

第2編 河 川 編

第 1 章 築堤・護岸

目 次

第 1 章	築堤・護岸	2-1-1
第 1 節	一般	2-1-1
1-1	堤防の種類	2-1-1
1-2	河川の水位等に関する記号	2-1-2
1-3	河川の横断形の各部の名称	2-1-3
1-4	堤防断面各部の名称（標準）	2-1-3
1-5	支川処理方式	2-1-4
第 2 節	築堤	2-1-6
2-1	堤防設計の基本	2-1-6
2-2	構造細目	2-1-21
2-3	設計細目	2-1-38
2-4	堤脚保護工	2-1-42
2-5	その他付属構造物	2-1-42
第 3 節	掘削	2-1-45
3-1	掘削工事	2-1-45
3-2	旧堤掘削	2-1-45
第 4 節	護岸	2-1-46
4-1	護岸設計の基本	2-1-46
4-2	構造細目	2-1-49
4-3	設計細目	2-1-60
4-4	鋼矢板使用護岸工	2-1-69

第1章 築堤・護岸

第1節 一般

1-1 堤防の種類

- 1) 堤防とは河川の流水の氾濫を防ぐ目的をもって、土砂等によって造られた河川構造物である。河川の特性と堤防の目的に応じて堤防の造り方も異なり、次のように分類される。

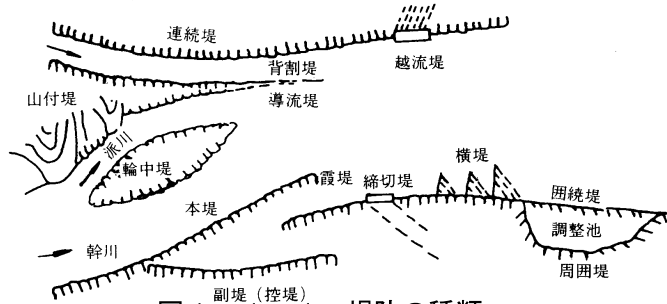


図1-1-1 堤防の種類

(1) 本堤

堤防のうち最も重要な役割を果たす堤防で、副堤に対しての名称である。

(2) 副堤

本堤とある距離を隔てて設けた堤防である。川裏にあるものは控堤といい、本堤を一番堤として順次二番堤、三番堤などと呼ぶ。川表にあるものは前提ともいわれ、一般に本堤より低く小洪水を防ぐのみで、大洪水のときは越水する。

(3) 山付堤

山と山との間の谷を締め切ったような形に造られた堤防をいう。

(4) 連続堤

水流に沿ってとぎれないで続いている堤防を連続堤、そうでないものを不連続堤という。急流河川においては霞堤（かすみてい）という不連続堤を造り大洪水は一時両堤の間げきから氾濫させる。霞堤が設けられるのは洪水連続時間が短い河川である。小支川の合流あるいは堤内地の内水排除の必要のある個所では、水門等のかわりに霞堤を設置することもある。

(5) 越流堤

堤防の一部を低く造り、一定の水位以上になれば越流遊水させる。

(6) 横堤

川幅が広く川表に耕地がある場合これを保護するとともに遊水池として利用する目的で、本堤または河岸の高い土地から河心方向に築かれた堤防である。

(7) 輪中堤

一定地域の土地を洪水から守るために環状に造った堤防である。

(8) バック堤（背水堤）

幹川の水が支川に逆流して氾濫するのを防止する目的で、支川の堤防を本川の築堤高にならって、合流点から一定区間高くしたものである。

(9) 背割堤、分流堤

河川を分流または合流させようとするとき、分合流点において二つの河川の間に堤防を設けてしばらく平行して流す。このような堤防を背割堤また分流堤という。

(10) 導流堤

河川が他の河川、湖または海にそそぐ場合などに流路を誘導するために造られる堤防。

(11) 締切堤

支派川を締切ったり、旧川を締め切る目的で造られる堤防。

(12) 湖岸堤

湖岸に造られる堤防。

(13) 周囲堤

遊水池及び調整地の周囲に設けられた堤防。

(14) 圍繞堤

調整池において高水を貯留するために造られる堤防で一般に河道に平行して設けられている堤防。

1－2 河川の水位等に関する記号

河川の水位等に関する記号は次によるものとする。

表 1－1－1 河川の水位等に関する記号

名 称	記 号	備 考
既 往 最 高 水 位	H. H. W. L	潮位に関する記号については第4章 規則・通達・通知を参照のこと。
被 災 水 位	D. H. W. L	
計 画 高 水 位	H. W. L	
平 均 水 位	M. W. L	
平 水 位	O. W. L	
低 水 位	L. W. L	
平 均 低 水 位	M. L. W. L	
既 往 最 低 水 位	L. L. W. L	
地 盤 高	G. L	

(1) 既往最高水位 (highest high water level)

過去観測された水位中最も高い水位。

(2) 被災水位 (damage high water level)

ある出水における被災最高水位。

(3) 計画高水位 (high water level)

計画高水流量を安全に流下させることのできる河川の計画水位。

(4) 平均水位 (mean water level)

ある期間を通じて観測された水位を平均した水位、例えば年平均水位は日平均水位の1年の総計を当年日数で除した水位。

(5) 平水位 (ordinary water level)

1年を通じて185日はこれを下らない水位。

(6) 低水位 (low water level)

1年を通じて275日はこれを下らない水位。

- (7) 平均低水位 (mean low water level)
平均水位以下の日水位を平均した水位。
- (8) 既往最低水位 (lowest low water level)
過去観測された水位中最も低い水位。

1-3 河川の横断形の各部の名称

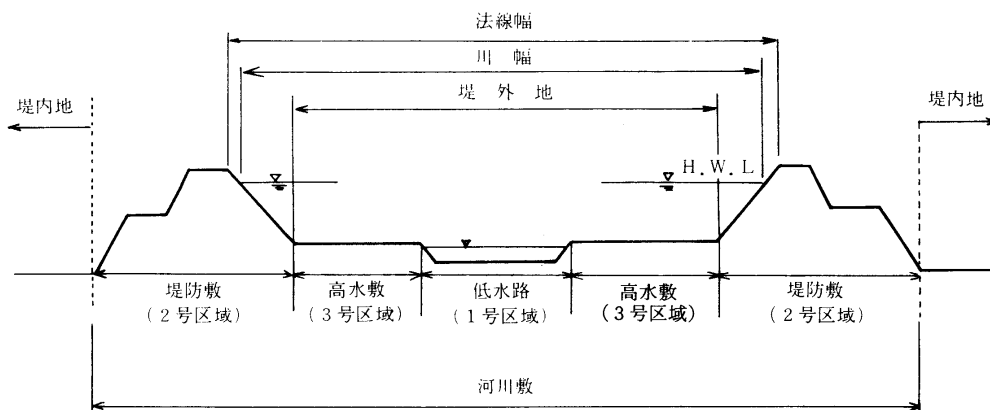


図 1-1-2 河川の横断形の各部の名称

※ 1号区域、2号区域、3号区域とは河川法第6条の区域である。

1号区域—河川の流水が継続して存する土地及び地形、草木の生茂の状況その他その状況が河川の流水が継続して存する土地に類する状況を呈している土地（河岸の土地を含み、洪水その他異常な天然現象により一時的に当該状況を呈している土地を除く。）の区域。

2号区域—河川管理施設の敷地である土地の区域。

3号区域—堤外の土地（政令で定めるこれに類する土地及び政令で定める遊水池を含む。）の区域のうち、第1号に掲げる区域と一体として管理を行う必要があるものとして河川管理者が指定した区域。

1-4 堤防断面各部の名称（標準）

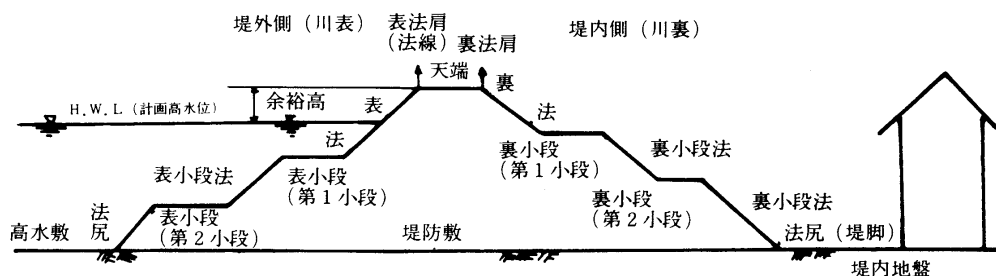


図 1-1-3 堤防断面各部の名称（標準）

1-5 支川処理方式

支川が本川に合流する付近の支川処理方式としてバック堤方式、自己流堤方式、セミバック堤方式の三つの方式がある。

(1) バック堤（背水堤）方式

その合流点付近（以下において単に「合流点」という）に逆流防止施設を設けない場合、本川の背水位によって本川の洪水が支川に逆流することになるので、支川堤は本川堤並みの十分な構造でなければならず、この場合の支川堤をバック堤（背水堤）と呼んでいる。

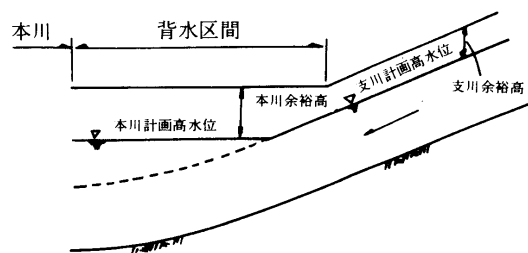


図 1-1-4 支川流量が小さい場合の背水区間の例

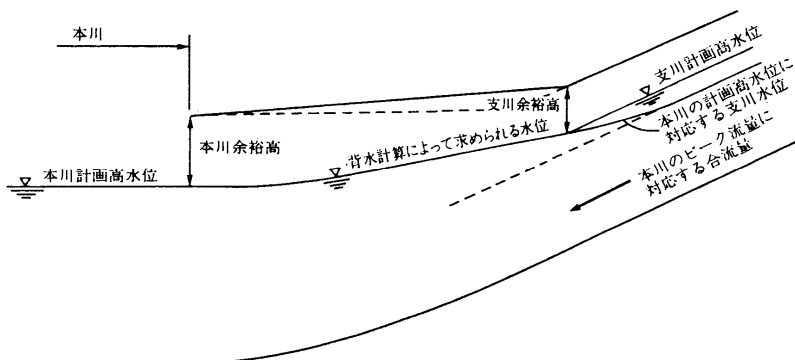


図 1-1-5 支川流量が大きい場合の背水区間の例

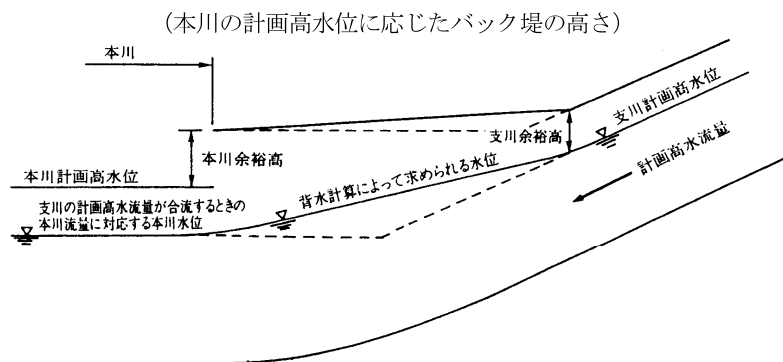


図 1-1-6 支川流量が大きい場合の背水区間の例

(支川の計画高水流量に応じたバック堤の高さ)

支川流量が大きい場合、図 1-1-5、図 1-1-6 の水位のいずれか高い方を基準として定める背水区間の計画高水位に本川の余裕高ないし自己流量に応じて定める余裕高を加えて定める。

※ 支川流量が大きい場合とは、支川計画高水流量が概ね $500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上又は本川の計画高水流量の概ね 10% 以上とする。

(2) 自己流堤方式

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や断できる場合で、かつ、支川の計画堤防高を本川の背水位とは無関係に支川の自己高水位に対応する高さとする場合、この支川を自己流堤と称している。

(3) セミバック堤（半背水堤）方式

バック堤及び自己流堤に対し、セミバック堤とは、合流点に逆流防止施設（通常は水門）を設けて本川背水位が支川へ及ぶのをしや断できる場合で、かつ、支川の計画堤防高を本川の背水位を考慮した高さとする場合の支川堤であり、この場合、計画高水位についてはバック堤並み、余裕高及び天端幅は自己流堤並みとすることが多い。すなわち、堤防の構造基準をバック堤のそれより低下させる補いとして合流点に逆流防止施設を設けるものである。

第2節 築 堤

2-1 堤防設計の基本

堤防の設計に関して本マニュアルでは「改訂新版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ⅰ〕」を基に記載するが、堤防を主体とした設計論および河川土工の部分の補完する「河川土工マニュアル（（財）国土技術研究センター 平成21年4月）」も参照するとよい。

河川堤防の安全性照査手法や強化工法の設計法の詳細については、「河川堤防設計指針（国土交通省河川局治水課 平成19年3月23日（改正）」「河川堤防の構造検討の手引き（（財）国土技術研究センター 平成24年2月（改訂）」によるものとする。

なお、「河川堤防設計指針」及び「河川堤防の構造検討の手引き」については、新堤の整備や既設の堤防の安全性の点検にも適用する。

2-1-1 完成堤防の定義

完成堤防とは、計画高水位に対して必要な高さで断面を有し、さらに必要に応じ護岸（のり覆工、根固め工等）等を施したものをいう。

（解 説）

河川管理施設等構造令（以下構造令という）における堤防に関する基準は、堤内地盤より0.6m以上のものについて定められており、この基準でも0.6m未満の盛土にはこの節を適用しないものとする。

堤防の高さおよび断面については計画高水位を対象に築造されるが、一般に堤防は土砂でできているので越流や浸透に対して十分な配慮が必要である。

したがって、余裕高が必要でありまた浸透等に耐える安定した断面形状と構造が必要である。さらに流勢に対して侵食による破壊を防ぐためには必要に応じて護岸（のり覆工に根固め等を備えたもの）等設け、堤防の土羽部分は芝等で被覆する。

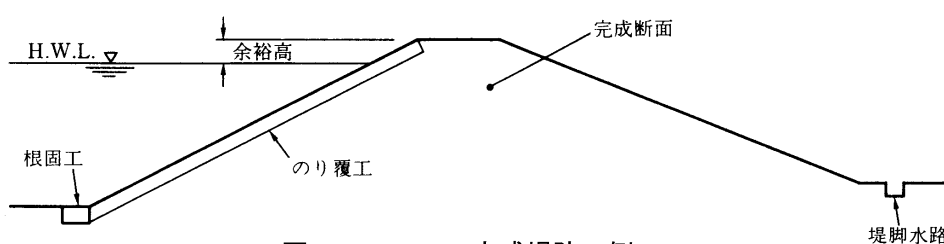


図1-2-1 完成堤防の例

完成堤防は計画高水位の流水に対して構造上通常考えられている安全性を確保するものでなければならない。したがって、必要な余裕高、断面を有し、さらに必要に応じ、護岸等を備えた構造とする必要がある。ただし、改修工事を進める場合に、段階的に洪水に対する安全度を向上させるため、対岸または上下流の堤防の高さその他工事費等の関係から、堤防の暫定断面施工や護岸等を未施工とする。あるいは護岸の被覆工のみ施工して根固め工を後年度に回すなど段階施工が行われる場合がある。この場合の堤防の強度は計画高水位の流水

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔Ⅰ〕

1.2.1

1.2.1.1

に対しては完全な構造物としての機能を期待し難いが、改修の進め方としては妥当な方法であると考えられる。この場合の堤防を暫定堤防と称し完成堤防とは区別される。この暫定堤防の構造物としての安定の限界は完成堤防とは自ら異なるものであるが、暫定堤防なりの安定性を有していなければならないものであり、暫定堤防としての必要な断面を有するとともに水衝部等においては護岸等の施工が必要である。

2-1-2 堤防設計の基本

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は、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位、暫定堤防にあつては、河川管理施設等構造令第32条に定める水位）以下の水位の流水の通常的作用に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

また、平水時における地震の作用に対して、地震により壊れても浸水による二次災害を起こさないことを原則として耐震性を評価し、必要に応じて対策を行うものとする。

（解 説）

広義の堤防としては、流水が河川外に流出することを防止する一般的な堤防及び霞堤のほか、越流堤、囲繞堤、導流堤等があるが、本節では、流水が河川外へ流出することを防止する堤防（霞堤を含む）を対象とする。

堤防は盛土により築造することを原則としている。土堤防は、一般に工費が比較的低廉であること、構造物としての劣化現象が起きにくいこと、嵩上げ、拡幅、補修といった工事が容易であること、基礎地盤と一体となってなじみやすいこと等の優れた点をもっている反面、長時間の浸透水により強度が低下すること、流水により洗掘されやすいこと、越流に対して弱いこと等の欠点も有している。

河川管理施設等構造令による「流水」には、河川の流水の浸透水が含まれるので、流水の通常的作用とは、洗掘作用のほか、浸透作用も考える必要があり、土堤を原則とする堤防は、これらの作用に対して安全な構造とする必要がある。

洗掘作用は、一般的に局所的現象として発生する場合が多いため、河川の蛇行特性、河床変動特性等について検討のうえ、洗掘作用に対する堤防保護の必要性を判断しなければならない。堤防保護の必要な箇所では、護岸、水制等の施設を施工するが、護岸、水制等については、河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔I〕1.4および、河川砂防技術基準同解説計画編（施設配置等計画編）第2-1章第7節を参照されたい。

堤防が破堤する場合は、一般に堤体または基礎地盤からの漏水、流水等による洗掘、および計画高水位を上回った場合の越水などが原因であり、これらに対して堤防は必要とされる安全性を有する必要がある。高規格堤防を除く一般の堤防は、計画高水位以下の水位の流水の通常的作用に対して安全な構造となるよう耐浸透性および耐侵食性について設計する必要がある。また、堤防背後地の状況等により必要に応じて耐震性についても検討する必要がある。一方、長大な延長にわたり設置される堤防については、その構造や基礎地盤に不確実な要素がとれない、また、自然現象を対象外力とするために、堤防の安全性を厳密に評価することは難しい。また、現在の堤防は、そのほとんどが長い歴史

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕
1.2.1.2

の中で、過去の被災の状況に応じて嵩上げ、腹付け等の修繕・補強工事を重ねてきた結果の姿であるので、通常経験しうる洪水の浸透作用に対しては、経験上安全であると考えられており、これまでは過去の被災履歴、地盤条件、背後地の状況等を勘案して過去の経験等に基づき設計を行ってきた。

現在においても、堤防の安全性を厳密に評価することは難しいが、技術の進歩などにより土質構造に関する解析計算が容易に実施できるようになってきており、理論的な設計手法によって堤防の安全性を照査することが可能となっている。ただし、前述のような不確実な要素は依然として存在することから、本基準においては、流水の作用に対して定める堤防の断面形状、構造については従来どおり、過去の被災履歴、地盤条件、背後地の状況等を勘案して過去の経験等に基づいて設計することを基本とし、必要に応じて、理論的な設計手法により安全性を照査するものとする。

なお、軟弱地盤においては、特にすべりに対する検討を行う必要がある。その場合は、河川砂防技術基準調査編 15・2 に基づく土質調査等を実施し、必要に応じてパイピングあるいは沈下、すべりに関する安全性の検討を行う。また、堤体の圧縮沈下、基礎地盤の圧密沈下等を加味した堤防余盛り高さを決定し、沈下後においても所定の計画断面形が確保されるようにしなければならない。

地震については、これまで土堤には一般に地震に対する安全性は考慮されていない。これは、地震と洪水が同時に発生する可能性が少なく、地震による被害を受けても、土堤であるため復旧が比較的容易であり、洪水や高潮の来襲の前に復旧すれば、堤防の機能は最低限度確保することができることから、頻繁に発生する洪水に対しての防御が優先であるという考え方によるものである。過去の地震による堤防被害事例の調査によれば、被害の有無やその程度は主に基礎地盤の良否に強く支配され、特に基礎地盤が液状化した場合に被害程度が著しくなる傾向にあるが、最も著しい場合でも堤防全てが沈下してしまう事例はなく、ある程度の高さ（堤防高の 25 % 程度以上）は残留している。

しかし、堤内地が低いゼロメートル地帯等では、地震時の河川水位や堤防沈下の程度によっては、被害を受けた河川堤防を河川水が越流し、二次的に甚大な浸水被害への波及する恐れがあるため、浸水による二次災害の可能性のある河川堤防では、土堤についても地震力を考慮することが必要である。そこで、土堤の確保すべき耐震性として、地震により壊れない堤防とするのではなく、壊れても浸水による二次災害を起こさないことを原則として耐震性を評価し、必要性に応じて対策を行うものとする。

堤防の設計にあたり、考慮すべき事項は表 1－2－1 のとおりである。

表 1－2－1 浸透、侵食等に係る外力

作 用	確保すべき機能	安全性に係る外力
降雨および流水	耐 浸 透	降雨および流水の浸透
流 水	耐 侵 食	流水による流体力
地 震	必要に応じて耐震	地震動による液状化、慣性力

2-1-3 堤防の形態

1. 新堤防を築造する場合は軟弱地盤等基礎地盤の不安定な個所は極力避けるものとする。
2. 旧堤拡築の場合はできるだけ裏腹付とするものとするが、堤防法線の関連および高水敷が広く川幅に余裕がある場合などは表腹付となってもやむをえない。

(解 説)

堤防の形態としては新堤と旧堤拡築（嵩上げを含む）に大別される。

新堤の築造は無堤部における新堤（放水路、捷水路も含む）と狭窄部の引堤があるが、堤防法線計画上やむをえない場合を除き軟弱な地盤の個所は極力避けたほうがよい。

また、旧堤拡築の場合も計画法線の位置によって裏腹付にするか表腹付にするか決まってくるが、一般には安定している表のり面を生かして裏腹付としたほうが望ましい。用地の取得が非常に困難及び高水敷が広く河積に十分余裕がある場合などやむをえず表腹付をする場合が生ずる。しかし、低水路に堤防のり先が接近している場合には河幅に仮に余裕があっても表腹付は避けることが望ましい。

2-1-4 堤防の断面形状

(1) 天 端 幅

1. 堤防の天端幅は、堤防の高さと堤内地盤高との差が0.6m未満である区間を除き、計画高水流量に応じ表1-2-2に掲げる値以上とするものとする。

ただし、堤内地盤高が計画高水位より高く、かつ地形の状況等により治水上の支障がないと認められる場合にあっては、計画高水流量にかかわらず3m以上とすることができる。

表 1-2-2 計画高水流量と天端幅

計画高水流量(単位 m^3/s)	天端幅(m)
500 未満	3
500 以上 2000 未満	4
2000 以上 5000 未満	5
5000 以上 10000 未満	6
10000 以上	7

2. 支川の背水区間においては、堤防の天端幅が合流点における本川の堤防の天端幅より狭くならないよう定めるものとする。

ただし、逆流防止施設を設ける場合、または堤内地盤高が計画高水位より高く、かつ、地形の状況等により治水上支障がないと認められる区間にあってはこの限りでない。

(解 説)

堤防の天端は、浸透水に対して必要な堤防断面幅を確保するためにしかる

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕
1.2.1.3

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕
1.2.1.4.1

河川管理施設
等構造令
第21条解説

べき幅が必要であることのほか、常時の河川巡視又は洪水時の水防活動等のためにもしかるべき幅が必要である。天端幅も余裕高と同様、本来的には、個々の区間について、背後地の重要性、洪水の継続時間、堤防又は地盤の土質条件等の特性に応じて定めるべきであるが、実態上それは極めて困難である。また、天端幅が区間によって異なることは、堤防天端を管理用通路等として使用するうえで適当でなく、また堤防の断面形が区間によって異なることは地域住民に与える心理的影響が大きい等の難点もある。このような観点から余裕高の場合と同様、計画高水流量に応じて段階的に最低基準を定めているものである。なお、実際の運用に当たっては、計画高水量の変わる箇所では天端幅を急変することは地域住民に与える心理的影響も大きいので、できるだけ山付等区切りのつく所で変えるのが一般的である。また、地形上適当な区切りのない場合であっても、相当の延長にわたり穏やかにすり付けるよう心がけるべきである。なお、堤防天端は、散策路や高水敷へのアクセス路として、河川空間のうちで最も利用されている空間であり、これらの機能を増進し、高齢者等の河川利用を容易にするため、及び河川水を消火用水として利用する場合、消防車両等の緊急車両が堤防天端を経由して高水敷に円滑に通行できるようにするため、都市部の河川を中心に堤防天端幅をゆとりのある広い幅にすることが望ましい。

また、堤防天端は、雨水の堤体への浸透抑制や河川巡視の効率化、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。ただし、雨水の堤体への浸透を助長しないように舗装のクラック等は適切に維持管理するとともに、堤体のり面に雨裂が発生しないように、アスカーブ及び排水処理工の設置、適切な構造によるのり肩の保護等の措置を講ずるものとする（図1-2-2参照）。また、暴走行為等による堤防天端利用上の危険の発生を防止するため、必要に応じて、車止めを設置する等の適切な措置を講ずるものとする。

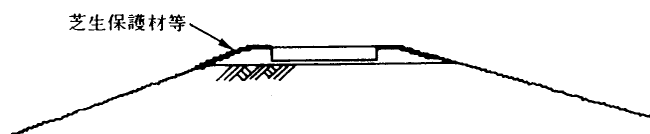


図1-2-2 のり肩保護の例

天端幅の特例

- ① 本文1. のただし書は、堤内地盤高が計画高水位より高い区間に設けるいわゆる余裕高堤防についての緩和規定である。例えば下流に堤防の山付箇所がある場合等地形の状況等により治水上の支障がないと認められる一連区間に限定して、天端幅の緩和を行って差し支えないものである。しかし、この場合にあっても、管理用通路として最小必要幅を確保するため、3m以上としたものである。
- ② 堤防の高さと堤内地盤高との差が0.6m未満の堤防は、堤内地盤高が計画高水位より高い場合である、この場合には堤防を設けないときもあり得る特別の扱いとなっている。したがって、天端幅についても特別の扱いであって、第1項により「堤防の高さと堤内地盤高との差が0.6メートル

ル未満である区間」については、天端幅の規定が適用除外となっており、基準値の規定がない。しかし、0.6m未満の高さの堤防についても、しかるべき管理用道路の幅を確保する必要がある。なお、0.6m未満の高さの堤防に設ける管理用通路の必要幅については、(管理用通)の解説を参照されたい。

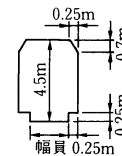
- ③ 計画高水流量が $100\text{m}^3/\text{s}$ 未満の小河川については、堤内地盤高が計画高水位より低い場合であってもその差が0.6m未満の時は、特例的な取扱いができることとなっており、その詳細については、構造令第76条(小河川の特例)の解説を参照されたい。
- ④ 本文2.のただし書の例外規定のうち水門等の逆流防止施設を設ける場合(いわゆる半背水堤又は自己流堤の場合)は、本川と水門等によって流水が絶縁されるので本川と同一の天端幅を設ける必要は生じない。一般には支川の計画高水流量に応じて定める。

(2) 管理用通路

堤防には、河川の巡視、洪水前の水防活動などのために、次に定める構造の管理用通路を設けるものとする。

ただし、これに代わるべき適当な通路がある場合、堤防の全部もしくは主要な部分がコンクリート、鋼矢板もしくはこれらに準ずるものによる構造のものである場合、または、堤防の高さと堤内地盤高との差が0.6m未満の区間である場合にはこの限りでない。

- 1. 幅員は3m以上で堤防の天端幅以下の適切な値とすること。
- 2. 建築限界は次の図に示すところによること。



(解 説)

1. 一般原則

管理用通路は、日常の河川巡視、洪水時の河川巡視又は水防活動、地震発生後の河川工作物点検等のために必要であり、一般には堤防天端に設けられる。

管理用道路は、散策路や高水敷のアクセス路として、日常的に住民の利用に供している河川空間であるが、これらの機能の増進、高齢者等の利用の円滑化、消化用水取水時の消防車両の活動の円滑化、都市内における貴重な緑の空間としての活用、河川に正面を向けた建築の促進、出水時の排水ポンプ車の円滑な活動の確保を図ることが必要であることから、都市部の河川を中心に管理用通路を原則として4m以上とすることが望ましい。

これに関して、若干補足する。

我が国の都市域には川の空間が広く連続している。都市地域(市街化区域)の面積の約1割は川の空間であり、その水辺までの距離はおおむね300m、歩いて5分程度の身近な距離にある。川は、水と緑、生物の賑わい、風と匂いなどがある開けた空間であり、人を健康にし、人の心を癒す機能を有している空間である。また、子供、大人、高齢者、障害を持つ人が世代を越えて交流できる空間である。高齢化社会の到来に伴い、川の持つこれらの機能を活かすことが求められており、「川の365日」を意識した健康づくりやふれあい・交流の場としての川づくりが求められている。

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕
1.2.1.4.2

河川管理施設
等構造令
施行規制
第15条
工作物設置許
可基準
第23条

このため、特に次のような事項に留意する必要がある。

- ① 管理用通路は、可能な場合には適切に幅を拡幅し、ゆとりのある広い幅とすることが望ましい。
- ② 河川利用促進の観点から、堤防天端は舗装することが望ましい。
- ③ 川辺や堤防上の散策路、堤内地の歩道等からなるネットワークの形成に配慮して、管理用通路には適当な位置に適当な間隔で、坂路や階段を設置するものとする。
- ④ 管理用通路や坂路は、高齢者、障害者、車いす等の利用に配慮するものとし、地形の状況や地域の意向を踏まえつつ、可能な限り歩車道の分離、歩道等の有効幅員の確保、歩道等と車道との適切なすり付け等がなされるよう配慮するものとする。
- ⑤ 段階には、河川の安全な利用のため手すりを設置することが望ましい。その際、治水上支障が生じないよう適切に配慮した構造とするものとする。
- ⑥ 管理用通路や坂路、段階と横断歩道との取付部には、横断待ちの歩行者のための安全な待ちスペースを確保することが望ましい。
- ⑦ 前記の①から⑥に当たっては、地域住民、NGO、社会福祉協議会、福祉関係者、障害を持つ人と河川管理者とが協力しあい、街から川へのアクセス、川の通路等の利用性、川に出ることによる効用等について点検するものとする。また、都市部では、利用の多い、あるいは利用が期待される川の区間、地方部では拠点的な川の区間を対象として、これらについて定期的に点検し、優先的に改善すべき箇所について、現状、課題、改善の方向等を改善プログラムとしてまとめるものとする。
- ⑧ 地域住民、NGO、福祉関係者、障害を持つ人等の協力を得て、川の点検や川の利用のためのソフト（例：点検、診断のための「川と土手チェックシート」、「川へ行こうガイドマップ」、「健康・福祉・川ガイド」等）を開発し、情報を蓄積するものとする。

なお、最近では、先進的な取り組みや、実践、事例もできており、それらを参考とし、各地域の特性を踏まえた積極的な取り組みが期待される。

また、本文で「幅員は、3メートル以上で堤防の天端幅以下の適切な値とすること。」とあるのは、管理用通路の幅員については、極力天端幅が確保されるべきものであり、特にやむを得ない場合であっても、3m以上のできるだけ天端幅に近い幅員を確保しなければならないという趣旨である。

2. 特 例

- ① 「管理用通路に代わるべき適当な通路がある場合」とは、堤防からおおむね 100m 以内の位置に存する通路（私道を除く）で、適当な間隔で堤防への進入路を有し、かつ、所定の建築限界を満たす空間を有するものがある場合をいうものである。この場合において、当該通路に係る橋の設計自動車荷重については、従来から運用してきた 20t 相当以上が望ましいが、河川又は地域の状況を勘案し、河川管理上特に支障がないと認められるときは、14t 相当以上のものとするができる。なお、この場合の特例が適用されるのは、構造令第 66 条（管理用通路の構造の保全）の適用において、所定の管理用通路を堤防上に設けることが不適当又は著しく困難であ

ると認められるとき及び計画高水流量が $100\text{m}^3/\text{s}$ 未満又は川幅（計画高水位における水面幅をいう）が 10m 未満のときに限定し、これらの場合においても、本文の図又は構造令第 36 条（小河川の特例）第 3 号に規定する基準にできるだけ近い構造の管理用道路を堤防上に設けるよう努めるものとしている。

② 「堤防の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らに準ずるものによる構造のものである場合」とは、いわゆる自立式構造の特殊堤の場合のことであるが、この場合にあっては、極力 1m 以上の適当な幅員の管理用通路を設けることが望ましい。

③ 堤防の高さと堤内地盤高との差が 0.6m 未満である区間の管理用通路についての運用としては、管理用通路に代わるべき適当な道路がある場合又は自立式構造の特殊堤の場合その他特別の事情により管理用通路を設けることが不適当又は著しく困難であると認められる場合を除き、原則として、次に示す基準によるものとする。

イ 川幅が 5m 未満の場合は、兩岸とも 1m 以上とする。

ロ 川幅が 5m 以上 10m 未満の場合は、片岸を 3m 以上、対岸を 1m 以上とすること。

ハ 川幅が 10m 以上の場合は、兩岸とも 3m 以上とすること。

これらの場合の建築限界については、幅員 3m 以上のものは本文の図、幅員 3m 未満のものは構造令規則第 36 条（小河川の特例）第 3 号の規定にそれぞれ準ずる必要がある。

なお、従来から、堤防を設けない河岸の場合においても、常時の河川巡視のほか、河川決壊に対する水防活動又は災害復旧工事等のため、上記の基準に準じて管理用通路を設けることとしている。ただし、一連の山付区間や山間狭窄部など、治水上支障のない場合はこの限りでない。

④ 川幅が 10m 未満である場合は、構造令規則第 36 条（小河川の特例）第 3 号の規定により、管理用通路の幅員を、 2.5m まで縮小することができるが詳細については構造令第 76 条、規則第 36 条の解説を参照されたい。

3. 兼用道路の場合の河川管理用通路

管理用通路は日常の河川巡視又は水防活動等のために必要であり、堤防を道路と兼用する場合であっても、堤防天端の本来的な機能である河川管理用通路としての機能を優先させること。

堤防を道路と兼用する場合において、管理用通路は以下のように取り扱うものとする。

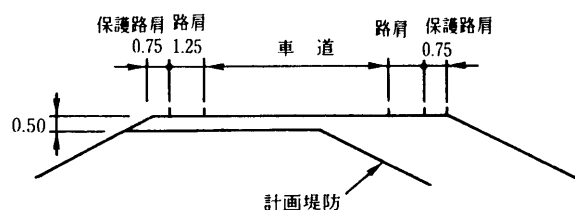


図 1-2-3 兼用道路区間における管理用通路

計画交通量が1日につき6,000台以上の道路の場合は、川側の位置に幅員3m以上の管理用道路を設けるものとする。ただし、次の各号のすべてに該当する場合はこの限りでない。

- イ 計画交通量が1日につき6,000台以上で10,000台未満の道路で、かつ、車線数が2車線以下の道路の場合。
- ロ 川側の路肩の幅員が1.25m以上の場合。(図1-2-3)
- ハ 前記の川側の路肩に河川管理用車両が駐停車可能な場合。

また、計画交通量が1日につき、6,000台未満の道路の場合は、管理用の通路と兼ねることができるものとする。

なお、堤防の天端を拡幅しないまま道路と兼用し、道路交通法により一方通行等の交通規制が掛けられ河川管理上の支障となった事例があるため、留意する必要がある。

4. 河川管理用通路と橋の交差

河川管理用通路が確保されていないと、平常時の河川巡視に支障を生じるとともに、洪水時等の緊急用に河川管理車両及び水防車両の通行に支障が生じ危険箇所の発見の遅れを招き、ひいては水防活動を遅らせるなど、河川管理上に重大な影響を与えることも考えられる。このため、河川管理の重要度と通行障害の程度を勘案して、表1-2-3に従って、平面、立体又はこれらを併設した交差方法で河川管理用通路を確保するものとする。

また、高架橋で平面交差ができない場合は、桁下高を「堤防天端高に管理用通路の建築限界(4.5m)を加えた高さ」とすることを基本とする。やむを得ない場合は「堤防天端高に構造令の規則第36条(小河川の特例)で示される管理用通路の建築限界(2.5m)を加えた高さ」又は「出水時でも冠水して通行止めとなることがないように管理用通路の敷高を計画高水位以上として、管理用通路の建築限界(4.5m)を加えた高さ」のいずれか高いほうとしている事例が多い。

表 1-2-3 河川管理用通路と橋の交差方法

計画高水流量(単位1秒間につき立方メートル)	1,000 以上	1,000 未満で重要な河川の区間	1,000 未満
・ 橋の計画交通量 6,000 台/日以上 ・ 踏切最大遮断時間 20 分/時間以上	原則として立体交差と平面交差を併設する。 なお、道路橋の場合で橋と交差する管理用通路が道路と兼用しており、当該道路に渋滞対策として、その計画交通量に応じた右折車線を設置する場合はこの限りでない。また、他に管理用道路に代わるべき適当な通路がある場合はこの限りではない。 (図1-2-4参照)		平面交差で可
・ 橋の計画交通量 6,000 台/日未満 ・ 踏切最大遮断時間 20 分/時間未満	平面交差で可		平面交差で可

注) 「重要な河川の区間」とは水防上重要な河川をいい、一般河川の直轄管理区間及びこれに準ずる区間がこれに該当する。

なお、立体交差と平面交差を併記すべき場合であっても、河川の堤防が低く、立体交差のための建築限界を確保するためには地下道形式となる場合又は立体交差とするために著しく費用増となる場合は平面交差のみとすることができる。この場合、橋が道路橋で、か

つ、当該橋と交差する管理用通路が道路と兼用しているときには、該当道路に渋滞対策としてその計画交通量に応じた右折車線を設置するよう努めるものとする。また、高速道路等沿道制限がある場合は、立体交差とすることができる。

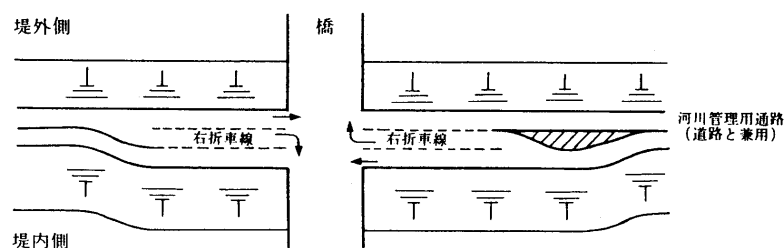


図 1-2-4 右折車線を設置して河川管理用通路を確保する場合

なお、橋梁における管理用通路の取扱いは、構造令第 66 条によること。

(3) のり勾配

盛土による堤防（胸壁の部分及び護岸で保護される部分を除く）の法勾配は、堤防の高さと堤内地盤高との差が 0.6 m 未満である区間を除き、2 割以上とするものとする。

(解説)

堤防は、道路等の盛土と異なり、河川水及び雨水の浸透に対して安定したのり面を有していなければならない。従来小規模な堤防等において 1.5 割ののり勾配のものがあつたが、洪水時の河川の浸透や雨水の浸透によってすべり、のり崩れ等の現象が多く発生している。なお、すべりは特に引水時に発生しやすい。このような過去の経験又は実験等から、堤防は護岸で保護される部分を除き、2 割以上の緩やかなのり勾配でなければならないものとしている。

従来、堤防には多くの場合小段が設けられてきた。しかし、小段は雨水の堤体への浸透をむしろ助長する場合もあり、浸透面からみると緩やかな勾配（緩勾配）の一枚のりとしたほうが有利である。また、除草等の維持管理面や堤防のり面の利用面からも緩やかな勾配ののり面が望まれる場合が多い。このため、小段の設置が特に必要とされる場合を除いては、原則として、堤防は可能な限り緩やかな勾配の一枚のりとするものとする（図 1-2-5 参照）。一枚のりとする場合ののり勾配については、すべり破壊に対する安全性等を照査したうえで設定するものとする。なお、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は、堤防敷幅が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ことが必要である。

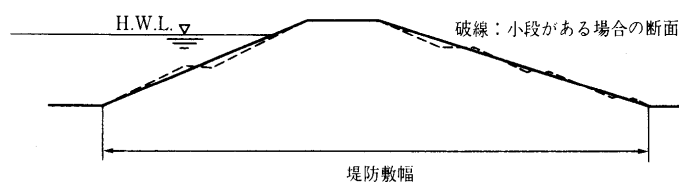


図 1-2-5 小段のあるのり面を緩勾配の一枚のりにする例

(4) 余 盛

1) 堤防の余盛基準については下記による。

- ① 余盛は、堤体の圧縮沈下、基礎地盤の圧密沈下、天端の風雨等による損傷等を勘案して通常の場合は別表に掲げる高さを標準とする。ただし、一般的に地盤沈下の甚だしい地域、低湿地等の地盤不良地域における余盛高は、さらに余裕を見込んで決定するものとする。
- ② 余盛高は堤高の変動を考慮して支川合流点、堤防山付、橋梁等によって区分される一連区間（改修計画における箇所番号区間を標準とする。）毎に定めるものとする。
- ③ 余盛高の基準となる堤高は、対象とする一連区間内で、延長 500 メートル以上の区域についての堤高の平均値が最大となるものを選ぶものとする。
- ④ 余盛のほかに堤防天端には排水のために 10% 程度の横断勾配をつけるものとする。
- ⑤ 残土処理等で堤防断面をさらに拡大する場合にはこの基準によらないことができる。

表 1－2－4 余盛高の標準

(単位 cm)

堤 体 の 土 質		普 通 土		砂・砂 利	
地 盤 の 地 質		普通土	砂・砂利	普通土	砂・砂利
堤 高	3 m 以下	20	15	15	10
	3 m ～ 5 m まで	30	25	25	20
	5 m ～ 7 m まで	40	35	35	30
	7 m 以上	50	45	45	40

(注) 1 余盛の高さは、堤防法肩における高さをいう。

2 かさ上げ、拡巾の場合の堤高は、垂直盛土厚の最大値をとるものとする。

2) 堤防余盛のすりつけ

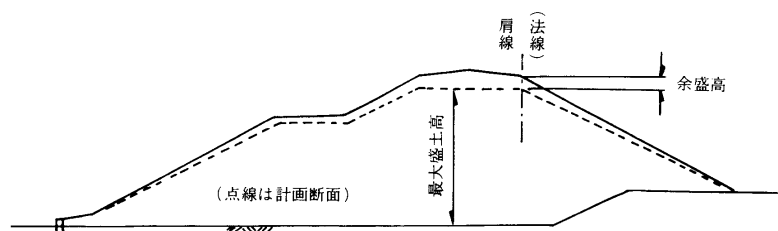


図 1－2－6 堤防余盛のすりつけ

(5) 堤防小段

堤防の安定を図るため必要がある場合においては、その中腹に小段を設けるものとする。ただし、堤防の安定を図るため必要がある場合を除いては原則として、堤防は可能な限り緩やかな勾配の一枚のりとするものとする。

河川事業

関係例規集

「堤防余盛基準について
(S44.1.17 建
河治発三号)」

河川管理

施設等構造令

第 23 条 解説

(6) 堤防の側帯

1) 第一種側帯

旧川の締切箇所、漏水箇所その他堤防の安定を図るため必要な箇所に設けるものとし、その幅は、一級河川の指定区間外においては5メートル以上、一級河川の指定区間内及び二級河川においては、3メートル以上とすること。

2) 第二種側帯

非常用の土砂等を備蓄するために特に必要な箇所に設けるものとし、その幅は、5メートル以上で、かつ、堤防敷（側帯を除く）の幅の二分の一以下（20メートル以上となる場合は、20メートル）とし、その長さは、おおむね長さ10メートルの堤防の体積（100立方メートル未満となる場合は、100立方メートル）の土砂等を備蓄するために必要な長さとする。

3) 第三種側帯

環境を保全するため特に必要な箇所に設けるものとし、その幅は、5メートル以上で、かつ、堤防敷（側帯を除く）の幅の二分の一以下（20メートル以上となる場合は、20メートル）とすること。

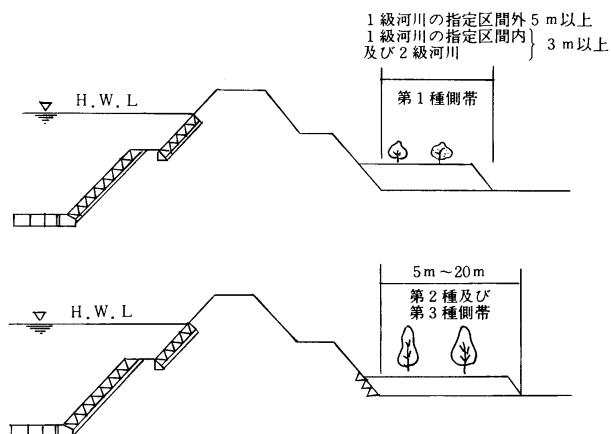


図 1-2-7 堤防側帯の設置例

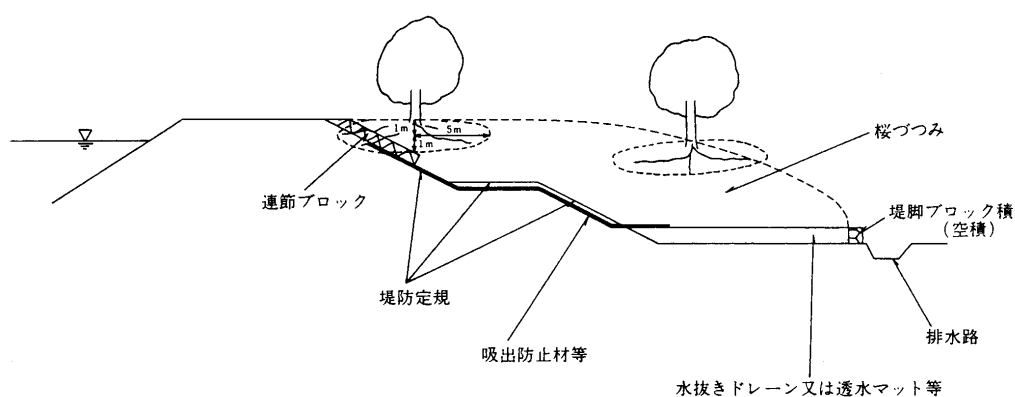


図 1-2-8 桜づつみ標準横断面図

(7) 高潮の影響を受ける区間の堤防

高潮の影響を受ける区間の堤防ののり面、小段、天端、必要に応じてコンクリートその他これを類するもので被覆するものとする。

(解 説)

高潮の影響を受ける区間の堤防は、越波を考慮して一般にコンクリートまたはこれに類するもので三面張りにする。なお、堤防に越波した水を集水する排水路を設けることが必要である。高潮の影響を受ける区間の堤防の設計は、水压、土厚、波圧に対しても安全な構造となるよう設計する。また、断面形状等が上流の河川堤防となめらかに接続するよう配慮する。

高潮区間に設置される堤防において背後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ものとする。高潮区間に設置される堤防および潮岸堤においては、波の入射角が概ね30度以上で、波高が1m程度以上の場合、もしくは概ね30度未満で1.5m程度以上の場合、波返工を設けることが一般的である。

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、堤防天端および裏のり面をコンクリート等で覆うものとし、その場合でも、越波量は $0.05\text{m}^3/\text{s}$ 程度以下にする。

(8) 湖岸堤

湖岸堤の天端幅は、堤防の高さ、背後地の状況を考慮して3m以上の適切な値とし、のり面、天端は、必要に応じてコンクリートその他これに類するもので被覆するものとする。

(解 説)

湖岸堤の天端幅は、河川区間と異なり、計画高水流量と対応させて規定することはできないので、水理条件、土質条件、堤防の基礎地盤等を考慮して堤防の安定について検討を行い堤防構造を定める。しかし、天端は管理用通路にもなるので3m以上の幅は必要である。また、必要に応じて波返し工を設けるものとする（河川砂防技術基準(案)同解説設計編〔I〕1.2.1.5参照）。

湖沼の風による吹寄せ高、波の打上げ高に関する検討にあたっては、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とする。

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕
1.2.1.5

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕
1.2.1.6

(9) 特殊堤

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔Ⅰ〕
1.2.1.7

地形の状況その他特別の理由により河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ⅰ〕1.2.1.4の規程を適用することが著しく困難な場合は、それらの規程にかかわらず次の特殊な構造とすることができる。

計画高水位（高潮の影響を受ける区間の堤防については、計画高潮位）以上の高さで、盛土部分の上部に胸壁を設ける構造とする。

ただし、さらにこれにより難しい場合は、コンクリートおよび矢板等これに類するもので自立構造とする。

特殊堤は、河川の特性、地形、地質等を考慮してその形式を選定するとともに、堤防としての機能と安全性が確保される構造となるよう設計するものとする。

(解 説)

堤防は土堤とすることが原則である。すなわち、土堤の場合には、材料の入手が容易である、構造物としての劣化現象が起きない、地震によって被災しても復旧が容易である等の利点がある。

しかし、市街地または重要な施設に近接する堤防で用地取得が極めて困難の場合等においては、やむを得ず胸壁を設けることがある。また、この場合の胸壁の高さは原則として余裕高の範囲内とするが、大河川や波高の大きい区間では人間の身長以上となって川面をのぞくことができなくなり、また、美観等も損なうので80cm以下とすることが望ましい。この程度の高さまでが構造上も安定感がある。ただし書は、特殊堤の中の更に特例であり、東京や大阪等の都市河川の高潮区間などにおいて限定的に築造されている。

代表的な特殊堤について次に示す。

1. 胸壁（パラペット）構造の特殊堤

胸壁構造の特殊堤は、土地利用の状況その他の特別な実情によりやむを得ないと認められる場合に、計画高水位（高潮区間においては計画高潮位）以上の高さの土堤に胸壁を設けるものであり、堤防の設計は原則として河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ⅰ〕1.2.1.1に準ずる。なお、胸壁の高さは、極力低くするものとするが、高くする場合でも1m程度、できれば80cm程度以下にとどめることが望ましい。

胸壁の高さがあまり高くなると、視界をさえぎり、河川管理に支障を与えるとともに、景観、河川環境が損なわれることにもなりかねない。また、胸壁の高さが低いほど波圧等によるパラペットの倒壊等に対して構造的に安全度を増すことができる。

2. コンクリート擁壁構造の堤防

コンクリート擁壁構造の堤防は、胸壁構造の特殊堤によりがたい特別の事情がある場合に用いられる。コンクリート擁壁構造の堤防を用いる場合、洪水時、低水時の荷重条件下（地震時の土圧および水圧、基礎地盤の液状化）において自立し、沈下、滑動、転倒等に対して安全な構造とするとともに、前面の洗掘に対しても安全なものとなるようにする。また、矢板を

用いる場合も同様とする。

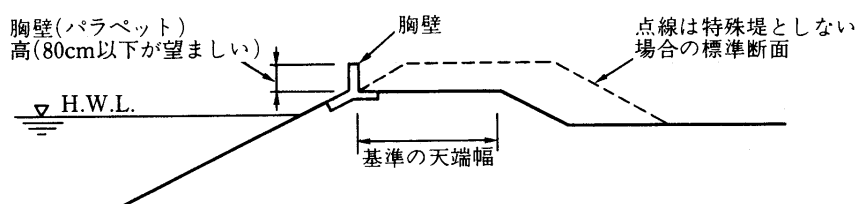


図 1-2-9 (1) 特殊堤

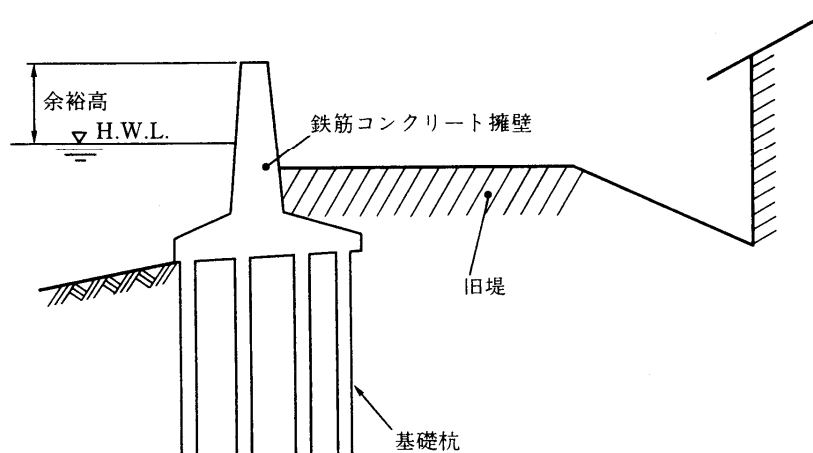


図 1-2-9 (2) 自立式擁壁の例

(10) 参考：越流堤等

1) 越流堤

越流堤の形式としては、コンクリート重力式、コンクリートウォール式、土堤の表面にのり覆工を施したものなどがある。これらの形式には、それぞれ得失があり、諸条件によってその特性を活かす形式を選定する必要がある。

土堤の表面にのり覆工を施した越流堤に関しては、断面形状、内部の構造などの設計について十分な検討が必要である。このため、必要に応じて現場の土質調査、試験施工等を行う。コンクリートのフェーシングは、施工は容易であるが、目地が弱点となりやすく、不同沈下にも順応しにくい。アスファルトフェーシングは、水密性、屈とう性、破壊の局所性、維持管理の容易さなどの点において多くの利点を有している。また、屈とう性に優れ、揚圧力の低減の面から有利な蛇籠やふとん籠を活用したフェーシングも最近適用されている。越流堤の形式については、越流堤を設置する基礎地盤をよく調査し、工法を選定する必要がある。フェーシングの被覆厚は揚圧力のほか流水による負圧、流木等による衝撃力等の外力に対しても十分安全なものとする。また、排水管、排気管の構造および位置については、堤体材料、透水性、最大揚圧力の発生点等を十分検討して決定しなければならない。なお、越流堤を越流した水はかなりの流速をもつので、被覆のり面の流水による負圧、遊水地内の洗掘等の問題が生じる恐れがあり、水理実験からの勾配、減勢工等の検討を行い、断面形を決めることが望ましい。

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕
1.2.1.8

2) 導 流 堤

導流堤は、河川、湖沼、海において流れを導き、土砂の堆積やそれにとまなう閉塞、または河川の深掘れを防ぐために設けられるものである。

法線や延長などの諸元については、その設置場所や目的に応じて個々のケースごとに、水理条件や地形条件等をもとに過去の実施例や水理模型実験の結果などを参考にして検討する必要がある。河口閉塞の防止のために設けられる導流堤については、流れによる土砂のフラッシュ効果とともに波による砂州の形成も防止する効果をもたせるよう考慮して設計する。

また、導流堤の構造については、河口に設けられる場合にあっては流れと波の作用に対しても安全なものとなるよう、急流河川に設けられる場合にあっては流れによる侵食作用に対しても安全なものとなるよう設計する。必要に応じて護岸や根固工を設ける。

3) 背 割 堤

背割堤は、分流や合流に際して流れを分離するために設けられるものである。

背割堤の法線や高さなどの諸元は、河道計画や両河川の計画高水位をもとに検討する。必要に応じて水理模型実験などを行う。

背割堤の構造の設計にあたっては、通常の堤防に関する検討のほかに堤防両側の流水の作用にも配慮する必要がある。

2-2 構造細目

2-2-1 堤防の構造

堤防の構造は、河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ⅰ〕1.2.1.2に基づき、過去の被災履歴、地盤条件、背後地の状況等を勘案して過去の経験等に基づいて設計するものとし、必要に応じて安全性の照査などを行い定めるものとする。また、地震対策が必要な場合には液状化等に対して所要の安全性を確保できる構造とするものとする。

（解 説）

河川堤防は、計画高水位または計画高潮位以下の水位の流水の通常的作用（侵食、浸透等）に対して安全な構造とする必要があるため、浸透については河川水、降雨の条件に対して堤防の断面形状および構造が安全性を確保するようにするものであり、必要に応じて対策工を施す。すなわち、堤体の構造は、基本的に降雨や河川水の浸透をできるだけ防止し、また、浸透した水は速やかに排除し、パイピング等を生じさせない構造、侵食されない構造とし、必要に応じて地震に対しても安全な構造とする必要がある。このとき、侵食や浸透に対する安全性については、理論的な手法による安全性の照査を必要に応じて行うものとする。地震対策が必要な区間では、液状化にとまなう堤防の沈下等の検討を行い、所要の安全性が確保できる構造とするものとする。

なお、軟弱地盤や浸透性地盤上の特に条件の悪い箇所に築造される堤防においては、浸透流解析等により、裏のりのすべりや表のりの残留水位によるすべりに対する安全性等について検討を行う必要がある。

1. 耐侵食機能を確保する構造について

河川堤防は土構造を主とする構造物であることから、水による侵食作用

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔Ⅰ〕
1.2.2.1

に対して高水敷や護岸等と一体となって十分な安全性を有する構造とする必要がある。したがって、河川砂防技術基準(案)同解説設計編 10.8 の高水敷等の河道の状況との関係を踏まえ、堤防に作用する流水の状況や洪水時の河岸侵食の状況を勘案しながら適切に護岸、水制等を計画し、その下で堤防本体の耐侵食性を検討する必要がある。特に急流河川や高水敷のない河川区間、構造物周辺では侵食に対する十分な安全性を確保する必要がある。この際、護岸構造を強化する手法に加え、水制等により堤防に作用する流速を低減させる手法等についても考慮する。護岸、水制の設計についてはそれぞれ河川砂防技術基準(案)同解説設計編〔I〕1. 4. 1. 5を参照されたい。

堤防本体は、芝等による被覆、護岸、水制などにより保護することが一般的である。それぞれの形式や材料については洪水時の流速を考慮し、適切に選定する必要がある。最近では環境面に配慮して護岸等を覆土する手法も採用されている。

2. 耐浸透機能を確保する構造について

(1) 降雨と河川水の浸透を抑制する構造

降雨および河川水の浸透を制御する堤防の堤体構造としては、主として降雨の浸透を防止するために、十分に締固めた粘性土等を堤体の表面を被覆する方法や、堤防天端を舗装して雨水の浸透を防ぐ方法がある。

また、主として河川水の浸透を防止・抑制するために表のり面をしゃ水シート等によりしゃ水する方法もある。

一方、基礎地盤の浸透を制御し、浸透浸食を防止するためには、従来から、①矢板等によるしゃ水構造や②土質材料または人工材料によるブランケット構造が適用されている。①については日本では鋼矢板が多用されているが、海外の事例を見ると、スラリートレンチカットオフ工法や止水グラウト工法も利用されている。しゃ水性を高めると堤内地の地下水等に影響を及ぼすことがあるので十分に注意しなければならない。

②のブランケット構造についてはその機能を発揮させるために必要な幅を確保し、材料として土質材料を利用する場合には粘性土を十分に締固めるとともに十分な厚みを確保する必要がある。また、アスファルト等の人工材料を用いる場合には環境面に十分に配慮しなければならない。

(2) 浸透水を速やかに排除する構造

直接あるいは基礎地盤を通じて堤体内に浸透した河川水や降雨は、裏のり尻を容易に不安定化させる。したがって、浸透水を速やかに排除する必要があるが、その代表的な構造が裏のり尻に設置するドレーン工である。我が国でも堤防強化の一環として普及しつつあり、ドレーン材料には碎石等が用いられている。碎石等の利用は裏のり尻の強度を増加させるという意味でも好都合である。

一方、基礎地盤の浸透水を排除する構造としては、リリーフウェル、透水性トレンチ等があるが、我が国ではほとんど適用されていない。

3. 耐震機能を確保する構造について

既往の地震による大規模な被害事例を見ると、堤防の被害事例のほとんどが基礎地盤の液状化に起因するものである。したがって、耐震性を確保するためには、主として、基礎地盤に対して液状化を防止するような構造

を採用する必要がある。液状化防止対策としては、締固め工法、固結工法やドレーン工法等がある。また、液状化あるいは液状化による変形を抑制する対策としては押え盛土、高水敷の造成や矢板等がある。

2-2-2 堤体の材料の選定

盛土による堤防の材料は、原則として近隣において得られる土のなかから堤体材料として適当なものを選定する。

(解 説)

築堤工事の土工量は一般に膨大なため、遠方から土を運んでくると工費が大幅に増大するので、堤体材料に用いる土は通常の場合、高水敷や低水路の掘削土砂あるいは手近な土取場の土を使用する等、施工現場付近のものを利用することが望ましい。また、堤体に用いる材料として粒径の小さい材料を用いる場合は、浸透はしにくい、浸透した場合には強度の低下等が生じやすく、粒径の大きい材料を用いる場合は、浸透はしやすいが、浸透により強度の低下等が生じにくいという基本的性質をもっている、このようなことを踏まえたうえで下記事項についても検討し、適切な堤体材料を選定する。

1. 浸潤、乾燥等の環境変化に対して安定していること。
2. 腐食土等の高有機質分を含まないこと。
3. 施工時に締固めが容易であること。

適切な堤体材料を得ることが難しい場合には、土質改良をしたり、2種類以上の土の適当な組合せ等によっている場合がある。

近隣に類似の土を用いた堤防がある場合は、その堤防の洪水時の過去の挙動を検討して選定する。また、既設堤防を拡幅する場合には、既設堤防の堤体材料を検討のうえ、選定する必要がある。

堤防の材料の選定の際、あるいは締め固め等の検討に当たっては、「河川土工マニュアル」等を参考にするとよい。

2-2-3 のり覆工

盛土による堤防ののり面(高規格堤防の裏のり面を除く)が降雨や水流等によるのり崩れや洗掘に対して安全となるよう、芝等によって覆うものとする。

(解 説)

のり覆工として用いられている芝張り、種子吹き付け等があり、芝付の箇所等を考慮して選定する。急流部、堤脚に低水路が接近している箇所、水衝部等、流水や流木等により、のり面が侵食されやすい箇所等については、表のり面に適当な護岸を設ける必要がある。

のり覆工は景観や河川の利用などの河川環境にも配慮して設計するものとする。

2-2-4 漏水防止工

堤防は、堤体材料、基礎地盤材料、水位、高水の継続時間等を考慮して、

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計〔I〕

1.2.2.2

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計〔I〕

1.2.2.3

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕

1.2.2.4

浸透水のしゃ断およびクイックサンド、パイピング現象を防止するため、必要に応じて漏水防止工を設けるものとする。

(解 説)

漏水には堤体からの漏水と基礎地盤からの漏水があり、浸透水による堤体の土砂流出や、クイックサンド及びパイピング現象は破堤の原因となる。したがって、堤体の漏水に対しては次のような対策を考える必要がある。

1. 堤体材料の選定にあたっては浸透性の小さいものを選ぶ必要がある。砂質土を材料として用いるときは、表面を良質な被覆土で十分に覆い、締固めを十分に行う。
2. 堤防断面の大きさを十分にとる。
3. 盛土の施工にあたっては、締固めを確実かつ均一に行う。
4. のり面を不等水性の材料で覆う。
5. 裏のり尻に透水性の材料を用い空石張等を行い、排水をよくして、裏のり尻を補強する。

また、基礎地盤の漏水に対しては、次の対策を考える必要がある。

1. 川表のり尻付近にシートウォーム、鋼矢板等の設置または粘度による置換えを行って浸透水をしゃ断する。
2. 堤外の透水地盤の表面を透水性の小さい材料を被覆する(ブランケット)。
3. 堤内側に排水用井戸を設けて、浸潤線の低下を図る。

2-2-5 ドレーン工

ドレーン工設計マニュアル

1. ドレーン工の基本

1. 1 基本方針

ドレーン工は、平時や洪水時に堤防に浸透した降雨ならびに河川水を裏のり尻のドレーン部に集水し、堤防外に速やかに自然排水する機能を長期にわたって有する対策工であり、主として堤体の浸潤面の低下を目的とするものである。

解 説

ドレーン工は、平時や洪水時に堤防に浸透した降雨ならびに河川水を裏のり尻のドレーン部に集水し、堤防外に速やかに自然排水する機能を長期にわたって有する対策工で、主として堤体の浸潤面の低下を目的とするものである。その効果は図 1.1 に示すとおりで、降雨あるいは河川水の浸透によって形成される堤体内湿潤面が裏のり面に浸出することを抑制し、堤体内浸潤面を低下させるとともに堤体の一部をドレーン材料に置き換えることによるせん断強度の向上とも相まって、堤防の安全性を確保しようとするものである。

基礎地盤が軟弱粘性土の場合、築堤荷重による圧密沈下により堤体が基礎地盤にめり込むように沈下し、堤体内に浸透した雨水等が堤体下部に滞留し、常時飽和状態となることがあるが、堤体下部材料が砂質土の場合には、地震動を受けると堤体下部の飽和砂質土に液状化が発生、堤体沈下等の変形を生じる場合がある。このような堤防土質構造の場合には、のり尻付近にドレーン工を設置することで、地震前

における堤体内水位を低下させ、液状化が生じる領域を小さくすることができ、被害を軽減することが期待できる。

また、堤体に液状化が生じるような条件では、のり尻付近の飽和度が高く、拘束圧が低いため、のり尻付近の堤体の液状化に伴う強度低下をきっかけとして堤防が変状しやすい環境となる。このため、のり尻付近の安定化を図ることで、堤体の液状化による被害を軽減することができ、対策工の例としては、のり尻にドレーン工を設置する方法や押え盛土を設置する方法が考えられるが、対策原理が浸透対策としてのドレーン工と大きく異なることから、本マニュアルでは堤体の液状化対策として堤体のり尻部を安定化させるためのドレーン工は扱わない。

なお、基礎地盤の液状化対策として、やむを得ず固結工法及び鋼材を用いた工法を裏のり尻に適用する場合、裏のり尻部の浸潤面が上昇し浸透に対する安全性が低下することから、ドレーン工を併用する場合が多い。このようなドレーン工には、本マニュアルを適用することができる。

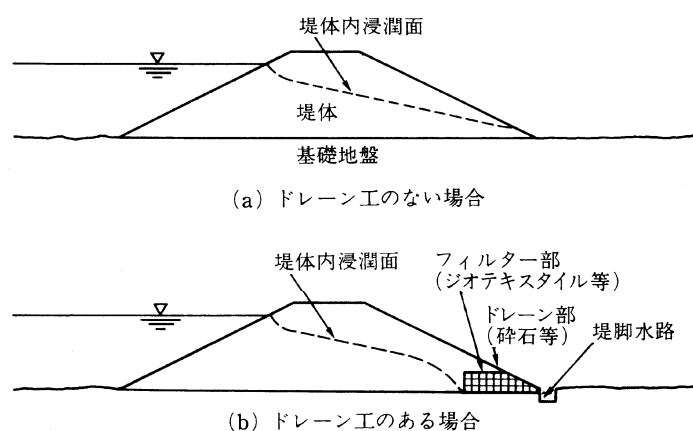


図 1-2-10 ドレーン工構造とその効果

1.2 構造の基本

1.2.1 ドレーン工の構造

ドレーン工は、原則としてドレーン部、フィルター部および堤脚水路で構成するものとし、その機能が長期的に確保され、かつ堤防の安定性を阻害することのない構造として計画するものとする。

解 説

ドレーン工は、平時や洪水時に堤体に浸透した降雨ならびに河川水を集排水するためのドレーン部、排水を受けこれを所定の流末に導くための堤脚水路、ならびに堤体の土粒子の流出を防止するとともにドレーン部の目詰まりを防止するためのフィルター部により構成される。

ドレーン部の構成材料には、その目的から透水性の大きい材料を使用することになるが、堤体とドレーン部の間には適切なフィルター部を必ず設け、堤体を構成する土粒子が移動して堤体にゆるみ等が生じないように、また移動した土粒子がドレーン部に侵入して目詰りを生じないようにし、ドレーン工の機能の長期的な確保を保証しなければならない。

1.2.2 排水計画

ドレーン工の排水を受ける堤脚水路は、適当な排水路に接続する必要がある。

解 説

ドレーン工の計画にあたっては、ドレーン部からの排水を速やかに処理するための堤脚水路を裏のり尻付近に計画する必要があるが、堤脚水路は堤内地の適当な排水路に接続する必要がある。適当な排水路とは、原則的には洪水中においても十分な排水機能を有している河川または水路である。

なお、ドレーン部から堤脚水路への接続が確実でない場合や浸透水を1箇所で集中して排水する構造とした場合、豪雨等によりドレーン工からの排水不良が生じ、堤体のり尻が泥濘化、のり崩れ等を生じる場合があるので、ドレーン部からの排水は堤脚水路に確実に接続するとともに、1箇所に集中させないように注意する必要がある。

2. ドレーン工の設計

2.1 設計の基本方針

ドレーン工は、長期間にわたりその機能を発揮し、浸透や地震に対する堤防の安全性が確保できるよう設計するものとし、浸透に対しては当該河川の堤防に求められている所要の安全水準以上、地震に対しては所要の堤体内水位以下となるように設計する。

解 説

ドレーン工は浸透水を余裕をもって排水できる構造、すなわち断面形状と材料を設計する必要がある。浸透に対しては、堤体の裏のりすべり破壊に対する安全率が、当該河川の堤防に求められている所要の安全率以上となるように設計する。

また、地震に対しては、飽和層厚の最も厚いところが1m未満、または堤防高さの0.2倍未満となるように、堤体内水位を低下させるように設計する。

ドレーン工の設計にあたって特に注意すべき点は、当初の機能を長期間維持することである。ドレーン工の内部では、降雨や出水により浸透水が通過することから、堤体を構成する土粒子も移動しやすい条件にある。仮に土粒子の移動が長期間にわたり繰り返されれば、ドレーン部に目詰りが発生して機能が低下する可能性も否定できない。このようなことを考えると、ドレーン工の設計にあたっては長期の安定性を確保することに十分に留意することが必要である。

2.2 設計の手順

ドレーン工の設計の手順は、浸透に対しては①土質調査、②浸透流解析、及び円弧すべり計算、③安全性の確認の順で、地震に対しては、①土質調査、②浸透流解析、③所要の堤体内水位の確認の順で設計を行う。

解 説

設計の手順は図2.1に示す。浸透に対しては、①十分な土質調査を実施した上で適

切な外力条件（高水の波形や降雨量）を設定、②非定常浸透流計算の実施、③裏のりの円弧すべりに対する安定計算の順で行うものとし、裏のりすべり破壊に対する安全率が当該河川の堤防に求められている所要の安全率以上であるか否かで判断する。ここで安全性が確保されていないことが確認された場合には、断面形状を再設定した上で改めて安全性の確認を行う必要がある。

地震に対しては、①十分な土質調査を実施した上で適切な外力条件（水位波形や降雨量）を設定、②非定常浸透流計算の実施、③飽和層厚の最も厚いところが1m未満、または堤防高さの0.2倍未満となる堤体内水位か否かで判断する（東北地方太平洋沖地震による被災事例及びその近傍の無被災事例の分析から得られたもので、2.3.設計の方法に後述。）。ここで所要の堤体内水位までの低下が確認されない場合には、断面形状を再設定した上で改めて浸透流解析を行う必要がある。

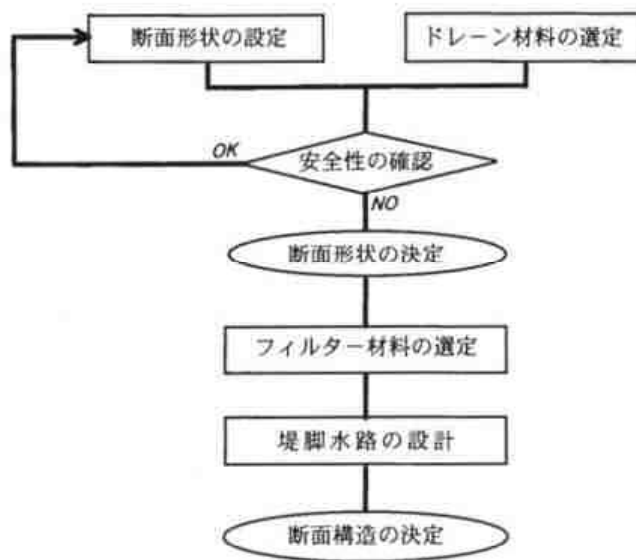


図 2.1 ドレーン工の設計手順

2.3 設計の方法

ドレーン工の設計の方法は、浸透に対しては非定常浸透流解析と円弧すべり法に基づく安定計算により行うものとし、地震に対しては定常浸透流解析により行うものとする。

解 説

（1）浸透に対するドレーンの設計方法

ドレーンの設計の方法は、①堤体内浸潤面の設定、および②裏のりの円弧すべりに対する安定計算によるものとする。①の堤体内浸潤面については、十分な土質調査を実施し、築堤履歴を考慮した適切な堤防土質構成並びにドレーン工の形状及び材料をモデル化し、適切な外力条件（照査に用いる水位波形や降雨量等）を設定し、非定常浸透流計算を行って最も高い堤体内浸潤面を設定する。

②のすべり破壊に対する安定計算は、原則として次式の円弧すべり法によるものとする。

$$F_s = \frac{\Sigma \{c l + (W - ub) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\Sigma \{W \cdot \sin \alpha\}}$$

ここに、 F_s ：安全率

u ：すべり面の間隙水圧 (kPa)

W ：分割片の重量 (kN/m)

c ：すべり面に沿う土の粘着力 (kPa)

l ：円弧の長さ (m)

ϕ ：すべり面に沿う土の内部摩擦角 (°)

b ：分割片の幅 (m)

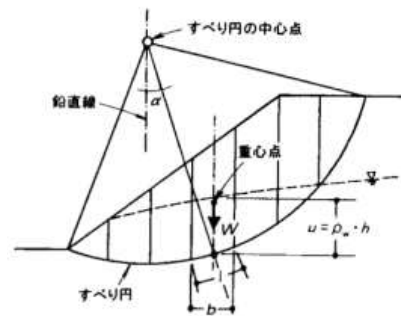


図 2.2 すべり破壊に対する安定計算

安全性の確認は、堤体の裏のりすべり破壊に対する安全率が当該河川の堤防に求められている所要の安全率以上であるか否かによって判断する。

なお、浸透流計算におけるドレーン工の透水係数については、フィルター部を含むドレーン工全体として 1×10^{-2} (cm/sec)、安定計算におけるドレーン部の強度については、材料試験による他、密度(ρ)については $\rho = 2.0 \text{ t/m}^3$ 、強度定数については、粘着力 $c = 1 \text{ kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 40^\circ$ を標準として設定しても良い。

ここで、フィルター材の透水係数の経年変化について、現地事例を基に整理した結果を図 2.3 に示す。設置から 10 年から 30 年以上経過したフィルター材でも、規格値である 1×10^{-2} (cm/sec) が確保されていることが確認できている。また、室内実験より、フィルター材と直近の土粒子部分を含めたドレーン工全体の透水係数についても、長期的な機能保持が確認できている。

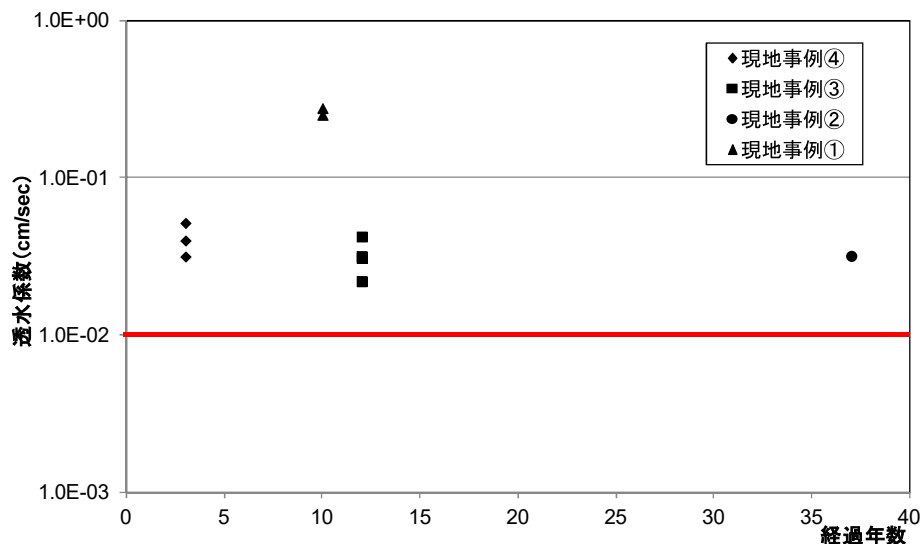


図 2.3 現地事例におけるフィルター材の透水係数の経年変化

しかし、現地の堤体内水位モニタリング等に基づくドレーンの長期的な機能確保については、今なお確認中であることから、ドレーン工の目詰まり等によって、排水機能が損なわれた場合を想定して、図 2.4 に示すように定常浸潤面を設定した断面における堤防の裏のりすべり破壊に対する安定計算を行い、裏のり安全率が 1.2 以下とならないかチェックを行う。

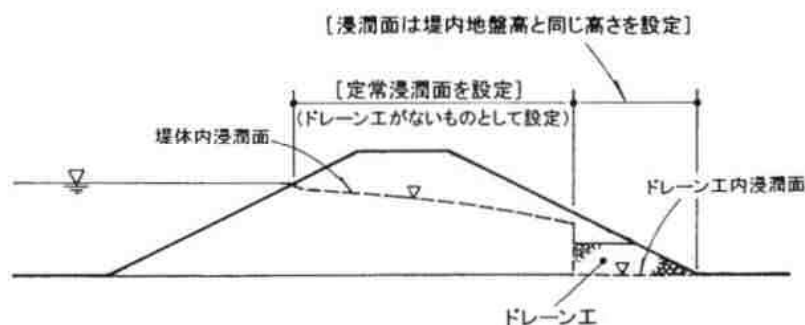


図 2.4 安全性確認時の堤体内浸潤面の設定

(2) 地震に対するドレーンの設計方法

地震に対する安全性が確保されるように、堤体内水位を低下させることとし、そのために必要な形状のドレーン工を設ける。飽和層厚の最も厚いところが 1m 未満、または堤防高さの 0.2 倍未満となるように、堤体内水位を低下させることを目標とし、浸透流解析を用いて、ドレーン工の形状を設定する。

なお、飽和層厚の目標は、東北地方太平洋沖地震による被災事例及びその近傍の無被災事例の分析から得られたもので、たとえ堤体が基礎地盤にめり込んでいたとしても、飽和層厚が 1m 未満あるいは飽和層厚比（＝飽和層厚／堤防高さ）が 0.2 未満では有意な天端の沈下が見られなかったためである。

また、ドレーン部の強度、透水係数については、(1) 浸透に対するドレーン工の設計方法における設定値に準拠するものとする。

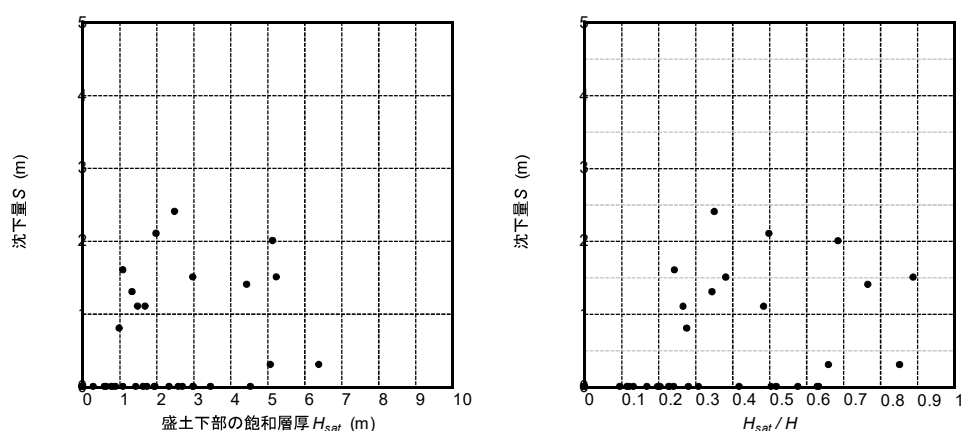
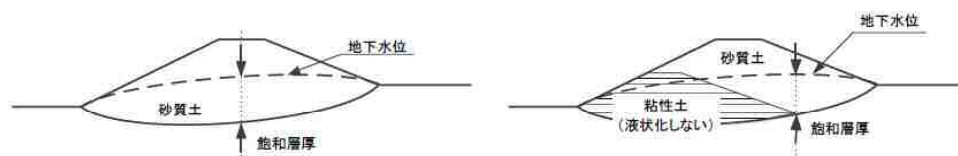


図 2.5 東北地方太平洋沖地震における堤体の液状化による沈下量と飽和層厚の関係



(a) 堤体土質が均質な場合

(b) 堤体土が粘性土と砂質土の場合

図2.6 飽和層厚 (Hsat) の考え方

また、堤体下端が周辺の排水路敷高よりも明らかに低く排水勾配を確保することが困難な場合や、浸透流解析の結果、十分な排水が期待出来ない場合などにつ

いては、のり尻安定化工法の検討を別途行う。

2.4 ドレーン工を構成する部材等の設計上の留意事項

2.4.1 断面形状

ドレーン工の幅(奥行)は、追い込みすぎによるパイピングの発生や、小さすぎによる排水機能の不足を生じさせないように、適切に設定する。

また、ドレーン工の高さ(厚み)は、沈下や変形等による機能の低下を考慮して最低限の厚みを確保する。

解 説

(1) ドレーン工の幅(奥行)の設定

ドレーン工の幅(奥行)は堤体内の浸潤面を低下させるという意味では広いほど、すなわち堤防の表側に追い込むほど効果があるが、極端に追い込むとドレーン工と接する堤体に大きな浸透圧が作用してフィルター部に過大な負担をかけることになり、フィルターの材料や構造によっては出水のたびに堤体を構成する土粒子が流失し、パイピングを誘発する恐れがある。

また、土粒子のドレーン部への侵入は目詰りの原因となり、ドレーン工の排水能力を低下させることになる。したがって、フィルター部の破損、目詰まりによって排水能力が低下した場合でも最低限堤防の安全性が確保できるよう留意する必要がある。

一方、ドレーン工の幅(奥行)が小さ過ぎると堤体内の浸潤面を低下させることが困難になる。このようなことから、ここではドレーン工の幅(奥行)の設定の目安を以下のように考えることにする。

1) 幅(奥行)の上限

ドレーン工の幅(奥行)は、図 2.7 のようにドレーン工の幅を考慮した平均動水勾配 (H/D) が 0.3 以上とならないよう設定することにする。ここで平均動水勾配の最大値を 0.3 としたのは図 2.8 に示すように、平均動水勾配が概ね 0.3 以下であればパイピングを生ずる可能性がほとんどないことが土木研究所における模型実験で確認されているためである。

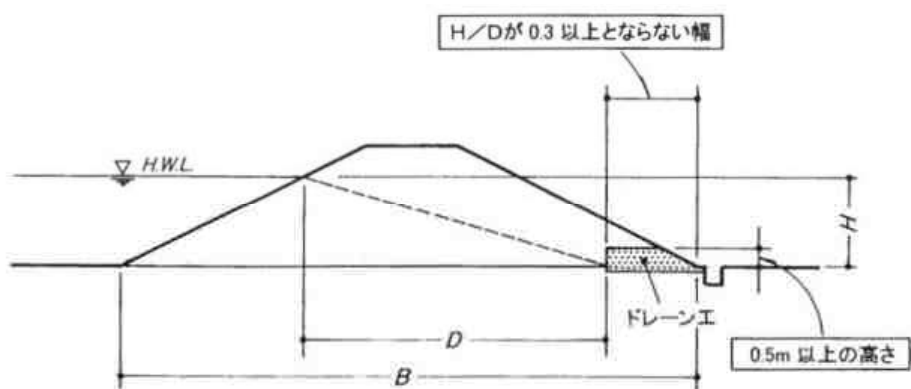


図 2.7 ドレーン工の断面と平均動水勾配

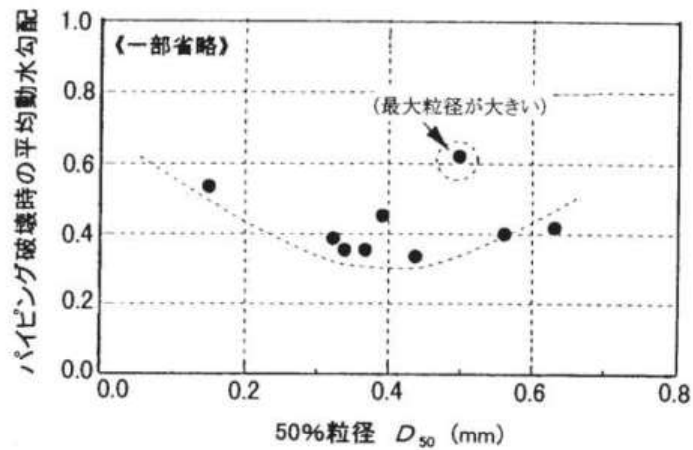


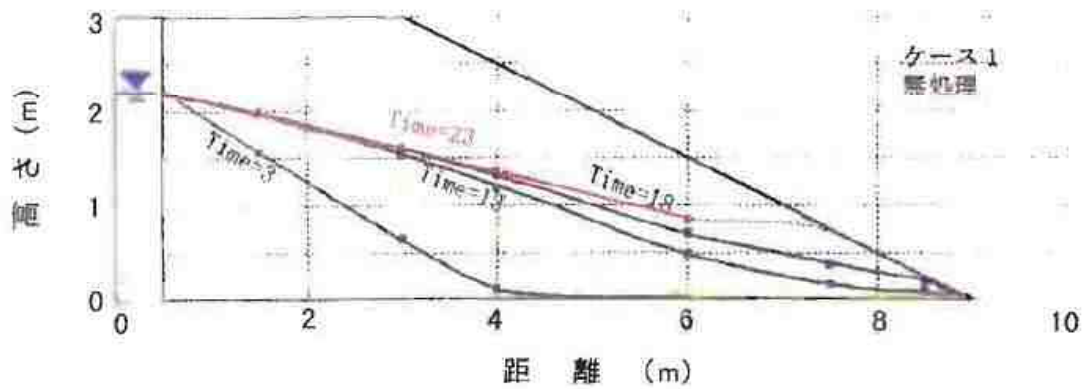
図 2.8 50%粒径と平均動水勾配の関係

(三木・山田他：土木技術資料第 37 巻第 12 号, 1996)

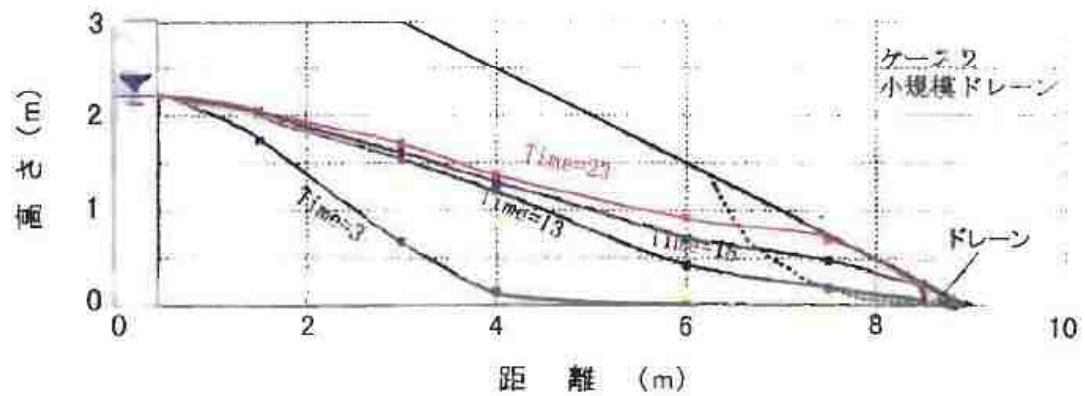
2) 幅(奥行)の下限

ドレーン工の幅(奥行)は、十分な土質調査を実施した上で適切な外力条件を設定し、非定常浸透流計算をおこなって算出された浸潤面を設定した断面において堤防の裏のりすべり破壊に対する安定計算を行い、当該河川の堤防に求められている所要の安全率以下とならないように設定する。

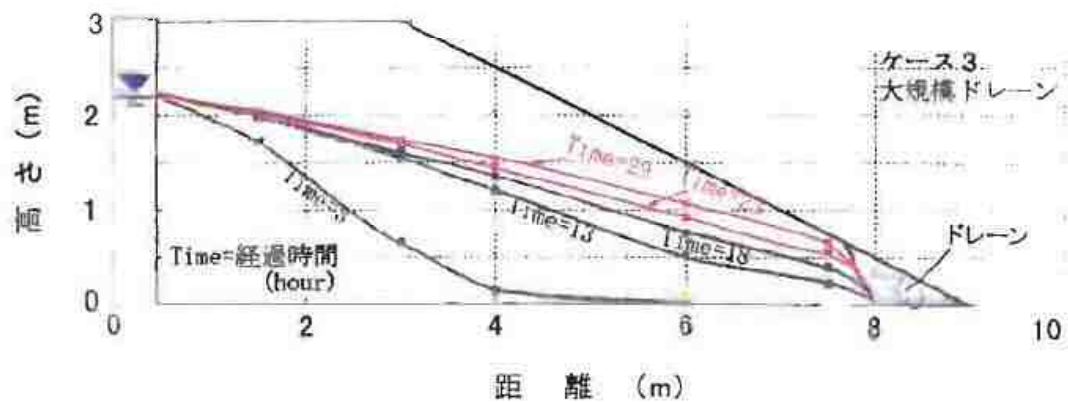
なお、図 2.9 は土木研究所における模型実験の結果で、極端に小規模なドレーン工では排水が追いつかないことを示している。



a) ケース1；無処理



b) ケース2；小規模ドレーン



c) ケース3；大規模ドレーン

図 2.9 ドレーン工の効果についての模型実験の結果

(三木・山田他：土木学会第 51 回年次学術講演会,1996)

(2) ドレーン工の高さ(厚み)の設定

ドレーン工の高さ(厚み)については、理論的には排水量とドレーン部の透水性によって決まり、一般には相当薄くても良ことになるが、余裕のある通水断面とする必要があること、および施工の確実性や設置後の沈下や変形による機能の低下を考慮し、図 2.7 に併示したように、堤体内で 0.5m 以上を確保するものとする。

なお、現地の事例では、ドレーン工の高さ(厚さ)は、現場の状況に応じて図 2.10 に示すように 0.35m～2.0m となっており、0.5m の事例が多い。

ドレーン工の敷高については、堤体内の浸透水の確実な排除のために地盤面より若干低くすることが望ましいが、堤脚水路の敷高より深くしないようにする必要がある。

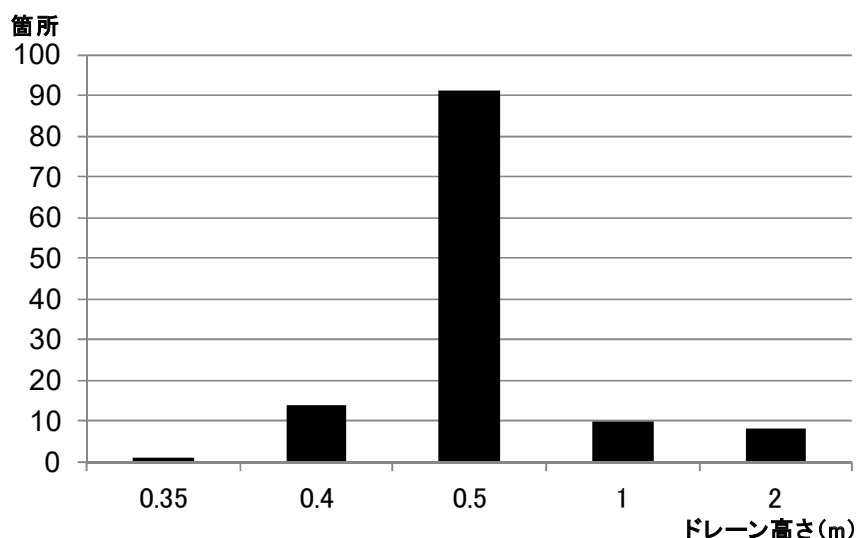


図 2.10 ドレーン工の高さ(厚み)の現地事例

2.4.2 ドレーン材料

ドレーン材料は、透水性が大きく、かつせん断強さの大きい材料とすることを原則とするものとする。

解 説

ドレーン材料は、堤体から、あるいは基礎地盤を通じての浸透水を少ない損失水頭で排水しうるものでなければならない。したがって、透水性の大きい材料とする必要があるが、その目安を透水係数でいえば、フィルター部を含むドレーン工全体としては堤体のそれより 2 オーダー程度大きめ(100 倍程度)、ドレーン部単独ではそれ以上の透水係数を有する土質材料ということになる。一方、堤防の安定性に関わるせん断強さについては、内部摩擦角(せん断抵抗角)が概ね 40° 以上の材料とする必要があり、また施工時や施工後に劣化、すなわち細粒化を生ずるような材料は避けなければならない。

以上のようなことを考えると、ドレーン材料としては‘細粒分含有量の少ない単粒度碎石や礫とすることが望ましいといえる。なお、かご等をドレーン部に用いる場合、かごに面する材料については、その編み目を通過しないような粒径の材料を選定することに留意する。

2.4.3 フィルター材料

フィルター材料は、品質の長期的安定性、入手の難易、経済性、施工性等を十分に検討し、ドレーン工の当初の機能を長期間にわたり維持できるものを選定するものとする。

解 説

フィルター部は、透水性すなわち粒度組成が大きく異なる堤体とドレーン部に設置するもので、堤体の土粒子のドレーン部への移動流失を遮断してパイピングの発生を防止するという極めて重要な機能を有しておりドレーン工の成否を左右するものといつてよい。

また、仮に土粒子の移動が長期間にわたり繰り返されたとしても、フィルター部の目詰りの発生によるドレーン工の透水機能の低下を防止する必要がある。

フィルター材料は土質材料と人工材料に大別できるが、材料の入手の容易さ、品質の安定性、および施工性を考慮すると、吸出し防止材あるいは目詰り防止材と称される人工材料(いわゆるジオテキスタイル)を使用することが多い。なお、人工のフィルター材料には、河川護岸用吸出し防止シートの開発や河川堤防のドレーン工への適用という点を考慮し、次のような条件を満たしているものが望ましい。

なお、ジオテキスタイル開孔径については、ジオテキスタイルを通過したガラスビーズの粒径加積曲線の 95%粒径を見かけの開孔径としているが、ジオテキスタイルを通過した粒状材料の 90%粒径を開孔径 (JGS0911-2009 (2008 改正)) と読みかえることができるものとする。

また、フィルター材料の厚さは透水係数との兼ね合いで決まるものであるが、施工中の損傷等を防ぐため、10mm 以上のものが望ましい。

- ① フィルター材の開孔径は、以下の範囲内であること

$$0.1\text{mm} \leq O_{95} \leq D_{85}$$

ここに、 O_{95} ; ジオテキスタイル95%開孔径(AOS)

D_{85} ; 粒径加積曲線の通過重量85%相当粒径

- ② 長期的に目詰りを生じないこと
- ③ 透水係数は $1 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$ 以上が望ましいが、最低でも $1 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ 以上は確保すること
- ④ 材質の強度が高いこと
- $$T_p \geq 2.0 \text{kN/m} \quad (T_p \text{ ; 引張強度})$$
- ⑤ 化学的変質に対して安定であること
- ⑥ 親水処理が施されていること

2.4.4 堤脚水路

堤脚水路は、ドレーン部からの排水ならびに雨水等を流下しうよう設計するものとする。

解 説

ドレーン工に附帯する堤脚水路は、ドレーン部からの排水を速やかに流末に導水することを目的として設置するもので、堤内地盤高やドレーン工の敷高に留意して適切な設置高とする必要がある。

堤脚水路の断面は、当該河川の計画降雨量（総降雨量）を与えた場合の堤防のり面の表面流出量によってほぼ決まるが、厳密にはこれにドレーン部からの排水量を加えたものとなる。

ドレーン部からの排水量については、ドレーン工の規模を設定する際に行った、飽和―不飽和浸透流解析等の結果を用いると良い。なお、排水先の水路や河川までの距離や勾配を踏まえ、余裕のある大きさとすることが望ましい。

3. 施工上の留意点

ドレーン工の施工は浸透対策としてのドレーン工の成否を左右するものである。したがって、その目的および機能を十分に理解した上で、適切かつ入念な施工が必要である。

解 説

施工にあたり特に留意すべき事項は次のとおりである。

(1) きめ細かな施工計画の立案

ドレーン工の施工では、既設堤防の掘削、ドレーン材料やフィルター材料の敷設および埋戻し等を比較的狭い空間で丁寧に実施する必要がある。したがって、完成後のドレーン工の機能を損なうことなく、施工を効率的かつ安全に行うためには、重機や人員の配置、材料や掘削土の搬出入、施工の方法や手順、施工管理等について綿密な施工計画を立てる必要がある。

(2) 既設堤体の掘削にあたっての留意点

- ・ ドレーン工の敷設に先立つ堤体の掘削では、既設の堤体を乱さないよう留置する必要がある。また、敷設地盤面の攪乱はドレーン工の沈下の原因となるので注意を要する。掘削面は必ずしも平滑に仕上げる必要はないが、フィルター材料の敷設精度を高める程度の不陸の整正が必要である。
- ・ ドレーン工施工による堤防部分開削時の切土勾配については、既往基準等により適切に設定するものとし、これによりがたい場合は別途考慮するものとする¹⁾。

1) 堤防切土施工・管理の留意点について（通知）国土交通省治水課企画専門官事務連絡
H22.6.30

(3) ドレーンの敷高設定にあたっての留意点

- ・ 基礎地盤の構造によっては、ドレーン工の設置高さを極端に低くすると被覆土層を損傷し、その下の透水層の細粒分が吸い出されることによってパイピ

ングを助長することが懸念されるので、ドレーン工の設置高さの設定にあたっては基礎地盤の被覆土層を保持するよう十分に留意する必要がある。

(4) フィルター材料の敷設

- ・ フィルター材料としてのジオテキスタイルは、既設の堤体および地盤との間に空隙が生じないよう、敷設面に密着して敷設する必要がある。密着を容易にするためには厚さ 30～50mm の砂質土(堤体材料よりは透水性の大きいもの)を敷設面に敷均すとよい。特に、敷設面が傾斜している部分では空隙ができやすく、このような場合にはジオテキスタイルと敷設面の間を砂質土で充填することが望ましい。ただし、充填にあたっては、締め固め時にドレーン工と堤体との間に不透水層を作らないように十分に注意する必要がある。
- ・ ジオテキスタイルとジオテキスタイルの間は 20cm 程度重ね合わせ、隙間が生じないようにする。ドレーン材料の敷設にともなって隙間が生じたような場合には、隙間を同種のジオテキスタイルで補間することを怠ってはならない。
- ・ ジオテキスタイルの敷設にあたっては、経年的な品質劣化（強度、透水係数等）につながらないよう、できるかぎり丁寧に扱うことが大切であり、重機等でジオテキスタイルを損傷しないよう注意し、仮に損傷したような場合には、その部分にジオテキスタイル重ねる等の処置が必要である。また、ドレーン工の完成後にジオテキスタイルが地表に露出していると、日照等による化学的な劣化の原因となるので、この点にも留意しなければならない。仮置き時や敷設時のジオテキスタイルへの泥水等の侵入も、品質の劣化、目詰りの原因につながるので注意が必要である。

(5) ドレーン材料の敷設

- ・ ドレーン材料は、材料の品質を損なわないよう、またフィルター材料を損傷しないよう敷設する必要がある。ドレーン材料はフィルター材料の敷設後、あるいはフィルター材料の敷設と並行して敷設される。材料の撒出し、敷均し、締固めについては通常の盛土工に準ずればよいが、過度な締固めは細粒分を生じさせたり、フィルター材料を損傷するので注意が必要である。
- ・ ドレーン材料として粒径の大きなものを使用する場合には、フィルター材料の損傷を防止するため、周囲には粒径の相対的に小さい材料を配置するよう配慮する必要がある。
- ・ かご工を用いてドレーン部を整形する場合には、かご工の材料（鉄筋等）がフィルター材料を損傷しないよう敷設する必要がある。

(6) ドレーン工の上方の盛土

既設堤防にドレーン工を施工する場合、ドレーン工周辺の盛土材料については、不透水層とならないように盛土材を吟味すること。ドレーン工の上方を盛土し、締固める場合には、ドレーン工に沈下や変形等の損傷を与えないよう十分に留意する必要がある。また、ドレーン工の上方の緑化を図る必要がある場合には、土

羽土の厚さは50cm以上とし、タンパー等によって締固める。

(7) ドレーン工の沈下

堤防の拡幅・嵩上げと併せてドレーン工を施工する場合、基礎地盤が軟弱な箇所では、築堤（ドレーン工含む）荷重により、堤防の沈下が生じ、ドレーン工が逆勾配または排水路以深になることでドレーンの排水不良が生じることがあるので注意が必要である。このような場合には、沈下を見込んで堤防横断方向に勾配を設ける等の対応をしておくことが望ましい。

4. モニタリング

4.1 効果確認のための計測機器によるモニタリング

ドレーン工の効果確認を行う場合のモニタリングの方法としては、多量の降雨時や出水時にドレーン内あるいは堤体内の水位を観測する方法が確実である。観測施設(水位観測孔)については施工時に設置するのが容易で経済的である。特に、ドレーン工内部の水位を観測する施設については、施工後の設置は極めて困難なので、施工時に設置する必要がある。

4.2 巡視及び点検

出水時や多量の降雨時には、ドレーン工の施工区間において①ドレーン工からの排水の状況(排水位置、排水量や排水の濁り)、②のり面を流下する表流水のドレーン工周辺での状況(集中傾向や吸い込み)、および③ドレーン工の上方ののり面からの浸出水の有無等を観察し、ドレーン工の効果や機能が確保されているかを確認する必要がある。また、出水後には、堤体を起源とする土砂が堤脚水路等に堆積していないか、あるいは変状が発生していないか等を点検し、ドレーン工に機能の低下等が生じているかを確認するとともに、平常時にも重点的に巡視を行い、機能の低下の徴候を速やかに把握することが重要である。

2-3 設計細目

2-3-1 侵食に対する安全性の照査

侵食に対する安全性を照査する場合には、堤防前面の河岸（高水敷）の状況、堤防付近の洪水流の水利条件、護岸・水制等の計画等を考慮して実施するものとする。

（解説）

堤防は、計画高水位または計画高潮位以下の水位の流水の通常的作用に対して安全な構造とするものであり、流水による堤防の侵食作用に対しては、堤防前面の河岸（高水敷）の洪水による侵食の特性、堤防付近の水位や流速等の水利条件、河岸あるいは堤防本体を保護する護岸・水制等の計画・堤防の土質条件等を総合的に勘案して安全性を照査する必要がある。

したがって、河道計画の段階で低水路法線や高水敷の幅・高さ、河道の横断形等を、堤防の侵食に対する安全性の面を踏まえて検討することが重要である。侵食に対する安全性の照査では、このようにして設定された堤防前面の河岸（高水敷）が洪水時にどの程度侵食されるかを、河川砂防技術基準（案）同解説調査編 19 等を参考にして検討する。照査の結果、河岸（高水敷）が著しく侵食されるような区間では、護岸や水制等による対策、あるいは河道計画の修正の検討を行う。

堤防本体を直接的な侵食に対する安全性については、堤防に作用する流水の水利条件を基にして、堤防のり面の侵食に関する安全性の検討を行い、必要に応じて堤防護岸等の対策を検討するものとする。この際、堤防のり面の侵食に対して考慮すべき外力は、流水の作用によるせん断力、抗力、揚力などの流体力、土砂や流木などによる直接的な衝撃などがある。また、堤防のり面基部の洗掘や根固め工の流出も侵食に対する安全性を支配する大きな要因となる。このような、堤防のり面の侵食や基部の洗掘については、主に河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔I〕 1. 4 に準じて照査するものとする。

2-3-2 浸透に対する安全性の照査

浸透に対する安全性を照査する場合には、水位、降雨、堤体の土質、基礎地盤等を考慮して実施するものとする。

（解説）

土堤は原則としている河川堤防は、土粒子間の空隙に水が満たされると空隙水圧が増加し、土のせん断強度が低下するため、堤防の安全性が低下する。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を発生させ、堤防の安全性を低下させる場合がある。

河川堤防の浸透に対する安全性の照査は、一般的に次の手順による。

1. 検討断面の設定

堤防の断面形状・構造が同一となる区間毎に水位条件、堤体の土質条件、基礎地盤条件が最も厳しい状況にある断面を検討断面とする。

2. 初期条件の設定

浸透に対する堤防の安全性の照査にあたっては、当該区間の降雨特性や

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕
1. 2. 3. 1

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕
1. 2. 3. 2

地下水位に基づき、適切な前期降雨量、地下水位を初期条件として設定する。このとき、前期降雨の総雨量は梅雨時期の月雨量程度を目安として設定する。

3. 堤体および地盤条件の設定

浸透に対する堤防の安全性の照査に用いる堤体材料および基礎地盤の土質定数は、河川砂防技術基準調査編 15・2に基づいて適切に設定する。

4. 外力の設定

堤体の安全性の評価にあたっては、外力として外水位および降雨量を考慮する。外水位は、既往の洪水波形および計画高水位波形等を総合的に勘案して設定する。このとき、洪水防御計画において、計画洪水流量算出時に複数の洪水を検討対象としている場合には、各洪水の基準地点における水位波形をもとに、堤内地盤工あるいは平水位以上の水位の継続時間を求め、これを計画高水位まで引き伸ばした台形波形に置き換えて外水を設定する方法もある。

一方、降雨は安全性の照査の対象区間近傍の地点における計画降雨および既往の降雨を総合的に勘案して設定する。

5. 安全性の評価

浸透に対する堤防の安全性の照査は、のり面のすべり破壊と基礎地盤のパイピングについて行うものとする。この際、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。

すべり破壊の安全率については、1.2 を上回るものとし、堤体土質構成の複雑さや背後地の重要度等を考慮し、必要に応じて割り増すものとする。

また、基礎地盤のパイピングについては、裏のり面付近の局所的な動水勾配 i により評価するものとし、 $i \leq 0.5$ を満足するものとする。

2-3-3 地震に対する安全性

耐震対策が必要とされる堤防においては、堤体の土質、基礎地盤の条件等を考慮して、地震に対する安全性を確保するものとする。

(解説)

1. 土堤に求められる耐震性とその評価手法

河川堤防の耐震性評価では、堤防の被害による二次災害の可能性を判断するために、地震後の堤防の変化量を評価できることが望まれる。しかしながら、変形量を適切に予測する実用的な手法は、現時点では確立されていない。このため当面は、土構造物の安全性評価に一般的に用いられている震度法を用いた円弧すべり法による安定計算により地震時安定率を算出し、堤防天端の沈下量と地震時安定率の関係(表 1-2-5)を用いて、堤防の変化量を推定するのが現実的対応と考えられる。表 1-2-5 の値は、過去の地震時の堤防被害事例から堤防天端の沈下量の上限值と安全率の関係を設定したものである。なお、表中の地震時安全率 F_{sd} は、堤内側、堤外側各々について慣性力のみを考慮した場合の安全率 $F_{sd}(kh)$ と過剰間隙水圧のみを考慮した場合の安全率 $F_{sd}(\Delta u)$ を上記円弧すべり法により求め、これらのうち最も小さい安全率を採用する。二次災害の可能性については、上記の方法等により推定し

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕
1.2.3.3

た堤防の沈下量を基にして、外水位や背後地の状況等を勘案して検討する。

表 1－2－5 堤防天端高の沈下量（上限値）と地震時安全率の関係

地震時安全率 F_{sd}		沈下量（上限値）
$F_{sd}(kh)$	$F_{sd}(\Delta u)$	
$1.0 < F_{sd}$		0
$0.8 < F_{sd} \leq 1.0$		(堤高) $\times 0.25$
$F_{sd} \leq 0.8$	$0.6 \leq F_{sd} \leq 0.8$	(堤高) $\times 0.50$
—	$F_{sd} \leq 0.6$	(堤高) $\times 0.75$

2. 自立式構造の特殊堤に求められる耐震性とその評価

自立式構造の特殊堤は、地震被害を受けた場合に早急な復旧は困難であり、本復旧にも多くの時間を要することが一般的であることから、地震により多少の変形を許容するものの浸水による二次災害となるような大変形、破壊はしないような所要の安全率を有する必要がある。過去の地震による自立式特殊堤の被害事例は少ないが、それらはいずれも地盤の液状化が被害の主要因とされている。したがって、耐震性の評価に当たっては、地震時慣性力及び地盤の液状化の双方を考慮することが大切である。自立式構造の特殊堤は構造的には橋梁の基礎と類似しているため、「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編（日本道路協会）」等の手法に準拠して地震時安全性の評価を行うのがよい。地震外力は、当面、慣性力の設計震度として $K_{ho} = 0.20$ 、地盤の液状化に対する設計震度として $K_{ho} = 0.15$ を用いることとし、特殊堤の構造特性等に応じて許容応力度による評価ないしは降伏応力度による評価を行うのが妥当と考えられる。

3. 地震外力

過去の地震による堤防被害の内、被害が大きいものは液状化に起因するものがほとんどであることから、河川堤防の地震外力は、二次災害の可能性がある堤防について液状化を考慮した耐震設計を行うことを基本とし、地盤条件によっては必要に応じて慣性力を考慮した設計を行うものとする。河川堤防の耐震性の評価を上述べた円弧すべり法により行う場合の地震外力は、河川堤防の被害特性や類似構造物の諸基準等を参考にして、液状化に対する標準振動及び必要に応じて慣性力に対する標準震度を設定することが妥当と考えられる。

液状化に対する設計震度（ K_s ）は地盤別補正係数を考慮して次の値を用いるとよい。

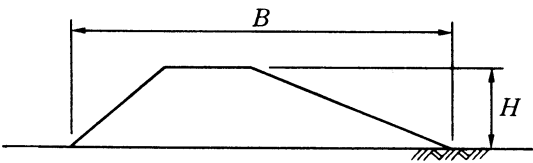
液状化に対する設計震度（ K_s ）

地 域 区 分	強震帯地帯	中震帯地帯	弱震帯地帯
液状化判定用設計震度	0.18	0.15	0.12

また、慣性力に対する設計震度（ K_h ）は地域区分に応じて地盤別補正係数および堤防規模補正係数を考慮し、次の値を用いることができる。

慣性力に対する設計震度（ K_h ）

地域区分 堤防規模	強震帯地帯	中震帯地帯	弱震帯地帯
$B/H \leq 10$	0.18	0.15	0.12
$10 < B/H \leq 20$	0.16	0.14	0.11
$20 < B/H$	0.15	0.12	0.10



4. 対策工の考え方

堤防の地震災害により著しい二次被害が想定される区間では、地震時の沈下により著しい二次災害が生じないような対策を施すことが必要とされるが、現実には沈下を厳密に制御することは極めて難しいので、対策後の安全率が1.0を上回るようにすることで、仮に地震により堤防が部分的に被災しても著しく沈下を生じないようにするものとする。

この際、複数ある対策工の中からどのような考え方で対策を選定するかが重要となる。河川堤防の地震による被害は基礎地盤の液状化を主要な要因となることから、液状化の発生メカニズムを踏まえ、液状化を抑制する対策選定が基本となる。ただし、河川堤防の地震対策は二次災害の防止が目的であることから、液状化の抑制には直接的には関与しないものの、堤防の安定性の強化に寄与する工法、例えば、緩傾斜堤防や高水敷、矢板等の従来の河川改修で実施してきた事業も対策選定の1つとして取り扱うことが適当と考えられる。

また、対策工法は、現場条件を踏まえた施工法、周辺環境への影響、工法の経済性等の比較検討を行って適切な工法を選定することが重要となる。さらに、耐震性を向上させる対策工法を施工することにより、堤防本来の洪水防御機能を低下させないように、耐震性だけでなく、耐浸透性などについても十分評価し、堤防全体として（縦断方向を含む）整合性のある対策とする必要がある。

2-4 堤脚保護工

- (1) 堤脚保護工は、原則として鍬止擁壁又は水路等により境界工と兼ねること。

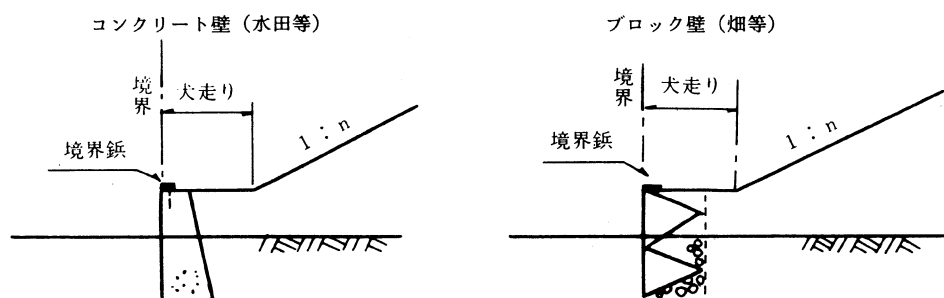


図 1-2-11(1) 境界工

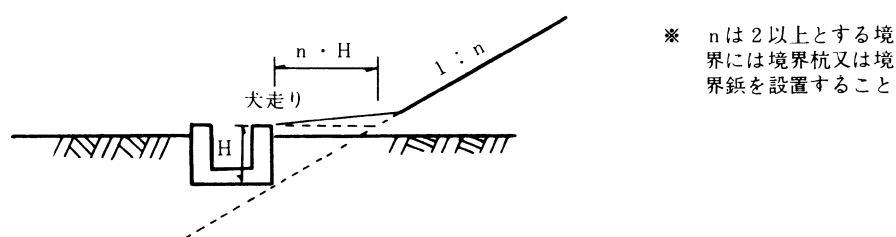


図 1-2-11(2) 水路

注) 構造については中国地整制定の小構造物標準設計図集を参考にする。

2-5 その他附属構造物

2-5-1 坂路

- (1) 堤防の川表坂路は原則として下流側に向っておりよう設け構造についてはコンクリート舗装する。
- (2) 堤防土羽部には土羽保護を目的とした駒止土を設ける。
- (3) 法面は堤防法面勾配と同一に設計するものとする。
- (4) 幅員は利用目的により決定するが原則として現道幅員以下とする。
- (5) 坂路の勾配は、10%程度とする。ただし、公園の坂路等（事業活動、生活等のため企業や個人が設置する坂路を除く。）は、地形の状況や地域の意向を踏まえつつ、可能な限り、緩傾斜化、転倒防止のための緑石の設置、車いすが通行可能な車止めの設置等がなされるよう配慮するものとする。なお、堤防天端取付部分 $2W$ 以上はレベルとする。

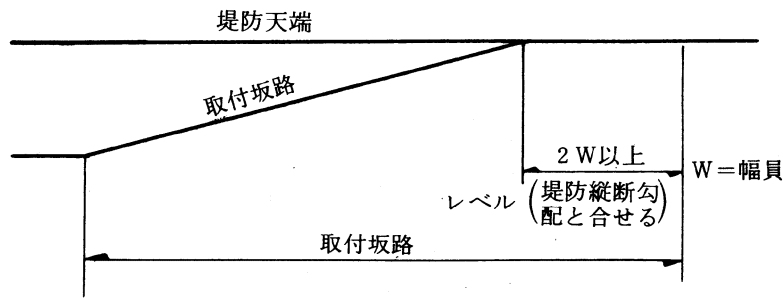


図 1-2-12 坂路の勾配

- (6) 平面形図 1-2-13 によることを標準とする。

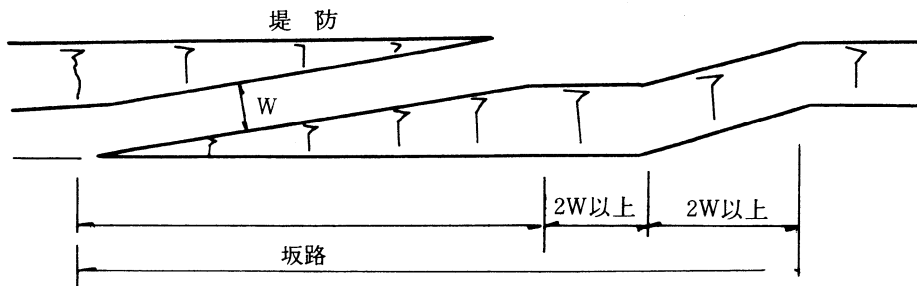


図 1-2-13 坂路の平面形（堤防に平行）

- (7) 道路の適用を受ける道路の場合は道路構造令によるものとする。
 (8) 構造については中国地整制定の小構造物標準設計図集を参考にする。

2-5-2 水路

- (1) 用水路は、在来機能補償が原則であり、在来断面より大きくしたり、過大な改良を行うことのない様にする。
- (2) 排水路は、これに接続する樋門、水路等に比して、不合理に大きな断面としないこと。
- (3) 水路における目地は 10m (標準) に 1 個所の割合で設けることとし、側壁、底板とも同一個所に設けること。
 又、漏水のない構造とするとともに重要な水路にあつては止水板等を用いること。
- (4) 堤内における堤防沿いに設置する水路、パイプ、その他の工作物の構造基準については、下記のとおりとする。

堤脚から 50 パーセントの勾配 (2 割勾配) の線より堤内側及び堤脚から 20 メートル (深さ 10 メートル以内の工作物の場合については 10 メートル) を超える範囲 (下図の車線害の堤内地側の部分) における工作物の設置 (堤防の基礎地盤が安定している箇所に限る。) については、特に支障を生じないものであること。

(平成 6 年 5 月 31 日 建設省河治発第 40 号 河川局治水課長通達)

河川事業

関係例規集

「堤内地の堤脚付近に設置する工作物の位置等について (H6.5.31 建河治発 40 号)」

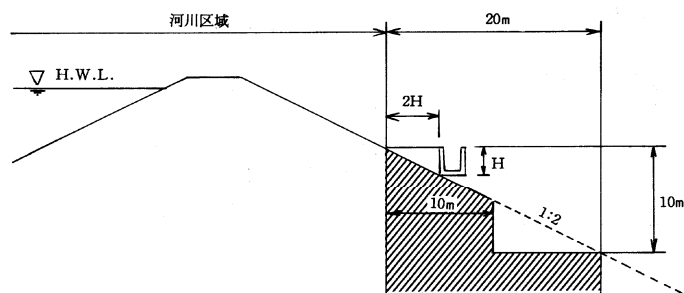


図 1-2-14 河道の一定区間に堤防がある場合

2-5-3 階 段

- (1) 階段は必要に応じ川表、川裏、に設置するものとする。
- (2) 段階の構造は標準図のとおりとするが、幅員は 1.5m（地覆の内々）を標準とする。
- (3) 環境整備地区や河川敷利用者の多い所では構造等を別途考慮する。

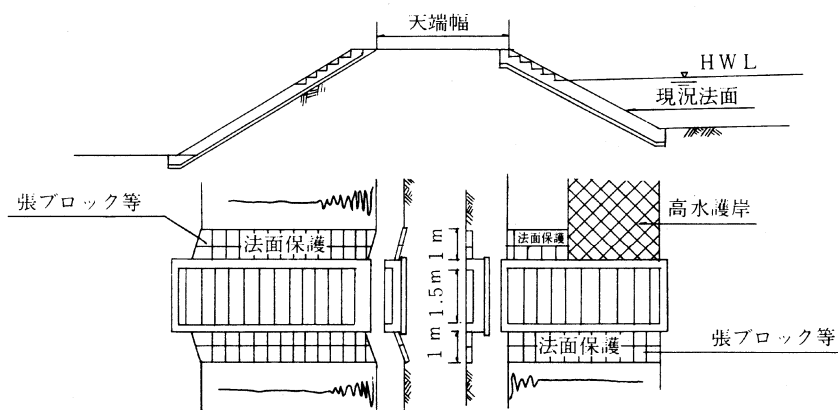


図 1-2-15 階段標準図

(4) 設置位置

川表に設ける場合は、計画堤防の法面又は現状堤防の法面に沿って設けるものとし、川裏に設ける場合は、計画定規断面外の法面に設けることを原則とする。但し現地の状況等によりやむを得ない場合にはこの限りではない。

(5) 土羽堤防の保護

設置場所が土羽堤防の場合で川表にあっては、乱流等により法面洗掘が起らないように施設の両端から 1 m 以上の範囲において、法面保護を行うことを原則とする。

また、川裏にあっては、自転車運搬等で施設の両端部の法面が損壊をまねくおそれがあり、川表と同様な範囲で保護工を施すものとする。

注) 構造については中国地整制定の小構造物標準設計図集を参考にする。

第3節 掘 削

3-1 掘削工事

- (1) 掘削形状の設定にあたっては多自然川づくりを基本とし、セグメントなど流程を考慮し、再堆積や深掘れ等が起こりにくいように配慮すること。
- (2) 計画掘削断面が確定しており、低水護岸と掘削とが同時に施工される場合、又は後日早々に護岸を実施する事が確実な場合には、断面とおり掘削する。
- (3) 水裏で当分護岸の予定のない場合、又は護岸の施工が2年以上遅れる場合は、掘削肩線に2～10mの余裕を残して掘削し、切取法勾配は1：3程度より緩とし、洗掘に対処しておくこと。(下図参照)

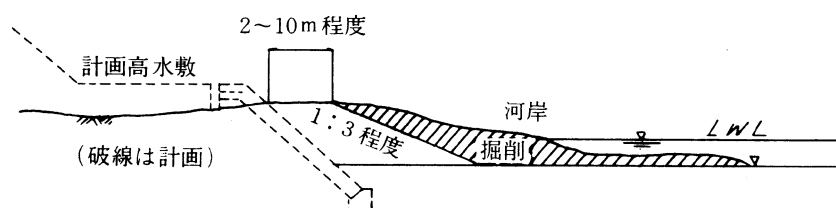


図 1-3-1 掘削(1)

- (4) 掘削高は一定の基準で掘削すること。(或いはELを明示すること)掘削とは、原則として計画流量を安全に流下させるに必要な河積を確保するために地盤を掘る作業等をいう。従って河床整正、護岸施工のための土砂切取等は掘削とはしない。
- (5) 高水敷のない場合、或は単断面で護岸を行わない場合には本堤脚から10m以上控えて掘削すること。(下図参照)

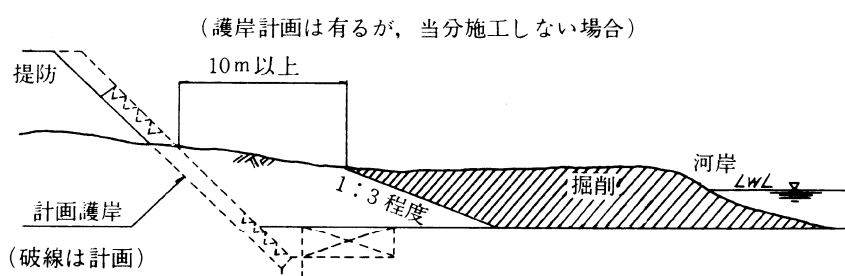


図 1-3-2 掘削(2)

3-2 旧堤掘削

旧堤は、新堤工事竣工後3年間は原則として撤去しないこと。但し、護岸等の法覆工を整備した場合には、期間短縮を可能とする。

第4節 護 岸

4－1 護岸設計の基本

護岸は、水制等の構造物や高水敷と一体となって、計画高水位以下の水位の流水の通常的作用に対して堤防を保護する。あるいは堀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ものとする。また水際部に設置する護岸は、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、経済性等を考慮して設計するものとする。

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔Ⅰ〕
1.4.1

護岸の設計に関して本マニュアルでは「改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説設計編〔1〕」を基に記載するが、護岸の設計に求められる内容のうち、力学的な安定性を確保するための照査手法については「護岸の力学設計法((財)国土開発技術センター編 平成19年11月)」によるものとする。

(解 説)

1) 基本方針

護岸は、堤防および低水河岸を、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。護岸には高水護岸と低水護岸、およびそれらが一体となった堤防護岸があり図1－4－1、図1－4－2に示すように構成されている。

護岸の設計には設置箇所の自然条件、外力条件、過去の被災履歴等の様々な要因が関係する。護岸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、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の通常の水の作用に対して、水制等の構造物や高水敷と一体となって堤防を保護する。あるいは堀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に設計される。例えば高水敷の広い区間の低水護岸と堤防護岸とでは護岸の安全性に関する考え方は異なるものとなる。

護岸の設計条件として、流体力、土圧当の外力、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、自然環境、河川利用、施工性、経済性等を考慮する必要がある（下表）。

これら全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、伝統工法等に關しての過去の経験や類似河川の実績、あるいは新しい工種に關しての試験施工・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、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。護岸の力学的な安定性については種々の調査研究成果があるので、それらを利用して安全性の照査を行うことが望ましい。

安全性の設計	・流水の作用による外力、土圧等の外力、洪水時の河床変動 ・流砂や礫の衝突等による磨耗・破損・劣化 ・流水や降雨の浸透による吸い出し等
機能の設計	・侵食防止・軽減 ・河川環境の保全・整備
合理性の設計	・経済性、施工性

護岸は河川環境にとって特に重要である水際に設置されることが多く、設置箇所の生態系や景観を保全するような構造が求められる。したがって、各河川における多自然型川づくりの目標が十分に達せられるよう、護岸の構造は自然環境や景観に適したものとする必要がある。ただし、生態系や景観の保全に配慮した護岸には多くの種類があり、また使用される素材も石、木材、植生など様々である。このような新しい機能を含む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、堤防や河岸の侵食防止機能を有することと、流水に対し安全な構造とするよう十分な検討が必要である。その際、むやみに耐久性や安全性に過大な余裕を持たせるのではなく、河道の長期的な変化になじんだ構造であること、高水敷や水制など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。

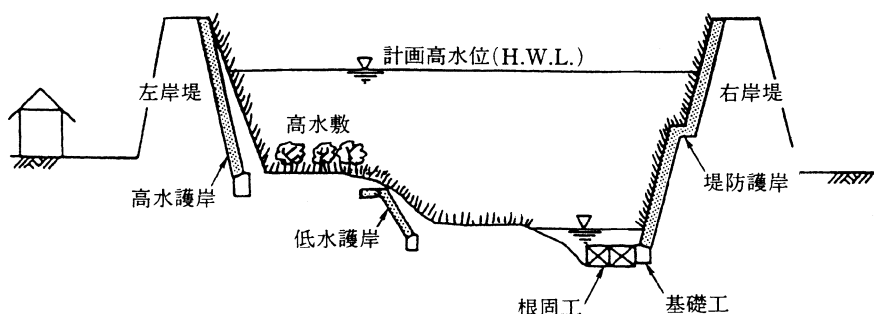


図 1-4-1 高水護岸と低水護岸

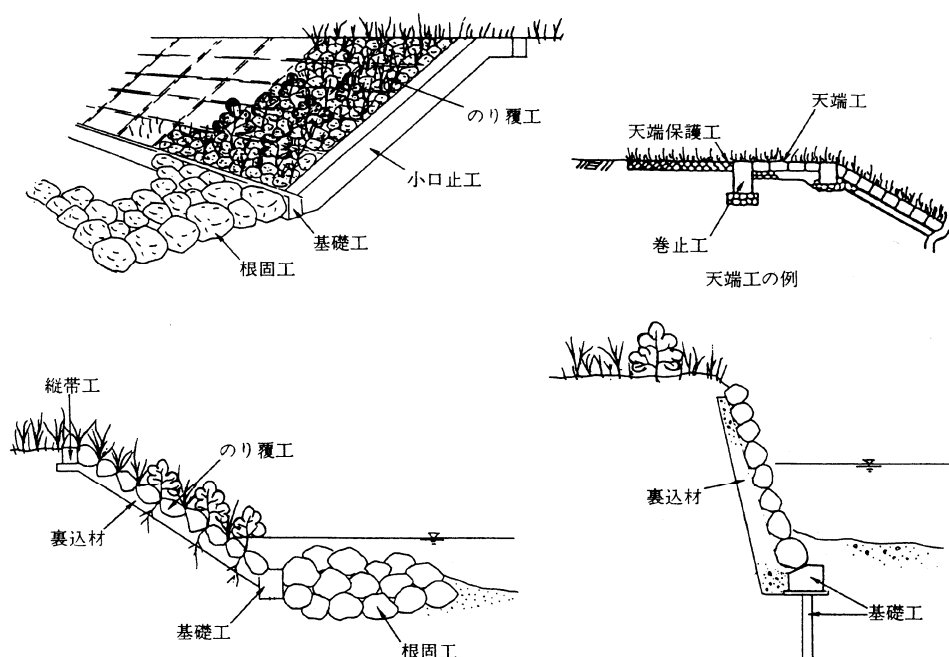


図 1-4-2 護岸の構成

2) 護岸の被災形態の把握

護岸の設計を行う場合は、既往の被災事例を調査し、被災部位別の主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。

(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、基礎工およ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、流水によって裏込め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出が発生し、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が多い。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全性上の十分な重量を有していないことや、上下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、鉄線など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、主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、ブロックや石などの使用素材による形状の違いのほかに、胴込め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」タイプのものとがある。この違いは、流水の作用力に耐える強さの差となって現れる。

(4) 天端工およ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、

天端工およ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の不足する場合には、めくれや滑動を生じる。天端工および天端保護工の流失は、護岸のり覆工の背面の裏込め材の流失を招き、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、吸出し防止材の機能不足にあることが多い。吸出し防止材の開孔径、透水係数等の材質が堤体土に対して適切でなかったり、吸出し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などには、吸出し現象が発生することがある。吸出し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。

4-2 構造細目

4-2-1 のり覆工

護岸ののり覆工は、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ものとする。

(解 説)

のり覆工は堤防および河岸を保護する構造物であり、護岸の構造の主たる部分を占めるので、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河川環境の保全・整備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。

護岸の工種は多種多様であり、種々の文献にまとめられている。のり覆工の工種の例を図1-4-3に示す。のり覆工は河道特性や作用する流速、あるいは高水敷の幅等を考慮して、河川環境に適した工種を選定し、設計する必要がある。

のり覆工の高さは、堤防護岸（高水護岸）では原則として堤防天端までとする。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。また、のり長が10mを越えるような場合には、必要に応じて1m以上の幅の小段を設けるものとする。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耐侵食性等を勘案して、必要とされる範囲に設置するものとする。

力学的な設計では護岸構造と外力条件によってきまる破壊時の物理現象を反映させることが重要である。のり覆工の安定性は、工種や設置状態等により異なるものであり、過去の経験・類似河川の実績を基にして、試験施工・模型実験、調査研究の成果等を利用して力学的安定や耐久性について必要に応じて照査し、適切に設計する。また、新しい素材を利用した工種等では、特に土砂の移動の激しい箇所での磨耗等の耐久性についても検討しておく必要がある。

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、また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

石材を胴込めコンクリートで一体構造とする。

一方、河岸は粘性土や砂礫質土等の種々の土質材料とそこに育成する植生により構成される。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）などにより、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などにより河岸防護機能が期待できる場合がある。これらの効果については調査研究が進められており、確実な効果は発現や長期的な効果の維持、土壌や植生、補助工が複合した状態、等について、留意しながら設計する必要がある。

植生を活用した河岸防護は今後の河川改修にとっては重要な手法となるものである、種々の調査成果を活用して積極的に採用することが望まれる。

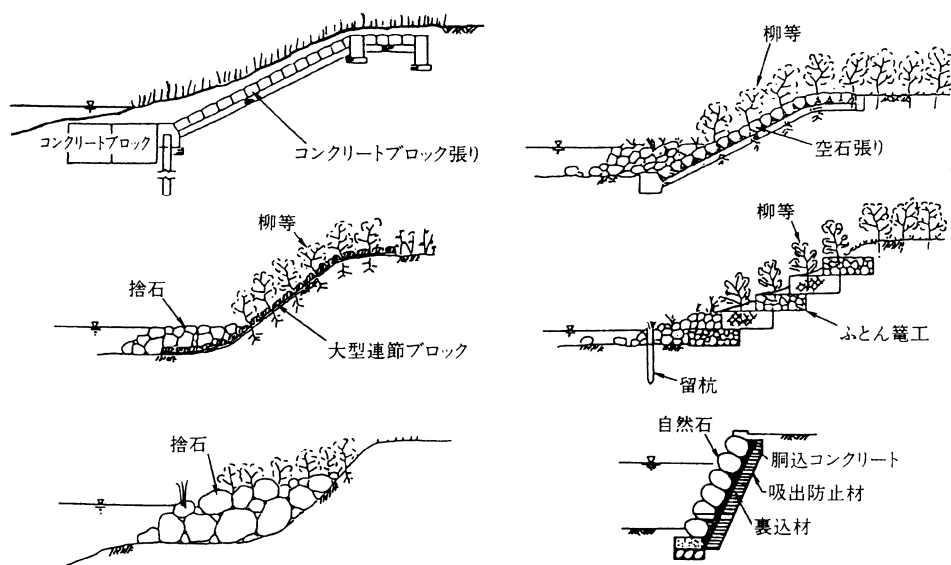


図 1-4-3 のり覆工の工種の例

なお、護岸には残留水圧が作用しないよう、必要に応じて裏込め材を設置する必要がある。ただし、裏込め土砂が砂礫質で透水性が高い場合には必ずしも裏込め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、堀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。

吸い出し防止材は、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、吸出し防止材は練積み護岸において裏込め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（図 1-4-3 参照）。

- (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) 横帯工 : のり覆工の延長方向の一定区間毎に設け、護岸の変位・破

損が他に波及しないように絶縁する。

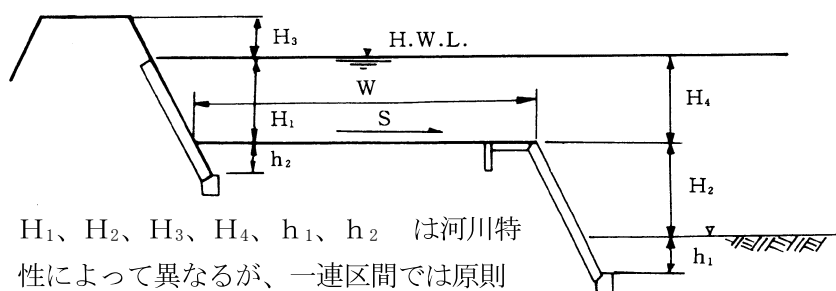
- (3) 縦帯工 : 護岸ののり肩部の施工を容易にし、また護岸ののり肩部の破損を防ぐ。

4-2-2 護岸の法線

- (1) 護岸の法線は、改修計画で定められているものであるが、実際に施工する際には、一連区間の現地踏査測量等を行い十分に検討するものとする。
- (2) 低水護岸の法線は、低水位のみの検討ではなく、高水時には流水が直進する傾向があるので、高水時の流向も考慮に入れるものとする。
- (3) 湾曲部は、曲線半径を小さくすると局部洗掘を起すおそれがあるので、できるだけ半径を大きくとするものとする。
- (4) 他の構造物付近での護岸法線は、偏流を起こさぬよう、取付をできるだけなめらかにするものとする。

4-2-3 護岸の高さ

- (1) 高水護岸の高さは、原則として計画高水位に一致させるものとする。
- (2) 低水護岸の高さは、原則として計画高水敷高に一致させるものとする。
ただし、現高水敷高が計画高水敷高に満たない場合、又は計画高水敷高が定められていない場合は、一連区間について検討し、決定するものとする。
- (3) 計画高水位と低水護岸等の関連



H_1 、 H_2 、 H_3 、 H_4 、 h_1 、 h_2 は河川特性によって異なるが、一連区間では原則として一定とする。したがって高水敷巾 (W) が変化するときには H_1 、 H_4 が一定であるから勾配 (S) が変化することになる。

図 1-4-4

4-2-4 小段工

- (1) 小段工の一般

- 1) 前小段がおおむね 10m 以下の場合は、小段をコンクリート張とし、高水護岸の根入れを浅くするのが通例である。
- 2) 小段のコンクリート張工の伸縮目地の設置位置は高水護岸の伸縮目地の設置位置と完全に一致させて設ける。
護岸の目地間隔は 10m~20m を標準として設けるので、小段の平張コンクリートには更にこの中間にもう 1~2ヶ所に伸縮目地を設ける。
- 3) 小段の平張コンクリートに、縦枠を設けることは、水理工学上は望ましいことであるが、河川の自由使用の観点よりみて好ましくないので特殊の場合（著しい水衝箇所又は付近住民があまり使用しない場所等）以外は設置しないものとする。但し車の乗入れによりかえって付近住民の自由使用を妨げるおそれがある場合には、車の乗入れを禁止する所のみ設置する。

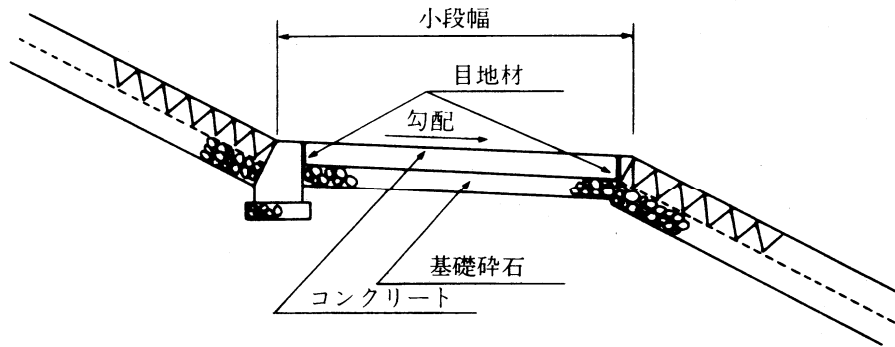


図 1-4-5 小段平張工の例

(2) 小段平張工の構造

注) 構造については中国地整制定の小構造物標準設計図集を参考にする。

4-2-5 端止工 (小口止工)

(1) 端止工の一般

各施工単位の上下流には、幅 30 cm、高さ 1.0m の端止工を設けるのを標準とする。

ただし、地形等の理由で不適当な場合は、別途考慮するものとする。

(2) 端止工の構造

注) 構造については中国地整制定の小構造物標準設計図集を参考にする。

4-2-6 目地工

(1) 目地の構造

法覆工の破損は、目地施工不良、間隔の不適正等による割合が多いため設計、施工には入念な注意を要する。

膨張目地材はコンクリートの全厚（ブロック積では裏込コンクリート背面まで）に亘って丁寧に挿入し、コンクリートの膨張に対して充分効果があるよう注意深く施工しなければならない。又、基礎工、法覆工、法肩工の各目地施工位置は相互に関連する位置とする。

(2) 目地間隔

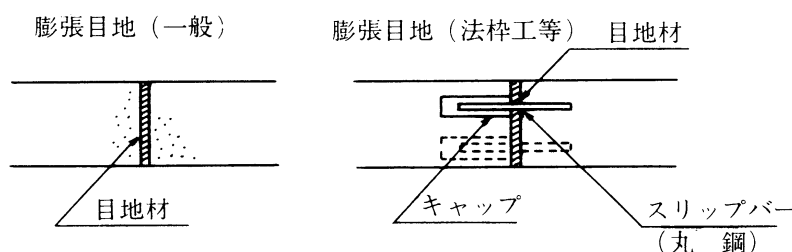
法覆工（コンクリートブロック張、コンクリート法枠工） 10m～20m程度

コンクリート平張（小段平張等）

5 m～10m程度

収縮目地

必要に応じて設置する。



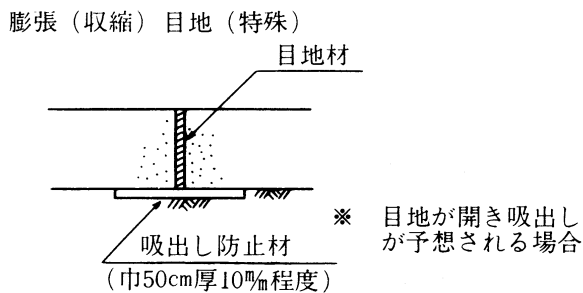


図 1-4-6

(3) 水抜き孔

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、堤体材料等の吸い出し及び河川水が容易に入らないよう考慮するものとする。

4-2-7 橋梁取付護岸

(1) 橋梁の計画に当っては、河川管理施設等構造令(昭和 51 年政令第 199 号)及び同規則(省令 13 号)を参照のこと。

(2) 取付護岸(令第 65 条、省令第 31 条参照)

河道内に橋脚を設ける場合又は、河岸、堤防に橋台を設ける場合は下図による範囲以上に護岸を設けること。

河川管理施設
等構造令
第 65 条

(斜橋で河岸と堤防が同位置の場合)

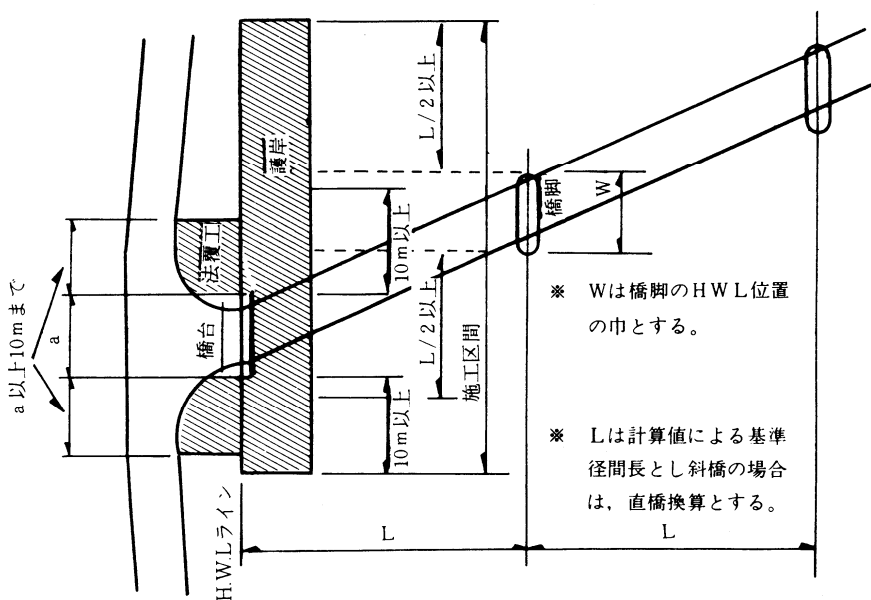


図 1-4-7 取付護岸の範囲(1)

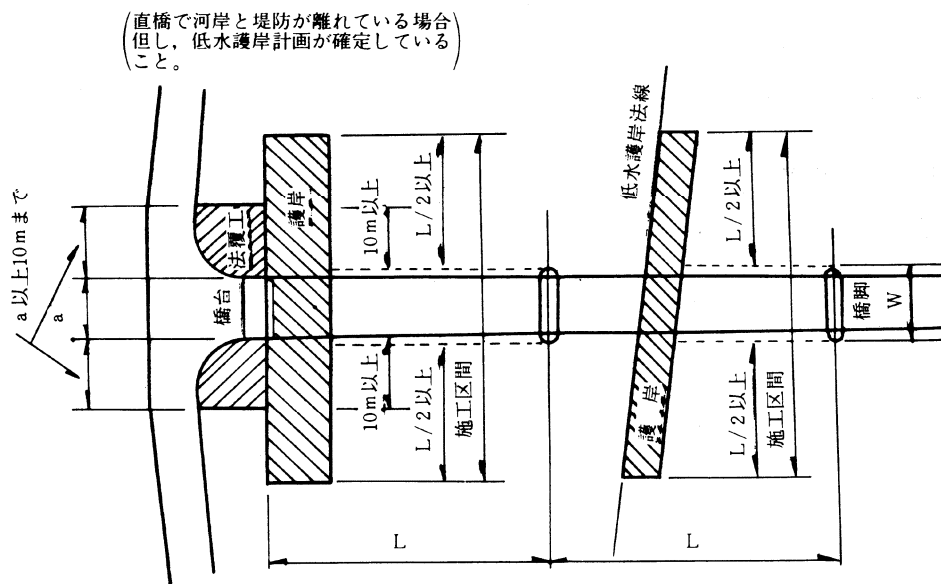
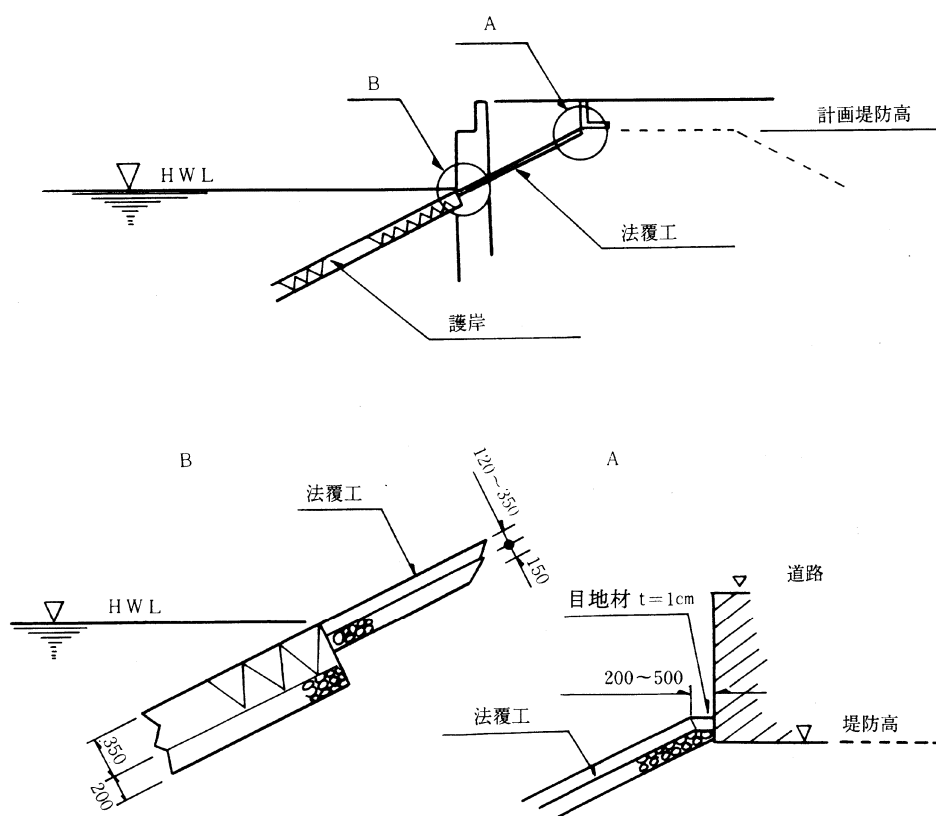


図 1-4-8 取付護岸の範囲(2)

(3) 令第 65 条による護岸の構造は下記を標準とする。



※護岸控え長等の設計は、4-1 及び 4-3 により決定すること。

図 1-4-9 法覆工の構造例

護岸の基礎工（のり留工）は、洪水による洗掘等を考慮して、のり覆工を支持できる構造とする

（解 説）

1. 天端高（根入れ）

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ってしまい、基礎工およ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、裏込め材の吸い出しなどが生じ、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。基礎工天端高の基本的な考えとしては次の4つがある（図1-4-10参照）

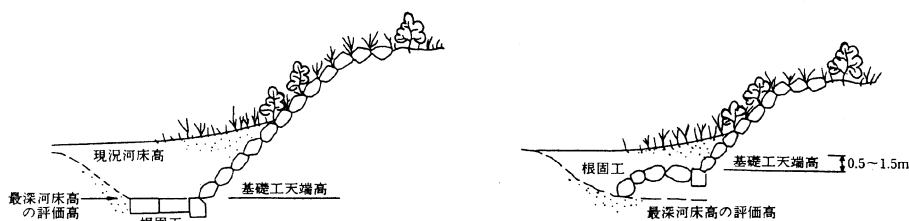
- (1) 最深河床高の評価高を基礎工天端高とし、必要に応じて前面に最小限の根固工を設置する方法。
- (2) 最深河床高の評価高よりも上を基礎工天端高とし、洗掘に対しては前面の根固工で対処する方法。
- (3) 最深河床高の評価高よりも上を基礎工天端高とし、洗掘に対して基礎矢板の根入れ深と前面に根固工で対処する方法。
- (4) 感潮区間など水深が大きく基礎の根入れが困難な場合に、基礎を自立可能な矢板で支える方法。

これらの考え方の中から、当該箇所に最も適切な考え方で基礎工天端高を決定する。なお、今までの事例によると、(2).および(3).の方法では、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方より0.5～1.5m程度深くとしているものが多い。また、根固工を設置する場合には、その敷設天端高は、基礎工天端高と同じ高さとするのが望ましい。

基礎工天端高の設計にあたっては、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、一連の護岸の設置区間が長く、かつ深堀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各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。

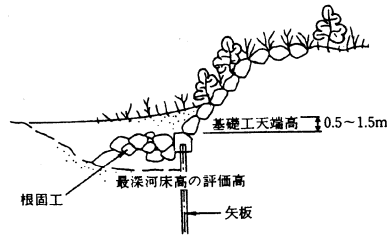
(1)の方法

(2)の方法



※根固工の設置位置は、基礎工天端高よりも上として、洗掘を防止する方法もある。

(3)の方法



(4)の方法

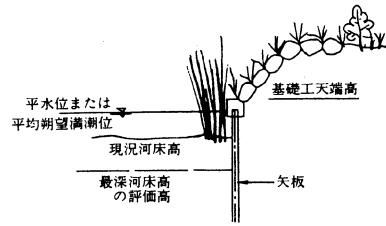


図 1-4-10 基礎工天端高と根固めの組み合わせ

2. 構造

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がある箇所では矢板を用いるケースがある。

基礎工およびのり留工の工種は、その強度、耐久性等を考慮して選定するものとする。酸性河川、感潮河川等において鋼矢板を用いる場合は腐食代を十分見込むか、腐食を考慮しなければならない。図 1-4-11 に、基礎工及びのり留工の例を示す。

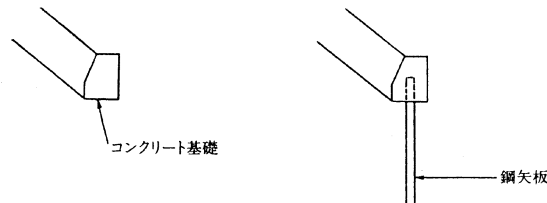


図 1-4-11 基礎工およびのり留工の例

4-2-9 護岸の根入れ

(1) 低水護岸

低水護岸の根入れは、将来の河床低下や洗掘に対して護岸が安全であればよいのであって、根入れを大きくすることは一つの方法ではあるが、これ以外に方法がないわけではなく、例えば、根入れを深くする代わりに根固を施工し、護岸基礎工部分の洗掘を防止するのも一つの方法である。何れの方法が良いかは、箇々の場所について判断すべき事である。

通常の場合は、ある一連区間では、根入れ深さは一定とする。

また、根固工を前面に設置する場合は、根固工天端と基礎天端高を合わせることを基本とする。

(2) 高水護岸

高水護岸の根入れも、河成、河状等によって決定されるが、0.5～1.0m程度を標準とする。基礎工の保護工がある場合は浅くすることが出来る。

4-2-10 根固工

根固工は、河床の変動等を考慮して、基礎工が安全となる構造とするものとする。

(解 説)

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、河床変化に追従できる屈とう性構造であることが必要となる。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間隙を生じる場合には、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、既存の深堀れ部に重ねて設置する場合とがある。沈床を深堀れ部に重ねて設置する場合には1枚3～6m幅を基本とし、これを段階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

$$B = L_n + \Delta Z / \sin \theta \quad \cdots \cdots (5.19)$$

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) : (m)

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 : (m)

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。

根固工の代表的な工種としては次のようなものがある (図1-4-12)。

1. 捨石工 : 十分な重量を有する捨石を用いる。
2. 沈床工 : 粗朶沈床、木工沈床、改良沈床等があり、粗朶沈床は暖流河川で、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にコンクリート材を用いたものである。

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕
1.4.2.3

3. 籠工 : 蛇籠、ふとん籠等を用いる。

4. 異形コンクリート : 各種の異形コンクリートブロックを用いたもので、
ブロック積工 層積み乱積みがある。

根固工、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。

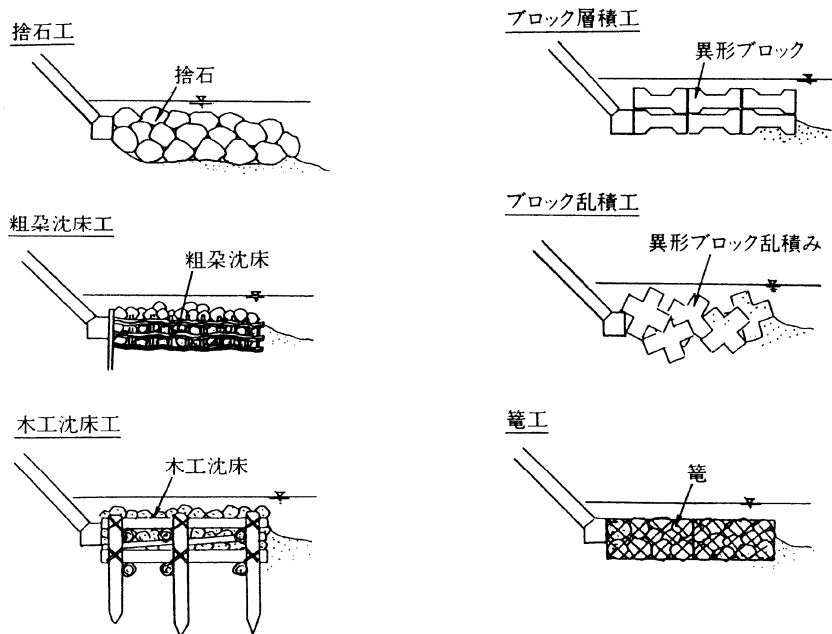


図 1-4-12 根固工の代表的な工種

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。

(解 説)

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（図1-4-13 参照）、また天端工の端に巻止め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。天端部分に作用する流速が $1\sim 2\text{ m/s}$ 程度を超える場合には、洗掘が生じる可能性が高いため設置することが望ましい。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。

天端工の幅は $1\sim 2\text{ m}$ 程度、天端保護工の幅は $1.5\sim 2\text{ m}$ 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り上げ位置となっている場所など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。

(1) 法肩工の一般（天端工）

低水護岸の天端の保護工として法肩工を原則として設ける。

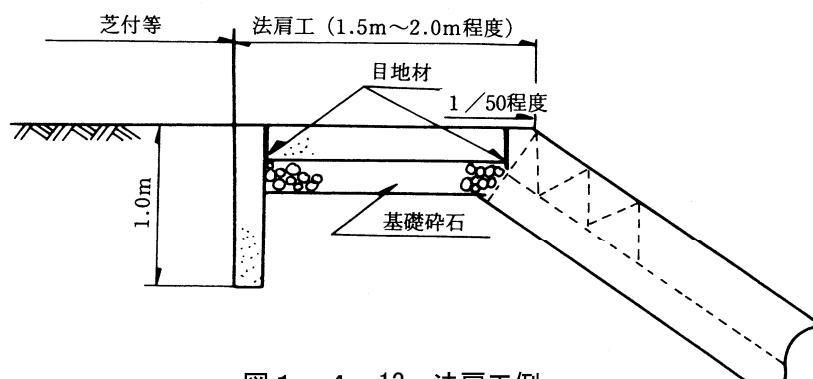
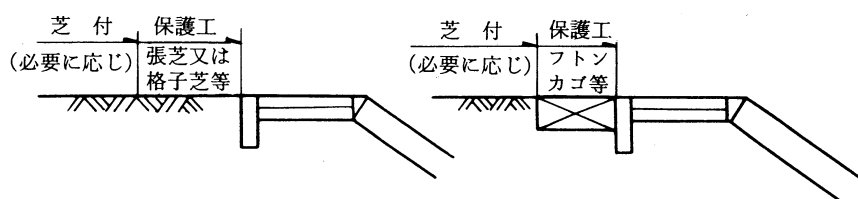


図1-4-13 法肩工例

法肩工の保護工として芝付（張芝、格子芝等）又はフトンカゴ等を設ける場合は、フトンカゴの天端と法肩工の天端を同一高さにするものとする。環境整備地区等高水敷利用者の多い所は、10cm程度下げて土砂で被覆を行ってもよい。



(高水敷利用者の多い箇所)

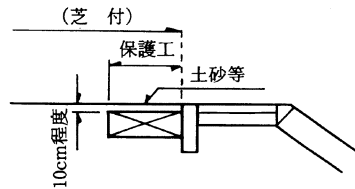


図 1-4-14 法肩工の保護工例

(2) 法肩工

注) 構造については中国地整制定の小構造物標準設計図集を参考にする。

4-2-12 すり付け工

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ばないような構造とするものとする。

(解 説)

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あたらないように、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し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り覆工およ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概ね 5 m 以上に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。

すり付け工の施工幅は、その機能から最低限のり覆工およ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概ね 5 m に以上に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つ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め込み等）をすることが望ましい。

4-3 設計細目

護岸の安全性の照査は、のり覆工、基礎工、根固工等について、流水の作用、土圧、河床変動等を考慮して行うものとする。

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕
1.4.2.5

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕
1.4.3

1. 外 力

護岸の安全性の照査のうち、力学的な安定性を照査するための主な外力は、流水による流体力と土圧及び水圧である。この他にも、土石流、高潮、波浪、アイスジャム、載荷重など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、基礎工の沈下や法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。

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、低水路および高水敷の粗度、のり勾配などの影響を受ける。したがって、設計に用いる流速や、最深河床高などの設計条件は、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_o と定義して、その求め方の一手法を示すとともに、河道特性に応じた最深河床高の評価方法を示す。

積み護岸、擁壁護岸、矢板護岸などでは、一般に流体力より土圧および水圧が安定性を支配する外力になる。土圧および水圧に対する安定性は、道路構造物の設計などで一般的に用いられている方法により検討する。擁壁、矢板の設計では、地震時の土圧および水圧についても必要に応じて検討する。

2. 代表流速の求め方

堤防および低水河岸の護岸設計に用いる流速を代表流速 V_o を定義する。本書に示す代表流速 V_o の算定方法は、マン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、

$$V_o = \alpha \cdot V_m \quad \cdots \cdots (1.1)$$

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_o の評価が困難である。このような流れが複雑な場合は、二次元平面流計算、あるいは水理模型実験によって V_o 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ンニングの平均流速公式より算定する。

$$V_m = \frac{1}{n} H_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2} \text{ (m/sec)} \quad \cdots \cdots (1.2)$$

ここで、設計水深 H_d は低水護岸およ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指す。

洗掘や湾曲などの影響により、式 (1.2) で求まる V_m を補正する必要がある場合には、式 (1.1) の補正係数 α を用いて代表流速 V_o を求める。補正を行う要因には、砂州の発生、河幅の変化、低水路の流れと高水敷の流れの干渉、湾曲などの河道特性による要因、および根固工、橋脚、堰・床止め

上流部などでの構造物周辺の局所的な流れの変化などが挙げられる。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の定めるものとする。

3. 最深河床高の評価法

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などを基にした次の方法により推定するのが一般的である。

○方法1；経年的な河床変動データからの評価

○方法2；既往研究成果からの評価

○方法3；数値計算による評価

○方法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4つの方法のうち、「方法1」は、過去の被災状況や河床材料およ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、「方法2」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。

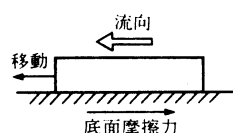
4. のり覆工の流体力に対する安定性の照査法

コンクリートブロックのように底面が平坦で、上下流端がすりつ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。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。また、小口が保護されていないのり覆工では、流体力により小口がめくれて破壊にかかるかどうかは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全性が異なることを示している。さらに、のり面が比較的急な場合には、背面の土圧により倒壊する場合もある。これらの観点から、流体力あるいは土圧の破壊要因、滑動・めくれなどの破壊形態、小口や一体性などの設置状態を反映させ、安全性照査のモデルを設定する。

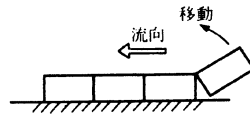
のり覆工の破壊要因は流体力、および土圧・水圧であり、のり勾配によりどちらが主要因となるか分類できる。一般に、のり勾配が1：1.5より緩い場合が‘張り’の状態であり流体力が破壊の主要因となり、のり勾配が1：1.5より急な場合が、‘積み’の状態であり土圧・水圧が破壊の主要因となる。

(1) 張りの構造の破壊機構

- 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滑りだす現象である。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。



- 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。小口ののないのり覆工端部等に生ずる。例えば、すりつけ護岸の連節ブロック端部の破壊現象にみられる。

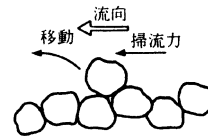


- ③ 掃流：自然石などの部材が流れの作用により、転がり（転動あるいは小跳躍して）移動する現象である。捨石のように部材間の一体性が弱いものと、空石張りのように部材間の一体性（かみ合わせ）が弱いものとで流体力を分けて検討する必要がある。また、籠工では中詰め材の掃流による籠の変形が破壊の主因となる。

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 1-4-1 に示す。

表 1-4-1 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	籠詰め	「掃流－籠詰め」モデル



(2) 「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分っているので、一般には 式 (1.3) 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。

$$\mu (W_w \cdot \cos \theta - L) \geq ((W_w \cdot \sin \theta)^2 + D^2)^{1/2} \dots\dots\dots \text{式 (1.3)}$$

$$L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot A_b \cdot V_d^2$$

$$D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot A_D \cdot V_d^2$$

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) の適用にあたっては、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地としてもよい。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、それとも比較の上検討することが望ましい。

式 (1.3) 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結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。

(3) 「滑動－群体」モデル

このモデルには胴込めコンクリートや連結が確実な鉄筋などによつ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り、練張り護岸、連節ブロック護岸が該当する。群体でも単体と同様に流体力に対する安定性検討は、滑動について行えばよく、式(1.3)を基本式とした検討を行う。ただし、揚力 L 、抗力 D を評価する際の面積の取り方は異なり

$$L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot A_g \cdot V_d^2$$

$$D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot A_D \cdot V_d^2$$

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、割り増した値を使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。

(4) 「めくれ」モデル

のり覆工の上流側端部が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。

$$W_w \cdot \cos \theta \cdot l_b / 2 \geq L \cdot l_L + D \cdot l_D \cdots \cdots \text{式 (1.5)}$$

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（m）、 l_D ：上流端の部材の抗力に対する回転半径（m）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、小口止めを設けるなど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。

(5) 「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）の移動限界を越えないものとして代表流速 V_o と部材の大きさの関係を次式により定める。

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 \cdot 2g \left[\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right]} V_o^2 (\text{m}) \quad \dots\dots\dots \text{式 (1.6)}$$

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 (1.6) 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、砕石では 41° 程度）である。

$$K = \frac{1}{\cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \Phi}}} \quad \dots\dots\dots \text{式 (1.7)}$$

(6) 「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（切り出し石など）が、かみ合わせ効果を期待できるよう、隙間に砕石などの胴込め材を施工して、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などの水平床上での実験式によって求められた

$$\tau_{*d} = 0.05 \quad \tau_{*d} : \text{部材に作用する無次元せん断力} \quad \dots\dots \text{式 (1.8)}$$

とし、角度 θ の斜面に設置する場合の次式の補正を行うことにより部材の必要径を照査する。

$$\tau_{*d} = \tau_{*d} \times \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \Phi}} \quad \dots\dots\dots \text{式 (1.9)}$$

τ_{*d} を求める際の相当粗度 K_s は D_m と等しくとればよい。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 $30 \sim 50\%$ 程度割り増した値とすることが望ましい。

(7) 「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（石など）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。籠詰め状態の法覆工は、代表流速 V_o 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）

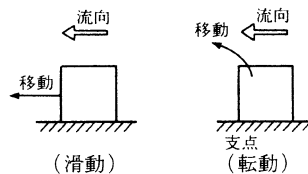
として、部材を必要径を照査する。ただし、これらの値は水平床上での値であり、角度 θ の斜面上に設置する場合は「掃流—一体性の強い」モデルに示した式（1.8）を用いて補正する。ただし、布団籠を階段状に設置する場合は平坦に設置した条件で計算してよい。中詰め石の平均粒径 D_m は、 τ_{*d} を求める際の、相当粒度としては $K_*=2.5 \cdot D_m$ 程度として算出する。

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

5. 根固工の流体力に対する力学的安定性の照査法

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持たせることにより対応する。根固工の主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など、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など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、回転する現象を指す。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などの破壊現象にみられる。



- 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部筋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じる。たとえば、捨石根固工、籠根固工など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が異なってくる。以上の破壊形状をまとめて表1-4-2に示す。

表 1-4-2 根固工の破壊形態

破壊形態	設計状態	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	籠詰め	「掃流—籠詰め」モデル
掃 流	中詰め	「掃流—中詰め」モデル

(1) 「滑動、転動一層積み」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、規則的に敷きならべられた状態を想定する。異形ブロック層積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。

$$W > a \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \cdot \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6 \dots\dots\dots \text{式 (1.11)}$$

ここで、 V_d には一般に代表流速 V_o を用いてよい。また、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、配置形状に応じて、水理模型条件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型コンクリートブロックについて求めた α 、 β を表1-4-3に参考として示す。

表1-4-3 異型コンクリートブロックの係数 a の参考値

ブロック種別	模型ブロックの比重	a	β
対称突起型	$\rho_b / \rho_w = 2.22$	1.2	1.5
平面型	$\rho_b / \rho_w = 2.03$	0.54	2.0
三角錐型	$\rho_b / \rho_w = 2.35$	0.83	1.4
三点支持型	$\rho_b / \rho_w = 2.25$	0.45	2.3
長方形	$\rho_b / \rho_w = 2.09$	0.79	2.8

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、異型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。

(2) 「滑動、転動一乱積み」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で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・転動一層積み」モデルと同様である。式中に用いられる a は抗力係数、揚力係数などによる係数であり、「滑動・転動一層積み」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。敷設個所が現況より深堀れするおそれが強い場合など、安全性を高める場合には、 $\beta = 1.0$ とする。

(3) 「掃流一乱積み」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、流速には設置地点の代表流速 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（石など）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状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もので、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（切り出し石など）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。

4-4 鋼矢板使用護岸工

4-4-1 鋼矢板の選定

(1) 応力計算をしないで使用する鋼矢板の線定

応力計算を要しない遮水用に使用する鋼矢板については、施工性等の現場条件を勘案して、Ⅱ型の標準型、改良型、広幅型の中から適切な型を選定するものとする。

(選定にあたっては、経済性・安全性に十分配慮すること)

(2) 応力計算をして使用する鋼矢板の選定

計算値により使用する型を決めるものとするが、この場合でも1の区分について十分考慮のうえ使用型を選定するものとする。

(3) 鋼矢板の腐食代

矢板護岸等に使用する鋼矢板の腐食代は、一般の場合片面が1mm(両面2mm)とし、感潮区間等(汚濁の著しい区間を含む)で特に配慮が必要な場合は、表2mm、裏1mm(両面3mm)を見込むものとする。

(4) 樋門、樋管等については、「河川管理施設等構造令及び建設省河川砂防技術基準(案)」によるものとする。

(5) 継続工事等で、すぐ鋼矢板の変更が出来ない場合は、従来どおりとするが、構造物の区切りのよい個所から切り換えていくものとする。

(6) 上記運用により難しい場合は担当課と協議すること。

(7) 応力計算をする場合の鋼矢板護岸(標準型、改良型を用いたものの鋼矢板壁単位巾当りの継手効率は、笠コンクリートや鋼矢板の根入れ等が十分確保できる場合には当分の間断面二次モーメント(I)に関する継手効率を $\alpha I = 0.8$ 、断面係数(z)に関する継手効率を $\alpha z = 1.0$ とする。

ただし、Changの公式により最終根入長さを決定する場合には断面二次モーメントは $\alpha I = 1.0$ とする。

なお、仮設鋼矢板には適用しない。

河川事業

関係例規集

「護岸用鋼矢板選定について(H10.4.6河川局事務連絡)」

4-4-2 鋼矢板護岸の設計

(1) 概 要

鋼矢板護岸には、自立式鋼矢板、タイロット式鋼矢板、斜控杭式鋼矢板、組合せ鋼矢板、セル式鋼矢板等がある。

計算法については、多く発表されているが、ここで一般的には次によるものとする。

(2) 一般事項

1) 土留高

① 一連区間の最深部を土止高とする。

(注) 一連区間とは 100～500m を考えて実施すること。

② 根固（乱積）ヶ所で断面の大きな乱積の根固工がある場合は、根固工の高さの $\frac{1}{2}$ 程度の高さを設計河床と考えることができる。

③ 河床掘削がある場合は、計画河床とする。

④ 洗掘のおそれのあるヶ所は、河床変動及び上下流の洗掘深等を調査し決定すること。

2) 水 圧

① 残留水压は土留高の $\frac{2}{3}$ 程度とする。

ただし、地価水が高い場合は、その高さとする。

② 外水位については最低水位とする。

3) 腐食代

4-4-1 鋼矢板の選定の項を参照のこと。

4) 頭部コンクリート

頭部は継手効率等を考慮し R C 構造等でコーピングし、一体として荷重に耐えうようにする。

5) 継手効率

$I = 0.8$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{ただし、頭部コンクリートや根入れが十分に確保できる場合とする。} \\ Z = 1.0 \left\{ \begin{array}{l} \text{なお、Chang の式による根入長を決定する場合は } I = 1.0 \text{ とする。} \end{array} \right. \end{array} \right.$

6) 地震の震度

震度は建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編によるものとする。

7) 変位量

常時 50m/m

地震時 75m/m

(3) 計算法の例

1) 円弧すべりの安定計算

軟弱地盤上の護岸、岸壁などの建造物は円弧すべりに対する安定性の検討を必要とする場合がある。

円弧すべりは円形に近いすべり面で破壊することが多く、計算上はすべり面を円弧と仮定する。この計算は予想されるすべり円弧の中心の位置と円弧の大きさを仮定し、分割法、摩擦円法などによって安全率を求めるものである。

安全率は、すべりを生ずる力とすべりに抵抗する力の円の中心に関するモーメントの比であらわされる。

多くのすべり面について安全率を求め、最も小さいものをその建造物の安全率とする。

分割法は地盤を図 1-4-15 のように便宜上等間隔に近いいくつかの部分に

分割し、式（1－1）より安全率を求める方法である。

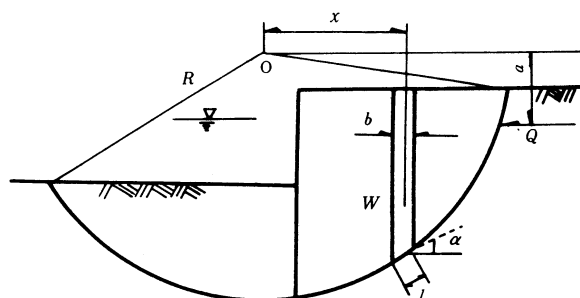


図 1－4－15 円弧すべり

$$F_s = \frac{R \sum (cl + W' \cos \alpha \tan \phi)}{\sum W_x + \sum Q_a} = \frac{\sum (cb + W' \cos^2 \alpha \tan \phi) \sec \alpha}{\sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum Q_a} \quad (1-1)$$

ここに、 F_s : すべりに対する安全率

R : すべり円の半径 (m)

c : 土の粘着力 (t/m^2)

ϕ : 土の内部摩擦角 ($^\circ$)

l : 分割片の幅 (m)

W' : 分割片の有効重量 (土の重量と上載荷重の和)

水中部分の土については水中単位体積重量を考える (t/m)

W : 分割片の全重量 (土と水の全重量と上載荷重の和) (t/m)

α : 分割片の底辺の傾角 ($^\circ$)

x : 分割片の重心とすべり円中心の間の水平距離 (m)

Q : すべり円内の土塊に働く水平外力 (水圧、地震力など) (t/m)

a : 外力 Q のすべり円中心に関するアーム長 (m)

円弧すべりに対する安全率は、常時 1.3 以上とする。

ただし、護岸等で本堤に直接影響のない場合は 1.2 以上とする。

2) 土 圧

① 砂質土土圧

イ) 主働土圧

$$P_A = K_A \left(\sum \gamma h + \frac{w \cos \phi}{\cos (\phi - \beta)} \right) \cos \phi \quad (2-1)$$

$$K_A = \frac{\cos^2 (\phi - \phi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \phi \cos (\delta + \phi + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \beta - \theta)}{\cos (\delta + \phi + \theta) \cos (\phi - \beta)}} \right)^2} \quad (2-2)$$

ロ) 受働土圧

$$P_p = K_p \left(\Sigma \gamma h + \frac{w \cos \phi}{\cos (\phi - \beta)} \right) \cos \phi \quad (2-3)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \phi \cos (\delta + \phi - \theta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi - \delta) \sin (\phi + \beta - \theta)}{\cos (\delta + \phi - \theta) \cos (\phi + \beta)}} \right)^2} \quad (2-4)$$

- P_A : 主働土圧強度 (t/m²)
 P_p : 受働土圧強度 (t/m²)
 ϕ : 土の内部摩擦角 (°)
 γ : 土の単位体積重量 (t/m³)
 h : 地表面からの深さ (m)
 K_A : 主働土圧係数
 K_p : 受働土圧係数
 ϕ : 壁面が鉛直となす角 (°)
 β : 地表面が水平となす角 (°)
 δ : 壁面と土との摩擦角 (°)
 ζ : 崩壊面が水平となす角 (°)
 w : 単位面積当りの上載荷重 (t/m²)
 θ : 地震合成角 $\theta = \tan^{-1} \cdot k$ $\theta = \tan^{-1} k'$
 k : 地震震度
 k' : 水中における見かけの震度

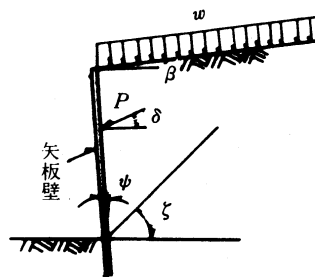


图 1-4-16 土压

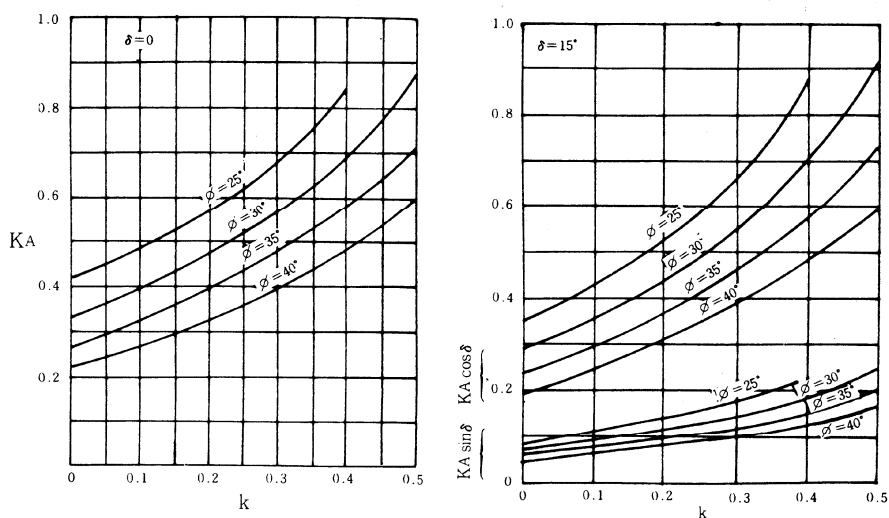


图 1-4-17 主动土压系数

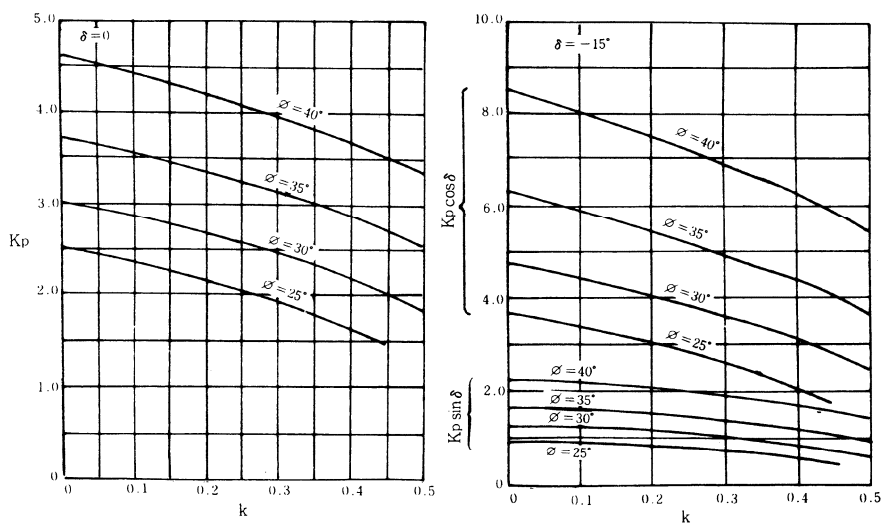


图 1-4-18 受働土压系数

② 粘性土の土圧

イ. 主働土圧

現在粘性土の土圧については、不確定な要素が多く、確立された計算式は特に無い。ここで参考として次式によることが出来るものとする。

常時の主働土圧強度は式(2-5)または式(2-6)によって算出し、その合力の大きいほうをとる。ただし、式(2-5)を使用した場合に生ずる負の土圧は考えない。

$$P_A = \Sigma \gamma h + w - 2c \quad (2-5)$$

ここに、 c : 粘着力 (t/m^2)

$$P_A = Kc (\Sigma \gamma h + w) \quad (2-6)$$

ここに、 Kc : 圧密平衡係数、 $Kc=0.5$

地震時の主働土圧強度は式(2-7)または(2-8)の大きいほうの値をとるものとする。

$$P_A = \frac{(\Sigma \gamma h + w) \sin(\theta + \alpha)}{\cos \theta \cdot \sin \alpha} - \frac{c}{\cos \alpha \cdot \sin \alpha} \quad (2-7)$$

$$\text{ただし、} \alpha = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\Sigma \gamma h + 2w}{2c} \right) \tan \theta}$$

$$P_A = Kc (\Sigma \gamma h + w) \quad (2-8)$$

ここに、 γ : 土の単位体積重量 (t/m^3)

h : 土層の厚さ (m)

w : 上載荷重 (t/m^2)

c : 粘性土の粘着力 (t/m^2)

θ : 地震合成角 ($^\circ$) $\theta = \tan^{-1} k$ $\theta = \tan^{-1} k'$

Kc : 圧密平衡係数 $Kc = 0.5$

なお、粘性土の地震時における主働土圧強度は、土層によりつぎのように算定するものとする。

河床面及び河床面以上については、上記の計算法に基づくものとする。
河床面以下については、河床面下 10m において $K' = 0$ として式(2-5)で算定した値と式(2-6)による値との大きいほうの値をとり、その間直線的に変化すると考える。ただし、河床面下 10m における土圧強度が河床面における値より小さな値となる場合は、河床面の値をとる。河床面下 10m より深い所の土圧強度は式(2-5)、(2-6)で求める。

(図 1-4-19) 参照

ロ. 受働土圧

受働土圧強度は常時、地震時とも式(2-9)によって算出する。

$$P_p = \Sigma \gamma h + w + 2c \quad (2-9)$$

ハ. 地震時における粘性土の主働土圧および受働土圧の基準を図式化すると図 1-4-19 のようになります。

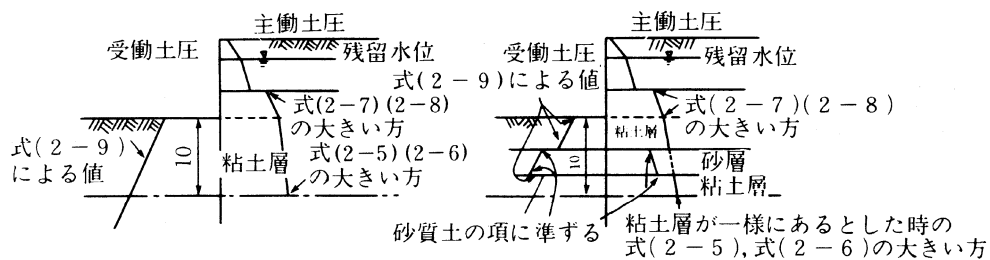


図 1-4-19 地震時の粘性土の土圧

③ 土の単位体積重量

表 1-4-4 土の単位体積重量

種 類	単位体積重量 (t/m ³)
礫、礫質土、砂	2.0
砂 質 土	1.9
シルト、粘性土	1.8

注：水中および地下水位以下にある土の単位体積重量は表中の値から 0.9 を差し引いた値とする。

3) 水 圧

裏込め内の水位と前面の水位との間に水位差を生ずる場合には、設計に際しつぎのような残留水圧が作用するものとする。

$$0 \leq y < hw \text{ のとき } P_w = \gamma_w y$$

$$hw \leq y \text{ のとき } P_w = \gamma_w hw \quad (3-1)$$

ここに、 P_w ： 残留水圧又は地下水 (t/m³)

hw ： 残留水位又は地下水と前面水位との水位差 (m)

y ： 裏込め内の水面から残留水圧を求める点までの深さ (m)

γ_w ： 水の単位体積重量 (t/m³)

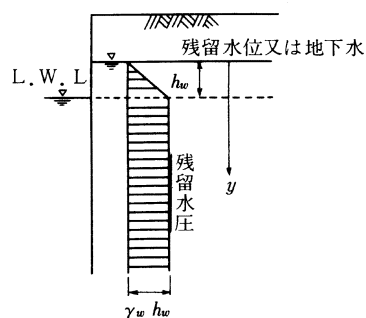
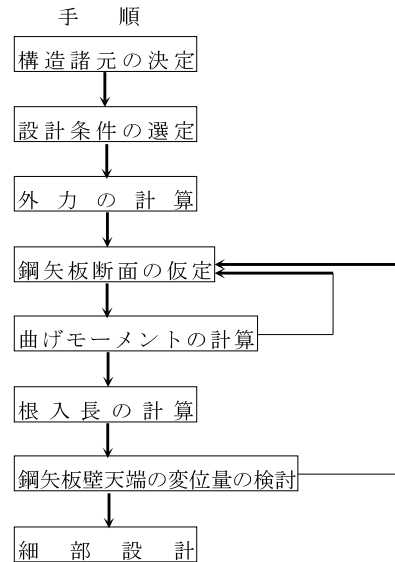


図 1-4-20 残留水圧

4) 自立式矢板

① 設計の手順

自立式矢板壁の設計は一般に
つぎの手順で行います。



② 一般式及びその解

自立式鋼矢板は一般にChangの方法を鋼矢板壁に適用して設計されているので、本節ではこの方法を詳述することとする。ここで、河床面は前述した仮想河床面を考える。

イ. 最大曲げモーメントの算定

自立式鋼矢板壁の河床面以下の微分方程式は、

$$E I \frac{d^4 y}{d \chi^4} = -E_s y = -k_h B y \quad (\chi \geq 0) \quad (4-1)$$

ここに、

- E : 鋼の弾性係数 (kg/cm²)
- I : 鋼矢板の壁幅 1 m 当りの断面二次モーメント (cm⁴/m)
- E_s : 地盤の弾性係数 (kg/cm²)
- k_h : 土の横方向地盤反力係数 (kg/cm³)
- B : 壁幅 (cm)

式 (4-1) の一般解は、

$$y = e^{\beta \chi} (a \cos \beta \chi + b \sin \beta \chi) + e^{-\beta \chi} (c \cos \beta \chi + d \sin \beta \chi) \quad (4-2)$$

ここで鋼矢板壁の根入れは無限であると仮定する。この仮定を採用すると式 (4-2) は

$$\chi \rightarrow \infty \text{ で } y=0, \frac{dy}{d\chi}=0 \quad (4-3)$$

が成立しなければならないので、 $a=0$ 、 $b=0$ となり、

$$y = e^{-\beta \chi} (c \cos \beta \chi + d \sin \beta \chi) \quad (4-4)$$

となる。

$$\left. \begin{aligned} \text{また、} \chi=0 \text{ (河床面で) } M &= -E I \frac{d^2 y}{d \chi^2} = M_0 \\ S &= -E I \frac{d^3 y}{d \chi^3} = S_0 \end{aligned} \right\} \quad (4-5)$$

とします。

ここに、

M_0 : 河床面より上の荷重による河床面での曲げモーメント (kg・cm/m)

S_0 : 河床面より上の荷重による河床面でのせん断力 (kg/m)

式（４－３）を式（４－５）の境界条件で解けば、

$$y = \frac{e^{-\beta x}}{2\beta^3 E I} \{S_o \cos \beta x + M_o \beta (\cos \beta x - \sin \beta x)\} \quad (4-6)$$

$$\text{ここに } \beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4 E I}} \quad (4-7)$$

最大曲げモーメントを生じる深さ $l m$ は、

$$l m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{S_o}{S_o + 2\beta M_o} \right) \quad (4-8)$$

最大曲げモーメント M_{max} は、

$$M_{max} = -\frac{1}{2\beta} \sqrt{(S_o + 2\beta M_o)^2 + S_o^2} \cdot \exp \left(-\tan^{-1} \frac{S_o}{S_o + 2\beta M_o} \right) \quad (4-9)$$

となる。

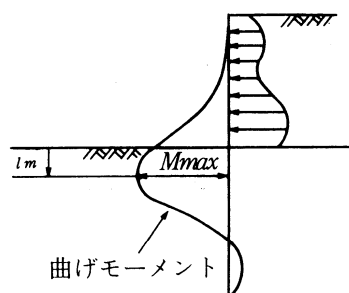
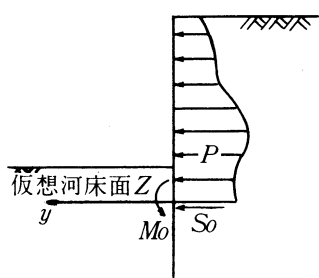


図 1-4-21 土圧 図 1-4-22 自立式鋼矢板壁の曲げモーメント

但し、粘質土の場合は別途考慮する。

Z：仮想河床面までの深さ

ロ．頭部変位量の計算

自立式鋼矢板壁の頭部変位量 δ は式（４－１０）で計算される、（図 1-4-24 参照）

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \quad (4-10)$$

ここに

δ ：頭部変位置

δ_1 ：河床面での変位量

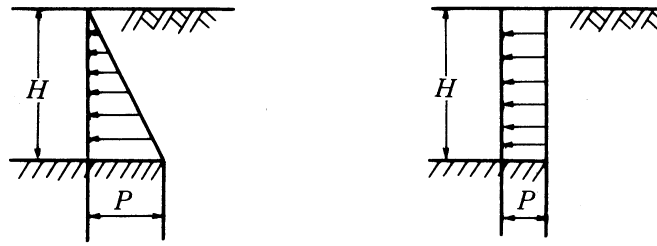
$$\delta_1 = \frac{1}{2\beta^3 E I} (S_o + \beta M_o) \quad (4-11)$$

δ_2 ：（河床面での傾き）×（壁高）

$$\delta_2 = \frac{H}{2\beta^2 E I} (S_o + 2\beta M_o) \quad (4-12)$$

H：壁高

δ_3 ：背後の土圧 P による片持ちばりとしてのたわみ



$$\delta_3 = \frac{PH^4}{30EI}$$

$$\delta_3 = \frac{PH^4}{8EI}$$

図 1-4-23 荷重

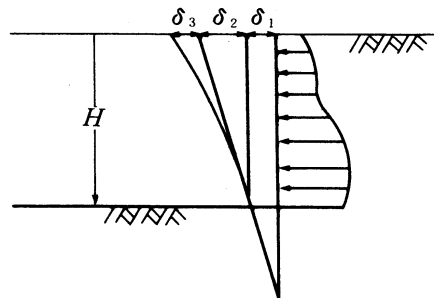


図 1-4-24 自立式鋼矢板壁のたわみ

ロ. 根入長の算定

自立式鋼矢板の根入長は $\frac{\pi}{\beta}$ 以上あれば十分とされている。

なお鋼度に応じて式 (4-13) のようにあればよいとされている。

$$L = 3/\beta \quad EI \leq 10^{12} \text{kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$L = 2.5/\beta \quad EI \leq 10^{12} \text{kg} \cdot \text{cm}^2 \quad (4-13)$$

ただし、 L 鋼矢板の必要根入長 (m)

二. $M_o S_o$ の計算

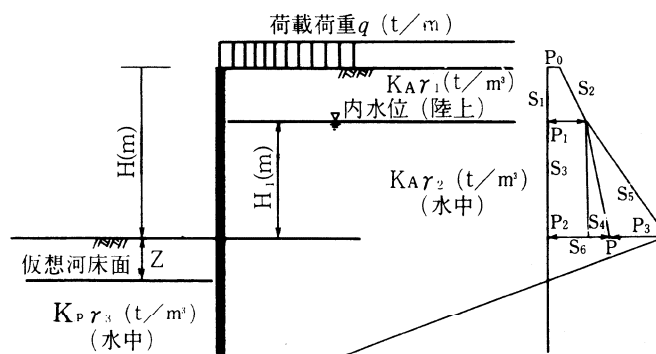


図 1-4-25 土圧、水圧

$$\begin{aligned}
P_0 &= q \times K_A \times \cos \delta \\
P_1 &= P_0 + \gamma_1 \times (H - H_1) \times K_A \times \cos \delta \quad \cdots \cdots \cdots \text{土圧} \\
P_2 &= P_1 + \gamma_2 \times H_1 - K_A \times \cos \delta \quad \cdots \cdots \cdots \text{土圧} \\
P_3 &= 1 \text{ t/m}^3 \times H_1 \cdots \cdots \cdots \text{水圧} \\
P &= P_2 + P_3 \cdots \cdots \cdots \text{土圧} + \text{水圧} \\
Z &= \frac{P}{K_p - K_A} \cdots \cdots \cdots \text{仮想河床面の深さ} \\
\text{注) } \cos \delta &\text{は壁}
\end{aligned}$$

S (t/m)		ℓ (m)		M	
S ₁	P ₀ + (H - H ₁)	ℓ ₁	H ₁ + Z + (H - H ₁)/2	M ₁	S ₁ × ℓ ₁
S ₂	(P ₁ - P ₀) × (H - H ₁)/2	ℓ ₂	H ₁ + Z + (H - H ₁)/3	M ₂	S ₂ × ℓ ₂
S ₃	P ₁ × H ₁	ℓ ₃	Z + H ₁ /2	M ₃	S ₃ × ℓ ₃
S ₄	(P ₂ - P ₁) × H ₁ /2	ℓ ₄	Z + H ₁ /2	M ₄	S ₄ × ℓ ₄
S ₅	P ₃ × H ₁ /2	ℓ ₅	Z + H ₁ /2	M ₅	S ₅ × ℓ ₅
S ₆	P × Z/2	ℓ ₆	Z × 2/3	M ₆	S ₆ × ℓ ₆
計	$S_0 = \sum_{i=1}^n S_i$	計		計	$M_0 = \sum_{i=1}^n S_i \ell_i$

$$h = \frac{M_0}{S_0}$$

第2章 樋門・樋管

目 次

第2章 樋門・樋管	2-2- 1
第1節 設計の基本事項	2-2- 1
1-1 設置位置	2-2- 1
1-2 樋門等の方向	2-2- 1
第2節 樋門樋管の断面の決定	2-2- 1
2-1 計画規模	2-2- 1
2-2 流出計算方法	2-2- 1
2-3 断面決定	2-2- 2
第3節 樋門設計の基本	2-2- 4
3-1 設計一般	2-2- 4
3-2 軟弱地盤上の樋門の設計	2-2- 5
第4節 構造細目	2-2- 6
4-1 本 体	2-2- 6
4-2 胸壁および翼壁	2-2-12
4-3 水叩き	2-2-14
4-4 しや水工	2-2-14
4-5 基 礎	2-2-18
4-6 護床工	2-2-18
4-7 護 岸	2-2-19
4-8 高水敷保護工	2-2-19
4-9 その他の構造物	2-2-19
第5節 設計細目	2-2-21
5-1 設計荷重	2-2-21
5-2 本 体	2-2-21
5-3 翼 壁	2-2-23
第6節 上屋の設置	2-2-24
6-1 上屋の設置	2-2-24
第7節 照明等の設置	2-2-24
7-1 照明等の設置	2-2-24

第8節	監視装置等の設置	2-2-24
8-1	監視装置の設置	2-2-24
8-2	CCTV装置の設置	2-2-24

第2章 樋門・樋管

第1節 設計の基本事項

樋門、樋管の設計に際しては、「河川砂防技術基準調査編，計画編，設計編」，「河川管理施設等構造令」（昭和 51 年 政令第 199 号），「同規則」（省令 13 号）に準じて設計すること。

特に柔構造樋門の設計については，「柔構造樋門設計の手引き」（（財）国土開発技術研究センター編）によるものとする。

また，ゲート設計の詳細については下記の指針，基準等によるものとする。

なお，国土交通省制定の「土木構造物設計マニュアル（案）－樋門編－」，土木構造物標準設計を活用するものとする。

- (1) 機械工事塗装要領（案）・同解説（平成 22 年 4 月（社）日本建設機械化協会）
- (2) ダム・堰施設技術基準（案）（平成 28 年 3 月 国土交通省）
- (3) 水門・樋門ゲート設計要領（案）（平成 13 年 12 月（社）ダム・堰施設技術協会）
- (4) ゲート用開閉装置（機械式）設計要領（案）（平成 12 年 8 月（社）ダム・堰施設技術協会）
- (5) ゲート用開閉装置（油圧式）設計要領（案）（平成 12 年 6 月（社）ダム・堰施設技術協会）

1－1 設置位置

樋門等の設置位置は，その目的に応じて選定し，河道の湾曲部や河道断面の狭少な箇所，河状の不安定な箇所等はできるだけ避けるものとする。また，極力統合に努め，設置箇所を少なくするよう努力するものとする。

1－2 樋門等の方向

樋門などの方向は，堤防法線に対して直角とする。ただし，地形の状況，その他特別の理由によりやむを得ない場合にはこの限りではない。

第2節 樋門樋管の断面の決定

2－1 計画規模

排水樋門（管）は，排水区域内のピーク流量を流すのに必要な断面を確保するものとし，計画規模は，流域の状況，当該支川上流の改修規模等を勘案のうえ決定するものとする。

2－2 流出計算方法

樋門等は，雨水排水用として用いられることが最も多く，雨水流出量の計算方法には，つぎのようなものがある。

河川砂防
技術基準
同解説計画編
（施設配置等
計画編）2.5.1

〔解説〕工作物
設置許可基準
第八

合 理 式
 単 位 図 法
 貯 留 関 数 法
 特 性 曲 線 法

これら計算方法のうちどれによるかは、地域特性、雨量、流量資料の有無等を勘案して決定すべきである。

接続する河川等に洪水調節施設がなく、流域面積が比較的小さく、かつ流域に貯留現象を考慮する必要がない場合には、一般に合理式法により算定してもよい。

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

Q：計画流量 (m³/sec)

f：流出係数………建設省河川砂防技術基準調査編による。

r：洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/hr) …… "

A：流域面積 (km²)

2-3 断面決定

樋門（管）の断面の計算方法には、つぎのようなものがある。

流速仮定方式：管内流速を仮定して断面を求める。

水路勾配方式：流入水路の勾配より流速を求め、断面を決定する。

限界水深方式：樋門（管）吐口の限界水深を、境界条件として水面計算をし、断面を決定する。

一般的によく使われている限界水深方法を挙げると、つぎのようになる。

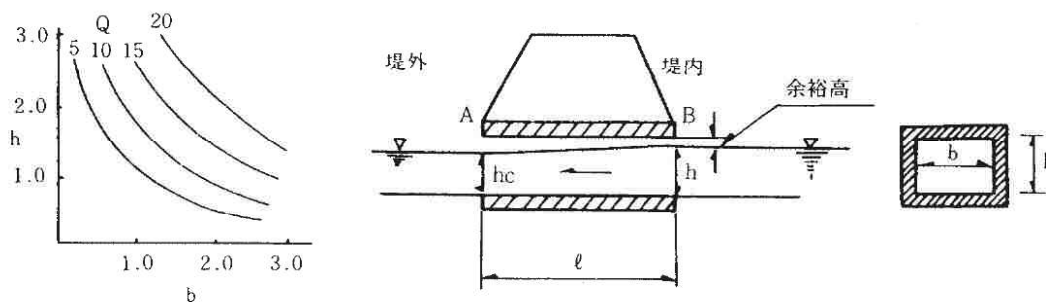


図 2-2-1 h ~ b 関係図

計算流量を流過させる樋門樋管の断面は、流量 Q をパラメーターとした h ~ b 関係図より求める。h ~ b 関係図はつぎのような手順により作成する。

(1) 樋 管 長

樋管長は設備場所によって異なるが、個々の樋管毎に h ~ b 関係図を作るとは煩雑であるから、今後設置する樋管長を調べ、あらかじめ 3 ~ 4 段階に分けて標準長 (1) を求める。

河川砂防
 技術基準
 調査編 3.2.4

(2) 樋管吐口(A)水位

流量規模毎に樋管の幅を各種変えて、それぞれの限界水深 (h_c) を求める。

(3) 樋管呑口(B)の水位

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

(4) $h \sim b$ 関係図

流出量 Q をパラメーターとし、縦軸を樋管高 (h)、横軸を樋管幅 (b) とした $h \sim b$ 関係図を作成する。

(5) 断面決定にあたってつぎの点に注意すること。

- 1) 支川の計画高水流量 (計画排水量) を勘案して定めること。
- 2) 標準設計を活用するよう心がけること。
- 3) 標準設計に適合する断面がないときは直近上位の断面を採用する。
- 4) 樋門 (管) の断面は原則として最小内径 1 m 以上とする。

ただし、樋門の長さが短くかつ堤内地盤高が計画高水位以上の場合においては、内径を 30cm 程度まで小さくすることが出来る。

(6) 樋門の内のり高

樋門の内のり高については特に構造令の規定がないが、ここに標準的な取扱いを述べておきたい。

樋門の内のり高については、流木等流下物が特に多い場合を除き、樋門が横断する河川又は水路の計画高水位に、表 2-2-1 に掲げる値を加えた高さ以上とすることを標準とする。ただし、当該河川又は水路の計画高水流量が $20 \text{ m}^3/\text{s}$ 未満の場合は、計画高水流量が流下する断面の 1 割を内のり幅で除して得られる値以上とすることができる。

解説・

河川管理施設等構造令
47 条

解説・

河川管理施設等構造令
48 条

表 2-2-1 樋門の余裕高

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

第3節 樋門設計の基本

3-1 設計一般

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

(解説)

1. 樋門は河川堤防を横断して設けられる函渠（管渠も含む、以下河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔I〕1. 8において同じ）構造物で河川堤防の効用も備えた施設であり、河川からの取水を目的として設置されるもの、堤内地の雨水、工場等から河川への排水を目的として設置されるものおよび、舟運等のため設けられるものがある。なお、河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔I〕1. 8では樋管は樋門に含まれるものとしている。

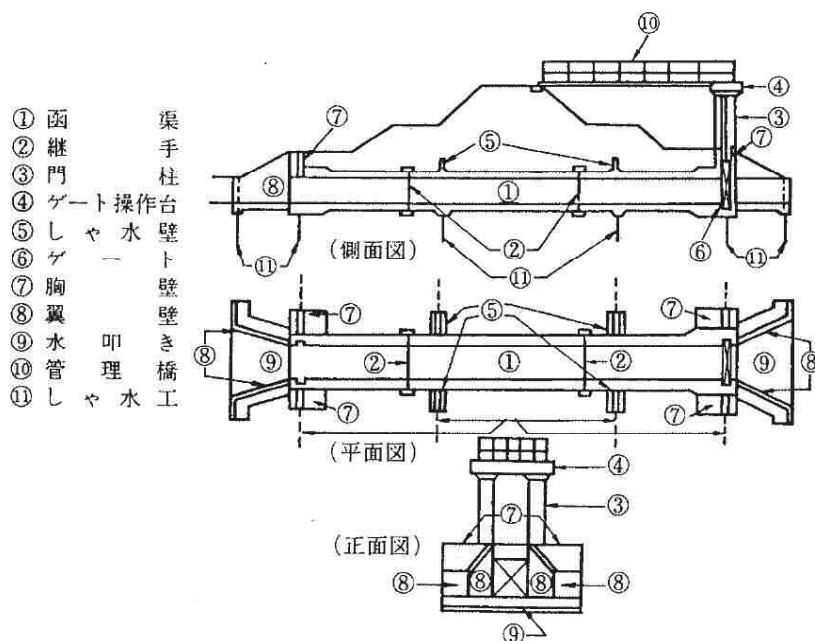


図2-3-1 樋門の各部の名称

2. 樋門の構造は、水位、流量、地形、河床の状況等を考慮して、逆流を防止し、用排水機能の確保を図らなければならない。また必要に応じて、魚類の遡上・降下等の水棲生物等の生息環境を考慮した構造とするものとする。
3. 樋門は、計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の流水の通常的作用に対して安全な構造とする。堤体内に異質の工作物が含まれると、漏水の原因となりやすく堤防の弱点となるので、設置については河川管理上必然性のあるものに限られるべきである。治水、利水が河川の機能である以上、樋門の設置を排除できないが、設置にあたっては、樋門の付近が堤防の弱点

河川砂防
技術基準
(案) 同解説設
計編〔I〕
1.8.1.1

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

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

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

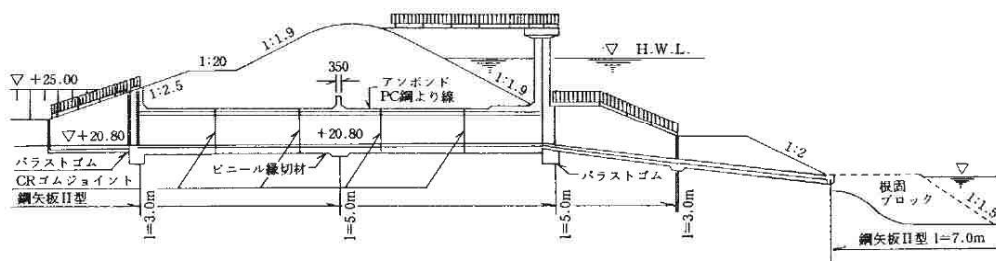


図 2-3-2 軟弱地盤上の柔構造桶門の事例

「柔構造
樋門設計の
手引き」
参照

第4節 構造細目

4-1 本体

4-1-1 本体の構造

樋門の本体およびゲートは、十分な強度と耐久性を有する構造とするものとする。

(解説)

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

4-1-2 函渠

(1) 函渠断面

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

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

(解説)

1. 函渠は、一般には鉄筋コンクリート函渠形式のものが多いが、接続水路との関係等により、ヒューム管等のものがある。また、必要断面積の関係で多連にする場合がある。
2. 小規模な樋門の最小断面は、施工性、維持管理面等から内径 100 cm 以上とすることが望ましい。ただし、樋門の長さが短くかつ堤内地盤高が計画高水位以上の場合においては、内径 30 cm 程度まで小さくすることができる。
3. 樋門の函渠の材質は、設置箇所の用排水の水質、河状、環境保全等を配慮して選定する。また、樋門の最小部材厚は、函渠の材質に応じた強度、耐久性、環境対応性および良好な施工性が確保される厚さとする必要がある。
4. また、樋門の函渠の断面は、必要に応じて水棲生物等の生息環境を考慮した形状とするものとする。

(2) 函渠長

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

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.2.1.1

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.2.1.2.1

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.2.1.2.2

(解 説)

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

また、樋管断面による堤防断面積の切り込みは、堤体強度の低下を避けるためにも必要最小限とすべきであり、函渠頂版の天端から胸壁の天端までの高さを1.5m程度以下とするのが望ましく、胸壁が樋門の上の堤防の土留壁として機能することを考慮すると、0.5m程度とするべきである。

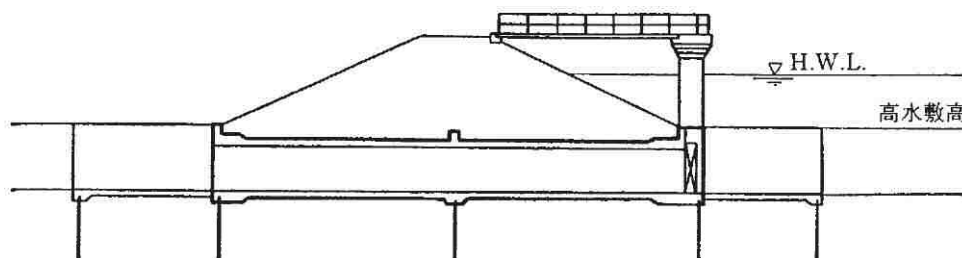


図2-4-1 函渠長

(3) 継手

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

(解 説)

1. 継手に期待する主な機能には次のものがある。
 - (1) 函渠の水密性の確保。
 - (2) 基礎地盤や函渠の不同沈下・地震・コンクリートの収縮等の影響による函渠の損傷の防止。
2. 継手の最大間隔は、20m程度を標準とするが、軟弱地盤における樋門では、不同沈下の影響が避けられないので、継手間隔は地盤条件および構造特性を考慮した適切な間隔とする必要がある。
3. 継手の位置は、土圧が大きい中央部付近をできる限り避けるようにすることが望ましい。
4. 継手構造は、想定される変形量に応じた折れ角、目違い、開口に対して安全にする必要がある

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.2.1.2.3

(4) 函渠端部の構造

函渠端部は、門柱、胸壁の荷重に対して安全な構造として設計するものとする。

(解 説)

函渠両端には、地震時における門柱からの荷重および、胸壁に作用する土圧による荷重が作用するため、図2-4-2に示すように函渠両端部の頂版部および川表側端部の側壁の厚さを増して補強することを標準とする。ただし、大規模な樋門で頂版および、側壁の厚さが大きい場合（50 cm以上）には補強の必要はない。また、50 cm以下の場合には、補強後の厚さの上限を50 cmとする。

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

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

また、川表側の胸壁部には、幅10 cm程度の溝を設置する必要がある。

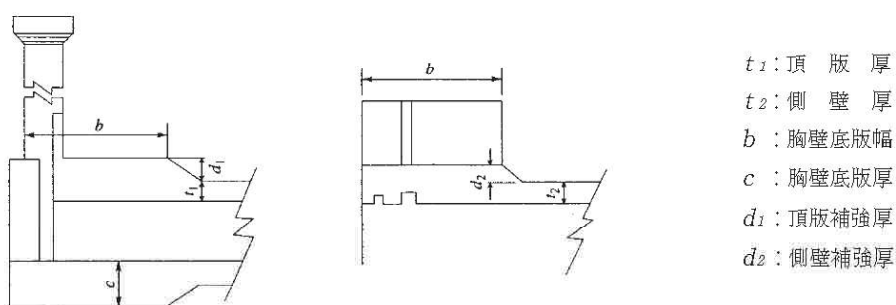


図2-4-2 川表函渠端部

(5) 扉室

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

(解 説)

取水のための樋門で、敷高が低い場合や堤外水路の延長が長く維持管理が容易でない場合、または排水のための樋門で高水敷が公園等に利用されている場合等では、堤外水路を暗渠構造（鉄筋コンクリート、ヒューム管、コルゲートパイプ等）とすることが多い。このような場合には、図2-4-3のように扉室を設ける。

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.2.1.2.4

解説・
河川管理施
設等構造令
50条

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.2.1.2.5

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

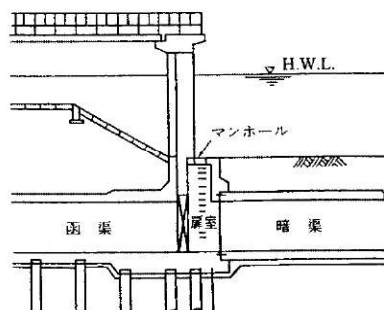


図2-4-3 扉室

(6) 二連以上の函渠

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

(解 説)

二連以上の函渠の隔壁の端部は、ゲート戸当りのため中央部の隔壁より厚くなることが多いが、函渠端部の通水断面が中央部より狭くなることのないよう、図2-4-4のように各部の通水断面を確保することを標準とするものとする。

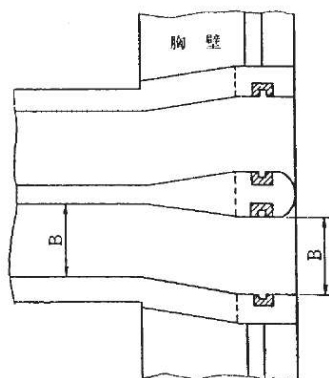


図2-4-4 二連以上の函渠端部

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.2.1.2.6

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

(解 説)

ゲートの管理に必要な高さとしては、引上げ余裕高 (50 cm程度) のほか滑車等の付属品の高さを考慮するものとする。(図2-4-5参照)。柔構造樋管等で門柱部の沈下が予測される場合は、予測される沈下量を見込んで天端高を設定する。

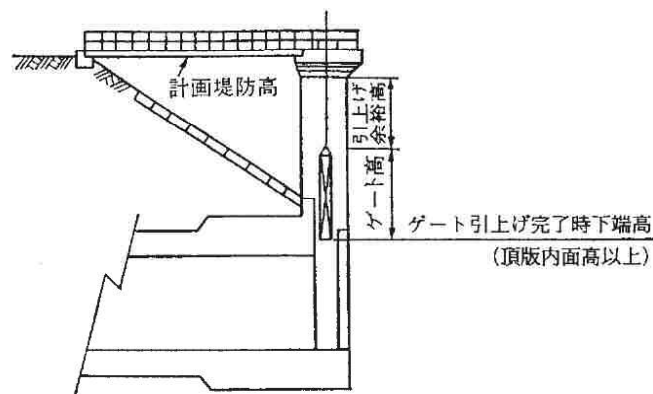


図2-4-5 引上げ余裕高

戸当りについては、次の点を考慮するものとする (図2-4-6参照)。

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

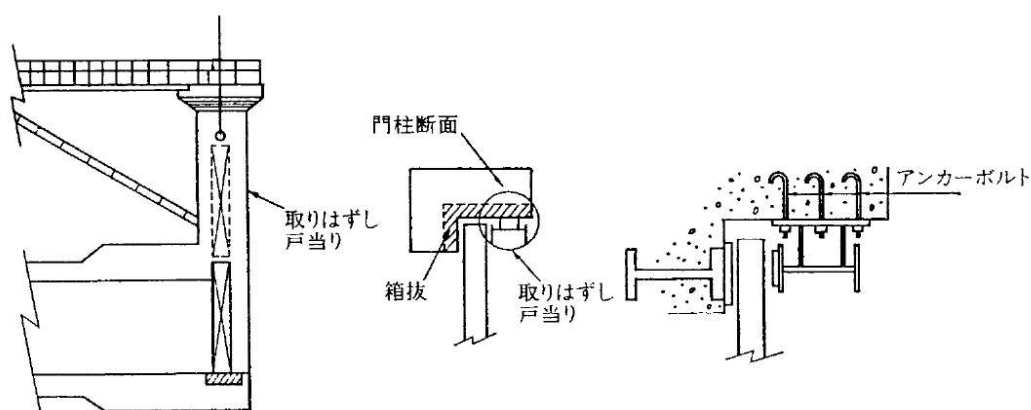


図2-4-6 戸当り

4-1-4 ゲート操作台

門柱の上には、ゲート操作用の開閉機を設置するための操作台を設けるものとする。また、ゲート操作台は門柱と一体の構造として設計するものとする。

(解 説)

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

ゲート操作台には、手すりおよび管理橋支承を設ける。

また、樋門の規模、開閉機の構造、維持管理、周囲の環境等を考慮のうえ、上屋を設置することが望ましい。

4-1-5 シャ水壁

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

(解 説)

浸透流により、函渠の上面および側面にパイピング現象が生じることを防ぐために、図2-4-7に示すように函渠本体と一体で幅1.0m以上の適切な長さのシャ水壁を設ける。

なお、背後地が高い場合等においては、シャ水壁を設けなくてもよい。

堤防断面が大きく、本体の長さが長い場合には、シャ水壁を2箇所以上設ける。

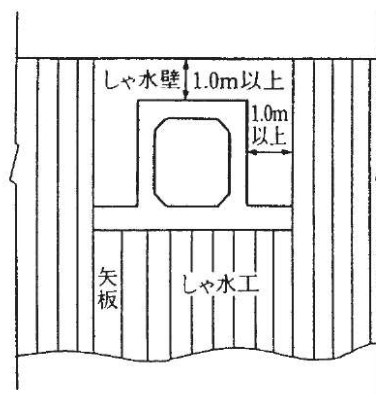


図2-4-7 シャ水壁

4-1-6 ゲート

(1) ゲートの構造

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

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.2.1.4

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.2.1.5

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.2.1.6.1

(解 説)

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

川裏側には、必要に応じ、角落しまたは予備ゲートを設けられる構造とすることが望ましい。

川表側の胸壁部には、幅 10 cm 程度の溝を設置する必要がある。

また、ゲートの全開又は上限位置において、ゲートが戸溝から脱落するおそれがあるものについては、停止機構（ストッパー）を設けるものとする。

(2) 引上げ完了時のゲート下端高

ゲート引上げ完了時のゲート下端高は、樋門の頂版高以上とするものとする。

(解 説)

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

(3) 操作方式

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

(解 説)

ゲートの遠隔操作は、一般に排水機場に接続される樋門等以外の場合にも採用される。機側操作方式（人力操作・機側手動操作・機側自動の操作）と遠隔操作方式（遠隔手動操作・遠隔自動操作）に区分される。

4-2 胸壁および翼壁

4-2-1 胸壁

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

(解 説)

胸壁は、本体と一体構造として、樋門の川表、川裏に設ける。

胸壁の天端は、計画堤防断面内とするものとする。

解説・

河川管理施設等構造令
50 条

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.2.1.6.2

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.2.1.6.3

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.2.2.1

翼壁は、原則として本体と分離した構造として設計するものとする。

(解 説)

1. 翼壁は、本体と分離させた構造とするが、その継手は可とう継手あるいは可とう性のある止水板（銅板、塩化ビニール板等）および伸縮材を使用し、構造上の変位が生じてでも水密性を確保するものとする。
2. 翼壁の平面形は、図2-4-8のようにすることを標準とするが、本川および支川の河状を考慮して決定するものとする。

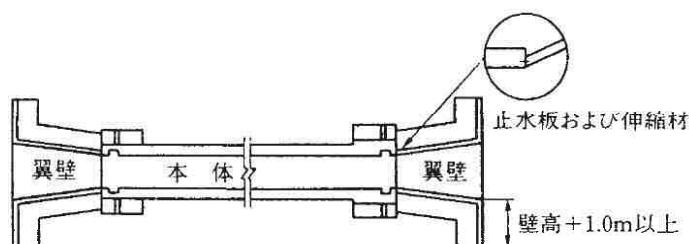


図2-4-8 翼壁平面図

3. 翼壁の断面形は、安定性、経済性から図2-4-9に示すAタイプ（U形断面）を標準とするが、水路幅が広く、底版が厚くなる場合等ではBタイプとする。

また、必要に応じて水生生物の生息に配慮した形状・構造を工夫する。

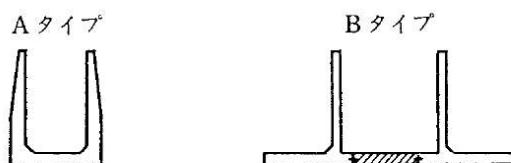


図2-4-9 翼壁標準断面図

4. 翼壁の天端幅は、樋門が小規模な場合を除き、35 cm以上とし、本体とのバランス、構造、施工性等を考慮して決定するものとする。
5. 翼壁の天端高は、計画堤防断面に合致させる。
6. 翼壁の端部は、水路の洗掘等を考慮し、堤防に平行に、取付水路の護岸の範囲または翼壁端部の壁高に1 m程度を加えた値を嵌入させる。
7. 翼壁は、鉄筋コンクリート構造とする場合が多いが、地形や接続する水路の構造等により他の構造とする場合には、堤防への影響等について検討するものとする。図2-4-10に翼壁の範囲の例を示す。

1.8.2.2.2

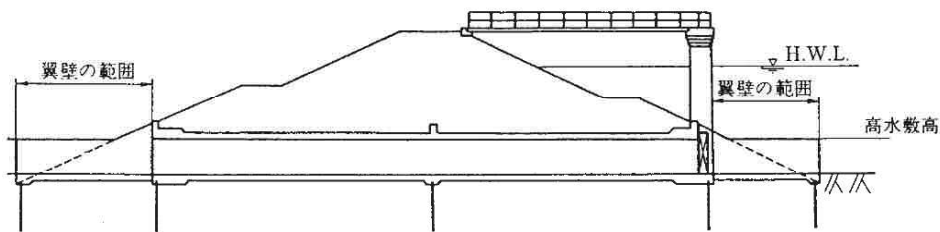


図 2-4-10 翼壁の範囲

4-3 水叩き

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

(解 説)

水叩きの長さは、翼壁の長さと同じとし、流水による洗掘に配慮した構造とするものとする。

また、水叩きと床板との継手は、水密でかつ不同沈下にも対応できる構造とし、原則として表面に大きな段差を生じさせないように留意して設計するものとする。

4-4 シャ水工

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

(解 説)

シャ水工は、一般に図 2-4-11 に示すような位置に設ける。翼壁の A タイプ、B タイプの形式は、河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔I〕1.8.2.2.2 の解説による。その深さ、水平方向の長さ、設置位置は、レインの式などによる浸透経路長、過去の事例などを総合的に検討の上決定するものとする。

なお、シャ水工の深さは底版下端から 2.0m 以上とし、本体と離脱しないよう配慮する。また、シャ水工は必要に応じ可とう性を有する構造として設計するものとする。

ただし、鋼矢板による打込みが困難な場合は、深さ 1m 程度のコンクリートのカットオフを用いてもよい。

図 2-4-11-1 に標準的な例を示す。

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔I〕
1.8.2.3

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔I〕
1.8.2.4

柔構造
樋門設計の
手引き

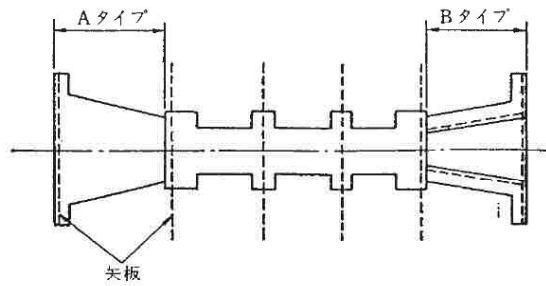


図 2-4-11 しゃ水矢板

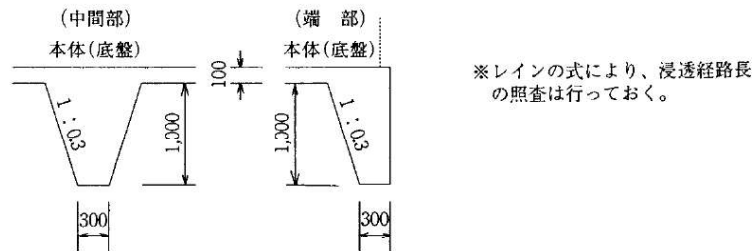


図 2-4-11-1 標準的なコンクリートのカットオフ

4-4-1 水平方向遮水矢板の設置について

従来設置していた遮水矢板（BOX 下端）箇所では川表（胸壁部）から優先して2箇所以上とする。

(1) 遮水矢板の延長箇所

堤防断面は洪水流量、洪水継続時間等から決まっていること、遮水矢板は川表（HWL）からの浸透を対象に検討していること、洪水時浸透した水は堤防体に滞留させないこと等から水平方向遮水矢板の延長箇所は川表から優先して2カ所以上とし、図 2-4-12～図 2-4-14 を標準とする。

(2) 可撓継手の設置箇所

軟弱地盤において水平方向に遮水矢板を延長する場合は、可撓継手を設けるものとする。ただし、矢板の延長幅が 2.0m に満たない場合には設けなくてよい。

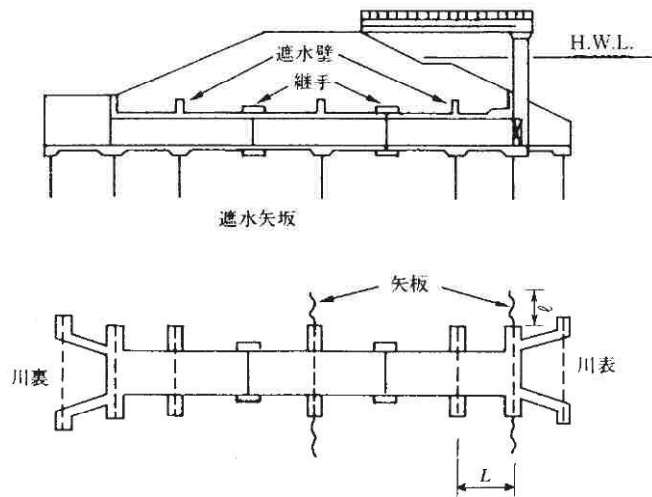


図 2-4-12 遮水矢板の位置 (1) [$l > L/2$ の場合]

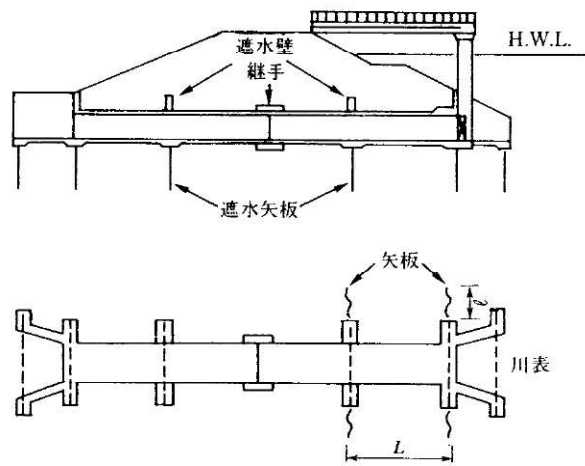


図 2-4-13 遮水矢板の位置 (2) [$l \leq L/2$ の場合]

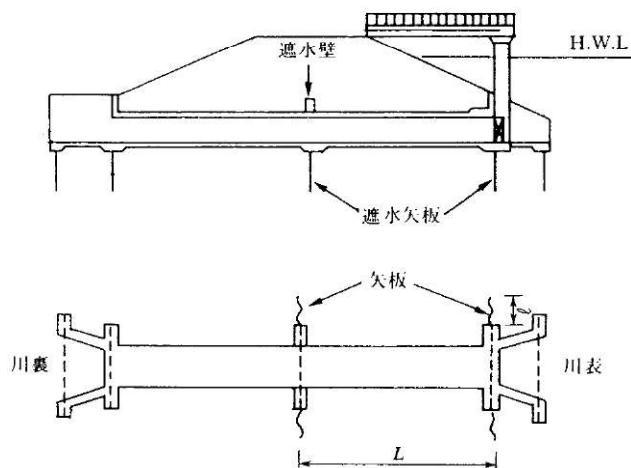
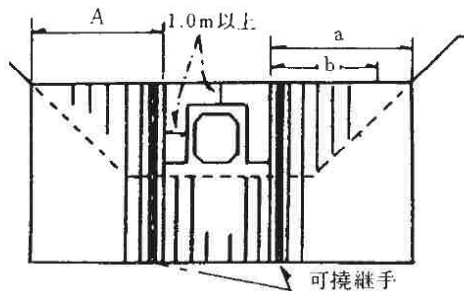


図 2-4-14 遮水矢板の位置 (3) [$l \leq L/2$ の場合]

4-4-2 水平方向遮水矢板の施行幅 (A) について

- ① 開削幅より求める幅 (a) と浸透経路長より求めた幅 (b) のいずれか長いほうとする。
- ② 水平方向の浸透経路長の決定はクリープ比によるレインの式による。
- ③ 可撓継手はAが2.0mに満たない場合は設けなくてもよい。



- (1) 水平方向遮水矢板の延長幅は標準開削幅を原則とするが、浸透経路長より求めた長さを満足しない場合は延長箇所を増やすものとする。

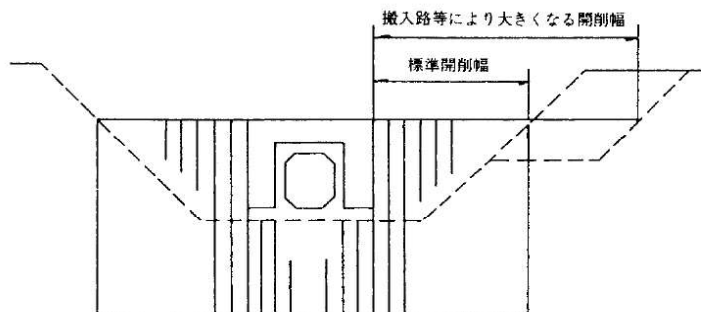


図 2-4-15 開削幅

- (2) 仮設用の搬入路等により開削幅が大きくなる場合は、遮水矢板の施工幅は標準開削幅とする。
- (3) 仮設矢板による開削の場合も標準開削幅とする。
- (4) 新堤の場合は浸透経路長により求めた幅 (b) でよい。

ℓ_2 —開削幅より求めた幅と計算より算出
(レインの式) のいずれか長いほう
 ℓ_1 —計算より算出 (レインの式)

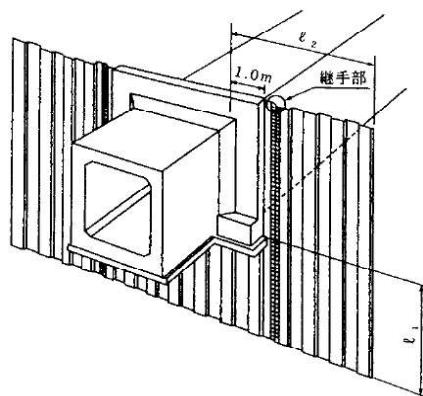


図 2-4-16 遮水壁部詳細図

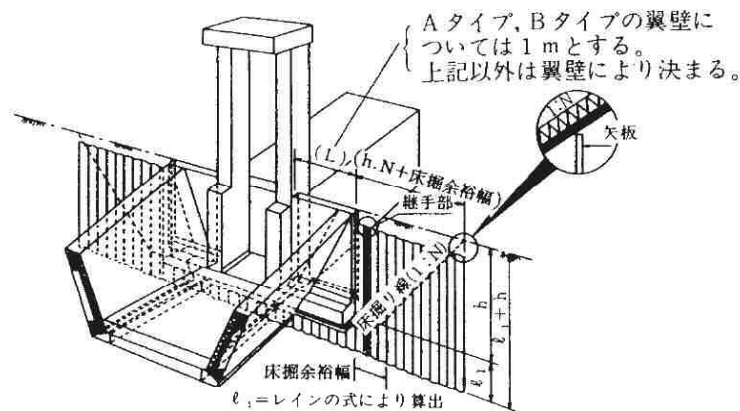


図 2-4-17 胸壁部詳細図

4-5 基礎

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

(解 説)

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

したがって、樋門の基礎には、基礎地盤の残留沈下量および樋門の構造形式に応じた直接基礎とすることが通常である。

直接基礎では、函渠の函軸構造は残留沈下分布に対応した構造でなければならず、残留沈下量が5cm程度を超える場合は、柔支持基礎とし、残留沈下量が5cm程度以下の場合には、剛支持基礎とすることができる。

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

また、既設の杭基礎構造の樋門に継ぎ足す場合には、その機会を捉えて空洞化の調査・対策を行ったうえで、杭基礎以外の構造で継ぎ足すことが重要である。

4-6 護床工

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

(解 説)

護床工については、河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔I〕1.6.3.2 および1.7.2.5を参照されたい。

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔I〕

1.8.2.5

柔構造
樋門設計の
手引き

解説・
河川管理施
設等構造令
46条

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔I〕

1.8.2.6

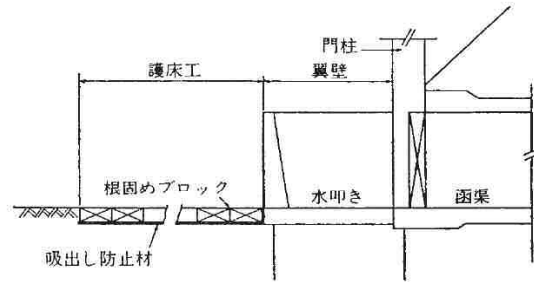


図 2-4-18 護床工（根固めブロックの例）

4-7 護岸

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

（解 説）

樋門が横断する河岸または堤防に設ける護岸の施工範囲および構造については、河川管理施設等構造令および河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ⅰ〕1.4による。

4-8 高水敷保護工

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

4-9 その他の構造物

4-9-1 管理橋

管理橋の幅員は1.0m以上とするものとする。

（解 説）

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

4-9-2 付属設備

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

（解 説）

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

川表、川裏の堤防のり面には、管理用の階段を設けるものとする。

水位観測施設は、川表、川裏側に設けることを標準とする。

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔Ⅰ〕
1.8.2.7

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔Ⅰ〕
1.8.2.8

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔Ⅰ〕
1.8.2.9.1

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔Ⅰ〕
1.8.2.9.2

柔構造樋門には、函体内部から空洞部の処置が行えるようグラウトホールを設置するものとする。

グラウトホールの設置間隔は、5 m程度で遮水矢板の位置、グラウトの能力に応じて決定する。また、グラウトホールを利用して、底板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。

また、剛支持樋門においても、地盤の沈下が予想される場合は、グラウトホールの設置を検討する。

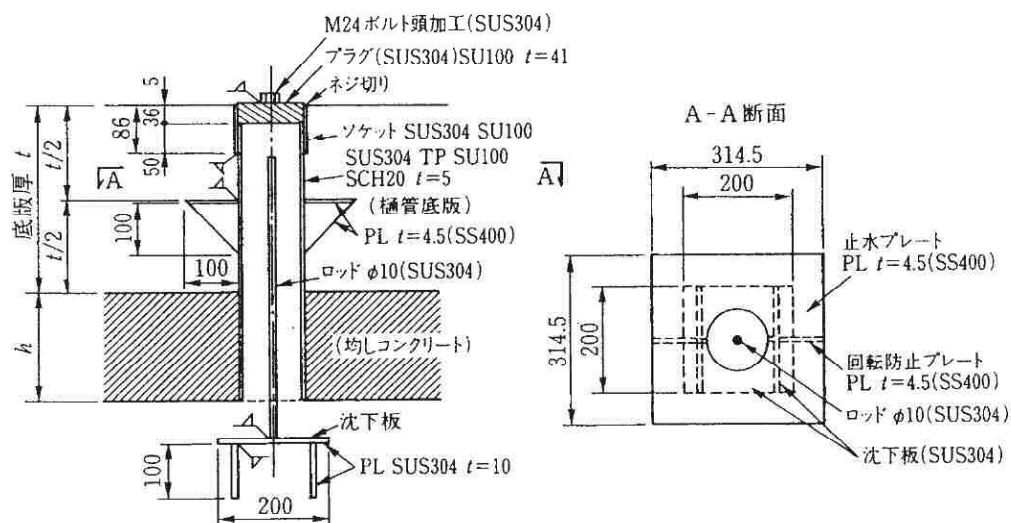


図 2-4-19 グラウトホールの例

解説・
河川管理施
設等構造令
第 46 条

柔構造樋門
設計の手引き

第5節 設計細目

5-1 設計荷重

樋門の設計に用いる荷重の主なものは、自重、地盤変位の影響、静水圧、揚圧力、地震時慣性力、温度荷重、残留水圧、土圧、風荷重、雪荷重および自動車荷重とするものとする。

(解 説)

樋門の設計荷重については、河川砂防技術基準(案)同解説設計編〔I〕1.7.3.1を参考にして定めるものとする。

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

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

5-2 本体

5-2-1 函渠

樋門の函渠は、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

(解 説)

樋門の函渠は、横方向については地下に埋設された函形フレームあるいは円管として検討し、縦方向については函渠の構造および支持特性に応じて、弾性床の梁、弾性支承上の梁、あるいは地盤変位を考慮した弾性床上の梁として検討するものとする。

検討においては、次の点を考慮するものとする。

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

表2-5-1に標準的な荷重条件を示す。

2. 函渠の横方向の荷重条件に対する計算は、堤防断面として施工断面を用いて、天端、のり尻および断面変化の大きな所に注意して行う。また、所要の強度を確保するために適切な配筋を施す。ただし、部材厚は函渠端部を除き、荷重にかかわりなく一定とする。
3. 自動車荷重は、設置幅20cmとして45度に分布させる。なお、衝撃は必要に応じて考慮するものとする。
4. 表2-5-1のケース2については、函渠が排水機場に接続する場合で、上載荷重値（自動車荷重は考えないまたは側面受働土圧が函渠の内側から作

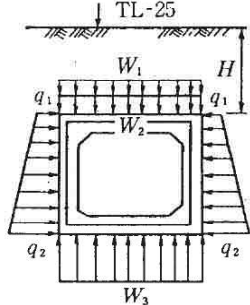
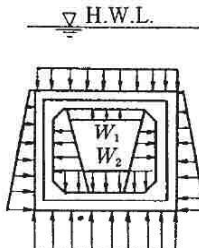
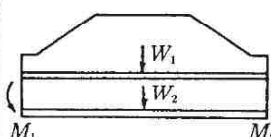
河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕
1.8.3.1

河川砂防
技術基準
(案)同解説
設計編〔I〕
1.8.3.2.1

用する水圧より小さい場合に計算し、所要の強度が得られるよう配筋する。
また、多連の場合は、機場操作のことを考慮のうえ各断面における函渠の内側から作用する水圧を決定し、計算するものとする。

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

表 2-5-1 函渠の常時における荷重条件

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

5-2-2 門柱

門柱は、設計荷重に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

(解 説)

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

検討においては、次の点を考慮するものとする。

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

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

2. 標準的な荷重条件を、図 2-5-1 に示す。
3. 門柱と函渠の接続部は、応力集中が考えられるので図 2-5-2 のように配筋する。

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.3.2.2

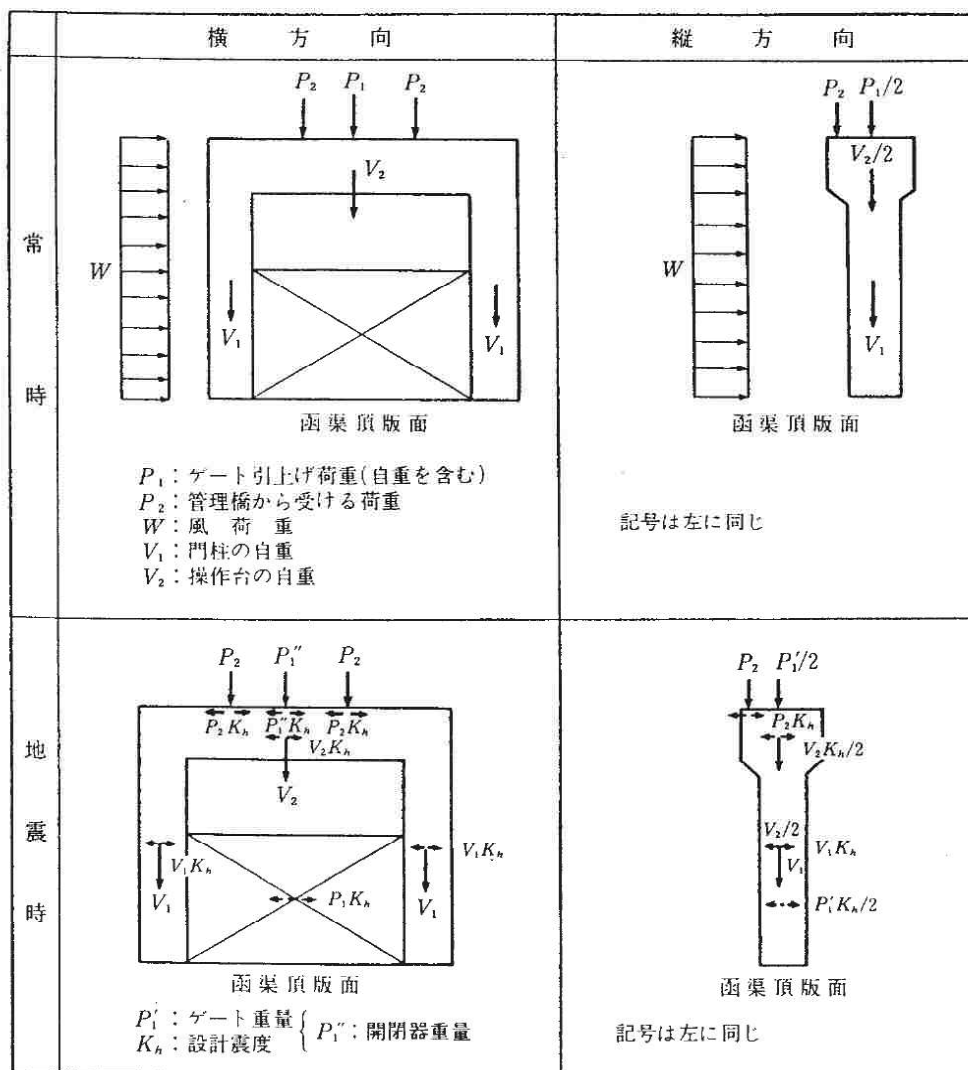


図 2-5-1 標準的な荷重条件

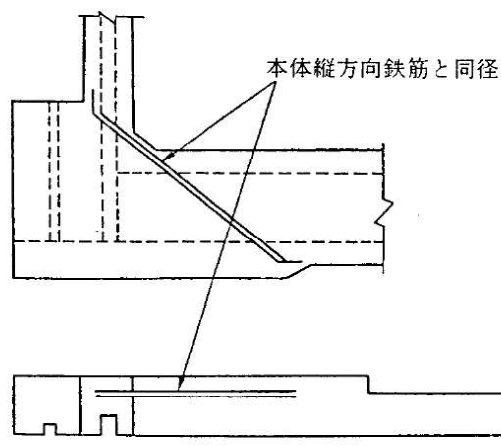


図 2-5-2 門柱と函渠接続部の配筋

5-3 翼壁

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

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.3.3

(解 説)

翼壁の安定計算における土圧については、背面に主働土圧を考慮するものとする。

U 字形式の場合においては、荷重が左右対象であれば、地盤支持力の計算の外は安定計算を行う必要はない（図 2－5－3 参照）。

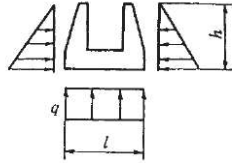


図 2－5－3 U 字形翼壁

第 6 節 上屋の設置

6－1 上屋の設置

樋門、樋管の規模、開閉機の構造、維持管理、周囲の環境等を考慮のうえ、上屋を設置することが望ましい。

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.8.2.1.4

第 7 節 照明等の設置

7－1 照明等の設置

操作及び管理上照明を設置することが望ましい。なお、樋門、樋管の新設時に照明が設置できない場合は、将来照明を設置できるよう構造に配慮するものとする。

荷重計算や
樋門本体内
への配慮 etc

第 8 節 監視装置等の設置

8－1 監視装置の設置

遠隔操作及び監視情報の伝送装置は、管理上設置することが望ましい。なお、樋門、樋管の新設時に設置できない場合は、将来設置できる構造に配慮すること。

8－2 CCTV装置の設置

操作時の監視及び施設周辺の状況把握を行ううえで設置することが望ましい。
なお、樋門、樋管の新設時に設置できない場合は、将来設置できる構造に配慮すること。

第 3 章 水 門

目 次

第3章 水 門	2-3- 1
第1節 設計の基本事項	2-3- 1
1-1 一 般	2-3- 1
1-2 設置位置等	2-3- 1
1-3 水門設計の基本	2-3- 1
第2節 構造細目	2-3- 4
2-1 水門の本体	2-3- 4
2-2 胸壁および翼壁	2-3- 6
2-3 水叩き	2-3- 7
2-4 しや水工	2-3- 7
2-5 基 礎	2-3- 8
2-6 護床工	2-3- 8
2-7 護 岸	2-3- 9
2-8 高水敷保護工	2-3- 9
2-9 その他の構造物	2-3- 9
第3節 設計細目	2-3-10
3-1 本体の設計	2-3-10
3-2 荷 重	2-3-10

第3章 水 門

第1節 設計の基本事項

1-1 一般

水門の設計に際しては「河川砂防技術基準調査編，計画編，設計編」，「河川管理施設等構造令」（昭和51年 政令第199号），「同規則」（省令13号）に準じて設計すること。

また，ゲートの詳細については，下記指針，基準等によるものとする。

- (1) ゴム袋体をゲート又は起伏装置に用いる堰のゴム袋体に関する基準（案）（平成27年 国土交通省）
- (2) 機械工事塗装要領（案）・同解説（平成22年4月 総合政策局建設施工企画課）
- (3) ダム・堰施設技術基準（案）（平成28年3月 国土交通省）
- (4) 水門・樋門ゲート設計要領（案）（平成13年12月（社）ダム・堰施設技術協会）
- (5) ゲート用開閉装置（機械式）設計要領（案）（平成12年8月（社）ダム・堰施設技術協会）
- (6) ゲート用開閉装置（油圧式）設計要領（案）（平成12年6月（社）ダム・堰施設技術協会）

1-2 設置位置等

水門の方向は原則として，本川堤防法線に対して直角とする。

又，平行河川の場合は，本川堤防の法線を変更することができるものとする。

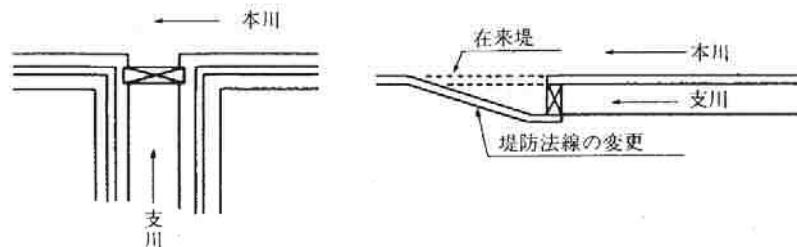


図3-1-1 水門設置位置

1-3 水門設計の基本

1-3-1 水門設計の基本

水門は，計画高水位（高潮区間にあつては計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用に対して安全な構造となるよう設計するものとする。また，水門は，計画高水位以下の洪水の流下を妨げることなく，付近の河岸および河川管理施設の構造に著しい支障を及ぼさず，ならびに水門に接続する河床，高水敷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。

〔解説〕工作物
設置許可基準
第八

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔I〕
1.9.1.1

(解 説)

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

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

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

なお、河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ⅰ〕1.9 においては、現在多く用いられている引上げ式ゲートの水門を主に示しているが、他の形式のゲートを使用する場合には、本節に示した内容の主旨を十分考慮し、所要の機能と安全性が確保できるよう水門を設計する。

水門の形状については、景観を考慮し周辺との調和を図ることとする。

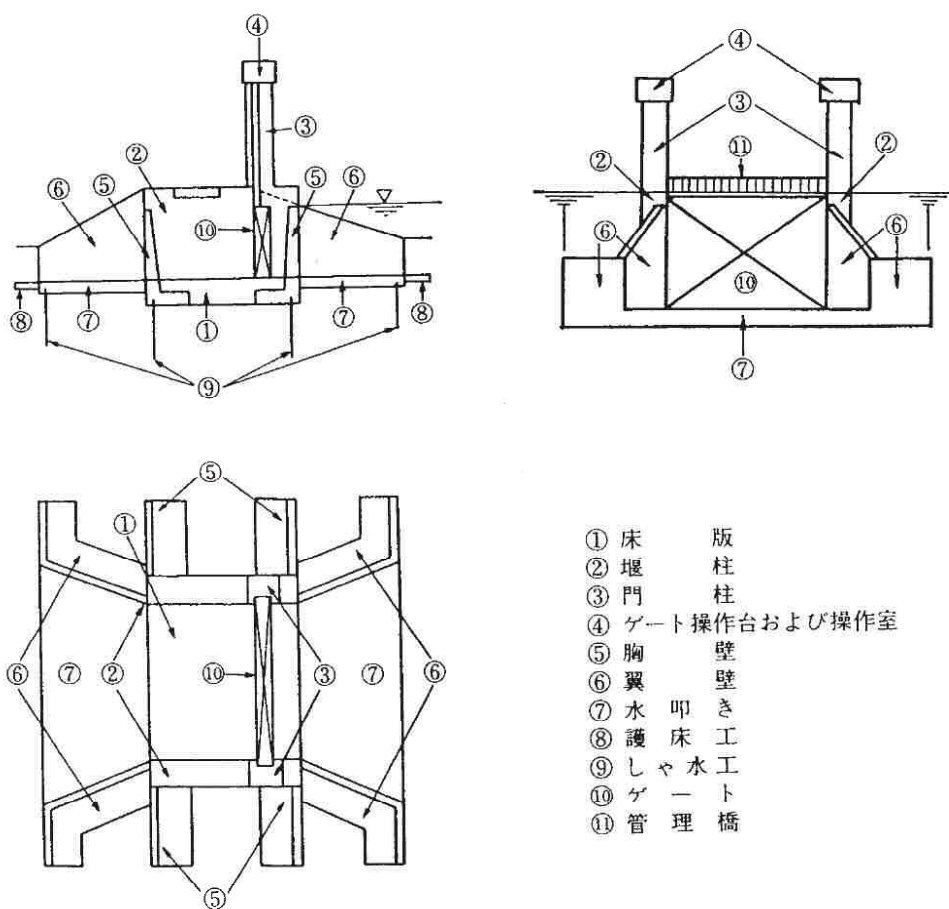


図 3-1-2 水門の各部の名称

水門の各部の名称を図3-1-2に示す。ここでは、水門の構造のうち、主要なものについて示しているが、その他、戸当り、巻上機、護岸、管理用階段、付属設備の構造各部によって構成されている。

1-3-2 水門の断面

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

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

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

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

(解 説)

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

カーテンウォールの規定は、ゲートの天端高を河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔I〕1.9.2.1.6.2に示す高さとする、ゲート製作費、開閉機等の費用が相当大きくなる場合があるので設けたものである。なお、カーテンウォールの下端高は、河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔I〕1.9.2.1.6.3によるものとする。カーテンウォールは、高水時または、高潮時にゲートと一体となって堤防の効用を果たすものであり、カーテンウォールとゲートの間の水密性には、注意する必要がある。

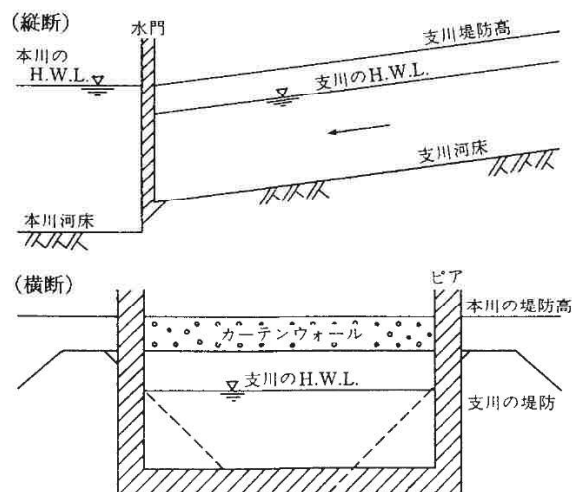


図3-1-3 水門の断面説明図

第2節 構造細目

2-1 水門の本体

2-1-1 水門の本体

水門の本体およびゲートは、十分な強度と耐久性を有する構造とするものとする。

(解 説)

水門の本体のうち床版、堰柱、門柱、胸壁、ゲート操作台の各部は、鉄筋コンクリート構造とすることが多いが、他にプレストレスコンクリート、鋼、ダクタイル鋳鉄等の構造とする場合もある。また、ゲートは、鋼構造とすることが多いが、アルミ等の構造とする場合もある。

水門の本体の形式は、一般に次に示すものが用いられている(図3-2-1)。

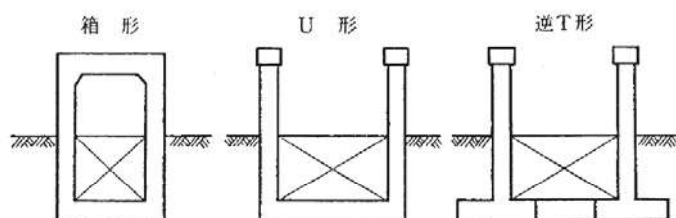


図3-2-1 水門の本体の形式

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

2-1-2 床版

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

(解 説)

水門の床版については、河川砂防技術基準(案)同解説設計編〔I〕1.7.2.1.1.2を参考にして設計するものとする。

2-1-3 堰柱

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

(解 説)

水門の堰柱については、河川砂防技術基準(案)同解説設計編〔I〕1.7.2.1.1.3を参考にして設計するものとする。

なお、水門の堰柱の天端高については、ゲートの閉鎖時の天端高、管理橋等の条件を考慮して決定するものとする。一般には、計画堤防高とすることが多

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.9.2.1.1.

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.9.2.1.2

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.9.2.1.3

いが、河川の状態によっては余盛りを加えた高さとすることもできる。安定計算は、高水時、地震時における支持力、転倒、滑動等について計算し、算定された堰柱長が堤防天端幅に門柱幅、角落し戸溝幅を加算した幅に満たない場合は、その幅以上とする。

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

2-1-4 門柱

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

(解 説)

水門の門柱については、河川砂防技術基準(案)同解説設計編〔I〕1.7.2.1.1.4を参考にして設計する。

戸当りについては、河川砂防技術基準(案)同解説設計編〔I〕1.8.2.1.3を参考にして計算する。

2-1-5 ゲートの操作台および操作室

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

ゲート操作台には、原則として操作室を設けるものとする。

(解 説)

ゲートの操作台および操作室については河川砂防技術基準(案)同解説設計編〔I〕1.7.2.1.1.5を参考にして設計するものとする。

2-1-6 ゲート

(1) ゲート

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

(2) ゲートの天端高

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

(解 説)

高潮区間などのように、水門の背後地の状況その他特別の理由により、治水

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.9.2.1.4

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.9.2.1.5

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.9.2.1.6

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.9.2.1.6.2

上支障がないと認められる場合には、水門の構造、波高等を考慮して、ゲートの天端高を計画高潮位以上の適切な高さとしてすることができる。

(3) 引上げ完了時のゲートの下端高

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

（解 説）

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

1. 河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ⅰ〕1.9.1.2 に示す水門の断面積。
2. 通船のある場合は、船舶の航行に支障を及ぼさないような高さ。ただし、マスト等の高いプレジャーボート等が該当するときは、経済性、景観等の面から関係者との十分な調整や検討が必要である。
3. 地盤沈下が予想される地域では、必要に応じて、予測される将来の地盤沈下量。

(4) 操作方法

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

また、ゲートの操作は、機側操作または、遠方操作によるものとする。

なお、遠方操作方式の場合には、機側操作も可能になるものとし、操作は機側操作優先とする。

（解 説）

操作方式については、河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ⅰ〕1.7.2.1.1.6.4 を参照する。

2-2 胸壁および翼壁

2-2-1 胸壁

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

（解 説）

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

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔Ⅰ〕
1.9.2.1.6.3

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔Ⅰ〕
1.9.2.1.6.4

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔Ⅰ〕
1.9.2.2.1

るためのものである。

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

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

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

2-2-2 翼壁

翼壁は、原則として本体と分離した構造として設計するものとする。

(解 説)

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

2-3 水叩き

本体の上下流には、水叩きを設けるものとする。

水叩きは、水門本体の安全を保つために必要な長さで構造を有するものとする。

(解 説)

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

2-4 しゃ木工

水門には、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に、適切なしゃ木工を設けるものとする。

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕

1.9.2.2.2

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕

1.9.2.3

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕

1.9.2.4

(解 説)

しゃ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3-2-2のように設けるものとする。その深さ、水平方向の長さ、設置位置は浸透水および開削幅等を十分検討の上決定する。また、矢板に構造計算上の荷重は分担させない。

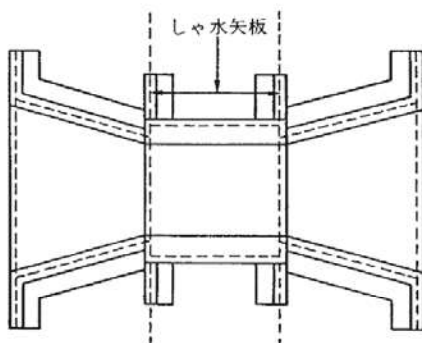


図3-2-2 水門のしゃ水矢板の配置

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

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

2-5 基礎

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

(解 説)

基礎については、河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ⅰ〕1.7.2.4を参照する。

2-6 護床工

護床工は、屈とう性を有する構造とし、河川環境を考慮して設計するものとする。

(解 説)

水叩きを直接河床に接続させると、洗掘による深掘れなどを生ずる危険性が考えられるので、水叩きに接続して、屈とう性のある護床工を設けるものとする。また、河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ⅰ〕1.6.3.2, 1.7.2.2, 1.7.2.5を参照する。

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔Ⅰ〕
1.9.2.5

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔Ⅰ〕
1.9.2.6

2-7 護岸

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

(解説)

護岸については、河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔I〕1.8.2.7を参照する。

2-8 高水敷保護工

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

2-9 その他の構造物

2-9-1 管理橋

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

(解説)

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

2-9-2 付属設備

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

(解説)

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

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

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

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔I〕

1.9.2.7

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔I〕

1.9.2.8

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔I〕

1.9.2.9.1

河川砂防
技術基準
（案）同解説
設計編〔I〕

1.9.2.9.2

第3節 設計細目

3-1 本体の設計

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

3-2 荷重

水門の設計に用いる荷重の主なものは、自重、静水圧、揚圧力、地震時慣性力、温度荷重、残留水圧、土圧、風荷重、雪荷重および自動車荷重とするものとする。

(解 説)

水門の設計細目については、河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔I〕1.7.3.8.3を参照する。

このうち静水圧等の荷重については、表3-3-1の水位条件により定めるものとする。

表3-3-1 水門設計の水位条件

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

河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.9.3.1
河川砂防
技術基準
(案) 同解説
設計編〔I〕
1.9.3.2

第 4 章 規則・通達・通知等

目 次

第4章 規則・通達・通知等	2-4- 1
第1節 設計基準等	2-4- 1
1-1 構造物基礎用鋼管杭の設計に関する取扱いについて	2-4- 1
1-2 河川構造物の基礎工の許容水平変位量について	2-4- 1
1-3 基礎杭の最大間隔について	2-4- 1
1-4 杭頭結合部の設計について	2-4- 2
第2節 その他	2-4- 4
2-1 工事中における堤防天端通行の確保について	2-4- 4
2-2 パラペットの開口部の扉体構造について	2-4- 4
2-3 直轄管理ダム区間内における維持修繕及び災害復旧の取扱いについて	2-4- 4
2-4 旧橋撤去について	2-4- 5
2-5 堰の両端の堰柱と堤防（河岸）間の河積の取扱いについて	2-4- 5
2-6 海岸保全事業の調査・計画・施設等において使用する潮位の記号について	2-4- 5
2-7 連接ブロック用鉄筋の溶接について	2-4- 6

第4章 規則・通達・通知等

第1節 設計基準等

1-1 構造物基礎用鋼管杭の設計に関する取扱いについて〔昭和60年2月25日改正〕

- (1) 詳細については第1編第4章基礎工を参照のこと。
- (2) 鋼管杭の不等肉厚の継手位置について

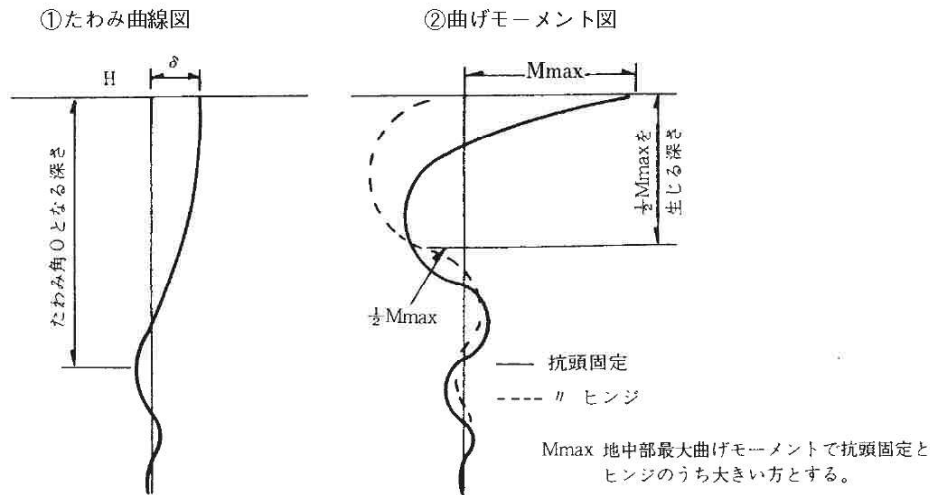
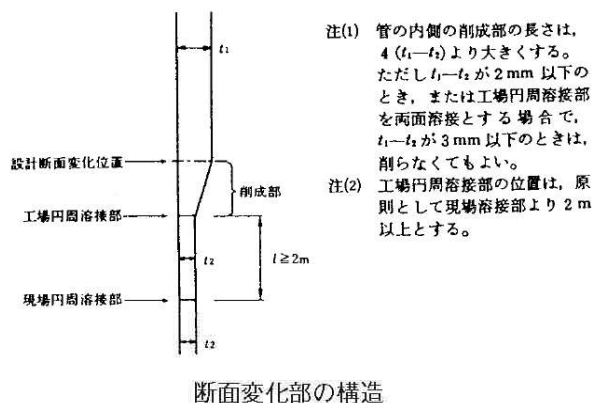


図4-1-1 たわみ、曲げモーメント図

$\frac{Mmax}{2}$ で統一する。昭和45年12月15日専門官通達は改訂する。

(3) 継手部の形状、寸法



1-2 河川構造物の基礎工の許容水平変位量について

許容水平変位量は、通常、地震時共1cmを標準とする。なお、計算は変位法によるものとする。

1-3 基礎杭の最大間隔について

基礎杭（既成杭）の最大間隔は、当面の間は10D程度とするが、4.0mを超える場合は4.0m程度とする。

杭基礎設計
便覧

杭とフーチングの結合部は原則として杭頭剛結合とし、結合部に生じる応力に対して安全であることを照査する。

杭頭部の結合としては、一般に剛結合とヒンジ結合が考えられるが、ここでは原則として剛結合として設計することとした。その理由は、杭頭剛結合として設計した方が水平変位によって設計が支配される場合には有利であること、不静定次数が大きいため耐震上の安定性が高いとみなし得ること等による。

1) 結合方法

杭とフーチングの結合方法は次のいずれかの方法としてよい。

方法 A：フーチングの中に杭を一定長さだけ埋込み、埋込んだ部分によって杭頭曲げモーメントに抵抗する方法。杭頭部の埋込み長は杭径以上とする。鋼管杭，鋼管ソイルセメント杭，PHC杭，SC杭及びRC杭に適用できる。

方法 B：フーチング内の杭の埋込み長さは最小限度に留め、主として鉄筋で補強することにより杭頭曲げモーメントに抵抗する方法。杭頭部の埋込み長は 100 mmとする。鋼管杭，鋼管ソイルセメント杭，PHC杭，SC杭，RC杭及び場所打ち杭に適用できる。

【参考文献】

- 1) 道路橋示方書Ⅳ下部構造編：日本道路協会，平成 14 年 3 月
- 2) 杭基礎設計便覧：日本道路協会，平成 4 年 10 月

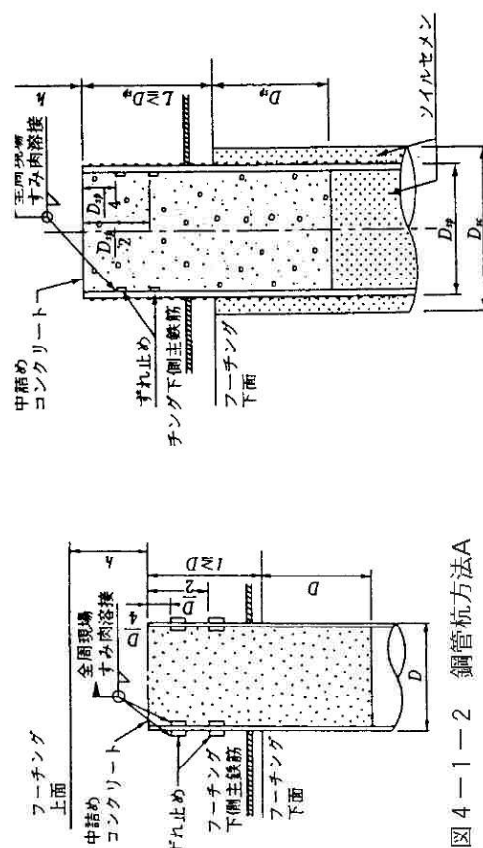


図 4-1-2 鋼管杭方法A

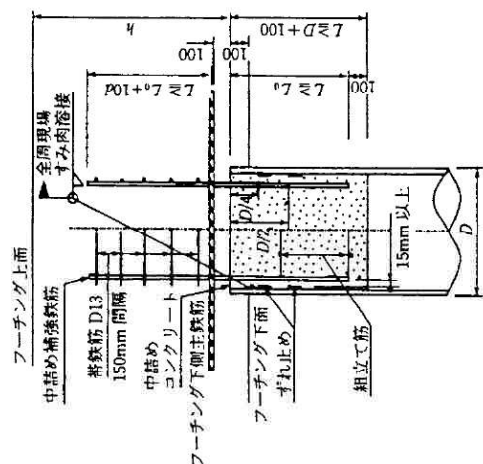


図 4-1-5 鋼管杭方法B

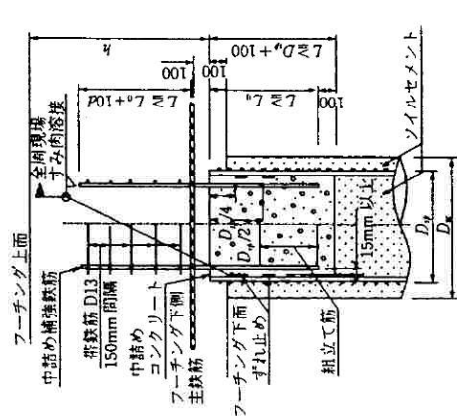


図 4-1-6 鋼管ソイルセメント杭方法B

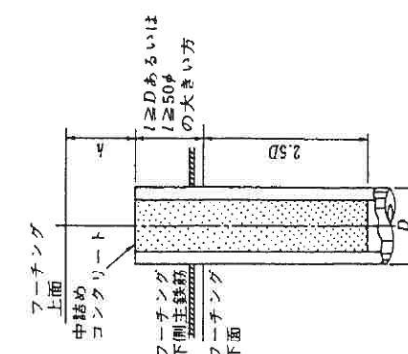


図 4-1-4 PHC杭方法A, RC杭方法A

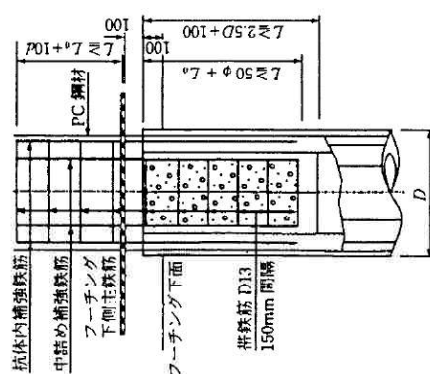


図 4-1-7 PHC杭方法B, RC杭方法B

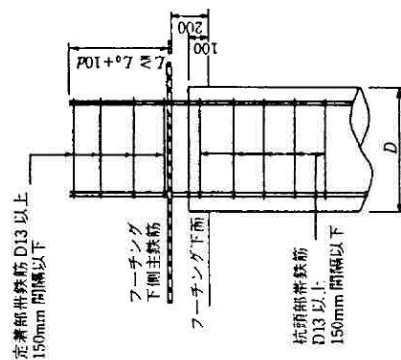


図 4-1-8 場所打ち杭方法B

第2節 その他

2-1 工事中における堤防天端通行の確保について

水門、樋門等の施工に伴う堤防開削，あるいは橋梁工事，河川工事等の施工期間中に，一時的に堤防天端又は小段等を遮断し巡視用の通行も不可能とし，大きな迂廻を余儀なくしている例が見受けられるが，今後の工事施工に際しては，天端，小段，高水敷等のいずれかにより（場合によっては民地の一時借上げも止むを得ない。）縦断的な河川管理者の通路を確保し，日常の巡視等に支障を与えないよう配慮されたい。

2-2 パラペットの開口部の扉体構造について

特殊堤（堀込河道）におけるH. W. L以上のパラペットの開口部の扉体構造について構造令には陸閘はないので準じると地盤高がH. W. L以上の場合，樋門，伏越は理論的にはゲートを必要としないが，異常出水等に備えて，本堤同様の強度を必要とする。従って角落しについては管理上好ましくなく鋼製ゲートとする。

2-3 直轄管理ダム区間内における維持修繕及び災害復旧の取扱いについて

(1) ダム建設のための指定区間の解除

ダム建設のために指定区間を解除する場合には，必要最小限に止めることを原則とし治水課，協議の上施行するものとする。

なお，貯水区域等計画の確定に伴って必要があればすみやかに修正を行うものとする。

(2) ダム区間の維持修繕及び災害復旧の取扱い

ダム区間の維持修繕及び災害に関する河川とダムとの取扱い区分は次によるものとする。ただし，河川の取扱いにかかるものは，地整より治水課に報告し，治水課，協議の上処理するものとする。

1) ダム実施調査中

直轄河川維持修繕または直轄河川災害復旧として処理する。

2) ダム建設中

イ ダム事業として施行中または竣工済の施設，及びこれと密接な関連があるものは，ダムにおいて処理する。

ロ 水没予定地にかかるものは，原則としてダムにおいて処理する。

ハ ダム事業と密接な関係がないものは，直轄河川維持修繕または，直轄河川災害復旧として処理する。

(3) ダム竣工後

1) ダム施設と貯水池周辺及びこれらと密接な関連のあるものは，直轄堰堤維持またはダム災害復旧として処理する。

ただし，河口堰等の湛水区域が，直轄河川管理区域内に設けられた場合は，維持修繕については，堰の施設及び予め定めた区域，災害復旧については，堰の施設のみをダムにおいて処理するものとする。

2) ダム区間で上記以外のものについては，直轄河川維持修繕または，直轄河川災害復旧として処理する。

2-4 旧橋撤去について

- (1) 堤体内は完全撤去すること。但し、基礎杭等撤去困難な場合は、この限りではない。
- (2) 低水路部及び低水路肩より 20m の間の高水敷部は、従来の計画断面の河床高又は最深河床のいずれか低い方より -2 m 以上撤去することを原則とする。
- (3) (2) 以外の高水敷部は計画高水敷又は現況高水敷のいずれか低い方より -1 m 以上撤去すること。
- (4) (1) について、橋台撤去後は掘削幅に 5 m を加えた範囲の護岸を施工することを原則とする。

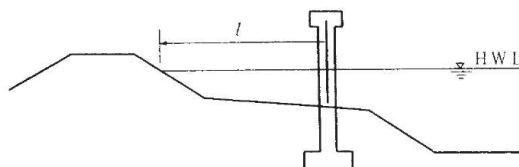
2-5 堰の両端の堰柱と堤防（河岸）間の河積の取扱いについて

低水路部あるいはこれに相当する部分に堰を設ける場合は、高水敷の幅によって、堤防又は河岸と両端の堰柱の間に実質上短い径間長が出現することがある。

下図において、 l は堤防までの距離が十分あるときは、できるだけ令第 38 条の表の下欄に掲げる値以上とすること。少なくとも令第 39 第 1 項の表の第 3 欄の値以上確保することとする。

但し川幅の状況等により、上記の値を確保することがきわめて困難な場合で l が令第 39 条第 1 項の表の第 3 欄の $2/3$ 以上ある場合は、河川管理者と協議打合せにより、規則第 16 条に定められた護岸長より少なくとも、上下流各 5 m 以上延長し、かつ護岸高は河岸又は堤防高まで実施する等特別の措置を講ずる場合は有効河積とみなすことができる。なお取水塔の場合についても同じ取扱いとする。又量水塔について

ては構造令の適用はないが取水塔に準ずるものとする。



(参 考)

計 画 高 水 流 量 (m^3/s)	500 未 満	500 以上 2,000 未 満	2,000 以上 4,000 未 満	4,000 以上
令第 38 条の表の下欄の値 (m)	15	20	30	40
令第 39 条第 1 項の表の第 3 欄の値 (m)	12.5	12.5	15	20

2-6 海岸保全事業の調査・計画・施設等において使用する潮位の記号について

名 称	記 号	備 考
既 往 最 高 潮 位	H. H. W. L.	$\left\{ \begin{array}{l} \text{河川の計画高水位と混同されるおそれがある場合は、河川の計画高水位は H.W.L. (計画高水位) とする。} \end{array} \right.$
被 災 時 最 高 潮 位	D. W. L.	
朔 望 平 均 満 潮 面	H. W. L.	
上 下 弦 平 均 満 潮 面	H. W. O. N. T.	
平 均 満 潮 面	M. H. W. L.	
平 均 水 面	M. S. L.	$\left\{ \begin{array}{l} \text{河川の平均低水位と混同されるおそれがある場合は、河川の平均低水位は L.W.L. (平均低水位) とする。} \end{array} \right.$
平 均 干 潮 面	M. L. W. L.	
朔 望 平 均 干 潮 面	L. W. L.	
上 下 弦 平 均 干 潮 面	L. W. O. N. T.	
既 往 最 低 潮 位	L. L. W. L.	
東 京 湾 中 等 潮 位	T. P.	
基 本 水 準 面	C. D. L.	
地 盤 高	G. L.	

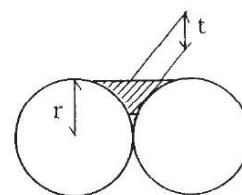
2-7 連節ブロック用鉄筋の溶接について

鉄筋の溶接長については、次式により算出するものとする。

$$\text{有効長 } \ell = \frac{A \cdot \sigma a}{t \cdot \tau a \cdot f} \dots\dots (1)$$

$$\text{溶接長 } L = \ell + 2 \cdot t \dots\dots (2)$$

A: 鉄筋の断面積 (cm ²)	t ≐ 0.7 r とする
t: のど厚 (cm)	
σa: 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm ²)	1,400 kg/cm ²
τa: 溶接部の許容剪断応力度 (kg/cm ²)	800 kg/cm ²
f: 現場溶接効率	0.9



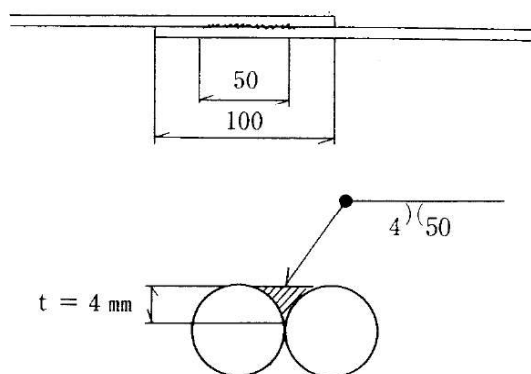
(φ 9mmの場合)

$$\ell = \frac{0.636 \times 1,400}{0.315 \times 800 \times 0.9} \doteq 3.93 \text{ cm}$$

$$A = 0.45^2 \times 3.14 = 0.636 \text{ cm}^2$$

$$t = 0.45 \times 0.7 = 0.315 \text{ cm}$$

$$L = 3.93 + 2 \times 0.315 = 4.56 < 5.0 \text{ cm}$$



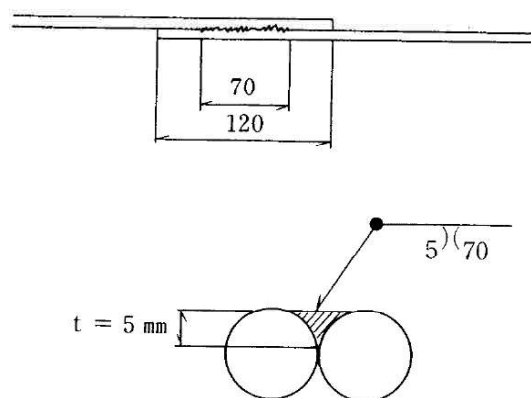
(φ 13mmの場合)

$$\ell = \frac{1.327 \times 1,400}{0.455 \times 800 \times 0.9} \doteq 5.67 \text{ cm}$$

$$A = 0.65^2 \times 3.14 = 1.327 \text{ cm}^2$$

$$t = 0.65 \times 0.7 = 0.455 \text{ cm}$$

$$L = 5.67 + 2 \times 0.455 = 6.58 < 7.0 \text{ cm}$$



(φ 16mmの場合)

$$\ell = \frac{2.01 \times 1,400}{0.56 \times 800 \times 0.9} \doteq 6.98 \text{ cm}$$

$$A = 0.80^2 \times 3.14 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$t = 0.80 \times 0.7 = 0.56 \text{ cm}$$

$$L = 6.98 + 2 \times 0.56 = 8.10 < 9.0 \text{ cm}$$

