

設計編

第1章 河川構造物の設計

第1節 総説

1. 1 基本的考え方

<考え方>

本章は、「河川管理施設等構造令」(以下「構造令」という。)で定められる事項に加え、河川構造物を設計する場合の一般的かつ基本的な規定を示すものである。なお、その適用に当たっては、各項の規定するところに従い実状に即した適切な判断をするべきである。

<標準>

河川構造物は、河道並びに河川構造物の計画に基づき、目的と機能に適合し、構造物としての安全性を有すると共に、環境・景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、事業実施による地域への影響、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮して設計することを基本とする。

<推奨>

河川構造物の設計に当たっては、まずは施工対象となる河川の河道について、既往洪水での被災、砂利採取、土砂供給、河道や横断工作物の改修等に対する長期的な応答に関するデータを収集・分析することが望ましい。長期的な視点から改修とその後の洪水に対する河道の応答等を分析し、その効果や影響が河道の変化にどの様に顕れるかを検討した上で各構造物の設計に反映することで、治水と河川環境の調和、適切な河道管理に繋げることができる。

また、各構造物の設計の過程等において、現場条件等により、構造物としての安全性、環境・景観との調和、維持管理、施工性、経済性等の面から、当該河川構造物の設置位置またはその構造を見直すことが必要となる場合がある。当該河川構造物のみの設計では洪水時の堤防の安全性の確保や河川環境の保全、総合的な土砂管理等の観点から十分に期待する効果が得られないことが想定される場合等においては、河道の平面形（位置・法線）の設定や高水敷幅、関連する複数施設の組合せ等の河道計画や配置計画について、再検討することが望ましい。

第2節 堤防

2. 1 総説

2. 1. 1 目的と適用範囲

<考え方>

本節は、既設の堤防の拡築や新堤の整備に適用するものであるが、既設の堤防の安全性能の照査にも準用できるものである。

適用の対象とする堤防は、流水が河川外に流出することを防止するために設ける堤防であり、このような堤防には、湖岸堤、高潮堤、霞堤（堤防のある区間に開口部を設け、上流側の堤防と下流側の堤防が、二重になるようにした不連続な堤防。なお、下流側の堤防を山付きとする場合もある。）及び特殊堤等が含まれる。

また、洪水時等に遊水地等における洪水調節のため、洪水の一部を越流させて河道の外部に導くために設けられる越流堤、遊水地等と河道を仕切るために設けられる匝繞堤、河川の合流に際して流れを分離して、一方の河川がもう一方の河川に与える背水等の影響を低減するために設けられる背割堤、河川、湖沼、海において流れを導き、土砂の堆積やそれに伴う閉塞又は河川の深掘れを防ぐために設けられる導流堤については、必要に応じて模型実験や水理計算等の検討を行い、それぞれの設置目的に応じて十分な機能を発揮する安全な構造を個別に定めるものであるため、本節の適用外とする。

<標準>

本節は、流水が河川外に流出することを防止するために設ける堤防について適用する。

2. 1. 2 用語の定義

<標準>

次の各号に掲げる用語の定義は、それぞれ以下に示す。

- 一. 土堤 盛土により築造された堤防
- 二. 特殊堤 全部若しくは主要な部分がコンクリート、鋼矢板若しくはこれに準ずるものによる構造で盛土の部分がなくても自立する構造の堤防又はコンクリート構造若しくはこれに準ずる構造の胸壁を有する構造の堤防
- 三. 湖岸堤 湖沼において、風の吹き寄せに伴う波浪や越波等による堤内地の被害を防ぐ目的で設置される堤防
- 四. 高潮堤 高潮区間において、高潮に伴う波浪や越波等による堤内地の被害を防ぐ目的で設置される堤防
- 五. 計画堤防断面形状 河川整備基本方針で定められた計画高水流量及び計画高水位に従つて、「河川管理施設等構造令」（以下「構造令」という。）に基づき最低限確保すべき高さ、天端幅、のり勾配等を満たし、当該河川の過去の洪水実績等の経験を踏まえて定める堤防の断面形状

2. 2 機能と設計に反映すべき事項

2. 2. 1 機能

<考え方>

愛知県では沖積河川の氾濫原に人口・資産が集中しており、堤防は、人命と財産を洪水及び高潮から防御する極めて重要な河川構造物である。したがって、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用に対し、流水が河川外に流出することを防止する必要がある。すなわち、堤防に求められる機能は、護岸、水制その他これらに類する施設と一体として、河道計画で定められた計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用による侵食や浸透に対して安全な機能を有することである。また、流水による堤防への浸透を規定する条件として、降雨の浸透によって形成される堤体内の土壌水分あるいは堤体内の浸潤面の状況が重要であり、これらを考慮する必要がある。

堤防は、通常起こり得る現象である「計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用及び降雨による浸透」に対して安全に造られるべきである。但し、洪水は自然現象であるため、既往洪水による被害の実態や河川の特性を踏まえた計画規模の洪水と比較して、継続時間が著しく長いもの等が発生しないとは限らない。そのため、このような考え方に基づき造られた堤防が計画高水位以下の洪水に対して絶対的な安全性を有するものではないことに留意すべきである。

常時においては、堤防の築造や嵩上げ及び腹付けに伴う堤防の自重増加による基礎地盤の沈下、変形及びすべり破壊等に対して安全であることが求められる。

地震時においては、堤防に変形又は沈下が生じた場合においても、河川の流水の河川外への越流を防止する機能を有することが求められる。加えて、地震時には津波が発生する可能性があり、津波来襲時に計画津波の遡上により流水の河川外への越流を防止する機能を有することが求められる。

また、洪水等による被害を軽減するものとして水防活動等の緊急措置が実施されることも多いことから、堤防には、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用及び降雨による浸透に対して安全であることに加えて、洪水時及び高潮時等に巡視、応急復旧活動及び水防活動が実施されることにも留意が必要である。

<必須>

堤防は、護岸、水制その他これらに類する施設と一体として、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用による侵食及び浸透並びに降雨による浸透に対して安全である機能を有するよう設計するものとする。また常に自重による沈下及びすべり破壊等に対して安全であるとともに、地震時に流水が河川外に流出することを防止する機能を有するよう設計するものとする。

2. 2. 2 設計に反映すべき事項

<考え方>

堤防に求められる機能を有するように設計する際、堤防の歴史的な経緯を踏まえることが重要である。すなわち、堤防は長い歴史の中で大洪水に遭遇して危険な状態になることを経験すると、その後順次嵩上げ及び拡幅等を実施することにより強化を図ってきた構造物である。また、時代によって築堤材料や施工法が異なるため、堤体の強度が不均一であること及びその分布が不明であること並びに基礎地盤自体が古い時代の河川の作用によって形成された地盤であり、極めて複雑であること等の特性を有していることを踏まえておく必要がある。

堤防は、複雑な基礎地盤の上に築造された連続した長大構造物であり不同沈下が起きやすいことから、不同沈下に対する修復が容易であること、基礎地盤と堤体、拡幅等行った場合の旧

堤と新堤並びに堤体内に設置する横断工作物と基礎地盤及び堤体との一体性及びなじみが必要であること、必要に応じて堤防を強化する場合があるため、嵩上げ及び拡幅等の機能増強が容易であること並びに洪水や地震に遭遇して堤防が損傷した場合に復旧が容易であり所要工期が短いこと等を踏まえて、設計することが求められる。なお、堤体内に堤体材料とは異なる材料や工作物が含まれると、その境界に水ミチが発生しやすくなり堤防の弱部となる可能性があるので、堤体材料とは異なる材料や工作物を設置する場合は堤防の安全性や河川管理上、最低限必要と認められるものに限られるべきである。

また、堤防は局所的な安全性が一連の堤防全体の安全性を規定する長大構造物である。新設の堤防では堤体材料を適切に選定することができるが、既設の堤防はその歴史的な経緯から堤体材料の強度が不均一である。さらに、新設・既設に関わらず、基礎地盤自体は極めて複雑であり、これらの性状を地質構成の連続性を含めて詳細に把握することは困難であるため、基礎地盤や堤体の構造及び性状の調査精度が必ずしも高くない。そのため、基礎地盤及び堤体の不均質性の影響が大きいこと等の実情を踏まえて、設計することが求められる。

加えて、河川は多様性に富んだ自然環境を有しており、堤防自体が自然環境の一部を形成するとともに、地域の中においても良好な生活環境の形成に重要な役割を担うことから、環境及び景観との調和が求められる。また、材料や構造物そのものの劣化がしにくく耐久性が必要であること、限られた人員と費用で長大な延長を持つ堤防の安全性を確保することから維持管理が容易であること及び材料の確保の容易さや施工がし易いことが求められるとともに、築堤等により沿川地域の社会基盤を大きく改変すること等、事業実施による地域への影響を考える必要があること、維持管理も含めた経済性が良いこと並びに「川の365日」を意識した健康づくりやふれあい及び交流の場として公衆の利用が求められること等についても設計に当たって考慮することが求められる。

＜標準＞

堤防は複雑な基礎地盤の上に築造され、過去の被災に応じて嵩上げ及び拡幅等の強化を重ねてきた歴史的な構造物であることを踏まえ、以下の項目を検討し、設計に反映するものとする。

- ・不同沈下に対する修復の容易性
- ・基礎地盤及び堤体との一体性及びなじみ
- ・嵩上げ及び拡幅等の機能増強の容易性
- ・損傷した場合の復旧の容易性
- ・基礎地盤及び堤体の構造及び性状に係る調査精度に起因する不確実性
- ・基礎地盤及び堤体の不均質性に起因する不確実性

その他、設計に当たっては、環境及び景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、事業実施による地域への影響、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮するものとする。

2. 3 堤防の材質と構造

<考え方>

堤防の材質と構造は、構造令に基づき土堤が原則である。これは、土堤が歴史的な経緯の中で、工事の費用が比較的低廉であること、材料の取得が容易であり構造物としての劣化現象が起きにくいこと並びに堤防に求められる機能及び設計に反映すべき事項等を満足してきたとみなすことができるためである。

土地利用の状況その他の特別の事情によりやむを得ないと認められる場合には、特例的に特殊堤とすることができます。中でもいわゆる自立式構造の特殊堤は特例中の特例と考えるべきであり、都市河川の高潮区間等において限定的に設けられている。特殊堤においても、土堤と同様に「2.2 機能と設計に反映すべき事項」を満足することを確認する必要があり、土堤とは異なる構造であることを踏まえた維持管理を適切に行うことが重要となる。

<必須>

堤防の材質と構造は、構造令に基づき土堤とする。

ただし、土地利用の状況その他の特別の事情によりやむを得ないと認められる場合には、特殊堤とすることができます。

2. 4 設計の基本

<考え方>

本節でいう設計とは、計画堤防断面形状を確保した上で安全性能の照査を行い、必要に応じて強化工法の検討を行うまでの一連の作業の流れをいう。また、本節でいう強化とは、計画堤防断面形状を有する堤防において、安全性能の照査の結果が安全性能を満足しない場合に、安全性能を満足させるための対応をいう。

構造令では、土堤の断面形状（堤防の高さ、天端幅及びのり勾配等）の最低基準を河川の規模（流量）等に応じて規定する、いわば形状規定方式を基本としている。これは、堤防が洪水による被害を経験するたびに嵩上げ及び拡幅等を繰り返して築造されてきたこと並びに基礎地盤の構造が複雑で完全に把握することはできないといった不確実性を内在する中で、断面形状を既往の被災経験と実績をもとに設定することが合理的であると考えられてきたことによるところが大きい。さらに、場所によって堤防の断面が異なると住民に不安を与えることになることも形状規定方式がとられてきた背景のひとつと考えられる。このように、土堤による形状規定方式に基づく堤防の設計は、簡便で極めて効率的で、長年の経験を踏まえたものであり、堤防整備の基本として十分な役割を果たしてきた。

一方、形状規定方式に基づく堤防の設計手法が、堤防の安全性について所要の性能を満足するかどうかを確認する手法として限界を有していることも事実であり、既往の被災事例をみても、計画高水位以下の流水において、のりすべり等安全上問題となる現象が数多く発生している。そのため、形状規定方式で整備されてきた土堤の強化が必要とされ、その必要性や優先度、さらには対策工法を検討するために、堤防の設計においても一般の構造物の設計法と同様、外力と耐力の比較を基本とする設計法（安全性照査法）を導入することが、その前提となる工学的手法が進展する中で求められてきた。

以上の考えから、堤防の断面形状については従来の考えを踏襲しつつ、堤防の耐侵食性能及び耐浸透性能に関しては、その性能毎に水理学的あるいは土質力学的な知見に基づく安全性能の照査法を用いた堤防設計法を導入してきたところである。これは、経験に基づき設計する形状規定方式と理論に基づき安全性能を照査する手法を組み合わせて、前者で設計することを基本とし、堤防の信頼性を高めるために必要に応じて後者により安全性能を照査するものであり、安全性能の照査だけで設計を行うことにはならないことに留意する必要がある。すなわち、安

全性能の照査は、安全性能を満足しているかどうかの判断と、安全性能を満足させるための強化という局面において用いるものである。

このような堤防設計法の考えに基づき、これまで安全性能の照査を実施してきたところであるが、今なお基礎地盤及び堤体の構造及び性状を正確に把握する適切な手法がないこと並びに基礎地盤及び堤体内の複雑な浸透水の流れを正確に把握することが困難であること等、力学的に未解明な部分が残されており、技術的な判断を経験に依存せざるを得ない部分も多いなど、安全性能の照査においても様々な不確実性が内在せざるを得ない状況であり、現状の技術では堤防の弱部の合理的な評価及び洪水に対する堤防の縦断的な安全性の評価を的確に実施することは困難な状況にある。今後、堤防の弱部をより一層的確に把握し、必要な強化を図るために、安全性能の照査法等の評価技術の精度及び信頼性の向上を図り、指標化に向けた更なる検証及び強化対策への活用手法の確立等、既存技術と連携して堤防の安全性をさらに高めていくための研究及び技術開発に取り組んでいく必要がある。

また、堤防の安全性及び耐久性は、設計のみならず使用材料や施工の良し悪し及び維持管理の程度に大きく依存する。このため、設計に当たっては設計で前提とする使用材料の品質、施工及び施工管理の条件並びに維持管理の方法を定め、これらを考慮する必要がある。例えば、土堤の設計においては、安全性等を確保する観点から、使用する材料、締固め方法及び締固め度等の施工における具体的な方法並びに管理基準値を定める必要がある。また、維持管理については、点検の頻度及び方法並びに出水時及び地震時にどのような手段で調査を行うか等を定め、設計で考慮する必要がある。

<必 須>

堤防の設計に当たっては、土地利用の状況その他の特別の事情によりやむを得ないと認められる場合を除き、土堤による形状規定方式に基づく計画堤防断面形状の設定を行うものとする。

さらに計画堤防断面形状を満たした上で、堤防に求められる機能を踏まえ、設計の対象とする状況と作用に応じた安全性能を設定し、照査によりこれを満足することを確認しなければならない。必要な場合は強化工法の検討を行うものとする。

また、設計に当たっては、設計で前提とする締固め度等の施工条件及び維持管理の条件を設定するものとする。

<推 奨>

堤防の維持と強化は、様々な規模の洪水等を経験しながら極めて長期的に続くものであることを踏まえ、点検、維持、管理及び被災後の堤防強化等の対応に活用することができるよう、堤防の設計、施工、強化及び復旧の検討における安全性の確認結果や対策工の設計及び施工結果の随時更新及び保存に努める。

<推 奨>

基礎地盤及び堤体の不均質な構造及び性状に由来する不確実性を低減するための調査及び検討並びに実現象を踏まえた堤防の破壊及び変形メカニズムを反映した解析手法等、更なる研究や技術開発に取り組み、それらによる知見の蓄積を踏まえ、設計及び強化に当たって活用可能な技術を積極的に取り込んでいくことが望ましい。

2. 5 堤防の高さの設定

<考え方>

堤防は計画高水流量以下の流水を越流させないよう設けるべきものであり、堤防の高さの設定に当たっては、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）を本手引き計画編により設定

する。これに加えて、洪水時及び高潮時等における風浪、うねり及び跳水等による一時的な水位上昇への対応、巡視、水防活動を実施する場合の安全の確保並びに流木等流下物への対応等その他の種々の要素をカバーするために、構造令で定める値を構造上の余裕として加えるものである。また、堤防の高さは、上下流及び左右岸の堤防の高さとの整合性が強く求められる。ここで、構造上の余裕は、堤防の構造上必要とされる高さの余裕であり、計画上の余裕は含まないものである。

また、堤防を設ける場所は一般に地盤条件が悪い箇所が多く、また堤体自体の圧縮もあるため、堤防の沈下は通常避けられない。そのため、堤防を築造するときには、沈下相当分の高さを余盛として構造上の余裕に增高して施工することが一般的である。余盛は、施工上の配慮として行うものであり、計画上の堤防の高さには含まないものである。

湖沼及び高潮区間の堤防においては、構造令に基づき、計画高水流量に応じて定める構造上の余裕の他、波浪の影響を考慮して高さを決定することとなる。波浪の影響には、台風等の強風により生じる風浪や沖合から来るうねりがある。水面積の大きい湖沼等計画高水流量が定められていない湖沼の湖岸堤の高さについては、計画高水位（このような湖沼のうち、例えば浜名湖等、高潮の影響を受ける湖沼の区間にあっては計画高潮位）に波浪の影響を考慮して必要と認められる値を增高するものである。また、計画高水流量の定めのない湖岸堤の計画高水位は、湖への流入量と流出量で定まる平均水位をもとに定めている場合が多いため、風浪に加えて、岸に吹き寄せられて水位が上昇する吹き寄せ及び副振動（セイシュ）を必要に応じて考慮する必要がある。なお、高潮堤の場合、吹き寄せ及び副振動（セイシュ）による影響は、計画高潮位の設定の際に潮位偏差として含まれている。

また、津波区間の堤防においては、構造令に基づき、上述の湖沼及び高潮区間の堤防における增高に加えて、計画津波水位に河口付近の海岸堤防の高さを考慮して必要と認められる値を加えた値を下回らないよう設定するものである。

その他、支川と本川の合流点に逆流防止施設（通常は水門）を設けない場合における支川の背水区間の堤防（以下「バック堤」という。）については、本川に面する堤防と一連のものとして同一区域の氾濫を防止する機能を有し、しかも当該区間における洪水の継続時間は本川の背水ないし逆流によって本川と同程度若しくはそれ以上であるため、背水区間の堤防の構造設計においてはこれに留意する必要がある。そのため、バック堤の堤防の高さは、構造令に基づき少なくとも本川の堤防の高さを下回ってはならないものである。なお、合流点に逆流防止施設を設けて本川背水位が支川へ及ぶのをしゃ断できる場合の支川堤防（以下「セミバック堤」という。）の高さについては本川の計画高水位に支川の計画高水流量に応じた構造上の余裕を加算し、自己流堤の高さについては支川の計画高水位に支川の計画高水流量に応じた構造上の余裕を加算するものである。

＜必 須＞

堤防の高さは、河道計画において設定される計画高水位に、構造令で定める値を加えたもの以上とする。

湖沼、高潮区間又は津波区間の堤防の高さは、構造令に基づき定めるものとする。

＜例 示＞

堤内地盤高が計画高水位より高い、いわゆる掘込河道の区間にあっては、所定の余裕高を持たない低い堤防を計画することがあるが、一般に計画の規模が小さく、計画を超える洪水の頻度が高い河川の掘込河道の区間においては、越水被害を極力小さくする配慮が特に必要となる場合がある。以下、構造令第20条第1項におけるただし書きの運用について例示する。

- ①掘込河道の場合であっても、溢流部を特定させるのを避けるため、又は管理用通路の設置や官地の明確化等のため、河岸にはある程度の盛土部分があることが望ましい。このような場合には、一般に0.6m程度の構造上の余裕を確保するものとされている。
- ②背後地が人家連担地域である場合は、計画高水流量に応じ所定の構造上の余裕を確保することが多い。
- ③掘込河道部分に構造上の余裕を設けることは築堤河道部分に計画以上の負担を課することとなるので、このような場合には、構造上の余裕を状況に応じ0~0.6mとする。
- ④内水による氾濫の予想される河川において、構造上の余裕のための盛土がかえって内水被害を助長すると考えられる場合は、構造上の余裕を0~0.6mとする場合が少なくない。この他、小河川については、構造令第76条及び構造令施行規則第36条第2号に定める小河川の特例がある。

2.6 断面形状の設定

<考え方>

計画堤防断面形状の設定に当たっては、まず堤防整備区間を対象として河道特性又は洪水氾濫区域が同一若しくは類似する区間（以下「一連区間」という。）を設定し、堤防の高さ、天端幅及びのり勾配を定める必要がある。一連区間の境界は、支派川の分合流箇所又は山付き箇所に設定することを基本とするが、河川の特性、地形地質、堤内地の状況（地盤高等）及び想定される氾濫形態等も考慮して分割するものである。また、堤防の断面形状は、上下流及び左右岸の堤防の断面形状との整合性が強く求められる。

堤防の高さについては「2.5 堤防の高さの設定」に基づき設定する。

天端幅については、土堤の場合は浸透水に対して必要な堤防断面幅を確保するためのしかるべき幅を確保する必要がある他、堤防の天端は管理用通路として使用されるだけではなく、散策路や高水敷へのアクセス路として広く利用されており、それらの機能増進及びバリアフリー化の推進、あるいは洪水時等の巡視、応急復旧活動及び水防活動における円滑な車両通行の確保並びに地震災害時等の河川水利用等を考慮し、構造令に基づき可能な限り広く設けるべきである。

また、湖沼、津波区間又は高潮区間の堤防及び特殊堤においても、日常の河川巡視、洪水・高潮時の河川巡視、水防活動並びに地震発生後の河川工作物点検等のために、堤防には管理用通路を設ける必要があり、一般には管理用通路は堤防天端に設けられることから、天端幅の設定に当たっては、管理用通路としての必要最小幅を構造令に基づき設けるものである。

その他、バック堤については、構造令に基づき本川の天端幅を下回ってはならないものである。なお、セミバック堤及び自己流堤の天端幅については、構造令に基づき支川の計画高水流量に応じて定まる天端幅が最低基準となり、セミバック堤の天端幅は、当該区間の状況に応じて支川の堤防の天端幅と本川の堤防の天端幅との間の適切な幅とする必要がある。

のり勾配については、土堤の場合は流水及び降雨の浸透に対して安定させるための観点から決まるものである他、過去の経験又は実験等から、構造令では2割より緩い勾配とし、一定の高さ以上の堤防については必要に応じ小段を設けることとなるが、小段は降雨の浸透をむしろ助長する場合があり、浸透面からみると緩やかな勾配の一枚のりとした方が有利なこと、除草等の維持管理面及び公衆の利用を促進する面からも、のり面は緩やかな勾配が望まれていること等を考慮する。のり勾配は構造令から定まる最低限確保すべき断面形状を包絡するような緩い勾配とした一枚のりの台形断面として設定するが、堤防のすべり安全性を現状より下回らないという観点から、堤防敷幅は最低でも小段を有する断面とした場合の敷幅より狭くならないようにする。ただし、従来より小段を設ける計画がないような高さの低い堤防に関してはこの限りではない。また、既存堤防において小段が兼用道路として利用されている等の理由から一

枚のりにすることが困難な場合には、必ずしも一枚のりとする必要はないが、雨水排水が適確に行われるよう対処することが必要である。

また、堤防の安定を図るため必要がある場合には、堤防の裏側に側帯を設けることとなる。

なお、既設の堤防の拡築又は新堤の整備において段階的に築造する場合は、計画堤防断面形状の高さと段階的な整備における堤防の高さとの差に相当する値を計画高水位から差し引いた高さの水位を計画高水位とみなして、この節の規定を適用することとなる。その際、必要な高さのみを有し計画堤防断面形状の天端幅やのり勾配が不足した堤防（いわゆるカミソリ堤）は設けるべきではない。

<必 須>

土堤の断面形状は、計画堤防断面形状を設定し、これを有するものとする。

<標 準>

計画堤防断面形状ののり面は、一枚のりを基本とする。

<推 奨>

堤防ののり面は表裏のりとともにのり勾配が3割より緩い勾配とし、一枚のりの台形断面として設定することが望ましい。

2. 7 安全性能の照査等

2. 7. 1 設計の対象とする状況と作用

<考え方>

安全性能の照査は、常時、洪水時、地震時、高潮時及び風浪時について実施する。常時、洪水時及び地震時については全ての堤防において照査する必要があるが、これに加えて、高潮堤の場合には高潮時、湖岸堤の場合には風浪時について照査するものとする。

設計の対象とする作用については、自重として堤体の自重、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用として流水による侵食及び浸透、降雨による浸透、地震動として河川構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動（以下「レベル1地震動」という。）及び対象地点において現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動（以下「レベル2地震動」という。）並びにその他の作用として土圧、水圧の他、常時には降雨の影響、地震時には必要に応じて津波による侵食及び越波、高潮時には波浪による侵食及び越波並びに風浪時には風浪による侵食及び越波並びに吹き寄せによる水位上昇等が考えられ、設計の対象とする堤防の状況に応じて適切に組み合わせて設定する。

常時に対象とする作用の組合せは、自重及びその他の作用（土圧、水圧、降雨等）とする。

洪水時に対象とする作用の組合せは、自重、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用、降雨による浸透及びその他の作用（土圧、水圧等）とする。

地震時に対象とする作用の組合せは、自重、地震動及びその他の作用（土圧、水圧並びに必要に応じて津波による侵食及び越波等）とする。

高潮時に対象とする作用の組合せは、その他の作用（波浪による侵食及び越波等）とする。

風浪時に対象とする作用の組合せは、その他の作用（風浪による侵食及び越波並びに吹き寄せ及び副振動（セイシュ）による水位上昇等）とする。

<標準>

安全性能の照査に当たっては、設計の対象とする状況と作用を次の表のように設定し、これを踏まえて安全性能の照査事項を設定することを基本とする。常時、洪水時及び地震時については全ての堤防において設定し、これに加えて、高潮堤の場合には高潮時、湖岸堤の場合には風浪時について設定することを基本とする。

堤防の状況	作用
常時	自重 その他の作用（土圧、水圧、降雨等）
洪水時	自重 計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用 降雨による浸透 その他の作用（土圧、水圧等）
地震時	自重 地震動 その他の作用（土圧、水圧、必要に応じて津波による侵食及び越波等）
高潮時	その他の作用（波浪による侵食及び越波等）
風浪時	その他の作用（風浪による侵食及び越波、必要に応じて吹き寄せ及び副振動（セイシュ）による水位上昇等）

2.7.2 土堤の安全性能の照査

(1) 安全性能の照査事項

<考え方>

土堤における安全性能の照査に当たっては、以下の安全性能毎に、照査条件として適切な河川の水位（波形）を設定の上、作用に対して安全性能を満足するように設計する必要がある。
(表 1-2-1 参照)

① 常時の健全性の照査

新堤の築造又は既設堤防の嵩上げ若しくは腹付けを軟弱地盤上に行う場合は、基礎地盤の強度不足によるすべり破壊又は基礎地盤の圧縮性が大きいことによる過大な沈下が生じ、洪水等の外力による作用を受けずとも、堤防の自重により堤防の健全性が損なわれる可能性があるため、常時の健全性の照査を行う必要がある。さらには堤防の自重により盛土側方地盤の沈下、隆起及び側方変位等を生じ周辺地盤に影響を与える可能性もあるため、必要に応じて周辺地盤への影響について照査を行う。

常時の健全性の照査としては、常時のすべり破壊に対する安定の照査、沈下の照査を行うものである。

照査を行う際の河川水位は、通常想定される水位とする。なお、沈下等に伴う降雨排水の集中により、雨裂（以下「ガリ」という。）が生じる可能性があるため、雨水排水の集中状況の確認を行う必要がある。

② 耐侵食性能の照査

計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用による土堤の侵食については、流水のせん断力による堤体表面の直接侵食及び洗掘、洪水時の主流路の移動による側方侵食並びに護岸及び水制等の洗掘被災が生じる可能性がある。これら

の現象によって計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用に対し安全な機能が失われる可能性があるため、耐侵食性能の照査を行うものである。

照査を行う際の河川水位は、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）とし、中小洪水時の河岸の耐侵食性能の検討等に当たっては、必要に応じてそれ以下の規模の洪水時の水位設定を加える必要がある。

③ 耐浸透性能の照査

計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用による土堤の浸透については、基礎地盤及び堤体への流水及び降雨の浸透により土のせん断強度が低下し、堤防のすべり破壊に対する安全性が低下する。また、浸透水の動水勾配が大きくなると、浸透力により土粒子が移動して、パイピング破壊が発生する可能性がある。これらの破壊現象によって、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用及び降雨による浸透に対し安全な機能が失われる可能性があるため、耐浸透性能の照査を行うものである。

照査を行う際の河川水位は、計画降雨に基づき設定した水位波形とする。

④ 耐震性能の照査

地震動の作用による基礎地盤及び堤体の液状化により堤防が沈下することによって流水が堤内地に侵入し、被害が発生する可能性があるため、地震動の作用により堤防に沈下が生じた場合においても、河川の流水の河川外への越流を防止する機能を保持することを照査するものである。なお、津波区間においては沈下後の堤防に対し計画津波の遡上により流水が河川外へ越流することを防止する機能を保持することを照査する。

照査を行う際の河川水位は、通常想定される水位とする。

⑤ 波浪等に対する安全性の照査

高潮時及び風浪時の波浪並びに計画津波水位以下の津波に伴い、堤防表のり面における波の打ち寄せによる侵食に加え場合によっては堤内地への越波を生じ、堤内地の浸水及び堤防裏のり面が洗掘することにより堤防の安全性が損なわれる可能性があるため、侵食及び越波に対する確認及び照査を行うものである。確認及び照査を行う際の河川水位は、高潮時は計画高潮位、風浪時は計画高水位又は風浪が最も発達する時の河川水位が計画高水位より低いことが明らかな場合には、必要に応じて風浪が最も発達する時の河川水位又は津波発生時は計画津波水位とする。

なお、風浪時において湖沼の流入量と流出量の収支で河川水位を評価する場合には、吹き寄せ及び副振動（セイシュ）による水位上昇の影響を必要に応じて考慮する。

表 1-2-1 土堤の安全性能の照査項目と設計の対象とする作用及び河川水位

堤防の状況	照査項目	作用	河川水位
常時	常時の健全性（常時のすべり破壊に対する安定、沈下） 雨水排水による侵食	自重 その他の作用（土圧、水圧、降雨等）	通常想定される水位
洪水時	耐侵食性能（直接侵食、側方侵食） 耐浸透性能（すべり、パイピング）	自重 計画高水位（高潮区間ににおいては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用（侵食作用、浸透作用） 降雨による浸透 その他の作用（土圧、水圧等）	（侵食作用）計画高水位及び必要に応じそれ以下の規模の洪水時水位 （浸透作用）計画降雨波形に基づき設定した水位波形
地震時	耐震性能（液状化による沈下）	自重 地震動 その他の作用（土圧、水圧、必要に応じて津波による侵食及び越波等）	通常想定される水位 (津波による侵食及び越波) 計画津波水位
高潮時	波浪等に対する安全性（侵食及び越波）	その他の作用（波浪による侵食及び越波等）	計画高潮位
風浪時		その他の作用（風浪による侵食及び越波等）	計画高水位 又は風浪が最も発達する時の河川水位

＜標準＞

土堤における安全性能については、計画堤防断面形状を有することを前提に、安全性能として「2.7.1 設計の対象とする状況と作用」に対し、以下の性能を設定し、照査することを基本とする。

- ① 常時の健全性
- ② 耐侵食性能
- ③ 耐浸透性能
- ④ 耐震性能
- ⑤ 波浪等に対する安全性

照査の結果、安全性能を満足しない場合には、強化工法の検討を行うことを基本とする。

照査手法は、これまでの経験及び実績から妥当と見なせる方法又は当該河川若しくは類似河川で被災等の実態を再現できる論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とする。

(2) 常時の健全性に対する照査

① 常時のすべり破壊に対する安定の照査

<考え方>

軟弱地盤においては、図1-2-1に示すように盛土高が高くなるにつれ沈下量及び隆起量は増大し、盛土荷重によるせん断力が基礎地盤のせん断抵抗を超えた場合、すべり面に沿って盛土は破壊する。

新堤の築造又は既設堤防の嵩上げ若しくは腹付けを行う場合で、それが軟弱地盤上に位置する場合には、常時のすべり破壊に対する安定を確認する必要がある。

軟弱地盤でない場合には、適切な施工が行われることを前提に、常時のすべり破壊に対する安定の照査を省略できることとしている。

なお、軟弱地盤の判定を行う際には河川土工マニュアルが参考となる。

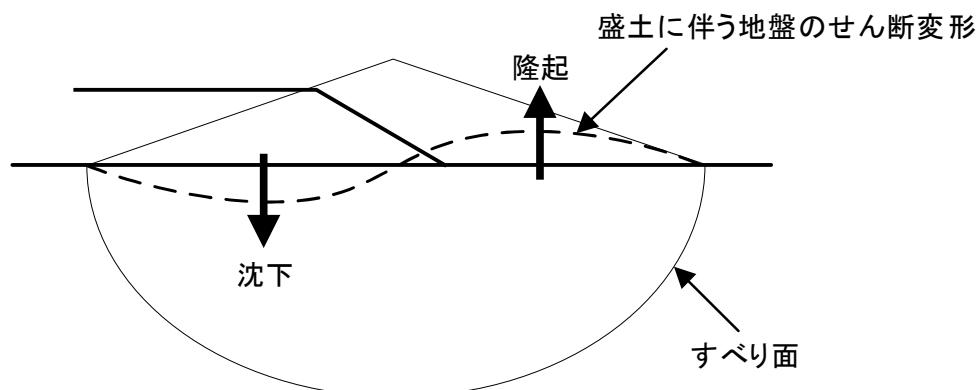


図1-2-1 基準地点模式図

<標準>

常時のすべり破壊に対する安定の照査は、すべり安全率等の許容値を設定した上で、基礎地盤及び堤体の土質等を考慮し、自重によるすべり破壊に対する安全率等を評価し、許容値を満足することを照査することを基本とする。

なお、実績等から軟弱地盤でない場合には、照査は省略できる。

② 沈下の照査

<考え方>

軟弱地盤においては、図1-2-2に示すように盛土の載荷に伴い、圧密により盛土の直下及び側方の基礎地盤に沈下が生じる。沈下を生じると堤防の健全性が損なわれる可能性があるため、沈下に対する照査を行う。さらには、基礎地盤の圧密沈下が大きくなると、周辺の地盤も一緒に沈下する現象（引き込み沈下と呼ばれる）が生じるため、周辺の土地利用と軟弱地盤の程度に応じて、周辺地盤への影響についても検討する必要がある。

堤防の沈下に対しては、余盛り高等を考慮して、沈下に対する許容値を設定し、これを超えないことを照査するものである。また、引き込み沈下に対しては、周辺への影響を考慮して堤内地盤変形の許容値を設定し、これを超えないことを照査するものである。

軟弱地盤でない場合には、盛土自体の圧縮が沈下の多くを占めることとなり、実績等による沈下量が標準的な余盛り高の範囲内に収まることから、適切な施工が行われることを前提に、照査を省略できることとしている。

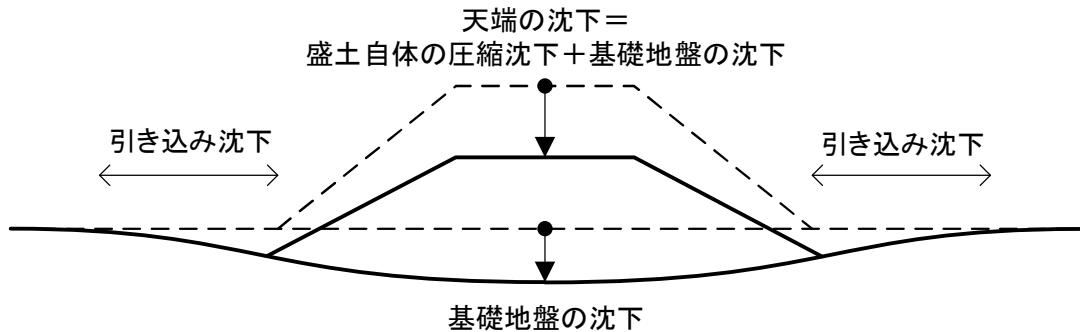


図 1-2-2 堤防の自重による沈下

＜標準＞

沈下の照査は、余盛り高を考慮した沈下量等の許容値を設定した上で、基礎地盤の圧密及び盛土の圧縮を考慮した沈下等の変形を評価し、許容値を満足することを照査することを基本とする。

なお、実績等から軟弱地盤でない場合には、照査は省略できる。

③ その他留意事項

＜考え方＞

堤防天端は、降雨の堤体への浸透抑制、河川巡視の効率化及び河川利用の促進等の観点から、河川環境上の支障を生じる場合等を除いて、舗装されていることが望ましいが、不同沈下等によって堤防の高さに不陸を生じた箇所又は橋梁の取り付け部等で縦断勾配が変化している箇所等においては、雨水排水の集中を生じやすく、堤防のり面のガリ及びのり崩れ又はのり肩の破損等が発生することがある。したがって、このような現象が発生する恐れのある箇所に対して雨水排水の集中状況を確認するものである。

なお、舗装後の堤防の沈下又は路盤の補修による天端形状の変化等に伴い、雨水に関する同様の問題が生じることもあるため、適切な維持管理が行われることが重要である。

＜標準＞

その他雨水排水の集中によりガリ及びのり崩れ等の発生を助長しない天端及びのり面の形状であることを確認する。

(3) 耐侵食性能の照査

＜考え方＞

耐侵食性能の照査は、堤防表のり面及びのり尻表面の直接侵食と、主流路（低水路）からの側方侵食及び洗掘に対して行うものである。

直接侵食については、被災実績から直接侵食が生じる堤防前面の流速を把握することが重要である。堤防前面の流速の算定に当たっては、河道の平面形及び縦横断形、床止め及び水制の配置並びに堤防近傍の樋門、樋管及び橋脚の影響を考慮する。

側方侵食については、河川定期縦横断測量成果及び航空写真等を用いて、濁筋の位置の経年変化及び水衝部の位置の変化を把握することが重要である。

洗掘については、河川定期縦横断測量成果等を用いて、最深河床高の縦断図及びその変化並びにこれら縦断図を重ね合わせ包絡することで確認できる最も洗掘された河床高の縦断図を把握することが重要である。

<標準>

耐侵食性能の照査は、過去の被災実績、護岸の設置状況及び堤防前面の高水敷幅等を踏まえた堤防のり面の侵食限界流速又は高水敷の侵食量等の許容値を設定した上で、河道の平面形及び縦横断形等を考慮し、洪水時の作用による流速又は侵食量等を評価し、許容値を満足することを照査することを基本とする。

<例示>

耐侵食性能の照査に当たって、照査外力として堤防前面の流速を設定する手法がある。洪水時の堤防前面の流速の算定に当たっては、マニングの平均流速公式若しくは一次元不等流解析で求めた平均流速に湾曲等による補正係数を乗じて算出する手法及び準二次元不等流計算若しくは平面二次元流解析等によって堤防前面の流速を直接算出する手法等がある。

洪水時に侵食される高水敷幅の設定に当たっては、河川定期縦横断測量成果及び航空写真等を用いて、一洪水で侵食される高水敷幅を横断測線毎に調べ、それらの縦断分布図を作成した上で、例えばセグメント毎に侵食幅の最大値を設定する方法がある。

最大洗掘深の設定に当たっては、河川定期縦横断測量成果等を用いて、最深河床高の縦断図を作成し、過去に記録された縦断図を重ね合わせることで、最も洗掘された河床高の縦断図から設定する方法がある。

また、洪水時に侵食される高水敷幅及び最大洗掘深については、平面二次元河床変動計算又は準三次元河床変動計算によって算定することもできる。

耐侵食性能の照査における許容値の設定には以下が考えられる。

- ① 堤防表のり面及びのり尻の直接侵食について
堤防表面の侵食耐力 > 堤防前面の流速
- ② 主流路（低水路等）からの側方侵食について
現況の高水敷幅 > 一洪水で侵食される高水敷幅
- ③ 洗掘について
堤防前面の基礎工の根入れ高 > 一洪水で洗掘される河床高

（4）耐浸透性能の照査

<考え方>

堤防の浸透破壊には、大きく分けてすべり破壊とパイピング破壊がある。すべり破壊は降雨や流水が堤体内の浸潤面を上昇させて、土のせん断強度が低下することにより生じ、パイピング破壊は、主に堤内側のり尻の基礎地盤付近の動水勾配が増加して発生する漏水や噴砂に起因し、それが拡大進行することにより生じる。

浸透破壊に至る初期の変形として、すべり破壊ではのり面若しくは小段の亀裂、陥没若しくははらみだし又は裏のりから漏る漏水若しくは裏のり尻付近の泥濘化等が生じ、パイピング破壊では裏のり尻又は裏のり尻付近の基礎地盤において漏水、噴砂若しくは盤ぶくれ並びに堤体の亀裂若しくは陥没等が生じる。

計画高潮位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水による浸透及び降雨による浸透に対する安全性能の照査としては、すべり破壊及びパイピング破壊に対する安全率等の許容値を設定し、これを超えないことを照査するものである。

<標準>

耐浸透性能の照査は、すべり破壊及びパイピング破壊に対する安全率等の許容値を設定した上で、水位波形、降雨波形並びに基礎地盤及び堤体の土質等を考慮し、すべり破壊及びパイピング破壊に対する安全率等を評価し、許容値を満足することを照査することを基本とする。

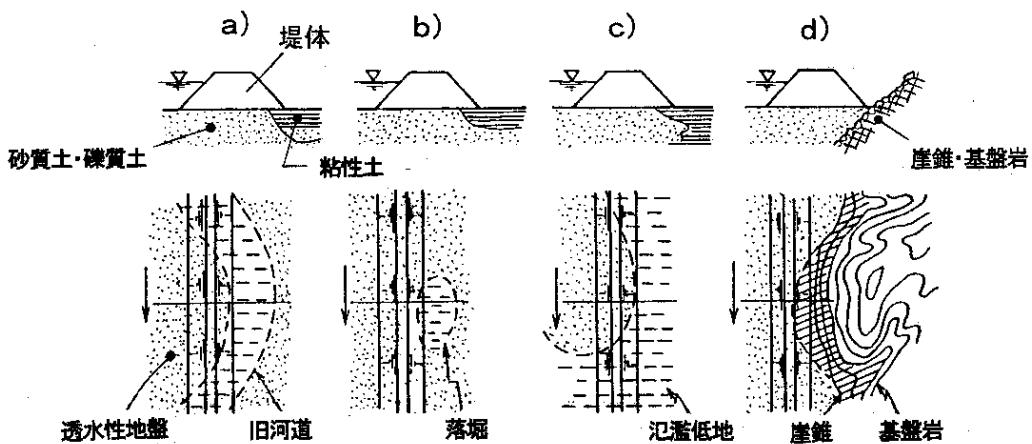
<例示>

耐浸透性能の照査に当たって、一連区間を細分区間に分割し、区間内において代表断面を設定し、のり面のすべり破壊とパイピング破壊について照査を行う手法がある。この場合、当該区間の降雨特性及び地下水位を初期条件として設定するとともに、堤体の土質構造及び土質定数を調査に基づいて適切に設定し、外力として降雨波形及び水位波形を与えて、浸透流計算と円弧すべり法による安定解析を用いて安全性を評価する等の手法がある。

<例示>

基礎地盤等の土質を考慮する際、浸透に対する安全性能に影響を与えるやすい基礎地盤を以下に例示する。

浸透が特に問題となる基礎地盤では、土質構成として透水性の異なる土質が複雑に分布する場合が多くみられる。透水性地盤において裏のり尻下に粘性土等の難透水層が分布していると、いわゆる行き止り地盤を形成し、基礎地盤の浸透水が難透水層で行き止まり、堤体内へ上昇することで堤体内的浸潤面を押し上げ、漏水又はすべり破壊が発生しやすくなる場合がある。(図 1-2-3 参照) また、裏のり尻近傍の難透水層が薄い場合には、基礎地盤からの漏水やパイピング破壊が発生しやすくなる場合がある。



	堤外側の地形	堤内側の地形
a)	旧河道・自然堤防・旧川微高地	埋積された旧河道
b)	旧河道・自然堤防・旧川微高地	落堀
c)	旧河道・自然堤防・旧川微高地	氾濫低地
d)	河床・自然堤防	崖錐・基盤岩

図 1-2-3 行き止まり型地盤の例

このような基礎地盤条件を有する箇所の有無は、堤防縦断方向の調査結果のみで類推することは一般的には難しいが、「治水地形分類図」や「土地分類図」等から類推し、詳細な調査を実施することにより判断できる場合もある。いずれにせよ堤防縦断方向の調査において透水性地盤であることが確認され、かつ相対的に透水性の低い比較的薄い土層が表層付近に存在するよ

うな地盤又は行き止まり地盤は、浸透に対しては条件の厳しい箇所と判断して差し支えがない場合が多い。

(5) 耐震性能の照査

<考え方>

耐震性能の照査は、「河川構造物の耐震性能照査指針」（以下「耐震性能照査指針」という。）に基づき、実施するものである。地震による堤防の被災は、液状化に起因するものがほとんどであるため、地震動により土堤が沈下し、流水又は計画津波等が堤内地に侵入することによって浸水が発生するか否かを照査するものである。

照査に当たっては、地震後の堤防の高さ等の許容値を設定し、地震変形後の堤防の高さ等がこれを下回らないことを確認する。照査において考慮する河川水位としては、地震と洪水が同時に生起することは極めてまれであるため、原則として平常時の最高水位とするが、河口部付近の場合は朔望平均満潮位及び波浪の影響を考慮し、津波の遡上が予想される場合は計画津波水位を考慮する。

なお、レベル1 地震動とレベル2 地震動を受けた場合の土堤の変形、沈下等の損傷状況は異なるが、土堤の耐震性能の照査においては、レベル1 地震動とレベル2 地震動のうち厳しい結果を与えるレベル2 地震動のみを考慮することとしている。

<標準>

耐震性能の照査は、平常時の流水又は計画津波等が越流しないような地震後の堤防の高さ等の許容値を設定した上で、地震動による堤体変形後の高さ等を評価し、許容値を満足することを照査することを基本とする。

<愛知県基準>

(5)-1 愛知県の耐震性能の照査の考え方

愛知県では、耐震性能の照査の考え方について、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説」（令和2年2月、国土交通省）、「河川堤防の耐震点検マニュアル」（平成28年3月、国土交通省）のほか、「河川堤防の液状化対策の手引き」（平成28年3月、土木研究所）も参考し実施することとする。

(6) 波浪等に対する安全性の照査

<考え方>

波浪の影響については、高潮時の波によるうねり及び風浪又は湖沼における風浪等による侵食及び越波について検討を行うものであり、地形による波浪の増幅及び減衰、波浪の方向、屈折、回折、反射、消波及び越波の他、堤防の構造（のり勾配又は波返工の有無等）、堤内地の利用状況（将来を含む）及び海岸等関連する他事業との調整等についても十分な配慮が必要となる。

設計の対象とする湖沼における風による吹き寄せ及び風浪については、過去の風速、風向及び水位の実績をもとにして検討を行うものである。

津波は、水位上昇の継続時間が短く浸透を考慮する必要はないが、大きな流速と流速の変動を伴うため堤体への侵食作用に対する配慮が必要となる等、洪水や高潮とは異なる外力である。また、堤防の高さと計画津波水位との差、計画津波の特性等を勘案し、津波による越波の可能性にも配慮する必要がある。

<標準>

波浪又は津波の影響を著しく受ける堤防についての波浪又は津波による侵食に対する安全性の確認は、高潮時は計画高潮位、風浪時は計画高水位又は風浪が最も発達する時の河川水位以下の流水による堤体への侵食、津波発生時は計画津波水位以下の津波による堤体への侵食に対して、過去の被災実績等を考慮し安全が確保されることを確認することを基本とする。

波浪の影響を著しく受ける堤防についての波浪による越波に対する安全性の照査は、堤内地の利用及び堤防の被災等を考慮した越波量等の許容値を設定した上で、堤防の断面形状を考慮した計画高潮位等と設計の対象とする波浪によるうちあげ高及び越波量等を評価し、許容値を満足することを照査することを基本とする。

津波の影響を著しく受ける堤防についての津波による越波に対する安全性の確認は、堤防の高さと計画津波水位との差、計画津波の特性等を確認することを基本とする。

<例示>

波浪等に対する安全性の照査は、高潮時又は風浪時に、堤防が越波による損傷を生じないこと（計画高潮位等+波浪による有義波のうちあげ高≤堤防の高さ、越波量≤許容越波量）等により許容値を設定し、設計の対象とする波浪によるうちあげ高又は越波量等がこれを超えないことを照査する等の手法がある。

2.7.3 特殊堤の安全性能の照査

<考え方>

市街地又は重要な施設に近接する堤防で用地取得が極めて困難な場合等においては、土堤以外の構造を採用する場合があり、都市河川の高潮区間等においていわゆる特殊堤が限定期に築造されている。

特殊堤を採用する場合は、設計の基本で示した計画堤防断面形状を定める必要はないが、当該河川における計画堤防断面形状を有する土堤と同等以上の安全性能を満足する必要がある。特殊堤の安全性能の照査として、耐震性能の照査と、耐震性能以外の安全性能の照査について以下に述べる。

①耐震性能の照査

自立式構造の特殊堤における耐震性能の照査は、耐震性能照査指針に基づき、実施するものである。レベル1 地震動に対しては、地震によって特殊堤としての健全性を損なわなければかを照査するものである。レベル2 地震動に対しては、堤内地盤高が平常時の最高水位よりも低い地域の自立式構造の特殊堤については、地震によりある程度の損傷が生じた場合においても河川水が堤内地に侵入することによって浸水等の二次災害を発生するか否かを照査し、それ以外の地域の自立式構造の特殊堤については、地震後に特殊堤としての機能が応急復旧等により速やかに回復できるか否かを照査するものである。

胸壁を有する構造の特殊堤については、土堤の耐震性能の照査が参考となる。

②耐震性能以外の安全性能の照査

照査事項及び照査方法等については、個別に適切な方法を用いて設計を行う必要がある。自立式構造の特殊堤については、滑動及び転倒に対する安全性についても照査する必要があり、胸壁を有する構造の特殊堤については、土堤の安全性能の照査が参考となる。

<標準>

特殊堤を採用する場合には、計画堤防断面形状を有する土堤と同等以上の安全性能を満足することを照査することを基本とする。

1) 耐震性能の照査

耐震性能の照査に当たっては、レベル 1 地震動に対して地震によって特殊堤としての健全性を損なわないことを照査し、レベル 2 地震動に対して特殊堤としての機能を保持する、あるいは特殊堤としての機能の回復が速やかに行い得ることを照査することを基本とする。

2) 耐震性能以外の安全性能の照査

個別に適切な照査事項と照査方法を用いることを基本とする。

2. 8 土堤の強化対策

2. 8. 1 強化工法選定の基本

<考え方>

堤防強化工法の選定に当たっては、安全性能の照査の結果、所要の安全性が確保されていないと判断される区間を堤防強化区間として設定し、過去の被災履歴、被災の原因及び堤防の現況等を踏まえ、洪水の流下に支障を及ぼさないよう河積の確保等について配慮した上で、所要の安全性を確保できる強化工法を一次選定する。

次に、「2.2.2 設計に反映すべき事項」における検討項目の観点により適切な強化工法を二次選定する。

さらに一連区間における構造の連続性及び樋門等の構造物の設置状況等を勘案し、総合的に検討を行い強化工法を決定する。その際、特定の機能に対する強化工法が他の機能を低下させないこと、構造物と堤体の境界部が弱部とならないよう留意すること並びに上下流及び左右岸の構造の連続性及び整合性について配慮することが重要である。

現在の土堤は、長い年月をかけて経験的に安全を確認してきた構造であると考えられることから、土堤の強化工法の検討に当たっては少なくとも現状での堤防の安全性を低下させない工法であることが必要であるとともに、「2.2 機能と設計に反映すべき事項」で求められる堤防の機能等が担保されることを確認できる技術的検討を経た工法であることが必要である。

<標準>

土堤の強化対策に当たっては、「2.2.2 設計に反映すべき事項」における検討項目の観点から堤防強化工法の適用性を比較及び検討し、安全性能を満足するよう適切な工法を選定することを基本とする。

<愛知県基準>

愛知県では、堤防強化工法の選定にあたっては、以下を参考としている。

河川堤防質的整備技術ガイドライン（案）

1. 概要

堤防強化工法選定にあたっては、堤防強化区間を設定し、洪水の流下に支障を及ぼさないよう、河積の確保等について十分な検討を行ったうえで、所要の安全性を確保できる堤防強化工法を一次選定する。

次に、堤防強化工法の適用性を比較・検討し、適切な工法を二次選定する。さらに、一次選定及び二次選定結果を踏まえるとともに、一連区間における構造連続性、樋門等の構造物の設置状況等を勘案し、総合的に検討を行い決定する。



図1 堤防強化工法の選定の手順

2. 堤防強化区間の設定

- ・安全性照査結果及び背後地の状況等を勘案し、所要の安全性が確保されていないと判断される区間を堤防強化区間として設定する。
- ・対象とする堤防が基本断面形状を満たしていない場合には、原則としてまず基本断面形状の確保を行う。

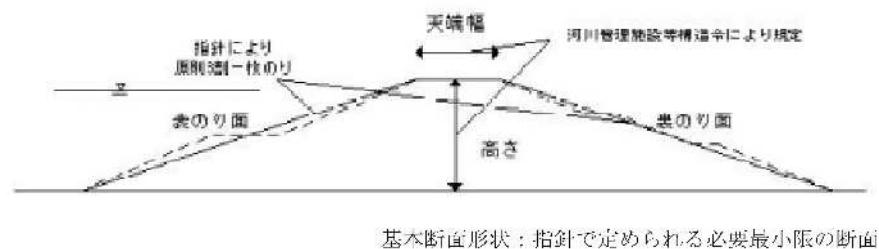


図2 基本断面形状の考え方

3. 一次選定（安全性の評価）

堤防強化にあたっては、耐浸透機能及び耐侵食機能に関する堤防強化の基本的考え方を十分に踏まえ、所要の安全性を確保できる構造となるような堤防強化工法^{※1}を選定する。

※1 堤防強化の基本的考え方

① 耐浸透機能

- ・堤体にはせん断強さの大きい材料を使用する
- ・堤体内に浸透した水及び表面水を速やかに排除する
- ・表のり面や天端等での浸透を防止する

② 耐侵食機能

- ・堤体表のり面の侵食耐力を強化する
- ・侵食外力を軽減する
- ・上記両者の複合

せん断強度の大きい材料の使用

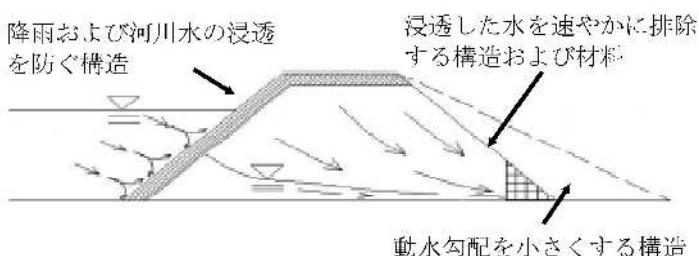
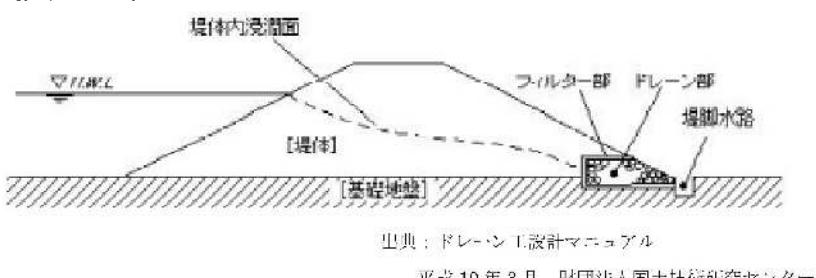


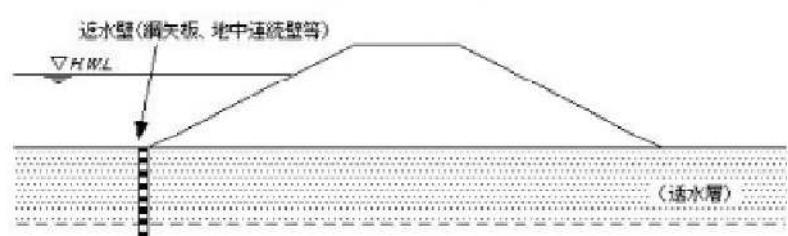
図3 耐浸透機能に関する堤防強化の基本的考え方

※2 堤防強化

① 浸透対策



【ドレーン工法】



【川表遮水工法】

図4 浸透に対する主な堤防強化工法

②侵食対策

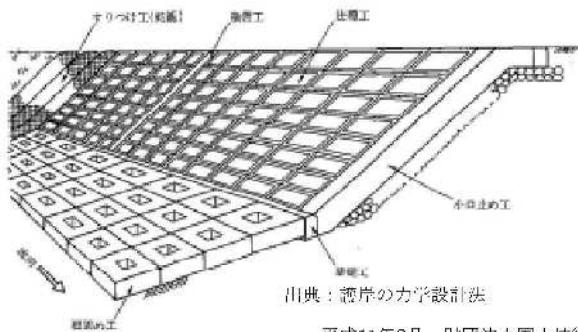


図5 侵食に対する主な堤防強化工法

4. 二次選定（適用性の評価）

一次選定した堤防強化工法について、「維持管理」、「経済性」、「施工性」、事業執行」、「堤体材料・地盤とのなじみ、構造物との関係」及び「環境・利用」の観点から適用性を評価し、適切な工法を二次選定する。

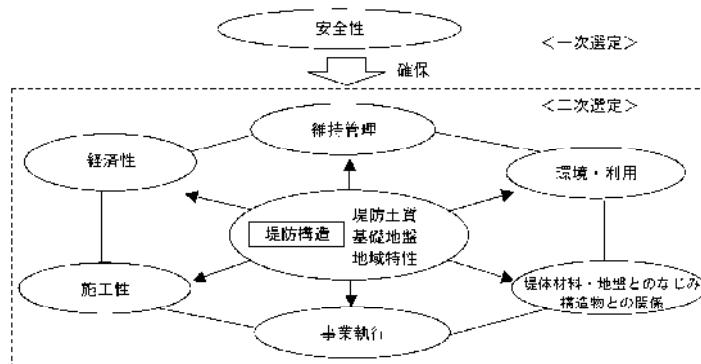


図6 適用性の評価の観点

5. 堤防強化工法の決定

堤防強化工法は、一次選定及び二次選定結果を踏まえるとともに、一連区間における構造的連続性、樋門等の構造物の設置状況等を勘案し、総合的に検討を行い決定する。

6. モニタリング

堤防強化を実施した場合は、「河川堤防モニタリング技術ガイドライン（案）」等に基づき、堤防強化工法の効果を検証するためのモニタリングを実施する。

出典：「河川堤防質的整備技術ガイドライン（案）」（平成16年6月、国土交通省）

2. 8. 2 常時のすべり破壊に対する安定及び沈下に対する強化

<考え方>

常時のすべり破壊に対する安定及び沈下に対する強化に当たっては、急激な盛土載荷による地盤沈下及び堤体の変形を緩和すること並びに地盤沈下の発生を抑制することが基本であり、これらを踏まえた工法を選定するものである。

<標準>

常時のすべり破壊に対する安定及び沈下に対する強化に当たっては、沈下による堤体への影響を緩和する工法及び沈下の発生を抑制する工法があることを踏まえ、基礎地盤の土層構造や背後地の土地利用状況等を勘案し、堤防強化工法を選定することを基本とする。

<例示>

常時のすべり破壊に対する安定に対しては、堤体への盛土載荷による影響を緩和する工法として、盛土による堤体の強度増加を図りながら段階的に堤防を盛り立てる緩速施工による対応等が考えられる。これが難しい場合には、すべりに対する工法として地盤改良等の補助工法を実施することが考えられる。

沈下に対しては、軟弱地盤における沈下の発生を抑制する工法として堤防自体の沈下抑制及び周辺への影響を緩和するために地盤改良等を実施する場合がある。

補助工法を行う場合、基礎地盤の川表側に透水性の高い軟弱地盤対策（バーチカルドレン等）を行うと洪水及び高潮時の基盤浸透で堤体内浸潤面を高める場合がある。また、基礎地盤の川裏側に透水性の低い固結工法を行うと、浸透水の行き止まりで浸潤面を高める場合があるため留意する必要がある。

雨水排水の集中に対する対策としては、天端舗装をした場合にのり面への雨水排水の集中を防止するためのアスカーブの設置、集まった雨水を排水するための排水処理施設又はのり肩の保護等適切な構造による措置を講ずることが考えられる。

2. 8. 3 侵食に対する強化

<考え方>

侵食に対する強化に当たっては、直接侵食、洗掘及び側方侵食に対して、低水路平面形の修正、高水敷の造成及び水制等により侵食外力の軽減を図ること並びに護岸等により侵食耐力の強化を図ることが基本であり、これらを踏まえた工法を選定するものである。

<標準>

侵食に対する強化に当たっては、侵食外力を軽減する方法、侵食耐力を強化する方法又は両者を適切に組み合わせる方法があることを踏まえ、河道の特性を勘案し、強化対象箇所における被災履歴及び現地の状況等に応じて、侵食の機構に応じた所要の安全性を確保できる構造となるような堤防強化工法を選定することを基本とする。

<推奨>

水制により河岸前面の流速を低減し、河岸沿いのせん断力を弱め河岸の侵食耐力以下として、護岸で覆わない盛土部分を残すことができる。水制まわりの流速低減域若しくは洗掘域を残すことで、生物の多様な生息環境確保に資する効果が期待できる場合もあるので、多自然川づくりの観点からも選択肢に加えることが望ましい。

<例 示>

① 侵食外力を軽減する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。

➤ 高水敷の造成

高水敷を造成することにより、堤防前面流速を低減し、侵食代（高水敷幅）を確保する。

➤ 水制の設置

水制の設置により、粗度効果による流速低減及び主流路を遠ざける水はね効果が見込まれ、洪水及び高潮時の侵食に対して堤防を保護する。

➤ 低水路平面形の修正

主流路を遠ざける効果及び堤防前面流速の低減効果が見込まれ、洪水及び高潮時の侵食に対して堤防を保護する。

② 侵食耐力を強化する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。

➤ 護岸の設置（のり覆工）

表面侵食耐力を増強することで洪水及び高潮時の侵食に対して堤防を保護する。なお、環境面に配慮する場合は、護岸等を覆土する手法を採用されることが多い。

2. 8. 4 浸透に対する強化

<考え方>

浸透に対する強化に当たっては、1. 降雨あるいは流水を堤防に浸透させないこと（浸透の抑制又は防止）、2. 浸透水は速やかに排水すること、3. 堤防、特に裏のり尻部の強度を増加させること（堤体のせん断強さの増加及び堤防内の動水勾配の低下）、4. 堤防断面を拡幅し、浸透路長を長くすることが基本であり、これらを踏まえた工法を選定するものである。

<標準>

浸透に対する強化に当たっては、のりすべりに対して強化する方法、パイピングに対して強化する方法又は両者を適切に組み合わせる方法があることを踏まえ、堤体と基礎地盤の土層構造を勘案し、強化対象箇所における被災履歴及び現地の状況等に応じて、浸透の機構に応じた所要の安全性を確保できる構造となるような堤防強化工法を選定することを基本とする。

<例 示>

① のりすべりに対して強化する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。

➤ 断面拡大工法

堤防断面を拡大することにより浸透路長の延伸を図り、平均動水勾配を減じて堤体の安全性を増加させる他、のり勾配を緩くすること（緩傾斜化）によりすべり破壊に対する安全性を増加させる。また、抑え盛土効果も見込めるのでパイピングに対する安全性も増加させる。

なお、旧堤拡築の場合、可能な限り裏腹付けとするものとするが、堤防の計画法線上の制約や河道断面が広く河積に余裕がある場合等は表腹付けをすることがある。

➤ ドレーン工

堤体の川裏のり尻を透水性の大きい材料で置き換え、堤体に浸透した水を速やかに排水する。また、のり尻をせん断強度の大きい材料で置き換えるため安定性が増加する。

➤ 表のり遮水工法

表のり面を難透水性材料で被覆することにより高水位時の河川水の表のりからの浸透を抑制する。

② パイピングに対して強化する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。

➤ 川表遮水工法

川表のり尻に止水矢板等による遮水壁を設置することにより基礎地盤への浸透水量を低減する。

➤ プランケット工法

高水敷を難透水性材料で被覆することにより、浸透路長を延伸させ、裏のり尻近傍の浸透圧を低減する。高水敷の造成又は低水路内の河岸侵食の軽減により、基礎地盤透水層の露出を回避することでプランケット工法と同様の効果を発現する可能性がある場合には、必要に応じて低水路法線形や河道横断形等の河道設計の修正を行うことも考えられる。

➤ 堤内基盤排水工法

基礎地盤からの浸透水を裏のり尻に鉛直方向に設置したドレンで排水することにより、裏のり尻近傍の浸透圧を低減する。

2. 8. 5 地震に対する強化

<考え方>

地震に対する強化に当たっては、過去の地震による河川堤防の大きな被害が液状化に起因する事例が多いことから、液状化の発生を抑制又は液状化による堤体や地盤の変形を抑制することが基本であり、これらを踏まえた工法を選定するものである。

<標準>

地震に対する強化に当たっては、液状化の発生を抑制する方法、液状化による基礎地盤及び堤体の変形を抑制する方法又は両者を適切に組み合わせる方法があることを踏まえ、基礎地盤及び堤体の土層構造並びに背後地の状況等を勘案し、強化対象箇所における被災履歴及び現地の状況等に応じて、所要の安全性を確保できる構造となるような堤防強化工法を選定することを基本とする。

<推奨>

強化に当たっては、侵食及び浸透等に対する安全性の確保との整合を考えると、断面拡大工法が望ましい。これが難しい場合には、耐震対策として効果のあるものを抽出し組み合わせて安全性が確保できる構造とすることが望ましい。

<例示>

① 液状化の発生を抑制する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。

➤ 抑え盛土工法

抑え盛土荷重により地盤に働く上載荷重を増し、液状化を抑制する。また、すべりに対しても盛土荷重が抵抗側に働き安定化する。

➤ 締め固め工法

充填剤の挿入や振動締め固めを行うことにより、液状化層を締め固めて液状化の発生を抑制する。

➤ 排水工法

裏のり尻ドレン等により、地震時に地下水が排水され、過剰間隙水圧の上昇を抑制することで液状化の発生を抑制する。

② 液状化による堤体や地盤の変形を抑制する工法としては、例えば以下の工法が考えられる。

➤ 固化工法

深層混合処理や薬液注入によって地盤を固化することにより、堤体のり尻の側方変位の抑制をする。

➤ 矢板工法

鋼管矢板又は鋼矢板の剛性により液状化層の側方変位を抑制する。

2.8.6 波浪に対する強化

<考え方>

波浪又は津波に対する強化に当たっては、堤防への侵食作用若しくは波力の低減又は越波の抑制若しくは越波に対する堤防の耐力強化が基本であり、これらを踏まえた工法を選定するものである。その際、接続する海岸堤防の構造を勘案し、接続部分の構造に配慮する必要がある。

<必須>

波浪又は津波の影響を著しく受ける堤防については、構造令に基づき必要に応じて措置を講ずるものとする。

<例示>

高潮区間に設置される堤防において堤内地への越波を防ぐためには、必要に応じて波返工を設けるが、波の入射角が概ね30度以上で、波高が1m程度以上の場合、若しくは概ね30度未満で1.5m程度以上の場合に波返しに対する措置が必要となる場合がある。また、越波量が延長1m当たり $0.02\text{m}^3/\text{s}$ 程度以上の場合は堤体を被覆することが考えられ、その場合、越波量は1m当たり $0.05\text{m}^3/\text{s}$ 程度以下としている。

2.9 堤防構造に関するその他の事項

<考え方>

前項までは、堤防の護岸、水制その他これらに類する施設と一体として、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用による侵食や浸透等に対して安全である機能を発揮するために、安全性能の照査を行い、その結果が安全性能を満たさない場合に安全性能を満足させるための対応を示したものである。

しかしながら、現況施設能力を上回る洪水の生起により計画高水位を超えるような事象が頻発しており、今後の気候変動の影響によってはこのような事象は更に増えることも考えられる。

これらの事象が発生した場合に対し、堤防が決壊するまでの時間を少しでも引き延ばすことにより避難までの時間の確保や氾濫被害の軽減に寄与するなどの効果を期待して、「構造上の工夫」を堤防に施す場合がある。「構造上の工夫」は、越流水の作用に対する堤防の力学的な破壊メカニズムの解析及び明確な安全基準の設定が可能な状況ないことから、現時点での堤防の設計に含むものではないが、いわゆる減災を目的に施策上実施しているものである。堤防越流に対する不同沈下等により堤防に不陸が生じるような場合等において、越流水が集中する可能性があることにも留意する必要がある。

現況施設能力を上回る洪水に対する「構造上の工夫」については、今後効果の定量化に向けた検討等に取り組むとともに、その実施により現状での堤防の安全性を低下させないことを前提に、構造物の耐久性、維持管理の容易性及び経済性等の観点から技術開発を進めていく必要がある。

<例示>

現況施設能力を上回る洪水への対応として、以下のような堤防の構造上の工夫を実施している事例がある。

- ・天端の舗装及び裏のり尻をブロック張等により補強する構造上の工夫を実施している場合がある。
- ・表のり尻から天端にかけて遮水シート及び護岸を施工している場合がある。

第3節 護岸・水制

3. 1 総説

3. 1. 1 適用範囲

<考え方>

本節は、護岸及び水制を単独あるいは組み合わせて、新設あるいは改築する場合の設計に適用する。ただし、既設の護岸及び水制の安全性能の照査にも構造形式や現地の状況等に応じ準用することができる。

護岸及び水制は、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用に対して堤防を保護する、あるいは掘込河道にあっては堤内地を安全に防護するために設けるもののほか、平均年最大流量等のある程度頻繁に発生するような洪水に対して低水路河岸の侵食や洗掘を抑制するために設けるものもある。さらに水制については良好な河川環境の保全・創出、良好な景観への改善・創出、航路維持（流路の安定）のために設けるものもある。

これらの求められる機能を満足するために、護岸や水制、さらには河床形状を制御することも機能に組み込んだ工法を組み合わせた設計を実施することも考えられ、本節はこのような構造の設計についても適用することができる。なお、越流堤覆工については本節の適用外とする。

<標準>

本節は、護岸及び水制を単独あるいは組み合わせて、新設あるいは改築する場合の設計に適用する。

3. 1. 2 用語の定義

<考え方>

護岸には、高水護岸、低水護岸、及びそれらが一体となった堤防護岸があり、主にのり覆工、基礎工（のり留工含む。以下において同じ）、根固工等から構成される。

水制には、透過水制と不透過水制があり、主に杭、コンクリートブロック、玉石、割石等で構成される。

<標準>

次の各号に掲げる用語の定義は、それぞれ以下に示す。

- 1) 高水護岸：複断面河道で高水敷幅が十分あるような箇所の堤防を、流水その他から保護することを目的として設置される護岸
- 2) 低水護岸：堤防を保護するために低水路河岸の流水による侵食を防止することや、低水路河岸の侵食や洗掘を抑制することを目的に設置される護岸
- 3) 堤防護岸：単断面河道である場合、あるいは複断面河道であるが高水敷幅が狭く、堤防と低水路河岸を一体として保護しなければならない場合の護岸
- 4) 透過水制：杭群等、流水が透過する構造のもので、水制が粗度要素となって流速を減じて洗掘を防いだり土砂を堆積させる効果を持つ構造物
- 5) 不透過水制：石積みやコンクリートブロック積みのように流水の透過度がほとんど無い水制で、水はね効果が大きい構造物

3. 2 機能

<考え方>

河川においては、洪水時の流水の作用によって堤防や河岸が侵食されると、河川管理施設

等構造令に基づき最低限確保すべき計画堤防断面形状を満足しない等、治水上危険な状態になる等の問題が生じる場合がある。

洪水時のこのような状態を回避するため、堤防の保護等を目的とする護岸及び水制には、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用に対して堤防を保護する、あるいは掘込河道にあっては堤内地を安全に防護する機能が求められる。

護岸及び水制が堤防の保護等の機能を発揮するに当たっては、護岸単独によるものほか、護岸に作用する流体力を軽減する必要がある場合には水制との組合せ、湾曲部において外岸側の河床洗掘が課題となっている場合は護岸や水制、さらには河床形状を制御することも機能に組み込んだ工法との組合せを検討し、実施することが考えられる。

また、護岸及び水制には、平均年最大流量等のある程度頻繁に発生するような洪水に対して、低水路河岸の侵食や洗掘を抑制する機能が求められる場合もある。

護岸及び水制で、低水路河岸の侵食や洗掘を抑制する機能を発揮するに当たっては、堤防の保護等に必要な高水敷が十分にある場合は、低水護岸を設置して低水路河岸位置の変化を過度に抑制するのではなく、低水路河岸位置の変化をある程度許容する河道の管理を実施することが考えられる。

水制には、良好な河川環境の保全・創出、良好な景観への改善・創出、航路維持（流路の安定）の機能が求められるものもある。

良好な河川環境の保全・創出の面からの水制の機能としては、流速の速い所や遅い所を生じさせ水生生物に対して多様な環境場をつくること、水制頭部の洗掘や背後の土砂堆積により生物や植物への多様な環境場を提供すること、ワンドの形成により洪水時に魚類の避難空間を提供すること等が考えられる。

良好な景観への改善・創出の面からの水制の機能としては、土砂の堆積を誘導し水制から水際まで自然河岸化すること等が考えられる。

航路維持の面からの水制の機能としては、流水の流下幅を狭めるように水制を設置することで、航路部の河床を低下させ、通航可能水深と航路幅を確保、維持することが考えられる。

<必須>

堤防の保護等を目的とする護岸及び水制は、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用に対して、堤防の侵食や崩壊に対する安全性を向上させること、洗掘の影響を回避・軽減させることにより堤防を保護する、あるいは掘込河道にあっては堤内地を安全に防護する機能を有するよう設計するものとする。

水制には、良好な河川環境を保全・創出する機能、良好な景観へ改善・創出する機能または船の航路を維持（流路の安定）する機能が求められるものもあり、このうち必要なものを有するよう設計するものとする。

3. 3 設計の基本

<考え方>

我が国は沖積河川の氾濫原に人口・資産が集中しており、堤防により洪水及び高潮から人命と財産を防御している。護岸及び水制、さらには河床形状を制御することも機能に組み込んだ工法は、単独あるいは組み合わせて設置されることで堤防を保護する、掘込河道にあっては堤内地を安全に防護することを主たる目的として設置される重要な河川構造物である。

護岸及び水制は、対象とする河川区間の河道の平面形及び縦横断形、河道特性、平常時及び洪水時の流況等を踏まえて堤防防護ライン等を定め、その配置計画を検討するとともに、

長期的な河道の安定や局所的な河川の変動特性を十分に考慮して設計する必要がある。

また、想定される外力に対して安全な構造とすることに加えて、動植物の生息・生育・繁殖環境と多様な河川景観の保全・創出に十分に留意して設計する必要がある。

護岸及び水制の設計に当たっては、これらを踏まえ、以下の事項について検討し、設計に反映することが求められる。

1) 基本方針

護岸及び水制の設計に当たっては、「3.2 機能」に示す事項を満足するとともに、類似河川や近隣区間での実績、過去の経験等を参考にしながら、想定される外力に対して安全な構造となるよう設計する必要がある。

堤防の保護等を目的とする護岸及び水制の設計に当たっては、対象とする河川区間の河道の平面形及び縦横断形、河道特性、平常時及び洪水時の流況、地質、土砂流送特性、河川環境等を踏まえ、長期的、局所的または広範囲の河川の変動特性を十分に考慮するとともに、護岸及び水制の特性を十分に理解した上で、所要の機能を必要最小限の施設の新設や既設施設の改築で発揮させる方策を検討し、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮して、計画高水位以下の水位の流水の通常の作用に対して、単独あるいは組み合わせて設置されることで堤防を保護する、あるいは掘込河道にあっては堤内地を安全に防護するよう設計する。

護岸及び水制の配置の検討に当たっては、自然河岸の侵食耐力等について種々の調査結果等により適切に評価し、構造物の設置の必要性について十分検討する必要がある。河岸は粘性土や砂礫質土等の種々の土質材料とそこに生育する植生により構成され、河岸そのものもある程度の耐侵食性を有し、外力の条件によっては自然河岸のままで、あるいは多少の補強により洪水時の安全を確保できる場合もある。特に、植生は地上部の葉や茎による流体力の低減、河岸表面の被覆による河岸の流水作用からの保護、根による河岸表面の直接保護（強化）等により、相当程度の河岸防護効果が期待される。また、河岸近傍の樹木についても流速の低減等により河岸防護機能が期待できる場合がある。

護岸及び水制等の工法の選定に当たっては、目的とする機能の発揮に必要な工法の最適な組合せを総合的に検討する必要がある。例えば、堤防や低水路河岸表面の侵食耐力を洪水流の作用が上回る場合には護岸を設置するが、その際、現況の高水敷幅が一洪水で侵食される恐れのある高水敷幅よりも広い等、十分な高水敷幅がある場合は高水護岸を設置する。また、高水敷幅が十分にない場合は低水護岸や高水護岸を必要に応じて設置し、単断面河道あるいは複断面河道であるが高水敷幅が狭く堤防と低水路河岸を一体として保護しなければならない場合は堤防護岸を設置する。さらに、河床の洗掘により基礎工の根入れ長が極端に大きくなると考えられる場合等は、根固工を組み合わせることにより経済的な設計とすることが重要である。

維持管理の容易性、経済性の観点等からは、護岸と水制を組み合わせることによって、護岸に作用する流体力の軽減や護岸前面の河床洗掘を抑制することで、護岸の重量等を軽減して経済的な設計とすることが考えられる。また、主として湾曲部において外岸側の河床洗掘の程度が大きく、更なる対策が必要な場合等は護岸や水制、さらには河床形状を制御することも機能に組み込んだ工法を組み合わせることにより、河床洗掘を抑制する設計としている事例がある。

これらによっても、当該河川構造物のみの設計では、洪水時の堤防の安全性の確保や良好な河川環境の保全、総合的な土砂管理等の観点から、十分に期待する効果が得られないことが想定される場合等には、河道計画や施設等の配置計画に立ち戻って、床止めの設置による

河道の安定化の検討や、河道の平面形及び縦横断形等の再設定により、再検討することが望ましい。

堤防の保護等を目的とする護岸及び水制の設計に当たり工法選定を検討する際の基本的な考え方の流れを以下に示す。

なお、この基本的な考え方の適用が困難な場合は必ずしもこの考え方に基づく必要はないが、現地条件や河道特性等も踏まえて検討することが望ましい。

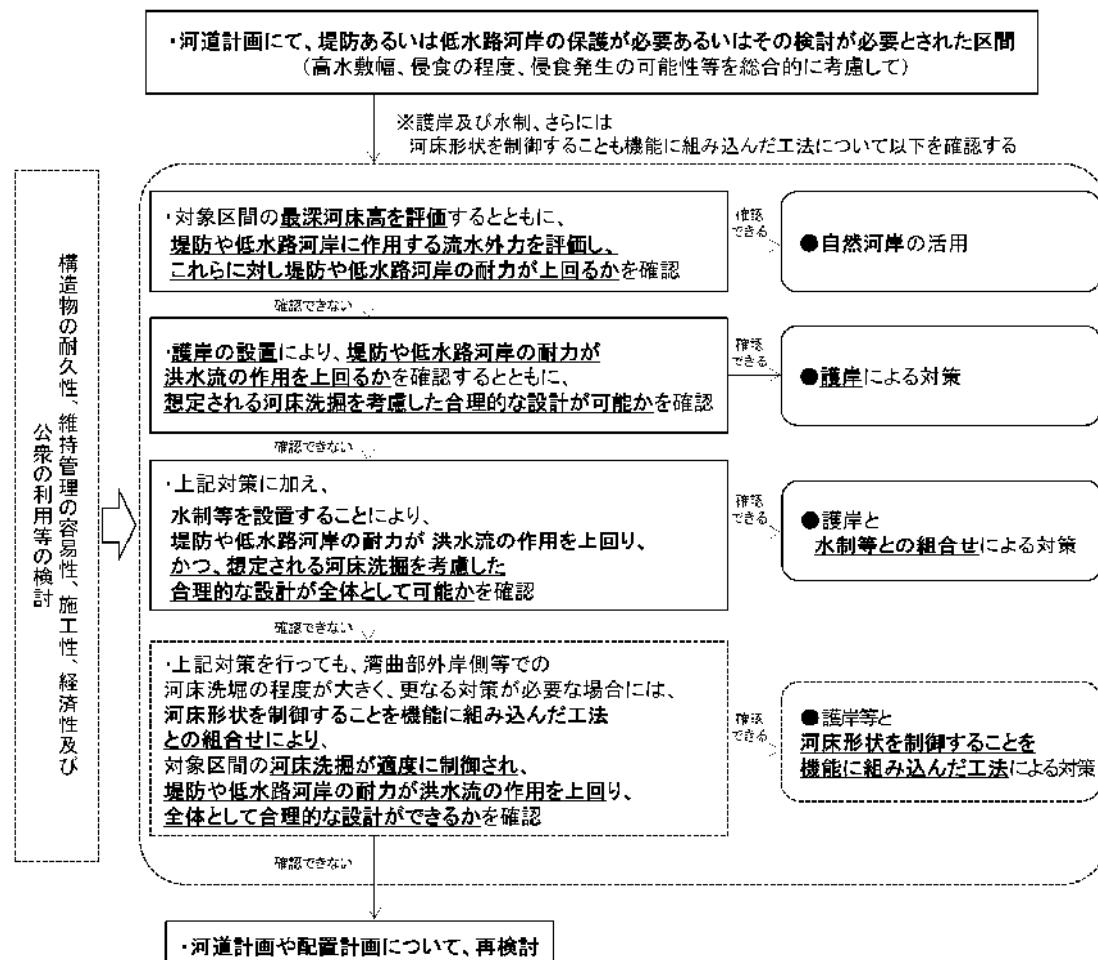


図 1-3-1 堤防の保護等を目的とする護岸及び水制の設計に当たり
工程選定を検討する際の基本的な考え方の流れ

また、平均年最大流量等のある程度頻繁に発生するような洪水に対して、低水路河岸の侵食や洗掘を抑制することが考えられる。

例えば、一洪水で侵食される恐れのある高水敷幅に対して現況の高水敷が十分な幅を有する場合には、コンクリートブロックによる低水護岸を設置して低水路河岸の変化を過度に制限するのではなく、高水敷利用の状況も考慮しつつ捨石護岸等を施工することで、平均年最大流量等のある程度頻繁に発生する洪水に対して低水路河岸を保護しつつ、計画規模相当の流量等の大きな洪水に対しては低水路河岸の位置の変化をある程度許容する河道の管理も考えられる。

水際部は生物の多様な生息環境であることから、動植物の生息・生育・繁殖環境と多様な河川景観の保全・創出のためには護岸は極力設置しない方がよいと考えられるが、護岸の設

置が必要となった場合は、必要最小限となるよう設置箇所、法線、延長を検討するとともに、環境への影響を検討し必要に応じ影響緩和策（護岸構造の変更や、淵、河畔樹木の保全等）を検討する必要がある。一方、水制はその周辺に多様な水環境を形成し、良好な河川環境の保全・創出、良好な景観への改善・創出に効果を有するので、この効果を十分活かすよう構造や配置、材質を検討する必要がある。

護岸設計の際には、自然環境への配慮として、流下能力や発生流速、潮の干満等の河道条件に応じて護岸前面への盛土や捨石、控え護岸等を検討すること、侵食や堆積で水際が変化する自然な河岸・水際部の形成等を図ること、覆土や土砂の堆積を促す護岸構造等により場の湿潤状態を維持すること、乱積みの根固工や捨石の設置等により水際部の多孔質な空間の確保や流れの多様性を形成すること等の工夫を考えられる。なお、施工時においても、注目すべき生物の生息・生育地を避けて仮設構造物を設置したり、水中施工では水生生物に対する影響について十分注意する等、環境に配慮することが望ましい。

また、景観への配慮として、覆土や前面への盛土等により護岸を極力露出させないこと、露出する場合には護岸天端等の境界を不明瞭にすること、分節して面積を小分けにすること、明度を下げること、周辺の景観と調和した適度なテクスチャーを持った素材を用いる等が考えられる。

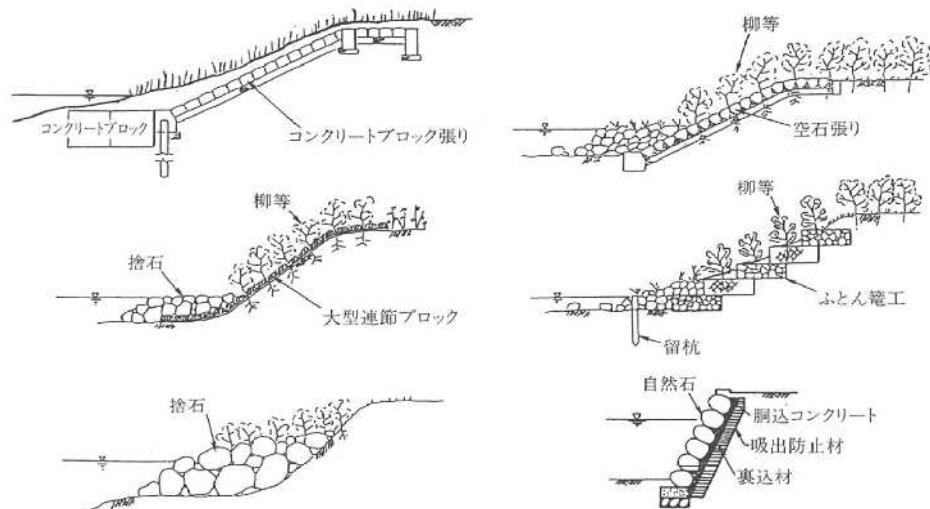


図 1-3-2 環境等に配慮した護岸の例

水制設計の際には、自然環境への配慮として、河床地形や流れの多様性を創出するために、土砂の堆積により河岸が自然の土砂と植物で覆われるよう設計すること、ワンド空間を意識的に形成する場合は、水制間に土砂が堆積して陸化しないように水制高、間隔を設定すること等が考えられる。また、景観への配慮として、水制の長さ、高さ、材料の大きさ、色彩等は周辺の景観と調和的であるようにすること、単体の工法や形状、素材にのみ、その価値を見いだすのではなく、群体としての存在、流況による水制群回りの堆積や洗掘、流れの変化を概括的に捉えて設計すること、流速の変化、渦、波紋、反射等の変化をもたらすようにすること、河川景観になじんだ貴重な風景資源として既存の水制を生かす工夫を行うこと等が考えられる。

航路維持のための水制は、中砂以下の河床材料をもつ河川を対象に設置する。砂利河川が対象にならないのは、長大水制で川幅を制御しようとすると建設費が巨大となり、また、勾

配が急であるので、確保水深を砂河川並みに維持することが困難であることから吃水深の浅い船しか通行できないからである。砂利河川の場合、河床は洪水時しか大きく変化しないので、プレジャーボート等のためには掘削を行うほうが一般に得策である。

2) 中小河川の場合の留意点

中小河川は大河川と比較して川幅が狭く単断面形状であることが多い。加えて、周辺の土地利用の制約を受けることが多いため、堤内地を安全に防護するために、護岸や水制が設置されることが多い。また、このように川幅に制約がある場合等においても、川が有する自然の復元力を活用するため、河岸ののり勾配を五分程度に立てて河床幅を十分に確保することが一般的である。

このため、水際部が河川環境や景観に与える影響が相対的に大きいので、良好な川づくりを達成する上では、その設計がとりわけ重要となる。

また、河道の長期的な安定性を確保する前提で、できる限り縦断的、横断的に自然な変化をもつ河岸・水際部になるよう、護岸及び水制等の配置を単独あるいは組み合わせて検討する必要がある。

護岸の設計の際に環境上配慮すべき事項についての考え方は、「4.3 設計の基本 1) 基本方針」で示したもののはか、のり肩・水際部に植生を持つことを基本とし、直接人の目に触れる部分を極力小さくすること、周囲の景観と調和させること、水際及び背後地を重要な生息空間とする生物が分布している場合は生息・生育空間・移動経路として生物が利用できるよう配慮することが望ましい。具体的には、河岸樹木等の保全、護岸の前面への寄せ土、寄せ石、盛土等により自然な河岸・水際部の形成を検討するとともに、淵や河畔林が存在する場合には、根固工の設置高さの工夫、護岸構造等の工夫等により保全を図ること等がある。

また、護岸が露出する場合には、周囲と調和するように護岸のり肩、護岸の水際線等の境界の処理を行うこと、生物の生息・生育場所や植生基盤となりうる空隙や透水性・保水性を持つこと等があげられる。なお、現況で人の利用がある場合には、階段護岸の設置や緩傾斜の河岸構造とすることにより人の水辺へのアプローチを確保すること等があげられる。

＜必須＞

堤防の保護等を目的とする護岸及び水制は、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用に対して、堤防を保護する、あるいは掘込河道にあっては堤内地を安全に防護できる構造となるよう設計するものとする。

また、水際部に設置する護岸及び水制は、水際部が生物の多様な生息環境であることから、十分に自然環境を考慮した構造とすることを基本として、施工性や経済性等を考慮して設計するものとする。

＜標準＞

護岸及び水制の設計に当たっては、以下の事項を反映することを基本とする。

- 1) 対象とする河川区間の河道の平面形及び縦横断形、河道特性、洪水流の流況、地質、河川環境等を踏まえ、長期的または局所的な河川の変動特性を十分に考慮するとともに、護岸及び水制等の特性を十分に理解した上で、設置目的に応じた機能を有するように、類似河川や近隣区間での実績、過去の経験等を参考にしながら設計し、対象とする状況と作用に応じた安全性能照査を行うことを標準とする。
- 2) 構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮して設計するとともに、堤防の保護等に当たって有効と考えられる護岸及び水制等の施

設を単独あるいは組み合わせ、また構造物を設置することによる周辺の河道への影響に十分配慮して、設置場の条件に合わせて設計することを標準とする。

- 3) 堤防の保護等を目的とする護岸や水制においても、河川環境や景観へ配慮して設計する。特に水制は、その周辺に多様な水環境を形成し、良好な河川環境の保全・創出、良好な景観への改善・創出に効果を有するので、この効果を十分活かすよう構造や配置、材質を検討して設計することを標準とする。

<推奨>

「図 1-3-1 堤防の保護等を目的とする護岸及び水制の設計に当たり工法選定を検討する際の基本的な考え方の流れ」に示すとおり、護岸及び水制、さらには河床形状を制御することも機能に組み込んだ工法のみの設計では洪水時の堤防の安全性の確保や良好な河川環境の保全、総合的な土砂管理等の観点から十分に期待する効果が得られないことが想定される場合等においては、河道の平面形及び縦横断形の設定や高水敷幅、護岸、水制、床止め等の関連する河道の制御施設の組合せ等の河道計画や配置計画について、再検討することが望ましい。

<例示>

「図 1-3-1 堤防の保護等を目的とする護岸及び水制の設計に当たり工法選定を検討する際の基本的な考え方の流れ」に示すとおり、河道湾曲部の外岸側等において、護岸及び水制のみでは河床洗掘等の課題が解消されない場合には、河床形状を制御することも機能に組み込んだ工法（ペーン工や置換工等）と組み合わせて対策を実施している事例がある。

- ・ペーン工は、翼板状の構造物を湾曲河道外岸の河床に設置し、流れと流砂を同時に制御し、湾曲部外岸の河床洗掘の抑制等を図る工法である。
- ・置換工は、河床材料を洪水時にも動きにくい材料で置換することにより水衝部深掘れの軽減等を図る工法である。

3. 4 護岸の基本的な構造

<考え方>

護岸及び水制は、「3. 3 設計の基本」までに示したとおり、堤防の保護等、低水路河岸の侵食や洗掘の抑制、河川環境や景観の保全・創出、航路維持等、求める機能を有するように設計するとともに、対象河川の河道特性等を踏まえ、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性及び公衆の利用の容易性等を総合的に考慮し、施設を単独あるいは組み合わせて、周辺の河道への影響に十分配慮して設計することが重要である。

「3. 4 護岸の基本的な構造」では、このうち護岸の設計及び照査の基本的な考え方を示す。

3. 4. 1 構造形式・工種の設定

<考え方>

護岸の構造形式としては、「張り護岸」や「積み護岸」、「矢板護岸」等の構造がある。

また、護岸には、多くの工種があり、使用される素材、構造の外観等はさまざまである。一般には、同じ構造的な特徴を持つ形式ごとに、「練張り護岸」「空張り護岸」「練積み護岸」「空積み護岸」等に分類されており、設置後の変状や被災事例などによって、各工種の安定性上の特性が経験的に把握されている。複雑な外力条件にさらされる護岸の設計については、それらの経験の積み重ねが特に重要であり、過去あるいは類似河川での経験を十分に踏まえるとともに、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性、及び環境・景観との調和等を考慮して設計に当たる必要がある。

工種が異なると、設計時に考慮すべき外力や、設計すべき項目も異なるものとなる。設計に際しては、各工種の構造的な特徴を理解したうえで、設置箇所の河道特性に応じた工種を選択する必要がある。

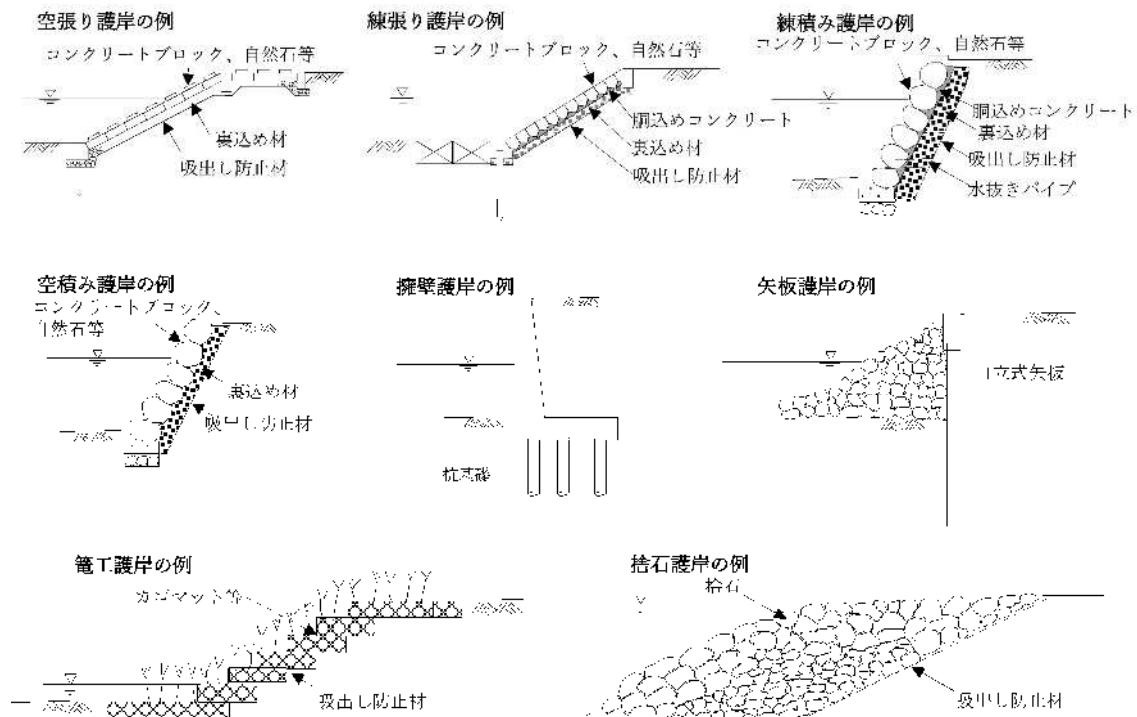


図 1-3-3 護岸の工種

<標準>

護岸の工種は、「練張り護岸」、「空張り護岸」、「練積み護岸」、「空積み護岸」、「擁壁護岸」、「矢板護岸」等がある。工種の選定に当たっては、過去あるいは類似河川での経験及び設置箇所の河道特性を十分に踏まえるとともに、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性、及び環境・景観との調和等に考慮して設定することを基本とする。

3. 4. 2 材質と構造

(1) 使用材料

<考え方>

護岸で使用される素材はコンクリートブロック、石、木材、植生等さまざまである。護岸を設計する場合には、その耐久性について十分吟味し、堤防の保護等の機能を有する安全な構造となるよう十分な検討が必要である。

護岸の表面形状が滑らかになると、護岸周辺の流速が大きくなり、護岸前面や周辺の侵食・洗掘力が増す等により、設計対象護岸自身や周辺の河川管理施設の構造に支障を及ぼす可能性があるので、護岸は適切な表面粗度とする必要がある。

<標準>

護岸の使用材料は、設置目的に応じて要求される強度や耐久性を満足するための品質を有し、その性状が明らかにされているものを使用することを基本とする。

<例示>

- 1) 護岸の表面形状については粗面仕上げとする等、表面粗度に配慮する必要があり、護岸の適切な表面粗度の目安としては、例えば低水護岸や堤防護岸の護岸設置区間の河床が有する代表的な粗度と同程度にするという考え方がある。ただし、河床の状況によって護岸構造が現実的なものとはならない場合がある。したがって周辺も含めた河川管理施設等に与える影響や流下能力の確保、河川環境等の観点から総合的に判断する必要がある。護岸表面の粗度評価方法の一例として、コンクリートブロックの突起形状、配置形状に着目した研究成果がある。
- 2) 急流河川において、現地発生の玉石を用いた練張り護岸で、流砂や礫の衝突による磨耗・破損に対する対策を実施している事例がある。

(2) 主な構造

<考え方>

護岸は、主にのり覆工、基礎工、根固工等から構成される。

- 1) のり覆工は堤防等を保護する構造物で、護岸の構造の主たる部分を占めるものであり、流水・流木の作用、土圧等に対して安全な構造となるように設計するとともに、その形状・構造は多くの場合に良好な河川環境の保全・創出と密接に関連することから、設計に際しては生態系や景観について十分に考慮する必要がある。
- 2) 基礎工はのり覆工を支持する構造物であり、その天端高は、洪水時に洗掘が生じても護岸基礎の浮き上がりが生じないよう、過去の実績や調査研究成果等を利用して最深河床高を評価することにより設定する必要がある。
- 3) 根固工は基礎工が安全となるよう設置する構造物であり、大きな流速の作用する場所に設置されるため、流体力に耐える重量であること、護岸基礎前面に洗掘を生じさせない敷設量であること、耐久性が大きいこと、河床変化に追随できる屈とう性構造であることが必要となる

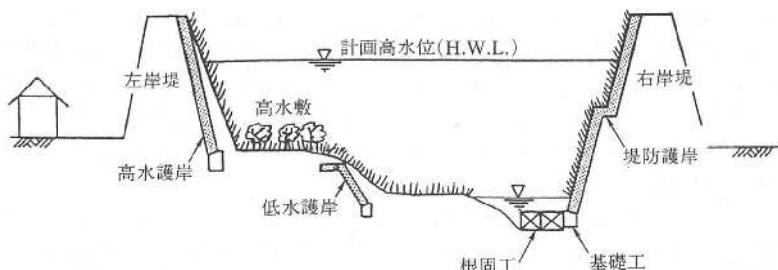


図 1-3-4 高水護岸、低水護岸、堤防護岸

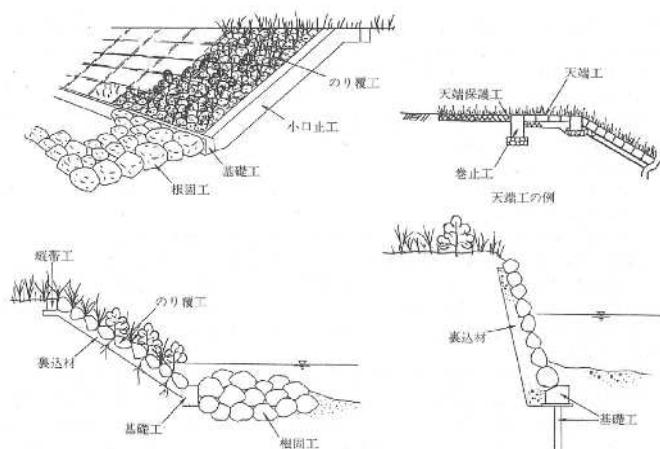


図 1-3-5 護岸の構成

護岸の設計条件として、流体力、土圧等の外力、洪水時の河床変動による周辺地形変化、流砂や礫の衝突による磨耗・破損、流水や降雨の浸透による吸出し、侵食防止や軽減、河川環境、景観、河川利用、施工性、経済性等を考慮する必要がある。

これらすべての要因について理論上の解釈を与えて設計することは現状では難しく、伝統工法等に関する過去の経験、過去の被災形態や類似河川の実績、あるいは新しい工種に関する試験施工・模型実験、調査研究の成果等を利用して設計するものとする。特に、良好な河川環境の保全やコスト縮減等の観点から、より合理的な護岸の構造とすることが望まれる場合があるので、試験施工・模型実験、調査研究の成果等を積極的に活用して設計検討を実施する必要がある。

護岸は河川環境にとって特に重要である水際部に設置されることが多く、設置箇所の生態系や良好な景観を保全するような構造の工夫が求められる。したがって、各河川における多自然川づくりの目標が十分に達せられるよう、護岸の構造は良好な河川環境や景観に適したものとする必要がある。護岸が露出する場合については、護岸を大きく見せないように工夫するとともに、明度を抑え適度なテクスチャーを持った素材を用いる等、景観面・自然環境面に配慮することが重要である。

その際、むやみに耐久性や安全性に過大な余裕をもたせるのではなく、河道の長期的な変化になじんだ構造であること、高水敷や水制等と一体として堤防を保護することが護岸の目的であることを勘案して設計する。

護岸の設計に当たっては、被災形態の把握が重要であるため、既往の被災事例を調査し、被災部位別のおもな被災原因や護岸構造ごとの被災形態の特徴について十分に把握する必要がある。被災形態の把握に当たっては、適切かつ具体的な目的設定に基づく災害調査等から得られた知見を蓄積し、河川等の計画、設計及び維持管理等のための技術情報として共有化できるようにすることが重要である。以下に、主な護岸の被災形態を示す。

1) 河床洗掘による被災

護岸の被災事例で最も顕著なものは、基礎工前面の河床洗掘を契機として、基礎工及びのり覆工が被災を受ける事例である。護岸基礎工前面の河床洗掘が基礎工天端高以下の深さまで達すると、基礎工が河床より浮き上がり、その結果、支えを失ったのり覆工は破壊してしまう。このとき、流水によって裏込材が吸い出されると、のり覆工は著しく破壊され、さらに上下流側にも破壊現象が伝播して広範囲にわたる被災となる。基礎工前面に根固工が設置されている場合でも根固工の重量や敷設幅が不足している場合は、根固工の流失を契機として基礎工の流失が発生し、洗掘による被災が発生することがある。

2) すり付け部からの被災

護岸と、その上下流の護岸未施工区間とのすり付け部に設置されるすり付け護岸の被災事例も多い。すり付け護岸は、本護岸の小口部を保護するために設置される。すり付け護岸は、一般に、未施工区間との法線形や粗度のなじみを良くするため、屈とう性があり、かつ表面形状に凹凸のある、連節ブロックや籠工が用いられることが多い。それらのすり付け護岸は安定性上の十分な重量を有していないことや、上流端の小口が保護されないことが多いことから、上流端からめくれてしまうことがある。また、連節ブロックは、鉄線等で連結されているため、めくれは下流側にも伝播することになる。籠工の場合は、籠の強度が不十分であったり、中詰め石の径が小さかったりすると、籠が変形したり、あるいは

は籠全体が流失してしまうことがある。

3) のり覆工の被災

のり覆工のみが被災を受ける事例もある。のり覆工には、おもに表面の凹凸部に流水からの抗力や揚力が作用し、自重によってこれらの流体力に抵抗する。しかし、流体力が卓越すると被災にいたることがある。例えば、小口部分が保護され、めくれは発生しないのり覆工であっても、ブロックの自重による摩擦抵抗よりも、抗力・揚力等の作用が卓越すると、ブロックは、作用外力の方向に滑動をはじめ、のり覆工は被災にいたる。また、捨石のように、球に近い素材を用いた構造ののり覆工では、素材の径や比重が不足すると、流水からの掃流力によって、のり覆工が掃流されてしまうことがある。のり覆工には、ブロックや石等の使用素材による形状の違いのほかに、胴込コンクリートによって一体化を図った「練り」タイプのものと、一体化を図らない「空」タイプのものがある。この違いは、流水の作用に耐える強さの差となって現れる。

4) 天端工及び天端保護工の流失

低水護岸の天端部分の被災事例も多い。洪水時の流量、河道の断面形状あるいは平面形状によっては、洪水が高水敷から低水路部分に落ち込んだり、逆に低水路部分から高水敷に乗り上げたりする現象が発生する。このような現象が発生すると、天端部分では大きな流速を生じるので、天端工及び天端保護工にブロックを用いる場合には、重量や敷設幅が不足すると、めくれや滑動を生じる。天端工及び天端保護工の流失は、護岸のり覆工の背面の裏込材の流失を招き、最悪の場合はのり覆工の破壊にいたる。

5) 背面土砂の吸出し

護岸の裏面の堤体土が吸出しを受けて、護岸全体が破壊にいたる場合もある。この原因は、吸出防止材の機能不足にあることが多い。吸出防止材の開孔径、透水係数等の材質が堤体土に対して適切でなかったり、吸出防止材を敷設する際の重ね合わせ部等に隙間が生じた場合には、吸出現象が発生することがある。吸出現象はいったん発生すると周辺部にも伝播する危険がある。これによって、のり覆工の裏面に凹凸が生じるため、のり覆工の安定条件そのものも崩れてしまう。このため、護岸の被災が広範囲に及ぶ危険がある。

<標準>

護岸は、のり覆工、基礎工、根固工をはじめいくつかの部位から構成される。各部位には水圧、土圧、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用による外力等が作用するほか、河床変動等の影響を受けるが、護岸を構成する各部位の設計に当たっては、護岸全体として機能を確保し、所要の安全性を確保できる構造となるよう設計することを基本とする。

また、設計に当たっては、河川環境及び景観を考慮した構造とすることを基本とする。

<愛知県基準>

コンクリートブロック積の裏込コンクリートは原則として入れないものとする。

ただし、次のような場合については、この限りではない。

イ 護岸の直高 2.00m 以上、法勾配 1:0.5 より急勾配（0.5 含む）のもので、護岸肩部が兼用道路で、輪荷重が護岸の安定に著しく影響する場合。

（注）（直高 2.00m～3.49m、下端より等厚 10cm、直高 3.50m～5.00m、下端より等厚 15cm）輪荷重が護岸の安定に著しく影響する場合とは、堤防天端幅 3.00m 以上で余裕高護岸の場合とする。

□ 護岸の直高 3.00m 以上、法勾配 1:0.5 より急勾配 (0.5 含む) のもので、護岸の背面土質材料が砂質等、吸い出され易いもの及び、軟弱地盤で護岸の安全上特に必要とする場合。

(注) (直高 2.00m~3.49m、下端より等厚 10cm、直高 3.50m~5.00m、下端より等厚 15cm)
ハ この方針によりがたい場合は、別途協議すること。

出典：「河川工事のコンクリートブロック積の裏込コンクリートについて（通知）」
(昭和 56 年 6 月、愛知県土木部河川課)

3. 4. 3 安全性能の照査等

(1) 設計の対象とする状況と作用

<考え方>

護岸の設計に当たっては、護岸の工種ごとに、必要に応じて常時、洪水時、地震時等の安全性能を確保することが求められる。

護岸の安全性能の照査は、のり覆工、基礎工、根固工等の各部位ごとに行うこととし、照査に当たっては、基礎地盤の特性、河道の特性、維持管理に必要となる前提条件等を土質地質調査や河道特性調査等に基づき設定する必要がある。

設計の対象とする作用は、計画高水位以下の水位の流水の通常の作用による流体力と自重に加え、積み護岸の場合は土圧と水圧、擁壁護岸や矢板護岸の場合はさらに地震時慣性力等が対象になると考えられる。その他必要に応じて、河床変動、載荷重、揚圧力、波浪や風浪、津波、航走波、副振動（セイシュ）、アイスジャム、流砂・礫の衝突による摩耗・破損、土石流等の影響を考慮するものとする。

なお、施工条件の影響により、施工時荷重についても考慮が必要となる場合がある。

<標準>

護岸の安全性能の照査は、のり覆工、基礎工、根固工等について行うこととし、照査に当たっては、次の表から、護岸の設置箇所、工種ごと、各部位の構造形式ごとに、設計の対象として必要とされる状況と作用を設定し、これを踏まえて照査事項を設定することを基本とする。

表 1-3-1 護岸の設計の対象とする状況と作用

護岸の状況	作用 ^{*1}
常時	自重、土圧、水圧
洪水時	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よる流体力、自重、土圧、水圧
地震時	自重、土圧、水圧、地震の影響 ^{*2}

^{*1} 河床変動、載荷重、揚圧力、波浪や風浪、津波、航走波、副振動（セイシュ）、アイスジャム、流砂・礫・流木の衝突による摩耗・破損、土石流、施工時荷重等の影響を受ける場合には、必要に応じて考慮するものとする。

^{*2} 地震時土圧、地震時動水圧、地震時慣性力等

(2) 安全性能の照査

<考え方>

護岸は、「3. 4. 3 (1) 設計の対象とする状況と作用」に示す状況と作用ごとに、照査の条件

として適切な水位を設定し、安全性能について照査する必要がある。

護岸の洪水時の安全性能の照査は、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用による抗力や揚力、掃流力等の流体力や、土圧及び水圧に対して、のり覆工、基礎工、根固工等の各部位が安全であるよう照査を行う。このほかにも、土石流、高潮、波浪、アイスジャム、載荷重等を考慮すべき場合もあるので、必要に応じて検討する。

堤防、河岸に作用する侵食力の大きさや、護岸ののり覆工に作用する抗力、揚力などの流体力は、流速の大小と密接に関連している。このため、流速の評価は照査において重要な要素となる。また、護岸の設計では、洪水時の最深河床高が重要な設計条件となる。護岸の被災事例の多くが、流水による急激な河床洗掘を契機とした基礎工の流出を原因としているためである。なお、基礎工の沈下やのり尻からの土砂の流出などを防止するために設置される根固工を設計する場合でも最深河床高の評価は重要である。

1) 流速

洪水時に発生する流速は、護岸を設置する箇所の最深河床高、低水路及び高水敷の粗度、のり勾配等の影響を受ける。したがって、設計に用いる流速や、最深河床高等の設計条件は、水理模型実験、数値計算、最近の研究成果による理論的な算定方法等の中から護岸設置箇所の河道特性を反映できる方法で評価する必要がある。ここでは、堤防、河岸に作用する流速を代表流速 V_0 と定義して、その求め方の一手法を示す。

堤防及び低水河岸の護岸設計に用いる流速を代表流速 V_0 と定義する。本節に示す代表流速 V_0 の算定方法は、マニングの平均流速公式で求めた平均流速 V_m について、考慮されていない要因を水理的に評価補正することにより補正係数 α を求め、

$$V_0 = \alpha V_m \quad (1-3-1)$$

として求めるものである。ただし、低水路平面形状が変化に富む場合や高水敷上の樹木群と堤防の間に速い流れが生じる場合等には、この手法では V_0 の評価が困難である。このような流れが複雑な場合は、平面二次元流解析、あるいは水理模型実験によって V_0 を算定することが望ましい。

平均流速 V_m は、護岸の設置位置に応じてマニングの平均流速公式より算定する。

$$V_m = \frac{1}{n} H_d^{\frac{2}{3}} I_e^{\frac{1}{2}} \quad (1-3-2)$$

ここで、設計水深 H_d は低水護岸及び堤防護岸の場合は低水路内断面平均流速を算定するための水深を、高水護岸の場合は堤防近傍流速を算定するための水深をさす。

洗掘や湾曲等の影響により、式(1-3-2)で求まる V_m を補正する必要がある場合には、式(1-3-1)の補正係数 α を用いて代表流速 V_0 を求める。補正を行う要因には、砂州の発生、川幅の変化、低水路の流れと高水敷の流れの干渉、湾曲等の河道特性による要因、及び根固工、橋脚、堰、床止め上流部等での構造物周辺の局所的な流れの変化等があげられる。具体的な補正係数の値については種々の研究成果等から定めるものとする。

設計に用いる流速は、計画高水位以下の水位のさまざまな流況条件の中で、実際に河岸等に作用する流速のうち最大の値を用いる必要がある。流速は、一般に計画高水位相当の水深が生じた場合が最も大きくなるが、堰・床止め等の横断構造物等や狭窄部の上下流部、高水敷から低水路へ流れが落ち込む場合や低水路の主流が高水敷に乗り上がる場合、水深変動に伴う河床形態の変化によって粗度係数の値に変動が生じる場合等、河道条件によっては、計画高水位以下の水位での流速が大きくなることに留意する必要がある。

2) 土圧、水圧等

積み護岸、擁壁護岸、矢板護岸等の設計では、流体力に加え土圧及び水圧を考慮する必要がある。擁壁、矢板の設計では、地震時の土圧及び水圧についても必要に応じて検討する。

3) 最深河床高

安全性能の照査では、洪水時の最深河床高が重要な設計条件となる。最深河床高は、洪水時の洗掘現象や埋め戻しによって変化するが、この変化の状態は河道特性によって異なり、定量的な評価に必要なデータ収集が観測の難しさもあって現段階では不十分なことから、最深河床高の定量的評価は難しい。そのため、これまでの研究成果等を基にした「3.4.4 各部位の設計(2)基礎工」<推奨>の方法により最深河床高を推定するのが一般的である。

<標準>

護岸は、「3.4.3 (1) 設計の対象とする状況と作用」に対し、洪水時等の安全性能について照査することを基本とする。

照査に当たっては、これまでの経験及び実績から妥当とみなせる方法又は論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とする。

3. 4. 4 各部位の設計

(1) のり覆工

<考え方>

のり覆工の破壊要因は流体力、および土圧・水圧であり、のり勾配によりどちらが主要因となるか分類できる。のり勾配が比較的緩い場合は‘張り’の状態のため、流体力が破壊の主要因となり、のり勾配が比較的急な場合は‘積み’の状態のため、土圧・水圧の作用が破壊の主要因となる。

のり勾配が比較的緩いのり覆工では、以下に示すような破壊形態をとる。

- 1) コンクリートブロックのように底面が平坦で、上下流端がすり付け護岸で保護されているのり覆工では、流体力によりコンクリートブロックが滑動する破壊形態となる。
- 2) 自然石のように、丸みを帯びた材料を用いたのり覆工では、流れにより掃流されてのり覆工が破壊される形態をとる。
- 3) 小口が保護されていないのり覆工では、流体力によりのり覆工がめくれて破壊にいたることが多い。

胴込コンクリート等によりのり覆工が一体化されているかどうかも流水への抵抗力に差異を生じる。このことは同じ材料を用いたのり覆工でも設置状態が異なれば安定性が異なることを示している。

また、のり勾配が比較的急なのり覆工では、常時・洪水時（洪水後含む）・地震時に作用する背面の土圧により倒壊する場合がある。

これらの観点から、流体力あるいは土圧・水圧の破壊要因、滑動・めくれ等の破壊形態、小口や一体性等の設置状態を反映させ、安定性照査のモデルを設定する。

堤防護岸（高水護岸）ののり覆工の高さは、原則として堤防天端までとする。これは、計画高水位付近を水面とする洪水が流下した場合に、洪水時に発生する風浪、うねり、跳水等によって、計画高水位より上の堤防法面が侵食されるおそれがあるためである。また、河川管理施設等の周りで、流水が著しく変化することとなる区間である場合等も、原則として堤防天端まで設置することとされている。ただし、植生被覆等の効果等も勘案して過大な範囲とならないように留意する必要がある。

低水護岸については、流水の作用状況や植生等による自然河岸の侵食耐力等を勘案して、必

要とされる範囲に設置するものとする。低水護岸では、のり覆工の高さは、一般には設置する河岸付近の高水敷高とする。

なお、河川管理施設等の周りに護岸を設置する場合の設置範囲及び湖沼、高潮区間に護岸を設置する場合の措置については、河川管理施設等構造令の記述を参照するものとする。

計画堤防断面形状ののり面は、一枚のりを基本としているが、堤防に小段があり、小段の上に護岸を設ける場合には、小段位置において、コンクリートブロック張り等の場合は基礎工を、蛇籠張り等の場合には止杭を設けるものとする。石積みまたはコンクリートブロック積みの練積みのり覆工においては、組石材を胴込コンクリートで一体構造とする。

護岸には残留水圧が作用しないよう、必要に応じて裏込材を設置する必要がある。ただし、裏込土砂が砂礫質で透水性が高い場合には必ずしも裏込材を設置する必要はない。護岸には一般に水抜きは設けないが、掘込河道等で残留水圧が大きくなる場合には、必要に応じて水抜きを設けるものとする。水抜きは、堤体材料等の微粒子が吸い込まれないよう考慮するものとする。

吸出防止材は、護岸背後の残留水が抜ける際、あるいは高流速の流水がのり覆工に作用する際に、のり覆工の空隙等から背面土砂が吸い出されるのを防ぐために設置する。また、吸出防止材は練積み護岸において裏込材への細粒分の流入を防止したり、施工性を考慮して設置される場合もある。

のり覆工には必要に応じて次の付属工を設けるものとする。

- 1) 小口止工：のり覆工の上下流端に施工して、護岸を保護する。
- 2) 横帶工：のり覆工の延長方向の一定区間ごとに設け、護岸の変位・破損が他に波及しないように絶縁する。
- 3) 縦帶工：護岸ののり肩部の施工を容易にし、また護岸ののり肩部の破損を防ぐ。

なお、天端工、天端保護工及びすり付け工については、「3.4.4 各部位の設計(4)その他の設計（天端工、天端保護工、すり付け工）」にて記載する。

＜愛知県基準＞

愛知県では、のり覆工の高さは計画高水位までを標準とする。

＜標準＞

のり覆工は、河道特性、河川環境等を考慮して、流水・流木の作用、土圧等に対して安全な構造となるように設計することを基本とする。

＜愛知県基準＞

裏込め材は、再生クラッシャーラン（40mm以下）を標準とする。

＜推奨＞

のり勾配が1:1.5以下の緩い勾配の場合は‘張り’の状態とし、のり勾配が1:1.5以上の急な勾配の場合は‘積み’の状態と考えることが多い。

のり覆工のうち、張り構造の主な破壊形態を以下に示す。

- 1) 滑動：流体力が部材に作用し底面摩擦力を上回った場合にすべりだす現象である。空ブロック張りなどの単独部材を整然と配置したのり覆工や、練張りなど部材が群体とみなせるのり覆工の破壊形態である。

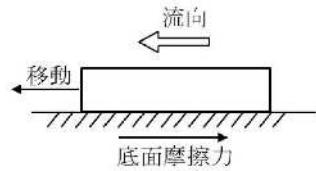


図 1-3-6 滑動による破壊形態

- 2) めくれ：流体力の作用によって部材がめくれる現象である。小口のないのり覆工端部等に生ずる。例えば、すり付け護岸の連節ブロック端部の破壊現象にみられる。

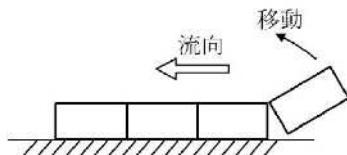


図 1-3-7 めくれによる破壊形態

- 3) 掃流：自然石等の部材が流れの作用により、転がり（転動あるいは小跳躍して）移動する現象である。捨石のように部材間の一体性が弱いものと、空石張りのように部材間の一体性（かみ合わせ）が強いものとで流体力を分けて検討する必要がある。また、篠工では中詰め材の掃流による篠の変形が破壊の主因となる。

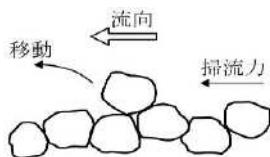


図 1-3-8 掃流による破壊形態

以上によるのり覆工の流体力による破壊形態をまとめて表 1-3-2 に示す。

表 1-3-2 のり覆工の流体力による破壊形態

破壊形態	設置状態	安定性照査のモデル
滑動	単体	「滑動-単体」 モデル
滑動	群体	「滑動-群体」 モデル
めくれ	単体	「めくれ」 モデル
掃流	一体性弱い	「掃流-一体性が弱い」 モデル
掃流	一体性強い	「掃流-一体性が強い」 モデル
掃流	篠詰め	「掃流-篠詰め」 モデル

のり覆工の安定性照査のモデルは、過去の被災事例等を踏まえ、主な破壊形態及び設置状態に基づき分類できる。のり覆工の主な安定性照査のモデルを以下に示す。

1) 「滑動-単体」 モデル

のり覆工の一体性が無く、個々の部材が流れの中に単独で置かれた状態を想定する。空

ブロック張り護岸等が該当する。単体として扱うことのできるのり覆工の流体力に対する安定検討は、滑動、流れ方向の転動、のり面最大傾斜角方向の転動が考えられるが、一般に用いられるのり覆工では、滑動に比べて転動に対する安定性がかなり高いことがわかっているので、一般には式(1-3-3)に示すように抗力 D、揚力 L に対する部材単体の滑動を想定した照査をおこなえばよい。

$$\begin{aligned} \mu(W_w \cos \theta - L) &\geq ((W_w \sin \theta)^2 + D^2)^{\frac{1}{2}} \\ L &= \frac{1}{2} \rho_w C_L A_b V_d^2 \\ D &= \frac{1}{2} \rho_w C_D A_D V_d^2 \end{aligned} \quad (1-3-3)$$

ここで、 μ :摩擦係数（一般に $\mu=0.65$ ）、 W_w :のり覆工の部材の水中重量、 θ :のり面勾配、 ρ_w :水の密度、 g :重力加速度、 C_L :部材の揚力係数、 C_D :部材の抗力係数、 A_b :部材の上方投影面積、 A_D :部材の流下方向投影面積である。式(1-3-3)の適用に当たっては、周囲の部材拘束効果等を考慮していないので、 W_w は安全側の値であると考えられる。

既往の設置事例からすると算定される重量の 1/3 程度で安定性に問題の生じていない事例が多く、1/3 程度の値を照査の目標値としてもよい。同じ部材を、次に示す「滑動-群体」モデルにより照査して求まる W_w は拘束効果を考慮した値であり、 W_w の下限の参考値になるので、それとも比較のうえ検討することが望ましい。

式(1-3-3)に用いる抗力・揚力は、のり覆工表面の相当粗度 k_s 高さでの流速である近傍流速 V_d を用いて評価する。

「滑動-単体」モデルに用いる抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L は、単独に設置した状態での係数を用いる必要がある。一般に、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L は個々の形状について実験により定めることが基本であるが、水理公式集や既往の実験成果により形状が類似の部材の値を流用することもできる。また揚力係数 C_L の簡便な設定方法として、とりうる範囲の上限値に近い 1.0 程度の値を与えて安全側の照査を行う方法もある。

2) 「滑動-群体」モデル

このモデルには、胴込コンクリートや連結が確実な鉄筋等によってのり覆工の一体性が保たれており、隣接部材と接した面への流体力の作用を無視できる工種である、練張り護岸、連節ブロック護岸等が該当する。群体の流体力に対する安定性検討は、単体と同様に滑動について行えばよく、式(1-3-3)を基本式とした検討を行う。ただし、揚力 L、抗力 D を評価する際の投影面積のとり方は異なり、

$$\begin{aligned} L &= \frac{1}{2} \rho_w C_L A_g V_d^2 \\ D &= \frac{1}{2} \rho_w C_D A_D V_d^2 \end{aligned} \quad (1-3-4)$$

である。ここで、 A_g :部材の突出部の上方投影面積、 A_D :部材の突出部の流下方向投影面積である。したがって、 C_L 、 C_D は各々の面積に対して評価された係数を用いる。これにより求まる W_w は、整然と平面的に施工された一体性を持つのり覆工に適用されるものであり、現実には部分的に段差等を生ずることが想定されることから 照査に当たっては計算されるのり覆工の控え厚に対して 30~50%程度、割り増した値を採用することが望ましい。

群体として扱うのり覆工でも、のり覆工表面の相当粗度 k_s 高さでの近傍流速 V_d を用い

るが、このときは単体の場合とは異なり乱れの影響は考慮しない。また、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L は、単体と同様に実験等を基本に定めるものとする。

3) 「めくれ」モデル

このモデルには、のり覆工の上流側端部の小口が保護されていない状態で設置されている空張り、あるいは連節ブロック護岸等が該当する。「めくれ」モデルでは、のり覆工の部材の重量（あるいは控え厚）は次式に示すように、上流端に置かれた部材が流体力によって回転しないように照査を行う。

$$W_w \cos \theta \ l_b / 2 \geq L \ l_L + Dl_D \quad (1-3-5)$$

ここで、 l_b ：上流端の部材の流下方向長さ、 l_L ：上流端の部材の揚力に対する回転半径、 l_D ：上流端の部材の抗力に対する回転半径であり、揚力、抗力のとり方は「滑動-単体」モデルと同じである。この場合に求められる重量は安定条件の限界に近いものであり、十分に安全とするために割り増すと、上流端部の部材が重くなりすぎる場合がある。このため、端部をもぐらせる、あるいは、小口止めを設ける等の方法により端部における流体力の作用する面積を小さくする工夫をすることが望まれる。

流体力は、「滑動-単体」モデルと同じく乱れを考慮した近傍流速を用いる。また、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L についても、他モデルと同様にして実験等を基本に定めるものとする。

4) 「掃流-一体性が弱い」モデル

隣接部材との一体性が弱く、個々の部材が敷き並べられている構造ののり覆工であり、捨石護岸が該当する。単独の部材の安定に関する照査を行う。具体的手法としては、アメリカ工兵隊の基準にある、捨石径の算定方法に基づいて照査するとよい。すなわち、のり覆工の部材に作用する掃流力が部材（自然石）の移動限界を超えないものとして代表流速 V_0 と部材の大きさの関係を次式により定める。

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 \ 2g \left[\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right]} \ V_0^2 \quad (m) \quad (1-3-6)$$

ここに、 D_m ：石の平均粒径、 ρ_s ：石の密度、 E_1 ：流れの乱れの強さを表す実験係数である。通常は $E_1=1.2$ が用いられる場合が多い。この値は、比較的乱れが小さい流れの場合の係数である。乱れが大きい流れの場合の係数としては、 $E_1=0.86$ という値が示されている。

式(1-3-6)は水平面上の捨石について与えられるものであり、捨石を斜面角度 θ ののり面に設置する場合には、粒径 D_m に対して斜面の補正係数 K を乗じた値 $K \cdot D_m$ を捨石径とする。ここで、 ϕ は石材料の水中安息角（ ϕ ：自然石で 38° 程度、碎石では 41° 程度）である。

$$K = \frac{1}{\cos \theta \ \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}}} \quad (1-3-7)$$

5) 「掃流-一体性が強い」モデル

一体性が強いのり覆工とは、ほぼ等しい大きさの部材（切出し石等）が、かみ合わせ効果を期待できるよう、隙間に碎石等の胴込材を施工して、整然と設置されている状態である。空石張り護岸が該当する。

河床材料の掃流と同じ現象であり、一般に掃流力が限界掃流力を上回った場合に移動が生じる。限界掃流力はシールズ等の水平床上での実験式によって求められた、

$$\tau_{*d} = 0.05 \quad \tau_{*d}: \text{部材に作用する無次元せん断力}$$

とし、角度 θ の斜面に設置する場合には次式の補正を行う。

$$\tau_{*sd} = \tau_{*d} \times \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}} \quad (1-3-8)$$

必要径 D_m は次式にて検討する。相当粗度 k_s は D_m と等しくとればよい。

$$D_m \geq V_0^2 / [\{ 6.0 + 5.75 \log_{10}(H_d/k_s) \}^2 \cdot \tau_{*sd} \cdot S \cdot g] \quad (1-3-9)$$

求められた値は、何らかの原因でかみ合わせ効果が不十分になると、急激に流出しやすくなるので、照査の目標値としては 30~50% 程度割り増した値とすることが望ましい。

6) 「掃流-籠詰め」モデル

籠詰め状態ののり覆工とは、ほぼ同一粒径の球状の材料（石等）が籠状の枠の中に詰められている状態であり、フトン籠護岸、蛇籠護岸が該当する。籠詰め状態ののり覆工は、代表流速 V_0 に対して、籠に変形を与えるような籠詰め材料の移動を原則として許さないものとして安定性を照査する。したがって、籠詰め材料が無次元掃流力に耐えうるよう照査を行う。ここでは、無次元限界掃流力をコロラド大学の実験結果より、

$\tau_{*d}=0.10$ (籠の変形を許さない場合)

$\tau_{*d}=0.12$ (籠の変形を多少許す場合)

として、部材の必要径を照査する。ただし、これらの値は水平床上での値であり、角度 θ の斜面に設置する場合は「掃流-一体性の強い」モデルに示した式(1-3-9)を用いて補正する。ただし、フトン籠を階段状に設置する場合は平坦に設置した条件で計算してよい。中詰め石の平均粒径 D_m は、 τ_{*d} を求める際の相当粗度としては $k_s=2.5D_m$ 程度として算出する。

また、新しい材料等を用いて強度の高い籠を用いる場合等では、個々の場合について実験により τ_{*d} を定める必要がある。

(2) 基礎工

<考え方>

護岸の被災事例で最も顕著なものは、洪水時の河床洗掘を契機として基礎工が浮き上がりてしまい、基礎工及びのり覆工が被災を受ける事例である。

基礎工が被災を受けると、裏込材の吸出し等が生じ、広範囲にわたる被災を引き起こすことがある。このため、基礎工の設計では、基礎工天端高の決定が最も重要である。

基礎工天端高は、洪水時に洗掘が生じても護岸基礎の浮上がりが生じないよう、過去の実績や調査研究成果等を利用して最深河床高を評価することにより設定するものとする。なお、根入れが深くなる場合には、根固工を設置することで基礎工天端高を高くする方法もある。

また、基礎工の天端高の基本的な考え方としては、以下の四つがあげられ、これらの考え方から、当該箇所に最も適切な考え方で基礎工の天端高を決定する。

- 1) 最深河床高の評価高を基礎工天端高とし、必要に応じて前面に最小限の根固工を設置す

る方法。

- 2) 最深河床高の評価高よりも上を基礎工天端高とし、洗掘に対しては前面の根固工で対処する方法。
- 3) 最深河床高の評価高よりも上を基礎工天端高とし、洗掘に対しては基礎矢板等の根入れと前面の根固工で対処する方法。
- 4) 感潮区間等、水深が大きく基礎の根入れが困難な場合に、基礎を自立可能な矢板で支える方法。

基礎工天端高の設計に当たっては、一連の護岸（一湾曲部程度）は、その区間の最深河床高に対して求めた基礎工天端高とすることが基本的な考え方であるが、一連の護岸の設置延長が長く、かつ深掘れ位置が移動しないような場合には、河道の特性に応じて断面ごとの最深河床高の評価高を検討することが望ましい。

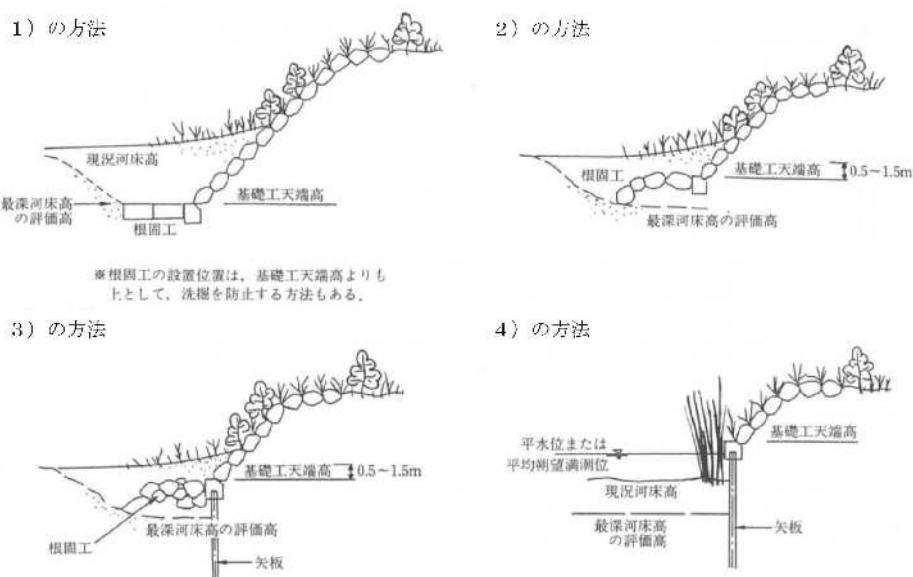


図 1-3-9 最深河床高の評価方法

基礎工は、土質、施工条件、河道特性に応じて選択する。地盤が良好な場合には直接基礎とし、軟弱地盤の場合には杭または矢板を用いることが多い。また、平水位の高い箇所や洗掘を考慮する必要のある箇所では矢板を用いるケースがある。なお、護岸を設置する地盤が堅固な岩盤である場合は、基礎工を設置せず、のり覆工を直接岩着するケースもある。

基礎工の工種は、その強度、耐久性等を考慮して選定するものとする。鋼矢板を用いる場合は腐食を考慮することとし、特に酸性河川や感潮河川等については、腐食に対して十分に考慮しなければならない。

図 1-3-10 に、基礎工の例を示す。

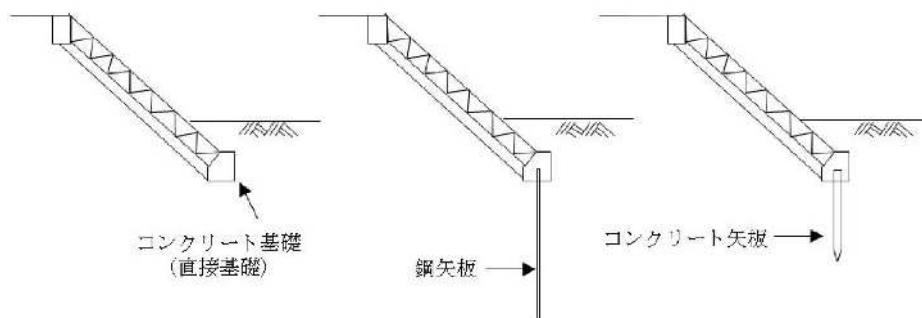


図 1-3-10 基礎工の例

<標準>

護岸の基礎工は、洪水による洗掘等を考慮して、のり覆工を支持できるよう、安全な構造となるように設計することを基本とする。

<愛知県基準>

ブロック積の基礎工は均しコンクリート基礎を標準とする。

<推奨>

最深河床高は、洪水時の洗掘現象や埋め戻しによって変化する。この変化の状態は河道特性によって異なり、定量的な評価に必要なデータ収集が観測の難しさもあって現段階では不十分なことから、最深河床高の定量的評価は難しい。そのため、これまでの研究成果等を基にした次の方法により最深河床高を推定するのが一般的である。

- 1) 経年的な河床変動データからの評価
- 2) 既往研究成果からの評価
- 3) 数値計算による評価
- 4) 移動床水理模型実験による評価

これらの方法のなかから、河床変動データの所在状況、河道特性、設計対象区間の重要性等を勘案して適切な方法を用いる。これらの方法のうち、「1)経年的な河床変動データからの評価」は、過去の被災状況や河床材料及び岩の露出状況といった河床変動要因を把握するのに有効である。ただし、計画高水位相当の洪水を経験していない場合や洪水後の埋め戻し現象によって必ずしも洪水中の最深河床高を把握できていないこともあるため、「2)既往研究成果からの評価」による評価と合わせて最深河床高を評価することが望ましい。

基礎工天端高を、「3.4.4 各部位の設計(2)基礎工」<考え方>の2)及び3)の方法で設定する場合には、基礎工天端高を計画断面の平均河床高と現況河床高のうち低いほうより0.5～1.5m程度深くしているものが多い。

<愛知県基準>

<護岸の根入れに関する考え方>

護岸は、整備計画に基づく改修を前提とした根入れを原則とする。なお、整備計画河床高から一律の根入れとはせず、現況河床が計画河床高よりも低い場合や現況河床をスライドダウンした掘削を行う場合は、最深河床高を考慮した根入れとする。

矢板護岸及び上記によりがたい場合は、個別案件ごとに河川課と協議の上決定するものとする。

また、護岸の根固め工を設置する必要がある場合は、その上面を計画河床高に合わせて設置せず、護岸基礎の前面に設置する。(ただし、現況で淵が生じている場合は、その深さを保全する高さとする。)

※1 緩勾配護岸の端部は必ず根入れし、河床に垂らさない

※2 根固め工を設置する必要がある場合の例

- ・根入れが深いために護岸高さが高くなり大型ブロックの使用が必要となるなど経済的に著しく不利となることから、根固め工を設置することで根入れを浅くする場合
- ・既設護岸をそのまま使用するが根入れが不足するため、根固め工を設置する場合
- ・湾曲部外岸部などで深掘れが想定以上に進行している場合

※3 河川整備計画未策定河川は、整備計画、基本方針をそれぞれ暫定計画、将来計画と読

み替えるものとする。

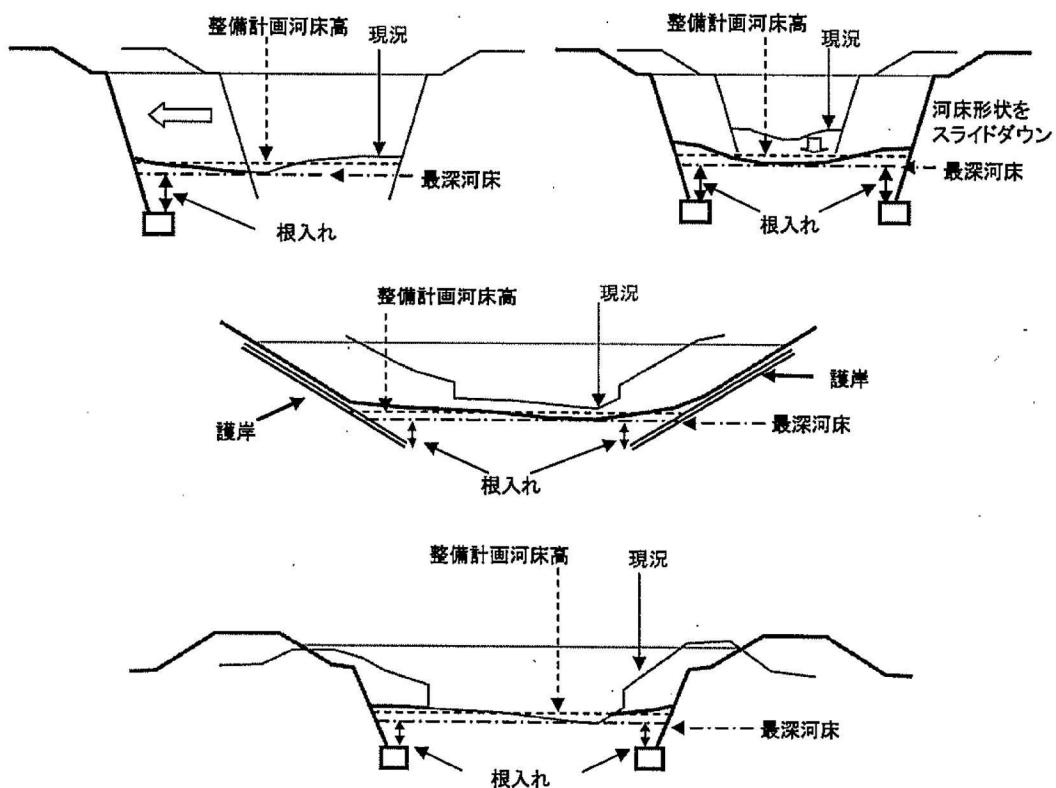
(解説)

護岸の根入れについては、個々の河川の状況により、整備計画に基づく改修を前提にした深さまで根入れし基本方針に基づく改修については根継ぎ等で対応する場合と、基本方針に基づく改修を前提とした深さであらかじめ根入れする場合がある。

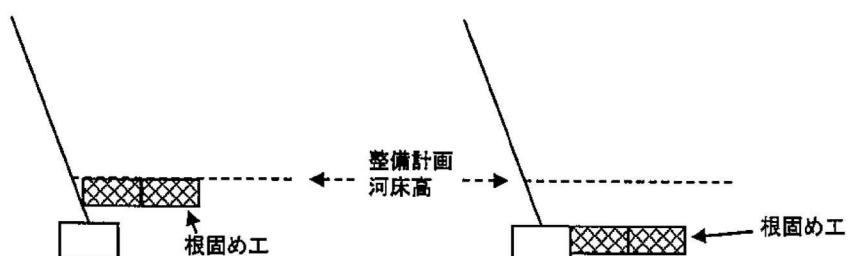
本県の河川改修進捗状況と護岸の耐用年数を考慮すると、当面は整備計画に基づく改修を前提にした根入れを行い、基本方針への対応は根継ぎ等で行うことが妥当と判断するのが通常であることから、これに統一するものである。

また、連節ブロック工など緩勾配護岸の端部を河床に垂らすと、法尻付近の流速が速くなり、水際へ土砂がつかず、自然な水際域の形成を妨げるため、必ず根入れを行うものとする。

なお、護岸の根固め工を設置する必要がある場合においては、淵の形成を阻害しないようにする必要があり、特に湾曲部外岸等に現況生じている淵は保全する必要がある。このため、根固め工は護岸基礎の前面に設置することとした。



(参考図) 根入れの例



×：上面を計画河床高に合わせて設置した例 ○：護岸基礎の前面に設置した例

(参考図) 護岸の根固め工の設置高さ

<参考となる資料>

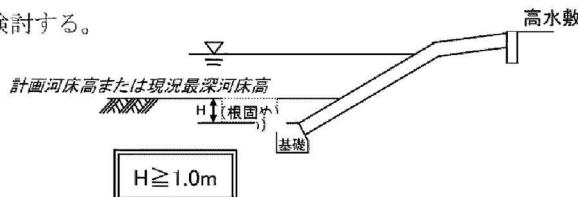
愛知県では、護岸の根入れについて、以下を参考としている。

「河川構造物設計要領」(国土交通省中部地方整備局河川部)

計画河床高および最深河床高のいずれか深い方より -1.0 mとする。

ただし、現況河床が著しく低い場合は

矢板護岸による施工を検討する。



(3) 根固工

<考え方>

護岸の破壊は、基礎部の洗掘を契機として生じることが多い。根固工は、その地点の流勢を減じ、さらに河床を直接覆うことで急激な洗掘を緩和する目的で設置される。

根固工は大きな流速の作用する場所に設置されるため、流体力に耐える重量であること、護岸基礎前面に洗掘を生じさせない敷設量であること、耐久性が大きいこと、河床変化に追随できる屈とう性構造であることが必要となる。このため、根固工は、流体力に対して安定を保つことのできる重量以上とするとともに、予測される洗掘に対して基礎工前面を保護することのできるような敷設幅、敷設高を照査する。

根固工の敷設天端高は基礎工天端高と同高とすることを基本とするが、根固工を基礎工よりも上として洗掘を防止する方法もある。また、根固工とのり覆工との間に隙間を生じる場合には、適当な間詰工を施すものとする。

根固工の代表的な工種としては次のようなものがある（図 1-3-11）

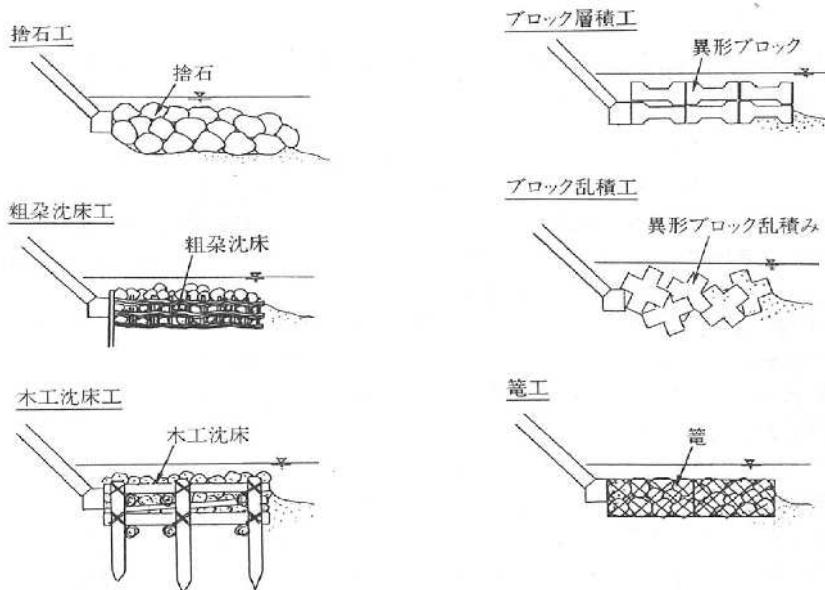


図 1-3-11 代表的な根固工

- 1) 捨石工：十分な重量を有する捨石を用いる。
- 2) 沈床工：粗粒沈床、木工沈床、改良沈床等があり、粗粒沈床は緩流河川で、木工沈床は急流河川で用いられることが多い。改良沈床は枠組み材や中詰め材にコンクリート材を

用いたもので強度が大きく、水中から露出する場合でも耐久性に優れる。

- 3) 篠工：蛇篠、フトン篠等を用いる。
- 4) 異形コンクリートブロック積工：各種の異形コンクリートブロックを用いたもので、層積みと乱積みがある。

根固工は、設置箇所の河道特性等に応じて最も適する構造とすべきであり、のり覆工同様に過去の経験・類似河川の実績、あるいは試験施工・模型実験、調査研究の成果等に基づき、必要に応じて力学的安定や敷設量等について照査しながら、適切に設計する必要がある。

<根固工(参考)>

事例 1：根固工（捨石）



事例 2：根固工（ブロック突起なし）



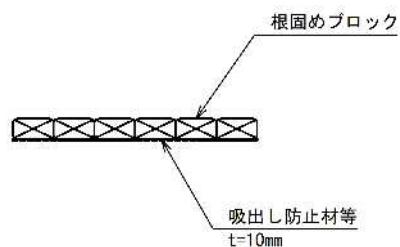
<標準>

根固工は、河床の変動等を考慮して、基礎工が安全となるよう、流体力の作用に対して安全な構造となるように設計することを基本とする。

<愛知県基準>

工種の選定にあたっては河床の土質等も考慮する。護床工としてブロック等を設置する場合には、流水による河床土砂の吸出しを防止する適切な工法を選択する。河床土砂の流出についてはブロックの形状等を考慮することも必要である。

事例：吸出し防止材等の設置



<推奨>

根固工の敷設方法には、洗掘前の河床に重ね合わせずに設定して自然になじませる場合と、既存の深掘れ部に重ねて設置する場合がある。

沈床を深掘れ部に重ねて設置する場合には3~6m幅を基本とし、これを階段状に積み重ねることが多い。沈床の場合には、重ね合わせ幅を、下段沈床幅の1/3以上とする事例が多い。

木工沈床を重ね合わせて設置する工法は、急流河川に多い事例である。

周辺の河床低下や洗掘が予想される区間では、護岸基礎前面の河床が低下しない敷設幅を確保する必要がある。すなわち、護岸前面に河床低下が生じても最低 1 列もしくは 2m 程度以上の平坦幅が確保されることが必要とされる。

幾何学的には、敷設幅 B は、根固工敷設高と最深河床高の評価高の高低差 ΔZ を用いれば

$$B = L_n + \Delta Z / \sin \theta \quad (1-3-10)$$

となる。ここで、

L_n : 護岸前面の平坦幅（ブロック 1 列もしくは 2m 程度以上）

θ : 河床洗掘時の斜面勾配

ΔZ : 根固工敷設高から最深河床高の評価高までの高低差

斜面勾配 θ は、河床材料の水中安息角程度になるが、安全を考えると一般に 30° とすればよい。以上より、基礎工天端高が設定されれば、最深河床高を評価することにより、照査の目標とする敷設幅を算定できる。

根固工の破壊は流体力が主要因である。なお、洗掘による変形に対しては、最深河床高の評価高を想定して十分な敷設幅をもたせることにより対応する。根固工のおもな破壊形態を以下に示す。

- 1) 滑動: 部材に作用する流体力が底面摩擦力を上回った場合にすべりだす現象である。根固工の上流端や河床変動に伴い変形して突出した部材、凹凸の大きなコンクリートブロック等、流れの作用を全体的に受ける部材に生ずる。たとえば、根固工上流端部の異形ブロック層積み工、異形ブロック乱積み工等の破壊現象にみられる。
- 2) 転動: 流体力の作用によって一点を支点として部材がめくれ、回転する現象をさす。たとえば、根固工上流端部の異形ブロック層積み工、異形ブロック乱積み工等の破壊現象にみられる。

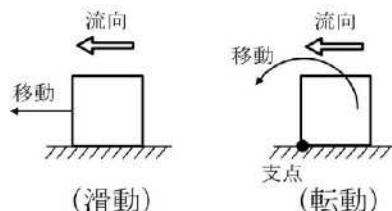


図 1-3-12 滑動、転動による破壊形態

- 3) 掃流: 部材が流れ方向の抗力や揚力の作用を受け、河床上を転動あるいは河床付近で小跳躍を繰り返しながら移動する現象である。部材が平坦に敷き並べられる工種にみられ、自然石や凹凸の少ないコンクリートブロックの部材が整然と設置された場合に生ずる、たとえば捨石根固工、籠根固工等の破壊現象にみられる。

また、ブロック等の設置状態により層積み、乱積み、籠詰めに分けることができ、設置状態によっても安定性の考え方方が異なってくる。以上の破壊形態をまとめて表 1-3-3 に示す。

表 1-3-3 根固工の流体力による破壊形態

破壊形態	設置状態	安定性照査のモデル
滑動・転動	層積み	「滑動・転動-層積み」モデル
滑動・転動	乱積み	「滑動・転動-乱積み」モデル
掃流	乱積み	「掃流-乱積み」モデル
掃流	箆詰め	「掃流-箆詰め」モデル
掃流	中詰め	「掃流-中詰め」モデル

根固工の安定性照査のモデルは、過去の被災事例等を踏まえ、主な破壊形態及び設置状態に基づき分類できる。根固工の主な安定性照査のモデルを以下に示す。

1) 「滑動・転動-層積み」モデル

上流端に位置する根固工であって、流体力による滑動、あるいは転動により部材の一連部分に移動を生じる。設置面はほぼ平らであり、規則的に敷き並べられた状態を想定する。異形ブロック層積みの根固工が該当する。

流体力が部材のほぼ全体に作用し、上流端部の根固工や、凹凸の大きな根固工では、滑動・転動の両方を想定した照査を行う。根固工の所要重量は流速の 6 乗に比例するので、流速の変化に対し重量の変化が非常に大きい点に留意する。

滑動及び転動に対する安定条件より、根固工の所要重量は次式により与えられる。

$$W > a \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \frac{\rho_b}{g^2} \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6 \quad (1-3-11)$$

ここで、 V_d には一般に代表流速 V_0 を用いてよい。また、 ρ_b は標準的な無筋コンクリートの密度の値 ($2.3t/m^3$ 程度) を参考としてよい。ただし、設計時に実重量に基づく密度が明らかなものはその値を用いてよい。係数 a 、 β は部材の配置形状によって異なる。これらの値は、根固工の形状、部材の方向、配置形態に応じて、水理模型実験や現地の施工実績により求めることが望ましい。水理模型実験により数種類の異形コンクリートブロックについて求めた a 、 β を表 1-3-4 に参考として示す。

部材の連結が確実であれば、 β を大きくとることができる。連結を確実にするためには、異形コンクリートブロック等を吊り下げることのできる径の鉄筋を用いるとともに、鉄筋を固着しているコンクリート部分が破壊にいたる引張り応力が作用しない構造とする必要がある。

表 1-3-4 異形コンクリートブロックの係数 a 及び β の参考値

ブロック種別	a	β
対称突起型	1.2	1.5
平首型	0.54	2.0
角錐型	0.83	1.4
三点支持型	0.45	2.3
又方形	0.79	2.8

2) 「滑動・転動-乱積み」モデル

上流端部の部材、あるいは凹凸が大きく不規則に積み上げられた状態にあり単独に扱うべき部材で、流体力による滑動・転動による移動が生じる。異形ブロック乱積みの根固工が該当する。

このモデルの安定性の照査式は、「滑動・転動-層積み」モデルと同様である。式中に用いられる a は抗力係数、揚力係数等による係数であり、「滑動・転動-層積み」モデルと変わらない。 β は一体性が認められる場合に $\beta > 1$ となるが、一体性の弱い乱積みでは $\beta = 1.0 \sim 1.3$ の範囲で設定するとよい。敷設箇所が現況より深掘れする恐れが強い場合等、安全性を高める場合には $\beta = 1.0$ とする。

3) 「掃流-乱積み」モデル

面的に設置された部材に作用する流体力が限界掃流力を上回って、掃流状態（転動や跳動）により移動する現象である。面的に密に敷き並べられていても、隣接部材との一体性が弱いため、単独で設置された状態を想定して安定検討を行う。捨石根固工が該当する。

安定性照査の基本式の考え方は、アメリカ工兵隊の基準にある捨石径の算定方法に基づいている。具体的な内容は、のり覆工の「掃流-一体性が弱い」モデルと同様である。このとき、流速には設置箇所の代表流速 V_0 を用いる。

4) 「掃流-籠詰め」モデル

面的に設置されたほぼ同一粒径の球状の材料（石等）が籠状のものの中に詰められ、中詰めの部材が掃流によって移動して破壊する。フトン籠の根固工が該当する。

安定性照査の基本式は、籠状の枠の中で籠の変形を生じるような中詰め材料の移動を原則として許さないものとする。具体的な内容はのり覆工の「掃流-籠詰め」モデルと同様である。

5) 「掃流-中詰め」モデル

中詰め状態の根固工とは、ほぼ等しい径の部材（切り出し石等）がかみ合わせ効果を持ちながら、格子枠状のものに詰められているもので、部材が流体力で掃流され破壊される。粗朶沈床、木工沈床が該当する。

安定性の照査は、代表流速 V_0 に対して、部材の移動を許さないよう照査を行う。具体的な内容については、のり覆工の「掃流-一体性が強い」モデルと同様である。

<愛知県補足>

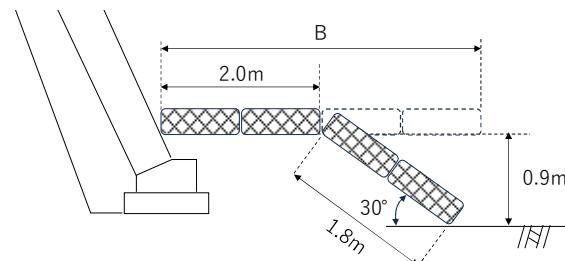
根固工の敷設を行う場合においては、以下に留意するものとする。

1) 根固工の敷設幅の確認

周辺の河床低下や洗掘が予想される区間では、護岸基礎前面の河床が低下しない敷設幅を確保するため、以下の式を用いて敷設幅の算出を行う。このとき、想定される最深河床高までの高さに対して計算を行うことに留意する。

<例> 平坦部を2m、敷設高と最深河床高の高低差を0.9mの場合、
根固工の敷設幅 B は下式により、3.8mとなる。

$$B = 2 + 0.9 / \sin 30^\circ = 3.8\text{m}$$



2) 間詰工の確認

根固工は、根固工と護岸の間に隙間が生ずる場合には適当な間詰工を施すことに留意する。

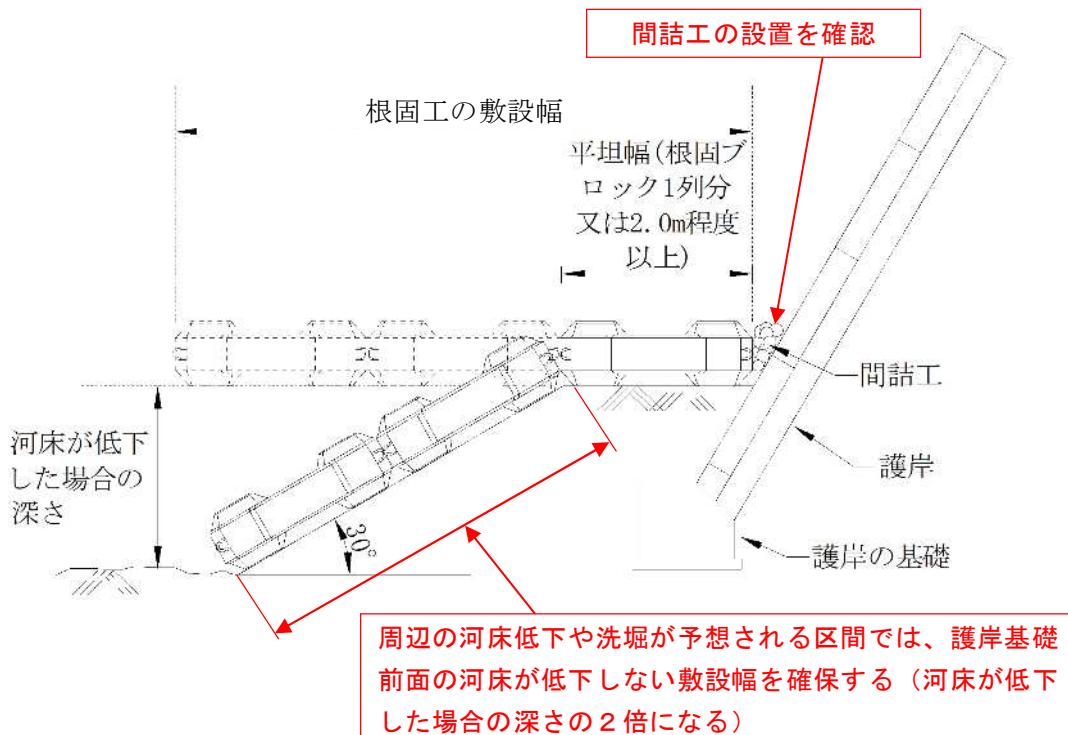


図 1-3-6 根固工の概念図

出典：「会計検査 検査報告」資料より加工して記載

<愛知県基準>

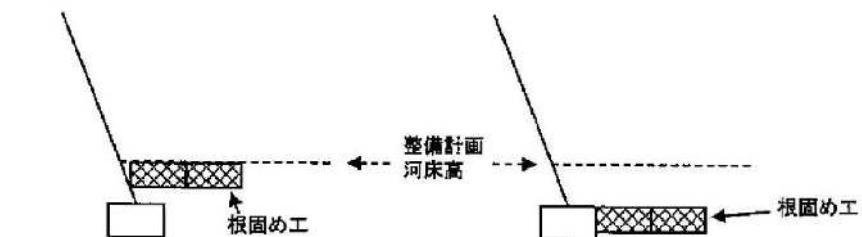
<根固工の天端高に関する考え方>

根固工の敷設天端高は基礎工天端高と同じ高さとすることを基本とする。

根固工の天端高

根固工の敷設天端高は基礎工天端高と同じ高さとすることを基本とする。なお、根固工の種類は、平型や立体型など多くの種類があり、設置箇所の特性や淵の形成などの設置の目的に応じて比較、検討のうえ、形状だけでなく設置高（天端高）についても考慮するものとする。

なお、護岸の根固工を設置する必要がある場合においては、淵の形成を阻害しないようにする必要があり、特に湾曲部外岸等に現況生じている淵は保全する必要がある。このため、根固工は護岸基礎の前面に設置することとした。



×：上面を計画河床高に合わせて設置した例

○：護岸基礎の前面に設置した例

(参考図) 護岸の根固め工の設置高さ

(4) その他（天端工、天端保護工、すり付け工）

① 天端工、天端保護工

<考え方>

天端工、天端保護工は、低水護岸の天端部分を洪水による侵食から保護する必要がある場合に設置するものであり、また天端工の端に巻止工を設置する場合もある。

天端工は、のり覆工と同様、洪水時に流体力が作用するので、これに対して安全な構造とする必要がある。なお、のり覆工と同じ工種を用いるのが望ましい。また、控え厚はのり覆工の設計と同じ方法で流体力の作用に対して安全な厚さとする必要がある。

天端保護工は、天端工と背後地の間から侵食が生じることが予測される場合に設置するものである。構造は屈とう性のある構造とし、流体力の作用に対して安全な厚さとする必要がある。

護岸の法肩部の線形が直線的で明瞭だと、自然な要素で構成されている河川景観の中で目立ち、固く人工的な印象となってしまうので、天端工や天端保護工は法肩に丸みを持たせたり、植生により法肩部と高水敷の境界線を曖昧にする等、景観面の工夫が必要である。

<標準>

低水護岸が流水により裏側から侵食されることを防止するため、必要に応じて天端工・天端保護工を設けるものとする。天端工及び天端保護工は、流体力の作用に対して安全な構造となるように設計することを基本とする。

<愛知県基準>

天端工の路盤材は、原則新材（C-40）を使用すること。

ただし、アスファルト舗装などで被覆する場合は、再生クラッシャーラン（RC-40）を使用する。

<推奨>

天端工の幅は1～2m程度、天端保護工の幅は1.5～2m程度で設置されている事例が多いが、明らかに低水路部からの流れの乗上げ位置となっている場所等、河道の特性に応じて適切な幅を確保することが望ましい。

護岸天端部分に作用する流速が1～2m/s程度を超える場合には、洗掘が生じる可能性が高いため、天端保護工を設置することが望ましい。

② すり付け工

<考え方>

すり付け工には、護岸上下流で侵食が生じた際に、侵食の影響を吸収して護岸が上下流から破壊されることを防ぐ機能がある。また、粗度が小さい本護岸で生じる速い流れが直接下流側河岸に当たらないように、粗度の大きなすり付け工部で流速を緩和し、下流河岸の侵食を発生にくくする機能もある。このような機能を満足するため、すり付け工は屈とう性があり、ある程度粗度の大きな工種を用いることが望ましい。

すり付け工の施工幅は、その機能から最低限ののり覆工及び天端工の範囲をカバーする必要がある。また、のり尻の侵食を防止できるよう河床面に適切な幅の垂らし幅を確保する必要がある。施工延長は既往事例からはおおむね5m以上となっているものが多いが、河道の特性等に応じた適切な施工延長を検討することが望ましい。

すり付け工は上流の侵食に伴い、流体力によってめくれ上がり、破壊する事例が多く、特に、急流河川のすり付け工に被災事例が多く見られるため、この点についても考慮する必要がある。

すり付け工の控え厚は、すり付け端部において流水の作用により生ずるめくれを考慮して安全な厚さとなるように設計する必要があるが、控え厚が大きくなり経済的でない場合は、めくれないような工夫（上流先端部の地中への埋込み等）をすることが望ましい。

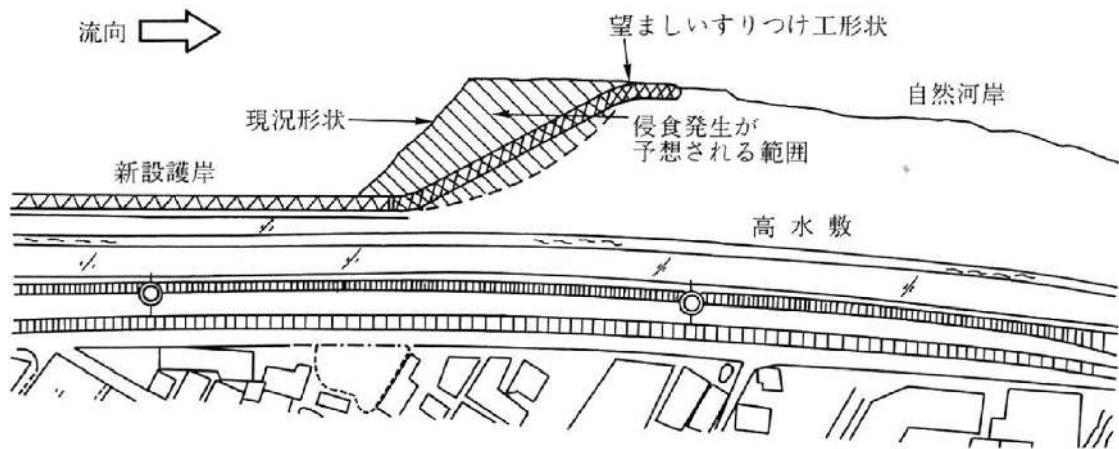


図 1-3-13 すり付け工の形状形態

<標準>

護岸上下流端部に設けるすり付け工は、上下流端で河岸侵食が発生しても本体に影響が及ぼないような構造とするものとする。

3. 5 水制の基本的な構造

<考え方>

護岸及び水制は、「3. 3 設計の基本」までに示したとおり、堤防の保護等、低水路河岸の侵食や洗掘の抑制、河川環境や景観の保全・創出、航路維持等、求める機能を有するように設計するとともに、対象河川の河道特性等を踏まえ、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性及び公衆の利用の容易性等を総合的に考慮し、施設を単独あるいは組み合わせて、周辺の河道への影響に十分配慮して設計することが重要である。

「3. 5 水制の基本的な構造」では、このうち水制の設計及び照査の基本的な考え方を示す。

3. 5. 1 構造形式の設定

<考え方>

水制の構造形式は透過水制と不透過水制がある。構造形式の選定に当たっては、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性、及び環境・景観との調和等に考慮して設定する必要がある。透過水制は流水が透過する構造のもので、水制が粗度要素となって流速を減じて洗掘を防いだり、適切に配置すれば土砂を堆積させる効果をもつ。不透過水制は流水を透過させないので、水制上を越流するかしないかで越流水制と非越流水制に分けられる。不透過水制は水はね効果が大きいが、水制先端部や水制の下流部が特に洗掘されやすいので、水制周辺に根固工を設置する必要があることが多い。

水制の設計に当たっては、設置目的、設置箇所の河道特性、外力条件、洪水特性などさまざまな要因が関係する。水制はそれらの要因を考慮して、類似河川や近隣区間での実績を参考にしながら、設置目的に適し、かつ計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）以下の

水位の流水の通常の作用に対して堤防を保護する、あるいは掘込河道にあっては堤内地を安全に防護する構造とするよう設計する。水制はその周辺に多様な水環境を形成し、良好な河川環境の保全・創出、良好な景観への改善・創出に効果を有するので、この効果を十分活かすよう構造や配置、材質を検討して設計する必要がある。

水制の働きに対応して、次のような構造の水制が選ばれる。

1) 流速減少を目的とするもの

- a) 水制の高さは低い。
- b) 透過性あるいは水深に比し低い不透過性水制である。
- c) 杭工等が主で軽い工作物になっている。
- d) 数本ないし数十本が並置され、それが全体として作用する。

2) 水はねを目的とするもの

- a) 水制の高さは高い。
- b) 半透過性または不透過性である。
- c) 土石、コンクリート等が主で容量が大きく、重い構造物になっている。
- d) 単独あるいは少數並置される。

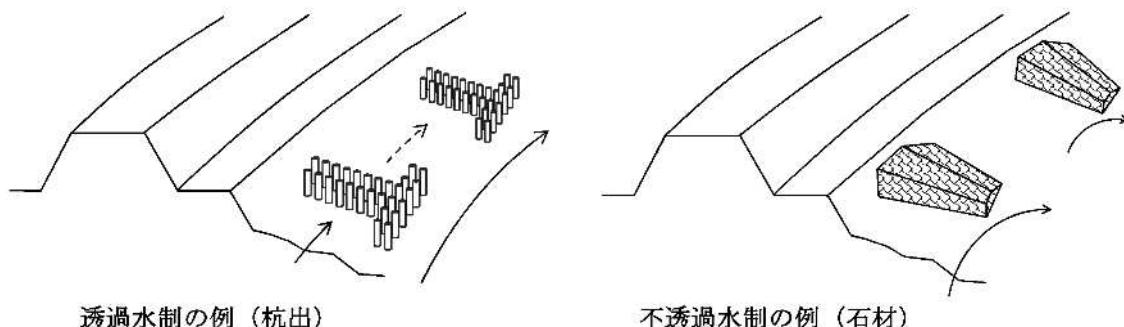


図 1-3-14 水制の構造形式の例

<標準>

水制の構造型式は、透過水制と不透過水制がある。構造型式の選定に当たっては、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性、及び環境・景観との調和等を考慮して設定することを基本とする。

水制の工種は、河川の平面及び縦横断形状、流量、水位、河床材料、河床変動等をよく検討し、目的に応じて選定することを基本とする。

3. 5. 2 材質と工種

(1) 使用材料

<考え方>

水制の使用材料は、設置目的に応じて要求される強度や耐久性を満足する必要がある。

水制材料として使用される玉石、割石、コンクリート異形ブロック等は、水制の機能を保持しうるよう、流水の作用によりその位置、形状が大きく変わってはならない。すなわち、水制を構成する材料は、流水に対して移動しないだけの重さ、大きさ、形状である必要がある。

良好な河川環境の保全・創出のための水制に、材料として木材を用いる場合には、水面付近の木材が腐りやすい点に十分に留意して設計する必要がある。また、多孔質な材料（石材、籠工）を用いる等の工夫をすることが考えられる。

<標準>

水制の使用材料は、設置目的に応じて要求される強度や、耐久性等の性能を満足するための品質を有し、その性状が明らかにされているものを使用することを基本とする。

(2) 主な工種

<考え方>

水制の主な工種としては、以下があげられる。

- 1) コンクリートブロック、石材、四基構、三基構、大聖牛
- 2) 三角枠、ポスト、枠出し、籠出し、棚牛、笈牛、菱牛、川倉
- 3) 木工沈床、改良沈床、合掌枠、ケレップ、杭打ち上置工、杖(杭)出

一般的にはこの順序で急流河川から緩流河川に使用されている。水制は、杭としての抵抗によるものと水制自体の自重により流水に抵抗するものとに大別されるが、緩流河川では杭出水制が多く用いられ、急流河川では水制の強度の面から、また、河床材料の粒度が大きくなつて杭打が不可能になることから、河床上に設置して自重で流水に抵抗するようなブロック水制あるいは聖牛が多く用いられる。

水制の設計に当たっては、被災形態の把握が重要であるため、既往の被災事例を調査し、被災部位別のおもな被災原因や水制構造ごとの被災形態の特徴について十分に把握する必要がある。被災形態の把握に当たっては、適切かつ具体的な目的設定に基づく災害調査等から得られた知見を蓄積し、河川等の計画、設計及び維持管理等のための技術情報として共有化できるようにすることが重要である。

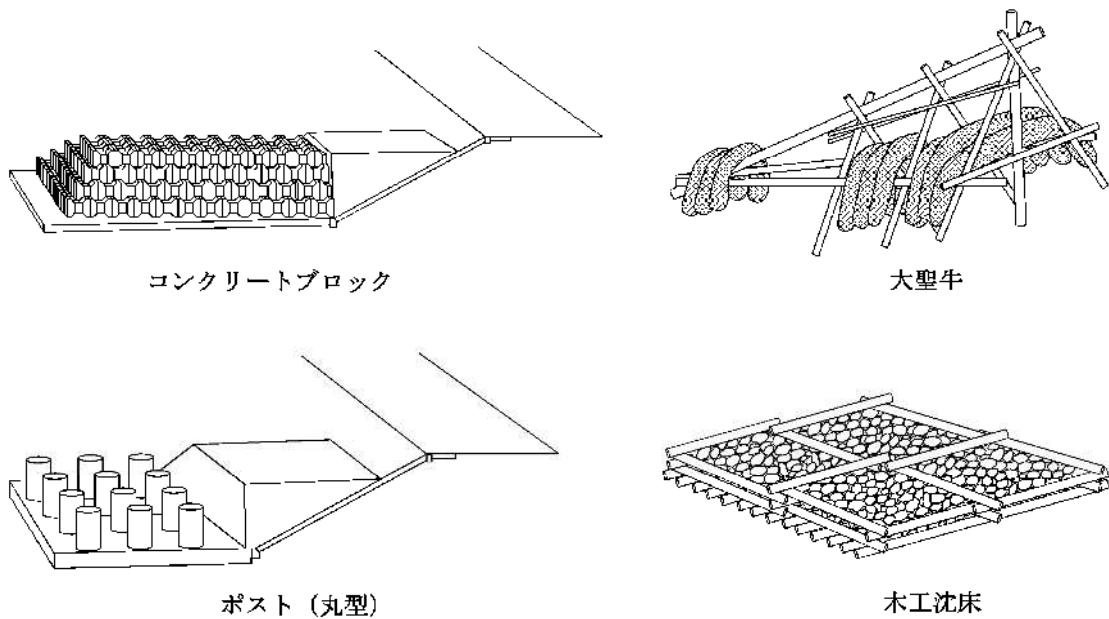


図 1-3-15 水制の工種の例

<標準>

水制は、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用に対して、目的とする機能を確保し、所要の安全性を確保できる構造となるように設計することを基本とする。

3.5.3 安全性能の照査等

＜考え方＞

水制の設計に当たっては、水制の工種ごとに、洪水時等の安全性能を確保することが求められる。照査に当たっては、基礎地盤の特性、河道の特性、維持管理に必要となる前提条件等を土質地質調査や河道特性調査等に基づき設定する必要がある。また、これまでの経験及び実績から妥当とみなせる方法又は論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とする。

水制の被災は、水制に作用する流体力によって、水制を構成する材料が滑動・転動、あるいは流出することによって生じる。設計の対象とする作用は、計画高水位以下の水位の流水の通常の作用による流体力と自重が対象になると考えられ、水制を構成する材料が安全であるよう照査を行う。

その他必要に応じて、河床変動、載荷重、波浪や風浪、津波、航走波、副振動（セイシュ）、アイスジャム、流砂・礫の衝突による摩耗・破損、土石流等の影響を考慮するものとする。

なお、施工条件の影響により、施工時荷重についても考慮が必要となる場合がある。

＜標準＞

水制の安全性能の照査に当たっては、次の表から設計の対象として必要とされる状況と作用を設定し、これを踏まえて照査事項を設定することを基本とする。

表 1-3-5 水制の設計の対象とする状況と作用

水制の状況	作用
洪水時	計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用による流体力、自重

※河床変動、土圧、水圧、揚圧力、載荷重、波浪や風浪、津波、航走波、副振動（セイシュ）、アイスジャム、流砂・礫・流木の衝突による摩耗・破損、土石流、施工時荷重、地震時土圧、地震時動水圧、地震時慣性力等の影響を受ける場合には、必要に応じて考慮するものとする。

3.5.4 各部位の設計

(1) 水制

＜考え方＞

水制は、堤防及び河岸を洪水時の侵食作用に対して保護することを主たる目的として設置されるものであるが、良好な河川環境の保全・創出、良好な景観への改善・創出、航路維持のために設けられることもある。

水制の設計に当たっては、設置目的、設置箇所の河道特性、外力条件、洪水特性等さまざまな要因が関係する。水制はそれらの要因を考慮して、類似河川や近隣区間での実績を参考にしながら、設置目的に適し、かつ計画高水位以下の水位の流水の通常の作用に対して、堤防を保護する、あるいは掘込河道にあっては堤内地を安全に防護する構造とするよう設計する。

水制の安全性に関する検討事項は護岸とほぼ同様であるが、水制は護岸以上に理論上の解釈を与えて設計することが難しく、過去の経験、類似河川の実績、あるいは新しい工種に関しての試験施工、模型実験、調査研究の成果等を利用して、施工性、経済性、維持管理や河川利用者の安全面にも配慮して設計する。水制の力学的な安定を理論的に設計することの難しい大きな理由は、河道は変化が大きく水制設置場の種々の特性（例えば洪水時の河床高、

流速)を的確に予測することが難しく、さらに水制設置によってそれらが変化するので予測がより困難であることがある。したがってより合理的な水制の設計を行うためには、以下の事項に留意して水制設置場の種々の特性と水制の水理について十分に検討し、必要に応じて施工後の経緯を踏まえつつ改良を図るものとする。

1) 水制回りの局所洗掘

水制は河道内に設置され、流れに対して障害物となって河岸寄りの流速を低下させ、また、水をはねるものである。このことは、水制頭部に流水を集中させることになり、水制回りに洗掘が生じる。この洗掘は水制頭部の水深を確保する機能となる一方で、水制の破損原因となるので、水制回りの洗掘深がどの程度になるのか、洗掘範囲がどの程度であるのかを前もって評価しておくことが必要である。

2) 水制による流速低減効果

水制による流速低減効果は、水制群を、①相当粗度として評価する方法、②水制に働く抗力を算定して評価する方法がある。水制群による河川沿いの流速低減効果は、基本的にこの考え方従って評価しうるが、次のような課題がある。

a) 種々の形状の水制に対して、実験的な検討が行われておらず、水制形状が複雑なものには、理論中に含まれる種々の係数を実験により求める必要がある。

b) 水制域内と主流部との境界付近の流速の評価方法が不明確である。

c) 水制の効果は、水制域の平均流速で評価しうるものでなく、水制群内での土砂の働きとの関連性で評価されるべきであるが、この関係が明確となっていない。

3) 水制域内への土砂の堆積条件

水制の設置に伴い、水制域間の土砂堆積現象が発生する場合があるため、その効果と影響について把握する必要がある。この場合、水制域内に堆積する材料によって土砂の輸送形式が異なるので、土砂の粒径集団ごと（調査編第4章河道特性調査参照）にその土砂の堆積・侵食量を評価する必要がある。

4) 水制材料の移動限界流速

水制材料として使用される玉石、割石、コンクリート異形ブロック等は、水制の機能を保持しうるように、流水の作用によりその位置、形状が大きく変わってはならない。すなわち、水制を構成する材料は、流水に対して移動しないだけの重さ、大きさ、形状である必要がある。

5) 水制と河岸線

水制の高さが高く、土砂が水制間に堆積し高水敷化した場合、あるいは水制間の河床を人為的に埋め立てて高水敷化した場合には、水制間の河岸線の変化を検討しておく必要がある。

＜標準＞

水制は、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用に対して堤防を保護する、あるいは掘込河道にあっては堤内地を安全に防護できる構造とするよう良好な河川環境の保全・整備に十分留意しつつ、過去の経験・類似河川の実績、あるいは試験施工・模型実験の成果等を基にし、施工性、経済性等を考慮して設計し、必要に応じて施工後の経緯を踏まえて改良することを基本とする。

（2） 方向

＜考え方＞

水制の方向としては流向に対して上向き、直角、下向きの方向があるが、過去の実績等において砂河川で用いられた航路用の水制及び根固水制は 10～15 度程度上向きに向けられた

ものが多かった。これは水制元付け下流の洗掘軽減、水制間における土砂堆積のためには上向きの方が好ましいとされたためである。

水制高の低い根固水制あるいは不透過水制については経済性の観点から、また土砂を積極的に堆積させなければならないというものでもないので、水制の方向は直角でよいと判断される。

セグメント1（扇状地河川）で特に急流の河川では、不透過水制あるいは半透過水制の水はね水制を設置し、水衝部を河岸から離す計画がなされることがある。この場合は水制先端部の局所洗掘を軽減するために下向きに水制を設置するのが普通である。

セグメント2-2に設置される水はね水制では、河岸に直で良いと考えられるが、多少上向きにすると、水制を越流する流水による水制元付け下流側の洗掘軽減、水制間の土砂堆積を促進する作用がある。

＜標準＞

水制の方向は、流向に対して上向き、直角、下向きの方向があるが、その設置目的、河川の状況等により個々に定めるものとする。

（3）長さ、高さ及び間隔等

＜考え方＞

水制の長さ、高さ及び間隔は、河道の状況、水制の設置目的、上下流及び対岸への影響、構造物自身の安全を考慮して、文献や過去の事例等も参考にして定めるものとする。

1) 河岸侵食防止のための根固水制

一般に強固な単独水制で流れに抵抗させるのは、水流の乱れを大きくし、水制付近に大きな洗掘を招くことが多く、また水制自身の維持も容易でない。したがって、一定区間にわたる水制群としての総合的な効果により流速を低減させ、かつ各水制が平等に抵抗力を発揮するよう、構造、配列を定める必要がある。これらの観点から水制の長さも上流側を短くし、上流の水制の水勢に対する負担を軽くする例もある。

このため、一般に水制はあまり長く出さないで水制と護岸を併設するのが維持管理上からも工費的にも経済的となる場合が多い。

また、水制は河岸付近の流速を減ずることから流下能力に影響を及ぼすことがあるので、特に長い水制を設置する場合には水制の長さ、高さを考慮して河道計画を検討する必要がある。なお、水制を用いず護岸根固工でも河岸侵食に対処しうるので、経済面、環境面、景観面など総合的に検討して水制設置の判断を行う必要がある。

2) 河岸侵食防止のための水はね水制

高さが高く不透過である水制を設置する場合は、これを根固水制と位置づけるのではなく、水制先端線を結んだ線を河岸防御の防護線に位置づけて、侵食防止のための水制として位置づけるべきである。また、あまり長大な不透過水制を出すことは工事費の面で得策でない。

3) 航路維持のための水制

航路維持のための水制を設置する場合は、船の吃水深で規定される確保水深や、確保水深を得るために必要な川幅、船の運航に必要な航路幅を定める必要がある。水制の天端高は、水制設置後の確保水深を維持するために必要な流量時等の水位を基準にして設定し、水制の長さは、水制によって制御する水路幅に合わせた長さとする考えられる。水制の間隔については、水制の長さの1.5～2倍程度がよいとしている文献が多い。

4) 河川環境の保全・創出のための水制

生態系の保全・創出に役立つ水制の機能としては、①水の流れに変化を与えることにより、水中生物に多様な環境を作る、②洪水時の魚の避難空間を形成する、③河岸を自然河岸と同様な環境とし、の3点が考えられる。この場合の設計の留意点は次のようにある。

- a) 水制の材料として木材を用いる場合には、水面付近の木材が腐りやすい点に十分に留意して設計する。
- b) 多孔質な材料（石材、籠工）を用いた水制を工夫する。
- c) 意図的に水制によってワンドを形成する場合は、ワンドが土砂により埋没しないようとする。
- d) 既存の護岸、根固め周辺の生態環境の改善を図るために水制を設置する場合には、護岸との取付部周辺で流体力が大きくなるので、護岸及びその周辺河岸の安全性に留意する。
- e) 工事終了後に水制周辺に生ずる土砂の堆積、侵食、植生状態の変化等を想定して設計する。この想定のためには、ほぼ同じような河道特性をもつセグメントでの事例調査が役立つ。

5) 景観の保全・創出のための水制

景観の保全・創出のための水制を設置する場合は、①水制が治水上の悪影響を与えないこと、②水制工種が設置場所の河道景観、護岸と調和していること、③水制だけでなく護岸、河岸植生等と一体として景観デザインすること、④既存の水制を生かす工夫を行うこと、⑤植生変化や土砂の堆積に関して検討し、適切な維持管理を行うことができるようになること等に留意する必要がある。

＜標準＞

水制の長さ、高さ及び間隔は、河道の状況、水制の目的、上下流及び対岸への影響、構造物自身の安全を考慮して定めるものとする。

＜例示＞

1) 河岸侵食防止のための根固水制

流速を減少させるために設置する水制の長さは川幅の10%以下、高さは計画高水流量が流れるときの水深の0.2~0.3倍程度、間隔は長さの2~4倍、高さの10~30倍にすることが多い。湾曲部の凹岸では水制の間隔は長さの2倍以下にすることが多い。

また、砂河川での水制の高さは元付け付近で平水位上0.5~1.0m程度とし、河心に向かつて1/20~1/100の下り勾配をつけるのが一般的である。急流部では高い水制を用いる傾向がある。

2) 河岸侵食防止のための水はね水制

扇状地河川で単断面河道に高さが高く不透過である水制を設置する場合は、水制の元付け部分の高さは計画高水位程度とし、水制を越流した流水が堤防護岸をたたかないようにする。なお、水制の前面の水位は、水制先端部の流水の流速水頭だけ水位が上昇するので、水制前後の堤防護岸は十分な高さまで練積み等の強固な護岸で保護しておく。

この種の水制では、水制の間隔は当該区間に形成される砂州長さの1/2~1/3程度以下とする。この場合の水制の方向は、河岸に直か、多少下向きとする。

第4節 床止め

4. 1 総説

4. 1. 1 適用範囲

<考え方>

本節は、床止めを新設あるいは改築する場合の設計に適用する。ただし、既設の床止めの安全性能の照査にも構造形式や現地の状況等に応じ準用することができる。流水の作用により河床が侵食・低下すると、護岸等の基礎が浮き上がり、治水上危険な状態になるとともに、各種用水の取り入れが困難になる等の障害が生ずる。床止めは、この様な場合に河床を適切な高さに維持するとともに、二極化を防ぐなど、河床を安定させる目的のために河道を横断して設置する。床止めには落差のあるものとないものがあり、落差のあるものを落差工、落差のないものを帶工というが、本節でいう床止めは主に落差工を指している。

<標準>

本節は、床止めを新設あるいは改築する場合の設計に適用する。

4. 1. 2 用語の定義

<考え方>

床止めは、本体、水叩き、護床工、基礎、遮水工、取付擁壁・護岸、高水敷保護工・のり肩工及び魚道等の各部位から構成される。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示している。

床止めの各部位の名称は図 1-4-1 による。

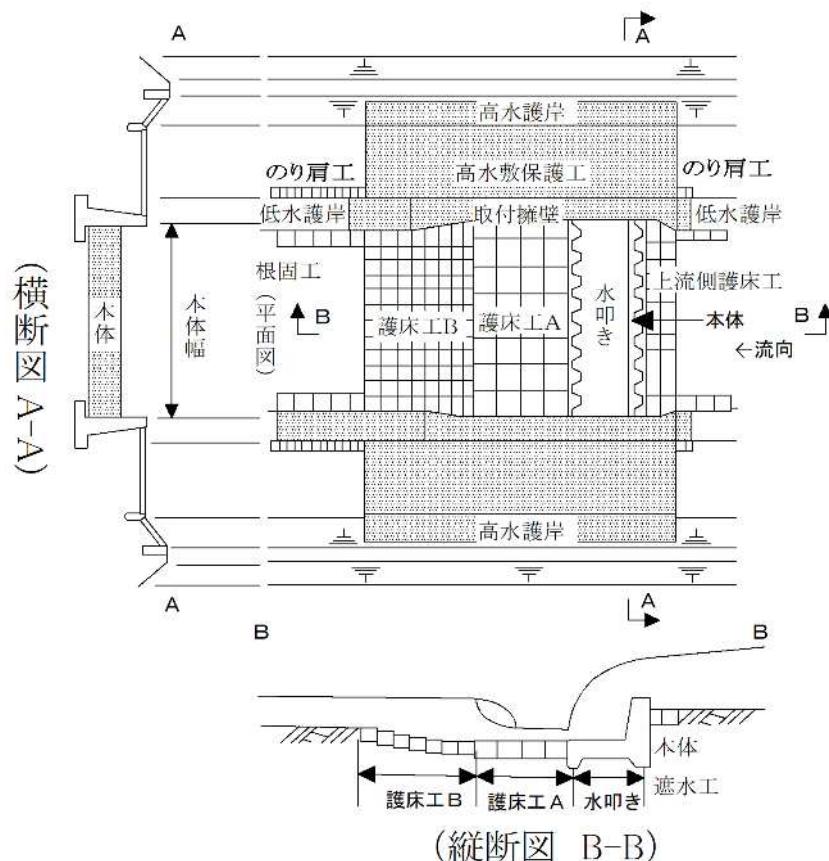


図 1-4-1 床止めの各部位の名称（コンクリート構造の場合）

＜標準＞

次の各号に掲げる用語の定義は、それぞれ以下に示す。

- 一. 屈とう性構造：本体にコンクリートブロックなどの屈とう性のある材料を用いた構造
- 二. 直壁型：本体下流のり勾配が 1:0.5 より急な型式
- 三. 緩傾斜型：本体下流のり勾配を 1:10 程度より緩くし、落差をある程度の延長をもつて処理する型式

4. 2 機能

＜考え方＞

河川においては、流水の作用によって河床が洗掘され低下すると、護岸等の施設の基礎が浮き上がり、治水上危険な状態になる等の問題が生じる場合がある。このような場合に備え、床止めには河床低下を防止して河川管理上必要な高さを維持し、河床を安定させる機能が求められる。

＜必須＞

床止めは、河川管理上必要な高さに河床を維持し、安定させる機能を有するように設計するものとする。

4. 3 設計の基本

＜考え方＞

床止めの設計に当たっては、以下の事項について検討し、設計に反映することが求められる。

1) 基本方針

床止めの設計に当たっては、「4. 2 機能」に示す事項を満足するとともに、想定される外力に対して安全な構造となるよう設計する必要がある。

床止めは、河川を横断して設ける施設であることから、床止めに接続する高水敷や堤防の洗掘の防止について適切に配慮された構造とし、床止め周辺の堤防が一連区間の中で相対的な弱点とならないよう、設計する必要がある。また、床止めは河床高を固定することから、予め、これまでの河川整備と洪水等による長期的な河道の応答を分析し、床止めの新設又は改築による効果や影響が河道の変化にどのように顕れるかを考慮のうえ、位置や平面形状、方向、縦断形状及び横断形状等の施設の設置条件を検討する必要がある。

なお、河川改修などにより、床止めなどの河道内の構造物を改築し、旧施設を撤去する場合には、周辺の堤防、河床や河岸及びその他の河川管理施設等への影響が生じることも想定される。このため、長期的な河道の応答を分析したうえで、一部施設の残置や撤去方法など必要な対策工等を検討する必要がある。

床止めの位置や天端高については河道計画で概略設定しているが、床止め設置後の将来的な河床変動を考慮して、位置や天端高を必要に応じて見直す。特に、床止め設置後の河床変動が激しく、安定しないことが想定される場合には河道計画を見直すことも考えられる。河道計画を見直した場合には、床止め設置後の河床変動特性を再度確認し、河道の維持管理に支障が生じないことを確認する必要がある。

河川整備においては、河川法の目的である河川環境の整備と保全の観点から、河川が本来有している自然環境や多様な景観の保全・創出が図られることが基本であることから、床止めの設計に当たっては、生物の生息・生育の環境や水辺環境、周辺の景観等との調和を図る必要がある。

床止めは、一般に、床止め上下流で落差を生じたり、床止め本体上で浅い水深の流れを生じ

るため、魚類の遡上等を妨げることがないよう、構造令第35条の2の規定に従って魚道を設置したり、床止め本体を緩斜型の構造とするなどの対策を講じる必要がある。

2) 天端高と落差

床止めの天端高は、河道計画における河道の縦断形の検討により決定される設計・管理の目安となる河床高等（計画横断形の河床に係る部分をいう）と一致させる必要がある。また、床止めの落差については、小さい落差より大きな落差の方が床止め下流で跳水による確実な減勢が期待できるが、一方で魚類の遡上等の妨げとなることや、洗掘の危険性が増大するなどの課題も生じる。したがって、床止めの落差は1～2m程度以内とする必要がある。

床止めの天端高と落差の設定に当たっては、設置後の将来的な河床変動量を把握し、設計・管理の目安となる河床高を維持できるか確認する必要がある。河床変動量予測の結果、設計・管理の目安となる河床高等を維持できないと判断される場合には、以下の対策が必要となり、河道計画の見直しも含めて検討する必要がある。

- ・床止めの位置、落差高を変更する
- ・護岸や橋脚基礎等の構造物において必要な対策を実施する。

河床変動量予測を行う際には、比較的変動量の小さい平水時と中小洪水を中心とした経年的な予測に加え、短期的に変動量が大きい洪水時の状況も把握しておく必要がある。

3) 床止めの位置

床止めの位置は、「計画編 第3-1章 河道並びに河川構造物 第1節 河道計画 1.6.5 床止めの計画」を踏まえ、河道の平面形状や床止めを設置したことによる流況の変化等を検討して決定する必要がある。設置後の流況変化という観点から望ましいと考えられる設置箇所の留意点を整理すると以下のとおりである。

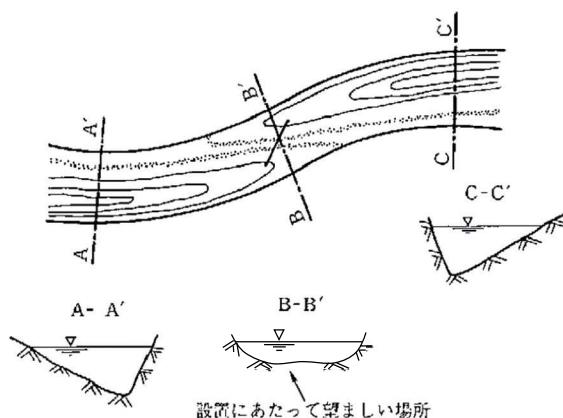


図1-4-2 砂州の移動がある場合に設置が望ましい場所

- ①床止めの安定性は、設置後の河床形状に大きく影響を受けるため、床止めの上下流で大きな河床洗掘が生じにくい直線河道に設置する。
- ②蛇行度がある程度あり砂州の移動が生じる場合は、図1-4-2に示すような横断形状がほぼ矩形断面となる地点に設置する。矩形断面の位置は低水路の法線形状や砂州の形成条件によって変わるので、横断測量結果よりその位置を判断する。
- ③堤防法線と低水路法線が平行な箇所は、偏流等が生じることが少ないと想定される箇所を選んで設置する。
- ④床止めは、洪水時に床止め付近の堤防や河岸での激しい流れを生じさせることがあるため、近傍に山つき箇所、堤内地盤高の高い箇所、掘り込み河道部等がある場合には、その地点を選んで設置する。
- ⑤合流点付近に床止めを設置する必要がある場合は、合流点の直近に設置するのではなく、

やや上流へ設置し、洪水時に発生した床止め下流の激しい流れが収まった後に合流するようとする。

4) 平面形状及び方向

床止めを流下する流水は、通常、床止めと直角の方向に流れるものであり、その平面形状によっては、下流側の水衝作用を助長したり、局所洗掘の原因となることが多い。このような理由から、床止めの河川横断方向の線形は洪水流に対して直角とする。なお、主に中小河川において、下流部での局所洗掘、床止め付近での洪水流の著しい乱れ等による治水上の支障が生じるおそれがない場合は、図 1-4-3 に示すような折線型、曲線型の床止めとすることができる。

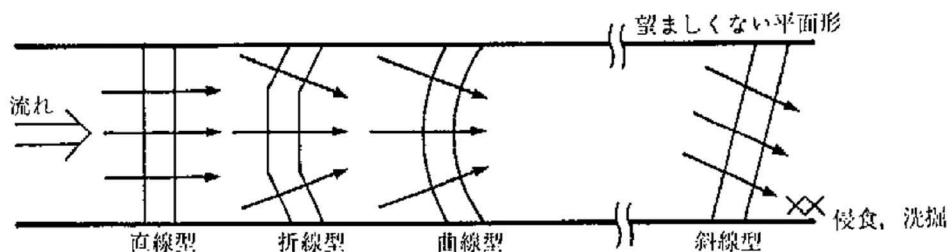


図 1-4-3 落差工の平面形状模式図

5) 縦断形状

床止め本体の縦断形状としては、一般に直壁型が用いられている場合が多いが、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、本体の下流側のり勾配を 1 : 10 程度より緩い緩傾斜型にする場合もある。ただし、落差が大きい緩傾斜型の場合には、緩い勾配にすると、流速の速い範囲が下流に広がるおそれがあり、構造物が相対的に大きくなることから、経済的に見て不利になる場合が多く、さらに、河床の広い範囲をコンクリート構造で覆うことになるので、環境・景観面からも配慮が必要である。

6) 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的である。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生生物の遡上・降下のために天端形状を V 字型にすることがある。この場合は、流水の集中による河床変動や構造物の安全性について留意する必要がある。

7) 端部の構造（嵌入、取付擁壁）

床止め本体の端部処理については、堤体に嵌入した場合、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必要がある。また、複断面河道では、樹木等の影響で高水敷上での流水が乱れることにより、高水敷と床止めの境界付近の洗掘を助長し、それが拡大することで堤防の決壊を引き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 1-4-4 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必要がある。特に、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に侵食が生じやすい。これを防止するため、図 1-4-5 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、床止め本体を河岸等に嵌入させてもよい。

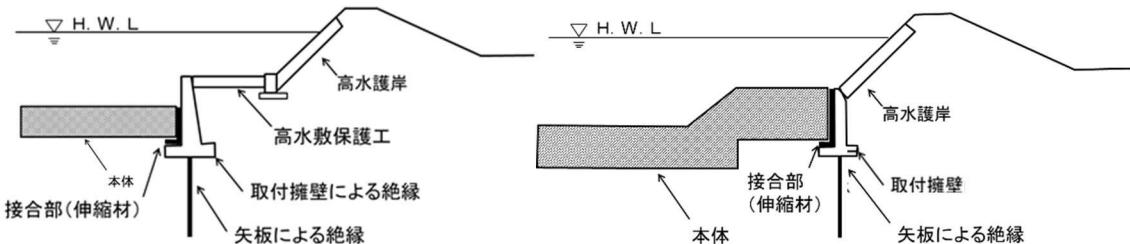


図 1-4-4 取付擁壁+高水敷保護工

図 1-4-5 本体の堤防のり尻までの嵌入

8) 安全、確実・円滑な施工

床止めの施工では、掘削中のボイリングや重機の転倒など、安全を脅かす状況が発生する可能性がある。このため、設計においても、安全で確実・円滑な施工が可能となるような配慮が求められ、施工上の制約から構造が決まることもある。

9) 機能を長期的に容易に維持できる構造

長期的に機能を低下させる要因としては、部材等の経年劣化、流砂等による部材の摩耗、圧密による地盤変位の進行に伴う床止め本体の沈下、床止め上下流の河床変動や土砂堆積、床止め本体と護床工の下面、護岸背面等における土砂の吸出し等があり、これらに配慮する必要がある。

10) 維持管理に配慮した構造

床止めの点検、修繕、更新等の作業を容易に行うため、堤防や高水敷に管理用通路や階段を設けるなど維持管理に配慮した構造にする必要がある。

<必 須>

床止めの設計に当たっては、以下の事項を反映するものとする。

- 1) 計画高水位（高潮区間にあっては、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。
- 2) 床止め周辺の堤防、河岸及びその他河川管理施設等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。

<標 準>

床止めの設計に当たっては、以下の事項を反映することを基本とする。

- 1) 床止めに求められる機能を満足するように床止めの位置、平面形状、方向、縦断又は横断形状及び端部の構造等を設定するとともに、設計の対象とする状況と作用に応じた安全性能を設定し、照査によりこれを満足することを確認する。
- 2) 床止めの天端の高さは、河道計画に基づき決定されるものであるが、設計・管理の目安となる河床高等（計画横断形の河床に係わる部分をいう）と一致するよう設計する。なお、河床変動の著しい河川では現況河床及び将来の変動を想定して定める必要がある。
- 3) 床止め上下流の落差は、1~2m程度とする。
- 4) 環境及び景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性及び経済性等を総合的に考慮する。
- 5) 土質・地質調査、河道特性や自然環境等を把握するため現地条件や設置目的に応じて必要な調査を計画して実施する。

<推奨>

事前の地盤調査は、土層構成、土質、地下水の状況などを把握し、設計に必要な地盤性状及び土層の特性等の条件を設定するため、ボーリング調査・原位置試験及び室内土質試験の組合せで実施することが望ましい。なお、事前の地盤調査結果より軟弱地盤や透水性地盤が想定される場合には、各々の課題に対応した原位置試験等の調査・試験を実施したうえで設計に反映することが望ましい。

また、環境面では、護岸のブロックに適度な空隙や粗度を発生させ水生生物の生息や移動(生態系ネットワーク)等に支障が生じないように工夫した設計を、景観面では、コンクリートブロックの明度(護岸の明度は6以下を目安)やテクスチャー(輝度の標準偏差は11以上を目安)、表面の景観パターン等に留意した設計を行うことが望ましい。

4.4 基本的な構造

4.4.1 構造型式の設定

<考え方>

床止めの構造は、コンクリート構造と屈とう性構造に大きく分けられる。コンクリート構造が一般的に多く用いられている。屈とう性構造は、コンクリート構造に比べて経済的に有利であり、施工が容易である等の利点を持つことが多いが、地震時に液状化するような危険性のある箇所や、複断面河道となっている急流河川では、被災を受けやすいため避けた方が良い。構造型式は、環境及び景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性及び経済性等を総合的に考慮して選定する必要がある。

1) コンクリート構造

コンクリート構造には、分離式構造と一体式構造がある。分離式構造は、本体と水叩きを分離し、本体にかかる重力により、土圧、水圧等の外力に対する安定を保つ型式である。一体式構造は、本体・水叩きを鉄筋コンクリートなどで一体化した型式である。

従来の設計では、分離式構造を基本としていたが、この構造には以下の問題点が指摘されていた。

- ・本体のみで自立させる構造であるため、安定する自重を確保するための本体幅が大きくなりすぎる
- ・本体と水叩きの接合部で流水や地震により目地等の開きが発生した場合、パイピング現象により床止め本体が被災を受ける可能性がある

本体と水叩きを一体とした一体式構造の床止めでは、これらの問題点を解消できる場合が多いことから、最近ではこの構造が用いられることが多い。ただし、揚圧力が大きくなる場合等では、分離式構造が有利となることもある。

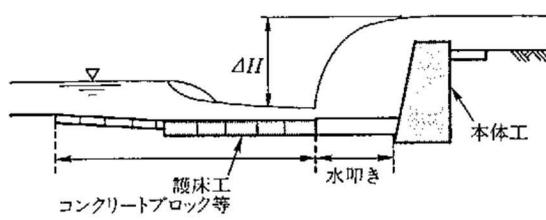


図1-4-6 分離式構造

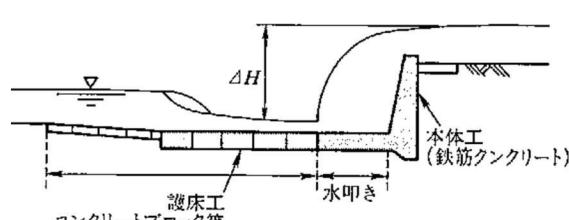


図1-4-7 一体式構造

2) 屈とう性構造

床止めでは天端の沈下、欠落は許されないので、ブロック同士の一体性が強い層積みとした方が良い。また、特に高流速となり流れが乱れる区間では、鉄筋によるブロック間の連結等によって全体が一体となって流水に抵抗できるようにする必要がある。この型式は、コンクリー

ト構造に比べて経済的に有利であり、施工が容易である等の利点を持つことが多い。屈とう性構造は以下のような場合に選定することが考えられる。

- ・河床変動が大きいと予想されるが、その変動量予測が難しいため、将来の床止めの变形を補修によって対処することが有利と判断される場合
- ・長期的な河床低下への部分的な対応や橋脚の保護のためなど、未改修分との接続のために暫定的に床止めが必要な場合

ただし、地震時に液状化するような危険性のある箇所（セグメント2-2及び3）や、複断面河道となっている急流河川（セグメント1）で、高水敷の侵食防止が必要な箇所での設置は、被災を受けやすいため避けた方が良い。

また、屈とう性構造では、ブロック間を水が伏流する可能性があることから水深が確保できず魚類等の移動の障害となることが予想されるので、水密性を保つ工夫や魚道の設置などを検討する必要がある。

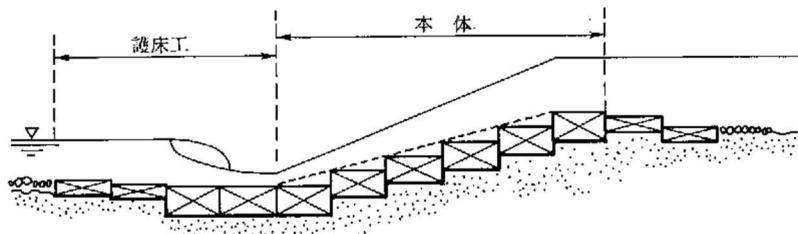


図1-4-8 屈とう性構造（コンクリートブロックの場合）

<標準>

床止めの構造型式は、コンクリート構造と屈とう性構造がある。構造型式の選定に当たっては、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、経済性、及び環境・景観との調和等に考慮して設定することを基本とする。

4.4.2 材質と構造

(1) 使用材料

<考え方>

床止めの使用材料は、設置目的に応じて要求される強度や耐久性を満足する必要がある。

<標準>

床止めの使用材料は、設置目的に応じて要求される強度や耐久性を満足するための品質を有し、その性状が明らかにされているものを使用することを基本とする。

<推奨>

鉄筋コンクリート構造物（プレキャスト製品を除く）に用いるコンクリートの設計基準強度は、 24N/mm^2 、無筋コンクリート構造物に用いるコンクリートの設計基準強度 18 N/mm^2 、鉄筋の材質は、SD345を推奨する。

JIS等の公的な品質規格に適合し、適用範囲が明らかな用途に対して使用することが望ましい。公的な品質規格がない材料の場合には、材料特性が床止めに及ぼす影響を試験等によって確認するとともに、品質についてもJIS等の規格と同等以上であることを確認することが望ましい。

(2) 主な構造

<考え方>

床止めを構成する主な構造としては、本体、水叩き、護床工、基礎、遮水工、取付擁壁・護岸、高水敷保護工・のり肩工、魚道等があげられる。本体は、一般にコンクリート構造、コンクリートブロックやかご工などで構成される。いずれの構造においても、所要の安全性を確保する必要がある。

<標準>

床止めは、本体、水叩き、護床工をはじめいくつかの部位から構成される。各部位には、水圧、土圧、揚圧力などの外力が作用するが、床止めを構成する各部位の設計に当たっては、床止め全体として機能を確保し、所要の安全性を確保できる構造となるように設計することを基本とする。

設計に当たっては、環境及び景観との調和を図ることを基本とする。

(3) 設計用定数

<標準>

床止めの設計に用いる材料の各種定数は、所要の安全性が確保できるよう、力学特性を考慮し、必要に応じて調査・試験を実施したうえで、設定することを基本する。

① ヤング係数

<標準>

設計に用いるヤング係数は、材料の特性や品質を考慮したうえで適切に設定することを基本とする。

<推奨>

ヤング率として、以下の値を用いることが望ましい。

1) ヤング係数

- ・コンクリートのヤング係数は、 $2.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (設計基準強度 : 24 N/mm^2)
- ・鋼材のヤング係数は、 $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

2) ヤング係数比

- ・許容応力度による設計を行う場合の鉄筋コンクリート部材の応力度の計算に用いるヤング係数比は 15

② 地盤に係る定数

<標準>

地盤に係る定数は、ボーリング調査、サウンディング調査、原位置試験、室内土質試験を組合せた地盤調査(既往調査含む)や周辺の工事履歴、試験施工等に基づき総合的に判断し、施工条件等も考慮したうえで、設定することを基本とする。

<推 横>

1) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力として、表 1-4-1 に示す値を用いることができる。

表 1-4-1 摩擦角と付着力

条件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 c_B
土とコンクリート	$\phi_B = -\frac{2}{3}\phi$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に 栗石を敷く場合	$\tan \phi_B = 0.6$ $\phi_B = \phi$	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ただし、 ϕ ：支持地盤のせん断抵抗角（度）、 c ：支持地盤の粘着力 (kN/m^2)

ϕ_B ：基礎底面と地盤との間の摩擦角 (rad)

c_B ：基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m^2)

2) 基礎地盤支持力及び摩擦係数

基礎地盤支持力及び摩擦係数は、表 1-4-2 に示す値を用いることができる。

表 1-4-2 基礎地盤支持力及び摩擦係数

基礎地盤の種類		許容支持力度		摩擦係数 場所打ちコンクリートの場合の壁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 (kN/m^2)	N 値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1,000	1,500	0.7	10,000以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	900	0.7	10,000以上	—
	軟岩、土丹	300	450	0.7	1,000以上	—
砂質地盤	密なもの	600	900	0.6	—	—
	密でないもの	300	450	—	—	—
粘性土地盤	密なもの	300	450	0.6	—	30~50
	中位なもの	200	300	0.5	—	15~30
粘性土地盤	非常に堅いもの	200	300	0.5	200~400	15~30
	堅いもの	100	150	0.45	100~200	8~15
	中位なもの	50	75		50~100	4~8

3) 地盤の許容鉛直支持力

地盤の許容鉛直支持力は、荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力に対して、表 1-4-3 に示す安全率を確保していることが望ましい。

表 1-4-3 安全率

常時、洪水時	地震時	施工時
3	2	2

荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力は、次式により求めることができる。平板載荷試験により求める場合には、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ を用いて以下の式に従って算出することが望ましい。

$$Q_u = A_e \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + (1/2) \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \}$$

ここに、

Q_u : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

q : 上載荷重 (kN) で、 $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数

κ : 根入れ効果に対する割増係数

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$\tan\theta$: 荷重の傾斜

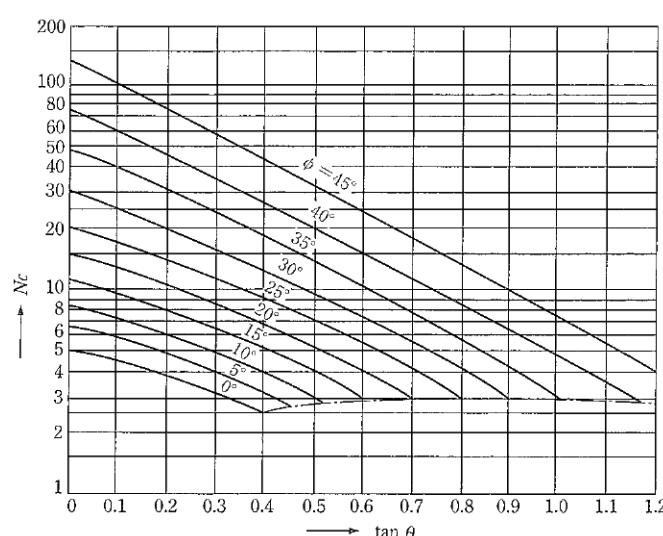


図 1-4-9 支持力係数 N_c を求めるグラフ

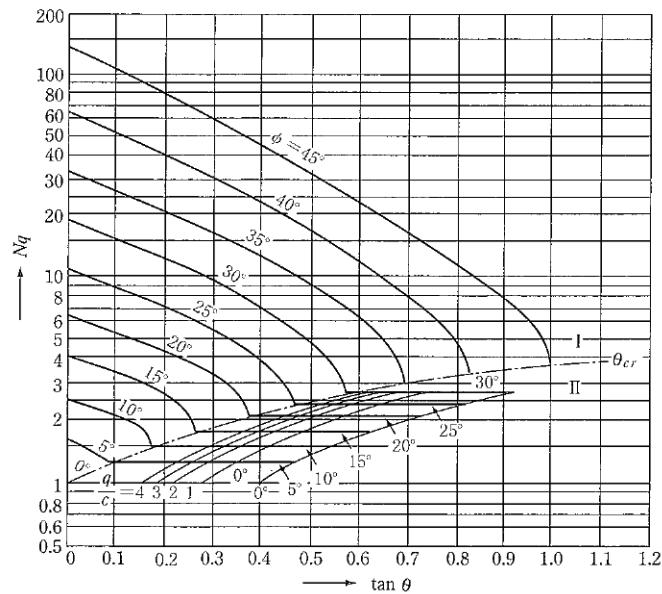


図 1-4-10 図支持力係数 N_q を求めるグラフ

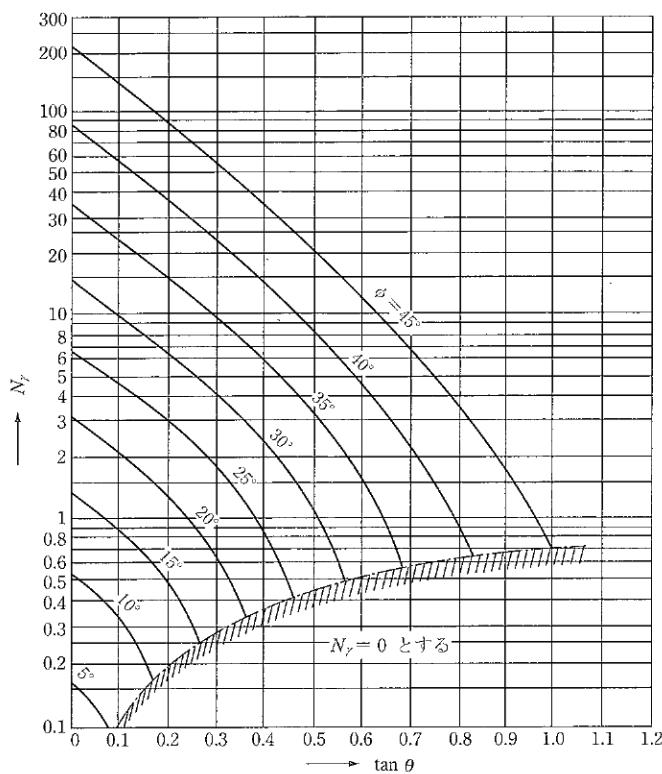


図 1-4-11 支持力係数 N_r を求めるグラフ

(4) 鉄筋コンクリート部材の最小寸法

＜標準＞

鉄筋コンクリートの部材の最小寸法は、耐久性、強度を有するために必要なかぶり及び施工性に配慮し設定することを基本とする。

<推 横>

鉄筋コンクリートの部材の最小寸法は、施工性を重視し主鉄筋を内側に配置するため、0.4mとすることが望ましい。

4. 5 安全性能の照査等

4. 5. 1 設計の対象とする状況と作用

<考え方>

床止めの設計に当たっては、常時、洪水時及び地震時の安全性能を確保することが求められる。コンクリート構造の床止めについては、常時、洪水時及び地震時に、屈とう性構造の床止めについては、常時及び洪水時について照査する必要がある。

照査に当たっては、基礎地盤の特性、河道の特性、維持管理に必要となる前提条件を設定する必要がある。なお、前提条件は、土質地質調査や河道特性調査等に基づき設定する必要がある。

設計の対象とする作用については、本体の自重、計画高水位以下の水圧、土圧、地震の影響等が考えられ、設計の対象とする床止めの状況に応じて適切に組合せて設定する必要がある。

また、必要に応じて施工時についても安全性能の照査を行う。

なお、床止めを高潮区間に設置された事例が確認されていないことから、本節においては、高潮や風浪、津波の作用は必要に応じて考慮することとしている。

<標準>

安全性能の照査に当たっては、次の表のように設計の対象とする状況と作用を設定し、これを踏まえて照査事項を設定することを基本とする。

床止めの状況	作用
常 時	自重（死荷重）、土圧、水圧、泥圧（必要な場合）、揚圧力等
洪水時	自重（死荷重）、土圧、水圧※、泥圧（必要な場合）、揚圧力 ※計画高水位
地震時	自重（死荷重）、水圧、泥圧（必要な場合）、揚圧力、地震の影響※等 ※構造物の重量に起因する慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、液状化の影響
その他	施工時荷重、セイシュによる影響

※高潮や風浪、津波等の影響を受ける場合には、必要に応じて考慮するものとする。

<推 横>

床止めの設計に当たっては、作用毎に以下の数値を用いることが望ましい。

1) 自重（死荷重）

自重（死荷重）は、適切な単位体積重量を用いて算出する。

材料の単位体積重量は、表 1-4-4、表 1-4-5 の値を参考に定めるものとする。

表 1-4-4 材料の単位体積重量 (kN/m³)

材 料	単位体積重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0
鉄鉄	71.0
アルミニウム	27.5
鉄筋コンクリート	24.5
コンクリート	23.0
セメントモルタル	21.0
木材	8.0
歴青材（防水用）	11.0
アスファルト舗装	22.5

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ことが望ましい。コンクリートについても、できるだけ試験データによることが望ましい。また、堤防盛土材料に現地の発生材を用いる場合や、盛土材料が明確になつていらない場合は、一般に 18 kN /m³ を用いる。

表 1-4-5 土の単位体積重量 (kN/m³)

地盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛土	砂及び砂礫	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から 9 を差し引いた値としてよい。

地下水位は施工後における水位の平均値を考慮する。

2) 土圧

①静止土圧

静止土圧は、次式による。

$$P_{hd} = K_0(\gamma \times h + q_0)$$

ここに

P_{hd} : 任意の深さの水平土圧強度(kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数(通常は $K_0=0.5$ と考えてよい)

γ : 土の単位体積重量(kN/m³)

h : 任意の深さ(m)

q_0 : 上載荷重(kN/m²)

②主働土圧

主働土圧は、次式による。

$$P_a = K_A(\gamma \times h + q_0)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta) \cdot}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$\cot(\xi_A - \alpha) = -\tan(\phi + \delta + \theta - \alpha)$$

$$+ \sec(\phi + \delta + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha)}}$$

ここに

Pa : 任意の深さの主働土圧強度(kN/m²)

K_A : 主働土圧係数

ξ_A : 主働崩壊角(度)

γ : 土の単位体積重量(kN/m³)

h : 任意の深さ(m)

q_0 : 上載荷量(kN/m²)

α : 地表面と水平面のなす角(度)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角(度)

ϕ : 土の内部摩擦角(度)

δ : 土圧作用面の種別に応じた壁面摩擦角(度)

土と土の場合 : $\delta = \phi$

土とコンクリートの場合 : $\delta = \phi/3$

ただし、 $\phi - \alpha < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha) = 0$ とする。

上載荷量 q_0 は必要に応じて考慮する。

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

③ 地震時主働土圧

地震時主働土圧は、「河川構造物の耐震性能照査指針 IV水門・樋門及び堰編」による。

3) 水圧

① 静水圧

静水圧は、常時、洪水時においては、流量規模に応じた上流側及び下流側の水位を求め、最大となる水位差の水圧を求める。地震時においては、上下流とも平水位での水圧とする。

② 地震時動水圧

地震時動水圧は、「河川構造物の耐震性能照査指針 IV水門・樋門及び堰編」による。

4) 揚圧力

揚圧力は、水叩き長と上下流水位差により求める。

5) 構造物の重量に起因する慣性力

構造物の重量に起因する慣性力は、構造物の重量に水平震度を乗じた水平力として算出する。このときの水平震度は、「河川構造物の耐震性能照査指針 IV水門・樋門及び堰編」による。なお、動的照査法を用いる場合は、構造物の質量に応答加速度を乗じたものとして算出される。

6) その他荷重

床止めや魚道の設計に当たっては必要に応じて以下の荷重を考慮する。

- 施工時荷重

- セイシユによる影響

4. 5. 2 安全性能の照査

<考え方>

床止めは、「4.5.1 設計の対象とする状況と作用」に示す状況と作用毎に、照査の条件として適切な床止めの上下流の水位の組合せを設定し、安全性能について照査する必要がある。

<標準>

床止めは、「4.5.1 設計の対象とする状況と作用」に対し、以下の事項の安全性能について照査することを基本とする。

- (1) 常時の安全性能
- (2) 洪水時の安全性能
- (3) 耐震性能

照査に当たっては、これまでの経験及び実績から妥当とみなせる方法又は論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とする。

<推奨>

鉄筋コンクリート部材の安全性能を照査するに当たっては、以下の手法によることが望ましい。

- ・部材の設計に用いる断面力は、弾性理論により算出する。
- ・部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。

(1) 常時の安全性能

<考え方>

床止めは、自重や背面からの土圧、さらに軟弱な地盤上に床止めを新設する場合には基礎地盤の強度不足又は圧縮性が大きいことによる圧密沈下等により、構造物の安全性が損なわれる可能性があるため、取付擁壁の応力度や基礎の沈下量、支持力等について常時の安全性能の照査を行う必要がある。護岸についても必要に応じて常時の安全性能の照査を行う必要がある。

<標準>

常時の床止めの安全性能は、本体や水叩きの自重、水圧、土圧、揚圧力が作用に対して以下の項目の安全性を評価し、所定の安全性又は許容値を満足することを照査の基本とする。

1) 各部位の安定性

床止め本体（一体式構造の場合は水叩きを含む、以下同様）が転倒、滑動、基礎地盤支持力に対して所要の安全性を確保する。また本体については、揚圧力に対して所要の安全性を確保する。

2) 発生応力に対する安全性

「4.5.1 設計の対象とする状況と作用」により諸条件を設定し、床止め本体に発生する応力が「4.5.3 許容応力度」以下となることを確認する。

3) 耐浸透性能

床止め本体と基礎地盤との接触面における浸透に対して所要の安全性を確保する。

<推 横>

1) 各部位の安定性

所要の安定性とは、表 1-4-6 に示す安全率を満足するものとする。

表 1-4-6 各項目の安全率

項目	安全率
転倒	合力の作用点が中央 1/3 以内
滑動	1.5
基礎地盤支持力	3

2) 発生応力に対する安全性

せん断応力度は、せん断力を部材幅 (b) ×有効高 (d) で割った平均せん断応力度とする。

せん断応力度の照査は、支点が直接支持となっているものは支点の前面より $1/2 \times h$ だけ内側で行ってよい。(h: はり高)

3) 耐浸透性能

耐浸透性照査における所要の安全性は、地盤の土質区分、本体及び水叩き長、考慮する水頭差、遮水工の配置、深さ、長さを考慮したうえで、レインの式による浸透経路長を満足することを確認する。なお、遮水工を 2 列に入れる場合深さに対して間隔が短すぎると浸透路長が遮水工沿いとはならない場合があるので、実現象に合うように浸透路長をとるよう留意する。また、地盤が互層の場合は、浸透流が常に浸透抵抗の小さいところを流れることを念頭において浸透経路を検討することが望ましい。

$$\text{レイン加重クリープ比 } C \leq \frac{\frac{L}{3} + \sum l}{\Delta H}$$

ここに

C : 加重クリープ比

L : 本体及び水叩きの長さ (m)

$\sum l$: 鉛直方向浸透路長 (m)

ΔH : 上下流最大水位差 (m)

表 1-4-7 加重クリープ比 C

地盤の土質区分	C
極めて細かい砂又はシルト	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
栗石と礫を含む砂利	2.5
柔らかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
堅い粘土	1.8

4) 揚圧力に対する安全性

揚圧力に対する安全率は、4/3とする。

(2) 洪水時の安全性能

<考え方>

床止めは、計画高水位（高潮区間にあっては、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が求められる。

なお、安全性能の照査は、本体・水叩き一体式構造と分離式構造において行うものとする。

<標準>

洪水時の床止めの安全性能は、本体や水叩きの自重、水圧、揚圧力が作用する状態で、以下の項目について照査することを基本とする。

1) 各部位の安定性

床止め本体が転倒、滑動、基礎地盤支持力に対して所要の安全性を確保する。また本体については、揚圧力に対して所要の安全性を確保する。

2) 発生応力に対する安全性

「4.5.1 設計の対象とする状況と作用」により諸条件を設定し、床止め本体に発生する応力が「4.5.3 許容応力度」以下となることを確認する。

<推奨>

1) 各部位の安定性

所要の安定性とは、以下の安全率を満足するものとする。

表 1-4-8 各項目の安全率

項目	安全率
転倒	合力の作用点が中央 1/3 以内
滑動	1.5
基礎地盤支持力	3

揚圧力に対する安全率は、4/3とする。

2) 発生応力に対する安全性

せん断応力度は、せん断力を部材幅 (b) ×有効高 (d) で割った平均せん断応力度とする。

せん断応力度の照査は、支点が直接支持となっているものは支点の前面より $1/2 \times h$ だけ内側で行ってよい。(h:はり高)

(3) 耐震性能

<考え方>

床止めの耐震性能の照査は、「河川構造物の耐震性能照査指針」に基づき実施する必要がある。レベル 1 地震動に対しては、地震によって床止めとしての健全性を損なわないか否かを照査する。なお、本体以外は構造物の主な部分ではないため照査対象外として良い。また、床止め本体（一体式構造の場合は水叩きを含む）が転倒、滑動、基礎地盤支持力に対して所要の安全性を確保することについても照査する必要がある。

床止め本体(一体式構造の場合は水叩きを含む)には地震時に慣性力及び水圧が作用するとともに、本体の背面には地震時土圧が作用する。また、床止め本体、水叩きの地震時挙動は、地形、地盤条件等の種々の要因の影響を受けるが、中でも、基礎地盤の影響を大きく受ける。基礎地盤が液状化した場合には、液状化に伴う基礎地盤の変形が地震時挙動に大きく影響を及ぼすため、液状化を考慮する必要がある。

<標 準>

耐震性能の照査に当たっては、レベル1地震動に対して地震によって床止めとしての健全性を損なわないことを照査の基本とする。

<推 熨>

1) 各部位の安定性

所要の安定性とは、表1-4-9に示す安全率を満足するものとする。

表1-4-9 各項目の安全率

項目	安全率
転倒	合力の作用点が中央2/3以内
滑動	1.2
基礎地盤支持力	2

2) その他の安全性

その他の耐震性能の照査については、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説IV. 水門・樋門及び堰編」による。

4. 5. 3 許容応力度

<標 準>

許容応力度等は、使用する材料の基準強度や力学特性を考慮して、所要の安全性が確保できるように設定することを基本とする。

<推 熨>

許容応力度として、以下の値を用いることが望ましい。

1) コンクリートの許容応力度

表1-4-10 コンクリートの許容応力度(N/mm²)

設計基準強度	許容曲げ圧縮応力度	許容付着応力度	許容せん断応力度
24	8.0	1.60	0.39

なお、無筋コンクリートの許容応力度は、最新の「道路橋示方書・同解説IV. 下部構造編」による。

2) 鉄筋の許容引張応力度

表 1-4-10 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

応力度、部材の種類		鉄筋の種類	SD345
引張応力度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合	一般の部材※1	180
		厳しい環境下の部材※2	160
	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値		200
	鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合		200

※1 通常の環境や常時水中、土中の場合

※2 一般の環境に比べて乾湿の繰り返しが多い場合や有害な物質を含む地下水位以下の土中の場合（海洋環境などでは別途かぶりなどについて考慮する）

3) 鋼材の許容応力度（ゲート等の機械設備を除く）

表 1-4-12 構造用鋼材の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

区分及び応力度の種類			鋼材記号	SS400 SM400 SMA400W	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
母材部		引張	140	185	210	255
		圧縮	140	185	210	255
		せん断	80	105	120	145
溶接部	工場溶接	全断面溶込みグループ溶接	引張 圧縮 せん断	140 140 80	185 185 105	210 210 120
		すみ肉溶接、部分溶込みグループ溶接	せん断	80	105	120
現場溶接			引張 圧縮 せん断	原則として、工場溶接と同じ値とする。		

4) 鋼管杭の許容応力度

表 1-4-13 鋼管杭の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

区分及び応力度の種類		鋼管杭の種類	SKK400	SKK490
母材部		引張	140	185
		圧縮	140	185
		せん断	80	105
溶接部	工場溶接	引張	140	185
		圧縮	140	185
		せん断	80	105
現場溶接		引張	原則として、工場溶接と同じ値とする。	

5) 既製コンクリート杭の許容応力度

JIS に基づき適切に定める。

6) 許容応力度の割増し

作用の組合せにおいて地震の影響、施工時荷重等を考慮する場合は、表 1-4-14 による許容応力度の割増しを行うことができる。下記以外の作用の組合せによる許容応力度の割増しを考慮する場合は、個々の状況に応じて適切に定める。

表 1-4-14 許容応用力度の割増し

短期荷重	割増率 (%)
地震の影響を考慮する場合	50
施工時荷重を考慮する場合	50

4. 6 各部位の設計等

4. 6. 1 本体

<考え方>

床止め本体は、河床の洗掘を防いで河床を安定させ、河川の縦断又は横断形状の維持に必要な機能を満足する適切な位置へ設ける必要がある。

本体の設置位置の考え方は「4.3 設計の基本」に示す通りとする。

本体の縦断形状は、直壁型と緩傾斜型に大別できる。選定に当たっては、設置する河道の特性を踏まえ、環境及び景観的な観点も含めた総合的な比較検討を行った方が良い。

天端高と落差は、「4.3 設計の基本」に示す内容により設計し、構造形式や端部の取り合いを考慮のうえ、設定する必要がある。

天端幅は 0.5m 程度が最小と考えられるが、河床材料により天端幅を広く確保する場合や、滑動などに対する安全性より求める場合がある。転石が多い河川に設置する場合は、流失土砂による衝撃に耐えられるとともに、通過土砂の摩耗にも耐えうるような幅とした方が良い。流失土砂による衝撃や摩耗の程度は、設置場所での河道特性により異なるため、注意を要する。

<必須>

床止め本体は、設計荷重に対して安全な構造となるように設計するものとする。

<標準>

床止め本体は、自重、土圧、静水圧、揚圧力、地震時慣性力等を考慮して、所要の安全性が確保されるように設計することを基本とする。

<推奨>

1) 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、基礎地盤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ことが求められる。無筋構造とする場合は、本体と水叩きとが一体式構造となっていても、不測の事態を考慮して、図 1-4-12 のように本体単独で安定計算を行う必要がある。転倒については、本体底面について検討を行う必要がある。

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、一体式構造と見なして図 1-4-13 に示す荷重に対する安定検討を行い、一体式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。

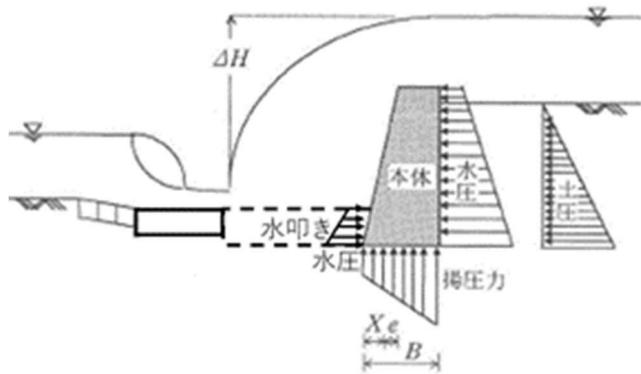


図 1-4-12 一体式構造と見なさない場合（常時、洪水時の場合）

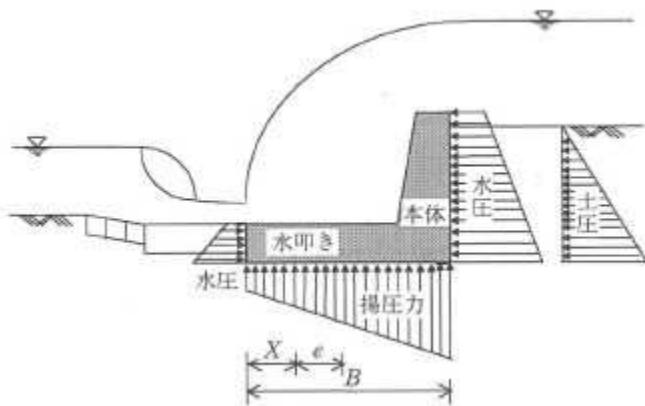


図 1-4-13 一体式構造と見なす場合（常時、洪水時の場合）

滑動及び基礎地盤支持力は、直接基礎にあっては、地盤と底面との摩擦抵抗力及び基礎地盤支持力について検討し、杭基礎等である場合には鉛直支持力と水平支持力について検討を行う必要がある。

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筋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 1-4-14 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。

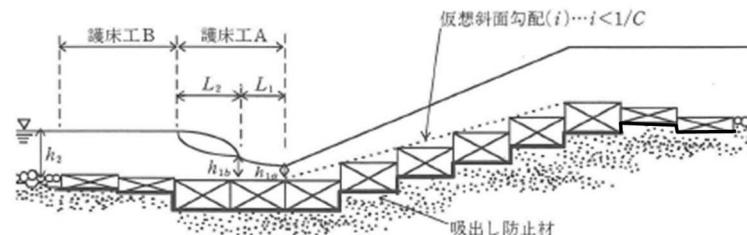


図 1-4-14 ブロック構造による落差工の模式図

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、洪水時及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：上下流とともに平水時の水位差）、揚圧力である（図 1-4-15）。揚圧力は、水叩きの長さと上下流水位差とにより、次式により計算するものとする。

$$U_{px} = \left(h_{1x} + \Delta h \frac{\Sigma l - l_x}{\Sigma l} + d \right) W_0$$

U_{px} ：任意の点の揚圧力

Δh ：上下流最大水位差

Σl ：全浸透路長 = $L_p + l_1 + l_2 + l_3 + l_4$

l_x ：任意の点での浸透路長

W_0 ：水の単位積重量

d ：水叩き天端高と本体底面高の差

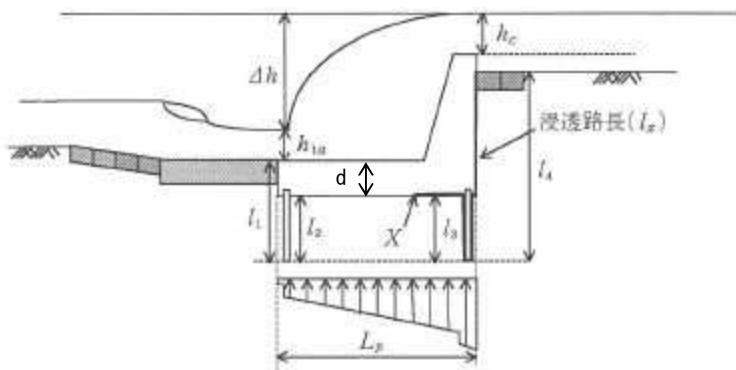


図 1-4-15 床止めに作用する揚圧力

(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、転倒に対する安全率が規定以上「4.5.2 (1) 常時の安全性能」、「4.5.2 (2) 洪水時の安全性能」「4.5.2 (3) 耐震性能」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「4.5.2 (1) 常時の安全性能」、「4.5.2 安全性能の照査 (2) 洪水時の安全性能」、「4.5.2 安全性能の照査 (3) 耐震性能」の安全率の規定以上になるよう設計する。

(4) 基礎地盤支持力に対する検討

直接基礎においては、「4.4.2 構造形式の設定 (3) 設計用定数②地盤に係る定数」に示す地盤許容支持力度が鉛直最大反力以上になるよう設計する。

安定計算は、重力擁壁としての安定計算法を用いて行う。なお、基礎地盤支持力に対する検討としては、揚圧力が生じない状態（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さ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個所や、背後地に及ぼす影響の大きい個所に設置する床止めについては、鉄筋直径 0.013m の用心鉄筋を表面付近に 0.25m 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。

<例 示>

玉石が多く流下する河川では天端幅を 2.0m、砂混じりの砂利や玉石混じりの砂利が多く流下する河川では天端幅を 1.0m としているなど、天端幅を大きくしている事例がある。

4. 6. 2 水叩き

<考え方>

水叩きは、本体からの越流水による洗掘、流水や転石による衝撃から構造物の破損を防ぐために設置するものである。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基礎地盤支持力の低下、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、堤体下部からの吸出し及び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と揚圧力に耐えうる重量（厚さ）を有する必要がある。

また、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を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を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、「4.5.2 安全性能の照査」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ウオータークッションを設ける等の工夫を図る必要がある。

<必 須>

水叩きは、必要な水密性を有する構造とし、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。

<標 準>

水叩きは、本体を越流する水の侵食作用や水や転石による直接衝撃による構造物の破損を防ぎ、下面から働く揚圧力に対して安全な長さ及び構造とすることを基本とする。

<推 標>

水叩きの設計に当たって、長さ、厚さを以下の通り考慮することが望ましい。

1) 水叩きの長さ

水叩きの長さの計算は、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 RAND(1955) の公式を示す。

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

ここに、W：水叩き長、D：落差高、hc：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、 $hc + D > h_2$ の場合に完全越流であり、 $hc + D = h_2$ 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 $hc + D = h_2$ 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、 $hc + D = h_2$ 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 $hc + D = h_2$ を境界とし、完全越流、潜り越流に分類して扱っても良い。

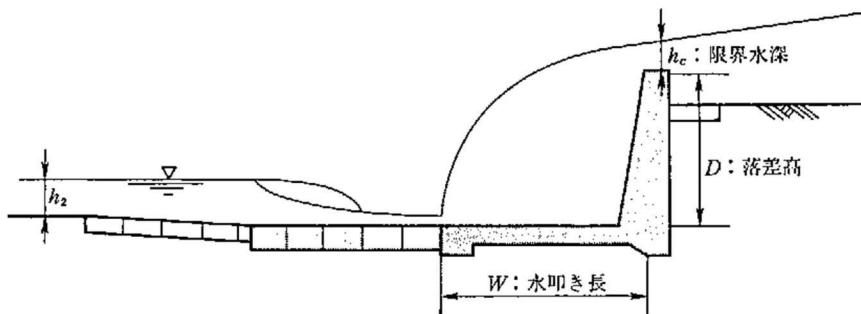


図 1-4-16 完全越流時の水面形状

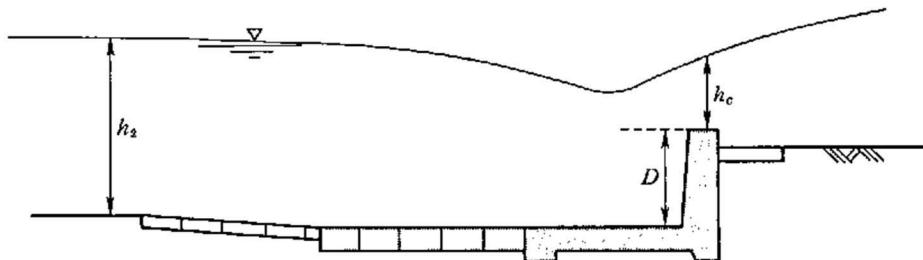


図 1-4-17 潜り越流時の水面形状

2) 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となる重量（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 0.4m 以上としておくことが望ましい。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。鉄筋構造の場合は、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。

$$t = \frac{F_s \frac{u_{pm} - h_{ta} W_o}{r_c - 9.8}}{}$$

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/m³)
 r_c : コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)
 F_s : 安全率 (F_s は一般に 4/3 が用いられている)
 W_o : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 h_{ta} : 越流落下水深 (m)

水叩きの縦断形状は、魚類等の遡上等、流水の減勢等を考慮して、下流の河床よりも掘り込んでウォーターカッショングを設ける等の工夫を図る。

また、水叩き等では、流水等の侵食作用によるコンクリート表面の摩耗、礫の落下や転石による直接衝突によるコンクリート表面のひび割れや剥離が生じやすいため、必要に応じて、コンクリート自体の摩擦抵抗性を高めるほか、摩耗抵抗性の高い材料によってコンクリート表面を保護する等の摩耗の進行を抑制する対策を検討する。

<例示>

水叩きのコンクリート表面の摩耗の進行を抑制するため、高強度コンクリートや高強度モルタル等の材料による表面保護を施した事例がある。

4. 6. 3 護床工

<考え方>

護床工は、床止め上下流で生じる局所洗掘の防止や、高速流の減勢のために本体及び水叩き上下流側に設置するものである。

護床工の構造、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系への影響、河床の地質等を勘案して選定する。

例えば、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）では、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が用いられ、その下流の整流となる区間（護床工B）では、できるだけ流勢を減殺する工法として、一般には、コンクリートブロックや粗朶沈床、木工沈床、改良沈床等が用いられる。護床工Bは、できるだけ屈とう性を持たせ、護床工Bの下流端では河床とのなじみをよくする。このように護床工Aから護床工Bにかけて硬い構造のものから軟らかい構造のものへと変化させ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上流側の水深と同様の距離以上とする必要がある。

特に急流河川では、下流側の護床工A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又は護床工に設置し、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、バッフルピア、段上がりがある。魚類等のためには、段上がりとしてウォーターカッシュの水深を深くする方法がよい。

<必須>

護床工は、必要な屈とう性を有する構造とし、近傍流速に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標準>

護床工は、本体及び水叩き上下流での洗掘を防ぐため、その上下流側に設けることを基本とする。

護床工は、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コンクリート構造等、その下流の整流となる区間では屈とう性を有する構造とし、本体上下流での洗掘を防ぐことができる長さ及び構造となるよう設計することを基本とする。

<推薦>

上流側護床工及び下流側護床工の設計に当たっては、長さ、重量は以下のとおり考慮する。

1) 護床工の長さ

(1) 上流側護床工

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、本体及び河岸部の取付擁壁を保護することを目的としている。本体天端高より上流側河床高が低下すると、本体直上流部では渦流の発生が促進され、局所洗掘が発生しやすい。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1-4-18）。各区間での計算方法を次に示す。

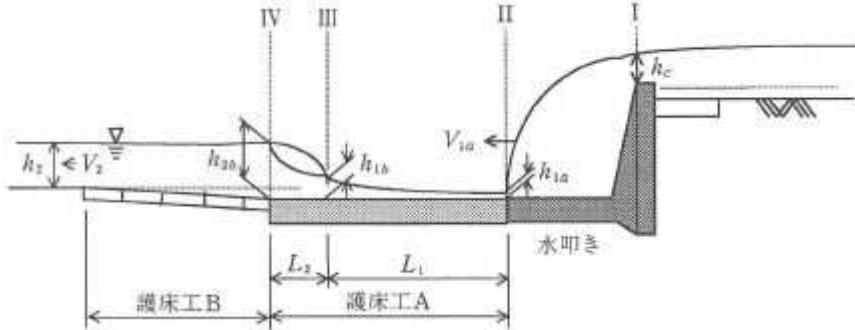


図 1-4-18 下流側護床工の区分

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 と跳水発生区間長 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。

① 越流落下水深 h_{1a} の計算

I - II 断面（図 1-4-18 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) を代入して加の多項式とし、トライアル計算により越流落下水深 h_{1a} を求める。

② 跳水開始水深 h_{1b} の計算

III - IV (図 1-4-18 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、水叩き下流端で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_1 が長くなりすぎ、護床工 A の施工延長が長くなってしまうことがある。この場合には、エンドシル、バッフルピア、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。

2) 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、力学的な安定等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対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1-4-19参照）。

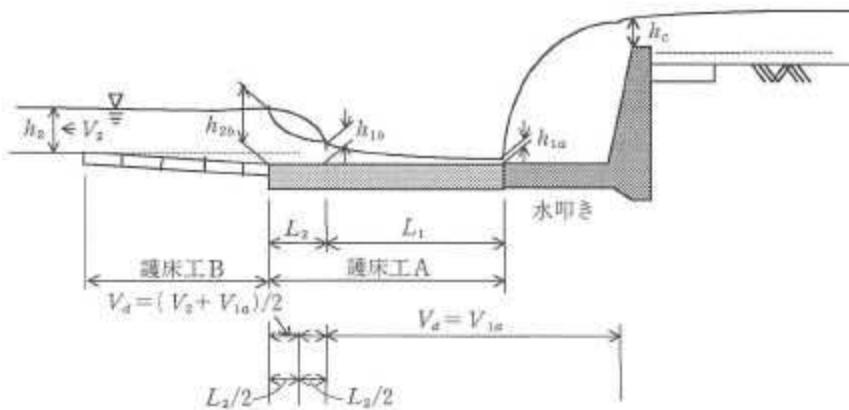


図1-4-19 下流側護床工の長さの区分

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 $V_d = \text{本体直下流流速 } V_{1a}$ 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。

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

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 ($V_d = V_2$)。

4. 6. 4 基礎

<考え方>

床止め本体の基礎は、直接基礎が一般的である。その他の基礎として杭基礎があるが、直接基礎で十分に本体等を支持できない場合に杭基礎を採用する。

基礎の設計に当たっては、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(平成24年3月)」、杭基礎に当たっては「杭基礎設計便覧(平成27年3月)」により設計するものとする。道路橋示方書は平成29年11月に、杭基礎設計便覧は令和2年9月に改訂されている。これらの改訂では、性能規定(限界状態設計法及び部分係数法)に対応した記述に見直しており、従来の仕

様規定（許容応力度設計法）とは異なる設計体系となっている。一方、堰の耐震設計以外の設計は、性能規定化に至っておらず本基準においても仕様規定での設計体系である。そのため、道路橋示方書、杭基礎設計便覧の設計法を適用する場合は、従来の仕様規定について記載しているものを適用する必要がある。

＜必 須＞

基礎は、上部荷重等によって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するものとする。

＜標 準＞

基礎は、本体及び水叩きと取付擁壁、魚道の間に不同沈下が発生し堤防の弱点とならないようするため、本体及び水叩きと取付擁壁、魚道の下に同一の基礎で設けることを基本とする。

基礎の形式及び構造は、良質な地盤に安全に荷重を伝達できるよう適切に選定することを基本とする。

＜例 示＞

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。

4. 6. 5 遮水工

＜考え方＞

遮水工は、上下流の水位差で生じるおそれのある揚圧力やパイピング作用を減殺するため設ける必要がある。本体および水叩き端部に設けられる遮水工は、取付擁壁及び護岸に設置する遮水工と連続させるものとする。また、取付擁壁に設ける遮水工は、本体及び水叩き端部に設けられる遮水矢板と同規模とする必要がある。

遮水工の深さ及び水平方向の長さは、水頭差、遮水工の配置を考慮したうえで、レインの式などによる浸透経路長を検討し設定する必要がある。また、遮水工には構造計算上の荷重は分担させない。遮水工は一般的に鋼矢板が用いられるが、鋼矢板以外の材料とする場合は材料の強度、耐久性、遮水効果について検討を行う必要がある。

＜必 須＞

遮水工は、必要な水密性を有する構造とし、地盤条件や施工条件に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

＜標 準＞

遮水工は、上下流の水位差で生じるおそれのある揚圧力やパイピング作用を減殺する構造として設計することを基本とする。

＜推 奨＞

1) 配置

遮水工は、内外水位差による浸透水の動水勾配を減少させ、本体、水叩き下部の土砂移動と洗掘による土砂の吸出しを防止するために図 1-4-20 のように設けることが望ましい。

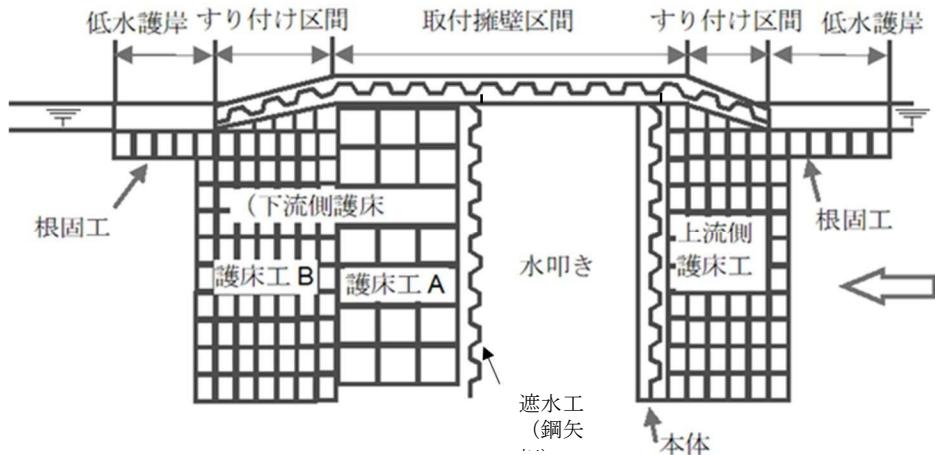


図 1-4-20 遮水工の設置平面図

2) 構造

遮水工は、本体と離脱しないように配慮して設計することが望ましい。遮水工の根入れ長は、鉛直方向の浸透経路で計算するが、遮水工を2列に入れる場合、実現象の流線を考えると一般に遮水工間隔の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、水叩きの長さを伸ばすなどの処置をする場合が多い。

3) 鋼矢板を遮水工として用いる場合の留意点

鋼矢板は遮水工として用いる場合、安全性、現場条件及び鋼矢板の市場性を考慮したうえで、経済比較を行い、適切に選定することが望ましい。

<例示>

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、コンクリート構造のカットオフとする場合がある。

4. 6. 6 取付擁壁・護岸

<考え方>

洪水時には河床そのものが動いており、床止めの設置によってその連続性が失われるので、その上下流において射流の有無にかかわらず、局所的な洗掘が生じやすい。したがって、床止めの上下流の河岸又は堤防は、しかるべき範囲に護岸を設ける必要がある。その範囲は、上流側は床止めの上流端から10mの地点又は護床工の上流端から5mの地点のうちいずれか上流側の地点、下流側は水叩きの下流端から15mの地点又は護床工の下流端から5mの地点のうちいずれか下流側の地点までの範囲を最低限として設ける必要がある（図1-4-21参照）。

なお、床止め下流側では落下した流れが護岸に衝突し、護岸が損傷する恐れがあるため、これを防止するため、取り付け擁壁を直壁とし、水叩き部の幅を拡幅する等の工夫を行う必要がある。

この区間のうち、床止めから越流落下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し、また、高水敷からの落込流による河岸侵食のおそれもある。このため、この区間では強固な河岸防護工として取付擁壁構造の護岸を設置する必要がある（図1-4-22参照）。

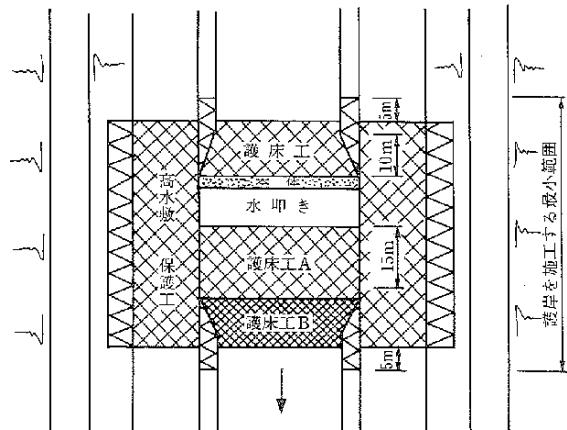


図 1-4-21 床止めの設置に伴い必要となる護岸を設置する最小範囲

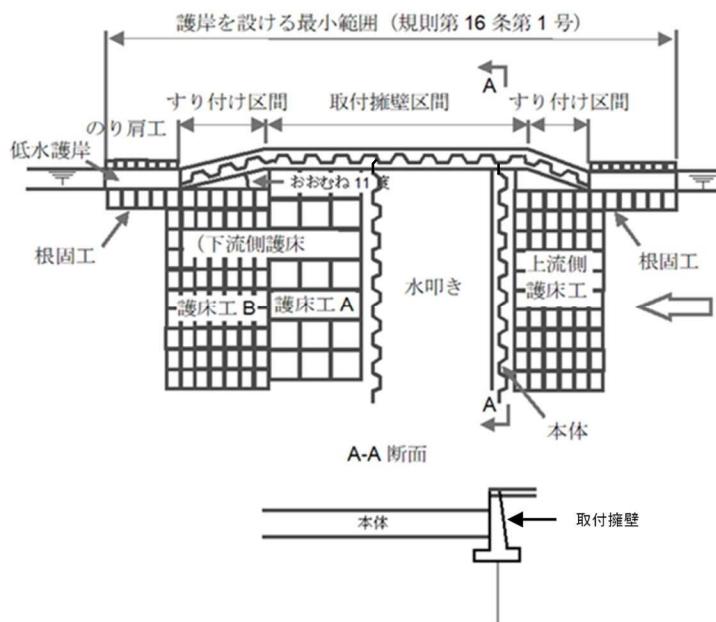


図 1-4-22 護岸を設ける区間のうち取付擁壁構造の護岸とする区間

取付擁壁は、仮に床止め本体が被災しても堤防に影響が及ばないよう、擁壁の底面は水叩きや護床工の底面より低い所に設ける（図 1-4-23 参照）。

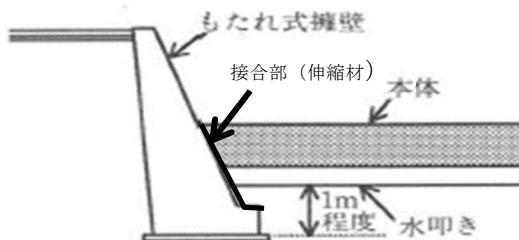


図 1-4-23 取付擁壁

護岸の形式及び構造は、「改訂 護岸の力学設計法」を参考に設定する必要がある。護岸には、多くの形式があり、使用される素材、構造の外観等はさまざまであるが、設置箇所の河道特性や周辺の護岸形式及び構造に加え、環境や景観にも配慮して設計する必要がある。

<必 須>

護岸は、流水の変化に伴う河岸又は堤防の洗掘を防止するために設けるものとし、設計流速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、取付擁壁の構造は、堤防の機能を損なわず流水の乱れに伴って生じる河岸侵食を防止するように、仮に床止め本体及び水叩きが消失しても安定である構造（床止め本体及び水叩きをなしとした場合の安定計算を行う必要がある）とするものとし、必要に応じて周辺景観との調和に配慮して設計するものとする。

<標 準>

床止めの設置に伴い必要となる取付擁壁・護岸は、以下の事項を設計に反映することを基本とする。

- 1) 床止めの設置に伴い必要となる護岸は、以下により設定する。

①床止めに接する河岸又は堤防の護岸は、上流側は床止めの上流端から 10m の地点又は護床工の上流端から 5m 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 の地点又は護床工の下流端から 5m 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。

②前項に掲げるもののほか、河岸又は堤防の護岸は、湾曲部であることその他河川の状況等により特に必要と認められる区間に設ける。

③河岸（低水路の河岸を除く）又は堤防の護岸の高さは、計画高水位（高潮区間にあっては、計画高潮位）とするものとする。

ただし、床止めの設置に伴い流水が著しく変化することとなる区間にあっては、河岸又は堤防の高さとする。

④低水路の河岸の護岸の高さは、低水路の河岸の高さとするものとする。

- 2) 取付擁壁の設置範囲は、床止め下流側では跳水の発生区間（護床工 A の範囲まで）を原則とする。上流側では、低下背水による流速の増大に対する安全を見込み、本体より 5m 程度上流まで取付擁壁を設ける。

- 3) 床止め本体及び水叩きと取付護岸との接合部は絶縁し、擁壁の底面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、護床工下流の擁壁及び護岸前面には根固工を設ける等により洗掘に備える。

<推奨>

直壁形状の取付擁壁は、拡幅した形状として下流の河岸に取り付けられるが、この場合、下流の河岸部においては、取付擁壁に沿う流れと本体を直進してきた流れが集中することによって局所で大きな洗掘力が生じる。このため、取付擁壁の下流側護岸とのすり付け角度は、流水の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。その角度は、既往の実験結果によると、11 度程度を目安とするとはく離流の発生が防止できるという結果が得られている。

4. 6. 7 高水敷保護工・のり肩工

<考え方>

床止めの被災原因の 1 つに高水敷の洗掘があげられる。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、高水敷保護工、のり肩工を設置して高水敷を保護する必要がある。

高水敷保護工及びのり肩工は、かごマット、連節ブロック等の屈とう性のあるもので、洪水時の掃流力に耐えうるものとする。

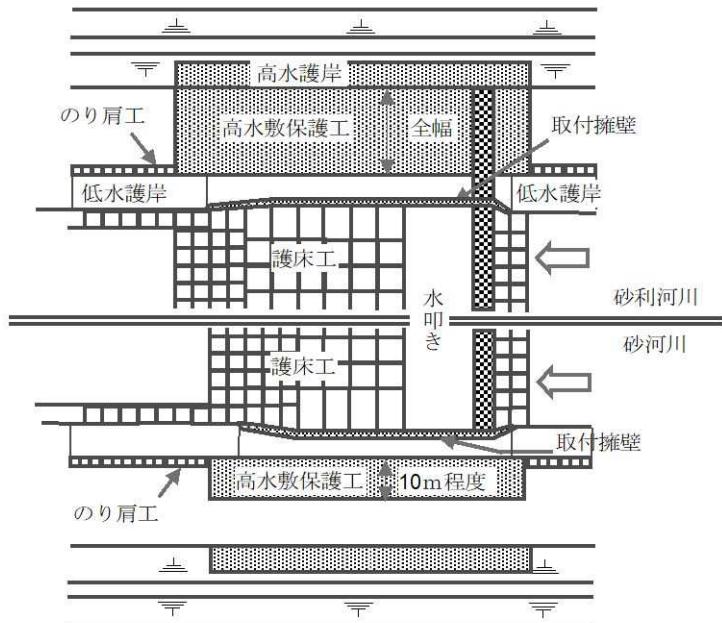


図 1-4-24 高水敷保護工の敷設例

<必 須>

高水敷保護工及びのり肩工は、床止めに接続する高水敷の洗掘を防止するために設けるものとし、設計流速に対して安全な構造とするものとする。

<標 準>

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するため、高水護岸前面に設けることを基本とする。高水敷保護工の構造は、河川の生態系の保全等の河川環境の保全に配慮した構造を基本とする。

高水敷保護工は、「4.6.6 取付擁壁・護岸」で示す護岸の範囲において設けることを基本とする。

<推 奨>

図 1-4-24 に示す高水敷保護工の設置範囲は、最低基準値であるので、必要な場合は、数値計算（必要に応じて水理模型実験）等による流速評価を行い、設置範囲を決定するのが望ましい。

4. 6. 8 魚道

<考え方>

床止めは低水路部分を横断して設置される構造物であり、構造によっては魚類等の遡上を妨げるものであることから、魚道の設置について検討を行う必要がある。

検討にあたり土砂堆積の影響が懸念される場合等には、維持管理の容易性及び経済性等に配慮する必要がある。

魚ののぼりやすい床止めの構造には、本体と分離して魚道を設ける場合と本体（緩傾斜型）の全断面を魚道とする場合等がある。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性があるので、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当たっては、対象とする魚種（回遊性のエビ・カニ類等も含む、以下魚類等）、設置位置、流況に応じて行う。また、平常時及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。

<必 須>

床止めを設ける場合において、魚類の遡上等を妨げないようにするために必要があるときは、魚道を設けるものとする。魚道の構造は、次に定めるところによるものとする。

- 1) 床止めの直上流及び直下流部における通常予想される水位変動に対して魚類の遡上等に支障のないものとすること。
- 2) 床止めに接続する河床の状況、魚道の流量、魚道において対象とする魚類等を適切に考慮したものとすること。

<標 準>

魚道の規模、形式の決定に当たっては、対象となる魚類等の習性や魚道通過時の成長の度合いを考慮することを基本とする。

第5節 堤

5. 1 総説

5. 1. 1 適用範囲

<考え方>

本節は、堰を新設あるいは改築する場合の設計に適用する。ただし、既設の堰の安全性能の照査にも構造形式や現地の状況等に応じ準用することができる。また、本節で扱う堰とは、河川の水位を調節して、都市用水や灌漑用水等の取水や、塩水の遡上の防止、河川を分派する等の目的のために河道を横断して設置する施設で、河道の縦断形を将来にわたって制御する施設である。堰と水門又は樋門との区別は、関連通知を参照されたい。

なお、構造上の分類として、堰は、可動堰と固定堰に分けられ、ゲートによって水位の調整ができるものを可動堰といい、調節のできないものを固定堰（又は洗い堰）という。

<標準>

本節は、堰を新設あるいは改築する場合の設計に適用する。

5. 1. 2 用語の定義

<考え方>

堰は、本体、水叩き、護床工、基礎、遮水工、取付擁壁・護岸、高水敷保護工、魚道、閘門、土砂吐き及び管理橋・操作室等の付属施設の各部位によって構成される。このうち、本体は、ゲート、床版、堰柱、門柱、ゲートの操作台で構成される。

引上げ式ゲートを有する可動堰の場合の各部位の名称は図 1-5-1 による。

固定堰の各部位の名称は図 1-5-2 による。

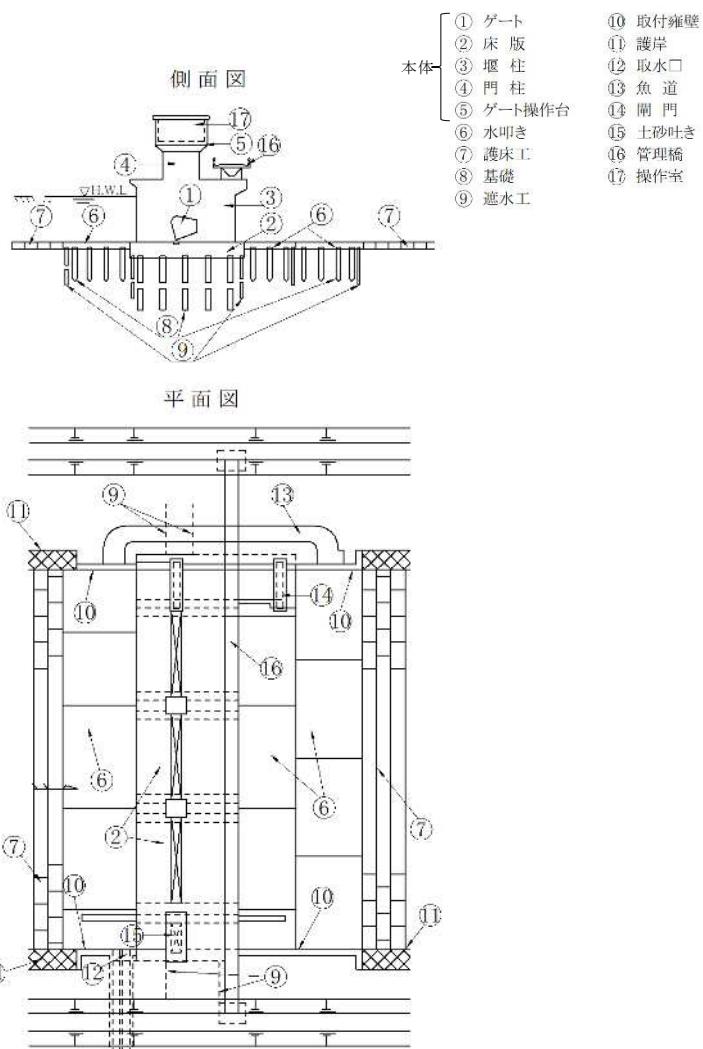


図 1-5-1 堤の各部位の名称（引上げ式ゲートを有する可動堰の場合）

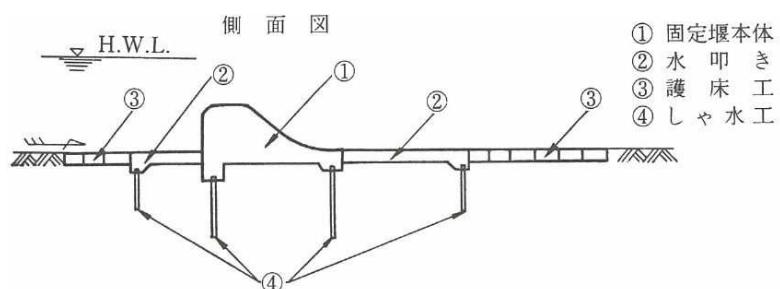


図 1-5-2 堤の各部位の名称（固定堰の場合）

<標準>

次の各号に掲げる用語の定義をそれぞれ以下に示す。

- 一. 径間長：隣り合う堰柱の中心間距離
- 二. 堰周辺の堤防：堰の周辺の堤防で、堰本体、魚道や土砂吐きとの取り付けに伴う開削や杭基礎等の施工の影響を受ける範囲

5. 2 機能

<考え方>

堰は主に以下のとおり分類され、それぞれの設置目的を達成するために必要な機能を有することが求められる。

- 1) 分流堰：河川の分派地点に設け、水位を調節又は制限して洪水又は低水を計画的に分流させる。
- 2) 潮止堰：感潮区間に設け、塩水の遡上を防止する。
- 3) 取水堰：河川の水位を調節して、都市用水、灌漑用水及び発電用水等を取水する。
- 4) その他の堰：河川の水位及び流量（流水）を調節する多目的堰。河口堰は潮止堰としての機能を有する多目的の堰の場合が多い。

<必須>

堰は、設置目的に応じて、分流機能、潮止め機能、取水等を目的とした水位及び流量（流水）調節機能のうち、必要な機能を有するよう設計するものとする。

5. 3 設計の基本

<考え方>

堰の設計に当たっては、以下の事項について検討し、設計に反映することが求められる。

1) 基本方針

堰は「5.2 機能」に示す事項を満足すると共に、想定される外力に対して安全な構造となるよう設計する必要がある。

堰は河川を横断して設ける施設であることから、堰に接続する高水敷や堤防の洗掘の防止について適切に配慮された構造とし、堰周辺や湛水区間の堤防等が一連区間の中で相対的な弱点とならないよう設計する必要がある。また、堰は河床高を固定することから、予め、これまでの河川整備と洪水等による長期的な河道の応答を分析し、堰の新設又は改築による効果や影響が河道の変化にどのように顕れるかを考慮の上、堰の位置、平面形状及び方向、縦断形状、敷高や可動部・水通しの位置等の施設の設置条件を検討する必要がある。

なお、河川改修や取水位置の変更など様々な理由により、堰などの河道内の構造物を改築し、旧施設を撤去する場合には、周辺の堤防、河床や河岸及びその他の河川管理施設等への影響が生じることも想定される。このため、長期的な河道の応答を分析したうえで、一部施設の残置や撤去方法など必要な対策工等を検討する必要がある。

堰の位置や敷高については河道計画で概略設定しているが、堰設置後の将来的な河床変動を考慮して、位置や敷高を見直すものとする。特に、堰設置後の河床変動が激しく、維持管理が容易でないことが想定される場合には河道計画を見直すことも考える。河道計画を見直した場合には、堰設置後の河床変動特性を再度確認し、河道の維持管理に支障が生じないことを確認する。

河川整備においては、河川法の目的である河川環境の整備と保全を踏まえ、河川が本来有している自然環境や多様な景観の保全・創出が図られることが基本であることから、堰

の設計に当たっては、生物の生息・生育の環境や水辺環境、周辺の景観等との調和を図る必要がある。

堰は、河川の低水路を横断して設置される工作物であり魚類の遡上等を妨げる場合が多いことから、構造令第44条の規定に基づき第35条の2の規定を準用し、魚道を設置するなどの対策を講じる必要がある。

2) 堤の位置

堰の位置の決定に当たっては、堤内地の地形、地盤高、水路系統、水路敷高及び洪水時の本川の特性等を調査する。調査結果及び「計画編 第3-1章 河道並びに河川構造物 第5節 堤、水門、樋門 5.1 設置の基本」を踏まえ、堰の位置を決定する。なお、狭窄部（山間狭窄部は除く。）、水衝部、支川の合流部、河床の変動が大きい箇所、みお筋の不安定な箇所ができるだけ避けて計画する。また、河川に設けられている他の工作物（橋、伏せ越し等）に近接した箇所、堤内地の排水に影響を及ぼすおそれのある箇所、堰の計画湛水位が堤内地盤より高くなる箇所に設置する場合は、影響を緩和するための対策を行う。

3) 平面形状及び方向

堰を流下する流水は、通常、堰と直角の方向に流れるものであり、その平面形状によつては、下流側の水衝作用を助長したり、局所洗掘の原因となることが多い。従来、取水の都合から、斜堰が用いられた例も少なくないが、このような理由から、堰の河川横断方向の線形は洪水の流心方向に直角の直線形とし、堰柱の方向は、洪水の流心方向とすることを基本とする。なお、中小河川において、下流部での局所洗掘や堰付近での洪水流の著しい乱れ等による治水上の支障が生じるおそれがない場合は、円弧形の緩傾斜（全面魚道タイプ）の堰とすることができる。

4) 縦断形状

堰の設置によって河道の縦断形が変化し、堰上流河道では河床上昇が、堰下流河道では河床低下が生じる可能性があるため、河道の維持管理が容易でない場合には河道計画を見直すことも考える。河道計画を見直した後、堰設置後の河床変動特性を再度確認する必要がある。

5) 堤の敷高

堰の敷高（又は固定部）は、一般に、設計・管理の目安となる河床高と一致させる。ただし、設計・管理の目安となる河床高と比較し現況河床高が低い場合においては、上下流の河床高を考慮し適切に設定する必要がある。

6) 端部の構造（嵌入等）

堰本体の端部処理については、堰取り付け部の上下流を擁壁構造の護岸とし、堤体に嵌入しない。これは、堤体に嵌入した場合、堰取り付け部の護岸が被災し、一方で堰本体が残存することにより堤防にまで被災が及ぶ危険性があるためである。また、複断面河道では、高水敷上の流水が高水敷や本体下流部の河岸の洗掘を生じさせ堤防の決壊を起こす可能性があることから、これを防止するため、高水敷に保護工を設ける。

7) 堤柱

イ 堤柱の幅と断面形状

堰柱の幅については、ゲートの大きさ、堰柱の高さ、地盤の土質条件等によって左右されるため、構造令には特にそれを規定する条項が定められていないが、技術的に無理のない範囲で、極力狭くするよう配慮する必要がある。堰柱（管理橋の橋脚を含む）による河積の阻害率（計画高水位における流向と直角方向の洪水吐き部の堰柱の幅の総和が川幅（無効河積分を除く）に占める割合）（図1-5-3 参照）は、おおむね10%を超えないものとする。やむを得ずこれを超える場合は堰柱のせき上げによる水位上昇量や背水区間の計算を行い、上流水位に影響を与える場合には、河積拡大等の措置を講ずる必要がある。

なお、堰柱の断面形状については、洪水時の流水抵抗を少なくするため、できるだけ細長い橿円形又はこれに類する形状のものとする。

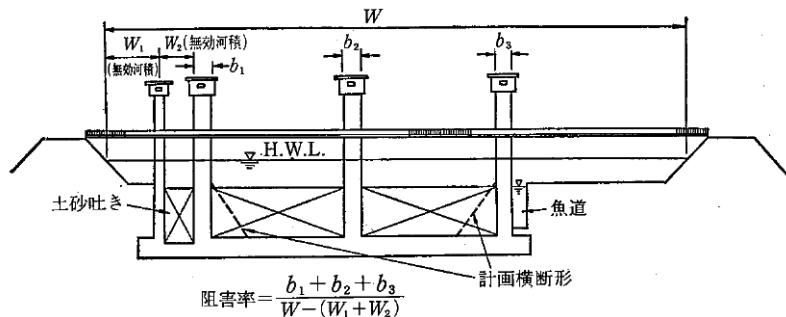


図 1-5-3 堤の阻害率

□ 両端の堰柱の位置

堰の構造は付近の河岸及び河川管理施設等の構造に著しい支障を及ぼさず、堰に接続する河床及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する必要があり、両端の堰柱の位置は、計画堤防を著しくおかさないよう配慮する必要がある。両端の堰柱を堤防内に設ける場合には、それが堤防の弱点となるおそれがある。一方、両端の堰柱を堤防外に設ける場合には、堤防との間に無効河積が生じて堰による河積の阻害が大きくなることに加え、堤防との間が流木等により閉塞しやすくなるおそれがある。これらを総合的に勘案の上、両端の堰柱の位置を決定する。

また、堰が低水路部分のみに設けられる場合には、原則として、低水路のり肩線に堰柱の内側(ゲート側)を合わせるものとするが、低水路の断面積が上下流に比べて著しく大となるとき及び起伏堰にあっては、堰の設置前の低水路断面積と等値となるよう両端の堰柱の位置を決定して差し支えない。

8) ゲート設備

ゲートは、確実に開閉(起伏)し、かつ、必要な水密性及び耐久性を有する構造が求められる。開閉装置は、ゲートの開閉(起伏)を確実にできる構造が求められる。また、常用電源が喪失した場合に備え、予備電源や予備動力、補助開閉装置を設けるなど、ゲートの開閉に必要な機能を維持することが求められる。なお、地域特性に応じて、自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討する。

9) 安全、確実・円滑な施工

堰の施工では、仮締切により生じる揚圧力や掘削によるボイリングなど、安全を脅かす状況が発生する可能性がある。このため、設計においても、安全で確実・円滑な施工が可能となるような配慮が求められ、施工上の制約から構造が決まることもある。

10) 機能を長期的に容易に維持できる構造

長期的に機能を低下させる要因としては、部材等の経年劣化、流砂等による部材の摩耗、圧密による地盤変位の進行、河床変動や土砂堆積、堰下面、護岸背面等における土砂の吸出しがあり、これらに配慮する必要がある。

門柱については、断面形状を凹凸の小さな単純なものとする等により、部材としての耐荷機構が明確で耐震性に優れた構造とする必要がある。

11) 維持管理に配慮した構造

堰の点検、修繕、更新等の維持管理に配慮した構造にする必要がある。

<必 須>

堰の設計に当たっては、以下の事項を反映するものとする。

- 1) 計画高水位（高潮区間にあっては、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するものとする。
- 2) 計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げることなく、堰周辺の堤防、河岸及び河川管理施設等の構造に著しい支障を及ぼさず、並びに堰に接続する河床及び高水敷等の洗掘等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。
- 3) 常用電源が喪失した場合においても必要最小限の開閉操作が可能となるよう設計するものとする。

<標 準>

堰の設計に当たっては、以下の事項を反映することを基本とする。

- 1) 堤に求められる機能を満足するために、堰の平面形状及び方向、端部・堰柱構造や両端の堰柱の位置を設定するとともに、設計の対象とする状況と作用に応じた安全性能を設定し、照査によりこれを満足することを確認する。
- 2) 堤に求められる機能を満足するために、上下流の河床洗掘が発生しにくく、土砂が堆積しにくい構造となるよう設計するとともに、維持管理上、堆積土砂等の排除に支障のない構造となるよう設計する。
- 3) 環境及び景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、事業実施による地域への影響、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮する。
- 4) 土質・地質調査、河道特性や自然環境等を把握するため現地条件や設置目的に応じて必要な調査を計画して実施する。

<推 権>

事前の地盤調査は、土層構成、土質、地下水の状況などを把握し、設計に必要な地盤性状及び土層の特性等の条件を設定するため、ボーリング調査・原位置試験及び室内土質試験の組合せで実施することが望ましい。なお、事前の地盤調査結果より軟弱地盤や透水性地盤が想定される場合には、各々の課題に対応した原位置試験等の調査・試験を実施したうえで設計に反映することが望ましい。

また、環境面では、護岸等のブロックに適度な空隙や粗度を発生させ水生生物の生息や移動（生態系ネットワーク）等に支障が生じないように工夫した設計を、景観面については、コンクリートブロックの明度（護岸の明度は6以下を目安）やテクスチャー（輝度の標準偏差は11以上を目安）、表面の景観パターン等に留意した設計を行うことが望ましい。

5. 4 基本的な構造

5. 4. 1 流下断面及び堰径間長の設定

(1) 流下断面

<考え方>

堰の設置に当たっては、設置の必然性があり、かつ、治水上、河川環境上著しく支障がない構造とする必要がある。これは、堰の固定部（又は固定堰）は、洪水の流下に与える影響も極めて大きく、洪水氾濫の原因となった事例が見受けられるためであり、適切に洪水の流下断面（計画高水流量を計画高水位以下で安全に流下させるために必要な断面をいう。）の確保を図る必要がある。

土砂吐き、舟通し、魚道等については、利水、利用、環境上の機能確保のため必要に応じて設けるが、それらを現状又は計画の流下断面内に設けることは、堰上流部における洪水

時の水位上昇、下流部における局所洗掘等を招き、洪水による被害の危険性を増大させる。したがって、堰の固定部となるこれらの施設は、流下断面内には設けてはならない。堰の設置に当たっては、以下の事項について反映することが求められる。

- 1) 現況河道と堰の設計時の横断形が著しく異なる場合において、堰の機能が著しく阻害されるおそれのあるときは、堰の設置時期と関連する河川整備の実施時期についての調整を行うとともに、関連の河川整備の促進を図ることが考えられる。
- 2) 山間狭窄部であることその他河川の状況、地形の状況等により治水上の支障がないと認められるなど、堰（固定堰を含む）の設置地点に堤防（計画堤防を含む）がない場合であって、かつ、堰の設置による治水上の影響が堰の上下流に及ばない場合は、治水上の機能の確保のため適切と認められる措置を講ずることにより、流水を流下させるためのゲート及びこれを支持する堰柱等の可動部以外の部分及び固定堰は、流下断面内に設けることができる。上流への影響がない場合は、土砂吐き、舟通し、魚道、固定部又は固定堰等を流下断面内に設けることによって背水の影響が、堰の上流部に存する堤防、家屋、農地等に及ばない場合をいうものである。下流への影響がない場合は、河積阻害により、堰設置地点又は堰の上流付近から越水し、堰付近の家屋、農地等に浸水、又はこの越流水が堰付近の低部又は水路等を通じて、下流側の堤内地に流入するおそれのない場合をいうものである。山間狭窄部等の下流付近に堰を設ける場合が多いが、その場合は特にこの点に留意する必要がある。構造令第39条第1項の表の第3欄に掲げる値に満たない土砂吐き又は舟通し並びに魚道等は無効河積としてせき上げ水位の計算を行う必要がある。小規模な堰では、河床上昇については、固定堰又は固定部の天端高を起点として、現況河床勾配の1/2勾配で推定し、せき上げ水位については不等流計算で推定する方法がよく用いられている。

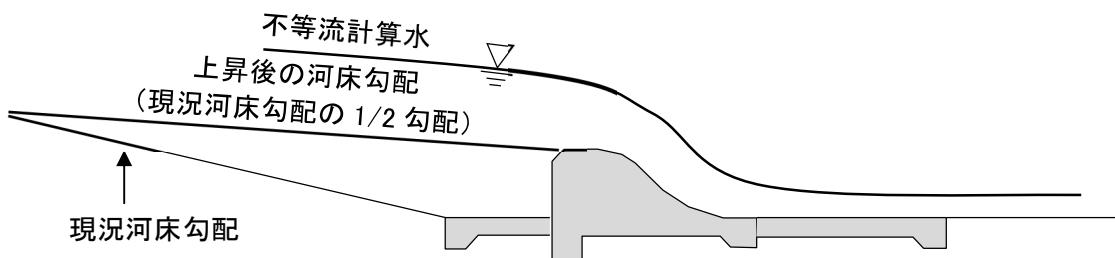


図1-5-4 せき上げ水位の計算イメージ

- 3) 土砂吐き、舟通し、魚道等（固定堰は除く）を流下断面外に設けるとその機能が発揮されない場合があるが、河床の状況によりやむを得ないと認められる場合には、次のような措置を講ずることにより、流下断面内に設けることができる。
 - ① 河道の横断形又は現状の流下断面積をそれぞれ小さくすることなく、かつ、治水上支障のない範囲で部分的に低水路の法線形を修正する場合。
 - ② 構造令第39条（可動堰の可動部の径間長の特例）第1項の表の第3欄に掲げる径間長に満たない可動部（土砂吐き及び舟通し、それらを設けることにより増えることとなる堰柱を含む。）及び魚道等は無効河積と考え、阻害される河積に相当する河積を低水路又は川幅の拡幅により別途確保する場合（図1-5-5参照）。

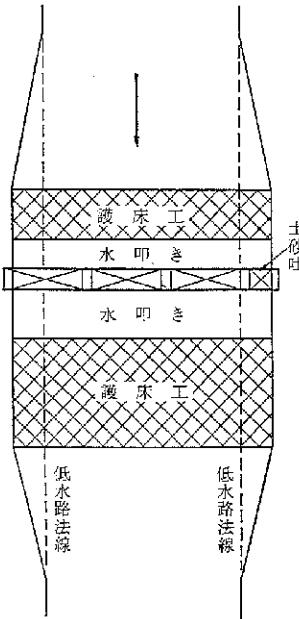


図 1-5-5 拡張に伴う取付けの例

<必 須>

ゲート、堰柱等の可動部以外の部分及び固定堰は、流下断面内に設けてはならない。ただし、山間狭窄部であることその他の河川の状況、地形の状況等により治水上の支障がないと認められるとき、及び河床の状況により流下断面内に設けることがやむを得ないと認められる場合において、治水上の機能の確保のため適切と認められる措置を講ずるときはこの限りでない。

また、洪水を分流させる堰については、上記内容を適用しない。

(2) 堰の径間長

<考え方>

堰の径間長は、河積の阻害を小さくするためできるだけ大きくとり、堰柱の数を減ずることが重要である。堰柱に流木が引っ掛かる等により閉塞が生じ、それが原因で災害が発生することがないよう流木長を考慮した径間長とする必要がある。

<必 須>

堰の径間長は、堰が横断する河川を洪水時に流下する流木等による閉塞を防止するため、構造令第37条から第39条、施行規則第17条から第19条に基づき、堰の固定部（又は固定堰）を流下断面外とするとともに、計画流量に応じて定めた値以上となるように適切に設定するものとする。

5. 4. 2 ゲート開閉時の高さの設定

(1) 引上げ式ゲートの最大引上げ時のゲート下端高

<考え方>

堰は、引上げ式ゲートの最大引上げ時において河川の所定の流下能力を確保できるようになる。そのため、最大引上げ時のゲート下端高は、計画高水位との間に洪水における流木等流下物の浮上高等を考慮して、しかるべき空間が確保できるよう設定する必要があり、一般的には、現状又は計画堤防高のいずれか高い方に合わせる。

なお、引上げ式ゲートの最大引上げ時のゲート下端高は、ゲートの維持管理に用いる保守点検に必要な揚程は含まない。

<必 須>

- 引上げ式ゲートの最大引上げ時のゲート下端高は、以下の事項に基づき定めるものとする。
- 1) 引上げ式ゲートの最大引上げ時のゲート下端高は、堰が横断する河川の計画高水位に構造令第20条第1項の表の下欄に掲げる値（以下「余裕高」という。）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両岸の堤防（現状又は計画堤防高のいずれか高い方の堤防）の表法肩を結ぶ線の高さを下回らないものとする。ただし、背水区間に設ける場合のゲート下端高は、治水上の支障がないと認められるときは、次に掲げる高さのうちいずれか高い方の高さ以上とができるものとする。
 - 一 当該河川に背水が生じないとした場合に定めるべき計画高水位に、計画高水流量に応じた余裕高を加えた高さ
 - 二 計画高水位（高潮区間にあっては、計画高潮位）
 - 2) 地盤沈下のおそれがある地域に設ける場合のゲート下端高は、1)によるほか、予測される地盤沈下及び河川の状況を勘案して必要と認められる高さを下回らないものとする。
 - 3) 洪水を分流させる堰については、前項1)及び前項2)の規定を適用しない。

(2) 起伏式ゲートの起立時のゲート上端高

1) 起立時のゲート上端高

<考え方>

起伏式ゲートの起立時のゲート上端高は、堰の有する流水の制御機能を確保するため、堰の目的に応じた水位に基づいて設定する必要がある。ただし、起伏式ゲートは、下流側の堆砂等により不完全倒伏が懸念されるため、万一不完全倒伏という事態が起こってもそれが直ちに災害に結び付かないようにあらかじめ配慮しておく必要がある。

<標 準>

- 起伏式ゲートの起立時のゲート上端高は、以下の事項を反映することを基本とする。
- 1) 起伏式ゲートの起立時における上端高は、設計・管理の目安となる河床高と計画高水位の中間の高さ以下とする。
 - 2) 起伏式ゲートの直高（起立時のゲート上端高からゲート下流側の床版までの高さ）は、3m以下とする。

<推 捧>

- 1) 起伏式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、又は治水上の機能の確保のため適切と認められる措置を講ずるときは、ゲートの起立時における上端高を堤内地盤高又は計画高水位のうちいずれか低い方の高さ以下とができる。
- 2) 起伏式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は、ゲート直高を3mより高くすることができる。

2) 倒伏時のゲート上端高

<考え方>

起伏式ゲートは、倒伏時において河川の所定の流下能力を確保できるようにする。そのため、起伏式ゲートの倒伏時のゲート上端高は、設計・管理の目安となる河床高以下とする。

<必須>

起伏式ゲートの倒伏時のゲート上端高は、以下の事項に基づき定めるものとする。

- 1) 起伏式ゲートの倒伏時における上端高は可動堰の基礎部（床版を含む。）の高さ以下とするものとする。
- 2) 洪水を分流させる堰については、前項の規定を適用しない。

5. 4. 3 門柱の天端高

<考え方>

門柱は、主に引上げ式ゲートの開閉を行うために設け、ゲートの開閉が容易な構造とする必要がある。また、門柱の天端高は、最大引上げ時のゲート下端高が計画高水位との間に洪水時における流木等流下物の浮上高等を考慮して、しかるべき空間を確保するとともに、ゲートの維持管理・更新のための戸溝からの取外し等に必要な高さを確保する必要がある。

<標準>

引上げ式ゲートの場合の堰の門柱の天端高は、最大引上げ時のゲート下端高にゲートの高さ及びゲートの管理に必要な高さを加えた高さを確保するよう設計することを基本とする。

<推奨>

ゲートの管理に必要な高さとしては、引上げ余裕高(1m以上)のほか、滑車等の付属品の高さを考慮することが望ましい。

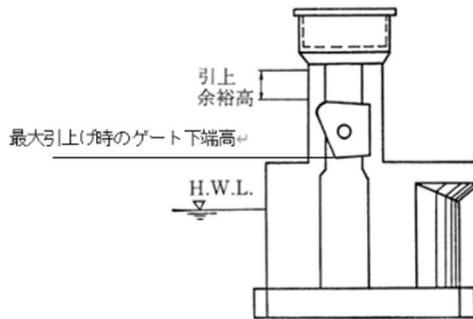


図 1-5-6 門柱

<例示>

津波が想定される堰の場合には、段波波高又は段波による水位を考慮して門柱の天端高（操作台上面高）を決定した事例がある。

5. 4. 4 材質と構造

(1) 使用材料

<考え方>

堰の使用材料は、設置目的に応じて要求される強度や耐久性を満足する必要がある。

<標 準>

堰の使用材料は、設置目的に応じて要求される強度や耐久性を満足するための品質を有し、その性状が明らかにされている材料を使用することを基本とする。

<推奨>

鉄筋コンクリート構造物（プレキャスト製品を除く）に用いるコンクリートの設計基準強度は 24N/mm^2 、異形棒鋼の種類は SD345 を推奨する。

JIS 等の公的な品質規格に適合し、その適合範囲が明らかな用途に対して使用することが望ましい。公的な品質規格がない材料の場合には、材料特性が堰に及ぼす影響を試験等によって確認するとともに、品質についても JIS 等との規格と同等以上であることを確認することが望ましい。

(2) 主な構造

<考え方>

堰を構成する主な構造は鉄筋コンクリート構造又はこれに準ずる構造とし、ゲートについては引上げ式ゲート及び回転式ゲートは鋼構造又はこれに準ずる構造とする。起伏式ゲートは鋼構造又はゴム引布構造又はこれに準ずる構造とする。

また、堰の安全性を確保するため、部材の安全性の確保と継手部の水密性の確保によって、全体として必要な水密性を有する構造となるよう設計する必要がある。ここで、必要な水密性を有するとは、部材の損傷や劣化、継手部の開き等により堰周辺の堤防の土砂が吸い出されることのない状態を確保するという意味であり、部材によっては多少の漏水が生じる状態は許容される。

<標 準>

床版、堰柱、門柱、ゲートの操作台、水叩きは、鉄筋コンクリート構造又はこれに準ずる構造とすることを基本とする。床版、堰柱、門柱、水叩き、遮水工は、部材の安全性と継手部の水密性の確保によって、全体として必要な水密性を有する構造となるよう設計することを基本とする。

引上げ式ゲート及び回転式ゲートは鋼構造又はこれに準ずる構造とし、起伏式ゲートは鋼構造又はゴム引布構造又はこれに準ずる構造とし、ゲートは確実に開閉（起伏）し、かつ必要な水密性を有する構造となるよう設計することを基本とする。

ゲートの開閉装置は、ゲートの開閉（起伏）を確実に行うことができる構造となるよう設計することを基本とする。

設計に当たっては、環境及び景観との調和を図ることを基本とする。

<推奨>

引上げ式ゲートの場合の可動堰の本体の構造形式は、一般に以下に示すものが用いられている（図 1-5-7 参照）。

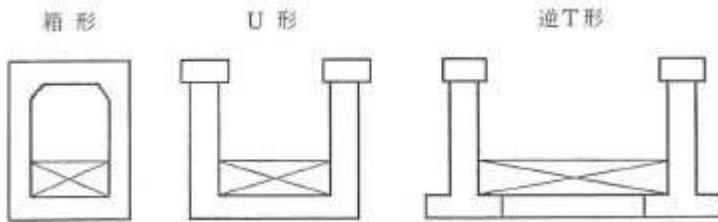


図 1-5-7 可動堰本体の形式

引上式ゲートの場合の可動堰の本体の構造形式は、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、構造形式の選定に当たっては、基礎地盤の良否、施工性（仮締切との関連）、経済性等も考慮する。

また多連となる場合は、基礎地盤の強度不足又は圧縮性が大きいことによる圧密沈下の影響による不同沈下についても考慮する。

ゲート重量は、ゲートに用いる材質や構造によって異なるが、ゲート開及び閉状態では床版や基礎等の設計に、また、ゲート開状態では門柱や堰柱等の設計に関係する。したがって、あらかじめ堰を設置する場所の条件や必要な対策を踏まえ、ゲートの材質と構造を選定し、基礎や床版等の設計を行う。

<例 示>

ゲートの鋼構造に準ずる構造には、ステンレス製ゲート等の事例がある。

(3) 設計用定数

<標 準>

堰の設計に用いる各種定数は、適切な安全性が確保できるよう、使用する材料の力学特性を考慮し、必要に応じて調査・試験を実施したうえで、設定することを基本とする。

① ヤング係数

<標 準>

設計に用いるヤング係数は、使用する材料の特性や品質を考慮したうえで適切に設定することを基本とする。

<推奨>

ヤング係数として、以下の値を用いることが望ましい。

1) ヤング係数

- ・コンクリートのヤング係数は、 $2.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (設計基準強度 : 24 N/mm^2)
- ・鋼材のヤング係数は、 $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

2) ヤング係数比

- ・許容応力度による設計を行う場合の鉄筋コンクリート部材の応力度の計算に用いるヤング係数比は 15

② 地盤に係る定数

<標 準>

地盤に係る定数は、ボーリング調査、サウンディング調査、原位置試験、室内土質試験を組

合せた地盤調査（既往調査含む）や周辺の工事履歴、試験施工等に基づき総合的に判断し、施工条件等も考慮したうえで、設定することを基本とする。

<推奨>

1) 基礎底面と支持地盤との間の摩擦係数と付着力

基礎底面と支持地盤との間の摩擦係数と付着力として、表 1-5-1 に示す値を用いることができる。

表 1-5-1 摩擦角と付着力

条件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 c_B
土とコンクリート	$\frac{2}{\phi_B = -\phi}$ $\frac{3}{3}$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に 栗石を敷く場合	$\tan \phi_B = 0.6$] $\phi_B = \phi$ の小さい方	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ただし、 ϕ ：支持地盤のせん断抵抗角（度）、 c ：支持地盤の粘着力（kN/m²）

ϕ_B ：基礎底面と地盤との間の摩擦角（rad）

c_B ：基礎底面と地盤との間の付着力（kN/m²）

2) 地盤支持力及び摩擦係数

地盤支持力及び摩擦係数は、表 1-5-2 に示す値を用いることができる。

表 1-5-2 地盤支持力及び摩擦係数

基礎地盤の種類	許容支持力度 {kN/m ² }		摩擦係数 場所打ちコンクリー トの場合の壁等の底 面の滑動安定計算に 用いるすべり	備考	
	常時	地震時		q_u {kN/m ² }	N 値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1,000	1,500	0.7	10,000以上
	亀裂の多い硬岩	600	900	0.7	10,000以上
	軟岩、土丹	300	450	0.7	1,000以上
疊層	密なもの	600	900	0.6	—
	密でないもの	300	450	—	—
砂質地盤	密なもの	300	450	0.6	30~50
	中位なもの	200	300	0.5	15~30
粘性土地盤	非常に堅いもの	200	300	0.5	200~400 15~30
	堅いもの	100	150	0.45	100~200 8~15
	中位なもの	50	75		50~100 4~8

3) 地盤の許容鉛直支持力

地盤の許容鉛直支持力は、荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力に対して、表 1-5-3 に示す安全率を確保していることが望ましい。

表 1-5-3 安全率

常時、洪水時	地震時	施工時
3	2	2

荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力は、次式により求めることができる。平板載荷試験により求める場合には、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 C 、せん断抵抗角 ϕ を用いて以下の式に従って算出することが望ましい。

$$Q_u = A_e \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + (1/2) \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \}$$

ここに

Q_u : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

q : 上載荷重 (kN) で、 $q = \gamma D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1 、 γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α 、 β : 基礎の形状係数

κ : 根入れ効果に対する割増係数

N_c 、 N_q 、 N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c 、 S_q 、 S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$\tan\theta$: 荷重の傾斜

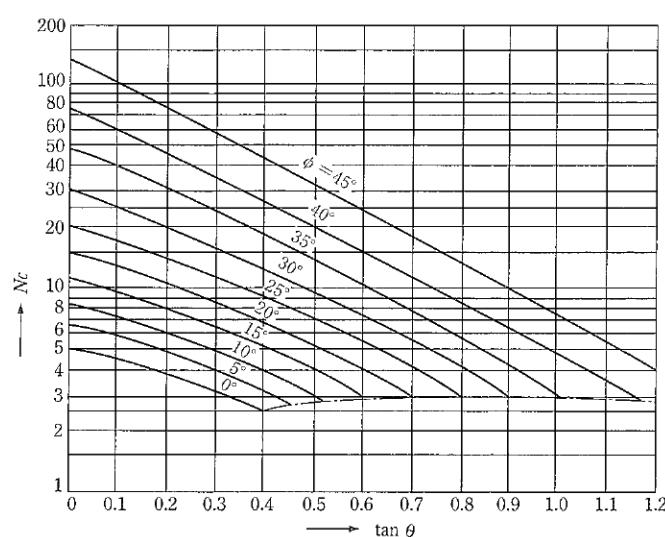


図 1-5-8 支持力係数 N_c を求めるグラフ

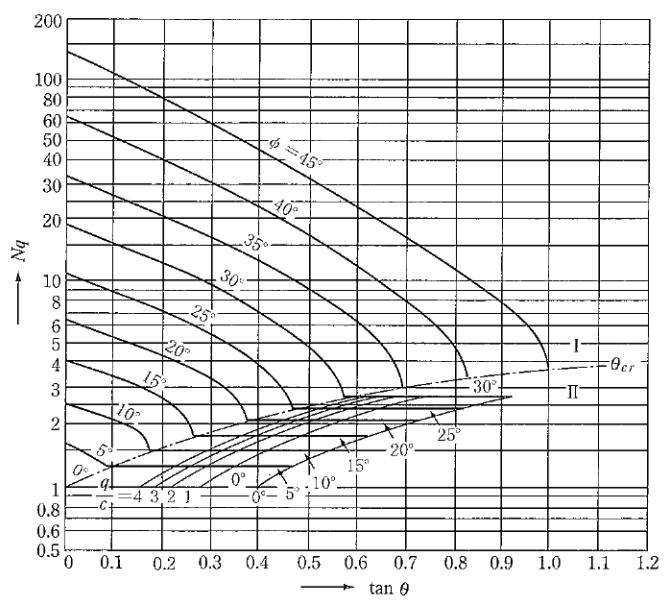


図 1-5-9 支持力係数 N_q を求めるグラフ

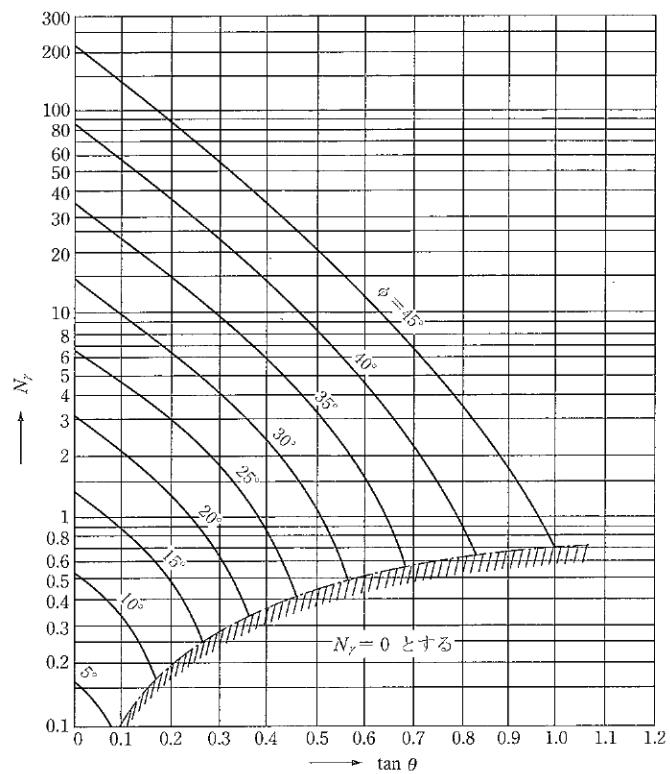


図 1-5-10 支持力係数 N_r を求めるグラフ

(4) 鉄筋コンクリート部材の最小寸法

<標 準>

鉄筋コンクリートの部材の最小寸法は、耐久性、強度を有するために必要なかぶり及び施工性に配慮し設定することを基本とする。

<推奨>

鉄筋コンクリートの部材の最小寸法は、施工性を重視し主鉄筋を内側に配置するため、0.4mとすることが望ましい。

5. 4. 5 堰周辺の堤防

<考え方>

堰周辺の堤防には、本体、魚道や土砂吐きの施工による埋戻し部分も含まれる。その影響範囲は、対象とする事象によっても異なるが、堤防縦断方向に堤防高さの2~3倍以上に及ぶ。堰周辺の堤防に用いる土質材料は、堤防に適したものを選定し、十分に締固めを行う必要がある。

「5.5 安全性能の照査等」に当たっては、堰周辺の堤防が一連区間の中の弱点とならないことが前提となっており、堰湛水域の波浪等に対する安全性の照査については、「第2節 堤防」に準じて安全性能の照査を行い、前後区間と比較して相対的に安全性が低下しないように対策を行う必要がある。

<必 須>

堰周辺の堤防が一連区間と比較して相対的に弱点とならないように設計するものとする。

<標 準>

堰周辺の堤防の断面形状（堤防高、天端幅、堤体幅）は、計画堤防断面以上であり、かつ、隣接する堤防断面以上とすることを基本とする。

堰湛水域の波浪等に対する安全性の照査については、「第2節 堤防」に準じて堤防の安全性照査を行い、一連区間と比較して相対的に安全性が低下しないように必要に応じて対策を行う。

<推奨>

両端の堰柱をやむを得ず計画堤防断面内に設置する場合には、川裏側に堤防断面を拡幅する等の対策を行うことが望ましい。ただし、掘込河道の場合はこの限りでない。

5. 5 安全性能の照査等

5. 5. 1 設計の対象とする状況と作用

<考え方>

堰の設計に当たっては、常時、洪水時、地震時、高潮時及び風浪時の安全性能を確保することが求められる。全ての堰について、常時、洪水時及び地震時、さらに高潮堤に接続して設けられる堰は高潮時、湖岸堤に接続して設けられる堰は風浪時についても照査する必要がある。

照査に当たっては、広域地盤沈下、基礎地盤の特性等の前提条件を設定する必要がある。なお、前提条件は、土質地質調査等に基づき設定する必要がある。

設計の対象とする作用については、本体やゲート等の自重、計画高水位（高潮区間にあっては、計画高潮位）以下の水圧、土圧、風の影響等のほか、地震時には地震の影響に加え、必要に応じて津波による波圧、高潮時には波浪並びに風浪時には風浪による影響等が考えられ、

設計の対象とする堰の状況に応じて適切に組合せて設定する必要がある。なお、地震の影響の算出の基となる地震動としては、河川構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動及び対象地点において現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動の2種類を考慮する必要がある。

また、必要に応じて施工時についても安全性能の照査を行う。

<標準>

安全性能の照査に当たっては、次の表のように設計の対象とする状況と作用を設定し、これを踏まえて照査事項を設定することを基本とする。常時、洪水時及び地震時については全ての堰において設定し、これに加えて、高潮区間の堰の場合には高潮時、湖岸堤に接続して設ける堰の場合には風浪時について設定することを基本とする。

取水や潮止め、舟の通行等治水以外の設置目的を有する場合には当該設置目的に応じた常時の作用を適切に設定することを基本とする。

堰の状況	作用
常時	自重（死荷重）、活荷重、土圧（水流直角方向）、水圧、泥圧（必要な場合）、揚圧力、風荷重、温度変化の影響（水流直角方向）、雪荷重（必要な場合）、ゲート等の自重等、舟の衝突（水流方向、必要な場合）
洪水時	自重（死荷重）、活荷重、土圧（水流直角方向）、水圧※、揚圧力、風荷重、ゲート等の自重等、流木の衝突（必要な場合） ※計画高水位、高潮区間にあっては計画高潮位
高潮時	自重（死荷重）、活荷重、土圧（水流直角方向）、水圧、泥圧（必要な場合）、揚圧力、風荷重、雪荷重（必要な場合）、ゲート等の自重等、舟の衝突（水流方向）、高潮位における波浪による波圧（水流方向）
風浪時	自重（死荷重）、活荷重、土圧（水流直角方向）、水圧、泥圧（必要な場合）、揚圧力、風荷重、雪荷重（必要な場合）、ゲート等の自重、舟の衝突（水流方向）、風浪による波圧（水流方向）、副振動・セイシユによる影響（必要な場合）
地震時	自重（死荷重）、水圧、泥圧（必要な場合）、揚圧力、地震の影響※、雪荷重（必要な場合）、ゲート等の自重、地震（津波）による波圧 ※構造物の重量に起因する慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、液状化の影響
その他	施工時荷重

<推奨>

堰の設計に当たっては、作用毎に以下の数値を用いることが望ましい。

1) 自重（死荷重）

自重（死荷重）は、適切な単位体積重量を用いて算出する。

材料の単位体積重量は、表1-5-4及び表1-5-5の値を参考に定める。

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ことが望ましい。また、堤防盛土材料に現地の発生材を用いる場合や、盛土材料が明確になっていない場合は、一般に 18 kN/m^3 を用いる。

表 1-5-4 材料の単位体積重量 (kN/m³)

材料	単位体積重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0
鋳鉄	71.0
アルミニウム	27.5
鉄筋コンクリート	24.5
プレストレスを導入するコンクリート (設計基準強度 60N/mm ² 以下)	24.5
プレストレスを導入するコンクリート (設計基準強度 60N/mm ² を超える 80N/mm ² まで)	25.0
コンクリート	23.0
セメントモルタル	21.0
木材	8.0
歴青材(防水用)	11.0
アスファルト舗装	22.5

※ゲート等の機械設備については除く。

表 1-5-5 土の単位体積重量 (kN/m³)

地盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
土埋 ・ 戻 土 し	砂及び砂礫	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から 9 を差し引いた値としてよい。

地下水位は施工後における水位の平均値を考慮する。

2) 活荷重

活荷重は、自動車荷重及び群集荷重とする。

自動車荷重は必要に応じ、大型の自動車の交通状況に応じて TL-25 荷重を考慮する。

群集荷重は、管理橋及び操作台等に 3.5kN/m² の等分布荷重を考慮する。

3) 土圧

① 静止土圧

静止土圧は、次式による。

$$P_{hd} = K_0 (\gamma \times h + q_0)$$

ここに

P_{hd} : 任意の深さの水平土圧強度 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数(通常は $K_0=0.5$ と考えてよい)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_0 : 上載荷重 (kN/m²)

②主働土圧

主働土圧は、次式による。

$$P_a = K_A (\gamma \times h + q_0)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$\cot(\xi_A - \alpha) = -\tan(\phi + \delta + \theta - \alpha)$$

$$+ \sec(\phi + \delta + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha)}}$$

ここに

P_a : 任意の深さの主働土圧強度 (kN/m²)

K_A : 主働土圧係数

ξ_A : 主働崩壊角(度)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_0 : 上載荷量 (kN/m²)

α : 地表面と水平面のなす角(度)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角(度)

ϕ : 土の内部摩擦角(度)

δ : 土圧作用面の種別に応じた壁面摩擦角(度)

土と土の場合 : $\delta = \phi$

土とコンクリートの場合 : $\delta = \phi / 3$

ただし、 $\phi - \alpha < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha) = 0$ とする。

上載荷量 q_0 は必要に応じて考慮する。

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

③ 地震時主働土圧

地震時主働土圧は、「河川構造物の耐震性能照査指針 IV水門・樋門及び堰編」による。

4) 水圧

①静水圧

堰の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、地震と高潮は同時に生起しないものとし、地震時慣性力及び地震時動水圧と洪水時における水圧は、同時に作用させる必要はない。

ゲート引上げ時にも流水から受ける力を必要に応じて考慮する。

③ 地震時動水圧

地震時動水圧は、「河川構造物の耐震性能照査指針 IV水門・樋門及び堰編」による。

③残流水圧

両端の堰柱や取付擁壁の前面の水位と背面の水位の間に水位差が生じる場合は、この水位差に伴う残留水圧を考慮する。残留水位 (RWL) は、外水位が低下した場合などの両端の堰柱や取付擁壁の背後の地盤中に残留する水位であり、次のように定めてよい(図1-5-11 参照)。

- (1) 自然地下水位 (GWL) < 両端の堰柱や取付擁壁背後の地盤高 (GL)
 残留水位 (RWL) = (計画高水位 (HWL) - 前面水位 (WL)) × 2/3
- (2) 自然地下水位 (GWL) > 両端の堰柱や取付擁壁背後の地盤高 (GL)
 残留水位 (RWL) = (計画高水位 (HWL) - 自然地下水位 (GWL)) × 2/3
- (1) 自然地下水位 (GWL) < 両端の堰柱や取付擁壁前面の水位 (WL)
 残留水位 (RWL) = (両端の堰柱や取付擁壁背後の地盤高 (GL) - 前面水位 (WL))
 × 2/3
- (2) 自然地下水位 (GWL) > 両端の堰柱や取付擁壁前面の水位 (WL)
 残留水位 (RWL) = (両端の堰柱や取付擁壁背後の地盤高 (GL) - 自然地下水位 (GWL))
 × 2/3

感潮区間の残留水位 (RWL) は、前面潮位差の 2/3 の水圧差を対象とする (図 1-5-12 参照)。

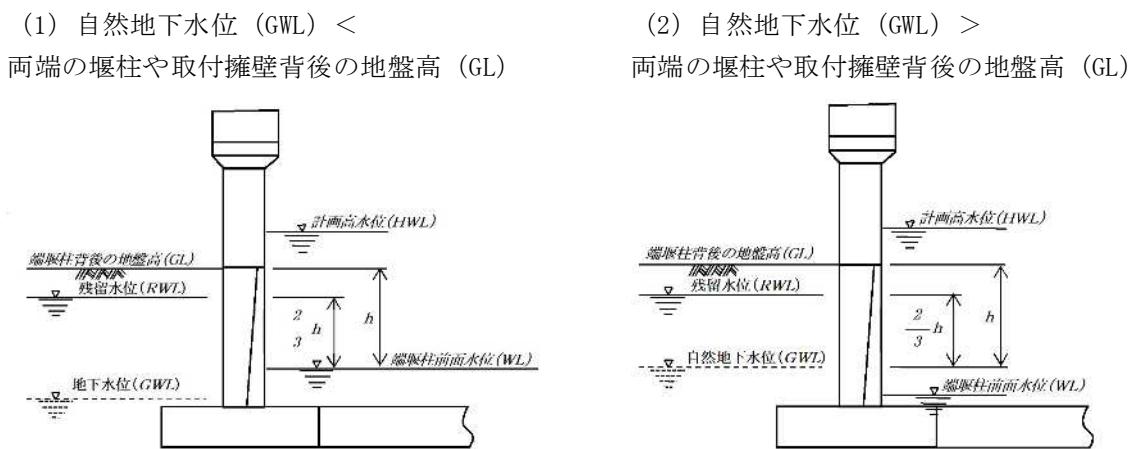


図 1-5-11 残留水位の設定方法（洪水時）

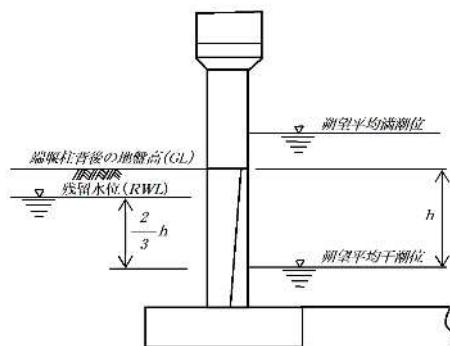


図 1-5-12 感潮区間の残留水位

5) 泥圧

土砂の堆積によって生じる泥圧については、以下のとおりとする。

①鉛直力

泥圧のうち鉛直力は、堆積した泥土の水中における重量とする。

②水平力

水平方向の泥圧は次式によって求める。

$$P_e = C_e \times W_l \times d$$

P_e : 水平方向泥圧 (kN/m²)

C_e : 泥圧係数

W_1 : 泥土の水中における単位体積重量 (kN/m³)

d : 泥土の深さ (m)

設計に用いる堆積した泥土（以下「堆泥」という。）の深さは、周辺の堆積状況、実績等適切な方法を用いて推定する。

堆泥の重量は、

$$W_1 = W - (1 - \nu) \times W_0$$

で示される。ここに W_0 は水の単位体積重量 [kN/m³]、 W は堆泥の見かけの単位体積重量 [kN/m³]、 ν は堆泥の空隙率である。

これらの概略値として、下記の数値が常用されている。

$$W = 15 \sim 18 \text{ kN/m}^3, \quad \nu = 0.3 \sim 0.4, \quad C_e = 0.4 \sim 0.6,$$

$$W_0 = 10 \text{ kN/m}^3$$

なお、地震時は地震時動水圧を考慮するため、動泥圧は一般に考慮しなくてよい。

6) 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。また、耐震補強等で仮締切ゲートを用いて締め切る場合も、上下流の水位差を用いて揚圧力を算定する。

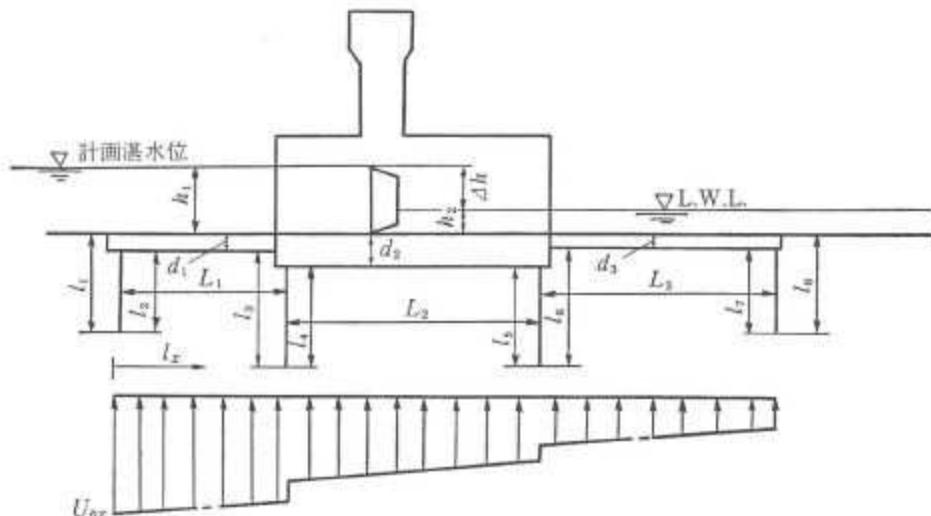


図 1-5-13 揚圧力

$$U_{px} = (h_2 + \Delta h \frac{\sum l - l_x}{\sum l} + dl) \cdot W_0 \text{ とする。}$$

U_{px} : 任意の点の揚圧力 (tf/m²) (kN/m²)

Δh : 上下流水位差 ($h_2 - h_1$) (m)

l_x : 上流端から任意の点までの浸透徑路長 (m)

$\sum l$: 全浸透徑路長 (m)

W_0 : 水の単位体積重量 (tf/m³) (kN/m³)

dl : 任意の点における床版もしくは水叩きの厚さ (m)

7) 風荷重

風荷重は 3kN/m² とする。

8) 温度変化の影響

温度荷重は、温度変化を±15°C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。

9) 雪荷重

雪荷重は、雪の単位体積重量と積雪深の積として求める。積雪深は、既往の積雪記録、構造物上での積雪状態などを考慮して設定する。積雪のない地方では考慮する必要はない。ただし、積雪が少ないために積雪深を決定できない場合は、雪荷重を1 kN/m²としてよい。

10) 構造物の重量に起因する慣性力

構造物の重量に起因する慣性力は、構造物の重量に水平震度を乗じた水平力として算出する。このときの水平震度は、「河川構造物の耐震性能照査指針 IV水門・樋門及び堰編」による。なお、動的照査法を用いる場合は、構造物の質量に応答加速度を乗じたものとして算出される。

11) 液状化の影響

液状化の影響は、「河川構造物の耐震性能照査指針 IV水門・樋門及び堰編」による。

12) 波圧

波圧については、高潮区間や湖岸堤等で考慮する。

13) その他荷重

施工時荷重については、必要に応じて考慮する。

5.5.2 安全性能の照査

<考え方>

堰における安全性能の照査は、「5.5.1 設計の対象とする状況と作用」に示す状況と作用毎に、照査の条件として適切な上下流水位の組合せを設定し、安全性能について照査する必要がある。

また、堰における安全性能の照査は、構造や材料の特性に応じた設計手法を適用してモデル化を行い、最も不利な断面力が生じる作用に対して、安全性能が確保できるようにする。なお、「最も不利な断面力が生じる作用」とは、考慮すべき荷重の組合せのうち、発生応力等が構造物に対して最も不利に働く荷重の組合せをいう。

<標準>

堰は、「5.5.1 設計の対象とする状況と作用」に対し、以下の事項について安全性能を設定して照査することを基本とする。なお、固定堰の場合は、(1)～(3)の事項について安全性能を設定して照査する。

- (1) 常時の安全性能
- (2) 洪水時の安全性能
- (3) 耐震性能
- (4) 風浪等に対する安全性能

照査に当たっては、これまでの経験及び実績から妥当とみなせる方法又は論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とする。

<推 横>

安全性能を照査するに当たっては、以下の手法によることが望ましい。

1) 鋼製の門扉の部材設計

部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。

2) 鉄筋コンクリート部材設計

- ・部材の設計に用いる断面力は、弾性理論により算出する。

- ・部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。

(1) 常時の安全性能

<考え方>

當時においては、堰の上下流の水位差が最大となる際における水圧の作用等に対して安全な構造が求められる。

當時には、操作で想定されるゲートの状態（ゲート全閉又は一部開放時）に対し、ゲートへの水圧、床版への揚圧力、ゲート・ゲート操作台・付属施設（管理橋・操作室等）の自重、堰周辺の堤防からの土圧、風荷重等が作用する。堰の状況に応じて作用を設定し、適切に組合せて各部位の安定性及び応力計算を行う必要がある。堰の基礎を杭基礎、ケーソン基礎とした場合、堰本体部と周辺地盤との不同沈下による局部的な沈下による段差が生じ、この段差が堰周辺の堤防に悪影響を与える可能性があるため、隣接堤防との境界部における不同沈下について照査も行う必要がある。

<標準>

當時の安全性能の照査は、堰の上下流の水位差が最大となる際における水圧の作用に対して、以下の項目の安全性を評価し、所定の安全性又は許容値を満足することを照査の基本とする。

1) 各部位の安全性

堰本体及び水叩きが転倒、滑動、基礎地盤支持力に対して所定の安全性を確保する。また、水叩きについては、揚圧力に対して所定の安全性を確保する。

2) 発生応力に対する安全性

「5.5.1 設計の対象とする状況と作用」により、當時の操作において想定される諸条件を設定し、堰及びゲート部材に発生する応力が「5.5.3 許容応力度」以下となることを確認する。

3) 耐浸透性能

堰及び水叩きと堤体や基礎地盤との接触面における浸透に対して、所定の安全性を確保する。

<推 横>

1) 各部位の安全性

所定の安全性とは、以下の安全率を満足する。

表 1-5-6 各項目の安全率

項目	安全率
転倒	合力の作用点が中央 1/3 以内
滑動	1.5
基礎地盤支持力	3

2) 発生応力に対する安全性

せん断応力度は、せん断力を部材幅 (b) ×有効高 (d) で割った平均せん断応力度とする。

せん断応力度の照査は、支点が直接支持となっているものは支点の前面より $1/2 \times h$ だけ内側で行ってよい。(h:はり高)

3) 耐浸透性能

耐浸透性照査における所要の安全性は、地盤の土質区分、堤防断面形状、考慮する水頭差、遮水工の配置、深さ、長さ、不同沈下が生じる場合にはルーフィング発生による浸透路長の減少を考慮したうえで、レインの式による浸透経路長を満足することを確認する。なお、遮水工を2列に入れる場合、深さに対して間隔が短すぎると浸透路長が遮水工沿いとはならない場合があるので、実現象に合うように浸透路長をとるよう留意する。また、地盤が互層の場合は、浸透流が常に浸透抵抗の小さいところを流れることを念頭において浸透経路を検討することが望ましい。

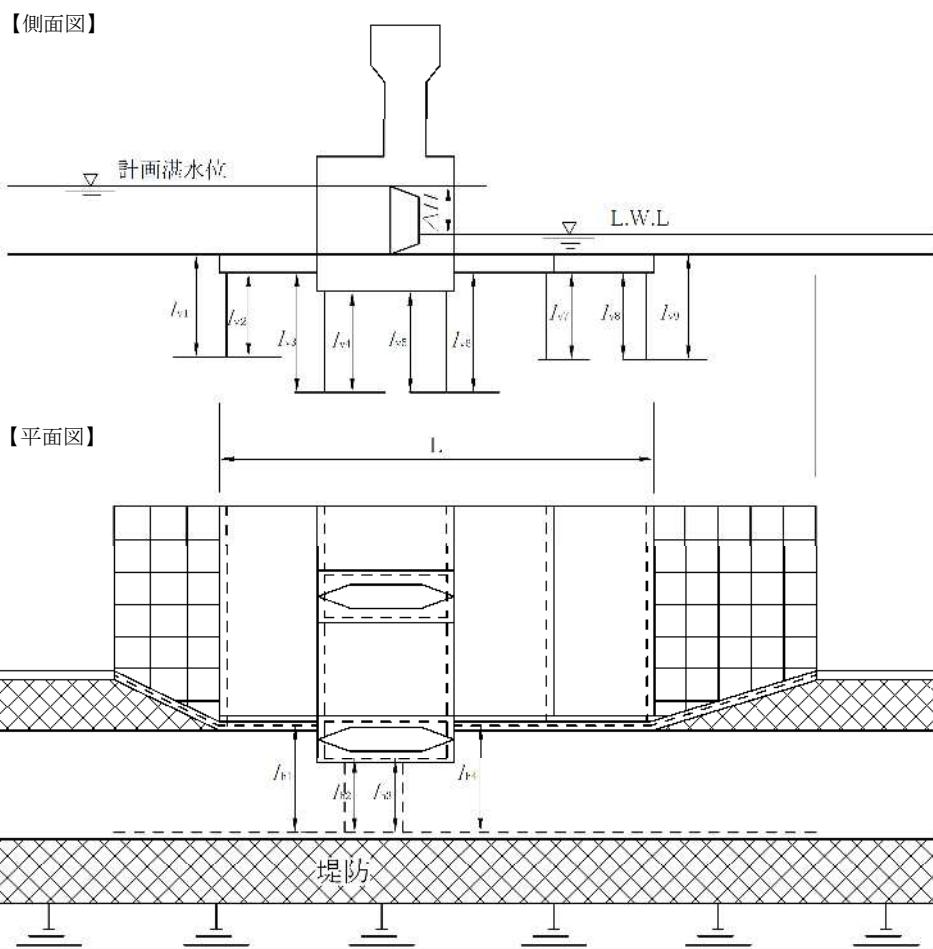


図 1-5-14 遮水工の浸透経路長

$$\text{レイン加重クリープ比 } C \leq \frac{\frac{L}{3} + \Sigma l}{\Delta H}$$

ここに

- C : 加重クリープ比
- Cv : 遮水工の鉛直方向の加重クリープ比
- Ch : 遮水工の水平方向の加重クリープ比
- L : 本体、水叩き及び取付擁壁の流下方向の浸透経路長 (m)
- Σl : 遮水矢板等の鉛直方向及び水平方向の浸透経路長 (m)
- lv : 鉛直方向の浸透経路長
- lh : 水平方向の浸透経路長
- ΔH : 上下流水位差 (m)

表 1-5-7 加重クリープ比 C

地盤の土質区分	C
極めて細かい砂又はシルト	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
栗石と礫を含む砂利	2.5
柔らかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
堅い粘土	1.8

4) 揚圧力に対する安全性

揚圧力に対する安全率は、4/3 とする。

5) ゲート機能

ゲート機能は、同様の敷高・規模及び操作形式の堰における操作の確実性を確認できれば機能を確保しているとみなすことができる。なお、堆砂傾向については、必要に応じて水理模型実験を実施して確認する。

(2) 洪水時の安全性能

<考え方>

洪水時においては、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）以下の水位の流水の作用等に対して安全な構造が求められる。

洪水時には、操作で想定されるゲートの状態（ゲート全開時）に対し、床版への揚圧力、ゲート・ゲート操作台・付属施設（管理橋・操作室等）の自重、堰周辺の堤防からの土圧、風荷重等が作用する。固定堰の場合は、本体への水圧・揚圧力、本体の自重、土圧が作用する。堰の状況に応じて作用を設定し、適切に組合せて各部位の安定性及び応力計算を行う必要がある。

<標 準>

洪水時の安全性能の照査は、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して、以下の項目の安全性を評価し、所定の安全性又は許容値を満足することを照査の基本とする。なお、固定堰の場合は、以下の項目のうち 1)について照査することを基本とする。

1) 各部位の安全性

堰本体及び水叩きが転倒、滑動、基礎地盤支持力に対して所定の安全性を確保する。また、水叩きについては、揚圧力に対して安全性を確保する。

2) 発生応力に対する安全性

「5.5.1 設計の対象とする状況と作用」により、洪水時に想定される諸条件を設定し、堰に発生する応力が「5.5.3 許容応力度」以下となることを確認する。

<推 熊>

1) 各部位の安全性

所定の安全性とは、以下の安全率を満足するものとする。

表 1-5-8 各項目の安全率

項目	安全率
転倒	合力の作用点が中央 1/3 以内
滑動	1.5
基礎地盤支持力	3

2) 発生応力に対する安全性

せん断応力度は、せん断力を部材幅 (b) ×有効高 (d) で割った平均せん断応力度とする。

せん断応力度の照査は、支点が直接支持となっているものは支点の前面より $1/2 \times h$ だけ内側で行ってよい。(h:はり高)

(3) 耐震性能

<考え方>

堰の耐震性能の照査は、「河川構造物の耐震性能照査指針」に基づき実施する必要がある。

レベル 1 地震動に対しては、地震によって堰としての健全性を損なわない構造が求められる。また、レベル 2 地震動に対しては、治水上又は利水上重要な堰は、地震後においても堰としての機能を保持する構造が、それ以外の堰は、地震による損傷が限定的にとどまり、堰としての機能の回復が速やかに行い得ることができる構造が求められる。

地震時には、堰柱及びゲートには慣性力及び地震時動水圧が作用する。また、堰の地震時挙動は、地形、地盤条件等の種々の要因の影響を受けるが、中でも、基礎地盤の影響を強く受けれる。基礎地盤が液状化した場合には、液状化に伴う基礎地盤の変形が地震時挙動に大きく影響を及ぼすため、液状化を考慮する必要がある。

なお、津波に対しては（4）風浪等に対する安全性能に基づき照査する。

<標 準>

耐震性能の照査は、レベル 1 地震動に対して堰としての健全性を損なわないこと、レベル 2 地震動に対して堰の重要性に応じて機能を保持あるいは堰としての機能の回復が速やかに行

い得ることを照査の基本とする。

<推 奨>

1) 各部位の安全性

レベル1 地震動については、転倒、滑動、基礎地盤支持力に対し以下の安全率を満足するものとする。

表 1-5-9 各項目の安全率

項目	安全率
転倒	合力の作用点が中央2/3以内
滑動	1.2
基礎地盤支持力	2

2) その他の安全性

その他の耐震性能の照査については、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 IV. 水門・樋門及び堰編」による。

(4) 風浪等に対する安全性能

<考え方>

堰は設置位置によって高潮時及び風浪時の波浪並びに計画津波水位以下の津波の作用等に対して安全な構造が求められる。

風浪時等には、操作で想定されるゲートの状態（ゲート全閉又は一部開放時）に対し、ゲートへの水圧、波圧・津波荷重、床版への揚圧力、ゲート・ゲート操作台・付属施設（管理橋・操作室等）の自重、堰周辺の堤防からの土圧、風荷重等が作用する。堰の状況に応じて作用を設定し、適切に組合せて各部位の安定性及び応力計算を行う必要がある。

ゲートの照査に用いる波圧及び津波荷重は「ダム・堰施設技術基準（案）」、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づき設定する必要がある。特に津波に対しては、堰によってゲートを全閉とする操作規則としている場合がある。このような施設においては、津波による波圧に対し、ゲート全閉状態を想定した本体の安全性能の照査を行う必要がある。

<標 準>

風浪等に対する安全性能の照査は、堰本体が受ける水圧及び波圧の作用に対して安全性を評価し、許容値を満足することを照査の基本とする。

1) 各部位の安全性

堰本体及び水叩きが転倒、滑動、基礎地盤支持力に対して所定の安全性を確保する。また、水叩きについては、揚圧力に対して安全性を確保する。

2) 発生応力に対する安全性

「5.5.1 設計の対象とする状況と作用」により、常時の操作において想定される諸条件を設定し、堰及びゲート部材に発生する応力が「5.5.3 許容応力度」以下となることを確認する。

5.5.3 許容応力度

<標 準>

許容応力度等は、使用する材料の基準強度や力学特性を考慮して、適切な安全性が確保できるように設定することを基本する。

<推 横>

許容応力度として、以下の値を用いることが望ましい。

1) コンクリートの許容応力度

表 1-5-10 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

設計基準強度	許容曲げ圧縮応力度	許容付着応力度	許容せん断応力度
24	8.0	1.60	0.39

なお、無筋コンクリートの許容応力度は、最新の「道路橋示方書・同解説IV. 下部構造編」による。

2) 鉄筋の許容引張応力度

表 1-5-11 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

応力度、部材の種類		鉄筋の種類	SD345
引張応力度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合	一般の部材 ^{※1}	180
		厳しい環境下の部材 ^{※2}	160
	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値		200
	鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合		200

※1 通常の環境や常時水中、土中の場合（操作台に適用）

※2 一般の環境に比べて乾湿の繰り返しが多い場合や有害な物質を含む地下水位以下の土中の場合（堰柱、門柱、取付擁壁に適用）（海洋環境などでは別途かぶりなどについて考慮する）

3) 鋼材の許容応力度（ゲート等の機械設備を除く）

表 1-5-12 構造用鋼材の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

区分及び応力度の種類			鋼材記号	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
母材部		引張 圧縮 せん断	140 140 80	185 185 105	210 210 120	255 255 145	
溶接部	工場溶接	全断面溶込みグループ溶接	引張 圧縮 せん断	140 140 80	185 185 105	210 210 120	255 255 145
		すみ肉溶接、部分溶込みグループ溶接	せん断	80	105	120	145
現場溶接		引張 圧縮 せん断	原則として、工場溶接と同じ値とする。				

4) 鋼管杭の許容応力度

表 1-5-13 鋼管杭の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

区分及び応力度の種類	鋼管杭の種類		SKK400	SKK490
	引 張	140		
母 材 部	圧 縮	140	185	
	せん断	80	105	
	引 張	140	185	
溶 接 部	工 場 溶 接	圧 縮	140	185
	せん断	80	105	
	現 場 溶 接	引 張	原則として、工場溶接と同じ値とする。	

5) 既製コンクリート杭の許容応力度

JISに基づき適切に定める。

6) 許容応力度の割増し

作用の組合せにおいて地震の影響、温度変化の影響等を考慮する場合は、表 1-5-14 による許容応力度の割増しを行なうことができる。下記以外の作用の組合せによる許容応力度の割増しを考慮する場合は、個々の状況に応じて適切に定める。

表 1-5-14 許容応力度の割増し

作用の組合せ	割増率 (%)
温度変化の影響を考慮する場合	15
風荷重を考慮する場合	25
地震の影響を考慮する場合	50
温度変化の影響及び風荷重を考慮する場合	35
施工時荷重を考慮する場合	50

5. 6 各部位の設計等

5. 6. 1 本体

(1) ゲート

1) ゲートの構造

<考え方>

洪水時及び高潮時において、ゲートを全開又は一部開放することによって計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の作用、風浪等における波圧に対して安全な構造となるよう設計する必要がある。ゲートは、確実に開閉（起伏）し、かつ、必要な水密性を有する構造とするため適切なゲート形式を選定する必要がある。堰のゲートは、一般に引上げ式のローラゲート、起伏式ゲートとして鋼製起伏ゲート及びゴム引布製起伏ゲート（図 1-5-15、図 1-5-16 参照）等が使用されている。

引上げ式ゲートには越流をさせる形式とさせない形式のものがあり、その選定にあたって

は河川の特性、堰の目的、維持管理等を検討して定める。

可動堰においては、堆砂傾向や河床材料等の河道特性を踏まえ、引上げ式ゲートや起伏式ゲートを選定する場合がある。

起伏式ゲートは、油圧シリンダや空気又は水を充填・排除することにより操作するが、堆砂により起伏が確実に行われないおそれがある場合は、引上げ式ゲートとする。

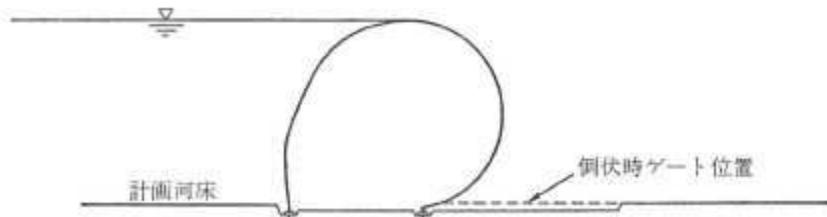


図 1-5-15 ゴム引布製伏式ゲート

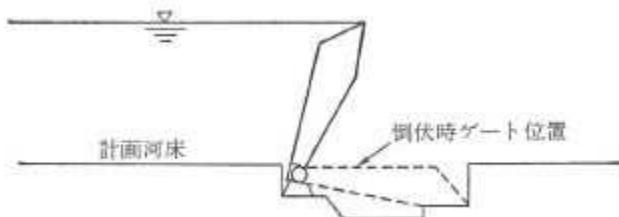


図 1-5-16 起伏式ゲート

ゲートの点検や補修を行う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。

ゲートの基本寸法とは、設置標高、径間長、断面高等を意味し、引上げ式ゲートの最大引上げ時のゲート下端高については揚程を考慮し設定する必要がある。

戸当りは、コンクリート構造物の規模、強度等に与える影響が大きいため、戸当りの寸法、構造、設置方法等とコンクリート構造物との関連性を検討する必要がある。また、ゲートが点検や整備時に取り外されることも考慮して構造を決定する必要がある。

<必 須>

ゲートは、確実な開閉（起伏）が行えるとともに必要な水密性を有する構造とし、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。

<標 準>

ゲート形式及び規模は、本体の形式・規模及び戸当り等、他の設備との配置を考慮して、設計条件を満足するように決定することを基本とする。

ゲートの基本寸法は、制約条件を考慮して、「5.4 基本的な構造」に準じて決定することを基本とする。

戸当りの形状はゲートの形式に適合したものとし、扉体支承部からの荷重を安全にコンクリート構造物に伝達することができるよう寸法、強度及び剛性を有するものを基本とする。

<推 奨>

越流させない形式の引上げ式ゲートにあっては、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。

<例 示>

河川や設置場所の特性に応じて、鋼製起伏堰[SR 堰]の採用事例がある（図 1-5-17 参照）。SR 堰は、鋼製の扉体と袋状のゴム引布製の起伏装置（以下「ゴム袋体」という。）を有し、ゴム袋体に空気又は水を充填し、若しくはゴム袋体から排除することによって起伏させる形式の堰をいう。

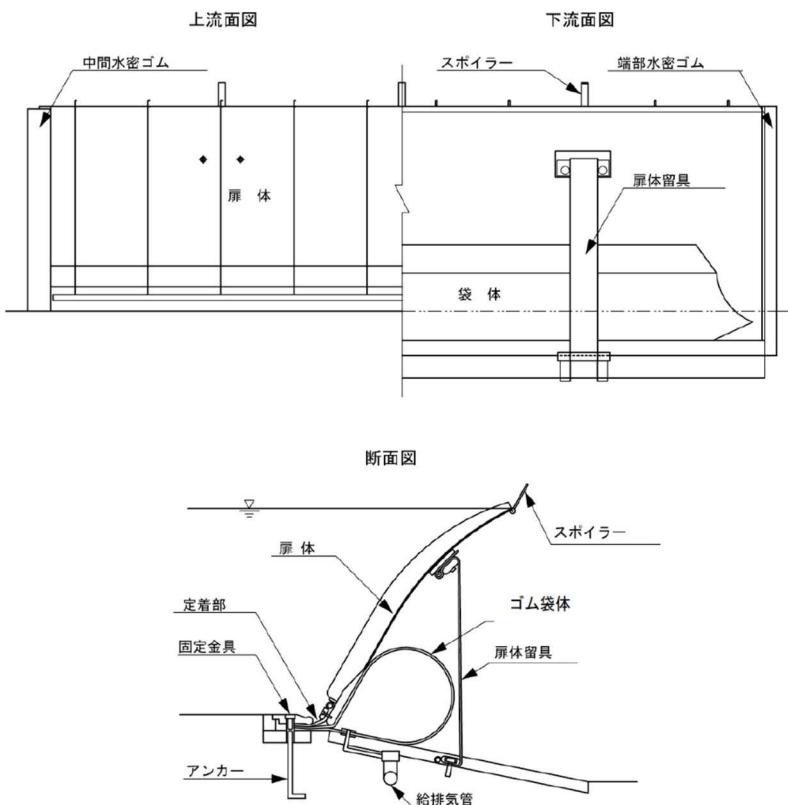


図 1-5-17 SR 堰各部の名称

また、ライジングセクターゲート（図 1-5-18 参照）やラジアルゲート等の採用事例もある。

ライジングセクターゲートは、扉体の両端が円盤となっており、この円盤を回転させることにより開閉を行うものである。引上げ式ゲートのようにゲートを巻き上げるための門柱が不要となる。一方、緊急時に自重閉鎖が不可能であるため、現場の状況に合わせて採用するのが良い。

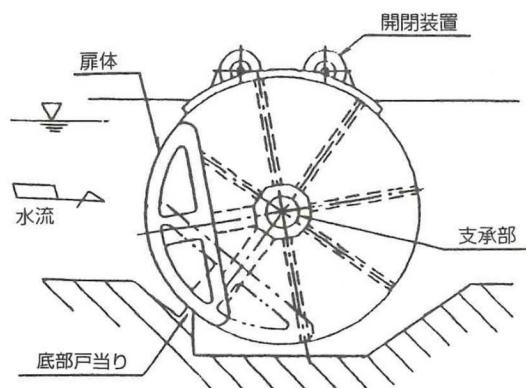


図 1-5-18 ライジングセクターゲート各部の名称

2) 開閉装置

<考え方>

堰は、平常時は全閉しており、洪水時又は高潮時にゲートを全開又は一部開放し、河川の流水を制御する必要があることから、確実にゲートを開閉（起伏）できる必要がある。

開閉装置の設置箇所は、ゲート形式に応じて適切に設定する必要があり、引上げ式ゲートの場合は堤防高よりも高い操作台の上に開閉装置を設置している場合が多い。起伏式ゲートの場合は、計画高水位又はそれに類する水位より上に開閉装置を設置している場合が多い。

ゲートの開閉（起伏）を確実に行うため、開閉装置は電動式（電動による油圧、水圧、エアポンプ等も含む）とする。これにより電源として常用（商用）と予備電源の両方を使用でき、平常時又は暴風雨時等に常用電源が停電した場合にも、予備発電装置により予備電源を確保することができる。

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、必要に応じて手動操作を備える必要がある。

<必須>

開閉装置は、ゲートの確実な開閉（起伏）操作が行えるとともに、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。

<標準>

開閉装置は、ゲートの開閉（起伏）を確実に行うために設置し、ゲート形式に応じて適切な箇所に設けることを基本とする。

開閉装置形式の選定に当たっては、設備の設置目的、用途、ゲートの種類、開閉荷重の大きさ・方向・押下げ力、揚程、開閉装置の設置位置、配置及び設置環境を考慮の上、選定することを基本とする。

開閉用の動力は、電動機によるものとし、全てのゲートに開閉用予備動力を備えることを基本とする。

ゲートの操作のための設備は、施設規模に応じて、機側操作、又は遠方操作・遠隔操作とするものとする。なお、遠方操作・遠隔操作方式の場合には、機側操作も可能なものとする。機側操作は、確実に操作ができるものとし、機側操作中は、安全管理上遠方操作・遠隔操作方式では作動しないような構造とする。

<例示>

起伏式ゲートや小規模な引上げ式ゲートの場合には、開閉用の動力は内燃機関又は手動式油圧シリンダによるものとすることができます。

(2) 本体の安定計算

<考え方>

堰本体は、可動堰の場合、ゲート、床版、堰柱、門柱、ゲート操作台で構成し、固定堰の場合、固定堰本体で構成する。設計に当たっては、各部位の機能の確保と堰全体の安定に配慮した構造とする。

<必須>

堰本体は、設計荷重に対して、転倒、滑動、基礎地盤支持力に対する所要の安全率が確保されるよう設計するものとする。

<推 横>

1) 可動堰の安定計算

安定計算の順序及び計算方法は、以下に示す方法が望ましい。

a) 形状寸法の仮定

敷高、径間長、門柱高及び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台、門柱、堰柱、床版等の各部位の主要形状寸法を仮定し、本体の重量を求める。

b) 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、敷高、径間長、ゲート高及び設計水深に対し、他の可動堰の実例、その他参考文献により算定する。また、管理橋重量は、幅員及び径間長に対し、他の橋梁の実施例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おそれのあるものについては、それらの重量を仮定する。

c) 荷重の計算

荷重の計算に当たっては、「5.5.1 設計の対象とする状況と作用」に基づいて算出する。

d) 転倒、滑動、基礎地盤支持力に対する検討

転倒、滑動、基礎地盤支持力に対する検討は、2) の荷重条件に対して行い、その安全率が「5.5.2 安全性能の照査」の規定以上になるよう設計する。

2) 可動堰の安定計算を行う場合の荷重条件

表1-5-15～表1-5-20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合せに対して安全であるよう設計することが望ましい。

なお、荷重の組合せのうち、洪水と地震、波圧と地震、風荷重と地震は同時に考慮する必要はない。

表 1-5-15 中央堰柱の荷重条件 (1)

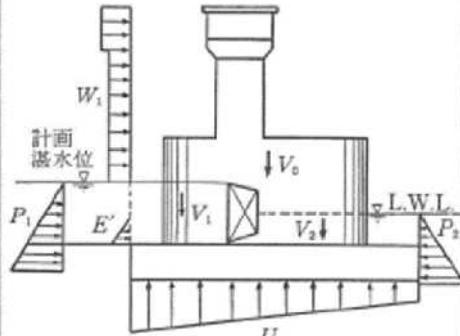
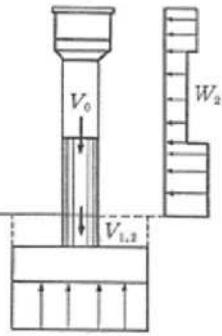
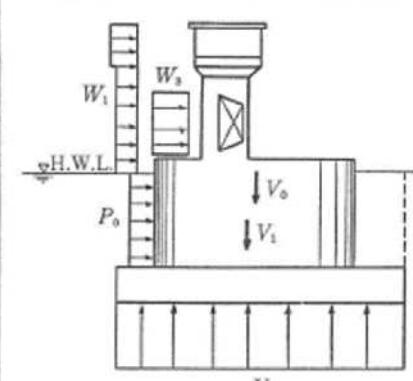
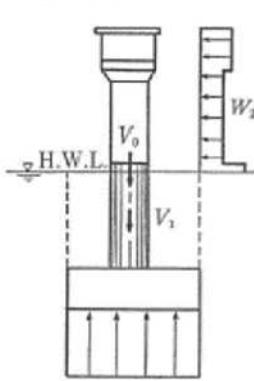
	水流 方 向	水流直角方向
常時 (計画湛水位時)	 <p> V_0: 本体(管理橋ゲートを含む)の重量 V_1: 上流側水重 V_2: 下流側水重 P_1: 上流側水圧 P_2: 下流側水圧 U: 揚圧力 W_1: 風荷重(操作室, 操作台, 門柱, 堤柱) E': 泥圧(必要な場合) </p>	 <p> W_2: 風荷重(操作室, 操作台, 門柱, 堤柱) $V_{1,2}$: 上下流水重 </p>
洪水時	 <p> P_0: 流水から受ける力 V_0: 水重 W_3: 風荷重(ゲート) </p>	

表 1-5-16 中央堰柱の荷重条件 (2)

常時 (高潮時)	<p>P_w: 下流側液圧 液圧は、設計波に対して求める。</p>	<p>$V_{1,2}$</p> <p>P_d</p>
地震時 (計画湛水位時)	<p>P_d: 地震時動水圧</p>	<p>$V_{1,2}$</p> <p>P_d</p>
施工時		<p>$V_{1,2}$</p> <p>P_d</p>

表 1-5-17 両端の堰柱の荷重条件 (1)

	水流 方 向	水流直角方向
常時 (計画湛水位時)	<p> V_3: 背面水重 + 背面土砂重量 P_1: 前面水圧 E': 背面土圧 </p>	<p> P_2: 前面水圧 P_3: 背面水圧 E: 背面土圧 </p>

表 1-5-18 両端の堰柱の荷重条件 (2)

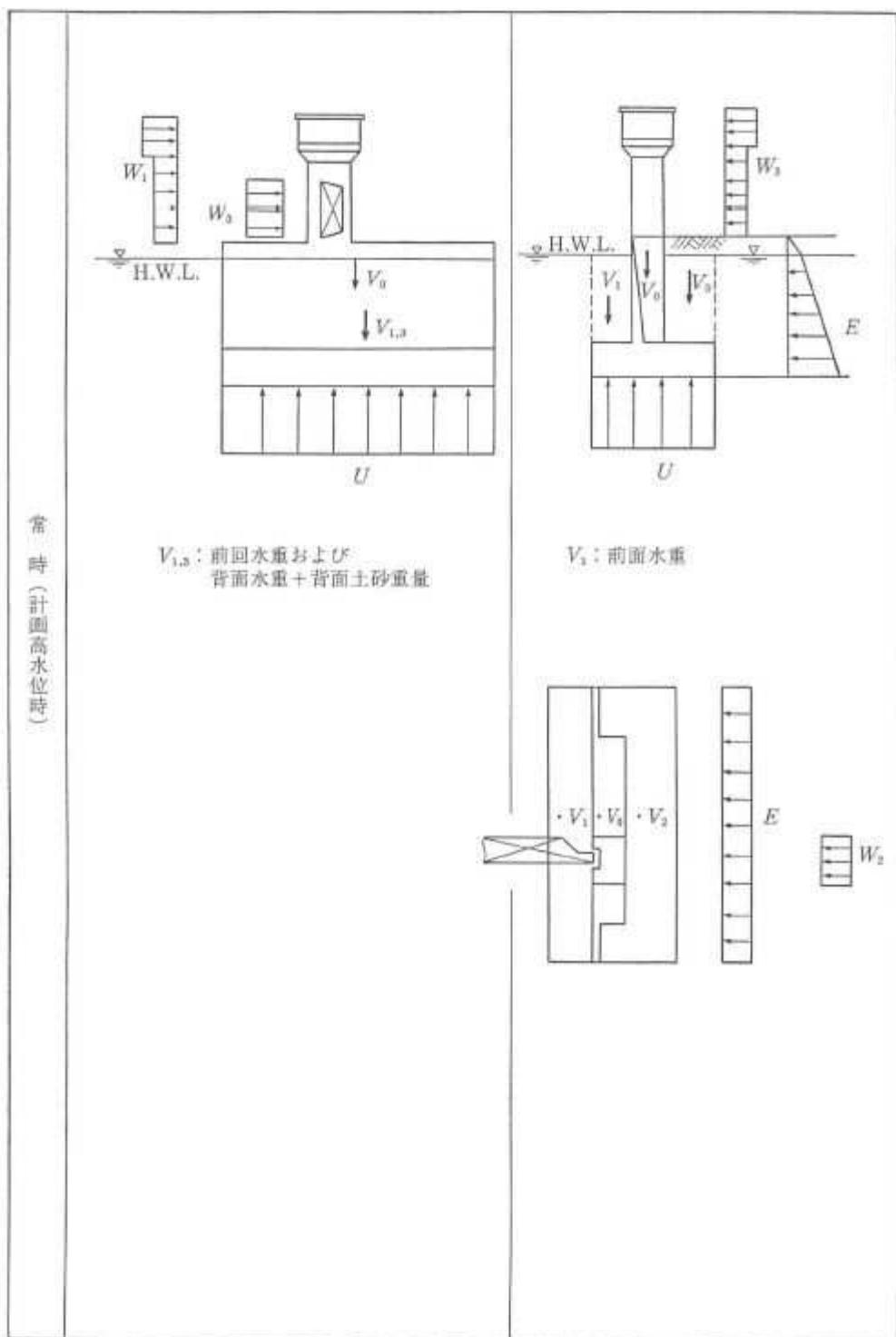
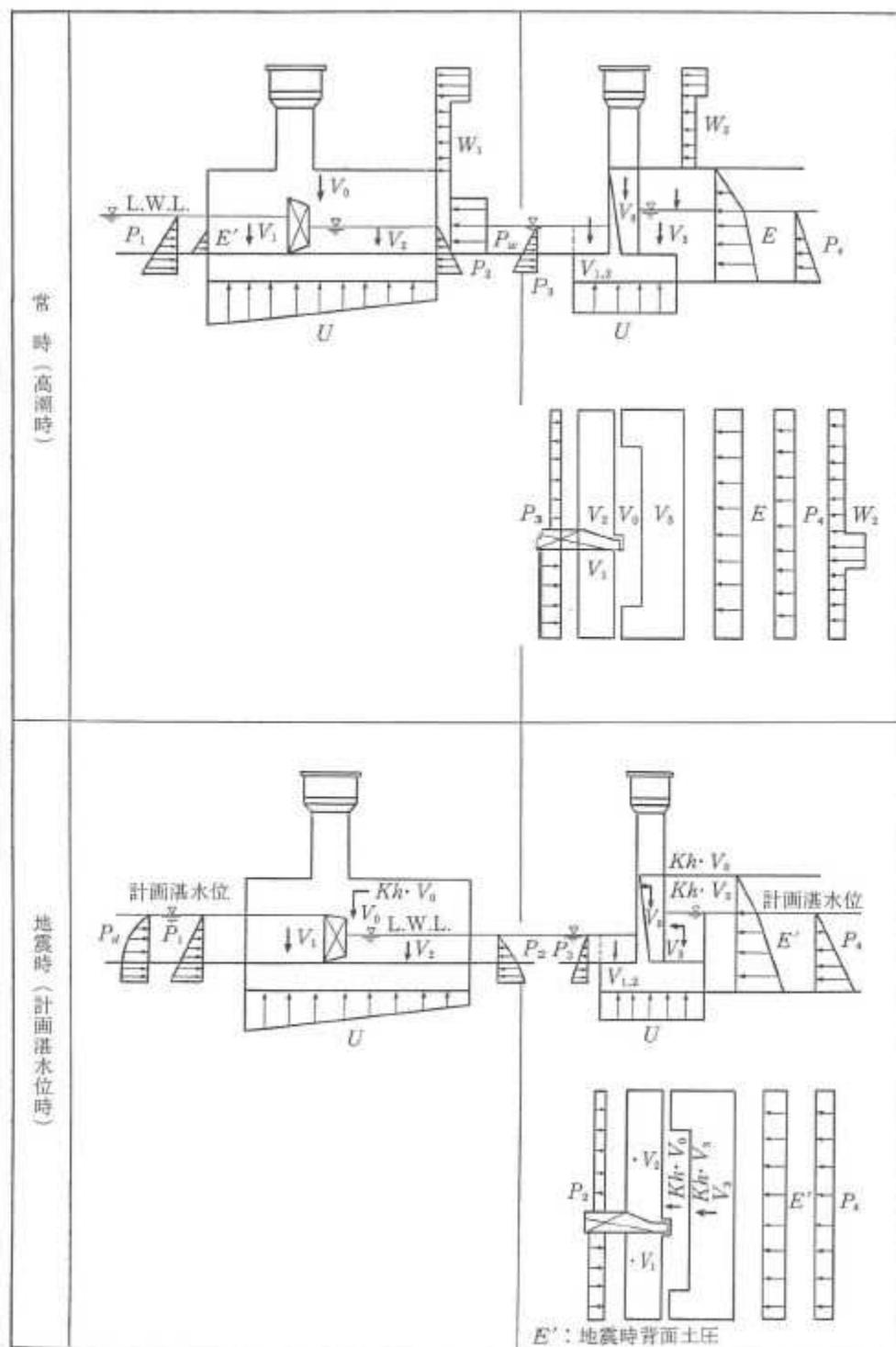
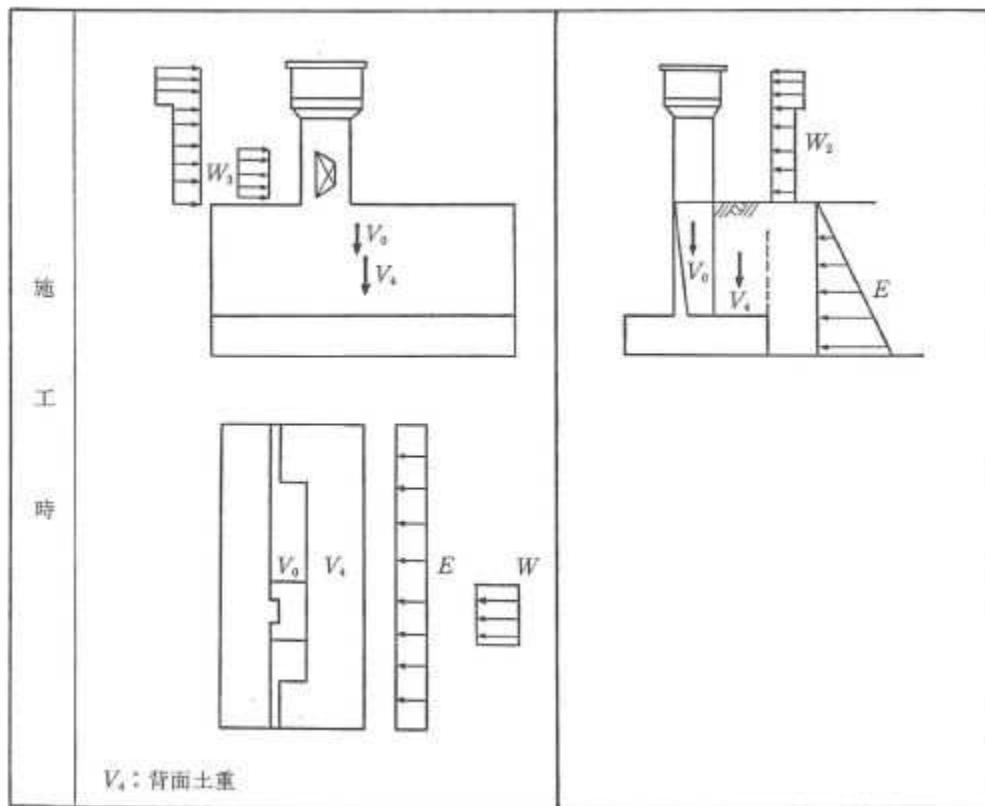


表 1-5-19 両端の堰柱の荷重条件 (3)



E' : 地震時背面土圧

表 1-5-20 両端の堰柱の荷重条件 (4)



3) 固定堰の安定計算

固定堰の安定計算の順序及び計算方法は、以下に示す方法が望ましい。

a) 形状寸法の仮定

敷高、水理条件より主要形状寸法を仮定する。

b) 荷重の計算

(1) 鉛直荷重

荷重の計算に当たっては、「5.5.1 設計の対象とする状況と作用」に基づいて算出するが、固定堰の仮定した形状寸法により水流直角方向 1m 当たりの重量を計算する。

(2) 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。

(3) 水圧

堰の上下流の水位の組合せによる。

(4) 構造物の重量に起因する慣性力

構造物の重量に起因する慣性力は、構造物の重量に水平震度を乗じた水平力として算出する。このときの水平震度は、河川構造物の耐震性能照査指針 IV 水門・樋門及び堰編による。

(5) 揚圧力

揚圧力は、(1)と同様とする。

c) 転倒、滑動、基礎地盤支持力に対する検討

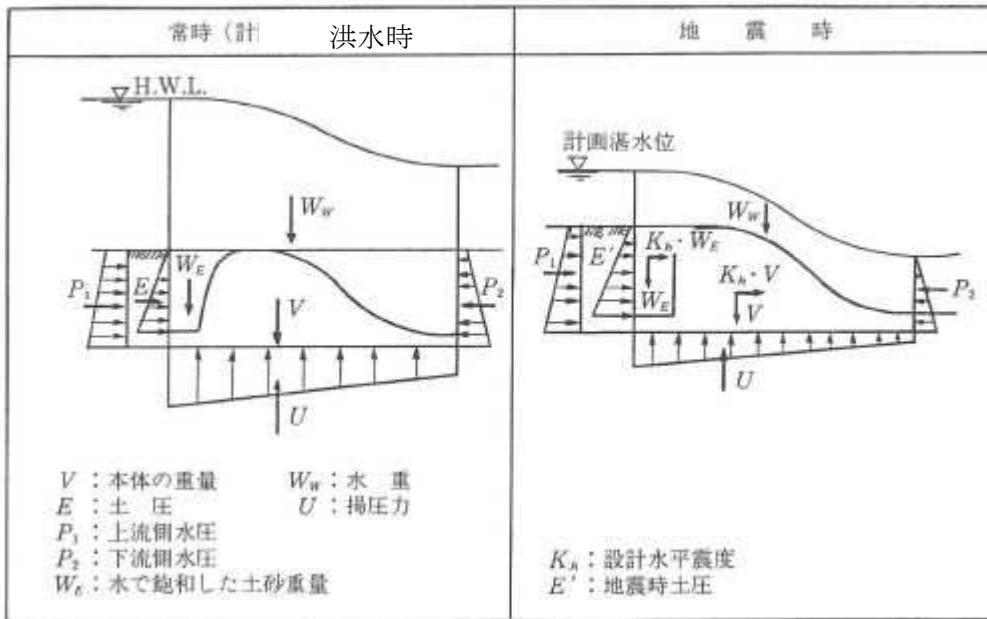
転倒、滑動、基礎地盤支持力に対する検討は、(2) の荷重条件に対して行い、その安全率が「5.5.2 安全性能の照査」の規定以上になるよう設計する。

4) 固定堰の安定計算を行う場合の荷重条件

表 1-5-21 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ことが望ましい。

表 1-5-21 固定堰の荷重条件



(3) 床版

＜考え方＞

可動堰の床版は、上部荷重を支持し、ゲートの水密性を確保し、堰柱間の河床洗掘防止機能を果たすことができる構造とする必要がある。

床版は、本体の形式に応じて決定され、箱型、U形構造の場合は堰柱と一体構造となり、逆T形の場合は、堰柱と一体となった堰柱床版と堰柱と分離した中間床版に分類される。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を確保できるようにする必要がある。

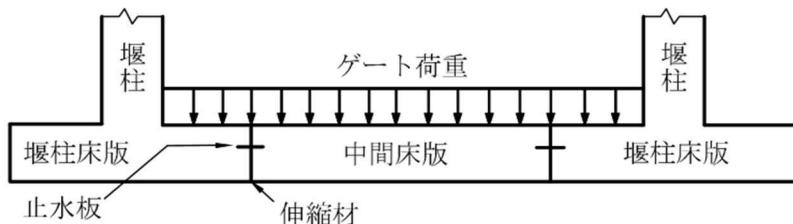


図 1-5-19 本体の形式が逆 T 形の場合の床版

底部戸当り面は、ゲートとの確実な水密性、土砂等の堆積防止のために床版と同一平面とする必要がある。

<必 須>

床版は、ゲートと必要な水密性を有する構造とし、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。

<標 準>

床版は、河床洗掘を防止するとともにゲートとの水密性を確保し、本体の形式に応じてゲートや堰柱等の荷重を支持できる構造となるよう設計することを基本とする。
底部戸当り面は、床版と同一平面とすることを基本とする。

<例 示>

中間床版は、堰柱間の水平力に対するストラット（支材）を兼ねさせた事例がある。

施工時には、半川締切によって堰柱が片側のみから水圧を受ける場合や、締切内の堰柱床版及び中間床版に揚圧力が作用する場合があるが、これらに対する堰柱床版又は中間床版の安定性の検討に当たっては、堰柱床版又は中間床版をそれぞれ単独で安定させることが必要となる場合がある。

(4) 堰柱

<考え方>

堰柱は、ゲート側面との水密を確保し、門柱や操作台・操作室等の上部荷重及びゲートで受ける水圧を安全に床版に伝えるために設ける。堰柱の配置は、「5.4.1 流下断面及び径間長の設定」、「5.4.2 ゲート開閉時の高さの設定」を考慮したうえで決定する必要がある。

堰柱は、上部荷重及び水圧等の作用を安全に床版に伝えるため、箱型、U形及び逆T形の一部においては床版と一体構造とする必要がある。

堰柱の天端高は計画高水敷高以上（ゲート全閉時の天端高）とする必要がある。管理橋を設置する場合は、管理橋の桁下高が河川管理施設等構造令（昭和51年政令第199号）第64条に規定する高さ以上となるように堰柱の天端高を設定する必要がある。

堰柱長は、力学的安定性、ゲートの戸当たり寸法、門柱形式、予備ゲート構造等を考慮して決定する。ゲート前面には必要に応じて角落しを設けるための戸溝を設ける必要がある。角落しは、常時水位が高い場合等においてゲートや戸当りの維持管理を行うために設ける。戸溝幅は、水圧の大きさにより決定される角落しの規模により設定する必要がある。

<必 須>

堰柱は、門柱及び一部の床版と一体構造で、ゲートに必要な水密性を有する構造とし、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。

<標 準>

堰柱は、ゲートとの水密性を確保し、上部荷重及び水圧を安全に床版に伝えるために設置し、流下断面や径間長を考慮して適切な配置で設計することを基本とする。

堰柱は、上部荷重及び水圧等の作用を安全に床版に伝える構造として設計することを基本とする。

中央堰柱の形状は流水に対する抵抗に配慮した構造とすることを基本とする。

堰柱の天端高については、ゲートの全閉時の天端高、管理橋等の条件を考慮して決定し、堰柱の幅及び長さは、管理橋の幅員、ゲート戸当たり寸法、開閉装置の寸法、力学的安定計算等から決定することを基本とする。

ゲート前面の堰柱には、必要に応じて角落しを設けるための戸溝を設けることを基本とする。

<推奨>

堰柱の設計に当たっては、以下の方法で設計することが望ましい。

- 1) 堤柱先端部には用心鉄筋として、中間部と同程度の配筋を設ける（図 1-5-20 参照）。
- 2) 堤柱の構造計算に用いる有効断面には、原則として戸当たりの箱抜部分の二次コンクリートを考慮せず設計する。また、有効長は、図 1-5-21 に示す箱抜き部、両端の円弧部は除き設定する。
- 3) 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 1-5-22 のように配筋する。

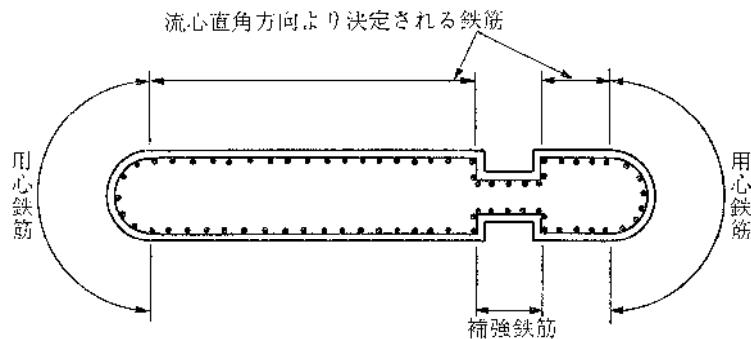


図 1-5-20 堤柱の配筋

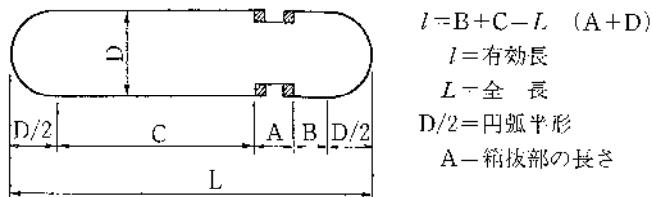


図 1-5-21 堤柱の有効長

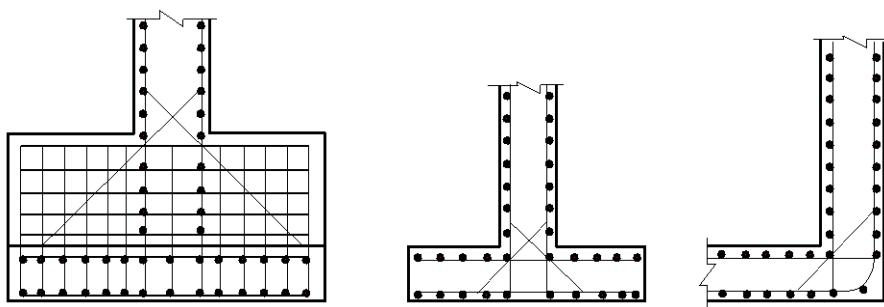


図 1-5-22 門柱と堰柱との結合部、堰柱と床版との結合部の配筋

<例示>

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

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 1-5-23 参照）。

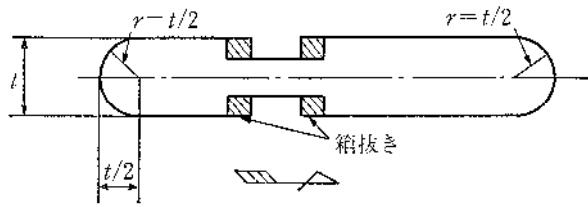


図 1-5-23 堤柱形状

(5) 門柱

<考え方>

門柱は、ゲートを引上げるために設ける。門柱は、堰柱や管理橋の配置とともに、門柱の断面寸法や戸溝の配置を勘案の上、配置する必要がある。

門柱の高さは、「5.4.3 門柱の天端高」に従い、ゲートの大きさ、引上げ余裕高等を考慮し、設定する必要がある。

門柱の断面設定においては、設けるゲート及び戸当り金物の規模、設置スペースを考慮して設定する必要がある。

<必須>

門柱は、堰柱、操作台と一体構造とし、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。

<標準>

門柱は、ゲート形式が引上げ式ゲートの場合に設置し、堰柱及び管理橋の配置に合わせて設けることを基本とする。

門柱の高さは、「5.4.3 門柱の天端高」に従って設定することを基本とする。

門柱は、堰柱及び操作台と一体構造とし、上部荷重を安全に堰柱に伝える構造として設計することを基本とする。

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に設計することを基本とする。また、門柱部の戸当りは、ゲートが取りはずせるように設計することを基本とする。

<推奨>

ゲートの管理に必要な高さとしては、引上げ余裕高(1m以上)のほか、滑車等の付属品の高さを考慮することが望ましい(図 1-5-24)。

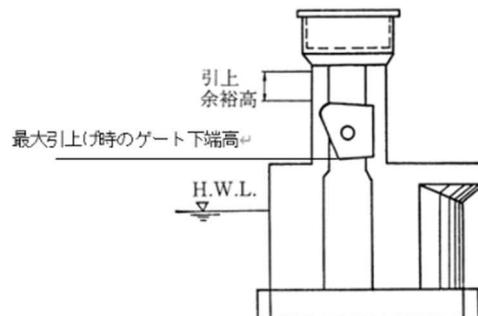


図 1-5-24 門柱

<例 示>

門柱の戸当たりが吹き抜け構造の施設では、引上げ式ゲートの主ローラなど端部の点検又は補修等を門柱内部から行える事例もある。

(6) ゲートの操作台

<考え方>

操作台は、ゲート操作用の開閉装置及び操作盤等の機器の設置、照明等の付属施設を設けるため、引上げ式ゲートの場合は門柱の上に設ける。

操作台は、開閉装置の設置及び操作、点検並びに整備等の維持管理が容易に行える広さを有する必要がある。維持管理に必要な広さの設定は、「水門・樋門ゲート設計要領（案） 6-3-3 開閉操作室」に準拠する。

<必 須>

引上げ式ゲートの操作台は、門柱と一体の構造とし、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。

<標 準>

引上げ式ゲートの操作台は、ゲート操作用の開閉装置、操作盤等の機器を設けるため、門柱の上に設けることを基本とする。

ゲート操作台は、操作性、維持管理に配慮した形状寸法を基本とする。ゲート操作台には、操作室を設けることを基本とする。

<推奨>

操作室は、補修時に機器の搬出入ができる措置（例えば、チェーンブロック用梁、機器の大きさに応じた扉の設置等）をとることが望ましい。

操作室の設置に当たっては、耐震性能や維持管理などを考慮して適切な材質を選定することが望ましい。

5. 6. 2 水叩き

<考え方>

水叩きは、堰の安全を保ち、上下流河床と本体部分の粗度の違い又はゲート開放時の流水等によって河床が洗掘されるのを防止する必要な長さと構造を有する必要がある。水叩きの設計に当たっては、構造や材料の特性に応じた設計手法を適用しモデル化を行い、最も不利な断面力が生じる作用に対して、安全性が確保される必要がある。また、水叩きと床版の継手部は、吸出し防止を目的とし、水密性を確保する必要がある。

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必要がある。

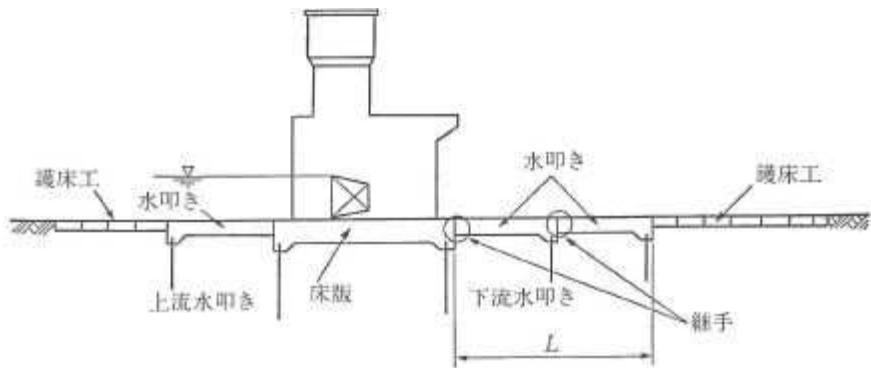


図 1-5-25 水叩き

<必 須>

水叩きは、必要な水密性及を有する構造とし、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。

<標 準>

水叩きの設計に当たっては、以下の事項を反映することを基本とする。

- 1) 水叩きは、本体の上下流の河床に設けることを基本とする。また、本体の上下流の河床に設ける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。
- 2) 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、遮水形状等についての検討結果及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。
- 3) 水叩きは堰本体を保護する最も重要な構造物であり、鉄筋コンクリート構造とする。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。

<推 奨>

- 1) 継手の構造

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。

水叩き等では、流水等の侵食作用によるコンクリート表面の摩耗、礫の落下や転石による直接衝突によるコンクリート表面のひび割れや剥離が生じやすいため、必要に応じて、コンクリート自体の摩擦抵抗性を高めるほか、摩耗抵抗性の高い材料によってコンクリート表面を保護する等の摩耗の進行を抑制する対策を検討することが望ましい。

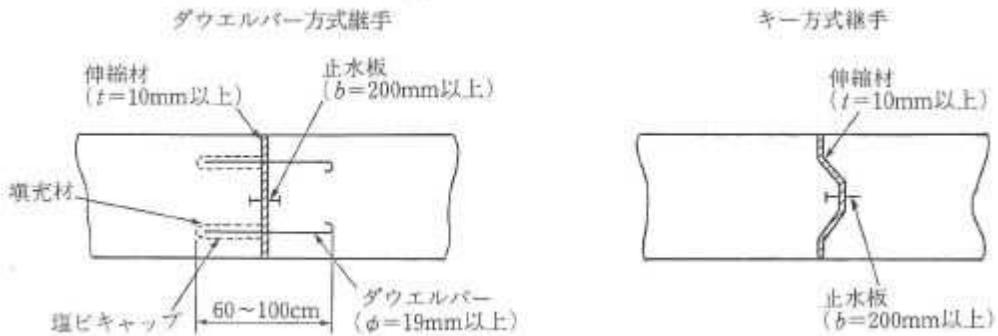


図 1-5-26 水叩きの継手

2) 摩耗対策

水叩き等では、流水等の侵食作用によるコンクリート表面の摩耗、礫の落下や転石による直接衝突によるコンクリート表面のひび割れや剥離が生じやすいため、必要に応じて、コンクリート自体の摩擦抵抗性を高めるほか、摩耗抵抗性の高い材料によってコンクリート表面を保護する等の摩耗の進行を抑制する対策を検討することが望ましい。

3) 水叩きと護床工を含めた長さ

水叩きと護床工を含めた長さは、「水理公式集」等に示される式を使用して跳水計算を行い、射流区間や通常の河川流になる位置を水叩きの長さや護床工の長さとする方法がある。この手法は、河床材料によってどの流況まで水叩きとすべきかのパラメーターがない、堰柱によって発生する縮流、渦流等の複雑な水理現象を表現できないなどの課題がある。近年数値解析の手法が著しく発達・普及してきたため、前述の方法と合わせて検討することが望ましい。また、水理模型実験等も合わせて実施するのが望ましい。

<例 示>

止水板は、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（発砲樹脂系等）を用いる場合が多い。

水叩きのコンクリート表面の摩耗の進行を抑制するため、高強度コンクリートや高強度モルタル等の材料、高強度パネル等による表面保護を施した事例がある。

水叩きの安定計算に用いる荷重条件の一例を表 1-5-22 に示す。

表 1-5-22 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>

5. 6. 3 護床工

<考え方>

護床工は、堰上下流で生じる局所洗掘の防止や、高速流の減勢のために本体上下流側に設ける必要がある。

工種の選定に当たっては、次の点を検討の上、決定する必要がある。

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、想定される流速（以下「設計流速」という。）に対し単体としての安定性及び河床材の吸出し防止を考慮する。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。

④施工性

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腐食しにくいが、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。

<必 須>

護床工は、必要な屈とう性を有する構造とし、設計流速に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標 準>

護床工は、本体及び水叩きの上下流での洗掘を防ぐため、水叩きの上下流側に設けることを基本とする。

護床工は、屈とう性を有する構造とし、本体上下流での洗掘を防ぐことができる長さ及び構造となるよう設計することを基本とする。

5. 6. 4 基礎

<考え方>

基礎は、床版及び魚道や土砂吐きの下に同一の基礎形式を選定し、不同沈下を起こさず、堰や堤防の弱点とならないようにすることが必要である。

基礎は、鉛直荷重のみならず水平荷重に対して安定する構造として設計する必要がある。

基礎の設計に当たっては、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成24年3月）」、杭基礎に当たっては「杭基礎設計便覧（平成27年3月）」により設計するものとする。道路橋示方書は平成29年11月に、杭基礎設計便覧は令和2年9月に改訂されている。これらの改

訂では、性能規定（限界状態設計法及び部分係数法）に対応した記述に見直しており、従来の仕様規定（許容応力度設計法）とは異なる設計体系となっている。一方、堰の耐震設計以外の設計は、性能規定化に至っておらず本基準においても仕様規定での設計体系である。そのため、道路橋示方書、杭基礎設計便覧の設計法を適用する場合は、従来の仕様規定について記載しているものを適用する必要がある。その際、堰が河川管理施設であることを踏まえ、堰の安定やゲートの開閉（起伏）に支障が出ないように許容値等を設定する必要がある。

なお、調査方法や施工方法等の設計法に影響しない記載については、適宜改訂されたものを適用して良い。

基礎形式の選定に当たっては、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、経済性等を考慮し、総合的に判断する必要がある。

地質条件等によっては地震時の液状化対策も必要となるため、耐震対策の必要性も併せて検討する必要がある。耐震対策を行う場合は、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 IV水門・樋門及び堰編」によって照査を行い設計する必要がある。

<必 須>

基礎は、上部荷重等によって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するものとする。また、水平荷重に対して安定する構造となるよう設計するものとする。

<標 準>

基礎は、本体と魚道や土砂吐きの間に不同沈下が発生し堰や堤防の弱点とならないようになるため、床版及び魚道や土砂吐きの下に同一の基礎で設けることを基本とする。

基礎の形式及び構造は、良質な地盤に安全に荷重を伝達できるよう適切に選定することを基本とする。基礎は、発生する変位を堰の安定とゲートの開閉（起伏）に支障のない範囲内に抑えるように設計することを基本とする。

<推 奨>

杭基礎を用いる場合の許容水平変位量は、これまで、堤体に与える影響、ゲートの開閉（起伏）、複雑な構造かつ防災上重要であること等を考慮し、0.01mとして設計してきた。このため、堰や水門の杭基礎の設計においては、常時、洪水時及び地震時（レベル1地震動）の安全性能の照査における杭の許容水平変位量は0.01m程度を目安とする。

5. 6. 5 遮水工

<考え方>

遮水工は、堰柱や床版及び水叩き下部の土砂流動と、洗掘による土砂の吸出しにより、堰が堤防の弱点となることを防止するために設ける。本体及び水叩き端部に設けられる遮水工は、取付擁壁及び護岸に設置する遮水工と連続させる。また、取付擁壁に設ける遮水工は、本体及び水叩き端部に設けられる遮水工と同規模とする必要がある。

遮水工の深さ及び水平方向の長さは、水頭差、遮水工の配置を考慮したうえで、レインの式などにより浸透経路長を検討し設定する必要がある。また、遮水工には構造計算上の荷重は分担させない。遮水工には一般的に鋼矢板が用いられるが、鋼矢板以外の材料とする場合は、材料の強度、耐久性、遮水効果について検討を行う必要がある。

<必 須>

遮水工は、必要な水密性を有する構造とし、地盤条件や施工条件に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

<標 準>

遮水工は、堰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、堰下部の土砂の流動及び土砂の吸出しを防止するため、適切な位置に設けることを基本とする。

遮水工の構造は、原則としてコンクリート構造のカットオフ又は鋼矢板構造とし、遮水工の深さ、水平方向の長さは、堤防断面形状、水頭差、浸透経路長、過去の事例などを総合的に検討の上で決定することを基本とする。

<推 横>

1) 配置

遮水工は、図 1-5-27 及び図 1-5-28 に示すように、床版、水叩き下部、堰の堤防等への取付部及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遮水工の設置によって、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、遮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ことが望ましい。

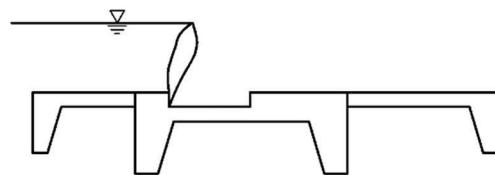


図 1-5-27 遮水工(カットオフ)

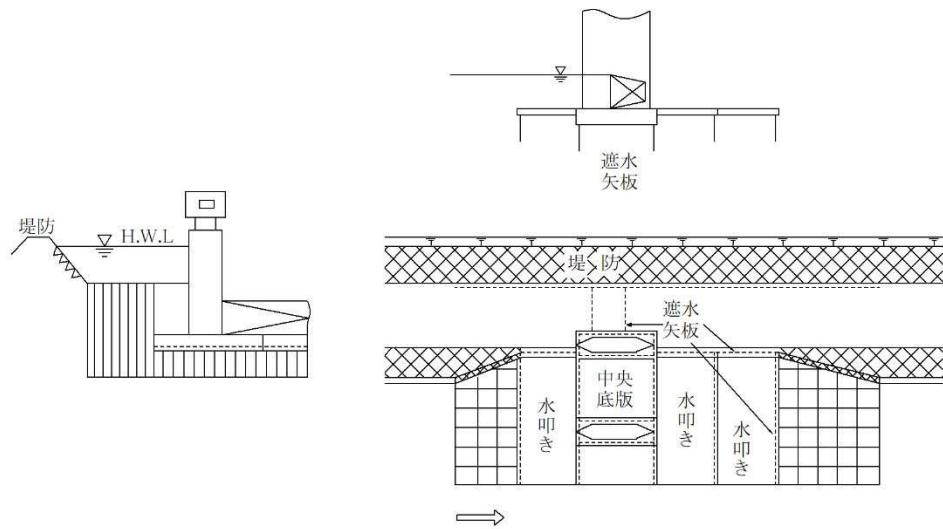


図 1-5-28 遮水工(鋼矢板構造)

2) 構造

遮水工は、床版水叩き及び堰の取付部分にすべて連続させた構造として設計することが望ましい。なお、軟弱地盤における遮水工は、本体及び水叩きと離脱しない構造とする。

遮水工の根入れ長は、原則として設置間隔の 1/2 以内とし、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措置を講じることが望ましい。また、遮水工の矢板長を極端に変化させることは好ましくない。なお、上流側遮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、この限りではない。不透水層に届くように遮水工の根入れ長を決定した場合の揚圧力は、必要に応じ0～50%に低減することができる。

堤防との取付部の遮水工についても平面的な浸透経路長を計算し、堤防方向への根入れ長を決めることが望ましい。

3) 鋼矢板を遮水工として用いる場合の留意点

鋼矢板は遮水工として用いる場合、安全性、現場条件及び鋼矢板の市場性を考慮したうえで、経済比較を行い、適切に選定することが望ましい。

5. 6. 6 取付擁壁・護岸

<考え方>

洪水時には河床そのものが動いており、堰の設置によってその連続性が失われる所以、その上下流において射流の有無にかかわらず局所的な洗掘が生じやすい。このため、堰の上下流の河岸又は堤防には、かかるべき範囲に護岸を設ける必要がある。その範囲は、上流側は堰の上流端から10mの地点又は護床工の上流端から5mの地点のうちいずれか上流側の地点、下流側の水叩きの下流端から15mの地点又は護床工の下流端から5mの地点のうちいずれか下流側の地点までの範囲を最低限として設ける必要がある（図1-5-29参照）。

この区間のうち、堰の直下流では、特に流水の乱れが激しく、河岸部に強いせん断力が発生し、また、高水敷からの落込流による河岸侵食のおそれもある。このため、この区間では強固な河岸防護工として取付擁壁構造の護岸を設置する必要がある。

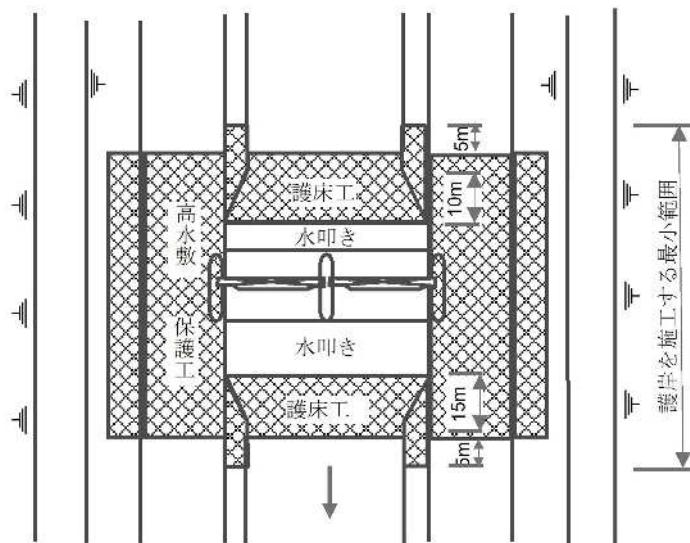


図1-5-29 堰の設置に伴い必要となる護岸を設置する最小範囲

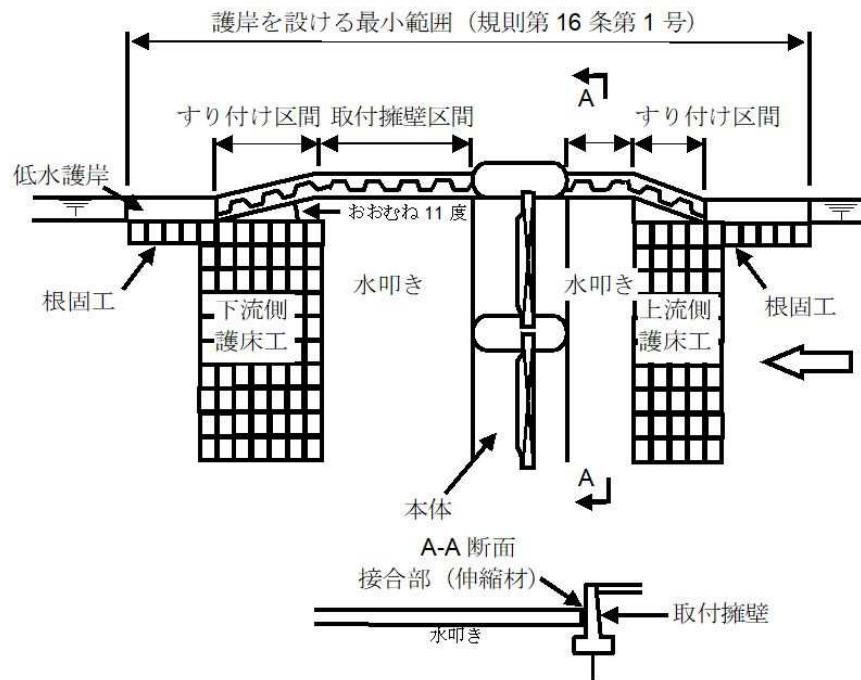


図 1-5-30 護岸を設ける区間のうち取付擁壁構造の護岸とする区間

護岸の形式及び構造は、改訂 護岸の力学設計法を参考に設定する必要がある。護岸には、多くの形式があり、使用される素材、構造の外観等はさまざまであるが、設置箇所の河道特性や周辺の護岸形式及び構造に加え、環境や景観にも配慮して設計する必要がある。

<必 須>

護岸は、流水の変化に伴う河岸又は堤防の洗掘を防止するために設けるものとし、設計流速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、取付擁壁の構造は、堤防の機能を損なわず流水の乱れに伴って生じる河岸侵食を防止するように、仮に堰本体及び水叩きが消失しても安定である構造（堰本体及び水叩きをなしとした場合の安定計算を行う必要がある）とするものとし、必要に応じて周辺景観との調和に配慮して設計するものとする。

<標 準>

堰の設置に伴い必要となる取付擁壁・護岸は、以下の事項を設計に反映することを基本とする。

1) 堰の設置に伴い必要となる護岸は、以下により設定する。

①堰に接する河岸又は堤防の護岸は、上流側は堰の上流端から 10m の地点又は護床工の上流端から 5m 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 の地点又は護床工の下流端から 5m の地点のうちいずれか下流側の地点までの区間に以上の区間に設ける。

②前項に掲げるもののほか、河岸又は堤防の護岸は、湾曲部であることその他、河川の状況等により特に必要と認められる区間に設ける。

③河岸（低水路の河岸を除く）又は堤防の護岸の高さは、計画高水位とするものとする。ただし、堰の設置に伴い流水が著しく変化することとなる区間にあっては、河岸又は堤防の高さとする。

- ④低水路の河岸の護岸の高さは、低水路の河岸の高さとする。
- 2) 取付擁壁の設置範囲は、堰本体の構造、堤防法線の線形、護岸の形式、魚道、土砂吐き、閘門の有無及びその位置等を考慮して必要な区間に設ける。ただし、必要最小限水叩きの区間まで設ける。
なお、固定堰においては、取付擁壁の設置範囲は、堰下流側では跳水の発生区間を原則とする。

<推奨>

直壁形状の取付擁壁は、拡幅した形状として下流の河岸に取り付けられるが、この場合、下流の河岸部においては、取付擁壁に沿う流れと本体を直進してきた流れが集中することによって局所で大きな洗掘力が生じる。このため、取付擁壁の下流側護岸とのすり付け角度は、流水の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。その角度は、既往の実験結果によると、11度程度を目安とするとはく離流の発生が防止できるという結果が報告されている。

5. 6. 7 高水敷保護工

<考え方>

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及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及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。この場合、粗度を急変させないよう留意する。

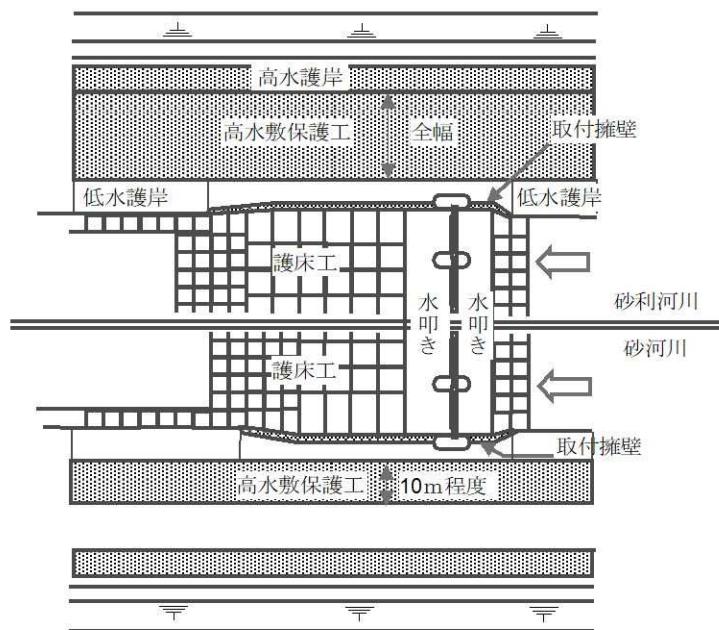


図 1-5-31 高水敷保護工の敷設例

<必須>

高水敷保護工は、堰に接続する高水敷の洗掘を防止するために設けるものとし、設計流速に対して安全な構造とするものとする。

<標準>

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するため、高水護岸前面に設けることを基本とする。高水敷保護工の構造は、河川環境や景観に配慮した構造を基本とする。

高水敷保護工は、「5.6.6 取付擁壁・護岸」で示す護岸の範囲において設けることを基本とする。

5.6.8 魚道、閘門、土砂吐き

<考え方>

堰には、自然環境保全、舟の通行、安定取水のため必要があるときは、魚道、閘門、土砂吐きを設ける必要がある。

魚道の規模、構造形式は、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。

閘門の規模、設置位置は対象となる舟種を考慮の上決定する。

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及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。

<必須>

堰を設ける場合において、魚類の遡上等を妨げないようにするため必要があるときは、魚道を設けるものとする。魚道の構造は、次に定めるところによるものとする。

- 1) 堰の直上流及び直下流部における通常予想される水位変動に対して魚類の遡上等に支障のないものとすること。
- 2) 堰に接続する河床の状況、魚道の流量、魚道において対象とする魚類等を適切に考慮したものとすること。

<標準>

堰に魚道や閘門を設ける場合には、以下を基本する。

- 1) 魚道の規模（延長、幅員等）、形式は、対象となる魚種の習性や魚道通過時の成長の度合いを考慮して決定する。
- 2) 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。
- 3) 閘門の開室の有効幅と有効長さは、次のように定める。

$$\text{有効幅} = \text{対象船舶の幅} \times \text{配列数} + \text{余裕}$$

$$\text{有効長さ} = \text{対象船舶の長さ} \times \text{縦方向隻数} + \text{余裕}$$

- 4) 閘門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。

5.6.9 付属施設

(1) 管理橋

<考え方>

堰の開閉（起伏）操作及び維持管理、河川管理用通路、一般の道路橋として利用するため、管理橋を設ける場合は、堰左右岸の堤防天端を円滑に接続する必要がある。

管理橋の桁下高は、流下断面を阻害しないことを目的に、計画堤防高以上とする必要がある。管理橋の橋面高は、取付道路の構造等を確認し、路盤が計画堤防断面内に入らないような高さとする必要がある。管理橋の構造は、設計自動車荷重やゲート等の維持管理時の重機荷重を考慮して、適切な構造とする必要がある。設計自動車荷重の設定において、堰に接続する

堤防は水防活動上必要な道路として耐えられる設計自動車荷重であるにもかかわらず、堰の管理橋だけがそれに耐えられないのは極めて不都合であるため、配慮が必要である。

ただし、管理橋の幅員が3m未満の場合はこの限りではなく、堰の維持管理上必要な荷重を勘案したうえで設計自動車荷重を設定する必要がある。

管理橋の幅員は、接続する管理用通路の幅員、交通量、その重要性等と、堰管理及び水防時の交通を考慮して決定する必要がある。ただし、兼用道路の場合は道路管理者と協議する必要がある。

<必 須>

堰の管理を目的として設置する管理橋は、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。

<標 準>

管理橋は、堰の操作、河川管理用通路、一般道として利用するため、堰柱上に設置し堤防天端と接続するよう設けることを基本とする。

管理橋の桁下高は、計画高水位に余裕高を加えた堤防高さ（現状の堤防の高さが計画堤防の高さより高い場合には現状の堤防の高さ）以上とすることを基本とする。管理用通路としての効用を兼ねる管理橋の設計自動車荷重は、堰に接続する管理用通路の設計自動車荷重を考慮して20t以上の適切な値を設定することを基本とする。

ただし、管理橋の幅員が3m未満の場合や兼用道路にならない場合はこの限りでない。堰に接続する堤防が兼用道路の場合で、設計自動車荷重を「道路構造令（昭和45年政令第320号）第35条第2項」に規定する25tとしている場合には、設計自動車荷重を25tとすることを標準とする。また、河川管理上必要と認められる場合には、設計自動車荷重を25tとしてもよい。

管理橋の幅員は、堰に接続する管理用通路の幅員を考慮した適切な値とすることを基本とする。

<推 奨>

近年は、歩行者や自転車への管理橋の一般開放が行われていることから、設計に当たっては、高欄等の安全施設は、歩行者や自転車の安全性も考慮した設計強度等を設定の上、設計することが望ましい。

(2) その他付属施設

<考え方>

付属施設には、管理所、警報設備、水位観測設備、照明設備、CCTV設備、管理用階段、ゲート操作用階段、防護柵、タラップ等があり、維持管理及び低水時、洪水時の操作に必要な施設を設ける必要がある。

<標 準>

堰には、維持管理及び操作のため、必要に応じて付属施設を設けることを基本とする。

5. 6. 10 既存施設の自動化・遠隔化

<考え方>

新設の堰のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠

隔操作化を検討することとしているが、既存の堰のゲートの操作のための設備についても、堰の目的、規模、操作員の負担軽減や安全の確保等の管理体制を踏まえ、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。

自動化は、計測した水位に応じて自動で開閉操作を行うことができるよう改修することや、ゲート自体を自動開閉が可能なものとすることであり、遠方操作化、遠隔操作化は、管理所や遠隔地から操作を行うことを可能とすることである。

＜標準＞

堰のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することを基本とする。

5. 7 堤構造に関するその他の事項

＜考え方＞

1) 気候変動等を踏まえた施設設計について

気候変動による将来の予測として、降雨量の増加、平均海面水位の上昇、潮位偏差及び年最大波などの極値の増加等が想定されており、外力が増加する可能性があることにも留意して設計する必要がある。そのため、堰等の耐用期間の長い施設については、外力の増加への対応として、大規模な改良とならないよう補強しやすい構造とする又は、あらかじめ対策を施すなどの「構造上の工夫」が求められる。

また、堰の設備においては、マスプロダクト化や故障することも考慮した機能確保「N + 1保全」の考え方を取り入れた設計に配慮することも考えられる。

2) ICT や BIM/CIM の利用

i-Construction 推進の一環として、ICT による建設生産プロセスのシームレス化が取り組まれている。UAV 写真測量やレーザースキャナー計測などで得られる 3 次元点群データを活用することで、現況地形や既設物の構造を様々な角度・断面から把握することができ、新設・改築する施設の 3 次元モデルを作成し活用することで、構造に関して関係者の理解と合意形成が促進される。このため、施工段階、施工後の点検・補修・修繕の段階において BIM/CIM を積極的に活用し、堰本体及び堰周辺の堤防を適切に維持管理していくことができるよう、設計成果を 3 次元モデルに反映しておくと有用である。

＜例示＞

気候変動により外力が増大し、将来、施設の改修が必要になった場合でも、外力の増大に柔軟に追随できる、できるだけ手戻りの少ない設計を実施している以下のような事例がある。

- ・水門では、耐用年数内の平均海面水位の上昇量を想定し、改修等が容易な構造形式の選定、追加的な補強が困難な門柱部の嵩上げ及び基礎部補強をあらかじめ実施している。

第6節 橋門

6. 1 総説

6. 1. 1 適用範囲

<考え方>

本節は、橋門を新設或いは改築する場合の設計に適用する。ただし、既設の橋門の安全性能の照査にも構造形式や現地の状況等に応じ必要かつ適切な補正を行ったうえで準用することができる。

当該施設の横断する河川又は水路が合流する河川（本川）の堤防を分断して設けるものは水門、堤体内に函渠を設けるものは橋門であり、水門と橋門とでは河川管理施設等構造令の適用が異なる。施設の設置に当たっては、用途、施設規模、施工性、経済性等を考慮して水門と比較検討のうえ施設形式を決定する。通常、支川がセミバック堤（半背水堤）の場合は水門を採用し、自己流堤の場合は橋門を採用することが多い。また、河川管理施設等構造令では、橋門と橋管の区別はなく、通常橋管と称しているものも橋門に含めて取り扱うこととしている。

<標準>

本節は、橋門（橋管を含む）を新設或いは改築する場合の設計に適用する。

6. 1. 2 用語の定義

<考え方>

橋門は、本体と胸壁、翼壁、水叩き、遮水工、基礎及び管理橋、操作室等の付属施設の各部位によって構成される。このうち、本体は、ゲート、函渠（管渠を含む）、遮水壁、門柱、ゲートの操作台で構成される。そのほか、橋門の設置に伴い、一体で整備するものとして、護床工、護岸、高水敷保護工がある。

橋門のゲートが引上式の場合の各部位の名称は図 1-6-1 による。

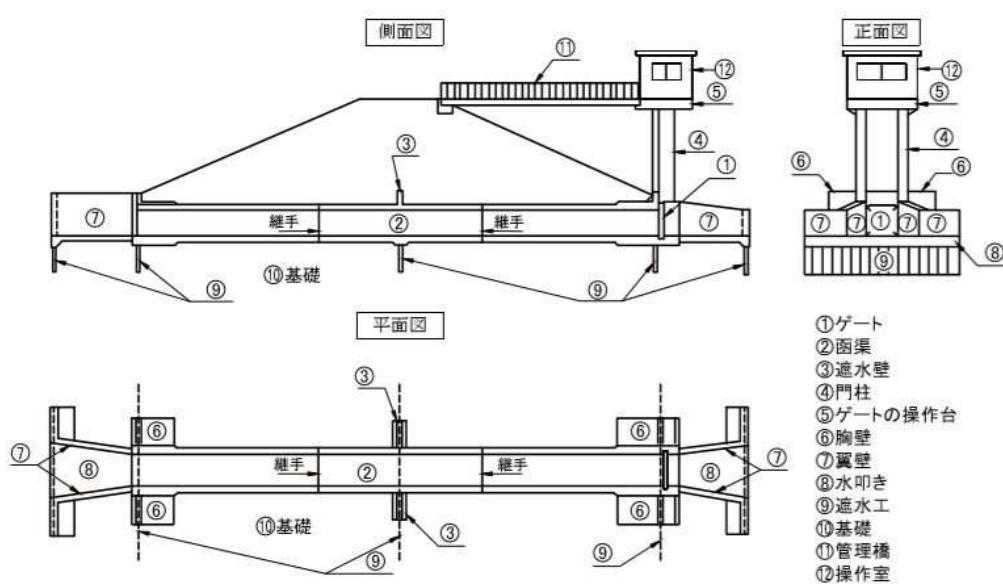


図 1-6-1 橋門の各部位の名称（ゲートが引上式の場合）

<標準>

次の各号に掲げる用語の定義は、それぞれ以下に示す。

- 一. 柔構造樋門：沈下を許容する直接基礎の樋門
- 二. 剛構造樋門：非たわみ性構造の函渠で、沈下の影響を無視できる直接基礎の樋門
- 三. 残留沈下量：函渠直下における函渠設置後の地盤の沈下量
- 四. 樋門周辺の堤防：樋門本体直上及びその周辺の堤防で、開削や地盤改良等の施工の影響を受ける範囲或いは抜け上がり等の樋門の影響を受ける範囲

6. 2 機能

<考え方>

樋門は、堤防機能及び設置目的を達成するために必要な機能を有することが求められる。

<必須>

樋門は、ゲートを全閉することにより、堤防機能を有するよう設計するとともに、ゲート全閉時以外において、当該施設の設置目的に応じて、取水機能、排水機能、舟を支障なく通行させる機能を有するよう設計するものとする。

6. 3 設計の基本

<考え方>

設計に当たっては、以下の事項について検討し、設計に反映することが求められる。

1) 基本方針

樋門の設計に当たっては、樋門が堤体内に函渠を設ける施設であること及び「8.2 機能」に示す事項を踏まえ、樋門の安全性のみならず、樋門周辺の堤防の安全性の確保も重要であり、樋門と樋門周辺の堤防を一体的に設計する必要がある。このため、樋門の設置に当たっては、樋門の数は最小限とし、可能な限り統廃合に努めるとともに、樋門及び樋門周辺の堤防が一連区間の中で相対的な弱点とならないよう、樋門の構造及び施工についても十分考慮する必要がある。

また、周辺の河川環境との調和を図り、環境保全に配慮するとともに、地域の水環境及び景観が損なわれないように配慮する必要がある。

2) 樋門の位置

樋門の位置は、「計画編 第3-1章 河道並びに河川構造物 第5節 堤、水門、樋門 5.1 設置の基本」を踏まえ、堤内地の地形、地盤高、水路系統、水路敷高及び洪水時の本川の特性等を調査し、本川の湾曲部、水衝部、河床の不安定な箇所、既設の樋門に近接した箇所、基礎地盤が軟弱な箇所、堤防又は基礎地盤に漏水履歴がある箇所を避けて計画するとともに、排出水の水質等により他の利水施設及び周辺環境に支障を及ぼさない地点とする必要がある。

3) 函渠の平面配置

樋門は、一連区間の中で相対的な弱点となるおそれがある構造物である。堤防への影響範囲を最小化し、施工の確実性を図るため、函軸方向を堤防法線に直角にし、斜角にすることによる構造の複雑化を避ける必要がある。なお、高規格堤防においては、高規格堤防特別地域が設定されるために、直交させることが困難なことが多い。

4) 基礎地盤及び堤体の地盤変位が樋門に及ぼす影響

堤防における設計に反映すべき事項の「不同沈下に対する修復の容易性」と「基礎地盤及び堤体の一体性及びなじみ」に対応する項目である。

函渠と樋門周辺の堤防では基礎地盤に作用する荷重が異なること（堤防縦断方向の荷重の変化）や堤体形状等に起因し堤防横断方向にも荷重が変化すること等から、樋門周辺では不

同沈下や水平変位のような地盤変位が生じる。

また、樋門には、土とは性質が大きく異なるコンクリートや鋼材等の材料が用いられるため、基礎地盤や樋門周辺の堤防とのなじみが悪く、地盤変位が生じた場合に空洞や緩みが形成されやすい。このような空洞や緩みが洪水時に樋門周辺で発生する漏水や決壊の主な原因であると考えられることから、樋門は一連区間の中で相対的な弱点になるおそれがある構造物である。空洞や緩みのような局所的な事象は、照査の中では取り扱うことが極めて難しいことから、樋門設置箇所の堤防が、一連区間におけるその他の堤防に対して堤防断面が小さくならない等、相対的な弱点にならないような配慮が求められる。

5) 樋門の敷高

樋門の敷高は、排水を目的とするものにあっては、接続する河川の河床高又は水路の敷高を考慮し、取水を目的とするものにあっては、それぞれの取水目的に応じて定めるが、本川の将来の河床変動についても配慮する必要がある。また、舟の通行を目的とするものにあっては、舟の通行に支障を及ぼさない敷高とする必要がある。

6) 構造形式

樋門においては、地震時に堤体との接触面である程度の空隙が生じることは避けられない。また、樋門と堤体では重量差があり、地盤に伝わる荷重が異なるため、樋門の沈下と堤防の沈下とは一般に差異があるが、このことによっても樋門と堤体との接触面には空隙が生じることがある。樋門と堤体との接触面に空隙等が生じると、それが原因となって、漏水や堤体を構成する土粒子の移動が起りやすく、これらの作用が繰り返され、空隙が拡大・進展し、連続した大きな空洞が形成される。これらの現象は、樋門の基礎が杭基礎である場合や、樋門に接続する堤防並びに基礎地盤の土質条件が軟弱な場合に特に顕著である。このため、樋門の構造形式は、基礎地盤の残留沈下量及び基礎の特性等を考慮して選定を行い、杭（先端支持杭及び摩擦支持杭）基礎等の不同沈下により空洞化が生じやすい基礎形式を避け、柔構造樋門として設計を行う必要がある。

なお、良質な地盤に支持され、沈下の影響を無視できる場合には、直接基礎の剛構造樋門を採用してもよい。また、地盤が良質ではなく沈下することは分かっているが、どの程度沈下するか予測ができず柔構造樋門以外の構造を採用せざるを得ない場合がある。

7) ゲート設備

ゲート設備の設計に当たっては、ゲートは、確実に開閉し、かつ、必要な水密性及び耐久性を有する構造が求められ、開閉装置は、ゲートの開閉を確実にできる構造が求められる。また、常用電源が喪失した場合に備え、予備動力や急降下閉鎖装置等を設けるなど、必要最小限の機能を維持できることが求められる。なお、想定外の外力が働いた場合においても、必要なゲート操作は可能となるように配慮することが望ましい。

8) 安全、確実・円滑な施工

樋門の施工では、掘削中のボイリングや重機の転倒など、安全を脅かす状況が発生する可能性がある。このため、設計においても、安全で確実・円滑な施工が可能となるような配慮が求められ、施工上の制約から構造が決まることがある。

9) 機能を長期的に容易に維持できる構造

長期的に機能を低下させる要因としては、圧密による地盤変位の進行、河床変動や土砂堆積があり、これらに配慮する必要がある。

10) 維持管理に配慮した構造

樋門の点検、修繕、更新等の作業を容易に行うため、維持管理に配慮した構造とする必要がある。

<必 須>

設計に当たっては、以下の事項を反映するものとする。

- 1) 橋門は、計画高水位（高潮区間にあっては、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。
- 2) 橋門は、計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げることなく、周辺の河岸及び河川管理施設等の構造に著しい支障を及ぼさず、並びに橋門に接続する河床及び高水敷等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。
- 3) 橋門は、橋門周辺の堤防との不同沈下或いは空洞化ができるだけ小さく留める構造となるよう設計するものとする。
- 4) 橋門は、常用電源が喪失した場合においても必要最小限な開閉操作ができるよう設計するものとする。

<標 準>

- 1) 設計に当たっては、橋門に求められる機能を満足するように橋門の位置、函渠の配置、橋門の敷高、構造形式を設定するとともに、設計の対象とする状況と作用に応じた安全性能を設定し、照査によりこれを満足することを確認する。
- 2) 環境及び景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、事業実施による地域への影響、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮することを基本とする。
- 3) 函軸方向は、堤防方向に直角にすることを基本とする。
- 4) 橋門の構造形式は、柔構造橋門を基本とする。ただし、基礎地盤が良質な場合は、剛構造橋門を採用してもよい。
- 5) 橋門は、橋門に求められる機能を満足するために、土砂が堆積しにくい構造となるよう設計するとともに、維持管理上、堆積土砂等の排除に支障のない構造となるよう設計するものとする。

<推 奨>

- 1) 設計に当たっては、施工の合理化、省力化を図るため、函渠等のプレキャスト化、ユニット化の採用を検討することが望ましい。
- 2) 長期間継続する基礎地盤の残留沈下は、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を行い、事前にできるだけ小さくするように努める。
- 3) 事前の地盤調査は、土層構成、土質、地下水の状況などを把握し、設計に必要な地盤性状及び土層の特性等の条件を設定するため、ボーリング調査・現位置試験及び室内土質試験の組合せで実施することが望ましい。なお、事前の地盤調査結果より軟弱地盤や透水性地盤が想定される場合には、各々の課題に対応した原位置試験等の調査・試験を実施したうえで設計に反映するよう努める。
- 4) 橋門が接続する河川の河床又は水路の敷高と本川の河床とに落差があるなどの状況により、内水位が本川水位より高くなる場合には、橋門と堤体との接触面に沿って内水が堤外に浸透することがある。この場合、長年の間に橋門と堤体との接触面付近に大きな空隙が生じ、洪水時に突然堤防決壊を引き起こすこともある。したがって、このような場合には、内水が堤外に浸透することについても十分留意する必要があり、接続する河川又は水路の取付護岸は必要な区間に遮水シートを有するコンクリート護岸等とともに、翼壁の接続部の水密性を保つようにすることが望ましい。
- 5) 排水のための橋門を設ける場合で、橋門から合流する河川（本川）までの間で段差等が生じており、魚類等の移動のため必要があるときは、当該河川及びその接続する水路の状

況等（必要な場合には関係者の意見を含む）を踏まえ、段差等の緩傾斜化、水深の確保等に配慮した構造とすることが望ましい。

- 6) 施工時では、盛土載荷後などの沈下に影響する施工段階に応じ、函体の沈下量を計測して設計時に想定された沈下量以内となっているか観測を行うことが望ましい。また、沈下が想定よりも大きい場合には、門柱や継手において異常が生じていないか、グラウトホールから函体底部と地盤の隙間がないかなどの確認を行うことが望ましい。

6. 4 基本的な構造

6. 4. 1 函渠の内空断面の設定

＜考え方＞

函渠の内空断面は、内空幅と内空高で表される。内空高は流下断面に余裕高を加えた高さ、流下断面は計画高水流量又は計画流量が流下する断面である。

函渠の断面を大きくしすぎると、河積が函渠で急拡することにより、流速が緩くなり、土砂が堆積しやすくなる。流下能力の観点のみから函渠の幅員を設定すると、支川の幅に比べて函渠の幅員が狭くなることがあり、流木等流下物の影響や縮流によるエネルギー損失のため洪水の円滑な疎通に支障を来すことがある。また、堆積土砂の排除にも支障を来すことがある。このようなことから、求められる機能に加えて、維持管理、経済性を勘案し、適切な断面を設定することが必要となる。

排水を目的とする樋門にあっては、支川の計画高水流量の流下を妨げず、函渠内の流速が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函渠の内空断面を設定する必要がある。このうち、内水排水を目的とする樋門にあっては、内水対策の計画排水量に対応した函渠の内空断面とする必要がある。なお、計画排水量については、計画する樋門の流域（集水域）、計画規模並びに降雨規模及び降雨分布を定め、流域内の現況及び将来の土地利用状況を考慮して算出する。

取水を目的とする樋門にあっては、取水計画上問題とならない範囲において対象渴水時の計画取水量が確保できる函渠の内空断面、また、舟の通行が見込まれる樋門にあっては、舟の通行に支障を及ぼさない函渠の内空断面とする必要がある。

樋門の内空幅は、門数を2連以上に増やせば増やすほど小さくなつて、流木等流下物による閉塞の可能性が増大する。流木等流下物による閉塞は、洪水の円滑な疎通を阻害するばかりではなく、ゲートの開閉にも支障を及ぼしかねない。また、ゲートが横方向に極めて細長い形となる場合には、ゲート構造及び開閉機等が同じ内空幅のゲートに比べ大規模となるため不経済なゲートとなる。以上の観点から、樋門の内空幅は、流木等流下物に対する配慮とゲートの構造上の制約という相反する要素の調整を図つて適切なものとする必要がある。

2連以上の函渠の隔壁の端部は、ゲート戸当た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がないよう、図1-6-2のように通水断面を確保する必要がある。

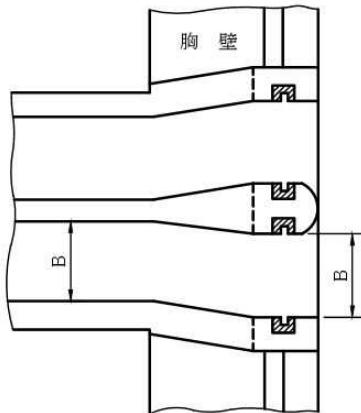


図 1-6-2 2連以上の函渠端部

<必 須>

函渠の内空断面は、支川の計画高水流量（取水の用に供する樋門にあっては計画取水量、舟の通行の用に供する樋門にあっては計画高水流量及び通行すべき舟の規模）、維持管理を勘案して設定するものとする。なお、河川（「準用河川」を含む）以外の水路が河川に合流する箇所において当該水路を横断して設ける樋門について準用するものとする。

<標 準>

函渠の内空断面は、次により設定することを基本とする。

1) 内空断面

函渠の内空断面は、内空幅・内空高とも 1m 以上とすることを標準とする。

ただし、函渠長が 5m 未満であって、かつ、堤内地盤高が本川の計画高水位より高い場合においては、内空幅・内空高とも 0.3m まで小さくすることができる。また、2門以上の函渠端部の内空幅は、函渠中央部の内空幅と同一とする。

2) 排水機能が求められる場合の余裕高

流木等流下物が多い場合を除き、函渠の余裕高は、樋門が横断する河川又は水路の計画高水位に次に掲げる値を加えた高さ以上とする。

- ・計画高水流量が $50\text{m}^3/\text{s}$ 未満の場合 : 0.3m

- ・計画高水流量が $50\text{m}^3/\text{s}$ 以上の場合 : 0.6m

ただし、支川の計画高水流量が $20\text{m}^3/\text{s}$ 未満の場合、上記の値を流下断面の水深の 1 割以上とすることができます。なお、柔支持基礎を採用する場合は、函渠が沈下した場合にも流下能力を確保するため、函渠の余裕高に残留沈下量を加える。

3) ゲートの門数

できる限りゲートの門数を少なくするよう設計することを基本とする。やむを得ず 2 門以上のゲートが必要となる場合には、それぞれの函渠の内空幅は 5m 以上を基本とする。ただし、内空幅が内空高の 2 倍以上となるときは、この限りでない。

<推 横>

函渠の内空断面積が流下断面積の 1.3 倍以内の場合には、函渠側壁の内側を支川の計画高水位と堤防の交点の位置とすることを推奨する。こうした場合に、函渠の内空断面積が流下断面積の 1.3 倍以上の場合には 1.3 倍となるまで函渠の総幅員（内空幅と中央部の隔壁幅の総和）を縮小することができる。

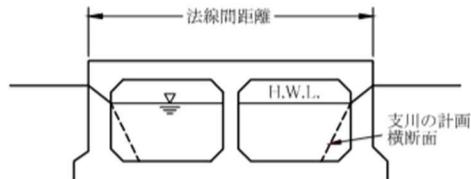


図 1-6-3 樋門の断面説明図（流下断面積が 1:1.3 以内の場合）

6. 4. 2 函渠長

<考え方>

函渠の長さは、計画堤防断面の川表、川裏の法尻までとなるように設定する必要がある。これは、樋門の機能を確保するように敷高や函渠の内空断面等を設定した結果、堤防断面を切り込まざるを得ない樋門の構造となる場合があるためである。このような場合でも、堤体強度の低下をできるだけ避けるために切り込みを必要最小限とする必要がある。

<標準>

函渠長は、計画堤防断面の川表、川裏の法尻までとなるよう設計することを基本とする。

<推奨>

函渠長は、堤防の土留めを目的とした胸壁の配置を考慮して決定する必要がある。

函渠頂版の天端から胸壁の天端までの高さは、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程度とし、高くても1.5m以下とすることが望ましい。

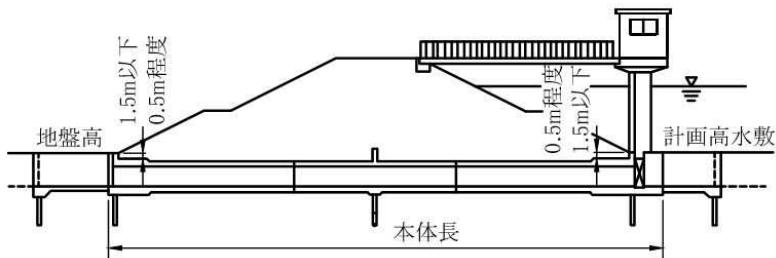


図 1-6-4 函渠長

6. 4. 3 門柱の天端高

<考え方>

門柱は、主に引上げ式ゲートの開閉を行うために設け、ゲートの開閉が容易な構造とする必要がある。また、門柱の天端高は、ゲート全開時のゲート下端高が取水、排水、舟の通行に支障を及ぼさない高さを確保するとともに、ゲートの維持管理・更新のための戸溝からの取外し等に必要な高さを確保する必要がある。同様に、管理橋の桁下高もそれらに支障を及ぼさない高さとする必要がある。

<標準>

門柱の天端高は、ゲート全開時のゲート上端部にゲートの管理に必要な高さを加えた高さを確保し、管理橋の桁下高が計画堤防高以上となるよう設計することを基本とする。

<推奨>

ゲートの管理に必要な高さとしては、引上げ余裕高(0.5m程度)のほか滑車等の付属品の高

さを考慮することが望ましい。柔構造樋門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ことが望ましい。

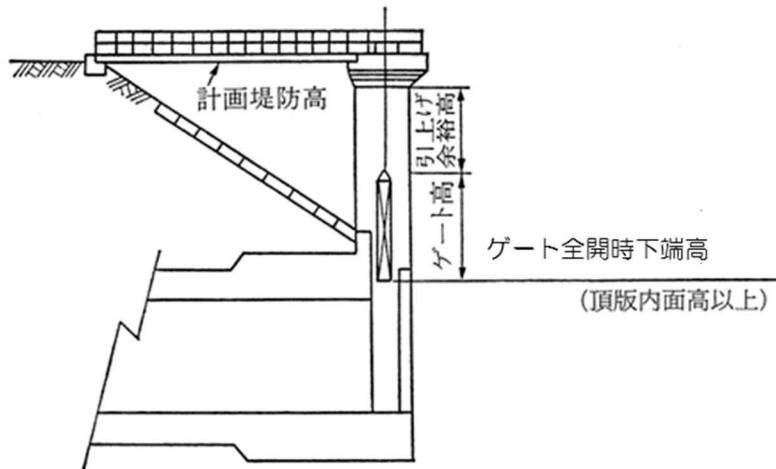


図 1-6-5 引上げ余裕高

6. 4. 4 材質と構造

<考え方>

使用材料は、設置目的に応じて要求される強度、施工性、耐久性、環境適合性等の性能を満足するための品質を有し、その性状が明らかなものでなければならない。このため、JIS 等の公的な品質規格に適合し、その適用範囲が明らかな用途に対して使用することが望ましい。公的な品質規格がない材料の場合には、材料特性が樋門に及ぼす影響を試験等によって確認するとともに、品質についても JIS 等の規格と同等であることを確認する必要がある。

(1) 使用材料

<標準>

設置目的に応じて要求される強度、施工性、耐久性、環境適合性等の性能を満足するための品質を有し、その性状が明らかにされている材料を使用することを基本とする。

<推奨>

鉄筋コンクリート構造物（プレキャスト製品を除く）に用いるコンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 、鉄筋の材質 SD345 を推奨する。

(2) 主な構造

<考え方>

樋門を構成する主な構造としては、函体、遮水壁、門柱、胸壁、ゲートの操作台があり、これらは、鉄筋コンクリート構造又はこれに準ずる構造とし、必要な安全性を確保する必要がある。また、樋門の安全性を確保するため、函体、遮水壁、胸壁、翼壁、水叩き、遮水工は、部材の安全性の確保と継手部の水密性の確保によって、全体として必要な水密性を有する構造となるよう設計する必要がある。ここで、必要な水密性を有するとは、部材の損傷や劣化、継ぎの開き等により樋門周辺の堤防の土砂が吸い出されることのない状態を確保する意味であり、部材によっては多少の漏水が生じる状態は許容される。

<必 須>

函体、遮水壁、門柱、胸壁、ゲートの操作台は、鉄筋コンクリート構造又はこれに準ずる構造とする。函体、遮水壁、胸壁、翼壁、水叩き、遮水工は、部材の安全性と継手部の水密性の確保によって、全体として必要な水密性を有する構造となるよう設計するものとする。

ゲートは、鋼構造又はこれに準ずる構造とし、ゲートは確実に開閉し、かつ、必要な水密性を有する構造となるよう設計するものとする。

ゲートの開閉装置は、ゲートの開閉を確実に行うことができる構造となるよう設計するものとする。

<標 準>

函渠、翼壁、水叩きは必要に応じ継手等によって屈とう性を有する構造とし、護床工は地盤の洗堀や変形に追随する構造となるよう設計することを標準とする。

<例 示>

鉄筋コンクリート構造に準ずる構造には、鋼管及びダクタイル鋳鉄管の事例がある。新しい材料として高耐圧ポリエチレン管、FRP 管等の採用が考えられるが、構造的に解決すべき課題もあるため、今後のさらなる調査研究が望まれる。

鋼構造に準ずる構造には、ステンレス製ゲート、アルミ製ゲート等がある。

(3) 設計用定数

<標 準>

設計に用いる各種定数は、適切な安全性が確保できるよう、使用する材料の力学特性を考慮し、必要に応じて調査・試験を実施したうえで、設定することを基本する。

① ヤング率

<標 準>

設計に用いるヤング率は、使用する材料の特性や品質を考慮したうえで適切に設定することを基本とする。

<推 奨>

ヤング率として、以下の値を用いることが望ましい。

1) ヤング係数

- ・コンクリートのヤング係数は、 $2.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- ・鋼材のヤング係数は、 $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

2) ヤング係数比

- ・許容応力度による設計を行う場合の鉄筋コンクリート部材の応力度の計算に用いるヤング係数比は 15

② 地盤に係る定数

<標 準>

ボーリング調査、サウンディング調査、現位置試験、室内土質試験を組合せた地盤調査（既往調査含む）や周辺の工事履歴、試験施工等に基づき総合的に判断し、施工条件等も十分に考慮したうえで、地盤に係る定数を設定することを基本とする。

<推 横>

1) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力として、以下の値を用いることができる。

表 1-6-1 摩擦角と付着力

条件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 C_B
土とコンクリート	$\phi_B = 2/3 \phi$	$C_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$C_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$C_B = C$

ただし、 ϕ : 支持地盤のせん断抵抗角 (度)、C:支持地盤の粘着力 (kN/m^2)

2) 地盤の許容鉛直支持力

地盤の許容鉛直支持力は、荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力に対して、表 1-6-2 に示す安全率を確保していることが望ましい。

表 1-6-2 安全率

常時	地震時	施工時
3	2	2

荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力は、次式により求めることができる。平板載荷試験により求める場合には、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 C、せん断抵抗角 ϕ を用いて以下の式に従って算出することが望ましい。

$$Q_u = A' \left\{ \alpha \cdot k \cdot c \cdot N_c + k \cdot q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \right\}$$

ここに、

Q_u : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m^2)

q : 載荷重 (kN/m^2) $q = \gamma_2 D_f$

A' : 有効載荷面積 (m^2)

γ_1, γ_2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m^3)

ただし、地下水位以下では、水中単位体積重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$B_e = B - 2e_B$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数

k : 根入れ効果に対する割増係数

N_c, N_q, N_r : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

(4) 鉄筋コンクリート部材の最小寸法

<標準>

鉄筋コンクリートの部材の最小寸法は、耐久性、強度を有するために必要なかぶり及び施工性に配慮し設定することを基本とする。

<例示>

鉄筋コンクリートの部材の最小寸法は、施工性を重視し主鉄筋を内側に配置するため、0.4mが用いられる場合が多い。

6. 4. 5 橋門周辺の堤防

<考え方>

橋門周辺の堤防には、橋門の施工による埋戻し部分も含まれる。その影響範囲は、対象とする事象によっても異なるが、抜け上がりまで含めれば、堤防縦断方向に堤防高さの2~3倍以上に及ぶ。「6. 5 安全性能の照査等」に当たっては、橋門周辺の堤防が一連区間の中の弱点でないことが前提となっており、必要に応じて「第2節 堤防」に準じて安全性の照査を行い、前後区間と比較して相対的に安全性が低下しないように強化対策を行う必要がある。

<必須>

橋門周辺の堤防が一連区間と比較して相対的に弱点とならないように設計するものとする。

<標準>

橋門周辺の堤防に用いる土質材料は、堤防に適したものを選定し、十分に締固めを行うものとする。また、橋門周辺の堤防の断面形状は、橋門本体による止むを得ない切り込みを除き、隣接する堤防の大きさ（堤防高、天端幅、堤体幅）及び計画堤防の大きさを上回る大きさとすることを基本とする。

必要に応じて「第2節 堤防」に準じて堤防の安全性照査を行い、一連区間と比較して相対的に安全性が低下しないよう必要に応じて強化対策を行う。

6. 5 安全性能の照査等

6. 5. 1 設計の対象とする状況と作用

<考え方>

橋門の設計に当たっては、常時、洪水時、地震時、高潮時及び風浪時の安全性能を確保することが求められる。全ての橋門について、常時、洪水時及び地震時、さらに高潮堤に設けられる橋門は高潮時、湖岸堤等に設けられる橋門は風浪時についても照査する必要がある。

照査に当たっては、広域地盤沈下量、基礎地盤の特性、維持管理に必要となる前提条件を設定する必要がある。なお、前提条件は、土質地質調査等に基づき設定する必要がある。

設計の対象とする作用については、本体やゲート等の自重、計画高水位（高潮区間にあっては、計画高潮位）以下の水圧、地震動として河川構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動及び対象地点において現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動、土圧、風の影響等の他、地震時には必要に応じて津波による波圧、高潮時には波浪並びに風浪時には風浪による影響が考えられ、設計の対象とする橋門の状況に応じて適切に組合せて設定する必要がある。

なお、必要に応じて施工時についても安全性能の照査を行う。

<標準>

安全性能の照査に当たっては、設計の対象とする状況と作用を次の表のように設定し、これを踏まえて照査事項を設定することを基本とする。常時、洪水時及び地震時については全ての樋門において設定し、これに加えて、高潮区間の樋門の場合には高潮時、湖岸堤等に設ける樋門の場合には風浪時について設定することを基本とする。

取水や舟の通行等治水以外の設置目的を有する場合には当該設置目的に応じた常時の作用を適切に設定することを基本とする。

樋門の状況	作用
常時	自重（死荷重）、活荷重、地盤変位の影響、土圧、水圧、揚圧力、風荷重、温度変化の影響、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響、負の周辺摩擦力の影響、雪荷重、プレストレス力等
洪水時	自重（死荷重）、活荷重、地盤変位の影響、土圧、水圧※、揚圧力、風荷重、温度変化の影響、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響、負の周辺摩擦力の影響、雪荷重、プレストレス力等 ※計画高水位、高潮区間にあっては計画高潮位
高潮時	高潮位における波浪による波圧
風浪時	風浪による波圧
地震時	自重（死荷重）、地震動、活荷重、地盤変位の影響、水圧、揚圧力、温度変化の影響、負の周辺摩擦力の影響、地震の影響※、雪荷重、プレストレス力等 ※地震時土圧、地震時動水圧、液状化の影響
その他	津波による波圧 副振動、セイシュによる影響 施工時荷重 流木の衝突 舟の衝突

<推奨>

樋門の設計に当たっては、次の作用を考慮するのが望ましい。

1) 自重（死荷重）

自重（死荷重）は、適切な単位体積重量を用いて算出する。

材料の単位体積重量は、表 1-6-3、表 1-6-4 の値を参考に定めるものとする。

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ことが望ましい。コンクリートについても、できるだけ試験データによることが望ましい。

表 1-6-3 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

地盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛土	砂及び砂礫	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

表に示す土の湿潤単位体積重量に対して飽和単位体積重量は1kN/m³程度重く、地下水以下の飽和重量は水の重量10kN/m³(9.8kN/m³の丸め)を差し引くため、地下水位以下にある土の湿潤単位体積重量は、それぞれの表中の値から9を差し引いた値としてよい。

地下水位は施工後における水位の平均値を考える。

表 1-6-4 材料の単位体積重量(kN/m³)

材料	単位体積重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0
鋳鉄	71.0
アルミニウム	27.5
鉄筋コンクリート	24.5
プレストレスを導入するコンクリート (設計基準強度 60N/mm ² 以下)	24.5
プレストレスを導入するコンクリート (設計基準強度 60N/mm ² を超え 80N/mm ² まで)	25.0
コンクリート	23.0
セメントモルタル	21.0
木材	8.0
歴青材(防水用)	11.0
アスファルト舗装	22.5

2) 活荷重

活荷重は、自動車荷重及び群衆荷重とする。

自動車荷重は必要に応じ、大型の自動車の交通状況に応じてTL-25荷重を考慮する。

群衆荷重は、管理橋及び操作台等に3.5kN/m²の等分布荷重を考慮する。

3) 地盤変位の影響

地盤変位の影響とは、地盤の変位が樋門本体に与える影響のことであり、設計上は解析対象物の軸線上の変位分布として扱う。

1. 地盤の沈下による変位(沈下)

地盤の沈下による変位(沈下)としては、樋門の施工後に生じる地盤の残留沈下量分布とする。

2. 地盤の水平変位による変位(側方変位)

地盤の水平変位による変位(側方変位)としては、樋門の施工後に生じる基礎地盤の側方変位量分布とする。

4) 土圧

① 胸壁・翼壁に作用する土圧

胸壁・翼壁に作用する土圧は、原則として表1-6-5の区分に従って適用する。

表 1-6-5 土圧の区分

種別	常時	地震時
胸壁	静止土圧	地震時主働土圧
翼壁	U形タイプ	静止土圧
	逆T形タイプ	主働土圧
		地震時主働土圧

a) 静止土圧

胸壁・翼壁に作用する静止土圧は、次式による。

$$P_{ha} = K_0 (\gamma \cdot h + q_0)$$

ここに

P_{ha} : 任意の深さの水平土圧強度 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数(通常は $K_0=0.5$ と考えてよい)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_0 : 上載荷重 (kN/m²)

b) 主働土圧

主働土圧は、次式による。

$$P_a = K_A (\gamma \cdot h + q_0)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$\cot(\xi A - \alpha) = -\tan(\phi + \delta + \theta - \alpha)$$

$$+ \sec(\phi + \delta + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha)}}$$

ここに

P_a : 任意の深さの主働土圧強度 (kN/m²)

K_A : 主働土圧係数

ξ_A : 主働崩壊角 (度)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_0 : 上載荷量 (kN/m²)

α : 地表面と水平面のなす角 (度)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

δ : 土圧作用面の種別に応じた壁面摩擦角 (度)

土と土の場合 : $\delta = \phi$

土とコンクリートの場合 : $\delta = \phi / 3$

ただし、 $\phi - \alpha < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha) = 0$ とする。

上載荷量 q_0 は必要に応じて考慮する。

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

c) 地震時主働土圧

胸壁・翼壁に作用する地震時主働土圧は、次式による。

$$p_{Ea} = K_{EA} (\gamma \cdot h + q'_0)$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = -\tan(\phi + \delta + \theta - \alpha) + \sec(\phi + \delta + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta + \theta_0) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}}$$

ここに

p_{EA}	: 任意の深さの地震時主働土圧強度 (kN/m ²)
K_{EA}	: 地震時主働土圧係数
ξ_{EA}	: 地震時の主働崩壊角 (度)
γ	: 土の湿潤単位体積重量 (kN/m ³)
h	: 任意の深さ (m)
q'_0	: 地震時の上載荷重 (kN/m ²)
α	: 地表面と水平面のなす角 (度)
θ	: 壁背面と鉛直面のなす角 (度)
ϕ	: 土の内部摩擦角 (度) 土圧作用面の種別に応じた地震時壁面摩擦角 (度)
δ_E	: 土と土の場合 : $\delta_E = \phi/2$ 土とコンクリートの場合 : $\delta_E = 0$
θ_0	: 地震時合成角 (度) $\theta_0 = \tan^{-1} k_h$ または $\theta_0 = \tan^{-1} k'_h$
k_h	: 設計水平震度
k'_h	: 水中の見かけの水平震度 $k'_h = \frac{\gamma \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2 + q'_0}{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + q'_0} \cdot k_h$
γ_{sat}	: 土の飽和単位体積重量 (kN/m ³)
γ'	: 土の水中単位体積重量 (kN/m ³)
h_1	: 水面上の土層厚さ (m)
h_2	: 水面下の土層厚さ (m)

ただし、 $\phi - \alpha - \theta_0 < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha - \theta_0) = 0$ とする。また、 q'_0 は地震時に確実に作用するもののみとし、活荷重は原則として含まないものとする。

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

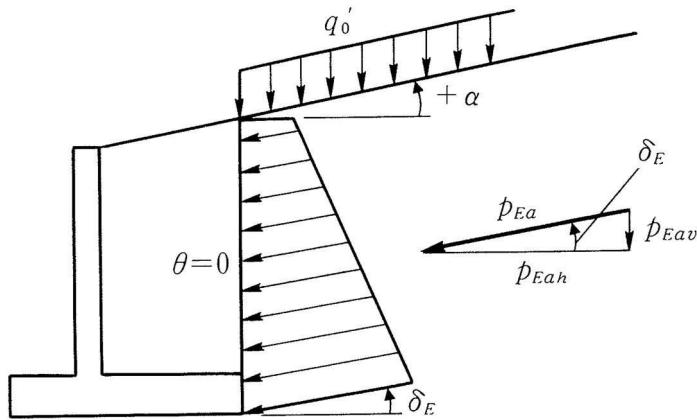


図 1-6-6 地震時主働土圧

d) 地震時静止土圧

翼壁・翼壁に作用する地震時静止土圧は、次式による。

$$P_{0E} = P_0 + (P_{HE} - P_H)$$

ここに

P_{0E} : 地震時静止土圧合力 (kN)

P_0 : 常時の静止土圧合力 (水平成分) (kN)

P_{HE} : 主働土圧状態を仮定した場合の地震時の土圧合力の水平成分 (kN)

P_H : 主働土圧状態を仮定した場合の常時の土圧合力の水平成分 (kN)

② 函体に作用する土圧

a) 鉛直土圧

函体上面に作用する鉛直土圧は、次式により算定する。

$$P_{vd} = \alpha \cdot \gamma \cdot h$$

ここに

P_{vd} : 鉛直土圧強度 (kN/m^2)

α : 鉛直土圧係数 ($\alpha=1.0$ と考えてよい)

γ : 土かぶり土等の単位体積重量 (kN/m^3)

h : 函体の土かぶり厚さ (m)

b) 水平土圧

1. 剛性函体

剛性函体の側壁に作用する静止土圧は、次式により算定する。

$$P_{hd} = K_0 \cdot \gamma \cdot h$$

ここに

P_{hd} : 任意の深さの水平土圧強度 (kN/m^2)

K_0 : 静止土圧係数(通常は $K_0=0.5$ と考えてよい)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

h : 任意の深さ (m)

活荷重による水平土圧は、土かぶり厚さに関係なく函体両側面に上載荷重を戴荷させて、次式により算定する。

$$P_{hde} = K_0 \cdot q_0$$

ここに

P_{hde} : 上載荷重による水平土圧強度 (kN/m^2)

K_0 : 静止土圧係数(通常は $K_0=0.5$ と考えてよい)

q_0 : 上戴荷重 $q_0=10 \text{ kN}/\text{m}^2$

2. たわみ性函体

たわみ性函体の設計は、剛性特性に応じた各々の設計法による。

5) 水圧

① 静水圧

樋門の上下流水位について、樋門の操作上考えられる組合せを検討する。

ただし、地震時慣性力及び地震時動水圧と計画高水位時における水圧は、同時に作用しない。

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。

② 地震時動水圧

地震時動水圧は、ウエスターガードの近似式により計算する。

③ 胸壁・翼壁に作用する残留水圧

胸壁・翼壁の前面の水位と背面の水位の間に水位差が生じる場合は、この水位差に伴う残留水圧を考慮する（下図参照）。

感潮区間の場合は、前面潮位差の $2/3$ の水圧差を対象とする。

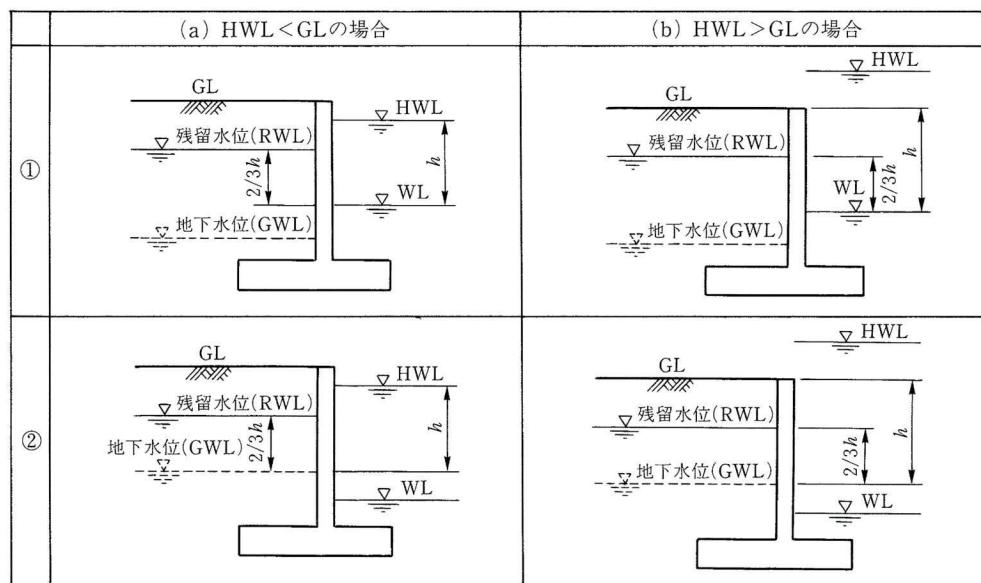


図 1-6-7 残留水位の設定方法（常時）

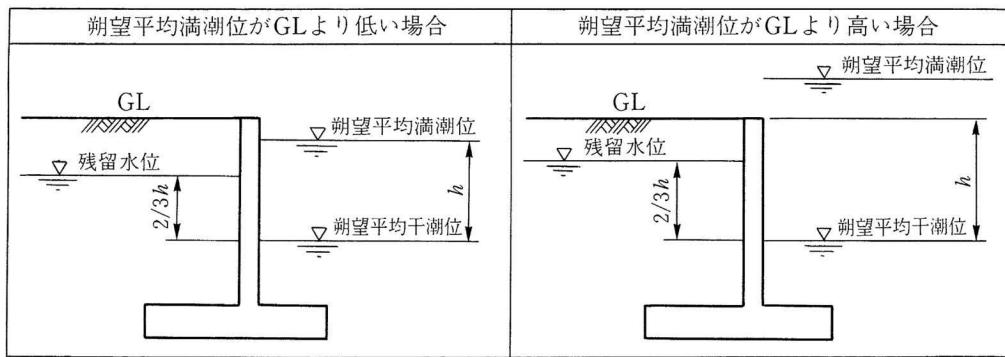


図 1-6-8 感潮区間の残留水位

6) 揚圧力

揚圧力は、樋門の操作上考えられる樋門の上下流の水位差が最大となる水位により求める。

7) 風荷重

風荷重は 3kN/m^2 とする。

8) 温度変化の影響

温度荷重は、温度変化を $\pm 15^\circ\text{C}$ 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。

9) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響

① コンクリートのクリープひずみ

コンクリートのクリープひずみは次式により算定することができる。

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi$$

ここに、

ε_{cc} : コンクリートのクリープひずみ

σ_c : 持続荷重による応力度 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

φ : コンクリートのクリープ係数

コンクリートのクリープひずみについては、作用する持続荷重による応力度がコンクリートの圧縮強度の 40% 程度以下の場合、上式が成立すると考えてよい。一般には、コンクリートの圧縮強度の 40% を超える持続荷重による応力度が作用することではなく、上式が用いられるが、40% を超える場合には別途試験などによりクリープひずみを定めなければならない。

② コンクリートのクリープ係数

プレストレスの損失量及び不静定力を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は、表 1-6-6 の値とする。

表 1-6-6 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷する時のコンクリートの材令（日）		4～7	14	28	90	365
クリープ係数	早強ポルトランドセメント使用	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
	普通ポルトランドセメント使用	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4

コンクリートのひずみは、作用する持続荷重を取り除くと回復するクリープひずみと回復しないクリープひずみの和であると考えられる。一般に、プレストレスの損失量を算出する場合は、クリープひずみをこれら 2 成分に分けて算出しても、或いは分けずに算出しても結果的に大差ないので、表 1-6-6 に示すクリープ係数をそのまま用いてよい。なお、持続荷重を載荷した時のコンクリートの材令が表 1-6-6 に示す値の間にある場合のクリープ係数は直線補間による値を用いてよい。

③ コンクリートの乾燥収縮度

プレストレスの損失量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、表 1-6-7 の値とする。

表 1-6-7 コンクリートの乾燥収縮度
(普通及び早強ポルトランドセメント使用の場合)

プレストレスを導入する時のコンクリートの材令（日）	3 以内	4～7	28	90	365
乾 燥 収 縮 度	25×10^{-5}	20×10^{-5}	18×10^{-5}	16×10^{-5}	12×10^{-5}

コンクリートそのものの乾燥収縮度は表 1-6-7 に示す値より一般に大きいが、部材に配置される鋼材の影響などを考慮して、プレストレスの損失量を算定する場合は表 1-6-7 に示す値を用いてよいこととした。なお、プレストレスを導入する時のコンクリートの材令が表 1-6-7 に示す値の間にある場合の乾燥収縮度は直線補間による値を用いてよい。

④ ②項又は③項によりがたい場合

②項又は③項によりがたい場合は、部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法、荷重が作用する時のコンクリートの材令などを考慮して別途定めるものとする。

特にコンクリート材令の若い時期にプレストレッシングを行う場合などでは、上記の諸要因を考慮して試験により別途定めるか、或いは、適切な方法によって推定してもよい。

10) 負の周辺摩擦力の影響

軟弱地盤の層厚が厚い等で負の周辺摩擦力の影響が大きいと予想される場合には、遮水矢板等から樋門本体へ伝達する負の周辺摩擦力の影響について考慮する。

11) 雪荷重

雪荷重は、雪の単位体積重量と積雪深の積として求める。積雪深は、既往の積雪記録、構造物上での積雪状態などを考慮して設定する。積雪のない地方では考慮する必要はない。ただし、積雪が少ないために積雪深を決定できない場合は、雪荷重を 1 kN/m^2 としてよい。

1 2) プレストレス力

プレストレス力は、プレストレスを与えた直後（プレストレッシング直後）のプレストレス力とその後に生じるコンクリートのクリープ、乾燥収縮及び緊張材のリラクセーションが終わったときの有効プレストレスについて考慮する。

① プレストレッシング直後のプレストレス力

ポストテンション方式のプレストレッシング直後のプレストレス力は、緊張材の緊張端に与えた緊張力に以下に示す影響による損失を考慮して算出する。

- a) コンクリートと継手材の弾性変形
- b) 緊張材とシースの摩擦
- c) 函体と均しコンクリートの摩擦
- d) 緊張材を定着する際のセット

② 有効プレストレス力

有効プレストレス力は、次に示すコンクリートのクリープ及び乾燥収縮と緊張材の見かけのリラクセーションによるプレストレス力の損失量をプレストレッシング直後のプレストレス力より減じることによって算出する。

- a) コンクリートのクリープ
- b) コンクリートの乾燥収縮
- c) 緊張材のリラクセーション

1 3) 地震動

地震動は、構造物の重量に「河川構造物の耐震性能照査指針 共通編」に規定する水平震度を乗じた水平力とし、これを水流方向及び水流直角方向に作用させる。

1 4) その他荷重

堤防及び樋門の安全を図るうえで以下の必要な荷重を考慮する。

① 波圧

以下の波圧を考慮する。

a) 波浪及び風浪

高潮区間や湖岸堤等で必要に応じて考慮する。

b) 津波

津波遡上区間で必要に応じて考慮する。

② その他

- ・副振動、セイシュによる影響
- ・施工時荷重
- ・流木の衝突
- ・舟の衝突

6. 5. 2 安全性能の照査

<考え方>

樋門における安全性能の照査は、「6. 5. 1 設計の対象とする状況と作用」に示す状況と作用毎に、照査の条件として適切な外水位及び内水位の組合せを設定し、安全性能について照査する必要がある。

また、樋門における安全性能の照査は、構造や材料の特性に応じた設計手法を適用してモデル化を行い、最も不利な断面力が生じる作用に対して、安全性能が確保できるようにする。なお、「最も不利な断面力が生じる作用」とは、考慮すべき荷重の組合せのうち、発生応力等が構造物に対して最も不利に働く荷重の組合せをいう。

<標準>

樋門は、「6. 5. 1 設計の対象とする状況と作用」に対し、以下の事項について安全性能を設定して照査することを基本とする。

- 1) 常時の安全性能
- 2) 洪水時の安全性能
- 3) 耐震性能
- 4) 風浪等に対する安全性能

安全性能の照査に当たっては、これまでの経験及び実績から妥当とみなせる方法又は論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とする。

<推奨>

安全性能を照査するに当たっては、以下の手法によることが望ましい。

- 1) 鉄筋コンクリート部材設計
 - ・部材の設計に用いる断面力は、弾性理論により算出する。
 - ・部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。
- 2) 鋼製の門扉の部材設計
 - 部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。

(5) 常時の安全性能

<考え方>

樋門の自重や樋門周辺の堤防からの土圧、さらに軟弱な地盤上に樋門を新設する場合には基礎地盤の強度不足又は圧縮性が大きいことによる地盤変位（残留沈下や側方変位）の影響により、洪水等の外力による作用を受けずとも、構造物の安全性が損なわれる可能性があるため、函渠及び胸壁の応力度、基礎の沈下量、支持力等について常時の安全性能の照査を行う必要がある。

また、樋門の基礎或いは地盤改良等による地盤の沈下抑制の影響によって、基礎を含む樋門本体部と周辺地盤との不同沈下による局部的な沈下による段差が生じる。この段差が樋門周辺の堤防に悪影響を与える可能性があるため、樋門周辺の堤防との境界部における不同沈下について照査を行う必要がある。

<標準>

樋門の自重や樋門周辺の堤防からの土圧等の作用や地盤変位の影響等の諸条件を設定し、発生する応力度、変位や支持力等を評価し、許容値を満足することを照査の基本とする。

また、沈下抑制対策を行った場合には、盛土終了後に残留する樋門本体位置とその周辺の

堤防の圧密沈下量の差分を評価し、許容値を満足することを照査の基本とする。許容値を満足しない場合は、対策工を検討し、そのうえで許容値を満足することを照査する。

新規築堤や引堤のように、樋門とともに樋門周辺の堤防を新たに築造する場合には、樋門周辺の堤防に関しても地盤の複雑さに応じて、「設計編 第1章 河川構造物の設計 第2節 堤防 2.7 安全性能の照査等」の記載に従って安全性能の照査を行うことを基本とする。

(6) 洪水時の安全性能

<考え方>

樋門は、ゲート全閉時において、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造が求められる。

<標準>

洪水時の安全性能は、ゲートへの水圧、床版への揚圧力、本体・ゲート・付属施設（操作室・管理橋等）の自重、土圧が作用する状態で、以下の項目について照査することを基本とする。

1) 函体の安全性

自重、洪水時の土圧や水圧が作用した状態で函体が安定する（浮き上がらない）ことを確認する。内空高よりも大きい土被りがある函体は照査を省略できる。

2) 発生応力

樋門及びゲートの部材に発生する応力が「6.5.3 の許容応力度」以下となることを確認する。

3) 耐浸透性

樋門と堤体との接触面における浸透に対して、所定の安全性を確保する。

4) ゲート閉鎖の確実性及び水密性

ゲート閉鎖の確実性（床版及び戸溝に土砂が堆積しない、確実な閉操作が可能のこと）、水密性を確保する。

<推奨>

1) 耐浸透性

耐浸透性照査における所要の安全性は、地盤の土質区分、堤防断面形状、考慮する水頭差、遮水工の配置、深さ、長さ、不同沈下が生じる場合にはルーフィング発生による浸透路長の減少を考慮したうえで、レインの式による浸透経路長を満足することを確認する。

$$\text{レイン加重クリープ比 } C \leq \frac{\frac{L}{3} + \sum l}{\Delta H}$$

ここに、

C : 荷重クリープ比

C_V : 遮水工の鉛直方向の加重クリープ比

C_h : 遮水工の水平方向の加重クリープ比

L : 本体及び翼壁の函軸方向の浸透経路長 (m)

Σl : 遮水矢板等の鉛直方向及び水平方向の浸透経路長 (m)

I_V : 鉛直方向の浸透経路長

I_h : 水平方向の浸透経路長

ΔH : 内外水位差 (m)

表 6-5-8 加重クリープ比 C

地盤の土質区分	C
極めて細かい砂又はシルト	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
栗石と礫を含む砂利	2.5
柔らかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
堅い粘土	1.8

2) ゲート機能

ゲート機能は、同様の敷高・規模及び操作形式の樋門・水門における操作の確実性を確認できれば機能を確保しているとみなすことができる。なお、堆砂傾向については、必要に応じて水理模型実験を実施して確認する。

(7) 耐震性能

<考え方>

樋門の耐震性能の照査は、「河川構造物の耐震性能照査指針」に基づき実施する必要がある。レベル 1 地震動に対しては、地震によって樋門としての健全性を損なわないか否かを照査する。レベル 2 地震動に対しては、治水上又は利水上重要な樋門については、地震後においても、樋門としての機能を保持し、それ以外の樋門については、地震による損傷が限定的になるとどまり、樋門としての機能の回復が速やかに行い得ることを照査する必要がある。

樋門の門柱及びゲートには地震時に慣性力及び地震時動水圧が作用するとともに、樋門周辺の堤防には地震時土圧が作用する。また、樋門の函渠の地震時挙動は、地形、地盤条件等の種々の要因の影響を受けるが、中でも、堤体及び基礎地盤の影響を強く受ける。特に、基礎地盤が液状化した場合には、液状化に伴う堤体及び基礎地盤の変形が函渠の縦断方向の地震時挙動に大きな影響を及ぼすため、液状化を考慮する必要がある。

<標準>

耐震性能の照査に当たっては、レベル 1 地震動に対して地震によって樋門としての健全性を損なわないことを照査し、レベル 2 地震動に対して樋門としての機能を保持する、或いは樋門としての機能の回復が速やかに行い得ることを照査の基本とする。

<推奨>

レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動の設定及び応答値の算定は、基本的に静的照査法を用いることができる。レベル 2 地震動の照査において静的照査法では適切な応答値を算定できない構造の場合には、動的解析を用いた照査を行う必要がある。

照査許容値は、求める耐震性能に応じた限界状態、構造・照査手法に応じた適切な値を設定する。

地震動による作用応力、変位量等の応答値が許容値を超えないことを照査する。

(8) 風浪等に対する安全性

<考え方>

高潮時及び風浪時の波浪並びに計画津波水位以下の津波に伴い、ゲートに波圧・津波荷重が作用する。ゲートの照査に用いる波圧及び津波荷重は「ダム・堰施設技術基準（案）」、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づき設定する必要がある。

樋門周辺の堤防は波の打ち寄せによる侵食に加え、場合によっては堤内地への越波を生じ、堤内地の浸水及び樋門周辺の堤防裏法面が洗掘することにより堤防の安全性が損なわれる可能性がある。樋門周辺の堤防に対する照査は、堤防と同様にうちあげ高及び越波量により照査を行う必要がある。

<標準>

風浪等に対する本体の安全性能の照査は、本体が受ける水圧及び波圧の作用に対して安全性を評価し、許容値を満足することを照査の基本とする。風浪等に対する樋門周辺の堤防の安全性能の照査は、「設計編 第1章 河川構造物の設計 第2節 堤防 2.7 安全性能の照査等」を満足することを基本とする。

6. 5. 3 許容応力度

<標準>

許容応力度等は、使用する材料の基準強度や力学特性を考慮して、適切な安全性が確保できるように設定することを基本とする。

<推奨>

許容応力度として、以下の値を用いることが望ましい。

1) コンクリートの許容応力度

表 1-6-9 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

設計基準強度	許容曲げ圧縮応力度	許容付着応力度	許容せん断応力度
24	8.0	1.60	0.39

なお、せん断応力度は、せん断力を部材幅 (b) × 有効高 (d) で割った平均せん断応力度。

せん断応力度の照査は、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)

無筋コンクリートの許容応力度は、最新の「道路橋示方書・同解説 IV. 下部構造編」による。

2) 鉄筋の許容引張応力度

表 1-6-10 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

応力度、部材の種類		鉄筋の種類	SD345
引張応力度	荷重の組合せに衝突荷重或いは地震の影響を含まない場合	一般の部材※1	180
		厳しい環境下の部材※2	160
	荷重の組合せに衝突荷重或いは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値		200
	鉄筋の重ね継手長或いは定着長を算出する場合		200

※1 通常の環境や常時水中、土中の場合（操作台に適用）

※2 一般の環境に比べて乾湿の繰り返しが多い場合や有害な物質を含む地下水位以下の土中の場合（函渠、胸壁、遮水壁、門柱、翼壁に適用）（海洋環境などでは別途かぶりなどについて考慮する）

3) 鋼材の許容応力度（ゲート等の機械設備を除く）

表 1-6-11 構造用鋼材の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

区分及び 応力度の種類		鋼材記号	SS400	SM490	SM490Y SM520	SM570 SMA570W
		SMA400W			SMA490W	
母 材 部	引 張 圧 縮 せん断	引 張	140	185	210	255
		圧 縮	140	185	210	255
		せん断	80	105	120	145
溶 接 部	全断面溶込みグ ループ溶接	引 張	140	185	210	255
		圧 縮	140	185	210	255
		せん断	80	105	120	145
工 場 溶 接	すみ肉溶接、部 分溶込みグル ープ溶接	せん断	80	105	120	145
		引 張 圧 縮 せん断	原則として、工場溶接と同じ値とする。			
現 場 溶 接						

4) 許容応力度の割増し

地震、温度変化等の短期荷重を考慮する場合は、表 1-6-12 による許容応力度の割増しを行なうことができる。下記以外の荷重の組合せによる許容応力度の割増しを考慮する場合は、個々の状況に応じて適切に定める。

表 1-6-12 許容応用力の割増し

短 期 荷 重	割 増 率 (%)
温度変化の影響	15
風荷重	25
地震動	50
温度変化の影響 + 風荷重	35
温度変化の影響 + 地震動	65
施工時荷重	50

6. 6 各部位の設計等

6. 6. 1 本体

(1) ゲート

① ゲートの構造

<考え方>

ゲートは全閉することによって、洪水時又は高潮時において、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の作用、風浪等における波圧に対して安全な構造となるよう設計する必要があり、河川水が堤防内に入り滞留することを防ぐため、原則として川表側に設ける必要がある。

ゲートは、確実に開閉し、かつ、必要な水密性を有する構造とするため適切なゲート形式を選定する必要がある。樋門のゲートは、一般的に引上げ式のローラゲート、スライドゲート、マイターゲート、フラップゲートが使用されているが、操作の確実な点では引上げ式のローラゲートが最も優れている。しかし、フラップゲートやマイターゲート等の水圧、浮力で開閉するゲートは、頻繁に操作が必要な感潮区間や、中小河川で出水頻度が多く出水時間が早い場合、或いは高潮による急激な水位上昇が発生する場合などに有利であり、高齢化による操作員の減少、安全の確保という背景と操作の確実性という要請などを踏まえると有効な選択肢となり得る。そのため、樋門ゲート構造については、施設の規模、背後地の土地利用状況、個別の状況（管理上、構造上の条件等）を総合的に勘案し選定する必要がある。なお、ゲート形式をフラップゲート又はマイターゲートとする場合は、不完全閉塞を起こす可能性が非常に少なく、不完全閉塞が起こったとしても、治水上著しい支障を及ぼすおそれがないと認められ、かつ、引上げ式ゲートとした場合に、出水時の開閉操作にタイミングを失うおそれがあること、人為操作が著しく困難又は不適当と認められること、川裏の予備ゲート又は角落し等を設けることによって容易、かつ、確実に外水を遮断できる構造であることが必要である。

扉体構造は、実績も多く、荷重を合理的に受け、戸当りを介して函渠、門柱へ伝達することができるプレートガーダ構造を基本としている。

ゲートの基本寸法とは、設置標高、内空断面、断面高等を意味し、引上げ式ゲート全開時の扉体の下端標高については揚程を考慮し設定する必要がある。また、ゲート引上げ完了時のゲート下端高は、樋門の頂版以上の高さとする必要がある。

戸当りは、コンクリート構造物の規模、強度等に与える影響が大きいため、戸当りの寸法、構造、設置方法等とコンクリート構造物との関連性を検討する必要がある。また、ゲートが点検や整備時に取り外されることも考慮して構造を決定する必要がある。

<必 須>

ゲートは、確実な開閉が行えるとともに必要な水密性を有する構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して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。

<標 準>

ゲートは、洪水時、高潮時及び風浪等が作用した場合において、全閉することによって堤防の代わりとなり得るように川表に設けることを基本とする。

ゲート形式及び規模は、本体の形式・規模及び戸当り等、他の設備との配置を考慮して、設計条件を満足するように決定することを基本とする。

扉体構造はプレートガーダ構造を基本とする。

ゲートの基本寸法は、制約条件を考慮して、「6.4 基本的な構造」に準じて決定することを基本とする。

戸当りの形状はゲートの形式に適合したものとし、扉体支承部からの荷重を安全にコンク

リート構造物に伝達することができるように寸法、強度及び剛性を有することを基本とする。

〈例　示〉

河川や設置場所の特性に応じて門柱レスゲートの採用事例がある。

門柱レスゲートの主な構造形式を表 1-6-13 に示す。

表 1-6-13　門柱レスゲートの主な構造形式

開閉形式	ゲート形式	主な主動力方式
ヒンジ形式	起伏ゲート	無動力式
	マイターゲート	無動力式、機械式、油圧式
	フラップゲート	無動力式、機械式、油圧式

② 開閉装置

〈考え方〉

樋門は、平常時は全開又は一部開放しており、洪水時又は高潮時にゲートを全閉し堤防機能を確保する必要があることから、確実にゲートを開閉できる必要がある。開閉装置の設置箇所は、ゲート形式に応じて適切に設定する必要があり、引上げ式ゲートの場合は堤防高よりも高い操作台の上に設置している場合が多い。

開閉装置の形式は、標準で示すものの他、使用頻度、流量調整の有無、締切力の有無、操作室のスペース、維持管理等を検討し、選定する必要がある。一般的によく利用される開閉装置形式は、ラック式、ワイヤーロープワインチ式、油圧シリンダ式などがあり、小・中型ゲートでは操作性がよく、扉体自重による急閉塞も可能なラック式の採用が多い。

開閉装置は、操作の確実性や容易さを考慮し、電動機を原則とする。なお、小規模樋門のゲートでは、経済性を考慮して人力による開閉操作の採用も考えられるが、この場合は、操作水位、ゲート形式、自重降下の有無、人力での操作力と操作時間（一般に 10kgf 以下で操作時間 10 分未満程度が限界）等を考慮して、所定の機能等を確保する必要がある。

予備電源を設けることにより、常用（商用）電源が暴風雨等において停電した場合でも対応することができ、必要最小限の機能を確保できる。中・小型のゲートでは、ゲート形式と自重降下の有無、開閉装置形式、管理体制等を考慮して、人力による方式も採用でき、この場合、常用（商用）電源の代わりとなる予備電源は省略することもできる。

予備動力を設けることにより、主動力が使用不可能となっても、ゲートを操作することができる。予備動力は、電動機による方式が望ましいが、中・小型のゲートでは、ゲート形式と自重降下の有無、開閉装置形式、管理体制等を考慮して、人力による方式で代用することができる。

ゲートの操作は機側操作が一般的に採用されるが、樋門の目的、規模、現場操作員の負担軽減や安全の確保等の管理体制を踏まえ、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。自動化は、計測した水位に応じて自動で開閉操作を行うことができるよう改修することや、ゲート自体をフラップゲート等自動開閉が可能なものとすることであり、遠方操作化や遠隔操作化は、管理所や遠隔地から操作を行うことを可能とすることである。

<必 須>

開閉装置は、ゲートの確実な開閉操作を行うとともに必要な水密性を有する構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して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。

<標 準>

開閉装置は、ゲートの開閉を確実に行うために設置し、ゲート形式に応じて適切な箇所に設けることを基本とする。

開閉装置形式の選定に当たっては、設備の設置目的、用途、ゲートの種類、開閉荷重の大きさ、方向及び押下げ力の要否、揚程、開閉装置の設置位置、配置及び設置環境を考慮の上、選定することを基本とする。

開閉装置は、小規模なゲートを除き、電動機等によるものとし、全てのゲートに開閉用予備動力を備えることを基本とする。

ゲートの操作のための設備は、機側操作を基本とする。なお、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。

<推 奨>

樋門に使用する開閉装置では、小型ゲートについては操作性がよく、扉体自重により急閉塞も可能なラック式の採用が望ましい。

<例 示>

ゲートの操作は、操作上の安全確保の観点から、機側操作優先で設計される場合が多い。ただし、津波・高潮区間や排水機場周辺の連動操作が必要な場合など、管理体制等の条件により遠方操作・遠隔操作を行う場合、十分な安全性を確保したうえで、機側操作に対し遠方操作・遠隔操作を優先する設計を行う場合がある。

(2) 函渠

① 函渠の構造

<考え方>

函渠は、用水、排水及び舟の通行に必要な機能を満足する適切な位置へ設ける必要がある。樋門の設置位置の考え方は「6.3 設計の基本」に示すとおりとする。

函軸の構造形式は、継手の構造特性、胸壁・遮水壁等の構造特性及び基礎形式等を考慮して設定し、たわみ性構造及び非たわみ性構造に分類される。たわみ性構造は剛な函体とたわみ性の継手、或いは函体自体がたわみ性の構造で、柔構造樋門として用いられる構造である。非たわみ性構造は継手が無い 1 スパンの場合や継手の変形能力が小さい構造であり、変形が許容できない場合に適用され、良好な地盤や地盤改良等を行ったうえで用いる。

函体断面の構造形式は、断面のたわみ特性の違いから、コンクリート構造の剛性函体及び鋼管・ダクタイル鉄管等で構成されるたわみ性函体に分類される。たわみ性函体は、函体自体が変形を許容する構造のため、堤防機能に悪影響を及ぼさないよう留意する必要がある。

函渠の断面、函渠長は、「6.4.1 函渠の内空断面の設定」及び「6.4.2 函渠長」に示す内容により設計し、構造形式や端部の取り合いを考慮の上、設定する必要がある。

ゲート前面には必要に応じて角落しを設けるための戸溝を設ける必要がある。川表側は、常時水位が高い場合等においてゲートや函内の維持管理を行うために設ける。川裏側は、川表側と同様に維持管理の利用に加え、異常時の仮ゲート機能の確保のために設ける。それぞれ必要性を検討して設ける必要がある。戸溝幅は、水圧の大きさにより決定される角落しの

規模により設定する必要があるが、0.1m程度としている場合が多い。

<必 須>

函渠は、遮水壁、門柱、胸壁、ゲート操作台と一体構造とし、必要な水密性、屈とう性を有する構造とし、残留沈下を考慮して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。

<標 準>

函渠は、目的とする取水機能、排水機能等を満足させ、適切な位置に設けることを基本とする。

函渠の構造形式は、函体の断面構造及び継手の構造特性を考慮して決定することを基本とする。

函渠の断面、函渠長は、「6.4.1 函渠の内空断面の設定」、「6.4.2 函渠長」に示す内容により設計することを基本とする。

ゲート前面には、角落し設置のための戸溝を設けることを基本とする。

<推 奨>

1) 函渠端部の構造

函渠端部は、門柱、胸壁、遮水矢板等からの作用の影響や戸溝の設置など函渠中央部よりも設計条件が厳しくなるため、これらの状況に対して安全な構造が求められる。函渠両端には、図1-6-9に示すように函渠両端部の頂版部及び川表側端部の側壁の厚さを増して補強することが望ましい。ただし、大規模な樋門で頂版及び側壁の厚さが大きい場合(0.5m以上)には補強の必要はない。また、0.5m以下の場合には、補強後の厚さの上限を0.5mとすることが望ましい。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ことが望ましい。

函体端部を短いスパンとした場合は、予期せぬ不同沈下が生じるため、あらかじめ防止策を検討して安定を図る必要がある。

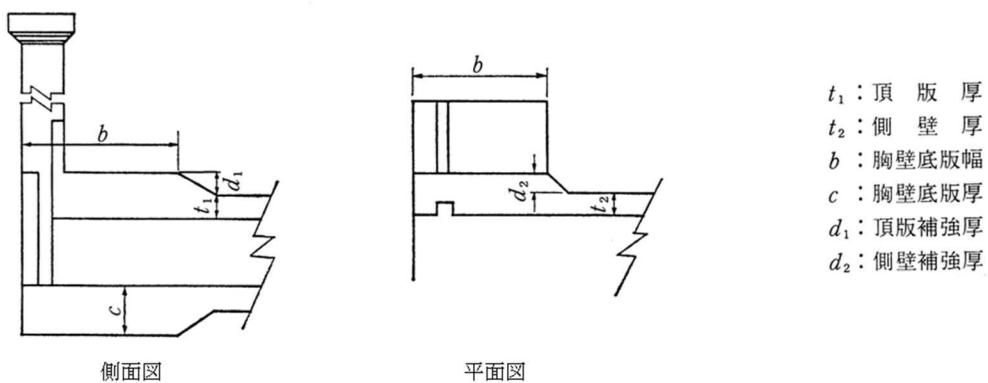


図1-6-9 川表函渠端部

2) 戸溝部の補強

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又は鉄筋補強を行うことが望ましい。

3) 水生生物等の環境の配慮

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、水生生物等の生息環境、本支川の移動等を考慮して設計することが望ましい。

② 継手

<考え方>

継手は、地盤の残留沈下量分布、堤防の横断形状、樋門の構造形式、基礎及び地盤の変形特性、基礎形式等を考慮して適切に函渠をスパン割し、設ける必要がある。

継手の構造形式は、想定される変形量に応じた函渠の開口、折れ角、目違い等を検討し、適切な形式を選定する必要がある。一般的には、継手の開口、折れ角、目違いをほとんど拘束しない可とう性継手、継手の目違いを拘束するが、開口、折れ角をほとんど拘束しないカラー継手、継手バネの大きさとスパン間の変位差に応じた断面力を伝達する弾性継手がある。

<必 須>

継手は、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、残留沈下を考慮して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。

<標 準>

継手は、地盤の沈下・変位に樋門を追随させるために設置し、函渠の適切なスパン割を検討して配置することを基本とする。

継手は、想定される変形量に応じ、適切な構造形式を選定することを基本とする。

<推奨>

1) 継手の設置間隔

継手の最大間隔は 20m 程度を推奨するが、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及び構造特性を考慮した適切な間隔とすることが望ましい。

2) 継手の設置位置

継手の位置は、土圧が大きい中央部付近ができる限り避けるようにすることが望ましい。そのため、継手は 2 個以上とすることが望ましく、スパン長や継手部の安全性に配慮して、設置位置を決定する。

③ 扉室

<考え方>

取水のための樋門で、敷高が低い場合や取付水路の延長が長く維持管理ができない場合、又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、取付水路を函渠構造とすることが多い。このような場合は、ゲートの維持管理や据え付け・取外しを支障なく実施できるよう扉室を設ける必要がある。

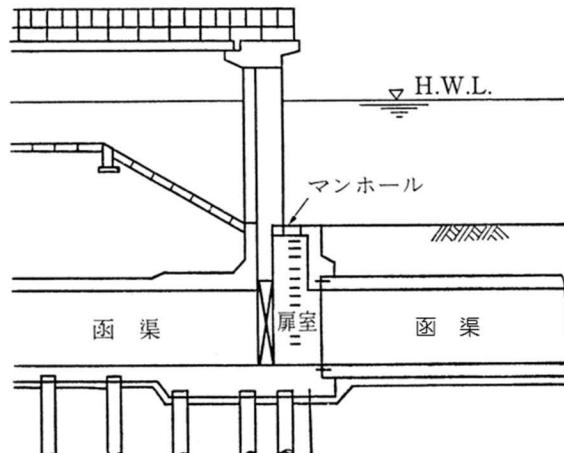


図 1-6-10 扉室

<標準>

扉室は、取付水路が函渠構造の場合に、函渠内部やゲートの維持管理を行うため、取付水路の函渠と接続部に設けることを基本とする。

<推奨>

1) マンホールの蓋の浮上り防止

扉室に設けるマンホールは、密閉された状態の空間に河川水が流入することによって圧力が発生し、マンホールの蓋が浮上がる考えられることから、マンホールの蓋の浮上がりを検討し、必要に応じ浮上がり防止のための金具を設けるなどの対策を講ずることが望ましい。

2) マンホール内の昇降施設の設置

昇降施設として維持管理のためのタラップ等を常設し、水没する場合においては、必要に応じてタラップの腐食等を考慮した構造や材質とすることが望ましい。

(3) 遮水壁

<考え方>

遮水壁は、樋門と堤体の接触面で発生する浸透流の卓越に伴うパイピングにより樋門が堤防の弱点となることを防止するため、1箇所以上設ける必要がある。

遮水壁の高さ及び幅は、函渠天端及び函渠側面からそれぞれ 1m 以上となるように設定するが、土被りが小さい樋門で遮水壁の高さを 1m とすることが不適当な場合は、適当な範囲まで縮小することができる。

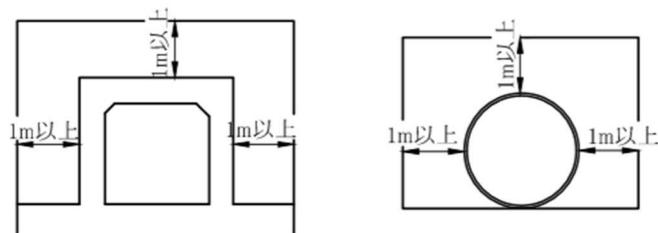


図 1-6-11 遮水壁の設置例

<必 須>

遮水壁は、函渠と一体構造で必要な水密性を有する構造とし、残留沈下を考慮して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。

<標 準>

遮水壁は、函渠の上面及び側面に沿うパイピングを防止するため、函渠に 1 箇所以上設けることを基本とする。

遮水壁の高さ及び幅は、函渠天端及び函渠側面からそれぞれ 1m 以上を基本とする。

<推奨>

堤防断面が大きく、函渠の長さが長い場合には、遮水壁を 2 個所以上設けることが望ましい。

(4) 門柱

<考え方>

門柱は、引上げ式ゲートを採用した場合において、ゲートを引上げるために設ける必要がある。フラップゲートやマイターゲート等のゲート形式の場合は門柱を必要としない。

門柱の高さは「6. 4. 3 門柱の天端高」に従い、ゲートの大きさ、引上げ余裕等を考慮し、設定する必要がある。

門柱の断面設定においては、設けるゲート及び戸当り金物の規模、設置スペースを考慮して設定する必要がある。

門柱の底部戸当り面は、函渠との段差を生じさせないように函渠底版と同一平面とする必要がある。

<必 須>

門柱は、函渠と一体構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して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。

<標 準>

門柱は、ゲート形式が引上げ式ゲートの場合に設置し、函渠の配置に合わせて設けることを基本とする。

門柱の高さは「6. 4. 3 門柱の天端高」に従って設定することを基本とする。

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に設計することを基本とする。

門柱の底部戸当り面は、函渠底版と同一平面とすることを基本とする。

<推奨>

1) 門柱の構造計算に用いる有効断面には、原則として戸当たりの箱抜き部分の二次コンクリートを考慮せず設計することが望ましい。

2) 門柱部の戸当りは、ゲートが取外せるように取外し式又は回転式とすることが望ましい(図 1-6-12 参照)。

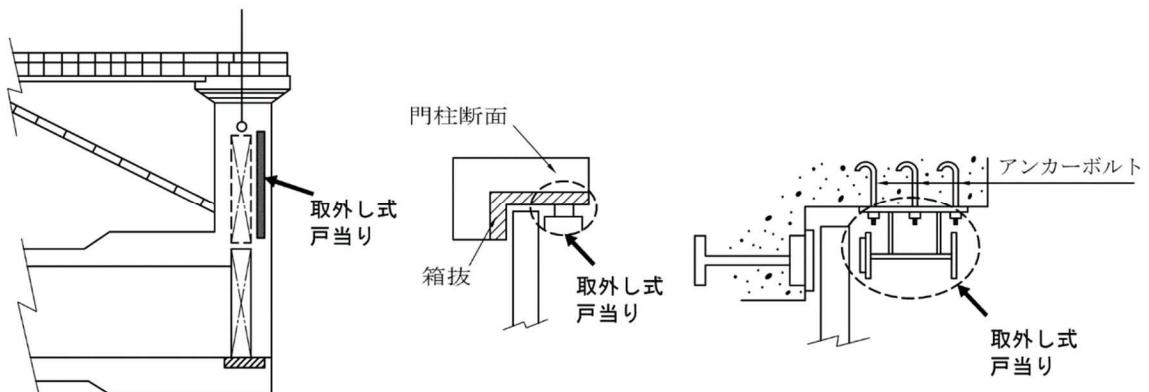


図 1-6-12 取外し式戸当りの例

2) 門柱と函渠の接続部は、応力集中が考えられるため、図 1-6-13 のように斜め補強筋、或いはその他の方法で補強することが望ましい。

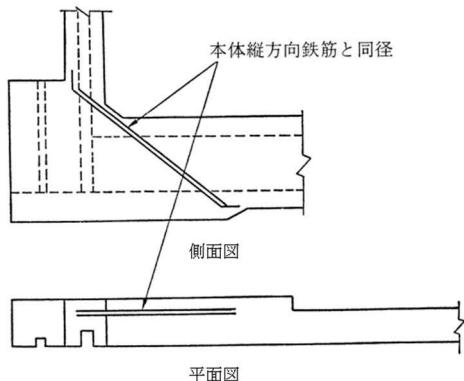


図 1-6-13 門柱と函渠接続部の配筋

(5) ゲートの操作台

<考え方>

操作台は、ゲート操作用の開閉装置及び操作盤等の機器の設置、照明等の付属施設を設けるため、引上げ式ゲートの場合は門柱の上に設ける必要がある。

操作台は、開閉装置の設置及び操作、点検並びに整備等の維持管理が容易に行える広さを有する必要がある。維持管理に必要な広さの設定は、「水門・樋門ゲート設計要領(案) 6-3-3 開閉操作室」に準拠する。

<必 須>

操作台は、門柱と一体構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して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。

<標 準>

操作台は、ゲート操作用の開閉装置、操作盤等の機器を設けるため、門柱の上に設けることを基本とする。

ゲート操作台は、操作性、維持管理に配慮した形状寸法を基本とする。

<推奨>

操作室の設置に当たっては、耐震性能を確保する観点から極力軽量な材質を適切に選定することが望ましい。

6. 6. 2 胸壁

<考え方>

胸壁は、堤防内の土粒子の移動及び吸出しを防止するとともに、翼壁が洗掘等により破損し、堤防前面が崩壊した場合においても、一時的に堤防の崩壊を防止できる構造とするため、函渠と一体構造とし、樋門の川表及び川裏に設ける必要がある。

胸壁は、函渠と一体となって堤体土の崩壊を防止する壁構造とするため、逆T形構造を基本とする。

胸壁の函軸直角方向の長さは1m程度とする必要がある。

胸壁の横方向の長さは1m程度とし、函体上面からの胸壁の高さは、堤防断面の最小限の切り込みを考慮して決定する必要がある。

<必須>

胸壁は、函渠と一体の構造で必要な水密性を有する構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して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。

<標準>

胸壁は、堤防内の土粒子の移動及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するため、樋門の川表及び川裏に設けることを基本とする。

胸壁の構造は、逆T形を基本とする。

胸壁の横方向の長さは、1m程度を基本とする。

<推奨>

函渠頂版の天端から胸壁の天端までの高さは、「6. 4. 2 函渠長」のとおり0.5m程度とし、高くても1.5m以下とすることが望ましい。

胸壁の断面形状は、図1-6-14に示すように底版幅(B)は、胸壁高(H)の1/2以上で、かかと(b2)の長さはつま先(b1)の長さ以上とすることが望ましい。

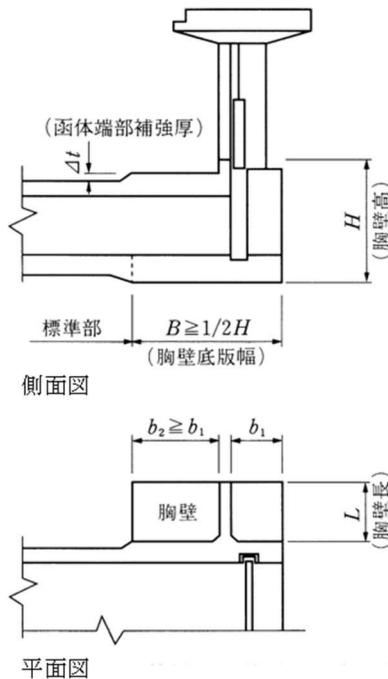


図 1-6-14 函体端部の構造（門柱部）

6. 6. 3 翼壁

<考え方>

翼壁は、函渠及び胸壁と分離した構造で、堤防や堤脚を保護し、接続する河川又は水路を円滑に通水させるため、樋門の川表及び川裏に設ける必要がある。

翼壁の構造は、安定性、経済性から図 1-6-15 に示すU形断面（A タイプ）とすることを基本とするが、水路幅が広くなると、底版が厚くなり、品質及び経済性に課題が生じる場合があるため、その場合には逆T形断面（B タイプ）を採用する。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。

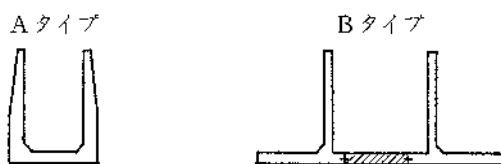


図 1-6-15 翼壁標準断面図

翼壁の端部は、接続する河川又は水路及びその周辺からの洗掘等による堤防への影響を避けるため、堤防と並行に壁を設ける必要がある。

<必 須>

翼壁は、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、残留沈下及び傾斜を考慮して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。

<標準>

翼壁は、函渠及び胸壁と分離した構造で、堤防や堤脚を保護するため、樋門の川表及び川裏に設けることを基本とする。

翼壁の構造は、U形断面を基本とし、水路幅が広い場合は逆T形断面とする。

翼壁の端部は、堤防と並行に壁を設けることを基本とする。

<推奨>

1) 平面形状

翼壁の平面形は、図1-6-16のように川表及び川裏に向かって漸拡することが望ましい。

2) 設置範囲

翼壁は、図1-6-16に示すように堤防断面以上（堤防断面の法面を延長し翼壁の底版と交差する範囲）の範囲まで設けることが望ましい。

翼壁の端部は、水路の洗掘等を考慮し、堤防に平行な取付水路の護岸の範囲又は翼壁端部の壁高に1mを加えた値のいずれか高い方の高さとすることが望ましい。

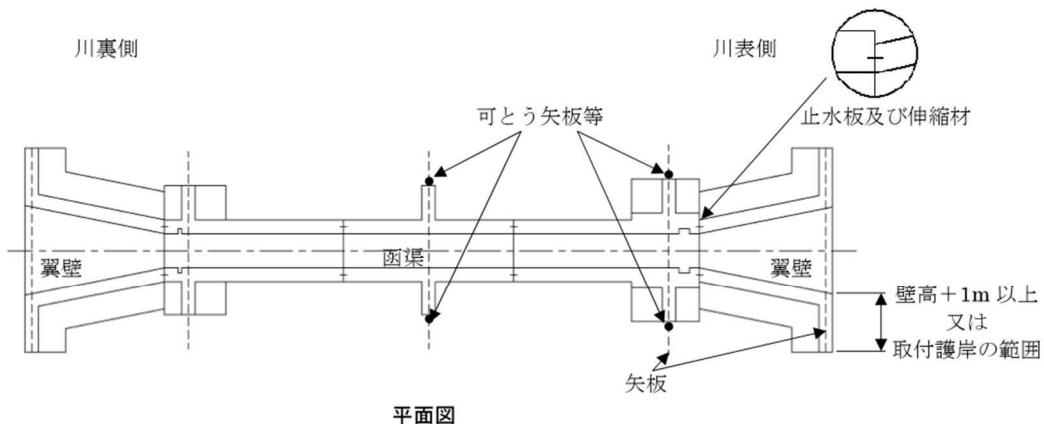


図1-6-16 翼壁の平面図及び側面図

6. 6. 4 水叩き

<考え方>

水叩きは、樋門の安全性を保ち、吐口部及び呑口部の河床と函渠部分の粗度の違い又はゲート開放時の流水等によって河床が洗掘されるのを防止するために設ける必要があり、翼壁の構造形式が「6.6.3 翼壁」の〈標準〉逆T形断面（Bタイプ）となる場合に設ける。

水叩きと翼壁との継手は、水密かつ不同沈下にも対応できる構造で、表面に大きな段差を生じさせないよう設計する必要がある。また、翼壁に設ける遮水工が水叩きによって分断さ

れないように配慮する必要がある。

水叩きは、翼壁の底版を保護する必要があるため、翼壁と同一の長さとする必要がある。

<必 須>

水叩きは、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、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。

<標 準>

水叩きは、樋門の吐口部及び呑口部の洗掘を防ぐため、必要に応じて翼壁に設けることを基本とする。

水叩きの先端は、流水による洗掘及び遮水工との接続に配慮した構造であることを基本とする。

水叩きは、翼壁と同一の長さとすることを基本とする。

6. 6. 5 遮水工

<考え方>

遮水工は、函渠及び翼壁下部の浸透流の卓越に伴う土砂流動と、翼壁前面での河床洗掘による土砂の吸出しにより、樋門が堤防の弱点となることを防止するために、翼壁や函渠に設ける必要がある。

遮水工は、鋼矢板を用いることが多く、遮水工の深さ及び水平方向の長さは、堤防断面形状、水頭差、遮水工の配置を考慮したうえで、レインの式などによる浸透経路長を検討し設定する必要がある。鋼矢板以外の材料とする場合は材料の強度、耐久性、遮水効果について検討を行う必要がある。

<必 須>

遮水工は、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、残留沈下を考慮して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。

<標 準>

遮水工は、函渠及び翼壁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、適切な位置に設けることを基本とする。

遮水工の構造、遮水工の深さ、水平方向の長さは、堤防断面形状、水頭差、浸透経路長、過去の事例などを総合的に検討のうえで決定することを基本とする。

<推奨>

1) 配置

遮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、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図 1-6-17 のように設けることが望ましい。

翼壁の U 型断面 (A タイプ)、逆 T 型断面 (B タイプ) の形式は「6. 6. 3 翼壁」による。

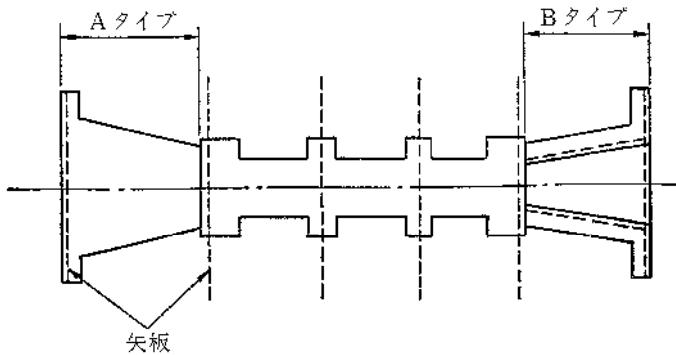


図 1-6-17 遮水工

2) 構造

遮水矢板は、本体と離脱しないように配慮し、水平方向に設ける遮水矢板は必要に応じ屈とう性を有する構造として設計することが望ましい。

3) 鋼矢板を遮水工として用いる場合の留意点

鋼矢板を遮水工として用いる場合、安全性、現場条件及び市場性を考慮したうえで、U形(普通型、広幅型等)、ハット型の経済比較を行い、適切に選定すること。

鋼矢板の設置間隔が狭く、かつ鋼矢板が長い場合、鋼矢板間に地下水が回り込まず、想定した浸透経路長が確保できない場合がある。そのため、遮水工の深さは2m程度以上、水平方向の長さは遮水壁及び胸壁から2m程度以上かつ開削法面範囲までとし、函軸方向の設置間隔の1/2以下とすることが望ましい。

<例示>

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、コンクリートのカットオフとする場合がある。

6. 6. 6 基礎

<考え方>

基礎は、函渠の構造特性及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、樋門周辺の堤防が有すべき堤防機能を損なわない構造として設計する必要がある。すなわち、函渠自体の変形がない場合に、函渠周辺の地盤が沈下すると函渠周りに空洞ができることが多いため、周辺地盤の沈下とともに函渠が追随す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量及び樋門の構造形式に応じた直接基礎とすることが一般的である。基礎は、残留沈下量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樋門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。

樋門の構造形式は、基礎地盤の残留沈下量及び基礎の特性等を考慮して選定を行い、杭(先端支持杭及び摩擦支持杭)基礎等の不同沈下により空洞化が生じやすい基礎形式を避け、柔構造樋門として設計を行う必要がある。

函渠とその周辺地盤の一体性が十分でなく、函体の直下に空洞が発生した場合、その対策として底版に設置したグラウトホールからグラウトを注入し空洞を充填することが有効である。

<必 須>

基礎は、函渠の構造特性、残留沈下量及び樋門周辺の堤防への影響を考慮し、設計荷重に対して安全な構造とするものとする。

<標 準>

基礎は、函渠及び翼壁の下に同一の基礎で設けることを基本とする。

基礎の形式及び構造は、樋門周辺の堤防との不同沈下或いは空洞化ができるだけ小さく留めるよう適切に選定することを基本とする。

函渠には、グラウトホールを設けることを基本とする。

<推 権>

1) 残留沈下量の抑制

残留沈下量は、樋門の開閉性、水密性、函体の構造特性及び堤体に悪影響を及ぼさない範囲まで抑制することが望ましい。残留沈下量が大きい場合は、地盤改良工法を併用し、スパン割、函体や継手の構造特性等に応じて残留沈下量を適切な範囲に抑制することが望ましい。

地盤の残留沈下量を抑制する地盤改良工法としては、プレロード工法を優先的に検討することが望ましい。

2) 空洞化対策

グラウトホールの設置間隔は、過去の施工実績や試験施工、資機材規格（能力）等を踏まえた施工性により、一般的に 5m 程度で設置されているが、遮水矢板の位置、グラウトの能力に応じて決定するのが望ましい。このグラウトホールを利用して、底版下地盤に空洞測定用沈下板を設けることで空洞の発生を観測することができる。

なお、グラウトの追跡調査により効果を検証することが望ましい。

<例 示>

グラウトホールの設置間隔は、軟弱地盤（「ガタ土」と呼ばれる微細な粘土及び泥炭）上において試験施工を行い決定した事例や底面については 2m 程度とした事例がある。

6. 6. 7 護床工

<愛知県基準>

<考え方>

護床工は、流速を弱め流水を整え、併せて流水による洗掘等から堤防や函渠、水叩きを保護するために翼壁前面に設ける必要がある。

護床工の構造は、水叩き下流で流水が減勢される区間では、鉄筋により連結されたブロック構造又はコンクリート構造等とし、その下流の整流となる区間では、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。そのため、屈とう性を有する構造とし、硬い構造のものから漸次軟らかい構造のもので河床にじみよくするような配慮が必要である。

根固めブロックによる護床工の例を図 1-6-18 に示す。

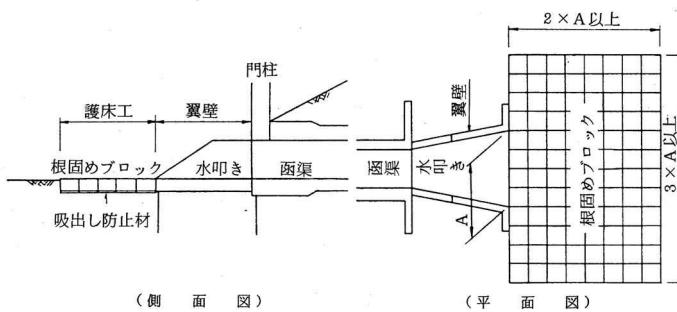


図 1-6-18 護床工（根固めブロックの例）

<必 須>

護床工は、必要な屈とう性を有する構造とし、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。

<標 準>

護床工は、樋門の吐口部及び呑口部の流水による洗掘を防ぐため、翼壁の前面に設けることを基本とする。

護床工は、水呑きと河床との洗掘を防ぐことができる長さ及び構造となるよう設計することを基本とする。

<愛知県基準>

護床工は、翼壁幅 (A) に対して、接続先の河川流下方向に $3 \times A$ 以上、河川横断方向に $2 \times A$ 以上の延長で設けることを基本とする。

6. 6. 8 護岸

<考え方>

護岸は、樋門の影響による流水の乱れ、高潮時及び風浪時の波浪、計画津波水位以下の津波及び越波に対し堤防を保護するとともに、樋門及び樋門周辺の堤防が一連区間の中で相対的な弱点とならないように護岸を設ける必要がある。

樋門が横断する河岸又は堤防に設ける護岸は、樋門の両端（胸壁又は翼壁のいずれか長い方の端部）から上流及び下流にそれぞれ 10m の地点を結ぶ区間以上、堤防天端での開削幅がカバーできる区間以上のいずれか大きい区間に設ける。既設護岸と近接する場合は、その区間を空けずに連続させる必要がある。また、管理橋下の堤防の法面は、図 1-6-19 に示す範囲に護岸を設ける必要がある。

護岸の形式及び構造は、「改訂 護岸の力学設計法」を参考に設定する必要がある。

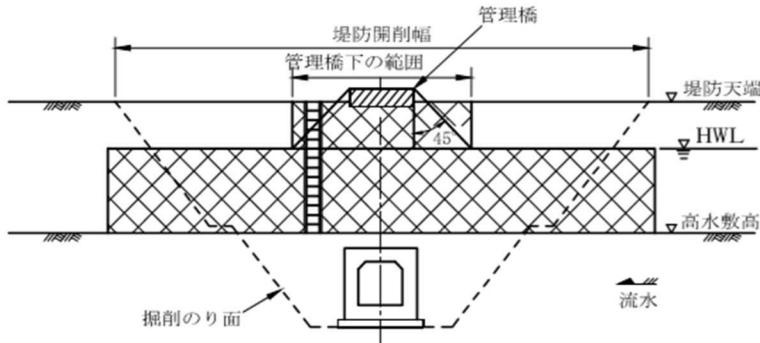


図 1-6-19 樋門の護岸の例

護岸には、多くの形式があり、使用される素材、構造の外観等はさまざまであるが、設置箇所の河道特性や周辺の護岸形式及び構造を踏まえて設計する必要がある。

<必 須>

護岸は、流水の変化に伴う河岸又は堤防の洗掘を防止する構造とし、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。

<標 準>

護岸は、流水等の作用により、堤防又は河岸を保護するため、適切な範囲に設けることを基本とする。

護岸の形式及び構造は、設置箇所の河道特性及び樋門周辺の堤防環境を考慮し、適切に設定することを基本とする。

6. 6. 9 取付水路

<考え方>

取付水路によって高水敷が上下流に分断されることにより、その一体的利用が損なわれないように、取付水路の横断や親水性等に配慮する必要がある。堤防への影響を最小限に留めるように、川表の取付水路は、翼壁前面から低水路に向かって、川裏は支川水路との取付部に、堤防法線に直角に設ける必要がある。

<必 須>

取付水路は、樋門の円滑な取水機能及び排水機能を満足するとともに、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。なお、高水敷の河川横断方向に設ける樋門の取付水路については、「工作物設置許可基準 第十」を参照する。

<標 準>

取付水路は、堤防に及ぼす影響を最小限に留めるよう、堤防法線に直角に設けることを基本とする。

<推 奨>

支川の河床又は敷高と本川の河床とに落差があるなどの状況により、内水位が本川水位よりも高くなる場合には、樋門と堤体との接触面に沿って内水が堤外に浸透することがある。この場合、長年の間に樋門と堤体との接触面付近に大きな空隙が生じ、洪水時に突然堤防決壊

を引き起こすこともある。したがって、このような場合には、内水が堤外に浸透することについても十分留意する必要があり、支川の取付護岸は必要な区間に對して遮水シートを有するコンクリート護岸等とするとともに、翼壁の接続部の水密性を保つようになることが望ましい。

6. 6. 10 高水敷保護工

<考え方>

高水敷保護工は、樋門の翼壁部分又は取付水路によって上下流に不連続となり、一般にその部分で乱流が起こり、洗掘を受けやすいので、必要な範囲に高水敷保護工を設ける必要がある。

高水敷保護工の構造は、一般には、カゴマット、連節ブロック等を用いて流水の作用による高水敷の洗掘を防止するものとし、かつ、周辺景観との調和、河川の生態系の保全等の河川環境に配慮して覆土を行う必要がある。

取付水路の保護工は、取付水路の範囲に周辺護岸や高水敷の利用を踏まえて設ける必要がある。

<必須>

高水敷保護工は、高水敷の洗掘を防止する構造とし、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。

<標準>

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するため、必要に応じて高水護岸前面に設けることを基本とする。

高水敷保護工は、河川の生態系の保全等の河川環境に配慮した構造を基本とする。

高水敷保護工は、「6. 6. 8 護岸」で示す護岸の範囲において設けることを基本とする。

6. 6. 11 付属施設

<考え方>

付属施設には、操作室、樋門操作員待機場、管理橋、管理用階段、照明設備、水位観測施設、船舶通航用の信号、繫船環、防護柵等があり、ゲート操作のための水位把握、操作員等の安全確保、維持管理に必要な施設を設ける必要がある。

<標準>

樋門には、維持管理及び操作のため、必要に応じて付属施設を設けることを基本とする。

6. 6. 12 既存施設の自動化・遠隔化

<考え方>

新設の樋門のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとしているが、既存の樋門のゲートの操作のための設備についても、樋門の目的、規模、操作員の負担軽減や安全の確保等の管理体制を踏まえ、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。

自動化は、計測した水位に応じて自動で開閉操作を行うことができるよう改造することや、ゲート自体をフラップゲート等自動開閉が可能なものとすることであり、遠方操作化、遠隔操作化は、管理所や遠隔地から操作を行うことを可能とすることである。

<標準>

既存の樋門のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することを基本とする。

6.7 樋門構造に関するその他の事項

<考え方>

1) 現況施設の能力を上回る事象に対する対応について

現況施設能力を上回る洪水の生起により計画高水位を超えるような事象が頻発しており、今後の気候変動の影響によっては、このような事象が更に増えることも考えられる。そのため施設能力を上回る外力に対し、「構造上の工夫」により減災を図ることが求められる。

2) 気候変動を踏まえた施設設計について

今後、気候変動により外力が更に増加する可能性があることにも留意する必要がある。そのため、外力の増加への対応として、大規模な改良とならないよう補強しやすい構造とする又は、あらかじめ対策を施すなどの設計が求められる。

3) ICT や BIM/CIM の利用

i-Construction 推進の一環として、ICT による建設生産プロセスのシームレス化が取り組まれている。UAV 写真測量やレーザースキャナー計測などで得られる 3 次元点群データを活用することで、現況地形や既設物の構造を様々な角度・断面から把握することができる。新設・改修する施設の 3 次元モデルを作成し活用することにより、構造に関して関係者の理解と合意形成が促進される。このため、計画段階など事業の早期段階をはじめ、施工段階、施工後の点検・補修・修繕の段階において BIM/CIM を積極的に活用し、樋門本体及び樋門周辺の堤防を適切に維持管理していくことが求められる。

<愛知県基準>

6.8 排水樋門・樋管の敷高について

樋門・樋管の敷高は、原則として、計画河床に整合させるものとする。ただし、河川及び地形の状況等を考慮して、特別の事情によりやむを得ないと認められる場合においてはこの限りではない。

(1) 一般的にいって、本川河床は、低下傾向にあることから、樋門・樋管の敷高が高いと排水効果が阻害され、また堤体の安定上、樋門・樋管の敷高は、極力下げておくのがよい。

(2) 本文ただし書きにおいて、「河川及び地形の状況を考慮して」とは、本川計画水位より、堤内地盤高が高いとき（堀込河道）等をいうものである。

また、「特別の事情によりやむを得ないと認められる場合」とは、

a) 水路敷高が高く計画河床に整合させると構造が大規模になり、維持管理が困難になる場合。

b) 現況と計画河床との高低差が大きく、計画河床に整合させると排水が著しく阻害される場合。

c) 小規模なもの（ $\phi 300\sim 1000$ ）を設置する場合を示すものである。

(3) 当面、改修予定のない河川であっても、樋門・樋管は河川の将来計画に合わせて設置することが望ましい。しかし、機能確保上問題であったり、著しい先行投資になる場合については、「現況に即して」運用してもよいとする。ただし、この場合将来計画に対応できる構造にしておくものとする。

出典：「排水樋門・樋管の敷高について（通知）」（昭和 60 年 11 月、愛知県土木部河川課）

第7節 水門

7.1 総説

7.1.1 適用範囲

<考え方>

本節は、水門を新設或いは改築する場合の設計に適用する。ただし、既設の水門の安全性能の照査にも構造形式や現地の状況等に応じ必要かつ適切な補正を行ったうえで準用することができる。

水門と堰との区別は、堤防の機能を有しているかどうかで定まる。河口付近に河川を横断して設ける高潮の遡上を防止するための施設は、河口堰と外見はほとんど変わらなくても、水門（防潮水門）である。また、放水路等の分派点に設ける分流施設には、堰と称すべきものと水門と称すべきものがある。計画高水流量が流下するときにゲートを全閉する施設は水門、計画高水流量が流下するときに分流する施設は堰であり、水門と堰では河川管理施設等構造令の適用が異なる。

また、当該施設の横断する河川又は水路が合流する河川（本川）の堤防を分断して設けるものは水門、堤体内に函渠を設けるものは樋門であり、水門と樋門とでは河川管理施設等構造令の適用が異なる。施設の設置に当たっては、用途、施設規模、施工性、経済性等を考慮して水門と比較検討のうえ施設形式を決定する。通常、支川がセミバック堤（半背水堤）の場合は水門を採用し、自己流堤の場合は樋門を採用することが多い。

<標準>

本節は、水門を新設或いは改築する場合の設計に適用する。

7.1.2 用語の定義

<考え方>

水門は、本体と胸壁、翼壁、水叩き、遮水工、基礎及び操作室、管理橋等の付属施設の構造各部位によって構成される。このうち、本体は、ゲート、床版、堰柱、門柱、ゲートの操作台で構成される。そのほか、水門の設置に伴い、一体で整備するものとして、護床工、護岸、高水敷保護工がある。

水門のゲートが引上式の場合の各部位の名称は、図 1-7-1 による。

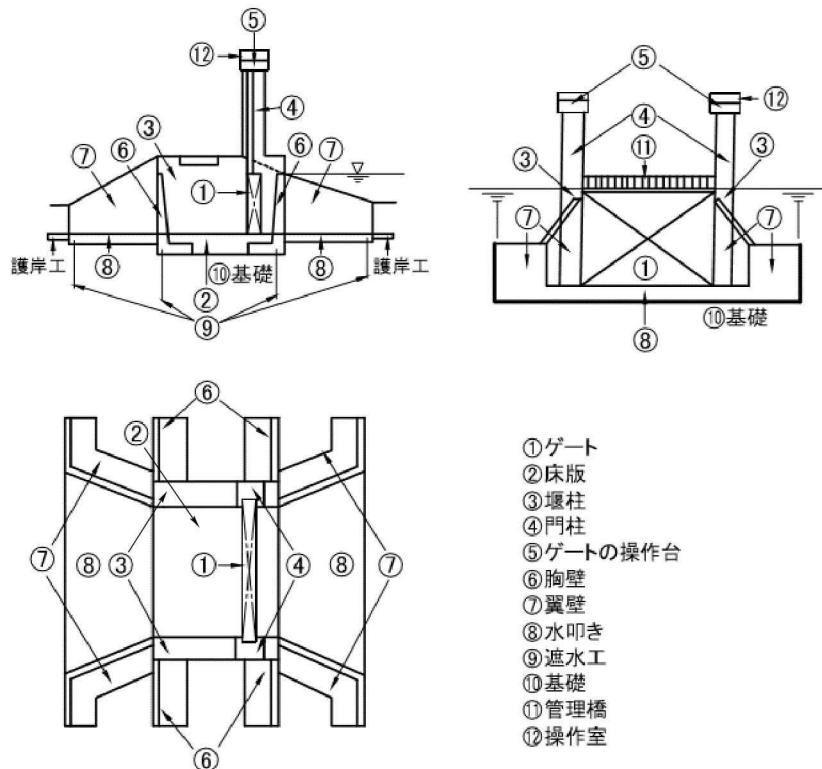


図 1-7-1 水門の各部位の名称（ゲートが引上式ゲートの場合）

<標準>

次の各号に掲げる用語の定義は、それぞれ以下に示す。

- 一. 径間長：隣り合う堰柱の中心間距離
- 二. カーテンウォール：ゲートと一体となって堤防の機能を発揮する止水壁
- 三. 水門周辺の堤防：水門の周辺の堤防で、水門本体との取り付けに伴う開削や杭基礎等の施工の影響を受ける範囲

7.2 機能

<考え方>

水門は、堤防機能及び設置目的を達成するために必要な機能を有することが求められる。

<必須>

水門は、ゲートを全閉することにより、堤防機能を有するよう設計するとともに、ゲート全閉時以外において、当該施設の設置目的に応じて、取水機能、排水機能、舟を支障なく通行させる機能を有するよう設計するものとする。

7.3 設計の基本

<考え方>

設計に当たっては、以下の事項について検討し、設計に反映することが求められる。

1) 基本方針

水門の設計に当たっては、水門が河川（本川）の堤防を分断して設ける施設であること及び「9.2 機能」に示す事項を踏まえ、水門の安全性のみならず、水門周辺の堤防の安全性の確保も重要である。このため、水門の設置に当たっては、水門周辺の堤防が一連区間の中で相対的な弱点とならないよう、水門の構造及び施工についても十分考慮する必要がある。

また、周辺の河川環境との調和を図り、環境保全に配慮するとともに、地域の水環境及び景観が損なわれないように配慮する必要がある。

2) 水門の位置

水門の位置は、「計画編 第3-1章 河道並びに河川構造物 第5節 堤、水門、樋門 5.1 設置の基本」を踏まえ、堤内地の地形、地盤高、水路系統、水路敷高及び洪水時の本川の特性等を調査し、本川の湾曲部、水衝部、河床の不安定な箇所、既設の水門に近接した箇所、基礎地盤が軟弱な箇所、堤防又は基礎地盤に漏水履歴がある箇所を避けて計画するとともに、排出水の水質等により他の利水施設及び周辺環境に支障を及ぼさない地点とする必要がある。

3) 水門の敷高

水門の敷高は、排水を目的とするものにあっては、接続する河川の河床高又は水路の敷高を考慮し、取水を目的とするものにあっては、それぞれの取水目的に応じて定めるが、本川の将来の河床変動についても配慮する必要がある。また、舟の通行を目的とするものにあっては、舟の通行に支障を及ぼさない敷高とする必要がある。

4) 構造形式

水門においては、地震時に堤体との接触面である程度の空隙が生じることは避けられない。また、水門と堤体では重量差があり、地盤に伝わる荷重が異なるため、水門の沈下と堤防の沈下とは一般に差異があるが、このことによっても水門と堤体との接触面には空隙が生じることがある。水門と堤体との接触面に空隙が生じると、それが原因となって、漏水や堤体を構成する土粒子の移動が起こりやすく、これらの作用が繰り返され、空隙が拡大・進展し、連続した大きな空洞が形成される。これらの現象は、水門の基礎が杭基礎である場合や、水門に接続する堤防並びに基礎地盤の土質条件が軟弱な場合に特に顕著である。このため、水門の構造形式は、堤防の一連区間の中で相対的な弱点とならない構造として設計を行う必要がある。

5) ゲート設備

ゲート設備の設計に当たっては、ゲートは、確実に開閉し、かつ、必要な水密性及び耐久性を有する構造が求められ、開閉装置は、ゲートの開閉を確実にできる構造が求められる。また、常用電源が喪失した場合に備え、予備動力や急降下閉鎖装置等を設けるなど、必要最小限の機能を維持できることが求められる。なお、想定外の外力が働いた場合においても、必要なゲート操作は可能となるように配慮することが望ましい。

6) 安全、確実・円滑な施工

水門の施工では、掘削中のボイリングや重機の転倒など、安全を脅かす状況が発生する可能性がある。このため、設計においても、安全で確実・円滑な施工が可能となるような配慮が求められ、施工上の制約から構造が決まることもある。

7) 機能を長期的に容易に維持できる構造

長期的に機能を低下させる要因としては、圧密による地盤変位の進行、河床変動や土砂堆積があり、これらに配慮する必要がある。

8) 維持管理に配慮した構造

水門の点検、修繕、更新等の作業を容易に行うため、維持管理に配慮する必要がある。

＜必 須＞

設計に当たっては、以下の事項を反映するものとする。

- 1) 水門は、計画高水位（高潮区間にあっては、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。
- 2) 水門は、計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げることなく、周辺の河岸及び河川管理施設の構造に著しい支障を及ぼさず、並びに水門に接続する河床及び高水敷等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。

- 3) 水門は、水門周辺との空洞化をできるだけ小さく留める構造となるよう設計するものとする。
- 4) 水門は、常用電源が喪失した場合においても必要最小限な開閉操作をできるよう設計するものとする。

<標 準>

- 1) 設計に当たっては、水門に求められる機能を満足するように水門の位置、構造形式を設定するとともに、設計の対象とする状況と作用に応じた安全性能を設定し、照査によりこれを満足することを確認する。
- 2) 環境及び景観との調和、構造物の耐久性、維持管理の容易性、施工性、事業実施による地域への影響、経済性及び公衆の利用等を総合的に考慮することを基本とする。
- 3) 水門は、水門に求められる機能を満足するために、土砂が堆積しにくい構造となるよう設計するとともに、維持管理上、堆積土砂等の排除に支障のない構造となるよう設計するものとする。

<推奨>

- 1) 事前の地盤調査は、土層構成、土質、地下水の状況などを把握し、設計に必要な地盤性状及び土層の特性等の条件を設定するため、ボーリング調査・現位置試験及び室内土質試験の組合せで実施することが望ましい。なお、事前の地盤調査結果より軟弱地盤や透水性地盤が想定される場合には、各々の課題に対応した原位置試験等の調査・試験を実施したうえで設計に反映するよう努める。
- 2) 水門が横断する河川の河床又は水路の敷高と本川の河床とに落差があるなどの状況により、内水位が本川水位より高くなる場合には、水門と堤体との接触面に沿って内水が堤外に浸透することがある。この場合、長年の間に水門と堤体との接触面付近に大きな空隙が生じ、洪水時に突然堤防決壊を引き起こすこともある。したがって、このような場合には、内水が堤外に浸透することについても十分留意する必要があり、堤内側の河川又は水路の取付護岸は必要な区間に遮水シートを有するコンクリート護岸等とともに、翼壁の接続部の水密性を保つようにすることが望ましい。
- 3) 排水のための水門を設ける場合で、水門から合流する河川（本川）までの間で段差等が生じており、魚類等の移動のため必要があるときは、当該河川及びその接続する水路の状況等（必要な場合には関係者の意見を含む）を踏まえ、段差等の緩傾斜化、水深の確保等に配慮した構造とすることが望ましい。

<例 示>

水門の景観設計に当たっては、以下のような事例がある。

- ・高さの統一性（堤防高と水門高の一一致）により周囲との一体感のある景観を形成し、堰柱の高さと径間長のバランスがよく水門として機能美と風格を感じさせ、重量感あふれるデザインで治水構造物として堅固なイメージを醸し出し、コンクリート固有の造形美を有している事例として、荒川の岩淵水門がある。
- ・施設の老朽化に伴う改築事業において、旧施設の老朽化の状況、土木史的な価値等について調査し、脇谷水門・鶴波水門、締切堤及び水路の複数の施設からなる空間全体をシステムとして捉え、歴史的土木施設の保存と共に新施設のデザインを行った事例として、旧北上川分流施設群の改築がある。

7.4 基本的な構造

7.4.1 水門の断面幅及び径間長の設定

(1) 水門の断面幅

<考え方>

水門の断面幅は、支川の計画高水流量及び流下断面内の流速が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適切なものとする必要がある。

排水を目的とする水門にあっては、支川の計画高水流量に十分対応した断面幅とし、全開時の支川の流下能力が確保できていること及びゲート操作に支障を及ぼす土砂堆積が生じない敷高とする必要がある。また、取水を目的とする水門にあっては、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幅とする必要がある。舟の通行が見込まれる水門にあっては、舟の通行に支障を及ぼさない断面幅とする必要がある。

また、土砂吐及び舟通しについては、それらの機能確保のため、流下断面内に設けざるを得ない場合も多いが、それらを現状又は計画の流下断面内に設けることは、水門上流部における洪水時の水位上昇、下流部における局所洗掘等を招き、洪水による被害（内水を含む）の危険性を増大させるおそれがある。したがって、土砂吐及び舟通しは、現状又は計画の流下断面内には設けてはならない。

<必須>

水門の断面幅は、計画高水流量（取水の用に供する水門にあっては計画取水量、舟の通行の用に供する水門にあっては計画高水流量及び通行すべき舟の規模）を計画高水位以下で流下させること、維持管理を勘案して設定するものとする。なお、河川（「準用河川」を含む）以外の水路が河川に合流する箇所において当該水路を横断して設ける水門について準用するものとする。

<標準>

水門の断面幅は、次により設定することを基本とする。

- 1) 水門のうち流水を流下させるためのゲート及び門柱以外の部分は、流下断面（計画横断形が定められている場合には、当該計画横断形に係わる流下断面を含む）内に設けてはならない。ただし、山間狭窄部であることその他河川の状況、地形の状況等により治水上の支障がないと認められるとき、及び河床の状況により流下断面内に設けることがやむを得ないと認められる場合において、治水上の機能の確保のため適切と認められる措置を講ずるときはこの限りでない。
- 2) 取水を目的とする水門の断面幅は、取水計画上問題とならない範囲において、対象水位時の計画取水量を確保できるように定める。

<推奨>

支川において、本川の背水の影響を軽減する目的で設ける水門の設置地点の断面幅は、次により設定することを基本とする。

- 1) 水門を設置したときの支川の計画高水位以下の流下断面積が、水門を設置しないときの支川の計画高水位以下の流下断面積に比べ 1.3 倍以内の場合には、堤防の両端部に位置する堰柱の内側を支川の計画高水位と堤防の交点の位置とする。
- 2) 上記の場合において、流下断面積の比率が 1.3 倍以上となる場合は、1.3 倍となるまで水門の総幅員（純径間と中央堰柱の堰柱幅の総和）を縮小することができる。

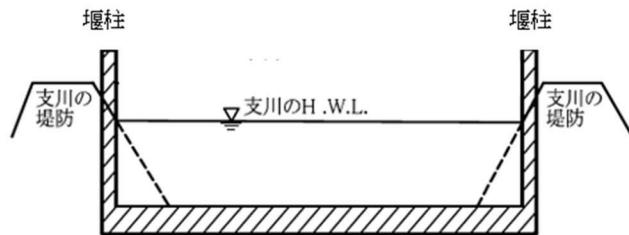


図 1-7-2 水門の断面説明図（流下断面が 1.3 倍以内の場合）

(2) 水門の径間長

<考え方>

水門の径間長は、河積の阻害を小さくするため、できるだけ大きくとり、堰柱の数を減ずることが重要である。また、堰柱によって流木等流下物の閉塞が生じ、それが原因で災害が発生することがないよう、できるだけ大きい径間長とする必要がある。

<必 須>

水門の径間長は、水門が横断する河川又は水路を洪水時に流下する流木等流下物による閉塞を防止するため、「河川管理施設等構造令第 49 条及び第 37 条から第 39 条」、「施行規則第 23 条」、「河川管理施設等構造令施行規則第 17 条及び第 19 条」に基づき適切な値を設定し、これを有するものとする。

7.4.2 ゲート開閉時の高さの設定

(1) ゲートの天端高

<考え方>

ゲートの天端高は、水門の有する堤防機能を確保するため、水門に接続する堤防との高さの連続性を確保できるよう設定する必要がある。

ゲート閉鎖時における上端の高さを接続する堤防の高さとした際に、ゲート製作費、開閉機等の費用が相当大きくなる場合は、これを避けることを目的にカーテンウォールを設ける場合がある。カーテンウォールは、洪水時又は高潮時にゲートと一体となって堤防の機能を有することが求められる。

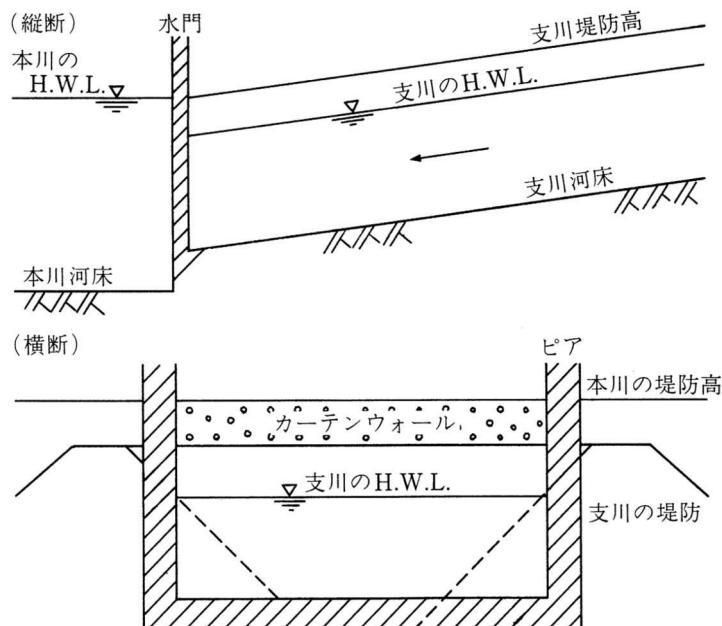


図 1-7-3 水門の断面説明図

<必須>

水門のゲートの閉鎖時における上端の高さ又は水門のカーテンウォールの上端の高さは、水門に接続する堤防（現状又は計画堤防高のいずれか高い方の堤防）の高さを下回らないものとするものとする。

ただし、高潮区間において水門の背後地の状況その他の特別の事情により治水上支障がないと認められるときは、水門の構造、波高等を考慮して、計画高潮位以上の適切な高さとすることができる。

(2) 引上げ完了時のゲート下端高

<考え方>

水門は、引上げ式ゲートの最大引上げ時において河川の所定の流下能力を確保することが求められる。そのため、ゲート下端高は、計画高水位との間に洪水時における流木等流下物の浮上高等を考慮して、しかるべき空間が確保できるよう設定する必要があり、一般的には、現状又は計画堤防高のいずれか高い方に合わせる。

<必須>

引上げ完了時のゲート下端高は、「河川管理施設等構造令」及び「河川管理施設等構造令施

行規則」に基づき定めるものとする。

- 1) 水門の引上げ式ゲートの最大引上げ時における下端の高さ及び水門のカーテンウォールの下端の高さは、水門が横断する河川又は水路の計画高水位に余裕高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両岸の堤防（現状又は計画堤防高のいずれか高い方の堤防）の表法肩を結ぶ線の高さを下回らないものとするものとする。ただし、治水上の支障がないと認められるときは、次に掲げる高さのうちいずれか高い方の高さ以上とすることができるものとする。
 - 一 当該河川に背水が生じないとした場合に定めるべき計画高水位に、計画高水流量に応じ、「河川施設等構造令構造令第 20 条第 1 項」の表の下欄に掲げる値を加えた高さ
 - 二 計画高水位（高潮区間にあっては、計画高潮位）
- 2) 地盤沈下のおそれがある地域に設ける水門の引上げ式ゲートの最大引上げ時における下端の高さ及び水門のカーテンウォールの下端の高さは、前項の規定によるほか、予測される地盤沈下及び河川の状況を勘案して必要と認められる高さを下回らないものとする。

<推奨>

水門のゲートの引上げ完了時のゲート下端高及びカーテンウォールの下端高の決定に当たっては、舟の通行がある場合は、舟の通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することが望ましい。

7. 4. 3 門柱の天端高

<考え方>

門柱は、主に引上げ式ゲートの開閉を行うために設け、ゲートの開閉が容易な構造とする必要がある。また、門柱の天端高は、ゲート引上げ時のゲート下端高が取水、排水、舟の通行に支障を及ぼさない高さを確保するとともに、ゲートの維持管理・更新のための戸溝からの取外し等に必要な高さを確保する必要がある。

<標準>

門柱は、流水の阻害にならぬよう計画高水位（高潮区間にあっては、計画高潮位）が計画堤防法面に交わる点よりも天端側に設けることを基本とする。

門柱の天端高は、ゲートの全開時のゲート上端部にゲートの管理に必要な高さを加えた高さを確保し、管理橋の桁下高が計画堤防高以上となるよう設計することを基本とする。

<推奨>

ゲートの管理に必要な高さとしては、引上げ余裕高(1m程度)のほか滑車等の付属品の高さを考慮することが望ましい。

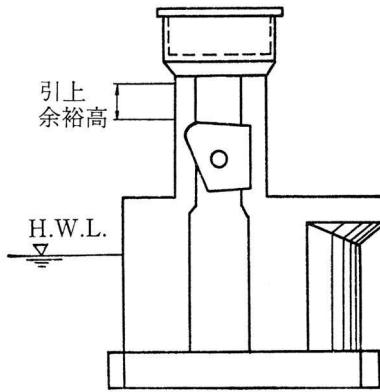


図 1-7-4 門柱

<例 示>

津波が想定される水門の場合、段波波高水位を考慮して門柱の高さ（操作台上面高）を決定する場合がある。

7. 4. 4 材質と構造

<考え方>

使用材料は、設置目的に応じて要求される強度、施工性、耐久性、環境適合性等の性能を満足するための品質を有し、その性状が明らかなものでなければならない。このため、JIS 等の公的な品質規格に適合し、その適用範囲が明らかな用途に対して使用することが望ましい。公的な品質規格がない材料の場合には、材料特性が水門に及ぼす影響を試験等によって確認するとともに、品質についても JIS 等の規格と同等であることを確認する必要がある。

(1) 使用材料

<標準>

設置目的に応じて要求される強度、施工性、耐久性、環境適合性等の性能を満足するための品質を有し、その性状が明らかにされている材料を使用することを基本とする。

<推奨>

鉄筋コンクリート構造物（プレキャスト製品を除く）に用いるコンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 、鉄筋の材質 SD345 を推奨する。

(2) 主な構造

<考え方>

水門を構成する主な構造としては、床版、堰柱、門柱、胸壁、ゲートの操作台、カーテンウォールがあり、これらは、鉄筋コンクリート構造又はこれに準ずる構造とし、必要な安全性を確保する必要がある。また、水門の安全性を確保するため、床版、堰柱、門柱、胸壁、翼壁、水叩き、遮水工は、部材の安全性の確保と継手部の水密性の確保によって、全体として必要な水密性を有する構造となるよう設計する必要がある。ここで、必要な水密性を有するとは、部材の損傷や劣化、継ぎの開き等により水門周辺の堤防の土砂が吸い出されることのない状態を確保する意味であり、部材によっては多少の漏水が生じる状態は許容される。

<必須>

床版、堰柱、門柱、胸壁、ゲートの操作台、カーテンウォールは、鉄筋コンクリート構造又はこれに準ずる構造とする。床版、堰柱、門柱、胸壁、翼壁、水叩き、遮水工は、部材の安全性と継手部の水密性の確保によって、全体として必要な水密性を有する構造となるよう設計するものとする。

ゲートは、鋼構造又はこれに準ずる構造とし、ゲートは確実に開閉し、かつ、必要な水密性を有する構造となるよう設計するものとする。

ゲートの開閉装置は、ゲートの開閉を確実に行うことができる構造となるよう設計するものとする。

<推奨>

水門の構造形式は、一般に次に示すものが用いられている（図1-7-5 参照）。

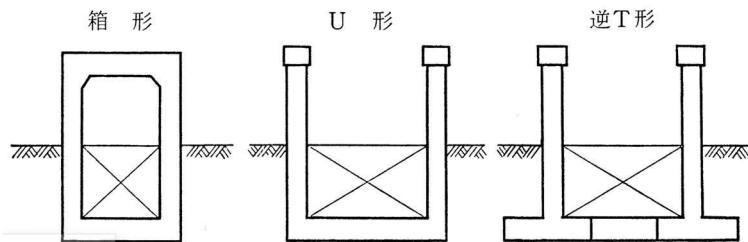


図1-7-5 水門の本体の形式

水門の構造形式は、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、構造形式の選定に当たっては、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ことが望ましい。

また、カーテンウォールは、洪水時又は高潮時にゲートと一緒に堤防の機能を有するものであり、カーテンウォールとゲートの間の水密性が確保できる構造となるように設計するのが望ましい。

<例示>

本川の背水を軽減する目的で設ける支川の水門において、支川の計画高水位が本川の計画高水位（高潮区間にあっては、計画高潮位）と比較して相当低い場合等で舟の通行に影響がない場合等においては、カーテンウォールを採用している事例がある。

ゲートの鋼構造に準ずる構造には、ステンレス製ゲート、アルミ製ゲート等の事例がある。

(3) 設計用定数

<標準>

設計に用いる各種定数は、適切な安全性が確保できるよう、使用する材料の力学特性を考慮し、必要に応じて調査・試験を実施したうえで、設定することを基本する。

① ヤング率

<標準>

設計に用いるヤング率は、使用する材料の特性や品質を考慮したうえで適切に設定することを基本とする。

② 地盤に係る定数

<標 準>

ボーリング調査、サウンディング調査、現位置試験、室内土質試験を組合せた地盤調査（既往調査含む）や周辺の工事履歴、試験施工等に基づき総合的に判断し、施工条件等も十分に考慮したうえで、地盤に係る定数を設定することを基本とする。

<推 奨>

1) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力として、以下の値を用いることができる。

表 1-7-1 摩擦角と付着力

条件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 C_B
土とコンクリート	$\phi_B = 2/3 \phi$	$C_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$C_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$C_B = C$

ただし、 ϕ ：支持地盤のせん断抵抗角（度）、C：支持地盤の粘着力（kN/m²）

2) 地盤の許容鉛直支持力

地盤の許容鉛直支持力は、荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力に対して、表 1-7-2 に示す安全率を確保していることが望ましい。

表 1-7-2 安全率

常時	地震時	施工時
3	2	2

荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した地盤の極限支持力は、次式により求めることができる。平板載荷試験により求める場合には、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 C, せん断抵抗角 ϕ を用いて以下の式に従って算出することが望ましい。

$$Q_u = A' \left\{ \alpha \cdot k \cdot c \cdot N_c + k \cdot q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \right\}$$

ここに、

Q_u ：荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力（kN）

c ：地盤の粘着力（kN/m²）

q ：載荷重（kN/m²） $q = \gamma_2 D_f$

A' ：有効載荷面積（m²）

γ_1, γ_2 ：支持地盤および根入れ地盤の単位体積重量（kN/m³）

ただし、地下水位以下では、水中単位体積重量を用いる。

B_e ：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅（m）

$$B_e = B - 2e_B$$

B ：基礎幅（m）

e_B ：荷重の偏心量（m）

D_f ：基礎の有効根入れ深さ（m）

α, β ：基礎の形状係数

k ：根入れ効果に対する割増係数

N_c, N_q, N_r ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数

(4) 鉄筋コンクリート部材の最小寸法

<標準>

鉄筋コンクリートの部材の最小寸法は、耐久性、強度を有するために必要なかぶり及び施工性に配慮し設定することを基本とする。

<例示>

鉄筋コンクリートの部材の最小寸法は、施工性を重視し主鉄筋を内側に配置するため、0.4mが用いられる場合が多い。

7.4.5 水門周辺の堤防

<考え方>

水門周辺の堤防には、水門の施工による埋戻し部分も含まれる。その影響範囲は、対象とする事象によっても異なるが、堤防縦断方向に堤防高さの2~3倍以上に及ぶ。「7.5 安全性能の照査等」に当たっては、水門周辺の堤防が一連区間の中の弱点でないことが前提となっており、必要に応じて「第2節 堤防」に準じて安全性の照査を行い、前後区間と比較して相対的に安全性が低下しないように強化対策を行う必要がある。

<必須>

水門周辺の堤防が一連区間と比較して相対的に弱点とならないように設計するものとする。

<標準>

水門周辺の堤防に用いる土質材料は、堤防に適したものを選定し、十分に締固めを行うものとする。また、水門周辺の堤防の断面形状は、水門本体による止むを得ない切り込みを除き、隣接する堤防の大きさ（堤防高、天端幅、堤体幅）及び計画堤防の大きさを上回る大きさとすることを基本とする。

必要に応じて「第2節 堤防」に準じて堤防の安全性照査を行い、一連区間と比較して相対的に安全性が低下しないよう必要に応じて強化対策を行う。

7.5 安全性能の照査等

7.5.1 設計の対象とする状況と作用

<考え方>

水門の設計に当たっては、常時、洪水時、地震時、高潮時及び風浪時の安全性能を確保することが求められる。全ての水門について、常時、洪水時及び地震時、さらに高潮堤に設けられる水門は高潮時、湖岸堤に設けられる水門は風浪時についても照査する必要がある。

照査にあたっては、広域地盤沈下量、基礎地盤の特性、維持管理に必要となる前提条件を設定する必要がある。なお、前提条件は、土質地質調査等に基づき設定する必要がある。

設計の対象とする作用については、本体やゲート等の自重、計画高水位（高潮区間にあっては、計画高潮位）以下の水圧、地震動として河川構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動、及び対象地点において現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動、土圧、風の影響等の他、地震時には必要に応じて津波による波圧、高潮時には波浪並びに風浪時には風浪による影響等が考えられ、設計の対象とする水門の状況に応じて適切に組合せて設定する必要がある。

なお、必要に応じて施工時についても安全性能の照査を行う。

<標準>

安全性能の照査に当たっては、設計の対象とする状況と作用を次の表のように設定し、これを踏まえて照査事項を設定することを基本とする。常時、洪水時及び地震時については全ての水門において設定し、これに加えて、高潮区間の水門の場合には高潮時、湖岸堤に設ける水門の場合には風浪時について設定することを基本とする。

取水や舟の通行等治水以外の設置目的を有する場合には当該設置目的に応じた常時の作用を適切に設定することを基本とする。

水門の状況	作用
常時	自重（死荷重）、活荷重、土圧、水圧、泥圧、揚圧力、風荷重、温度変化の影響、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響、負の周辺摩擦力の影響、雪荷重、プレストレス力等
洪水時	自重（死荷重）、活荷重、土圧、泥圧、水圧※、揚圧力、風荷重、温度変化の影響、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響、負の周辺摩擦力の影響、雪荷重、プレストレス力等 ※計画高水位、高潮区間にあっては計画高潮位
高潮時	高潮位における波浪による波圧
風浪時	風浪による波圧
地震時	自重（死荷重）、地震動、活荷重、水圧、揚圧力、温度変化の影響、負の周辺摩擦力の影響、地震の影響※、雪荷重、プレストレス力等 ※地震時土圧、地震時動水圧、液状化の影響
その他	津波による波圧 副振動、セイシュによる影響 施工時荷重 流木の衝突 舟の衝突

<推奨>

水門の設計に当たっては、次の作用を考慮するのが望ましい。

1) 自重（死荷重）

自重（死荷重）は、適切な単位体積重量を用いて算出する。

材料の単位体積重量は、表1-7-3、表1-7-4の値を参考に定めるものとする。

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ことが望ましい。コンクリートについても、できるだけ試験データによることが望ましい。

表1-7-3 土の湿潤単位体積重量(kN/m³)

地盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛土	砂及び砂礫	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から 9 を差し引いた値としてよい。

地下水位は施工後における水位の平均値を考える。

表 1-7-4 材料の単位体積重量 (kN/m³)

材料	単位体積重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0
鋳鉄	71.0
アルミニウム	27.5
鉄筋コンクリート	24.5
プレストレスを導入するコンクリート (設計基準強度 60N/mm ² 以下)	24.5
プレストレスを導入するコンクリート (設計基準強度 60N/mm ² を超え 80N/mm ² まで)	25.0
コンクリート	23.0
セメントモルタル	21.0
木材	8.0
歴青材 (防水用)	11.0
アスファルト舗装	22.5

2) 活荷重

活荷重は、自動車荷重及び群衆荷重とする。

自動車荷重は必要に応じ、大型の自動車の交通状況に応じて TL-25 荷重を考慮する。

群衆荷重は、管理橋及び操作台等に 3.5kN/m² の等分布荷重を考慮する。

3) 土圧

① 胸壁・翼壁に作用する土圧

胸壁・翼壁に作用する土圧は、原則として表 1-7-5 の区分に従って適用する。

表 1-7-5 土圧の区分

種 別	常 時	地震時
胸壁	静止土圧	地震時主働土圧
翼壁	U形タイプ	地震時静止土圧
	逆T形タイプ	地震時主働土圧

a) 静止土圧

胸壁・翼壁に作用する静止土圧は、次式による。

$$P_{ha} = K_o (\gamma \cdot h + q_o)$$

ここに

P_{ha} : 任意の深さの水平土圧強度 (kN/m²)

K_o : 静止土圧係数(通常は $K_o=0.5$ と考えてよい)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_o : 上載荷重 (kN/m²)

b) 主働土圧

主働土圧は、次式による。

$$P_a = K_A (\gamma \cdot h + q_0)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$\cot(\xi A - \alpha) = -\tan(\phi + \delta + \theta - \alpha) \\ + \sec(\phi + \delta + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha)}}$$

ここに

P_a : 任意の深さの主働土圧強度 (kN/m²)

K_A : 主働土圧係数

ξ_A : 主働崩壊角(度)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 任意の深さ (m)

q_0 : 上載荷量 (kN/m²)

α : 地表面と水平面のなす角(度)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角(度)

ϕ : 土の内部摩擦角(度)

δ : 土圧作用面の種別に応じた壁面摩擦角(度)

土と土の場合 : $\delta = \phi$

土とコンクリートの場合 : $\delta = \phi / 3$

ただし、 $\phi - \alpha < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha) = 0$ とする。

上載荷量 q_0 は必要に応じて考慮する。

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

c) 地震時主働土圧

胸壁・翼壁に作用する地震時主働土圧は、次式による。

$$p_{Ea} = K_{EA} (\gamma \cdot h + q'_0)$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = -\tan(\phi + \delta + \theta - \alpha) + \sec(\phi + \delta + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta + \theta_0) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}}$$

ここに

p_{Ea}	: 任意の深さの地震時主働土圧強度 (kN/m ²)
K_{EA}	: 地震時主働土圧係数
ξ_{EA}	: 地震時の主働崩壊角 (度)
γ	: 土の湿潤単位体積重量 (kN/m ³)
h	: 任意の深さ (m)
q'_0	: 地震時の上載荷重 (kN/m ²)
α	: 地表面と水平面のなす角 (度)
θ	: 壁背面と鉛直面のなす角 (度)
ϕ	: 土の内部摩擦角 (度) 土圧作用面の種別に応じた地震時壁面摩擦角 (度)
δ_E	: 土と土の場合 : $\delta_E = \phi/2$ 土とコンクリートの場合 : $\delta_E = 0$
θ_0	: 地震時合成角 (度) $\theta_0 = \tan^{-1} k_h$ または $\theta_0 = \tan^{-1} k'_h$
k_h	: 設計水平震度
k'_h	: 水中の見かけの水平震度 $k'_h = \frac{\gamma \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2 + q'_0}{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + q'_0} \cdot k_h$
γ_{sat}	: 土の飽和単位体積重量 (kN/m ³)
γ'	: 土の水中単位体積重量 (kN/m ³)
h_1	: 水面上の土層厚さ (m)
h_2	: 水面下の土層厚さ (m)

ただし、 $\phi - \alpha - \theta_0 < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha - \theta_0) = 0$ とする。また、 q'_0 は地震時に確実に作用するもののみとし、活荷重は原則として含まないものとする。

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

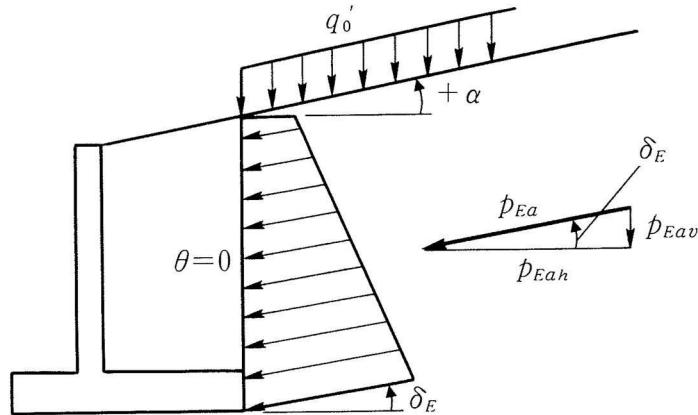


図 1-7-6 地震時主働土圧

d) 地震時静止土圧

翼壁・翼壁に作用する地震時静止土圧は、次式による。

$$P_{0E} = P_0 + (P_{HE} - P_H)$$

ここに

- P_{0E} : 地震時静止土圧合力 (kN)
 P_0 : 常時の静止土圧合力 (水平成分) (kN)
 P_{HE} : 主働土圧状態を仮定した場合の地震時の土圧合力の水平成分 (kN)
 P_H : 主働土圧状態を仮定した場合の常時の土圧合力の水平成分 (kN)

② 壁柱に作用する土圧

a) 静止土圧

① 胸壁・翼壁に作用する土圧 a) 静止土圧に準ずる。

b) 主働土圧

① 胸壁・翼壁に作用する土圧 b) 主働土圧に準ずる。

c) 地震時主働土圧

① 胸壁・翼壁に作用する土圧 c) 地震時主働土圧に準ずる。

4) 泥圧

土砂の堆積によって生じる泥圧については、以下のとおりとする。

① 鉛直力

泥圧のうち鉛直力は、堆積した泥土の水中における重量とする。

② 水平力

水平方向の泥圧は次式によって求める。

$$Pe = Ce \cdot W_l \cdot d$$

Pe : 水平方向泥圧 (kN/m²)

Ce : 泥圧係数

W_l : 泥土の水中における単位体積重量 (kN/m³)

d : 泥土の深さ (m)

設計に用いる堆積した泥土（以下「堆泥」という。）の深さは、周辺の堆積状況、実績等適切な方法を用いて推定する。

堆泥の重量は、

$$W_l = W - (1-\nu) \cdot W_0$$

で示される。ここに W_0 は水の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}、 W は堆泥の見かけの単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}、 ν は堆泥の空隙率である。

これらの概略値として、下記の数値が常用されている。

$$W = 15 \sim 18 \text{ kN/m}^3, \quad \nu = 0.3 \sim 0.4, \quad Ce = 0.4 \sim 0.6,$$

$$W_0 = 10 \text{ kN/m}^3$$

なお、地震時は地震時動水圧を考慮するため、動泥圧は一般に考慮しなくてよい。

5) 水圧

① 静水圧

水門の上下流水位について、水門の操作上考えられる組合せを検討する。

ただし、地震と高潮は同時に生起しないものとし、地震時慣性力及び地震時動水圧と計画高水位時における水圧は、同時に作用しない。

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。

② 地震時動水圧

地震時動水圧は、ウエスターガードの近似式により計算する。

③ 胸壁・翼壁に作用する残留水圧

胸壁・翼壁の前面の水位と背面の水位の間に水位差が生じる場合は、この水位差に伴う残留水圧を考慮する（下図参照）。

感潮区間の場合は、前面潮位差の $2/3$ の水圧差を対象とする。

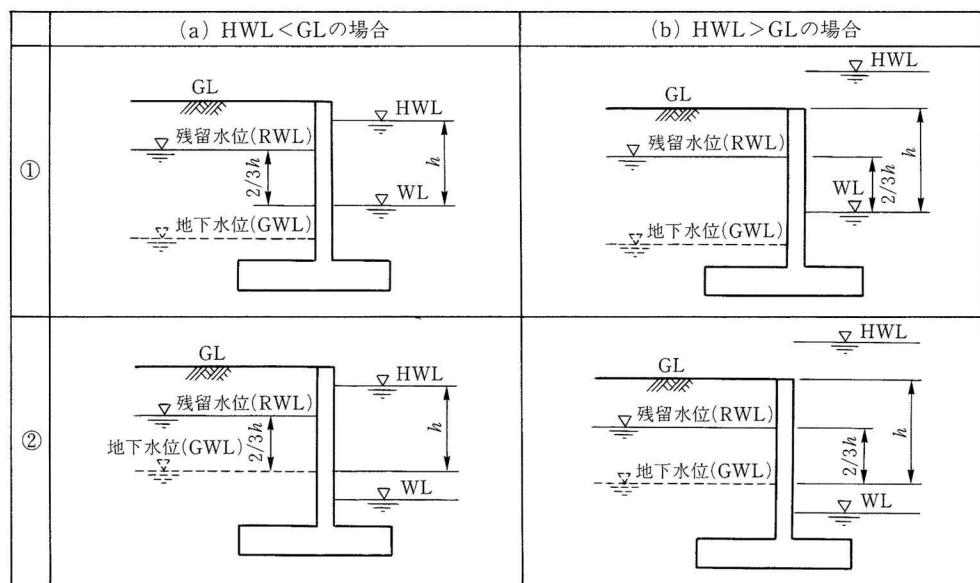


図 1-7-7 残留水位の設定方法（常時）

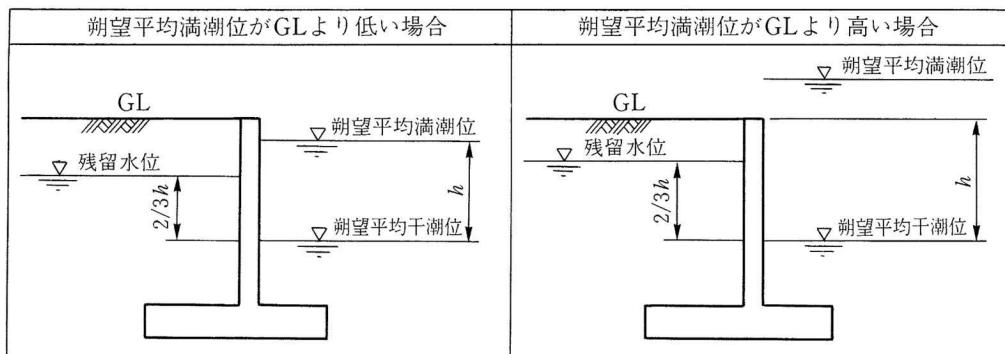


図 1-7-8 感潮区間の残留水位

6) 揚圧力

揚圧力は、水門の操作上考えられる水門の上下流の水位差が最大となる水位により求める。

7) 風荷重

風荷重は $3\text{kN}/\text{m}^2$ とする。

8) 温度変化の影響

温度荷重は、温度変化を±15°C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。

9) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響

① コンクリートのクリープひずみ

コンクリートのクリープひずみは次式により算定することができる。

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi$$

ここに、

- ε_{cc} : コンクリートのクリープひずみ
- σ_c : 持続荷重による応力度 (N/mm²)
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- φ : コンクリートのクリープ係数

コンクリートのクリープひずみについては、作用する持続荷重による応力度がコンクリートの圧縮強度の40%程度以下の場合、上式が成立すると考えてよい。一般には、コンクリートの圧縮強度の40%を超える持続荷重による応力度が作用することはなく、上式が用いられるが、40%を超える場合には別途試験などによりクリープひずみを定めなければならない。

② コンクリートのクリープ係数

プレストレスの損失量及び不静定力を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は、表1-7-6の値とする。

表1-7-6 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷する時のコンクリートの材令(日)		4~7	14	28	90	365
クリープ係数	早強ポルトランドセメント使用	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
	普通ポルトランドセメント使用	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4

コンクリートのひずみは、作用する持続荷重を取り除くと回復するクリープひずみと回復しないクリープひずみの和であると考えられる。一般に、プレストレスの損失量を算出する場合は、クリープひずみをこれら2成分に分けて算出しても、或いは分けずに算出しても結果的に大差ないので、表1-7-6に示すクリープ係数をそのまま用いてよい。なお、持続荷重を載荷した時のコンクリートの材令が表1-7-6に示す値の間にある場合のクリープ係数は直線補間による値を用いてよい。

③ コンクリートの乾燥収縮度

プレストレスの損失量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、表1-7-7の値とする。

表 1-7-7 コンクリートの乾燥収縮度
(普通及び早強ポルトランドセメント使用の場合)

プレストレスを導入する時の コンクリートの材令 (日)	3 以内	4~7	28	90	365
乾 燥 収 縮 度	25×10^{-5}	20×10^{-5}	18×10^{-5}	16×10^{-5}	12×10^{-5}

コンクリートそのものの乾燥収縮度は表 1-7-7 に示す値より一般に大きいが、部材に配置される鋼材の影響などを考慮して、プレストレスの損失量を算定する場合は表 1-7-7 に示す値を用いてよいこととした。なお、プレストレスを導入する時のコンクリートの材令が表 1-7-7 に示す値の間にある場合の乾燥収縮度は直線補間による値を用いてよい。

④ ②項又は③項によりがたい場合

②項又は③項によりがたい場合は、部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法、荷重が作用する時のコンクリートの材令などを考慮して別途定めるものとする。

特にコンクリート材令の若い時期にプレストレッシングを行う場合などでは、上記の諸要因を考慮して試験により別途定めるか、或いは、適切な方法によって推定してもよい。

10) 負の周辺摩擦力の影響

軟弱地盤の層厚が厚い等で負の周辺摩擦力の影響が大きいと予想される場合には、遮水矢板等から水門本体へ伝達する負の周辺摩擦力の影響について考慮する。

11) 雪荷重

雪荷重は、雪の単位堆積重量と積雪深の積として求める。一般に多雪地方においては、雪荷重 3.5 kN/m^3 を見込めばよい。積雪深は、既往の積雪記録、構造物上での積雪状態などを考慮して設定する。積雪のない地方では考慮する必要はない。ただし、積雪が少ないために積雪深を決定できない場合は、雪荷重を 1 kN/m^2 としてよい。

12) プレストレス力

プレストレス力は、プレストレスを与えた直後（プレストレッシング直後）のプレストレス力とその後に生じるコンクリートのクリープ、乾燥収縮及び緊張材のリラクセーションが終わったときの有効プレストレスについて考慮する。

① プレストレッシング直後のプレストレス力

ポストテンション方式のプレストレッシング直後のプレストレス力は、緊張材の緊張端に与えた緊張力に以下に示す影響による損失を考慮して算出する。

- a) コンクリートと継手材の弾性変形
- b) 緊張材とシースの摩擦
- c) 函体と均しコンクリートの摩擦
- d) 緊張材を定着する際のセット

② 有効プレストレス力

有効プレストレス力は、次に示すコンクリートのクリープ及び乾燥収縮と緊張材の見かけのリラクセーションによるプレストレス力の損失量をプレストレッシング直後のプレストレス力より減じることによって算出する。

- a) コンクリートのクリープ

- b) コンクリートの乾燥収縮
- c) 繁張材のリラクセーション

1 3) 地震動

地震動は、構造物の重量に「河川構造物の耐震性能照査指針 共通編」に規定する水平震度を乗じた水平力とし、これを水流方向及び水流直角方向に作用させる。

1 4) その他荷重

堤防及び水門の安全を図るうえで以下の必要な荷重を考慮する。

① 波圧

以下の波圧を考慮する。

- a) 波浪及び風浪

高潮区間や湖岸堤等で必要に応じて考慮する。

波浪高の推定に当たっては、「調査編第21章 第5節及び本編 第7章 第2節」を参考する。

- b) 津波

津波遡上区間で必要に応じて考慮する。

② その他

- ・副振動、セイシユによる影響
- ・施工時荷重
- ・流木の衝突
- ・舟の衝突

7. 5. 2 安全性能の照査

<考え方>

水門における安全性能の照査は、「7.5.1 設計の対象とする状況と作用」に示す状況と作用毎に、照査の条件として適切な外水位及び内水位の組合せを設定し、安全性能について照査する必要がある。

また、水門における安全性能の照査は、構造や材料の特性に応じた設計手法を適用してモデル化を行い、最も不利な断面力が生じる作用に対して、安全性能が確保できるようにする。なお、「最も不利な断面力が生じる作用」とは、考慮すべき荷重の組合せのうち、発生応力等が構造物に対して最も不利に働く荷重の組合せをいう。

<標準>

水門は、「7.5.1 設計の対象とする状況と作用」に対し、以下の事項について安全性能を設定して照査することを基本とする。

- 1) 常時の安全性能
- 2) 洪水時の安全性能
- 3) 耐震性能
- 4) 風浪等に対する安全性能

安全性能の照査に当たっては、これまでの経験及び実績から妥当とみなせる方法又は論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とする。

<推 横>

安全性能を照査するに当たっては、以下の手法によることが望ましい。

1) 鉄筋コンクリート部材設計

- ・部材の設計に用いる断面力は、弾性理論により算出する。
- ・部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。

2) 鋼製の門扉の部材設計

部材の設計は、許容応力度設計法によって行う。

(1) 常時の安全性能

<考え方>

洪水等の外力による作用を受けずとも、水門の自重や水門周辺の堤防からの土圧、さらに軟弱な地盤上に水門を新設する場合には基礎地盤の強度不足又は圧縮性が大きいことによる圧密沈下の影響により、構造物の安全性が損なわれる可能性があるため、端部堰柱及び胸壁の応力度や基礎の沈下量、支持力等について常時の安全性能の照査を行う必要がある。

また、水門の基礎或いは地盤改良等による地盤の沈下抑制の影響によって、基礎を含む水門本体部と周辺地盤との不同沈下による局部的な沈下による段差が生じ、この段差が水門周辺の堤防に悪影響を与える可能性があるため、隣接堤防との境界部における不同沈下について照査を行う必要がある。

<標準>

水門の自重や水門周辺の堤防からの土圧等の作用や圧密沈下量等の諸条件を設定し、発生する応力度、変位や支持力等を評価し、許容値を満足することを照査の基本とする。

新規築堤や引堤のように、水門とともに水門周辺の堤防を新たに築造する場合には、水門周辺の堤防に関しても地盤の複雑さに応じて、「設計編 第1章 河川構造物の設計 第2節 堤防 2.7 安全性能の照査等」の記載に従って安全性能の照査を行うことを基本とする。

(2) 洪水時の安全性能

<考え方>

水門は、ゲート全閉時において、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造が求められる。

<標準>

洪水時の安全性能は、ゲートへの水圧、床版への揚圧力、本体・ゲート・付属施設（操作室・管理橋等）の自重、土圧が作用する状態で、以下の項目について照査することを基本とする。

1) 各部位の安全性

水門本体、翼壁及び水叩きが転倒、滑動、基礎地盤支持力に対して所定の安全性を確保する。

2) 発生応力

水門及びゲート部材に発生する応力が「7.5.3 許容応力度」以下となることを確認する。

3) 耐浸透性

水門と堤体との接触面における浸透に対して、所定の安全性を確保する。

4) ゲート閉鎖の確実性及び水密性

ゲート閉鎖の確実性（床版及び戸溝に土砂が堆積しない、確実な閉操作が可能なこと）、水密性を確保する。

<推奨>

1) 各部位の安全性

所定の安全性とは、以下の安全率を満足するものとする。

表 1-7-8 各項目の安全率

項目	安全率
基礎	3
転倒	合力の作用点が中央 1/3 以内
滑動	1.5

2) 耐浸透性

耐浸透性照査における所要の安全性は、地盤の土質区分、堤防断面形状、考慮する水頭差、遮水工の配置、深さ、長さ、不同沈下が生じる場合にはルーフィング発生による浸透路長の減少を考慮したうえで、レインの式による浸透経路長を満足することを確認する。なお、遮水工を 2 列に入れる場合深さに対して間隔が短すぎると浸透路長が遮水工沿いとはならない場合があるので、実現象に合うように浸透路長をとるよう留意する。

$$\text{レイン加重クリープ比 } C \leq \frac{\frac{L}{3} + \sum l}{\Delta H}$$

ここに、

- C : 荷重クリープ比
- C_V : 遮水工の鉛直方向の加重クリープ比
- C_H : 遮水工の水平方向の加重クリープ比
- L : 本体及び翼壁の函軸方向の浸透経路長 (m)
- Σl : 遮水矢板等の鉛直方向及び水平方向の浸透経路長 (m)
- I_V : 鉛直方向の浸透経路長
- I_H : 水平方向の浸透経路長
- ΔH : 内外水位差 (m)

表 1-7-9 加重クリープ比 C

地盤の土質区分	C
極めて細かい砂又はシルト	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
栗石と礫を含む砂利	2.5
柔らかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
堅い粘土	1.8

3) ゲート機能

ゲート機能は、同様の敷高・規模及び操作形式の樋門・水門における操作の確実性を確認できれば機能を確保しているとみなすことができる。なお、堆砂傾向については、必要に応じて水理模型実験を実施して確認する。

(3) 耐震性能

<考え方>

水門の耐震性能の照査は、「河川構造物の耐震性能照査指針」に基づき実施する必要がある。レベル1 地震動に対しては、地震によって水門としての健全性を損なわないか否かを照査する。レベル2 地震動に対しては、治水上又は利水上重要な水門については、地震後においても、水門としての機能を保持し、それ以外の水門については、地震による損傷が限定的にとどまり、水門としての機能の回復が速やかに行い得ることを照査する必要がある。

水門の門柱、堰柱及びゲートには地震時に慣性力及び地震時動水圧が作用するとともに、水門周辺の堤防には地震時土圧が作用する。また、水門の地震時挙動は、地形、地盤条件等の種々の要因の影響を受けるが、中でも、基礎地盤の影響を強く受ける。基礎地盤が液状化した場合には、液状化に伴う基礎地盤の変形が地震時挙動に大きく影響を及ぼすため、液状化を考慮する必要がある。

<標準>

耐震性能の照査に当たっては、レベル1 地震動に対して地震によって水門としての健全性を損なわないことを照査し、レベル2 地震動に対して水門としての機能を保持する、或いは水門としての機能の回復が速やかに行い得ることを照査の基本とする。

<推奨>

レベル1 地震動及びレベル2 地震動の設定及び応答値の算定は、基本的に静的照査法を用いることができる。レベル2 地震動の照査において静的照査法では適切な応答値を算定できない構造の場合には、動的解析を用いた照査を行う必要がある。

照査許容値は、求める耐震性能に応じた限界状態、構造・照査手法に応じた適切な値を設定する。

地震動による作用応力、変位量等の応答値が照査許容値を超えないことを照査する。

(4) 風浪等に対する安全性

<考え方>

高潮時及び風浪時の波浪並びに計画津波水位以下の津波に伴い、ゲートに波圧・津波荷重が作用する。ゲートの照査に用いる波圧及び津波荷重は「ダム・堰施設技術基準（案）」、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づき設定する必要がある。

水門周辺の堤防は波の打ち寄せによる侵食に加え、場合によっては堤内地への越波を生じ、堤内地の浸水及び水門周辺の堤防裏法面が洗掘することにより堤防の安全性が損なわれる可能性がある。水門周辺の堤防に対する照査は、堤防と同様にうちあげ高及び越波量により照査を行う必要がある。

<標準>

風浪等に対する本体の安全性能の照査は、本体が受ける水圧及び波圧の作用に対して安全

性を評価し、許容値を満足することを照査の基本とする。風浪等に対する水門周辺の堤防の安全性能の照査は、「設計編 第1章 河川構造物の設計 第2節 堤防 2.7 安全性能の照査等」を満足することを基本とする。

7.5.3 許容応力度

<標準>

許容応力度等は、使用する材料の基準強度や力学特性を考慮して、適切な安全性が確保できるように設定することを基本とする。

<推奨>

許容応力度として、以下の値を用いることが望ましい。

1) コンクリートの許容応力度

表 1-7-10 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

設計基準強度	許容曲げ圧縮応力度	許容付着応力度	許容せん断応力度
24	8.0	1.60	0.39

なお、せん断応力度は、せん断力を部材幅 (b) × 有効高 (d) で割った平均せん断応力度。せん断応力度の照査は、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)

無筋コンクリートの許容応力度は、最新の「道路橋示方書・同解説IV. 下部構造編」による。

2) 鉄筋の許容引張応力度

表 1-7-11 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

応力度、部材の種類		鉄筋の種類	SD345
引張応力度	荷重の組合せに衝突荷重或いは地震の影響を含まない場合	一般の部材 ^{※1}	180
		厳しい環境下の部材 ^{※2}	160
	荷重の組合せに衝突荷重或いは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値		200
	鉄筋の重ね継手長或いは定着長を算出する場合		200

※1 通常の環境や常時水中、土中の場合（操作台に適用）

※2 一般的の環境に比べて乾湿の繰り返しが多い場合や有害な物質を含む地下水位以下の土中の場合（胸壁、遮水壁、堰柱、門柱、翼壁に適用）（海洋環境などでは別途かぶりなどについて考慮する）

3) 鋼材の許容応力度（ゲート等の機械設備を除く）

表 1-7-12 構造用鋼材の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

区分及び 応力度の種類		鋼材記号	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W	
母 材 部		引 張 圧 縮 せん断	140 140 80	185 185 105	210 210 120	255 255 145	
溶 接 部	工 場 溶 接	全断面溶込みグル ープ溶接	引 張 圧 縮 せん断	140 140 80	185 185 105	210 210 120	255 255 145
		すみ肉溶接, 部分 溶込みグループ溶 接	せん断	80	105	120	145
	現 場 溶 接	引 張 圧 縮 せん断	原則として、工場溶接と同じ値とする。				

4) 鋼管杭の許容応力度

表 1-7-13 鋼管杭の母材部及び溶接部の許容応力度 (N/mm²)

区分及び応力度の種類		鋼管杭の種類	SKK400	SKK490	
母 材 部		引 張	140	185	
溶 接 部	工 場 溶 接	圧 縮	140	185	
		せん断	80	105	
		引 張	140	185	
溶 接 部	現 場 溶 接	圧 縮	140	185	
		せん断	80	105	
現 場 溶 接		引 張	原則として、工場溶接と同じ値とする。		

5) 既製コンクリート杭の許容応力度

JIS による

6) 許容応力度の割増し

地震、温度変化等の短期荷重を考慮する場合は、表 1-7-14 による許容応力度の割増しを行なうことができる。下記以外の荷重の組合せによる許容応力度の割増しを考慮する場合は、個々の状況に応じて適切に定める。

表 1-7-14 許容応用力度の割増し

短期荷重	割増率(%)
温度変化の影響	15
風荷重	25
地震動	50
温度変化の影響+風荷重	35
温度変化の影響+地震動	65
施工時荷重	50

7. 6 各部位の設計等

7. 6. 1 本体

(1) ゲート

① ゲートの構造

<考え方>

ゲートは全閉することによって、洪水時又は高潮時において、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以下の水位の流水の作用、風浪等における波圧に対して安全な構造となるよう設計する必要があり、原則として水門の下流側に設ける必要がある。

ゲートは、確実に開閉し、かつ、必要な水密性を有する構造とするため適切なゲート形式を選定する必要がある。水門のゲートは、一般的に引上げ式のローラゲート、起伏ゲート、セクターゲート、マイターゲート等が使用されているが、操作の確実な点では引上げ式のローラゲートが最も優れている。しかし、マイターゲートは、頻繁に操作が必要な感潮区間や、中小河川で出水頻度が多く出水時間が早い場合、或いは高潮による急激な水位上昇が発生する場合などに有利であり、高齢化による操作員の減少、安全の確保という背景と操作の確実性という要請などを踏まえると有効な選択肢となり得る。そのため、水門ゲート構造については、施設の規模、背後地の土地利用状況、個別の状況（管理上、構造上の条件等）を総合的に勘案し選定する必要がある。なお、ゲート形式をマイターゲートとする場合は、不完全閉塞を起こす可能性が非常に少なく、不完全閉塞が起つたとしても、治水上著しい支障を及ぼすおそれがないと認められ、かつ、引上げ式ゲートとした場合に、出水時の開閉操作にタイミングを失うおそれがあること、人為操作が著しく困難又は不適当と認められること、予備ゲート又は角落し等を設けることによって容易、かつ、確実に外水を遮断できる構造であることが必要である。

カーテンウォールを用いる場合は、ゲートとともに堤防の役割を果たす必要があるため、堰柱や門柱との接続を勘案し、水圧や揚圧力等の作用を考慮したうえで、ゲートとの確実な水密を確保できる構造とする必要がある。また、カーテンウォールの配置は、ゲートが点検や整備時に取り外されることも考慮して決定する必要がある。

水門で用いられる扉体構造は、小・中形ゲートではプレートガーダ構造、大形ゲートではシエル構造の採用が多い。

ゲートの基本寸法とは、設置標高、径間長、断面高等を意味し、引き上げ式ゲート全開時の扉体の下端標高については揚程を考慮し設定する必要がある。

戸当りは、コンクリート構造物の規模、強度等に与える影響が大きいため、戸当りの寸法、構造、設置方法等とコンクリート構造物との関連性を検討する必要がある。また、ゲートが点検や整備時に取り外されることも考慮して構造を決定する必要がある。

<必 須>

ゲートは、確実な開閉が行えるとともに必要な水密性を有する構造とし、設計荷重に対し安全な構造となるよう設計するものとする。

<標 準>

ゲートは洪水時、高潮時及び風浪等が作用した場合において、全閉することによって堤防の代わりとなり得るように水門の下流側に設けることを基本とする。

ゲート形式及び規模、カーテンウォールの構造は、本体の形式・規模及び戸当り等、他の設備との配置を考慮して、設計条件を満足するように決定することを基本とする。

ゲートの基本寸法は、制約条件を考慮して、「7.4 基本的な構造」に準じて決定することを基本とする。

戸当りの形状はゲートの形式に適合したものとし、扉体支承部からの荷重を安全にコンクリート構造物に伝達することができるよう寸法、強度及び剛性を有するものを基本とする。

<例 示>

河川や設置場所の特性に応じて門柱レスゲートの採用事例がある。

門柱レスゲートの主な構造形式を表 9-15 に示す。

表 1-7-15 門柱レスゲートの主な構造形式

開閉形式	ゲート形式	主な主動力方式
ヒンジ形式	起伏ゲート	無動力式
	マイターゲート	無動力式、機械式、油圧式
	セクターゲート	機械式、油圧式

<愛知県基準>

河川の河口にある水門・樋門の改築の際には、ゲート閉鎖時における排水対策として、ゲートインゲート等を設置し排水が可能となるよう考慮するものとする。
なお、改築しないものについても、可能な範囲で設置すること。

<考え方>

1 河川管理施設等構造令では、「ゲート等の構造について水門及び樋門のゲートは確実に開閉し、かつ、必要な水密性を有する構造」と規定されており、「ゲートの開閉を確実に行うことのできる構造」とも規定されている。

津波や高潮の遡上防止のためにゲートを閉鎖する水門・樋門（排水機場の付属施設ではないもの）について、降雨時及び長時間の閉鎖等における開閉等の操作は、内水氾濫を防止するように適切に操作することが基本であるが、下記のとおり適切な操作が困難な場合も想定される。

- ・高潮発生時において、ゲート上下流の水位差による開閉操作の判断が難しく、操作できない事例が発生しているため。
- ・遠地地震では津波到達時間が遅く閉操作のタイミングが難しく、操作されなかつた事例があるため。
- ・津波襲来時にはゲートの人的操作が難しくゲート閉鎖中に流水による内水被害が想定されるため。

「河川管理施設等構造令」には、操作の確実な点では引き上げ式のローラーゲートが最も優れているとされ、フラップゲート及びマイターゲートについても、人工的な操作を要しないという特徴を有しており、設置場所等によっては確実に開閉し得るものであると記載されている。

このため、確実に開閉できるゲートインゲートを設置することは河川管理施設等構造令に即していると考えられる。

[ゲートインゲートの事例]

池尻川水門（愛知県 東三河建設事務所）



発杭川水門（愛知県 知立建設事務所）



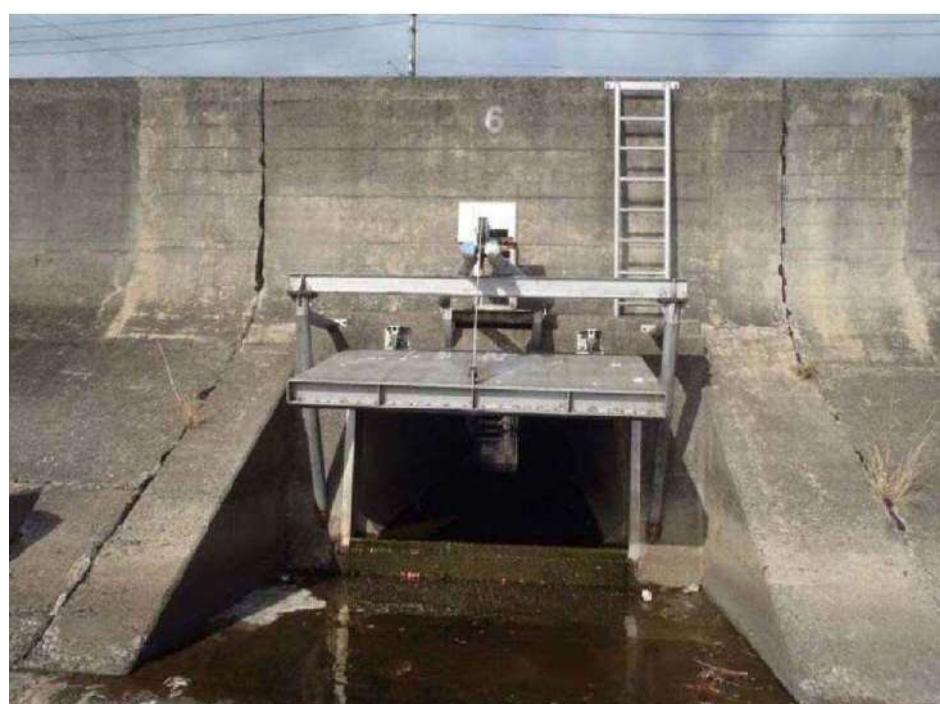
副門の事例 下り松川水門（愛知県 知立建設事務所）



[無動力ゲートの事例]

フラップゲートの事例

東大塚1号樋門（愛知県 東三河建設事務所）



（表（海側）：フラップゲート、裏（川裏）：角落し）

2 高潮等によるゲート閉鎖時の排水対策設計時の配慮事項

- ここでいう河口は県管理河川とするが、市町村管理河川の河口についても市町村と調整したうえで、適用することが望ましい。
- なお、河川河口に位置する水門・樋門で、他の管理者所管の施設の改築にあたっては、河川法26条1項が適用されるので、その際に本通知の適用となる。
- ゲートインゲートの設置については、排水機場を設置するものを除く。
- 長寿命化計画により扉体等の更新を行う場合は、同時にゲートインゲートを設置する。
- ただし、重量増により巻き上げ機の能力アップ等に要する費用が著しく増加しない範囲で設計すること。
- ゲートインゲートの設置位置は土砂堆積や流木などの浮遊物がはさまることを考慮し、水門の上下端部には設置しないこと。
- ゲートインゲートの排水能力は、可能な限り大きくすることが望ましいが、扉体構造への影響を考慮すること。なお、その算定にあたっては以下の〔排水能力の算定方法〕を参照されたい。
- ゲート閉鎖時における排水対策は、ゲートインゲートを基本とするが、現場条件に応じて副門等による対策も検討（経済性の比較）すること。
- ゲートインゲートの設計において、電位差のある異種金属を組み合わせる際は接触部に絶縁処理を行うなど、電食対策を確実に実施すること。
- 市町村に管理等を委託している場合は、事前に操作委託者に通知すること。

〔排水能力の算定方法〕

(1) ゲートインゲートの敷高の設定

ゲートインゲートの敷高は極力下げたほうが排水効率は上がるものの、低すぎると堆積土砂による閉塞などの恐れを考慮し、敷高を設定する。

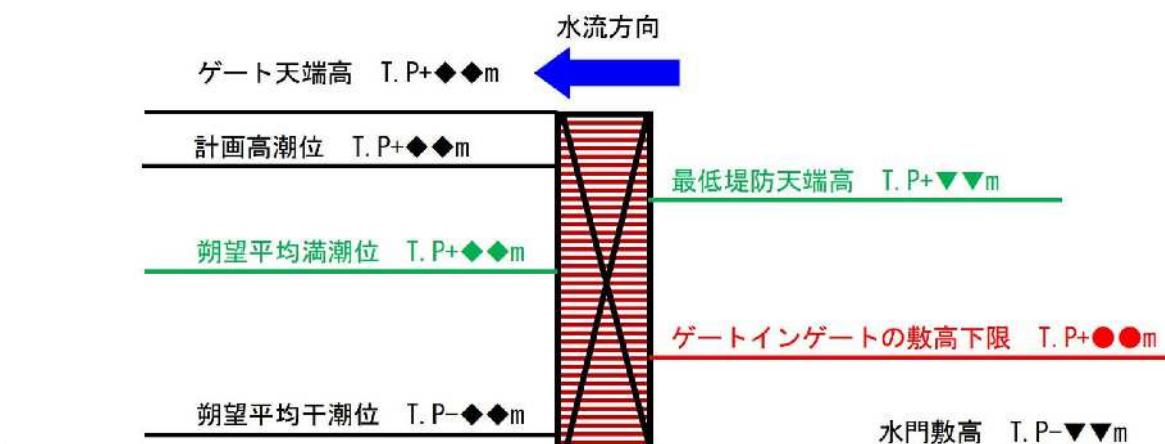


図1-7-9 ゲートインゲートの敷高と水位の関係

(2) ゲートインゲートの開口部断面の決定

目安としている豊水流量を流下させるために必要な開口部の断面の試算にあたっては、以下の土木研究所で提案されている樋門の排水量計算式（簡易式）を参考に計算し、必要な断面の算定を行うこと。

計算に用いる水位条件は、以下を基本とする。

下流側：朔望平均満潮位

上流側：最低堤防天端高

開口部を水位よりも下に設けた場合は、「潜り流出」として流出係数 $C=0.75$ を使用することとなる。

(3) 樋門・カルバートからの流出量

土木研究所で提案されている下記の式を用いて流出量を計算する。

樋門・カルバートの高さを H 、幅を B とし、流出口の敷高から測った高い方の水深を h_1 、低い方の水深を h_2 とする。(図-3.5)

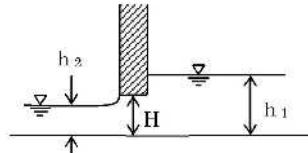


図-3.5 樋門・カルバートからの流出

潜り流出 : $h_2 \geq H$

$$Q = CBH\sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad , \quad C=0.75$$

中間流出 : $h_2 < H$ かつ $h_1 \geq 3/2H$

$$Q = CBH\sqrt{2gh_1} \quad , \quad C=0.51$$

自由流出 : $h_2 < H$ かつ $h_1 < 3/2H$

$$Q = CBh_1\sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad , \quad C=0.79$$

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

(出典：治水経済調査マニュアル（案） 令和6年4月 国土交通省)

図 1-7-10 樋門の排水量計算式（簡易式）

② 開閉装置

<考え方>

水門は、平常時は全開又は一部開放しており、洪水時又は高潮時にゲートを全閉し堤防機能を確保する必要があることから、確実にゲートを開閉できる必要がある。開閉装置の設置箇所は、ゲート形式に応じて適切に設定する必要があり、引上げ式ゲートの場合は堤防高よりも高い操作台の上に開閉装置を設置している場合が多い。

開閉装置の形式は、標準で示すものその他、使用頻度、流量調整の有無、締切力の有無、操作室のスペース、維持管理等を検討し、選定する必要がある。一般的によく利用される開閉装置形式は、ラック式、ワイヤーロープワインチ式、油圧シリンダ式などがあり、適切な形式を選定する必要がある。

開閉装置は、操作の確実性や容易さを考慮し、電動機を原則とする。ただし、地域特性により電動機の使用が著しく困難な場合には、信頼性確保を十分行う対策を講じたうえで、他の動力を使用できる。

全てのゲートに予備動力を設けることにより、主動力が使用不可能となっても対応することができる。予備動力は、電動機による方式が望ましい。

全ての設備に予備電源を設けることにより、常用（商用）電源が暴風雨等において停電した場合でもゲートを操作することができ、必要最小限の機能を確保できる。

ゲートの操作は機側操作が一般的に採用されるが、水門の目的、規模、現場操作員の負担軽減や安全の確保等の管理体制を踏まえ、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。自動化は、計測した水位に応じて自動で開閉操作を行うことができるよう改修することや、ゲート自体を自動開閉が可能なものとすることであり、遠方操作化、遠隔操作化は、管理所や遠隔地から操作を行うことを可能とすることである。

<必 須>

開閉装置は、ゲートの確実な開閉操作を行うとともに必要な水密性を有する構造とし、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。

<標 準>

開閉装置は、ゲートの開閉を確実に行うために設置し、ゲート形式に応じて適切な箇所に設けることを基本とする。

開閉装置形式の選定に当たっては、設備の設置目的、用途、ゲートの種類、開閉荷重の大きさ、方向及び押下げ力の要否、揚程、開閉装置の設置位置、配置及び設置環境を考慮の上、選定することを基本とする。

開閉装置は、電動機によるものとし、全てのゲートに開閉用予備動力を備えることを基本とする。

ゲートの操作のための設備は、機側操作を基本とする。なお、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。

<例 示>

ゲートの操作は、操作上の安全確保の観点から、機側操作優先で設計される場合が多い。ただし、津波・高潮区間や周辺樋門等との連動操作が必要な場合など、管理体制等の条件により遠方操作・遠隔操作を行う場合、十分な安全性を確保したうえで、機側操作に対し遠方操作・遠隔操作を優先する設計を行う場合がある。

(2) 床版

<考え方>

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用を果たすことができる構造とする必要がある。

床版は、本体の形式に応じて決定され、箱型、U形構造の場合は堰柱と一体構造となり、逆T形の場合は、堰柱と一体となった堰柱床版と堰柱と分離した中間床版に分類される。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を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せざる場合は、堰柱及び堰柱床版は単独で安定させる必要がある。

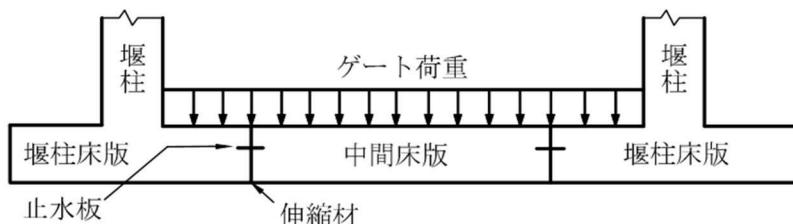


図 1-7-11 本体の形式がT形の場合の床版

底部戸当り面は、ゲートとの確実な水密性、土砂等の堆積防止のために床版と同一平面とする必要がある。

<必 須>

床版は、ゲートと必要な水密性を有する構造とし、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。

<標 準>

床版は、ゲートとの水密性を確保し、水叩きの機能を果たすために設置し、堰柱間に設けることを基本とする。

床版は、本体の形式に応じてゲートや堰柱等の荷重を支持できる構造となるよう設計することを基本とする。

底部戸当り面は、床版と同一平面とすることを基本とする。

(3) 堤柱

<考え方>

堰柱は、ゲート側面との水密を確保し、門柱や操作台・操作室等の上部荷重及びゲートで受ける水圧を安全に床版に伝えるために設ける必要がある。堰柱の配置は、「7.4.1 水門の断面幅及び径間長の設定」、「7.4.2 ゲート開閉時の高さの設定」を考慮したうえで決定する必要がある。

堰柱は、上部荷重及び水圧等の作用を安全に床版に伝えるため、箱型、U形及び逆T形の一部においては床版と一体構造とする必要がある。

堰柱の天端高は、ゲートの全閉時の天端高、管理橋等の条件を考慮して決定する必要があるが、一般には計画堤防高とすることが多い。

ゲート前面には必要に応じて角落しを設けるための戸溝を設ける必要がある。角落しは、常時水位が高い場合等においてゲートや戸当りの維持管理を行うために設ける。戸溝幅は、水圧の大きさにより決定される角落しの規模により設定する必要がある。

<必 須>

堰柱は、門柱及び一部の床版と一体構造で、ゲートと必要な水密性を有する構造とし、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。

<標 準>

堰柱は、ゲートとの水密性を確保し、上部荷重及び水圧を安全に床版に伝えるために設置し、流下断面や径間長を考慮して適切な配置で設計することを基本とする。

堰柱は、上部荷重及び水圧等の作用を安全に床版に伝える構造として設計することを基本とする。

堰柱の天端高については、ゲートの全閉時の天端高、管理橋等の条件を考慮して決定し、堰柱の幅及び長さは、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することを基本とする。

ゲート前面の堰柱には、必要に応じて角落しを設けるための戸溝を設けることを基本とする。

<推奨>

1) 堤柱先端部には用心鉄筋として、中間部と同程度の配筋を設けることが望ましい（図1-7-12 参照）。

2) 堤柱の構造計算に用いる有効断面には、原則として戸当りの箱抜部分の二次コンクリートを考慮せず設計することが望ましい。また、有効長は、図1-7-13に示す箱抜き部、両端の円弧部は除き設定することが望ましい。

3) 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 1-7-14 のように配筋することが望ましい。

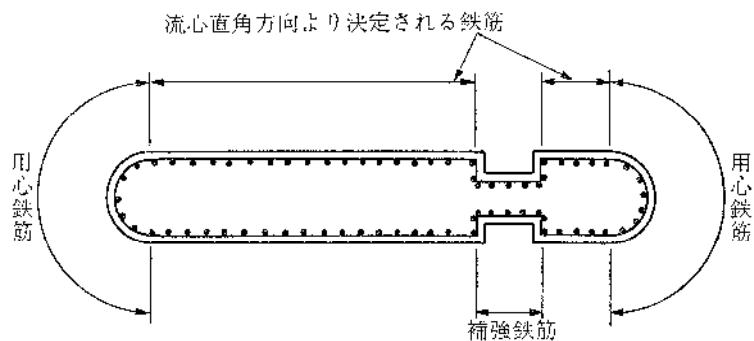


図 1-7-12 堰柱の配筋

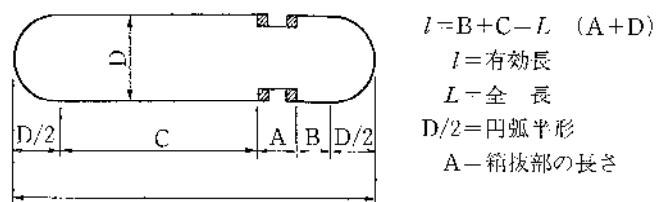


図 1-7-13 堰柱の有効長

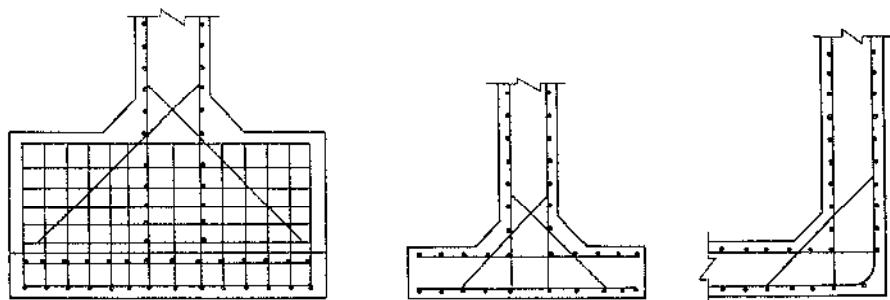


図 1-7-14 門柱と堰柱との結合部、堰柱と床版との結合部の配筋

<例 示>

水門の堰柱の天端高は、計画堤防高とすることが多いが、河川の状況によっては現状が計画堤防高より高い場合は現状の堤防高とする場合がある。

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

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1-7-15参照）。

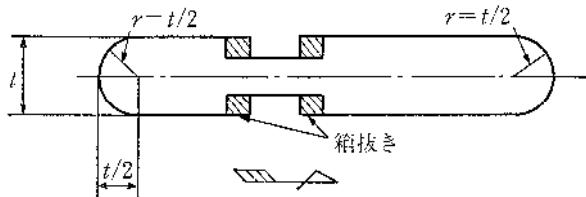


図1-7-15 堤柱形状

(4) 門柱

<考え方>

門柱は、引上げ式ゲートを採用した場合において、ゲートを引上げるために設ける必要がある。マイターゲートやセクターゲート等のゲート形式の場合は門柱を必要としない。

門柱は、堰柱や管理橋の配置とともに、門柱の断面寸法や戸溝の配置を勘案の上、配置する必要がある。

門柱の高さは、「7.4.3 門柱の天端高」に従い、ゲートの大きさ、引上げ余裕等を考慮し、設定する必要がある。

門柱の断面設定においては、設けるゲート及び戸当り金物の規模、設置スペースを考慮して設定する必要がある。

<必 須>

門柱は、堰柱、操作台と一体構造とし、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。

<標 準>

門柱は、ゲート形式が引き上げ式ゲートの場合に設置し、堰柱及び管理橋の配置に合わせて設けることを基本とする。

門柱の高さは、「7.4.3 門柱の天端高」に従って設定することを基本とする。

門柱は、堰柱及び操作台と一体構造とし、上部荷重を安全に堰柱に伝える構造として設計することを基本とする。

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に設計することを基本とする。また、門柱部の戸当りは、ゲートが取りはずせるように設計することを基本とする。

<推奨>

門柱部の戸当りは、ゲートが取外せるように取外し式又は回転式とすることが望ましい。

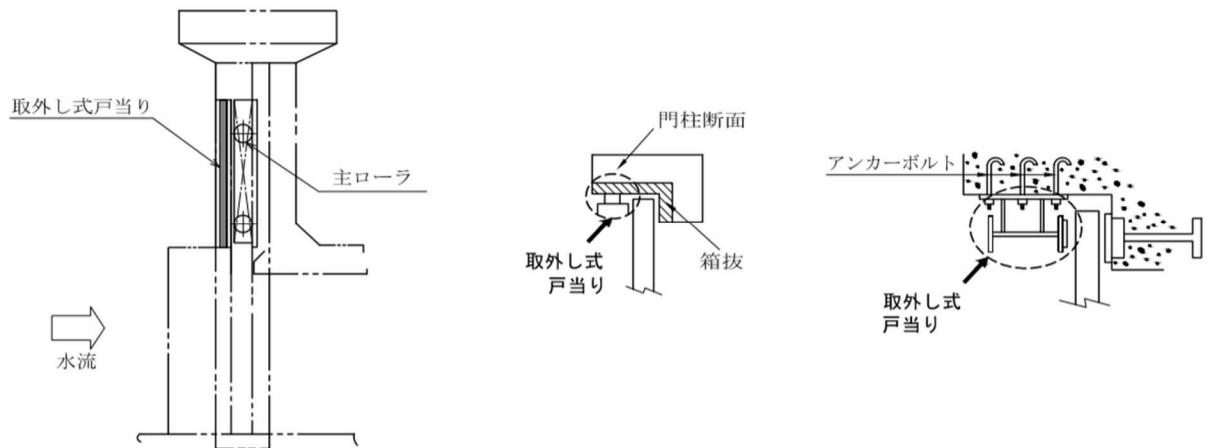


図 1-7-16 取外し式戸当りの例

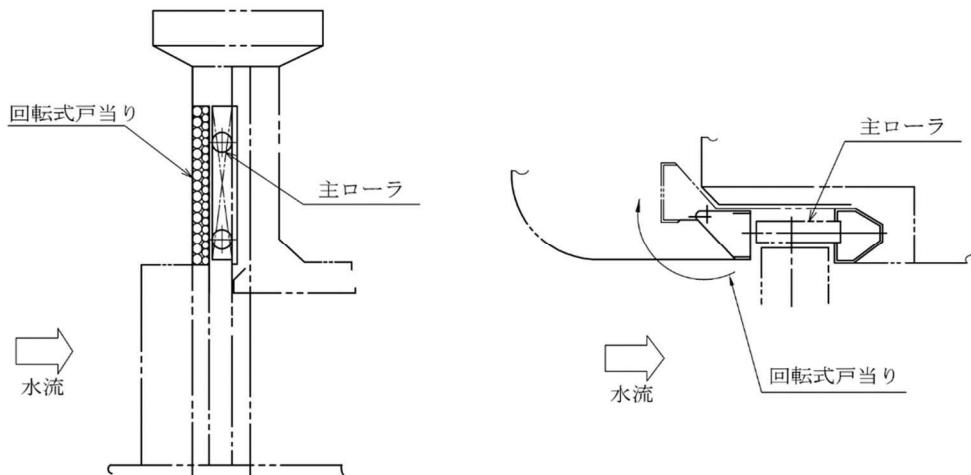


図 1-7-17 回転式戸当りの例

(5) ゲートの操作台

<考え方>

操作台は、ゲート操作用の開閉装置及び操作盤等の機器の設置、照明等の付属施設を設けるため、引上げ式ゲートの場合は門柱の上に設ける必要がある。

操作台は、開閉装置の設置及び操作、点検並びに整備等の維持管理が容易に行える広さを有する必要がある。維持管理に必要な広さの設定は、「水門・樋門ゲート設計要領(案) 6-3-3 開閉操作室」に準拠する。

<必須>

操作台は、門柱と一体の構造とし、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。

<標 準>

操作台は、ゲート操作用の開閉装置、操作盤等の機器を設けるため、門柱の上に設けることを基本とする。

ゲート操作台は、操作性、維持管理に配慮した形状寸法を基本とする。

ゲート操作台には、操作室を設けることを基本とする。

<推奨>

操作室の設置に当たっては、耐震性能を確保する観点から極力軽量な材質を適切に選定することが望ましい。

7. 6. 2 胸壁

<考え方>

胸壁は、堤防内の土粒子の移動及び吸出しを防止するとともに、翼壁が洗掘等により破損し、堤防前面が崩壊した場合においても、一時的に堤防の崩壊を防止できる構造とするため、堰柱と一体構造とし、水門の上下流に設ける必要がある。

胸壁は堰柱と一体化するが、土圧等に対して自立できるよう設計する必要がある。

胸壁の天端は、計画堤防断面内を基本とし、河川の状況によって施工断面内とする必要がある。

胸壁の横方向の長さは、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必要がある。

<必須>

胸壁は、堰柱と一体の構造で必要な水密性を有する構造とし、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。

<標 準>

胸壁は、堤防内の土粒子の移動及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するため、水門の上下流に設けることを基本とする。

胸壁は、土圧等に対して自立できるよう設計することを基本とする。

胸壁の天端は、計画堤防断面内とすることを基本とする。

胸壁の横方向の長さは、胸壁の高さの半分以上の長さで、必要な長さを確保することを基本とする。

7. 6. 3 翼壁

<考え方>

翼壁は、堤防や堤脚を保護し、接続する河川又は水路を円滑に通水させるため、水門の上下流に設ける必要がある。

翼壁は、堰柱及び胸壁と分離した構造とするが、堰柱と翼壁の接続部は、屈とう性のある止水板及び伸縮材を使用し、構造上の変位が生じても水密性を確保する必要がある。

翼壁の天端高は、計画堤防断面又は現況断面のいずれか大きい方に合わせ、突出しないようにする必要がある。また、翼壁の端部は、取付水路が洗掘しないように、取付水路の護岸の範囲又は翼壁端部の壁高に1m程度を加えた値以上、堤防に平行に嵌入させる必要がある。

<必 須>

翼壁は、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、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。

<標 準>

翼壁は、水門の上下流に対して堤防や堤脚を保護するため、水門の上下流に設けることを基本とする。

翼壁は、堰柱及び胸壁と分離した構造となることを基本とする。

翼壁の天端高は、計画堤防断面又は現況断面のいずれか大きい方に合わせることを基本とする。また、端部は、堤防に平行に、取付水路の護岸の範囲又は翼壁端部の壁高に1m程度を加えた値以上嵌入することを基本とする。

<推 標>

翼壁の平面形は、図9-15のように上流及び下流に向かって漸拡することが望ましいが、本川及び支川の河状を考慮して決定する。

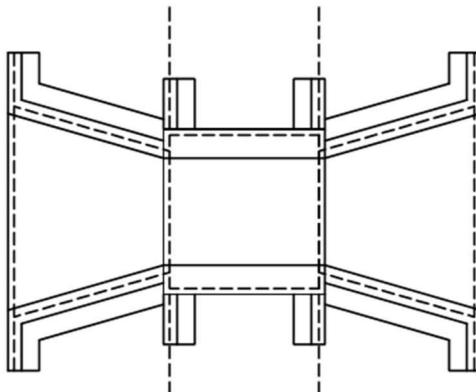


図1-7-18 翼壁平面図

7. 6. 4 水叩き

<考え方>

水叩きは、水門の安全性を保ち、上下流河床と本体部分の粗度の違い又はゲート開放時の流水等によって河床が洗掘されるのを防止するため、翼壁の範囲に設ける必要がある。

水叩きと翼壁及び床版との継手は、水密かつ不同沈下にも対応できる構造で、表面に大きな段差を生じさせないよう設計する必要がある。また、翼壁に設ける遮水工が水叩きによって分断されないように配慮する必要がある。

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に翼壁と同一の長さとする必要がある。

<必 須>

水叩きは、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、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。

<標 準>

水叩きは、本体前面の洗掘を防ぎ、翼壁の安定性を保つために、水門上下流の翼壁の河床に

設けることを基本とする。

水叩きの先端は、流水による洗掘及び遮水工との接続に配慮した構造であることを基本とする。

水叩きは、翼壁と同一の長さとすることを基本とする。

<推奨>

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、揚圧力の軽減を図る構造（根固工等を利用）とすることが望ましい。この場合においても、必要な浸透経路長を確保することが望ましい。

7. 6. 5 遮水工

<考え方>

遮水工は、堰柱や床版及び水叩き下部の土砂流動と、洗掘による土砂の吸出しにより、水門が堤防の弱点となることを防止するために設ける必要がある。

遮水工の構造、遮水工の深さ、水平方向の長さは、堤防断面形状、水頭差を元にレインの式などにより浸透経路長を考慮して決定する必要がある。また、遮水矢板には、構造計算上の荷重は分担させない。

<必須>

遮水工は、必要な水密性及び屈とう性を有する構造とし、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。

<標準>

遮水工は、水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、適切な位置に設けることを基本とする。

遮水工の構造、遮水工の深さ、水平方向の長さは、堤防断面形状、水頭差、浸透経路長、過去の事例などを総合的に検討のうえで決定することを基本とする。

<推奨>

1) 配置

遮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掘による土砂の吸出しを防止するために図 1-7-19 のように設けることが望ましい。

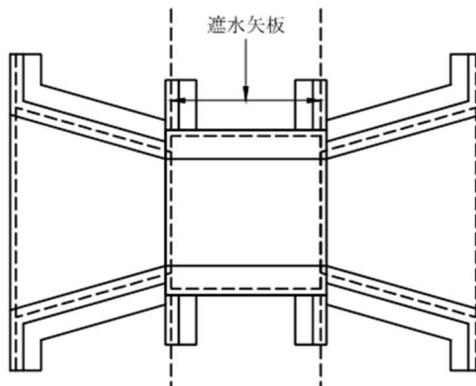


図 1-7-19 水門の遮水矢板の配置

2) 構造

遮水矢板は、本体と離脱しないように配慮し、水平方向に設ける遮水矢板は必要に応じ屈とう性を有する構造として設計することが望ましい。

3) 鋼矢板を遮水工として用いる場合の留意点

遮水矢板は、安全性、現場条件及び市場性を考慮したうえで、U形（普通型、広幅型等）、ハット型の経済比較を行い、適切に選定することが望ましい。

<例 示>

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、コンクリートのカットオフとする場合がある。

7. 6. 6 基礎

<考え方>

基礎は、床版及び翼壁の下に同一の基礎形式を選定し、不同沈下を起こさず、堤防の弱点とならないようにすることが必要である。

基礎は、鉛直荷重のみならず水平荷重に対して安定する構造として設計する必要がある。

基礎の設計に当たっては、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（平成24年3月）」、杭基礎に当たっては「杭基礎設計便覧（平成27年4月）」及び「杭基礎施工便覧（平成27年4月）」により設計するものとする。道路橋示方書は平成29年11月に、杭基礎設計便覧及び杭基礎施工便覧は令和2年9月に改訂されている。これらの改訂では、性能規定（限界状態設計法及び部分係数法）に対応した記述に見直しており、従来の仕様規定（許容応力度設計法）とは異なる設計体系となっている。そのため、道路橋示方書、杭基礎設計便覧及び杭基礎施工便覧の設計法を適用する場合は、従来の仕様規定について記載しているものを適用する必要がある。

基礎形式の選定に当たっては、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、経済性等を考慮し、総合的に判断する必要がある。

地質条件等によっては地震時の液状化対策も必要となるため、耐震対策の必要性も併せて検討する必要がある。耐震対策を行う場合は、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 IV水門・樋門及び堰編」によって照査を行い設計する必要がある。

<必 須>

基礎は、上部荷重等によって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なるよう設計するものとする。また、水平荷重に対して安定する構造となるよう設計するものとする。

<標 準>

基礎は、水門と翼壁の間に不同沈下が発生し堤防の弱点とならないようにするため、床版及び翼壁の下に同一の基礎で設けることを基本とする。

基礎の形式及び構造は、良質な地盤に安全に荷重を伝達できるよう適切に選定することを基本とする。

7. 6. 7 護床工

<考え方>

護床工は、流速を弱め流水を整え、併せて流水による洗掘等から堤防や翼壁、水叩きを保護するために翼壁前面に設ける必要がある。

護床工の構造は、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、鉄筋により連結されたブロック構造又はコンクリート構造等とし、その下流の整流となる区間では、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。そのため、屈とう性を有する構造とし、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。

上流側護床工の設置範囲は、計画高水位の水深程度以上の長さを確保する。下流側護床工の設置範囲は、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と、その下流の整流区間に分けて設計する。

<必 須>

護床工は、必要な屈とう性を有する構造とし、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。

<標 準>

護床工は、水叩き上下流での洗掘を防ぐため、翼壁の前面に設けることを基本とする。

護床工は、屈とう性を有する構造とし、水叩き上下流での洗掘を防ぐことができる長さ及び構造となるよう設計することを基本とする。

7. 6. 8 護岸

<考え方>

護岸は、水門の影響による流水の乱れ、高潮時及び風浪時の波浪、計画津波水位以下の津波及び越波に対し堤防を保護するとともに、水門及び水門周辺の堤防が一連区間の中で相対的な弱点にならないように水門周辺の堤防に護岸を設ける必要がある。

水門が横断する河岸又は堤防に設ける護岸は、水門の両端（胸壁又は翼壁）から上流及び下流にそれぞれ 10m の地点を結ぶ区間以上、堤防天端での開削幅がカバーできる区間以上のいずれか大きい区間に設ける必要がある。近接する場合は、その区間を空けずに連続させる必要がある。

護岸の形式及び構造は、「改訂護岸の力学設計法」を参考に設定する必要がある。

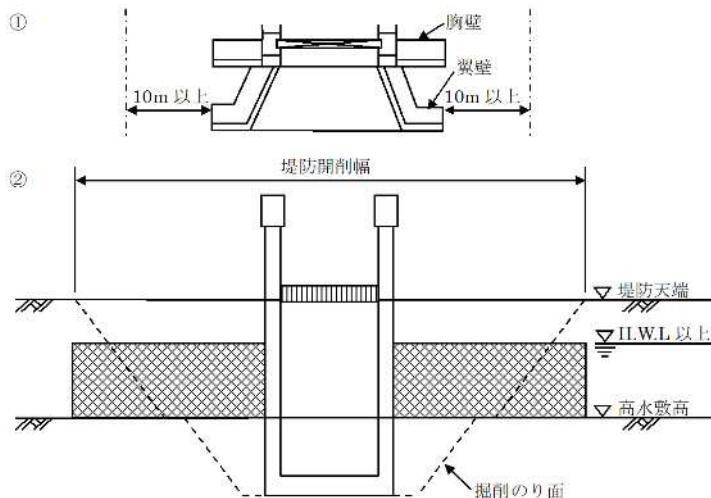


図 1-7-20 水門の護岸の例

護岸には、多くの形式があり、使用される素材、構造の外観等はさまざまであるが、設置箇所の河道特性や周辺の護岸形式及び構造を踏まえて設計する必要がある。

<必 須>

護岸は、流水の変化に伴う河岸又は堤防の洗掘を防止するために設けるものとし、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。

<標 準>

護岸は、流水等の作用により、堤防又は河岸を保護するため、適切な範囲に設けることを基本とする。

護岸の形式及び構造は、設置箇所の河道特性及び水門周辺の堤防環境を考慮し、適切に設定することを基本とする。

7. 6. 9 高水敷保護工

<考え方>

高水敷は、水門の翼壁部分又は取付水路によって上下流に不連続となり、一般にその部分で乱流が起こり、洗掘を受けやすいので、必要な範囲に高水敷保護工を設ける必要がある。

なお、高水敷の河川横断方向に設ける水門の取付水路については、「工作物設置許可基準第十」を参照する。

高水敷保護工の構造は、一般には、カゴマット、連節ブロック等を用いて流水の作用による高水敷の洗掘を防止するものとし、かつ、周辺景観との調和、河川の生態系の保全等の河川環境の保全に配慮して覆土を行う必要がある。

取付水路保護工は、取付水路の範囲において設けることを基本とし、周辺護岸や高水敷の利用を踏まえて設ける必要がある。

<必 須>

高水敷保護工は、高水敷の洗掘を防止する構造とし、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。

<標準>

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するため、高水護岸前面に設けることを基本とする。

高水敷保護工の構造は、河川の生態系の保全等の河川環境の保全に配慮した構造を基本とする。

高水敷保護工は、「7.6.8 護岸」で示す護岸の範囲において設けることを基本とする。

7.6.10 付属施設

(1) 管理橋

<考え方>

管理橋は、水門の開閉操作及び維持管理、堤防の管理用通路として利用するため、水門左右岸の堤防天端を円滑に接続する必要がある。

管理橋の桁下高は、流下断面を阻害しないことを目的に、計画堤防高さ以上とする必要がある。管理橋の橋面高は、取付道路の構造等を確認し、路盤が計画堤防断面内に入らないような高さとする必要がある。管理橋の構造は、設計自動車荷重を考慮して、適切な構造とする必要がある。設計自動車荷重の設定において、水門に接続する堤防は水防活動上必要な道路として耐え得る設計自動車荷重であるにもかかわらず、水門の管理橋だけがそれに耐え得ないのは極めて不都合であるため、配慮が必要である。

ただし、管理橋の幅員が3m未満の場合や兼用道路にならない場合はこの限りではなく、水門の維持管理上必要な荷重を勘案したうえで設計自動車荷重を設定する必要がある。

管理橋の幅員は、接続する管理用通路の幅員、交通量、その重要性等と、水門管理及び水防時の交通を考慮して決定する必要がある。ただし、兼用道路の場合は道路管理者と協議する必要がある。

<必須>

管理橋は、水門の管理を目的として設置し、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。

<標準>

管理橋は、水門の操作及び堤防の管理用通路として利用するため、堰柱上に設置し堤防天端を接続するよう設けることを基本とする。

管理橋の桁下高は、計画高水位に余裕高を加えた堤防高さ（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は現状の堤防の高さ）以上とすることを基本とする。管理用通路としての効用を兼ねる管理橋の設計自動車荷重は、水門に接続する管理用通路の設計自動車荷重を考慮して20t以上の適切な値を設定することを基本とする。ただし、管理橋の幅員が3m未満の場合や兼用道路にならない場合はこの限りでない。水門に接続する堤防が兼用道路の場合で、設計自動車荷重を「道路構造令（昭和45年政令第320号）第35条第2項」に規定する25tとしている場合には、設計自動車荷重を25tとすることを標準とする。また、河川管理上必要と認められる場合には、設計自動車荷重を25tとしてもよい。

管理橋の幅員は、水門に接続する管理用通路の幅員を考慮した適切な値とすることを基本とする。

(2) その他付属施設

<考え方>

付属施設には、操作室、水門等操作観測員待機場、管理用階段、照明設備、水位観測施設、船舶通航用の信号、繫船環、防護柵等があり、ゲート操作のための水位把握、操作員等の安全確保、維持管理に必要な施設を設ける必要がある。

＜標準＞

水門には、維持管理及び操作のため、必要に応じて付属施設を設けることを基本とする。

7. 6. 11 既存施設の自動化・遠隔化

＜考え方＞

新設の水門のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとしているが、既存の水門のゲートの操作のための設備についても、水門の目的、規模、操作員の負担軽減や安全の確保等の管理体制を踏まえ、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。

自動化は、計測した水位に応じて自動で開閉操作を行うことができるよう改修することや、ゲート自体を自動開閉が可能なものとすることであり、遠方操作化、遠隔操作化は、管理所や遠隔地から操作を行うことを可能とすることである。

＜標準＞

既存の水門のゲートの操作のための設備については、必要に応じて自動化、遠方操作化や遠隔操作化を検討することとする。

7. 7 水門構造に関するその他事項

＜考え方＞

1) 現況施設の能力を上回る事象に対する対応について

現況施設能力を上回る洪水の生起により計画高水位を超えるような事象が頻発しており、今後の気候変動の影響によっては、このような事象が更に増えることも考えられる。そのため施設能力を上回る外力に対し、「構造上の工夫」により減災を図ることが求められる。

2) 気候変動を踏まえた施設設計について

今後、気候変動により外力が更に増加する可能性があることにも留意する必要がある。そのため、外力の増加への対応として、大規模な改良とならないよう補強しやすい構造とする又は、あらかじめ対策を施すなどの設計が求められる。

3) ICT や BIM/CIM の利用

i-Construction 推進の一環として、ICT による建設生産プロセスのシームレス化が取り組まれている。UAV 写真測量やレーザースキャナー計測などで得られる 3 次元点群データを活用することで、現況地形や既設物の構造を様々な角度・断面から把握することができる。新設・改修する施設の 3 次元モデルを作成し活用することにより、構造に関して関係者の理解と合意形成が促進される。このため、計画段階など事業の早期段階をはじめ、施工段階、施工後の点検・補修・修繕の段階において BIM/CIM を積極的に活用し、水門本体及び水門周辺の堤防を適切に維持管理していくことが求められる。

<例 示>

気候変動により外力が増大し、将来、施設の改造が必要になった場合でも、外力の増大に柔軟に対応できる、できるだけ手戻りのない設計を実施している以下のような事例がある。

- ・日光川水閘門では、耐用年数内の海面水位の上昇量を想定し、改造等が容易な構造形式の選定、追加的な補強が困難な門柱部の嵩上げ及び基礎部補強をあらかじめ実施している。

<愛知県例示>

[日光川水閘門における気候変動等への取組]

新しい日光川水閘門改築の基本計画は、日光川水閘門改築技術検討委員会での審議結果に基づくものとしている。

気候変動量の将来予測は 100 年後の変化量が示されているが、変化量及び推移傾向には不確実性が含まれている。このため、不確実な外力に対する設計思想は、柔軟に拡張できる確認型対策を基本とし、供用中の対策が困難かつ当初設計に見込むことが効率的な部位、部材に関しては先行型対策を講じている。

なお、先行型対策とした場合は、変化量及び推移傾向の不確実性を踏まえ、耐用年数内で推定される変化量の最大値まで対応可能な構造としている。

具体的には、躯体、基礎杭は将来、簡単に対応ができないことから先行型対策を講じ、耐用年数 100 年間で推定される変化量に対応した構造としている。

また、扉体の継足し、コンクリートの嵩上げ等により簡単に対応が可能な構造については、確認型対策を講じた。なお、扉体及び設備に関しては、耐用年数 50 年の交換時期に合わせて対策を講ずることがより効率的として設計している。

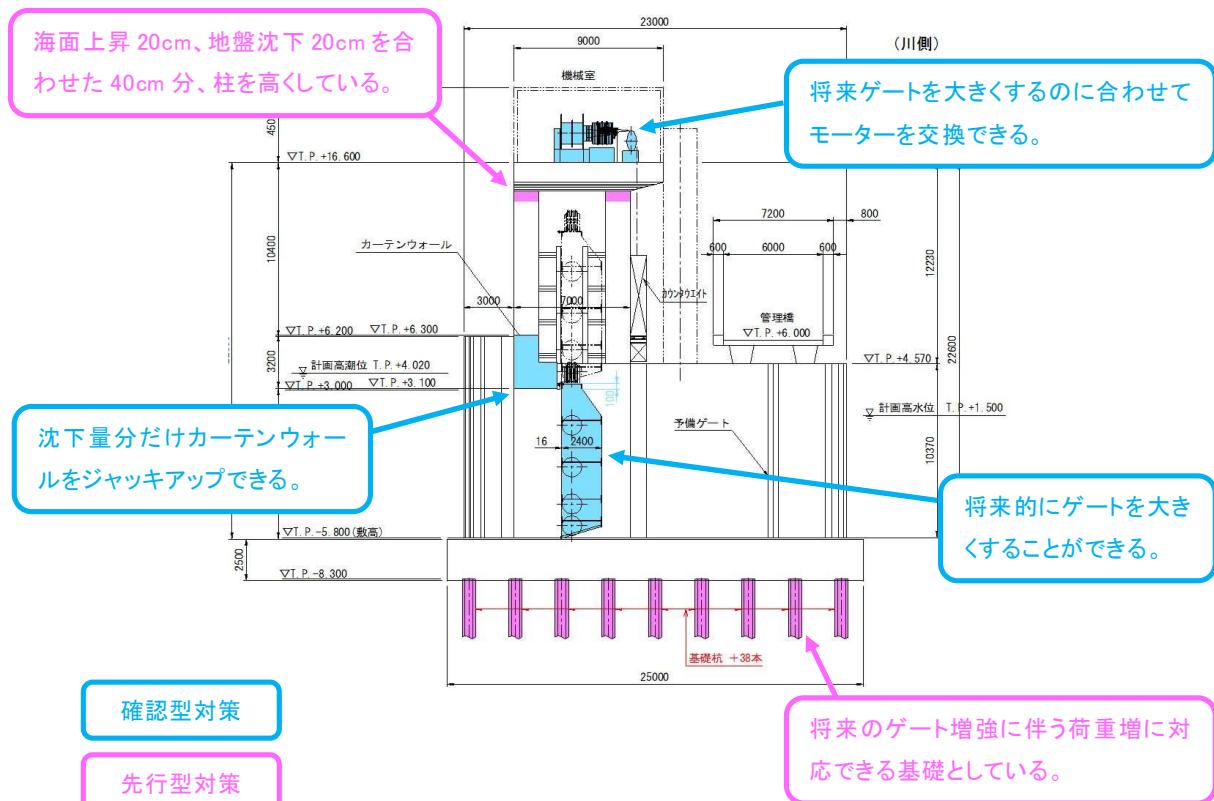


図 1-7-21 日光川水閘門における取組事例

第8節 トンネル構造による河川

8. 1 トンネル構造による河川設計の基本

＜標準＞

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。

＜考え方＞

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。

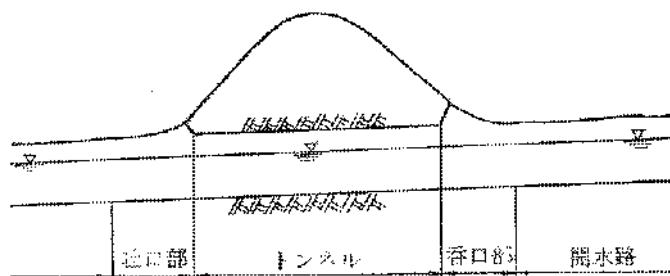


図 1-8-1 トンネル河川の各部の名称

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。

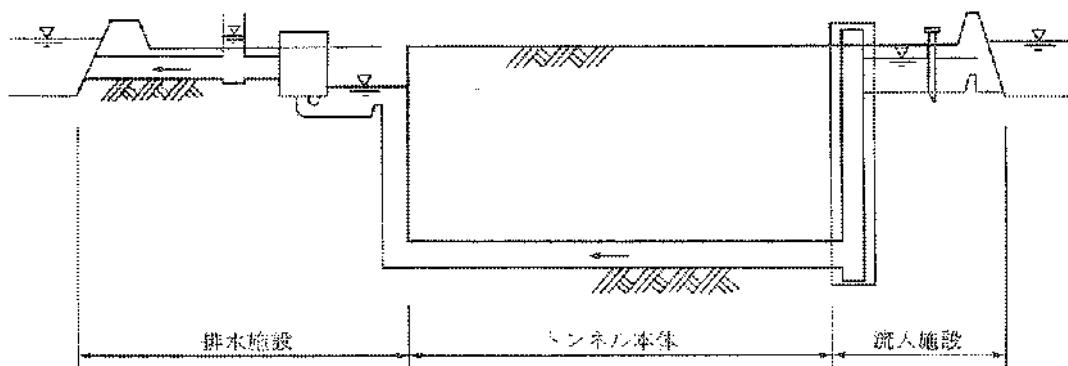


図 1-8-2 地下河川の各部の名称

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。

8. 2 構造細目

8. 2. 1 本体

＜標準＞

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。

＜考え方＞

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、土砂等による磨耗のため、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。

8. 2. 2 吞口部および流入施設

8. 2. 2. 1 吞口部

＜標準＞

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。

＜考え方＞

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、防除パイ尔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。

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。

8. 2. 2. 2 流入施設

＜標準＞

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、流木等に対して適切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。

<考え方>

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1-8-3）。

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。

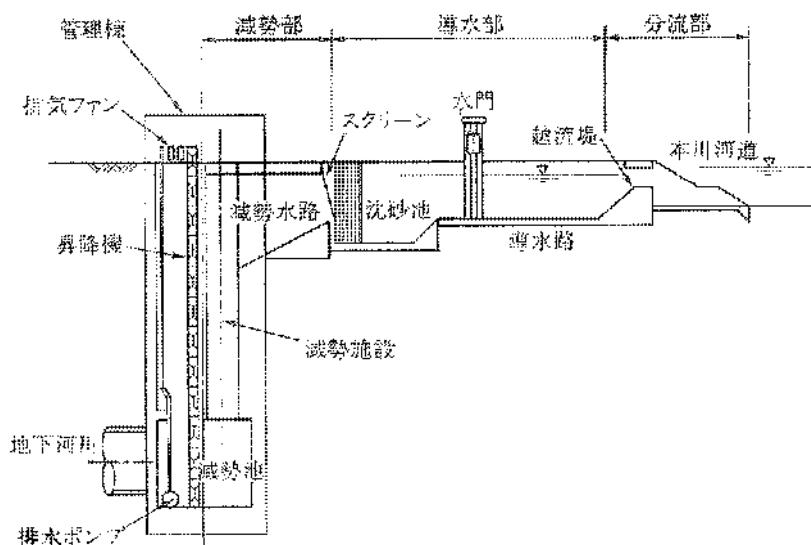


図1-8-3 流入施設の例

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。

8. 2. 3 吐口部および排水施設

8. 2. 3. 1 吐口部

<標準>

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。

＜考え方＞

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、伸縮継目を設けるものとする。

8. 2. 3. 2 排水施設

〈標 準〉

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。

＜考え方＞

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1-8-4）。

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閑塞等について、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。

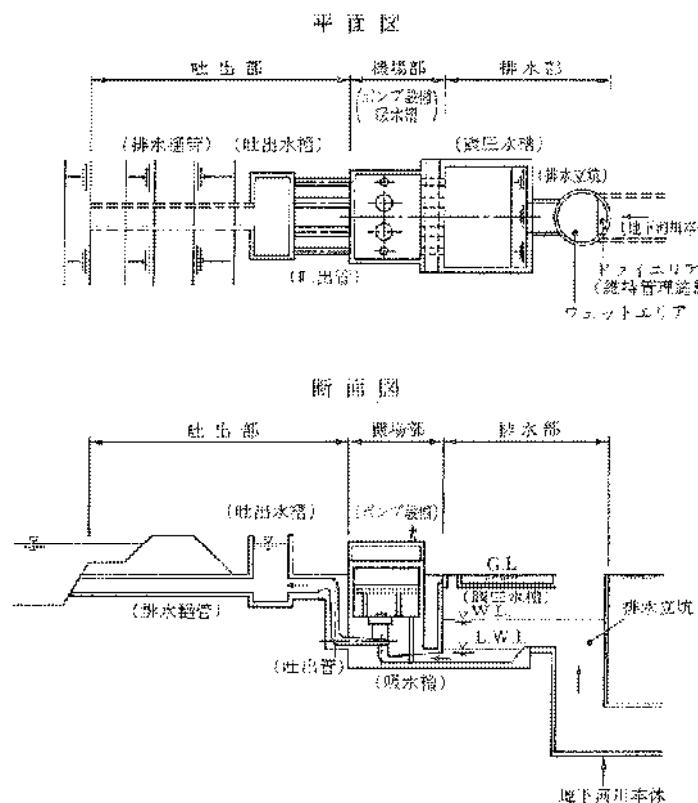


図 1-8-4 排水施設の例

8. 2. 4 維持管理に対する施設

<標準>

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や断でき、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。

<考え方>

トンネル構造による河川は、常時巡規ができてライニングの欠落、クラックの発生、インパートの破損、落盤の徵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や断できる構造とする。この場合、通常の角落し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、および周辺の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。

8. 3 設計細目

8. 3. 1 トンネル

8. 3. 1. 1 設計流量

<標準>

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。

<考え方>

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、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。

- 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
- 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3-1章 3.2.2 参照）の断面により対応するものとする。

8.3.1.2 設計流速

＜標準＞

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。

＜考え方＞

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、7 m/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。

- 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、従来の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。

- 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。

8.3.1.3 断面

＜標準＞

トンネルの断面は、安全性、施工性等を考慮したうえで、流水の流下に支障を及ぼさないよう設計するものとする。

＜考え方＞

トンネル断面の設計にあたっては、地質条件、地下水位および水理条件等を考慮することはもとより、安全性、施工性等を十分検討して、流水の流下に支障を及ぼさないように設計するものとする。

開水路方式のトンネルについては、トンネル内で跳水現象が生じないように十分な検討を行い、必要に応じて水理模型実験で検証する。

また、トンネル内の曲線部分では、一般に v^2/gR (v : 流速、 R : 曲率半径、 g : 重力加速度) に相当する横断水面勾配（常流の場合）となるので、特に、カルバートタイプのトンネルの場合、天井部分に水面が接触しないよう設計するものとする。なお、水路トンネルであることから、地質の良、不良にかかわらずインバートは必ず設け、厚さは35cm以上とし、トンネルの施

工継目には止水板を設けるものとする。

また、流下量は、断面積よりも動水勾配に大きく規定されることから、設計流量の流下に必要な断面積の決定にあたっては、動水勾配線を設定する必要がある。ポンプ併用式の場合は、ポンプ急停止時のサーボング現象等にも考慮して設定する必要があり、断面やポンプ揚程によって動水勾配線が変化することから、計画断面は、ポンプ規模（揚程）と併せて検討する必要がある。すなわち、開水路方式の場合の計画高水位は下流端条件を考慮した不等流水位または等流水位のいずれか高いほうを基準とし、これらを包括して考えるものである。

第9節 排水機場

9. 1 排水機場設計の基本

＜標準＞

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。

＜考え方＞

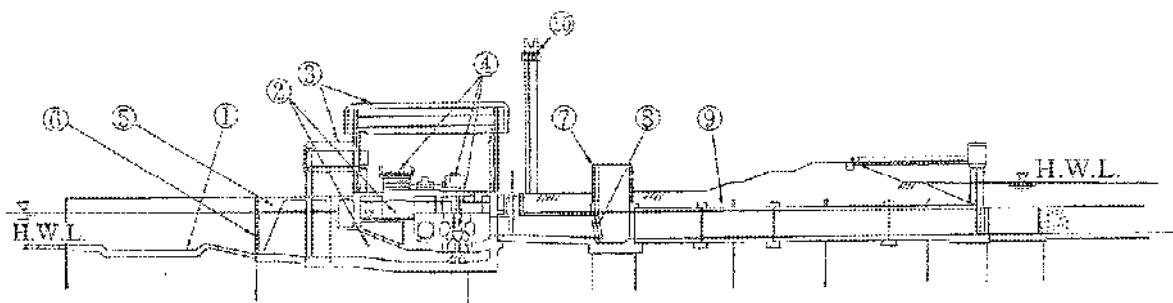
排水機場は、ポンプにより堤防を横断して内水または河川水を排除するために設けられる施設である。内水排除には、支川の合流点の逆流防止水門や高潮防御のための河口部の防潮水門等のゲートが閉じられた場合の排水等がある。

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。

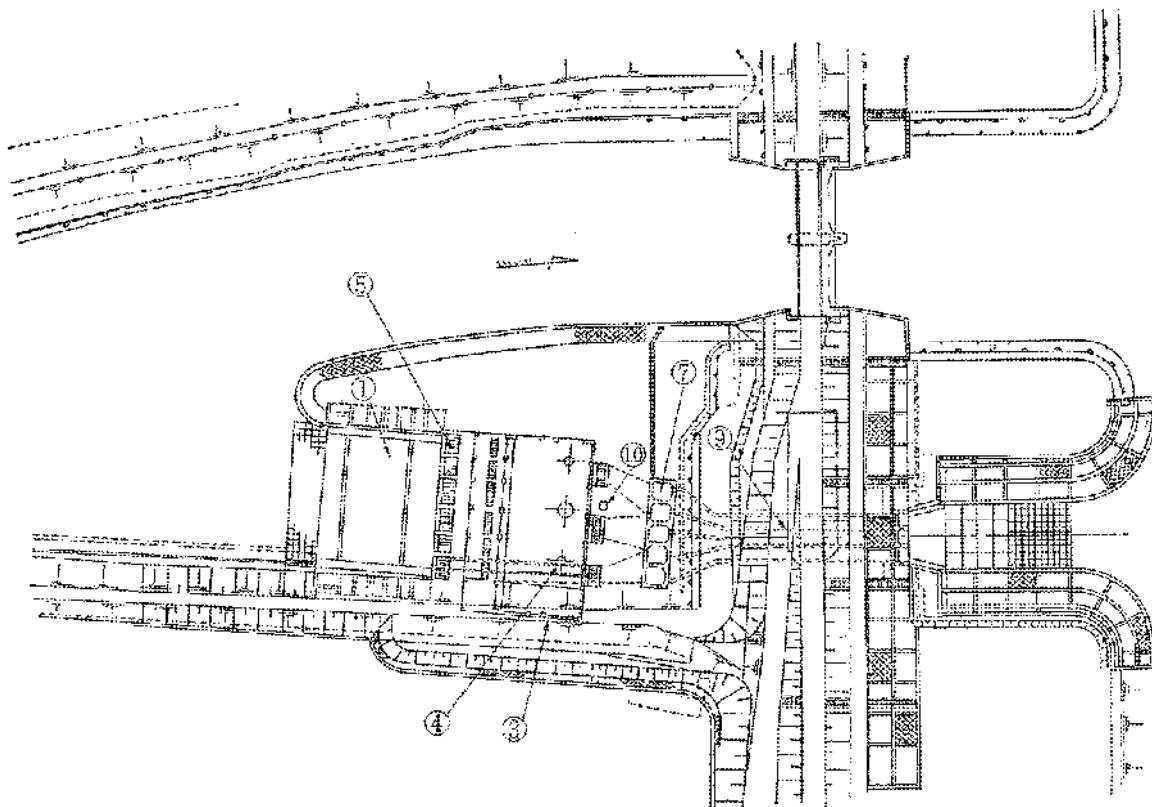
ポンプ設備の詳細については、「揚排水ポンプ設計技術基準（平成 26 年 3 月、国土交通省）」、「揚排水ポンプ設備設計指針（案）（平成 13 年 2 月、国土交通省）」による。また、小規模ポンプ、救急排水ポンプ機場については、それぞれ「揚排水ポンプ設備技術基準（平成 26 年 3 月、国土交通省）」、「揚排水ポンプ設備設計指針（案）（平成 13 年 2 月、国土交通省）」、「救急排水ポンプ設備技術指針（平成 6 年 8 月、建設省）」によるものとする。なお、設計にあたっては、景観も考慮し、周辺との調和を図る必要がある。

排水機場はおもに、

①沈砂池 ②機場本体 ③機場上屋 ④ポンプ設備 ⑤スクリーン ⑥角落しまたは制水ゲート ⑦吐出水槽 ⑧逆流防止弁 ⑨樋門 ⑩排気煙突
からなり、一般に図 1-9-1 のように配置されている。

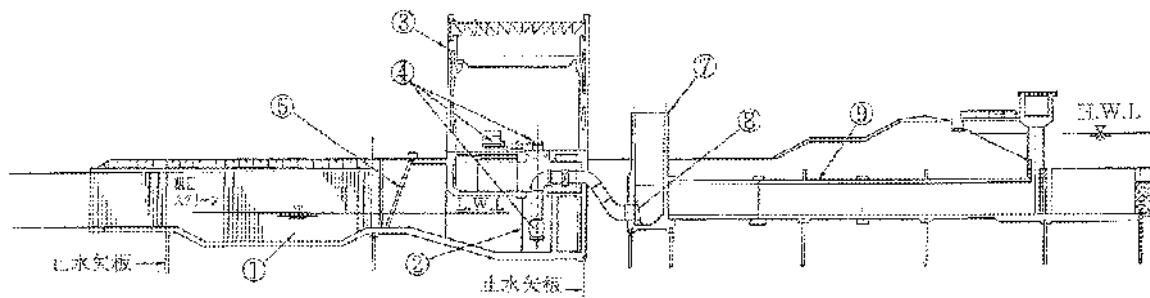


(a) コンクリートケーリング式排水機場の例

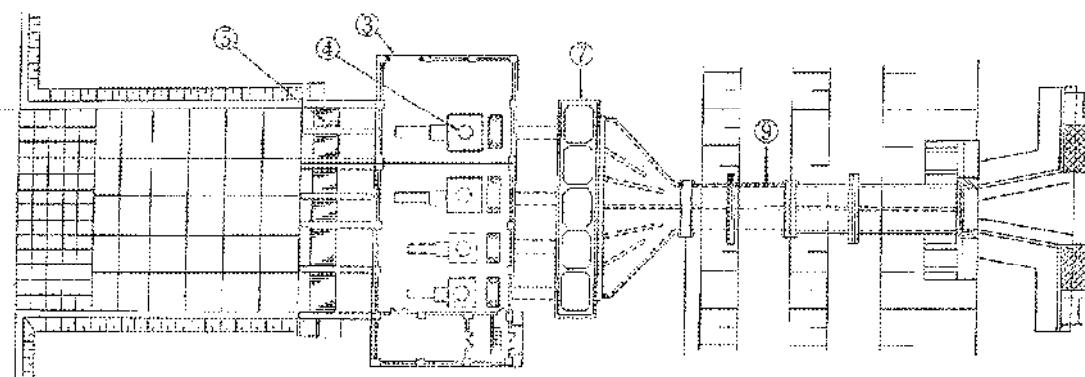


(b) コンクリートケーリング式排水機場の例(平面図)

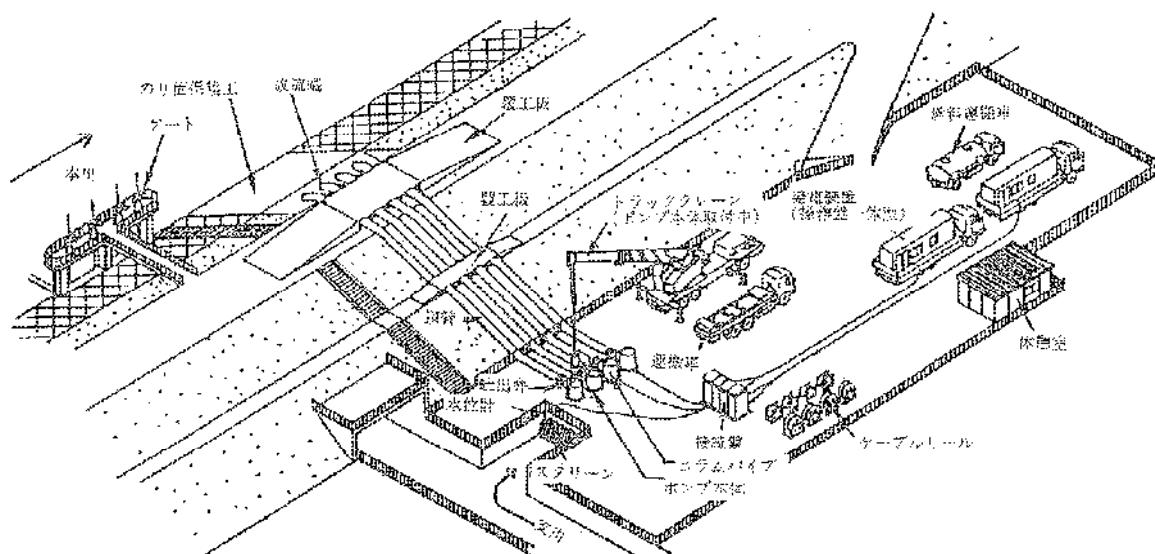
図 1-9-1 排水機場の各部の名称 (番号は本文に対応)



(c) 立軸二床式排水機場の例



(d) 立軸三層式排水機場の例(平面図)



(e) 敷島排水ポンプ(水中ポンプ)の例

図 1-9-2 排水機場の各部の名称

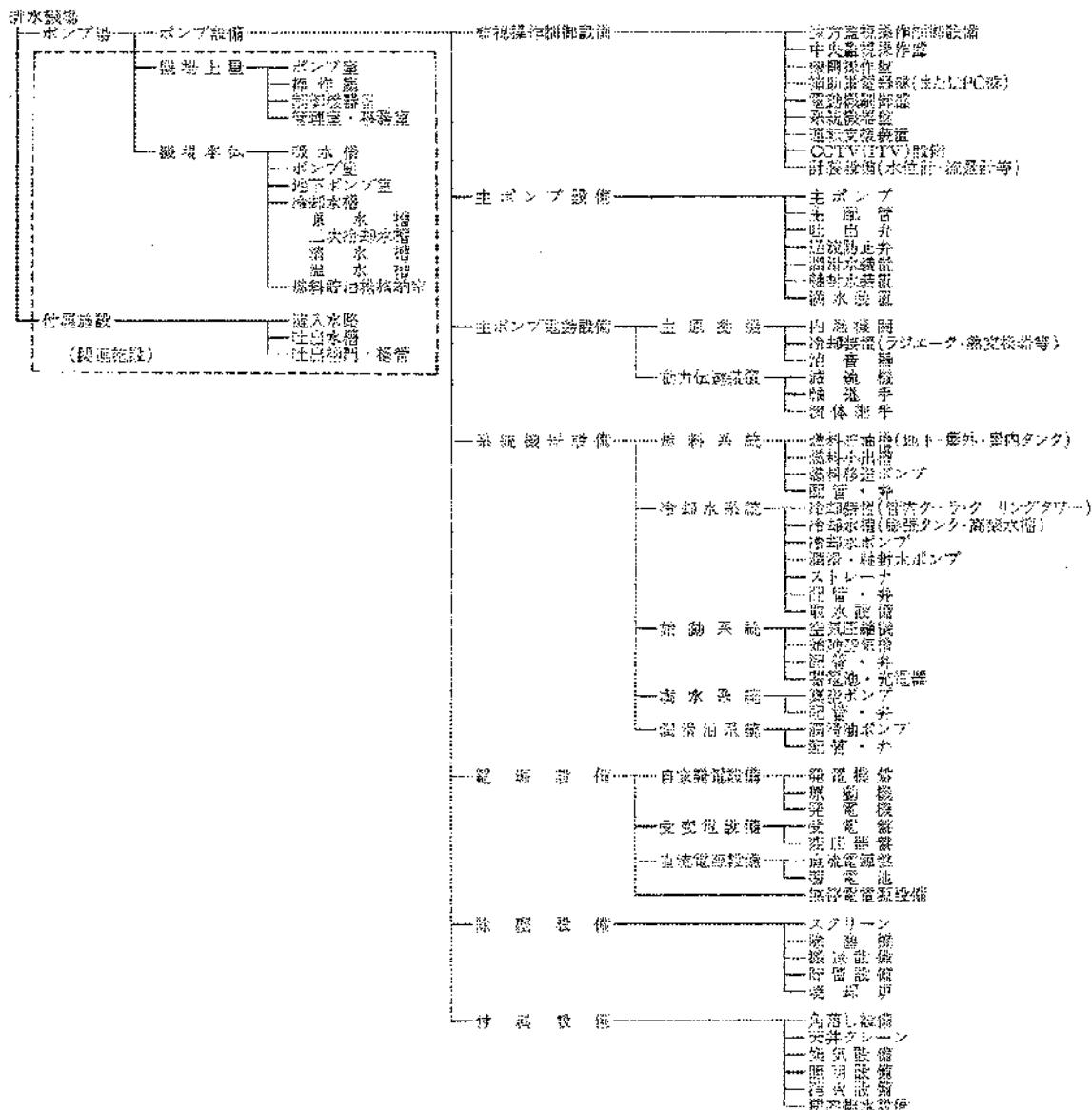


図 1-9-3 排水機場の構成

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 1-9-3 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。

9. 2 構造細目

9. 2. 1 沈砂池

<標準>

沈砂池は、流水中の土砂を沈降させてポンプの摩耗、損傷を防ぐため、必要に応じて吸水槽の前に設けるものとする。沈砂池の流入部は、偏流を防ぐようにするものとする。

<考え方>

流水中の土砂はポンプの主要部の寿命を低下させる原因となるので、特に砂礫質の土砂がポンプに流入する恐れのある場合には、河川の状況等により必要に応じて沈砂池を設けるものとする。

沈砂池の形状は、敷地の形態、施設の配置等に支配されるが、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。またその諸元は、流水の流況、流入土砂の粒度を勘案し、ポンプの摩耗等の影響が生じないように設定するものとする。

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。

9. 2. 2 機場本体

9. 2. 2. 1 機場本体

＜標準＞

機場本体は、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。

＜考え方＞

機場本体は、吸水槽、冷却水槽（または冷却水槽格納室）、燃料貯油槽（または燃料貯油槽格納室）、地下ポンプ室等によって構成される。

ポンプの軸形式は、大別すると横軸形、立軸形があり、立軸形には、一床式、二床式およびコンクリートケーシング式がある。また、ポンプの特殊形式にはチューブラ形と水中形がある。

ポンプの設置方式の選定にあたっては、各々長所短所を有しているので、十分検討して決定する必要がある。なお、1台あたりのポンプ容量によるポンプの設置方式の選定は、表 1-9-1 を標準とするものとする。

表 1-9-1 ポンプの設置方式の選定

1台あたり ポンプ容量 (m ³ /s)	ポンプ の代表直線 (mm)	ポンプの 設置方式	立軸			水中 ポンプ
			横軸	一床式・荷深式	コンクリート ケーシング式	
1.0	700 まで					○
5.0 ぐらいまで	1500 まで	○	○	○		○
5.0 ぐらいを超え 10.0 ぐらいまで	1500 を超え 2000 まで	○	○	○		○
10.0 ぐらいを超える	2000 を超える		○	○	○	

表 1-9-2 は、立軸のポンプの設置方式を示したものである。

一床式、二床式およびコンクリートケーシング式の選定上注意事項は、次のとおりである。

1. 一床式、二床式

機械重量、水位条件、機器の配置、保守、経済性等を検討して決定するものとする。

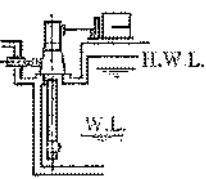
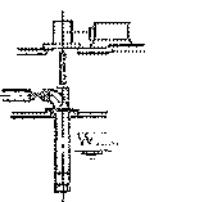
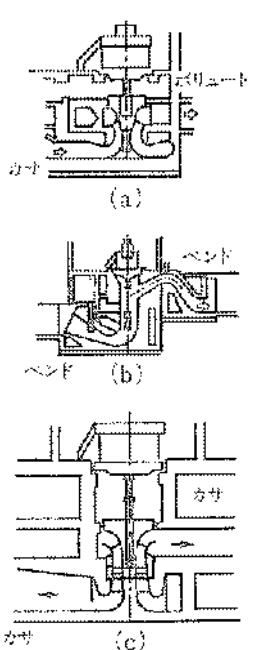
1つの機場内で大、小の容量のポンプを計画する場合は、原則として大容量ポンプの設置方式に統一する。

2. コンクリートケーシング式

排水用ポンプの場合は、設計条件から計画運転開始内水位付近での実揚程が 0m における運転が可能なように計画されるのが一般である。このため、土木基礎の掘削量の低減、土木構造物の全体高さの低減等を考えると、吸込み形状については、軸流、斜流ポンプとも

カサ形を、吐出し形状については、軸流ポンプの場合はカサ形、斜流ポンプの場合はボリュート形とするほうが有利となる例が多い。しかし、吸込側水と吐出し側水位の水位差が最小でも4.0~5.0m以上の場合には、吸込み、吐出し形状ともベント形を採用したほうが有利となるので、注意する必要がある。

表 1-9-2 ポンプの設置方法

吸込 貯 槽 形	一床式		<ul style="list-style-type: none"> ・小、中口径用。 ・二床式に比べて本構造が簡単。 ・ポンプの床下寸法を短くできる。 															
	一床式		<ul style="list-style-type: none"> ・口径に関係なく広く採用される。(特に大口径、大容量の場合に土木構造上有利) ・機械荷重を2つの床に分担させうる。 ・吸水位が低くポンプ設置床を下げたい場合に適する。 ・内水位が高く原動機を浸水から保護する場合に適する。 															
コンクリートケーシング式			<ul style="list-style-type: none"> ・管路の一部または全部をコンクリート構造にすることにより設備経費の節約ができる。 ・管路の設計の自由度が大きい。 ・吸水槽の形状は、構造により次の2種類に分けられる。 <table border="1"> <thead> <tr> <th>カサ形</th> <th>ベンド形</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> <ul style="list-style-type: none"> ・高さ方向寸法小。 ・土木構造はやや複雑。 ・吐出し側に逆流防止弁、ゲートなどを必要とする。 </td> <td> <ul style="list-style-type: none"> ・高さ方向寸法大。 ・土木構造はカサ形よりも単純。 ・吐出し側がサイフォンの場合、逆流防止弁、ゲートは不要だが、真空破壊装置や吸気装置が必要なことがある。 </td> </tr> </tbody> </table> <p>・吸込み、吐出し形式は種々の組合せがあり次のとおりである。</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">ポンプ形式</th> <th colspan="2">コンクリートケーシング</th> </tr> <tr> <th>吸込み形式</th> <th>吐出し形式</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>軸流ポンプ</td> <td>カサ形(a) ベンド形(b)</td> <td>カサ形(c), ベンド形(b) カサ形(c), ベンド形(b)</td> </tr> <tr> <td>斜流ポンプ</td> <td>カサ形(a) ベンド形(b)</td> <td>ボリュート形(a), ベンド形(b) ボリュート形(a), ベンド形(b)</td> </tr> </tbody> </table>	カサ形	ベンド形	<ul style="list-style-type: none"> ・高さ方向寸法小。 ・土木構造はやや複雑。 ・吐出し側に逆流防止弁、ゲートなどを必要とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・高さ方向寸法大。 ・土木構造はカサ形よりも単純。 ・吐出し側がサイフォンの場合、逆流防止弁、ゲートは不要だが、真空破壊装置や吸気装置が必要なことがある。 	ポンプ形式	コンクリートケーシング		吸込み形式	吐出し形式	軸流ポンプ	カサ形(a) ベンド形(b)	カサ形(c), ベンド形(b) カサ形(c), ベンド形(b)	斜流ポンプ	カサ形(a) ベンド形(b)	ボリュート形(a), ベンド形(b) ボリュート形(a), ベンド形(b)
カサ形	ベンド形																	
<ul style="list-style-type: none"> ・高さ方向寸法小。 ・土木構造はやや複雑。 ・吐出し側に逆流防止弁、ゲートなどを必要とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・高さ方向寸法大。 ・土木構造はカサ形よりも単純。 ・吐出し側がサイフォンの場合、逆流防止弁、ゲートは不要だが、真空破壊装置や吸気装置が必要なことがある。 																	
ポンプ形式	コンクリートケーシング																	
	吸込み形式	吐出し形式																
軸流ポンプ	カサ形(a) ベンド形(b)	カサ形(c), ベンド形(b) カサ形(c), ベンド形(b)																
斜流ポンプ	カサ形(a) ベンド形(b)	ボリュート形(a), ベンド形(b) ボリュート形(a), ベンド形(b)																

排水機場は、その目的から低平地に設けられることが多く、かつ、非常時の運転を確保するために、機場本体内に設置されている各種の機器および配線等を内水(地下水を含む)の浸水から保護し、運転不能の事態が発生しないよう、湛水位に対して余裕をもった高さまで水密構造とする必要がある。また、地下の機器室等は、通気孔により換気できる構造とする必要がある。

機場本体内の最深部には、必要に応じて排水槽を設け、漏水等により排水槽より上の部分に侵入した水を隨時排水できるよう適当な容量のポンプを設けるものとする。

9. 2. 2. 2 吸水槽

9. 2. 2. 2. 1 吸水槽の形式

＜標準＞

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。

＜考え方＞

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。このため、吸水槽はポンプの吸込管と分離したものになる。一方、口径が2000mmを超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、空気を吸い込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。

9. 2. 2. 2. 2 吸水槽の形状と構造

＜標準＞

吸水槽の形状は、流水の乱れが起きないようなものとし、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。

9. 2. 2. 3 冷却水槽

＜標準＞

冷却水槽は、内燃機関の冷却方式との関連で必要に応じて設けるものとする。

＜考え方＞

- 原則として冷却水槽を必要としないポンプ駆動方式を採用するものとする。この方式としては、管内クーラー、セラミック軸受、ガスタービン、空冷減速機等の組合せによる方式がある。
- 冷却水槽は、一般に各種原動機の冷却（一次冷却）、羽根車の軸受部、およびその周辺のグランド部の潤滑を行うための清水槽、および一次冷却水の冷却（二次冷却）、減速機や流体継手の油等の冷却を行うための原水槽からなる。一次冷却水は、水道水または井戸水から給水された常温清水を使用する。二次冷却水は、沈砂槽や除塵設備を設け、河川水をオートストレーナ等でろ過した水を使用する。これらの水槽は、機場地下の吸水槽に併設する。

清水槽と原水槽は1個所にまとめ、ポンプ類の保守、運転、組立、分解等が容易であり、かつ、主機関との距離が短くなるよう配置するものとする。冷却水槽は、機場内スペースを有効に利用するため、原則として搬入口の地下等に設け、小規模の機場の場合は、必要に応じてポンプ吐出管の床下等のスペースを利用して設けるものとする。

9. 2. 2. 4 燃料貯油槽

＜標準＞

燃料貯油槽は、機場内のスペースを有効に活用するとともに、給油が容易で原動機に近い位置に配置するものとする。

燃料貯油槽の形式は、地下タンク貯蔵所、屋外タンク貯蔵所、屋内タンク貯蔵所を標準とするものとする。

燃料貯油槽の容量は、原動機の種類、出力、運転継続時間等から決定するものとする。

<考え方>

1. 燃料貯油槽は、消防法に定められる範囲内で機場敷地を有効に利用し、燃料油補給の便を考慮したうえで内燃機関に近い場所に設置するのがよい。
また、燃料貯油槽の設計に際しては、地盤の支持力等も十分検討する必要がある。
2. 形式の説明

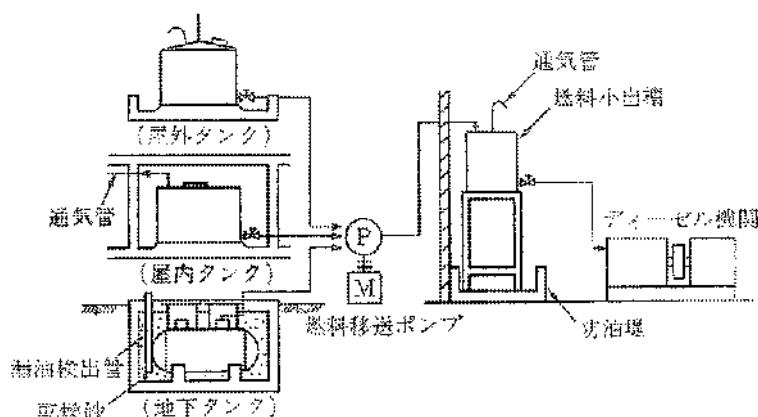


図 1-9-4 燃料貯油槽の形式

3. 燃料油は、容量の関係から一般に消防法に定められる危険物に該当しているため注意が必要である。
(1) 危険物と指定数量の関係等を表 1-9-3 に示す。

表 1-9-3 内燃機関に関する危険物（消防法第 9 条の 3 参照）

種別	品名	指定数量	引火点	例
第 4 類	第 1 石油類	200 (t)	21°C未満	ガソリン
	第 2 石油類	1,000 (t)	21°C以上 70°C未満	軽油
	第 3 石油類	2,000 (t)	70°C以上 200°C未満	重油
	第 4 石油類	9,000 (t)	200°C以上	シンダ油

- (2) 指定数量以上の場合（消防法第 10 条および第 11 条参照）

- ① 指定数量以上の危険物を貯蔵し、または取り扱う場合は、「危険物の規制に関する政令」等によること。
- ② 品名の異なる 2 つ以上の危険物を同一場所で貯蔵し、または取り扱う場合は、危険物の品名ごとの数量をそれぞれの指定数量で除し、その商の和が 1 以上となるときも①と同様とする。
- ③ 設置にあたっては消防署の許可を必要とする。

- (3) 指定数量未満の場合（消防法第 9 条の 3 参照）

- ① 指定数量未満の危険物を貯蔵し、または取り扱う場合は「火災予防条例準則について」を基準とした市町村の「火災予防条例」による。
 - ② 指定数量の 1/5 以上であり、かつ指定数量未満の危険物（小量危険物）を貯蔵し、または取り扱う場合も①同様とする。
 - ③ 品名の異なる 2 つ以上の危険物を同一場所で貯蔵し、または取り扱う場合は、危険物の品名ごとの数量を、それぞれ指定数量の 1/5 数量で除し、その商の和が 1 以上になるときも②と同様とする。
 - ④ 各市町村の火災予防条例はその地区を考慮して制定されているので、指定数量の 1/5 未満の場合でも、届出を必要とすることがあるので、所轄消防署と打ち合わせること（燃料小出槽が相当する）。
4. 排水ポンプの燃料貯油槽の容量は必要連続運転時間に余裕を考慮して決定するものとする。一般には 2~3 割程度の余裕とする。
 5. 計画連続運転時間の算定は、機場の立地条件（燃料の補給条件など）によって異なる。一般的には計画洪水量に対応した排水運転 1 回分以上の排水作業を行う延運転時間を基準とし、敷地スペースや土木構造の制約にも配慮して定めるものとする。

9. 2. 2. 5 地下ポンプ室

＜標準＞

二床式の場合の地下ポンプ室は、次に示す内容を考慮して定めるものとする。

1. 地下ポンプ室は、上部荷重を安全に下方に伝達できる構造とする。
2. 地下ポンプ室は、補助機器の据付け、保守、点検が容易な構造とし、機器の搬入口、換気口、保守点検のための段階、歩廊、マンホール等を設けるものとする。

＜考え方＞

地下ポンプ室は、ポンプ運転時に共振現象を起こさないような構造とするものとする。

9. 2. 3 基礎

＜標準＞

排水機場の基礎は、上部荷重を良質な地盤に伝達する構造として設計するものとする。

＜考え方＞

排水機場の基礎については、本章 5. 6. 4 を参照する。

9. 2. 4 機場上屋

9. 2. 4. 1 ポンプ室

＜標準＞

ポンプ室は、特に必要な場合に設けるものとする。

＜考え方＞

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。

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 600 mm 以上のポンプが 2 台以上設置され、または据付重量が 5 t 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。
3. ポンプ室には、主ポンプ、付属設備、機器搬入口等を機能的に、かつ整然と配置するものとする。

9. 2. 4. 2 操作室、管理室等

<標準>

排水機場には、適切な操作室、管理室等を設けるものとする。

<考え方>

操作室は、原則として場内と場外設備全体をよく見渡せる位置に設けるものとする。また、配電盤等を格納する電気室は、換気と採光がよく、乾燥した場所で、乾燥、器具の点検、調整等が容易な広さを有するものとする。

管理室は、操作室、電気室、ポンプ室等の監視に適当な位置に設けるものとする。

9. 2. 5 ポンプ設備

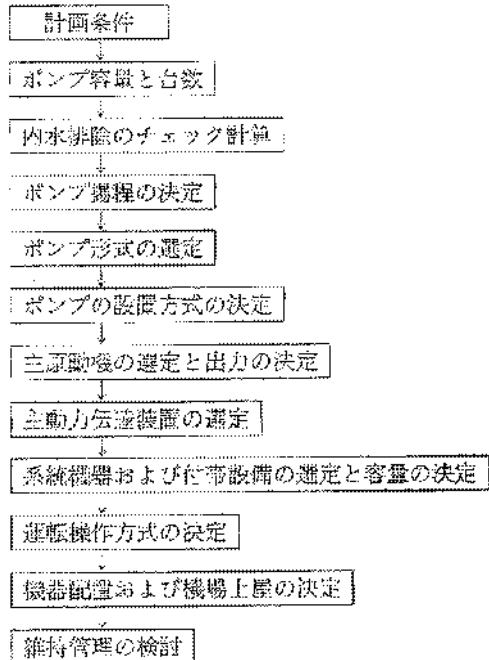
9. 2. 5. 1 ポンプ設備

<標準>

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。

<考え方>

排水機場のポンプ設備の設計手順は、次のとおりである。



9. 2. 5. 2 ポンプ容量と台数

＜標準＞

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。

＜考え方＞

1. ポンプの設置台数は標準として 2 台以上 10 台までとするものとする。なお、予備機は設置しない。表 1-9-4 は、計画排水量別の標準ポンプ設置台数を示したものである。

表 1-9-4 計画排水量別標準ポンプ設置台数

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

2. 1 台あたりのポンプ容量については、内水流出量の変化、ポンプの H-Q 特性等を検討し、スムーズな排水が可能なような容量分割とするものとする。また、ポンプの機能は、大小の 2 機種程度までとすることが多い。
なお、小規模出水の場合も集水状況に見合った排水量が確保できるよう、適切なポンプ容量の分割を行うものとする。

9. 2. 5. 3 計画実揚程

＜標準＞

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。

＜考え方＞

実揚程は、外水位と機場のスクリーン前面の内水位との差をいう。実揚程一排水量曲線において、計画排水量に対応する点を計画点といい、計画点における実揚程を計画実揚程という。

計画実揚程の決定にあたっては、内外水位波形、内水流出量の変動等から適切と考えられる計画実揚程を仮定し、その計画実揚程と計画排水量とに対応するポンプの実揚程一排水量曲線により内水排除チェック計算を行い、許容湛水位および許容湛水時間以下となることを確かめる。

計画実揚程は、一般に、外水の計画最高水位と内水の許容湛水位または許容水位との差の 70 ～ 80% 程度である。

ポンプの設計において用いる計画全揚程は、計画実揚程を決定した後、機場のスクリーンから吐出口までの損失揚程（吐出速度水頭を含む）を加えて求めるものとする。

9. 2. 5. 4 ポンプ形式の選定

<標準>

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。

<考え方>

ポンプの形式には、機種形式、軸形式、据付形式などがあり、一般的にはこれらを組み合わせた呼び方をする。

1. 機種形式は、ポンプ本体の基本的形状を表すもので斜流形、軸流形、うず巻形などに分けられるが、低揚程の揚排水ポンプでは、原則として斜流形、軸流形を使用する。
2. 軸形式は、ポンプの軸方向を表すもので横軸形、立軸形、斜軸形、などに分けられるが、原則として横軸形、立軸形を使うものとする。
3. 据付形式は、ポンプを据え付ける構造物の形状を表すもので立軸ポンプにおいて一床式、二床式がある。
4. 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。

9. 2. 5. 5 主原動機の種類の選定

<標準>

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。

<考え方>

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、現場条件によりディーゼルエンジンを用いることが有利な場合はディーゼル機関を用いるものとする。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。

9. 2. 5. 6 ポンプの運転範囲

<標準>

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、運転可能なようになる。
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。

9. 2. 5. 7 ポンプの運転操作方式

<標 準>

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。

<考え方>

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。

9. 2. 6 スクリーン

<標 準>

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。

<考え方>

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っては、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。

9. 2. 7 角落し等

<標 準>

吸水槽の流入口には、清掃、点検、修理等のため、角落し等を設けるものとする。

<考え方>

吸水槽の流入口には、吸水槽の除砂、スクリーンおよびポンプ設備の点検修理、土木構造物の修理用として、角落し等を設け、流入口には、角落しのため戸溝を設けるものとする。

9. 2. 8 吐出水槽

<標 準>

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。

<考え方>

吐出水槽は、ポンプによって排水された水をいったん自由水面のある水槽に入れて静水圧により堤外に排水し、ポンプの非常停止や、急始動した場合の水撃作用（管内圧力の急上昇、急降下）を吸収して排水樋門を保護するためのものである。

吐出水槽は、機場からの振動をしゃ断するとともに、地震の影響を受けた場合に地下に埋設されている吐出管路および排水樋門と異なった挙動をすることや、排水樋門等の不問沈下等に

よる破損を防ぐため、両端の吐出管路および排水樋門との接合部には、原則として水密構造の継手を設けるものとする。

吐出管路から吐出された水流は、槽内で急激に流速が遅くなり乱れを生じ、波立ちや振動を与える原因となるので、流水がスムーズに吐出水槽に流入するよう側壁や低面の形状を定めるものとする。なお、一般には、吐出水槽の平面寸法は、吐出管路の取付けの関係で決まることが多い。これは、一般に、吐出管路の本数、大きさ等から必要となる寸法がサージングの検討から必要となる寸法よりも大きいためである。吐出水槽の一般的な形状を図 1-9-5 に示す。また、水撃作用を他の手法で吸収して吐出水槽を設けない場合の例を図 1-9-6 に示す。

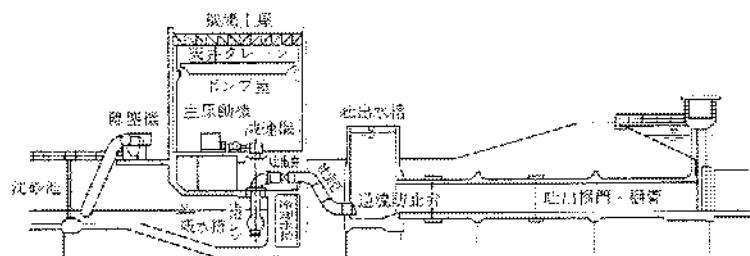


図 1-9-5 吐出水槽の一般的な形状

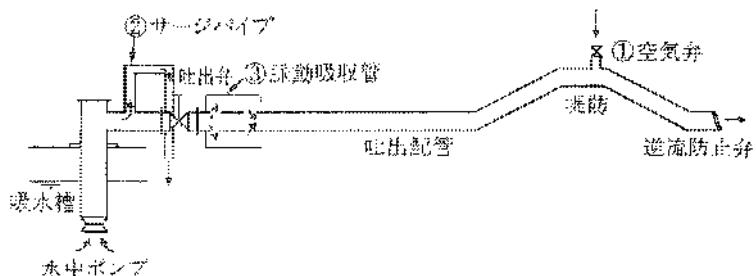


図 1-9-6 吐出水槽を設けない場合の例

吐出水槽の上端の高さは、ポンプいっせい始動時の最高上昇水位に対して安全な高さであり、かつ、ポンプ急起動時の水の振動現象、異常洪水等との関連から、排水樋門が横断する堤防（計画堤防）の高さ以上にしている。

ただし、吐出水槽の上端の高さは、現堤防の高さが計画堤防高を著しく上回っているような場合には、本川の計画高水位以上の適切な高さとすることができるものとする。

なお、ポンプと吐出水槽を結ぶ吐出管路（パイプの場合とコンクリート函渠の場合がある）は、水流による吐出水槽への衝撃と水頭損失を小さくするため、端部を徐々に末広がりとして開口部を水平に取り付けるとともに、吐出水槽への取付け方向にも配慮するものとする。

排水量が極めて小さく吐出管（概ね 500 mm 未満）により堤防の定規断面外で堤防を横過して排水機場から直接排水する場合には、吐出水槽その他の調圧部を設けない。

吐出水槽の設置位置は、堤防ののり尻から深さの2倍または5m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。

地形上の制約のある場合や排水桶門断面が大きな場合等で、自然排水路を内蔵している機場においては、吐出水槽に自然排水路を接続させることもある（図1-9-7参照）。

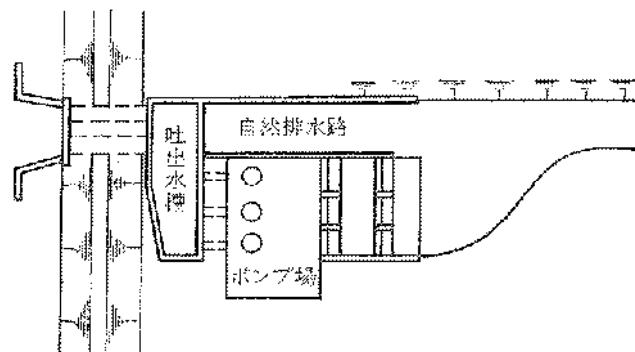


図 1-9-7 自然排水路が接続された吐出水槽

9. 2. 9 付属設備

<標準>

機場には、必要に応じて水位計、照明灯、消火設備等の付属設備を設けるものとする。

<考え方>

- ポンプ運転に必要な水位の検知と監視のため、吸込側と吐出側の水路には、水位計、照明灯などを設けるものとする。
- 除塵機、角落し等の格納庫、集塵槽、貯油槽が機場本体に入らない場合には、屋外に地下貯油槽等を設けるものとする。
- 機場には、換気設備、飲料水設備、消火設備、冷暖房設備、避雷針設備等を設けるものとする。
- 大容量の機場で公害規制等のある地域では、内燃機関排気のための集合煙突を設けるものとする。

9. 2. 10 機場内配置

<標準>

機場内の各機器の配置は、ポンプ占有面積、運転操作、維持管理等を考慮して決定するものとする。

<考え方>

機場内における各機器の配置については、下記の点に注意する。

- 保安、運転、操作に便利であること。
- 分解、修理に便利であること。
- 機場内への機器の搬入が容易であること。
- 各ポンプの性能を十分発揮できるように、吸込管の位置、補機の位置に注意すること。
- ポンプ相互の間隔は、原則として普通ポンプ口径の3倍以上（ポンプの中心間）とすること。

<愛知県補足>

施設の造成や耐水化の検討にあたっては、既往浸水深の結果と、現況堤防高、計画堤防高、L1・L2 の浸水想定の整理を行い、耐水化の目標について、明確にするものとする。

具体には、「浸水時における排水施設（排水機場）の稼働条件に関する調査要領（洪水浸水想定区域図作成マニュアル（第4版）＜参考資料2＞ 平成27年7月、国土交通省）」に基づき、施設の耐水性を確認するものとする。

＜愛知県補足＞

今後の施設管理を考慮した設計

1. 排水機場の設計時において、施設の運転操作体制、運用方法及びそれを支援する施設整備について施設管理者と十分な協議を行う。
2. 排水機場を設計する際には、機器の据え付け・積み込み等のスペースを確保する。大型クレーン・積み込みスペースの配置によっては、大型部品の搬入・搬出時に別途ラフターが必要となるため、十分に配慮した施設設計とする。
3. 渇水期においても、実運転試験を実施できる構造を備えた構造とするなど、必要に応じて吸水槽の水位をポンプ停止水位より低下しない循環構造などの構造を検討する。
4. 場内のエンジン設備からは、エンジン冷却時にドレン水が発生するため、ドレン水を屋外へ自然排水できる構造を検討する。

9. 3 設計細目

9. 3. 1 設計荷重

＜標準＞

排水機場の吸水槽、吐出水槽等の設計に用いる荷重のおもなものは、自重、静水圧、揚圧力、地震時慣性力、土圧、風荷重とするものとする。

＜考え方＞

排水機場の吸水槽、吐出水槽等の設計に用いる荷重については、本章 5.5 の解説を参考にして定めるものとする。

9. 3. 2 沈砂池

＜標準＞

沈砂池は、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。

＜考え方＞

大型の沈砂池は、一般に擁壁と床版との組合せによる構造であるので、計算は擁壁と床版を分離して行うものとする。

擁壁は、転倒、滑動、支持力について検討するものとする。滑動および支持力は、直接基礎の場合は、地盤と底版との摩擦抵抗力および支持力について検討し、杭基礎の場合は、杭の鉛直および水平支持力について検討するものとする。

床版は、施工時の自重および揚圧力に対する基礎の安全性について検討を行うものとする。

擁壁は、床版が洗掘、その他により破壊しても影響を受けないよう、原則として自立構造とするものとする。

ただし、沈砂池の幅が小さく、擁壁と床版が一体構造の場合は、一体として検討を行うものとする。

床版の厚さは、35 cm 以上とする。また、床版の厚さで揚圧力に抵抗させることが困難な場合には、基礎杭の引抜き力を揚圧力に抵抗させることを検討するものとする。

ブロック割りは、荷重条件による杭の配置や版の応力状態等を考慮して構造的に安定させるように分割するものとする。

なお、杭頭部付近のクラック防止のため、原則として床版の対角線方向に配力筋を入れるものとする（図1-9-8参照）。

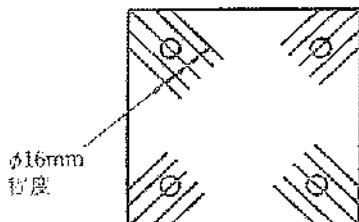


図1-9-8 床版の配力筋

9.3.3 吸水槽

<標準>

吸水槽は、上部荷重を安全に下方に伝達する構造として設計するものとする。

<考え方>

吸水槽は、ポンプ運転時に共振現象を起こさないような構造とする。

図1-9-9に吸水槽に作用する荷重の一例を示す。

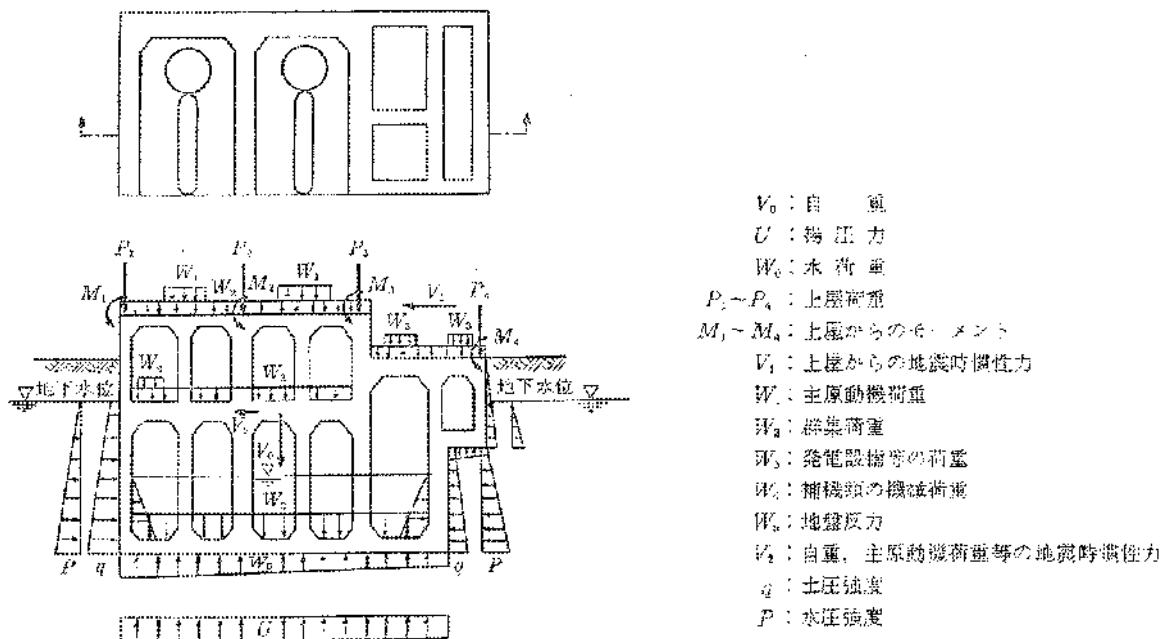


図1-9-9 吸水槽に作用する荷重

吸水槽の設計にあたっては、次の点に留意するものとする。

1. 吸水槽の計算は、連続箱形ラーメンとして行うが一般であるが、大規模な機場では、必要に応じ梁、版、壁組合わせで計算する。
2. 群集荷重は、 350 kg/m^2 { 3.430 kN/m^2 } を標準とする。

3. 搬入口の床版に作用する自動車荷重は、原則として TL-25 とする。
4. 水重および揚圧力は、最悪の水位条件のときのものを働く。したがって、ポンプ等の修理点検のため吸水槽内の水を排水することもあるので、吸水槽空虚時についても検討する。
5. 吸水槽にかかる水平力は、土質が良好な場合には吸水槽と土との摩擦で受砂持ち、なお不足の場合は基礎杭で受け持つ。土質が軟弱な場合には基礎杭で受け持つ。吸水槽の安定計算における流水方向の許容水平変位は、1 cm を標準とする。杭の水平変位量の計算は、次式による。

$$\varepsilon = \frac{\beta H}{KD}$$

ε : 水平変位量 (cm)

$$\beta : \text{特性値} = \sqrt{\frac{KD}{4EI}} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$$

K : 横方向地盤係数 (kg/cm³) {N/cm⁶}

D : 杭の直徑 (cm) {N/cm²}

E : 杭材のヤング率 (kg/cm²)

I : 杭の断面二次モーメント (腐食代控除断面) (cm⁴)

H : 杭 1 本あたり最大水平販力 (kg) {N}

なお、杭頭は、吸水槽の底版に固定されているものとして計算するものとする。

排水機場の基礎杭は、鉛直荷重より決まる杭と水平荷重より決まる杭のバランスがとれるよう杭断面および本数を設計するものとする。基礎杭は、一般に水平変位に支配されることが多いが、このような場合には、水平変位に対して確実でしかも有効に働く斜杭を用いたり、地盤の砂置換を行って K 値を改良するとよい (図 1-9-10 参照)。

水平反力の計算は、「杭基礎設計便覧 令和 2 年 9 月、日本道路協会」によるが、機場が小規模で直杭のみでよい場合は次式を用いることができる。

$$H = \frac{(\sum V) \cdot K_h}{N}$$

H : 杭 1 本あたりの最大水平反力

$\sum V$: 機場にかかる全鉛直力

N : 杭本数

K_h : 設計震度

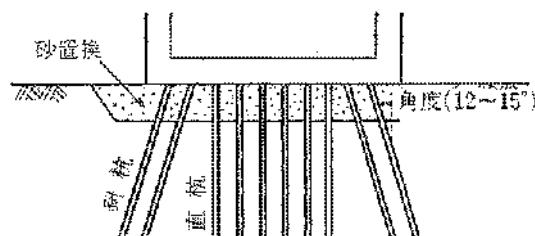


図 1-9-10 吸水槽の基礎

第10節 伏せ越し

10. 1 伏せ越し

10. 1. 1 伏せ越しの設計

<標準>

伏せ越しは、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）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。

<考え方>

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破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っ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。

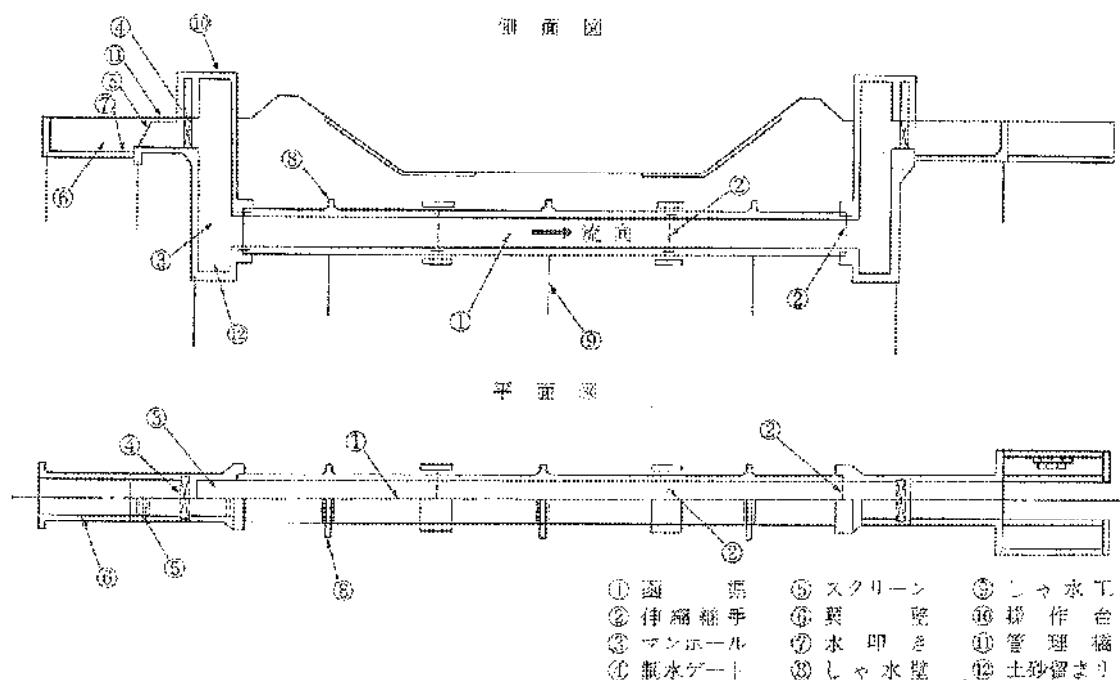


図 1-10-1 伏せ越しの各部の名称

各部の名称は図 1-10-1 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。

10. 1. 2 構造細目

10. 1. 2. 1 函渠

10. 1. 2. 1. 1 函渠の方向

<標準>

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。

<考え方>

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 1-10-2 参照）。

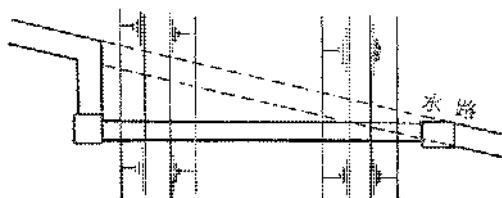


図 1-10-2 函渠の方向

10. 1. 2. 1. 2 函渠の構造

<標準>

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 1.0 m 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。

<考え方>

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 1.0 m 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。

10. 1. 2. 1. 3 函渠の長さと継手

<標準>

伏せ越しの函渠の長さが 30 m 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。

<考え方>

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、20 m 程度を限度とすることを標準とする。
 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 1-10-3 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。

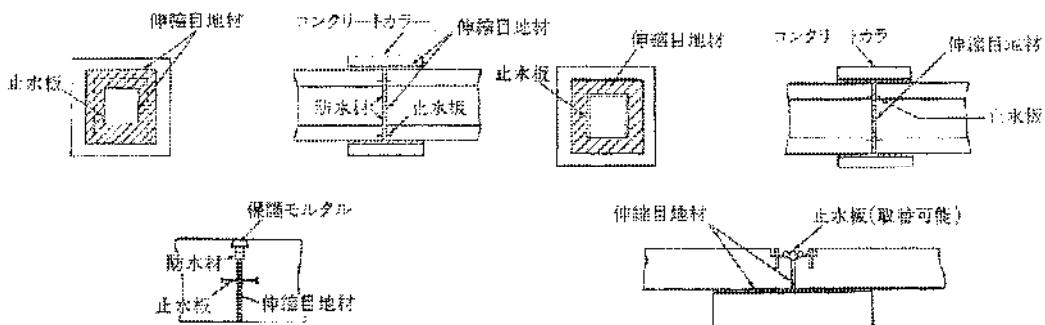


図 1-10-3 函渠の継手

10. 1. 2. 1. 4 函渠の深さ

<標準>

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、低水路河岸のり肩から 20m 以内の高水敷においては低水路の河床から、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 2m 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。

<考え方>

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ともに、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 2.0 m 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。

10. 1. 2. 2 マンホール

<標準>

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。

<考え方>

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 1.0 m 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 60 cm 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、0.5 m 程度を標準とする（図 1-10-4 参照）。

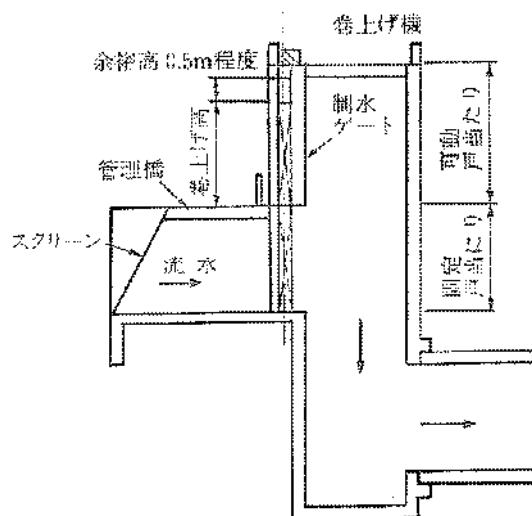


図 1-10-4 マンホール

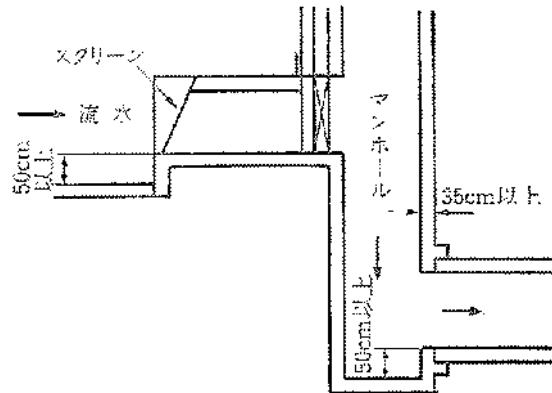


図 1-10-5

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溜めを設置し、函渠が土砂で埋塞しないよう配慮するものとする。
伏せ越しの土砂溜めの深さは、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 50 cm 以上とする。
3. 伏せ越しのマンホールの最小部材厚は、35 cm 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、函渠への昇降タラップを設ける。
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つ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、かつ堤防を著しく切り込まない位置に設置するものとする。

10. 1. 2. 2. 1 水制ゲート

<標準>

- | |
|---|
| <ol style="list-style-type: none"> 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。 |
|---|

<考え方>

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。
水制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。

10. 1. 2. 2 スクリーン

<標 準>

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。

<考え方>

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 1.0 m 以上とする。
3. 干溝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、20 cm 程度を標準とする。

10. 1. 2. 3 翼壁

<標 準>

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。

<考え方>

翼壁については、本章 6.6.3 の解説を参考にして設計するものとする。

10. 1. 2. 4 しゃ水壁

10. 1. 2. 4. 1 しゃ水壁

<標 準>

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。

<考え方>

伏せ越しのしゃ水壁は、本章 6.6.1 の解説を参考にして設計するものとする。

10. 1. 2. 4. 2 しゃ水工

<標 準>

伏せ越しには、しゃ水工を設けるものとする。

<考え方>

1. 伏せ越しのしや水工は、本章 6.6.5 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や水工は、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。

10. 1. 2. 5 基礎

<標準>

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。

<考え方>

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ます。

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。

10. 1. 2. 6 護岸等

10. 1. 2. 6. 1 水路の護岸等

<標準>

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。

10. 1. 2. 6. 2 河川の護岸等

<標準>

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。

<考え方>

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。

10. 1. 3 設計細目

10. 1. 3. 1 設計荷重

<標準>

設計荷重については、本章 6.5 に準ずるものとする。

10. 1. 3. 2 函渠

10. 1. 3. 2. 1 函渠断面の決定

<標準>

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、摩擦損失等の諸損失を考慮して決定するものとする。

<考え方>

1. 管内流速は、1.5～3.0 m/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速は、0.5～1.0 m/sec となるよう設計する。

10. 1. 3. 2. 2 函渠の横方向の計算

<標準>

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6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。

<考え方>

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6.6.1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6節に準ずる。

10. 1. 3. 2. 3 函渠の縦方向の計算

<標準>

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。

<考え方>

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6節に準ずるものとする。

10. 1. 3. 3 マンホール

10. 1. 3. 3. 1 荷重条件

<標 準>

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。

<考え方>

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。

10. 1. 3. 3. 2 制水ゲートおよび閉鎖装置の計算

<標 準>

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。

<考え方>

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と、十分安全なものとなるよう設計するものとする。

10. 1. 3. 4 しや水工

10. 1. 3. 4. 1 水位条件

<標 準>

伏せ越しのしや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。

10. 1. 3. 4. 2 必要根入れ長の計算

<標 準>

伏せ越しのしや水工の必要根入れ長の計算は、本章第6節に準ずるものとする。

第11節 仮設工

11. 1 河川堤防にかわる仮締切の基準

11. 1. 1 目的

＜標 準＞

河川区域及びその周辺で行われる工事において、その施行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たものである。

また、出水期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。

11. 1. 2 摘要範囲

＜標 準＞

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。

11. 1. 3 仮締切の設置

＜標 準＞

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、堤防開削によって高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。

11. 1. 4 仮締切の構造

11. 1. 4. 1 構造形式

＜標 準＞

(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下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、仮締切の上に土嚢などを設置する対策をいう。

(2) 堤防開削を行わない場合

流水の通常の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。

11.1.4.2 設計対象水位

<標準>

(1) 堤防開削を行う場合

- 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非出水期間の既往最大流量に1.2を乗じた流量を仮締切設置後の河積で流下させるための水位とする。上記によりがたい場合は、非出水期間の既往最高水位に0.5mを加えた水位とする。
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。
また、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。なお、設計対象水位の上限は計画高水位（高潮区間にあたっては計画高潮位）とする。
- ③出水期、非出水期に係わらず、既往堤防高が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ます。

(2) 堤防開削を行わない場合

出水期、非出水期を問わず、工事施工期間の過去5ヶ年間の時刻最大水位を目安とする。
但し、当該水位が5ヶ年間で異常水位と判断される場合は、過去10ヶ年の二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ます。

11.1.4.3 高さ

<標準>

(1) 堤防開削を行う場合

- 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時の水位に余裕高（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ます。
※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、仮締切の上に土嚢を設置するなどの対策をいう。

(2) 堤防開削を行わない場合

- ①仮締切の高さが高く、河積阻害が大きい場合は、過去5ヶ年間の時刻最大水位（過去10ヶ年の二位の水位）に限定せず、これ以下の水位を採用することを検討すること。
- ②仮締切より上流の堤防、樋管等の高さを確認し、治水上問題が無いか確認すること。
- ③仮締切より上流の河川水位計への影響も確認し、関係者と情報共有すること。
(テレメーターシステム観測局については特に注意すること。)

<例示>

仮締切に伴う設定事例として「二級河川猿渡川の仮締切検討」を示す。

但し、事例の5年間で5回溢水を設計条件とするものではなく、あくまで現場諸条件により決定した参考事例である。

二級河川猿渡川の仮締切検討

1. 半川締切の検討

1.1 基本条件

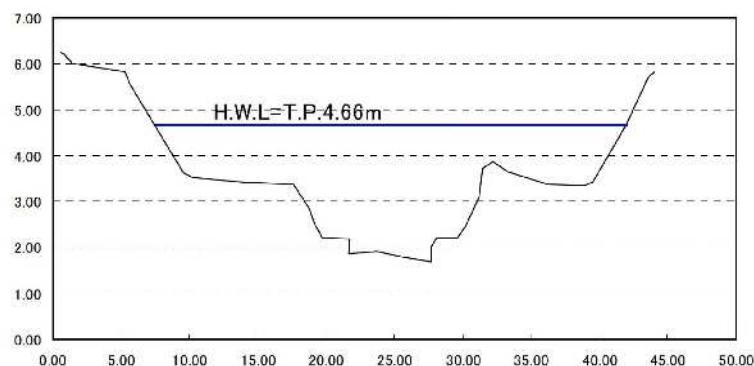
(1) 基準水位観測所

猿渡川の基準水位観測所は、以下の2地点がある。高須水位観測所は、感潮区間にあり、潮位の影響を受けるため、水位上昇を正確に把握することが困難であるため、当該設計区间に近い①猿渡川（六反橋）水位観測所を選定した。

〔猿渡川 水位観測所〕

①猿渡川（六反橋）水位観測所 (6.95k) → 採用

②高須水位観測所 (2.60k)



(2) 観測所水位データ

猿渡川観測所（右岸 6.95k）H20.1～H24.12 （5年分）

※H24.12 の水位データは、今後、猿渡川観測所より入手予定。

(3) 最大水位集計

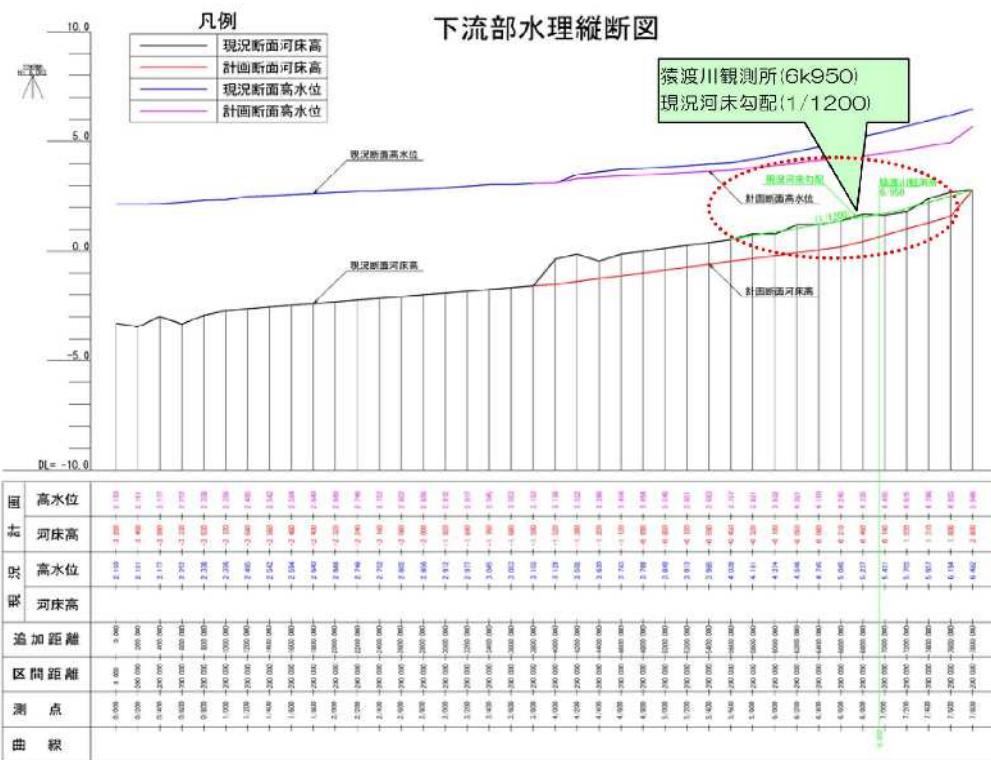
過去 5 年分水位データについて、月最大水位を整理し以下に示す。

日最大水位集計表 猿渡川水位観測所 (H20～H24)

	日最大水位集計表 猿渡川水位観測所 (cm)											
	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
H20	244	259	295	359	384	389	313	571	376	309	320	290
H21	354	299	322	323	412	392	385	391	248	434	436	295
H22	222	387	343	333	342	371	428	377	454	448	392	267
H23	225	356	266	331	405	344	466	308	452	424	302	233
H24	265	305	289	412	242	454	361	349	451	277	317	321
月当たり最大水位	354	387	343	412	412	454	466	571	454	448	436	321

(4) 猿渡川観測所の現況河床勾配

猿渡川観測所の現況河床勾配は、現況河床断面図より I=1/1200 である。



1.2 仮締切対象水位の検討

1.2.1 河川構造物設計要領（中部地方整備局）に準じた場合について

過去5年間の非出水期での最高水位で流量を計算し、仮締切による半断面で当該流量を流下させた場合の水位で仮締切鋼矢板の高さを計画。（仮締切から溢水させない）

前述の水位集計表から非出水期最高水位4.36mでの流量を計算した。

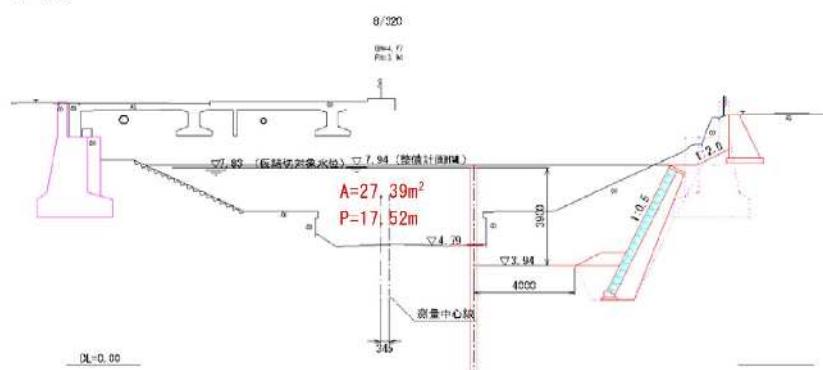
【計算条件】猿渡川水位観測所 水位：4.36(m) 河床勾配：I=1/1200

【計算結果】流量：53.5(m³/sec)

(1) 仮締切対象水位

仮締切対象水位は、猿渡川観測所での計算流量を設計区間の現況断面(8k320、河床勾配 I=1/500)で流下させた場合の等流計算水位とした。なお、現況断面は、空頭制限のある南陽橋(8k320)を使用した。

流量53.5(m³/sec)に対する仮締切対象水位は、下記の流下能力計算の結果TP 7.83mとなる。



<仮締切欠板の断面における流下能力(右岸施工時)>

$$\text{潤辺 } P = 17.52 \text{ [m]}$$

$$\text{断面積 } A = 27.39 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\text{径深 } R = A/P = 1.56 \text{ [m]}$$

$$\text{粗度係数 } n = 0.03 \text{ (一般河道)}$$

$$\text{勾配 } I = 1/500$$

$$\text{流速 } v = 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2} = 1/0.03 \times 1.56^{2/3} \times (1/500)^{1/2} = 2.01 \text{ [m/s]}$$

$$\text{流下能力 } Q = A \times v = 27.39 \times 2.01 = 55.1 \text{ [m}^3/\text{s}\text{]}$$

$$Q = 55.1 \text{ [m}^3/\text{s}\text{]} \geq 53.5 \text{ [m}^3/\text{s}\text{]} \quad \text{OK}$$

$$\text{潤辺 } P = 17.18 \text{ [m]}$$

$$\text{断面積 } A = 26.12 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\text{径深 } R = A/P = 1.52 \text{ [m]}$$

$$\text{粗度係数 } n = 0.03 \text{ (一般河道)}$$

$$\text{勾配 } I = 1/500$$

$$\text{流速 } v = 1/n \times R^{2/3} \times T^{1/2} = 1/0.03 \times 1.52^{2/3} \times (1/500)^{1/2} = 1.97 [\text{m/s}]$$

$$\text{流下能力 } Q = A \times v = 26.12 \times 1.97 = 51.5 [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$Q = 51.5 [\text{m}^3/\text{s}] \leq 53.5 [\text{m}^3/\text{s}] \quad \text{OUT}$$

(2) 考察

前述の計算結果より本ケースの場合、計画高水位とほぼ同じ高さまで仮締切高さを必要とする。半川締切区間で引き上げられた水位は、区間外の上流側での水位を連動して引き上げると推測されるため、計画高水位の超過が懸念される。そこで、堤防溢水による水害のリスク低減を図る方策について検討する。

1.2.2 半川締切による水位引上げのリスク低減策について

(1) 検討方針

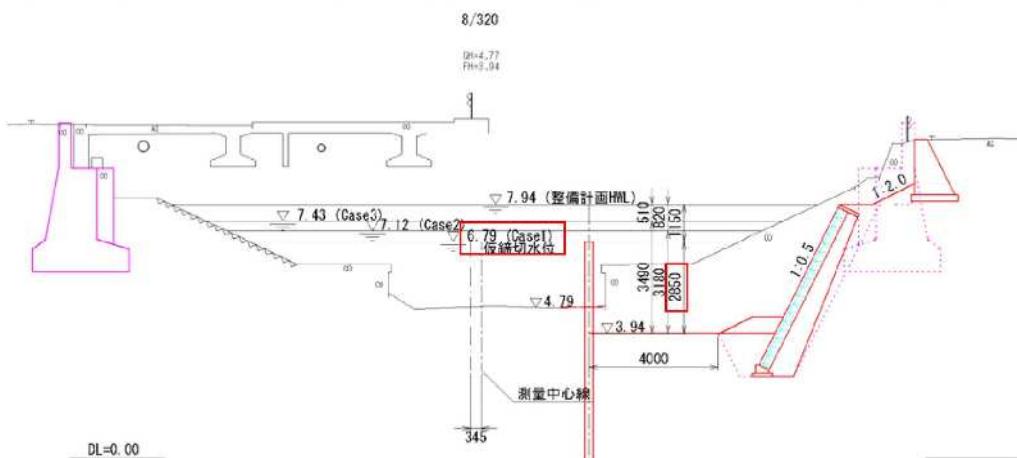
本検討は、一定以上の水位上昇に対しては仮締切の溢水を許容する考え方である。

日最大水位集計表 猿渡川水位観測所 (H20~H24)

	非出水期					出水期						非出水期	
	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	
H20	244	259	295	359	384	389	313	571	376	309	320	290	
H21	354	299	322	323	412	392	385	391	248	434	436	295	
H22	222	387	343	333	342	371	428	377	454	448	392	267	
H23	225	356	266	331	405	344	466	308	452	424	302	233	
H24	265	305	289	412	242	454	361	349	451	277	317	321	
月当り最大水位	354	387	343	412	412	454	466	571	454	448	436	321	

	Case1	Case2	Case3	備考
猿渡川水位観測所での観測水位	3.87m	4.12m	4.36m	
水位から算出した流量	27.7 (m ³ /sec)	39.9 (m ³ /sec)	53.5 (m ³ /sec)	
現況断面(8k320)での計算水位	6.79	7.12m	7.43m	
計画高水位との比較 (HWL T.P 7.94m)	-1.15m	-0.82m	-0.51m	
仮締切鋼矢板地上高	2.85m	3.18m	3.49m	掘削河床高さ (TP3.94)
	5年間で5回溢水	5年間で3回溢水	5年間で1回溢水	

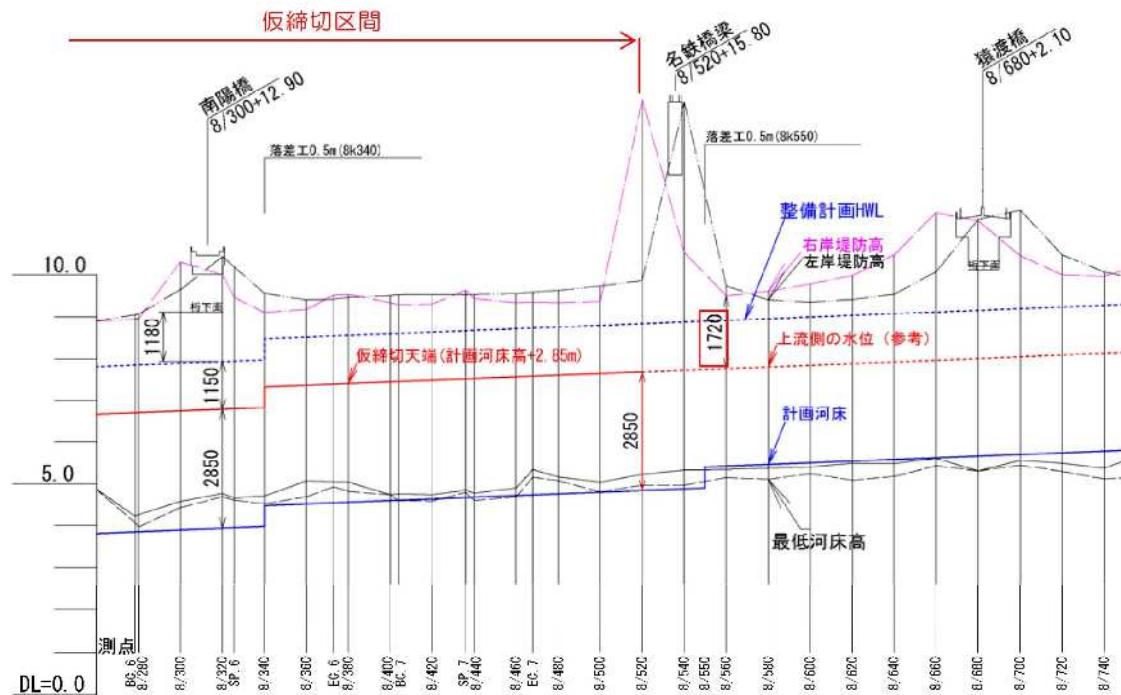
Case1 の場合は、計画高水位と比較して約 1.15m 低く仮締切を行い、水位引上げのリスクを軽減する。ただし、過去 5 年間の実績から、1 年間に 1 回程度の溢水が想定される。



(2) 上流側の堤内地盤高と締切り水位の関係

仮締切区間の上流側は、掘込河道であり、右岸側の堤内地は家屋が連担（以下写真）し、局所的な低地は認められない。

前述で選定した Case1 仮締切矢板（計画河床高 + 2.85m）について、上流側の堤内地盤高との水位関係を確認した。下図縦断図によると、仮締切天端での水位に対して、家屋が連担する右岸堤防高は、約 1.7m 高いため、溢水は生じない。また、水位上昇が周辺住民に与える心理的な不安は小さいと考える。



名鉄橋梁下から上流（猿渡橋）を望む



右岸側の堤防天端（下流から上流を望む）

(3) 基準水位観測所の有無

上流側において、基準水位観測所は設置されていない。

11.1.4.4 天端幅

<標準>

(1) 堤防開削を行う場合

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) 堤防開削を行わない場合

構造の安定上必要な値以上とするものとする。

11.1.4.5 平面形状

<標準>

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。

11.1.4.6 取付位置

<標準>

(1) 河川堤防にかわる仮締切

堤防開削天端(a-a')に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11.1.7 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。

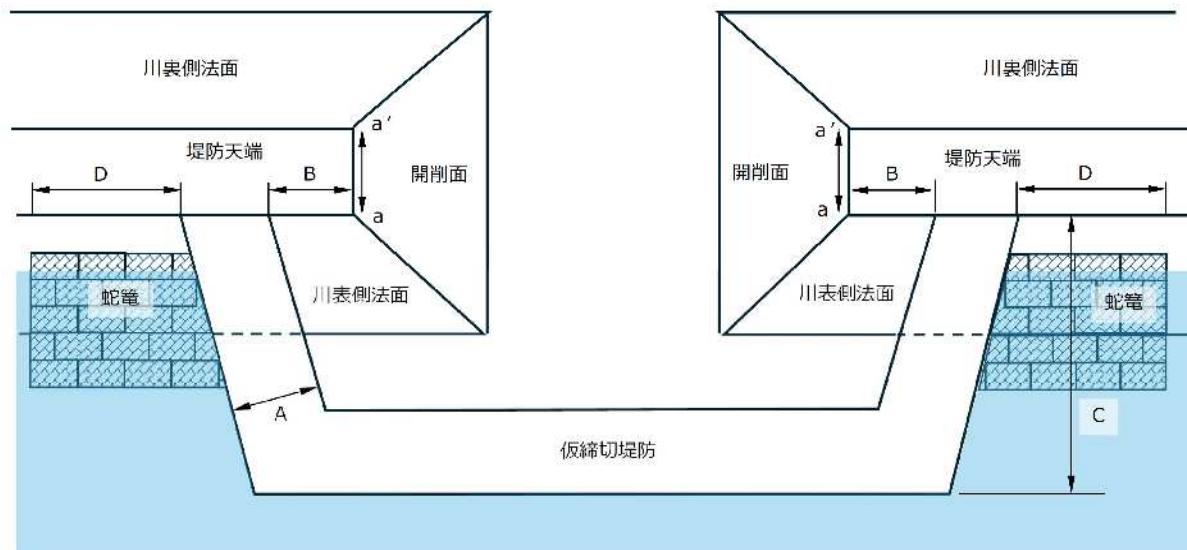


図1-11-1 仮締切の模式図

11.1.5 流下能力の確保と周辺河川管理施設等への影響

11.1.5.1 堤防開削を伴う場合

<標準>

(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 11.1.4.2 (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。但し、設計対象水位が計画高水位（高潮区間にあたっては計画高潮位）となる場合は 11.1.5.1 (1) によることとする。

11.1.5.2 堤防開削を伴わない場合

<標準>

(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。

11.1.6 補強

<標準>

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 $D = 2A$ 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(図 1-11-1)。

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。

11.1.7 堤体の復旧

<標準>

仮締切撤去後の堤体部は表土 1m 程度を良質土により置き換え、十分に締固め復旧するとともに、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。

11.1.8 その他

<標準>

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。

11. 2 出水期の取扱いについて

＜標準＞

愛知県の管理する河川の占用工事における非出水期は11月～3月とする。

＜考え方＞

水防活動上、愛知県の渇水期は11月から5月（中部地方整備局は10月から5月）としているが、中小河川内における占用工事は河道断面に与える影響が大きく、事故等による工期延長が予想されることを考慮し、河川区域内の施工は11月から3月で指導することを基本とする。