

94.12.16現在

護岸・根固め工の設計ガイドライン

1994年版

(財) 国土開発技術研究センター

持出し禁止

まえがき

河川と人々の生活はきわめて密接なつながりを持っている。古くから人々の暮らしに大きな影響を与えつづけているとともに、また河川も人々の生活環境をより良いものにしていくという営為の中でさまざまな変化を受けてきた。このように、河川と人々は互いに自然史と社会史を築き上げてきている。

「河川を管理する」というのは、河川のさまざまな属性のうち、人間の生活にとって脅威となるものを順次取り除き、また生活を向上させえるものを積極的に利用することによって、河川との良好な関係を保つことである。河川管理において洪水被害から人々の生活を守るために最も一般的に行われているのは堤防、護岸・根固め工、水制などの河川工作物を設置することによる洪水制御である。これは個々の河川の特徴に最も適合した対応を取ることによって、その目的が達せられるものである。

本書では、河川のさまざまな特徴を「河道特性」と呼ぶことにする。河川は千差万別であり、特殊性が強いとはいえ、いくつかの普遍性（共通性）が存在する。この普遍性の認識がなければ、個々の河川の特殊性は見えてこないことから、本書では前半部分で河道特性を決定づけている基本的な事柄の記述に努めることとした。

なお、本書での設計手法の基本方針は「その場所で予測される外力を合理的に推定し、適切な安全度を確保する。」という立場に立っている。また、取り上げた設計手法は従来から使用しているコンクリート部材を中心とした護岸・根固め工が主体となっている。しかし、このことは新工法や利用素材を限定するものではない。堤防法面保護に多様性を持たせたり、護岸・根固め工技術の進歩を妨げないために、基本方針を踏まえ、検討を行うという観点に立っている。

近年は、社会的要請により、多自然型の護岸・根固め工の採用が増加している。しかし、これらの工法に対して残念ながら現時点では、設計外力と安全性の関係は十分に把握されておらず、今後の研究が待たれるところである。いずれにしても堤体保護がその基本機能であるため、当面は本書に沿って、外力に対する安定検討をおこなうのも一方法である。

読者諸兄が本書を活用され、河川に対する理解の一助となれば幸いである。

1995.*.*

〇〇〇

記号一覧表

A	: 河積
B	: 水路幅
B _e	: 許容高水敷幅
W	: 橋脚幅
d _m	: 河床材料平均粒径
g	: 重力加速度
H	: 設計水深
H _s	: 砂州波高
I _e	: エネルギー勾配
k _s	: 相当粗度
n	: マニングの粗度係数
Q	: 流量
R	: 径深
r	: 河道曲率半径
s	: 河床材料の水中比重
u _*	: 摩擦速度 = $\sqrt{g H I_e}$
V	: マニング公式による流速
V _o	: 代表流速（河岸に実際に作用する流速）
V _a	: 近傍流速（ブロックや捨石の相当粗度高さでの流速）
Z	: 最大洗掘深
ρ _w	: 水の密度
τ _*	: 無次元掃流力 = $u_*^2 / s g d_m$
ϕ	: 流速係数 = V_m / u_*
α	: 流速の割り増し係数

* 第5章の記号を除く

護岸・根固め工設計ガイドライン目次

	頁
第1章 総 論	1
1 - 1 目的と性格	2
1 - 2 基本方針	3
1 - 3 設計手順	4
1 - 4 適用対象護岸・根固め工	7
1 - 5 護岸・根固め工の備えるべき機能	8
1 - 6 用語の説明	12
 第2章 護岸・根固め工設計のための調査・設置計画	 17
2 - 1 河道特性調査	18
(1) 目 的	18
(2) 調査項目	19
(3) 調査範囲	20
2 - 2 河道分類と特性把握	21
参考 河道の縦断形、河床材料とセグメント	26
参考 河道特性を規定する量と洪水時の流速	27
2 - 3 代表流速 V_r の算定	29
(1) 目 的	29
(2) 設計水深 H	30
(3) 流速 V の計算	31
(4) 粗度係数の設定	32
(5) 代表流速 V_r の算定	38
2 - 4 最深河床高の予測	45
(1) 目 的	45
(2) 方法1；経年的な河床変動データからの予測	46
(3) 方法2；既往研究成果からの予測	48
(4) 方法3；数値計算による予測（準3次元河床変動計算）	56
(5) 方法4；移動床模型実験による予測	57
2 - 5 設置場所とその範囲	58
(1) 基本方針	58
(2) 河岸と堤防のランク分け	58
参考 堤体表面の侵食限界流速	62
参考 セグメント別の低水路河岸の侵食量	63
参考 河道湾曲部において発生する偏位流速と洗掘深	64
参考 単列砂州の移動停止限界角度	67
(3) 設置必要個所選定の考え方	68

第3章 護岸・根固め工の工種選択	70
3-1 工種選択の考え方	71
3-2 設計工種の選定(概査)	72
(1) 河道分類と護岸根固め工	72
(2) 護岸工工種と特徴	74
(3) 根固め工工種と特徴	77
第4章 護岸・根固め工の基本設計	78
4-1 護岸・根固め工の法線	79
4-2 護岸・根固め工の敷設延長	80
4-3 護岸工(高水護岸・低水護岸)の天端高	81
4-4 護岸・根固め工の表面形状	82
参考 護岸工の粗度係数決定法について	83
4-5 護岸・根固め工の縦断勾配	85
4-6 護岸の法勾配と根固め工の横断勾配	86
第5章 護岸・根固め工の詳細設計	88
5-1 詳細設計時の基本方針	89
5-2 護岸工の設計	91
5-2-1 護岸工の分類	91
(1) 基本方針	91
(2) 工種の分類	91
5-2-2 練り張り護岸の設計	103
(1) 設計の考え方	103
(2) 基礎高の決定	103
(3) 控え厚の決定	105
参考 練り張り護岸の控え厚設計の考え方	106
(4) 小口止め工の設計	113
(5) すりつけ工の設計	114
(6) 天端工、天端保護工の設計	114
参考 天端保護工の必要控え厚の考え方	115
(7) 法面安定検討	118
5-2-3 空張り護岸の設計	119
(1) 設計の考え方	119
(2) 基礎高の決定	119
(3) 控え厚の決定	119
参考 空張り護岸の控え厚設計の考え方	120
(4) 小口止め工の設計	125
(5) すりつけ工の設計	125
(6) 法面安定検討	125

5 - 2 - 4 すりつけ護岸の設計	126
(1) 設計の考え方	126
(2) 控え厚の決定	126
参考 すりつけ護岸の控え厚決定の考え方	127
5 - 2 - 5 積み護岸の設計	129
(1) 設計の考え方	129
参考 積み護岸の流体力に対する安定検討の考え方	130
(2) 基礎高の決定	130
(3) 小口止め工の設計	130
(4) 吸い出し防止材の設置	130
(5) 裏込め材の設置	131
(6) 天端保護工の設置	131
(7) 水抜き工の設計	131
(8) 土圧に対する安定検討	132
5 - 2 - 6 摊壁護岸の設計	137
(1) 設計の考え方	137
(2) 基礎高の決定	137
(3) 摊壁の安定検討	137
(4) 天端保護工の設置	138
(5) 裏込め材の設置	138
(6) 水抜き工の設計	138
5 - 2 - 7 矢板護岸の設計	139
(1) 設計の考え方	139
(2) 設計地盤高の決定	139
(3) 構造の決定	140
(4) 自立式矢板護岸の設計	141
(5) 控え式矢板護岸の設計	154
5 - 2 - 8 籠工型護岸（蛇籠・布団籠など）	164
(1) 設計の考え方	164
(2) 基礎高の決定	164
(3) 籠の標準構造	164
(4) 中詰め石の粒径	164
参考 籠工の中詰め石の粒径決定方法	165
(5) 籠工に用いる鉄線の品質	167
5 - 3 根固め工の設計	168
5 - 3 - 1 根固め工の分類	168
(1) 基本方針	168
(2) 工種の分類	169
5 - 3 - 2 異形ブロック連接層積み根固め工の設計	176
(1) 設計の考え方	176

(2) ブロック重量の決定	176
(3) 敷設天端高の決定	176
(4) 敷設幅の決定	177
(5) 連結方法	179
(6) 吸い出し防止対策	180
5 - 3 - 3 異形ブロック乱積み根固工の設計	181
(1) 設計の考え方	181
(2) ブロック重量の決定	181
(3) 敷設高の決定	181
(4) 敷設量の決定	182
5 - 3 - 4 捨石根固め工の設計	183
(1) 設計の考え方	183
(2) 捨石径の決定	183
(3) 敷設高の決定	185
(4) 敷設量の決定	185
5 - 3 - 5 そだ沈床根固め工の設計	186
(1) 設計の考え方	186
(2) 構造の決定	187
(3) 敷設高、厚さの決定	188
(4) 敷設幅の決定	188
5 - 3 - 6 木工沈床、改良木工沈床根固め工の設計	189
(1) 設計の考え方	189
(2) 構造の決定	190
(3) 敷設高、厚さの決定	190
(4) 敷設幅の決定	190
5 - 3 - 7 篠根固め工の設計	191
(1) 設計の考え方	191
(2) 構造の決定	191
(3) 敷設高、厚さの決定	192
(4) 敷設幅の決定	192
5 - 4 護岸・根固め工法の決定	193
第6章 点検 維持管理	195
6 - 1 点 検	196
6 - 2 維持管理	197

第1章 総論

1-1 目的と性格

本ガイドラインは、河道内の計画高水位以下の水位の流水の通常の作用から堤防を保護するために設置する護岸・根固め工の設計、および許容することのできない低水路河岸の侵食を防止するために設置する護岸・根固め工の設計に適用するものである。

解説

本ガイドラインは、護岸・根固め工の設計について現在までに明らかになったことをとりまとめてその考え方を示したものであり、技術の進歩、適用条件の特殊性のために、本ガイドラインの適用が適当でない場合には、これによらなきことができる。

護岸・根固め工については、建設省河川砂防技術基準（案）、河川管理施設等構造令にその設計指針が述べられている。本ガイドラインはこれらの内容を踏まえた上で基準などでは十分に触れられていない具体的、定量的な設計手法を、現在までに明らかになっている水理学的、河川工学的情報および実施例に基づいて示すものである。

護岸・根固め工は河道計画に基づいて設置される。

しかし、流水の作用による洗掘や侵食は、様々な要因に支配され、その特性も河道毎に異なる。このため、洗掘や侵食現象を対象とした堤防保護対策としての護岸・根固め工等の効果が効率的（構造、経済）に発揮できない場合には、過去の河況の変遷や、現在の流況等に配慮し、河道計画を併せて検討する必要がある。

なお、護岸・根固め工の設計に関しては明らかになっていない項目もあり、それらは今後の水理学、河川工学の進歩により明らかになってくると考えられる。また、材料等の変化により設計の考え方があわることもあるので、本ガイドラインの内容および護岸・根固め工法は順次改良されるべき性質のものである。

本ガイドラインは大河川、および中小河川のどちらにも適用可能である。なお、都市部の中小河川等で河積が十分でない場合には、河川の疏通能力を確保することが優先される場合がある。このような例では、護岸・根固め工の設置形態や表面粗度等にも配慮が必要となる。

護岸・根固め工の設計では、自然環境・景観も含めて設計すべきである。こうした要素を含んだ新しい構造の護岸を設計する場合においても、基本的には流体力に対する安定計算手法は同一と考えられるため、本ガイドラインの流体力の安定性に関する設計の考え方の利用が可能である。

1-2 基本方針

護岸・根固め工の設計にあたっては、以下の点に十分配慮するものとする。

- 1) 設計対象となる河道の特徴を把握し、設置目的とその河道に最も適した護岸・根固め工を設計するものとする。
- 2) 護岸・根固め工の諸元決定にあたっては、その場所で予測される外力を合理的に推定し、適切な安全度を確保するものとする。
- 3) 諸元決定（詳細設計）にあたっては、設計対象護岸・根固め工種の特徴を踏まえ、工種に最も適した設計（評価）法を採用するものとする。

解説

河道には、玉石が多量にある河床勾配の急な急流河川から、河口付近のゆったりした流れの河川まで様々なものがある。しかし、このような千差万別な河道も類似した特徴を持ったものに分類できる。これらの分類された河道に要求される護岸の強度・機能はそれぞれ異なり、護岸・根固め工の設計者は、河道の特性を十分に把握しその特性に適した護岸・根固め工を設計する必要がある。

河道計画に基づく護岸の場合は、これに加えて、計画河道に移行する状態、および移行後の状態に対しても、外力の予測を行い設計するものとする。

これまでに施工されてきた護岸・根固め工は、試行錯誤と経験を積み重ねて発達してきた。これは、護岸・根固め工の破壊機構が明確に把握できなかったことや、個々の河川、また同一河川でも場所ごとにその特性が異なっており、それを捉える分析方法がなかったこと、したがって設計外力に基づいて合理的な設計を行うことが難しかったためであると考えられる。本ガイドラインでは護岸・根固め工の設計外力と安全度評価法を設定し、設計を行う。外力の算定にはこれまで明らかになっている水理学、河川工学の基礎知識をできるだけ利用する。

護岸・根固め工にはさまざまな工種があり、設計概念、作用する外力、機能の違いによって、設計方法が異なる。これらを踏まえ、護岸・根固め工と同じ設計方法を用いることができるものに分類し、それに必要な諸元決定を行うこととした。

○

-
- i) 災害復旧で護岸・根固め工を設置する場合は、河道の状態を災害前の状態に復旧することが目的であるため、現況河道に対して外力を予測し、現況復旧することが基本である。
 - ii) 実在する河川には多くの普遍性（共通性）が存在する。本ガイドラインでは、これを河道のセグメント分類として示した。一方で、個別の設計対象箇所では、砂州の発達や水衝部であるか否かによって設計外力が異なる。したがって、設計対象箇所の特性を十分に把握することが必要であり、そのためには現地調査が非常に重要となる。

1-3 設計手順

護岸・根固め工の設計においては調査・計画、工種概査、基本設計、詳細設計、総合評価、点検の各項目について、以下の手順にしたがって実施するものとする。

解説

護岸・根固め工の設計手順は図1.1に示すとおりである。本ガイドラインの目次はこの設計手順に沿っている。

第1章「総論」では、目的、基本方針、設計手順、適用対象、機能について述べた上で、本書で用いた護岸・根固め工の用語説明をおこなう。

第2章「護岸・根固め工設計のための調査・設置計画」は、河道特性調査、河道分類、外力算定法・設計条件の決定、設置箇所決定の考え方を示した。河道特性調査では護岸根固め工の設計を行うにあたって当該河道の特性を把握し、設計外力、設計条件を決定していくことが不可欠であることを述べ、具体的な調査方法を示した。河道分類の方法には、いくつかの方法があるが、河道特性調査結果をもとにした分類法を提示する。外力条件の算定では、代表流速の算定と護岸前面の最深河床高の予測が重要であることを述べ、それぞれの具体的算定方法を示す。代表流速は、河道内の平均流速に河岸堤防箇所の状況を反映した割増しを行って護岸設計のための流速(V_0)とするものである。最深河床高の予測は、護岸の根固め工などの設計に必要なもので、経年的河床変動データからの予測、既往研究成果からの予測、数値計算による予測、移動床模型実験による予測の4方法を示す。設置箇所決定の考え方では、河岸堤防の侵食危険度、重要度により河岸のランク分けを行い、護岸工の必要強度、設置の緊急度の評価法を示す。

第3章「護岸・根固め工の工種選択」では、第2章で提示した河道分類、河岸ランク分け、護岸根固め工に期待する機能といった要因をふまえた適用可能な工法・工種を提示し、工種ごとの特徴を述べる。実際の選択では、適用可能な工種から2~3の候補を選定し、第5章で述べる安定検討や施工性、経済性、環境、景観などの総合的な比較検討を経た上で工種の最終決定を行うこととなる。

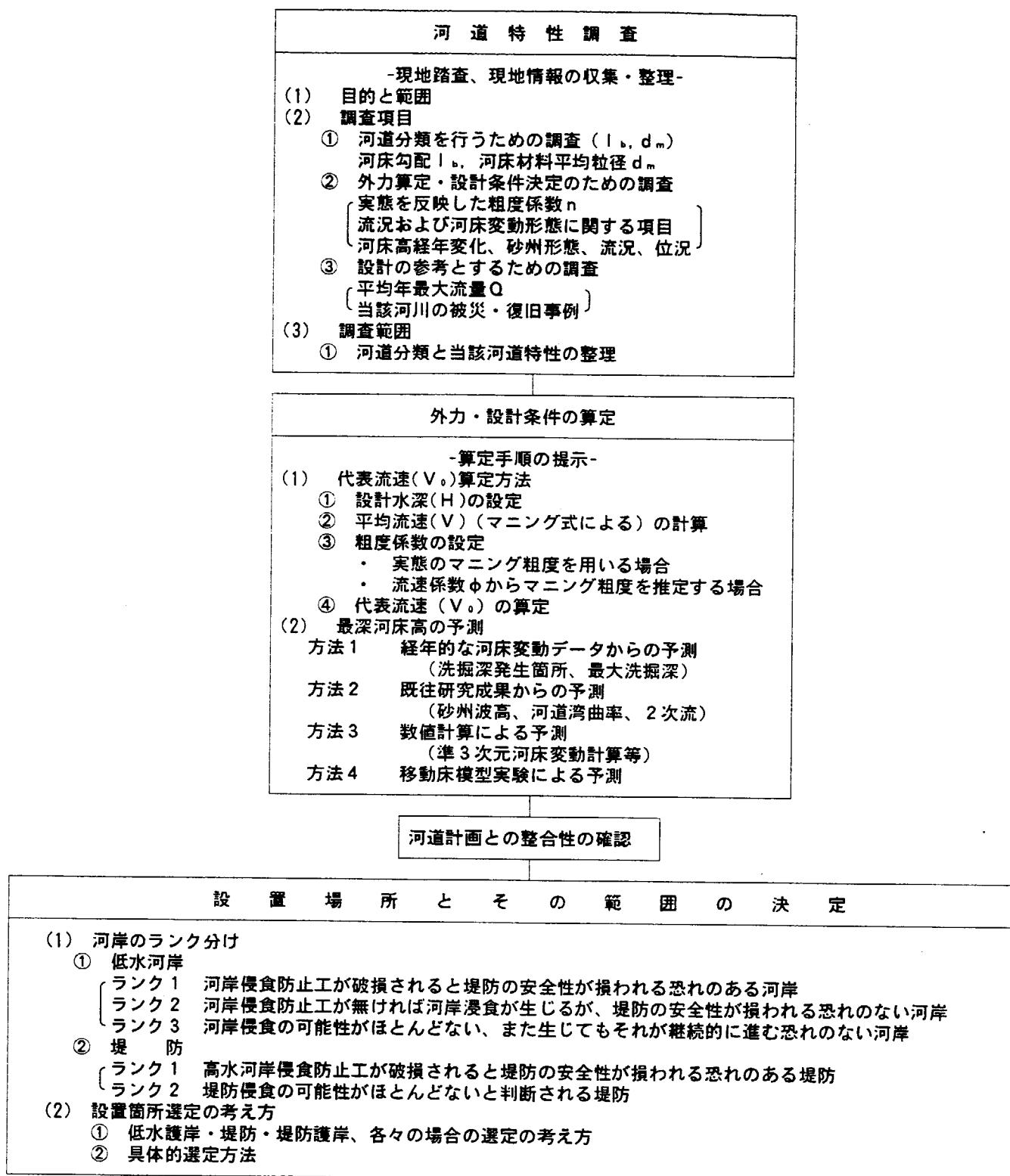
第4章「護岸・根固め工の基本設計」では法線形、敷設延長、天端高さ、粗度、縦断勾配、横断勾配の基本6項目の設計の考え方を示す。

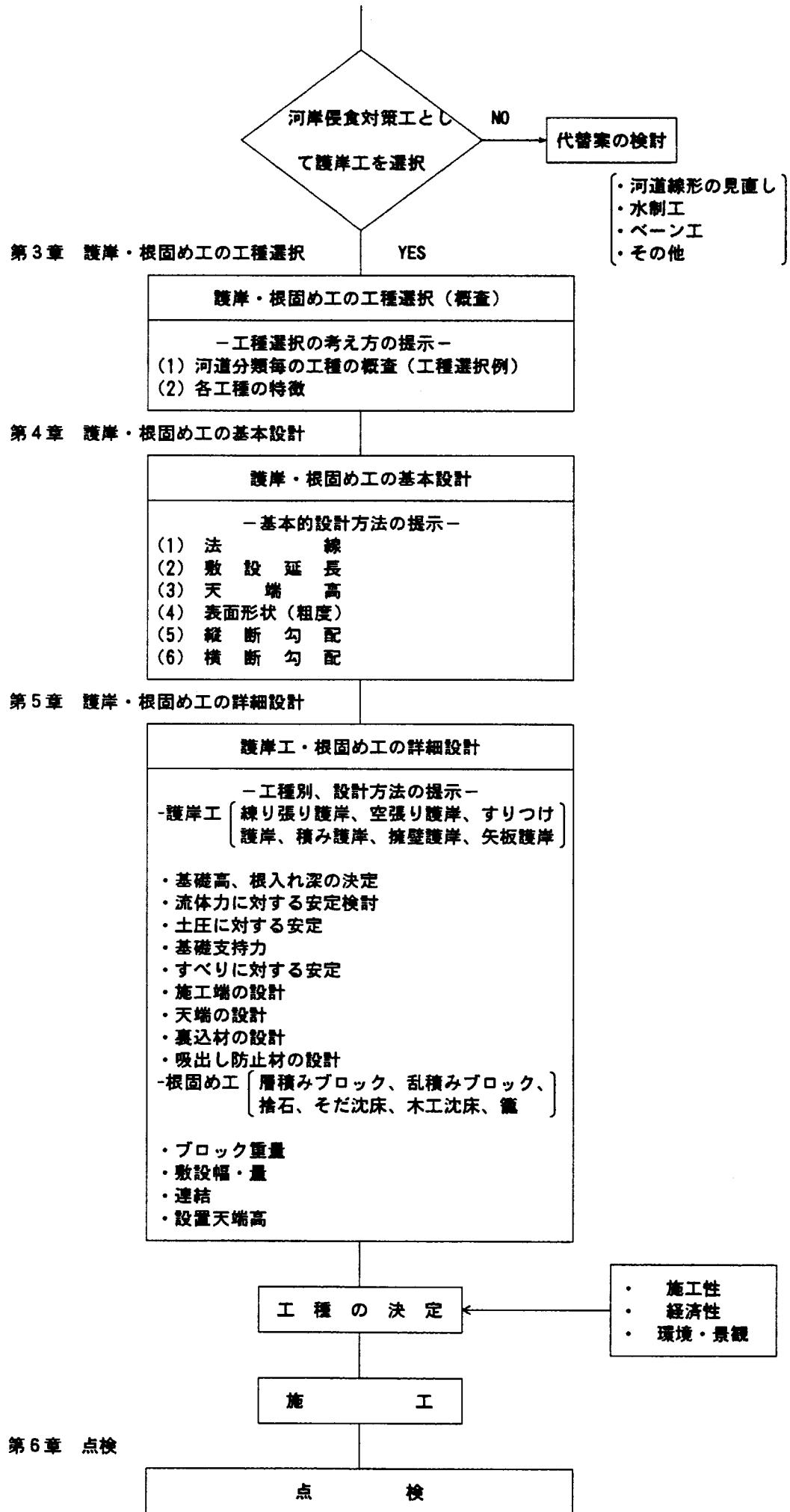
第5章「護岸・根固め工の詳細設計」では、第4章の基本設計を受けて護岸工の諸元決定、根固め工、小口止め工、天端工・天端保護工等の対策工設置の考え方を示す。諸元決定、対策工設置にあたっては、護岸工種を設計方法が同一のものごとに分類して、工種別の諸元決定法、安全度評価法を示す。根固め工設計においても、工種ごとに分類し工種別の諸元決定法を提示する。

第6章「点検・維持管理」では、必要な考え方を示す。

第1章 総論

第2章 護岸・根固工設計のための調査・計画





1-4 適用対象護岸・根固め工

本ガイドラインは、流水の作用に対して堤防を保護するため、あるいは河岸侵食を防止するために設置される高水護岸、堤防護岸、低水護岸および根固め工を対象とする。

解説

本ガイドラインの対象とする護岸・根固め工は、以下のものである。

- ① 高水護岸…複断面河道で高水敷幅が十分あるような箇所の堤防を、流水その他から保護することを目的として設置される護岸。
- ② 低水護岸…複断面河道において低水路河岸を維持するために設置される護岸。
- ③ 堤防護岸…単断面河道で堤防がある場合、複断面河道であるが高水敷幅が狭く（10m以下程度を目安）、堤防と低水路河岸を一括して保護しなければならない場合の護岸。
- ④ 根固め工…基礎工または法覆工を保護するために当該施設の前面に設置し、流水による河岸侵食、河床洗掘を契機とした基礎工の沈下、法覆工からの土砂の吸出しなどを防止するためのもの。

なお、高潮護岸、水制、越流堤用覆工については、設計対象とはしない。

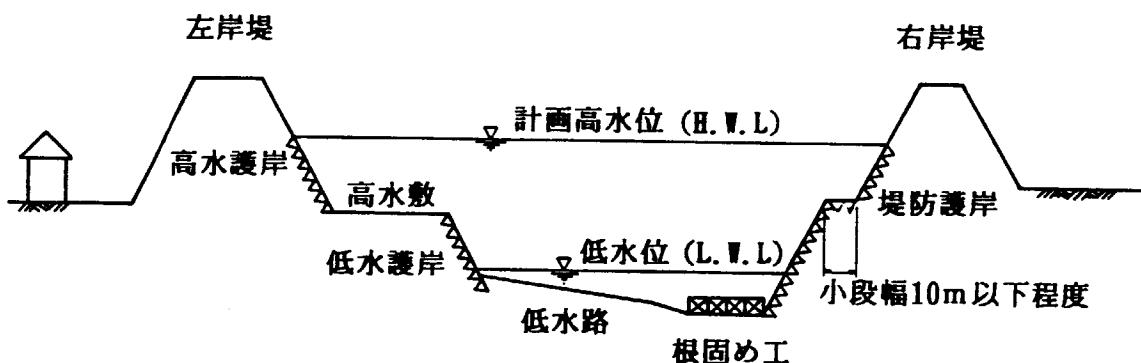


図 1.2 適用対象護岸、根固め工説明図

1-5 護岸・根固め工が備えるべき機能

護岸・根固め工が少なくとも備えるべき機能は以下のとおりである。

- ・高水護岸…計画高水位以下の通常の流水の作用によって堤防表面が侵食され、破堤に至ることがないようにする。
- ・堤防護岸…計画高水位以下の通常の流水の作用による堤防侵食、河床洗掘が発生して破堤に至ることがないようにする。
- ・低水護岸…計画高水位以下の通常の流水の作用によって河岸が侵食され、低水路の移動や低水路幅の拡幅が生じないように、長期的に安定した低水路を維持する。
- ・根固め工…護岸前面の河床を被覆し、その地点の流勢を減じ護岸前面近傍の河床に有害な変動が生じないように、護岸の基礎部からの破壊を防止する。

解説

必要度に応じて、親水機能、景観機能、生態系機能についても十分な機能を持つように設計するものとする。

また、設計の前提として、堤防の滑り、浸透、パイピングに対する堤防の安定性は確保されているものとする。

なお、高水護岸・堤防護岸で、浸透の防止または低減といった遮水機能を期待する場合には、別途対策を講ずるものとする。

護岸・根固め工が備えるべき機能の参考として、写真1.1～1.7に被災事例写真を示す。



写真1.1 堤防表面侵食事例（東北地方建設局）



写真1.2 護岸直下流部の河岸侵食事例（近畿地方建設局）



写真1.3 河床洗掘による護岸被災事例（北海道開発局）



写真1.4 河床洗掘による護岸被災事例（九州地方建設局）

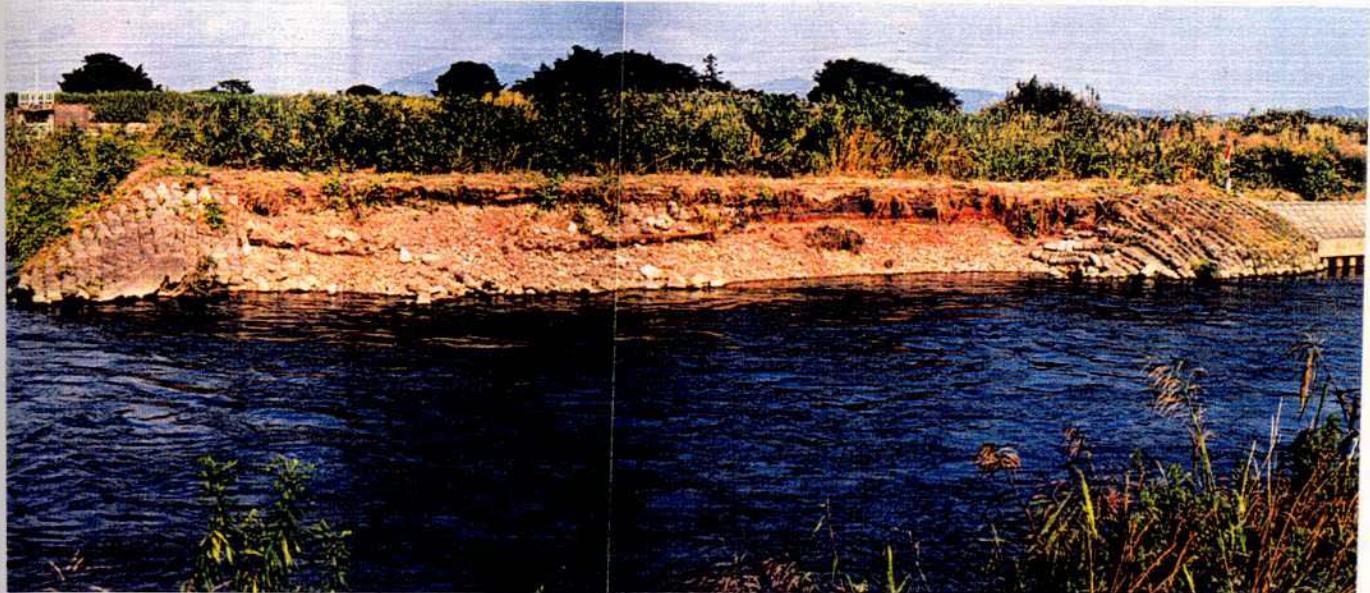


写真1.5 すり付け護岸の被災事例（関東地方建設局）



写真1.6 法肩工背後の土砂流出状況（近畿地方建設局）



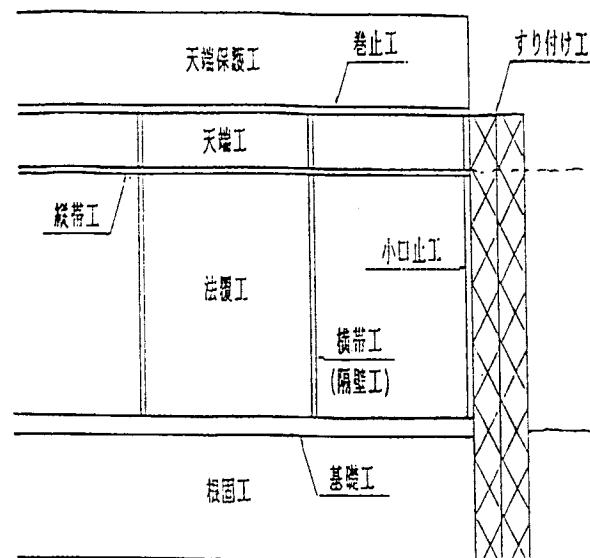
写真1.7 連節ブロック背面堤防土砂の流出状況（中部地方建設局）

1-6 用語の説明

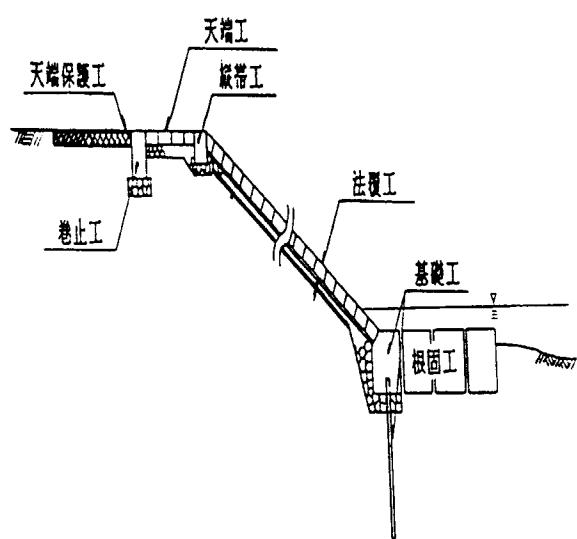
- 本ガイドラインでの護岸・根固め工および付属構造物の定義は、以下のとおりである。
- ① 法 覆 工…堤防および河岸法面を流水、流木等に対して安全となるよう保護するためのもの。
 - ② 基 碇 工…法覆工の基礎部に設置し、法覆工を支持するもの。
現地状況によっては、矢板などで支持力を得る場合がある。
 - ③ 天 端 工…護岸の法覆工の上部の天端を、法覆工と同等のもので保護するもの。
 - ④ 天端保護工…低水護岸工の上端部と背後地とのすり付けをよくし、かつ低水護岸が流水により裏側から破壊しないよう保護するもの、一般には蛇籠、連接ブロック、コンクリート平張などを用いる。
 - ⑤ 卷止め工…低水護岸の天端工の外側に施工して、低水護岸が流水により裏側から侵食されて破壊しないよう保護するもの。
 - ⑥ 縦 帯 工…護岸の法肩部に設置し、法肩部の施工を容易にし、また、護岸の法肩部の損壊を防ぐもの。
 - ⑦ 横 帯 工…法覆工の延長方向の一定区間ごとに設け、護岸の損壊が他に波及しないようにするもの。ただし、法勾配が1:1より急な場合は擁壁工と呼ぶ。
 - ⑧ 小 口 止 工…法覆工の上下流端に施工して、護岸を保護するもの。
 - ⑨ すり付け工…護岸の上下流端に施工して、河岸または他の施設とのすりつけをよくするもの。蛇籠または連節ブロックを上下流端に各々5~20m設けている事例が多い。
 - ⑩ 裏込め材…護岸に残留水圧が作用しないように法覆工の裏側に設置されるもの。
積み護岸や擁壁護岸には必ず設置する。
 - ⑪ 張り護岸…一般的には法勾配が1:1.5程度より緩やかな場合に、ブロック、石、コンクリート平張り等を設置する護岸を示す。胴込め材の有無によって、練張りと空張りに分類され、控え厚を積み護岸に比べて小さくすることができる。
 - ⑫ 積み護岸…一般的には法勾配が1:1程度より急な場合に、ブロック、石等で設置する護岸を指す。胴込め材の有無によって、練張りと空張りに分類される。張り護岸に比べて、転石、流速に対する耐力は大きい。
 - ⑬ 矢板護岸…鋼矢板および钢管矢板を打設した直立護岸を指す。河床材料の比較的小さい場所で施工される。また、ドライワークが困難な場所でも設置可能である。
 - ⑭ 擁壁護岸…逆T型、L型、重力式等の自立構造のコンクリート護岸を指す。
一般的な法勾配は、直立~1:0.2程度で、土圧、水圧等の外力に対する断面変位量は非常に小さい。
 - ⑮ 蛇籠、連接…コンクリートブロックを鉄線で連結したものを、連接ブロック護岸、ブロック護岸 鉄線籠に石を積めたものを、蛇籠護岸という。
共に屈とう性が大きく、また、植物が生育することが可能である。護

岸工施工端のすりつけ部に設置される事が多い。

- ⑯ 覆 土 工…植生の復元等を期待し、既設護岸を発生土砂等の覆土材で覆う工法。
- ⑰ 摩擦速度 u_* …河床に作用するセン断力 (τ) は ρu_*^2 で表現される。 u_* は速度の次元を持っており、摩擦速度と呼ばれる。直接測定可能な量ではない。なお、一般に川幅の広い断面では、 $u_* = \sqrt{g H I}$ (H ; 水深, I ; 河床勾配) で表現できる。
- ⑱ 無次元掃流力 τ_* …セン断力 (τ) を無次元表示した量。 $\tau_* = u_*^2 / s \cdot g \cdot d$ (u_* ; 摩擦速度、 s ; 河床材料水中比重, d ; 河床材料粒径) で表現できる。河床材料や、捨石などの移動限界を示す場合などに用いられる。(無次元限界掃流力と言われ、一般に $\tau_* = 0.05$ を用いる。)
- ⑲ 流速係数 ϕ …流れの抵抗を示す係数。流れの抵抗は、通常マニングの粗度係数 (n) が用いられるが、流速係数 ϕ の法が物理的意味が明確。平均流速を V_m , 摩擦速度を u_* とすれば、 $V_m = \phi u_*$ と表現できる。
- ⑳ 代表流速 V_0 …河岸に実際に作用する流速。第5章で設計外力として用いる流速の値である。マニングの平均流速公式で求めた流速に割り増し係数 α を乗じて計算する。
- ㉑ 近傍流速 V_a …ブロックや捨石などの構造物近傍での流速。水理学的にはブロックの突起部や捨石の相当粗度 k_s の高さでの流速の大きさである。換算式により V_0 の大きさに変換できる。
- ㉒ 河 床 材 料…河道(低水路)内に存在する河床材料(小砂利、砂など)の平均粒径。平均粒径 d_m 粒度分布試験などによって平均値を定める。



(平面図)



(横断図)

図 1.3 護岸各部名称説明図

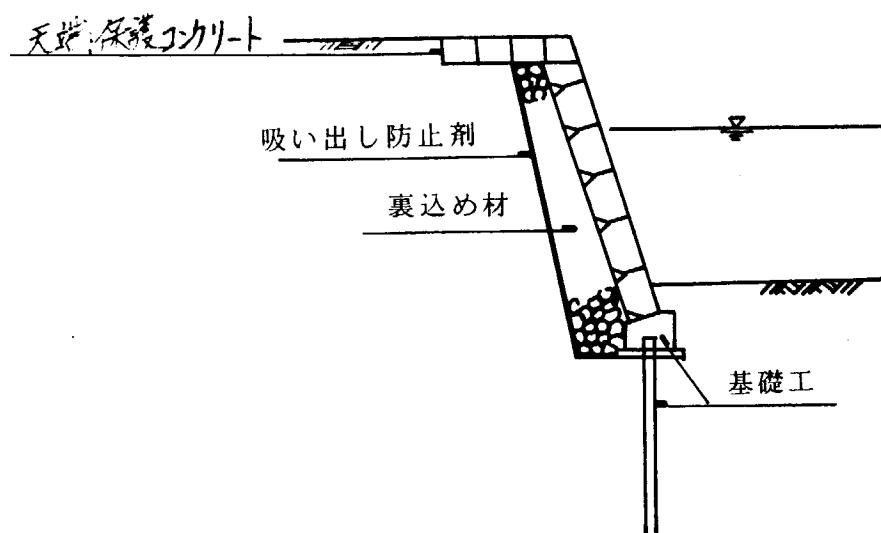


図 1.4 積み護岸（横断図）

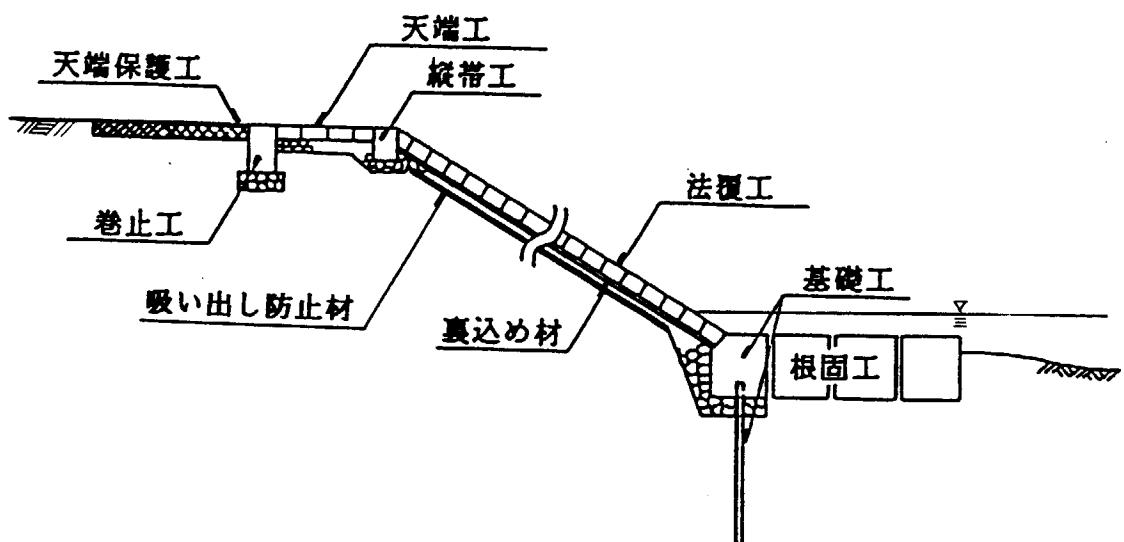
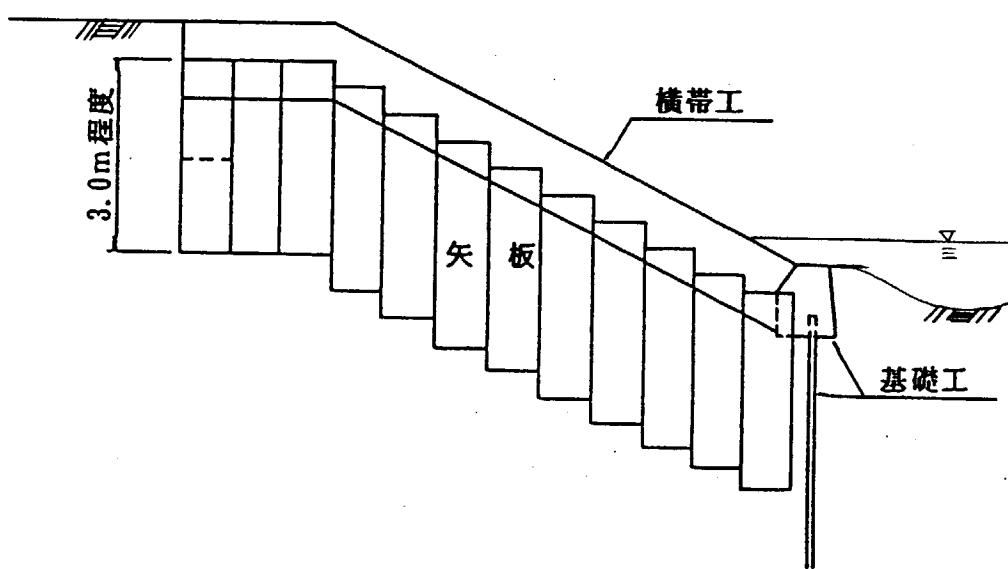
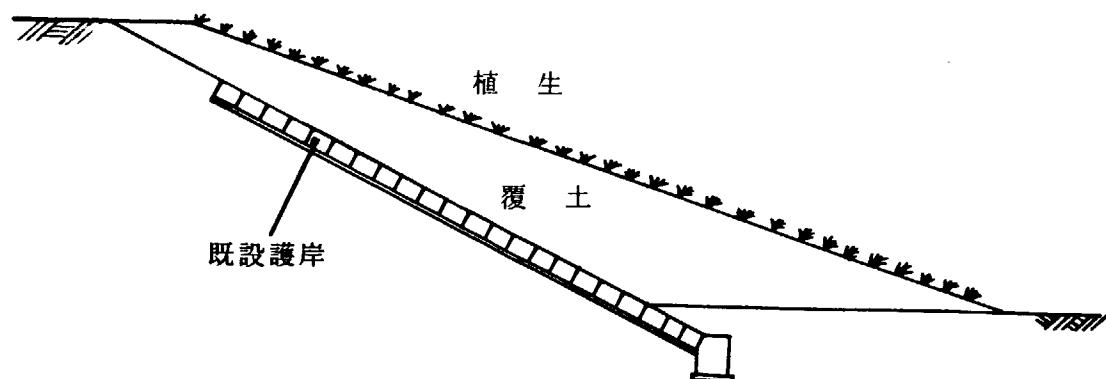


図 1.5 張り護岸（横断図）



※ 低水護岸の設置例

図 1.6 小口止め工（横断図）



※高水護岸の例

図 1.7 覆土工（横断図）

第2章 護岸・根固め工設計のための 調査・設置計画

2-1 河道特性調査

(1) 目 的

護岸・根固め工の設計にあたっては、河道特性調査を行い、設計対象地点付近の河道特性を把握し、設計条件について検討しなければならない。

解 説

護岸・根固め工の設計では、設計対象地点付近の河道特性を把握することが最も重要である。河道特性調査では、まず、河床勾配や河床材料粒径の縦断変化などを基に、当該河川をセグメント分類し、それぞれのセグメントが一般的に持つ河道特性を把握する。

また、外力算定、護岸・根固め工設計条件決定のために、個々の河道が持つ特性を把握する。具体的には、実態を反映した粗度係数（n）、平均・最深河床高の経年変化量、砂州形態、構造物設置状況、ダム設置状況などを調査し、深掘れ現象や河床低下傾向などを把握する。これを用いて外力算定、護岸・根固め工設計条件などを決定する。

さらに、工種決定の参考とするために、過去の被災事例や、復旧状況なども調査する。

(2) 調査項目

河道特性調査は、既存資料の整理と現地踏査をおこない、以下に示す項目について調査するものとする。

- 1) 河道分類を行うための調査
- 2) 外力算定、設計条件決定のための調査
- 3) 環境・景観のための調査
- 4) 設計・工法決定の参考とするための調査

解説

護岸・根固め工設計にあたって必要となる河道特性調査項目と特記すべき資料名を表2.1に示す。

表 2.1 河道特性調査のための収集資料

調査項目	具体的資料名	
①河道分類を行うための調査	<ul style="list-style-type: none"> ・河床勾配 (I_o) ・河床材料粒径 (d_m) ・河岸物質 ・河道の平面形状、砂州形状 	<p>河川縦断図 (平均(最深)河床高・高水敷高・H.W.L. 平水時水位縦断が判れば望ましい。)</p> <p>河床材料縦断分布図</p> <p>河岸物質に関する資料</p> <p>河川平面図、航空写真</p>
②外力算定 ・設計条件決定のための調査	<ul style="list-style-type: none"> ・平均年最大流量 (Q) ・実態を反映した粗度係数 (n) ・河床高経年変化量 ・砂洲形態 ・流況 ・河床、高水敷、堤防下の土質・地質 ・計画高水位、平均年最大流量時の水位、平水位 	<p>出水時 水位～流量データ 粗度調査資料</p> <p>出水時水位縦断図(既往洪水) 流況・位況図</p> <p>経年的な河川縦・横断図</p> <p>平水時航空写真</p> <p>出水時航空写真</p> <p>河川平面図 (川幅、低水路幅、左右岸高水敷幅、 曲率半径、川幅比)</p> <p>河床材料、河岸材料</p> <p>堤防沿い地質のボーリングデータ</p> <p>橋脚その他の構造物設置時のボーリングデータ</p> <p>ダム・砂防計画</p> <p>上下流の改修計画</p>
③環境・景観調査	<ul style="list-style-type: none"> ・環境・景観調査 	<p>植生、生物、瀬、淵、ワト状況</p>
④設計の参考とするための調査	<ul style="list-style-type: none"> ・護岸・根固工被災事例 ・被災箇所の復旧事例 	<p>過去の被災データ 被災箇所、工法、被災状況写真 考えられる原因など</p> <p>災害箇所の復旧データ 復旧箇所、復旧状況写真、 復旧工法 復旧後の被災の有無</p>

(3) 調査範囲

河道特性調査の実施範囲は、河道全川もしくは設計対象地点を中心に上下流へ低水路幅の15倍以上を原則とする。

解説

河道特性の把握のためには、縦横断平面図・河床高の経年変化図などの資料収集・整理が必要である。

本来これらの資料は、上流から下流まで河道全川に亘るもののが望ましいが、護岸工事などの対象地点が定まっている場合は、1 蛇行波長が低水路幅の10~15倍程度であることを考慮して、上下流に15倍以上の範囲を対象に、収集・整理を行うこととする。

2-2 河道分類と特性把握

護岸・根固め工の設計にあたっては、河道特性調査結果から、設計対象河道のセグメント分類を行い、一般性・特殊性を把握した上で、外力・設計条件の決定、護岸工種決定に資するものとする。

解説

護岸・根固め工の設計にあたっては、河道特性を把握することが最も重要である。ここでは河道のセグメント分類について解説する。

河道特性調査結果から河床勾配(I_b)と河床材料の平均粒径(d_m)をもとに、設計対象河道を表2.2に示す5つのセグメントに分類する。これによって、複雑な現象を呈する河道を、少數の基本パターンに分類できる。この分類をおこなうことによって、同一セグメントに分類された他河川の施工事例や、その後の変化状況の知見を、設計対象河川の工法・工種決定の参考とすることができます。なお、大粒径河床材料の混合度が大きい扇状地河川では、小粒径集団は河床変化や河道スケールに関係しないマトリックス集団であることから、この集団を除いた河床材料の平均粒径を d_m と評価する。表2.2には、分類された河道の一般的特徴を示す。

表2.2 各セグメントとその特徴

	セグメントM	セグメント1	セグメント2		セグメント3
			2-1	2-2	
地形区分			←山間地→ ←扇状地→ ←谷底平野→ ←自然堤防帯→ ←デルタ→		
河床材料の平均粒径d _a	さまざま	2 cm以上	1~3 cm	0.3 mm~1 cm	0.3 mm以下
河岸横成物質	河床河岸に岩が露出していることが多い。	表面に砂、シルトが乗ることがあるが薄く、河床材料と同じ物質が占める。	下層は河床材料と同一、細砂、シルト、粘土の混合物	シルト・粘土	
勾配の目安	さまざま	1/60~1/400	1/400~1/5000	1/5000~水平	
蛇行程度	さまざま	曲りが少ない	蛇行が激しいが、川幅水深比が大きい所では8字蛇行または島が発生する。	蛇行が大きいものもあるが小さいものもある。	
河岸侵食程度	非常に激しい	非常に激しい	中、河床材料が大きい方が水路は良く動く。	弱、ほとんど水路の位置は動かない。	
低水路の平均深さ	さまざま	0.5~3 m	2~8 m	3~8 m	
河川名		黒部川[第2.1] 富士川 大井川	石狩川(上流) 那河川(常陸) (上流) 那賀川(四国) (上流)[第2.2] 吉野川(中流) [第2.3]	利根川(中流) 矢作川(中流) 斐伊川(中流) [第2.4]	利根川(下流)[第2.4] 江戸川(下流) 六角川[第2.4]

- ・河川の縦断形は、ほぼ同一勾配を持つ区間（セグメント）の集まりと考えられ、各セグメントは土砂の分級作用の結果生じるものと考えられる。
- ・護岸・根固め工を設計する上で重要な河道特性についても、セグメントが変るごとに種々の川幅、水深、洪水時流速、掃流力などの河道特性が変る。逆に、同一のセグメントでは、流速等の河道特性がほぼ同一であると考えられるので、他河川の同一セグメントで用いられている護岸工法を、当該河川でも適用可能となる。
- したがって、当該河川の工種の選択に当っては、セグメント区分を行い、そのセグメントの特徴をおさえることが必要である。
- ・分類可能なセグメントの数は、河川を区分する目的によって異なるが、護岸設計では通常は上記の5区分程度で十分である。
- ・各セグメントは河床材料平均粒径、河床勾配を中心とした水理量で特徴づけられる。
- ・河川は必ず上記5つのセグメントが順番に並んで構成されているわけではなく、単一のセグメントのみで構成されている河川や上記5つのセグメントが繰り返し現れて5つ以上のセグメントからなっている場合もある。
- ・セグメント2-2の河川で勾配が大きく、粗砂の場合は、蛇行度が小さいことがある。



写真2.1 セグメント1に分類される河川、河道（黒部川、北陸地方建設局）

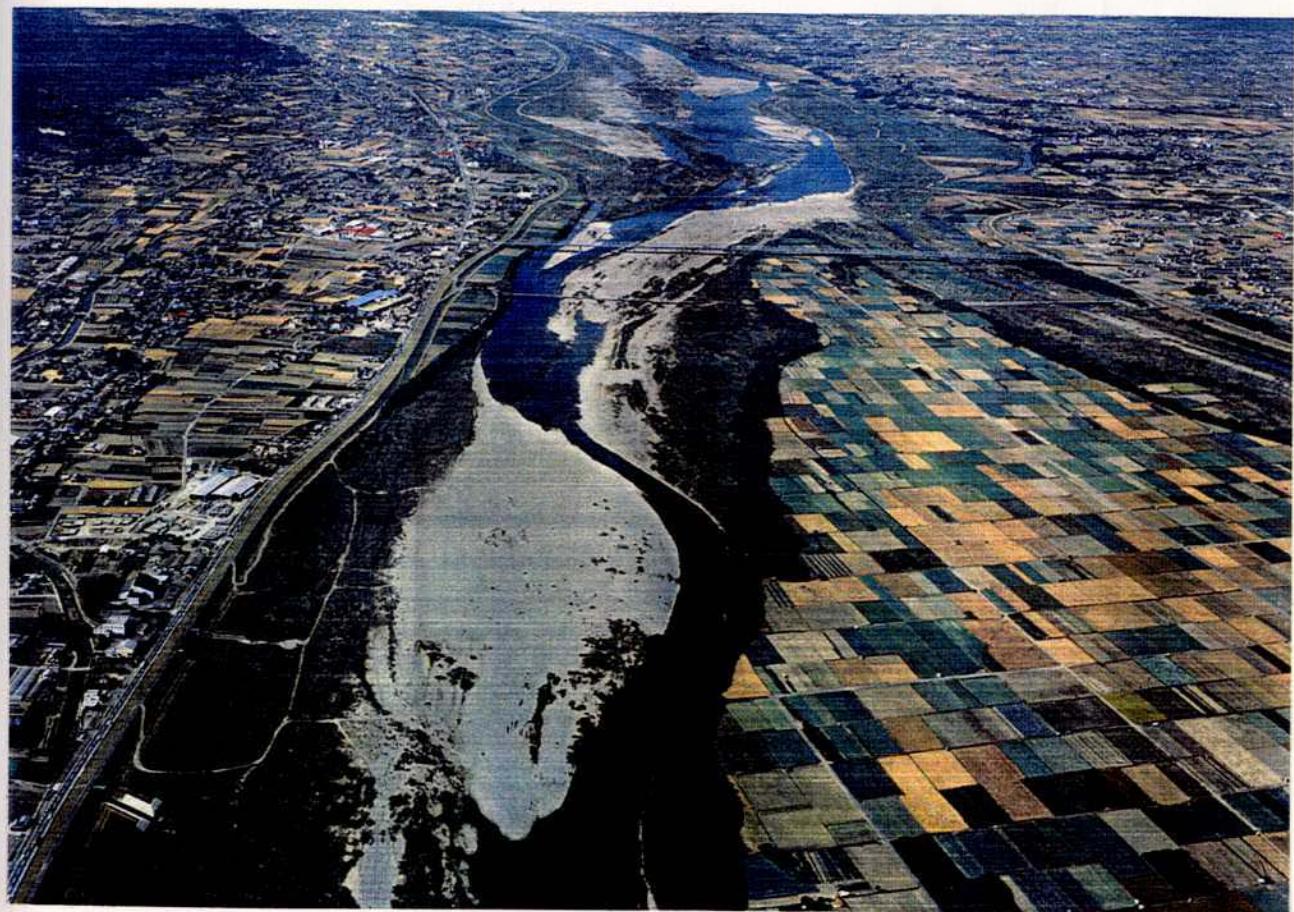


写真2.2 セグメント2-1に分類される河川、河道（吉野川、四国地方建設局）



写真2.3 セグメント2-2に分類される河川、河道（小貝川、関東地方建設局）



写真2.4 セグメント2-2に分類される河川、河道（斐伊川、中国地方建設局）



写真2.5 セグメント3に分類される河川、河道（利根川、関東地方建設局）



写真2.6 セグメント3に分類される河川、河道（六角川、九州地方建設局）

参考 河道の縦断形、河床材料とセグメント

河道は縦断形と河床材料の分布からセグメントに分類できる。

解説

河川の縦断形は、図2.1の河床高縦断図に示すようにほぼ同一の河床勾配を持つ区間の集まりと考えられる。しかも同一勾配を持つ区間の河床材料は図2.2の河床材料縦断分布図からわかるようにほぼ同じものから構成されている。これは、土砂の分級作用の結果として生じていると考えられる。同一勾配を持つそれぞれの河道区間では、河床材料のみならず河床に働く掃流力、低水路幅、深さはほぼ同じような値を持っていることが多い。似たような特徴を持つ区間ごとに河道を区分して種々の検討を行うことが“セグメント単位”的見方であり、区分された各区間をセグメントと言う。

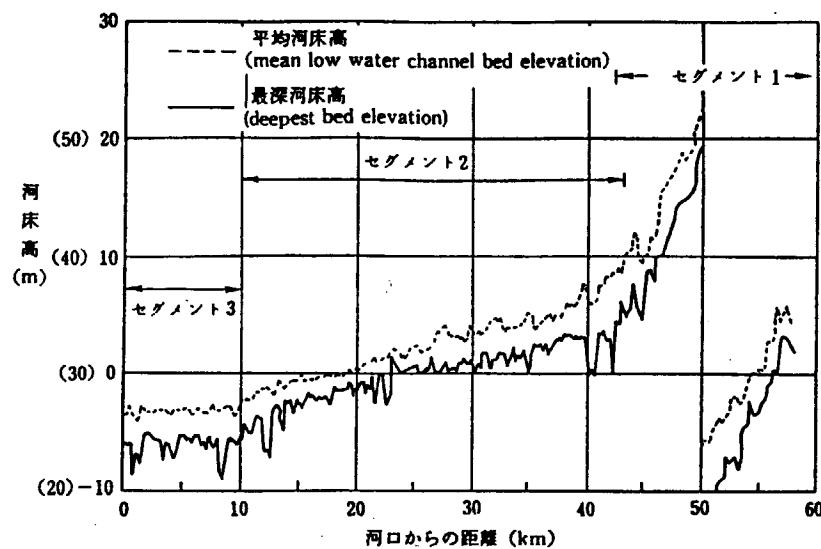


図2.1 木曽川平均河床高および最深河床高縦断図¹⁾

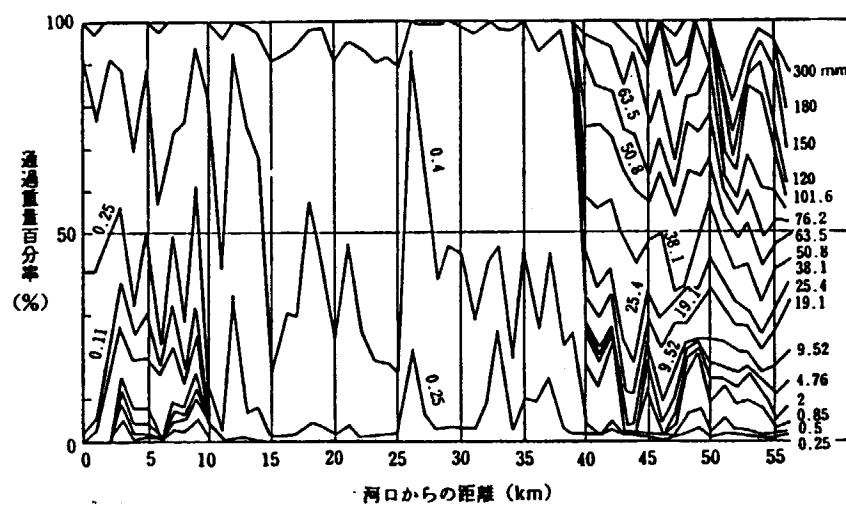


図2.2 木曽川河床材料粒度分布変化図^{1) 2)}

参考 河道特性を規定する量と洪水時の流速

沖積地河川の種々の河道特性は次の3量で概略把握することができる。

- ・河床材料の平均粒径 d_m
- ・平均河床勾配 I_b
- ・平均年最大流量 Q

解説

河床材料の平均粒径 d_m と平均河床勾配 I_b との間に密接な関係があることは、前頁に示したとおりである。これに加えて、沖積河川では、次のようなことが明らかにされている。

① 河床材料の平均粒径 (d_m) と洪水時に河床に働くセン断力 (τ)

河岸および堤防では、出水時などに流速が大きくなると侵食現象を受けやすくなる。侵食の強さは、河川工学では、作用するセン断力 $\tau = \rho u_*^2$ (ρ ; 水の密度, u_* ; 摩擦速度) によって表現する。

調査結果によれば、 u_* は d_m と密接な関係があり、 d_m を知ることによって、 u_* , τ を概略予測することが可能である。

u_*^2 と d_m との関係を図2.3に示す。図の縦軸は平均年最大流量時の u_*^2 を示すものである。

ただし、砂利河川における d_m は、河床変化にあまり関係しない砂成分あるいは小礫成分の小粒径集団を除いた平均粒径である。

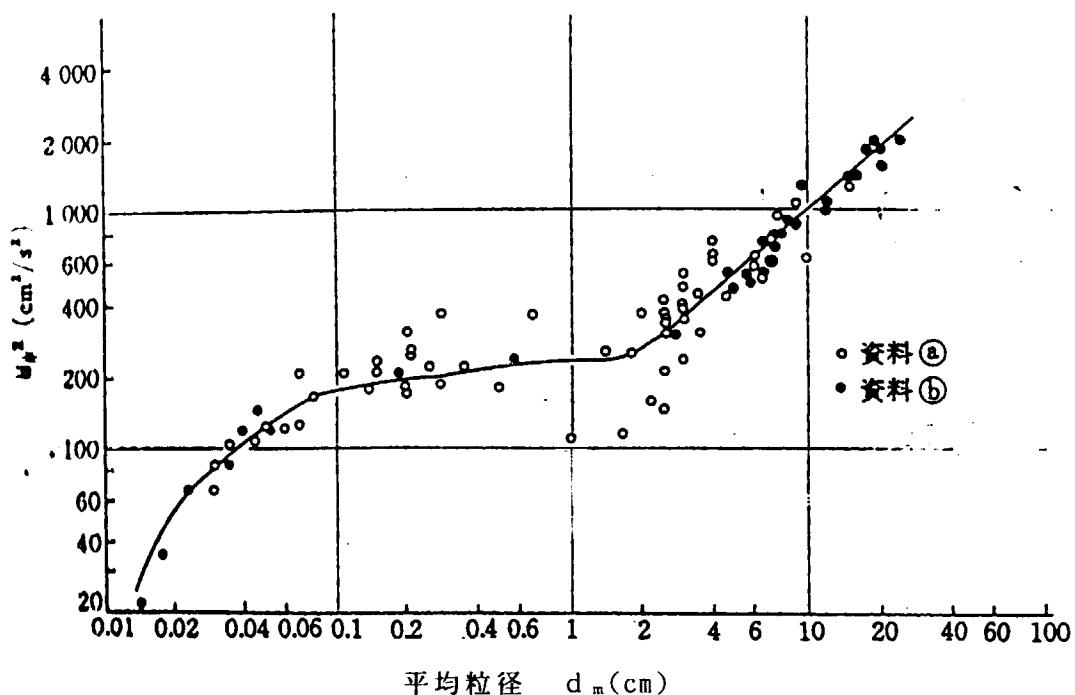


図2.3 u_*^2 と d_m の関係^{1) 2)}

② 平均年最大流量(Q)

平均年最大流量(Q)は、川幅を支配する重要な要素である。川幅および水深は砂州スケールを規定するため、平面線形、河床洗掘現象に大きな影響を与える。実際に、

- ・河川模型実験の結果などによると、平均年最大流量に相当する流量を長時間通水することによって、実河川で生じるような砂州形状や平面形態をほぼ再現できることが判明している。
- ・砂利河川の砂州、砂河川の洪水時の砂州形態および河道の平面形態をこの流量で整理すると、実験室で生じる現象と整合している。

これらのこととは、実河川の河道の平面形態が低水路満杯流量相当の流量で規定されていることを示唆しており、本ガイドラインでは、これを代表的流量として扱うこととする。一級河川における平均年最大流量は、回帰年が2~3年程度で、計画高水流量（100年確率洪水に相当）の1/2~1/4程度となる。これは、低水路満杯流量に近い流量である。

③ 低水路の平均流速(V_m)と河床材料の平均粒径 (d_m)

低水路部の平均流速 $V_m = \phi u_*$ (ϕ ; 流速係数) であるので、図2.3を用いて日本の一級河川の洪水時におけるおおよその流速が把握できる。図2.4は平均年最大流量時および計画高水時の低水路の概略の平均流速を河床材料の平均粒径と河床勾配を指標として示したものである。

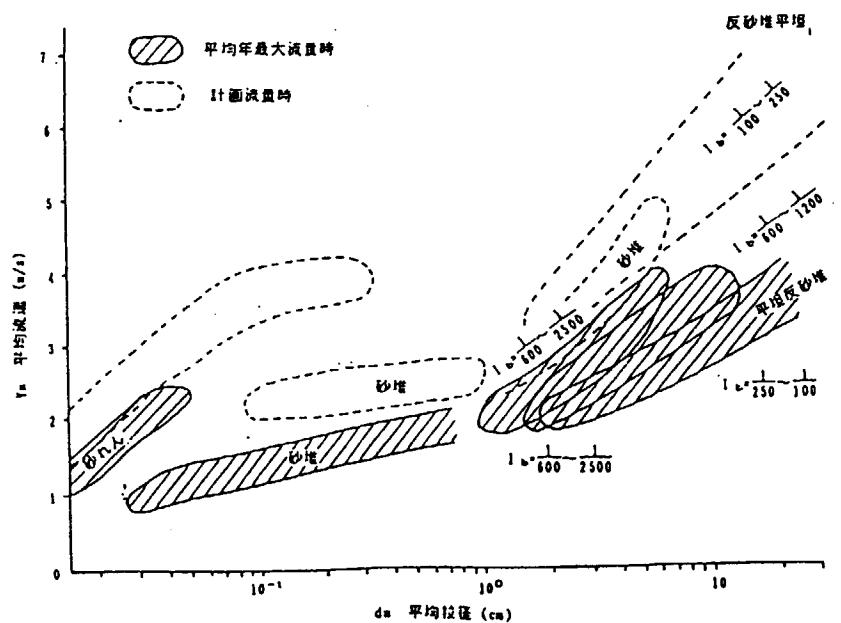


図2.4 平均年最大流量時および100年確率洪水時の低水路の平均流速

①～③より、河床材料の平均粒径 (d_m) および河床勾配 (I_m) が護岸根固め工の工種選択の指標として適切であることがわかる。

なお、山間部のように両岸が崖などの岩で川幅に制約がある場合、図2.3の u_*^2 と d_m の関係が異なり、同一 d_m に対して u_*^2 が少し大きくなる。また、潮汐流によって河道のスケールが規定されている河川においても、図2.3の関係が成立しない。

2-3 代表流速 V_0 の算定

(1) 目的

護岸・根固め工の計画・設計にあたっては堤防、河岸付近に実際に作用する流速を算定して用いるものとする。

解説

侵食の発生予測、護岸・根固め工の諸元決定においては、その外力である代表流速(V_r)を算定する必要がある。具体的な手順を図2.5に示す。

この方法以外にも準三次元平面流計算などの数値計算、あるいは水理模型実験をおこなってV_oを求めてよい。なお、護岸・根固め工は、堤防河岸の耐侵食能力を向上させる機能はあるしているが、侵食の原因となる外力を減じることはできない。この外力が過大であり、護岸・根固め工では対処できないと想定される場合には、ペーン工、水制工の設置や低水路法線の変更など、他の手段で対処することも含めた検討が必要である。

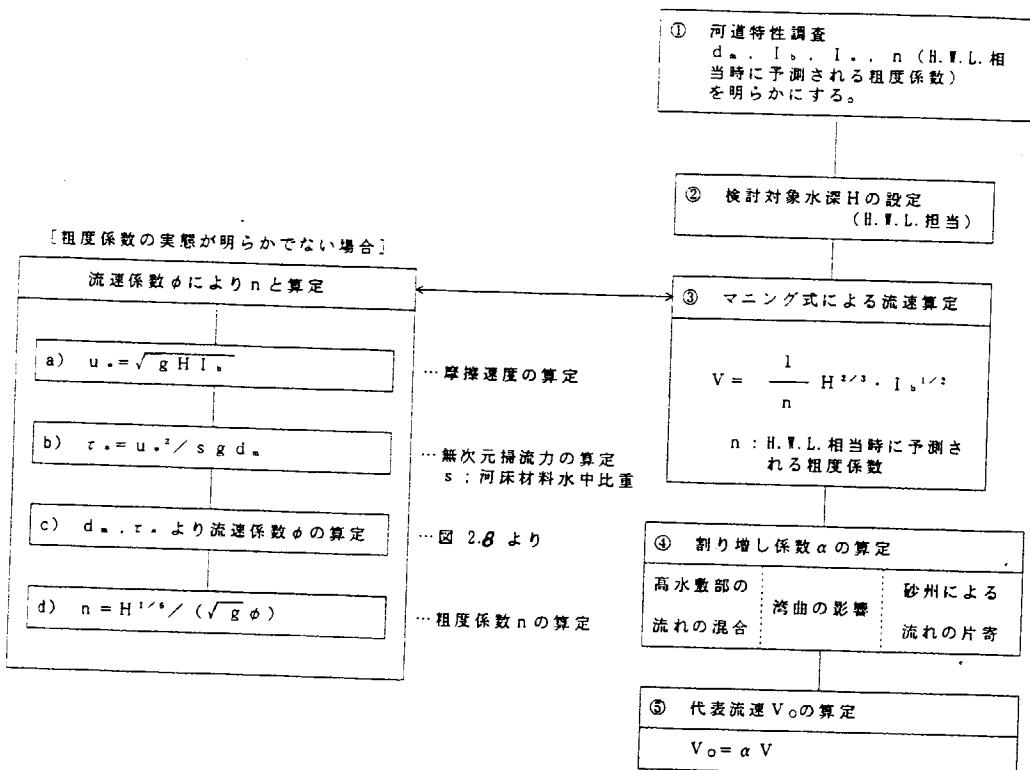


図2.5 代表流速V_oの算定法

(2) 設計水深 H

設計水深Hは、原則としてH.W.Lからの平均水深をとり、適用対象護岸の区別に応じて適切な水深を与えるものとする。

解説

設計水深Hは次式により求めるものとする。

$$H = h - Z \quad (h: \text{設計水位}, Z: \text{設計平均河床高}) \quad \dots \dots \dots \text{式(2-1)}$$

h, Zのとりかたは高水護岸、低水護岸、設置する場所によって異なる。

① 高水護岸

・一般の箇所

h:H.W.L Z:堤防法尻付近の高水敷高

・床止め付近、急縮部などの特殊箇所

h:計画流量時の不等流計算水位 Z:堤防法尻付近の高水敷高

② 低水護岸・堤防護岸

・一般の箇所

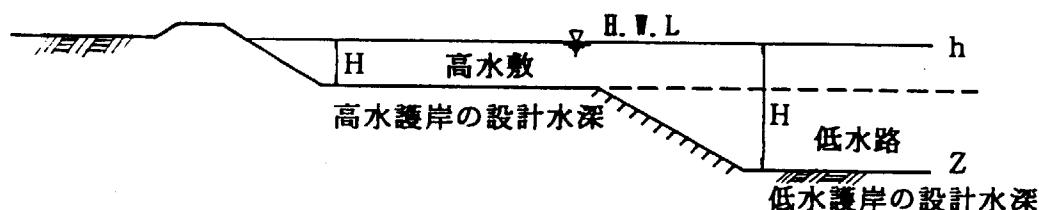
h:H.W.L Z:低水路の平均河床高、もしくは、将来河床低下が予想される場合
は、その平均河床高

・床止め付近、急縮部などの特殊箇所

h:計画流量時の不等流計算水位 Z:低水路の平均河床高
もしくは、将来河床低下が予想される場合
は、その平均河床高

高水護岸・低水護岸（一般の箇所）

H.W.L相当の水位を対象とする。



堤防護岸（一般の箇所）

H.W.L.相当の水位を対象とする。

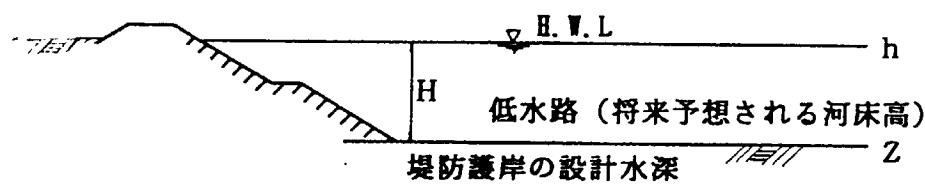


図 2.6 対象護岸の設計水深 (H) の位置図

(3) 流速Vの計算

流速Vは、マニングの平均流速公式より算出する。計算に用いる粗度係数、水深、エネルギー勾配は設計対象地点に最も適した値とする。

解説

流速(V)はマニングの平均流速公式を用いる。

$$V = \frac{1}{n} \cdot H^{2/3} \cdot I_{\cdot}^{1/2} \quad (\text{m/sec}) \quad \dots\dots\dots \text{式(2-2)}$$

n : マニングの粗度係数 ((4)参照)

H : 設計水深 ((2)参照) (m)

I . : エネルギー勾配

I . は、河床勾配(I .)を用いてもよいが、床止め付近や急縮部などの特殊箇所では、不等流計算から求まるエネルギー勾配を用いるものとする。

(4) 粗度係数の設定

粗度係数 n は、設計対象の堤防または河岸近傍の河床に応じた、適切な粗度係数を用いるものとする。

解説

計画粗度係数は、必ずしも流速評価に適したものとなっていなかったり、また、低水路と高水敷の合成粗度係数として与えられている場合もある。したがって、設計に用いる粗度係数は既往洪水資料から、低水路と高水敷ごとに逆算した値を用いるものとする。計画に近い規模の洪水資料がない場合には、以下に示す推定法を用いる。高水敷の粗度係数は、図2.7から推定する。根固め工の粗度係数は、図2.11に示す流速係数 ϕ から推定する。

1) 低水路の粗度係数の推定法

低水路の粗度係数は、河床材料と水理量から次のような手順で推定する。

摩擦速度 (u_*) の算定

$$u_* = \sqrt{g H I_*} \quad \dots \dots \dots \text{式(2-3)}$$

H : 設計水深(m)

I_* : エネルギー勾配

無次元掃流力 (τ_*) の算定

$$\begin{aligned} \tau_* &= u_*^2 / s g d_m \\ &= H I_* / s d_m \end{aligned} \quad \dots \dots \dots \text{式(2-4)}$$

流速係数 (ϕ) の算定

上で計算した τ_* 、 d_m 、 H/d_m をもとに、図2.7から流速係数 ϕ を算定する。

粗度係数 n への換算

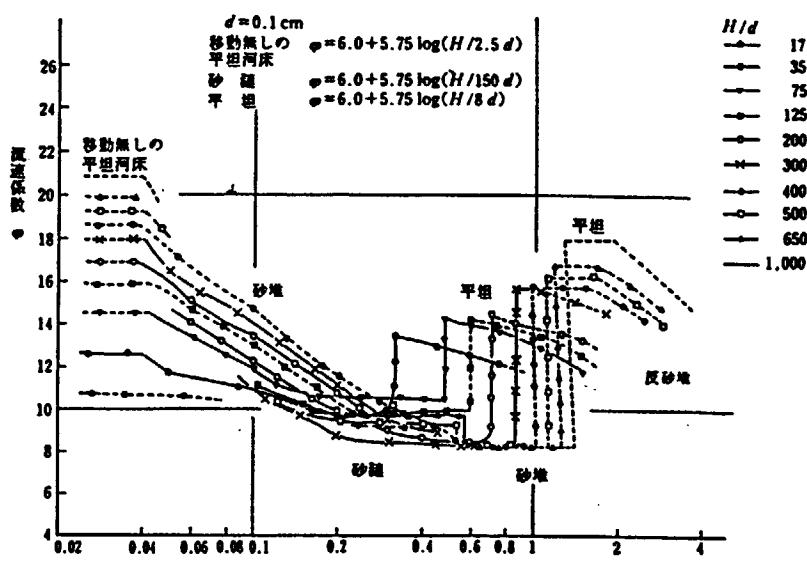
上で計算した ϕ をもとに、次式を用いてマニングの粗度係数 n に換算する。

$$n = H^{1/6} / \sqrt{g} \phi \quad \dots \dots \dots \text{式(2-5)}$$

セグメント 1、2 - 1

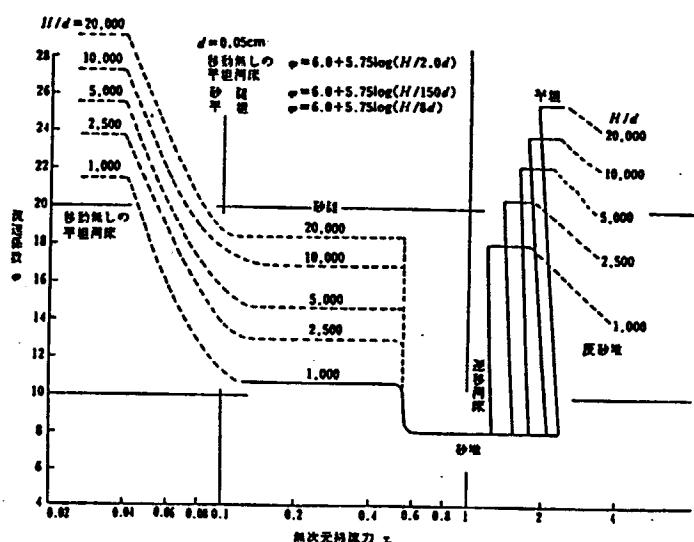
(セグメント 1 は

$d = 0.1\text{cm}$ を使用する。



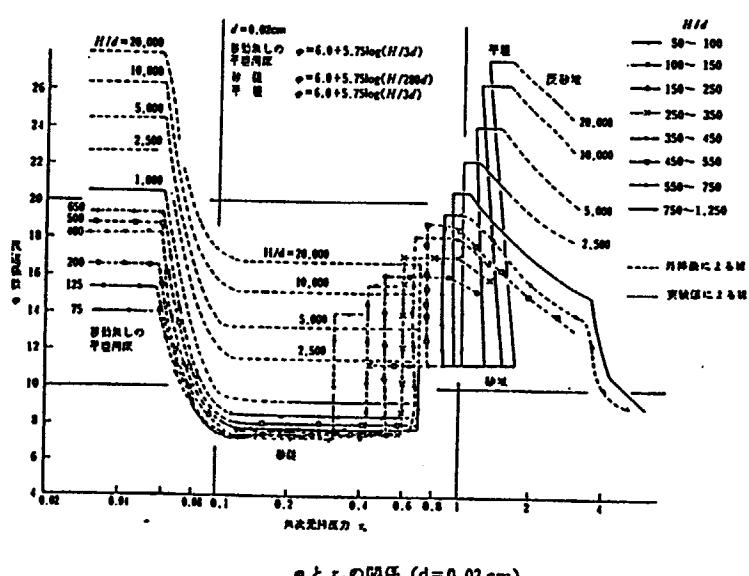
ϕ と τ_* の関係 ($d = 0.1\text{cm}$, $H/d = 15 \sim 1,000$ の場合)

セグメント 2 - 2



ϕ と τ_* の関係 ($d = 0.05\text{cm}$, $H/d = 1,000 \sim 20,000$ の場合)

セグメント 3



ϕ と τ_* の関係 ($d = 0.02\text{cm}$)

図 2.7 ϕ と τ_* の関係

2) 高水敷の粗度係数の推定法

高水敷上の粗度係数は、高水敷上の地被状況を把握して、図2.8を参考にして設定する。

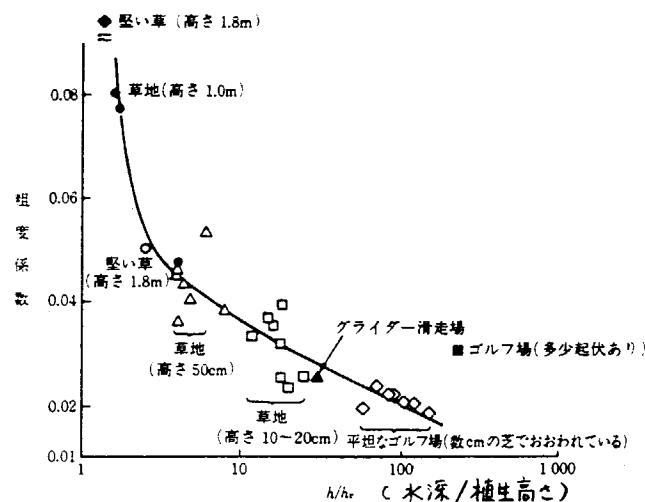


図 2.8 高水敷の粗度（地被状態と粗度の関係）³⁾

3) 根固め工の粗度係数の推定法

異型コンクリートブロックを行った根固め工の粗度係数は、建設省土木研究所⁴⁾、北海道開発局⁵⁾でおこなった実験結果を基にした、図2.11の根固め工の流速係数 ϕ より推定する。

図2.11は、次のような考え方に基づく。

① 設計水深Hを決定

土木研究所および北海道開発局の実験結果より、流速の基準面（A-A'）を定め、そこから計画H.W.L.までの水深とした。

② 摩擦速度 u_* の算定

水面勾配 I_0 の実測値を用いて、 $u_* = \sqrt{g H I_0}$ として算定。

③ 断面平均流速 V_m の算定

実験流量 Q から、断面平均流速 V_m を計算する。

④ 流速係数 ϕ の算定

$\phi = V_m / u_*$ として計算する。

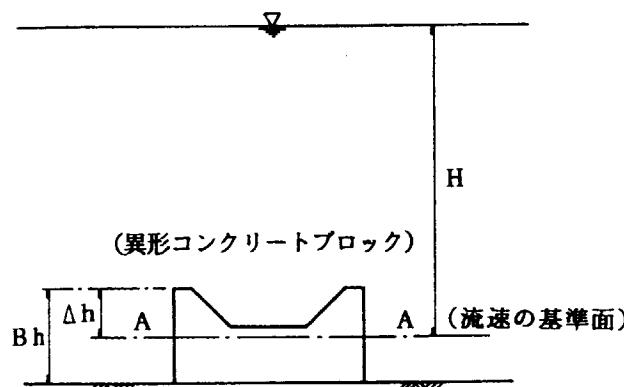


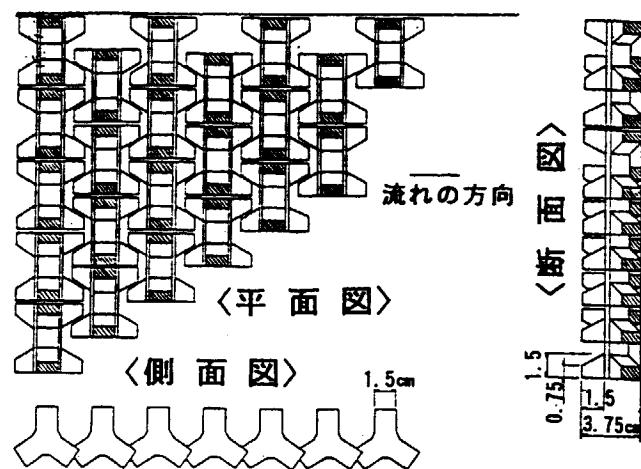
図 2.9 根固め工上の水深のとり方

表 根固めアーロック種類・配置と $\Delta h / B h$ ⁶⁾

アーロック種類と配置	$\Delta h / B h$
三連 S-I	0.51
S-II	0.89
S-III	0.84
ホースケーブ H-I	0.45
H-II	0.59
六脚 R-I	0.72
R-II	0.51
合掌 G-I	0.71
テトラポット	0.5*

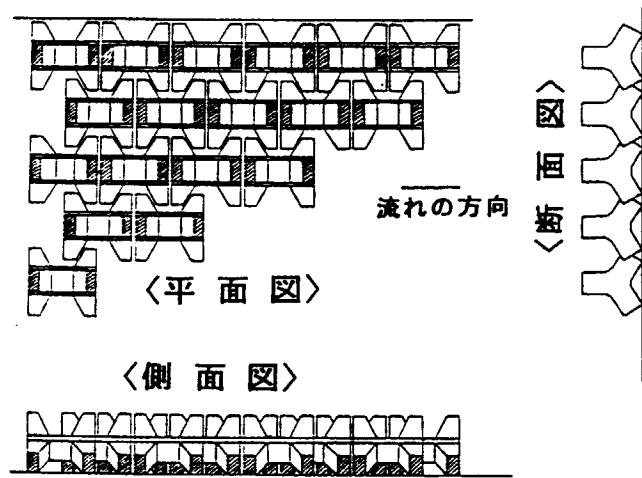
*根固めブロックを配置した場合の流速の基準面（A-A'）は、ブロック天端部から、 Δh だけ下面に設置した。 Δh は、ブロック高さ Bh との関係で次表の様に設定した。

S - I



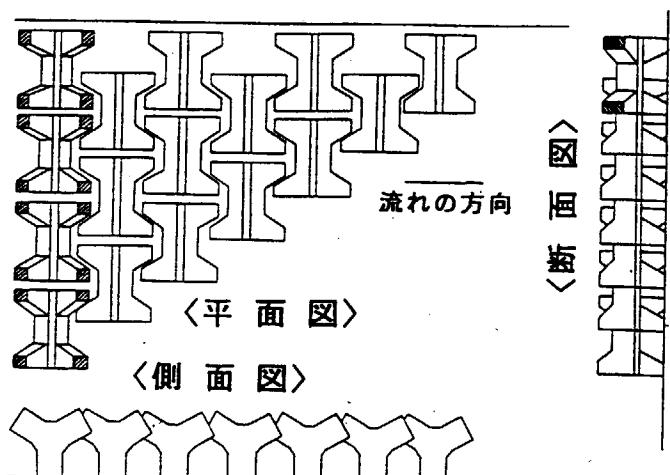
(a) 三連ブロック S - I

S - II



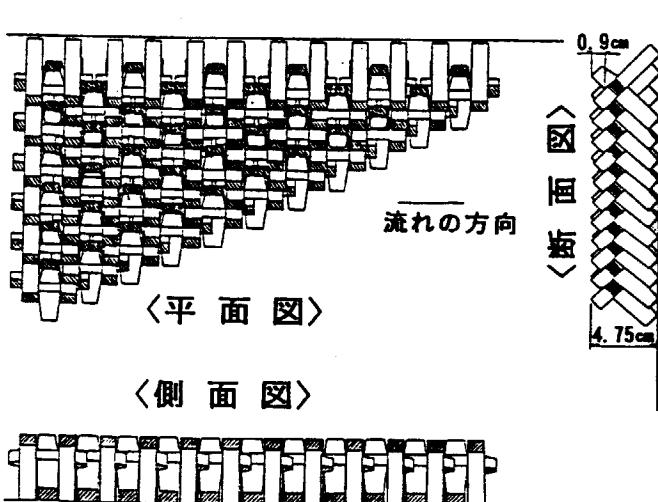
(b) 三連ブロック S - II

S - III



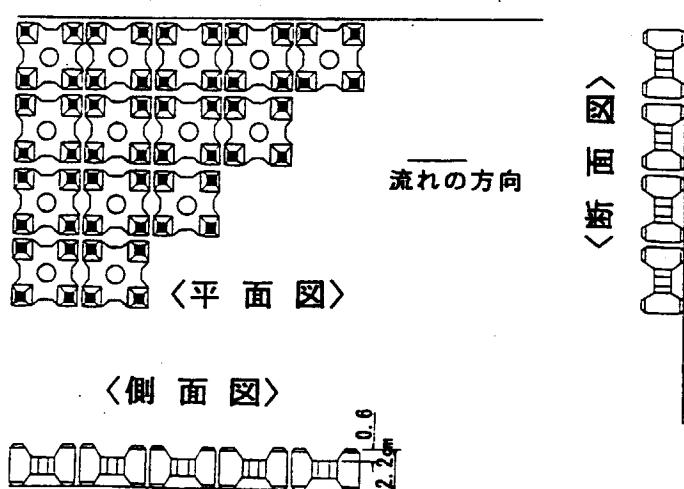
(c) 三連ブロック S - III

G - I



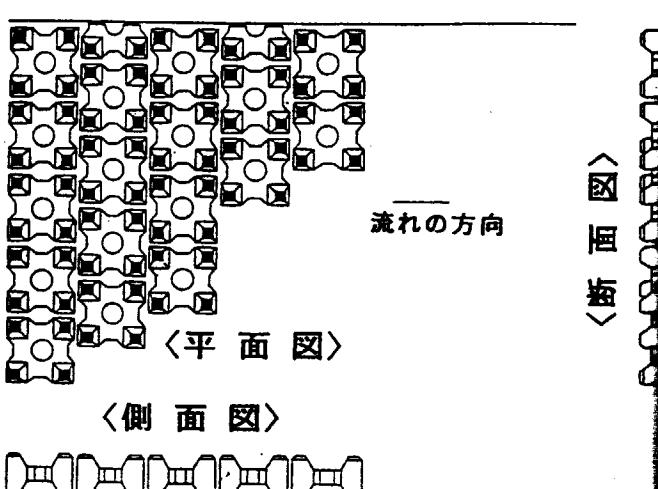
(d) 合掌ブロック G - I

H - I



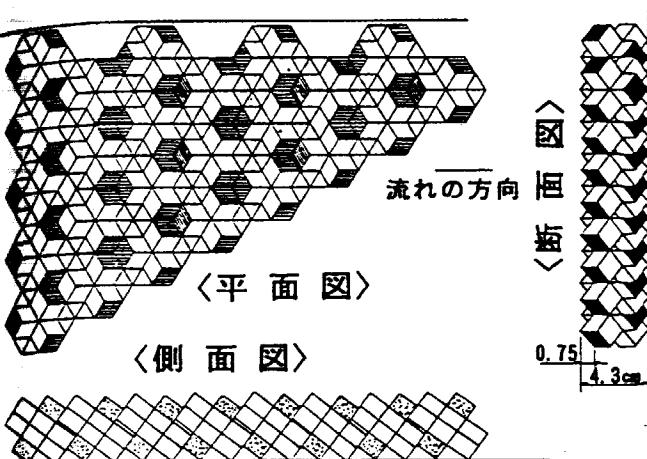
(e) ホロースケア H - I

H - II



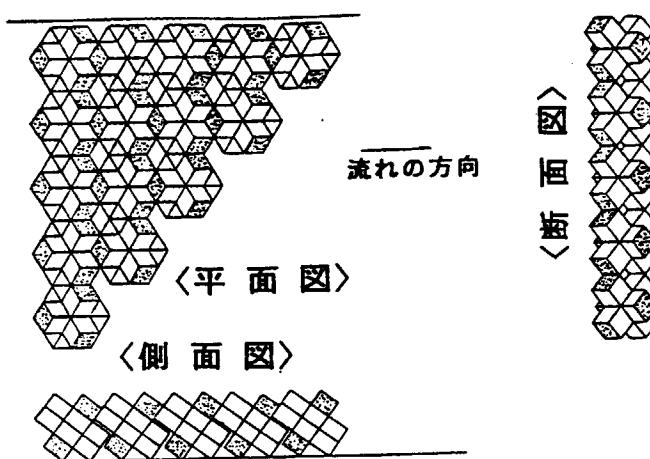
(f) ホロースケア H - II

R - I

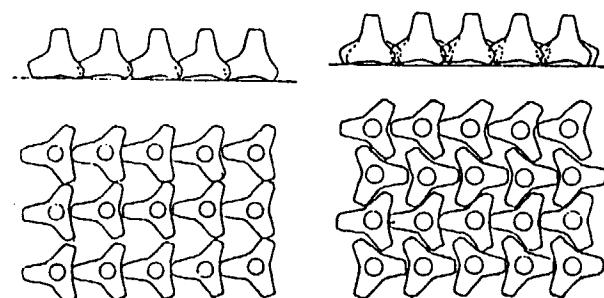


(g) 六脚ブロック R - I

R - II



(h) 六脚ブロック R - II



1層A型

1層B型

(I) テトラポッド配置図

図2.10 根固めブロック配置図

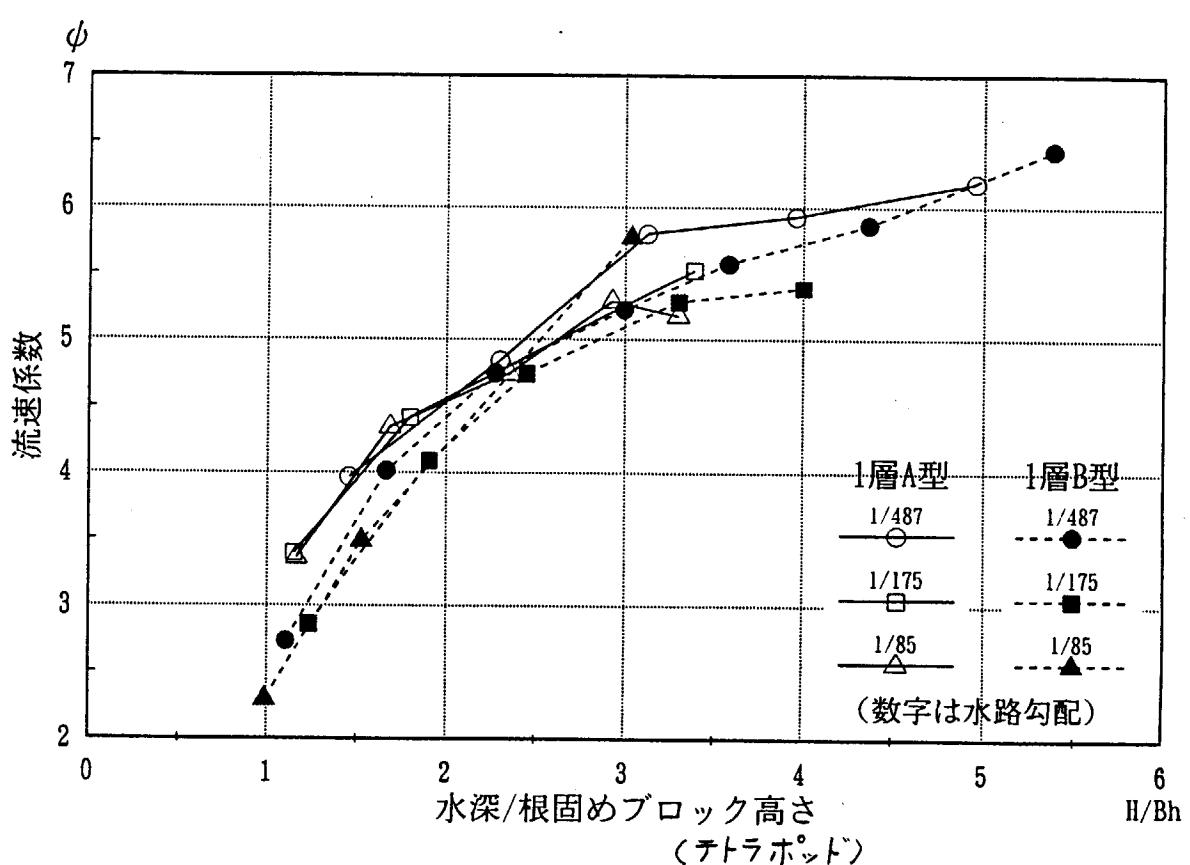
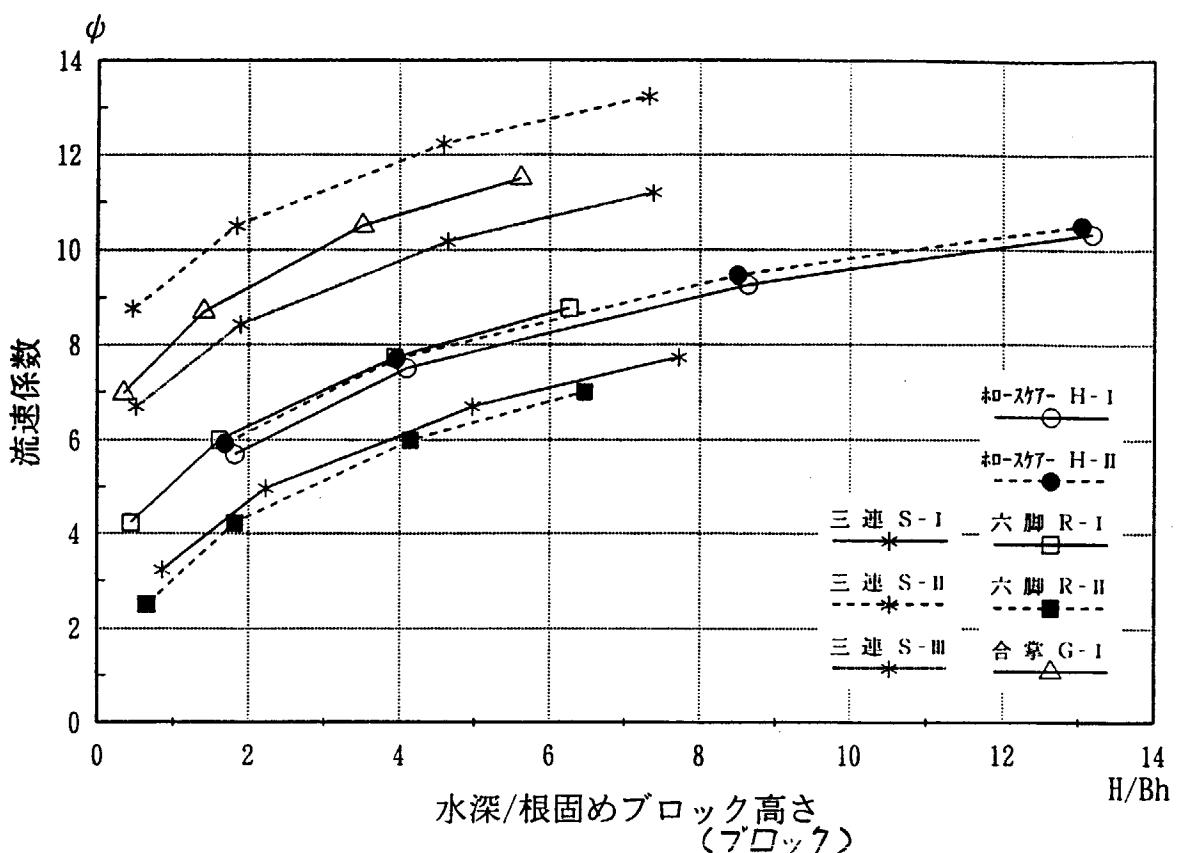


図2.11 流速係数

(5) 代表流速 V_0 の算定⁶⁾

河岸に実際に作用する流速を代表流速 V_0 と定義し、マニングの平均流速公式で求めた流速 V に割り増し係数 α を乗じ、 $V_0 = \alpha V$ として求めるものとする。

解説

護岸・根固め工の設計ではマニング公式で求めた断面平均流速 (V) ではなく、割り増しを考慮した代表流速 (V_0) を用いる。割り増し係数 α は、設置個所の特性に応じて適切な値を用いるべきである。しかし、既往洪水時のデータが無い場合には、次のような方法で決定する。ただし、高水敷の地被状態や低水路の法線形などが複雑な場合には、準三次元平面流計算や模型実験によって算出された流速を代表流速として用いるものとする。

護岸工の設計対象区間が連続している場合（一湾曲部程度）は、その区間で最大の割増率となる α を用いて代表流速を求めることを原則とする。ただし、一連の設計区間が長い場合は、区間を区切って区間ごとの割増し係数から代表流速を求めて設計を行ってもよい。

なお、すりつけ護岸については、すりつけ護岸部の河床形状、水理条件により割増し係数を求め、それを用いて代表流速を求めるものとする。

1) 高水護岸の割増し

a) 高水敷幅が狭い場合で高水敷の地被状況が一定の場合

高水敷幅が狭い場合には、高水敷上の流れは低水路内の速い流れの影響を受ける。

この影響は、福岡・藤田⁶⁾の方法を用いて、高水敷部と低水路部の運動量交換に伴う抵抗の増大を、適切に評価し、横断方向の流速分布を求めることによって、概略的に求めることができる（参考参照）。この影響による割増し係数 α の値は流速係数 ϕ をパラメーターとして、高水敷幅 b_w と高水敷水深 h_{tp} の比との関係で表現できる。これを図 2.13 に示す。

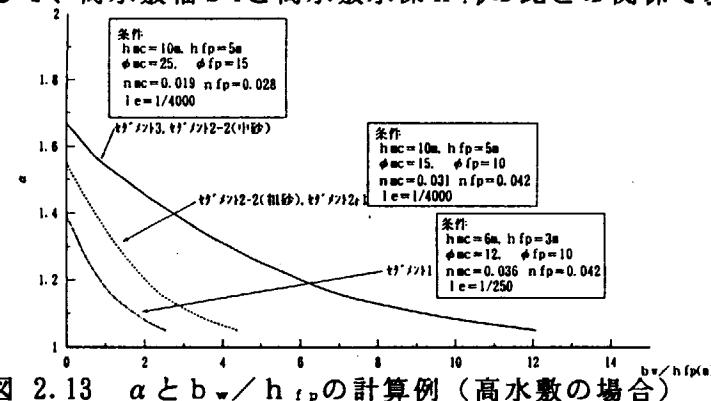


図 2.13 α と b_w / h_{tp} の計算例（高水敷の場合）

ここで、

h_{mc} ; 河床から計画高水位までの水深 (m)

h_{tp} ; 高水敷水深 (m)

ϕ_{mc} ; 河床から計画高水位までの流速係数

ϕ_{tp} ; 高水敷部分の流速係数

n_{mc} ; 河床部分の粗度係数

n_{tp} ; 高水敷部分の粗度係数

2) 低水路河岸の割増し

低水路内の流れは、湾曲部外岸、砂州による水衝部では深掘れや流れの集中によって、流速が大きくなる。この割増し係数を次のように求める。

a) 河床が固定床（三面張）で台形状である湾曲部の場合

湾曲部で強制渦型の横断方向の流速が成立するとして割増し係数 α を設定する。

$$\alpha = \frac{1}{2} \left(\frac{r}{B} \right)^{-1} + 1 \quad \cdots \cdots \text{式(2-6)}$$

ここで、 r ; 湾曲部の水路中央の曲率半径(m)

B ; 水路幅(m)

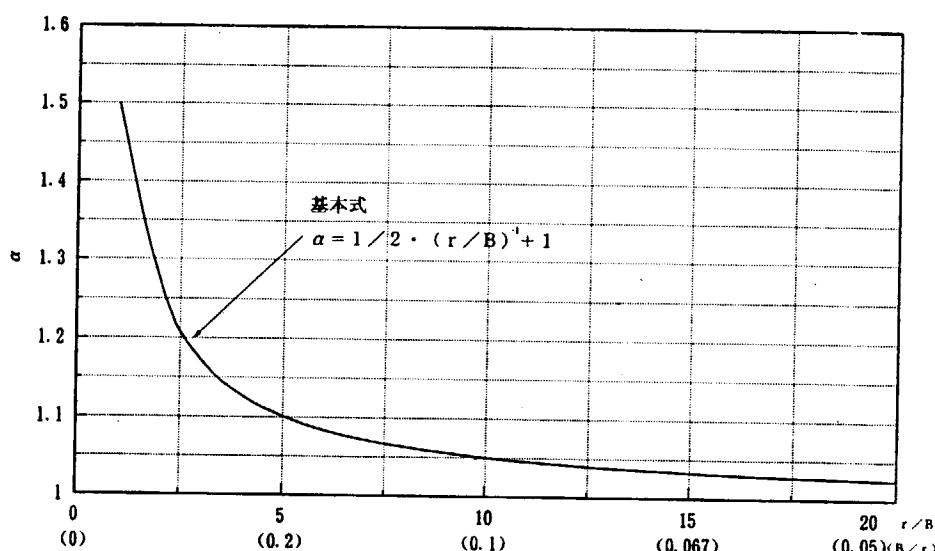


図 2.14 α と r / B の関係

b) 河床が移動床で湾曲および砂州によって深掘れが生じる場合

流速が近似的に水深の平方根に比例するとして割増し係数 α を設定する。

$$\alpha = \sqrt{\frac{\Delta Z + H}{H}} \quad \cdots \cdots \text{式(2-7)}$$

とする。ここで ΔZ は平均河床高からの深掘れ深、 H は設計水深である。 ΔZ は2.4節を参考にして評価する。ただし、 α は2.0を最大値とする。

c) 上記以外の直線部・内岸部

$$\alpha = 1 \quad \cdots \cdots \text{式(2-8)}$$

とする。

d) 護岸基礎工前面に十分な幅のある根固め工がある場合

b)の場合、護岸基礎工前面に十分な幅のある根固め工があり、その高さが深掘れの最深部標高よりかなり高い場合には、根固め工の設置による流速低減効果を下記に示す方法で評価して割り増し係数を定めてよい。

- ①過去の洪水時の実測データなどを利用して V_0 を評価する方法
- ②福岡・藤田の方法⁴⁾を用いて、十分な幅のある根固め工が設置された場合を想定して流速分布の横断形状を求めて計算する方法 (P. に詳細を示す)
- ③水理模型実験あるいは準三次元平面流計算などによる数値計算結果によって、 V_0 を求める方法。
- ④護岸工前面の深掘れ部の流速 V_{0b} に対する代表流速 V_0 の比 α' を評価し、
 $V_0 = \alpha \cdot \alpha' \cdot V$ として評価する方法

④の方法の説明

根固め工の幅が長い場合、流速低減効果を α' とし、代表流速 V_0 は、

$$V_0 = \alpha \cdot \alpha' \cdot V$$

根固め工の幅が長い場合の α' を α'_0 とすれば、概略

$$\alpha'_0 = (H_0 / H_b)^{2/3} \cdot (n_b / n_0)$$

となる。ここで、 H_b ; 根固め工前面の水深 ($\Delta Z + H$)、 H_0 ; 根固めブロック面からの水深、 n_b ; 河床部のマニングの粗度係数、 n_0 ; 根固め工のマニングの粗度係数

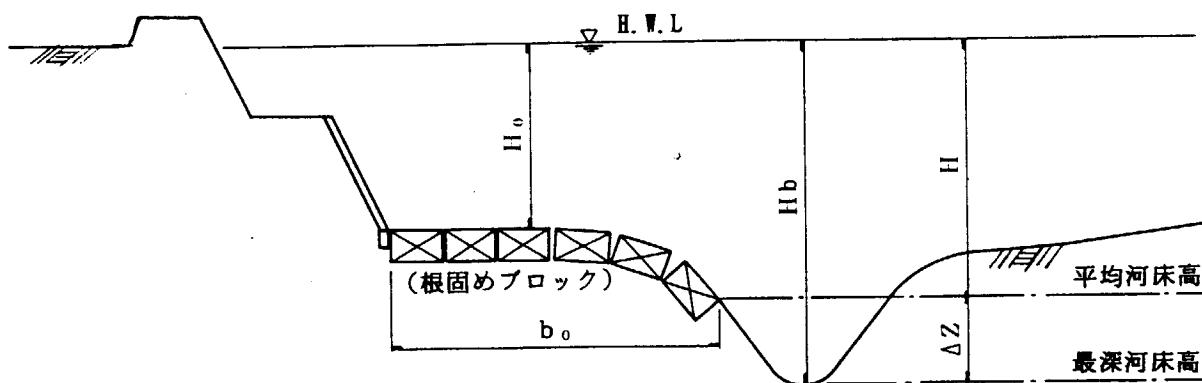


図2-15 根固め工前面の深掘れ

a' と b_0/H_0 の関係は実験的、理論的検討が十分になされていない。暫定値として、 b_0/H_0 が 7 以上であれば、

$$a' = a'_0.$$

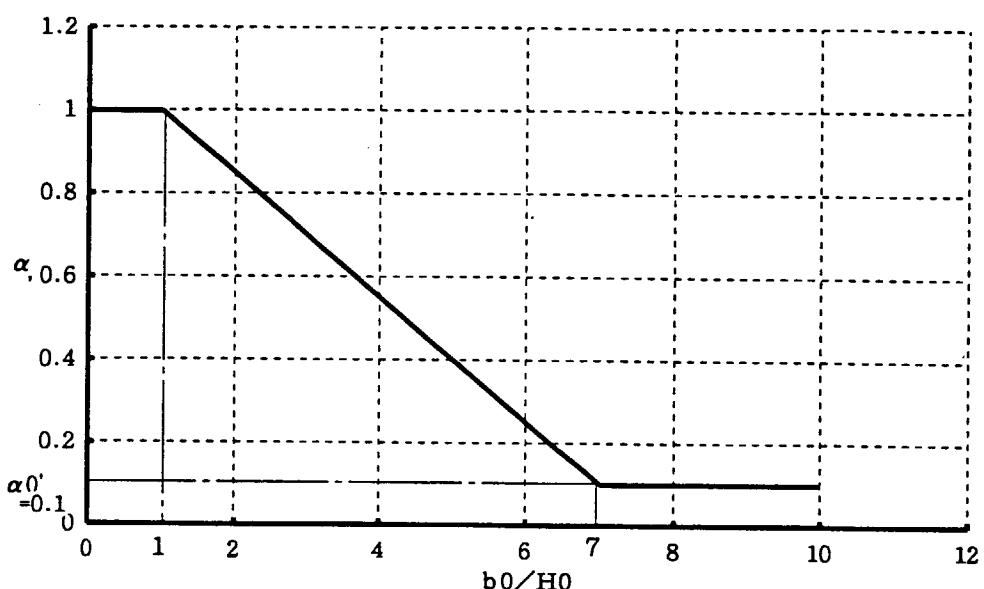
b_0/H_0 が 1 以下では、

$$a' = 1$$

とし、その中間では a' が直線的に変化するものとして

$$a' = \frac{a'_0 - 1}{6} (b_0/H_0) + \frac{7 - a'_0}{6}$$

とする。なお、根固め工は前面が掘れれば傾いたりするので、最終的には総合的に判断して a' を定めるものとする。



e) その他

河道平面形状が複雑で上記の a)b)c) では割増し係数が評価し得ない場合には別途適切な評価を行う。準三次元平面流計算の数値解析、あるいは水理模型実験は代表流速 V_0 を評価する有効な手段である。

a)b)の場合、より高度な解析手法を用いて適確に V_0 を評価した場合には、その結果を用いて良い。

3) 天端保護工の割増し

a) 高水敷幅が十分に広い場合で低水路法線が直線状である場合

高水敷上のマニング式による流速 V に割増し係数 α を乗ずる。この係数は福岡・藤田の方法¹⁾から誘導される式である。

$$\alpha = \frac{1 + \left[\frac{n_{fp}}{n_{mc}} \right]^{\frac{1}{2}} \cdot \left[\frac{h_{mc}}{h_{fp}} \right]^{\frac{1}{3}}}{\left[\frac{n_{mc}}{n_{fp}} \right]^{\frac{1}{2}} \cdot \left[\frac{h_{fp}}{h_{mc}} \right]^{\frac{1}{3}} + 1} \quad \text{式(2-9)}$$

ここで、 h_{des} ：低水路設計水深(m)

$h_{\text{f},p}$; 高水數設計水深(m)

$n_{\text{底}}:$ 低水路部のマニングの粗度係数

图 18: 高水敷部のマニングの粗度係数

α の値の目安は、次表のとおりである。

セグメント1	1.3~1.4
セグメント2	1.5~1.6
セグメント3	1.6~1.7

b) 低水路法線が湾曲している、あるいは砂州による深掘れのある場合

a)の割増し係数に2)のb)で示した低水路河岸の割増し係数を乗じるものとする。

参考 横断方向に十分な幅のある樹木群（根固め工）が存在する場合の横断流速分布
(福岡・藤田の方法)

福岡・藤田は、縦断方向に一様な水路および樹木群形態を想定し、図2.17のように座標を設定した場合の横断流速分布に関して、境界部での運動交換に着目して理論的評価をおこなった。以下にその抜粋を示す。

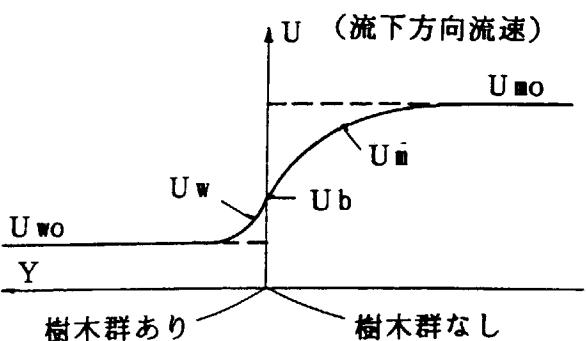


図2.17 座標のとり方

土木研究所報告、第180号「洪水流に及ぼす河道内樹木群の水理的影响」1990年、より
運動方程式は次式で表される。

$$\rho g h I_b - \frac{\rho}{2} F u^2 + h \rho \varepsilon d^2 u / dy^2 = 0 \quad (1)$$

ここで、 u ：鉛直平均流速、 h ：水深、 F ：摩擦損失係数 ($F = 2g n^2 / h^{1/3}$)、 ε ：横断方向の干渉効果の大きさを表す水平渦動粘性係数、である。 ε が与えられれば上式に基づいて u を求めることができる。しかし、ここで対象としているような流体間の混合現象では、 ε は流れと独立に与えられるものではなく、流れの状況、具体的には横断流速分布と強い関係を持っている。したがって、対象としている流れと無関係に ε を与えても実測値を説明できるような解は得られない。石川らは、横断方向に粗度を変化させることにより得られる開水路平面セン断流の横断流速分布を求める方法について検討している。その中で、干渉効果が顕著な部分の幅と流速差とを掛合わせたものが ε と比例関係にあると仮定することにより、横断方向の流速分布を計算により再現できることを示している。すなわち、 ε が次式により決まると仮定している。

$$\varepsilon = f'(u_{m0} - u_{w0}) \Delta Y \quad (2)$$

ここで、 ΔY ：干渉効果が顕著な部分の幅、 f' ：上式よりも ε を決めるための無次元の係数、である。ここで取り扱っている流れも、基本的には開水路平面セン断力の一種であると考えられるが、粗度の半分が樹木群から成っていることが石川らの対象とした流れと異なっている。そこで、粗度を構成する部分の一部が樹木群から成っている場合にも石川らの平面セン断流解析の方法が有効かどうかを確認するため、計算値と実験値を比較する。まず、水

路の片側について樹木群の抵抗則、すなわち [流速 $u_w = K I^{1/2}$] を用いることにより得られる横断方向の流速分布の計算式を得る。結果を以下に示す。

$$u_w = (u_b - u_{wo}) \exp \left(- \sqrt{\frac{F_w u_{wo}}{h \epsilon}} \cdot y \right) + u_{wo} \quad (3)$$

$$u_m = (u_b - u_{mo}) \exp \left(- \sqrt{\frac{F_m u_{mo}}{h \epsilon}} \cdot y \right) + u_{mo} \quad (4)$$

ここで、 u_w ：樹木群内での流速、 u_m ：主流部での流速、である。また F_w 、 F_m ：それぞれ樹木群内と主流部での摩擦損失係数、 u_b ：樹木群内外の境界での流速、 u_{wo} 、 u_{mo} ：それぞれ干渉効果の影響範囲外での樹木群および主流部での流速(図-5.2参照)、である。 F_w 、 F_m はそれぞれ次式により求めることができる。

$$F_w = 2g h / K^2 \quad (5)$$

$$F_m = 2g n_m^2 / h^{1/3} \quad (6)$$

u_b 、 ϵ は次式で与えられる。

$$u_b = \frac{u_{wo} \sqrt{F_w u_{wo}} + u_{mo} \sqrt{F_m u_{mo}}}{\sqrt{F_m u_{mo}} + \sqrt{F_w u_{wo}}} \quad (7)$$

$$\epsilon = (f')^2 (u_{mo} - u_{wo})^2 \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{F_m u_{mo}}} + \frac{1}{\sqrt{F_w u_{wo}}} \right)^2 \cdot h \quad (8)$$

ここで誘導された u_w 、 u_m を用いて、境界部での横断流速分布形状が評価できる。

なお、境界部分で発生する流速 u_b は、(7)式で評価できる。これは、干渉効果の影響範囲外での流速 u_{wo} 、 u_{mo} をマニング式などで別途評価し、 F_w 、 F_m を計算して与えることができる。また、この時の u_b/u_{wo} の比は、2.3.(5).1.a.高水敷幅が狭い場合で高水敷の地被状況が一定の場合の割り増し係数 α として、図2.13に示す。

2-4 最深河床高の予測

(1) 目的

護岸・根固め工の設計にあたっては、設計対象箇所の最深河床高の予測を行うものとする。なお、最深河床高の予測は、対象河川の河床変動データ、河道特性を考慮して、適切な方法を用いるものとする。

解説

護岸破壊の原因の多くは護岸基礎前面の河床低下によるものであり、護岸設計対象箇所の河床変動による将来の最深河床高は、重要な設計条件である。将来の最深河床高を正確に予測することは難しいが、ここでは、以下に4つの方法を示す。これらの中では当該河川の河道特性を最も反映できるという意味では方法1によって判断することが望ましい。これは、過去の被災状況、河岸および河床の洗掘現象、河床材料および岩の露出状況、河床変動の原因がある程度反映できるためである。

ただし、資料が不十分な場合やその判断が困難な場合、さらに、河道形状を変更する場合には、方法2の既往研究成果の活用や、方法3の数値計算、さらに方法4の水理模型実験による予測を行う。

なお、河道改修などにより河床掘削を行うことが明かである場合には、掘削後の状況で生じる平均河床高の検討を行った上で、最深河床高を予測しておく必要がある。

また最深部には、粘土層、洪積層、岩が露出することがあり、これによって深掘れが規定されることがあるので、土層構造についても検討しておくことが必要である。

(2) 方法1：経年的な河床変動データからの予測

設計対象河川に、長期間にわたる河床変動データが存在する場合には、経年的な河床変動データを用いて予測を行うことを原則とする。

解説

これは、当該河川における経年的な縦横断図を整理して、それらの変動データから最深河床高を予測する方法である。航空写真、みお筋経年変化平面図、最深河床高縦断経年変化図などの資料から洗掘発生場所が予測できる。

設計対象箇所の最深河床高の経年変化傾向から、次図に示すグループ毎に、将来の最深河床高を評価する。

この際、河床変動の原因を究明しておく必要がある。（ダム・堰の新設、河道掘削、砂利採取など）

なお、砂利、玉石河道の場合は、洪水後の埋戻しが少ないのでこの方法で適切に評価できるが、砂河川の場合は、洪水後も河床材料が移動し、最深部が埋め戻されるので、この方法をそのまま使用するのは好ましくない。

(河床高の経年変化の判定例)

作成した各河川・各地点別の河床変動状況図に対して、河床変動の経年変化をグループ分けし、適切に最深河床高を評価する。

1) 河床低下傾向が継続している例

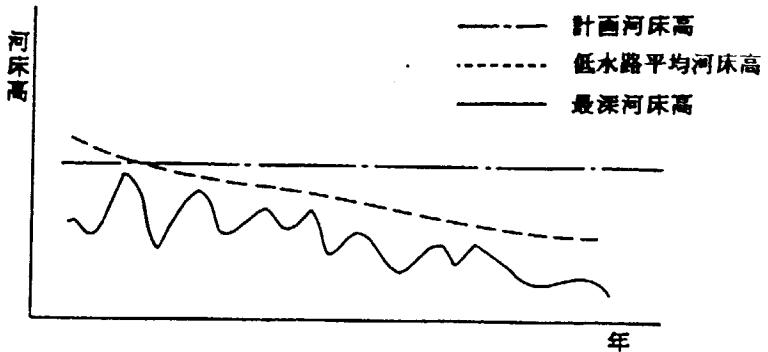


図 2.18 河床高の経年変化の判定例 1

原因を究明（上流のダム、砂利採掘など）

、河床変動量を把握する必要がある。

2) 河床低下傾向はないが、変動が有る例

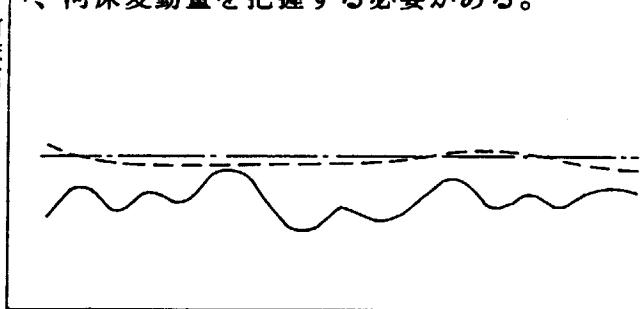


図 2.19 河床高の経年変化の判定例 2

変動原因を検討し、既往の最大洗掘深をとってよいか判断する。砂利河川(セグメント1,2-1)で、変動原因が砂州によるものと判断できる場合には既往の最大洗掘深とする。砂河川(セグメント2-2)で砂州の影響により変動している場合には、既往の最大洗掘深データが大出水後のデータである場合のみ、既往の最大洗掘深とする。そうでない場合は埋め戻しがあるため、別途検討を行う。デルタ河道も、既往最大洗掘深が大出水後のデータならば、既往最大洗掘深とする。

3) 河床低下傾向が収束している例

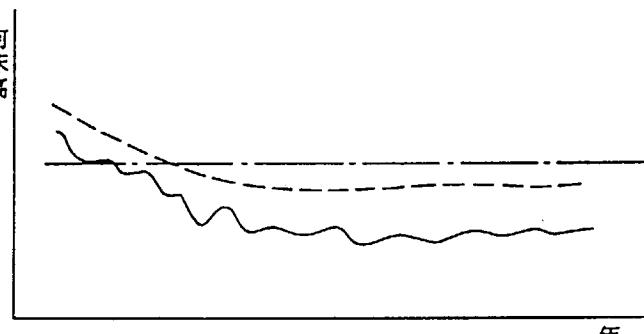


図 2.20 河床高の経年変化の判定例 3

アーマリングの発生、あるいは河床の岩などの露出が生じたと推定されるので、近年の最大洗掘深をとる。

* アーマリングとは、洪水時に河床材料のうち細流分が流送され、河岸が粗い物質で覆われる現象をいう。この状態では、河床材料の移動は大出水時においてのみ、発生するようになる。

(3) 方法2：既往研究成果からの予測

設計対象河川に、長期間にわたる河床変動データが存在しない場合には、対象箇所の河道特性、洗掘原因に適合する研究成果、経験的手法などを用いて予測する。

解説

1) 河道平面形状と洗掘深

河道内には、砂州発生、蛇行を原因とした水衝部の発生、湾曲部での2次流の影響などによって洗掘が発生する。これらの現象は河道平面形状と密接に関連しており、多数の研究者によって洗掘深の数量的評価が試みられている。

表2.3に、代表的な研究成果を示す。

表2.3 洗堀深の評価方法（セグメント分類・河道平面形状別）

	セグメント1	セグメント2	セグメント3
直線河道	砂州波高による評価可能。式(2.1)を用いる。		砂州発生せず。
単わん曲河道	河道湾曲率 (r/B) を用いた評価可能。図 2.16を用いる。		2次流の影響による評価（研究例多數）
蛇曲河道		同上	

洗掘深算定に際しては、基本的に平均年最大流量時の水深(H_m)を用いて評価する。

ただし、砂州の列数が変化する砂河川、湾曲部、河口部では、計画流量時の洗掘深が平均年最大流量時の最深河床高より大きくなる可能性がある。この場合は、計画流量時の洗掘深も考慮して適切に評価する。また、沖積地河川の河床には、洪積、粘土層、岩が露出することがあり、深掘れを規定することがある。したがって既存のボーリングデータの収集や、必要であればボーリング調査を行い、河床の土質状況を把握したうえで、深掘れ深の予測を行う。

日本の河川における典型的な砂州のスケールを図2.18に示す。

列数とは、図21のような交互砂州をそれぞれ数える基本単位とし、これを1列とする。

複列砂州は単位砂州が背中合わせになったものとして2列となり、図中右側の多列砂州は4列となる。

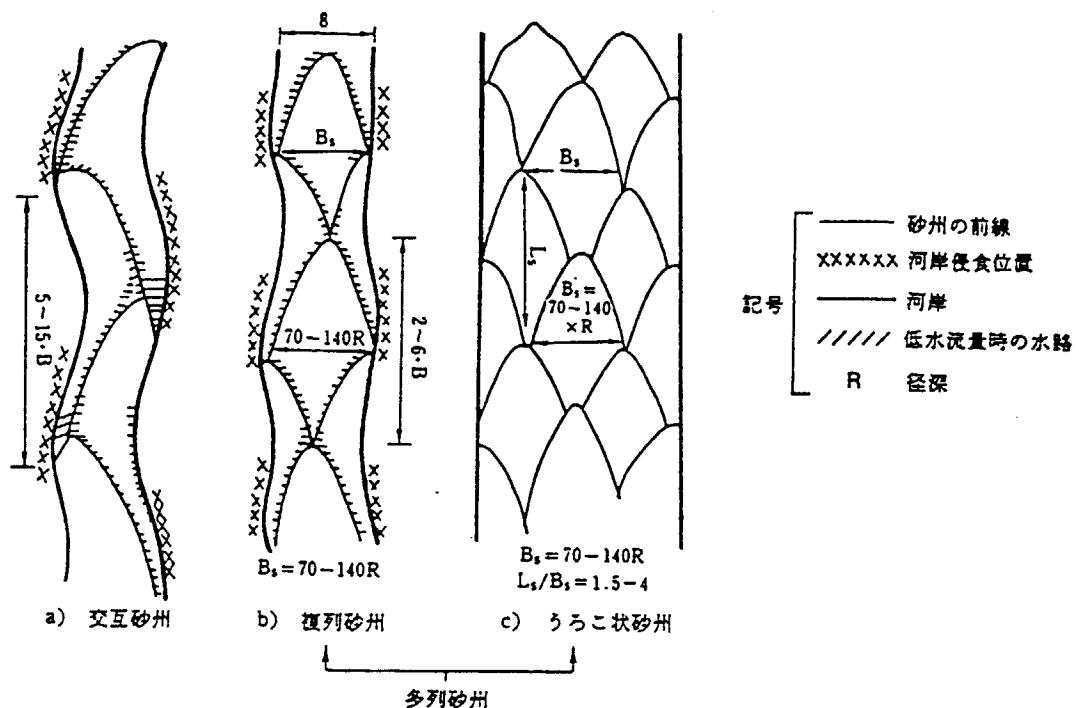


図2.21 典型的な砂州のスケール¹⁾

① 直線河道の場合

河道幅がほぼ一定の直線河道では、深掘れ部の水深は、主に砂州の規模（砂州波高、波長）で決まる。

a. 砂利河川（セグメント1, 2-1, 2-2 の一部）

図2.22に示すように、砂州波高を H_s とすれば一般に、

$$H_{max..} / H_m = 1 + 0.8 H_s / H_m \dots \dots \dots \quad (\text{式2.1})$$

として最大洗掘部の水深($H_{max..}$)を評価することが可能である。 $H_{max..}$ を評価するための水深 H_m は、平均年最大流量時の水位を用いて評価する。なお、 H_s は図2.22より評価する。

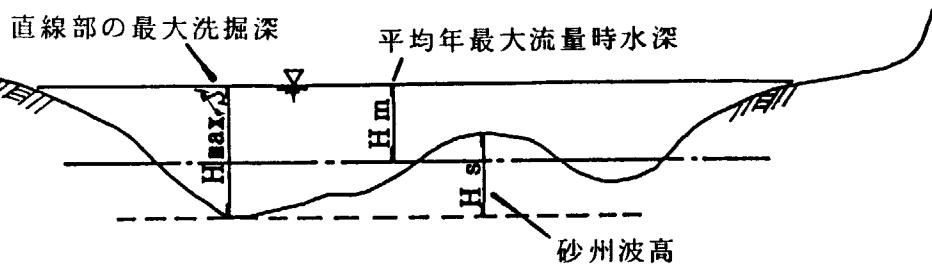


図2.22 最大洗掘深($H_{max..}$)の説明図

$H_{max..}$; 直線部の最大洗掘深(㎜)

H_m ; 平均年最大流量時水深(㎜)

H_s ; 砂州波高(㎜)

b. 粗砂・中砂の河川（セグメント2-2）

一般に、大出水時と小出水時の砂州規模、あるいは、砂州の高さが異なることがあるので、大出水時の深堀れは評価が難しい。

中小出水時に単列砂州を形成している河道では、大出水時の砂州高さは小さくなる。このような場合は、平均年最大流量時（中小出水時に相当）の深掘れ深をとるのが望ましい。

また、中小出水時に多列砂州を形成している河道では、大出水時には、列数が減少し深掘れ深が大きくなることがある。このような場合の深掘れ深の適切な評価法はないが計画高水流量時の砂州高や平均年最大流量時の砂州高の平均値をとるなどの総合的評価を行って定める。

c. 細砂(0.2mm以下)の河川（セグメント3）

一般に砂州は発生せず、直線河道であれば、最深部は河道中央寄りとなる。最深部には、洪積粘土層が露出し、河床洗堀がそれ以上進まないことが多い。

なお、直線河道であっても川幅の変化があると、洪水時には川幅の狭いところが洗掘され、広い所に堆積する。このような場所での、洪水時の最深河床高評価にあたっては川幅変化に対する評価が必要である。これによる平均河床高の変化は、河床変動計算を行うことによって求めることができる。

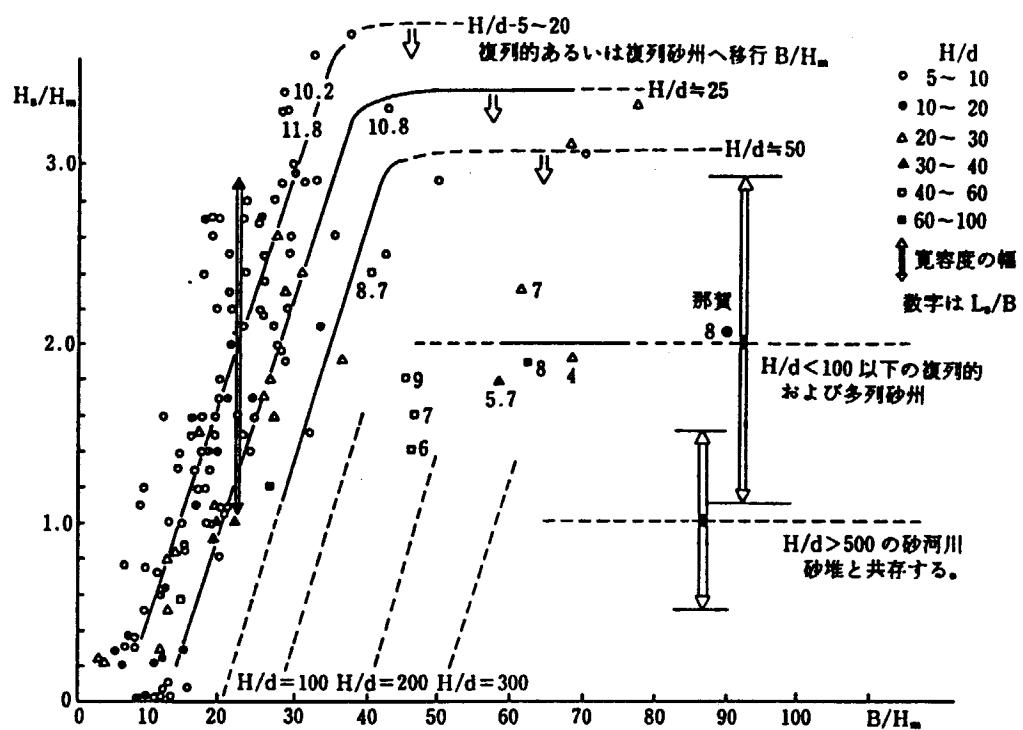


図 2.23 H_s/H_m と B/H_m の関係 (ただし τ_s は 0.03~0.4 の範囲) ¹⁾

② 単わん曲の場合

単わん曲河道で、水衝部で砂州が発生しないような場合、最大洗掘深(H_{max})は、平均水深(H_m)との比として河道湾曲率(r/B)で評価する。

また、河道幅が広く、この中に単列砂州が出来るような場合には、最大洗掘深 H_{max} と直線部の最大洗掘深 $H_{max..}$ との比として r/B で評価する。

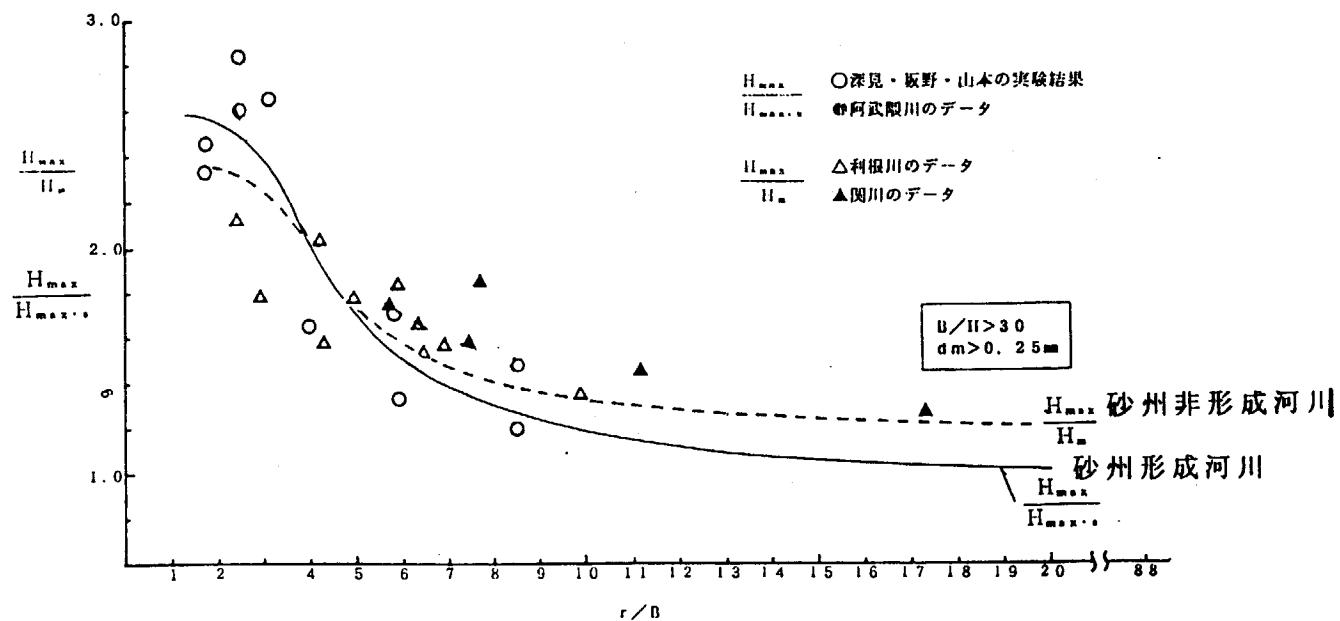


図 2.24 湾曲部における H_{max}/H_m ($H_{max..}$) と r/B の関係¹⁾

H_{max} ; 洗堀部までの水深

H_m ; 平均水深

(砂州なしの場合の水深)

r ; 河道曲率半径

B ; 水路幅

β ; 解析定数

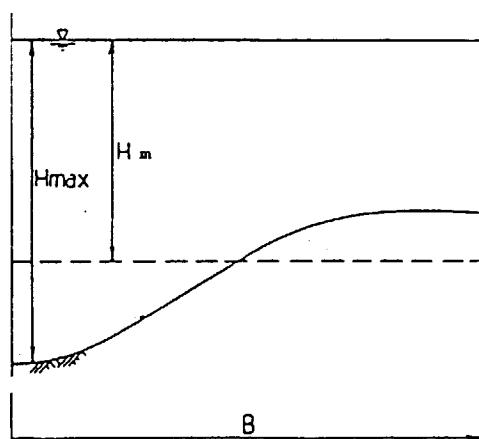


図 2.25 最大洗掘深 (H_{max}) の説明図

セグメント1の一部とセグメント2-1の一部の、直線的で交互砂州が発生し、直線部どうしが単湾曲でつながっているような河道では、直線部の淵の部分の水深を $H_{max..}$ とすると、

$r / B = 2.5$ で	$H_{max} / H_{max..}$	$2.3 \sim 2.8$
$r / B = 4$	$H_{max} / H_{max..}$	$1.5 \sim 2.3$
$r / B = 8$	$H_{max} / H_{max..}$	$1.2 \sim 1.5$
$r / B = 12$	$H_{max} / H_{max..}$	$1.05 \sim 1.2$
$r / B \geq 15$	$H_{max} / H_{max..}$	$1.0 \sim 1.1$

程度となる。

B / H_m が 100 以上となり多列砂州が発生する場では、 H_{max} / H_m の値に対しての r / B の影響が小さくなり、図 2.23 の適用ができなくなる。

一般に、列数が多いほど r / B の影響は小さい。

③ 蛇曲河道の場合

蛇曲河道の外岸側に水衝部が発生する場合、そこに生じる洗掘深については、単わん曲河道の場合と同様に考えることができる。

2) 構造物周りの場合

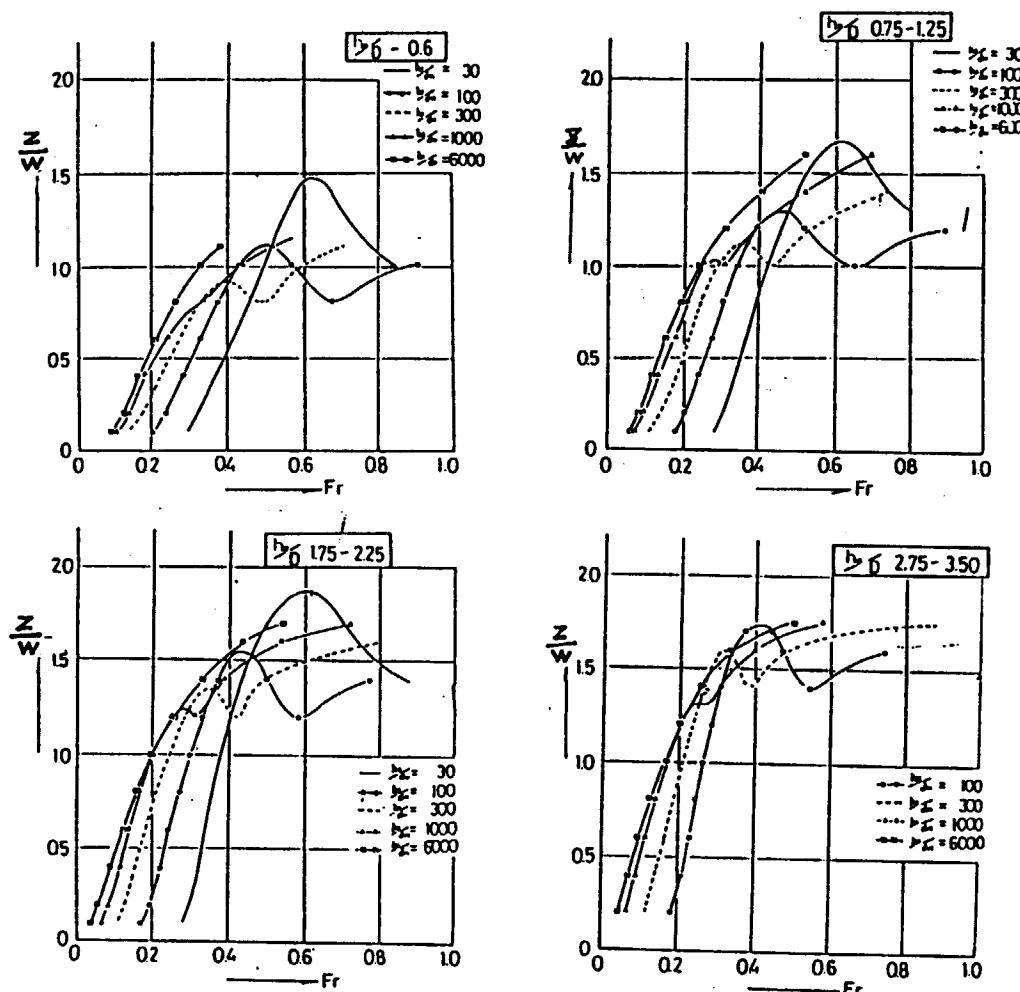
河道内に構造物がある場合、その周辺が局所的に洗堀されることがあるため、十分に注意して根固め工などの設計をおこなうべきである。

考慮すべき構造物としては、橋脚、突起状の水制などがある。

① 橋脚周辺の最大洗堀深(Z)

橋脚周辺の最大洗堀深は、流れが脚軸に平行である場合は Z/W と h_0/W , F_r 数の関係から予測することが可能であり、図2.26を用いる。

なお、洗堀の影響範囲は、洗堀深の2倍程度である。



ここで、 Z ; 平均河床からの最大洗堀深(m)

W ; 橋脚幅 (m)

h_0 ; 平均河床からの水深 (m)

d_m ; 河床材料平均粒径 (m)

図2.26 F_r 数と Z/W と h_0/d_m の関係⁷⁾

② 水制まわりの最大洗掘深

砂利河川に置かれた非越流型水制まわりの最大洗掘深は、水路実験結果から τ_* , H/d , l_o/H , l_o/B との関係を用いて図2.27, 2.28⁸⁾のように示される。設計では、対象箇所の水制諸元と図2.27, 2.28から最大洗堀深を予測して用いる。なお、砂河川の洗堀深は実験データがないが、 $Z_m/H = 1.0$ 程度とするのが適切である。

なお、洗堀現象の影響範囲は、洗堀深の2倍程度である。

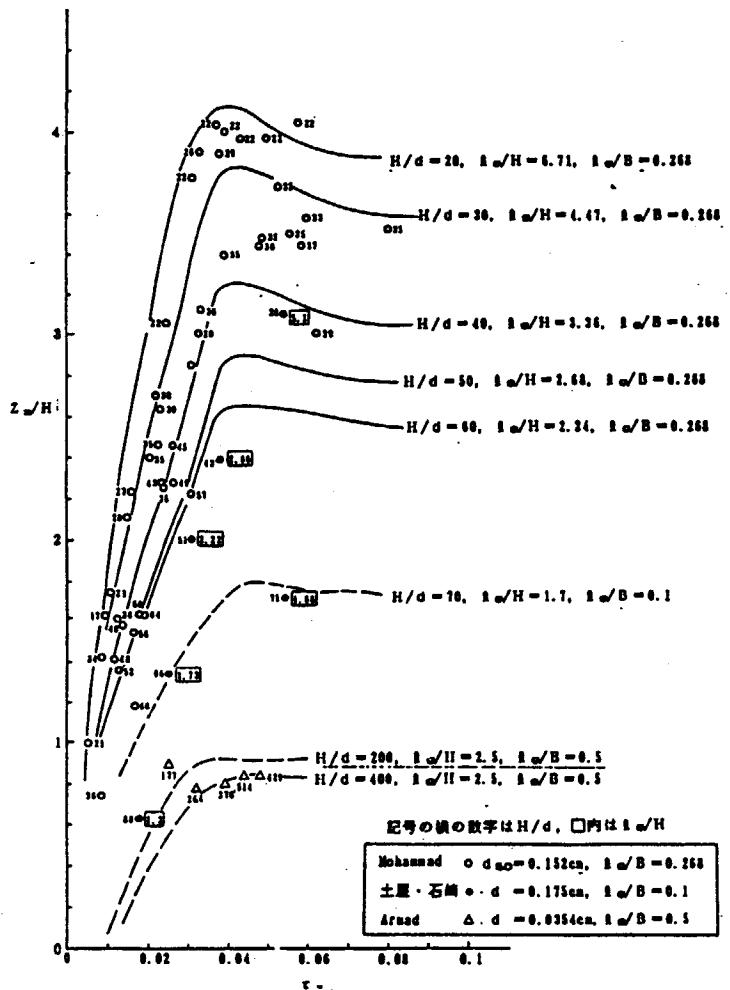


図2.27 Z_m/H と τ_* , H/d , l_o/H , l_o/B の関係⁸⁾
($d=0.152\text{cm}$, 0.175cm , 0.0354cm の実験データ)

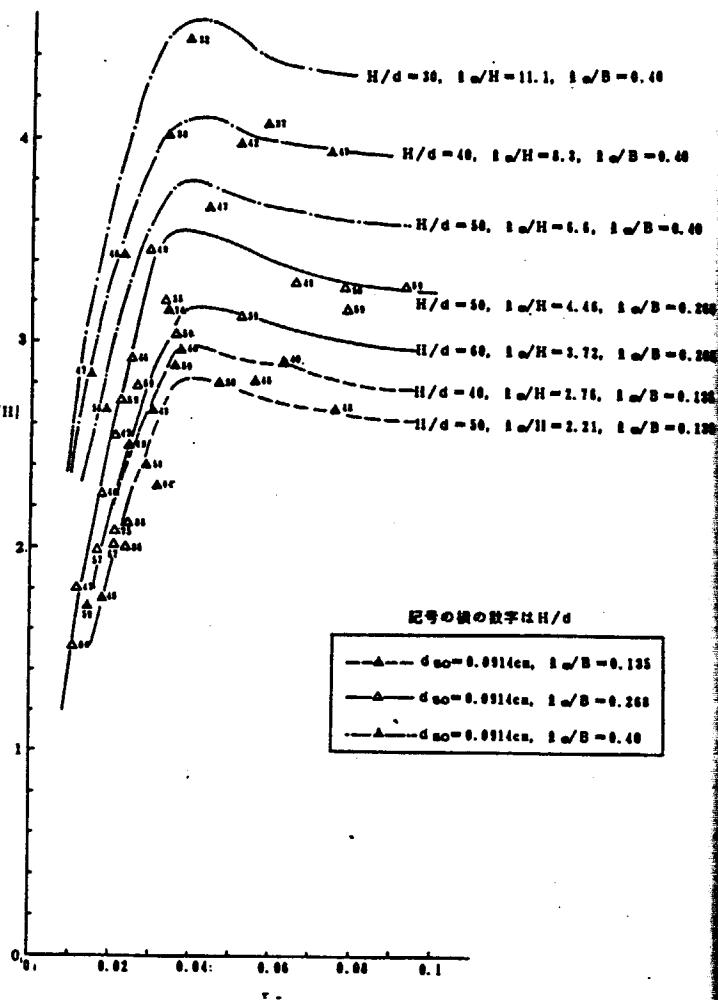


図2.28 Z_m/H と τ_* , H/d , l_o/H , l_o/B の関係⁸⁾
($d=0.0914\text{cm}$ の実験データを用いた)

(4) 方法3 数値計算による予測（準3次元河床変動計算）

設計対象河川に、長期間にわたる河床変動データがない場合は、数値計算によって最深河床高を予測してもよい。この場合は検証計算を行って適用の妥当性を明らかにしておくものとする。

解説

河床変動計算は流体と流砂の運動を数値計算より求めて、洪水時の平面河床変動や水衝部の流況、局所洗堀深の予測や河岸近傍の最大流速や偏流の状況を把握し、河道計画を検討するためによく用いられている。^{9) 10) 11)}

本手法は、境界条件が複雑な場合（蛇曲河道や単わん曲のような単純な河道形状でない場合）にも適用できる方法であるが、解析方法の適用限界やパラメータの設定に対する十分な考慮が必要であり、適合性の検証を行うものとする。

(5) 方法4 移動床模型実験による予測

設計対象河川が河道計画上特に重要な区間となっている場合には、移動床水理模型実験によって最深河床高を予測する。最深河床高の評価にあたっては、実験の相似性について十分検討するものとする。

解説

大幅な河道改修を行う場合や重要な河道計画である場合には移動床模型実験がしばしば行われる場合がある。模型実験では最深河床高の予測だけでなく護岸設置箇所の決定、代表流速決定を行うことができる。河床材料が砂利となっている河道の模型実験は、河床材料の選定が正しければ相似性が高く実験結果の信頼性は高い。一方、河床材料が砂である河川の模型実験は相似性が低いため、実験結果をよく検討した上で洗堀深を算定しなければならない。また、河床下に難侵食層がある場合には模型の相当する部分を固定床にする必要がある。



写真2.7 移動床模型実験（土木研究所）

2-5 設置場所とその範囲

(1) 基本方針

護岸・根固め工の必要範囲・施工順位などの設定は、河岸のランク分けに基づいて決定するものとする。

(2) 河岸と堤防のランク分け

低水河岸および堤防は下記の通りにランク分けを行う。

低水河岸

- ランク 1 河岸侵食防止工が破損されると、堤防の安全性が損なわれる恐れのある河岸。
- ランク 2 河岸侵食防止工が無ければ河岸侵食が生じるが、堤防の安全性が損なわれる恐れの無い河岸。
- ランク 3 河岸侵食の可能性が少なく、また生じても、それが継続的に進む恐れが無い河岸（水裏部など）。

堤 防

- ランク 1 高水河岸侵食防止工が破壊されると、堤防の安全性が損われる恐れのある堤防。
- ランク 2 堤防侵食の可能性がほとんどないと判断される堤防。

解説

平面形状、砂州形状、構造物などにより生じる河岸侵食に主眼をおき、高水河岸、低水河岸、それぞれをランク分けする。ランク分けは以下のとおりである。

低水河岸

1) ランク 1 の河岸

- ① 高水敷の侵食が堤防破壊に至ると判断される箇所はランク 1 とする。

具体的には、一回の洪水により生じうる最大侵食幅を許容高水敷幅とし、現況高水敷幅がこれ以下の場所をランク 1 とする。

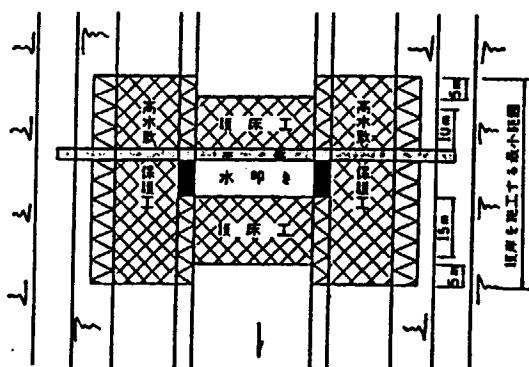
セグメント 2 および 3 の場合、許容高水敷幅(B_s) は低水河岸高(h)との比で、 $B_s > 5h$ とする（参考；セグメント別の低水河岸の侵食量）。

セグメント 1 の場合は、低水路内に発生する砂州幅の 1/2程度が許容高水敷幅 (B_s) となる。しかし、低水路護岸により河岸侵食を防いでも、大出水時には高水敷が侵食される恐れがあるので、このような場合には高水護岸の基礎部の強化を図るべきである。

② 河川管理施設等構造令により、護岸の設置が義務付けられている箇所はランク1とする。

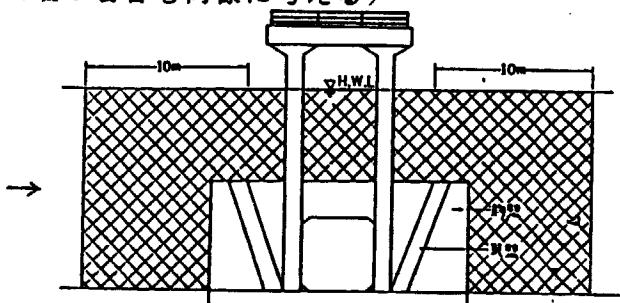
低水河岸・堤防共通

河川管理施設等構造令に定められた範囲……ランク1と判断する。

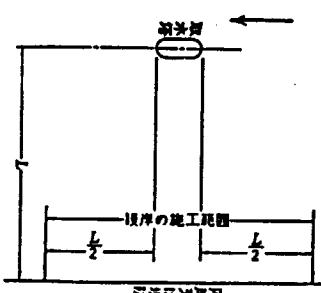


床止めの取り付け護岸の範囲

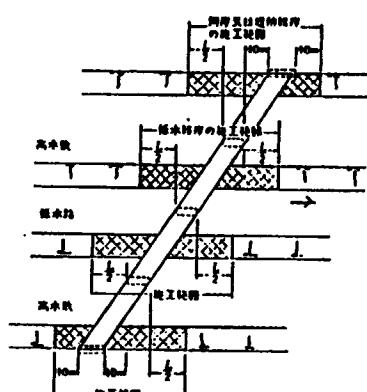
(堰の場合も同様に考える)



規則第25条第2号の規定による樋門の護岸の例



取水塔の設置に伴い必要となる護岸の施工範囲



橋の設置に伴い必要となる護岸長

*注 河川管理施設等構造令に示す範囲以外にも、構造物の周辺で侵食防止対策が必要と考えられる場合には、護岸工を設置するものとする。

例) 階段工の上下流部

図 2.29 河川管理施設等構造令に記載されているランク1の箇所の説明図

2) ランク 2 の河岸

以下に該当する範囲はランク 2 とする。

- ① 平面線形から判断して水衝部となっている箇所
- ② 砂州のある場合は、砂州によるみお筋が河岸に寄っている箇所
- ③ 砂州の無い場合は、河床最深部が低水河岸に近接している箇所

護岸の必要範囲は、次のように考える。

単列砂州で砂州の移動が生じない蛇行河道（参考；単列砂州の移動停止限界角度）であり、かつ川幅がその河川の平衡川幅程度の場合には、河岸沿いの河床高が平均河床高よりも低い河岸に侵食防止工を設置する。また、左右岸の侵食防止工は川幅程度以上に重なり合うように配置することを原則とする。平衡川幅より川幅が狭く、河岸材料が通常の固定砂州、氾濫原堆積物からなる場合は、流水によって侵食され川幅が広がるおそれが強いため両岸に侵食防止工を設置する。

直線状の低水路では、河岸が固い物質から成る河道区間以外の河道と、セグメント 3 の河道では、原則として両岸に侵食防止工が必要である。

平均年最大流量時に多列砂州（複列砂州以上）となる場合も、原則として両岸に侵食防止工が必要となる。

なお、①の箇所の判断方法の事例を後述の参考の項に示す。

3) ランク 3 の河岸

1)、2)に該当しない区間はランク 3 とする。

水裏部などの河岸侵食の恐れの少ない箇所がこれに相当する。

堤 防

1) ランク 1 の堤防

① 堤体近傍の鉛直平均流速が堤体表面の侵食限界流速（植生有が前提）よりも大きくなる箇所

侵食限界流速は堤防法尻の鉛直平均流速で、参考に示す研究成果などを基に若干の安全側をみて 2.0m/s^{\dagger} とする（参考；堤体表面の侵食限界流速）。

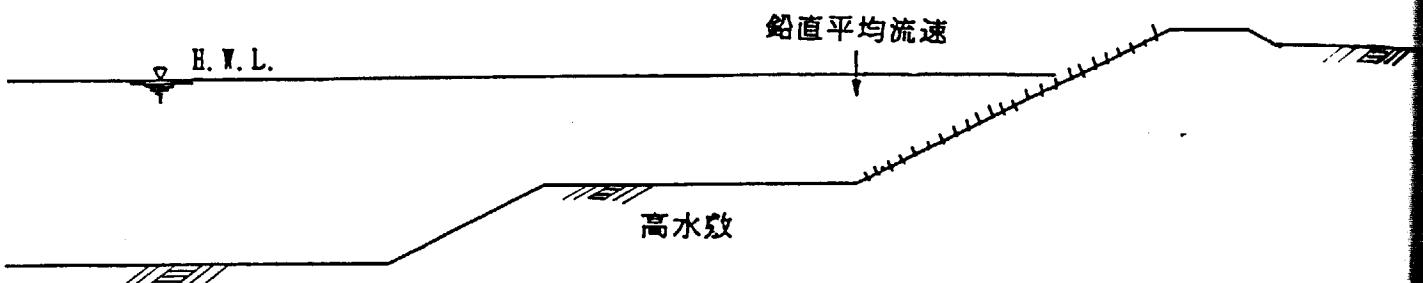


図 2.30 堤体表面の浸食限界流速（植生有）

② 低水河岸1)～②と同様、河川管理施設等構造令に定められている範囲とする。

2) ランク 2 の堤防

1)に該当しない区間をランク 2 とする。

i) 今後データの蓄積などによって数値が変わることもありえる。

参考 堤体表面の侵食限界流速

堤防および堤防法尻付近の高水敷が植生に覆われていることを想定して、植生を持つ地表面の耐侵食能力と外力との関係から、護岸工の設置必要性の判定を行なう。

解説

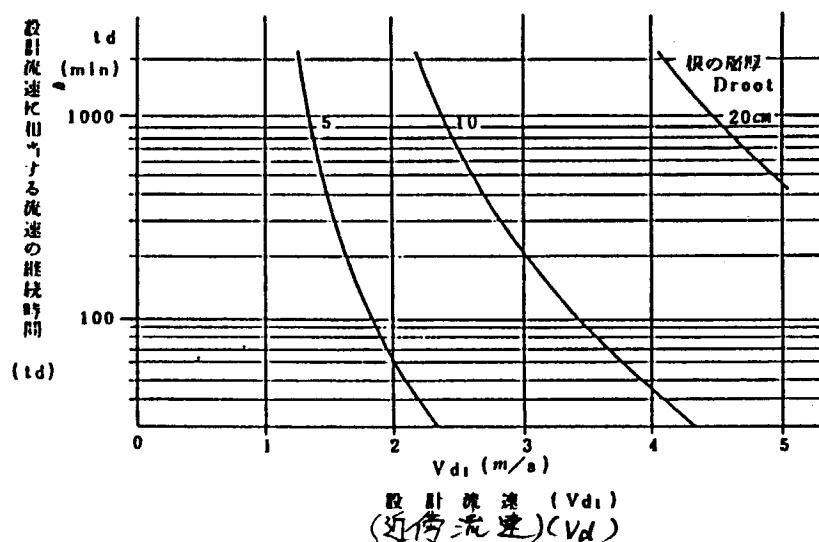
ここでは、張芝を対象として、根の層厚を考慮した福岡－藤田の研究成果¹³⁾を示す。

研究成果の概要

近傍流速 V_d （相当粗度 K_s の高さでの流速）に相当する大きな流速が継続する時間 t_d を設定する。また、対象地点における植生の根の層厚を求め、これを D_{root} とする。なお現地の D_{root} が未知の場合には、 $D_{root}=0.05\text{m}$ を設計の際の標準値とする。これら V_d , t_d , D_{root} を用いて、図2.31より侵食発生の可能性を判定する。すなわち、 t_d と V_d に対応する点が D_{root} に対応する線の左側にある場合は侵食発生の可能性が低く、右側にある場合には侵食発生の可能性が高いことを表す。対象地点が後者に相当する場合には、護岸工の必要性が高いと判断する。

なお、高水敷から y_s の位置の流速は、 $V_d = \{8.5 + 5.75 \log(y_s/k_s)\} \cdot (V_s/\phi)$ で求められる。近傍流速 V_d は $y_s = k_s$ の所の流速であるため、 $V_d = 8.5 V_s / \phi$ である。¹²⁾ ϕ が15程度であるので管理の良くない芝でも V_d は $2\text{m}/\text{s}$ 程度となる。

この研究では、同図から芝張堤の侵食に対する安全度を「通常平均的な根の層厚さは5～10cmの範囲にあると考えられることから、平均的な議論をすれば、近傍流速 V_d が $1\text{m}/\text{s}$ 以下では侵食を受ける可能性は小さく、近傍流速 V_d が $2\text{m}/\text{s}$ を超えると侵食の危険度が大きくなると言えよう。」と評価している。



* 但し、原典では横軸は流速 V_d と表記されている。

図2.31 侵食の可能性の判定¹³⁾

参考 セグメント別の低水路河岸の侵食量¹⁾

高水敷を計画する場合、高水敷幅 B_e は、当該河川の過去の侵食事例などを考慮して、仮に侵食が生じても堤防まで危険の及ばない幅とする。参考となる事例がない場合、セグメント 2, 3 では低水路肩高（低水路水深） h との比で $B_e/h = 5$ を必要高水敷幅の最低限の目安とする。

解説

高水敷は、洪水時に堤脚付近の流速を小さくし、堤防の侵食を防ぐ機能を有するものであるが、洪水時に、堤脚近傍まで侵食されると非常に危険な状況となる。

既往調査事例から、高水敷高さで無次元化した侵食幅と、河床勾配との関係を図2.32に示す。これによると $B_e/h = 5$ が必要高水敷幅の最低限の目安と考えられる。

ただし、横断方向の流れが発生する箇所や、支川の合流部付近では、より大きな侵食が発生する可能性があるため、別途検討をする。

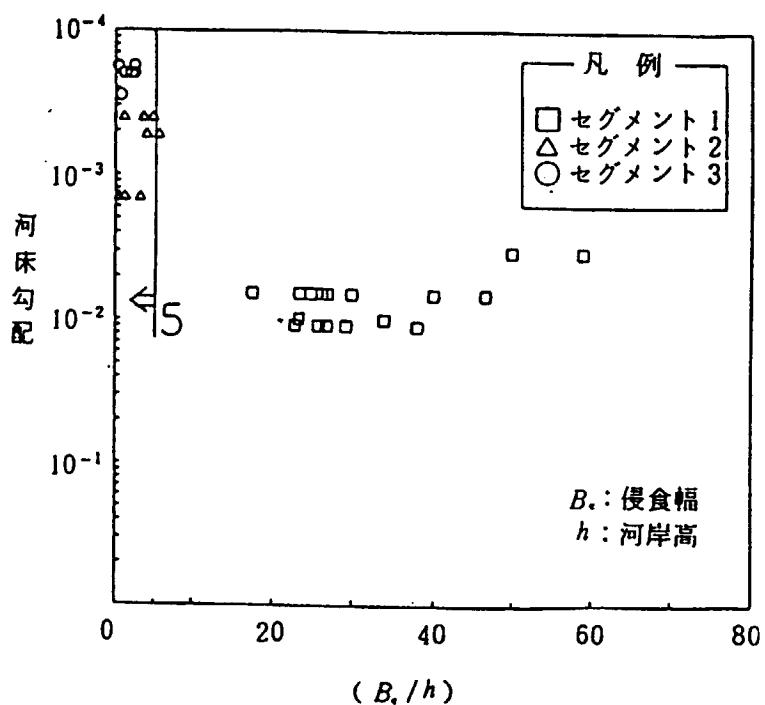


図2.32 侵食幅～河床勾配²⁾

参考 河道湾曲部において発生する偏位流速と洗掘深（2次流を原因とするもの）

河道湾曲部において、2次流の発生によって河岸近傍の流速が平均値よりも大きくなり（偏位流速の発生）、洗掘現象を引き起こすような場合には、河道をサインカーブでモデル化して偏位流速および洗掘現象発生位置を予測することにより、護岸工設置範囲決定の参考とすることができます。

解説

1) 計算方法¹⁴⁾

- ① 与えられた河道をサインカーブでモデル化する。（湾曲を1波長の長さとする。具体的には、曲率最大点を2つ以上含む長さとする。）
- ② 対象区間内の既往横断図と縦断図を入手し、最大洗掘深発生断面と、その大きさ $\Delta \eta_{max}$ を求め、①でモデル化した河道条件から、最大湾曲率となる点からの位相差 σ を求める。
- ③ σ を与えて、 $\Delta \eta / \Delta \eta_{max}$ のグラフ化を行う。 - (1)式
- ④ σ を与えて、 γ の計算を行う。 - (2)式
- ⑤ γ を与えて、 $\Delta u / \Delta u_{max}$ のグラフ化を行う。 - (3)式

$$\frac{\Delta \eta}{\Delta \eta_{max}} = \cos \left(\frac{2\pi S}{L} - \sigma \right) \quad - (1) \text{式} ; \text{各断面の洗掘深モデル化}$$

$$\gamma = \tan^{-1} \frac{\left(\frac{Fr^2}{2} + 1 \right) \frac{2\pi H}{L \cdot f} + \beta \left(\frac{2\pi H}{L \cdot f} \cos \sigma + \sin \sigma \right)}{\frac{Fr^2}{2} - \left(\frac{2\pi H}{L \cdot f} \right)^2 + \beta \left(\cos \sigma - \frac{2\pi H}{L \cdot f} \sin \sigma \right)} \quad - (2) \text{式} ; \text{最大流速発生位置の位相差}$$

$$\frac{\Delta u}{\Delta u_{max}} = \cos \left(\frac{2\pi S}{L} - \gamma \right) \quad - (3) \text{式} ; \text{各断面の河岸偏位流速のモデル化}$$

ここで、 Fr ; $\frac{V_0}{g h d}$ $f = \frac{2 g n^2}{H^{1/3}}$ 、 n ; 粗度係数、

$\beta \approx 2$ 、 σ ; 最大洗掘深発生位置の最湾曲点からの位相差、 H ; 設計水深

* 河道のモデル化について（サインカーブ ($Y = A \sin(\pi X / c)$) の作成方法）

高水護岸を設計対象とする場合は、堤防法線、低水護岸を設計対象とする場合は低水路法線をそれぞれ対象として、モデル化を以下の手順でおこなう。

- ① 河道湾曲の変曲点を設定する。（この場合 3 点、○印で示す）
その中間地点が湾曲率最大点となる。（●印で示す）
- ② 座標軸を設定する。
- ③ 2 点の変曲点間の距離を C とする。
- ④ 各変曲点の中間点をサインカーブの曲率最大点として設定し、Y 軸高さを読み A の値とする。
- ⑤ サインカーブ完成
- ⑥ 最大洗掘深位置 σ は、既往の横断図と縦断図から決定する。

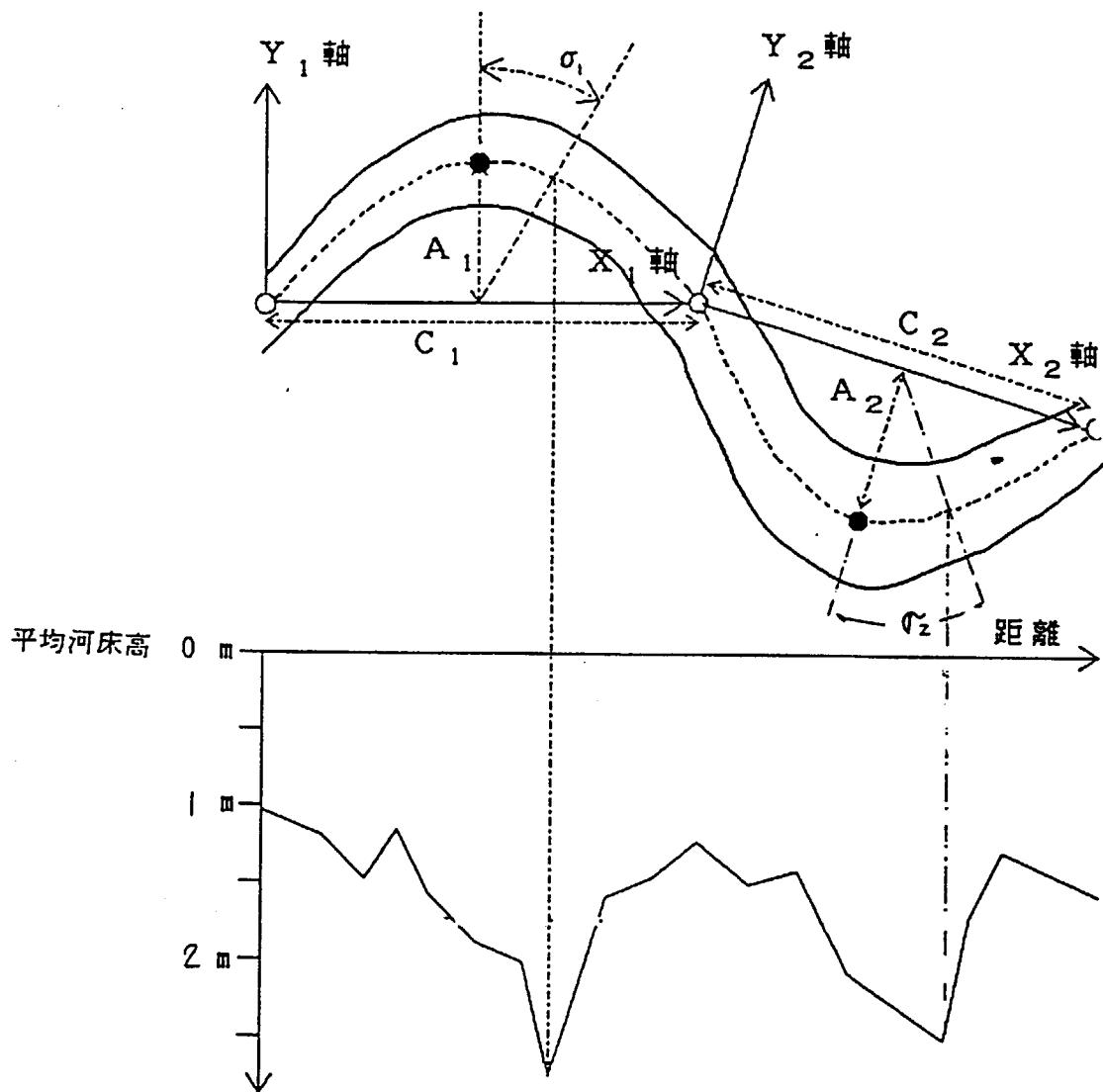


図 2.33 河道のモデル化説明図

2) 護岸・根固め工の設置範囲

一般に最大洗掘深は最大湾曲点の下流、偏位流速最大点はさらにその下流で発生する。

護岸・根固め工は、河岸侵食の危険性が高い所に施工すべきなので、湾曲率が最大の点ではなく、洗掘の著しい位相 σ から流速の大きくなる位相 τ までの区間を中心とし、河岸のランク分け結果や現地踏査結果を考慮して決定するものとする。

図2.34は、以上の考え方に基づき $\sigma = 0.25\pi$, $2\pi h/L_r = 1$, $F_r = 0.5$ を与え、 $\Delta u/\Delta u_{max}$, $\Delta \eta/\Delta \eta_{max}$ の値を求めた後、河岸に危険な侵食を発生させる流速、河岸に危険な洗掘深を定め、護岸・根固め工の施工の必要性が高いと判断される範囲を図示したものである。

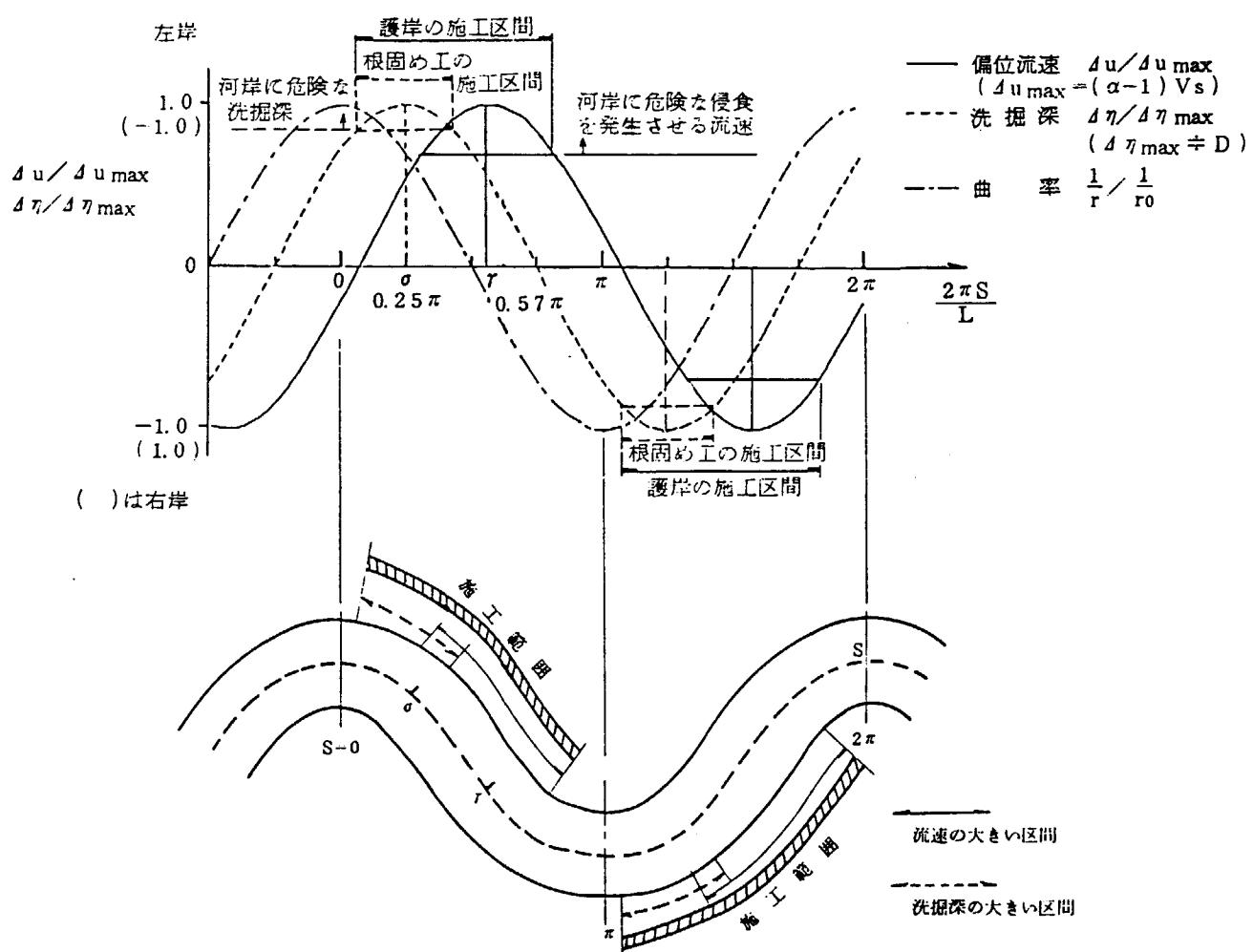


図 2.34 護岸、根固め工優先施工範囲の計算例¹⁴⁾

参考 単列砂州の移動停止限界角度

単列砂州が生じている河道のうち、砂州の移動停止限界角度程度で蛇行した河道では砂州は移動を停止していると判断できる。

解説

水路が砂州のスケール程度の波長をもって蛇行し、湾曲角 θ がある程度大きい場合には、砂州は移動を止めてしまう。木下と三輪は、種々の蛇行波長を持つ蛇行水路を作り、直線水路であれば砂州が発生するような水理条件で実験を行い、砂州の移動停止限界角 θ_c を求め、水路の蛇行波長との間に図2.35の関係のあることを見出した。また、砂州の移動限界角 θ_c の状態では、砂州の前線が水路蛇行と反対の形となるため、水路凸部の深掘れが小さくなることも見出した。¹⁵⁾

単列砂州が生じている河道で、河道が直線あるいは移動停止限界角度以下で蛇行している場合は、砂州の移動にともなって水衝部が下流に移動するため、新たに下流へ護岸を延長し続けなければならない。しかし、砂州の停止している蛇行河道の場合は、固定的な水衝部に護岸を設けるだけで、両岸をすべて護岸とする必要もなく、また、自然河岸を存置することができ環境保全上も好ましい。

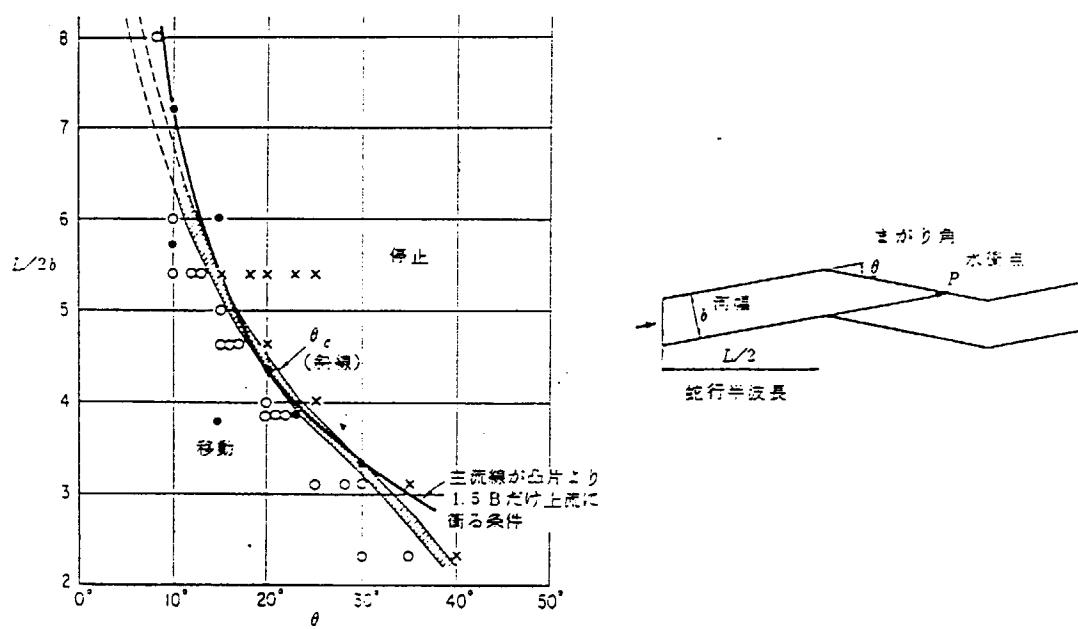


図 2.35 砂州の移動停止限界角度 θ_c 。¹⁵⁾

(3) 設置箇所選定の考え方

護岸・根固め工設置箇所の選定は、(1)での河岸ランク分け結果にもとづき、当該地点の重要度、河道計画との整合性、施工費用なども考慮し、総合的に判断するものとする。

解説

低水護岸

河岸のランク分けにおいてランク1と判断された範囲は、一回の洪水で堤体の安全性が損なわれる可能性があるため、早急に護岸を設置する必要がある。また、その工種としては、十分に強固な工種を選定することが望ましい。

ランク2と判断された範囲は、ランク1ほどの緊急性はないものの、河岸侵食が進行する恐れのある区間であるため、護岸を設置する必要性がある。工種は、そのセグメントに適するものであれば適用可能である。

ランク3と判断された範囲は、基本的には護岸の必要はないと考えられる。なお、高水敷などに利用計画があり、低水路の移動や低水河岸の侵食が許されない場合、あるいは、親水性や環境面に配慮し、護岸が必要と認められる場合にはこの限りではない。

高水護岸

ランク1と判断された範囲は、堤防法面が侵食され、堤体が危険な状態となる可能性のある区間であるため、早急に護岸を設置する必要がある。

護岸工種としては十分強固なものが望ましいが、護岸近傍流速が比較的小さいと判断される場合には、それ以外のものも適用可能である。

ランク2と判断された範囲は原則として護岸の必要性はないが、張芝などで表面を被覆するものとする。

なお、堤防そのものに利用計画などがあり、護岸などが必要であると場合にはこの限りではない。

堤防護岸

小段幅が10m以下の場合には、原則として堤防護岸とする。

堤防護岸の区間は、河岸侵食が発生すると堤防がただちに危険な状態となるため、河岸全面に護岸が必要である。護岸工種としては、十分強固なものが望ましいが、現場状況（流速が小さいなど）によっては、それ以外のものも適用可能である。なお、小段幅が10m以上であっても、現場状況（流速が大きい）によっては、小段上および高水河岸部などに侵食防止工の設置を十分検討する必要がある。

参考文献

- 1) 山本晃一：沖積河川学，山海堂，1994，および河道特性論，土木研究所資料第2662号，1988
- 2) 建設省河川局治水課，土木研究所：河道特性に関する研究－その2－，建設省技術研究会，1990
- 3) 建設省河川局治水課，土木研究所：河道特性に関する研究（その1）－洪水流の挙動と河道－，第43回建設省技術研究会，1988
- 4) 建設省土木研究所河川研究室、未発表資料、1980
- 5) 北海道開発局、根固め工に関する調査研究総集編、1974
- 6) 福岡捷二，藤田光一；洪水流に及ぼす河道内樹木群の水理的影響，土木研究所報告第180号，1990
- 7) 須賀堯三，高橋晃，坂野章：橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討，土木研究所資料第1979号，1982
- 8) 山本晃一：現代水制論，土木研究所資料第3049号，1992
- 9) 清水康行，板倉忠興：河川における2次元流れと河床変動計算，北海道開発局土木試験所報告第85号，1986
- 10) 山本晃一，渡辺明英，山本信二，：有限要素法による平面河床変動計算法の検討，土木研究所資料第2957号，1991
- 11) 福岡捷二，渡辺明英，西村達也：水制工の配置法の研究，土木学会論文集第443号，1992
- 12) 山本晃一，高橋晃：河川水理模型実験の手引，土木研究所資料第2803号，1989
- 13) 福岡捷二，藤田光一：堤防法面張芝の侵食限界，第34回水理講演会論文集，1990
- 14) 福岡捷二，藤田光一，森田克史：護岸法覆項の水理設計法に関する研究，土木研究所資料第2635号，1988
- 15) 木下良作，三輪式，砂レキ堆の位置が安定化する流路形状，新砂防Vol4，1979

第3章 護岸・根固め工の工種選択

3-1 工種選択の考え方

護岸・根固め工の工種選択は、河道分類の結果に加え、環境・景観、経済性、施工性を考慮して、当該河道に設置可能な工種を予め2～3種選定し、比較検討をおこなうものとする。

解説

護岸・根固め工の工種選択にあたっては、設置場の河道特性と護岸工に必要な機能（環境・景観も含む）を考慮しなければならない。そのため、河道分類、河岸のランク分け、代表流速V_o、最深河床高、河岸および河床材料、設置場所の制約条件（河道改修上の制約、施工上の制約、高水敷利用上の制約など）、護岸に期待する機能の点から検討を加え、設計対象河道に設置可能な工種を選定する。そして、絞り込まれた候補について基本設計、詳細設計を行い、最後に経済性、施工性、環境、景観、親水性などの面から総合的に判断し、設置すべき工種を決定する。

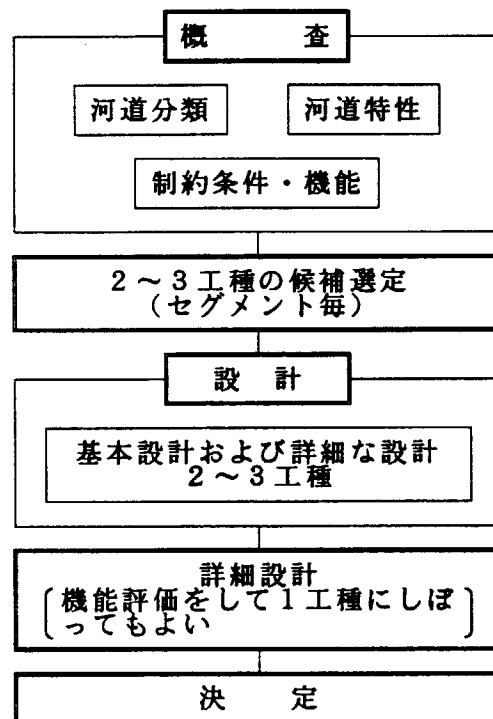


図3-1 工種選択フロー

3-2 設計工種の選定（概査）

(1) 河道分類と護岸・根固め工

護岸・根固め工の工種は、河道分類による河道特性から、適用可能な工種を選定するものとする。

解説

護岸・根固め工の工種選定は、設計対象河道の河道分類から適用可能な工種を表3.1（分類された各セグメントの護岸の施工実績、要求される強度より作成）から選ぶ。さらに、設置対象箇所で特に制約条件、必要とする機能がある場合には表3.2に示す各工種の特徴を参照して設計対象工種を選定し、設計を行うものとする。なお、環境・景観などの要請により本表に表示されていない工法を採用する場合には、本ガイドラインを参考にして類似の工法の設計外力に対する安全性などを検討し、適用性の判断を行うものとする。

表3.1-a セグメント別適用可能工種¹⁾ …低水護岸・堤防の場合

		法 覆 工	根固め工
セグメント1 扇状地河川① 20cm < d_m (河床勾配:1/60~1/150)	A	練石積、練ブロック積 練石張、練ブロック張	異形コンクリートブロック 改良木工沈床 巨石(寄石工) 木工沈床
	B	巨石、蛇籠、大型連節ブロック、 大型ブロック積	
セグメント1 扇状地河川② 2cm < d_m < 20cm (1/100~1/400)	A	練石積、練ブロック積 練石張、練ブロック張 大型連節ブロック張	異形コンクリートブロック 改良木工沈床 布団籠工 巨石(寄石工) 木工沈床
	B	巨石、大型連節ブロック、玉石積 蛇籠工、布団籠工、柳枝工	
セグメント2-1 自然堤防帶河川① 1cm < d_m < 3cm (1/400~1/2000)	A	間知ブロック練張、練ブロック張 練石張、法枠コンクリート張	異形コンクリートブロック 改良木工沈床 捨石工 木工沈床 そだ沈床 蛇籠工 布団籠工
	B	空石張、連節ブロック、捨石工 柳枝工、蛇籠工、布団籠工	
セグメント2-2 自然堤防帶河川② 0.3mm < d_m < 1cm (1/700~1/5000)	A	間知ブロック練張、練ブロック張 練石張、法枠コンクリート張 矢板護岸、柳枝工	異形コンクリートブロック 連接ブロック 捨石工 そだ沈床 蛇籠工 布団籠工
	B	マット工、蛇籠工、布団籠工、柳枝工、捨石工、連節ブロック	
セグメント3 デルタ河川 d_m < 0.3mm (1/5000~水平)	A	練石張、練ブロック張、空石張、 空ブロック張、蛇籠工、矢板護岸、 布団籠工	異形コンクリートブロック 捨石工 そだ沈床
	B	捨石工、マット工、連節ブロック	

表3.1-b セグメント別適用可能工種ⁱ⁾ …高水護岸の場合

	法 覆 工
セグメント1 扇状地河川① 20cm < d _m (河床勾配; 1/60~1/150)	練石張、練ブロック張、大型連節ブロック
セグメント1 扇状地河川② 2cm < d _m < 20cm (1/100~1/400)	練石張、練ブロック張、大型連節ブロック張、布団籠工
セグメント2-1 自然堤防帶河川① 1cm < d _m < 3cm (1/400~1/2000)	間知ブロック練張、練ブロック張、練石張、法枠コンクリート張、空石張、連節ブロック、布団籠工
セグメント2-2 自然堤防帶河川② 0.3mm < d _m < 1cm (1/700~1/5000)	間知ブロック練張、練ブロック張、練石張、法枠コンクリート張、布団籠工、連節ブロック
セグメント3 デルタ河川 d _m < 0.3mm (1/5000~水平)	練石張、練ブロック張、空石張、空ブロック張、蛇籠工、布団籠工、マット工、連節ブロック

低水護岸の法覆工については、その強度により十分強固な工種をタイプAとし、適用可能な工種をタイプBとして2つのグループに分類する。表に示す以外の工種についても、安全性を確認のうえ適用可能工種として選定することができる。

低水護岸や堤防護岸の法覆工は、河岸ランク分け結果からランク1には、タイプAの工種の選定が望ましく、ランク2については、どちらのタイプも適用可能である。なお、堤防護岸の上部の法覆工は流速に応じて、高水護岸の工種を選定してもよい。

また、擁壁護岸は、主に河川用地の少ない場所、床止め工の取付け部などの特殊な場所に用いられ、どのセグメントにも適用可能である。

i) 設置対象箇所での制約条件とは、例えば中小河川において作業ヤードの確保が困難であるか、工種自身の持つ表面粗度が河川の疎通能力に影響を与える場合などが挙げられる。このような場合には、表3.1の適用可能工種が限定される場合がある。

(2) 護岸工工種と特徴

表3.2 護岸工の工種と標準構造

工 種		標準構造	勾 配	特 徵
張り護岸	練張工	石 張 割石又は玉石、控長25~45cm 胴込めと裏込めコンクリート	1:1.5~3.0 標準 1:2.0	・耐流速性は大きい。 ・緩勾配の法面に適当である。 ・直高5m程度までの事例が多い。 ・控長は積み護岸に比べて小さくできる。
	コンクリート張工	コンクリートブロック張 控長30~40cm、標準35cm 胴込めコンクリート施工		
	平張工	コンクリート厚10~25cm 目地10~20cm、植石・鉄鋼入りの場合もある。		
	法枠工	法寸法20~30×30~40cm 枠間隔1~2m、コンクリート厚10~15cm		
	空張工	石 張 控長25~45cm	1:1.5~2.5 標準 1:2.0	・耐流速性は練張に比較して小さい。 ・直高3m程度までの事例が多い。 ・排水性は良好。
積み護岸	練積工	石 積 割石又は玉石、控長35~45cm 胴込めと裏込めコンクリート 総控厚35~65cm	1:0.4~0.6 標準 1:0.5	・転石、流速に対する耐力が大きい。 ・胴込めと一体化させることにより、安定させ急な法勾配の施工が可能である。 ・直高5m程度までの事例が多い。 ・地震荷重を考慮しない。 ・控長が大きい。
	コンクリートブロック積工	コンクリートブロック積 控長30~40cm、標準35cm 胴込めと裏込めコンクリート 総控厚35~65cm		
擁壁護岸	擁 壁	逆T型、L型、重力式等の自立構造のコンクリート擁壁。	直立~1:0.2	・耐流速は大きい。 ・直立に近い形状でも可能な構造である。 ・軸体の変形が小さい。 ・地震荷重を考慮する。
矢板護岸	矢 板 護 岸	鋼矢板及び钢管矢板 自立又は、控え式。	直立	・耐流速性は比較的大きい。 ・地震荷重を考慮する。 ・機械施工が可能である。 ・透水性が良好である。 ・腐食に注意を要する。
蛇籠・連接ブロック護岸	大型連続ブロック張	大型ブロックを鉄筋等で連結したるもので普通連接ブロックよりも平面積、重量を大きくしたもの。	1:1.5~3.0 標準 1:2.0	・耐流速性は練張に比較して小さい。 (ただし、大型連接ブロックは耐流速性を増したものであり機械施工が可能である。) ・屈とう性が大きく、不陸断面等へのすりつけに適する。 ・吸出防止材等との併用が必要である。 ・植生を併用することも可能である。
	連節ブロック張	厚20~30cmのブロックを鉄筋等で連結。		
	蛇籠張	鉄線蛇籠に石をつめたもの。		・屈とう性がある。 ・鉄線の腐食や摩擦に注意を要する。
	布団籠張	直方体の鉄線籠に石をつめたもの。		
その他護岸	捨石工	混合粒径の石または碎石等を河岸法面に施工 根固め工と一体で施工される事例がほとんどである。	1:2.0~	・耐流速性は石の大きさで決まる。 ・機械化施工が可能で、補修が容易。 ・排水性が良好である。 ・多自然型工法の一種である。
	柳枝工	河岸法面を木柵で保護し、表面に柳枝を植えた工法	1:2.0~	・河岸流速の低減が可能である。 ・多自然型工法の一種である。
	マット工	河岸法面をマットで覆う工法	1:2.0~	・適当な粗度をつけることができる。 ・プレキャスト化が可能である。 ・適当なめくれ防止工が必要である。
	ヨシ工	他の護岸工・根固め工と合わせてヨシを生育させる工法		・多自然型工法の一種である。

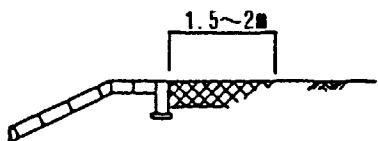
※個々の護岸についても多自然型とする工夫がなされている。

表3-3 法覆工と護岸付属構造物との組み合わせ

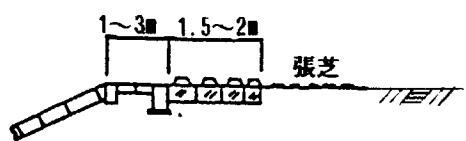
工種	種別	名 称	標準構造	組み合わせ得る法覆工の工種等	適用可能セグメント
天端保護工	①	蛇籠天端保護工	天端保護工の幅は河岸の土質・高さ及び流況等により定めるものとするが一般には1.5m程度としたもの。	練石積 コンクリートフロック練張 コンクリート格子張 練積張 コンクリートフロック張	1, 2, 3
	②	連節ブロック天端保護工	連節ブロックによるもので蛇籠同様幅1.5m程度としたもの。		2, 3
	③	雑石天端保護工	雑石を張るもので幅については上記同様1.5m程度としたもの。		1, 2, 3
	④	芝	芝を植え付けることによる最も簡単な天端保護工である。30×20cm程度の切り芝を張り立て、土羽板で打ち固め、目串で固定する。		2-2, 3
横帶工	⑤	コンクリート帯工	標準間隔20m 幅20~30cm 高50~100cm	練石積、コンクリートフロック練積(張)、コンクリート格子張、練石張	1, 2, 3
	⑥	矢板工	矢板を深さ3.0m程度まで打ち込んだもの。 河岸土質が粘性土の場合や盛土厚が大きい場合に用いる。		2, 3
小口止工	⑦	コンクリート	護岸上・下流端横格子部に高さ1.0m程度のコンクリート壁を設けたもの。	練石積、コンクリートフロック練積(張)、コンクリート格子張り、練石張	1, 2, 3
	⑧	矢板小口止	矢板を深さ3.0m程度まで打ち込んだもの。 河岸土質が粘性土の場合や盛土厚が大きい場合に用いる。		2, 3
	⑨	詰杭小口止	親杭(末口12cm, l=2.7m)を1.5m間隔で打ち込んだ中に小杭(末口9cm, l=1.8m)を打ち込み胸木をもって挟み仕上げたもの。	空石積、コンクリートフロック空張、コンクリート格子張、練石張	2, 3
すりつけ工	⑩	蛇籠すりつけ工	蛇籠を護岸上・下流端各々延長5~10m程度設けるもの		1, 2, 3
	⑪	布団籠すりつけ工	布団籠を護岸の上・下流端各々延長5~10m程度設けるもの。		1', 2, 3
	⑫	連節ブロックすりつけ工	連節ブロックを護岸上・下流端各々、延長5~10m程度設けるもの		2-2, 3
	⑬	大型連節ブロックすりつけ工	大型連接ブロックを護岸上・下流端延長5~10m程度設けるもの。		1, 2-1
基礎工	⑭	木杭	法覆工の基礎		1, 2, 3
	⑮	コンクリート			
	⑯	矢板			

天端保護工

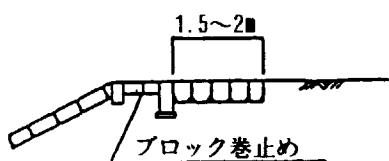
①間詰カゴ



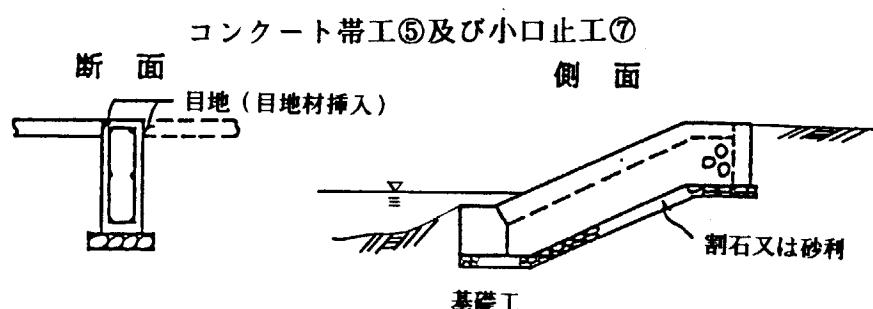
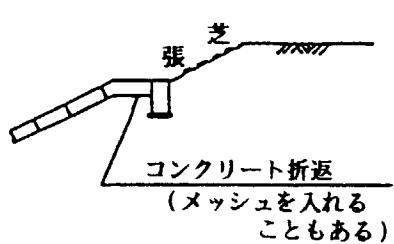
②連節ブロック



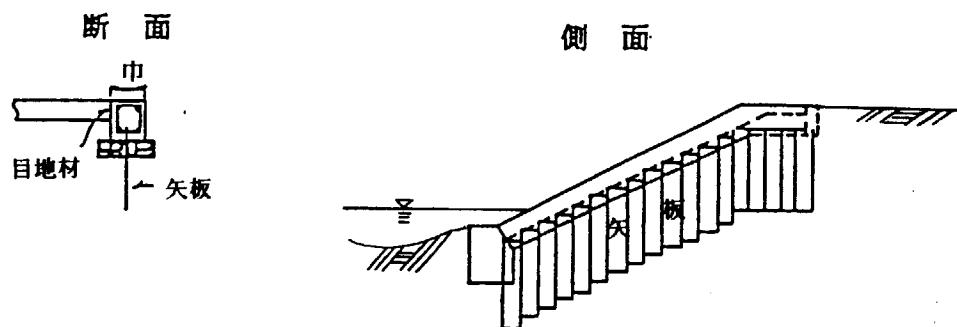
③雑石又は栗石張



④張 芝



コンクリート帯工⑤及び小口止工⑧



小口止工⑨

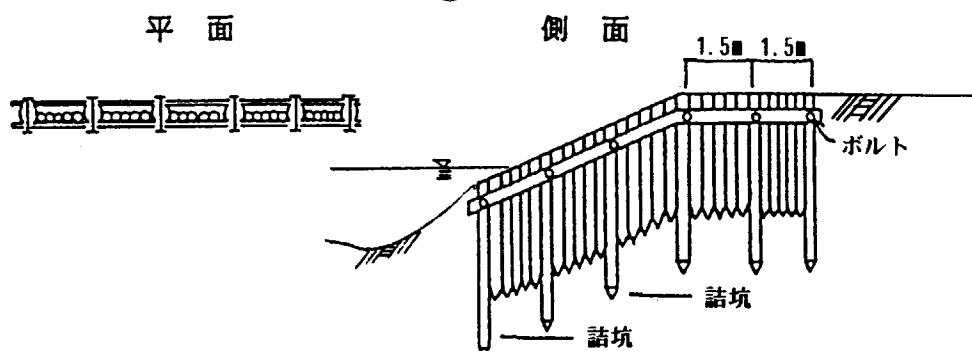


図 3.2 護岸付属構造物説明図

(3) 根固め工工種と特徴

表3-4 根固め工の工種と標準構造

工 種	標準構造	特 徴
異形コンクリートブロックを鉄筋、ワイヤーなどで連結し護岸前面に敷設したもの。	異形コンクリートブロックを鉄筋、ワイヤーなどで連結し護岸前面に敷設したもの。	<ul style="list-style-type: none"> 敷設幅で河床低下や洗堀に対処する。 砂河川では吸い出しが起こりやすいので吸い出し防止工との併用が望ましい。 水中施工および維持・補修が困難である 連結しているのでコンクリートブロックは流失しにくい。
異形コンクリートブロックを護岸前面にランダムに積み重ねたもの。	異形コンクリートブロックを護岸前面にランダムに積み重ねたもの。	<ul style="list-style-type: none"> 形状および重量で洗堀深に対処する。 維持・補修が容易である。 水替工が不要である。
捨石工	河床材料より大きい碎石玉等などを異形コンクリートブロック乱積みと同様に護岸前面に積み重ねたもの。	<ul style="list-style-type: none"> 形状および重量で洗堀深に対処する。 河床を整正することなくコンクリートブロックの設置が可能である。 機械化施工が可能で、水替工も不要である。 維持・補修が容易である。 多自然型工法の一種
そだ沈床工	そだで組んだ枠の中に小石を詰めたマット状のものを護岸前面に敷いたもの。	<ul style="list-style-type: none"> 敷設幅で河床低下や洗堀に対処する 屈とう性がある 吸い出し防止効果大きい（砂河川にむく） 熟練した作業員が必要である。 空中に出ると、耐久性に乏しい。 多自然型工法の一種 (セグメント2-2, 3に向く)
木工沈床工 および改良木工沈床工	丸太（改良木工沈床の場合はコンクリート柱・鉄骨）で組んだ枠の中に石を詰め、護岸前面に置いたもの。	<ul style="list-style-type: none"> 設置高・厚さで河床低下や洗堀に対処する。 屈とう性がない。 空中に出ると木工沈床は耐久性に乏しい 生物の生育に良好な環境となりやすい。 多自然型工法の一種
籠工	金網で作った籠の中に石をつめ、護岸前面に置いたもの。 鉄線の仕様は、亜鉛メッキ+アルミ合金メッキを用いることが望ましい。	<ul style="list-style-type: none"> 敷設幅および全体の重量で河床低下や洗堀に対処する。 金網が擦り切れる場合があるので注意を要する。 多自然型工法の一種

第4章 護岸・根固め工の基本設計

4-1 護岸・根固め工の法線

護岸・根固め工法線は、改修計画の検討内容（河川環境管理計画などの関連計画も含む）をふまえ、流水、その他に与える影響を考慮して、滑らかな法線形となるように定めるものとする。

解説

新設護岸の法線、既設護岸および他の構造物との取り付けとして施工する護岸法線は、流水、その他に与える影響を考慮して滑らかな法線とする。そのさい、河道改修計画がある場合には、その検討内容を重視することが必要である。ただし、洗掘や侵食現象からの堤防保護対策として、護岸・根固め工などの直接的な対策のみでは不十分な場合には、現地の状況に適合するように河道計画の見直しをおこない、好ましい河道法線形状、縦断形状について再検討することが望ましい。

また、災害復旧工事および環境に配慮した護岸工事などの場合は、偏流発生などの支障をきたさないように上下流のすり付けを考え、別途検討のうえ施工する。

なお、護岸の設置は、みお筋の変遷、護岸設置箇所の流速などを考慮のうえ、必要な強度を有するとともに、河川環境管理基本計画との整合のとれた構造とする。なお、親水性と生態系、河床利用、景観への配慮から法線形に凹凸をあたえる場合には、護岸・根固め工の設計流速 V_0 を別途評価し、治水上安全となるような強度を持つ護岸・根固め工とする必要がある。

4-2 護岸・根固め工の敷設延長

護岸・根固め工の敷設延長は、「2-5(3) 設置箇所選定の考え方」により必要と判断される範囲以上とする。

解説

護岸・根固め工の敷設延長は、法線形状、高水敷幅、河道勾配、その他の河道特性に関する資料などより定める。

「2-5(2) 河岸のランク分け」の項で述べたように、みお筋、砂州の発生などに十分配慮する。

ただし、最も危険であると考えられる箇所から段階的に施工する場合は、護岸の上下流端が侵食される可能性があるため、状況に応じて小口止め工、すりつけ工を確実に施工するものとする。

4-3 護岸工（高水護岸・低水護岸）の天端高

高水護岸の天端高は、現地の状況に応じて、堤防天端高までの高さとする。また、低水護岸の天端高は、原則として計画高水敷高とする。

解説

高水護岸の天端高については、河川管理施設等構造令第18条（構造の原則）で「堤防は、護岸、水制その他これらに類する施設と一体として、計画高水位（高潮区間にあっては、計画高潮位）以下の水位の流水の通常の作用に対して安全な構造とするものとする。」との記述がある。これに則ると、計画高水位までという解釈が基本であるが、洪水時に発生する波浪、風浪、うねり、跳水などによる水位上昇の影響も考慮し、必要に応じて堤防天端高までの範囲で施工するものとする。

特にセグメント1に属する河川（扇状地河川）では、上記のような影響が懸念されるため、堤防天端まで施工することが望ましい。

低水護岸の施工天端高は原則として改修計画で定められた計画高水敷高に合致させるものとするが、災害復旧工事あるいは、特別に環境を配慮する場合には別途検討の上、設計区間ごとに決定するものとする。ⁱ⁾

i) 災害復旧時の低水護岸の施工天端高は、現況施工肩高および現況高水敷高を考慮して当面現況見合いの高さで施工することが多いようである。

4-4 護岸・根固め工の表面形状

護岸・根固め工の表面形状は、河川の流下能力、法勾配、景観、親水活動などを総合的に判断し、適切なものとする。

解説

川幅水深比の小さな河川では、護岸の粗度が河道の流下能力に影響を与える場合があるため、流下能力にも配慮しなければならない。ⁱ⁾

護岸の表面形状が滑らかすぎる場合には、護岸下流の河岸付近に大きな流速が生じ、侵食発生の原因となる可能性がある。とくに、高流速の発生防止や法先洗掘の防止を必要とする場合には、護岸工の表面に適当な粗度を与える必要がある。このような場合の粗度評価方法の事例を次頁の「参考」に示す。

また、護岸・根固め工のある場所は親水活動の場となる場合もあるので、河川景観や親水活動を妨げない表面形状である必要がある。

i)中小河川では河道に余裕の無いことが多いので、護岸・根固め工の形状によっては流下能力を阻害することがあり、注意する必要がある。

参考 護岸工の粗度係数評価方法について¹⁾

高流速の発生防止や法先洗掘の防止を必要とする場合には、護岸工の表面に適当な粗度を与える。

解説

護岸が施工されると、施工前や未施工区間に比べて河道が整正されるため粗度が小さくなり、かえって流れが集中し外力が大きくなることがある。これを軽減するために、根固め工の粗度を適切なものとする方法や、護岸工に適当な粗度を付ける方法がある。粗度の持つ流速減勢効果の指標としては、相当粗度 k_s を用いることができる。

以下に、護岸工法面の相当粗度 k_s の評価方法の手順を示す。

- ① 護岸工表面の粗度形状を、桟型あるいは突起型に分類し、図4-1で定義された F , A_s' の値を計算する。
- ② 法覆工に期待する相当粗度 k_s の目安値を設定する。
なお、目安値は現地の状況に応じて定めるものとする。一例として、堤体表面の芝では $K_s = 20\text{cm}$ 程度である。
- ③ 図4-2を用いて、ある k_s を確保するために必要な法覆工突起高 h_s を求める。
……実験結果より、桟型、突起型それぞれについて、 k_s と粗度形状との関係が、
 $k_s/h_s \sim A_s'/F$ との関係によりほぼ一意的に表現できる。
この図より、ある k_s を確保するために必要な h_s が最も小さくてすむ A_s'/F 値（桟粗度では12、突起粗度では6）が存在することがわかる。

※ h_s は大きくなりすぎるとブロックの安定性や施工性の面から不利になるので、30cm程度以下となるように設計する。図4-2に示した太線は、 h_s が30cm以下となる範囲を表している。

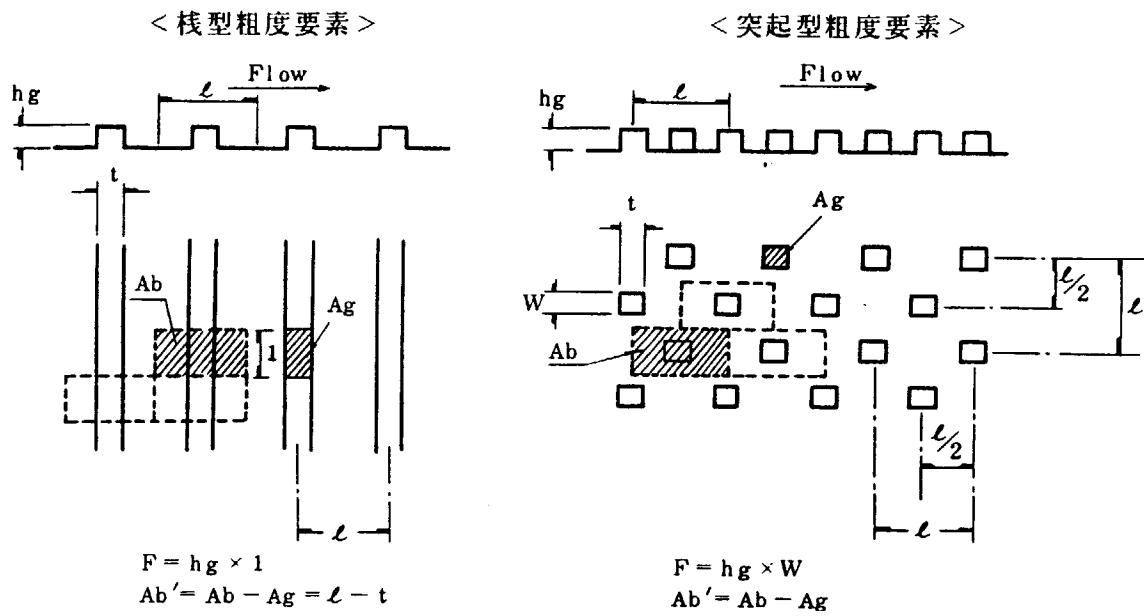


図 4-1 粗度要素形状の定義

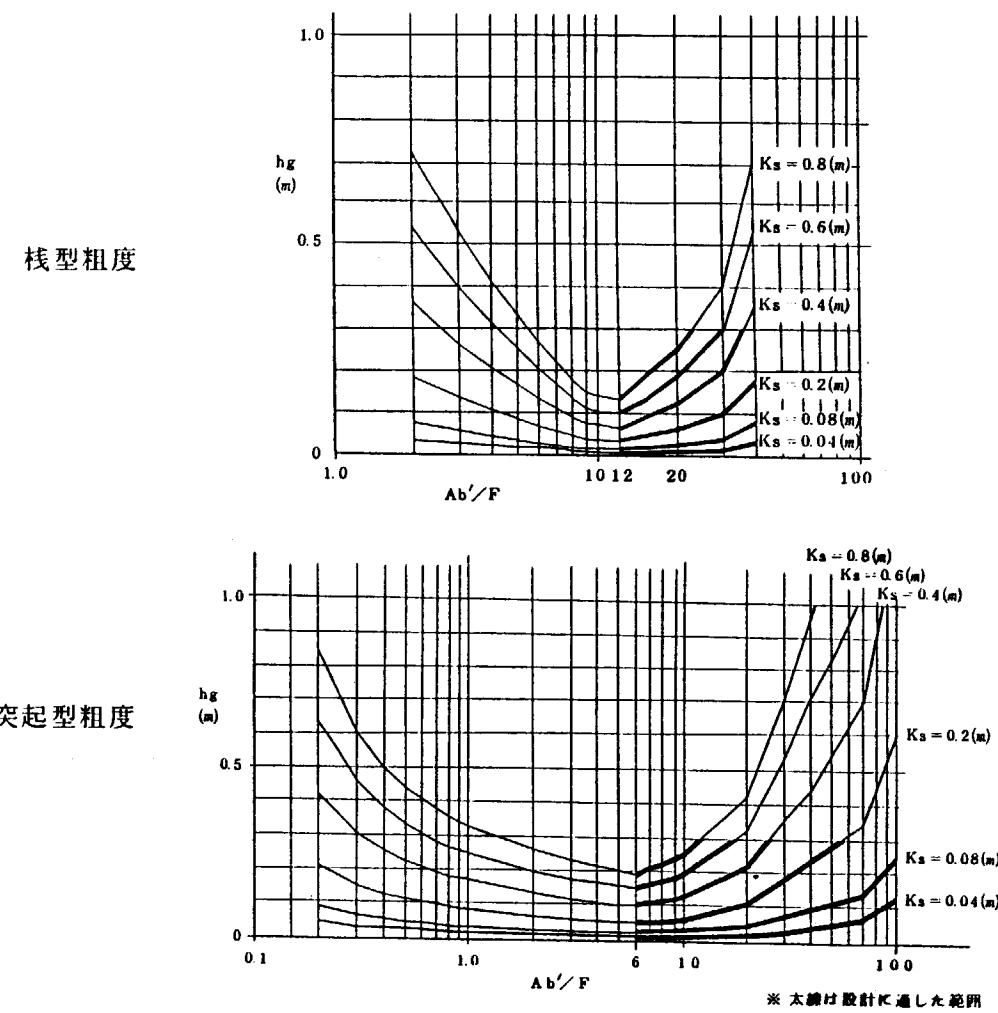


図 4-2 hg と Ab'/F との関係¹⁾

4-5 護岸・根固め工の縦断勾配

高水護岸・堤防護岸の天端縦断勾配は、原則として堤防天端高の縦断勾配する。低水護岸は、原則として計画高水敷の縦断勾配と同一とする。

また、根固め工の天端縦断勾配は、原則として計画河床勾配と同一とする。

解説

既設護岸へのすりつけや工作物との関連で、条文に示す天端縦断勾配が不合理となる場合には、現地の状況に応じて判断するものとする。

4-6 護岸工の法勾配と根固め工の横断勾配

護岸工の法勾配および根固め工横断勾配は、護岸種別（高水護岸、堤防護岸、低水護岸）、工種、設置箇所の河道状況、環境・景観などを考慮し、最も適切なものとする。

解説

護岸種別に応じて、次のようにするものとする。

高水護岸：護岸の法勾配は堤防法勾配と同じとする。ただし、堤防の補強あるいは堤防表層を緑化するために護岸上を土で覆う場合は別途検討を行うものとする。

堤防護岸：護岸の法勾配は堤防法勾配と同じとする。ただし、堤防の補強あるいは堤防表層を緑化するために護岸上を土で覆う場合や、深掘れ部に矢板を立ちあげて護岸を設置する場合は別途検討を行うものとする。

低水護岸：原則として法勾配は1:2とする。ただし、環境の改善、深堀れ部に矢板を立ち上げて護岸を設置する場合、川幅の狭い堀り込み河道で法勾配1:2とすると景観上好ましくない場合、用地確保が困難な場合などについては、この限りではない。

なお、法勾配を1:1より急にする場合には、適用可能な工種が限定される。

根固め工の横断勾配は、河道整正を伴う場合には平坦とする。しかし、すでに洗掘を受けている場所に乱積み根固め工を設置する場合には、下図のごとく前斜面の勾配を1:1.5程度とする。捨石工による根固め工の勾配は砂河川では1:3、砂利河川では1:2よりも急勾配となならないようにする。

高水護岸、堤防護岸、低水護岸において、法勾配を1:2よりも緩くした場合に、法先部分の流速低減効果や洗掘低減効果といった効果が有るという報告例²⁾がある。したがって、流下能力が確保できる場合には、状況に応じて緩勾配化することもできる。

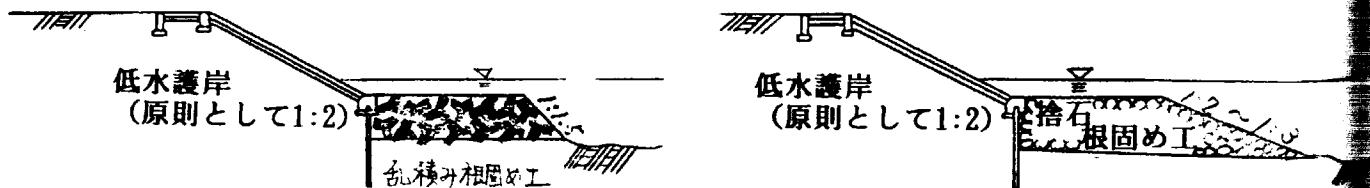


図 4.3 護岸工および根固め工の横断勾配

参考文献

- 1) 福岡捷二, 藤田光一, 森田克史: 護岸法覆工の水理設計法に関する研究, 土木研究所資料第2635号, 1988
- 2) 福岡捷二, 安田実, 西村達也: 縦断的に配置された緩傾斜河岸が流れに及ぼす影響、土木学会 水工学論文集, 1993

第5章 護岸・根固め工の詳細設計

5-1 詳細設計時の基本方針

護岸・根固め工の詳細設計に当たっては、河道分類による河道特性の把握、設置場所とその範囲の決定法、工種選択の考え方など、前章までの検討内容を踏まえ、選ばれた工種に対して外力に対する安定性の検討を行って、寸法諸元を決定するものとする。

解説

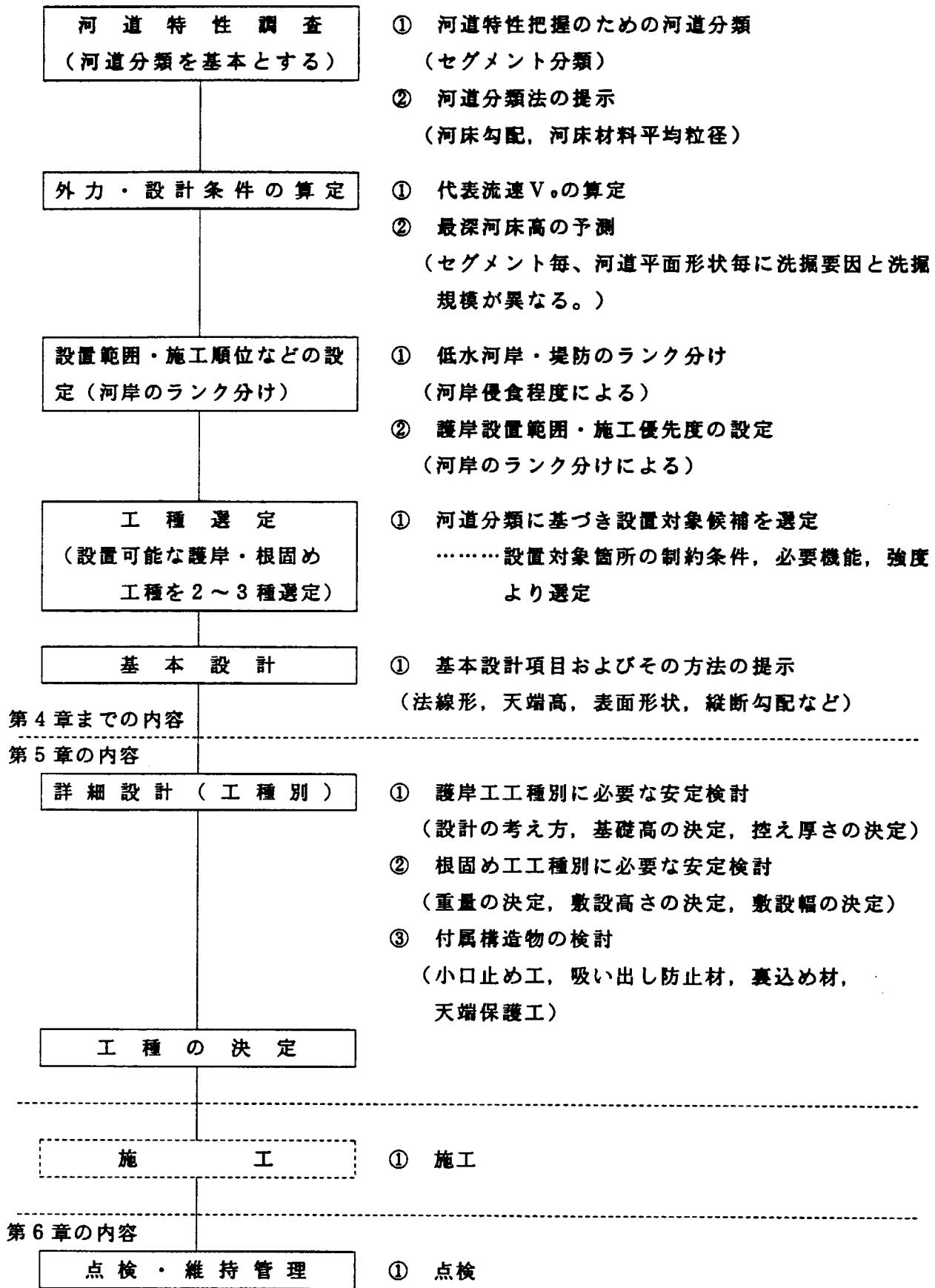
護岸・根固め工の設計フローチャートを次頁に示す。

対象地点の河道分類を行なうことによって、河岸に作用する流速・洗掘現象に影響する要因や考慮すべきことの概査が可能である。また、設置範囲の決定に当たっては河岸侵食の程度に着目した「河岸のランク分け」が有効な手法である。これらの検討をおこなった上でセグメント分類に応じた工種の選定をおこなうものとする。第3章では、各セグメントに応じて適用可能な工種を示した。

本章では、選定された各工種の諸元設計法（法覆工の形状・控え厚さ、根固め工、小口止め工、天端工、天端保護工、裏込め材、吸い出し防止材、水抜き工などの諸元）を示す。

ここでは、各護岸工種を設計の考え方が同じような工種に分類し、当該工種ごとに設計に考慮すべき外力、必要な安全度や機能を満足する構造諸元を評価し得る設計手法を示す。

なお、以下の詳細設計にあたっては、堤防の土質工学的安定性が確保されているものとする。



護岸工設計のフローチャート

5-2 護岸工の設計

5-2-1 護岸工の分類

(1) 基本方針

護岸工の設計においては、設計の考え方によって予め工種分類を行うものとする。

解説

本ガイドラインでは、護岸工を設計の考え方の類似性によって7種類の工種に分類する。分類された各工種は設計に際して考慮すべき外力、設計条件が異なるので、工種ごとに諸元・構造を決定する必要がある。

(2) 工種の分類

詳細設計を行うに当たって設計対象護岸を以下の7種類に分類するものとする。

- 1) 練張り護岸型
- 2) 空張り護岸型
- 3) すりつけ護岸型
- 4) 練積み護岸型
- 5) 摊壁護岸型
- 6) 矢板護岸型
- 7) 籠工護岸型

解説

護岸の種類は、図5.1に示すとおりである。また、設計の基本的考え方を下記に示す。

1) 練張り護岸型（間知ブロック張り、練石張り、格子枠張りなど）

- ・法勾配が1:1.5程度よりゆるくコンクリート胴込めが打設された一体性の強い護岸をいう。
- ・群として存在している状態で洪水流に対して安全であるように設計する。
- ・土圧は作用しないものとする。

2) 空張り護岸型（平張りブロック、コンクリート張りブロック、空石張り、枠で囲った連節ブロック、布団籠張りなど）

- ・法勾配が1:1.5程度よりゆるく一体性が小さいものをいう。
- ・単体で存在している状態で洪水流に対して安全であるように設計する。
- ・土圧は作用しないものとする。

3) すりつけ護岸型（連節ブロック、蛇籠、布団籠など）

- ・すりつけ護岸として施工される屈とう性のある護岸をいう。
- ・最上流に置かれた法覆工が洪水流に対して安全であるように設計する。

4) 練積み護岸型（間知ブロック積み、間知石積み、玉石積みなど）

- ・法勾配が1:1より急な護岸をいう。
- ・土圧に対して安全な構造であるように設計する。

5) 摊壁護岸型（重力式擁壁、控え式擁壁、半重力式擁壁など）

- ・擁壁で作られている護岸をいう。
- ・外力（土圧、水圧、載荷重、慣性、地震力）に対して安全な構造となるように設計する。

6) 矢板護岸型（自立式矢板護岸、控え式矢板護岸など）

- ・矢板で施工されている護岸。
- ・外力（土圧、水圧、載荷重、慣性、地震力）に対して安全な構造となるように設計する。

7) 篠工護岸工（蛇籠、布団籠など）

- ・本護岸として施工され、屈とう性があり、植生の繁茂しやすい護岸である。多自然型護岸として施工される事例が多い。
- ・設計方法は、すりつけ護岸の蛇籠、布団籠と同一である。

注) 張り、積みの区分は土圧の作用が不明確なものが多いので、張りは1:1.5より緩い場合、積みは1:1より急な場合と定義した。

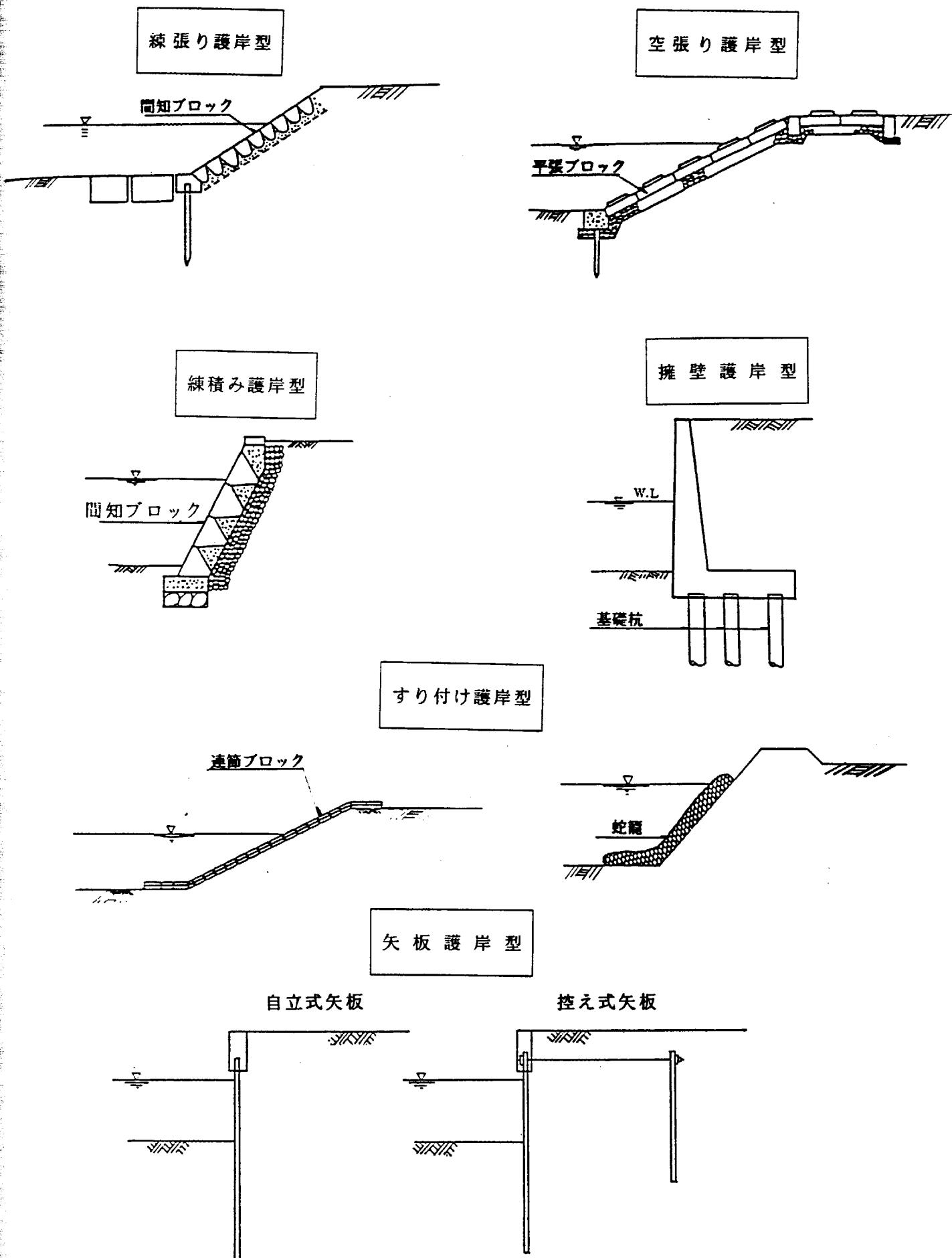
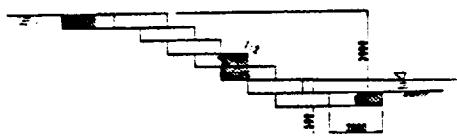
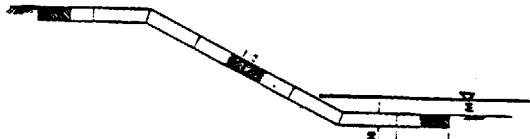


図5.1 工種の分類

籠工護岸型



布団籠工を階段状に設置した場合



布団籠工を斜面に設置した場合



写真5.1 練張り護岸型の設置例（関東地方建設局）

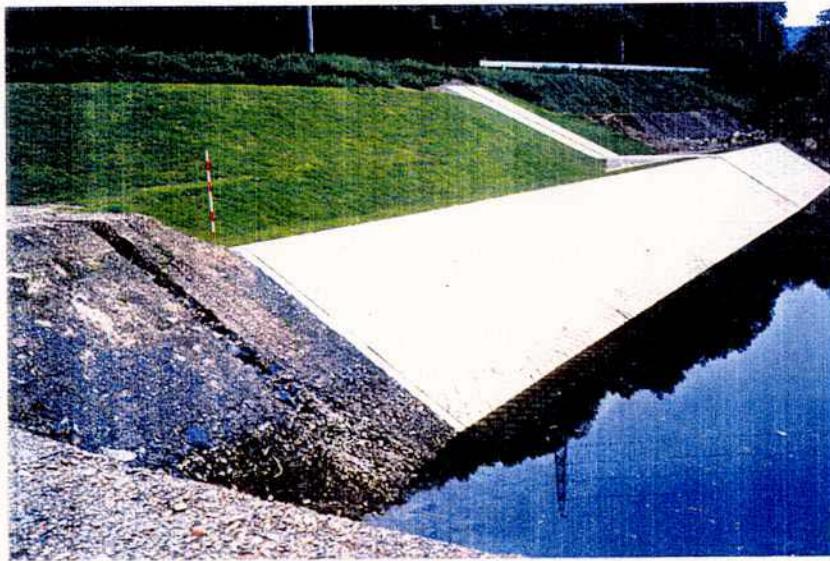


写真5.2 練張り護岸型の設置例（九州地方建設局）



写真5.3 空張り護岸型（石張り）の設置例（四国地方建設局）



写真5.4 空張り護岸型（コンクリートブロック張り）の設置例（東北地方建設局）



写真5.5 空張り護岸型（大型連続ブロック+吸い出し防止シート）の設置例（近畿地方建設局）

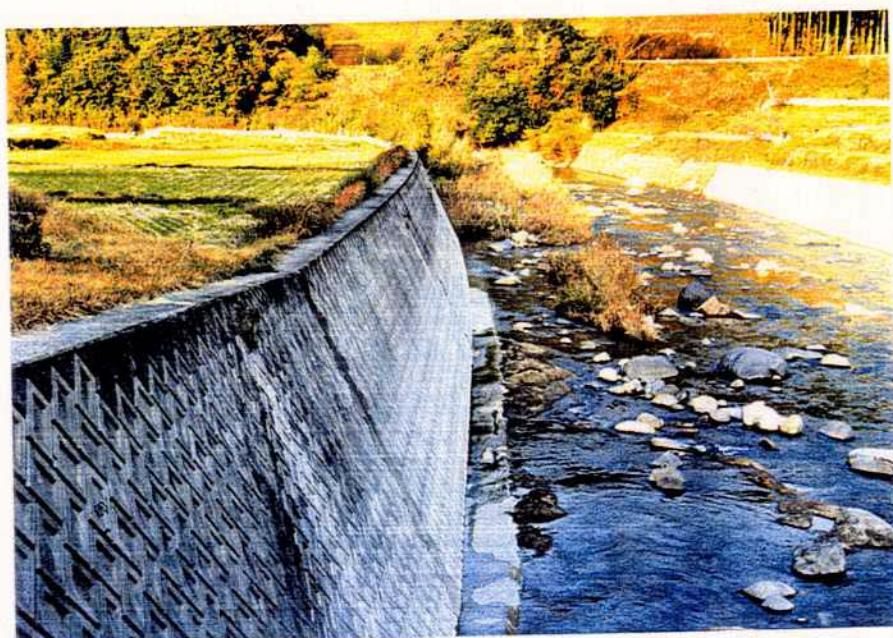


写真5.6 練積み護岸型の設置例（東北地方建設局）

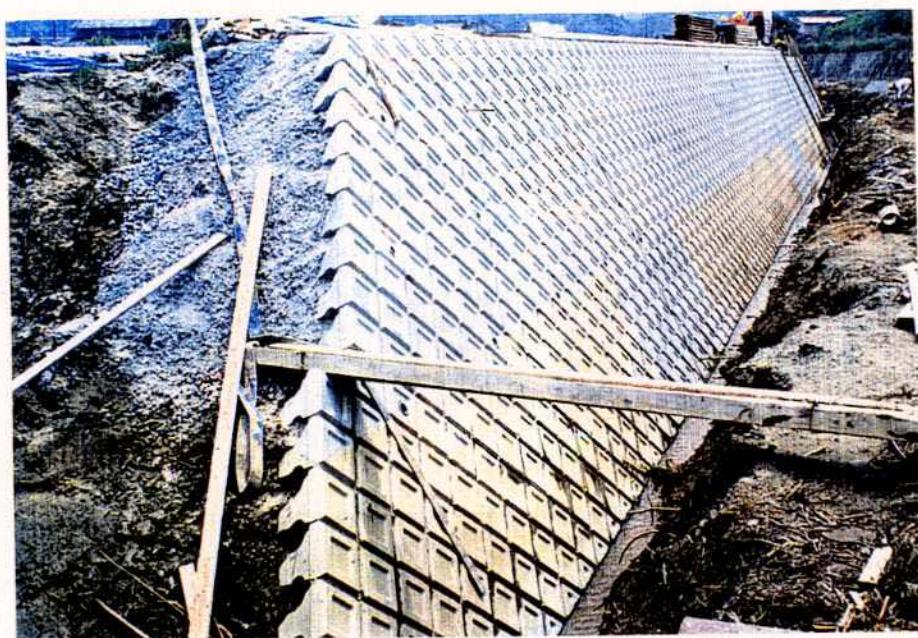


写真5.7 練積み護岸型の設置例（中部地方建設局）



写真5.8 擁壁護岸型の設置例（四国地方建設局）



写真5.9 擁壁護岸型の設置例



写真5.10 すり付け護岸型（連節ブロック）の設置例（近畿地方建設局）



写真5.11 すり付け護岸型（ブロックマット）の設置例（四国地方建設局）



写真5.12 すり付け護岸型（布団籠）の設置例（近畿地方建設局）



写真5.13 矢板護岸型の設置例（北海道開発局）



写真5.14 矢板護岸型（控え式）の設置例（中部地方建設局）



写真5.15 かごマットの護岸設置例（四国地方建設局）



写真5.16 蛇籠の護岸設置例（中部地方建設局）

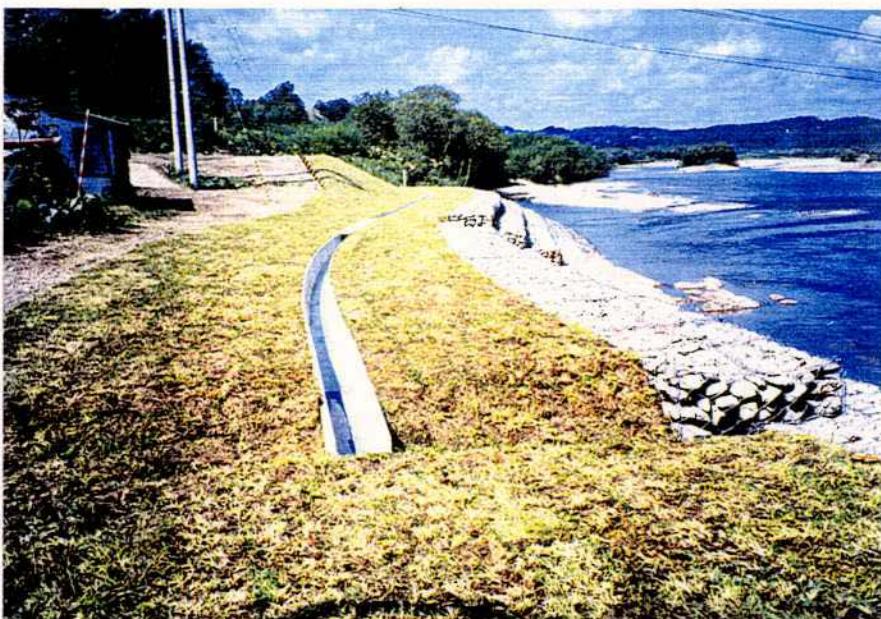


写真5.17 布団籠の護岸設置例（北海道開発局）



写真5.18 その他の護岸（木柵）設置例（四国地方建設局）

5-2-2 練張り護岸の設計

(1) 設計の考え方

- (1) 練張り護岸は、基礎高と控え厚を決定するものとする。
- (2) 必要に応じ、小口止め工またはすりつけ護岸を設置するものとする。
- (3) 低水護岸の場合には、天端工、天端保護工を設置するものとする。
- (4) 残留水の排水を行うため、吸い出し防止材、裏込め材を設置するものとする。

解説

練張り護岸は、流速の大きい河川で多く用いられる工法である。一体性が高い工種であり、基礎の浮き上がり、上下流端からの侵食、天端からの洗堀を防止できれば法覆工の周辺からの破損を防ぐことが期待できる。洪水流に対してブロックが連結して群となった状態で安定である控え厚とし、小口止め工またはすりつけ護岸、天端工および天端保護工の設置を前提とする。

練張り護岸の設計では基礎工の基礎高の河床材料が砂利である場合には、水抜き工として裏込め材を設置するものとし、残留水圧は考えない。ただし、基礎工部分の河床材料が細砂、シルトである場合には排水のため水抜き孔を設けるものとする。また、残留水によって背面土砂が吸い出されないよう吸い出し防止材を裏込め材の下に設置するものとする。

(2) 基礎高の決定

基礎高は、2-4 で予測した最深河床高に対して浮き上がりや破壊などが生じないよう根固め工の設置を考慮して決定するものとする。

解説

護岸の破壊の多くは、河床の低下、洗堀などによって護岸基礎前面の河床が低下したために基礎工が浮き上がるものである。そのため、将来の最深河床高に対して護岸基礎の浮き上がりが生じないよう基礎高を決める必要がある。基礎高は、根固め工の設置によって浅くすることができる。護岸基礎高決定の方法には次の 4 つの考え方がある。

- 1) 予測される最深河床高を基礎高とし、最少限の根固め工のみを設置する。
- 2) 護岸設置箇所の現況の河床高を基礎高とし、予想される最深河床高が生じても護岸基礎工前面の河床高が低下しないよう根固め工を設置する。
- 3) 1)、2) の中間的な考え方で、現況河床高より低く予想される最深河床高より高い高さを基礎高とし、予想される最深河床高が生じた場合に護岸前面の河床高が維持されるよう根固め工を設置する。

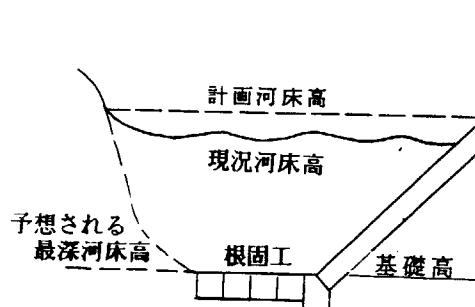
4) 下が矢板護岸で上が練張り護岸の場合は、根入れ深さの決定は矢板護岸の項を参照して決める。練張り護岸の基礎高は平水位程度とする。感潮区間では護岸基礎高は朔望平均満潮位程度とするが、矢板が見えないようにする場合には瀬替え時をおこなって施工し、基礎高をもっと低くすることがある。

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高を決定する。上記1) ~ 4)についての概念図を次に示す。

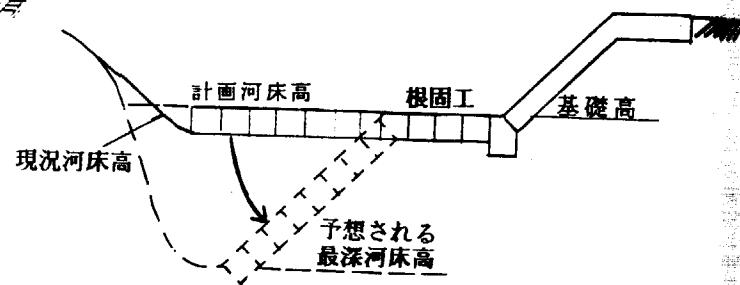
なお、今までの事例によると直轄河川では計画河床高と現況河床高の内低い河床高より1~1.5m下を・護岸基礎高としているものが多い。

基礎高の設計に当っては、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高とすることを原則とするが、一連の護岸の設置区間が長く、かつ深掘れ位置が移動しない場合には、区間ごとにその区間の最深河床高より基礎高を決めて良い。

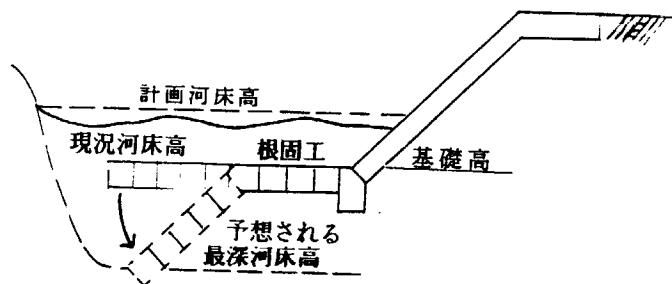
1) の場合



2) の場合



3) の場合



4) の場合

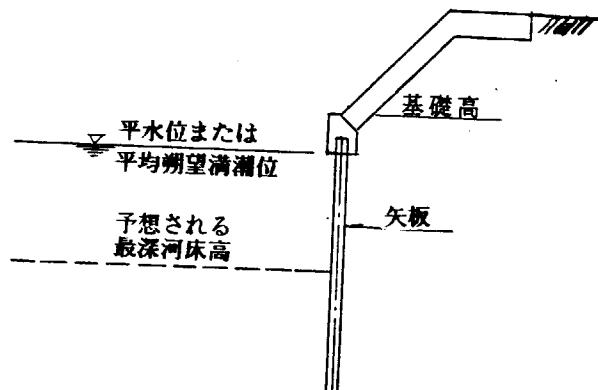


図 5.2 基礎高の決定

(3) 控え厚の決定

控え厚は、代表流速 V_r に対して安定を保つことのできる厚さ以上とする。

解説

護岸法覆工には洪水時に抗力、揚力などの流体力が作用する。法覆工は、これに耐えうるための安全な控え厚を確保しなければならない。練張り護岸の法覆工は十分な胴込めコンクリートが入って一体性が高く、小口止め工またはすりつけ護岸と天端工および天端保護工が施工されているので、群内に置かれた状態で平均流体力に対して安全であることが設計条件となる。練張り護岸では、クラックの発生により、そこで段差が生じることも考えられ、これらの事態に対しても破損されないことが重要である。また、法覆工の控え厚の決定では、施工条件も考慮する必要がある。

参考 練張り護岸の控え厚設計の考え方

練張り護岸の必要控え厚は、群として設置された状態での平均流体力に対して安定を保つことのできる厚さ以上とする。

解説

練張り護岸は、小口止め工またはすりつけ護岸、天端工および天端保護工によって保護されており上下流端、天端から破壊されることはないので、洪水流に対する法覆工の安定性は、法覆工中心の法覆ブロックが洪水流によって移動しないことで確保される。また、練張り護岸の法覆工は一体性が高い構造なので、ブロックの安定を考える際の流体力は平均流体力を考えておけばよい。練張り護岸の法覆工の安定条件は次式で表すことができる。

$$\mu (W \cos \theta - L) \geq ((W \sin \theta)^2 + D^2)^{1/2} \quad \dots \dots \dots \text{式(5.1)}$$

ここで、 μ :摩擦係数 $\mu = 0.65$

W :ブロックの水中重量 $W = (\rho_c - \rho_w) \cdot g \cdot A_b \cdot t_b$; (kg)

θ :法面の傾き

L :揚力 $L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot A_s \cdot V_d^2$; (kg・s/m)

D :抗力 $D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot A_D \cdot V_d^2$; (kg・s/m)

$$A_D = A_b / (36.125 \cdot C_D); (\text{m}^2)$$

ρ_c :コンクリートの密度 $\rho_c = 234.7$; (kg・s²/m⁴)

ρ_w :水の密度 $\rho_w = 102.0$; (kg・s²/m⁴)

g :重力加速度 $g = 9.8$; (m/s²)

A_b :ブロックの表面積; (m²)

A_s :群中ブロックの揚力作用面積; (m²)

t_b :ブロックの控え厚; (m)

C_L :群中ブロックの揚力係数

V_d :近傍流速 $V_d = 8.5 \times u_*$; (m/s) …… ブロックの相当粗度高さでの流速

u_* :摩擦速度 $u_* = V_0 / \{6.0 + 5.75 \log_{10}(H/k_r)\}$; (m/s)

H :設計水深; (m)

k_r :練張り護岸表面の相当粗度

法勾配1:2の法面に、練張り護岸の代表的工種を設置する場合の、代表流速 V_0 と控え厚さ t_b の関係を上式より計算する。この場合、標準サイズのコンクリートブロックに対して、控え厚さを確保する方法は次の2つがある。

- ・ブロックの平面サイズは変えず、下面に敷きならす捨てコンクリートの厚みで控え厚さを確保する。
- ・ブロックそのものの縦・横・高さを相似形に拡大させて、控え厚さを確保する。

(1) ブロックの平面サイズは変えずに、下面に敷きならす捨てコンクリートの厚みで、控え厚さを確保する。

式(5.1)から得られる控え厚さ t_b を計算すると、図5.3、図5.4のような関係となる。しかし、式(5.1)から得られる控え厚さは最小限のものであり、実際の護岸ではクラックに伴う段差が考えられるので、この分の安全度を見込み、式(5.1)からの計算値の2倍の厚さと、一体性を保つために必要な最低限厚さの大きい方の値を必要控え厚さとする。ただし、この場合、捨てコンクリートとブロックは、確実に一体化させる必要がある。

(2) ブロックそのものの縦・横・高さを相似形に拡大させて控え厚さを確保する

この場合のブロックの安定条件は、式(5.1)と同様である。ブロックには種々の形があるが、相似形であれば、抗力係数 C_D 、揚力係数 C_L は同一の値となるので、作用する流体力に対して必要となるブロック形状は、標準形状のブロックとのスケール比 S で評価できる。そこで、あるブロックの標準サイズを定め、標準控え厚さを t_b とし、三次元的に相似なブロックの控え厚さを t_b' とすると、スケール比 S は、 $S = t_b' / t_b$ と定義できる。スケール比 S を用いると、揚力 L 、抗力 D は次のように表現できる。

$$W_w:フロックの水中重量 \quad W_w = (\rho_c - \rho_w)g \cdot K_1 \cdot S^3 \cdot l_b \cdot b_b \cdot t_b; (\text{kg})$$

$$L:揚力 \quad L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot A_c \cdot S^2 \cdot V_d^2; (\text{kg} \cdot \text{s/m})$$

$$D:抗力 \quad D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot A_D \cdot S^2 \cdot V_d^2; (\text{kg} \cdot \text{s/m})$$

$$A_D = A_b / (36.125 \cdot C_D); (\text{m}^2)$$

これを5.1式に代入し、 S について解くと次のようになる。

$$S \geq \frac{\alpha \beta \mu^2 \cos \theta \pm \sqrt{(\alpha \beta \mu^2 \cos \theta)^2 - \alpha^2 (\mu^2 \cos^2 \theta - \sin^2 \theta) (\beta^2 \mu^2 - \gamma^2)}}{\alpha^2 (\mu^2 \cos^2 \theta - \sin^2 \theta)} V_d^2 \quad \dots \dots \text{式(5.2)}$$

$$\alpha : \text{係数} = (\rho_c - \rho_w) \cdot g \cdot K_1 \cdot l_b \cdot b_b \cdot t_b$$

$$\beta : \text{係数} = \frac{\rho_w}{2} \cdot C_L \cdot A_c$$

$$\gamma : \text{係数} = \frac{\rho_w}{(2 \times 36.125)} \cdot A_b$$

$$V_d = \frac{8.5}{6.0 + 5.75 \log_{10}(H / (S \cdot K_{ss}))} V_o \quad (\text{m/s}) \quad \dots \dots \text{式(5.3)}$$

ここで、 μ :摩擦係数 $\mu = 0.65$

θ :斜面角度

ρ_c :コンクリートの密度; ($\text{kg} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4$)

ρ_w :水の密度; ($\text{kg} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4$)

g :重力加速度 $g = 9.8; (\text{m/s}^2)$

K_1 :体積補正係数

l_b :標準サイズフロックの流下方向長さ; (m)

t_b :標準サイズフロックの控え厚さ; (m)

b_b :標準サイズフロックの横断方向長さ; (m)

C_L :群中フロックの揚力係数

C_D :群中フロックの抗力係数

V_o :近傍流速(フロックの相当粗度(K_s)高さでの流速); (m/s)

V_o :代表流速; (m/s)

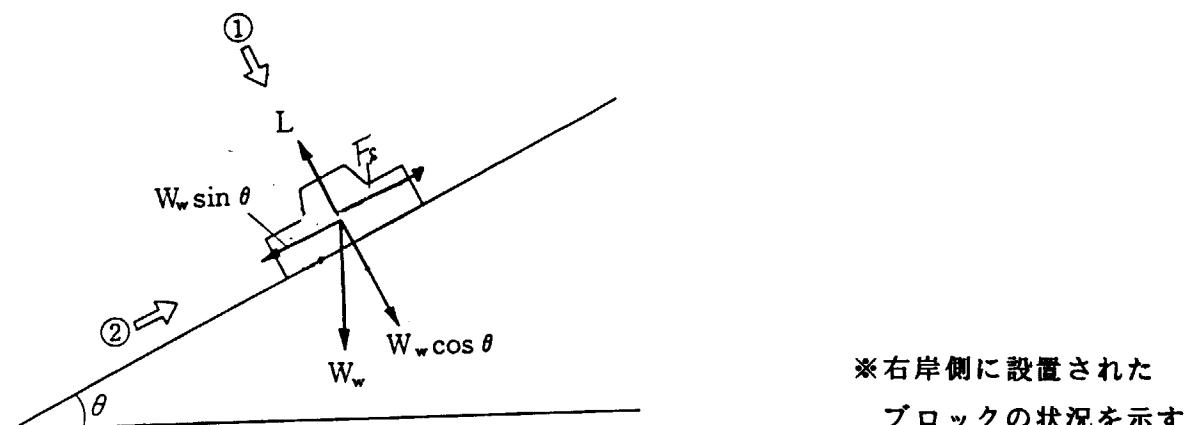
K_{ss} :標準サイズブロックの相当粗度; (m)

H :設計水深; (m)

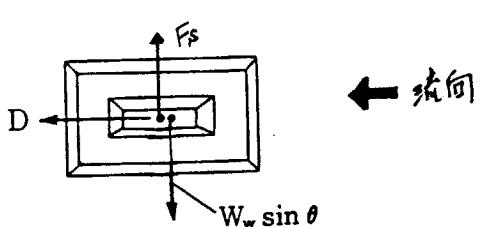
法勾配1:2で練張り護岸の代表的工種についての V_0 と t_0 の関係を上式より計算すると、図5.5～図5.10のようになる。(1)捨てコンクリートの厚みを増す場合と同様に、計算値の2倍の厚さと、一体性を保つために必要な最低限厚さの大きい方の値を必要控え厚さとする。

図5.5～図5.10の計算例から明らかなように、突起高さの大きいブロックを、標準サイズよりも大きな相似比で用いる場合は、作用する流体力が大きくなるため、(1)の場合に比べて大きな控え厚さが必要となる。

*具体的な計算の実行は、式(5.3)を用いて式(5.2)を代表流速 V_0 とスケール比 S との関係式に置きかえ、トライアル計算を行うことによって、 V_0 と S との関係を求める。



①の方向から見た力



↓法面最大傾斜方向

②の方向から見た力

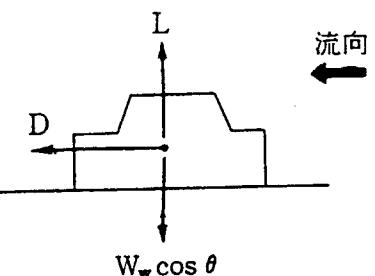


図 5.2 法面に置かれたブロックに関する力のつり合いモデル図

*計算例の前に A_b （ブロック表面積）、 A_s （群中ブロックの揚力が作用する投影）面積について説明する。

・図5.2の参考図から、 A_b は1つのブロックの表面積を示しており、 $A_b = 1$ と考えこれに対する A_s の比を求めるとき以下の式になる。

$$\text{求める } A_s = \frac{\text{突起部1個についての揚力に関する投影面積}}{\text{ブロックの表面積}}$$

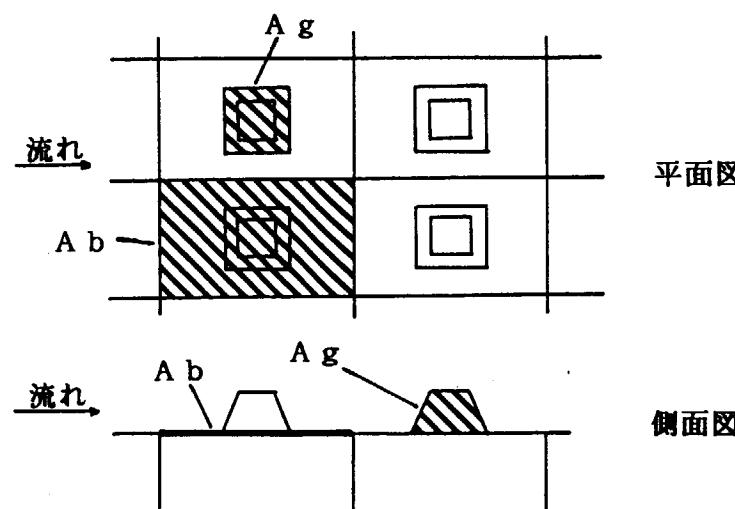


図 5.3 ブロックの A_b と A_s の説明図

A_s の大きさは、ブロックの形状ごとに異なる。具体的な数値は計算例の中に示す。

計算例

設計水深を2m、1:2の法面勾配の場で代表流速 V_0 を変化させた場合のコンクリートブロックの必要控え厚さの計算例を示す。ブロックは、3種類の形状（平張りブロック、間知ブロック、連節ブロック）について計算した。

表 5.3 計算条件（3ブロック共通）

法面勾配	1:2	斜面勾配 $\tan \theta$	0.500(1:2)
設計水深 H ; (m)	2	$\sin \theta$	0.447
水の密度 ρ_w ; ($\text{kg} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4$)	102	$\cos \theta$	0.894
コンクリートの 密度 ρ_c ; ($\text{kg} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4$)	235	ブロックの 摩擦係数 μ	0.65
水の単位 体積重量 γ_w ; (kg/m^3)	1000	重力加速度 g ; (m/s^2)	9.8
コンクリートの単 位体積重量 γ_c ; (kg/m^3)	2300		

計算例 1 : 平張りブロックについて

a. 計算条件

l_b	0.45	A_b	1.0	K_1	1.09
b_b	0.30	A_s	0.7896	K_2	1.00
t_b	0.15	C_L	0.1	K_3	1.00
K_s	0.04	C_D	0.7		

※ C_L 、 C_D 、 K_s は土木研究所資料第2635号「護岸法覆工の水理設計に関する研究」昭和63年4月の実験結果を適用した。

b. 平張りブロックの標準図

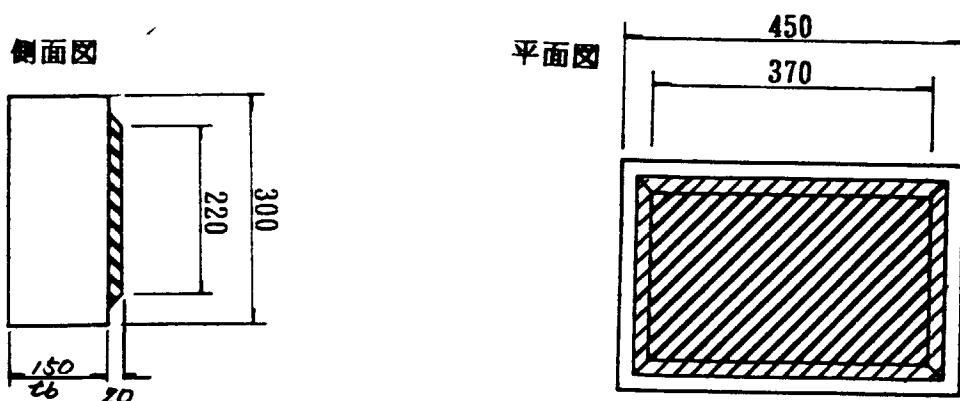


図 5.4 平張りブロックの標準図

c. 平張りブロックの流速 V_0 と控え厚さの関係

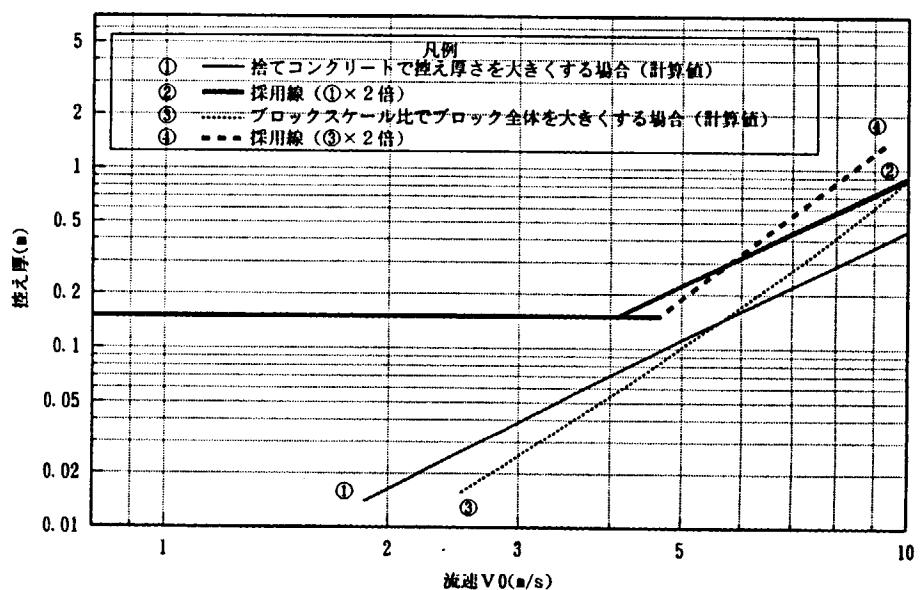


図 5.5 平張りブロック

計算例 2：間知ブロックについて

a. 計算条件

l_b	0.45	A_b	1.0	K_1	1.1
b_b	0.30	A_s	1.0	K_2	1.0
t_b	0.33	C_L	0.1	K_3	1.0
K_s	0.04	C_D	0.7		

※ C_L 、 C_D 、 K_s は平張りブロックの値を準用した。

b. 間知ブロックの標準図

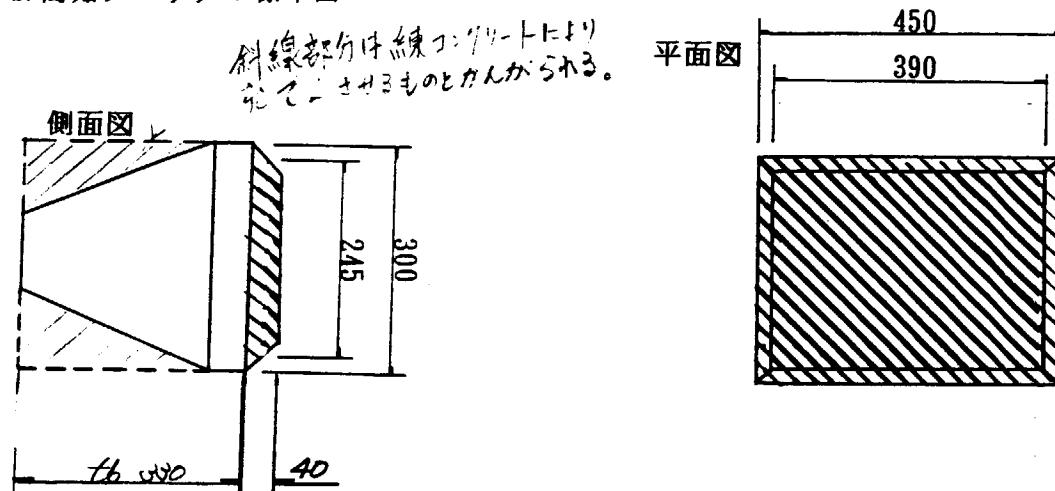


図 5.6 間知ブロックの標準図

c. 間知ブロックの流速 V_0 と控え厚さの関係

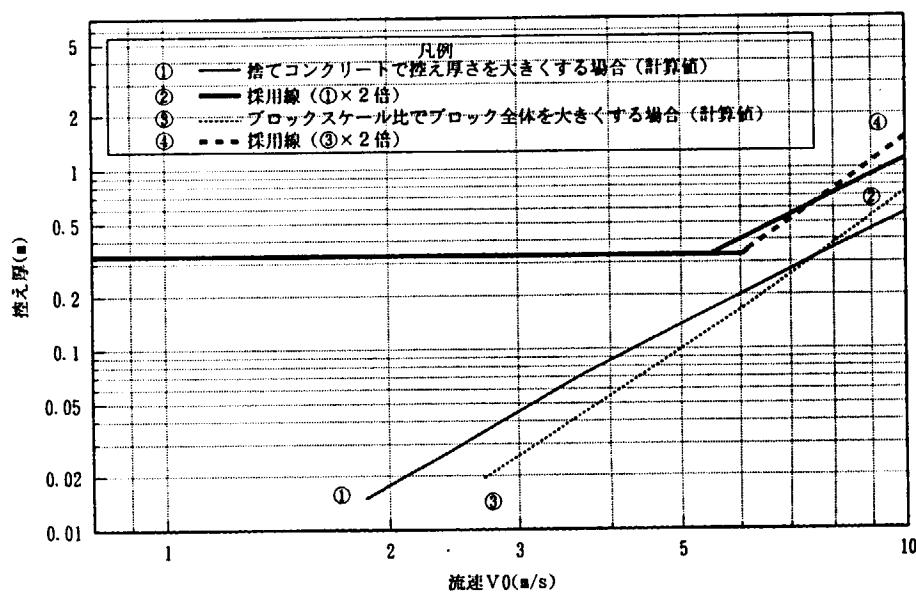


図 5.7 間知ブロック

計算例3：連節ブロックについて

a. 計算条件

l_b	0.45	A_b	1.0	K_1	1.35
b_b	0.35	A_s	0.2057	K_2	1.00
t_b	0.11	C_L	1.0	K_3	1.00
K_s	0.08	C_D	1.6		

* C_L 、 C_D 、 K_s は土木研究所資料第2635号「護岸法覆工の水理設計に関する研究」昭和63年4月の実験結果を適用した。

b. 連節ブロックの標準図

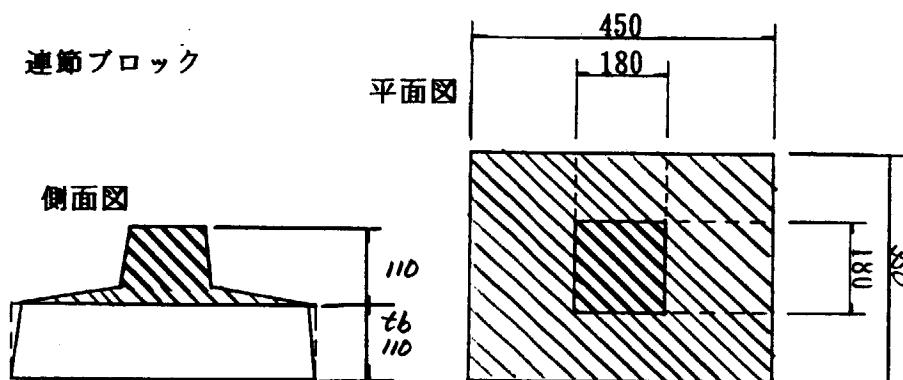


図 5.8 連節ブロックの標準図

c. 連節ブロックの流速 V_0 と控え厚さの関係

* 計算は群体として設置した場合：例えば砂の中に施工された連節ブロックを想定した。

河川方向

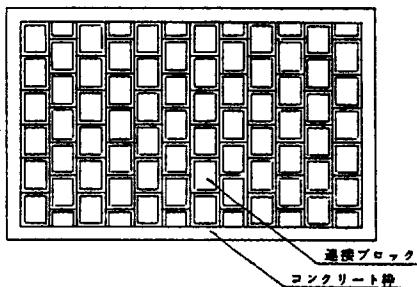


図 5.9 群体として設置した場合の連接ブロック

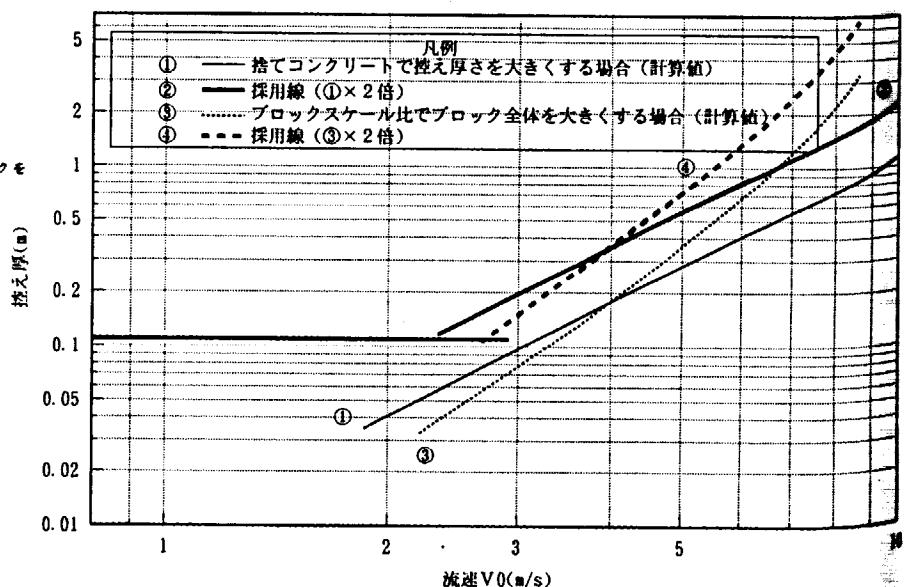


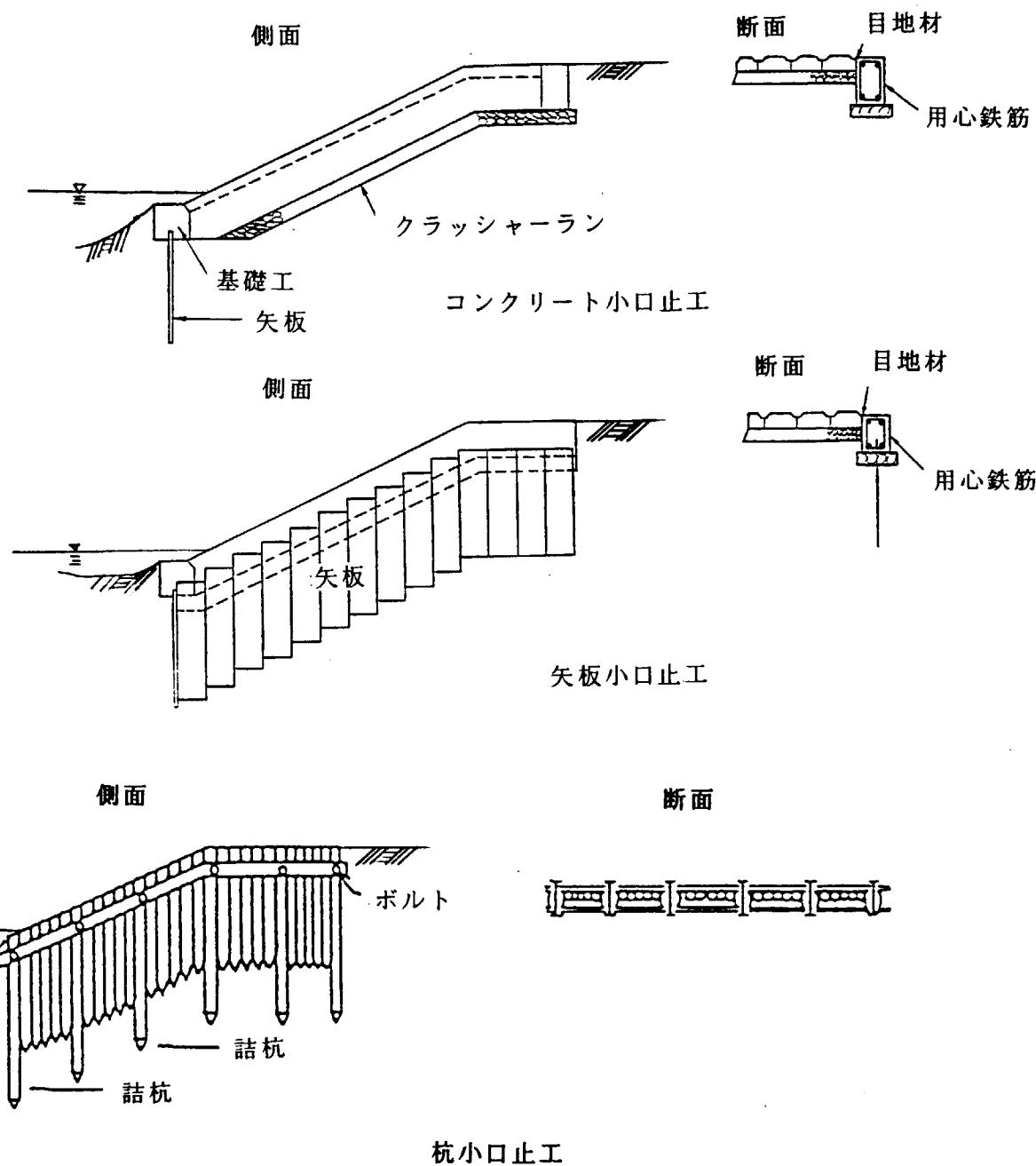
図 5.10 連節ブロック

(4) 小口止め工の設計

小口止め工は、護岸上下流で河岸侵食が生じても護岸本体に影響が及ばない構造とする。

解説

小口止め工は、護岸上下流で発生した河岸侵食によって流れが護岸背後に回り込むことによる土砂洗掘を防止する構造でなければならない。小口止め工の設置範囲は、法覆工および天端工が施工される範囲とし、深さは1~1.5mとする。図5.11に構造を示す。



注) ただし、木杭を使用する場合は、耐用年数が短いので暫定的なものに限り使用する。

図5.11 小口止め工の種類

(5) すりつけ工の設計

5-2-4 すりつけ護岸の設計参照

(6) 天端工、天端保護工の設計

天端工、天端保護工は、護岸天端の土砂洗堀を防止できる構造とし、護岸本体に洗堀の影響が及ばない範囲に設置するものとする。

解説

天端工、天端保護工には法覆工と同様、洪水時に流体力が作用するので流体力に対して安全な構造とする。天端工は法覆工と同じ工種を用い、控え厚は法覆工と同じ厚さとする。

天端保護工は、天端部分に作用する代表流速 V_o が 2m/s 程度を越える場合に設置するものとする。構造は屈とう性のある構造とし、厚さは別途検討する。天端保護工の流体力に対する安全性の考え方は、置かれた場所が平坦であることを除けば法覆工と同じである。

天端工の幅は 2m 、天端保護工の幅は $1.5 \sim 2\text{m}$ を原則とするが、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では適切な幅を確保するものとする。また、天端工の端に図 5.12 に示すような巻止め工を設置する場合もある。天端工の施工に当たっては、高水敷材料の掘削を伴うので施工直後は、天端工高水敷側は表層が裸地となり洪水によって侵食される例が多いので、十分に締固めを行うとともに、早期に植生で地表が保護されるように張芝工などをおこなうものとする。また、最上流部はすりつけ工が移動しないように杭、ピンなどで補強しておくことが望ましい。

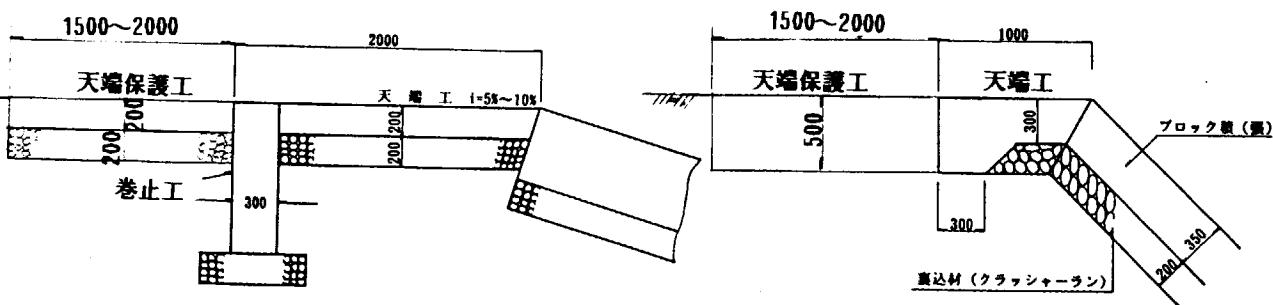


図 5.12 天端工の幅（設置例）

参考 天端保護工の必要控え厚の考え方

天端保護工の必要控え厚は、代表流速 V_d に対して安全な厚さ以上とする。

解説

天端保護工は、周囲の保護状況によって、必要控え厚の計算方法が異なる。

周囲を小口止め工などによって保護されていたり、杭などのめくれあがり防止対策がある場合には、天端保護工が群として設置された状況での平均流体力に対する安定性を検討し、控え厚を計算する。この場合の計算方法は、5-2-2(3) 練張り護岸の控え厚設計の考え方 を参照し、設置面の勾配 θ (通常は $\theta = 0$) に見合った値を用いて計算する。

周囲を小口止め工などによって保護されていない場合には、とくに上流の天端保護工は、流れを直接受ける状態に置かれる可能性が高い。流れを直接受けるブロックはその背後のブロック群に比較して大きな流体力が作用する。最前列のブロックが滑動しても次の列のブロックによって止まるが、これらのブロックが転動(めくれ)してしまった場合には転動したことにより流れが作用する面積が大きくなってしまうに破壊に至る。したがって天端保護工の流体力に対する安全度は、流れに対して最前列に置かれたブロックの転動に対する安全性によって評価する。しかもこの際に考えるべき流体力は乱れを考慮したものにすべきである。

天端保護工の安定は、次式のつりあい式となる。左辺は揚力と抗力による回転モーメント、右辺は重量による抵抗モーメント、である。なお、Sは5-2-2(3)参考 で示した標準ブロックサイズに対するスケール比である。

$$W_w \cdot S \cdot \cos \theta \cdot l_b / 2 \geq L \cdot S \cdot l_L + D \cdot S \cdot l_D \quad \dots \dots \text{式(5.4)}$$

ここで、 W_w :ブロックの水中重量 $W_w = (\rho_c - \rho_w) \cdot g \cdot K_1 \cdot S^3 \cdot l_b \cdot b_b \cdot t_b$; (kg)

L:揚力 $L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot K_3 \cdot S^2 \cdot l_b \cdot b_b \cdot V_d^2$; (kg·s/m)

D:抗力 $D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot K_2 \cdot S^2 \cdot b_b \cdot t_b \cdot V_d^2$; (kg·s/m)

C_D 、 C_L はブロックスケール比 S が変化しても変わらないので、標準サイズブロックの C_D 、 C_L が測定されていれば、スケール比 S が異なるブロックの必要ブロックの大きさを求めることができる。 S は次式で示される。必要控え厚さ t_b' は $t_b' = S \cdot t_b$ となる。

$$S \geq \frac{(C_D \cdot b_b \cdot t_b \cdot K_2 \cdot l_D) + (C_L \cdot b_b \cdot l_b \cdot K_3 \cdot l_L)}{l_b \cdot t_b \cdot b_b (\rho_c - \rho_w) K_1 \cdot \cos \theta \cdot l_b / 2} \times \frac{\rho_w}{2} V_d^2 \quad \dots \dots \text{式(5.5)}$$

ここで、

ρ_c :コンクリートの密度;($\text{kg} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4$)

ρ_w :水の密度;($\text{kg} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4$)

g :重力加速度 $g = 9.8$;(m/s^2)

K_1 :体積補正係数

K_2 :抗力方向投影面積の補正係数

K_3 :揚力方向投影面積の補正係数

l_b :標準サイズブロックの流下方向長さ;(m)

t_b :標準サイズブロックの控え厚;(m)

b_b :標準サイズブロックの横断方向長さ;(m)

C_L :最前列に置かれたブロックの揚力係数

C_D :最前列に置かれたブロックの抗力係数

V_d :近傍流速(相当粗度高さの流速);(m/s)

θ :斜面角度

l_L, l_D :最前列ブロックの回転半径;(m)

	l_D	l_L
平張りブロック	$\frac{2}{3} t_b$	$\frac{3}{4} t_b$
連接ブロック	$\frac{1}{2} t_b$	$\frac{1}{4} t_b$

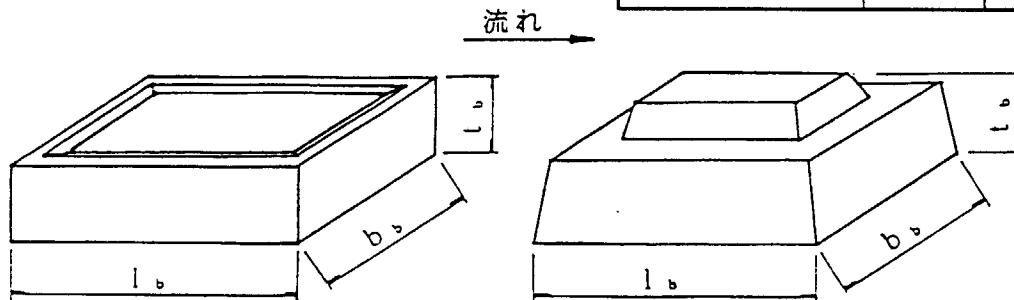


図 5.13 標準ブロック説明図

さらに、流速は、ブロックの相当粗度高さの位置での流速の乱れを考慮したもので評価する。一般に流速は、時間平均流速と変動分との和として表される。ここでは流速の変動分を乱れとよんでいる。乱れの成分として乱れ強度の a 倍を上乗せして評価する。ここで、水深が十分ある場合には乱れ強度は摩擦速度の 2 倍程度であることがわかっている。また、相当粗度 k_s は高水敷が多少侵食を受け、小砂利が露出した状態での相当粗度 ($k_s=4\text{cm}$) を想定した。 V_d は次式で評価される。

$$V_d = \frac{8.5 + 5.75 \log_{10}(S \cdot t_b / k_s) + 2a}{6.0 + 5.75 \log_{10}(H/k_s)} V_0 \quad \dots \dots \dots \text{式(5.6)}$$

k_s : 相当粗度、小砂利の値(4cm)を用いる : (m)

a : 亂れの強さを表す係数

天端保護工として一般的に用いられる連節ブロックについて式(5.4)(5.5)から求められる必要控え厚を図5.15に示す。乱れは $a=1$ をみることにし、通常用いられるブロックサイズ11 cmを施工性からの最小厚さと考え、11cmと図5.15の $a=1$ の線の大きい方を設計必要控え厚とする。

なお連節する鉄線は、耐腐食性などを考慮して径や材質を選定する。

また、流速が大きく、控え厚が大きくなる場合には、突起の少ない異形コンクリートブロックを用いるか、練石、練ブロックと同等な一体型の構造のものとする。

計算条件

- 流れに対して、最前列に置かれたブロックのめくれあがり（転動）を想定して計算を行った。なお、ブロック形状は相似形 (t_b/l_b が一定) と仮定している。

C_L	0.30	$l_b(m)$	0.45	K_1	0.477
C_D	0.45	$b_b(m)$	0.35	K_2	0.502
$K_s(m)$	0.04	$t_b(m)$	0.22	K_3	0.942

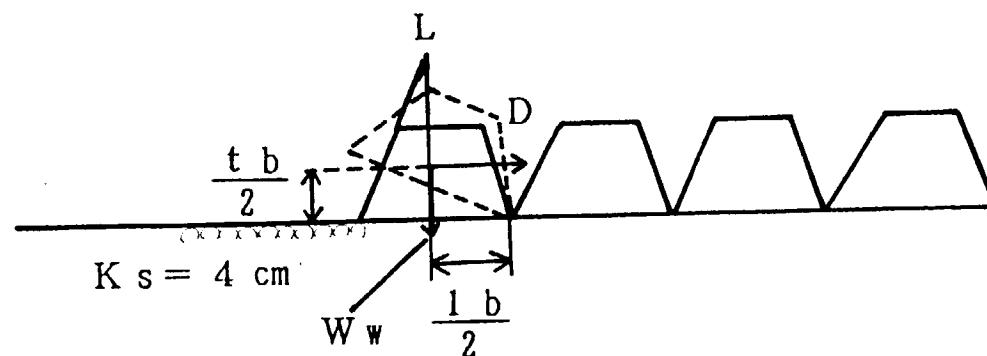


図5.14 転動モデル図

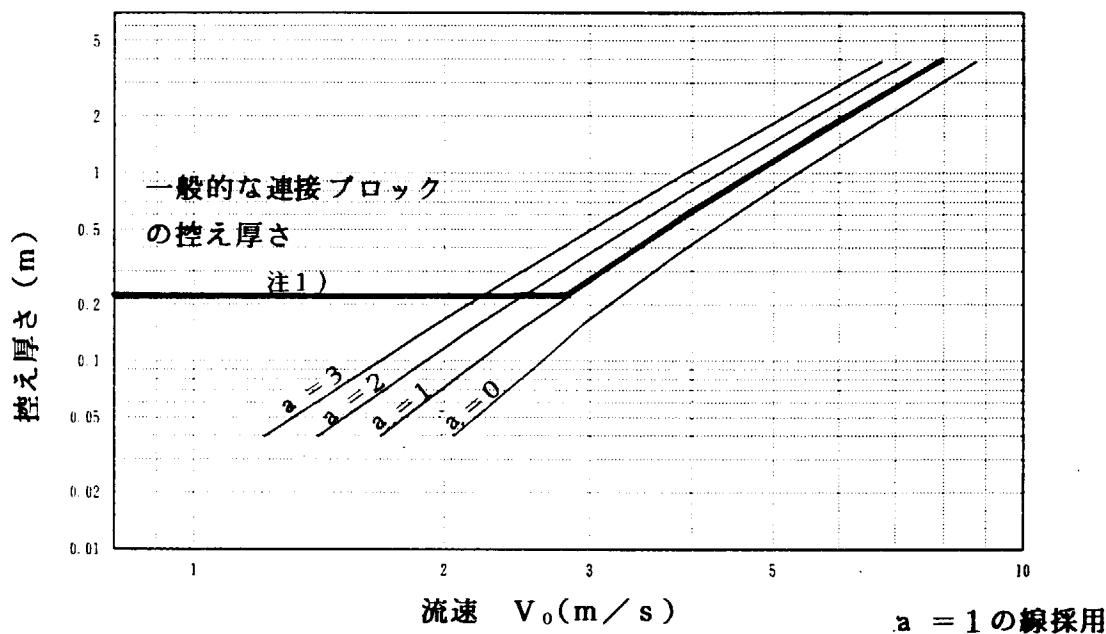


図5.15 連節ブロック ($H=4m$) の控え厚さと流速との関係

注1) 太線は実際に使用する、最小控え厚さを示す

(7) 法面安定検討

低水護岸部の地盤が軟弱な場合や、直高が高い場合には、低水護岸法面の安定検討をおこないその安全性を確保するものとする。

解説

安定検討には次式を用いるものとする。

$$F = \frac{M_r}{M_s} = \frac{\sum (C \ell + (W \cos \theta - U \ell) \tan \phi)}{\sum W \sin \theta} \geq F_s \quad \dots \dots \dots \text{式(5.4)}$$

ここで、 M_r : 抵抗モーメント;(tm)

M_s : 回転モーメント;(tm)

F : 安全率

C : すべり面上の土の粘着力;(t/m²)

ℓ : すべり面上の分割片の円弧の長さ;(m)

W : 分割片の重量;(t/m)

U : すべり面上の単位当りの間隙水圧;(t/m²)

ϕ : すべり面上の土の内部摩擦角;(°)

θ : 分割片とすべり面の傾斜角;(°)

F_s : 許容安全率 1.2とする。

間隙水圧を検討するときの河川水位は平水位とし、残留水位は高水敷高とする。

なお、土質構造・土質条件は現地のデータを用いることを原則とする。

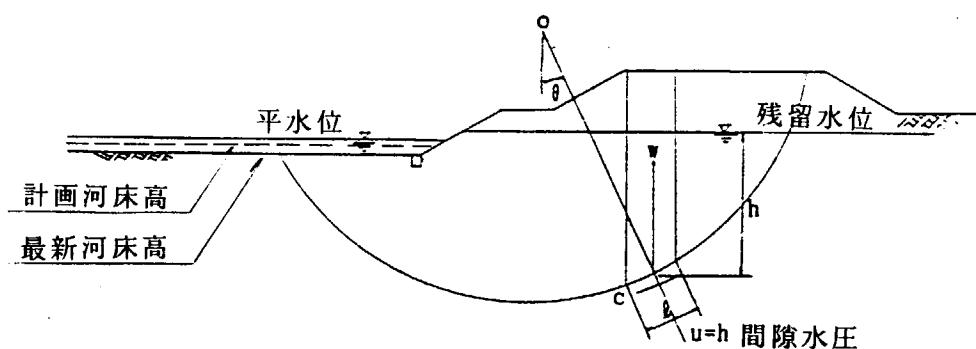


図 5.16 安定計算（円弧すべり）

5-2-3 空張り護岸の設計

(1) 設計の考え方

- (1) 空張り護岸は、基礎高と控え厚を決定するものとする。
- (2) 必要に応じ、小口止め工またはすりつけ護岸を設置するものとする。
- (3) 低水護岸の場合には、天端保護工を設置するものとする。
- (4) 残留水の排水を行うため吸い出し防止材、裏込め材を設置するものとする。

解説

空張り護岸は、その構造から目地の強度を期待しない一体性の低い工種である。このような性質から、空張り護岸の法覆工はブロックの配列が乱れた状態を基本に設計する。しかし、このような状態を考えた設計でも上下流からの侵食、天端からの洗堀には弱いので空張り護岸においても小口止め工またはすりつけ護岸、天端工および天端保護工の設置を前提とする。空張り護岸の設計では、排水を良くするため水抜き工として裏込め材を設置するものとし残留水圧は考えない。また、残留水圧によって背面土砂が吸い出されないよう吸い出し防止材を裏込め材の下に設置するものとする。

(2) 基礎高の決定

5-2-2 (1)参照

(3) 控え厚の決定

控え厚は、代表流速 V_r に対して安全な厚さ以上とする。

解説

護岸法覆工には洪水時に抗力、揚力などの流体力が作用する。法覆工は、このような流体力に対して安全な控え厚を確保しなければならない。空張り護岸の法覆工は、目地の強度が期待できず、一体性が低いので単体で置かれた状態で乱れを考慮した流体力に対して安全な厚さ以上である事が必要である。また、施工性から必要な最小厚さ、平水時の人間・自動車などによる荷重の作用に対する最小厚さは確保する必要がある。必要控え厚は、次頁に示す参考に準じて決定するものとする。

参考 空張り護岸の控え厚設計の考え方

空張り護岸は、単独で置かれたブロックの安全度が確保される控え厚とする。

解説

空張り護岸は一体性が低い工種なので、ある程度ブロックがばらばらになった状態で安定を保つことのできる控え厚さが必要である。最も危険な状態としてブロックが流れの中に単独で置かれた状態を基本とする。斜面上に単独で置かれたブロックが安定するための条件は、練張り護岸の場合と同様次式で表される。

$$\mu (W \cdot \cos \theta - L) \geq ((W \cdot \sin \theta)^2 + D^2)^{1/2} \quad \dots \dots \text{式(5.7)}$$

ここで、ブロックの水中重量 $W = (\rho_c - \rho_w)g \cdot K_1 \cdot S^3 \cdot l_b \cdot b_b \cdot t_b$; (kg)

L: 握力 $L = \rho_w / 2C_L \cdot S^2 \cdot K_3 \cdot l_b \cdot b_b \cdot V_d^2$; (kg·s/m)

D: 抗力 $D = \rho_w / 2C_D \cdot S^2 \cdot K_2 \cdot b_b \cdot t_b \cdot V_d^2$; (kg·s/m)

式(5.7)のつり合い関係からスケール比 S を求め、天端保護工の場合と同様に、必要控え厚 t_b' ($= t_b \times S$) を求める。

この場合の S は、次式で表される。

$$S \geq \frac{\beta \epsilon \mu^2 \cos \theta \pm \sqrt{(\beta \epsilon \mu^2 \cos \theta)^2 - \epsilon^2 (\mu^2 \cos^2 \theta - \sin^2 \theta)(\beta^2 \mu^2 - \alpha^2)}}{\epsilon^2 (\mu^2 \cos^2 \theta - \sin^2 \theta)} \times V_d^2 \quad \dots \dots \text{式(5.8)}$$

$$\alpha : \text{係数} = \frac{\rho_w}{2} C_D \cdot b_b \cdot t_b \cdot K_2$$

$$\beta : \text{係数} = \frac{\rho_w}{2} C_L \cdot b_b \cdot t_b \cdot K_3$$

$$\epsilon : \text{係数} = l_b \cdot t_b \cdot b_b (\rho_c - \rho_w) g \cdot K_1$$

ここで、 μ : 摩擦係数 $\mu = 0.65$

θ : 斜面角度

ρ_c : コンクリートの密度; (kg·s²/m⁴)

ρ_w : 水の密度; (kg·s²/m⁴)

g : 重力加速度 $g = 9.8$; (m/s²)

K_1 : 体積補正係数

K_2 : 抗力方向面積の補正係数

K_3 : 握力方向面積の補正係数

l_b : 標準サイズブロックの流下方向長さ; (m)

t_b : 標準サイズブロックの控え厚; (m)

b_b : 標準サイズブロックの横断方向長さ; (m)

C_L : 単体ブロック握力係数

C_D : 単体ブロックの抗力係数

V_d : 近傍流速(ブロックの相当粗度高さの
流速); (m/s)

空張りブロック護岸は一体性が低いので V_d には乱れを考慮すべきである。乱れ成分として天端保護工の考え方と同様に、摩擦速度 U_s の2倍とする。また、相当粗度 k_s は、高水敷が多少侵食を受けて、小砂利が露出した状態での相当粗度 ($k_s=4\text{cm}$) を想定した。

V_d は式(5.6)と同様になる。

$$V_d = \frac{8.5 + 5.75 \log_{10}(S \cdot t_b / k_s) + 2a}{6.0 + 5.75 \log_{10}(H/k_s)} V_0 \quad \dots \dots \dots \text{式(5.9)}$$

k_s : 相当粗度、小砂利の値(4cm)を用いる ; (m)

a : 亂れの強さを表す係数 (a=1とする)

法勾配1:2で空張り護岸の代表的工種についての V_0 と t_b の関係を上式より計算し、グラフにすると図5.17、5.18のようになる。しかし、式(5.9)は最も危険な状態を想定しており、実際には、 V_0 が2.5m/s程度の河川で、15cm程度の控え厚さで被災事例がほとんどないことを考えると図5.17、5.18の厚さの1/3程度を適切な控え厚さとする。また、乱れについては天端保護工の場合と同様 a=1を標準とする。一方、施工性から必要な最低厚さ、人間・自動車などの荷重に対しても安全な厚さとして最小15cmを確保するものとし、15cmと a=1の線の1/3の厚さのいずれか大きい方を最小必要控え厚とする。なお、

空石張り護岸の場合には、均一粒径の石を整然と並べて、かつ隙間に詰めをしっかりと施工する場合に式(5.10)、式(5.11)から必要な石の径を決定する。ここで $\tau_{*,d}$ は、角度 θ の斜面に作用する限界無次元掃流力である。 $\tau_{*,d}$ は、河床材料などの移動限界を示す無次元限界掃流力であり、 $\tau_{*,d} = 0.05$ とする。この関係より、得られる必要粒径Dと代表流速 V_0 との関係を図示すると、図5.19~5.22のようになる。

$$D \geq V_0^2 / [\{ 6.0 + 5.75 \log_{10} (H / K_s) \}^2 \cdot \tau_{*,d} \cdot S \cdot g] \quad \dots \dots \text{式(5.10)}$$

$$\tau_{*,d} = \tau_{*,d} \times \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}} \quad \dots \dots \text{式(5.11)}$$

ここで D ; 捨石必要粒径 ; (m)

K_s ; 相当粗度 K_s = d

S ; 石の水中比重 S = 1.65

g ; 重力加速度 g = 9.8; (m/s²)

$\tau_{*,d}$; θ の斜面に設置する場合の無次元限界掃流力

$\tau_{*,d}$; $\theta = 0$ (水平) な場に設置する場合の限界無次元掃流力 ($\tau_{*,d} = 0.05$)

θ ; 斜面角度

ϕ ; 材料の水中安息角 (ϕ の標準値は碎石の場合 41°)

自然石の場合 38°)

計算条件

- ・単独で法面に置かれた状態を想定し、単位ブロックに作用する力のつりあいから、必要控え厚さを計算した。なお、ブロック形状は相似形 (t_b/l_b が一定) と仮定している。
- ・法勾配は 1:2 を想定した。

C_L	0.10	l_b (m)	0.45	K_1	0.966
C_D	0.70	b_b (m)	0.35	K_2	0.982
K_s (m)	0.04	t_b (m)	0.15	K_3	1.000

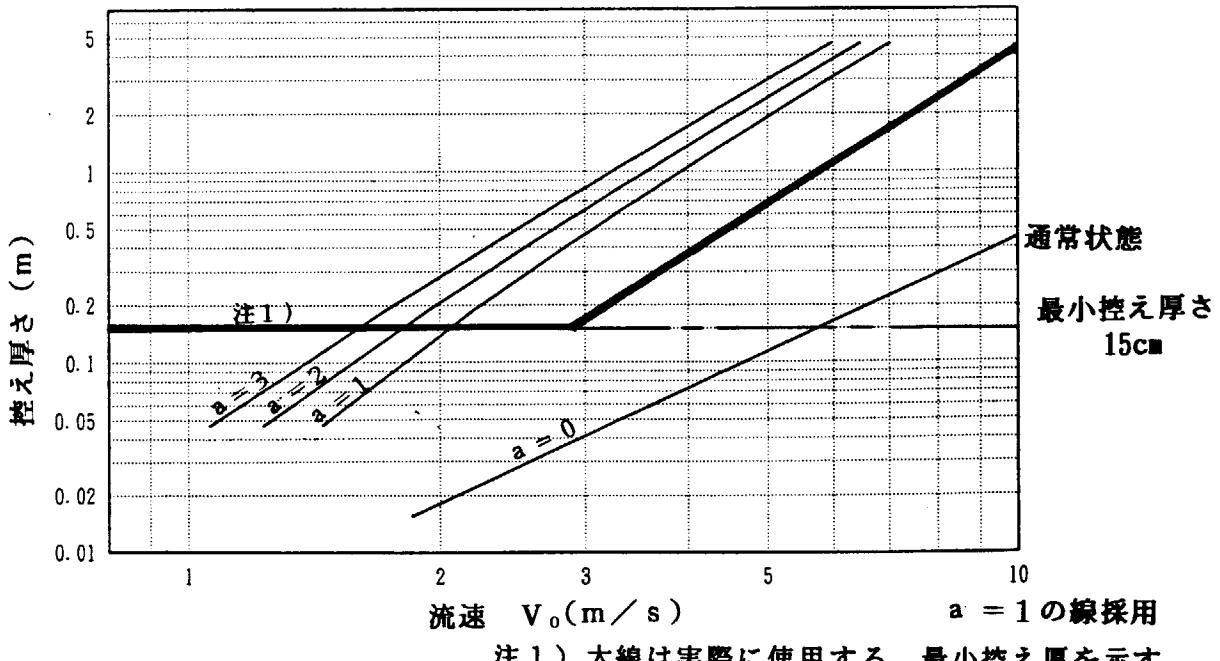


図5.17 平張りブロックの計算例 (H = 2mの場合)

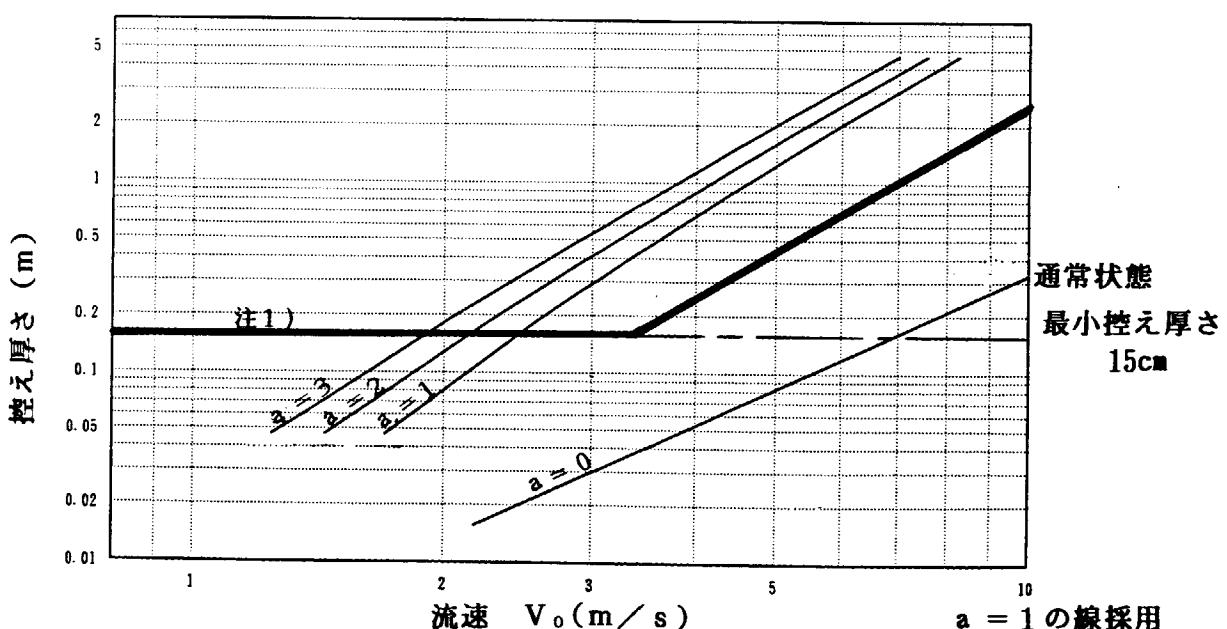
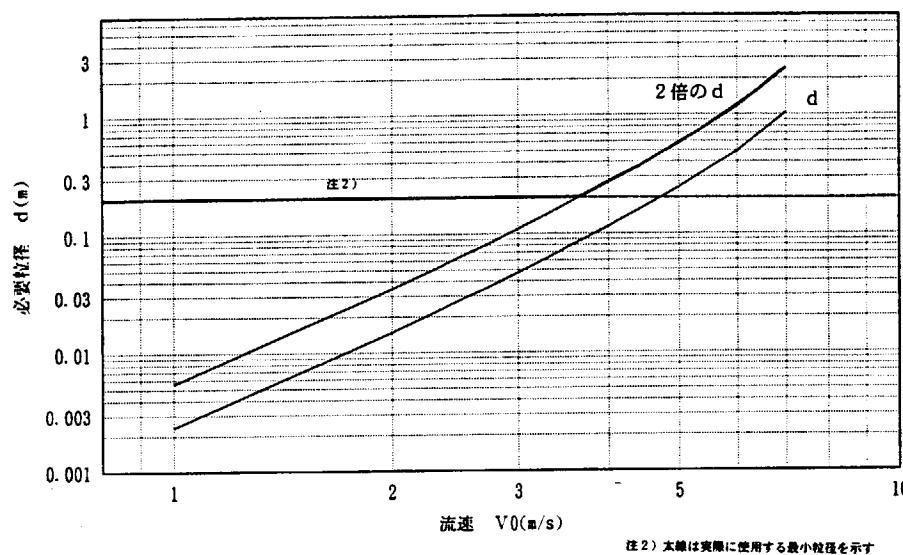


図5.18 平張りブロックの計算例 (H = 6mの場合)

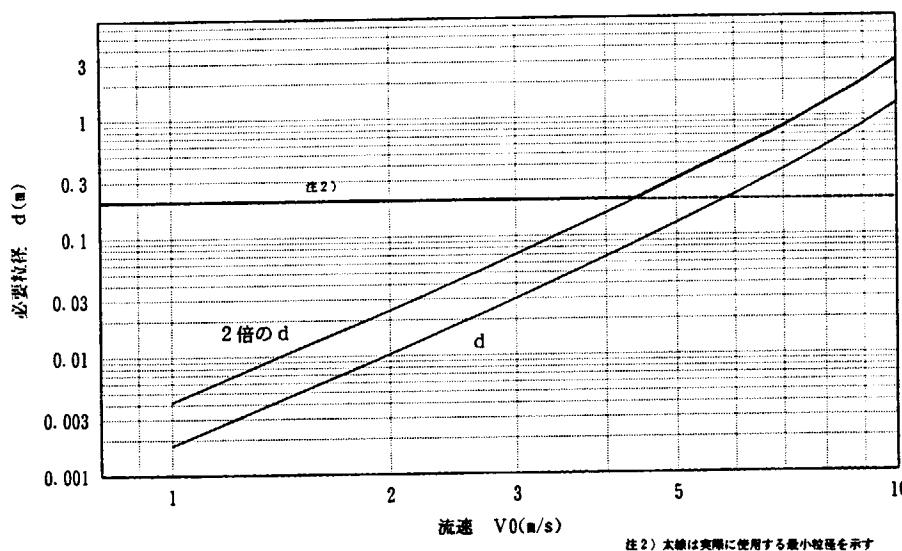
空石張り護岸は、石を整然と敷ならべるので、かみあわせの効果を期待しているが、かみあわせ効果が不十分であると、流出しやすくなる。そこで安全性を見込んで、必要粒径は式(5.10)の2倍とする。また、施工性から最小限必要な粒径として20cmを考慮し、20cmと式(5.10)の2倍の大きい方を空石張りの必要粒径とする。

計算例：流速 V_0 と必要粒径 D の関係を下図に示す。



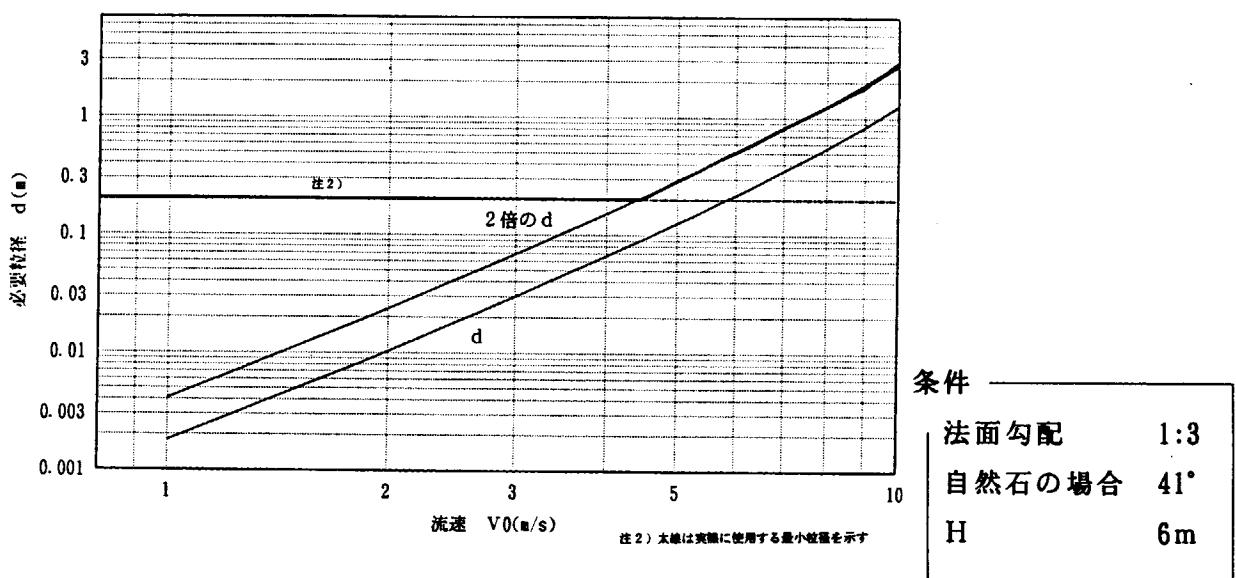
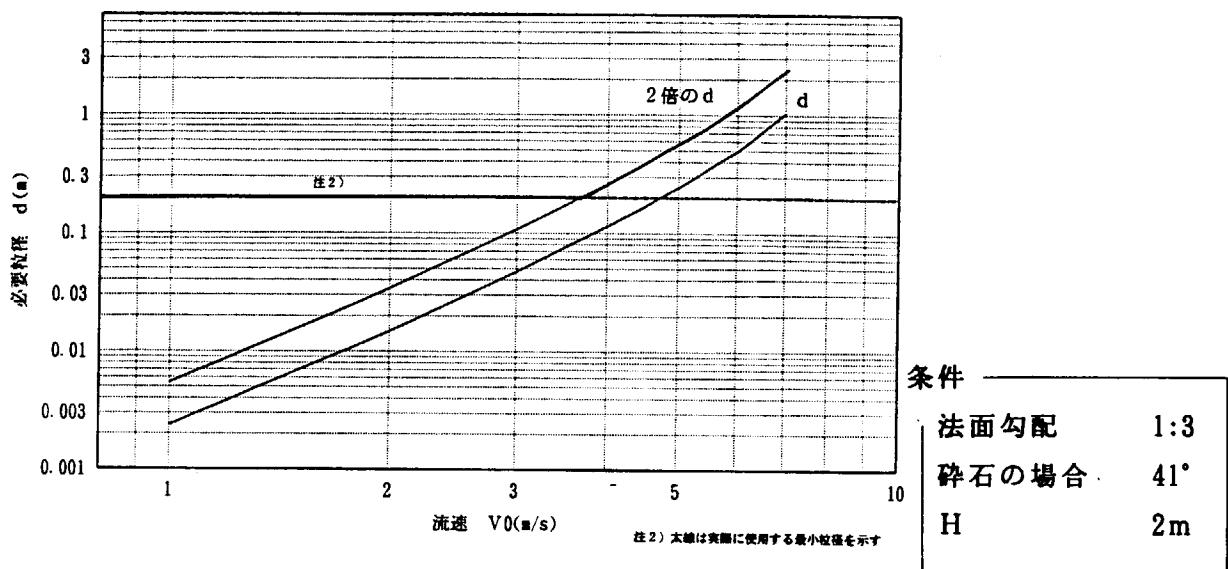
条件	
法面勾配	1:3
自然石の場合	38°
H	2m

図 5.19 流速 V_0 と必要粒径 D の関係(1)



条件	
法面勾配	1:3
自然石の場合	38°
H	6m

図 5.20 流速 V_0 と必要粒径 D の関係(2)



(4) 小口止め工の設計

5 - 2 - 2 (3)参照

(5)すりつけ工の設計

5 - 2 - 4 「すりつけ護岸の設計」参照

(6)法面安定検討

5 - 2 - 2 (5)参照

5-2-4 すりつけ護岸の設計

(1) 設計の考え方

- (1) すりつけ護岸は、屈とう性と適度な粗度を持った工種を採用するものとする。
- (2) すりつけ護岸は、控え厚を決定するものとする。
- (3) すりつけ護岸の基礎高と天端幅は護岸と同様とするが、河床に沿って1mの垂らし幅を設け、護岸と同様の根固め工を設置するものとする。
- (4) すりつけ護岸の施工長は、10mを基本とする。

解説

すりつけ護岸の機能には2つのものがある。1つは本護岸上下流で侵食が生じた際に河岸の地形変化に追随して侵食面を被覆し、本護岸が背後から破壊されることを防ぐ機能である。もう1つは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、ある程度粗度の大きなすりつけ護岸部で流速を緩和し、下流河岸の侵食を発生しにくくする機能である。このような機能を満足するため、すりつけ護岸は、蛇籠や連節ブロック護岸のように屈とう性があり、ある程度粗度の大きな工種を用いるものとする。

急流河川のすりつけ護岸は、上流の侵食に伴い流体力によってめくれ上がって破壊する例が多く、このような被災が生じるとすりつけ護岸はその機能を果たすことができない。したがって、すりつけ護岸はこのような破壊を生じない控え厚が必要である。

すりつけ護岸の施工範囲は、その機能から最低限法覆工および天端工の範囲に必要である。また、法尻の侵食を防止できるよう河床面に1mの垂らし幅を確保するものとする。施工延長は10mを基本とするが、本護岸上下流で侵食が生じることが明かな場合には適切な施工延長を確保する。

なお、すりつけ護岸が移動しないように、杭・ピンなどで補強する事が望ましい。すりつけ護岸部の河床高は、本護岸が設置される所より前面の河床高が高く、また流速が遅いのが普通である。すりつけ護岸前面の河床高は2-3(5) 2) b)の ΔZ を用いて評価してよい。

(2) 控え厚の決定

控え厚は、代表流速に対して安全な厚さ以上とする。

解説

すりつけ護岸は上流で侵食が発生するので、最上流にあるブロックが流体力に対して安全でなければならない。すりつけ護岸の代表工種である連節ブロックの必要控え厚をこのよう考え方で算出した計算例として図 5.15を参照することができる。

参考 すりつけ護岸の控え厚決定の考え方

すりつけ護岸は、上流で河岸侵食が生じてもめくれ上がりない控え厚を確保するものとする。

解説

すりつけ護岸では、上流で河岸浸食が生じ、ブロックがめくれあがって破壊する事例が見られる。これは上流が侵食されたため、流れが直接ブロックにあたるようになり流体力が大きくなるためと考えられる。したがって、すりつけ護岸の控え厚は天端保護工の場合と同様、最上流に置かれたブロックが流体力によって回転しないような大きさが必要である。これはブロックが斜面に置かれていることを除けば天端保護工と同様に考えることができ、次式で表される。

$$W_w \cdot \cos \theta \cdot S \cdot l_b / 2 \geq L \cdot S \cdot l_L + D \cdot S \cdot l_D \quad \dots \dots \dots \text{式(5.12)}$$

ここで、 W_w :フロックの水中重量 $W_w = (\rho_c - \rho_w) g \cdot K_1 \cdot S^3 \cdot l_b \cdot b_b \cdot t_b$; (kg)

L :揚力 $L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot K_3 \cdot S^2 \cdot l_b \cdot b_b \cdot V_d^2$; (kg·s/m)

D :抗力 $D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot K_2 \cdot S^2 \cdot b_b \cdot t_b \cdot V_d^2$; (kg·s/m)

式(5.9)のつり合い関係からスケール比 S を求め、天端保護工の場合と同様に、必要控え厚 t_b' ($= t_b \times S$) を求める。

S は次式で表される。

$$S \geq \frac{(C_D \cdot b_b \cdot t_b \cdot K_2 \cdot l_D) + (C_L \cdot b_b \cdot l_b \cdot K_3 \cdot l_L)}{l_b \cdot t_b \cdot b_b (\rho_c - \rho_w) K_1 \cdot \cos \theta \cdot l_b / 2} \times \frac{\rho_w}{2} V_d^2 \quad \dots \dots \text{式(5.13)}$$

ここで、 ρ_c :コンクリートの密度; (kg·s²/m⁴) ρ_w :水の密度; (kg·s²/m⁴)

g :重力加速度 $g = 9.8$; (m/s²)

K_1 :体積補正係数

K_2 :抗力方向面積の補正係数

K_3 :揚力方向面積の補正係数

l_b :標準サイズフロックの流下方向長さ; (m)

t_b :標準サイズフロックの控え厚; (m)

b_b :標準サイズフロックの横断方向長さ; (m)

C_L :単体フロック揚力係数

C_D :単体フロックの抗力係数

V_d :フロック高さの流速; (m/s)

l_D, l_L :最前列フロックの回転半径 (天端保護工参照)

さらに、流速はブロック高さの乱れを考慮して評価するが、その方法は天端保護工や空張りブロックの場合と同様に考える。 V_d は式(5.6)と同様になる。

$$V_d = \frac{8.5 + 5.75 \log_{10}(S \cdot t_b / k_s) + 2a}{6.0 + 5.75 \log_{10}(H/k_s)} V_0 \quad \dots \dots \dots \text{式(5.14)}$$

k_s : 相当粗度、小砂利の粗度(4cm)を用いる ; (m)

a : 亂れ強度を表す係数(a=1とする)

すりつけ護岸として一般的に用いられる連節ブロックについて、上式から求められる必要控え厚は、図5-15と同様である。乱れはa=1をみることにし、通常用いられる控え厚11cmを施工性からの最少厚さと考え、22cmと図のa=1の線の大きい方を設計必要控え厚とする。

ただし、杭などによってめくれを防止する場合は、必要控え厚を割り引くことができる。

なお流速が大きく、連節ブロックがめくれ上がる可能性が大きい場合は、護岸法覆工の端部を流速の遅い地点まで上流側に延長するか、あるいは、蛇籠工を用いることが望ましい。

蛇籠工は多自然型工法の一種として、今後増加する傾向にある。蛇籠工の移動・変形・詰石の流出に関する詳細な水理的検討はなされていないが、過去の実績によると、河道分類ごとに適用可能な形状・寸法の目安は表5.6の通りである。

表 5.6 蛇籠工の標準構造

河道分類	胴 径	線 径
セグメント1	60~90cm	5mm(#6)
セグメント2	45cm	4mm(#8)
セグメント3	45cm	4mm(#8)

※蛇籠工の胴径、線径は、河道のセグメント分類と対応させることができる。

5-2-5 積み護岸の設計

(1) 設計の考え方

- (1) 積み護岸は、基礎高を決定し、この基礎部が変形しないものとして設計する。
- (2) 小口止め工、吸い出し防止材、裏込め材を設置するものとする。
- (3) 洪水時に冠水する場所では、天端保護工を設置するものとする。
- (4) 積み護岸は、直高が7m以下の場合には標準設計図集に基づいて設計してよい。直高が7m以上となる場合には土圧に対して安定を保つよう設計するものとする。
- (5) 積み護岸は、堤防裏法尻の排水工のために設置する堤脚保護工および景観、生態などに配慮した場合を除いて練積みを基本とする。

解説

積み護岸は、洪水流による流体力だけでなく土圧が作用しこれを自重で支持しているため、積み護岸の基礎工は張り護岸の場合より重要である。また、積み護岸の場合には、土圧による外力が流体力によるものよりも大きいため、流体力に対する安定性は考えなくてよい。積み護岸は、残留水圧が生じないよう裏込め材を設置するものとする。小口止め工および吸い出し防止材の設置により、上下流端および天端からの破壊が防止されるので、通常の積み擁壁と同様の考え方で設計してよい。ブロック積み擁壁の設計では、直高が低い場合には実績から標準値を参考にして設計すれば安全となる。積み護岸の設計においてもこれに準ずるものとする。直高が7mを越える護岸となる場合には、土圧に対して安定となるよう設計するものとする。

積み護岸は、護岸背面の残留水が抜ける際に背面土砂の吸い出し現象の例が見られるので、吸い出し防止材は必ず設置するものとする。

なお、下図に示す堤防裏法尻ドレーン工の堤脚保護工である堤脚ブロック積護岸および景観、生態系上空積みを必要とする場合を除いては、抗土圧構造物としての安定性を確保する意味で、積み護岸は練積みを基本とする。なお、空積み護岸を設置する際には、流速が遅く、設置部の地盤が良好で、洗掘、すべりなど問題の無い所とすべきである。

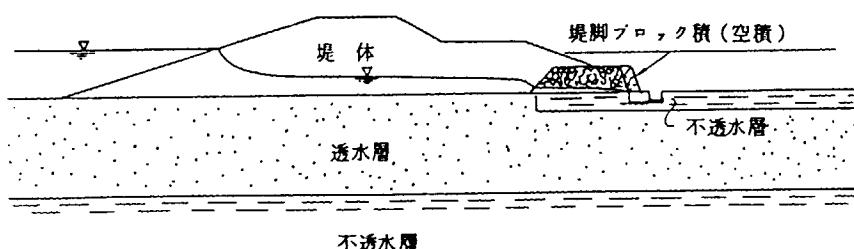


図 5.23 堤脚ブロック積護岸

参考 積み護岸の流体力に対する安定性検討の考え方

積み護岸の設計では、流体力は考慮しないものとする。

解説

法勾配1:0.5で積み護岸の代表的工種についてのV_oとt_oの関係を計算すると、一般的に用いられている控え厚さ35cmのコンクリートブロックで、10m/s程度の高流速まで各コンクリートブロックの噛み合わせ効果により安定することがわかっている。実河川では、このような高流速が発生する場所はほとんどないと考えられるので、積み護岸において流体力の検討を行う必要はない。

(2) 基礎高の決定

5-2-2(1)参照

(3) 小口止め工の設計

5-2-2(3)参照

(4) 吸い出し防止材の設置

積み護岸では、残留水が抜ける際の裏込め土砂の吸い出し現象を防止するため、吸い出し防止材を裏込め材背面に設置するものとする。

解説

積み護岸では、護岸背面の残留水が抜ける際に背面土砂が吸い出される吸い出し現象の例が見られる。このような吸い出しによる破壊を防止するため、裏込め材の下に吸い出し防止材を敷設するものとする。吸い出し防止材は、水を通しやすく土砂が通らないものを用いる。

(5) 裏込め材の設置

積み護岸では、護岸に残留水圧が作用しないよう水抜きとして裏込め材を設置するものとする。ただし、裏込め土砂が砂礫質で透水性が高い場合は、その限りではない。

解説

積み護岸の設計では、外力として残留水圧が作用しないことを前提とするので水抜きとして裏込め材を設置する。裏込め材料は、碎石など透水性の高い材料が望ましく、厚さは表 5.7を参考に決めるものとする。地下水が豊富な場所では法覆工に水抜き孔を設置する。また、水が抜ける際に裏の土砂の細粒分が抜けることのないよう、裏込め材の下に吸い出し防止材を敷設するものとする。

なお、裏込め土砂が砂礫質で透水係数が高い場合には、裏込め材を設置しなくても良いものとする。

(6) 天端保護工の設置

5 - 2 - 2 (5)参照

(7) 水抜き工の設計

水抜き工を設ける場合には、背面地盤の湧水状況、護岸構造などを考慮して設けるものとする。

解説

基礎工の基礎高の河床材料が細砂、シルトであるような場合は、護岸の背面から水が抜けにくくなるため水抜き孔を設けるものとする。その場合、背面地盤の湧水状況や護岸構造などを考慮して設けるものとするが、一般的には $\phi 50\text{mm}$ の水抜き孔を $2.0\sim 3.0\text{m}^2$ に一箇所設けている例が多い。

(8) 土圧に対する安定検討

直高7m以下の積み護岸は、標準設計および施工実績を参考にして設計してよいものとする。

なお、直高7mを越える積み護岸は、必要控え厚、滑動、地盤支持力、法面すべりの各検討を行い、安全性の確認をしなければならない。

解説

積み護岸の法勾配、控え厚は表5.8を参考に決めることができる。

表5.8 の範囲外となる直高7m以上の積み護岸は、控え厚、滑動、地盤支持力、法面すべりの各検討を行うものとする。その場合、土圧算定などにあたっては、現地の土質試験結果を用いることが望ましいが、試験結果が無い場合には表5.9 を参考に決定する。なお、載荷重はTL-25 相当として $1t/m^2$ を考慮する。裏込め材を設置するので、護岸控え厚の決定、滑動の検討、基礎地盤支持力の検討では残留水圧は考慮しない。ただし、低水護岸において法面すべりを検討する場合の残留水圧を検討する河川水位は平水位、残留水位は高水敷高とする。

安定計算の判定基準は、以下に示すとおりである。

- ① 必要控え厚は、積み護岸壁体の任意の高さにおいて転倒しないよう示力線が控え（ブロック厚+胸込め・裏込めコンクリート厚）の中心 $1/3$ 幅以内に入るようする。
- ② 滑動に対しては、1.5 以上安全率を確保すること。
- ③ 地盤支持力は、許容地盤支持力以下であること。
- ④ 法面すべりの検討は 5 - 2 - 2(7) にもとづいて検討する。すべりに対する安全率については、1.2以上を確保するものとする。

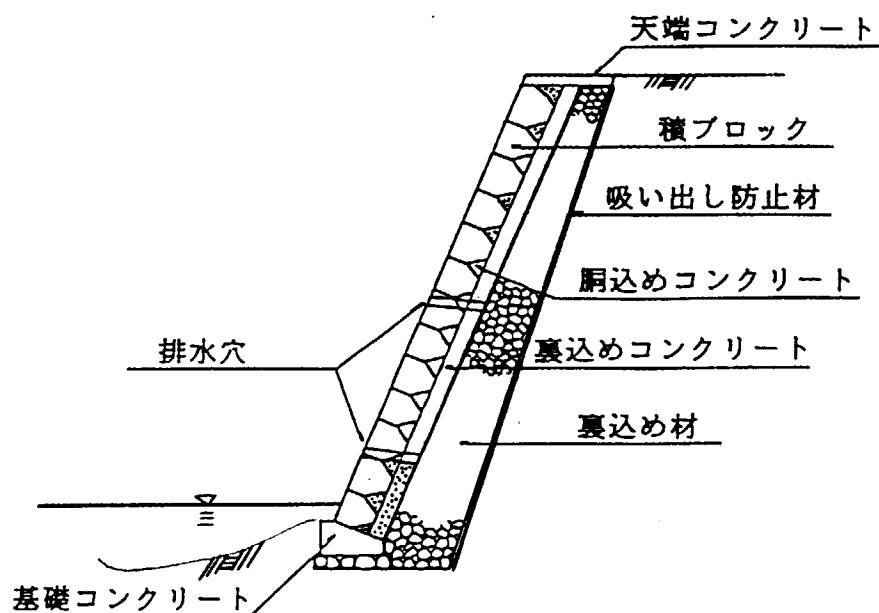


図5.24 積み護岸モデル図

表5.7 直高と裏込め材の厚さ

直 高 (m)		0~1.5	1.5~3.0	3.0~5.0	5.0~7.0
厚さ (cm)	上 部	20~40	20~40	20~40	20~40
	下 部	30~60	45~75	60~100	80~120

注1：裏込め土が良好であれば、この表の小さめの値を、よくない場合は大きめの値を用いる。裏込め土が普通とみなされる場合は中央値を目標にするとよい。

注2：切土のときには、比較的よく締まった地山では裏込め材の厚さを上下等厚とし30~40cmとする。ただし地山がよく締まっていないものおよび背面に埋戻しを多く必要とするような場合は、前記盛土部の場合に準ずる。

表5.8 直高と法勾配および控え厚

直 高 (m)		0~1.5	1.5~3.0	3.0~5.0	5.0~7.0
法勾配	盛 土	1:0.3	1:0.4	1:0.5	1:0.6
	切 土	1:0.3	1:0.3	1:0.4	1:0.5
控え厚 (cm)	空 積	35	35~45	—	—
	練積 (洞込めのみ)	25	35~45	45	—
	練 積 (洞込め + 裏込め)	25+5*=30	(25~35)+10* =35~45	(35~45)+15* =50~60	(35~45)+20* =55~65

出典：道路土工、擁壁・カルバート・仮説構造物工指針

注1：表中*印は裏込めコンクリート厚を示す。

注2：空積みでは、裏込め土が比較的よいときには1.5~3mの高さまで用いてよいが、3mを越えてはならない。

練積みでは、裏込めコンクリートをはぶき洞込めコンクリートのみを用いる場合、裏込め土が比較的よいときは3~5mの高さまで用いてよいが、5mを越えてはならない。

注3：控長は、裏込め土がよいときは小さめの値を、悪いときは大きめの値を用いる。

注4：この表では割石程度を考えているので、玉石などを用いるときは、これよりいくぶん安全側にとる。

表5.8 の範囲外となる積み護岸は控え厚、滑動、地盤支持力、法面すべりの検討を行う。土圧算定にあたっては、現地の土質試験結果を用いることが望ましいが、試験結果がない場合には表5.9 を参考にする。載荷重は1t/m² を考える。裏込め材を設置するので、護岸控え厚の決定、滑動の検討、基礎地盤支持力の検討では残留水圧は考慮しない。ただし、法面すべりの検討では残留水位を考慮する。

表5.9 裏込め土の種類および単位体積重量

裏込め土の種類	単位体積重量(t/m ³)	内部摩擦角(°)
礫、礫質土	2.0	35°
砂、砂質土	1.9	30°
シルト、粘性土 (ただし $\omega_L < 50\%$)	1.8	25°

※計算上は粘着力 c は無視する。

出典：道路土工、擁壁・カルバート・仮説構造物工指針

控え厚は、図5.25および次式に示す示力線方程式が控え厚の中央1/3に入るよう決定する。

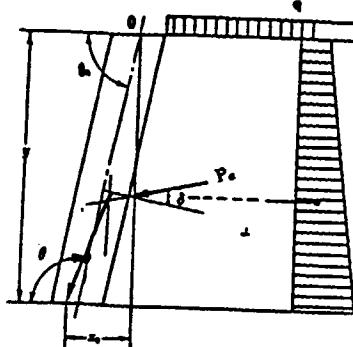


図5.25

裏込め土の粘着力を考えない場合の示力線方程式は、

$$x_o = \frac{K_A y}{6y, b \sqrt{1+\cot^2\theta_o}} y^2 + \left(\frac{K_A q}{2y, b \sqrt{1+\cot^2\theta_o}} + \frac{\cot\theta_o}{2} \right) y$$

x_o : 壁体頂部中心点から合力作用位置までの水平距離;(m)

$$K_A : 土圧係数、K_A = \frac{\sin^2(\theta+\phi)}{\sin\theta [\sqrt{\sin\theta} + \sqrt{\sin\phi\sin(\phi+\theta-90)}]^2}$$

γ : 裏込め土の単体体積重量;(t/m³)

γ_s : 壁体の単体体積重量;(t/m³)

b : 壁体の控長;(m)

q : 載荷重;(t/m²)

y : 壁体頂部中心点から合力作用位置までの鉛直距離;(m)

ϕ : 裏込め土の内部摩擦角

K_A の計算値を表5.10に示す。

表5.10 K_A の値

ϕ	法勾配	1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5	1 : 0.6
ϕ	θ	106° 42'	111° 48'	116° 34'	120° 58'
30°		0.196	0.163	0.134	0.109
35°		0.149	0.118	0.092	0.071
40°		0.107	0.082	0.060	0.043

滑動は、護岸下部での安全率について計算する。

$$F = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{(\Sigma W) \cdot \tan\delta + C \cdot B}{\Sigma H} \geq F_s = 1.5$$

ここに、 ΣW : 基礎下面における全鉛直荷重;(t)

ΣH : 基礎下面における全水平荷重;(t)

$\tan\delta$: 基礎と地盤の間の摩擦係数

土とコンクリートの場合は $\delta = \frac{2}{3} \phi$ とする。

ただし、基礎地盤が土の場合 $\tan \delta$ の値は 0.6 を超えないものとする。なお、通常の場合簡便には表 5.11 を用いてよい。

c : 摩擦床版と基礎地盤の間の粘着力; (t/m)

ただし、摩擦係数 $\tan \delta$ を表 5.11 より求めた場合は $c = 0$ とする。

B : 摩壁の床版幅; (m)

表 5.11 基礎地盤の種類と設計定数

基礎地盤の種類		許容支持力度 (t/m^2)	擁壁底面の滑動安定計算に用いる滑り摩擦係数 (注)	備考	
				q_s (t/m^2)	N 値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	100	0.7	1,000以上	—
	亀裂の多い硬岩	60	0.7	1,000以上	—
	軟岩・土丹	30	0.7	100以上	—
礫層	密なもの	60	0.6	—	—
	密でないもの	30	—	—	—
砂質盤	密なもの	30	0.6	—	30~50
	中位なもの	20	0.5	—	15~30
粘性土盤	非常に堅いもの	20	0.5	20~40	15~30
	堅いもの	10	0.45	10~20	3~15
	中位なもの	5	—	5~10	4~8

(注) : 土とコンクリートによるもの

出典: 道路土工、擁壁・カルバート・仮説構造物工指針

基礎地盤支持力の検討は、次式で求められる地盤反力 (図 5.26 参照) が許容支持力度 (表 5.11 参照) 以下でなければならない。

$$q_s = \frac{\sum W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_s = \frac{\sum W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

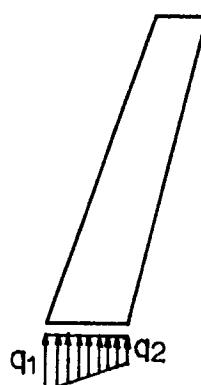


図 5.26 地盤反力

5-2-6 摩擦護岸の設計

(1) 設計の考え方

- (1) 摩擦護岸は、基礎高の決定、土圧に対する安定計算、法面すべりなどの検討を行うものとする。
- (2) 摩擦護岸は、常時および地震時に対して安全でなければならない。
- (3) 冠水が予想される場所では、天端保護工を設置するものとする。

解説

摩擦護岸は、積み護岸より大きな土圧、残留水圧が作用する場所に設置される。通常、強度が大きく、一体性も高い構造であるため流体力は考えなくてよい。また、摩擦護岸は通常の護岸としては一般に用いず非常に重要な箇所または用地確保ができない箇所に用いられ、構造物としての重要度も高い。したがって摩擦護岸では地震時の検討を行う。他の護岸と同様、洪水時に冠水する河川では天端工、天端保護工を設置し上部からの洗堀破壊を防止するものとする。

(2) 基礎高の決定

5-2-2(1)参照

(3) 摩擦の安定検討（土圧、深層すべり、地震時安定検討）

摩擦護岸の安定検討は、「道路土工 摩擦・カルバート・仮設構造物工指針」に準じて行うものとする。この際、2-4で予測した最深河床が生じた状態を想定するものとする。

解説

摩擦前面で洗掘を受けること、水位の変動条件が厳しいことを除けば、通常の摩擦と同じ様に考えてよいので「道路土工 摩擦・カルバート・仮設構造物工指針」の設計方法に準ずることとし、本ガイドラインでは詳細な解説は行わない。

「道路土工 摩擦・カルバート・仮設構造物工指針」を参考にするに当たっては、想定すべき河床状態として、最深河床高が生じた場合を考えるものとする。また、地下水位として残留水位、河川水位は平水位をとることに注意する必要がある。なお、残留水位の設定方法については、5-2-5(8)「土圧に対する安定検討」の項を参照のするものとする。

(4) 天端保護工の設置

5 - 2 - 2(6)の天端保護工の部分参照

(5) 裏込め材の設置

5 - 2 - 5(5) 参照

(6) 水抜き工の設計

5 - 2 - 5(6)参照

5-2-7 矢板護岸の設計

(1) 設計の考え方

- (1) 矢板護岸は、設計地盤高を決定するものとする。
- (2) 構造については、構造形式、根入れ深さ、矢板型数、付帯工の諸元を決定し、さらに基礎すべりについての安定計算を行うものとする。

(2) 設計地盤高の決定

矢板護岸の設計地盤高は、2-4で予測した最深河床高、乱積み根固め工設置の効果を考慮した高さとする。

解説

矢板護岸の設計地盤高は、他の護岸の基礎高と同じように護岸破壊を防止する上で重要なものである。また、矢板護岸の設計地盤高は、乱積み根固め工の設置により現況地盤高より高く設定することができる。根固め工の設置を考慮した設計地盤高の決定方法には、次の2つの考え方がある。

- 1) 根固め工を設置しない場合には、2-4項で予測した最深河床高を設計地盤高とする
- 2) 根固め工によって矢板前面の河床高を維持できる場合には、根固め工によって維持できる地盤高と根固め工天端高との $1/2$ を設計地盤高とする。

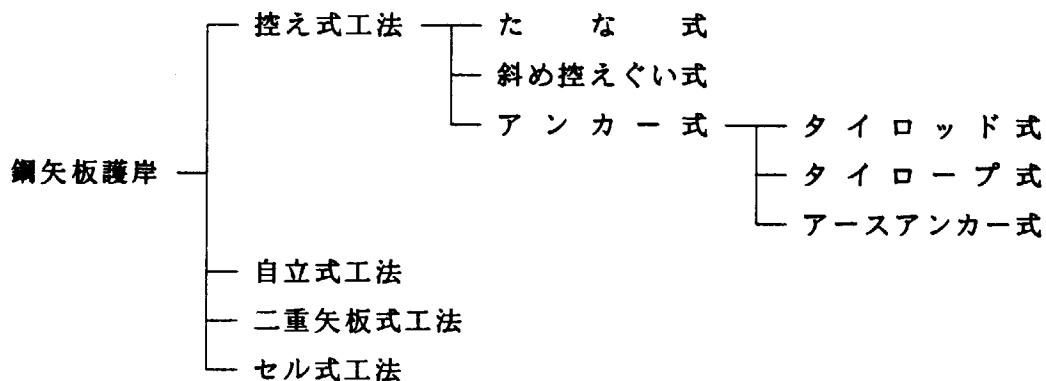
これらの中から、設計対象箇所に最も適切な考え方で設計地盤高を決定するものとする。

(3) 構造の決定

鋼矢板護岸の構造は、現地の状況、土質条件および施工性などを考慮し適切な構造を採用する。また、矢板上部は鉄筋コンクリートでコーピングするものとする。

解説

矢板護岸は、その構造により主に控え式と自立式などに分類される。形式選定にあたっては、護岸の重要度、背後用地の状況、土質条件、施工性などを考慮し適切な構造を採用するものとする。また、矢板護岸上部は、必ず鉄筋コンクリートによるコーピングで一体化を図るものとする。



自立式

控え式

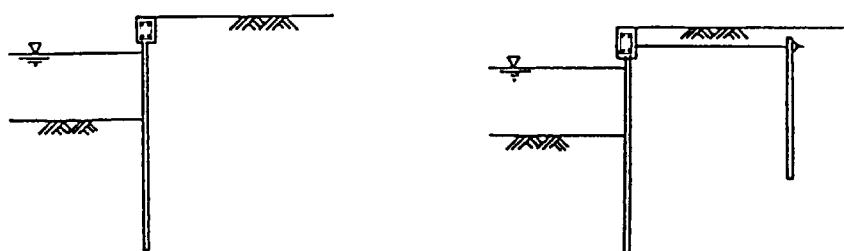


図5.27 鋼矢板護岸の分類と構造

(4) 自立式矢板護岸の設計

自立式矢板護岸の設計は、土圧、水圧、載荷重、地震時慣性力などに対し安全な構造とする。

解説

自立式矢板護岸の設計手順は、次に示すとおりである。

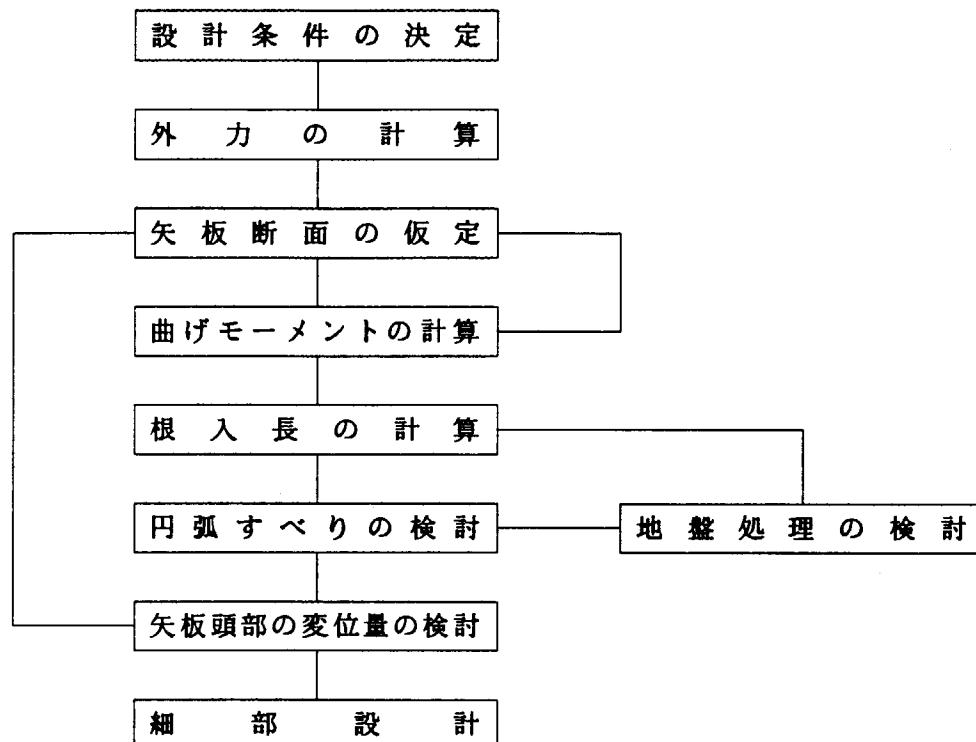


図 5.28 自立式矢板護岸の設計手順フローチャート

1) 設計細目

矢板長および断面設計は、常時および地震時において必要根入れ長、矢板の応力度、矢板頭部の変位量などの検討を行うものとする。

解説

矢板長および断面設計に用いる設計外力および許容応力度などは次のとおりとする。

1. 土 压

土压は原則としてクーロン式により算定する。

2. 上載荷重

上載荷重は常時 $1.0; (\text{t}/\text{m}^2)$ 、地震時 $0.5; (\text{t}/\text{m}^2)$ を標準とする。

3. 設計震度

設計震度は水平震度のみを考慮し、「建設省河川砂防技術基準（案）設計編Ⅰ」に準じて決定する。

4. 弹性係数

鋼矢板の弾性係数は $E = 2.1 \times 10^6; (\text{kg}/\text{cm}^2)$ とする。

5. 許容応力度

鋼矢板およびタイロッドなどの許容応力度は、表5.12, 5.13に示す値とする。

表5.12 鋼矢板材の許容応力度（単位：kg/cm²）

応力度の種類	鋼 種	S Y295	S Y390
曲げ引張応力度（純断面積につき）		1,800	2,400
曲げ圧縮応力度（純断面積につき）		1,800	2,400
せん断応力度（総断面積につき）		1,000	1,300

出典：港湾の施設の技術上の基準・同解説

- ・鋼矢板の材質は S Y295を標準とする。
- ・地震時における許容応力度は1.5倍の値とする。

表5.13 タイロッドなどの許容応力度

名 称		許容応力度(kg/cm ²)	
タ イ ロ ッ ド	S S 400	16mm < 径 ≤ 40mm 40mm < 径	900 800
	S S 490	16mm < 径 ≤ 40mm 40mm < 径	1100 1000
鋼 材	高 張 力 鋼 690		1800
	高 張 力 鋼 740		2200
	引 張 応 力 度		1400
	せん断応力度		800

(ここだけ道路橋)

出典：河川砂防技術基準（案）設計編および道路橋示方書・同解説

- ・地震時における許容応力度は1.5倍の値とする。

6. 許容水平変位量

矢板護岸の許容水平変位量は、表5.14の値を標準とする。

表5.14 矢板護岸の許容変位量

項目	常時	地震時
許容水平変位量	5 cm	7.5 cm

なお、許容水平変位量は、護岸背面の地形特性および周辺環境などを勘案して、別途検討のうえ決定しても良い。

7. 安全率

アンカー式矢板護岸の根入れ長の設計に用いる安全率は、次の値を標準とする。

表5.15 安全率

土質	常時	地震時
砂質土	1.5以上	1.2以上
粘性土	1.2以上	1.2以上

8. 腐食代

鋼矢板および鋼材・タイロッドの腐食代は表裏面とも1mmを考慮する。なお、特に腐食が著しいと判断される場合には、現地に適合した腐食代を見込むことができるものとする。

また、コンクリートなどで被覆している場合または防食対策を講じている場合は、1mmを減じる必要はない。

9. 繼手効率

矢板頭部が鉄筋コンクリートなどで拘束されている場合の継手効率は、表5.17に示す値を標準とする。

表5.16 繼手効率

計算項目		継手効率(f)
I	曲げモーメント、たわみ量を算定する場合	0.8
	チャンの公式により根入れ長を決定する場合	1.0
Z	応力度を算定する場合	1.0

I : 断面二次モーメント; (cm^4)、Z : 断面係数; (cm^3)

出典：災害復旧工事の設計要領（社）全国防災協会

ただし、矢板頭部が鉄筋コンクリートなどにより拘束されていない場合の継手効率は、0.6とする。

2) 設計方法

1. 設計荷重

矢板護岸の設計に用いる設計荷重としては、土圧・残留水圧・地震時慣性力・護岸背面の上載荷重などを考慮する。

解説

設計荷重は、護岸の重要性・目的および現場条件などを十分考慮し、適切に決定しなければならない。

矢板に作用する外力は図5.29に示すようになる。

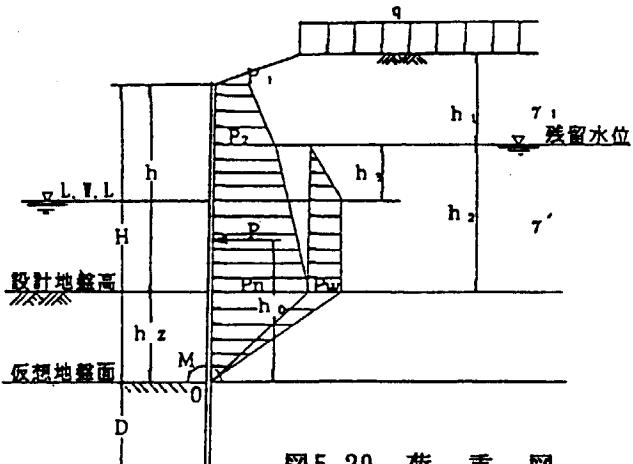


図5.29 荷重図

P_w : 設計地盤高における水圧強度; (t/m^2) $P_w = \gamma_w \cdot h_s$

P_a : 設計地盤高における土圧強度; (t/m^2) $P_a = K_A (q + \sum \gamma h)$

h_s : 仮想地盤面の深さ; (m) $h_s = \frac{P_a + P_w}{(K_p - K_A) \gamma'}$

γ_w : 水の単位体積重量; (t/m^3)

γ : 空気中の土の単位体積重量; (t/m^3)

γ' : 水中の土の単位体積重量; (t/m^3)

q : 上載荷重; (t/m^2)

$h_{1,2}$: 土層厚; (m)

h_s : 残留水位差; (m)

P : 仮想地盤面より上の土圧および水圧の合力; (t)

M : P によるO点の曲げモーメント; (tm)

h_o : O点からの合力 (P) までの作用高; (m) $h_o = \frac{M}{P}$

H : 仮想地盤面から矢板天端までの高さ; (m)

D : 根入れ長; (m)

2. 設計用土質定数の決定

設計用土質定数は、原則として土質試験結果を用いて決定する。

解説

① 土の内部摩擦角 (ϕ) の推定

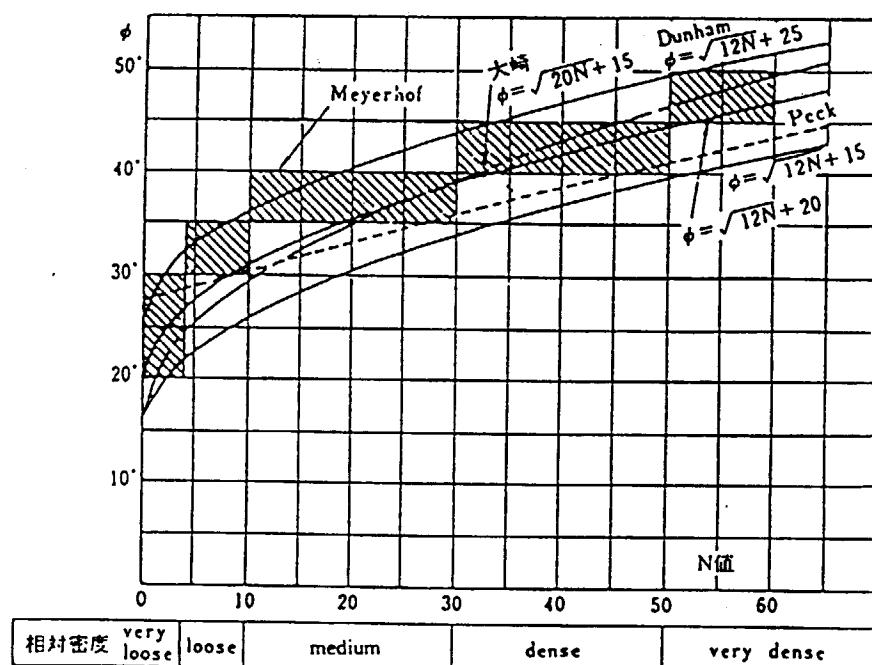


図 5.30 砂の内部摩擦角 ϕ と N 値の関係²⁾

矢板護岸の場合、一般に大崎の式 ($\phi = \sqrt{20N + 15}$) を用いることが多い。

② 粘着力 (c) の算定

1) 提案式

粘着力は、シルト質粘土または粘土に分類して次式により推定してもよい。

$$c = 0.05 + 0.075N \quad (\text{シルト質粘土 } (N < 10)) \quad \square \quad (\text{福岡保の式})^3)$$

$$c = 0.1 + 0.075N \quad (\text{粘土 } (N < 10)) \quad \square$$

2) 図による推定

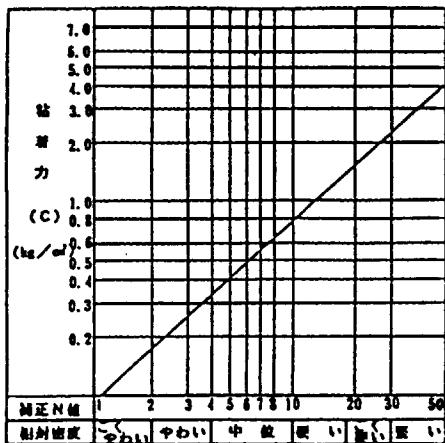


図 5.31 粘着力の推定図³⁾

③ 横方向地盤反力係数 (K_h) の推定

横方向地盤反力係数 (K_h) は各種の土質試験などによって求められるが、矢板護岸の場合、 N 値より福岡－宇都の式を用いて推定することが多い。この場合の N 値は $\frac{3\pi}{4\beta}$ (たわみ角 0 となる深さ) までの平均 N 値を用いる。

$$\text{福岡－宇都の式 } K_h = 0.691 N^{0.406}$$

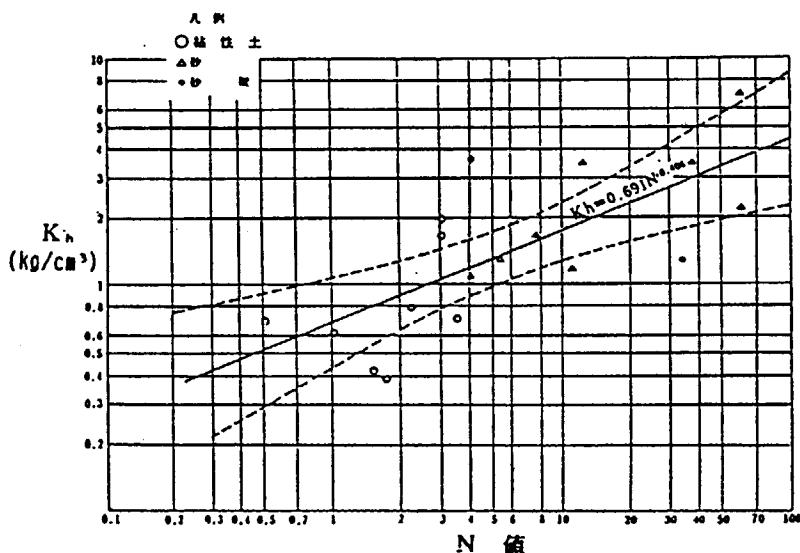


図 5.32 福岡－宇都のボーリング孔を利用した実測 K_h 値³⁾

3. 土 壓

矢板護岸の設計に用いる土圧は、土質により算定するものとする。

解説

① 砂質土の土圧

1) 主働土圧

矢板壁面に作用する主働土圧強度は式(1)、崩壊面が水平となす角は式(2)によって算定する。

$$P_A = K_A (\Sigma \gamma h + \frac{q}{\cos \beta})$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi + \theta) \cdot \cos \delta}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) [1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos \beta}]^2} \quad \dots (1)$$

$$\zeta_A = 90 - \tan^{-1} [\frac{-\sin(\phi + \delta + \beta) + \frac{\cos(\delta + \theta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos \beta \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}}{\cos(\phi + \delta - \beta)}] \quad \dots (2)$$

2) 受働土圧

矢板壁面に作用する受働土圧強度は式(3)、崩壊面が水平となす角は式(4)によって算定する。

$$P_P = K_P (\Sigma \gamma h + q)$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi + \theta) \cdot \cos \delta}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) [1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \delta)}{\cos(\delta + \theta)}]^2} \quad \dots (3)$$

$$\zeta_P = 90 - \tan^{-1} [\frac{-\sin(\phi + \delta) + \frac{\cos(\delta + \theta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\sin(\phi - \theta)}}{\cos(\phi + \delta)}] \quad \dots (4)$$

ここに、 P_P ：主働土圧強度；(t/m^2)

ϕ ：土の内部摩擦角；($^\circ$)

γ ：土の単位体積重量；(t/m^3)

h ：土層の厚さ；(m)

K_A ：主働土圧係数

β ：地表面が水平となす角；($^\circ$)

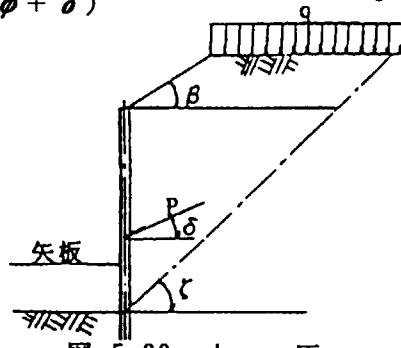


図 5.33 土 圧

δ : 壁面と土の摩擦角; ($^{\circ}$)
 q : 単位面積当たりの上載荷重; (t/m^2)
 θ : 地震合成角; ($^{\circ}$) $\theta = \tan^{-1} K_H$ または $\theta = \tan^{-1} K_H'$
 K_H : 水平震度
 K_H' : 水中における見掛けの震度
 ζ_A : 主働崩壊角; ($^{\circ}$)
 P_A : 受働土圧強度; (t/m^2)
 K_P : 受働土圧係数
 ζ_P : 受働崩壊角; ($^{\circ}$)

一般に、壁面と土との摩擦角 (δ) は、通常 $\pm 15^{\circ}$ が用いられる。砂質土の土圧係数および崩壊角を表 5.17 に示す。

② 粘性土の土圧

1) 主働土圧

常時の主働土圧強度 P_A は式(1)または式(2)によって算出し、土圧の大きい方をとる。
ただし式(1)を使用した場合に生ずる負の土圧は考えない。

$$P_A = (\Sigma \gamma h + q) - 2c \quad \dots(1)$$

c : 土の粘着力; (t/m^2)

$$P_A = K_c (\Sigma \gamma h + q) \quad \dots(2)$$

K_c : 静止土圧係数 $K_c = 0.5$

地震時の主働土圧強度は、式(3)または、式(4)の大きい方の値をとる。

$$P_A = \frac{(\Sigma \gamma h + q) \cdot \sin(\theta + \alpha)}{\cos \theta \cdot \sin \alpha} - \frac{c}{\cos \alpha \cdot \sin \alpha} \quad \dots(3)$$

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

$$P_A = K_c (\Sigma \gamma h + q) \quad \dots(4)$$

2) 受働土圧

受働土圧強度 P_p は、常時・地震時とも式(5)によって算出する。

$$P_p = \sum \gamma h + q + 2 c$$

ここに、
 γ : 土の単体体積重量; (t/m^3)

h : 土層の厚さ; (m)

q : 上載荷重; (t/m^2)

c : 土の粘着力; (t/m^2)

③ 砂質土と粘性土の中間の土質 (ϕ と c の値を夫々無視できない場合)

主働土圧

$$P_A = K_A (\sum \gamma h + q) - 2 c \sqrt{K_A}$$

受働土圧

$$P_p = K_p (\sum \gamma h + q) + 2 c \sqrt{K_p}$$

表 5.17 砂質土の土圧係数および崩壊角 ($\beta = 0^\circ$ の場合)

内部摩擦角 (ϕ)	壁面摩擦角 (δ)	設計震度 K_H	主働土圧 係 数 K_A	受働土圧 係 数 K_P	主働崩壊角 (ζ_A)	受働崩壊角 (ζ_P)
15	0	0.0	0.589	1.698	53.2	37.1
		0.1	0.678	1.556	44.4	32.1
		0.2	0.811	1.396	29.5	23.1
	15	0.0	0.500	2.321	45.0	24.9
		0.1	0.604	2.026	35.8	21.5
		0.2	0.774	1.655	22.0	15.4
20	0	0.0	0.490	2.040	55.0	35.0
		0.1	0.569	1.888	48.5	31.8
		0.2	0.672	1.712	39.3	27.2
	15	0.0	0.420	2.926	49.5	23.9
		0.1	0.505	2.611	42.3	21.8
		0.2	0.625	2.262	32.8	18.7
25	0	0.0	0.406	2.464	57.5	32.5
		0.1	0.476	2.300	52.1	30.3
		0.2	0.564	2.119	45.2	27.4
	15	0.0	0.351	3.723	53.4	22.4
		0.1	0.424	3.373	47.3	21.0
		0.2	0.520	3.000	39.9	19.2
30	0	0.0	0.333	3.000	60.0	30.0
		0.1	0.397	2.821	55.3	28.4
		0.2	0.473	2.629	49.6	26.5
	15	0.0	0.291	4.807	56.9	20.7
		0.1	0.355	4.406	51.6	19.7
		0.2	0.437	3.988	45.3	18.5
35	0	0.0	0.271	3.690	62.5	27.5
		0.1	0.328	3.493	58.3	26.4
		0.2	0.369	3.286	53.3	25.0
	15	0.0	0.239	6.331	60.1	18.7
		0.1	0.296	5.860	55.4	18.0
		0.2	0.366	5.376	49.9	17.2
40	0	0.0	0.217	4.599	65.0	25.0
		0.1	0.268	4.380	61.1	24.2
		0.2	0.328	4.152	56.7	23.2
	15	0.0	0.194	8.570	63.2	16.6
		0.1	0.244	7.999	58.8	16.1
		0.2	0.306	7.418	53.9	15.6

4. 矢板断面の検討

矢板断面は、次式で求めるものとする。

$$Z \geq \frac{M_{max}}{\sigma_{sa}}$$

Z : 矢板の腐食代を考慮した断面係数; (cm^3/m)

M_{max} : 最大曲げモーメント; ($\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{m}$)

σ_{sa} : 矢板の許容応力度; (kg/cm^2)

解説

最大曲げモーメントの算定

$$M_{max} = M \Psi m (\beta h_o)$$

ここに、

$$\Psi m(\beta h_o) = \frac{\sqrt{(1+2\beta h_o)^2 + 1}}{2\beta h_o} \exp\left[-\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta h_o}\right]$$

M_{max} : 矢板の最大曲げモーメント; (tm)

M : 仮想地盤面からのモーメント; (tm)

$$\beta : 特性係数; (\text{cm}^{-1}) \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4E I}}$$

K_s : 横方向地盤反力係数; (kg/cm^3)

B : 矢板の単位幅; ($B = 100\text{cm}$)

E : 矢板の弾性係数; (kg/cm^2)

I : 矢板単位の幅の断面二次モーメント

; (cm^4 : 腐食代および継手効率を考慮した値)

5. 根入れ長の検討

矢板の根入れ長は、次式で求めるものとする。

$$D = \frac{3}{\beta} \quad \dots \dots \quad (E I \leq 10^{12} \text{kg}/\text{cm}^2 \text{の場合})$$

$$D = \frac{2.5}{\beta} \quad \dots \dots \quad (E I > 10^{12} \text{kg}/\text{cm}^2 \text{の場合})$$

D : 矢板の根入れ長; (m)

解説

矢板の根入れ長は、一般に剛性に応じて決定する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4E I}}$$

I : 継手効率1.0とした1m当たりの断面二次モーメント; (cm^4/m)

6. 矢板変位量の検討

矢板の変位量は、次式より算定する。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

解説

矢板の変位量は、以下に示す各変位量の合計として算出する。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

δ : 矢板頭部の変位量;(cm)

δ_1 : 仮想地盤面での変位量;(cm)

δ_2 : (仮想地盤面におけるたわみ角) × (仮想の地盤から天端までの距離);(cm)

δ_3 : 仮想地盤から上の矢板の回転により生じた変位量;(cm)

$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta h_o) P}{2 E I \beta^3}$$

$$\delta_2 = \frac{(1 + \beta h_o) PH}{2 E I \beta^2}$$

$$\delta_3 = \frac{P h_o^2 (3H + h_o)}{6 E I}$$

I : 腐食代および継手効率を考慮した矢板1m当りの断面二次モーメント;(cm⁴/m)

E : 矢板の弾性係数;(kg/cm²)

P : 仮想地盤面からの土圧および水圧の合力;(kg)

H : 仮想地盤面からの矢板天端までの距離;(cm)

β : 矢板の特性値;(cm⁻¹)

h_o : 仮想地盤面から合力(P)の作用位置;(cm)

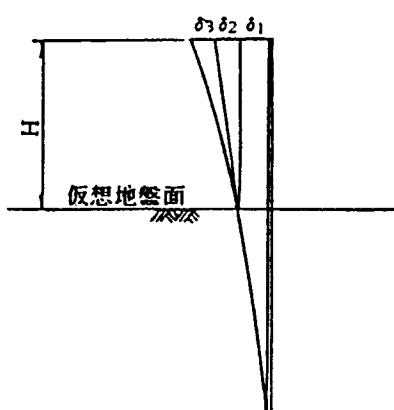


図 5.34 矢板の変位図

7. 円弧すべりの検討

軟弱な粘性地盤上の矢板護岸については、矢板下端よりも下を通る円弧すべりに対して安定したものでなければならない。

解説

円弧すべりに対して不安定と判断された場合は、地盤改良を行うか、河積に問題がない場合は押え盛土などを実施し、抵抗力を増大させる工法などの対策を講ずるものとする。

また、矢板根入れ長を長くして、円弧すべりを防止するときは、矢板の曲げおよびせん断に対して十分な検討を行わなければならない。

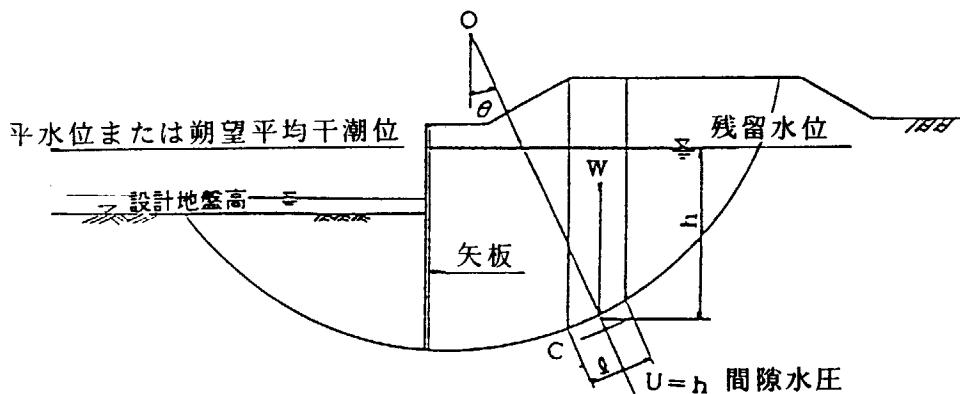


図 5.35 円弧すべり

1. 常時の場合

$$F = \frac{\sum (C \ell + (W \cos \theta - U \ell) \tan \phi)}{\sum W \sin \theta} \geq F_s$$

F : 安全率

C : すべり面上の土の粘着力; (t/m^2)

ℓ : すべり面上の分割片の円弧の長さ; (m)

W : 分割片の重量; (t/m)

U : すべり面上の単位当たりの間隙水圧; (t/m^2)

ϕ : すべり面上の土の内部摩擦角; ($^\circ$)

θ : 分割片とすべり面の傾斜角; ($^\circ$)

F_s : 許容安全率; ($=1.2$)

2. 地震時の場合

$$F = \frac{\sum (C \ell + (W \cos \theta - K_H W \sin \theta - U \ell) \tan \phi)}{\sum (W \sin \theta + K_H W \cos \theta)} \geq F_s$$

K_H : 水平震度

(5) 控え式矢板護岸の設計

控え式矢板護岸は、土圧、水圧、載荷重、地震時慣性力に対して安全な構造とする。土圧、水圧、載荷重、地震時慣性力は自立式矢板護岸に準ずる。

解説

控え式矢板の代表工種であるタイロッド式矢板護岸は、次の手順で設計する。

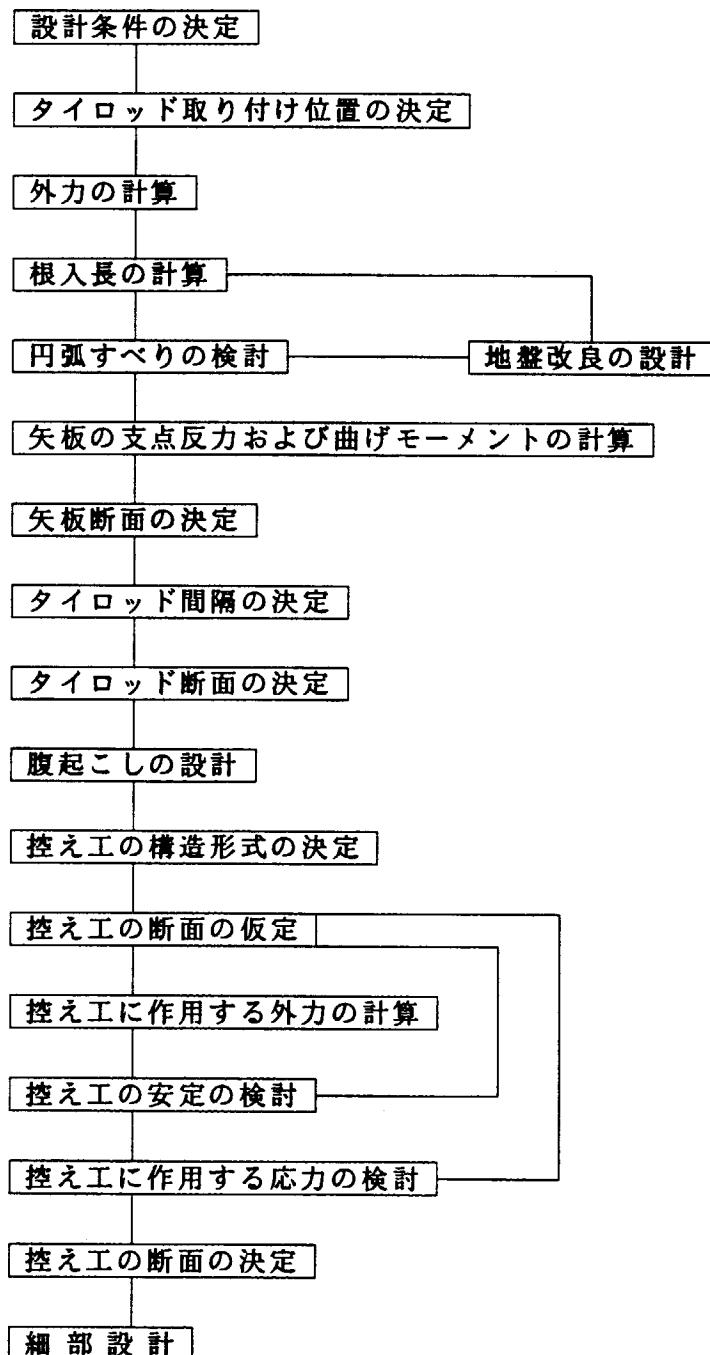


図5.36 タイロッド式矢板護岸の設計フロー

1. 設計荷重

矢板に作用する外力は、土圧・残留水圧・地震時慣性力・護岸背面上の上載荷重などを考慮するものとする。

解説

設計荷重については、自立式矢板護岸の設計を準用して算定するものとする。

2. 矢板根入れ長の検討

矢板の根入れ長さは、フリーアースサポート法によって求めるものとする。

解説

矢板の根入れ長さは、フリーアースサポート法によって求め、次式を満足するものとする。

$$M_P \geq F \cdot M_A$$

$$M_A = P_A \cdot l_A + P_w \cdot l_w$$

$$M_P = P_P \cdot l_P$$

M_P : 受働土圧によるタイロッド取付点に関するモーメント;(t_m)

M_A : 主働土圧および残留水圧によるタイロッド取付点に関するモーメント;(t_m)

F : 安全率

D : 計算根入れ長;(m)

P_P : 受働土圧;(t)

l_P : P_P のタイロッド取付点に関する作用長;(m)

P_A : 主働土圧;(t)

l_A : P_A のタイロッド取付点に関する作用長;(m)

P_w : 水圧;(t)

l_w : P_w のタイロッド取付点に関する作用長;(m)

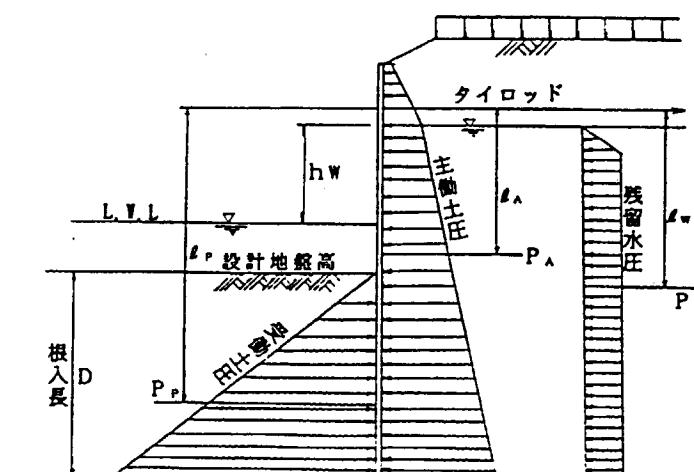


図 5.37 矢板に作用する外力

粘性土地盤においては次式を満足しなければ、根入れの安全は成立しないので、別途対策を講じなければならない。

$$4 C > \Sigma \gamma h_1 + \gamma_w \cdot h_w + q$$

ここに、 C : 前面地盤高での粘着力;(t/m²)

γ : 土の単位体積重量;(t/m³) (残留水位以下では水中重量を用いる。)

h : 土の層厚;(m)

$\Sigma \gamma h_1$: 前面地盤高より上方の土の総重量;(t)

γ_w : 水の単位重量;(t/m³)

h_w : 残留水位と前面水位との水位差;(m)

3. 矢板断面の検討

矢板断面は、次式より求めるものとする。

$$Z_a = \frac{M_{\max}}{\sigma_{sa}}$$

Z_a : 矢板の腐食代を考慮した断面係数; (cm^3/m)

M_{\max} : 最大曲げモーメント; ($\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{m}$)

σ_{sa} : 矢板の許容応力度; (kg/cm^2)

解説

① 仮想支点の位置

仮想地盤面の位置は、表5.18の値によるものとする。

表5.18 仮想地盤面（仮想支点）の位置

土 質	設計地盤からの深さ
よくしまった砂	0.1 h
ゆるい砂	0.2 h
粘 土	0.3 h

h : 設計地盤高から矢板天端までの高さ; (m)

出典：災害復旧工事の設計要領

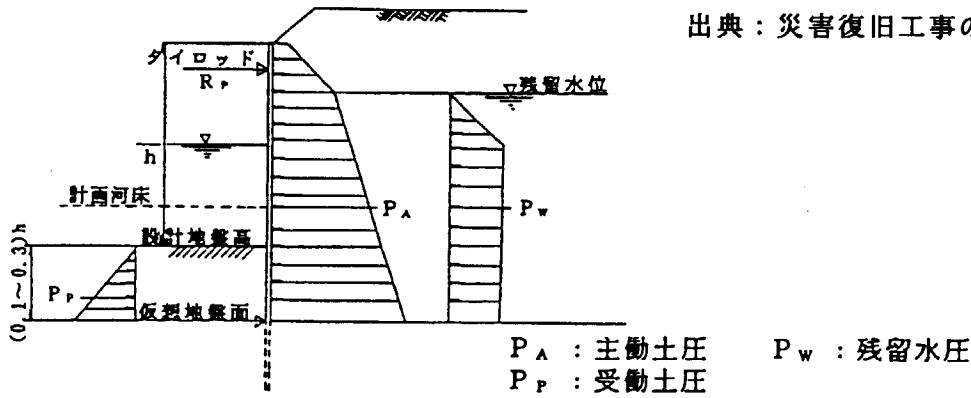


図 5.38 荷重図

② 支点反力および曲げモーメント

矢板に作用する支点反力 (R_p) および曲げモーメント (M_{\max}) は、タイロッド取付点と仮想地盤面を支点とする単純ばかりとして計算する。

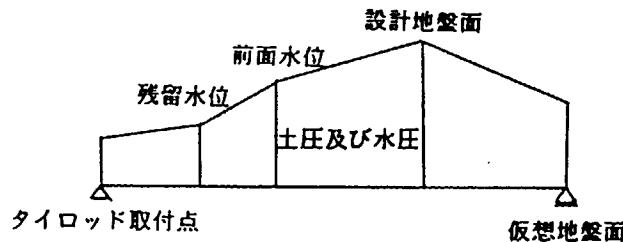


図 5.39 矢板に作用する土圧および水圧

4. タイロッドの検討

タイロッドの断面は次式より求めるものとする。

$$A = \frac{T}{\sigma_{S2}}$$

A : タイロッドの必要断面積; (cm^2)

σ_{S2} : タイロッドの許容応力度; (kg/cm^2)

解説

① タイロッドの必要断面積は、計算値に腐食代（直径で2mm）やネジ山による有効断面積の減少などを考慮して選定する。一般に、タイロッドの最小径は、28mmとしている。

② タイロッド張力

$$T = R_p \cdot l \cdot \sec \theta$$

ここに、 T : タイロッド張力; (t)

R_p : タイロッド取付点反力; (t/m)

l : タイロッド取付け間隔; (m)

U形、Z形の鋼矢板を用いる場合は原則として鋼矢板4枚ごとにタイロッドを取り付けるものとする。

θ : 水平面に対するタイロッドの傾斜角

一般には $\theta = 0^\circ$ とする場合が多い。

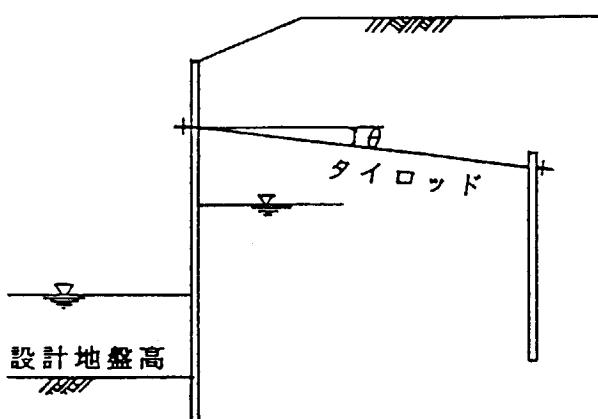


図 5.40 タイロッドの傾斜角

5. 腹起しの検討

腹起しは、タイロッド取付位置を交点とする連続ばかりと考え、支点間にタイロッド張力と等しい大きさの等分布荷重を載荷して断面を算定するものとする。

解説

1. 最大曲げモーメントの算定

$$M = \frac{R_p \cdot l^2}{10}$$

M : 最大曲げモーメント ; (tm)

R_p : タイロッド取付け点反力 ; (t/m)

l : タイロッド支点間距離 ; (m)

2. 断面の算定

腹起しは一般に溝型鋼2本1組として用い、溝型鋼1本の必要断面係数 Z は、下式で算定する。

$$Z = \frac{M}{2\sigma_{sa}} ; (\text{cm}^3)$$

3. 腹起しと矢板の締付けボルトの計算

引張力を受けるボルトの断面積は次式によって計算する。

$$A = \frac{R_p \cdot l}{2n \cdot \sigma_{sa}}$$

ここに、 A : ボルトの断面積 ; (cm^2)

l : タイロッドの取付け間隔 ; (cm)

R_p : タイロッドの取付け点反力 ; (kg/cm)

n : ボルトの本数

σ_{sa} : ボルトの許容引張応力度 ; (kg/cm^2)

4. 腹起し材の継手計算

腹起し材の継手は、曲げモーメントに対してはフランジで、せん断力に対してはウェブで受け持つものとして計算する。継手は一般にタイロッド取付け点よりタイロッド間隔の1/4はなれた点に設けることが多い。

1) フランジのボルト

フランジのボルトの必要断面積は次式によって計算する。

$$A_s = \frac{M}{n \cdot \tau_{sa} \cdot h}$$

ここに、 A_s : ボルト1本の断面積 ; (cm^2)

n : ボルトの片面の本数

h : 腹起しの高さ ; (cm)

M : 腹起しの曲げモーメント ; ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)

τ_{sa} : ボルトの許容せん断応力度 ; (kg/cm^2)

2) ウェブのボルト

ウェブのボルトの必要断面積は、せん断力をボルトの二面せん断で抵抗するとして、次式によって計算する。

$$A_s = \frac{S}{2\pi \cdot \tau s_2}$$

ここに、 $S = \frac{R_p \cdot l}{2}$

S : せん断力;(t)

R_p : タイロッド取付け点反力;(t)

l : タイロッド取付け間隔;(m)

3) 添板

フランジの添板の厚さは、次式により引張りおよび支圧の計算を行って決定する。ウェブの添板は腹起しのウェブの厚さの1/2以上あればよい。

引張りに対する必要厚さ $t = \frac{M}{\sigma t a (b - m \phi') \cdot h}$

支圧に対する必要厚さ $t = \frac{M}{n \cdot \phi \cdot \sigma c a \cdot h}$

ここに、 t : 必要厚さ;(cm)

$\sigma t a$: 添板の許容引張応力度;(kg/cm²)

b : 添板の幅;(cm)

n : 添板の片側のボルト数

M : 腹起しの曲げモーメント;(kg·cm)

$\sigma c a$: 添板の許容圧縮応力度;(kg/cm²)

ϕ' : ボルトの穴径;(cm) $\phi' = \phi + 3$

ϕ : ボルト径;(cm)

m : 添板の一断面の最大ボルト数

h : 腹起し材の梁せい;(cm)

6. 控え工の検討

控え工は、タイロッドをアンカーとして、受働土圧あるいは地盤の横方向反力でタイロッド張力に抵抗するもので、構造形式の決定にあたっては施工方法、地表面の形状、工期などを考慮して控え版、控え杭、控え矢板より選定するものとする。

解説

1. 控え版の計算

1) 控え版の大きさ

控え版は、版前面の受働土圧によって、タイロッド張力および控え版背後の主働土圧に抵抗するものとして次式を満足するように高さと位置および構造規模を決定する。

$$F = \frac{E_p}{R_p + E_A} \geq F_s$$

ここに、 F_s : 安全率 常時 2.5、地震時 2.0

E_p : 控え版に作用する受働土圧;(t/m)

R_p : タイロッド取付反力;(t/m)

E_A : 控え版に作用する主働土圧;(t/m)

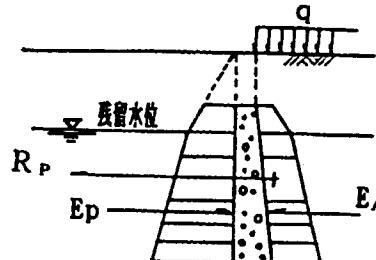


図 5.41 荷重図

2) 控え版の設置位置

控え版の設置位置は設計地盤高から引いた矢板の主働崩壊面と控え版下端から引いた受働崩壊面の交点とが矢板天端高以上で交わるように決定する。

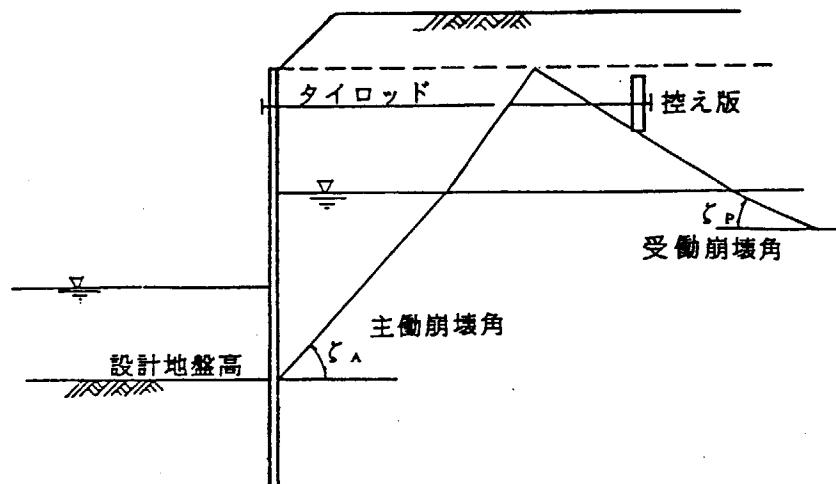


図 5.42 控え版の設置位置

3) 控え版の断面計算

控え版はタイロッド張力と土圧による曲げモーメントに対して安全になるように設計し、土圧を近似的に等分布荷重とみなし、次式により最大曲げモーメントを算定する。

$$M_H = \frac{T \ell}{12}$$

$$M_V = \frac{T h}{8 \ell}$$

ここに、 M_H : 水平方向の最大曲げモーメント;(tm)

M_V : 延長 1 m当たりの鉛直方向の最大曲げモーメント;(tm/m)

T : タイロッド張力;(t)

ℓ : タイロッド取付け間隔;(m)

h : 控え版の高さ;(m)

この場合 M_V に対してタイロッド取付点を中心として $2b$ の幅の控え版が有効であると仮定して配筋する。

b : タイロッド取付位置の版厚;(m)

2. 控え直杭の計算

控え直杭は杭頭にタイロッド張力を水平力として受ける杭としてチャンの方法を用いて計算する。

1) 最大曲げモーメント

地中埋込頭部自由杭の場合の最大曲げモーメント M_{max} は、次式により算定する。

$$M_{max} = 0.322 \frac{T}{\beta}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{K_s B}{4EI}}$$

ここに、 T : タイロッド張力;(t) $T = R_p \cdot l$

l : タイロッド取付け間隔;(m)

K_s : 地盤の横方向地盤反力係数;(t/m³)

B : 杭幅;(m)

E : 杭材の弾性係数;(t/m²)

I : 杭の断面二次モーメント;(m⁴)

ただし、 I は腐食代を考慮した値とする。

2) 控え杭の根入れ長および頭部変位

控え杭の根入れ長は、曲げモーメント第1ゼロ点;(l_m)以上として、次式により算定する。

$$l_m = \pi / \beta$$

頭部の変位 δ は、次式により算定する。

$$\delta = \frac{T}{2EI\beta^3}$$

3) 控え直杭の設置位置

控え直杭の設置位置は杭とタイロッドの取付点よりも $\frac{l_m}{3}$ 深さの点から引いた杭の受働崩壊面と設計地盤面から引いた矢板の主働崩壊面が、杭とタイロッドの取付点を含む水平面以上で交わるように決定する。

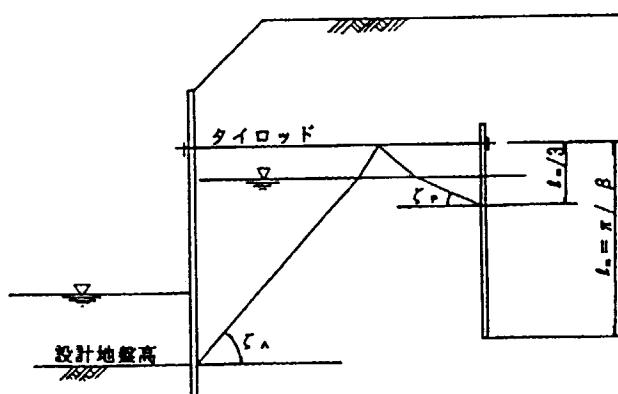


図 5.43 控え直杭の設置位置

3. 控え矢板の計算

タイロッド取付点から下の控え矢板が長杭 ($\ell_m = \frac{\pi}{\beta}$ 以上) と見なしする場合は控え直杭の計算に準じて矢板断面を決定する。

7. 円弧すべりの検討

粘性土地盤のような軟弱地盤上の矢板護岸については、矢板下端よりも下を通る円弧すべりに対して安定したものでなければならない。

解説

円弧すべりの検討は、自立式矢板護岸の設計を準用して行うものとする。

5-2-8 篠工型護岸（蛇籠・布団籠など）

(1) 設計の考え方

- (1) 布団籠工は、基礎高と、籠の構造、詰石の粒径を決定するものとする。
- (2) 篠工に用いる鉄線は、適当な品質のものを用いるものとする。
- (3) 必要に応じ、小口止め工を設置するものとする。

(2) 基礎高の決定

5-2-2 (1)参照

(3) 篠の標準構造

篠の構造は、流水・転石に対して安全な構造とする。

篠工の移動・変形に関する詳細な水理的検討はなされていないが、布団籠については過去の実績によると形状・寸法の目安は表5.17の通りである。

表5.19 布団籠（鉄線籠）の標準構造

鉄線籠の厚さ		30cm	50cm
中詰め材料の粒径		7cm～15cm	10cm～20cm
網目 籠の部 線径	蓋部	65mm	65mm
	本体部	100mm	100mm
網目 籠の部 線径	蓋部	4mm	5mm
	本体部	3.2mm	4mm
網目 籠の部 線径	蓋部	4mm	6mm
	本体部	4mm	6mm
仕切 間隔	水平部（水平）	2m以下	2m以下
	法面部（1：5）	1.5m以下	1.5m以下
	タレ部（1：3）	1.5m以下	1.5m以下
	側壁間隔（1：2）	2m以下	2m以下

※ 中詰め材料は式5.15を用いる。

なお、蛇籠については、5-2-4 すりつけ護岸の項に標準構造を示す。

(4) 中詰め石の粒径

中詰め石の粒径は、代表流速V_oに対して安全な径以上とする。

参考 篠工の中詰め石の粒径決定方法

篠工に用いる中詰め石の径は、代表流速 V_0 が発生した時の無次元限界掃流力に耐えうる径とする。

解説

布団篠工は、原則として変形を許さないものとする。布団篠工に用いる中詰め石の大きさは、米国コロラド大学の実験結果を参考に、無次元限界掃流力 $\tau_{*d} = 0.10$ に耐えうる径のものを用いる。

中詰め石の平均粒径 D_m (m) は次式により求める。

$$D_m \geq \frac{1}{s \cdot g \cdot \tau_{*d}^2} \times \left[\frac{V_0}{\phi} \right]^2 \text{ (m)} \quad \dots \dots \text{ 式(5.15)}$$

ここで、 D_m : 中詰め石の平均粒径;(m)

s : 中詰め石の水中比重 $s = \sigma / \rho - 1$ (1.65程度とする)

σ : 中詰め石の密度 ; ($\text{kg} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4$)

ρ : 水の密度 ; ($\text{kg} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^4$)

ϕ : 流速係数

$$\phi = 6.0 + 5.75 \log_{10} (H / (2.5 \cdot D_m))$$

H : 根固め工からの計画水深;(m)

τ_{*d} : 無次元限界掃流力 (中詰め石の変形を許さない場合 0.10 とする)

中詰石の変形を多少許す場合は、 $\tau_{*d} = 0.12$ とすることができる。

かごの厚さは、 $3D_m$ 程度とする。

なお、布団篠工を斜面に設置する場合は、平坦部に設置する場合よりも中詰め石が移動しやすくなるため、大きな粒径が必要となる。この場合、別途 τ_{*sd} を計算して式(5.13)の τ_{*d} の項に代入し、中詰め石の平均粒径を求める。 τ_{*sd} の求め方は次式による。

$$\tau_{*sd} = \tau_{*d} \times \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}} \quad \dots \dots \text{ 式(5.16)}$$

ここで、 θ : 斜面角度

ϕ : 材料の水中の安息角

(ϕ の標準値は、碎石の場合 41° 、自然石の場合 38° とする)

※布団篠工を図 5.46 のように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。

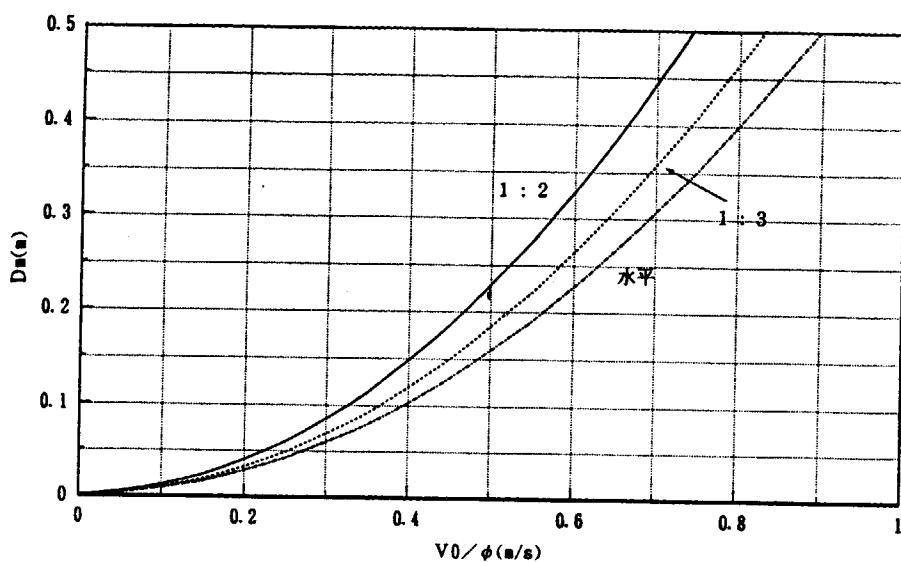


図5.44 D_m と V_0/ϕ の関係（自然石の場合； $\phi = 38^\circ$ ）の計算例

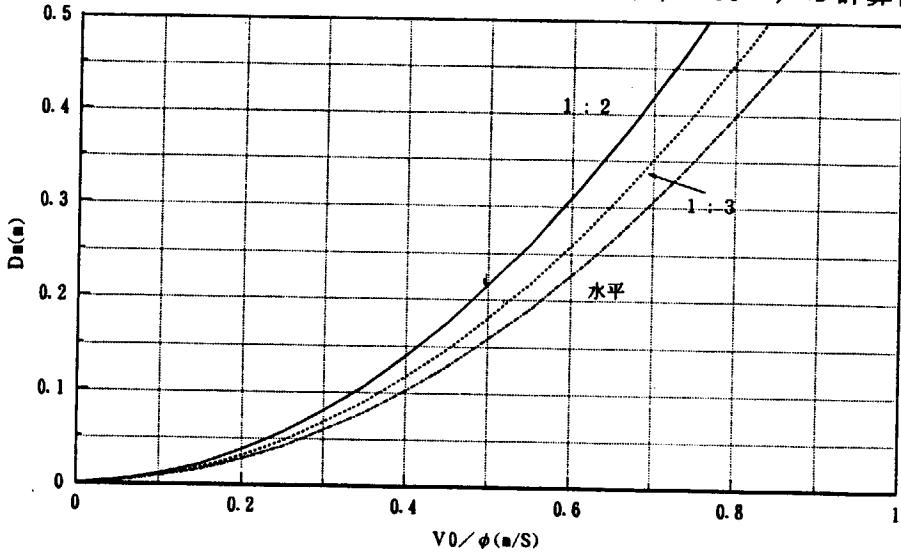


図5.45 D_m と V_0/ϕ の関係（碎石の場合； $\phi = 41^\circ$ ）の計算例

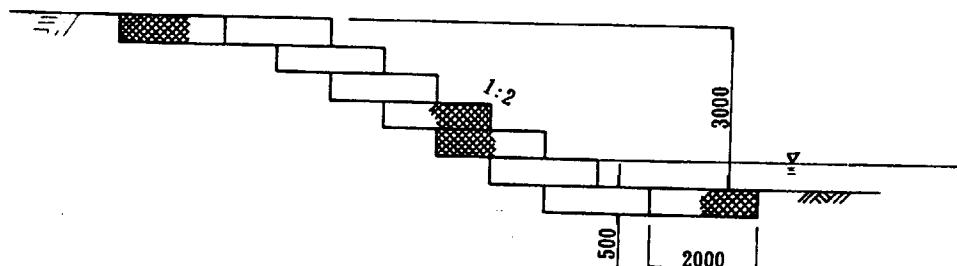


図5.46 布団籠工を階段状に設置した場合

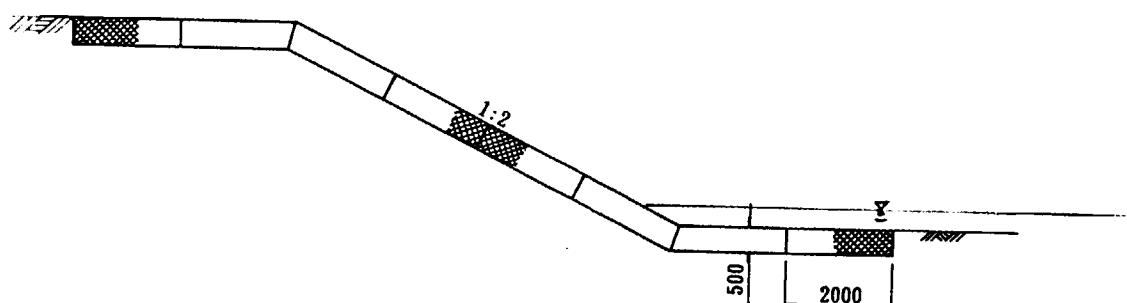


図5.47 布団籠工を斜面に設置した場合

(5) 篠工に用いる鉄線の品質

篠工に用いる鉄線は、十分な耐久性を持つものを選定して用いることとする。

解説

蛇篠工、布団篠工は自然にやさしい工法の一種として、今後増加する傾向にある。

施工する場合には、鉄線の耐久性に十分注意を払う必要がある。

現在暫定的に次のような条件のもとで使用され始めている。

① 鉄線材の品質

鉄線籠（布団籠）に使用する線材は、J I S G 3 5 3 2 「鉄線」に規定された普通鉄線の規格に適合し、亜鉛+アルミ合金メッキ（アルミ含有率10%、付着量300g/m²以上）の耐食性を有するものを使用する。

② 鉄線籠（布団籠）の適用河川

鉄線籠は、鉄線材の腐食や磨耗のおそれのある次のような河川区間を除く所で使用する。

1. 河川水が強い酸性を示す区間、当面P H 5以下の区間。
2. 河川水の塩分濃度が高い区間、当面年平均C1-450mg/l以上の河川水が流れている区間。
3. 河岸や河床が腐食土で構成されている区間、当面黒色有機物混り土がある区間。
4. 河床材料が転石などで構成され、鉄線の損傷や磨耗の恐れがある区間、当面河床が人頭大程度以上の玉石や転石で構成されている区間。
5. 鉄線籠を斜面に法覆工として使う場合で、法勾配が1:2未満の急な区間

③ 鉄線籠の設計

代表流速V_oに対して安全な構造とする。式(5.15)、式(5.16)を用いて中詰め石の平均粒径を求め、表5.19に示す標準構造より選択する。

5-3 根固め工の設計

5-3-1 根固め工の分類

(1) 基本方針

根固め工の設計においては、設計の考え方によって予め工種分類をおこなうものとする。

解説

本ガイドラインでは、根固め工を、設計の考え方の類似性によって6種類の工種に分類する。分類された各工種は設計に際して考えるべき外力、設計条件が異なるので、工種ごとに諸元・構造を決定する必要がある。

(2) 工種の分類

詳細設計に当たって、設計対象根固め工を以下の6種類に分類するものとする。

- 1) 異形ブロック連節層積み型
- 2) 異形ブロック乱積み型
- 3) 捨石型
- 4) そだ沈床型
- 5) 木工沈床型、改良木工沈床型
- 6) 籠工型

解説

根固め工の種類は、図5.30に示すとおりである。また、設計の基本的考え方を下記に示す。

1) 異形ブロック連節層積み型

・異形ブロックを層状に並べた構造のもので敷設幅で洗堀に対処する。

2) 異形ブロック乱積み型

・異形ブロックを積み重ねたものでブロック総量によって洗堀に対処する。補給による維持管理が可能

3) 捨石型

・乱積み型の異形ブロックの代わりに碎石、玉石を用いたもの。総量によって洗堀に対処する。補給による維持管理が可能。

4) そだ沈床型

・小枝を編んだそだと石を互層に積み重ねたもの。屈とう性が期待できる。

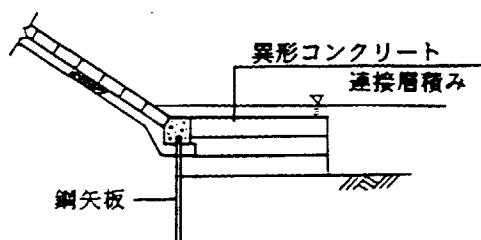
5) 木工沈床型、改良木工沈床型

・そだ沈床のそだの代わりに丸太を用いたもの。改良木工沈床は丸太のかわりにコンクリート製部材を用いたもの。いずれも屈とう性がない。

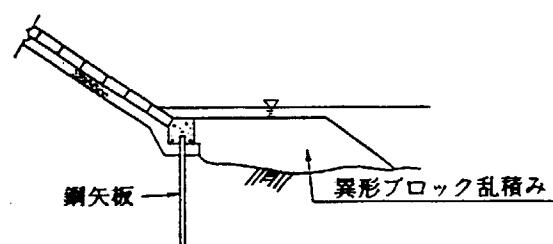
6) 籠工型

・異形ブロックの代わりに蛇籠や布団籠を用いたもので、屈とう性が期待できる。

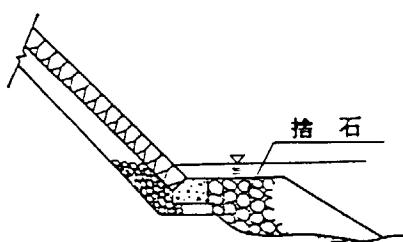
① 異形ブロック連節層積み型



② 異形ブロック乱積み型

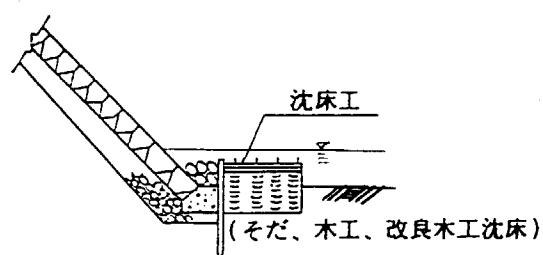


③ 捨石型



④ そだ沈床型

⑤ 木工沈床型、改良木工沈床型



⑥ 篠工型

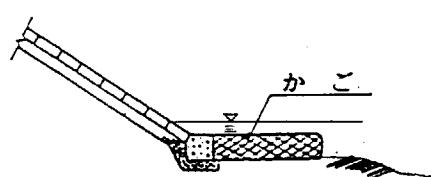


図5.48 根固め工の例



写真5.19 異形ブロック連節層積み型の設置例（中部地方建設局）



写真5.20 異形ブロック連節層積み型の設置例（関東地方建設局）



写真5.21 異形ブロック乱積み型の設置例（四国地方建設局）

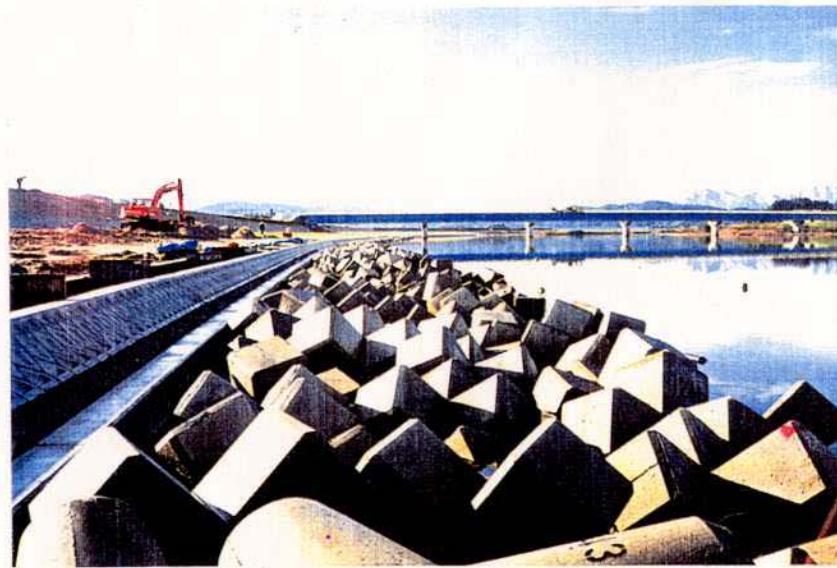


写真5.22 異形ブロック乱積み型の設置例（中国地方建設局）



写真5.23 捨石型の設置例（中部地方建設局）



写真5.24 捨石型の設置例（四国地方建設局）



写真5.25 そだ沈床型の設置例（中部地方建設局）



写真5.26 そだ沈床型（詰石前）の設置例（東北地方建設局）



写真5.27 木工沈床型の設置例（九州地方建設局）



写真5.28 木工沈床型（詰石前）の設置例（九州地方建設局）



写真5.29 篠工型の設置例（中部地方建設局）



写真5.30 篠工型の設置例（九州地方建設局）

5-3-2 異形ブロック連接層積み根固め工の設計

(1) 設計の考え方

異形ブロック連接層積み根固め工は、ブロック重量、敷設幅、敷設高連結方法を決定するものとする。なお、砂河川では吸い出し防止対策を講じるものとする。

解説

異形ブロック連接層積み根固め工は、護岸基礎前面の河床を被覆し、洗堀を防止する構造物である。この根固め工が機能を果たすためには、ブロックが洪水によって流失しないこと、河床の変形に追随すること、かつ護岸基礎前面に平坦部を確保することが必要である。これらの機能をより確実にするためには、適切な敷設高の決定、ブロック同士の確実な連結が重要である。

(2) ブロック重量の決定

根固め工には、設置対象河川の洪水時の流速で流失しない重量のブロックを用いるものとする。

解説

異形ブロック根固め工は、ブロックが流失すると根固め工としての機能を果たすことができないため、ブロックの流失は絶対に防がなければならない。根固めブロック近傍の流速 V_d が作用する場に単独で置かれた異形ブロックが流失しないために必要な重量は、式(5.17)から求めることができ、図5.49に図示する。なお係数については、建設省土木研究所の実験¹⁾から決定した。

なお、計算に用いる V_d には、代表流速 V_0 を用いてよい。これは、ブロックサイズが大きいため、 V_d （相当粗度高さでの流速）が V_0 とほぼ等しいと考えられるためである。

$$W = a \left[\frac{1}{(1 - \rho_w / \rho_b)} \right]^{\frac{3}{5}} V_d^{\frac{6}{5}} \quad \dots \dots \text{式(5.17)}$$

ここで、 V_d ：近傍流速；(m/s)

W ：ブロック重量；(kg)

a ：実験によって求まる係数

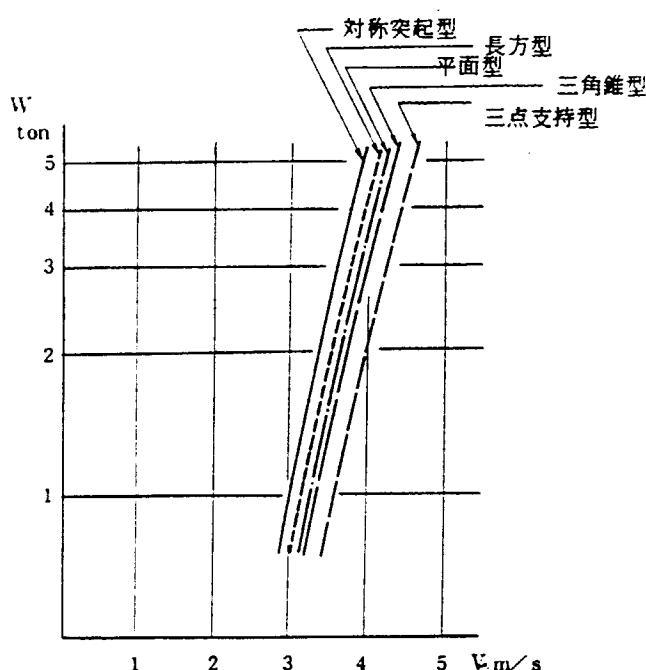
ρ_w ：水の密度；(kg·s²/m⁴)

ρ_b ：ブロックの密度；(kg·s²/m⁴)

連節が確実でブロックの群体としての効果が期待できる場合には、表5.21に示す群体係数を近傍流速 V_d に乗じることができる。

ブロック重量は、これらを参考にして現地の流速、根固め工設置状況を考慮して決定する。

表 5.20 実験によって決まる係数



ブロック名	係数 a
対称突起型	0.25
平面型	0.14
三角錐型	0.16
三点支持型	0.09
長方形	0.19

*計算では V_a は代表流速 V_0 を用いてよい。

図5.49 ブロック単体の移動限界流速ⁱ⁾表 5.21 根固ブロックの群体係数ⁱ⁾

ブロック名	群 体 係 数
対称突起型	1.5
平面型	2.1
三角錐型	1.4
三点支持型	2.4
長方形	2.8

(3) 敷設天端高の決定

異形ブロック連節層積み根固め工の敷設天端高は、5-2-2(2)で決定した護岸基礎高あるいは設計地盤高とする。

i) 今後実験データの蓄積によって数値が変わることもありえる。

(4) 敷設幅の決定⁴⁾

異形ブロック連節層積み根固め工の敷設幅は、予測される最深河床高となった場合でも護岸基礎前面の河床が低下しない幅が確保されるものとする。

解説

異形ブロック連節層積み根固め工は、護岸前面の河床低下が生じると図5.50のように変形する。設計では、護岸基礎前面の河床が低下しないようとする。このために護岸・根固め工前面に河床低下が生じても最低1列以上もしくは2m程度の平坦幅が必要とされる¹⁾。必要敷設幅Bは根固め工敷設高から予測される最深河床高までの高低差Zを用いて次式のようになる。

$$B = L_n + Z / \sin \theta \quad (\text{m})$$

ここで、 L_n ：敷設幅（ブロック1列以上もしくは2m以上）；(m)

θ ：河床洗掘時の斜面勾配

Z：予測される最深河床高までの高低差；(m)

斜面勾配 θ は、河床材料の水中安息角程度となるが、安全を考えて 30° とする。

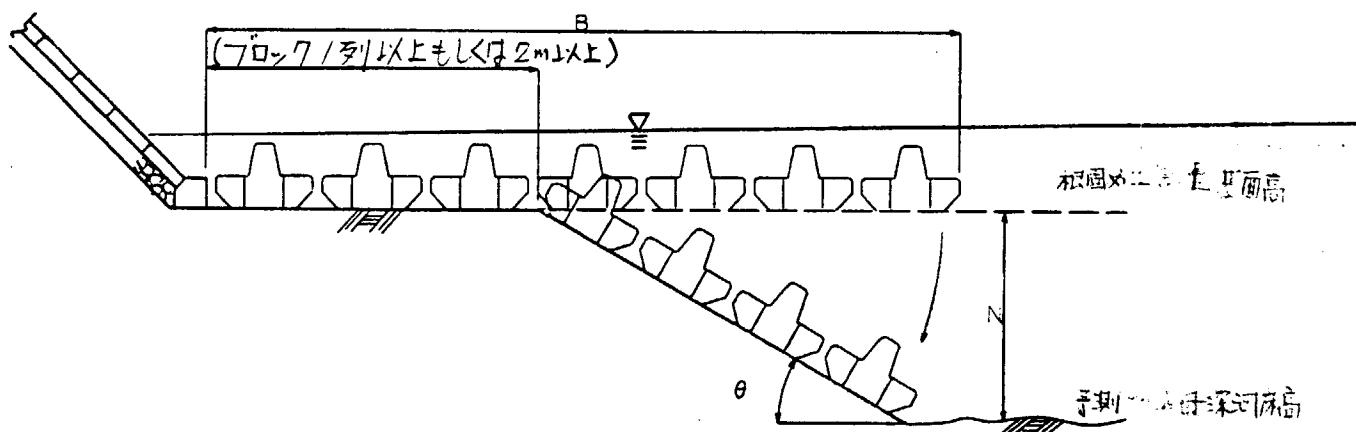


図 5.50 連節層積み根固め工の敷設幅

i) 根固め工基面からの土砂の吸い出し現象は、基礎工の倒壊に至る危険がある。このため、予測される最深河床高が生じた場合でも、既往文献などを参考に平坦幅を3m以上確保するものとした。

(5) 連結方法

根固め工のブロックの連結は、ブロックを吊り下げるこことできる径の鉄筋を用いるとともに、ブロックのコンクリート部分が破壊にいたる引張応力が作用しない構造とする。

解説

異形ブロックの連結部分で、図5.51のようにコンクリートがはげ落ちている例が見られる。これは、連結部分に作用するモーメントによる引張応力度がコンクリートの極限引張応力度を越えたために破壊したものである。そのため、鉄筋をブロック全体に通すなどコンクリート部が破壊しない構造としなければならない。

異形ブロックの構造の良否判断の目安は、埋め込み鉄筋に自重が作用しても破壊しないこととする。

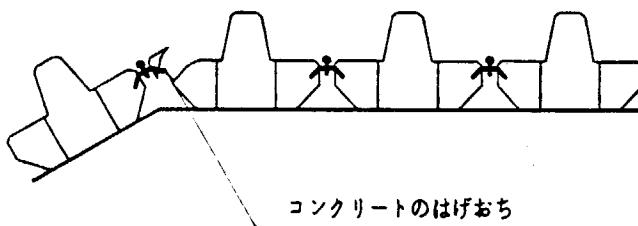


図5.51 ブロックの連結方法

連結鉄筋の強度は、設置するブロックを吊り下げるこことできる径の鉄筋を用いるものとし、表5.22を参考にして決める。

表 5.22 連結筋および吊り上げ筋の径

連 結 筋		吊上げ筋	
公称重量	径 (mm)	公称重量	径 (mm)
2t 以下	16	1t 以下	13
2.1t ~ 8t	19	1.1t ~ 3t	16
8.1t ~ 25t	22	3.1t ~ 5t	19
		5.1t ~ 8t	22
		8.1t ~ 12t	25
		12.1t ~ 16t	28
		16.1t ~ 25t	32

(6) 吸い出し防止対策

砂河川に連節層積み根固め工を設置する場合には、根固め工の下に吸い出し防止材などを敷設し、対策を行うものとする。

解説

連節層積み根固め工のブロック下部は、流速が 0 m/s にはならない。したがって、砂河川のように動きやすい河床材料をもつ場所ではブロック下の砂が動いて流失し、吸い出しが生じる可能性がある。そこで、砂河川では根固め工の下に吸い出し防止材を敷く。

5-3-3 異形ブロック乱積み根固め工の設計

(1) 設計の考え方

異形ブロック乱積み根固め工は、ブロック重量、敷設高、敷設量を決定するものとする。

解説

異形ブロック乱積み根固め工は、連節層積み根固め工と同様、河床を被覆し護岸基礎工前面に平坦河床部を確保する目的で設置される。また、すでに洗堀された矢板護岸前面の河床に置くことにより、護岸の安定を確保することができる。これらの機能を果たすためには、流失しない適切な重量のブロックを用いること、河床の変形に対して護岸の安定を確保できる適切な高さに適切な量を設置することが必要である。

(2) ブロック重量の決定

5-3-2(1)参照

(3) 敷設高の決定

5-3-2(2)参照。敷設天端高は原則として平水位、朔望平均干潮位以下とする。

解説

異形ブロック乱積み根固め工は、景観を害するので人目に触れないよう、原則として天端高を平水位以下に設定する。感潮区間については、朔望平均干潮位以下を原則とする。

(4) 敷設量の決定

異形ブロック乱積み根固め工の敷設量は、予測される最深河床高となった場合でも護岸基礎前面の河床が低下しない幅が確保される量とする。

解説

乱積み根固め工は、河床低下、洗堀が生じると図5.52のように変形する。したがって、最終的に護岸基礎前面にブロック1列以上もしくは2m以上の平坦幅が確保されるよう連節層積み根固め工と同様に設計する。乱積み根固め工前面の勾配は1:1.5よりも緩い勾配とする。⁴⁾

$$B = L_n + Z / \sin \theta$$

ここで、 L_n ：敷設幅（ブロック1列以上もしくは2m以上）；(m)

θ ：河床洗掘時の斜面勾配

Z ：予測される最深河床高までの高低差；(m)

斜面勾配 θ は、河床材料の水中安息角程度となるが、安全を考えて30°とする。

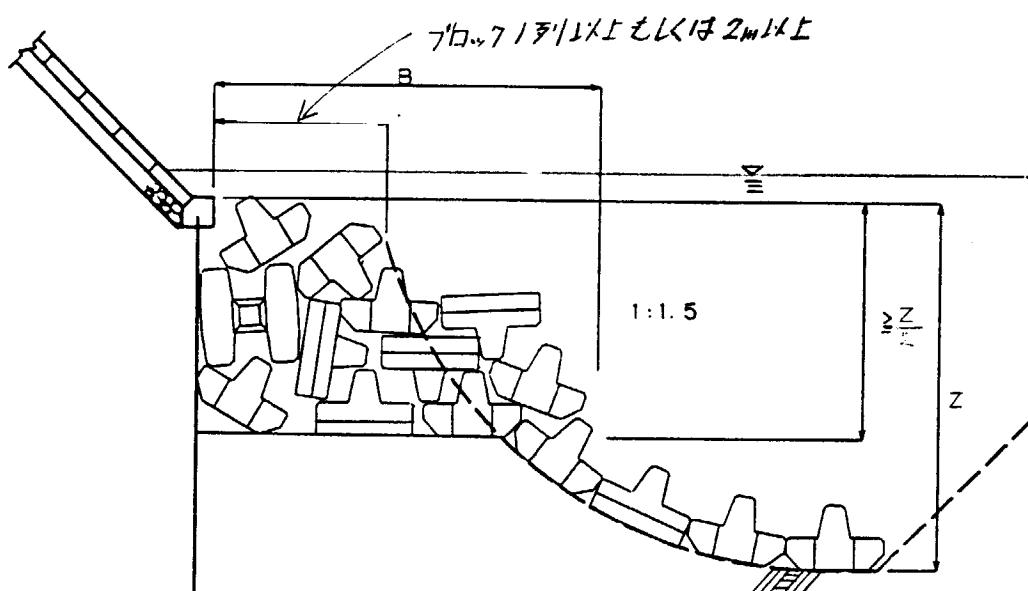


図5.52 亂積み根固め工の敷設量

5-3-4 捨石根固め工の設計

(1) 設計の考え方

捨石根固め工では、石の径、敷設高、敷設量を決定するものとする。

解説

捨石根固め工は、乱積み根固め工ブロックの代わりに碎石、玉石を用いるものであり、機能は乱積み根固め工と同じである。したがって洪水によって流失しない大きさの石を用いること、河床の変形に追随して護岸基礎前面に平坦部を確保できる量を敷設することが必要である。また、砂河川に用いるので、吸い出しを防止できる敷設厚さとともに重要である。

(2) 捨石径の決定

捨石は、洪水時に流失しない径以上のものを用いるものとする。

解説

代表流速 V_0 で流失しない捨石径の算定は、アメリカ工兵隊の基準⁵⁾を参考にする。この式に、斜面の効果を補正するLaneの係数で割った値以上の径が平均粒径となる捨石を用いるものとする。また、吸い出しが生じないよう混合粒径の捨石を用いるものとする。

$$D = \frac{1}{E_1 \cdot N} V_0^2 \text{ (m)}$$
$$= \frac{1}{E_1^2 \cdot 2 g \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)} V_0^2 \text{ (m)} \quad \dots \dots \dots \text{式(5.18)}$$

D : 捨石の平均粒径;(m)

V_0 : 代表流速;(m/s)

ρ_s : 石の密度;(kg/m³)

g : 重力加速度;(m/s²)

ρ : 水の密度 (ρ_s / ρ は通常2.65程度);(kg/m³)

E₁ : 1.2 (実験係数)

また、捨石を斜面角度θの法面に設置する場合 ($\tan \theta$ 1/3程度を原則とする) は、粒径Dに対して斜面の補正係数Kをかける。ここでφは捨石材料の水中安息角である。

$$K = \frac{1}{\cos \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}}} \quad \dots \dots \dots \text{式(5.19)}$$

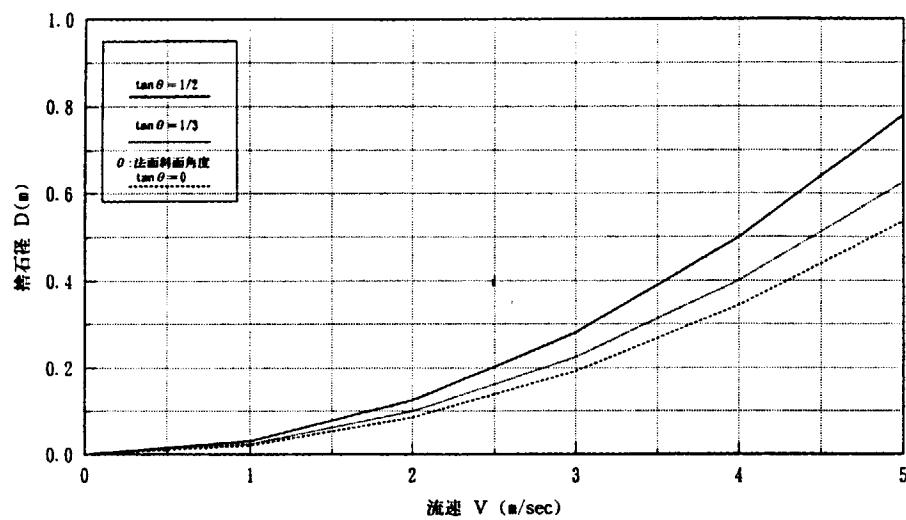


図5.53 流速 V (m/s)で流失しない捨石径 D (m)の算定
(材料の水中安息角 $\phi = 38^\circ$)

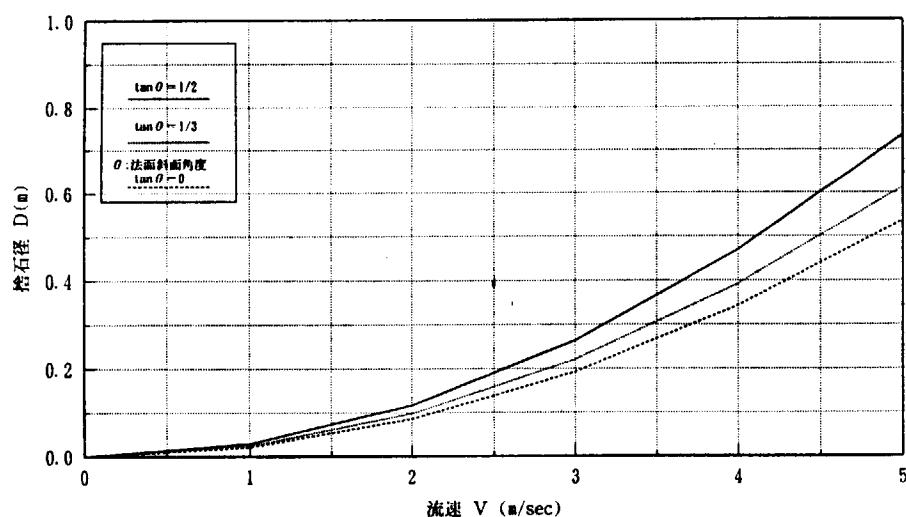


図5.54 流速 V (m/s)で流失しない捨石径 D (m)の算定
(材料の水中安息角 $\phi = 41^\circ$)

(3) 敷設高の決定

5 - 3 - 2 (2) 参照

(4) 敷設量の決定

捨石根固め工の敷設量は、河床変形が生じても護岸基礎前面に3m以上の平坦幅が確保され、かつ吸い出しが生じない量とする。

解説

護岸基礎前面は、吸い出しが生じないよう平均粒径の3倍以上の厚さが確保されるようにするものとする。⁴⁾

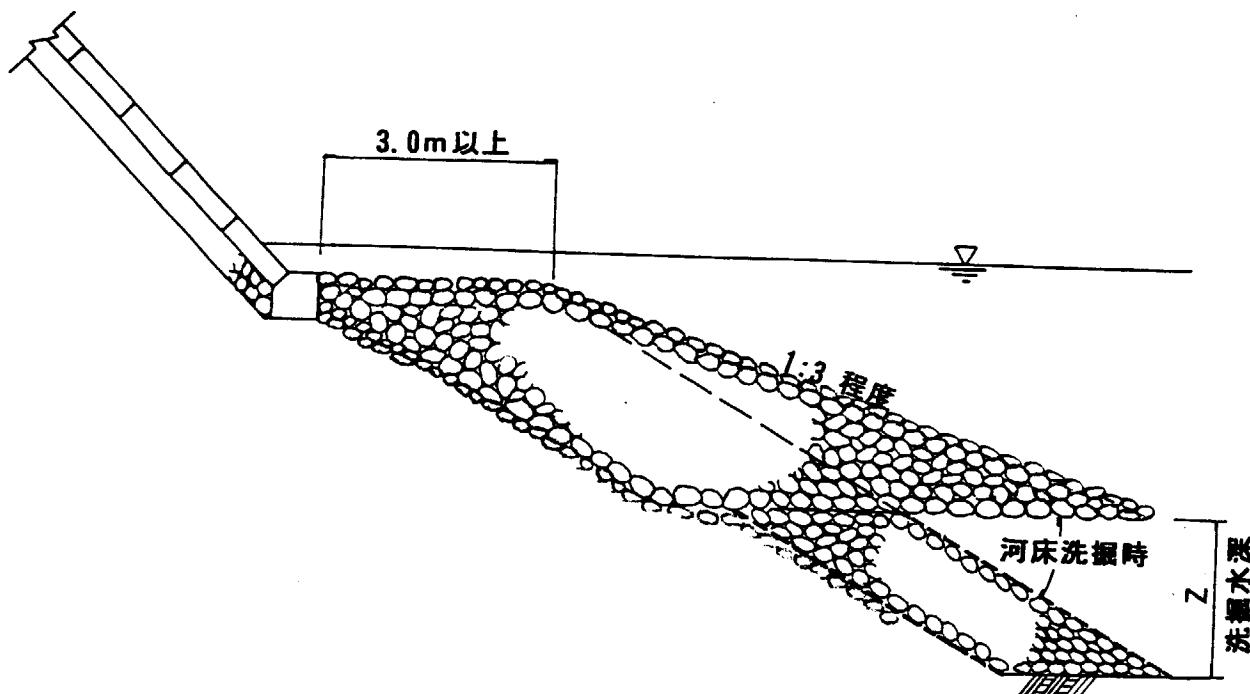


図5.55 捨石根固め工の敷設量

5-3-5 そだ沈床根固め工の設計

(1) 設計の考え方

そだ沈床は、沈床の構造、敷設高・厚さ、敷設幅を決定するものとする。

解説

そだ沈床は、水上でそだを組んで浮かべ、中に石を敷並べて沈める工法であり、瀬替え技術が未発達だった時代に砂河川でよく用いられた根固め工である。そだ沈床は、吸い出し防止効果が大きく、屈とう性があり通常の根固め工に必要な機能を持っている。すでに洗掘を受けている河床に積み重ねて置き、護岸の基礎をそこから立ち上げることもできる。いっぽう、瀬替え技術が進歩したこと、そだ編みができる技能者が少ないとことなどから最近は用いられることは少ないが、環境面から注目されている工法である。

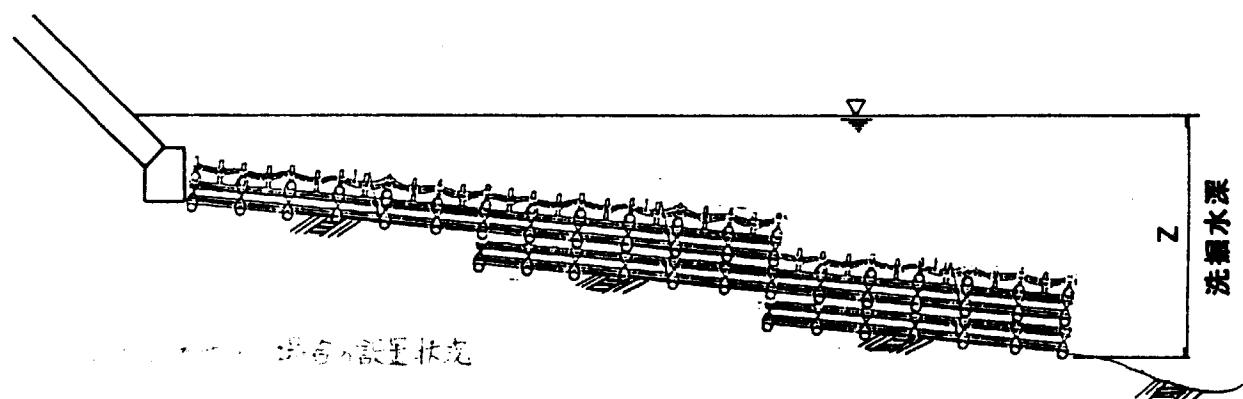


図5.56 そだ沈床の設置法

(2) 構造の決定

そだ沈床は、屈とう性と吸い出し防止効果をもった構造とする。

解説

そだ沈床には、屈とう性と吸い出し防止効果が必要である。これまで施工された実績より、図5.57のような構造であればこれらの効果が確保できると考えられ、これを標準構造とする。

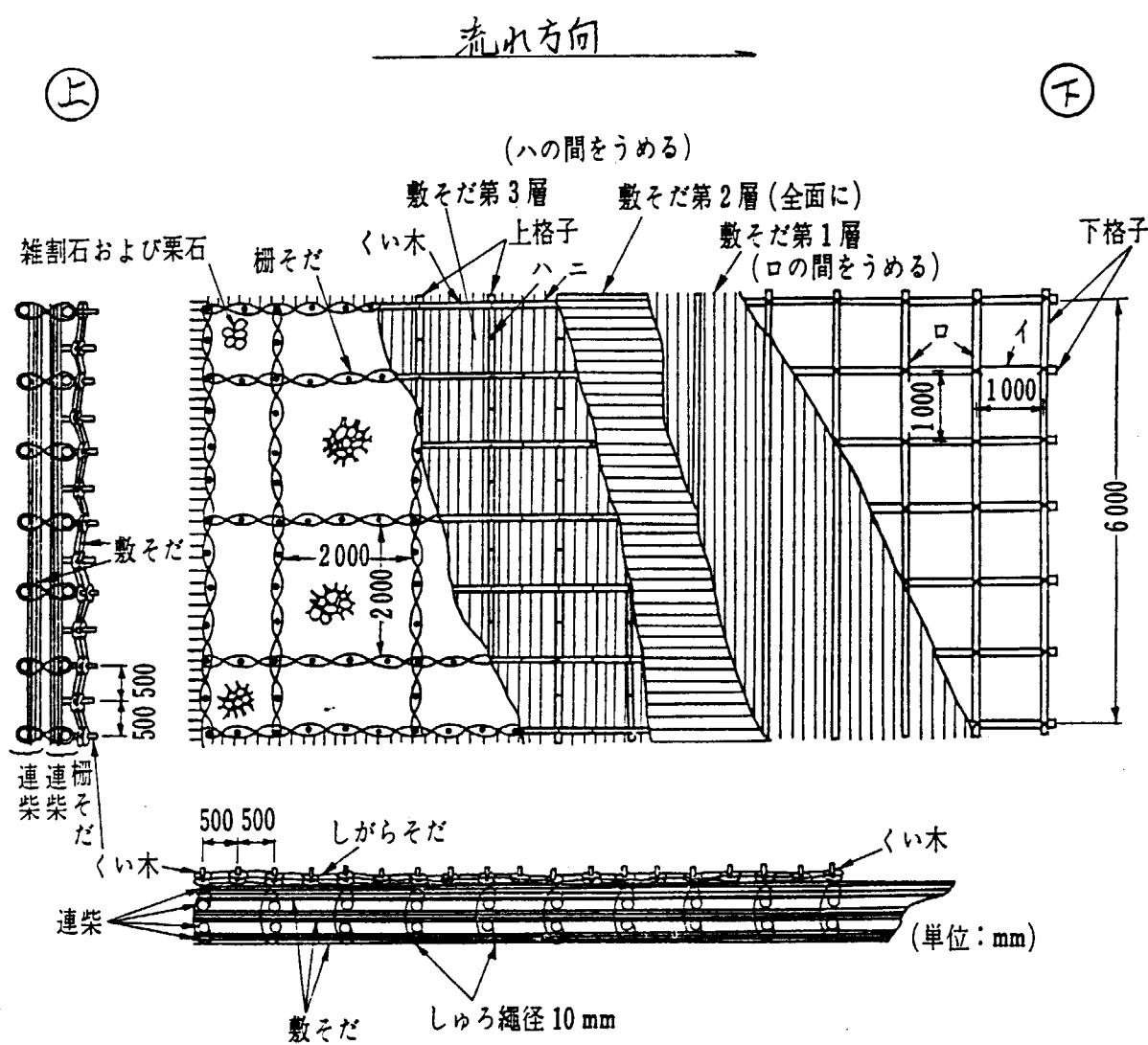


図5.57 そだ沈床

(3) 敷設高、厚さの決定

そだ沈床の上面高は5-2-2(2)で決定した基礎高あるいは設計地盤高とする。敷設厚さは、洗掘前の河床に設置する場合には河床材料の吸い出しを防止できる厚さとする。すでに洗掘を受けている河床に重ねて設置し、基礎を立ち上げる場合には、最深河床高から護岸基礎までの厚さとする。

解説

そだ沈床根固め工は、洗堀前の河床に設置して、河床が洗堀を受けた場合に河床の変化に追随して屈とうさせ護岸前面の河床を保護するために用いる場合と、すでに洗堀を受けている河床に積み重ねて置き、その天端から護岸基礎を立ち上げる場合の2つの設置法がある。

(4) 敷設幅の決定

洗堀前の河床に設置する場合には5-3-2(3)に示す連節層積み根固め工を参考に設置幅を決定する。また、深掘れ部に重ねて設置し、護岸基礎を立ち上げる場合には1枚3~6m幅を基本とし、これを護岸勾配と同じ勾配で階段状に積み重ねるものとする。

解説

敷設幅の決定法は、沈床の使用方法によって異なる。洗堀前の河床に薄く設置する場合には、連接層積み根固め工の設置法と同じ考え方で設置幅を決める。いっぽう深掘れ部に重ねて設置する場合には、1枚あたり幅3~6mとし、護岸を支えることができるよう護岸と同じ法勾配で階段状に設置する。

5-3-6 木工沈床、改良木工沈床根固め工の設計

(1) 設計の考え方

木工沈床および改良木工沈床は、構造、敷設高・厚さ、敷設幅を決定するものとする。

解説

木工沈床は、異形コンクリートブロックが普及する昭和35年以前に砂利河川でよく用いられた工法である。木工沈床は、木枠が空中に出ると腐りやすく耐久性に乏しい欠点を持つので、木の代わりに鉄筋コンクリートで枠をつくったものが改良木工沈床である。しかし、いずれの工法も、そだ沈床とは異なり屈とう性が期待できないので、河床低下に追随させることを期待することはできない。河床洗堀部に設置する場合は、河床に積み重ねて置き、その上に護岸の基礎を立ち上げるものとする。

(2) 構造の決定

木工沈床および改良木工沈床は、急流中でも安定を保つことができる構造とする。

解説

木工沈床および改良木工沈床は、急流河川に設置されるため強度が必要である。これまでの施工実績から、図5.58のような構造であれば十分な強度をもっており、これを標準とする。中詰め石は格子枠から流出しない大きさとする。表面部については掃流力によって流出しない粒径を用いるか、ブロックなどを重石としてのせ中詰石の流失を防止するものとする。なお、木工は水中に敷設していないと10~15年程度で腐敗してしまうので注意を要する。

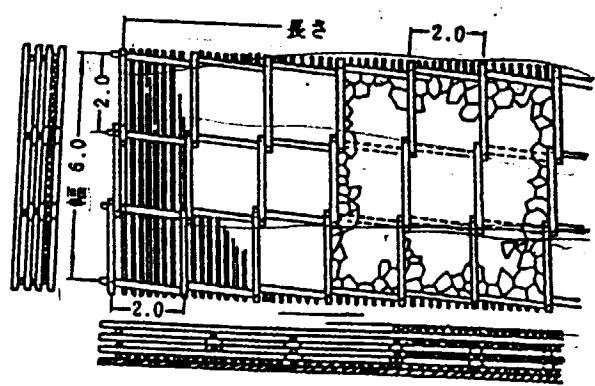


図5.58 木工沈床（4層建）

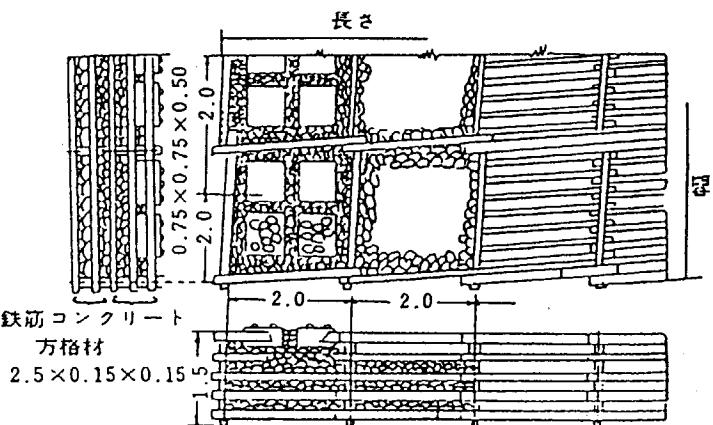


図5.59 改良木工沈床

(3) 敷設高、厚さの決定

木工沈床および改良木工沈床の上面高は、5-2-2(2)で決定した護岸基礎高、下面是設計地盤高とする。沈床の厚さは3～5層とし、2～4で予測される最深河床高から階段状に立ち上げるものとする。

解説

木工沈床および改良木工沈床は、屈とう性が期待できないので沈床基礎高より河床高が低下すると沈床は機能を失う。そのため、沈床基礎高はそれ以上河床低下が生じない高さとする必要がある。この高さから、沈床1段当たり3～5層建てを標準として護岸基礎高まで重ねるものとする。

(4) 敷設幅の決定

木工沈床および改良木工沈床の敷設幅は、4～6mを標準とし階段状に積み重ねるものとする。

解説

木工沈床および改良木工沈床は、河床が低下し、予想される最深河床高が生じた場合図5.61のようになる。木工沈床および改良木工沈床の1枚あたり標準幅を4～6mとし、重ね合せの幅は、下段沈床幅の1/2以上として階段状に積み重ねるものとする。

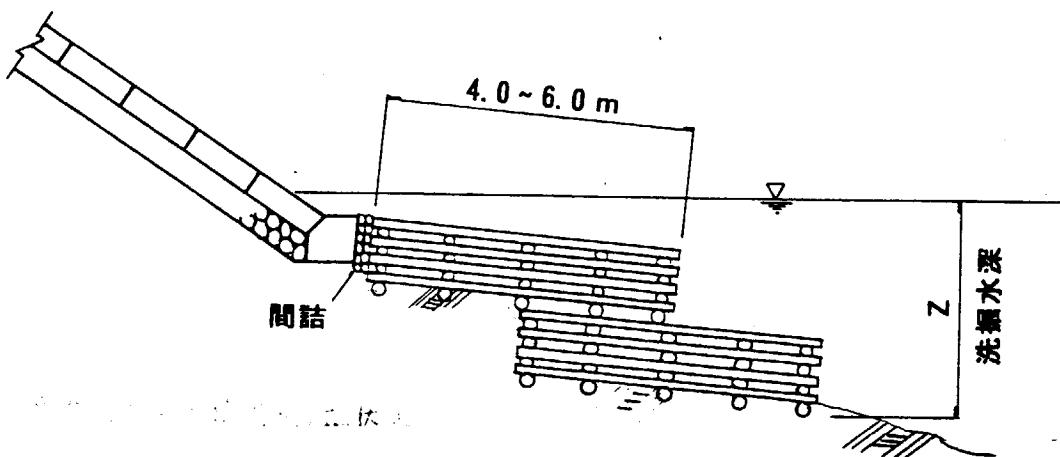


図5.61 木工沈床の敷設幅

5-3-7 篠根固め工の設計

(1) 設計の考え方

篠根固め工は、構造、敷設高・厚さ、敷設幅を決定するものとする。

解説

篠根固め工が施工される事例はあまり見られないが、鉄線で作ったものはほぼ沈床と同じ機能を持ち、鉄筋・鉄骨で作ったものはほぼ木工沈床と同じ機能を持つと考えてよい。したがって、設計項目もほぼこれらと同じである。ただし、急流河川では転石により鉄線が切れる可能性があるため、なるべく用いないこととする。また、感潮区域は、潮による腐食があるため、用いないこととする。

なお、亜鉛引き鉄線は、耐久性を期待できないので、亜鉛メッキ+アルミ合金メッキ（アルミ含有率5%・付着量300g/m²）を用いることが望ましい。

(2) 構造の決定

篠根固め工は、流水、転石に対して安全な構造とする。

解説

篠根固め工は、流体力による籠の変形を許さないものとして設計する。篠根固め工に用いる中詰め石の大きさは、米国コロラド大学の実験結果を参考に、無次元限界掃流力 $\tau_{*d} = 0.10$ に耐えうる径のものを用いる。

中詰め石の平均粒径 $D_m(m)$ は 5-2-4 式 5.15 を用いて計算するものとする。

(3) 敷設高、厚さの決定

籠根固め工の高は、護岸基礎高あるいは設計河床高とし、厚さは中詰め石の径の3倍程度以上とする。

解説

籠根固工には、2つの設置方法がある。河床の洗堀に対して屈とう性をもたせて護岸基礎を保護する場合には、敷設高は護岸基礎高あるいは設計河床高とし、安定を保つことのできる厚さを確保する。安定を保つことのできる最低限の厚さは中詰め石の3倍程度以上とする。一方、籠を積み重ねて護岸基礎をその上に設置する場合には、木工沈床と同じ考え方で2-4で予想される最深河床高を基面高とし、そこから階段状に積み上げる。

(4) 敷設幅の決定

河床低下に対して屈とう性をもたせて護岸基礎を保護する場合には5-3-2(4)参照。籠を積み重ねて護岸基礎を立ち上げる場合には5-3-6(4)参照。

5-4 護岸・根固め工の工種の構造形状の決定

護岸・根固め工の工種の構造形状は、機能、環境、景観、施工性、経済性などを総合的に判断し、決定するものとする。

解説

工種の構造形状の決定にあたっては、3-1工種選択の考え方でのべたように、当該河道に設置可能な工種をあらかじめ2～3工種を選定し、基本設計を行う。その後、機能評価をして工種をしづらせて詳細設計を行う。最終的には、根固め工に必要な機能、設置場所の環境、景観への適合性、施工性、経済性などを総合的に判断して、1工種に決定する。

参考文献

- 1) 山本晃一：現代水制論、土木研究所資料第3049号、1992
- 2) (社) 土質工学会：土質調査法（第2回改訂版）、1982
- 3) (社) 全国防災協会：災害復旧工事の設計要領（平成5年版）
- 4) 福岡捷二、藤田光一、森田克史：護岸法覆工の水理設計法に関する研究、土木研究所資料第2635号、1988
- 5) U.S. Army Corps of Engineer:Hydoraulic design Criteria, Chart 712-4、1970
- 6) Simons, D. B., Li, R. H., Liang, W. S.; Design guidelines & criteria, channels & hydraulic structures on sandy soil, Fort Collins, Colorado, 1981

第6章 点検・維持管理

6-1 点 檢

護岸・根固め工についても、定期的な点検をおこない洗掘・漏水・裏込め土砂の吸い出し等の危険箇所や、コンクリートのひび割れ、目地割れ、鉄筋・鋼矢板の腐食などの機能低下箇所の早期発見に努めるものとする。

解 説

河床洗掘を原因とした基礎の浮き上がり現象は護岸工の破壊、崩壊など重大な被災につながる場合がある。このため日頃から基礎工に関する十分な監視が必要となる。

とくに、水門・橋梁・樋管等の保護目的で設置された護岸工の点検・管理は厳重に行う必要がある。

具体的には護岸竣工時に竣工年次とともに、河床位置および根入れ深さを示す表示板を護岸工天端面等に数箇所埋設しておき、出水後の点検などに用いる方法もある。

土木施設は建設後、年月を経過するとともに老朽化していくものである。護岸、根固め工についても、老朽化が進むと、治水上の安全を守る機能が果せないことも考えられる。しかしながら、老朽化に対するチェックは日常の河川巡視や地震時の点検等が行われている程度で、他の水門、堰などのように管理基準を定めたものがない。

そのためには、河川台帳、定期縦横断測量、竣工図、維持管理補修の経緯などを整理するとともに、河川巡視を強化し、出水直後、最小限年1回程度は定期点検を行い、被害を最小限に食い止める方策等を樹立しておくことが重要である。

6-2 維持管理

定期点検などによって、護岸・根固め工の危険箇所やコンクリートひび割れや腐食などの機能低下が明らかになった場合は、機能確保のための維持管理に努めるものとする。

解説

巡視・点検によって、護岸工の機能低下が認められる場合には、対策を講じる必要がある。機能の低下が比較的軽く、補修などによって対処できる場合には、早急に対策を講じることが望ましい。

具体的には、コンクリートブロック護岸では、ブロックの置換えや目地の補修、捨石護岸などでは、捨石工の補給などが挙げられる。

また、基礎工の鋼矢板に腐食などか発生する場合は、再塗装をおこなうなどの対策が挙げられる。

一方、基礎工の破壊や、裏込め土砂のすい出しなど、護岸工としての機能確保が困難な場合には、施工のやり直しを含め、早期復旧に努める必要がある。