路幅等を考慮して決定するものとする。

河川砂防〔設計Ⅰ〕
H9.10
9.2.9.1 (P.113)

〔解説〕

管理橋の幅員は、接続する道路の幅員、交通量、その重要性等と、水門管理および水防時の交通を考慮して決定するものとする。ただし、兼用道路の場合には、道路管理者と協議する。橋面高の決定においては、取付道路の構造等を検討し、路盤が計画堤防断面内に入らないような高さとするものとする。また、管理橋の桁下高については、引上げ完了時のゲート下端高以上とするものとする。

2-9-2 付属設備

水門には、維持管理および操作のため、必要に応じて付属設備を設けるものとする。

河川砂防〔設計Ⅰ〕
H9.10
9.2.9.2 (P.114)

〔解説〕

水門には、付属設備として水位観測施設、照明設備および川表、川裏の堤防のり面に管理用階段を設ける。また、必要に応じて船舶運航用の信号、繫船環、防舷材、防護

柵を設ける。管理用階段は、川表、川裏が一直線になるように設ける。なお、大規模な水門には、水門の上下流に設けることを標準とする。

水位観測施設は、水門の前後に設け、ゲート操作のため、操作室に水位表示のできる構造とする。

3 設計細目

3-1 本体の設計

水門の本体には、転倒、滑動、基礎支持力に対して、所定の安全性が確保されるよう設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
9.3.1 (P.114)

3-2 荷 重

水門の設計に用いる荷重のおもなものは、常時においては、自重、静水圧、揚圧力、温度荷重、残留水圧、常時土圧、風荷重、雪荷重および自動車荷重とするものとする。

地震時の影響については、「河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説」によるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
9.3.2 (P.114)

〔解 説〕

水門の設計細目については、本章 堰、樋門の設計細目を参照する。このうち静水圧等の荷重については、表 4-1 の水位条件により定めるものとする。

表 4-1 水門設計の水位条件

施設の種類・区分		水位条件	
		外 水 位	内 水 位
水 門	セミバック堤による支川処理方式で設置される水門	外水の H. W. L. (高潮区間においては計画高潮位)	ゲート数高または内水の L. W. L
	自己流堤による支川処理方式で設置される水門	外水の H. W. L. (高潮区間においては計画高潮位)	ゲート数高または内水の L. W. L
	分流点等に設置される水門	外水の H. W. L. (高潮区間においては計画高潮位)	ゲート数高

また、水門における水叩厚の設計に用いる対象水位については、本川水位は H. W. L.、支川水位についても H. W. L. とする。（排水機場が事業に入ってる場合における支川水位は、ポンプの停止水位とする）。

なお、感潮区間については、計画高潮位 L. W. L. での検討も行うものとする。

上記以外で決める場合は、河川工事課と協議されたい。

第5節 トンネル構造による河川

1 トンネル構造による河川設計の基本

トンネル構造による河川は、設計流量の流水の作用に対して安全であり、付近の河岸および河川管理施設等の構造に著しい支障を及ぼさず、ならびにトンネル構造による河川に接続する河床および高水敷の洗掘の防止について適切に配慮された構造となるよう設計するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
10.1 (P.115)

〔解説〕

トンネル構造による河川は、水系の河川改修計画に基づき計画され、河川流量の一部または全量を流下、もしくは河川流量を低減させる目的で設置されるトンネル構造の河川である。なお、本基準ではトンネル構造による河川のうち、流入施設もしくは排水施設を有するものを地下河川といい、それ以外をトンネル河川という。

トンネル構造による河川の設計にあたっては、その特殊性を考慮して設計する必要がある。トンネル本体の設計にあたっては、できるだけ自由水面をもった断面とし、やむをえず圧力トンネルとする場合は、水理実験等による検討を行う必要がある。

トンネル河川の各部の名称は、次のとおりである。

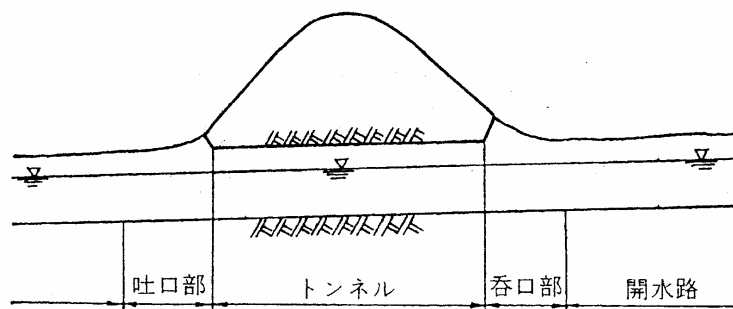


図5-1 トンネル河川の各部の名称

地下河川の各部の名称は、次のとおりである。なお、地下河川には、地形条件等により流入施設がトンネル河川と同様の呑口部になるものや、排水施設が吐口部となるものがある。

トンネル構造による河川の設計にあたっては、騒音、振動、悪臭など周辺地域の生活環境、あるいは接続する河川の自然環境に配慮することも重要である。なお、ここに特記するものを除き、「トンネル標準示方書（開削編）、（山岳編）、および（シールド編）」（土木学会）等を参考にして設計する。

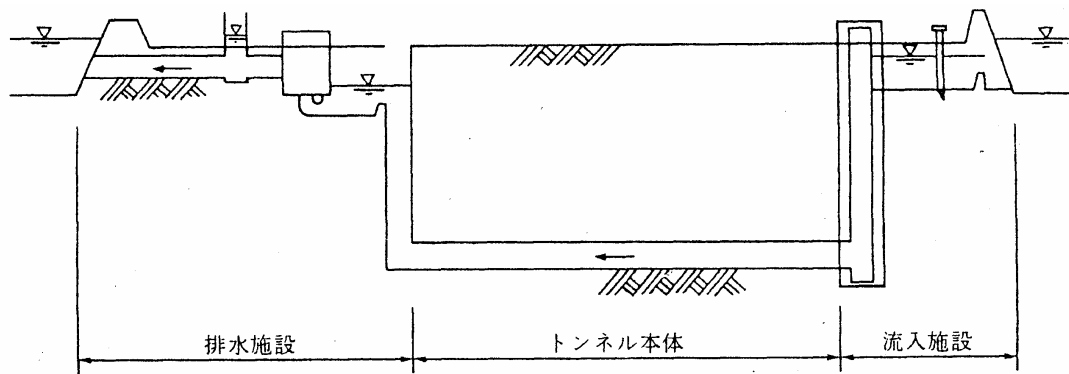


図 5 - 2 地下河川の各部の名称

2 構造細目

2-1 本 体

トンネルの本体は、全断面コンクリート・ライニングその他これに類するものとし、流出土砂による摩耗に対して安全な構造とするものとする。

〔解 説〕

トンネル本体の内側は、全断面コンクリート・ライニングもしくはこれに類する構造とし、流水、土砂等による摩耗のため、構造上の安全性が低下することのないようコンクリートの厚さを厚くする、表面を対摩耗性の材質のものにする等の摩耗対策を実施するものとする。摩耗対策は、土砂混入の状況、流速、水質、トンネル本体の規模、施工方法、維持管理等を考慮して決定する。

2-2 呑口部および流入施設

2-2-1 呑 口 部

トンネル河川の呑口部は、流水が平滑に流入できる形状とするものとし、流送土砂、流木等による閉塞を防ぐための適切な対策を行うものとする。

また、トンネル河川の呑口部に接続する河道には、必要な範囲に護岸および護床工を設けるものとする。

〔解 説〕

トンネル河川は、流送土砂、流木等による閉塞が最も危険なので、河状に応じて適切な防除対策を行う必要がある。流送土砂量の多い河川では、適当な沈砂池を設けることを検討する。また、流木等に対しては、必要に応じ防除スクリーン、除塵機、防除パイル等を用いるものとする。

呑口部は、形状等が急変する所であり、他区間に比べて乱れが大きくなるので、トンネル本体を保護するため、護床工および取付護岸を設けるものとする。それらの範囲は、土質、水深、流速、流量、周辺の状況、トンネル本体の規模等を考慮して定めるものとする。トンネル本体の断面は一般に馬蹄形が多く、接続する開水路は矩形が多いので、流水をなめらかに流下させるために、遷移区間(トランジション)を設けるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
10.2.1 (P.115)

河川砂防[設計 I]
H9.10
10.2.2.1 (P.116)

特に、トンネル本体を2本以上とする場合は、均等に乱れなく分流させるために導流壁を設ける必要がある。

導流壁を設計する際には、必要に応じて水理模型実験を行うことが望ましい。

呑口部とトンネル本体の継目には、伸縮継手を設ける必要がある。

トンネル河川の呑口部は、転落事故防止対策を行うほか部外者が立ち入らないような構造とすることが望ましい。

2-2-2 流入施設

地下河川の流入施設は、流水が平滑に流入できる形状とするものとする。流入施設には、河状に応じて、流送土砂、流木等に対して適当な防除対策を行うものとする。

さらに、圧力管方式の場合には、空気混入量を極力減ずる形状とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
10.2.2.2 (P.116)

〔解説〕

地下河川の場合、本川河道の洪水を分流し、地下に落とし込む施設が必要であり、これを流入施設とよぶ(図5-3)。

地下河川の流入施設の形状は、中小洪水時でも流水が平滑に流入し、異常出水時にも地下河川全体の安全性が確保できるようにする必要がある。

地下河川は流送土砂、流木等による閉塞が最も危険なので河状に応じて適当な防除対策を行うことが重要である。流送土砂量の大きい河川や、流送土砂の粒径の粗い河川では、適当な沈砂池を設ける必要がある。

また、流木類の流出の恐れのある河川では、流木類に対する除去スクリーン等を設ける必要がある。流木や流出家屋が流入する恐れのある河川では、除去にスクリーンの面積は流木の有効面積の20倍以上を確保している例がある。

計画流量を堰により分流させるための方法としては、正面越流方式と横越流方式とがあり、さらに構造上の分類としては可動堰と固定堰に分けられる。これらの施設を計画する場合、水理検討等により決定された計画流量を確実に分流できるようにしなければならない。

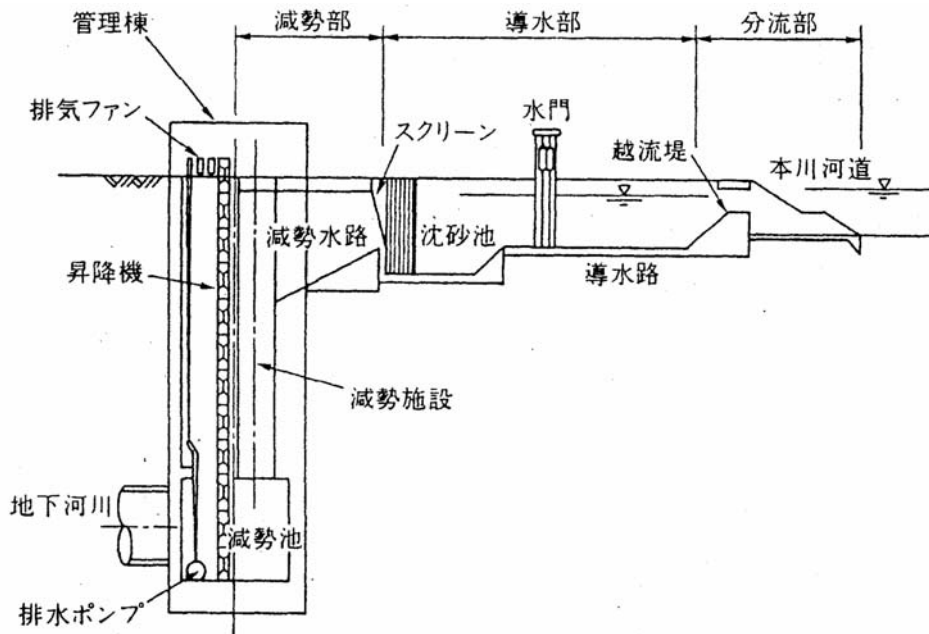


図 5-3 流入施設の例

流入施設が落下を前提とするような地下河川では、流水のエネルギーを減勢する施設が必要となる。減勢施設の形式は、用地の制約、流れの状況、空気の混入、減勢効果等を総合的に判断して決定することが望ましい。

圧力管方式の場合は、トンネル本体内に取り込まれた空気に起因する圧力変動、水頭損失等の現象が発生するため、模型実験等により混入状況を把握し、流入施設の適切な形状を検討する必要がある。

2-3 吐口部および排水施設

2-3-1 吐口部

トンネル河川の吐口部は、流水が平滑に流出できる形状とするものとする。
トンネル河川の吐口部に接続する河道には、必要な範囲に護岸および護床工を設けるものとする。

〔解説〕

トンネル河川からの流水が付近の河道および河川構造物に著しい支障を与える恐れのある場合には、適切な減勢工を検討するものとする。

なお、この場合の流水の平滑な流出は、トンネル河川とそれに接続する河川との断面形状に左右されるため、すり付け部の形状は十分な検討が必要である。

また、吐口部とトンネル本体との継目には、伸縮継手を設けるものとする。

河川砂防〔設計 I〕
H9.10
10.2.3.1 (P.117)

2-3-2 排水設備

地下河川の排水施設の設計にあたっては、吸水槽規模、ポンプ規模、サージング現象等地下河川全体に与える影響とともに、排水域に与える影響を十分に考慮するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
10.2.3.2 (P.117)

〔解説〕

地下河川の場合、地下に落とし込まれた水を速やかに排水する施設が必要となる場合が多く、一般に排水部、機場部、吐出部からなる(図5-4)。

排水施設を通しての流水の放流先が海域の場合には、水面利用や吐出部の閉塞等について、また、放流先が河川の場合には、合流により河床や河川構造物等に支障がないように配慮する必要がある。

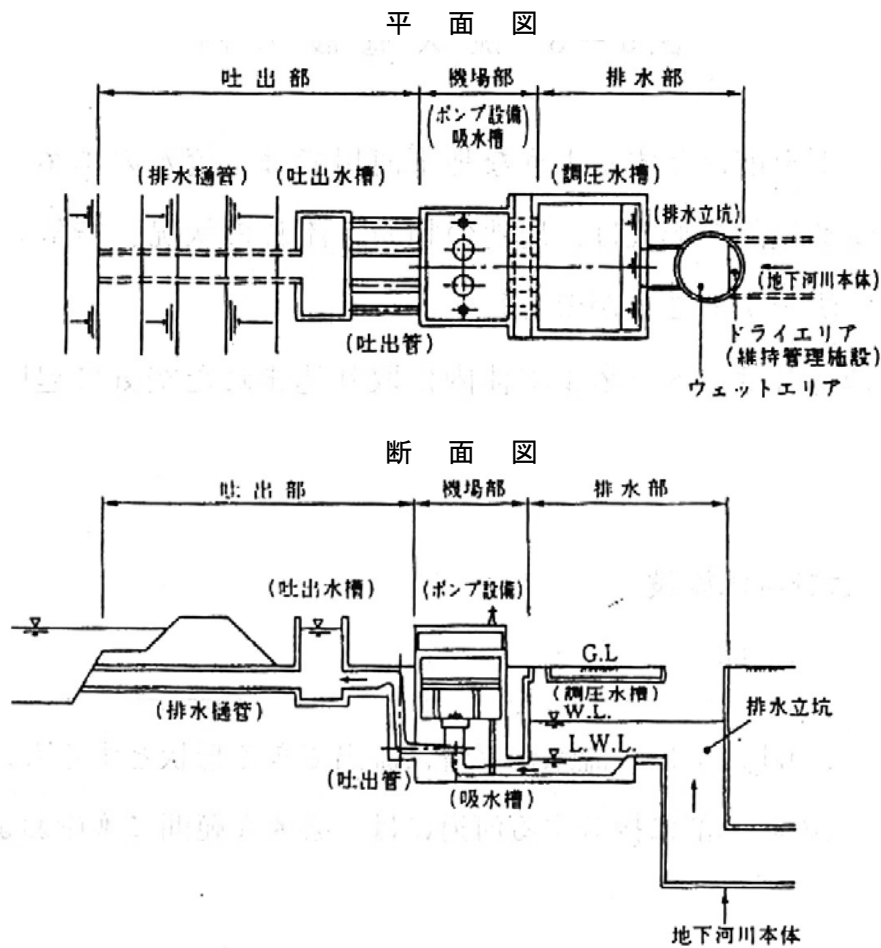


図5-4 排水施設の例

2-4 維持管理に対する施設

トンネル構造による河川は、非洪水時に容易にかつ安全に巡視ができるように、また、非洪水時に上下流からトンネル内への河川水の流入を容易にしゃ断でき、かつ維持修繕工事のための資材搬入路が確保できる構造とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
10.2.4 (P.118)

〔解 説〕

トンネル構造による河川は、常時巡視ができてライニングの欠落、クラックの発生、インバートの破損、落盤の徴候等を観察できなければならない。そのためには、容易にかつ安全に巡視ができるように非洪水時にトンネル内をドライな状態に簡単にできる構造とする必要がある。

このため、上流河道の流水を旧河道、他の水路、湖沼等へ切り替えることができなければならない。したがって、水門等を設けるか、固定堰等で非洪水時流量をしゃ断できる構造とする。この場合、通常の間隔では簡単に締め切ることはできないので留意する必要がある。

非洪水時において下流河道から流水がトンネル内に逆流する恐れがある場合には、水門および排水孔（トンネル内の湧水等を排除するため設けるもの）を設けなければならない。ただし、下流が海の場合であってトンネルの下流端敷高が平均満潮位より高い場合にはこの限りではない。

また、維持修繕工事を施工するために上下流のいずれかに資材搬入路が確保できるように必要空間を確保する。

なお、洪水後にトンネル内に残留水が残る場合には、維持管理用のポンプを設けて排水することが必要となる。この場合、都市部では残留水がSSの高い懸濁水である場合があり、沈澱などの処理が必要となる。さらに、残留汚濁水などによる臭気などが発生する恐れがあるので、施設内の作業環境、および周辺的生活環境を保全するため、換気設備、脱臭設備の設置について検討が必要である。

3 設 計 細 目

3-1 トンネル

3-1-1 設計流量

トンネルの設計流量は、原則として計画で配分される計画高水流量の 130%流量以上とするものとする。

トンネル構造による河川においては、他の開水路河道に比較して流下能力増大の対応が極めて困難であることや、流下物による閉塞の危険性が高い等不利な点が考えられるので、計画上設定される流量に対してトンネル断面の設計に用いる設計流量を割増しする必要がある。

この割増率は、トンネル構造による河川の形式（開水路方式、圧力管方式、自然流下方式、ポンプを併用する方式）や、地先の河道特性や流域の特性、および断面に影響を与えるゴミ、土砂等疎通障害の原因となる課題について個別に地先で検討して設定するものとするが、一般的に開水路方式のトンネルの場合は、計画で配分される計画高水流量の 130%流量以上とするものとする。なお、河川・砂防技術基準（案）計画編第 10 章第 7 節の規定により現状の河道は確保しておくことが望ましいが、やむをえぬ事情から現状の河道を廃止せざるをえない場合、トンネルの設計流量は計画高

河川砂防[設計 I]
H9.10
10.3.1.1 (P.119)

水流量の 130% 流量以上とすることはもとより、次の流量のうちいずれか大きいものを下回らない流量とするものとする。

- 1 トンネルの上流の現状河道が有堤の場合その流下能力の 130% 流量
- 2 トンネル呑口部または流入施設における超過確率 1/100 流量の 130% 流量

圧力管方式のトンネル内の流下量は、断面積よりも動水勾配に大きく規定されるものであるから、設計流量は計画流量と同一とする場合が多い。なお、圧力管方式の場合のゴミ、土砂等による断面の阻害は、別途断面の割増し（計画編第 10 章 3.2.2 参照）の断面により対応するものとする。

3-1-2 設計流速

トンネル内の設計流速は、トンネル本体の維持上安全な流速とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
10.3.1.2 (P.119)

〔解説〕

トンネル内の設計流速が過大である場合には、ライニングの損耗が激しくなることが考えられ、流水のエネルギーが大きいので安全性の点でも不利である。また、設計流速が過小である場合には、トンネル内への土砂堆積をきたすなどの不利な点が多い。

一般的には、トンネル内の設計流速は、7m/s 以下にとる場合が多い。流速の決定においては、次の事項について考慮するものとする。

- 1 粗度係数については、当該河川ごとに、

- ・使用頻度
- ・流入土砂およびゴミの特性
- ・管内流速等に起因する摩耗の程度
- ・壁面の維持管理方法等

を総合的に考慮し、従来計画実績と粗度の観測資料も参考にして適切な値を設定する。

なお、コンクリートのコテ仕上げと維持管理が良好にできる場合については $n=0.015$ を採用している事例が多い。また、開水路方式で洪水量を全量放流するような場合のトンネル断面を決めるのに用いる粗度係数は、 $n=0.023$ としている事例が多い。

- 2 常時流下させる水路内の流速は、2～5 m/s 程度が適当であるが、一時的に大量に流下させる水路においては、流速を 4～7 m/s とすることもある。

※「トンネル構造による河川」は現在調査・検討を行っているため、必要に応じ九州地方整備局 河川部に問い合わせを行う。

第6節 伏せ越し

〔参考 1.7〕伏せ越し

〔参考 1.7.1〕伏せ越しの設計

伏せ越しは、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全であり、かつ、計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げず、ならびに付近の河岸および河川管理施設に著しい支障を及ぼさない構造として設計するものとする。

伏せ越しとは、用排水路等が河川と交差する場合に河川を横過して河床下に埋設される水路 構造物である。

伏せ越しは、その性質上延長が長くなり、河床への変動、揚圧力の影響、堤防横過部分と河床横過分の土被りの厚さの相違等不同沈下を起こす要素が多く、さらに地盤沈下のある地域で支持杭を施工した場合、地表面の沈下量と支持層面の沈下量の差が堤体、河床に影響を与えることも予想されるので、伏せ越しの設計にあたっては、これらの点について配慮する必要がある。堤防を横断して設ける伏せ越しにあつては堤防の下に設ける部分とその他の部分は原則として構造上分離するものとする。

伏せ越しは、基本的に函渠、伸縮継手、マンホール、制水ゲート、スクリーン、翼壁、水叩き、止水壁、止水矢板、基礎、護岸、護床等より構成される。

各部の名称は、図6-1のとおりである。

伏せ越しは、構造的に樋門・樋管に類似しているので、設計は樋門・樋管に準拠する。

河川砂防〔設計Ⅰ〕
H9.10
参1.7.1 (P.135)

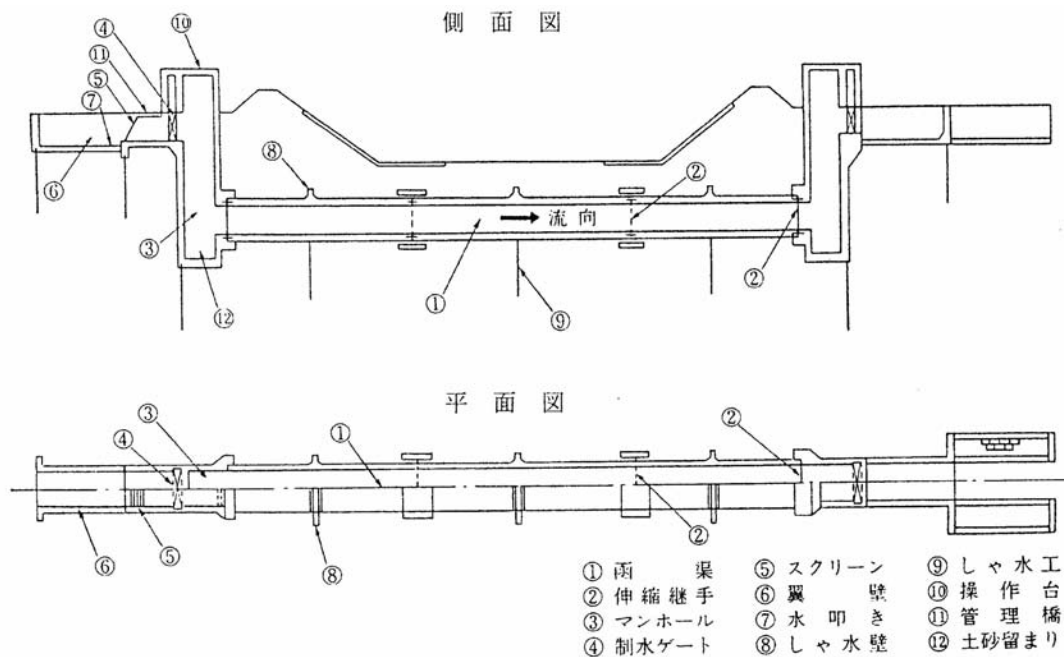


図 6 - 1 伏せ越し各部の名称

[参考 1.7.2] 構造細目

[参考 1.7.2.1] 函 渠

[参考 1.7.2.1.1] 函渠の方向

伏せ越しの方向は、堤防法線に対して、原則として直角とするものとする。ただし、地形の状況その他の理由によりやむをえないと認めた場合は、この限りでない。

河川砂防[設計 I]
H9.10
参 1.7.2.1.1
(P.136)

伏せ越しの函渠の方向は、堤防法線に対して原則として直角とする。

著しく斜めに横断する場合かあるいは河川の左・右岸の堤防が平行でない場合は、堤防横過部分の方向は、原則として堤防法線に対してほぼ直角とする (図 6 - 2 参照)。

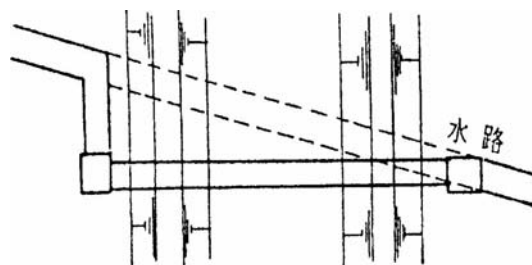


図 6 - 2 函渠の方向

[参考 1.7.2.1.2] 函渠の構造

伏せ越しの函渠は、鉄筋コンクリート構造を原則とし、伏せ越しの函渠の断面の大きさは、原則として内径 1.0m 以上とするものとする。また、伏せ越しの函渠の断面の最小部材厚は、原則として 35 cm 以上とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
参 1.7.2.1.2
(P.136)

伏せ越しの構造は、原則として鉄筋コンクリートの構造またはこれに準ずる構造とし、函渠の断面は原則として矩形とする。断面の大きさ等の理由でヒューム管等を使用する場合は、その外側を鉄筋コンクリートで巻き立てた構造とし、ヒューム管等の強度を無視して設計するものとする。

ただし、所要の屈とう性および水密性を有する継手によって接続された鉄管を使用する場合には、河床横過部分は、鉄筋コンクリートで巻き立てなく

てもよい。

伏せ越しの函渠の断面の大きさは、函渠内の土砂等の堆積が生じやすく、流水の流下能力が阻害されることも予想され、また函渠内に堆積した土砂等を取り除く等の維持管理を勘案して、内径 1.0m 以上とする。

ただし、小規模のものでこれによりがたい場合は、内径 60 cm 以上とする。

[参考 1. 7. 2. 1. 3] 函渠の長さとし継手

伏せ越しの函渠の長さが 30m 以上となる場合は、継手を設けるものとする。また、伏せ越しの函渠が堤防の下を横過する所においては、原則として堤防横過部分と河床横過部分とは分離し、継手によって接続するものとする。なお、伏せ越しの函渠の継手は、十分な屈とう性および水密性を有する構造とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
参 1.7.2.1.3
(P.137)

- 1 伏せ越しの函渠の長さが長くなると、河床の変動、揚圧力の影響、堤防横過部分と河床横過部分の土破りの差等、不同沈下を起こす要素が多くなるので、長さが 30m 以上になる場合は、伸縮継手を設けるものとする。

軟弱地盤の場合や地盤沈下の予想される地域においては、20m 程度を限度とすることを標準とする。ただし、柔支持基礎とする場合は 15m 程度を限度とし、地盤条件及び構造特性を考慮して適切な函渠の長さとする。

- 2 伏せ越しの全延長のうち堤防の横過部分は、特に、荷重条件が異なるため、築造後の不同沈下等による折損等の欠陥の発生が多いので、函渠の長さが 30m 未満であっても堤防横過部分と河床横過部分とは分離し、伸縮継手によって接続するものとする。

ただし、堤防の地盤の地質、伏せ越しの深さ等を考慮して、堤防の構造に支障を及ぼす恐れがないときは、この限りでない。

- 3 伏せ越しの函渠の伸縮継手の構造は、屈とう性のある止水板を用いて、変位が生じてても水密性を確保できるようにし、周囲は、鉄筋コンクリートのカラーで囲むものとする。

また、函渠と函渠の接触面、函渠とカラーの接触面は、弾力性のある目地材を充填するものとする（図 6-3 参照）。

継手の位置は、河川の規模にもよるが堤防のり尻より 6.0m 程度河床部側に離して設置することを標準とする。

柔支持基礎の場合は、可とう性継手、弾性継手など函体構造及び継手部の変形量に応じた継手形式を選定すること。

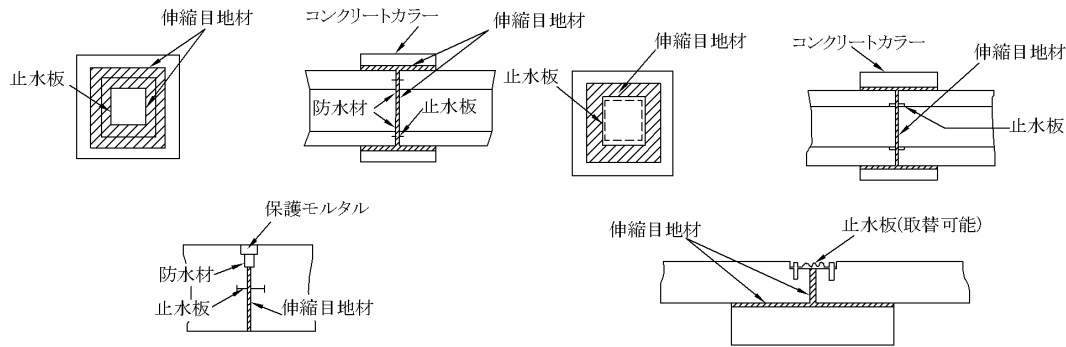


図 6 - 3 函 渠 の 継 手

[参考 1. 7. 2. 1. 4] 函渠の深さ

伏せ越しは、低水路（計画横断形が決められている場合には、計画横断形に係る低水路を含む）および、低水路河岸ののり肩から 20m 以内の高水敷においては低水路の河床から、その他の高水敷においては高水敷（計画横断形が決められている場合には、計画横断形に係る高水敷を含む）から、堤防（計画横断形が決められている場合には、計画堤防横断を含む）の下の部分においては堤防の地盤面からそれぞれ深さ 2 m 以上の部分に設けるものとする。

ただし、河床の変動が極めて小さいと認められるとき、または河川の状況その他の特別の事情によりやむをえないと認められるときは、必要に応じそれぞれ低水路の河床の表面、高水敷の表面または堤防の地盤面より下の部分に設けるものとする。

伏せ越しの深さの規定は、河川の河床洗掘等が発生して伏せ越しの函渠が水中に露出して乱流を起こすと、さらに異常洗掘を誘発助長して周囲の河川管理施設その他の工作物に害を及ぼすと同時に、自らも危険となる恐れがあることから設けた。

伏せ越しの函渠の上面の河床からの深さは、原則として計画横断形または現状横断形のいずれか低いほうから 2.0m 以上とする。

ただし、河床の変動がほとんどなく、改修計画による掘削計画がない場合、または伏せ越しの函渠の上を護床工等で保護する場合は、必要に応じ伏せ越しの函渠の上面の河床からの深さを河川の規模に応じて 2.0m 以下とする場合がある。

[参考 1. 7. 2. 2] マンホール

伏せ越しのマンホールは、鉄筋コンクリート構造とし、原則として、断面積は函渠の断面積以上、高さは計画堤防高以上とするものとする。また、伏せ越しのマンホールの底部の高さは、函渠の敷高より低くし、土砂を溜める構造とするものとする。また、伏せ越しのマンホールの最小部材厚は、原則として 35 cm 以上とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9. 10
参 1. 7. 2. 1. 4
(P. 137)

河川砂防[設計 I]
H9. 10
参 1. 7. 2. 2
(P. 138)

1 伏せ越しのマンホールは、伏せ越しの縦導水管を兼用することが多く、そのときには最低限函渠と同一断面積とする。

さらにマンホールは、伏せ越しの函渠内に堆積した土砂を搬出する等の維持管理面より要求される断面積を考慮して内径 1.0m 以上とする。

ただし、小規模の伏せ越しでその必要がないと認められる場合は、内径 60cm 以上とする。

伏せ越しのマンホールの高さは、原則として計画堤防高以上とするが、制水ゲートの高さの関係でゲートの巻上げ高に余裕高を加えた高さが計画堤防高、または現状堤防の高さのいずれか高いほうの高さ以上となる場合には、その高さとする。

なお、この場合の制水ゲートの巻上げ余裕高は、制水ゲートの構造、巻上げ速度等により決定されるが、0.5m 程度を標準とする(図 6-4 参照)。

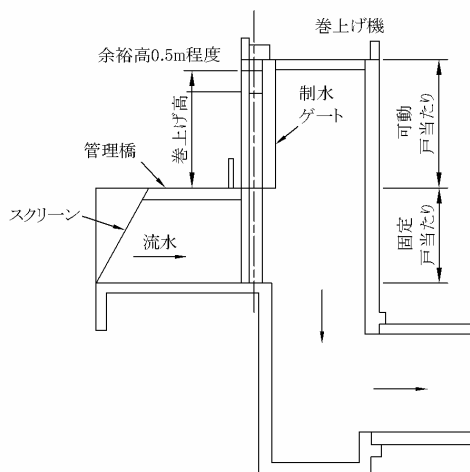


図 6-4 マンホール

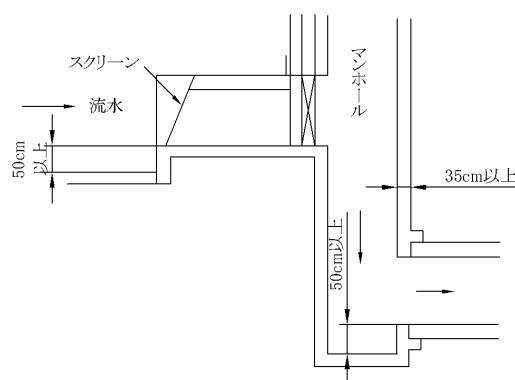


図 6-5

2 伏せ越しのマンホールの底部およびスクリーンの前部には土砂留めを設置し、函渠が土砂で埋塞しないよう配慮するものとする。

伏せ越しの土砂留めの深さは、用排水路等の性状により決定するものとするが、原則として 50cm 以上とする。

3 伏せ越しのマンホールの最小部材厚は、35cm 以上とする。

4 伏せ越しのマンホールには、昇降用の階段、制水ゲート開閉用の操作台を設け、操作台の周囲には、てすり、開口部には、グレーチング等防護用の蓋を設ける。

また、マンホール内部には、函渠への昇降トラップを設ける。

また、必要により操作台上屋、照明施設、水位観測施設等を設ける。

伏せ越しのマンホールは、堤防のり尻から深さの 2 倍または 5 m の、いずれか小さいほうの値以上離して設置するものとする。

なお、制水ゲート、伏せ越しのマンホールを堤内側に支障物件等特殊な理由があってやむをえず川表に設ける場合には、樋門、樋管と同様に高水時の

流水に対して支障を与えないような構造とし、かつ堤防を著く切り込まない位置に設置するものとする。

[参考 1.7.2.2.1] 制水ゲート

- 1 伏せ越しには、その両端に制水ゲートを設けるものとする。
ただし、地形の状況等からその必要がないと認められる場合は、この限りでない。
- 2 伏せ越しの制水ゲートは、確実に開閉できるものとし、必要な管理施設を設けるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
参 1.7.2.2.1
(P.139)

- 1 制水ゲートは、洪水時に伏せ越しが折損し、堤内に河川の流水が噴出されるような事態が発生した場合に、流水を速やかにしゃ断するため、また伏せ越しの中に堆積した土砂を取り除く等の維持管理面から、伏せ越しの両端に設置する必要がある。

ただし書きは、堤内地盤高が計画高水位より高い場合のような地形条件になる場合をさす。

小規模な伏せ越し、または堤内地盤高が計画高水位以上である区間に設ける伏せ越しの制水ゲートは、必要に応じ角落し等とする。

- 2 伏せ越しの制水ゲートを川表に設ける場合は、洪水時の流水に著しい支障を与えないような構造とする。

この場合は、計画堤防高以上の桁下高を有する管理橋、操作台等を設けるものとする。

- 3 伏せ越しの制水ゲートの戸当り部の断面は、戸当り金物を余裕をもって取り付けられるよう考慮するものとする。

制水ゲート全開時における戸当りは、制水ゲートの取りはずしが可能なように可動戸当りとする。

[参考 1.7.2.2.2] スクリーン

伏せ越しには、原則として上流側マンホールの入口付近にスクリーンおよび管理橋を設けるものとする。

ただし、小規模な伏せ越し、またはごみの少ない用排水路等に設けられる伏せ越しで、その必要がないと認められる場合は、この限りでない。

河川砂防[設計 I]
H9.10
参 1.7.2.2.2
(P.140)

- 1 伏せ越しのスクリーンは、伏せ越し内へのごみ等の流入を防ぐ目的と人の転落等に対する安全施設としての目的をもつものである。
- 2 伏せ越しの管理橋は、スクリーンのごみを除去する作業のため設けるもので、有効幅員 1.0m 以上とする。
- 3 干満の影響を受ける用排水路等に設けられる伏せ越しには、その両端にスクリーン等を設けるものとする。
- 4 伏せ越しのスクリーンの部材間隔は、20cm 程度を標準とする。

[参考 1.7.2.3] 翼 壁

翼壁は、自立構造としマンホールと分離させるものとする。

翼壁については、本章3節樋門・樋管の翼壁解説を参考にして設計するものとする。

河川砂防[設計I]
H9.10
参1.7.2.3
(P.140)

[参考 1.7.2.4] しゃ水壁

[参考 1.7.2.4.1] しゃ水壁

伏せ越しのしゃ水壁は、堤体の下の函渠1径間につき少なくとも1個所設けるものとする。

伏せ越しのしゃ水壁は、本章3節樋門・樋管の翼壁の解説を参考にして設計するものとする。

河川砂防[設計I]
H9.10
参1.7.2.4.1
(P.140)

[参考 1.7.2.4.2] しゃ水工

伏せ越しには、しゃ水工を設けるものとする。

- 1 伏せ越しのしゃ水工は、本章3節樋門・樋管の翼壁の解説を参考にして設計するものとする。
- 2 伏せ越しの翼壁前面のしゃ水工は、流水による洗掘や地盤沈下の激しい地域では、その影響も考慮するものとする。
また、必要のある場合は、マンホールの縦導水管基礎部にも設ける。

河川砂防[設計I]
H9.10
参1.7.2.4.2
(P.140)

[参考 1.7.2.5] 基 礎

伏せ越しの基礎は、上部荷重を良質な地盤に安全に伝達する構造として設計するものとする。

地盤条件その他やむをえない理由のある場合は、堤防横過部分のみ基礎杭を施工し、河床横過部分を直接基礎とすることができる。

この場合は、堤防横過部分と河床横過部分は、構造上分離し、継手によって接続するものとする。

河川砂防[設計I]
H9.10
参1.7.2.5
(P.140)

[参考 1.7.2.6] 護 岸 等

[参考 1.7.2.6.1] 水路の護岸

伏せ越しに接続して取り付ける水路には、所要の範囲に護岸および護床工を設けるものとする。ただし、小規模で、地形の状況等を考慮してその必要がないと認められる場合はこの限りではない。

河川砂防[設計I]
H9.10
参1.7.2.6.1
(P.140)

[参考 1.7.2.6.2] 河川の護岸等

伏せ越しが横過する堤防ののり面には、必要な範囲に護岸および護床工を設けるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
参 1.7.2.6.2
(P.141)

伏せ越しの横断する堤防ののり面には、原則として上流および下流にそれぞれ10m以上の範囲にわたって護岸を設けるものとする。

護岸の高さは、計画高水位以上とし、護床工の幅は河川の性状により決定するものとする。

[参考 1.7.3] 設計細目

[参考 1.7.3.1] 設計荷重

設計荷重については、本章3節樋門・樋管の設計荷重に準ずるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
参 1.7.3.1
(P.141)

[参考 1.7.3.2.] 函 渠

[参考 1.7.3.2.1] 函渠断面の決定

伏せ越しの函渠断面は、その伏せ越しの計画流量、伏せ越し上下流の水位差等を基本条件とし、スクリーンによる損失、流入損失、断面変化による損失、屈曲損失、磨擦損失等の諸損失を考慮して決定するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
参 1.7.3.2.1
(P.141)

- 1 管内流速は、1.5~3.0m/sec を標準とする。
- 2 スクリーンには、ごみが付着することが多く、ごみの付着による損失が生じることを考慮する必要がある。
- 3 スクリーン上流側の平均流通は、1.5~1.0m/sec となるよう設計する。

[参考 1.7.3.2.2] 函渠の横方向の計算

伏せ越しの函渠断面の荷重条件は、次のとおりとする。

- 1 堤防横過部については、本章第3節に準ずるものとする。
- 2 河床部については、函渠内が空虚で河川が計画高水位の場合、および函渠内に計画流量が流れ河川が低水位である場合について計算するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
参 1.7.3.2.2
(P.141)

- 1 伏せ越しの函渠断面の横方向の計算は、堤防施工断面で行うものとする。
- 2 伏せ越しの函渠断面の横方向の計算は、少なくとも断面変化点ごとに計算を行い、適切な配筋を行うものとする。

この場合、コンクリートの部材厚は、原則として変えないものとする。

- 3 伏せ越しの函渠断面の横方向の計算で、堤防横過部については、本章第3節4-2-1の解説4に準じた計算も行うものとする。

4 伏せ越しの函渠断面の横方向の計算で、河床横過部の場合、内圧による計算も行うものとする。

この場合の内圧は、伏せ越しに通ずる用排水路については H.W.L とし、河川側の水位については L.W.L を標準とする。

5 伏せ越しの函渠断面が 2 連以上の場合、1 以上の通水断面が修理等で空虚となっている場合についても計算するものとする。

6 必要に応じ、施工時の条件でも計算を行う。

7 その他については、本章第 3 節に準ずる。

[参考 1.7.3.2.3] 函渠の縦方向の計算

伏せ越し函渠の縦方向の計算は、設計荷重に対して安全な構造となるよう検討するものとする。

1 伏せ越しの函渠断面の縦方向の計算は、堤防施工断面で行うものとする。

2 伏せ越しの函渠断面の縦方向の計算を行う場合、函渠の自重は浮力を考慮するものとする。

3 伏せ越しの函渠断面の縦方向の計算で、揚圧力を検討する必要がある場合は、これについても計算を行い配筋を行うものとする。

この場合の河川側の水位は、考えられる最も低い水位を検討して決定するものとする。

4 その他については、本章第 3 節に準ずるものとする。

[参考 1.7.3.3] マンホール

[参考 1.7.3.3.1] 荷重条件

伏せ越しのマンホールは、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

水圧は、マンホールが空虚で、地下水の最高水位または用排水路の最高水位のうち高いほうの水位の場合についても検討するものとする。

伏せ越しのマンホールは、一般的に土中に埋め込まれる場合が多く、転倒滑動に対する安定計算は必要ないことが多い。

地盤反力の計算は、構造物の全体の自重およびその水の重量(マンホール内の水位は、河川の計画高水位とする)を加えたものとする。

ただし、地下水位以下の部分の浮力は考慮するものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
参 1.7.3.2.3
(P.141)

河川砂防[設計 I]
H9.10
参 1.7.3.3.1
(P.142)

[参考 1.7.3.3.2] 制水ゲートおよび開閉装置の計算

伏せ越しの制水ゲートの計算は、水路側がその計画水位でマンホールが空虚な場合および水路が空虚でマンホール側が河川の計画高水位の場合について行うものとする。

伏せ越しの制水ゲートの巻上げ力、締切力の計算は、水位条件、操作方法を検討のうえ決定するものとする。

伏せ越しのゲートは、通常、函渠の維持点検等のため水路からの水の流入を防ぐとともに、伏せ越しが河川側で破壊されても流水が堤内側に逆流しないようにするためにも使われるので、十分安全なものとなるよう設計するものとする。

[参考 1.7.3.4] シャ水工

[参考 1.7.3.4.1] 水位条件

伏せ越しのシャ水工の根入れ長の計算に使用する条件は、次によるものとする。

- 1 河川側水位が計画高水位で、用排水路側水位が低水位の場合。
- 2 河川側水位が低水位で、用排水路側水位が計画水位の場合。

[参考 1.7.3.4.2] 必要根入れ長の計算

伏せ越しのシャ水工の必要根入れ長の計算は、本章第3節に準ずるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
参 1.7.3.3.2
(P.142)

河川砂防[設計 I]
H9.10
参 1.7.3.4.1
(P.142)

河川砂防[設計 I]
H9.10
参 1.7.3.4.2
(P.142)

第7節 排水機場

1. 排水機場設計の基本

排水機場は、内水または河川水を排除する所要の機能が達せられ、河岸および河川管理施設等の構造に著しい支障を及ぼさないようにするとともに、保守運転を考慮して設計するものとする。

〔解説〕

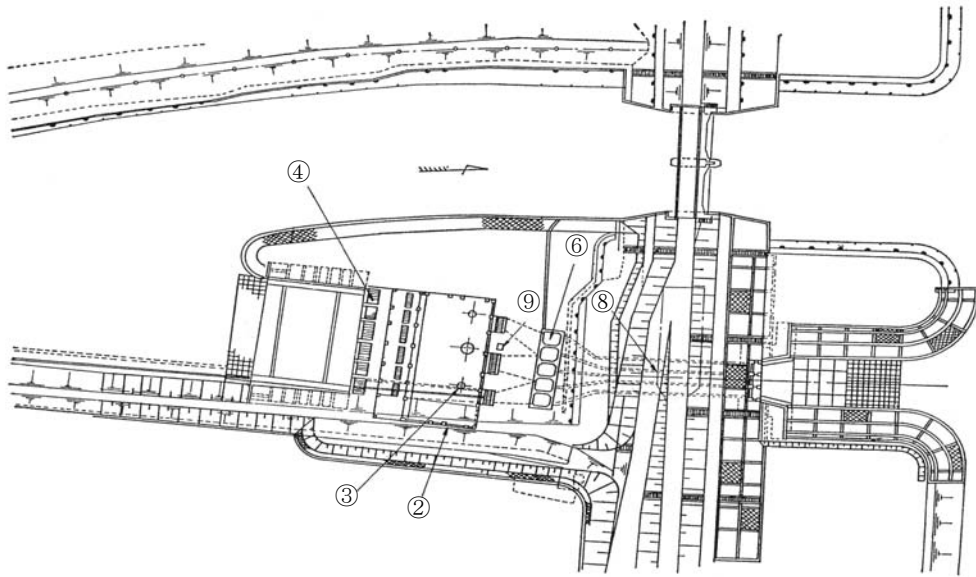
排水機場は、原則として堤体とは分離して適当な距離をおいて設置するものとする。また、洪水時に排水機場が確実に運転できるように、日常の点検と整備を行うことが必要であり、そのため設備の構造もそれに適したものとして計画する必要がある。特に、排水機場においては長期休止による機能低下が生じやすいため、定期試運転としての保守運転（管理運転）を行う必要がある。

ポンプ設備の詳細については「揚排水ポンプ設備技術基準（案）：国土交通省監修」，「揚排水ポンプ設備設計指針（案）：国土交通省監修」による。また小規模ポンプ，救急排水ポンプ機場については、それぞれ「揚排水ポンプ設備技術基準（案）：国土交通省監修」，「揚排水ポンプ設備設計指針（案）：国土交通省監修」，「救急排水ポンプ設備設計指針：建設省監修」，「ポンプゲート式小規模排水機場 設計マニュアル（案）同解説」によるものとする。なお、設計にあたっては景観も考慮し、周辺との調和を図る必要がある。

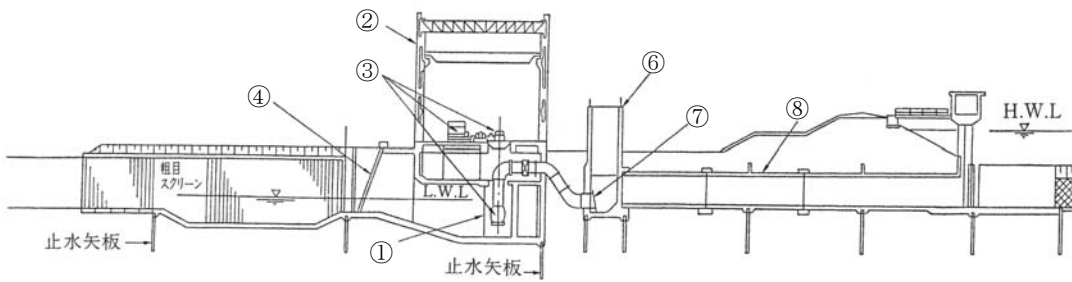
排水機場はおもに、

① 機場本体 ② 機場上屋 ③ ポンプ設備 ④ スクリーン ⑤ 角落しまたは制水ゲート ⑥ 吐出水槽 ⑦ 逆流防止弁 ⑧ 樋門 ⑨ 排気煙突
からなり、一般に図7-1のように配置されている。

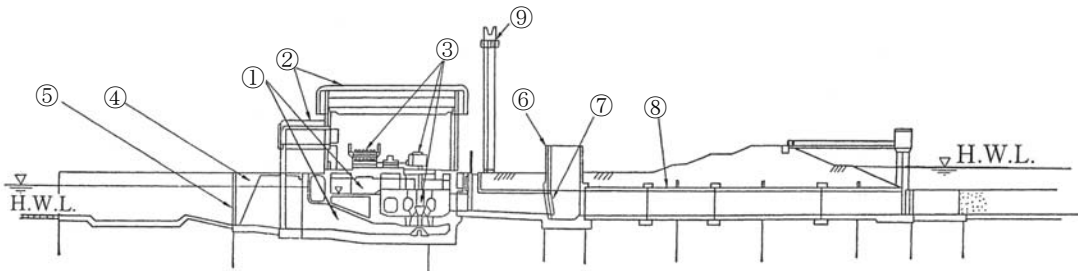
河川砂防[設計I]
H9.10
11.1 (P.120)



(a) 排水機場の例 (平面図)



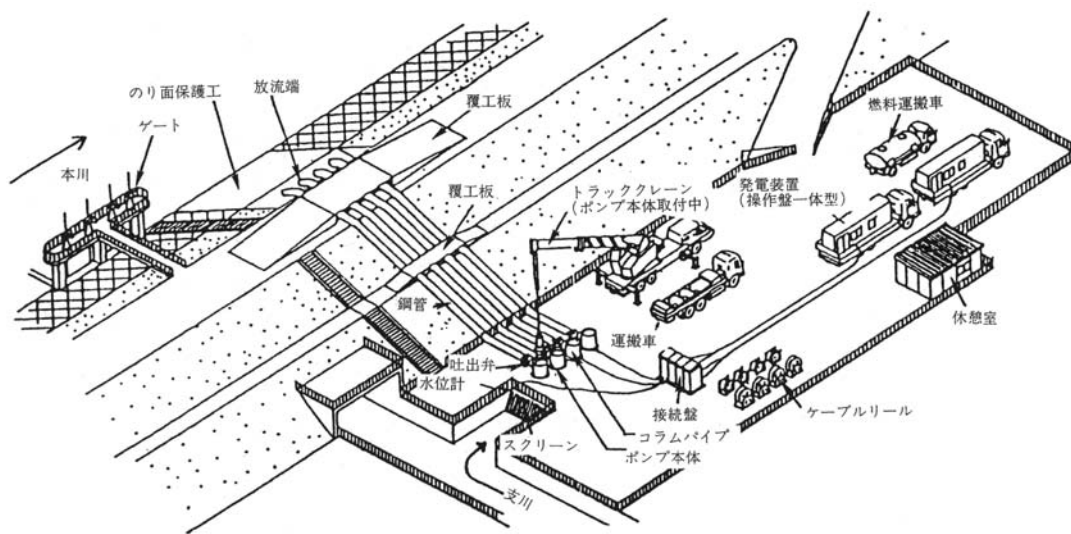
(b) 立軸二床式排水機場の例



(c) コンクリートケーシング式排水機場の例

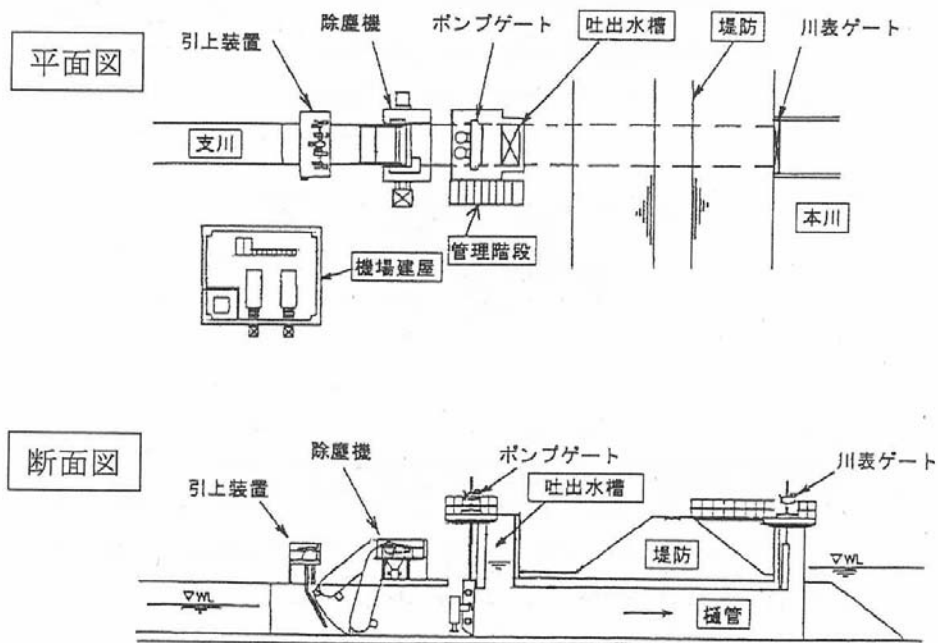
図 7 - 1 排水機場の各部の名称 (番号は本文に対応)

河川砂防[設計 I]
H9.10
11.1 (P.121~122)



救急排水ポンプ(水中ポンプ)の例

図 7 - 2 排水機場の各部の名称



ポンプゲート式小規模排水機場 (例)

図 7 - 3 ポンプゲート式小規模排水機場の配置

排水機場の構造は、規模やポンプの形式により異なるが、一般には図 7-2 のように構成される。なお、最近では小型の水中ポンプを水門に併設するなどの新しい構造の排水機場も設置されている。

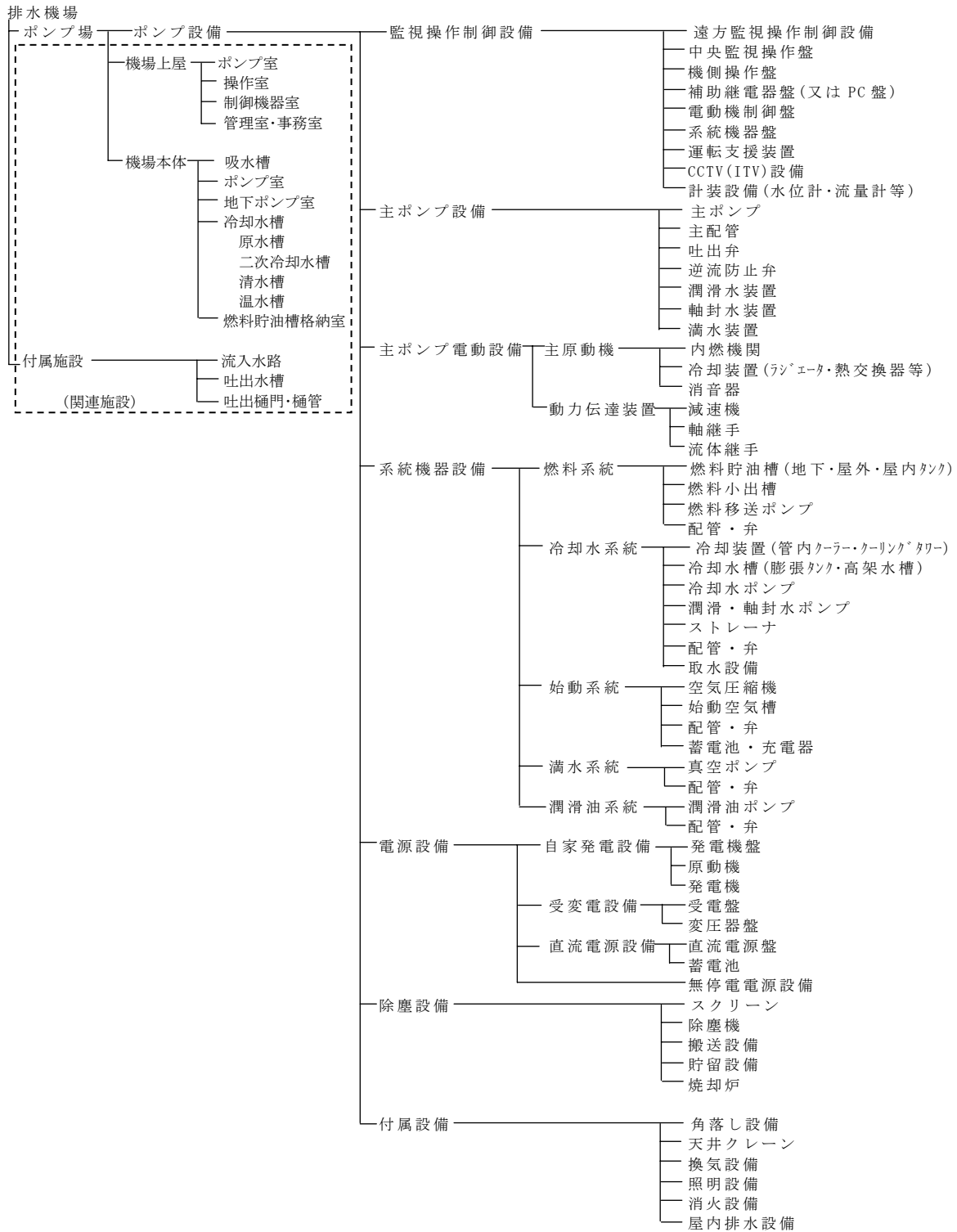


図 7-4 排水機場の構成

また、最近の技術開発等をふまえ「コスト縮減を配慮した揚排水機場の設計について」（平成9年2月28日付け事務連絡、建設機械課機械施工企官及び治水課流域調整官通達）によりコスト縮減を念頭においた設計を行うものとする。

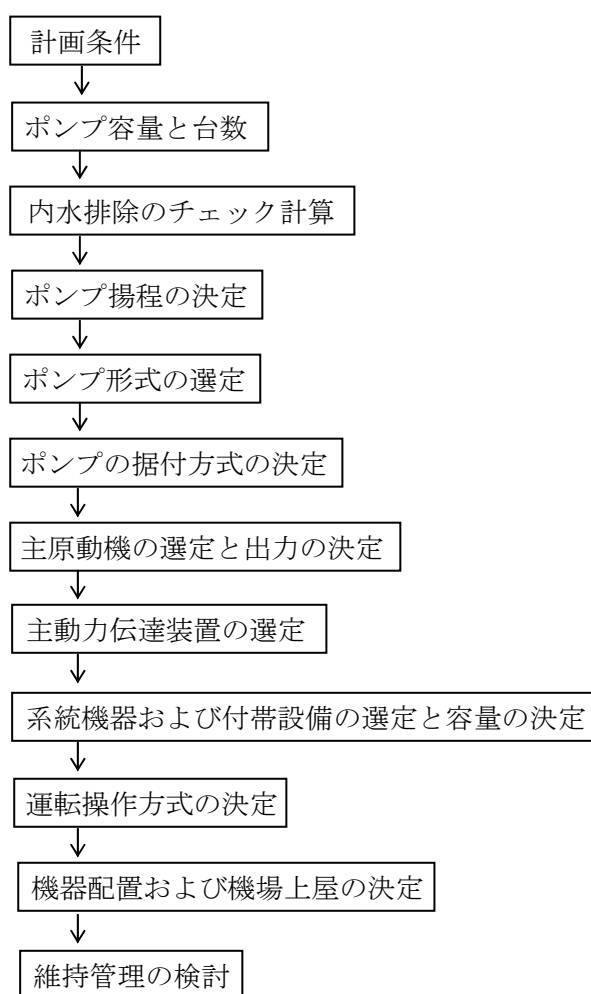
2 基本事項

2-1. ポンプ設備

ポンプ設備は、内水排除計画に基づき、所要の機能が発揮できるよう設計するものとする。

〔解説〕

排水機場のポンプ設備の設計手順は、次のとおりである。



河川砂防[設計 I]
H9.10
11.2.5
(P.128~129)

2-2. ポンプ運転水位条件

ポンプ運転水位条件は、内水計算結果や周辺の地形条件、および将来の地盤沈下、地域開発等を考慮して定めるものとする。

〔解説〕

ポンプを据え付ける土木構造物の寸法を定めるために最も基本となる条件であり、一般には下記の如く設定されている。

(1) 運転開始吸水槽水位(始動水位)

ポンプを始動する内水位(内水排除計算に用いるポンプ始動水位)を吸水槽で見た水位である。

一般的には内水地区の最低地盤高等で決定するが多い。

(2) 運転可能最低吸水槽水位(非常停止水位) LLWL

ポンプが吸水槽水面から空気吸込み渦を発生しないために必要な水位であり、大きいほど渦が発生しにくい。LLWLは将来の予想地盤沈下量、内水流量が少ない場合の間欠運転の防止、ポンプ始動時の吸水槽サージ現象、管理運転方式等を考慮して決定するものとし、運転開始吸水槽水位より1m以上低い水位とすることが望ましい。

(3) 運転停止吸水槽水位(停止水位)

操作上ポンプを停止する水位でありLLWLより0.3m程度高い水位とするのが一般的である。

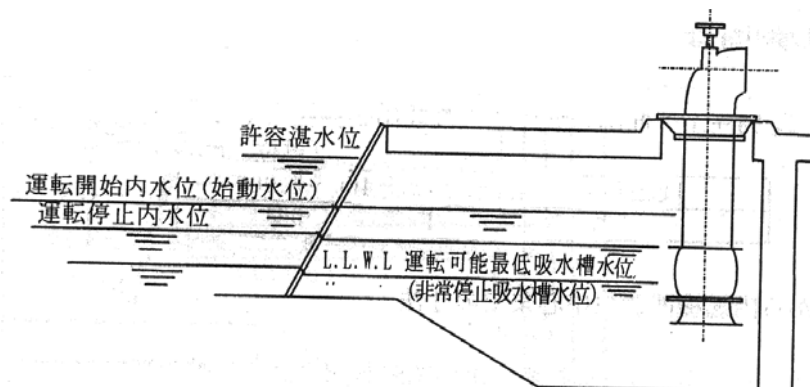


図7-5 ポンプ運転水位条件

ポンプ指針(案)
第55条(P.250)

九州地方整備局
運用

ポンプ指針(案)
第55条(P.251)

2-3 ポンプ容量と台数

一台あたりのポンプ容量は、計画排水量、内水流出特性、中小洪水時の操作、ポンプ場へ連結する水路の特性、堤内地の湛水形態等を考慮して決定するものとする。

〔解説〕

計画排水量に対し、設置台数を分割する場合、出水変動への対応、経済性、危険分散の3点を考慮する必要がある、一般的な考え方は次のとおりである。

① 出水変動の対応

小規模洪水から計画洪水までの出水変動に対し、円滑な排水運転ができるように1台当たりの排水量を定める。

② 経済性

経済性からは、台数を少なくした方がポンプ設備費、土木工事費、用地費等を含めた全体の建設費を低減できるため、なるべく台数を少なくし、また、同容量のポンプを計画する。

③ 危険分散

不慮の故障に対する危険分散を考慮し、2台以上設置する。

なお、計画排水量とポンプ台数の標準は表7-1に示すとおりである。

表7-1 ポンプ設置台数

計画排水量	設置台数
30m ³ /s 以下	2～4台
30m ³ /s 超～100m ³ /s	3～5台
100m ³ /s 超～200m ³ /s	4～6台
200m ³ /s 超～300m ³ /s	5～7台
300m ³ /s 超	6～10台

河川砂防[設計I]
H9.10
11.2.5.2 (P.129)

ポンプ指針(案)
第5条 (P.24)

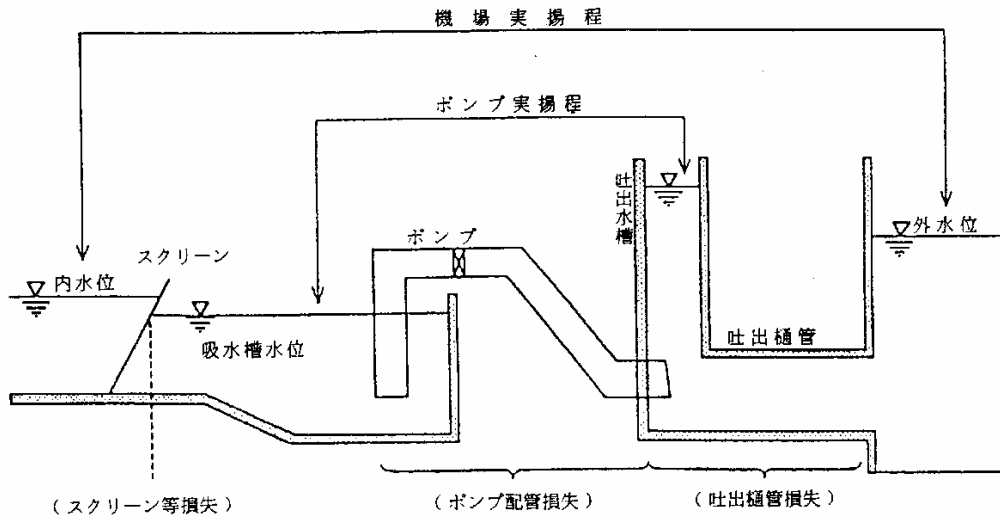
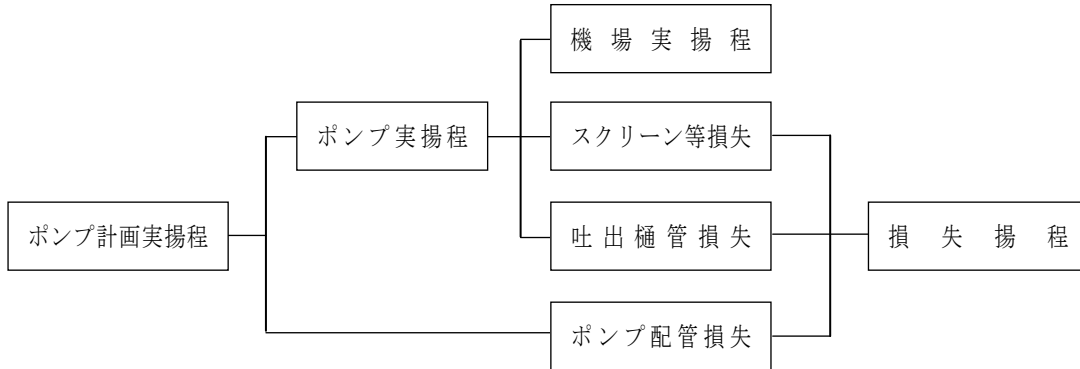
2-4 計画実揚程

河川砂防[設計 I]
H9.10
11.2.5.3 (P.129)

ポンプの排水量は、揚程によって変化するので、計画実揚程は本川の外水位変動と内水位変動との関係、ポンプの特性等を検討し、決定するものとする。

[解説]

ポンプ場に関する各揚程の種類と全揚程、実揚程の関係は次のとおりである。



ポンプ指針(案)
第6条 (P.39)

図7-6 計画揚程模式図

排水ポンプのポンプ計画全揚程は、ポンプ運転時の内水位と外水位の変動波形およびその時間的關係から定まる実揚程の変化を考慮し、内水排除チェック計算によって定められることが望ましいが、一般的に損失水頭を除く機場実揚程は計画最高外水位（H.W.L等）と許容湛水位との水位差の80%程度の範囲で定められ内外水位差のピークを目安にしている例が多い。

ポンプ指針(案)
第6条(P.40)

したがって、本要領においては、洪水規模毎の内水計算結果より、内外水位差の状況について調べ、そのピーク水位差程度を計画機場実揚程としてもいいこととした。ただし、内外水位差の変動幅が大きく、ピーク水位差程度を対象とした場合に極端に大きな機場実揚程となる場合、その他問題がある場合は内水排除チェック計算によって定めることとする。

九州地方整備局
運用

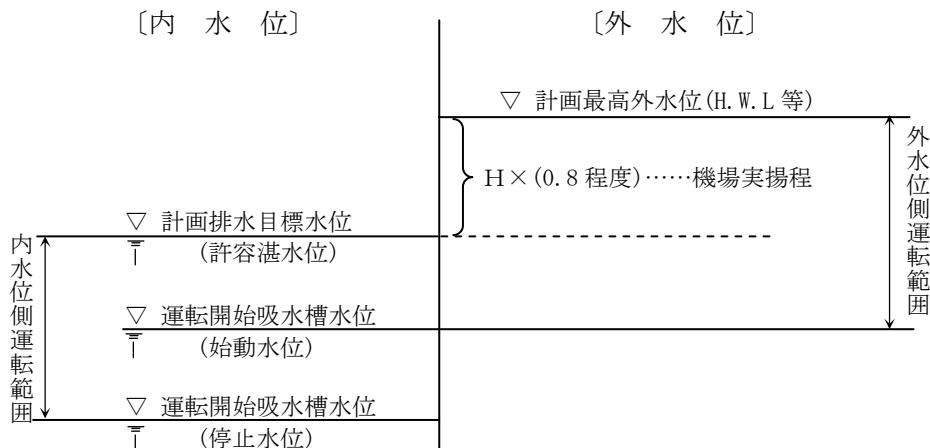
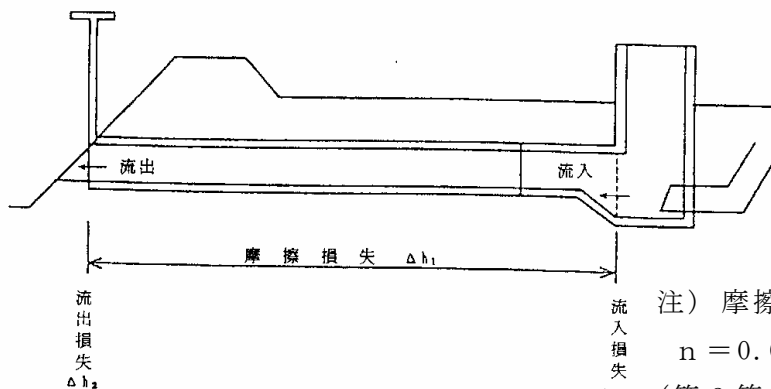


図7-7 ポンプの運転範囲と機場実揚程

なお、損失揚程は次のような項目を考慮する。

① 吐出樋管損失



注) 摩擦損失係数は $n = 0.02$ とする。
(第3節 樋門に準ずる)

② スクリーン損失

ポンプ指針（案）第 47 条により、定置式機械除塵の場合として、 $\Delta h = 0.10\text{m}$ とする。

③ 配管損失

配管損失としては、摩擦，曲がり，弁抵抗，管内クーラ抵抗，放流等を考慮する。

なお、配管損失計算の詳細については、ポンプ指針（案）の参考資料(P331～333)を参照のこと。

河川砂防[設計 I]
H9.10
11.2.5.4 (P.130)

2-5 ポンプ形式の選定

ポンプの形式は、所要の機能が発揮できるよう決定するものとする。

〔解説〕

排水ポンプ形式は、ポンプの吐出量と揚程，吸込性能，ポンプ設置床面の高さ，保守の容易性，運転条件，機場面積の大小，管理運転の方法等を考慮して「軸形式」および「機種形式」を定めるものとする。

1 軸形式

軸形式としては、一般的に「立軸」と「横軸」があり、それぞれの特徴は表 7-2 に示すとおりであるが、対象となる排水機場の特性を十分考慮した上で決定するものとする。

表 7-2 軸形式の比較

軸形式 項目	立 軸 式	横 軸 式
機場面積	横軸より小さい	立軸より大きい
満 水	羽根車が吸水位より下にあるので不要	一般に羽根車が吸水位より上にあるので必要
吸込性能	羽根車が吸水位より下にあるので横軸形に比べ有利	羽根車が吸水位より上にあるので立軸形に比べて不利
始 動 性	速い	遅い
内部点検	ポンプ全体を引き上げて分解点検する。	上部ケーシングを取り外せば点検が可能である。

ポンプ指針(案)
第 7 条 (P.45)

2 機種形式

機種形式としては、一般的に「斜流」と「軸流」があり、それぞれの特徴は表7-4に示すとおりである。

なお、ポンプ指針(案)では、計画全揚程によっておおむね選定の目安が定められており、表7-3に示すとおりである。

表7-3 型式選定の目安(低揚程ポンプ)

軸形式 機種形式	横 軸	立 軸
軸 流	3 m以下	5 m以下
斜 流	7 m以下	9 m以下

ポンプ指針(案)
第7条(P.48)

表7-4 ポンプ機種形式(斜流、軸流)の比較

種 類	斜 流 ポ ン プ	軸 流 ポ ン プ
比 速 度	700~1300	1500~2000
吸 込 性 能	軸流ポンプよりやや良い	斜流ポンプよりやや悪い
計 画 点 効 率	軸流ポンプよりやや良い	斜流ポンプよりやや悪い
計画点以外の効率	渦巻ポンプと軸流ポンプの間	落ち方が急になる傾向がある
揚 程 特 性	渦巻ポンプと軸流ポンプの間	流量の変化比に対して揚程の変化比が斜流ポンプより大きい
軸 動 力 特 性	$n_s 900$ の場合は流量の変化に関わらずほぼ一定 $n_s 1300$ の場合は締切り軸動力が大きくなる	締切り軸動力が計画点の2倍以上になる
締 切 り 始 動	n_s が900程度では可能であるが、高比速度では不可能	不可能
ポンプ特性図		

3 ポンプ形式の選定

ポンプ形式の決定に当っては、前述した各特性を考慮した上で、ポンプ吸込性能の検討を行い、全運転領域において有害なキャビテーションが生じない形式を選定する。なお、吸込性能の検討は、ポンプ指針(案)第8条によって行うものとする。

又、小規模排水機場（概ね $1 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度）と救急排水機場については、原則として水中ポンプを使用する。

ただし、海に近く海水が常時遡上してくるような所や水質が著しく悪い所では、水中ポンプ本体が腐食しやすいため、使用しないものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
11.2.5.4(P.130)

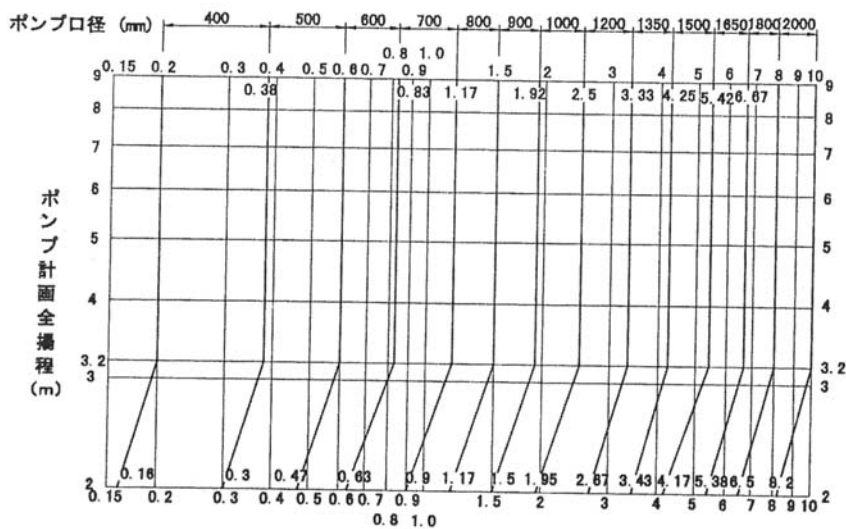
2-6 ポンプ口径

ポンプ口径は、ポンプケーシング内の流速から決定されたもので、標準的流速タイプと高流速タイプの2種類があり、総合的な経済性の評価を行い、決定するものとする。

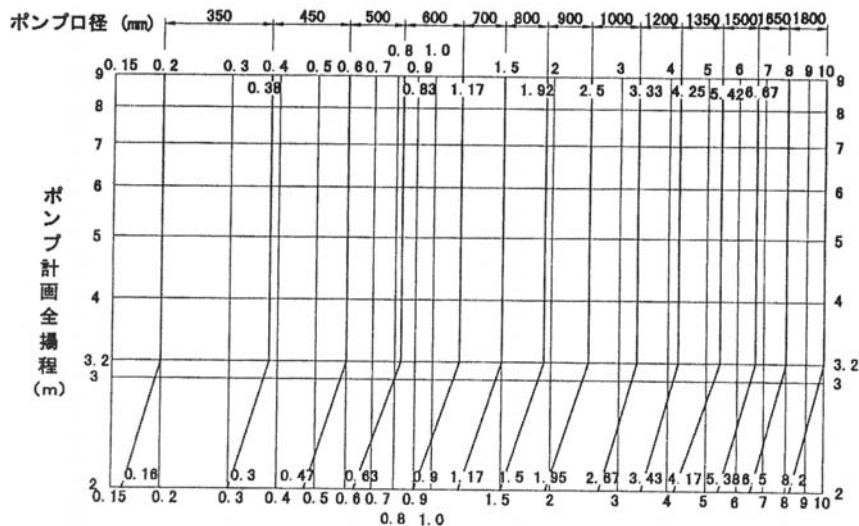
〔解説〕

ポンプ口径は、ポンプ形式、計画吐出量、計画全揚程により、ポンプ指針(案)第8条の選定図で定めるものとする。なお、ポンプ形式にはI型、II型があり、その特性や経済性を考慮した選定が必要である。

- I 型： 流速 $V = 3.0\text{m/s}$ 程度で標準的な比速度ポンプ
- II 型： 流速 $V = 4.0\text{m/s}$ 程度まで高流速化させた高比速度ポンプ



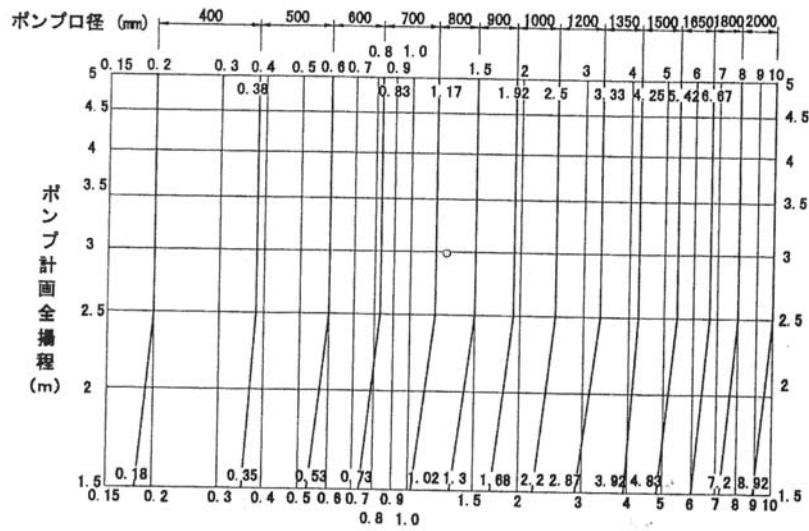
低揚程斜流ポンプ：I 型



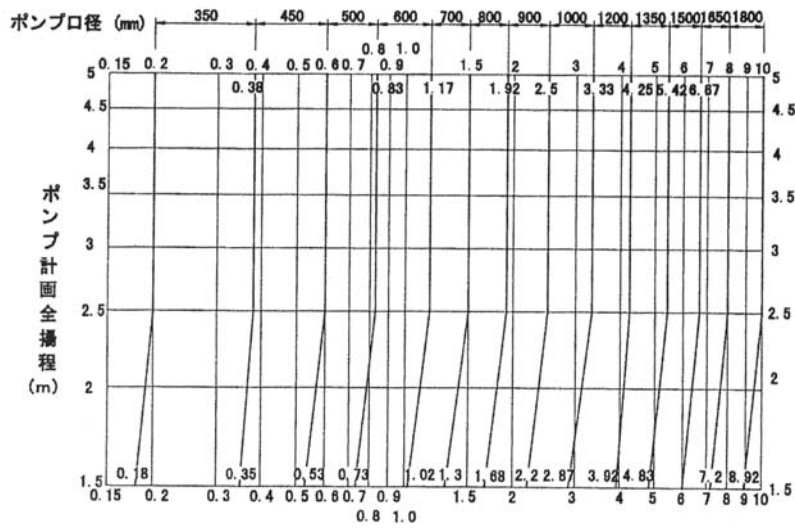
低揚程斜流ポンプ：II 型

ポンプ指針(案)
第8条 (P.56)

ポンプ指針(案)
第8条 (P.59)



低揚程軸流ポンプ：I型



低揚程軸流ポンプ：II型

2-7 ポンプ据付形式

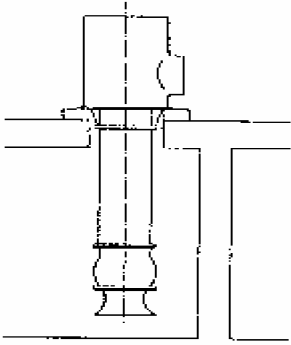
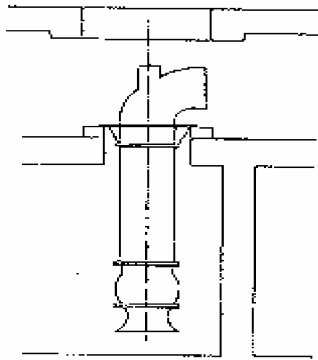
据付形式は、ポンプの軸形式と規模を基に、施工性、耐久性、経済性等を考慮し、決定するものとする。

〔解説〕

ポンプ据付形式は、横軸ポンプの場合は、一床式のみとなるが、立軸ポンプの場合、表7-5に示すように「一床式」と「二床式」がある。

ポンプ指針(案)
第8条 (P.60)

表7-5 ポンプ設置方式の比較

設置方式 項目	一床式	二床式
模 式 図		
施設条件	地盤(原動機設置床)と吸込水位の差が少ない場合に適する。	地盤(原動機設置床)と吸込水位の差が大きい場合に適する。
土木構造	二床式に比べ構造は単純である。大規模の場合、荷重が一ヶ所に集中するので、土木構造物が大がかりになることがある。	一床式に比べ、構造は複雑である。大規模の場合、荷重が二ヶ所に分散できる。
維持管理	原動機が立軸駆動の場合、設置位置が床面より高くなるので、点検作業が煩雑になることがある。駆動方式により、二床式と同等の場合もある。	床面からの駆動機の高さは一床式に比べて低くでき、点検作業が容易である。
その他	大規模の場合、原動機設置位置が高くなるので、振動に留意した設計が必要である。	振動に対しては、一床式に比べて有利である。

さらに、一床式の場合、ポンプの規模によっては、エンジンフロアとポンプフロアを分離した方が有利な場合があり、「半二床式」および「改良半二床式」として表7-6に示した。

表7-6 一床式の改良

型 式	概 要 図	特 徴
一 床 式 (標準タイプ)		<ul style="list-style-type: none"> ◦ 土木構造は最もシンプルである。 ◦ エンジン架台の規模が大きくなり荷重が増加するためエンジン床厚を厚くするなどの対応が必要となる。 ◦ ポンプ長が長くなり、機械費が高くなる。 ◦ 軸流ポンプの場合、吸込性能の制限により、エンジンフロアを機場敷地高より下げる必要性が生じる場合があり、その場合、冠水対策を必要とする。 ◦ 消音器を屋外に設置する必要があり、騒音や維持管理の問題が残る。
半 二 床 式		<ul style="list-style-type: none"> ◦ エンジン架台およびポンプ長とも必要最小限の規模にできる。 ◦ 消音器を屋外に設置する必要があり、騒音や維持管理の問題が残る。
改良半二床式		<ul style="list-style-type: none"> ◦ エンジン架台およびポンプ長とも必要最小限の規模にできる。 ◦ エンジン下部を消音機室として有効利用することにより、騒音対策が容易になるとともに、維持管理上も有利となる。 ◦ 土木躯体が多層ラーメンとなり、構造的にも有利で堅固な断面となる。

2-8 主原動機の種類と選定

主ポンプ駆動用の主原動機は、内燃機関を標準とするものとする。

〔解説〕

排水ポンプは、台風や豪雨等による異常出水時に運転するものであり、確実な運転を保証するため、排水ポンプ設備の主原動機については、内燃機関を標準とするものとする。

内燃機関についてはガスタービンを標準とするが、設備規模、設置条件、機関出力、設置スペース、経済性や維持管理等の点でディーゼル機関の方が合理的となる場合はディーゼル機関を用いるものとする。なお、ディーゼル機関とする時には空冷方式、ラジエータ水冷方式、管内クーラー方式等、システムの簡素化を考慮し、信頼性の向上を図る必要がある。

水中ポンプについては、電動機を標準とし、電源は自家発電機によるものとする。

2-9 ポンプの運転範囲

ポンプの運転範囲については、本川の河道改修計画、将来の地盤沈下量、支川の河道および排水機場へ連結する水路の断面特性等を考慮し、次に定めるところを標準として決定するものとする。

ただし、地形の状況により運転範囲が明確な場合、その他特別の理由により、次に定めるところに従うことが適当でない場合には、この限りではない。

1. ポンプは、内水位と外水位がいずれも計画運転開始内水位に等しい場合、および内水位が計画運転内水位で外水位が計画高水位の場合のいずれにおいても、運転可能なようにする。
2. ポンプの運転可能最低内水位は、維持管理を考慮して定めるものとする。

2-10 ポンプの運転操作方式

ポンプおよび補助機器の運転操作方式は、中央操作を標準とし、機側における単独優先操作も可能なものとする。ただし、小規模な設備の場合は、機側操作のみでもよいものとする。

〔解説〕

機側操作による運転時は、安全管理上、中央操作が行えない構造とするものとする。

河川砂防〔設計Ⅰ〕
H9.10
11.2.5.5
(P.130)

ポンプ指針(案)
第14条(P.97)

河川砂防〔設計Ⅰ〕
H9.10
11.2.5.6
(P.130)

河川砂防〔設計Ⅰ〕
H9.10
11.2.5.7
(P.131)

3 機場本体

3-1 機場上屋・機場本体

機場上屋及び機場本体は設備の運転、維持管理に必要な空間を確保するとともに、設計荷重に対して安全な構造とし、内水に対して水密な構造とするものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
11.2.2.1
(P.124)

[解説]

1. 機場上屋

機場上屋は、ポンプ設備の規模及び監視操作制御方式とポンプの形式、原動機の種類等により、合理的に計画する。ポンプ室、操作室、制御機器室等は機場としての利便性や経済性を考慮して適正に配置し、設備の運転操作が確実にでき、維持管理が容易にできる構造・規模とする。

ポンプ指針(案)
第54条(P.243)

なお、ポンプ室の機場上屋は、次に示す内容を考慮して、特に必要な場合に設けるものとする。

河川砂防[設計 I]
H9.10
11.2.4(P.128)

- (1) ポンプ運転時の防湿対策、騒音対策等が必要な場合には、適切な換気や防音構造を持つポンプ室を設けるものとする。
- (2) ポンプ室は、排水機場にトラックレーン等が近づけない場合であって、口径600mm以上のポンプが2台以上設置され、または据付重量が5t以上の機器が設置されており、天井クレーンが特に必要とされる場合に設けるものとする。

2. 機場本体

機場本体は、ポンプ設備の規模とポンプの形式、原動機の種類等により、合理的に計画する。

ポンプ指針(案)
第54条(P.243)

- (1) ポンプ室は、主ポンプが吸込性能を満足するレベルに配置し、主配管、弁、主原動機、動力伝達装置等を所定の位置に置き、日常の運転や保守、点検、機器の修理等が安全かつ容易にできる空間を確保する。
- (2) ポンプ場に設置する除塵設備、角落し設備、天井クレーン、換気設備、照明設備、屋内排水設備等の付属設備は、その目的に応じて合理的に配置する。

3-2 吸水槽

吸水槽の形式は、ポンプ容量、ポンプ形式等を考慮して定めるものとする。

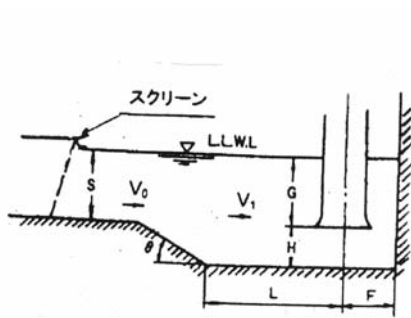
河川砂防[設計 I]
H9.10
11.2.2.2
(P.126)

吸水槽の形状は、流水の乱れが起きないようにし、断面の急変を避けるとともに、流入口の位置、吸水槽容量、ポンプ配置等を考慮して定めるものとする。吸水槽は、設計荷重に対して安全な構造とするものとする。

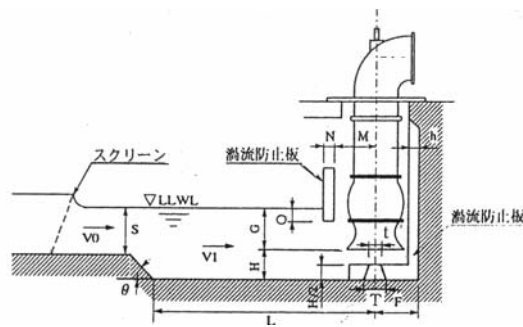
吸水槽の形式は、一般にポンプ容量が小さい場合は吸込直管形のポンプを用いるものとする。一方、口径が 2000mm を越える大容量のポンプになると、ポンプの大きさに見合う容量の大きさの吸水槽を設けると経済的に不利になるので、吸水槽そのものが吸込管となった形式とする。その場合には、一様な流速になり、空気を吸いこまないような構造のカサ形またはベント形を用いるとともに、高流速化の検討により、施設規模の縮小に努めるものとする。なお、2000mm 以下のポンプであっても、いずれの形式を採用するほうが有利か十分検討する必要がある。

水中ポンプについては、吸水槽内にポンプそのものを据え付けた型式とするものとする。

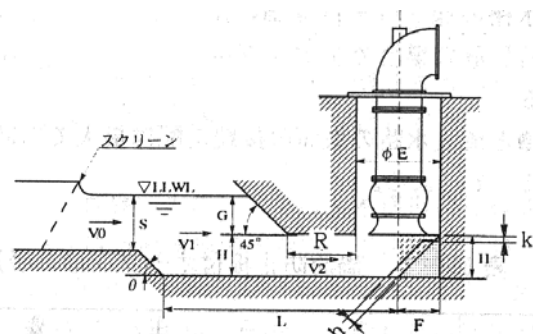
下記に各形式の基本縦断形状を示すが、寸法諸元等の詳細についてはポンプ指針(案)第 55 条をもとに決定する。



オープン形吸水槽



オープン形(渦流防止板付)吸水槽



セミクローズ形吸水槽

ポンプ指針(案)
第 55 条 (P. 246)

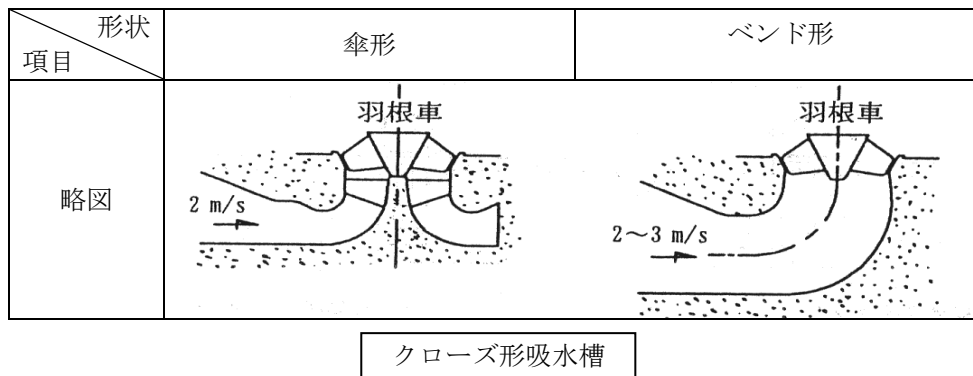


図 7-8 吸水槽基本形状

3-3 機場内敷地高

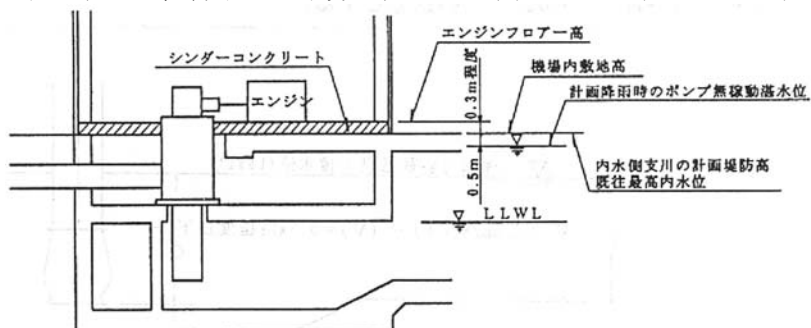
排水機場は、内水の湛水によって、運転に支障をきたすことのないように、湛水位に対して余裕を持った高さにするなど、十分な配慮を払わなければならない。

河川構造令
第 54 条 (P. 267)

〔解 説〕

内水の湛水に対して、以下の考え方によってその高さ又は対策を検討する。

- (1) 機場内敷地高の決定に当っては、下記条件について十分調査検討し、いずれか高い方で決定する。
 - ① 計画降雨時のポンプ無稼働湛水位+0.5m^{注)} (計画降雨とは、内水計算によってポンプ容量決定の根拠となった確率規模における洪水を対象にする)
 - ② 内水側支川の計画堤防高
 - ③ 既往最高内水位
- (2) エンジンフロア高は、雨水の浸水を防止するため原則として、上記で決定した機場内敷地高より 0.3m 程度高くするものとする。ただし、湛水位が異常に高くなると予想される場合や床面を高くすることが不可能な場合にあっては、湛水位に対して余裕をもった高さまで機场上屋および搬入口の扉等を水密性の構造とする。
- (3) 地盤沈下地帯では、将来の沈下分を見込んだ高さで決定するものとする。



(注) 機場内敷地高の決定に関してポンプ指針(案)では上記①の条件の場合、0.5mを加えない値となっているが、当設計要領においては、九地整内における排水機場の実態を考慮した上で、「計画降雨時のポンプ無稼働湛水位+0.5m」として統一する。

九州地方整備局
運用

3-4 ポンプ室床面レベル

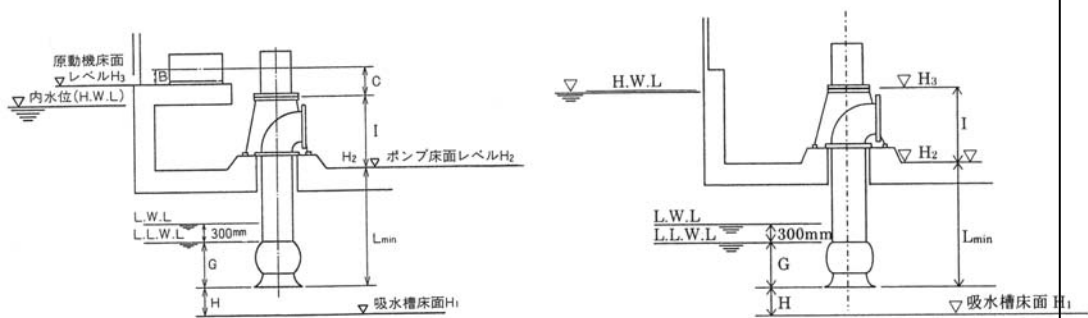
床面レベルは、ポンプの運転機能を損なわないように設定するものとし、主原動機の据付床面レベルは予想される内水位以上とする。

ポンプ指針(案)
第58条 (P.262)

〔解説〕

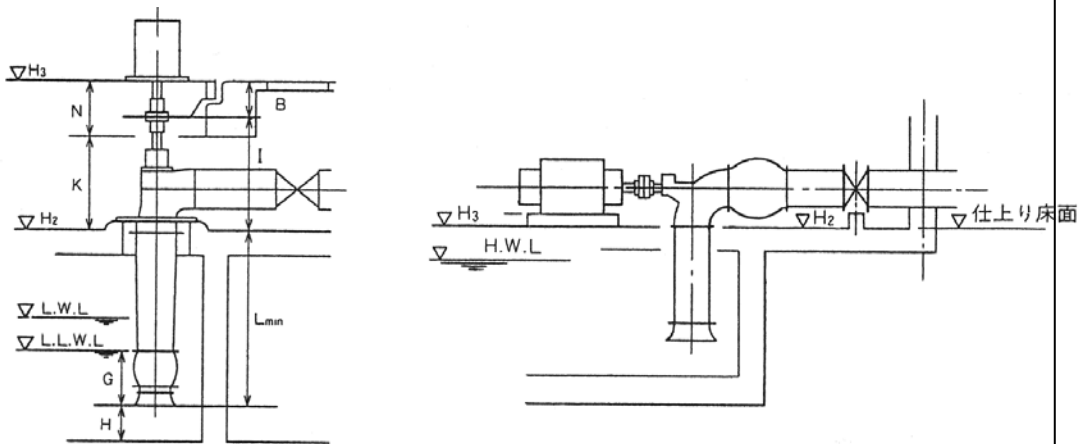
排水機場の主原動機及び燃料移送ポンプ、機側操作盤、運転に必要な機器の床面レベルは、雨水の浸水を防止することを目的に、機場内敷地高より 0.3m程度（シンダーコンクリート厚）以上の高さとし、ポンプの最短長さ寸法（ L_{min} ）や原動機据付方向など考慮し、設定する。

なお、下図の細部寸法等については、ポンプ指針（案）同解説“参考資料”より決定する。



立軸ポンプ〔一床式：横置タイプ〕

立軸タイプ〔一床式：立置タイプ〕



立軸ポンプ〔二床式〕

横軸タイプ

図 7-9 ポンプ室床面レベル（例）

3-5 ポンプ室床面の長さ

ポンプ室床面の長さ（水流方向の長さ）は、設置される各機器の配置，通路確保のための寸法等を考慮し、決定する。

〔解説〕

ポンプ室流水方向の長さは、ポンプ指針（案）同解説 第56条に準じて算出するものとするが、検討に当たっては下記の項目について諸元を決定しておく必要がある。

- (1) ポンプ軸形式・ポンプ口径
- (2) エンジン形式・規格
- (3) 冷却方式（管内クーラーの必要性）
- (4) 減速機およびクラッチの諸元
- (5) 天井クレーンの有無とその諸元

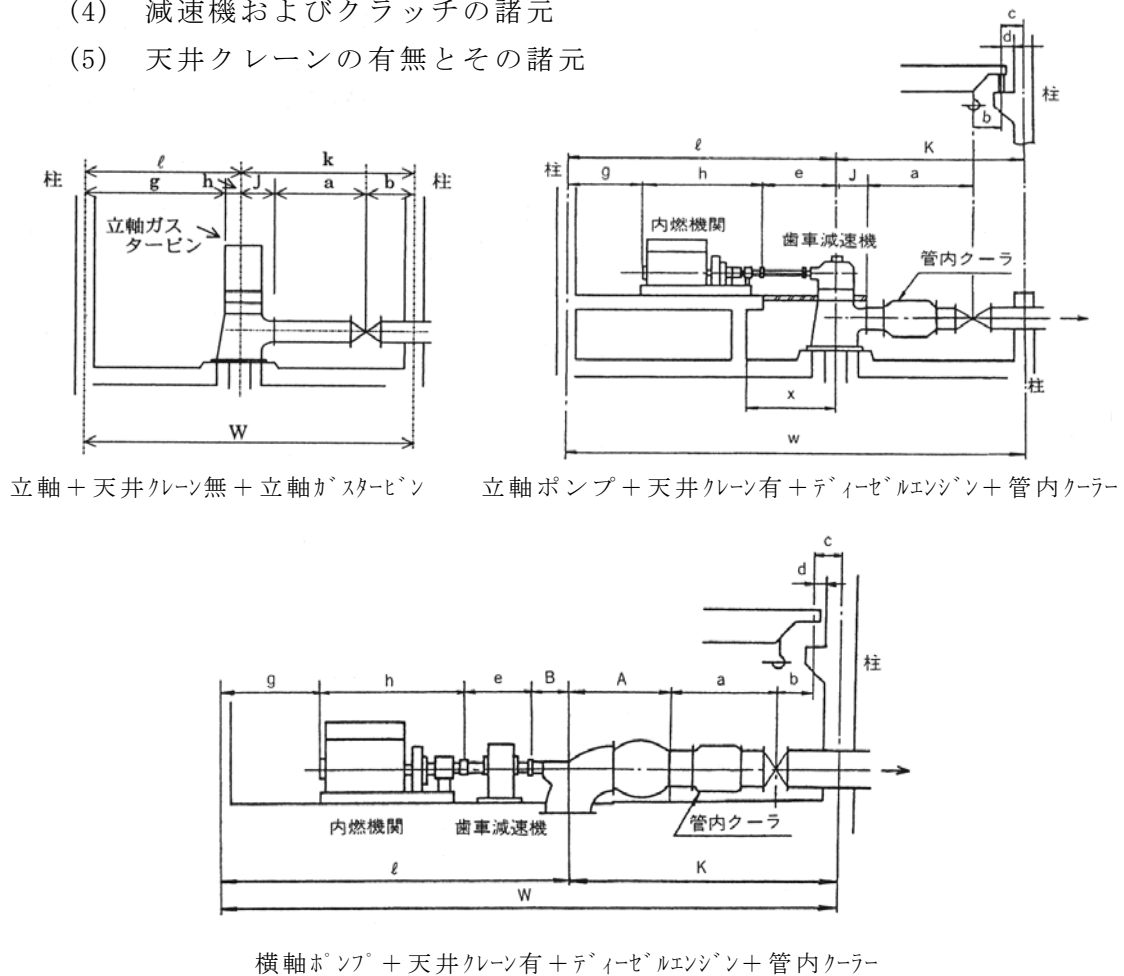


図7-10 ポンプ室延長（例）

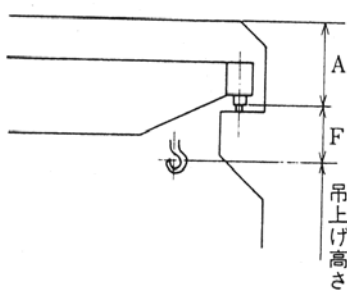
3-6 ポンプ室高

ポンプ室の高さは、ポンプ室の仕上がり床面から天井梁下までの高さとし、設置される機器の配置、維持管理に必要な高さを考慮して決定する。

〔解説〕

排水機場には機器の場内運搬・据付・点検整備などのためのクレーン設備が必要となるが、ポンプ室高は、このクレーン形式（天井クレーン又は移動式クレーン）に対応した諸元となる。

① 天井クレーンの場合



吊上げ高：ポンプ機種と口径から定められる高さ
(ポンプ指針案 第 49 条)

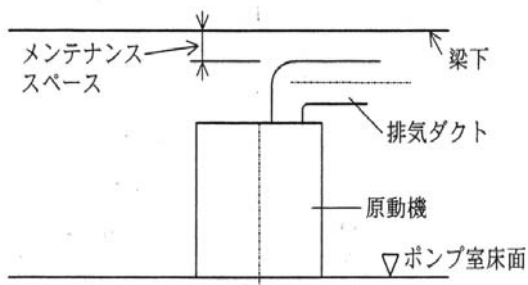
F：フック最高点から走行レール天端までの高さ
(ポンプ指針案 第 59 条)

A：走行レール天端から天井梁下までの高さ
(ポンプ指針案 第 59 条)

ポンプ指針(案)
第 59 条 (P.265)

ポンプ指針(案)
第 59 条 (P.266)

② 移動式クレーンの場合



天井梁下位置は、立軸ガスタービンの排風ダクトの配置、メンテナンス、ディーゼル機関のピストン抜き出し高および照明機器との干渉等の他、移動式クレーンの作業性などを考慮し、決定する。

ポンプ指針(案)
第 59 条 (P.265)

3-7 ポンプ室床面の幅

ポンプ指針(案)
第57条(P.258)

ポンプ室床面の幅(水流直角方向の長さ)は、ポンプ台数、各機器の設置等を考慮して決定する。

〔解説〕

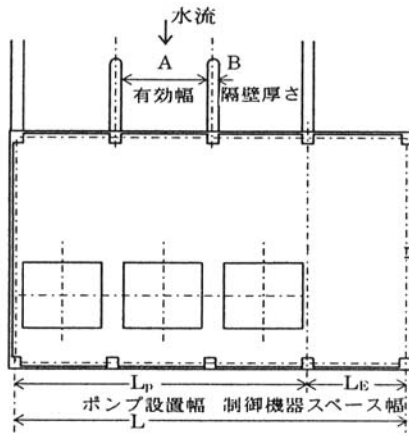
ポンプ室床面の幅は、天井クレーンの有無により、下記の如くとなる。なお、細部寸法等については、ポンプ指針(案)同解説 第57条を参照することとする。

(1) 天井クレーン無

$$L = L_P + L_E$$

$$L_P \geq N(A + B)$$

$$L_E \geq (A + B) \text{ ただし、} L_E \geq 4\text{m}$$



ここに、

L : ポンプ室床面の幅

L_P : ポンプ設置幅

L_E : 制御機器スペース幅

N : ポンプ台数

A : 吸水槽有効幅

B : 吸水槽隔壁の厚さ

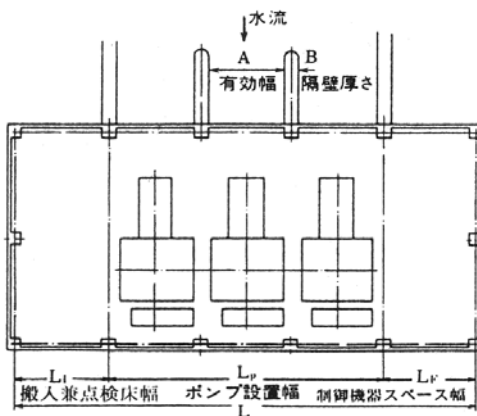
(2) 天井クレーン有

$$L = L_P + L_E + L_I$$

$$L_P \geq N(A + B)$$

$$L_E \geq (A + B) \text{ ただし、} L_E \geq 4\text{m}$$

$$L_I \geq (A + B)$$



ここに、

L : ポンプ室床面の幅

L_P : ポンプ設置幅

L_E : 制御機器スペース幅

L_I : 搬入兼点検床幅

N : ポンプ台数

A : 吸水槽有効幅

B : 吸水槽隔壁の厚さ

4 スクリーン

ポンプの吸込み側には必要に応じて、除塵用の一次スクリーンを設けるものとする。

〔解説〕

ポンプ運転時に浮遊物が流入し、ポンプ運転に支障を与える恐れがある場合は、ポンプの保護と安全対策として、ポンプ吸込槽入口には、必要に応じてスクリーンを設けるものとする。ただし、人力除塵での対応が困難な場合に限って除塵機を設置するものとする。

なお、除塵機で排除できない大きな流下物、園芸用のビニール等がある個所にあつては、スクリーンの前方に必要に応じて杭やフロータを設けるものとする。

スクリーン部寸法は除塵機の設置スペースを考慮して決定する必要がある、定置式除塵機を設置する場合、ポンプ指針（案）第47条に準じ、**図7-9**に示すとおりとした。

河川砂防[設計I]
H9.10
11.2.6 (P.131)

ポンプ指針(案)
第47条 (P.206)

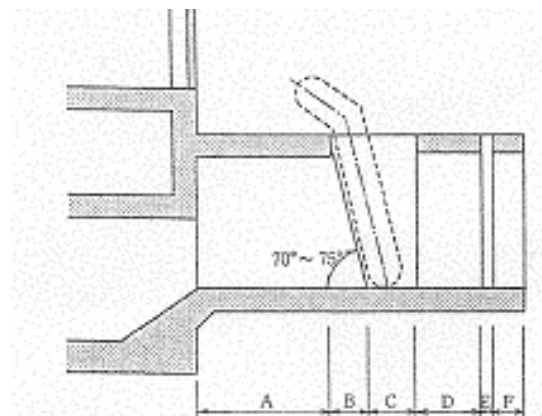


図7-11 スクリーン受部延長

- A ; ポンプ指針（案）第47条により、3.5m以上とするが、除塵機の規模が大きい場合は点検スペース等を考慮し、4.0m程度とすることが望ましい。
- B ; スクリーン据付角を75°前後で決定する。
- C ; 除塵機幅→1.0m以上とし、除塵機の規模によって決定する。
- D ; ポンプ指針(案)第47条により2m以上とする。
- E ; 管理用角落し幅を考慮して決定する。
- F ; 管理時の足場や防護柵設置スペースを考慮して決定する。

5 吐出水槽・樋門

ポンプ場と排水樋門の間には、調圧水槽を兼ねた吐出水槽を設けるものとする。ただし、樋門が横断する河岸、または堤防の構造に支障を及ぼす恐れのないときはこの限りではない。吐出水槽は、前後の構造物と絶縁した構造とするものとする。

吐出水槽の上端の高さは、原則として、吐出水槽内に生じる可能性のある最高水位に対して安全な高さであり、かつ、排水樋門が横断する堤防（計画横断形が定められている場合においては、計画堤防の高さが現状の堤防の高さより低く、かつ、治水上の支障がないと認められる場合、または計画堤防の高さが現状の堤防の高さより高い場合は計画堤防）の高さ以上とする。

〔解説〕

吐出水槽は、ポンプの吐出水の脈動やポンプ機場本体の振動変位が吐出樋門に伝わることを防ぎ、堤防の安全性を確保するために設けられるものである。

吐出水槽は逆流防止弁からの流水を十分減速させた後、水流方向の変換を行い吐出樋門に導水しポンプの始動、停止に伴う流量の急激な変化による圧力変動を水槽内水位の変動により吸収するものであり、吐出水槽の寸法が小さすぎたり、形状が適正を欠いたりすると、部分的な水面上昇を起こしたり、吐出管端の反対側の側壁の反射波により逆流防止弁があおられて破損したりすることがあるので注意を要する。

1) 敷 高

吐出水槽の敷高は、水流を滑らかに排出するため、原則として排水樋門の敷高と同一の高さとする。ただし、吐出弁を全開して始動する横軸ポンプの場合は良好なサイフォン状態を形成するため吐出管端をポンプ指針（案）第 65 条による S1 寸法だけ水没させる必要があり、立軸ポンプの場合も、同様に、本来の Q-H 特性を発揮するためにも S1 程度水没させることが望ましい。

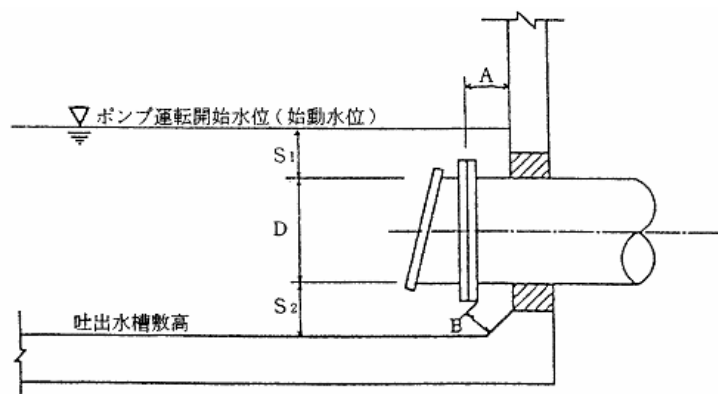


図 7-12 吐出水槽高の決定

- D (逆流防止弁の口径) ……ポンプ指針 (案) 第 12 条
 S1 ……ポンプ指針 (案) 第 65 条
 S2 ……ポンプ指針 (案) 第 65 条

なお、A, B, S2 寸法は、フラップ弁の取外しの際にフランジボルトを抜くための所要寸法であり、ポンプ指針（案）第 65 条によって定める。

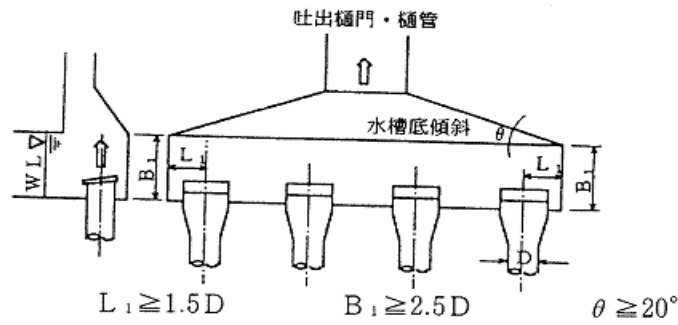
河川砂防〔設計 I〕
 H9.10
 11.2.8 (P.131)

ポンプ指針(案)
 第 65 条 (P.281)

2) 吐出部の幅および長さ

吐出部の幅および長さについては、ポンプ指針(案)第 65 条における平面寸法値および吐出樋門の断面等をもとに決定する。

ポンプ指針(案)
第 65 条 (P. 284)



注) 吐出管端の相互間隔はポンプ据付間隔そのままとする。

図 7-13 (1) 吐出水槽例 (吐出樋門が吐出槽の中央部にある場合) (例)

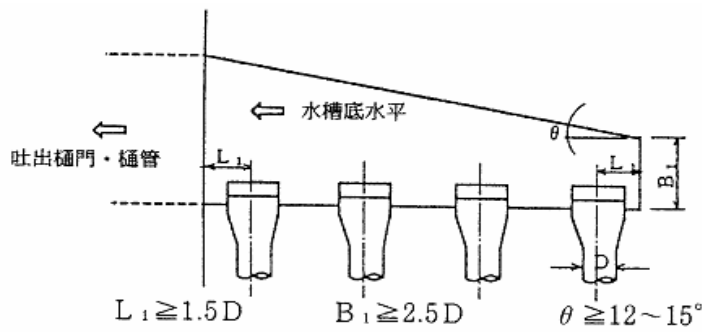


図 7-14 (2) 吐出水槽例 (吐出樋門が吐出槽の片側にある場合) (例)

3) 開口部の幅および長さ

吐出水槽開口部の幅および長さは、一般的に前述した吐出部に合わせて開口するが、開口部突出長があまり高くない場合は、開口部を縮小する場合もある。なお、縮小する場合でも、逆流防止弁の取出しに支障のないよう維持管理を考慮するものとする。

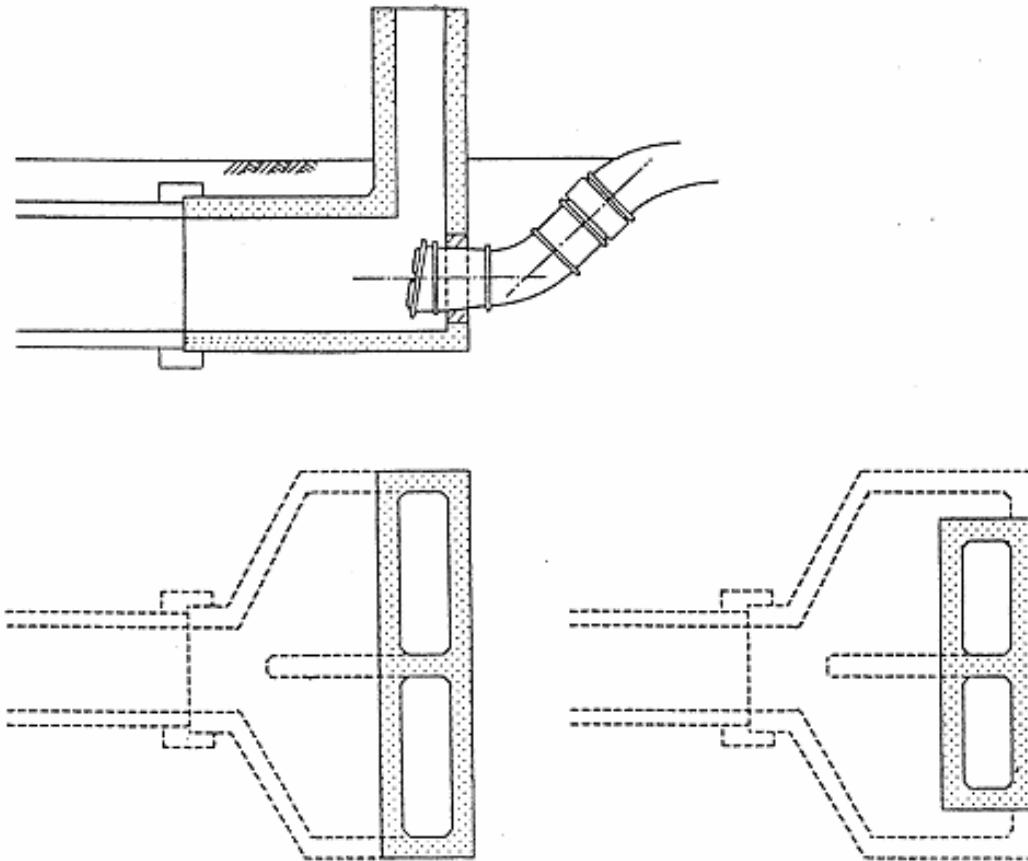


図7-15 吐出水槽の開口部を縮小した例

4) 開口部の高さ

吐出水槽の開口部上端の高さは、吐出水槽内に生じる可能性のある最高水位に対して安全な高さにするとともに、吐出樋門が横断する堤防の計画堤防高、または現況堤防高(計画堤防高より現況堤防高が高い場合)以上とする。なお、吐出水槽の最高水位は、ポンプが急起動した場合、および急停止した場合のサージングについて検討した上で決定する。計算は ヤコブソンの容量曲線図によることとした。

$$b = \frac{H_f}{Q} \cdot \sqrt{\frac{F \cdot g}{L/A}}$$

ここに

H_f ; 樋門の損失水頭 (h t) + 樋門の速度水頭 (h v) m (Qの排水量の時の値)

Q ; 排水量 (m³/sec)

F ; 吐出水槽開口部の自由表面面積 (m²)

g ; 重力の加速度…………… 9.8 (m/sec²)

L ; 樋門の長さ (m)

A ; 樋門の断面積 (m²)

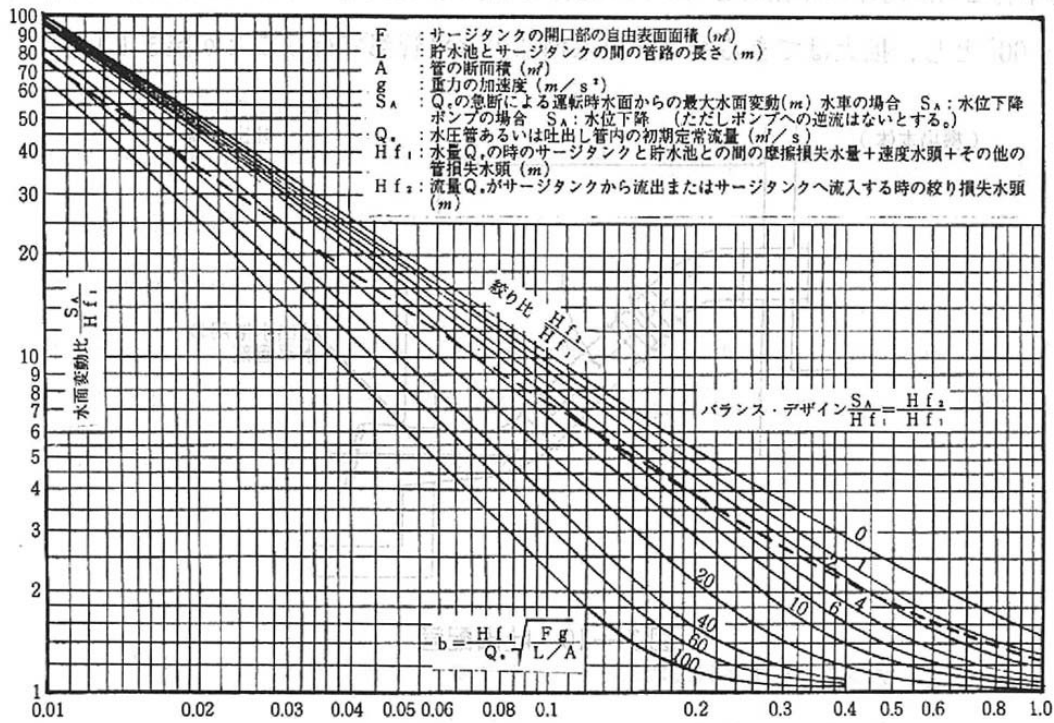
最大サージアップ量 (ΔH)

$$\Delta H = H_f \cdot \frac{SA}{H_f} \quad \dots\dots\dots \text{急停止の場合}$$

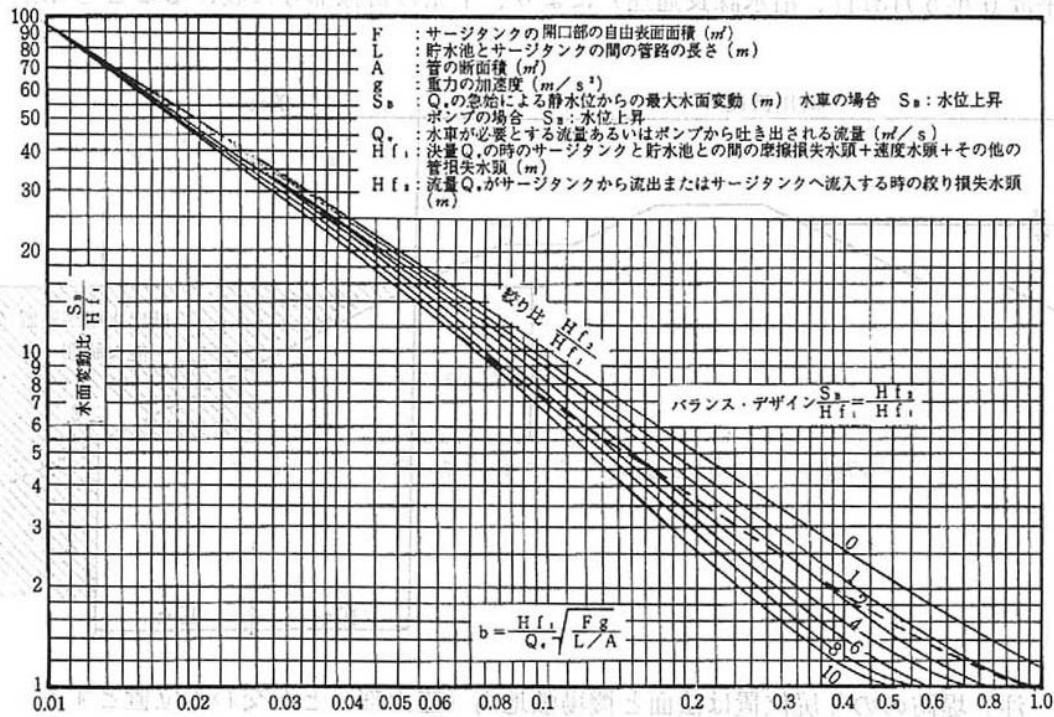
$$\Delta H = H_f \cdot \frac{SB}{H_f} \quad \dots\dots\dots \text{急始動の場合}$$

ここに、 $\frac{SA}{H_f}$ および $\frac{SB}{H_f}$; ポンプ急停止および急始動時の水面変動比 (サージ比)

(図7-16より求める)



(a) ポンプ急停止の場合



(b) ポンプ急始動の場合

図 7-16 Jacobson のサージタンク容量線図

5) 吐出水槽と機場本体との間隔

機場本体と吐出水槽の間隔(L)は吐出配管を計画して決定する。吐出配管の曲管角度(θ)は $45^\circ \sim 60^\circ$ とし、拡大はできるだけ吐出水槽部の水平管部で行うことが望ましい。

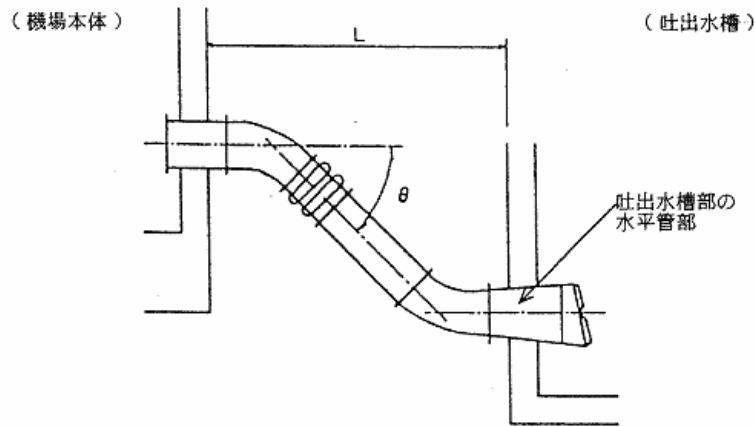
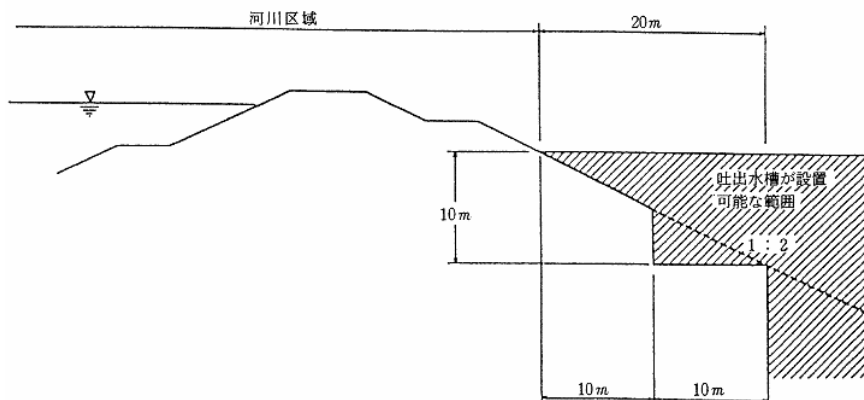


図7-17 吐出配管

6) 吐出水槽の設置位置

吐出水槽は、「堤内地の堤脚付近に設置する工作物の位置等について」（建設省河治発第40号、平成6年5月31日、治水課長通達）により、下記の斜線部分に設けることを原則とする。

排水機場の吐出水槽等の振動が堤防に伝わるおそれのある工作物を設置する場合については、堤防ののり尻より5メートル以上離すものとする。



注) 堤防ののり尻位置は法面と機場敷地高(盛土部)とが交わる位置とする。

図7-18 吐出水槽の設置位置

6 吐出樋管

吐出樋管の構造は一般的な排水樋管等とほぼ同様に定めてよいが、断面決定に関しては次のとおりとする。

① 自然流下兼用の吐出樋管断面

自然流下の能力から定まる断面と次に示す吐出樋管単独としての断面とを比較し、いずれか大なる方で定める。

② 吐出樋管単独の場合の断面

断面と流速、および損失水頭との関係を考慮して決定する。一般的には、吐出樋管断面積と損失水頭との関係図より、その変曲点付近の断面を採用する例が多い。なお、管内流速に関しては、 $1.5\sim 2.0\text{m/s}$ 程度の例が多い。

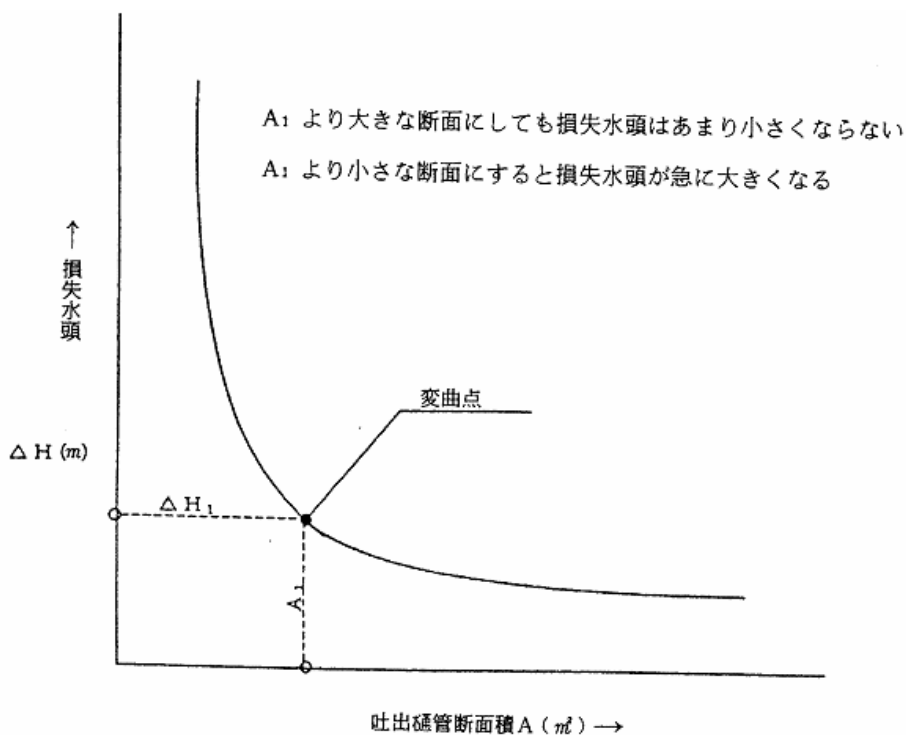


図7-19 吐出樋管断面積と損失水頭との関係 (模式図)

7 沈砂池

沈砂地は、流水中の土砂を沈降させてポンプの摩耗，損傷等を防ぐため、吸水槽の前に設けることを原則とする。

旧砂防技術基準
S 60.10
9.2.2.1 (P.93)

沈砂池の形状は、敷地の形態、施設の配置、流水の方向等に支配されるが、原則として長方形とする。沈砂池は、吸水槽の導水路も兼ねるので、流れの方向や流速の急変は避け、均等な流速とし、偏流や死水の生じないよう方向、大きさ等を検討するものとする。沈砂池は、地表面下深く築造され、土圧，揚圧力等の荷重が作用し、不同沈下の影響を受ける場合もあるので原則として堅固で水密な鉄筋コンクリート構造とする。沈砂池が長い場合、地盤が軟弱な場合、荷重や支持層が変化する場合には、必要に応じて適当な間隔に伸縮継手を設けるものとする。

なお、使用頻度が多く流水中の土砂が多い場合の沈砂池の主要寸法については、原則として以下に示す方法によって定めるものとする。

$$W = \frac{Q}{h \cdot V}$$

ここに W ; 沈砂池の幅 (m)

h ; 運転開始吸水槽水位における水深 (m)

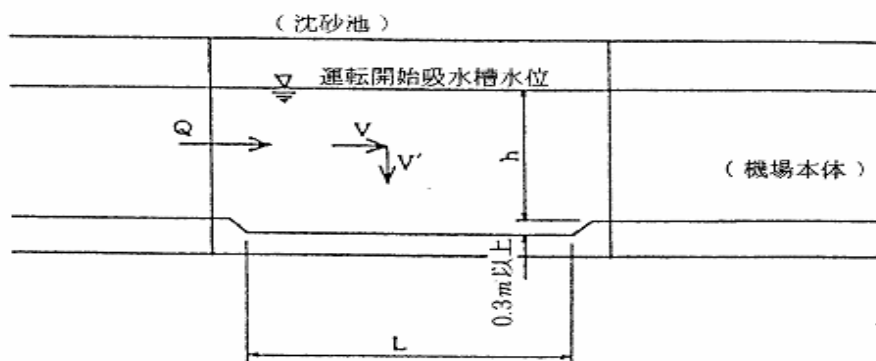
Q ; 計画排水量 (m³/s)

V ; 沈砂池内流速 (m/s)

$$L \geq \frac{V}{V'} \cdot h$$

ここに L ; 沈砂池の長さ

V' ; 土砂の沈降速度



ただし、近年、ポンプ機器の性能が向上しており、排水機場では、基本的に設置されない方向にある。よって、排水先の状況や設置場所などを十分、調整し、沈砂池の必要性について検討し、設置する必要がある。

第8節 揚水機場

1 揚水機場の設計

揚水機場とは、河川の堤防を横断又は横過して河川の流水をポンプにより取水するために堤防付近に設けられる施設である。揚水機場は一般に樋門管又は高架橋、堤防乗越方式等とが併設されるものであり、河岸及び河川管理施設の構造に著しい支障を及ぼさない構造となるよう設計するものとする。

河川構造令
規則第58条
H12.1 (P.276)

〔解説〕

揚水機場の取水方法に大きく別けて

樋門方式

高架橋方式

堤防乗越方式

とがある。

大口徑（ $\phi 500$ 超）の場合は、樋門方式又は高架橋方式とする。なお、樋門方式の場合で高水時にも取水する施設については、調圧水槽又は川裏ゲート等の施設を設けることが望ましい。

また、取水規模が極めて小さく（ $\phi 500\text{mm}$ 以下）堤防乗越し構造とする場合は、原則として堤防定規断面外（ただし、川表側については定規断面内）に設けるものとし、吸水管は鉄筋コンクリート捲きたて等による二重構造とする。詳細については「工作物設置許可基準」に準ずることとする。

2 設置位置の選定

- 1 水衝部、湾曲部又は支派川の分合流点等は極力避けるものとする。
- 2 流向及び河床状態の不安定な箇所は、極力避けるものとし、地形の状況等によりやむを得ず設ける場合は安定した取水が可能となるような措置を講ずるものとする。
- 3 河口部に近い位置に設けられる場合には、塩水の侵入についても十分配慮するものとする。

工作物設置許可基準
H11.2
第七 (P.21)

〔解説〕

揚水機場及び取水塔の設置に当っては、河床の変動に対して十分な調整を行うとともに将来に向けて河床変動の検討を行い安定した取水が可能な構造とするものとする。

また、河川の水衝部、湾曲部、支派川の分合流点に工作物を設置する場合は、河岸の欠壊等周辺の河川管理施設に悪影響を与えることが予測されるため極力避けるものとする。ただし、地形の状況等により他に適地がなく、止むを得ないと判断される場合には、河岸及び河川管理

施設に著しい支障を及ぼさないよう配慮した構造とするものとするが、詳細については、「工作物設置許可基準」を準じることとする。

取水施設を河川の下流部に設置する場合には、塩水の侵入防止のため位置

及び構造について十分に配慮する必要がある。

3 構造細目

3-1 揚水機場

- 1 揚水機場は地盤条件を勘案し、振動が堤防に著しい影響を及ぼさない位置に設けるものとする。
- 2 調圧部を堤防に近接して設ける場合は、「堤内地の堤脚付近に設置する工作物の位置等について」（建設省河治発第 40 号平成 6 年 5 月 31 日治水課長通達）により設置するものとする。

〔解説〕

- 1) ポンプ場の設置に当ってポンプ場から発生する振動が堤防に著しい影響を与えるものであってはならない。従って、周辺の地質の調査を行いできる限り堤防より離し、基礎処理を行うなど堤防が安全な状態を保たれるようにするものとする。
- 2) 調圧部の設置位置については、「堤内地の堤脚付近に設置する工作物の位置等について」（建設省河治発第 40 号平成 6 年 5 月 31 日治水課長通達）により設置するものとする。

工作物設置許可基準
H11.2
第 5 章 (P.33)

3-2 取水塔

取水塔の設置位置は、原則として堰の基準径間長に相当する長さの距離を河岸又は堤防から離すものとする。また、流水の乱れ及び河積の阻害を極力小さくするため、原則として楕円形又はこれに類する形状とし、その大きさは必要最小限度にとどめるものとする。

取水塔の構造は原則として鉄筋コンクリート構造とする。

〔解説〕

- 1) 取水塔は多くの場合、低水路の部分に設置されるが、低水路が河岸又は堤防に接近している区間があつては、取水塔はどうしても河岸及び堤防に近接して設置しているケースが多くあるが、この場合、流木等流下物の閉塞によって洪水の流下に対して支障を及ぼすことになる。
従って、原則として堰の基準径間長を採用することにより、これらの問題点に対する対応を図ることとした。
また、取水塔の中には水中ポンプ等が設けられるため、その断面はある程度大きくならざるを得ないが、流水の乱れ、河積の阻害を極力小さくするため、その大きさは必要最小限度にとどめるように配慮しなければならない。
- 2) 取水塔は最小水深 2 m 以上のところに設けるのが望ましい。
- 3) 呑口は、最低水位の際は勿論、水位の変化に応じて取水できるように上流側を避けて数ヶ所に設ける。呑口の大きさは流入速度 15~30 cm/sec と

河川構造令
規則第 58 条
H12.1 (P.276)

2) 九州地方整備局
運用

3) 九州地方整備局
運用

して断面を定め、スクリーンを取り付け、塔内には弁扉を設けることが望ましい。

- 4) 取水塔の基礎は、上部荷重によっても不同沈下を起さないよう、良質な地盤に安全に伝達する構造とし、井筒工法等が望ましい。
- 5) 取水塔の下部より直接取水してはならない。
- 6) 取水塔の設置に伴い必要となる護岸規則第 26 条により取付護岸の基準を定めているが、取水塔の位置にかかわらず令 63 条 1 項の橋準の基準径間長 1 / 2 の長さ以上とする。

(解説・河川管理施設構造令)

3-3 水中ポンプ

小規模な取水で、川表河岸に水中ポンプを設置し、直接河川水を取水する場合は、流水の乱れや河積の障害を生じないように設計するものとする。また、河岸等の河川管理施設に支障を及ぼさないよう配慮した設計とする。

- 1) 水中ポンプは計画河床高、現河床高、将来の河床変動等を考慮して十分な深さに設けるものとし、水中ポンプ室の構造は原則として、鉄筋コンクリート構造とするものとする。
- 2) 水中ポンプ室取入口より上・下流には、影響範囲まで低水護岸により河岸の保護を行うものとする。
- 3) 水中ポンプ室周囲には必要に応じ護床工を設けるものとする。
- 4) 水中ポンプ室には、ポンプ点検用の昇降用ガイドを設けるものとする。

3-4 取水施設の送水管等

小規模で堤防乗越し構造とする場合の送水管は、流水の乱れや河積の障害を生じないように設計するものとする。また、堤防等の河川管理施設に支障を及ぼさないよう配慮した設計とする。

- 1) 小規模で（おおむね口径 $\phi 500\text{mm}$ 未満又は排水量 $0.5\text{m}^3/\text{s}$ 未満）乗越し構造の揚水ポンプにおける送水管は鉄筋コンクリート巻きたて等による二重構造として設計するものとし、巻きたて等の構造は、管理用通路の設計自動車荷重および送水管からの漏水防止等について配慮されたものとする。
- 2) 乗越し構造の送水管は堤防表側においては、堤防定期断面内に設けるものとし、堤防裏側においては定期断面外に設けるものとする。
- 3) 乗越し構造により堤防天端で嵩上げされた箇所から現堤への取付けは、送水管上・下流にそれぞれ 4 m 以上のレベル区間を設け縦断勾配 6 % 以下で取付るものとする。
- 4) 送水管が乗越し構造で堤防を横過する場合には、本堤表法面、低水路法面及び高水敷に護岸及び保護工を設けるものとする。

6)河川構造令
規則第 59 条
H12.1
(P.277~281)

河川構造令
規則第 58 条
H12.1 (P.276)
+
九州地方整備局
運用

河川構造令
規則第 58 条
H12.1 (P.275)

3-5 その他の構造

その他の設計細目については、樋門・樋管、水門及び排水機場に準ずるものとする。

【参考】

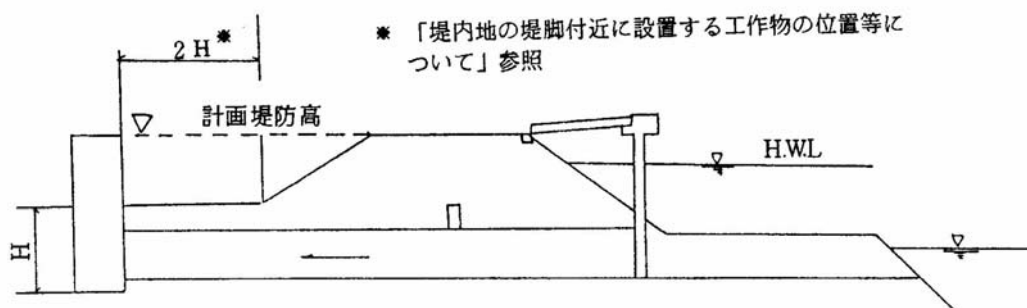
一般構造（解説・河川管理施設構造令第54条～第59条）

1 取水方法

イ. 大口径（ $\phi 500$ 超）の場合は、樋門方式又は高架橋方式とする。

なお、樋門方式の場合で高水時にも取水する施設については調圧水槽・裏ゲート等の施設を設けることが望ましい。

（樋門方式）

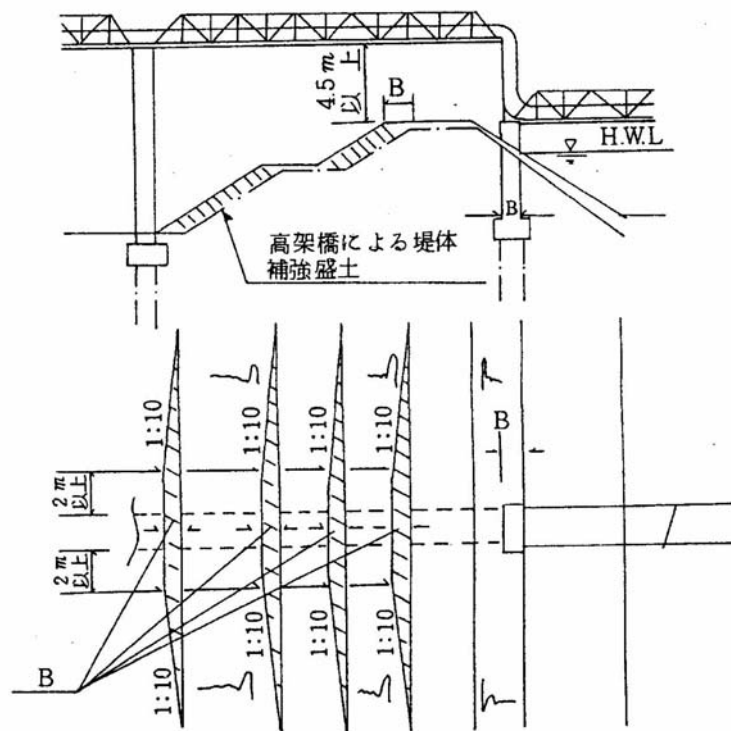


2) 工作物設置許可基準
H11.2
第8章
(P. 43~44)

3) 河川構造令規則第32条
H12.1
(P. 325)

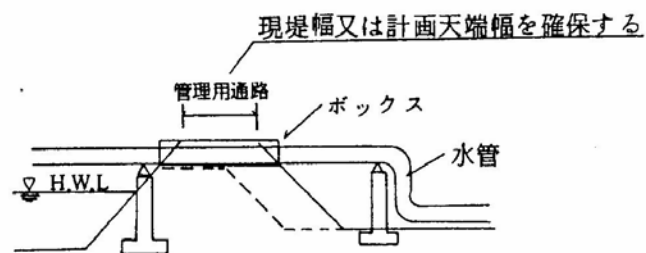
4) 工作物設置許可基準
H11.2
第8章
(P. 45~46)

(高架橋方式)



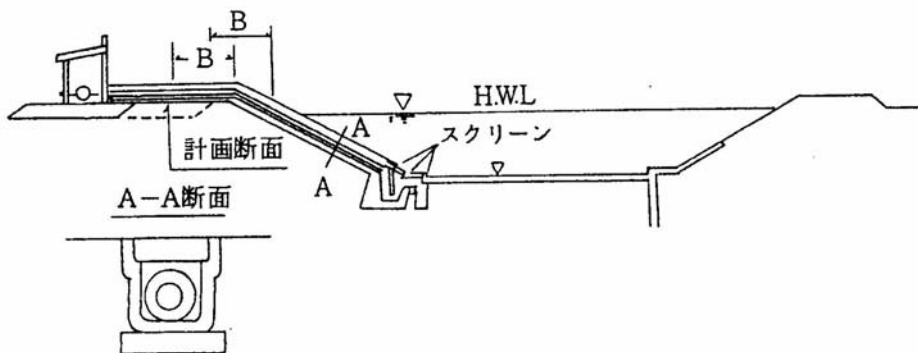
注) 護岸の範囲については、解説・河川管理施設構造令第8章橋を参照のこと。

(堤体に荷重をかけない場合の例)



- 高架橋方式が地形等の状況によりやむを得ないと判断される場合に限る。
- 荷重はTL-25荷重に耐えうること。

ロ. 小口径の場合
 (堤防にそわせる場合の一例)

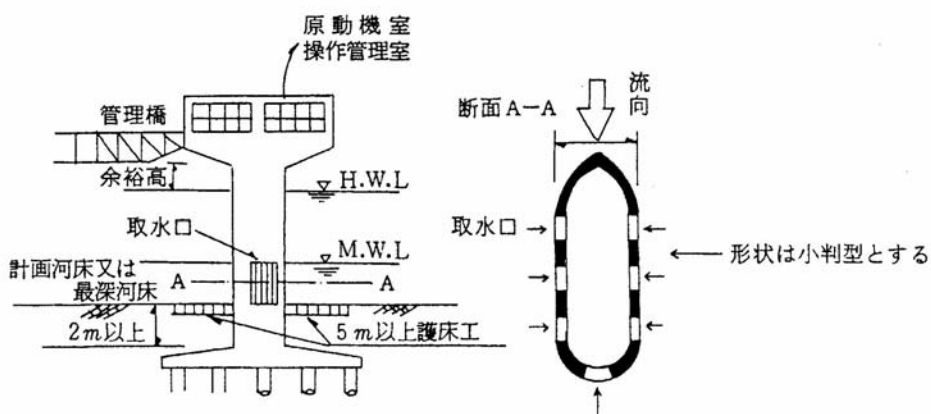


注) ○原則として小口径の場合で複数での横過はしてはならない。
 ○堤防のりこし部の構造について解説・河川管理施設構造令第7章を参照のこと。

2 取水部

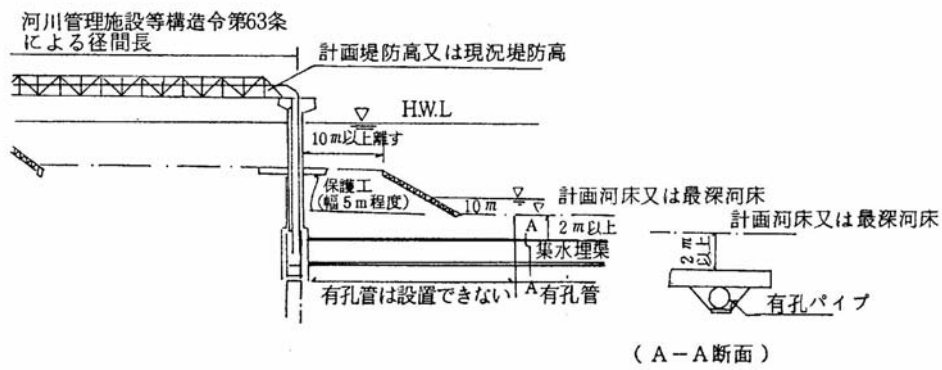
イ. 取水は原則として集水埋渠を設けない取水方式とすること。

(取水塔の設置例)



取水塔の側面に設けた取水口により表流水を取水する構造とする。

- ロ. やむを得ず集水埋渠で取水する場合は河岸又は河川管理施設に著しく影響を及ぼさない構造とすること。



第9節 水路

1 水路

1-1 一般事項

1 適用範囲

水路とは、河川改修工事等にもなう付替水路および堤防法面排水のための堤脚水路をいう。

2 設置基準

附帯工事の場合は、現況復旧を原則とするが、流出量を算定する場合には、10年確率を原則とする。ただし、最小断面は0.3m×0.3mとする。

九州地方整備局
運用

1-2 流出量

改訂建設省河川砂防技術基準（案）調査編第5章第2節に準ずるものとする。

合理式

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r \cdot A$$

Q	………	流出量 (m ³ /s)
f	………	流出係数
r	………	到達時間内の降雨強度 (mm/hr)
A	………	流域面積 (km ²)

1 流出係数

流出係数の値については、調査編第5章に示すとおりであるが、一般には次の値を標準値として用いてもよい。なお、流出係数は流域の開発によって大きな変化を受けることが多いので、計画値として採用する値は流域の開発計画等を十分織り込んでおくことが必要である。

密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑, 原野	0.6
水田	0.7
山地	0.7

河川砂防[計画]
H17.11
2.7.3 (P.35)

2 洪水到達時間

国土交通省河川砂防技術基準 同解説計画編第2章第2節および改訂建設省河川砂防技術基準（案）調査編第5章第2節に準ずる。

(1) 流下時間

国土交通省河川砂防技術基準 同解説計画編第2章第2節および改訂建設省河川砂防技術基準（案）調査編第5章第2節に準ずる。

参考に Kraven の式を示す。

$$T = \frac{L}{W}$$

I	1 / 100以上	1 / 100 ~ 1 / 200	1 / 200以下
W	3.5 m / s	3.0 m / s	2.1 m / s

I … 流路勾配 W … 洪水流出速度

L … 流路長 T … 洪水到達時間

(2) 流入時間

国土交通省河川砂防技術基準 同解説計画編第2章第2節および改訂建設省河川砂防技術基準（案）調査編第5章第2節に準ずる。

参考のため国土交通省河川砂防技術基準 同解説計画編第2章第2節の値およびカーベイト式を示す。

(a) 国土交通省河川砂防技術基準 同解説計画編第2章第2節

山地流域 2 km² 30 min

特に急傾斜面流域 2 km² 20 min

下水道整備区域 2 km² 30 min

(b) カーベイト式（下水道施設設計指針）

$$t = \left(\frac{2}{3} \times 3.28 \frac{L \cdot n}{\sqrt{S}} \right)^{0.467}$$

t … 流入時間 (min) L … 斜面距離 (m) S … 斜面勾配

n … 粗度係数に類似の遅滞係数

3.28 … フィートをメートルに換算した値

(3) 降雨強度

国土交通省河川砂防技術基準 同解説計画編第2章第2節および改訂建設省河川砂防技術基準（案）調査編第5章第2節に準ずる。

参考に水理公式集（S46改訂編）P-121、P-433を参照のこと。

なお、雨量データがない場合は（本章第3節表3-4、図3-31参照）に示す降雨強度式を使用してよい。

1-3 断面

1 構造

構造は、コンクリート構造（建設省土木構造物標準設計第1巻）、石張り、石積構造とし、原則として素堀水路は設けない。

2 断面計算

断面はマニング式により求めるものとする。

3 余裕

背後地の状況を考慮して特に必要な場合には、降雨強度等の割増しで対処するものとする。

4 流速

一般排水溝、排水管などでは通常の場合 $V=0.6\text{m/s}\sim 3.0\text{m/s}$ 程度とする。

5 勾配

勾配は原則として $1/1,000$ 以上とする。

6 粗度係数

粗度係数は表9-1を用いるものとする。

表9-1 粗度係数

排水設備の種類		粗度係数
現場施工	コンクリート	0.015
	両岸石積(張)	0.025
工場製品	コンクリート	0.013
	コルゲートパイプ	0.025

7 堤脚水路の設置位置

堤脚水路の設置位置は、「堤内地の堤脚付近に設置する工作物の位置等について(建設省 河治発第40号平成6年5月31日 治水課長通達)」により設置しなければならない。

設置位置は図9-1によらなければならない。

道路土工-排水工
S 62.6
2-2-2 (P.32)

九州地方整備局
運用

道路土工-排水工
S 62.6
2-1-5 (P.22)

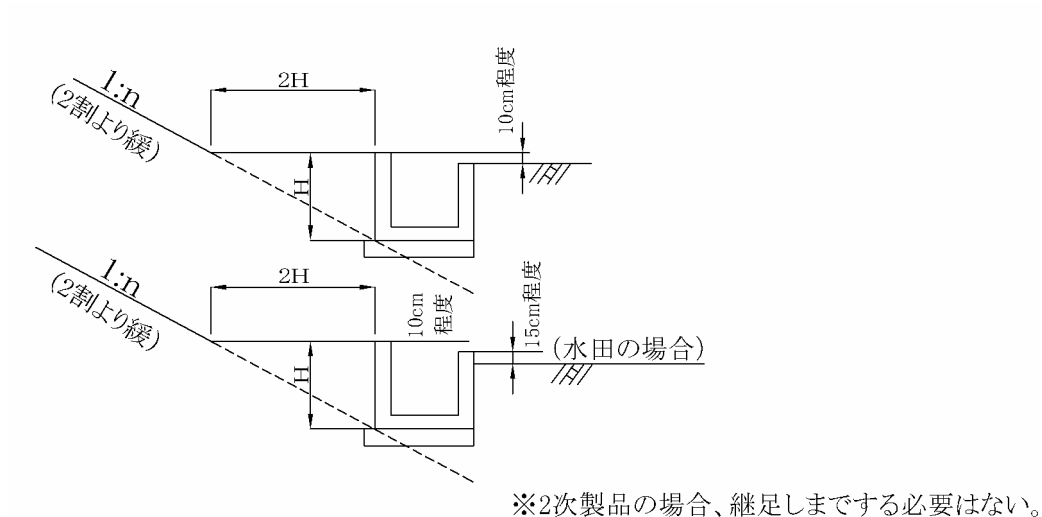


図 9 - 1

8 函渠管渠

管渠はその断面が $D=1,500\text{ mm}$ 以下に用いることを原則とし、これ以上はボックスカルバートとするが、載荷荷重状態、施工経済面から検討し工法を選定すること。

函渠管渠における構造および基礎の安定は、建設省土木構造物標準設計第 1 巻解説書によること。

1 - 4 集水樹

1 設置位置

集水樹は、側溝が排水管に接続する箇所、および側溝の断面が変化する箇所に設けることを原則とするが、必要でないと認められる場合はこの限りでない。

2 形状寸法

形状寸法は、接続する排水溝の大きさ、位置などに応じて決めることとするが、集水樹、および排水管の維持のため人が入って容易に作業が出来る大きさとする。

構造は、建設省土木構造物標準設計第 1 巻に準ずる。

3 土砂溜

集水樹には、土砂溜りを設けることを原則とする。

4 昇降用金具

集水樹内高が 1 m 以上の場合には、昇降用金具を取り付けるものとする。

第10節 仮 締 切

仮締切堤設置基準（案）

仮締切設置基準
（案）一部改訂
H22. 6. 30

1 目 的

河川区域及びその周辺で行われる工事において、その施工期間中における治水上の安全を確保するため、仮締切を設置する場合の基準を定めるものである。

また、出水期（融雪出水等のある地方ではその期間を含む）においては河道内の工事を行わないものとする。但し、施工期間等からやむを得ないと認められる場合は、治水上の安全を十分確保して実施するものとする。

※ここでいう治水上の安全を確保すべき対象は、堤内地及び既存の河川管理施設等のことである。

2 適用範囲

この基準は河川区域内及びその周辺で行われる工事に伴い設置する河川堤防にかわる仮締切に適用する。

3 仮締切の設置

河川堤防にかかる仮締切は次の各号の一つに該当する場合に必ず設置するものとする。但し、堤防開削によって洪水または高潮被害の発生する危険が全く無い場合は除く。

(1) 河川堤防を全面開削する場合

(2) 河川堤防を部分開削するもののうち、堤防の機能が相当に低下する場合

※堤防の機能が相当に低下する場合とは設計対象水位（後述）に対して、必要な堤防断面が確保されていない場合をいう。

4 仮締切の構造

4-1. 構造形式

(1) 堤防開削を行う場合

既設堤防と同等以上の治水の安全度を有する構造でなければならない。特に出水期間における仮締切は鋼矢板二重式工法によることを原則とし、地質等のために同工法によりがたい場合は、これと同等の安全度を有する構造とする。

なお、土堤による仮締切の場合は法覆工等による十分な補強を施し、かつ川裏に設けるものとする。但し、河状等から判断して流過能力を阻害しない場合であって、流勢を受けない箇所についてはこの限りではない。

異常出水等、設計対象水位を超過する出水に対しては、堤内地の状況等を

踏まえ、応急対策を考慮した仮締切構造を検討する。

部分開削の場合は、仮締切の設置の他、設計対象水位に対して必要な堤防断面を確保する措置によることができる。

※ここでいう出水への対策とは、台風の接近などによる河川水位の上昇に備え、仮締切上に土のうなど設置する対策をいう。

※設計対象水位（後述）

(2) 堤防開削を行わない場合

流水の通常的作用に対して十分安全な構造とすると共に、出水に伴い周辺の河川管理施設等に影響を及ぼさない構造とする。

4-2. 設計対象水位

(1) 堤防開削を伴う場合

① 出水期においては計画高水位（高潮区間にあたっては計画高潮位）とする。

② 非出水期においては工事施工期間（不測の実態による工期の延長も十分考慮のこと）の既往最高水位または既往最大流量を仮締切設置後の河積で流下させるための水位のうちいずれか高い水位とする。但し、当該河川の特性や近年の出水傾向等を考慮して変更することができる。

なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

③ 出水期、非出水期に係わらず、既設堤防高が①②より求められる水位より低い場合は、既設堤防高とすることができる。

(2) 堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず、工事施工期間の過去5ケ年間の時刻最大水位を目安とする。但し、当該水位が5ケ年間で異常出水と判断される場合は、過去10ケ年の2位の水位を採用することができるものとする。

なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

4-3. 高さ

(1) 堤防開削を伴う場合

① 出水期においては既設堤防高以上とする。

② 非出水期においては設計対象水位相当流量に余裕高（河川管理施設等構造令第20条に定める値）を加えた高さ以上とし、背後地の状況、出水時の応急対策等を考慮して決定するものとする。但し、既設堤防高がこれより低くなる場合は既設堤防高とすることができる。

※ここでいう出水時の応急対策とは、台風接近時などに河川水位の上昇に備え、仮締切の上に土のうを設置するなどの対策をいう。

(2) 堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず4-2(2)で定めた設計対象水位とする。但し、

波浪等の影響等これによりがたい場合は、必要な高さとすることができる。

なお、本基準の目的に鑑み、上記により求めた高さを上回らない範囲で別途定めることができる。

4-4. 天端幅

(1) 堤防開削を伴う場合

仮締切の天端幅は河川管理施設等構造令第21条に定める値以上とする。但し、鋼矢板二重式工法による場合は大河川に於いては5m程度、その他の河川に於いては3m程度以上とするものとし、安定計算により決定するものとする。

(2) 堤防開削を伴わない場合

構造の安定上必要な値以上とするものとする。

4-5. 平面形状

仮締切の平面形状は流水の状況、流下能力等にできるだけ支障を及ぼさないものとする。

4-6. 取付位置

(1) 河川堤防にかわる仮締切

堤防開削天端(a-a')より仮締切内側迄の長さ(B)は、既設堤防天端巾または、仮締切堤の天端巾(A)のいずれか大きい方以上とする。

* 仮締切の現況堤防との接続は矢板を現況堤防に嵌入させてもよい。但し嵌入させた場合は後述する7 堤体の復旧に従って矢板の引き抜きによる堤体のゆるみ及び基礎地盤のゆるみに対する補強対策を行うものとする。

5 流下能力の確保と周辺河川管理施設等への影響

5-1. 堤防開削を伴う場合

(1) 出水期

仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力が確保されていることを確認し、不足する場合は河道掘削、堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。

(2) 非出水期

仮締切設置後の断面で4-2(1)②で定める仮締切設計対象水位時の洪水流量に対する流下能力が一連区間において確保されていることを確認し、不足する場合は河道掘削、堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。

5-2. 堤防開削を伴わない場合

(1) 出水期

仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力を確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策工を施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の

河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。

(2) 非出水期

仮締切設置後の断面で非出水期期間中の最大流量に対する流下能力を一連区間において確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策を施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。

* 流下能力の算定は不等流計算等により行うことができる。

* 出水の状況によっては仮締切周辺の河川管理施設等に被害を生じる場合があるため、必要に応じて対策を施す。

* 堤内地盤高が各々の場合で想定される水位以上である場合はこの限りではない。

6 補 強

川表側の仮締切前面の河床及び仮締切取付部の上下流概ね $C = 2A$ の長さの法面は設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇籠等で補強するものとする。

また、仮締切を川裏に設置する場合には、堤防開削部の法面は設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇籠等により補強するものとする。

7 堤体の復旧

仮締切撤去後の堤体部は表土 1 m 程度を良質土により置き換え、十分に締固め復旧すると共に、必要に応じて堤防及び基礎地盤の復旧も行うものとする。

なお、水衝部では川表側の法面は、ブロック張等で法覆を施すものとする。

8 その他

この基準は、一般的基準を示したものであり、異常出水や背後地の著しい変化等により、これによることが適当でない場合には治水上の安全を十分考慮し、別途措置するものとする。

