河 川 構 造 物 設 計 要 領

平成２８年１１月
（平成３０年５月一部改正）
（令和４年１２月一部改正）

国土交通省　中部地方整備局　河川部

河川構造物設計要領

総　目　次

第 1 編　総　　則

第 1 章　目　　的
第 2 章　適用範囲
第 3 章　計画一般
第 4 章　設計一般

第 2 編　河 川 編

第 1 章　河川一般
第 2 章　堤　　防
第 3 章　護　　岸
第 4 章　水　　制
第 5 章　河道掘削
第 6 章　樋　　門
第 7 章　水　　門
第 8 章　堰
第 9 章　排水機場
第１０章　床止め
第１１章　杭基礎

第 3 編　仮設工等

第 1 章　仮 設 工
第 2 章　雑 工 事

第 4 編　参考資料

目　　次

第 1 編　総　則

第 1 章　目　的 ……1-1-1

第 2 章　適用範囲 ……1-2-1

2-1　適用範囲 ……1-2-1

2-2　基本的な考え ……1-2-1

2-3　参考文献リスト ……1-2-3

第 3 章　計画一般 ……1-3-1

3-1　21 世紀における河川整備 ……1-3-1

1)　河川整備の基本認識 ……1-3-1

2)　河川整備の基本施策 ……1-3-2

3-2　中期的な展望に立った今後の治水対策のあり方について ……1-3-3

1)　今後の治水対策の基本的方向 ……1-3-3

2)　今後の治水対策において重点化すべき事項とその目標 ……1-3-4

3-3　河川の計画 ……1-3-4

3-4　多自然川づくりの基本 ……1-3-5

3-5　河川景観への配慮 ……1-3-5

3-6　河川工事等における環境への配慮事項 ……1-3-5

3-7　維持管理への配慮 ……1-3-5

3-8　公共工事のコスト縮減 ……1-3-6

3-9　建設副産物のリサイクル ……1-3-7

1)　建設副産物の定義 ……1-3-7

2)　建設リサイクル法 ……1-3-8

3)　グリーン購入法 ……1-3-9

第 4 章　設計一般 ……1-4-1

4-1　設計計算に用いる物理定数 ……1-4-1

1)　材料の単位重量 ……1-4-1

2)　鋼材 ……1-4-1

3)　コンクリート ……1-4-2

4)　杭体のヤング係数 ……1-4-2

4-2　耐震設計 ……1-4-3

1)　地震動 ……1-4-3

4-3　許容応力度 ……1-4-6

1)　コンクリート ……1-4-6

2)　使用鋼材 ……1-4-10

3) 許容応力度の割増し ……1-4-15
4-4 土の工学的分類 ……1-4-16
1) 用語の定義 ……1-4-16
2) 土の分類 ……1-4-16
4-5 土質定数 ……1-4-20
1) 土の単位重量 ……1-4-20
2) 粘着力およびせん断抵抗角 ……1-4-20
3) 水平方向地盤反力係数 ……1-4-22
4) 土圧 ……1-4-22
5) 基礎地盤の設計定数 ……1-4-24
4-6 設計計算の精度 ……1-4-24

第２編 河 川 編

第 1 章 河川一般 ……2-1-1
1-1 法制概要 ……2-1-1
1-2 本要領の記載概要 ……2-1-2
1-3 中部地方整備局管内の河川の概要 ……2-1-3

第 2 章 堤防 ……2-2-1
2-1 堤防設計の基本 ……2-2-1
1) 適用の範囲 ……2-2-1
2) 完成堤防の定義 ……2-2-1
3) 堤防の種類 ……2-2-2
4) 各部の名称 ……2-2-2
5) 堤防設計の基本 ……2-2-3
6) 堤防設計の基本的な流れ ……2-2-3
2-2 堤防構造の検討手順 ……2-2-5
1) 機能毎の堤防構造の検討 ……2-2-5
2) 安全性の照査 ……2-2-9
3) 機能維持のためのモニタリング ……2-2-9
2-3 設計細目 ……2-2-10
2-3-1 浸透に対する堤防の設計 ……2-2-10
1) 設計の方針および手順 ……2-2-10
2) 洪水特性および土質に関する調査 ……2-2-11
3) 構造検討のための準備 ……2-2-18
4) 安全性の照査 ……2-2-19
5) 強化工法の設計 ……2-2-34
2-3-2 侵食に対する堤防の設計 ……2-2-38
1) 設計の方針および手順 ……2-2-38
2) 侵食に対する構造検討のための調査 ……2-2-40

3) 河道条件の設定 …… 2-2-43
4) 構造検討のための準備 …… 2-2-43
5) 安全性の照査 …… 2-2-44
6) 強化工法の設計 …… 2-2-47
2-3-3 地震に対する堤防の設計 …… 2-2-49
1) 設計の方針および手順 …… 2-2-49
2) 地震による構造検討のための調査 …… 2-2-51
3) 耐震点検 …… 2-2-52
4) 安全性の照査 …… 2-2-56
5) 強化工法 …… 2-2-58
2-3-4 構造細目 …… 2-2-59
1) 漏水防止工 …… 2-2-59
2) ドレーン工 …… 2-2-59
3) 堤体の材料の選定 …… 2-2-65
4) 堤防の余盛 …… 2-2-66
5) 堤防の排水勾配及び天端の処理 …… 2-2-67
6) のり面保護（被覆工） …… 2-2-69
7) 堤脚保護工 …… 2-2-70
8) 階段工 …… 2-2-71
9) 坂路工 …… 2-2-73
10) 境界杭 …… 2-2-75
2-4 高潮堤防 …… 2-2-78
1) 高潮堤防の構造 …… 2-2-78
2) 高潮堤防の堤体の材料選定 …… 2-2-78
3) 計画堤防・護岸高 …… 2-2-78
4) 被覆工 …… 2-2-78
5) 堤防表のり面の基礎工 …… 2-2-79
6) 護岸部の根固工 …… 2-2-80
7) 高潮堤防の付属施設 …… 2-2-80
2-5 胸壁（パラペット）構造の特殊堤 …… 2-2-81
2-6 水防上の配慮事項 …… 2-2-82

第 3 章 護岸 …… 2-3-1
3-1 護岸設計の基本 …… 2-3-1
3-1-1 護岸設計の基本 …… 2-3-1
1) 護岸の法線 …… 2-3-2
2) 護岸設計の手順 …… 2-3-3
3-1-2 護岸各部の名称 …… 2-3-4
1) 護岸の構成 …… 2-3-4
2) 用語の説明 …… 2-3-5

3-1-3　護岸の工種……2-3-6
3-1-4　護岸の安全性の照査に用いる設計条件の設定……2-3-14
1)　代表流速の求め方……2-3-14
2)　最深河床高の評価……2-3-25
3-2　のり覆工……2-3-31
3-2-1　のり覆工設計の基本……2-3-31
3-2-2　のり覆工の工種……2-3-32
3-2-3　張り護岸……2-3-33
1)　連節ブロック張り護岸……2-3-33
2)　覆土護岸……2-3-37
3)　法枠コンクリート張り護岸……2-3-39
4)　練ブロック（練石）張り護岸……2-3-44
5)　空ブロック張り護岸……2-3-48
6)　空石張り護岸……2-3-49
7)　蛇籠・布団籠張り護岸……2-3-52
8)　鉄線籠型護岸……2-3-55
3-2-4　積み護岸……2-3-59
1)　練ブロック（練石）積み護岸……2-3-59
2)　空ブロック（空石）積み護岸……2-3-59
3)　積み護岸の安定性の照査……2-3-60
3-2-5　擁壁護岸……2-3-60
1)　構造形成の選定……2-3-60
2)　コンクリート擁壁の設計……2-3-61
3)　残留水位……2-3-61
3-2-6　矢板護岸……2-3-62
1)　鋼矢板護岸の形式……2-3-62
2)　設計に用いる壁高……2-3-62
3)　護岸用鋼矢板の選定について……2-3-65
4)　設計荷重……2-3-66
5)　設計条件……2-3-68
3-2-7　その他の護岸……2-3-69
1)　捨石護岸……2-3-69
2)　ポーラスコンクリート河川護岸……2-3-70
3)　環境保全型ブロック……2-3-72
3-2-8　関連構造の設計……2-3-73
1)　天端工および天端保護工……2-3-73
2)　縦帯工……2-3-73
3)　小段……2-3-74
4)　小口止め工……2-3-74
5)　すりつけ工……2-3-75

6) 裏込め工……2-3-77
7) 設計面の処理……2-3-77
3-3 基礎工（のり留工）……2-3-83
3-3-1 基礎工設計の基本……2-3-83
3-3-2 構造・設計の細目……2-3-87
1) 基礎工の天端高（根入れ）……2-3-87
2) 基礎工の構造……2-3-90
3-4 根固工……2-3-94
3-4-1 根固工設計の基本……2-3-94
3-4-2 構造・設計細目……2-3-94
1) 根固工の工種……2-3-94
2) 根固工の天端高……2-3-95
3) 根固工の敷設幅……2-3-95
4) 各工種の設計法……2-3-96
5) 根固工の法面……2-3-102
6) 元付け及び間詰……2-3-102

第 4 章 水制……2-4-1
4-1 水制設計の基本……2-4-1
4-2 構造・設計細目……2-4-2
1) 工種の選定……2-4-2
2) 方向……2-4-8
3) 水制の長さ、高さおよび間隔……2-4-9
4) 設計上の留意事項……2-4-11

第 5 章 河道掘削……2-5-1
5-1 河道掘削設計の基本……2-5-1
5-1-1 掘削断面……2-5-1
1) 掘削断面の基本的な考え方……2-5-1
2) 環境に配慮した断面設定……2-5-2
5-1-2 掘削手順……2-5-3
5-1-3 現場における事前調査……2-5-4
1) 河川利用状況調査……2-5-4
2) 生活環境調査……2-5-4
3) 生物環境調査……2-5-5
4) 土質調査……2-5-6
5) 水理・気象関係の調査……2-5-6
6) 障害物の調査……2-5-6
7) 土捨て場の調査……2-5-6
5-1-4 仮置き・乾燥ヤード……2-5-8

5-1-5　掘削土の土質改良 ……2-5-9
1)　自然乾燥 ……2-5-10
2)　補助的脱水法 ……2-5-10
3)　良質土との混合 ……2-5-10
5-1-6　河道掘削の工法分類 ……2-5-11
5-2　陸上からの施工 ……2-5-12
5-2-1　工法選定 ……2-5-12
5-2-2　バックホウ ……2-5-13
5-2-3　ブルドーザー ……2-5-15
5-3　水中での施工 ……2-5-18
5-3-1　工法選定 ……2-5-18
1)　浚渫工法、浚渫船種の選定フロー ……2-5-18
2)　N 値別の標準適用船種 ……2-5-19
3)　施工水深別の標準適用船種 ……2-5-20
5-3-3　水中ブルドーザー ……2-5-21
5-3-4　ポンプ浚渫 ……2-5-22
1)　適用範囲 ……2-5-22
2)　浚渫の目的 ……2-5-22
3)　浚渫設計の手順 ……2-5-22
5-3-5　グラブ・バックホウ浚渫 ……2-5-43
1)　特徴 ……2-5-43
2)　浚渫設計の手順 ……2-5-44
3)　施工能力 ……2-5-45
4)　運搬方法の選定 ……2-5-46
5)　土運搬船による土砂の運搬 ……2-5-47
6)　空気圧送による土砂の搬送 ……2-5-47
5-4　濁水拡散防止対策 ……2-5-48
1)　濁水防止枠 ……2-5-48
2)　濁水防止膜 ……2-5-48

第 6 章 樋門……2-6-1
6-1　樋門設計の基本 ……2-6-1
1)　設計の基本……2-6-1
2)　概要説明……2-6-2
3)　柔構造樋門……2-6-2
4)　適用の範囲……2-6-3
6-2　設計一般 ……2-6-4
6-2-1　設計の基本事項……2-6-4
1)　樋門の基本諸元 ……2-6-4
2)　樋門の構造形式……2-6-8

6-2-2　地盤調査……2-6-8
1)　地盤調査の基本……2-6-8
2)　資料収集……2-6-9
3)　本調査……2-6-10
6-3　基礎地盤の検討……2-6-13
6-3-1　地盤の残留沈下量の許容値と地盤の安定……2-6-13
1)　地盤の残留沈下量の許容値……2-6-13
2)　地盤の安定……2-6-13
6-3-2　地盤の沈下量および側方変位量……2-6-13
1)　地盤の残留沈下量……2-6-13
2)　地盤の側方変位量……2-6-16
6-3-3　地盤対策の検討……2-6-16
1)　地盤対策の基本……2-6-16
2)　地盤の沈下対策……2-6-17
3)　側方変位対策……2-6-20
4)　液状化対策……2-6-20
6-3-4　地盤対策工の選定……2-6-21
1)　地盤対策工の選定の考え方……2-6-21
2)　地盤対策工の概要……2-6-23
6-4　樋門の設計……2-6-27
6-4-1　設計に関する一般事項……2-6-27
1)　本体の設計の基本……2-6-27
2)　函体の構造形式の選定……2-6-27
3)　本体のスパン割……2-6-28
4)　グラウトホール……2-6-29
5)　荷重……2-6-29
6-4-2　函体の横方向の設計……2-6-37
1)　設計モデル……2-6-37
2)　荷重の設定……2-6-38
3)　函体の横方向の計算……2-6-38
6-4-3　本体の縦方向の設計……2-6-39
1)　基礎形式と本体の縦方向の計算……2-6-39
2)　設計モデル……2-6-39
3)　荷重の設定……2-6-40
4)　本体の縦方向の計算……2-6-43
6-4-4　継手の設計……2-6-43
1)　継手の特性……2-6-43
2)　継手の設計……2-6-44
6-4-5　門柱の設計……2-6-47
6-4-6　ゲート、開閉装置の設計……2-6-50

1) 適用基準 ……2-6-50
2) ゲート形式、開閉装置形式 ……2-6-50
3) ゲート操作台、上屋および管理橋 ……2-6-54
4) 配管類 ……2-6-56
5) 照明 ……2-6-56
6) 水位計 ……2-6-56
6-4-7 翼壁の設計 ……2-6-57
6-4-8 しゃ水矢板の設計 ……2-6-58
6-4-9 構造細目 ……2-6-63
1) 本　体 ……2-6-63
2) 水叩き ……2-6-67
3) 取付水路 ……2-6-67
4) 護床工 ……2-6-68
5) 取付護岸工 ……2-6-68
6) 高水敷保護工 ……2-6-69
7) 付属設備 ……2-6-69
6-5 基礎の設計 ……2-6-70
6-5-1 設計一般 ……2-6-70
1) 無処理地盤の検討 ……2-6-70
2) 直接基礎の検討 ……2-6-70
3) 柔支持基礎の検討 ……2-6-70
6-5-2 柔支持基礎の設計 ……2-6-73
1) 浮き直接基礎の設計 ……2-6-73
2) 浮き固化改良体基礎の設計 ……2-6-73
3) 浮き杭基礎の設計 ……2-6-75
4) 構造細目 ……2-6-78
6-6 耐震設計 ……2-6-79
6-6-1 地震対策の基本 ……2-6-79
6-6-2 基本方針 ……2-6-79
1) 耐震性能 ……2-6-79
2) 地震の影響 ……2-6-79
3) 耐震性能の照査 ……2-6-80
4) 耐震性能照査に用いる地震動 ……2-6-80
5) 静的照査法による耐震性能の照査方法 ……2-6-81
6-6-3 本体の耐震設計 ……2-6-83
6-7 特殊構造の樋門の設計 ……2-6-84
6-7-1 特殊構造の樋門 ……2-6-84
6-7-2 各種の特殊条件 ……2-6-84
6-7-3 特殊構造の検討 ……2-6-85
1) 函体構造 ……2-6-85

2) 門柱を必要としないゲート構造 ……2-6-86
6-7-4 既設樋門の耐震対策 ……2-6-93
1) 門柱の対策 ……2-6-93
2) 函体の対策 ……2-6-94
6-8 施工中および施工後のモニタリング ……2-6-95
1) 動態観測 ……2-6-95
2) 沈下量の予測 ……2-6-96
3) 盛土に伴う沈下の監視 ……2-6-98

第 7 章 水門 ……2-7-1
7-1 基本事項 ……2-7-1
7-1-1 水門設計の基本 ……2-7-1
7-1-2 設計の手順 ……2-7-1
7-1-3 水門の構造 ……2-7-2
7-1-4 水門の位置 ……2-7-3
1) 設置位置 ……2-7-3
2) 設置方向 ……2-7-3
7-1-5 水門の断面 ……2-7-4
7-2 構造および設計 ……2-7-5
7-2-1 構造の概要 ……2-7-5
1) 構造形式 ……2-7-5
2) 水門の径間長 ……2-7-5
3) 門柱の設置範囲 ……2-7-5
4) ゲートの天端高 ……2-7-6
5) 引き上げ完了時のゲートの下端高 ……2-7-6
7-2-2 水門本体 ……2-7-6
1) 本体の構造 ……2-7-6
2) 床板 ……2-7-8
3) 堰柱 ……2-7-8
4) 門柱 ……2-7-8
5) ゲートの操作台および操作室 ……2-7-9
6) 胸壁 ……2-7-9
7-2-3 基礎 ……2-7-9
7-2-4 ゲート ……2-7-9
7-2-5 翼壁 ……2-7-10
7-2-6 水叩き ……2-7-10
7-2-7 しゃ水工 ……2-7-12
7-2-8 護床工 ……2-7-12
7-2-9 高水敷保護工 ……2-7-13
7-2-10 取付護岸 ……2-7-13

7-2-11 管理橋……2-7-14
7-2-12 附帯設備……2-7-14
7-2-13 取付水路……2-7-14
7-3 耐震設計 ……2-7-14
7-4 既設水門の耐震対策 ……2-7-14
7-5 既設水門の地盤改良 ……2-7-15

第 8 章 堰 ……2-8-1
8-1 堰設計の基本 ……2-8-1
8-1-1 堰の定義……2-8-1
1) 堰の種類……2-8-1
2) 堰とダムの区分……2-8-1
8-1-2 堰の設計……2-8-1
8-2 堰の諸元 ……2-8-2
8-2-1 平面形状および方向 ……2-8-2
8-2-2 敷高 ……2-8-2
8-2-3 端部の構造……2-8-2
8-2-4 堰柱の構造および位置 ……2-8-2
1) 堰柱の構造……2-8-2
2) 両端の堰柱の位置……2-8-3
8-2-5 径間長 ……2-8-3
8-3 構造細目 ……2-8-4
8-3-1 本体……2-8-4
8-3-2 床板 ……2-8-5
8-3-3 堰柱……2-8-5
8-3-4 門柱……2-8-6
8-3-5 ゲート……2-8-6
1) ゲートの形式……2-8-6
2) ゲートの天端高 ……2-8-6
8-3-6 操作台……2-8-7
8-3-7 水叩き ……2-8-7
8-3-8 しゃ水工……2-8-8
8-3-9 基礎工……2-8-8
1) 直接基礎……2-8-8
2) 杭基礎……2-8-8
3) ケーソン基礎……2-8-8
8-3-10 護床工および護岸……2-8-8
8-3-11 管理橋……2-8-9
8-3-12 付属設備……2-8-9
8-3-13 魚道……2-8-9

8-3-14 起伏堰……2-8-10
1) 起伏堰の設置について……2-8-10
2) 径間長……2-8-10
3) 構造……2-8-10
8-3-15 耐震設計……2-8-10

第 9 章 排水機場……2-9-1
9-1 排水機場の基本……2-9-1
1) 排水機場の説明……2-9-1
2) 関連諸法令及び基準等……2-9-2
3) 基本事項……2-9-3
9-2 ポンプ設備の設計……2-9-5
1) 設計の基本……2-9-5
2) 排水量、水位等の確認……2-9-7
3) 基本設計……2-9-7
4) 揚程、主ポンプ諸元……2-9-9
5) 主ポンプ形式……2-9-10
6) 主配管及び口径、形式……2-9-11
7) 主原動機の種類選定及び動力伝達装置……2-9-12
8) 系統機器設備……2-9-12
9) 監視操作制御方式……2-9-14
10) 監視操作制御設備……2-9-15
11) 機場本体……2-9-15
12) 付属施設……2-9-16
13) 除塵設備……2-9-16
14) 付属設備……2-9-16
15) 電源設備……2-9-17
16) 機場上屋……2-9-17

第１０章 床止め……2-10-1
10-1 床止め設計の基本……2-10-1
10-1-1 床止めの定義……2-10-1
10-1-2 床止め設計の基本……2-10-2
1) 設計の基本……2-10-2
2) 設計手順……2-10-2
3) 設置位置……2-10-4
4) 必要な調査……2-10-4
5) 天端高・落差……2-10-5
6) 河床変動の予測……2-10-5
10-1-3 設計方針……2-10-6

10-1-4 構造細目……2-10-8
1) 本体……2-10-8
2) 水叩き……2-10-11
3) 護床工……2-10-11
4) 基礎……2-10-11
5) しゃ水工……2-10-12
6) 取付擁壁・護岸……2-10-12
7) 高水敷保護工……2-10-13
8) 本体端部の形状……2-10-14
10-1-5 帯工……2-10-14
1) 設計計画……2-10-14
2) 構造細目……2-10-15
3) 設計細目……2-10-15
10-2 魚道……2-10-16
1) 魚道設置の留意点……2-10-16
2) 魚道設計……2-10-16
3) 魚道の施工事例……2-10-16
4) 魚道維持管理の留意事項……2-10-20

第１１章 杭基礎……2-11-1
11-1 杭基礎設計の基本……2-11-1
1) 杭基礎の定義……2-11-1
2) 工法の特徴及び選定……2-11-1
3) 設計の基本……2-11-4
11-2 荷重分担……2-11-6
11-3 杭の配列……2-11-7
11-4 杭の許容支持力……2-11-7
11-5 水平方向地盤反力係数……2-11-9
11-6 杭のバネ定数……2-11-10
11-7 杭反力および変位の計算……2-11-10
11-8 特殊な条件における杭基礎の設計……2-11-11
11-9 杭本体の設計……2-11-11
1) 完成後の荷重に対する設計……2-11-11
2) 継手……2-11-11
3) 杭とフーチングの接合部……2-11-11
4) 施工時の検討……2-11-13
11-10 耐震設計上土質算定数を低減させる土層……2-11-13
11-11 試験杭……2-11-13

第３編 仮 設 工 等

第 １ 章　仮設工 ……3-1-1

1-1　仮設工の基本 ……3-1-1

1)　仮設工の分類 ……3-1-1

2)　指定仮設及び任意仮設 ……3-1-1

1-2　仮締切・土留工 ……3-1-2

1-2-1　仮締切・土留工の基本 ……3-1-2

1)　目的 ……3-1-2

2)　種類と区分 ……3-1-2

1-2-2　設計一般 ……3-1-4

1)　設計手法 ……3-1-4

2)　荷重 ……3-1-4

3)　土質定数 ……3-1-9

4)　仮設鋼材の継手効率 ……3-1-10

5)　許容応力度 ……3-1-11

1-2-3　仮締切工（河川堤防に関わる仮締切） ……3-1-15

1)　仮締切堤設置基準（案）・解説 ……3-1-15

2)　仮締切の構造 ……3-1-22

3)　鋼矢板二重式仮締切設計 ……3-1-27

1-2-4　土留工 ……3-1-51

1)　小規模土留（切梁式） ……3-1-51

2)　自立式親杭横矢板 ……3-1-54

3)　切梁式親杭横矢板 ……3-1-56

4)　切梁式鋼矢板 ……3-1-64

5)　アースアンカーの設計 ……3-1-77

1-3　排水工 ……3-1-84

1-3-1　排水工の適用範囲 ……3-1-84

1-3-2　排水工法の分類 ……3-1-84

1-3-3　工法の選定 ……3-1-85

1-3-4　釜場排水工法（ポンプ排水工法） ……3-1-87

1)　ポンプの選定 ……3-1-87

2)　排水量の算定 ……3-1-88

3)　排水量の測定方法 ……3-1-102

4)　排水方法 ……3-1-103

5)　その他 ……3-1-104

1-3-5　ディープウェル工法（深井戸工法） ……3-1-104

1)　ディープウェル工法の適用条件 ……3-1-104

2)　ディープウェル排水工法 ……3-1-105

3)　排水量の算出 ……3-1-105

4)　ディープウェル仕様(径、深さ)の仮定 ……3-1-106

5) ディープウェル本数、配置の設定 ……3-1-106
6) 合計排水量及び水位低下の計算 ……3-1-107
7) ディープウェル外壁付近の水位低下量の検討 ……3-1-108
8) ディープウェル１本当たりの揚水可能量の検討 ……3-1-108
9) 揚水可能量と必要排水量比較検討 ……3-1-109
10) ディープウェル仕様の決定 ……3-1-109
1-3-6 ウェルポイント工法 ……3-1-109
1) 工法の概要 ……3-1-109
2) ウェルポイント各部の名称 ……3-1-109
3) 設計方法 ……3-1-110
4) 排水量の算出 ……3-1-110
5) ウェルポイント１本当たりの揚水能力 ……3-1-111
6) ウェルポイントの本数 ……3-1-111
7) ウェルポイント間隔 ……3-1-111
8) ポンプの選定及び台数 ……3-1-111
9) ウェルポイント設置深さの設定 ……3-1-112
1-4 仮設道路 ……3-1-113
1-5 仮桟橋 ……3-1-114
1) 仮桟橋の定義 ……3-1-114
2) 構造と名称 ……3-1-114
3) 設計の基本 ……3-1-114
4) 構造細目 ……3-1-119
5) 安全設備 ……3-1-130
1-6 汚濁防止工 ……3-1-131
1) 前処理工法 ……3-1-131
2) 濁水発生防止装置 ……3-1-131
3) 濁水拡散防止設備 ……3-1-131

第 2 章 雑工事 ……3-2-1
2-1 第 2 側帯工 ……3-2-1
2-2 水路工 ……3-2-2
1) 設計の基本 ……3-2-2
2) 側溝断面の決定方法 ……3-2-4
3) 構造 ……3-2-5
4) 側溝蓋 ……3-2-5
2-3 表土処理 ……3-2-5
1) 表土処理 ……3-2-5
2) 表土除去の厚さ ……3-2-5
3) 表土除去の例 ……3-2-6
2-4 構造物撤去工 ……3-2-7

2-5　距離標設置工 ……3-2-9
2-6　車止工 ……3-2-10
2-7　量水標 ……3-2-15
2-8　河川名標識設置 ……3-2-15
2-8-1　河川名標識設置要領(案)（新幹線標識） ……3-2-15
1)　目的 ……3-2-15
2)　標識設置基準 ……3-2-15
2-8-2　一般河川名標識設置要領(案) ……3-2-19
1)　目的 ……3-2-19
2)　標識設置基準 ……3-2-19

第 4 編　参考資料

1-1　堤体の材料の選定 ……4-1-1
1-2　自立式鋼矢板壁工法の設計 ……4-1-5
1-3　控式鋼矢板壁工法の設計 ……4-1-10
1-4　自立式鋼矢板(仮設)計算例 ……4-1-18
1-5　鋼矢板二重式仮締切の液状化時の検討 ……4-1-22
1-6　透水性鋼矢板の設計 ……4-1-33
1-7　危機管理型ハード対策 ……4-1-36

コラム　目次

第 2 編　河川編

第2章　堤　　防

- 物理探査の事例 ……2-2-13
- 広域な地盤沈下が予想される場合の照査外水位の設定方法……2-2-50
- 既往地震における堤防天端の沈下量……2-2-53
- 液状化判定における地盤面の基準位置……2-2-58
- すべり安全率と土質定数の関係 ……2-2-61
- 堤防背後地の湿地化対策 ……2-2-64
- 家屋等に近接する築堤盛土の影響 ……2-2-67

第3章　護　　岸

- 多自然川づくりの目標設定 ……2-3-2
- セグメント、設計流速による護岸工法の目安（積みタイプ） ……2-3-8
- 石系・コンクリート系（積みタイプ）の工法概要……2-3-9
- かご系・木系（積みタイプ）の工法概要……2-3-10
- セグメント、設計流速による護岸工法の目安（張りタイプ） ……2-3-11
- 石系・コンクリート系（張りタイプ）の工法概要……2-3-12
- かご系・木系（張りタイプ）の工法概要……2-3-13
- 大型連節ブロックの特徴 ……2-3-34
- 堤内背後地が高い場合の湧水対策 ……2-3-43
- 護岸の景観の留意点（1） ……2-3-45
- 護岸の景観の留意点（2） ……2-3-46
- 小口止めの表面処理・護岸の根入れ部の材料の工夫……2-3-47
- 多孔質空間の確保と材料手配のポイント……2-3-51
- 水の連続性に配慮した矢板 ……2-3-64
- 基礎工の天端高の設定ポイント ……2-3-84
- 河床洗掘における河道状況の着眼点……2-3-85
- 護岸の被災形態 ……2-3-86
- 最深河床高の評価 ……2-3-88
- 基礎工の天端高さの設定事例 ……2-3-89
- 地下水の高い河川の留意点 ……2-3-91

第4章　水　　制

- 中部地方整備局管内の水制工の事例 1……2-4-4
- 中部地方整備局管内の水制工の事例 2……2-4-5
- 流況解析の事例 ……2-4-8
- 水制の設計における留意点 ……2-4-16
- 巨石付き盛土砂州を用いた河岸保護の事例 ……2-4-17

第５章　河道掘削

・掘削工事における河川環境への配慮 ……2-5-7

第６章　樋　　門

・門柱レスゲートおよび予備ゲートの事例 ……2-6-52

・門柱の耐震性能照査のポイント ……2-6-93

・竣工年代が古い構造の耐震性能照査のポイント ……2-6-94

第７章　水　　門

・翼壁の安定計算のポイント ……2-7-11

第 10 章 床止め

・既設魚道の評価ポイント ……2-10-20

第 11 章 杭基礎

・杭の種類と許容変位量 ……2-11-4

・山付部の地質調査のポイント ……2-11-5

第 ３ 編　仮設工等

第１章　仮設工

・耐候性大型土のうの特徴 ……3-1-25

・大型土のうによる締切の留意点 ……3-1-26

・構造物等の撤去工事における鋼矢板締切の留意点 ……3-1-28

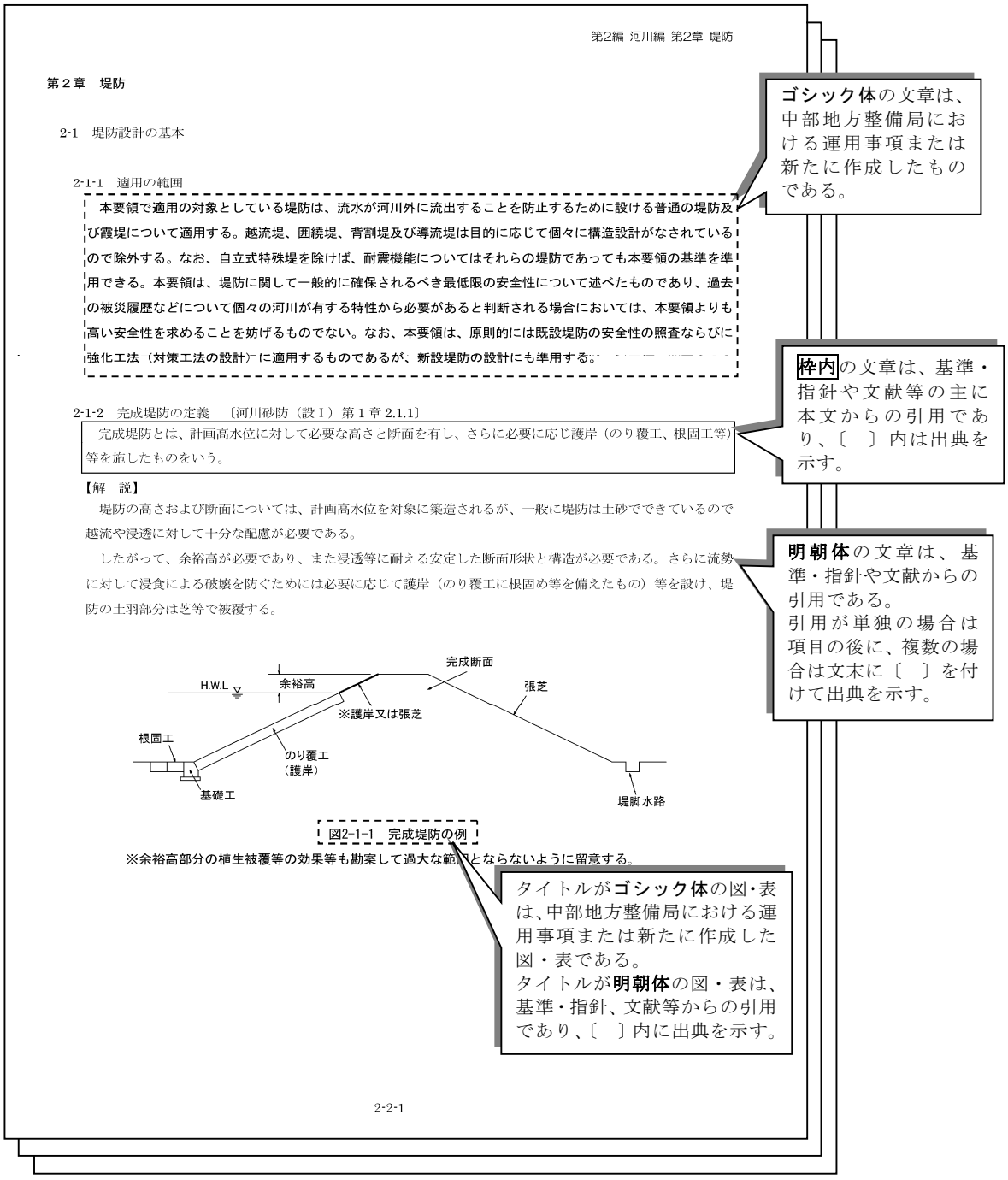
・河川工事の環境への影響低減対策 ……3-1-133

本要領の記載形式

(1) 本要領において、**枠内**にて記載されている事項については、基準・指針や文献等（主に本文）として扱われているものである。

(2) 本要領において、**ゴシック体**にて記載されている本文および**ゴシック体**にて記載されているタイトルの図・表については、中部地方整備局における運用事項または基準・指針や文献等をもとに新たに作成したものである。なお、**明朝体**にて記載されている事項は基準・指針や文献等よりの引用である。

これらの基準・指針や文献等の名称については、第 1 編第 2 章 3 2-3 参考文献リストに示す。



設計要領記載例

(3) 表示単位については、国際単位系（SI）とした。

(4) コラムについては、設計上の留意点や関連する事例、文献等についてまとめたものであり、河川特有の配慮事項や河川技術の伝承に役立つように編集した。

(5) 本要領の文末に用いられている語句の意味は以下のとおりとする。

分類	適用上の位置づけ	末尾の字句例
考え方	目的や概念、考え方を記述した事項。	･･･ある。 ･･･いる。 ･･･なる ･･･れる。
必須	技術的に明確であり遵守すべき事項。	･･･ならない。 ･･･ものとする。 ･･･する。 ･･･すること。
標準	周囲の条件等によって一律に規制することはできないが、特段の事例がない限り記述に従い実施すべき事項。	･･･基本とする。 ･･･標準とする。 ･･･原則とする。 ･･･準拠する。 ･･･による。
推奨	周囲の条件等によって実施することが良い事項。	･･･望ましい。 ･･･応じて･･･する。
例示	適用範囲や実施効果について確定している段階ではないが、周囲の条件等によっては導入することが可能な新技術等の例示。 周辺の条件等によって限定的に実施できる新技術等の例示。 具体的に例示することにより、技術的な理解を助ける事項。	･･･などの手法（事例）がある。 ･･･などの場合がある。 ･･･などが考えられる。 ･･･ことができる。 ･･･ことがある。 ･･･場合がある。 ･･･示す。 ･･･参考とする。 ･･･事例もある。 ･･･もよい。

第１編　　総　則

第１章　目　　的

第２章　適用範囲

第１編　総　則

第１章　目　的

河川構造物設計要領は、平成 12 年 4 月に発刊され、その後、平成 15 年 4 月に改訂し、中部地方整備局管内における河川構造物の計画・設計に活用されてきた。一方で、近年における自然災害の頻発、地球温暖化や自然環境保全への関心の高まり、少子高齢化に伴う社会環境の変化、河川管理施設の老朽化対策や維持管理など河川行政をとりまく状況が大きく変化してきており、河川に係わる法整備や基準類も改訂されてきた。また、河川は地域や流域によって河川特性や自然的条件が異なっており、河川構造物を計画・設計する上で、技術者としての知識や経験が多く必要とされる分野である。しかしながら、経験豊富な技術者の退職や若手技術者の不足など、品質確保や技術の伝承における課題もみられる。

本要領は、これらの状況の変化に対応するため、最新の基準やこれまでの知見を取り入れて、実際に河川工事に携わる技術者がその計画･設計を実施する際に､各現場の状況に応じて適切な対応や河川技術を伝承する上で、有効に活用することを目的として改訂したものである。

第２章　適用範囲

2-1　適用範囲

本要領は、中部地方整備局において施工する河川工事の計画・設計・施工に適用するものとする。

尚、本要領は現在制定されている関係諸法令・基準・指針等の運用を取りまとめたものであり、工事現場における機能・安全性・河川環境等に対する適切な配慮について設計者としての技術的判断を拘束するものではなく、現場状況等の様々な観点に基づく総合的な判断を求めるものである。

また、本要領を適用するにあたり関係諸法令・基準・指針等に定めがある場合、また、改正が行われた場合には、これらの諸法令等によるものとする。

本要領は、全４編で構成する。

第１編　総則　　：　各編に共通する事項及び河川工事の現状と今後の展開などの方向性を示した。

第２編　河川編　　：　河川構造物の主たる工種の設計の考え方について取りまとめたものである。

第３編　仮設工等　：　河川関係工事に共通する工種を取りまとめたものである。

第４編　参考資料　：　鋼矢板工法の設計、鋼矢板二重式仮締切の液状化時の安定性に対する検討、透水性鋼矢板の設計等について取りまとめたものである。

2-2　基本的な考え

工事を実施する場合、事前に十分な調査・検討を行う必要があるため、注意すべき項目について基本的な考え方を下記に示す。

(1)　機能（安全性・耐久性・環境・景観）

公共土木施設は求められる機能を満足していなければならない。河川管理施設の機能として地域住民が安心して生活できる安全性を持ち、そのような状況が長期間にわたり維持できる充分な強度等を有する耐久性が求められる。さらに、それらの機能とともに自然や人々の生活と調和し、あるいはより豊かにするような環境・景観に関する機能も重要なものとなっている。具体的には、全ての河川改修は多自然川づくりを基本として進めることとされており、建造物の設計に当たっても考慮するものとする。

(2)　経済性（コスト）

公共土木施設は国民の共有する公共財産であり、適切なコストで建設されなければならない。経済性については、少子高齢化社会に伴い地域社会におけるニーズと整備水準のバランス等を考慮し、ニーズに対して過不足がなく且つ無駄なコストを省いて品質のよいものをより安く整備するものとする。経済性は、建設費と維持管理費を総合的に比較検討し決定する。

(3)　施工性

公共土木施設の施工においては、様々な工法・技術の可能性を検討し実施するものであるが、ボーリング等の事前調査を十分行ない、施工時に発生する事態を予測し、それらを回避できる手段などの施工対策についても事前に検討する必要がある。

(4)　維持管理（メンテナンス）

公共土木施設の設計は、施工と共に維持管理を考慮する必要があるため、維持修繕の容易な構造・材料や完成後のメンテナンスの頻度を低減できる新技術・新工法を検討する必要がある。

(5)　建設副産物のリサイクル

建設副産物については、資源の有効利用、環境保全及びコスト縮減の見地から重要な問題である。建設副産物の発生の抑制、再利用の促進、適正処分の徹底を基本として、工法・資材の採用、再生資源の利用、建設副産物の処理方法などについて検討しなければならない。

(6) 設計の実施体制

① 公共土木施設の設計は、本設計要領に示す関係諸法令・基準・指針等により行うものとする。なお、これら以外の図書等を適用する場合は、事前に関係者と協議し、適用にあたり経過等を明確にすること。

② 設計の照査を分かり易くするために、適用条項等を整理する。

③ 公共土木施設は、現場を重視し工事発注に配慮した設計とするため、設計担当課と連携を強化するものとする。

(7) 設計の照査

① 公共土木施設の業務委託における「設計条件の設定」等については、関係諸法令・基準・指針等に基づき設定し十分な照査を実施すること。

② 上記を実施するために「詳細設計照査要領」（平成 11 年 3 月中部建設協会発行）等を活用すること。

③ 仮設構造物の設計については、「土木工事の設計審査制度」（設計審査会）及び「土木工事の施工条件検討制度」（施工条件検討会）を活用し、設計条件の審査及び施工条件などの検討を行う。

(8) 契約手続

公共事業の客観性・公平性・透明性から工事請負契約書が平成 27 年度に改訂された。

国土交通省においては、工事契約関係について下記のような図書を監修し、関係機関より発刊している。

図書の内容を理解し適当な工事契約を行なうものとする。

「工事契約実務要覧（国土交通省（建設）編)」	国土交通大臣官房地方課	監修
	新日本法規出版株式会社	発行
「新しい入札・契約手続きの運用と留意事項四訂版」	建設大臣官房技術調査室	監修
	全日本建設技術調査室	発行
「公共事業とＷＨＯ政府調達協定」	建設省建設経済局建設業課	監修
	建設業適正取引推進機構	発行
「土木工事請負契約関係規程集」平成 10 年 7 月	中部地方建設局	監修
	（社）中部建設協会	発行

2-3　参考文献リスト

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
美しい山河基本方針	美しい山河を守る災害復旧基本方針	H26.3	国土交通省
河川景観ガイドライン	河川景観の形成と保全の考え方	H18.10	国土交通省
耐震性能照査指針（Ⅱ）	河川構造物の耐震性能照査指針・解説 －Ⅱ．堤防編－	H28.3	国土交通省
耐震性能照査指針（Ⅲ）	河川構造物の耐震性能照査指針・解説 －Ⅲ．自立式構造の特殊堤編－	H24.2	国土交通省
耐震性能照査指針（Ⅳ）	河川構造物の耐震性能照査指針・解説 －Ⅳ．水門・樋門及び堰編－	H24.2	国土交通省
河川砂防（調）	河川砂防技術基準　調査編	H26.4	国土交通省
河川堤防設計指針	河川堤防設計指針	H19.3	国土交通省
許可審査手引き	許可工作物技術審査の手引き ～チェックリスト～	H23.5	国土交通省
港湾積算基準	港湾請負工事積算基準	H27	国土交通省
河川砂防（維持）	国土交通省 河川砂防技術基準　維持管理編　（河川編）	H27.3	国土交通省
河川砂防（計）	国土交通省 河川砂防技術基準　同解説　計画編	H17.11	国土交通省
魚がのぼりやすい 川づくりの手引き	魚がのぼりやすい川づくりの手引き	H17.3	国土交通省
多自然川づくり基本方針	多自然川づくり基本方針	H18.10	国土交通省
鉄線籠型護岸基準	鉄線籠型護岸の設計・施工技術基準（案）	H21.4	国土交通省
共仕	土木工事共通仕様書	H27	国土交通省
特仕	土木工事特記仕様書	H27	国土交通省
土木積算基準	土木工事標準積算基準書	H27	国土交通省
構造マニュアル（樋門）	土木構造物設計ガイドライン 土木構造物設計マニュアル（案）［樋門編］	H14.1	国土交通省
ドレーン工マニュアル	ドレーン工設計マニュアル	H25.6	国土交通省
補強マニュアル	樋門補強マニュアル（案）	H13.12	国土交通省
耐震点検マニュアル	河川堤防の耐震点検マニュアル	H28.3	国土交通省
最高水位の算定 の手引き（案）	河川構造物の耐震性能照査において考慮する 河川における平常時の最高水位の算定 の手引き（案）	H19.5	(財)国土技術研究センター
河川遡上解析の手引き	津波の河川遡上解析の手引き（案）	H19.5	(財)国土技術研究センター
構造令	改定　解説・河川管理施設等構造令	H12.1	(社)日本河川協会
許可基準	改訂解説・工作物設置基準	H10.11	(財)国土技術研究センター
河川砂防（設Ⅰ）	改訂新版 建設省河川砂防技術基準（案）設計編（Ⅰ）	H9.10	(社)日本河川協会

※上記文献について市販されていないものは、監修・編集・発行等の欄に記載されている機関に問い合わせを行うものとする。

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
河川砂防（設Ⅱ）	改訂新版 建設省河川砂防技術基準（案）設計編（Ⅱ）	H9.10	(社)日本河川協会
力学設計	改訂　護岸の力学設計法	H19.11	(財)国土技術研究センター
例規集	河川事業関係例規集	H27	(社)日本河川協会
液状化対策手引き	河川堤防の液状化対策の手引き	H28.3	(国研)土木研究所
構造検討の手引き	河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）	H24.2	(財)国土技術研究センター
堤防浸透照査設計 ポイント	河川堤防の浸透に対する照査・設計 のポイント	H26.7	(国研)土木研究所
河川土工マニュアル	河川土工マニュアル	H21.4	(財)国土技術研究センター
魚道の設計	魚道の設計	H3.12	(財)ダム水源地環境整備 センター
魚道の話	魚道のはなし	H7.7	(財)リバーフロント整備 センター
杭基礎便覧	杭基礎設計便覧	H27.3 (H19.3)	(社)日本道路協会
アンカー設計基準	グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説	H24.5	(社)地盤工学会
下水・廃水ガイドブック	下水・廃水・汚泥処理ガイドブック	－	環境技術研究会
基礎地盤便覧	建設基礎・地盤設計施工便覧	S62.1	(株)建設産業調査会
土木標準設計	建設省制定　土木構造物標準設計	－	(社)全日本建設技術協会
建設発生土マニュアル	建設発生土利用技術マニュアル（第４版）	H25.12	(国研)土木研究所
河川工事ポケットブック	現場技術者のための河川工事ポケットブック	H12.2	藤井友竝　著　山海堂
鋼製ゲート要領	鋼製起伏ゲート設計要領（案）	H11.10	(社)ダム・堰施設技術協会
鋼矢板 設計から施工まで	鋼矢板　設計から施工まで 2014	H26.10	(社)鋼管杭・鋼矢板技術協会
二重式仮締切マニュアル	鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル	H13.5	(財)国土技術研究センター
港湾基準	港湾の施設の技術上の基準・同解説 （2007 年版）	H26.6	(社)日本港湾協会
小型ポンプ船マニュアル	小型ポンプ船・空気圧送船工事設計積算 マニュアル	H26	全国ポンプ・圧送船協会
護岸・根固ガイドライン	護岸・根固工の設計ガイドライン	H6.12	(財)国土技術研究センター
ﾌﾞﾛｯｸの水理特性試験法	護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル 第２版	H15.7	(財)土木研究センター
ゴム堰基準	ゴム引布製起伏堰技術基準（案）	H12.10	(財)国土技術研究センター
災害復旧要領	災害復旧工事の設計要領	H27.7	(社)全国防災協会
魚にやさしい川のかたち	魚にやさしい川のかたち	H7.11	信山社
軟弱地盤対策技術総覧	実用　軟弱地盤対策技術総覧	H5.12	(株)産業技術サービス センター

※上記文献について市販されていないものは、監修・編集・発行等の欄に記載されている機関に問い合わせを行うものとする。

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
柔構造樋門	柔構造樋門の手引き	H10.11	(財)国土技術研究センター
ゲート設計要領	水門・樋門ゲート設計要領（案）	H13.12	(社)ダム・堰施設技術協会
水理公式集	水理公式集	H11.11	(社)土木学会
耐候性大型土のう マニュアル	「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル	H24.3	(財)土木研究センター
土木工学ハンドブック	第四版　土木工学ハンドブック	H１.11	(社)土木学会
ポイントブックⅢ	多自然川づくりポイントブックⅢ	H23.10	(社)日本河川協会
ダム・堰技術基準	ダム・堰施設技術基準(案) 「基準解説編・マニュアル編」	H26.9	(社)ダム・堰施設技術協会
デザインデータブック	デザインデータブック	H23.5	(社)日本橋梁建設協会
道示（共通）	道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編	H24.3	(社)日本道路協会
道示（鋼橋）	道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編	H24.3	(社)日本道路協会
道示（ｺﾝｸﾘｰﾄ橋）	道路橋示方書・同解説Ⅲｺﾝｸﾘｰﾄ橋編	H24.3	(社)日本道路協会
道示（下部）	道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編	H24.3	(社)日本道路協会
道示（耐震）	道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編	H24.3 (H14.3)	(社)日本道路協会
仮設工指針	道路土工　仮設構造物工指針	H11.3	(社)日本道路協会
土工要綱	道路土工要綱	H21.6	(社)日本道路協会
擁壁工指針	道路土工 擁壁工指針(平成 24 年度版)	H24.7	(社)日本道路協会
床止めの手引き	床止めの構造設計手引き	H10.12	(財)国土技術研究センター
土質試験の方法と解説	土質試験の方法と解説　第一回改訂版	H16.8	(社)地盤工学会
仮設ガイドブック（Ⅰ）	土木工事仮設計画ガイドブック（Ⅰ） －平成 23 年改訂版－	H23.3	(社)全日本建設技術協会
仮設ガイドブック（Ⅱ）	土木工事仮設計画ガイドブック（Ⅱ） －平成 23 年改訂版－	H23.3	(社)全日本建設技術協会
ｺﾝｸﾘｰﾄ示方書（設計）	2012 年制定 コンクリート標準示方書　[設計編]	H25.3	(社)土木学会
ｺﾝｸﾘｰﾄ示方書（維持）	2013 年制定 コンクリート標準示方書　[維持管理編]	H25.10	(社)土木学会
日本の水制	日本の水制	H8.6	山本晃一　著　山海堂
発生土改良マニュアル	発生土利用促進のための改良工法マニュアル	H9.12	(財)土木研究センター
ポーラス護岸の手引き	ポーラスコンクリート河川護岸工法の手引き	H13.4	(財)先端建設技術センター
揚排ポンプ基準	揚排水ポンプ設備技術基準(案)・同解説	H27.2	(社)河川ポンプ施設技術協会

※上記文献について市販されていないものは、監修・編集・発行等の欄に記載されている機関に問い合わせを行うものとする。

第 3 章　計画一般

第３章　計画一般

3-1　21 世紀における河川整備

平成 8 年 6 月 28 日、河川審議会が行った答申「21 世紀の社会を展望した今後の河川整備の基本的方向について」では、21 世紀における河川整備にあたっての基本認識は、①流域の視点の重視、②連携の重視、③河川の多様性の重視（川の 365 日）、④情報の役割の重視であるとし、今後の基本施策の方向が示されている。

1)　河川整備の基本認識

21 世紀の河川整備の目標は、健康で豊かな生活環境と美しい自然環境とが調和した安全で個性を育む活力ある社会の実現、そして流域の視点に立って人と水との関わりを再構築することである。そのためには、具体的に、次の 4 つの視点を踏まえ、河川整備を行うことが重要である。

(1)　流域の視点の重視

河川は水循環系の主軸である。河川の水は、地下水、水道水の水源、下水、田の水ともつながっており、流域と一体的なつながりをもっている。健全な水循環系を保全するために、流域の森林、農地、都市のあるべき姿を検討し提案することが求められる。従来の水源から河口までの水系一貫の視点に加え、流域の水を一体としてとらえ、総合的な水管理を行う必要がある。

(2)　連携の重視

河川の特性及び地域の自然・社会・文化特性と地域のニーズを的確にとらえて反映するためには、国、都道府県、市町村の各機関が縦横に密接に連携、協力していくとともに、地域住民の参加がなければならない。このために住民が参加できる機会や仕組みをつくらなければならない。

(3)　河川の多様性の重視「川の 365 日」

これまでの河川整備は、主に洪水や渇水という異常時における被害の軽減対策として行われてきた。

しかし川は洪水や渇水の日々以外にも 365 日絶えることなく流れ、人々にやすらぎと潤いをもたらしている。平常時の川は、さまざまな生物が生息・生育し、四季折々に変化する美しい自然環境のひとつとして、流域の人々にとって貴重なものである。今、人々が求めているのは「ふつうの日々」のこんな美しい川の姿である。川は地域の風土と文化を形成する重要な要素であることを認識しつつ「川の 365 日」を意識した、治水・利水・環境にかかわる施策を総合的に展開することが重要となる。

(4)　情報の役割の重視

的確で効率的な河川管理のために、また、洪水や渇水の被害を最小限にとどめるために、情報システムを構築し情報の活用を進めることが重要である。

それとともに、これらの情報システムは地域住民と共有するものである。具体的には、ひとつは河川管理者から住民に対して、洪水、渇水等に関する情報を迅速かつ正確に情報提供すること。もうひとつは、地域住民の多様なニーズを把握して、河川に関連する情報公開を積極的に進め、住民からの情報もフィードバックすることである。いわゆる、開かれた河川行政の実現である。河川管理者と地域住民との双方向のコミュニケーションの確立を図る情報システムの構築が必要である。

2) 河川整備の基本施策

「健康で豊かな生活環境と美しい自然環境とが調和した安全で個性を育む活力のある社会の実現」に向けて、河川整備の基本施策を展開していくものである。

(1) 信頼感ある安全で安心できる国土の形成のために

新たな治水の展開として、治水事業を計画的に推進する。大河川については 30 年から 40 年に一度、中小河川及び土砂災害対策については 5 年から 10 年に一度発生する規模の降雨を対象とした計画目標のもとに重点的、効率的な整備をめざす。さらに、流域と一体となった総合的な治水対策を推進し、治水施設の信頼性の向上を図る。また、都市域における治水対策の推進、高齢者等の災害弱者の安全の確保をめざす。

震災対策、火山噴火対策の推進では、地震による堤防の沈下等に伴う市街地の壊滅的な浸水被害を回避するため､河川堤防の整備や耐震性の向上を図る｡総合的な水資源対策の推進と渇水頻発地域の解消をめざし、必要水量の確保や安心して飲める水の確保に努める。

また、情報の総合化と公開・提供及び情報基盤を整備し、地域住民との双方向のコミュニケーションを確立するなど、開かれた河川行政を展開する。

(2) 自然と調和した健康な暮らしと健全な環境の創出のために

健全な水循環系とそのための管理体制の確立、生物の多様な生息・生育環境の確保に努める。さらに良好な河川環境と水辺空間の形成と、都市部における水と緑のネットワークの形成を図る。また、地球環境問題への対応に努める。

(3) 個性あふれる活力のある地域社会の形成をめざして

自然、文化を重視し、水と緑を生かした新たな風土の形成を図って豊かな個性と活力のある地域づくりへの支援を進める。そして、地域づくりやまちづくりにあたっては、洪水に対する安全性や水資源を確保するため、流域との連携を強化し、地方公共団体、地域住民等へ河川整備の観点からの要請を的確に伝え、その実現を図る。

さらに、地球環境への負荷の低減の観点から、河川の交通・運送機能に着目した施設の整備を進め、河川舟運の再構築を図っていく。また、河川の特性と地域の風土・文化を踏まえ、地域の魅力を引き出す河川管理を推進する｡地域で生ずるさまざまな問題は､流域全体で総合的に対応することが望まれる｡そのために、地域との連携・協調のための仕組みづくりについて検討を行う。

そして、河川管理において、自然災害から国民の生命財産を守るうえで河川行政の特性を踏まえて、国と地方の適切な役割分担を定め実現していく。また、今後は、わが国のこれまでの治水、利水、環境対策の経験を生かし、国際的な交流・連携と技術協力に取り組む体制の強化をさらに図っていくものである。

3-2　中期的な展望に立った今後の治水対策のあり方について〔答申〕

平成 19 年 7 月 25 日、社会資本整備審議会が行った答申「中期的な展望に立った今後の治水対策のあり方について」では、国土形成計画が目指す新しい国土像を視野に入れつつ、中期的に実施する治水対策に取り組むべき事項が取りまとめられている。

1)　今後の治水対策の基本的方向

(1)　達成すべき目標の明確化

①　保全する対象の明確化

どのような場所をどの程度の安全度で守るのかという達成すべき目標を明確化し､具体的な事業実施箇所、実施内容及びその必要性を明示した中期的な事業実施計画を策定する。その際、それぞれの事業の重要度はもちろんのこと、従来にも増して事業の迅速な実施によりその効果が早期に発現されるか否かとの観点から地域の状況等を確認した上で、事業の選択と集中に努める。

②　河川環境に関する目標像の明確化

河川環境の整備・保全についても、その目標像を明確にするための検討を進め、真に環境目的を内在化した河川整備を推進する。

(2)　地球温暖化等の新たな要因による災害リスク増大への対応

災害に脆弱な日本の国土構造に加え、地球温暖化に伴う気候変動による海面の上昇や集中豪雨の激化、高齢化社会の到来等の新たに懸念される要因により、今後、これまで以上に甚大な被害が多発するおそれがある。このような治水対策を取り巻く新たな要因に的確に対応するため、思い切った事業の重点化や多様な治水手法の選択等を図る。また、我が国における気候変動による治水や水利用への影響、適応策等について調査研究を推進する。

(3)　土地利用を視野に入れた治水対策の推進

浸水常襲地域等において、被害に遭いにくい土地利用・住まい方に転換を図るため、まちづくりと連動した被害最小化策を推進する。なお、流域全体を見て土地利用の区分に応じた適切な治水対策のあり方につき必要な検討を行う。

(4)　ハード整備と一体となったソフト施策による安全の確保

水害・土砂災害から人命と財産を守るために、氾濫等を防止する堤防や砂防施設などのハード整備を着実に進めるとともに、ハード整備が間に合わないところやハード整備で対応が困難なところについても、ハザードマップ、土砂災害警戒情報等の情報提供や河川の水位、浸水状況などリアルタイム情報の提供等のソフト対策を充実することにより、可能な限り安全の確保に努める。

2) 今後の治水対策において重点化すべき事項とその目標

(1) 予防対策の重視

災害が発生した箇所について事後に対策を講ずることは、災害復旧に係る費用や新たな対策工が必要となるなど、多大なコストを要することから、災害を未然に防ぐための予防対策を重視する。その際には下記の視点に立った対策に重点化する。

① 人的被害の回避・軽減

少なくともあらゆる地域で人的被害を回避・軽減する。

② 深刻なダメージの回避

仮に被災したとしても、国民の生活や社会経済活動が深刻なダメージを受けることなく持続可能となるよう、国家レベル、地域レベルで守るべき機能を明確化して防御する。

(2) 再度災害防止の徹底

洪水氾濫や土石流等により甚大な被害が発生した地域については、被災した治水施設等の原形復旧のみにとどめるのではなく、住民が安心して生活できるよう、被災しにくい土地利用への転換などの手法も活用しつつ、被災状況や上下流、左右岸のバランス等を総合的に勘案し、被害を最大限回避するための対策を早急に進める。

(3) 新たな維持管理システムの構築

限られた投資力の中でできる限り新規投資を確保するため、維持管理面においては、河川や周辺状況の特性、重要度等を踏まえ、低コスト化や省力化を図りつつ必要な水準を確保できるよう、新たな維持管理システムを構築する。

(4) 河川が本来有する多様性の確保

① 自然環境の保全・再生

河川の整備・管理に当たっては、多自然川づくりを基本とし、瀬、淵、河岸、河畔林など多様な河川環境を保全する。また、河川の上下流や河川と流域との連続性の確保、流量変動の保全等により生物の良好な生息・生育・繁殖環境の保全・再生を図る。特に、地域にとって重要な自然環境の再生に取り組む。

② 地域の個性・活力を育むまちづくり・地域づくりの支援

景観への配慮、地域の歴史・文化等との調和、清流の回復等により街並みとそこを流れる川とが一体となった魅力ある風景や多くの人が集まる賑わいの場を整備・保全する。

3-3 河川の計画

平成 9 年の河川法改正に伴い、治水・利水に加え、河川環境の整備と保全が目的として位置付けられた。また、これまでの「工事実施基本計画」に変わって、長期的な河川整備の基本となる方針を示す「河川整備基本方針」と今後 20～30 年間における具体的な河川整備の内容を示す「河川整備計画」が策定され、「河川整備計画」では地域住民や学識経験者等の意見を反映する手続きが導入された。

3-4　多自然川づくりの基本　〔多自然川づくり基本方針〕

多自然川づくりは、河川全体の自然の営みを視野に入れ、地域の暮らしや歴史・文化との調和にも配慮し、河川が本来有している生物の生息・生育・繁殖環境及び多様な河川景観を保全・創出するために、河川管理を行うものである。川づくりにあたっては、単に自然のものや自然に近いものを多く寄せ集めるのではなく、可能な限り自然の特性やメカニズムを活用する。また、関係者間で、その川らしさ（自然環境、景観、歴史・文化等）ができる限り保全・創出されるよう努め、事前・事後調査及び順応的管理を十分に実施する。

3-5　河川景観への配慮　〔河川景観ガイドライン　第１、２章〕

河川景観には、その背景に、過去から現在までの自然の営みや長年にわたり人間が流域や河川に働きかけた結果が内包されている。その意味で、河川景観とは、単にいま現在目に映る景色だけを指すものではなく、また、個別・単一の物体や事象だけを指すものでもない。

すなわち河川景観とは、「地形、地質、気候、植生等様々な自然環境や人間の活動、それらの時間的・空間的な関係や相互作用、そしてその履歴等も含んだ環境の総体的な姿」として考えるべきものである。

また、この場合の景観とは、見る人の心的現象でもあり、河川景観を考えるということは、それを成り立たせている自然的な条件や歴史・文化・生活等の社会的背景を含めて五感や心を通じて捉え、知覚することである。

河川の景観を評価・計画していくに際しては、こうした河川景観をどのように捉えるべきか、景観に関する定義の意味を充分に理解しておくことが大切である。

3-6　河川工事等における環境への配慮事項

河川工事等の実施予定場所周辺において、貴重種等の生息、あるいは地域の生態系保全上又は景観上配慮すべき場所等があるか否かについて、河川環境情報図、レッドリスト、レッドデータブックその他貴重種等の生息・生育・繁殖場所が特定できる情報が記載されている資料を活用し確認を行う。また、河川環境として配慮すべき事項が確認された場合には、それを考慮した上で河川工事等の仕様書・参考資料等を作成する。

また、災害復旧時においても従前から有している河川環境の保全に配慮し、河道特性を踏まえ、被災原因が除去できる最小限の復旧工法とする。

3-7　維持管理への配慮

河川の維持管理は、洪水や高潮等の災害の発生を防ぐために、堤防・護岸、樋管、水門、堰等の河川構造物がその機能を十分に発揮できるよう、日々の巡視・定期点検により異常の早期発見に努め、異常が見られた場合には適切に対応する必要がある。なお、維持管理の手法・内容等については、河川砂防技術基準　維持管理編および各河川の維持管理計画を参考にする。

河川構造物を設計する上では、PDCA のサイクルによる維持管理の効率化、長寿命化にも配慮する必要がある。そのためにも、各河川、構造物ごとの維持管理における課題等の情報収集を十分に行い、河川構造物の設計に反映していくことが重要である。また、点検・補修、維持管理の省力化などの管理の容易さにも配慮する必要がある。

3-8　公共工事のコスト縮減〔中部地方整備局における公共工事コスト縮減対策に関する新行動計画〕

依然として厳しい財政事情の下で引き続き社会資本整備を着実に進めていくことが要請されており、また「行政コスト削減に関する取組方針」が平成 11 年 4 月 27 日に閣議決定され、公共工事コスト縮減対策関係閣僚会議において「公共工事コスト縮減対策に関する新行動指針」が平成 12 年 9 月に策定されたことにより、それを踏まえ「中部地方整備局における公共工事コスト縮減対策に関する新行動計画」を平成 13 年 8 月に策定した。

この「新行動計画」では、これまで実施してきたコスト縮減対策の定着を図ることや新たなコスト縮減対策を進めていくことが重要な課題になっている。

また、新行動計画では、工事コストの低減のほか、工事の時間的コストの低減、ライフサイクルコストの低減、工事における社会的コストの低減、工事の効率性向上による長期的コストの低減も含めた総合的なコスト縮減を目指し、**今後も、国土交通省公共事業コスト構造改善プログラムを推進していく。**

表 3-8-1　公共工事コスト縮減施策

1)工事コストの低減	(1)工事の計画・設計等の見直し	① 計画手法の見直し
		② 技術基準等の見直し
		③ 設計方法の見直し
		④ 技術開発の推進
		⑤ 積算の合理化
	(2)工事発注の効率化等	① 公共工事の平準化
		② 適切な発注ロットの設定
		③ 入札契約制度の検討
		④ 諸手続の電子化等
	(3)工事費構成要素のコスト低減	① 資材の生産・流通の合理化、効率化
		② 資材調達の諸環境の整備
		③ 優秀な労働力の確保
		④ 建設機械の有効利用
	(4)工事実施段階での合理化・規制改革等	① 労働安全対策
		② 交通安全対策
		③ 環境対策
		④ 建設副産物対策
		⑤ 埋蔵文化財調査
		⑥ 消防基準、建築基準
2)工事の時間的コストの低減		事業箇所の集中化、新技術の活用による工事期間短縮など
3)ライフサイクルコストの低減(施設の品質の向上)		① 施設の耐久性の向上(長寿命化)
		② 施設の省資源・省エネルギー化(運用、維持管理費の低減)
		③ 環境と調和した施設への転換
4)工事における社会的コストの低減		① 工事におけるリサイクルの推進
		② 工事における環境改善
		③ 工事中の交通渋滞緩和対策
		④ 工事中の安全対策
5)工事の効率性向上による長期的コストの低減		① 工事に関する規制改革
		② 工事情報の電子化
		③ 工事における新技術の活用

3-9　建設副産物のリサイクル〔建設副産物適正処理推進要綱〕

1)　建設副産物の定義

(1)　建設副産物

建設副産物とは、建設工事に伴い副次的に得られたすべての物品であり、その種類としては、工事現場外に搬出される建設発生土、アスファルト・コンクリート塊、建設発生木材、建設汚泥、紙くず、金属くず、ガラスくず・コンクリートくず（工作物の新築、改築又は除去に伴って生じたものを除く。）又はこれらのものが混合した建設混合廃棄物などがある。

(2)　建設発生土

建設発生土とは、建設工事に伴い副次的に得られた土砂であり、廃棄物処理法に規定する廃棄物には該当しない。

建設発生土には、①土砂及び専ら土地造成の目的となる土砂に準ずるもの、②港湾、河川等の浚渫に伴って生ずる土砂（浚渫土）、その他これに類するものがある。

一方、建設工事において発生する建設汚泥は、廃棄物処理法上の産業廃棄物に該当する。

土砂と建設汚泥の区分については、環境省大臣官房廃棄物・リサイクル対策部産業廃棄物課長通知「建設工事等から生ずる廃棄物の適正処理について」（平成 13 年 6 月 11 日環廃産第 276 号）により、

① 地下鉄工事等の建設工事に係わる掘削工事に伴って排出されるもののうち、含水率が高く粒子が微細な泥状のものは、無機性汚泥（以下建設汚泥という。）として取り扱われること。

② 粒子が直径 74 ミクロンを超える粒子を概ね 95%以上含む掘削物にあっては、容易に水分が除去できるので、ずり分離等を行って泥状の状態ではなく流動性を呈さなくなったものであって、かつ、生活環境保全上支障のないものは土砂として取り扱うことができること。

③ 泥状の状態とは、標準仕様ダンプトラックに山積みができず、また、その上を人が歩けない状態をいい、この状態を土の強度を示す指標でいえば、コーン指数が概ね 200ｋN/m² 以下又は一軸圧縮強度が概ね 50ｋN/m² 以下であること。

④ 掘削物を標準仕様ダンプトラック等に積み込んだ時には泥状を呈していない構造物であっても、運搬中の練り返しにより泥状を呈するものもあるので、これらの掘削物は汚泥として取り扱う必要があること。

⑤ 地山の掘削により生じる掘削物は土砂であり、土砂は産業廃棄物処理法の対象外であること。

とされている。

(3)　建設廃棄物

建設廃棄物とは、建設副産物のうち、廃棄物処理法第 2 条第 1 項に規定する廃棄物に該当するものをいい、一般廃棄物と産業廃棄物の両者を含む概念である。

建設副産物と資源有効利用促進法上の再生資源、廃棄物処理法上の廃棄物との関係は図 3-9-1 のとおりである。

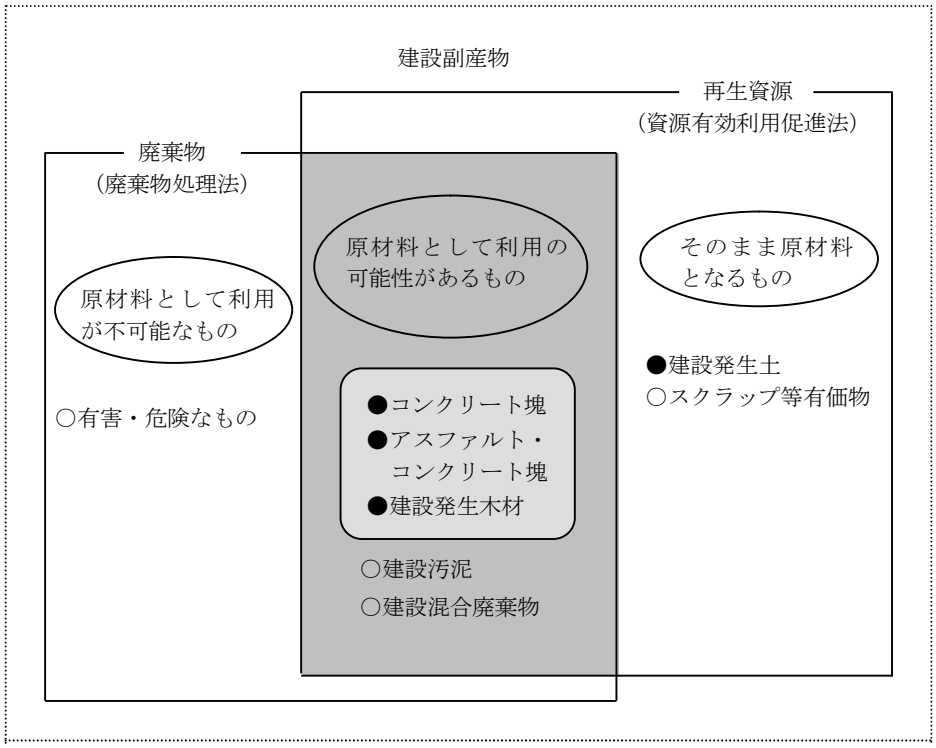


図 3-9-1　建設副産物と再生資源、廃棄物との関係

2)　建設リサイクル法〔建設工事に係る資材の再資源化等に関する法律〕

建設工事に係わる資材の再資源化等に関する法律（平成 12 年法律第 104 号。以下「建設リサイクル法」という）は、特定の建設資材について、その分別解体等及び再資源化等を促進するための措置を講じるとともに、解体工事業者について登録制度を実施することなどにより、資源の有効利用の確保と適正処理を図り、生活環境の保全と国民経済の健全な発展に寄与することを目的としている。

○　特定建設資材とは、①廃棄物となった場合において再資源化を行うことが資源の有効利用や廃棄物の減量を図る上で特に必要であり、②再資源化を義務づけることが経済的に過度の負担とならないと認められる建設資材である。

具体的には、コンクリート、コンクリート及び鉄から成る建設資材、木材、アスファルト・コンクリートの 4 品目が政令によって定められている。

3) グリーン購入法〔国等による環境物品等の調達の推進等に関する法律〕

国等による環境物品等の調達の推進等に関する法律（平成 12 年法律第 100 号。以下「グリーン購入法」という。）は、国、独立行政法人及び地方公共団体等による環境物品等の調達の推進、環境物品等に関する情報の提供その他の環境物品等への需要の転換を推進するために必要な事項を定めることにより、環境への負荷の少ない持続的発展が可能な社会の構築を図り、もって現在及び将来の国民の健康的で文化的な生活の確保に寄与することを目的とする。

○ 平成 27 年度における調達方針

公共工事については、事業ごとの特性、必要とされる強度や耐久性、機能の確保、コスト等に留意しつつ、平成 27 年度は、以下の資材、建設機械もしくは工法を使用し、又は目的物を構築する公共工事の調達を積極的に推進する。

平成 27 年度における公共工事における調達品目

建設汚泥から再生した処理土、土工用水砕スラグ、銅スラグを用いたケーソン中詰め材、フェロニッケルスラグを用いたケーソン中詰め材、地盤改良用製鋼スラグ、高炉スラグ骨材、フェロニッケルスラグ骨材、銅スラグ骨材、電気炉酸化スラグ骨材、再生加熱アスファルト混合物、鉄鋼スラグ混入アスファルト混合物、鉄鋼スラグ混入路盤材、再生骨材等、高炉セメント、フライアッシュセメント、生コンクリート（高炉）、生コンクリート（フライアッシュ）、鉄鋼スラグブロック、フライアッシュを用いた吹き付けコンクリート、下塗用塗料（重防食）、低揮発性有機溶剤型の路面標示用水制塗料、再生材を用いた舗装用ブロック（焼成）、再生材を用いた舗装用ブロック類（プレキャスト無筋コンクリート製品）、バークたい肥、下水汚泥を用いた汚泥発酵肥料（下水汚泥コンポスト）、環境配慮型道路照明、再生プラスチック製中央分分離帯ブロック、陶磁器質タイル、フローリング、パーティクルボード、繊維板、木質系セメント板、ビニル系床材、照明制御システム、変圧器、吸収冷温水機、氷蓄熱式空調機器、ガスエンジンヒートポンプ式空気調和機、送風機、ポンプ、排水・通気用再生硬質ポリ塩化ビニル管、自動水栓、自動洗浄装置及びその組み込み小便器、洋風便器、排出ガス対応型建設機械、低騒音型建設機械

第 4 章　設計一般

第４章　設計一般

4-1　設計計算に用いる物理定数

1)　材料の単位重量　〔道示（共通）2.2〕

死荷重の算出には表 4-1-1 に示す単位重量を用いてもよい。ただし、実重量の明らかなものはその値を用いるものとする。

表 4-1-1　材料の単位重量　（kN/m^3）

材　　料	単位重量	材　　料	単位重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0	セメントモルタル※1	21.1
鋳鉄	71.0	木材(釘､ｶｽｶﾞｲ､ﾎﾞﾙﾄなどを含む) ※1	7.85
アルミニウム	27.5	歴青材（防水用）※1	10.8
鉄筋コンクリート	24.5	アスファルト舗装※1	22.6
ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ	24.5	石材	25.5
ダクタイル鋳鉄※1	70.1	砂・砂利・砕石	18.6
無筋コンクリート	23.0	ステンレス※2	79.0

※1「柔構造樋門（共通）3.2」を参考とした。
※2「デザインデータブック 6.3」を参考とした。

2)　鋼材　〔道示（共通）3.3〕

設計計算に用いる鋼材の物理定数の値は表 4-1-2 の値を用いてよい。

表 4-1-2　鋼材の物理定数　（N/mm^2）

種　　類	物理定数の値
鋼および鋳鋼のヤング係数	2.0×10^5
ＰＣ鋼線、ＰＣ鋼より線、ＰＣ鋼棒のヤング係数	2.0×10^5
鋳鉄のヤング係数	1.0×10^5
ダクタイル鋳鉄のヤング係数 ※1	1.6×10^5
鋼のせん断弾性係数	7.7×10^4
鋼の線膨張係数 ※2	12×10^{-6}
鋼および鋳鋼のポアソン比	0.30
鋳鉄のポアソン比	0.25
ダクタイル鋳鉄のポアソン比 ※1	0.28

※1「柔構造樋門（共通）4.1」を参考とした。
※2「ｺﾝｸﾘｰﾄ示方書（設計）5.3」を参考とした。

なお、プレストレストの減少量を算出する場合の PC 鋼材の見かけのリラクセーション率は、表 4-1-3 の値を標準とする。

ここで、高温の影響を受ける場合とは、蒸気養生を行う場合又は部材上縁に配置された PC 鋼材の純かぶりが 50mm 未満で加熱混合型アスファルト舗装を行う場合とする。

表 4-1-3　PC 鋼材の見かけのリラクセーション率（%）

PC 鋼材の種類	リラクセーション率		備　　考
	標準値	高温の影響を受ける場合	
PC 鋼線、PC 鋼より線	5	7	通　常　品
	1.5	2.5	低リラクセーション品
PC 鋼棒	3	5	通　常　品

〔道示（共通）3.3〕

これにより難い場合は、PC 鋼材の引張応力度に応じて測定されたリラクセーション率から、コンクリートのクリープ、乾燥収縮などの影響を考慮して別途に PC 鋼材の見かけのリラクセーション率を定めるものとする。

3)　コンクリート　〔道示（共通）3.3〕

(1)　コンクリートのヤング係数は下記の規定によるものとする。

①　鉄筋コンクリート構造物の不静定力あるいは弾性変形の算出及びプレストレストコンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数は表 4-1-4 の値とする。

②　鉄筋コンクリート部材の応力度の計算に用いるヤング係数比ｎは 15 とする。

表 4-1-4　コンクリートのヤング係数　（N/mm^2）

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
ヤング係数	2.35×10^4	2.5×10^4	2.65×10^4	2.8×10^4	3.1×10^4	3.3×10^4	3.5×10^4

〔道示（共通）3.3〕

(2)　コンクリートのせん断弾性係数は次式により算出するものとする。

$$G_c = \frac{E_c}{2.3}$$

ここに、　G_c ：コンクリートのせん断弾性係数　（N/mm^2）

E_c ：コンクリートのヤング係数　（N/mm^2）

(3)　コンクリート構造物における鋼材及びコンクリートの線膨張係数は 10×10^{-6} とする。

〔道示（共通）2.2〕

(4)　コンクリートのポアソン比は、弾性範囲内では、一般に 0.2 としてよい。ただし、引張りを受け、ひび割れを許容する場合は 0 とする。　〔コンクリート示方書（設計） 5.2〕

4)　杭体のヤング係数

表 4-1-5　杭体のヤング係数　N/mm^2）

鋼　管　杭	2.1×10^5
P　C　杭	3.3×10^4
P　H　C　杭	4.0×10^4
現　場　打　ち　杭	2.7×10^4
R　C　杭	3.1×10^4
S C 杭（コンクリート部）	3.5×10^4

4-2　耐震設計　〔耐震性能照査指針（Ⅱ）4〕

1)　地震動

地震動は、**「河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅱ.堤防編－」に準拠する。**

(1)　レベル２地震動

①　レベル２地震動は、②に規定する加速度応答スペクトルに基づいて設定するものとする。

②　レベル２地震動の加速度応答スペクトルは、原則として、耐震性能照査上の地盤面において与えるものとし、地震動の種別に応じて、それぞれ、式(4-2-1)及び(4-2-2)により算出するものとする。

$S_1 = c_{1Z} S_{10}$ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・式（4-2-1）

$S_2 = c_{2Z} S_{20}$ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・式（4-2-2）

ここに、

S_1　：レベル 2-1 地震動の加速度応答スペクトル（1gal 単位に丸める）

S_2　：レベル 2-2 地震動の加速度応答スペクトル（1gal 単位に丸める）

c_{1Z}　：(2) に規定する地域別補正係数

c_{2Z}　：(2) に規定する地域別補正係数

S_{10}　：レベル 2-1 地震動の標準加速度応答スペクトル（gal）であり、(3) に規定する地盤種別及び固有周期 T に応じて表-4-2-1 の値とする。

S_{20}　：レベル 2-2 地震動の標準加速度応答スペクトル（gal）であり、(3) に規定する地盤種別及び固有周期 T に応じて表-4-2-2 の値とする。

表 4-2-1　レベル 2-1 地震動の標準加速度応答スペクトル S_{10}

地盤種別	固有周期 T(s)に対する S_{10}（gal）		
Ⅰ種	$T < 0.16$ $S_{10} = 2{,}579T^{1/3}$	$0.16 \leqq T \leqq 0.6$ $S_{10} = 1{,}400$	$0.6 < T$ $S_{10} = 840/T$
Ⅱ種	$T < 0.22$ $S_{10} = 2{,}153T^{1/3}$	$0.22 \leqq T \leqq 0.9$ $S_{10} = 1{,}300$	$0.9 < T$ $S_{10} = 1{,}170/T$
Ⅲ種	$T < 0.34$ $S_{10} = 1{,}719T^{1/3}$	$0.34 \leqq T \leqq 1.4$ $S_{10} = 1{,}200$	$1.4 < T$ $S_{10} = 1{,}680/T$

表 4-2-2　レベル 2-2 地震動の標準加速度応答スペクトル S_{20}

地盤種別	固有周期 T(s)に対する S_{20}（gal）		
Ⅰ種	$T < 0.3$ $S_{20} = 4{,}463T^{2/3}$	$0.3 \leqq T \leqq 0.7$ $S_{20} = 2{,}000$	$0.7 < T$ $S_{20} = 1{,}104/T^{5/3}$
Ⅱ種	$T < 0.4$ $S_{20} = 3{,}224T^{2/3}$	$0.4 \leqq T \leqq 1.2$ $S_{20} = 1{,}750$	$1.2 < T$ $S_{20} = 2{,}371/T^{5/3}$
Ⅲ種	$T < 0.5$ $S_{20} = 2{,}381T^{2/3}$	$0.5 \leqq T \leqq 1.5$ $S_{20} = 1{,}500$	$1.5 < T$ $S_{20} = 2{,}948/T^{5/3}$

〔耐震性能照査指針（Ⅱ）4.2〕

(2) 地域別補正係数

地域別補正係数c_{1Z}、c_{2Z}は、地域区分に応じて表-4-2-3 の値とする。ただし、対象地点が地域区分の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとらなければならない。

表 4-2-3 地域別補正係数

地域区分	c_{1Z}	c_{2Z}
A1	1.2	1.0
A2	1.0	1.0
B1	1.2	0.85
B2	1.0	0.85
C	0.8	0.7

〔耐震性能照査指針（Ⅱ）4.3〕

(3) 耐震性能照査上の地盤種別

耐震性能照査上の地盤種別は、原則として次式で算出する地盤の特性値T_Gをもとに表 4-2-4 により区別するものとする。地表面が耐震性能照査上の基盤面と一致する場合はⅠ種地盤とする。耐震性能照査上の基盤面が現れない場合等T_Gの式で求めがたい場合には表 4-2-5 により地盤種別の分類を行ってもよい。〔道示（耐震）4.5〕※H14 年 3 月版

$$T_G = 4\sum_{i=1}^{n}\frac{H_i}{V_{si}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（4-2-3）}$$

ここに、 T_G ：地盤の特性値（ｓ）

H_i ：i番目の地層の厚さ（m）

V_{si} ：i番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/ｓ）

V_{si}は、弾性波探査や PS 検層によって測定することが望ましいが、実測値がない場合は次式によってＮ値から推定してもよい。

粘性土層の場合 $V_{si} = 100N_i^{1/3}$ （$1 \leqq N_i \leqq 25$）

砂質土層の場合 $V_{si} = 80N_i^{1/3}$ （$1 \leqq N_i \leqq 50$）

N_i ：標準貫入試験によるi番目の地層の平均N値

（N値が 0 の場合はV_{si}＝50m/ｓとしてよい。）

i ：当該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面までｎ層に区分されるときの地表面からi番目の地層の番号。

耐震設計上の基盤面とは、粘性土層の場合はN値が 25 以上、砂質土層の場合はＮ値が 50 以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度 300m/ｓ程度以上の地層面の上面をいう。

表 4-2-4 耐震設計上の地盤種別

地 盤 種 別	地盤の特性値T_G （sec）
Ⅰ 種	$T_G < 0.2$
Ⅱ 種	$0.2 \leqq T_G < 0.6$
Ⅲ 種	$0.6 \leqq T_G$

〔耐震性能照査指針（Ⅱ）4.4〕

表 4-2-5　沖積層厚と洪積層厚による地盤種別の区分

地盤種別	対 象 地 盤
Ⅰ　種	沖積層厚が 25m未満で、かつ、沖積層厚の 2 倍と洪積層厚の和が 10m以下の地盤
Ⅱ　種	沖積層厚が 25m未満で、かつ、沖積層厚の 2 倍と洪積層厚の和が 10mを超える地盤
Ⅲ　種	沖積層厚が 25m以上の地盤

〔道示（耐震）4.5〕※H14 年 3 月版

耐震性能照査上の地盤種別の概略の目安としては、Ⅰ種地盤は良好な洪積地盤および岩盤、Ⅲ種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤、Ⅱ種地盤はⅠ種地盤およびⅢ種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤と考えてよい。ここでいう沖積層には、崖崩れ等による新しい堆積層、表土、埋立土、及び軟弱層を含み、沖積層のうち締まった砂層、砂礫層、玉石層については洪積層として取り扱ってよい。

沖積層：約 2 万年前から現在まで河川が運んできた土砂の堆積物である。〔土木工学ハンドブック 3.2.3〕

2)　水中における見かけ震度　〔河川砂防（設Ⅰ）7.3.1〕

地震時の土圧を計算する場合、水中における見かけ震度は次式によって各震度ごと（通常 2～3m）に計算することを原則とする。

$$K_h' = \frac{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + \gamma_w \cdot h_2 + W}{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + W} \times K_h$$

ここに、　K_h' ：水中の見かけ震度

γ ：土の空中の単位体積重量（KN/m³）｛tf/m³｝

γ' ：土の水中の見かけ単位体積重量（KN/m³）｛tf/m³｝

γ_w ：水の単位体積重量（KN/m³）｛tf/m³｝

h_1 ：水面上の土層厚さ（m）

h_2 ：水面下の土層厚さ（m）

W ：載荷重（KN/m²）｛tf/m²｝

K_h ：空中の水平震度

(注)　鋼矢板二重式仮締切の設計に示されている見かけ震度の式 K_h' は、上式において $W=0$、$h_1=0$ とし、$(\gamma' + \gamma_w) = \gamma_{sat}$ を、水で飽和された土の空気中の単位体積重量として求めた場合である。

$$K_h' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} K_h$$

4-3　許容応力度

1)　コンクリート

(1)　構造物別コンクリートの呼び強度　〔特仕 1編　共通編　第３章〕

表 4-3-1　コンクリートの呼び強度

種 類	コンクリートの種類	呼び強度 N/㎟	スランプ cm	粗骨材の最大寸法 ㎜	セメントの種類	単位セメント量 kg	空気量 %	ＪＩＳ規格の有無	摘　要
（鉄筋コンクリート） 水門・排水機場(上屋を除く)・堰橋台・橋脚・管渠類・鉄筋コンクリート擁壁・樋門・樋管	普通	24	8	25	BB	－	4.5	○	
河川護岸及び砂防護岸に使用する石積(張)胴裏込	〃	18	8	25	〃	－	4.5	○	
厚 16cm 未満の側溝・集水桝・石積(張)胴裏込・管渠	〃	18	8	25	〃	－	4.5	○	
重力擁壁・モタレ擁壁	〃	18	8	40	〃	－	4.5	○	
重力式橋台	〃	21	8	40	〃	－	4.5	○	
均しコンクリート	〃	18	8	40	〃	－	4.5	○	
(河川)護岸基礎・根固ブロック・護岸コンクリート張(平場)・堰(無筋)	〃	18	5	40	〃	－	4.5	○	
(河川)護岸コンクリート張（法面）	〃	18	3	40	〃	－	4.5	－	
(河川・海岸)護岸均しコンクリート	〃	－	3	25	〃	170以上	－	－	
（海岸）波返し・表法張・基礎	〃	24	8	40	〃	－	4.5	○	
（海岸）無筋コンクリート擁壁	〃	24	8	40	〃	－	4.5	○	
（海岸）根固ブロック 10t 以上	〃	24	5	80	〃	－	(4.0)	－	

〔特仕 1編　1-3-3-2〕

①　コンクリート構造物に使用するコンクリートの水セメント比は鉄筋コンクリートについては 55%以下、無筋コンクリートについて 60%以下とする。

②　川裏に設置する構造物で流水の影響のない場合はコンクリートの呼び強度を 18N/㎟ とする(高潮区間含む)。階段 → 18-5-40（高炉）

③　その他、表 4-3-1 に記載なき工種については「特仕」第 1 編共通編第 3 章無筋・鉄筋コンクリートを参照する。

(2)　コンクリートの許容応力度　〔道示（共通）3.2〕

コンクリートは原則として表 4-3-2 の設計基準強度以上のものを用いるものとする。

表 4-3-2　コンクリートの最低設計基準強度　　（N/mm^2）

部材の種類		最低設計基準強度
無筋コンクリート部材		18
鉄筋コンクリート部材		21
プレストレストコンクリート部材	プレテンション方式	36
	ポストテンション方式	30

〔道示（共通）3.2〕

① 鉄筋コンクリート部材

a. 大気中で施工する鉄筋コンクリート部材 〔擁壁工指針 4-5〕

コンクリートの許容圧縮応力度、許容せん断応力度及び許容付着応力度は、表 4-3-3 に示す値とする。

ただし、許容付着応力度は、直径 51mm 以下の鉄筋に対して適用する。

表 4-3-3 コンクリートの許容応力度 （N/mm^2）

応力度の種類 ＼ コンクリート設計基準強度（σ_{ck}）		21	24	27	30	40
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0	14.0
	軸圧縮応力度	5.5	6.5	7.5	8.5	11.0
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合（τ_{a1}）	0.22	0.23	0.24	0.25	0.27
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合（τ_{a2}）	1.6	1.7	1.8	1.9	2.4
	押抜きせん断応力度（τ_{a3}）	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20
付着応力度	異形棒鋼	1.4	1.6	1.7	1.8	2.0

〔擁壁工指針 4-5〕

ただし、コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 τ_{a1} は、部材断面の有効高 d、軸方向引張り鉄筋比 P_t、軸方向圧縮力の影響を考慮して補正を行うものとする。

補正あたっては、「道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編 4.2」を参照されたい。

また、コンクリートの許容支圧応力度は、次式により算出するものとする。

$$\sigma_{ba}=\left(0.25+0.05\frac{A_c}{A_b}\right)\sigma_{ck} \qquad \text{ただし } \sigma_{ba} \leqq 0.5\,\sigma_{ck}$$

ここに、σ_{ba} ：コンクリートの許容支圧応力度 （N/mm^2）

A_c ：局部載荷の場合のコンクリート面の全面積 （mm^2）

A_b ：局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 （mm^2）

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 （N/mm^2）

ただし、支圧面積のとり方については、次の事項に注意しなければならない。

ｲ. A_c と A_b の重心は一致すること。

ﾛ. A_c の幅、長さはそれぞれ A_b の幅、長さの 5 倍以下とする。

ﾊ. A_b が多数ある場合は、各々の A_c は重複してはならない。

ﾆ. A_b の背面は支圧力の作用方向に直角な方向に生じる引張力に対して、格子状の鉄筋などで補強しなければならない。

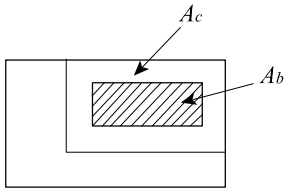


図 4-3-1 支圧面積のとり方

b. 水中で施工する鉄筋コンクリート部材 〔道示（下部）4.2〕

水中で施工するコンクリート部材のうち場所打ち杭及び地中連続壁のコンクリートの許容応力度は、表 4-3-4 の値とする。ただし、コンクリートの配合は、単位セメント量 350 kg/m^3以上水セメント比 55%以下、スランプ 180～210 mmを原則とする。

表 4-3-4 水中で施工する場所打ち杭及び地中連続壁のコンクリートの許容応力度 （N/mm^2）

コンクリートの呼び強度		30	36	40
水中コンクリートの設計基準強度（σ_{ck}）		24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	8.0	9.0	10.0
	軸圧縮応力度	6.5	7.5	8.5
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合（τ_{a1}）	0.23	0.24	0.25
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合（τ_{a2}）	1.7	1.8	1.9
付着応力度（異形棒鋼）		1.2	1.3	1.4

〔道示（下部）4.2〕

② 無筋コンクリート部材 〔道示（下部）4.2〕

無筋コンクリート部材におけるコンクリートの許容応力度は、表 4-3-5 の値とする。

表 4-3-5 コンクリートの許容応力度 （N/mm^2）

応力度の種類	許容応力度	備考
圧縮応力度	$\frac{\sigma_{ck}}{4}$ ≦5.5	σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 σ_{tk} ：コンクリートの設計基準引張強度 （JIS A113 の規定による）
曲げ引張応力度	$\frac{\sigma_{tk}}{7}$ ≦0.3	
支圧応力度	$0.3\sigma_{ck}$ ≦6.0	

〔道示（下部）4.2〕

③ 既製コンクリート杭 〔道示（下部）4.2〕

PHC 杭及び SC 杭のコンクリート許容応力度は、表 4-3-6 に規定する値とする。

表 4-3-6 RC、PHC 杭及び SC 杭のコンクリートの許容応力度 （N/mm^2）

杭種 / 応力度の種類	PHC 杭	SC 杭
設計基準強度	80.0	80.0
曲げ圧縮応力度	27.0	27.0
軸圧縮応力度	23.0	23.0
曲げ引張応力度	0	－
せん断応力度	0.85	0.85

なお、地震の影響（EQ）を考慮するときの PHC 杭のコンクリートの許容曲げ引張応力度は、下表の値とする。

有効プレストレス σ_{ce}	3.9≦ σ_{ce} ＜7.8	7.8≦ σ_{ce}
曲げ引張応力度	3.0	5.0

〔道示（下部）4.2〕

表 4-3-7　基礎杭の底版コンクリートの許容応力度　　（N/mm^2）

杭頭部の照査項目	常時	地震時
許容垂直支圧応力度	10.5	15.7
許容水平支圧応力度	6.0	9.0
許容押抜せん断応力度	0.85	

注）上表は、σ_{ck} =21（N/mm^2）の場合について、本章　表 4-3-3 及び表 4-3-5 によって算出したものである。

④　プレストレストコンクリート部材に対する許容応力度　〔道示（ｺﾝｸﾘｰﾄ橋）3.2〕

a.　コンクリートの許容圧縮応力度は表 4-3-8 の値とする。なお、二方向から同時に曲げモーメントを受ける場合の許容曲げ圧縮応力度は、長方形断面の許容値に 1.0 N/mm^2 を加えた値とする。

表 4-3-8　コンクリートの許容圧縮応力度　　（N/mm^2）

応力度の種類 ＼ コンクリートの設計基準強度			30	40	50	60
プレストレッシング直後	曲げ圧縮応力度	1) 長方形断面の場合	15.0	19.0	21.0	23.0
		2) T形及び箱形断面の場合	14.0	18.0	20.0	22.0
	3) 軸圧縮応力度		11.0	14.5	16.0	17.0
その他	曲げ圧縮応力度	4) 長方形断面の場合	12.0	15.0	17.0	19.0
		5) T形及び箱形断面の場合	11.0	14.0	16.0	18.0
	6) 軸圧縮応力度		8.5	11.0	13.5	15.0

〔道示（ｺﾝｸﾘｰﾄ橋）3.2〕

b.　コンクリートの許容引張応力度は表 4-3-9 の値とする。

表 4-3-9　コンクリートの許容引張応力度　　（N/mm^2）

応力度の種類 ＼ コンクリートの設計基準強度			30	40	50	60
曲げ引張応力度	1) プレストレッシング直後		1.2	1.5	1.8	2.0
	2) 活荷重及び衝撃以外の主荷重		0	0	0	0
	主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重	3) 床版及びプレキャストセグメント橋におけるセグメント継目	0	0	0	0
		4) その他の場合	1.2	1.5	1.8	2.0
5) 軸引張応力度			0	0	0	0

〔道示（ｺﾝｸﾘｰﾄ橋）3.2〕

(3)　主要コンクリートの均しコンクリートの厚さについて

厚さ 10 ㎝を標準とする。ただし、地盤条件が良くないと判断される場合は 20 ㎝として良い。

2) 使用鋼材

(1) 標準とする鋼材 〔道示（共通）3.1〕

鋼材などは、表 4-3-10 の規格に適合するものを標準とする。

表 4-3-10 標準とする鋼材 (JIS)

鋼材の種類	規格		鋼材記号
構造用鋼材	JIS G 3101	一般構造用圧延鋼材	SS400
	JIS G 3106	溶接構造用圧延鋼材	SM400、SM490、SM490Y、SM520、SM570
	JIS G 3114	溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材	SMA400W、SMA490W、SMA570W
鋼管	JIS G 3444	一般構造用炭素鋼管	STK400、STK490
	JIS A 5525	鋼管杭	SKK400、SKK490
	JIS A 5530	鋼管矢板	SKY400、SKY490
鋼矢板※1	JIS A 5528	熱間圧延鋼矢板	SY295
ダクタイル鋳鉄管※1	JIS G 5526	ダクタイル鋳鉄管	FCD420
	JIS G 5527	ダクタイル鋳鉄異形管	FCD420
線材	JIS G 3536	PC 鋼線及び PC 鋼より線	SWPR1、SWPD1、SWPR2、SWPR7、SWPR19
棒鋼	JIS G 3112	鉄筋コンクリート用棒鋼	SR235、SD295A、SD295B、SD345、SD390、SD490
	JIS G 3109	PC 鋼棒	SBPR 785/1030、SBPR 930/1080 SBPR 930/1180

※1「柔構造樋門（共通）4.1」を参考とした。

(2) 構造用鋼材及び鋼管の許容応力 〔道示（下部）4.4〕

表 4-3-11 鋼材の板厚 40mm 以下 （N/mm^2）

区分 ＼ 応力度の種類 ＼ 鋼材記号			SS 400 SM 400 SMA 400W SKK 400 SKY 400 STK 400	SM 490 SKK 490 SKY 490	SM 490Y SM 520 SMA490W	SM 570 SMA570W
母材部		引張	140	185	210	255
		圧縮	140	185	210	255
		せん断	80	105	120	145
溶接部	工場溶接 全断面溶込みグループ溶接	引張	140	185	210	255
		圧縮	140	185	210	255
		せん断	80	105	120	145
	工場溶接 すみ肉溶接、部分溶込みグループ溶接	せん断	80	105	120	145
	現場溶接	引張 圧縮 せん断	原則として工場溶接と同じ値とする。			

〔道示（下部）4.4〕

注 1) ただし、SS400 は溶接構造に用いてはならない。

2) **ゲート・ポンプの使用鋼材については、ダム・堰施設技術基準(案)、揚排水ポンプ設備技術基準(案)によるものとする。**

(3) 鋼矢板

① 鋼矢板の許容応力度 〔仮設工指針 2-6〕

表 4-3-12 鋼矢板母材の許容応力度 （N/mm^2）

鋼材記号 ＼ 応力の種類	SY235 (軽量鋼矢板)	SY295	SY390
曲げ引張応力度	140	180	235
曲げ圧縮応力度	140	180	235
せん断応力度	80	100	130

注）SY295 及び SY390 の使用に当っては、経済比較を行なうことを標準とする。
許容応力度は仮設構造物工指針の値を 1.5 で除したものである。

② 鋼矢板の断面性能 〔鋼矢板 設計から施工まで〕

表 4-3-13 標準型・改良型 鋼矢板寸法及び断面性能

種類	寸法			断面積	質量	I′ 断面二次モーメント	Z′ 断面係数	継手効率 α_1=0.8、α_2=1.0 腐食代 前面 1mm 背面 1mm			継手効率 α_1=0.8、α_2=1.0 腐食代 前面 2mm 背面 1mm		
	mm W	mm h	mm t	1m当り cm^2/m	1m当り kg/m	壁幅1m当り cm^4/m	壁幅1m当り cm^3/m	腐食率 (%)	断面二次モーメント I. cm^4/m	断面係数 Z. cm^3/m	腐食率 (%)	断面二次モーメント I. cm^4/m	断面係数 Z. cm^3/m
I_A	400	85	8.0	113.0	35.5	4,500	529	76	2,736	402	63	2,268	333
II	400	100	10.5	153.0	48.0	8,740	874	81	5,664	708	71	4,964	621
III	400	125	13.0	191.0	60.0	16,800	1,340	85	11,424	1,139	77	10,349	1,032
IV	400	170	15.5	242.5	76.1	38,600	2,270	86	26,557	1,952	80	24,704	1,816
V_L	500	200	24.3	267.6	105	63,000	3,150	91	45,864	2,867	86	43,344	2,709
VI_L	500	225	27.6	306.0	120	86,000	3,820	92	63,296	3,514	87	59,856	3,323

注） I＝I′×(継手効率)×(腐食率)　　Z＝Z′×(継手効率)×(腐食率)

表 4-3-14 広幅型、**ハット型** 鋼矢板寸法及び断面性能

種類	寸法			断面積	質量	I′ 断面二次モーメント	Z′ 断面係数	継手効率 α_1=0.8、α_2=1.0 腐食代 前面 1mm 背面 1mm			継手効率 α_1=0.8、α_2=1.0 腐食代 前面 2mm 背面 1mm		
	mm W	mm h	mm t	1m当り cm^2/m	1m当り kg/m	壁幅1m当り cm^4/m	壁幅1m当り cm^3/m	腐食率 (%)	断面二次モーメント I. cm^4/m	断面係数 Z. cm^3/m	腐食率 (%)	断面二次モーメント I. cm^4/m	断面係数 Z. cm^3/m
II_w	600	130	10.3	131.2	61.8	13,000	1,000	81	8,424	810	70	7,280	700
III_w	600	180	13.4	173.2	81.6	32,400	1,800	85	22,032	1,530	77	19,958	1,386
IV_w	600	210	18.0	225.5	106	56,700	2,700	88	39,917	2376	83	37,649	2,241
10H	900	230	10.8	122.2	96	10,500	902	79	8,300	713	−	−	−
25H	900	300	13.2	160.4	126	24,400	1,610	82	20,000	1,320	−	−	−
45H	900	368	15.0	207.8	163	45,000	2,450	85	38,300	2,080	−	−	−
50H	900	370	17.0	236.3	186	51,100	2,760	87	44,500	2,400	−	−	−

〔鋼矢板 設計から施工まで〕一部加筆

(4) ダクタイル鋳鉄管 〔柔構造樋門（共通）4.3〕

表 4-3-15 ダクタイル鋳鉄管の機械的性質（JIS G5526、JIS G5527）

引張強さ （N/mm^2）	伸び（%）	ブリネル硬さ（HB）
420 以上	10 以上	230 以下

(5) PC 鋼材

① PC 鋼棒の標準径及び公称断面積 〔道示（共通）3.1〕

表 4-3-16 PC 鋼棒の標準径及び公称断面積

呼び名	標準径 (mm)	ねじの呼び	ピッチ (mm)	公称断面積 (mm^2)	単位質量 (kg/m)
9.2 mm	9.2	M10	1.25	66.48	0.52
11 mm	11.0	M12	1.5	95.03	0.75
13 mm	13.0	M14	1.5	132.7	1.04
17 mm	17.0	M18	1.5	227.0	1.78
23 mm	23.0	M24	2.0	415.5	3.26
26 mm	26.0	M27	2.0	530.9	4.17
32 mm	32.0	M33	2.0	804.2	6.31

〔道示（共通）3.1〕

② PC 鋼材の許容引張応力度は表 4-3-17 の値とする。

表 4-3-17 PC 鋼材の許容引張応力度 〔道示（コンクリート橋）3.4〕

応力度の状態	許容引張応力度	備 考
(1) プレストレッシング中	$0.80\sigma_{pu}$ あるいは $0.90\sigma_{py}$ のうち小さい値の方	σ_{pu} ：PC 鋼材の引張強さ
(2) プレストレッシング直後	$0.70\sigma_{pu}$ あるいは $0.85\sigma_{py}$ のうち小さい値の方	σ_{py} ：PC 鋼材の降伏点
(3) 設計荷重作用時	$0.60\sigma_{pu}$ あるいは $0.75\sigma_{py}$ のうち小さい値の方	(N/mm^2)

〔道示（コンクリート橋）3.4〕

PC 鋼材の許容引張応力度を表 4-3-17 の条件に従って算出した結果を表 4-3-18 に示す。

表 4-3-18 PC 鋼材の許容引張応力度〔道示（コンクリート橋）3.4〕 (N/mm^2)

PC 鋼材の種類 ＼ 許容引張応力度				プレストレッシング中	プレストレッシング直後	設計荷重作用時
鋼線	SWPR1AN SWPR1AL SWPD1N SWPD1L		5 mm	1260	1120	960
			7 mm	1170	1050	900
			8 mm	1125	1015	870
			9 mm	1080	980	840
	SWPR1BN SWPR1BL		5 mm	1350	1190	1020
			7 mm	1260	1120	960
			8 mm	1215	1085	930
鋼より線	SWPR2N SWPR2L		2.9 mm (2 本より)	1530	1365	1170
	SWPR7AN（7 本より） SWPR7AL（7 本より）			1305	1190	1020
	SWPR7BN（7 本より） SWPR7BL（7 本より）			1440	1295	1110
	SWPR19N SWPR19L (19 本より)		17.8 mm	1440	1295	1110
			19.3 mm	1440	1295	1110
			20.3 mm	1440	1260	1080
			21.8 mm	1440	1260	1080
			28.6 mm	1350	1260	1080
鋼棒	丸棒 A 種	2 号	SBPR785/1030	706	667	588
	丸棒 B 種	1 号	SBPR930/1080	837	756	648
		2 号	SBPR930/1180	837	790	697

〔道示（コンクリート橋）3.4〕

(6) タイ材

許容引張荷重は表 4-3-19 にて計算する。

表 4-3-19 許容引張荷重

種別	名称	材料	許容引張荷重	
			常時	地震時
タイロッド	タイロッド	普通鋼・高張力鋼	保証降伏点荷重×0.4	保証降伏点荷重×0.6
タイワイヤー	タイロープ	ワイヤーロープ（硬鋼線）	破断荷重×1/4.0	破断荷重×1/3.0
	タイブル	ＰＣ鋼より線（ピアノ線）	破断荷重×1/3.8	破断荷重×1/2.5
	タイケーブル	ＰＣ鋼より線（ピアノ線）	破断荷重×1/3.8	破断荷重×1/2.5

注）上記基準は運輸省港湾局監修、港湾の施設の技術上の基準・同解説及び鋼矢板　鋼管杭協会によって定めた。

(7) 鉄筋コンクリート用棒鋼　〔道示（下部）4.3〕

① 鉄筋の許容応力度は、直径 51 ㎜以下の鉄筋に対して表 4-3-20 の値とする。

表 4-3-20 鉄筋の許容応力度　（N/mm^2）

応力度、部材の種類＼鉄筋の種類			SD345	SD390	SD490
引張応力度	1) 活荷重及び衝撃以外の主荷重が作用する場合(はり部材等)		100	100	100
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含まない場合の基本値	2) 一般の部材	180	180	180
		3) 水中又は地下水位以下に設ける部材	160	160	160
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含む場合の基本値	4) 軸方向鉄筋	200	230	290
		5) 上記以外	200	200	200
	6) 鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の基本値		200	230	290
7) 圧縮応力度			200	230	290

〔道示（下部）4.3〕

② ガス圧接継手の許容応力度は、十分な試験及び管理を行なう場合、母材の許容応力度と同等としてよい。

③ SD295A、B の設計の取り扱いについては、設計法上、使用法を区別することが困難なため、SD295A で実施してもよい。

なお、標準設計等の使用法が確立されれば、その時点で使用法を決める予定である。

④ 構造物コンクリート設計基準強度と鉄筋の種類

表 4-3-21 構造物コンクリート設計基準強度と鉄筋の種類

構造物名	ｺﾝｸﾘｰﾄ設計基準強度	鉄筋の種類	摘要
函渠類、鉄筋コンクリート擁壁	24- 8 -25BB(55)	SD345	
場所打ち杭 水中：ﾍﾞﾉﾄ杭・ﾘﾊﾞｰｽ杭	30-15-25BB(55)	SD345	単位ｾﾒﾝﾄ量 350 kg/m³ 以上
場所打ち杭 大気中：深礎杭	24- 8 -25BB(-)	SD345	
水門・樋門・堰 樋管・排水機場（上屋を除く）	24- 8 -25BB(-)	SD345	

注1) 擁壁等において、基礎杭（場所打ち杭）を行なう場合は上記場所打ち杭を適用する。

注2) コンクリート設計基準強度覧の（ ）内は水セメント比。

⑤ 定尺長及び継手長

a. Ｌ＝12ｍを標準とする。（規格 3.5m～12m　0.5mピッチ）

ただし、標準設計については、その設計の定尺長を用いてもよい。 〔構造マニュアル（樋門）2.2,2.4〕

b. 鉄筋加工の単純化を図るため、定尺鉄筋（50ｃｍピッチ）の使用を原則とし、重ね継手長を長くすることで調整する。ただし、スターラップ、組立筋、ハンチ筋はこの限りではない。

ｲ. ユニット鉄筋を使用しない場合

$$\ell_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{0a}} \phi$$

ﾛ. ユニット鉄筋を使用する場合

$$\ell_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{0a}} \phi \times 1.3$$

ここに、ℓ_a　：重ね継手長（10㎜ 単位に切り上げ）（mm）

σ_{sa}　：重ね継手長を算出する際の鉄筋の許容引張応力度（N/mm^2）

τ_{0a}　：コンクリートの許容付着応力度（N/mm^2）

ϕ　：鉄筋の直径（mm）

1.3　：割増し係数

(8) 異形棒鋼の単位質量及び標準寸法　〔道示（共通）3.1〕

表 4-3-22　異形棒鋼の単位質量及び標準寸法

呼び名	単位質量（kg/m）	公称直径（ｄ）（㎜）	公称断面積（Ｓ）（㎜²）	公称周長（l）（㎜）
D13	0.995	12.7	126.7	40
D16	1.56	15.9	198.6	50
D19	2.25	19.1	286.5	60
D22	3.04	22.2	387.1	70
D25	3.98	25.4	506.7	80
D29	5.04	28.6	642.4	90
D32	6.23	31.8	794.2	100
D35	7.51	34.9	956.6	110
D38	8.95	38.1	1140	120
D41	10.5	41.3	1340	130
D51	15.9	50.8	2027	160

〔道示（共通）3.1〕

3) 許容応力度の割増し

(1) コンクリートの構造・鋼構造 〔道示（下部）4.1〕

表 4-3-23 許容応力度の割増し係数

荷重の組合せ			割増し係数	
			鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄ構造 無筋ｺﾝｸﾘｰﾄ構造	鋼構造
1)	主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)		1.00	1.00
2)	主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋温度変化の影響(T)		1.15	1.15
3)	主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋風荷重(W)		1.25	1.25
4)	主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋温度変化の影響(T)+風荷重(W)		1.35	1.35
5)	主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋制動荷重(BK)		1.25	1.25
6)	主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋衝突荷重(CO)		1.50	1.70
7)	活荷重及び衝撃以外の主荷重＋地震の影響(EQ)		1.50	1.50
8)	施工時荷重(ER)の組合せ	完成後の応力度が著しく低くなる場合	1.50	1.50
		完成後の応力度が許容応力度と同程度になる場合	1.25	1.25

〔道示（下部）4.1〕

(2) プレストレストコンクリートの許容引張応力度の割増し 〔道示（ｺﾝｸﾘｰﾄ橋）3.2〕

従荷重及び従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合のコンクリートの許容引張応力度は、表 4-3-24 の値とする。ただし、施工時荷重に施工中の風荷重または地震の影響を考慮する場合の許容応力度は、表 4-3-24 の値にかかわらず、架橋地点の条件、施工時点の条件、施工中の構造系などを考慮し、別途に定めるものとする。

表 4-3-24 コンクリートの許容引張応力度 （N/mm^2）

荷重の組合せ ＼ コンクリートの設計基準強度		30	40	50	60
1)	主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋温度変化の影響(T)	1.7	2.0	2.3	2.5
2)	主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋風荷重(W)	2.2	2.5	2.8	3.0
3)	主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋温度変化の影響(T)+風荷重(W)	2.2	2.5	2.8	3.0
4)	主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋制動荷重(BK)	2.2	2.5	2.8	3.0
5)	主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋衝突荷重(CO)	－	－	－	－
6)	活荷重及び衝撃以外の主荷重＋地震の影響(EQ)	－	－	－	－
7)	風荷重（W）	2.0	2.3	2.6	2.8
8)	施工時荷重（ER）	2.2	2.5	2.8	3.0

〔道示（ｺﾝｸﾘｰﾄ橋）3.2〕

4-4　土の工学的分類 （日本統一土質分類法）〈JSF M. 111-1990〉

〔土質試験の方法と解説 第 4 編第 2 章〕

1)　用語の定義

土質工学会基準における土の工学的分類とは、土の観察、粒度組成、液性限界および塑性指数などに基づいて、土質材料を分類することをいう。

土質材料とは、地盤の構成材料のうち粒径 75mm 未満のものをいう。

【補足事項】

土質材料は、図 4-4-1 に示す各粒径を境にして粒径区分をし、各々の区分範囲の粒子を図 4-4-1 に示す呼び名で表す。ある区分に属する構成粒子を意味するときは、各呼び名にそれぞれ「粒子」という言葉をつけ、またある区分に属する構成分を意味するときは、各呼び名にそれぞれ「分」という言葉をつけて表す。

粒径

5μm	75μm	425μm	2mm	4.75mm	19mm	75mm
粘　土	シルト	細砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫
		砂		礫		

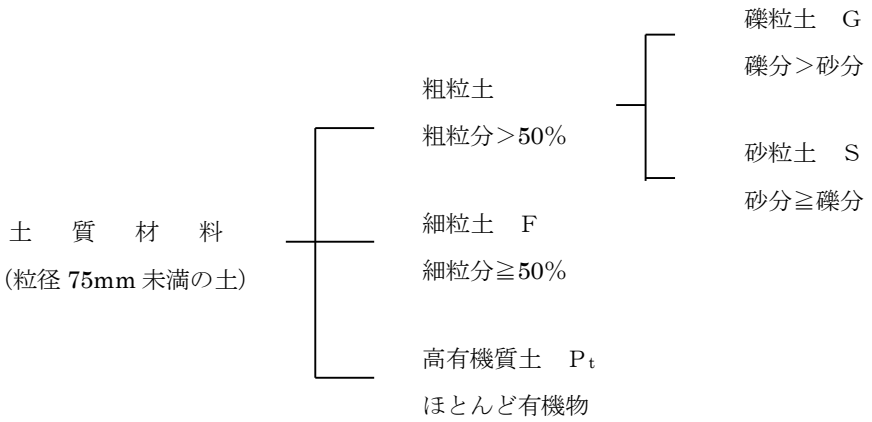
〔土質試験の方法と解説 第 4 編第 2 章〕

図 4-4-1　粒径区分とその呼び名

2)　土の分類

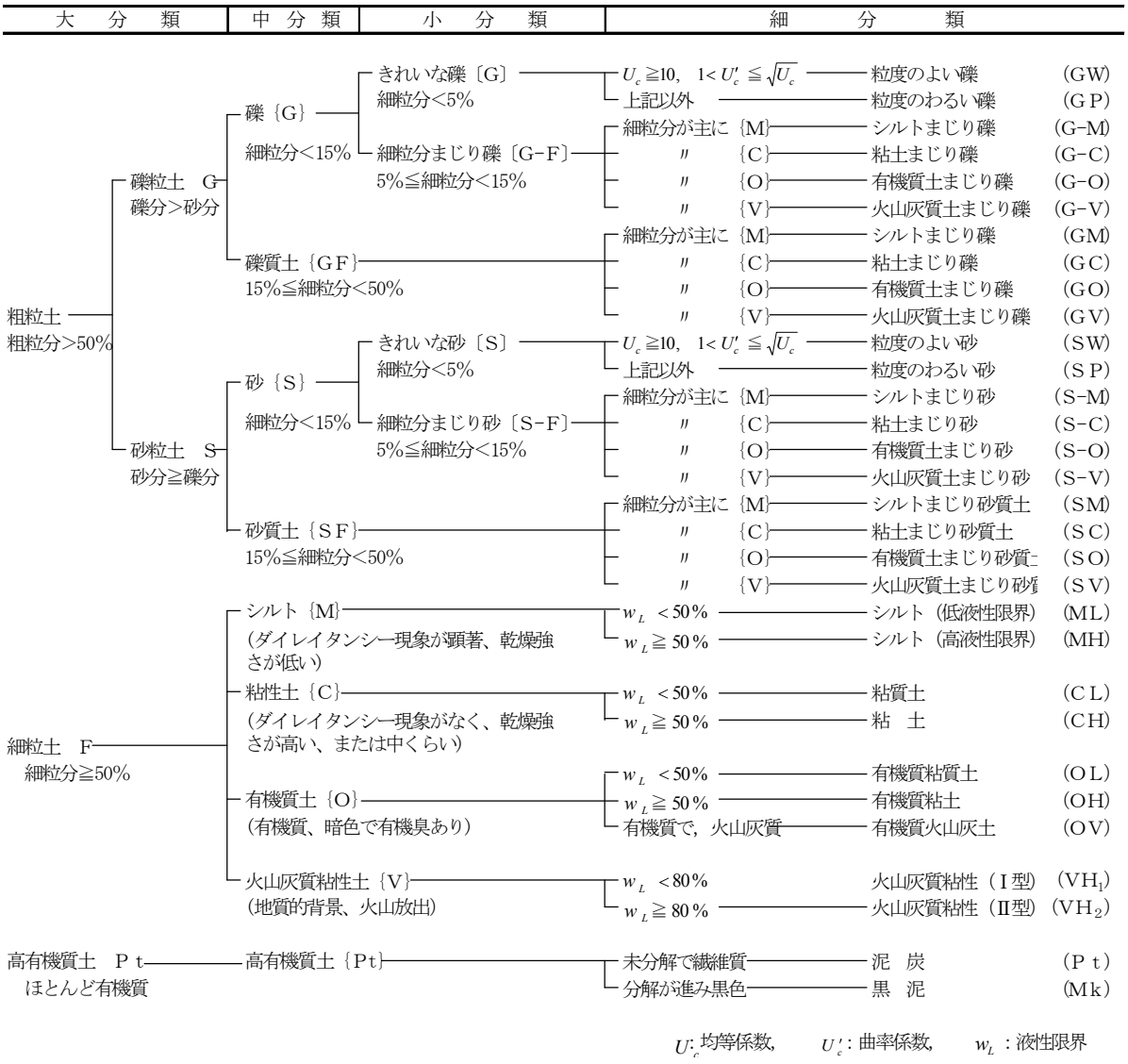
土の分類は、大分類、中分類、小分類、細分類の 4 段階として、目的に応じた分類段階まで分類するものとする。

土の観察等、土の粒度組成、液性限界および塑性指数に基づいて、土の工学分類体系(図 4-4-2、図 4-4-3)及び塑性図(図 4-4-4)に従って分類を行い、土の分類名と分類記号を求める。



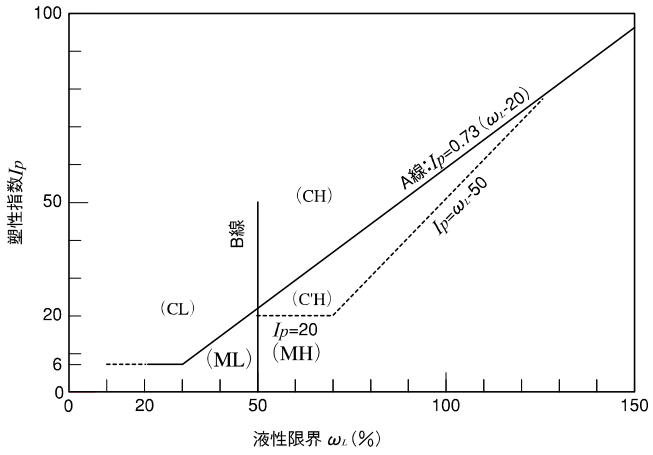
〔土質試験の方法と解説 第 4 編第 2 章〕

図 4-4-2　土の工学的分類体系（大分類）



〔土質試験の方法と解説 第４編第２章〕

図 4-4-3 土の工学的分類体系



〔土質試験の方法と解説 第４編第２章〕

図 4-4-4 塑性図

(1) 大分類

粗粒分または細粒分の含有率、および有機物の含有割合によって、図 4-4-2 に従って大分類を行う。ここでいう粗粒分は 75μm～75mm の構成分の含有率、細粒分は 75μm 未満の構成分の含有率をいう。また、礫分は 2mm～75mm の構成分の含有率、砂分は 75μm～2mm の構成分の含有率をいう。

(2) 中分類、小分類、細分類

大分類した土は、図 4-4-3 の土の工学的分類体系に従って、中分類、小分類、細分類する。

① 礫粒土Gの分類

a. 「礫粒土G」は細粒分によって、「礫｛G｝」と、「礫質土｛ＧＦ｝」に中分類し、さらに「礫｛G｝」を小分類する。

b. 小分類の「きれいな礫｛G｝」は、均等係数U_cと曲率係数U_c'によって「粒度のよい礫（GW)」と「粒度のわるい礫（ＧＰ)」に細分類する。

c. 小分類の「細粒分まじり礫｛G-Ｆ｝」は、塑性図および観察等に基づいて、細粒分が主にシルト｛M｝、粘性土｛C｝、有機質土｛O｝、火山灰質粘性土｛V｝のいずれかによって細分類する。

d. 中分類の「礫質土｛ＧＦ｝」は、ｃと同じ方法で細分類する。

② 砂粒土Ｓの分類

(1)の礫粒土Gの分類と同じ方法で分類する。

③ 細粒土 F の分類

a. 「細粒土 F」は観察等によって「シルト｛M｝」、「粘性土｛C｝」、「有機質土｛O｝」、「火山灰質粘性土｛V｝」に中分類する。

b. 中分類の「シルト｛M｝と粘性土｛C｝」は塑性図に基づいて細分類する。

c. 中分類の「有機質土｛O｝」は液性限界および観察等に基づいて細分類する。

d. 中分類の「火山灰質粘性土｛V｝」は液状限界に基づいて細分類する。

④ 高有機質土P_tの分類

「高有機質土P_t」は分解度に基づいて細分類する。

【補足事項】

① 土の工学的分類体系（図 4-4-3）において、分類記号の括弧のないものは大分類、｛ ｝は中分類、〔 〕は小分類、( ) は細分類を示す。

② 分類記号は表 4-4-1 に示す英文字と記号で表す。必要に応じて、副記号と補助記号を用いて次の表示ができる。

a. 表 4-4-1 のP_u、P_sは、礫または砂に対して用い、例えば（GP_u）（GP_s）と表示する。

b.「まじり」を表す場合は、分類記号と分類記号の間にハイフンを挿入し、例えば〔G-F〕(G-M) と表示する。

c.〔Ｓ-Ｆ〕および（Ｓ-M）において、「まじり」と合わせて「粒度のよい」、「粒度のわるい」を表す場合は、ハイフンを副記号のW、Ｐで置き換え、例えば〔ＧＷＦ〕（ＧＰM）〔ＳＷＦ〕（ＳＰM）と表示する。

d. 礫粒子を含む場合は、「礫まじり」の言葉を分類名につけ、分類記号の末尾にｇを添え、例えば〔Ｓｇ〕｛Ｃｇ｝（ＣＬｇ）（ＳＷＭｇ）と表示する。

③ 廃棄物の分類記号は、一般廃棄物、産業廃棄物とも｛W｝と表示する。

④ 粒度試験、液性限界・塑性限界試験の結果を用いないで、観測等のみによって分類する場合は、分類記号に上線または記号の前に＊を付け、試験結果に基づいた分類と区別にする。例えば（$\overline{\text{GP}}$）または（＊ＧＰ）と表示する。ただし、大分類、中分類の分類記号、および細分類の「有機質火山灰土（ＯＶ)」「泥灰（Ｐt)」「黒泥（Mk)」の分類記号には使用しない。

⑤ 必要に応じて、埋立、盛土などによる人工地盤の土は、分類記号に下線または記号の前に＃を付け、自然堆積地盤の土と区分する。例えば、（$\underline{\text{SW}}$）または（＃ＳＷ）と表示する。

⑥ 観察等によって「粘性土｛C｝」と判断された土において、液性限界と塑性指数を塑性図にプロットしたとき、 A線と破線の間に入る場合は「粘土（C'H)」と表示する。

表 4-4-1 分類記号の意味

記号		意　味
主記号	G	礫粒土（G-soils）または礫（Gravel）
	S	砂粒土（S-soils）または砂（sand）
	F	細粒土（Fine soils）
	M	シルト（Mo：スウェーデン語のシルト）
	C	粘性土（Cohesive soils）または粘土（Clay）
	O	有機質土（Organic soils）
	V	火山灰質粘性土（Volcanic cohesive soils）
	Pt	高有機質土（Highly organic soils）または泥炭（Peat）
	Mk	黒泥（Muck）
副記号	W	粒度のよい（Well-graded）
	P	粒度のわるい（Poorly graded）
	L	低液性限界（w_L＜50%）（Low liquid limit）
	H	高液性限界（w_L≧50%）（High liquid limit）
	H_1	火山灰質粘性土のⅠ型（w_L＜80%）
	H_2	火山灰質粘性土のⅡ型（w_L≧80%）
	{W}	廃棄物（Wastes）
	－	……まじり……
補助記号	Pu	均等粒度の（U_c＜10）（Uniformiy graded）
	Ps	階段粒度の（U_c≧10 で、U_c'≦1）または$U_c' > \sqrt{U_c}$）（Skip-graded）
	g	礫まじり（with gravel）
	$\overline{\text{○○}}$	観測などによる分類（＊○○と表示してもよい）
	$\underline{\text{○○}}$	自然堆積でなく、盛土、埋立などによる土や地盤（＃○○と表示してもよい）

〔土質試験の方法と解説 第 4 編第 2 章〕

4-5 土質定数

1) 土の単位重量 〔道示（共通）2.2〕

土圧の計算に使用する土の単位重量 γは施工箇所から採取した土質資料を用いて求めるべきであるが、 土質試験を行うことが困難な場合には、表 4-5-1 の値を用いてもよい。

表 4-5-1 土の単位重量（湿潤状態） （kN/m^3）

地盤	土 質	ゆるいもの	密なもの
自然地盤	砂 お よ び 砂 礫	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
盛土	砂 お よ び 砂 礫	20	
	砂 質 土	19	
	粘性土(ただし w_L ＜50％)	18	

注 1) 地下水位以下にある土の単位重量は、それぞれ表中の値から $9kN/m^3$ を差し引いた値としてよい。
2) 砕石は砂利と同じ値とする。また、ずり、岩塊等の場合は種類、形状、大きさ及び間隙等などを考慮して定める必要がある。
3) 砂利まじり砂質土、あるいは砂利まじり粘性土にあたっては、混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。
4) 地下水位は施工後における平均値を考える。

〔道示（共通）2.2〕

2) 粘着力およびせん断抵抗角 〔道示（下部）2.2.4〕

(1) 粘着力 c

① 砂質土と礫質土は設計上 c ＝0 として扱うのが一般的である。

② 軟らかい粘性土においては、乱さない試料による一軸圧縮試験から一軸圧縮強さ q_u を求め、 $c=1/2\,q_u$ としてもよい。

やむを得ない場合（乱さない試料の採取ができない等の理由で土質試験の実施が困難な場合）は、標準貫入試験によるＮ値から経験的に推定した値を用いてもよい。

$c=6N\sim10N$（kN/m^2） 〔擁壁工指針 4-3〕

(2) せん断抵抗角 ϕ 〔道示（下部）参考資料 2〕

① 砂のせん断抵抗角 ϕ は、N値により推定することが行われてきた。この関係については多数の研究がある。**道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編では、推定精度を高めるために有効上載圧（拘束圧）の影響を考慮した相関式が提案されており、N 値よりせん断抵抗角 ϕ を推定する場合は下記に示す参考式（式 4-5-1）を用いてもよい。なお、信頼できるサンプリング資料の三軸試験結果等、信頼の高い調査結果がある場合には、それらの結果を踏まえて地盤定数を設定するのがよい。**

$$\phi = 4.8\log N_1 + 21 \quad (N>5) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(式 4-5-1)}$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(式 4-5-2)}$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2}(x - h_w) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(式 4-5-3)}$$

ここに、

ϕ ：砂のせん断抵抗角（°）

σ'_v ：有効上載圧（kN/m²） で、標準貫入試験を実施した時点の値

N_1 ：有効上載圧 100 kN/m2 相当に換算した N 値。ただし、原位置の σ'_v が σ'_v ＜50 kN/m2 である場合には、σ'_v ＝50 kN/m² として算出する。

N ：標準貫入試験から得られる N 値

γ_{t1} ：地下水面より浅い位置での土の単位体積重量（kN/m³）

γ'_{t2} ：地下水面より深い位置での土の有効単位体積重量（kN/m³）

x ：地表面からの深さ（m）

h_w ：地下水位の深さ（m）

② 粘性土は設計上 ϕ ＝0 として扱うのが一般的である。

(3) 裏込め土の内部摩擦角 〔擁壁工指針 4-3〕

高さ 8m以下の擁壁で土質試験を行うことが困難な場合には、経験的に推定した表 4-5-2 の値を用いてよい。

表 4-5-2 土圧算定に用いる土質定数

裏 込 め 土 の 種 類	内部摩擦角（ϕ）	粘着力（c）注2)
礫 質 土	35°	－
砂 質 土 注1)	30°	－
粘性土(ただし w_L ＜50%)	25°	－

〔擁壁工指針 4-3〕

注 1) 細粒分が少ない砂は、礫質土の値を用いてよい。

2) 土質定数をこの表から推定する場合、粘着力 C を無視する。

3) 水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は、第 3 編第 1 章 1-2-2 3)(4)水平方向地盤反力係数によるものとする。

4) 土 圧 〔道示（共通）2.2〕

土圧公式にはクーロン、ランキン、テルツァーギの土圧公式等、多くの式が提案されているが、構造物それ自身が剛体で、回転したり、前面に押し出されるような変位をする場合、主働土圧および受働土圧はクーロンの土圧公式が比較的近い値を示すといわれているので**土圧公式は原則としてクーロン土圧を用いるものとする。**

通常の擁壁に作用する土圧は、試行くさび法により算定する。 〔擁壁工指針 4-2〕

土圧は壁面に働く分布荷重とし、荷重強度は以下とする。

(1) 常時土圧〔道示（共通）2.2.6〕

① 可動壁に働く主働土圧、受働土圧、崩壊角は次式により算出するものとする。

a. 砂質土

$$P_A = K_A \cdot \gamma \cdot x + K_A \cdot q$$

$$P_P = K_P \cdot \gamma \cdot x + K_P \cdot q$$

b. 粘性土

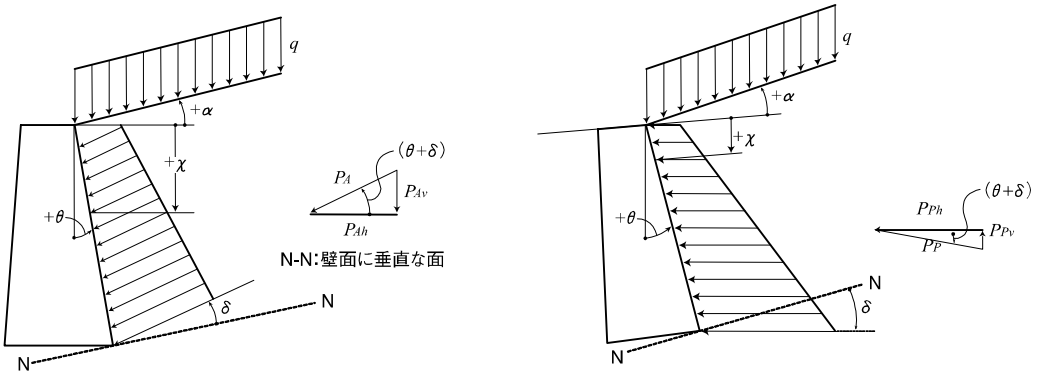
$$P_A = K_A \cdot \gamma \cdot x - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A} + K_A \cdot q \qquad \text{ただし、} P_A \geqq 0$$

$$P_P = K_P \cdot \gamma \cdot x + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_P} + K_P \cdot q$$

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

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2\theta\cos(\theta+\delta)\left(1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi-\delta)\sin(\phi+\alpha)}{\cos(\theta+\delta)\cos(\theta-\alpha)}}\right)^2}$$

なお、$\phi \pm \alpha < 0$ の場合には sin（$\phi \pm \alpha$）＝0 とする。



(a) 主働土圧の場合　　(b) 受働土圧の場合

〔道示（共通）2.2.6〕

図 4-5-1 常時土圧

② 固定壁に働く静止土圧は次式により算出するものとする。 〔道示（共通）2.2〕

$$P_O = K_O \cdot \gamma \cdot x + K_O \cdot q$$

a. 砂質土の静止土圧係数はヤーキーの式を用い算出しても良い。〔仮設工指針 2-3〕

$$K_O = 1 - \sin\phi$$

b. 粘性土の静止側圧係数は実測値から推定した表 4-5-3 の値を用いるものとする。〔仮設工指針 2-3〕

表 4-5-3 静止側圧係数

N 値	$N \geqq 8$	$4 \leqq N < 8$	$2 \leqq N < 4$	$N < 2$
K_O	0.5	0.6	0.7	0.8

ここに、

γ ：土の単位重量（kN/m^3）

P_A ：深さ χ における主働土圧強度（kN/m^2）

P_P ：深さ χ における受働土圧強度（kN/m^2）

P_O ：深さ χ における静止土圧強度（kN/m^2）

K_A ：クーロン土圧による主働土圧係数

K_P ：クーロン土圧による受働土圧係数

K_O ：静止土圧係数

χ ：土圧 P_A、P_P、P_O が壁面に作用する深さ（m）

c ：土の粘着力（kN/m^2）

q ：常時の地表載荷荷重（kN/m^2）

ϕ ：土のせん断抵抗角（度）

α ：地表面と水平面とのなす角（度）

θ ：壁背面と鉛直面とのなす角（度）

δ ：壁背面と土との間の壁面摩擦角（度） （土とコンクリート $\delta = \phi/3$）

ここで用いる角度は反時計周りを正とする。

注）クーロンの受働土圧は（$-\theta$）、α、（$-\delta$）の大きな値に対し過大となるので、受働土圧の計算の際公式の適用に次の制限を設ける。すなわち（$-\delta$）の値は裏込め土のせん断抵抗角の 1/3 とし、α および（$-\theta$）の値は最大 20 度とする。

5) 基礎地盤の設計定数〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 7.3 参考 1.1〕

表 4-5-4 地盤支持力および摩擦係数

基礎地盤の種類		許容支持力度 (kN/m^2)		摩擦係数 場所打ちｺﾝｸﾘｰﾄの場合の堰等の底面の滑動安定計算に用いるすべり	備 考	
		常 時	地震時		一軸圧縮強度 qu (kN/m^2)	N 値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	981	1470	0.7	9,810 以上	－
	亀裂の多い硬岩	558	883	0.7	9,810 以上	－
	軟岩、土丹	294	441	0.7	981 以上	－
礫層	密なもの	588	883	0.6	－	－
	密でないもの	294	441	－	－	
砂質地盤	密なもの	294	441	0.6	－	30～50
	中位なもの	196	294	0.5	－	15～30
粘性土地盤	非常に堅いもの	196	294	0.5	196～392	15～30
	堅いもの	98.1	147	0.45	98.1～196	8～15
	中位なもの	49	73.5		49～98.1	4～8

注）場所打ちコンクリートによるもの

〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 7.3 参考 1.1〕

4-6 設計計算の精度 〔道示（下部）1.3〕

表 4-6-1 設計値の最小位の目安

項 目	単 位	計算値の最小値
水平方向地盤反力係数	kN/m^3	100
N値	—	1
杭の軸方向バネ定数	kN/m	100
杭軸方向力	kN/本	10
地盤反力度	kN/m^2	10
変位	mm	1
コンクリート軸方向圧縮応力度	N/mm^2	0.1
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm^2	0.1
コンクリート支圧応力度	N/mm^2	0.1
コンクリートせん断応力度	N/mm^2	0.01
コンクリート付着応力度	N/mm^2	0.01
鉄筋応力度	N/mm^2	1
鋼材応力度	N/mm^2	1
PC 鋼材応力度	N/mm^2	1

〔道示（下部）1.3〕

第 2 編　河 川 編

第 1 章　　河川一般

第２編　河川編

第１章　河川一般

1-1　法制概要

河川行政は、治水事業を通じて、国民の生命・財産の安全を確保し、また、水資源の開発、河川敷地の適正利用等によって生活環境の向上や、産業基盤の整備に寄与する等、国民生活と密接な関係がある。

河川関係の法制の中で、河川工事等に関連する法令は下記の通りである。

法令名	法令番号	法令の概要
(1) 河　川　法	昭和39年法律第167号	河川について、洪水、高潮等による災害発生が防止され、河川が適正に利用され、流水の正常な機能が維持され、河川環境の整備と保全がされるよう、総合的に管理するために必要な制度の整備を図ったもの。
(2) 河川法施行法	昭和39年法律第168号	河川法の施行に伴い必要な経過措置等につき定めるもの。
(3) 河川管理施設等構造令	昭和51年政令第199号	河川管理施設又は許可工作物のうち、ダム・堤防その他の主要なものの構造について河川管理上必要とされる一般的技術的準を定めるもの。
(4) 治山治水緊急措置法	昭和35年法律第21号	治山治水事業の緊急かつ計画的な実施を促進するため、治山事業五箇年計画、治水事業五箇年計画の決定等につき定めるもの。
(5) 治水特別会計法	昭和35年法律第40号	治水事業五箇年計画の実施に伴い、直轄治水事業、多目的ダム建設工事等に関する政府の経理を明確にするため、これらの工事等を経理する特別会計を設置するもの。
(6) 災害対策基本法	昭和36年法律第223号	国土並びに国民の生命、身体及び財産を災害から保護するため、防災体制を確立し、災害対策の基本を定めることにより、総合的かつ計画的な防災行政の整備及び推進を図るもの。
(7) 公共土木施設災害復旧事業費国庫負担法	昭和26年法律第97号	公共土木施設の災害復旧事業費について地方公共団体の財政力に適応するように国の負担を定めるもの。
(8) 激甚災害に対処するための特別の財政援助等に関する法律	昭和37年法律第150号	災害対策基本法に規定する著しく激甚である災害が発生した場合の国の地方公共団体に対する特別の財政援助又は被災に対する特別の助成措置につき定めるもの。

1-2　本要領の記載概要

(1)　堤防

「解説・河川管理施設等構造令」、「建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ｉ〕第１章第２節堤防」、「河川堤防設計指針」、「河川堤防の構造検討の手引き」、**「河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅱ堤防編－」および「河川堤防の耐震点検マニュアル」**を参考にして主として既設堤防の強化に向けた堤防設計の基本的な考え方をとりまとめたものである。

(2)　護岸

「建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ｉ〕第１章第４節護岸」、「護岸力学設計法」および「河川構造物の耐震性能照査指針・解説　Ⅲ特殊堤編」を参考にして河道特性に応じた設計外力の考え方**、近年の環境への関心を踏まえた**護岸タイプ別の設計方法についてまとめたものである。

(3)　水制

「建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ｉ〕第１章第５節水制」、および、「日本の水制」を参考にしてまとめたものである。

(4)　**河道掘削**

流下能力向上のための河道掘削と浚渫の設計方法についてまとめたものである。

(5)　樋門

「建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ｉ〕第１章第８節樋門」、「柔構造樋門設計の手引き」、**および「河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅳ水門・樋門及び堰編－」**を参考にとりまとめたものである。

(6)　水門

「建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ｉ〕第１章第９節水門」、**および「河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅳ水門・樋門及び堰編－」**を参考にとりまとめたものである。

(7)　堰

「建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ｉ〕第１章第７節堰」、「ゴム引布製起伏堰技術基準（案）」、「鋼製起伏ゲート設計要領（案）」**および「河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅳ水門・樋門及び堰編－」**を　参考にとりまとめたものである。

(8)　排水機場

「揚排水ポンプ設備技術基準（案）・同解説」を参考にとりまとめたものである。

(9)　床止め

「建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編〔Ｉ〕第１章６節床止め」、および「床止めの構造設計手引き」を参考にとりまとめたものである。

(10)　杭基礎

「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編 12 章杭基礎の設計」、および「杭基礎設計便覧」を参考にしてまとめたものである。

1-3　中部地方整備局管内の河川の概要

河川工事の計画・設計・施工に当たり、各河川の特性に応じて適切な対応ができるよう中部地整管内の河川の概要を示す。

表 1-3-1　中部地方整備局管内の治水の計画

水系名	河川名	基準地点名	基本高水とその河道、ダムへの配分に関する事項			河川整備基本方針策定日
			基本高水のピーク流量 (m^3/s)	ダム等による調節流量 (m^3/s)	河道への配分流量 (m^3/s)	
天竜川	天竜川	天竜峡	5,700	1,200	4,500	H20. 7.25
〃	〃	鹿　島	19,000	4,000	15,000	〃
木曽川	木曽川	犬　山	19,500	6,000	13,500	H19.11.22
〃	揖斐川	万　石	6,300	2,400	3,900	〃
〃	長良川	忠　節	8,900	600	8,300	〃
狩野川	狩野川	大　仁	4,000	0	4,000	H12.12.19
安倍川	安倍川	手　越	6,000	0	6,000	H16. 6.14
大井川	大井川	神　座	11,500	2,000	9,500	H18.11. 1
菊　川	菊　川	国　安	1,500	0	1,500	H18. 2.14
豊　川	豊　川	石　田	7,100	3,000	4,100	H11.12. 1
矢作川	矢作川	岩　津	8,100	1,700	6,400	H18. 4.24
庄内川	庄内川	枇杷島	4,700	300	4,400	H17.11.18
〃	〃	多治見	3,200	600	2,600	〃
鈴鹿川	鈴鹿川	高　岡	3,900	0	3,900	H20. 6.11
雲出川	雲出川	雲出橋	8,000	1,900	6,100	H18. 9. 1
櫛田川	櫛田川	両郡橋	4,800	500	4,300	H15.10. 2
宮　川	宮　川	岩　出	8,400	800	7,600	H19.11.22

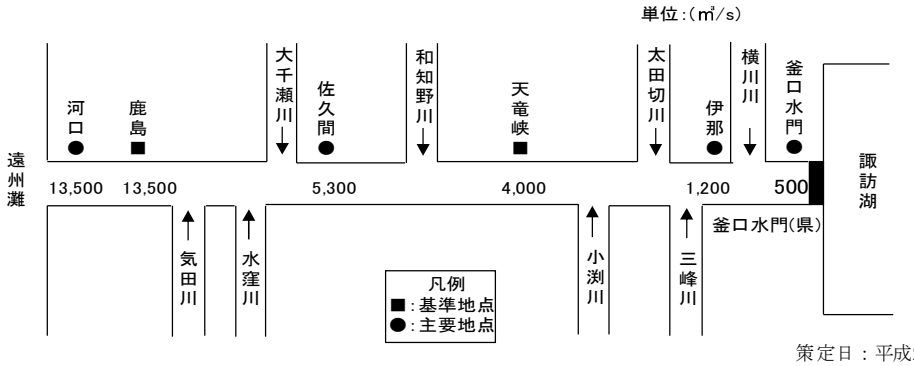
図 1-3-1　河川位置図

水系特性：天竜川水系天竜川

区間		下流域	中流域	上流域
地形※2(p1-1)		扇状地で遠州平野等を形成している。	長野、静岡、愛知の県境となる山間地形である。	複造山帯と呼ばれ、造山運動により形成された複雑な地史を持ち、現在もなお隆起を続ける山地と天竜川の侵食とによって形成された段丘や田切地形が発達している。
地質※2(p1-1)		・日本列島有数の大きな構造線である中央構造線や糸魚川－静岡構造線が通り、諏訪地方ではグリーンタフ地帯、中央構造線より西側の内帯では花崗岩類からなる領家帯、東側は砂岩・粘板岩等の海底で堆積し隆起した堆積岩からなる秩父帯等様々な地質構造が観られる。 ・上流域では地形が急峻なことに加え、地質が脆弱で大規模な崩壊地が多いため、土砂生産が活発であり、大量の土砂は有史以前から谷を下り、遠州平野の扇状地を形成するとともに、御前崎から伊良湖岬に至る遠州灘の海岸線を形成した。		
河道特性※2(p1-1)	河床勾配	約1/500～1/1,000 程度	約1/300～1/700 程度	約1/200 程度
土砂動態※1(p3)		・佐久間ダム等の構造物により土砂の連続性が分断されている。 ・佐久間ダムの上流では、地質の脆弱な地域が広がっており、太田切川等の右支川は花崗岩の風化等により土砂生産量が多く、中央構造線が通る三峰川等の左支川は結晶片岩等の岩石の崩壊により土砂生産量が多い等の特徴を有し、支川のダム貯水池での土砂堆積の進行、狭窄部上流の河床上昇、砂州の樹林化等が発生している。 ・佐久間ダムの下流では、ダム等の貯水池への堆積、砂州の樹林化、河口テラスの減少、海岸線の後退等が発生している。		
自然環境※3(p2-1)		・扇状地が広がり砂礫主体の「白い河原」が景観の基をなしているほか、河口部や支川合流部にはワンドや湿地、樹林などの環境・景観が形成されている。	・「天竜奥三河国定公園」に指定されており、名勝「天竜峡」に代表される渓谷区間と渓谷沿いの山地に広がる「天竜美林」と称されるスギ・ヒノキ植林が景観の基をなし、特徴的な景観となっている。	・3,000m 級の山麓には、落葉広葉樹林や針葉樹林が広がっている。河道内の砂礫河原には河原特有の植物が生育・繁殖している。 ・瀬はアユやアカザが生息し、ワンドやたまりには、スナヤツメやダルマガエルが生息・繁殖する。

河川整備計画において目標とする流量と河道整備流量※2(p2-4)

河川名	地点名	目標流量	洪水調節施設による洪水調節量	河道整備流量（河道の整備で対応する流量）	備　考
天竜川	天竜峡	5,000 ㎥/s	1,000 ㎥/s	4,000 ㎥/s	戦後最大規模相当の洪水対応
	鹿　島	15,000 ㎥/s	1,500 ㎥/s	13,500 ㎥/s	



策定日：平成21年7月30日

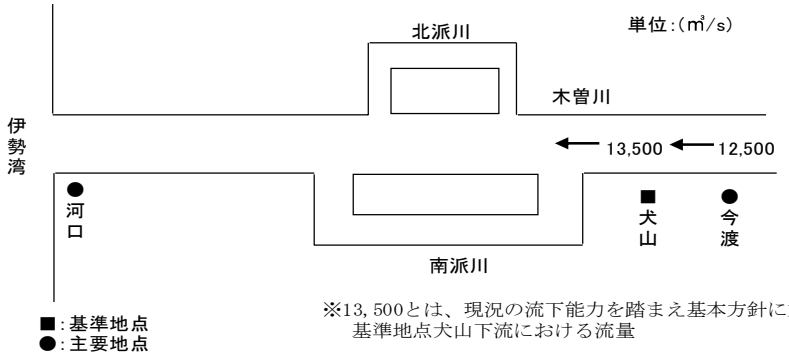
※1　河川基本方針　　※2　河川整備計画
※3　天竜川系流域及び河川の概要

水系特性：木曽川水系木曽川

区間		下流域	中流域	上流域
地形※2(p15)		木曽川大堰より河口までの区間は、背後地が干拓地、長良川との背割堤となっている。	犬山頭首工から三派川地区までの区間は背後地が扇状地地形となっている。	長野県にある木曽谷に源を発する木曽川は、多くの支川を合わせたあと、今渡ダムに注いでいる。
地質※1(p1-2)		・木曽川の上流山間部の北側では、古生層と中生層を主とし部分的に花崗岩が露出している。 ・中央アルプス側では、花崗岩類を基調とし、部分的に濃飛流紋岩が露出するが、飛騨川沿いには、濃飛流紋岩が一帯に広がる。 ・下呂市から中津川市に抜ける阿寺断層等数多くの断層は、古生層と中生層の崩れやすい風化岩である。 ・木曽三川が集まる西濃地方の低平地は、三川がもたらす土砂が堆積してできた沖積平野であるため、礫層と泥層が互層になっており、礫層が帯水層となっている。		
河道特性※2(p16)	河床勾配	水平～1/5,000程度	1/420～1/800	1/330～1/630
	セグメント	セグメント2-2、3	セグメント1、2-2	セグメントM
土砂動態※2(p20)		・0.0～57k付近までは、昭和40年代から河道浚渫、砂利採取、地盤沈下、ダム建設により平均河床高が大きく低下した。 ・平成2年度から平成14年現在までは、縦断的に堆積・洗掘が現れる動的平衡状態で河床高はほぼ安定しているが、近年、犬山頭首工の下流など河床低下が進行している区間もみられる。		・57k（犬山頭首工付近）より上流は強固な岩盤が露岩した区間で、河床高は昭和40年代からほとんど変動していない。
自然環境※2(p26)		・木曽川大堰から河口に至る区間は、感潮・汽水域であり、川幅が広く緩やかな流れとなる。 ・明治時代に設置されたケレップ水制群には、ワンド等からなる多様な水際湿地が形成され、水生生物や湿性植物等の多様な動植物が生息・生育している。	・扇状地が広がる各務原市から笠松町に至る区間は、本川、北派川、南派川からなる三派川を擁し、瀬と淵が交互に連なりながら蛇行し、砂礫河原の広大な河川空間が広がる。 ・笠松町から木曽川大堰に至る区間は、木曽川大堰の淡湛水域となっている。	・木曽川の源流部から美濃加茂市に至る区間では、岩肌が連なる寝覚の床、恵那峡、蘇水峡に代表される風光明媚な景観を呈している。 ・美濃加茂市から各務原市に至る区間は、飛騨川から続く飛騨木曽川国定公園に指定され、風情ある河川景観が広がる。

河川整備計画において目標とする流量と河道整備流量※2(p2-6)

河川名	地点名	目標流量	洪水調節施設による洪水調節量	河道整備流量（河道の整備で対応する流量）	備　考
木曽川	犬山	16,500 ㎥/s	4,000 ㎥/s	12,500 ㎥/s	昭和58年9月洪水対応



※13,500とは、現況の流下能力を踏まえ基本方針に対応した基準地点犬山下流における流量

策定日：平成27年1月5日

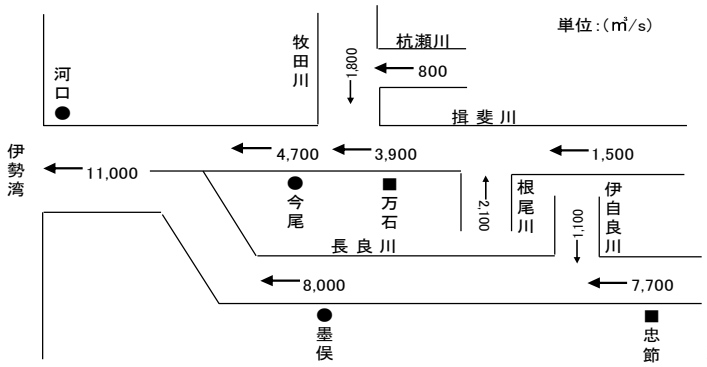
※1　河川整備計画
※2　河川維持管理計画(上流)

水系特性：木曽川水系揖斐川

区間		下流域	中流域	上流域
地形※2(p16)		河口から木曽川背割堤区間は、背後地が自然堤防、デルタ、干拓地となる区間である。	根尾川合流点より牧田川合流点付近は、背後地が自然堤防である。	根尾川合流点より上流区間は、背後地が扇状地地形である。
地質※1(p1-2)		・上流山間部が、主として古生層、花崗岩類からなり根尾谷断層等数多くの断層が見られる。 ・古生層は砂岩、粘板岩等で構成され、脆弱である。 ・木曽三川が集まる西濃地方の低平地は、三川がもたらす土砂が堆積してできた沖積平野であるため、礫層と泥層が互層になっており、礫層が帯水層となっている。		
河道特性※2(p16)	河床勾配	水平～1/5,000程度	1/1,000～1/9,000	1/280～1/450
	セグメント	セグメント2-2、3	セグメント2-2	セグメント1
土砂動態※2(p21)		・長良川が合流する下流区間については、地盤沈下が収束してきた平成2年までは昭和40年代と比べ、河床高が40cm～50cm程度低下したが、三川の中で変動高が最も小さく、最も安定している。		
自然環境※2(p27)		・大垣市から海津市に至る区間は、緩やかな流れとなり、水際はワンド等の湿地やヤナギ林が連なり、大垣市周辺は湧水地帯である。 ・右支川の牧田川では、湧水地に生息するハリヨが確認されている。また、牧田川において、瀬切れが多く発生している。 ・海津市から河口に至る区間は、感潮・汽水域であり、ヨシ原や干潟が点在する。 ・広大で変化に富んだ地形、気候を反映して多様な動植物の生息・生育地となっている。	・揖斐川扇状地が広がる揖斐川町西平から大垣市に至る区間は、瀬が連続し、砂礫河原が広がる。 ・左支川の根尾川は、瀬が卓越し、アユの産卵場となっている。 ・揖斐川や根尾川において、瀬切れが生じ、魚類等の生息環境や人と川とのふれあい活動に影響が生じている。	・源流部から揖斐川町西平に至る区間は、渓谷が連続し、揖斐峡に代表される風光明媚な渓流景観を呈し、周辺にはブナ等の落葉広葉樹林が広がる。 ・左支川の根尾川の上流部には、コタニワタリ等の好石灰岩植物が生育する。

河川整備計画において目標とする流量と河道整備流量※1(p2-6)

河川名	地点名	目標流量	洪水調節施設による洪水調節量	河道整備流量（河道の整備で対応する流量）	備　考
揖斐川	万石	4,500 ㎥/s	600 ㎥/s	3,900 ㎥/s	平成14年7月洪水対応
		5,000 ㎥/s	1,500 ㎥/s	3,500 ㎥/s	昭和50年8月洪水対応



策定日：平成27年1月5日

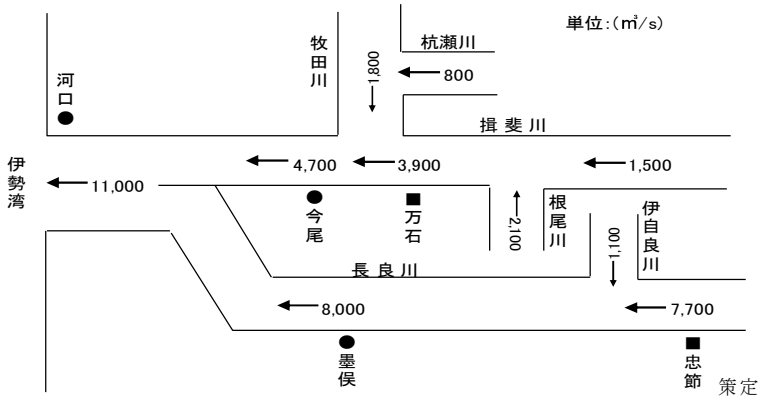
※1　河川整備計画
※2　河川維持管理計画(上流)

水系特性：木曽川水系長良川

区間		下流域	中流域	上流域
地形※2(p15)		河口から木曽川背割堤区間は、背後地が自然堤防、デルタ、干拓地となる区間である。	伊自良川合流点から南濃大橋付近までは、背後地が自然堤防となっている。	上流部から伊自良川合流点までの上流域では、背後地が扇状地地形となっている。
地質※1(p1-2)		・上流山間部が白山火山帯の火成岩地帯をなし、安山岩、流紋岩等を主体としている。 ・中流部は古生層が主体をなし、このうち安山岩類は風化・浸食に弱い岩質である。 ・木曽三川が集まる西濃地方の低平地は、三川がもたらす土砂が堆積してできた沖積平野であるため、礫層と泥層が互層になっており、礫層が帯水層となっている。		
河道特性※2(p16)	河床勾配	水平～1/5,000程度	1/1,500～1/6,000程度	1/650程度
	セグメント	セグメント2-2、3	セグメント2-2	セグメント1
土砂動態※2(p20)		・下流区間（-0.6k～30.2k区間）では、地盤沈下や昭和46年度から平成11年度まで実施された河道浚渫により河床高は大きく低下した。 ・既往最大流量を記録した平成16年10月出水後には部分的に河床洗掘が発生している。 ・上流区間（30.2k～56.2k）では、昭和45年以降の砂利採取により河床は低下したが、平成2年以降の河床高は安定している。		
自然環境※2(p27)		・伊自良川合流点付近から長良川河口堰に至る区間は、緩やかな流れとなり、水際にはヤナギ林が連なりワンド等の湿地が点在する。 ・長良川河口堰付近の川岸に広がるヨシ原には、鳥類や哺乳類が生息する。 ・汽水域の干潟は、シギ・チドリ類の渡りの中継地となっている。	・美濃市から岐阜市に至る区間は、瀬と淵が交互に連なりながら蛇行し、河川敷には砂礫河原が広がる。 ・長良川に隣接する金華山には照葉樹林の自然植生が残存する。	・源流部から美濃市に至る区間は、渓谷美あふれる河川景観を呈し、周辺はミズナラ等の落葉広葉樹が広がる。 ・上流の支川には天然記念物のオオサンショウウオやモリアオガエル、郡上市のひるがの高原の高層湿地にはホロムイソウ等の湿性植物が生育する。

河川整備計画において目標とする流量と河道整備流量※1(p2-6)

河川名	地点名	目標流量	洪水調節施設による洪水調節量	河道整備流量（河道の整備で対応する流量）	備　考
長良川	忠節	8,100 ㎥/s	400 ㎥/s	7,700 ㎥/s	平成16年10月洪水対応



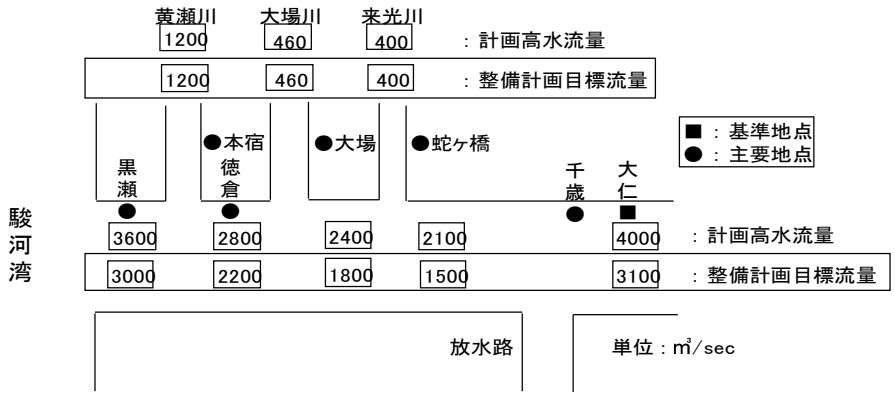
策定日：平成27年1月5日

※1　河川整備計画
※2　河川維持管理計画(上流)

水系特性：狩野川水系狩野川

区間※1(p3)		下流域	中流域	上流域
地形※3(p3)		下流部は三島扇状地の先端を縫うように流れ、扇状地の先端部が三島溶岩流の先端部にも当たることから湧水に恵まれており、東洋一といわれる柿田川湧水等の湧水群が点在しているほか、河口付近には狭い三角州が見られる。	田方平野は、標高が10m 前後の盆地状の低地であるとともに、田方平野の末端には、黄瀬川からの三島扇状地が押し迫り、狩野川の流路が狭いため、洪水被害を受けやすい地形となっている。	富士山、箱根山、愛鷹山、天城山等の火山からなる山地がおよそ９割を占めており、修善寺町付近から河谷が開ける。
地質※3(p5)		･狩野川流域は火山地帯であり、第四紀に噴出した箱根山・愛鷹山・富士山・天城山・達磨山、それに新第三紀に形成された火山性地層からなる静浦山地などに囲まれ、その地質はほとんどが火山岩及び火山噴出物からなる。 ･基底をなしているのは新第三紀に海底火山として噴出した安山岩、石英粗面岩及びこれらの集塊岩,凝炭岩である。 ･このように流域の大半が脆弱な火山噴出物で形成されているため、大雨などで崩壊しやすい地質構造となっており、昭和33年9月の狩野川台風時には上流の天城地方を中心に約1,200 箇所もの斜面崩壊が生じている。		
河道特性 ※1(p42)	河床勾配	約1/1,800	1/180～1/1,000 程度	急勾配
土砂動態※2(p7)		狩野川上流域では大半が脆弱な火山噴出物で覆われ、大雨などで崩落しやすい地質構造となっていることから、狩野川台風(s33年)を契機として昭和34年に上流域の直轄砂防事業に着手し土砂流出の抑制を図っている。また下流域では流速が減少しやすい来光川や大場川の合流点、河口において堆砂が生じやすい。		
自然環境※3(p8)		・沼津市等の都市域を流下し、河川空間は公園や広場などに利用され、まちづくりと一体となった河岸整備により、安らぎの水辺空間を提供している。また、ウナギやアユカケなどの回遊魚、ハゼ、ボラなどの汽水・海水魚が生息し、高水敷にはヨシ群落、オギ群落の他にセイバンモロコシ群落も分布している。 ・河口部の干潟は、カモ類の集団分布地であり、ウミネコなどカモメ類も多く見られる。	･高水敷が広がり、ヨシ、オギ、ツルヨシ、カワヤナギやメダケ等の植生が広く分布し、オオヨシキリをはじめとした草地に依存する生物が生息している。 ・河道には瀬淵や洲が発達し、アユ、ウグイ、オイカワといった魚種が生息している。 ・「アユ友釣り発祥の地」でもあり、狩野川を代表する魚類であるアユの産卵場が狩野川放水路分派点付近を中心に分布している。	･渓流に沿ってカシやカエデ類の自然植生が残されており、ヤマセミ、カワセミ等の鳥類やアマゴ、カジカ、タカハヤなどの清流に生息する魚類が多く、良好な河川環境を呈している。

河川整備計画において目標とする流量と河道整備流量※1(p34)



策定日：平成17年12月16日

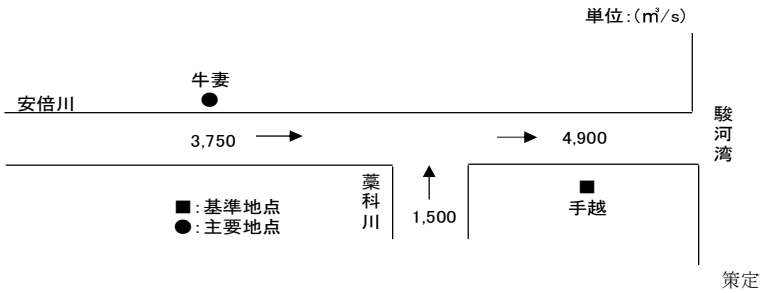
※1 河川整備計画　※2 河川維持管理計画
※3 狩野川水系流域及び河川の概要

水系特性：安倍川水系安倍川

区間※2(p1)		下流域	中流域	上流域
地形※1(p2)		牛妻より下流では、谷底平地が出現し、さらに下流に至ると扇状地性の静岡平野が開け、河口より海岸に流出した土砂は静岡・清水海岸を形成している。	孫佐島より下流は、概ね埋積谷の状態となっている。	上流部に大谷崩の形成と関係のある砂礫段丘が発達している。
地質※1(p3)		・日本の地質構造分布からみると西南日本外帯の最東端に位置している。 ・西南日本外帯と東北日本外帯とを分ける糸魚川・静岡構造線は、流域の北部では東縁分水界の十枚山から竜爪山を連ねる山稜のわずかに東を南東に走り、南部では賤機山の東側に出ている。この構造線から東の部分はフォッサマグナと呼ばれる大きな地溝帯にあたり、主として新第三紀か第四紀に属する地層岩石が分布している。一方、この構造線から西は、より古い古第三系から古生界に属する地層が分布している。 ・安倍川流域の大部分を占める瀬戸川層群は、西縁に笹山構造線、東縁に十枚山構造線が走り、これらの影響により著しく破砕を受けているため、風化しやすく壊れやすい地層になっており、日本三大崩れの１つである大谷崩に代表される崩壊地等から膨大な土砂流出が発生する。		
河道特性※2(p1)	河床勾配	約1/250程度	約1/150	1/6～1/130
	セグメント	セグメント１	セグメント１	セグメント１
土砂動態※2(p6、7)		・安倍川流域は、破砕帯も多く、脆弱な地質と段丘砂礫層からなっている。特に最上流部の大谷崩れは下流に対する土砂供給源のひとつとなっている。 土砂流出が盛んな川であるため、河道の安全性を確保しながら洪水を安全に流下させるための管理が非常に難しい状況である。 ・昭和30年代後半に大量の砂利採取が行われ、河床低下や海岸侵食が深刻化した。このため昭和43年度より砂利採取を中止し、海岸線が前進する兆しがみられてきた一方で、河道内の土砂堆積も進行し河道掘削の必要性が高まってきた。		
自然環境※3(p6)		・安倍川の流出土砂によって形成された扇状地面上に静岡市の市街地や田園地帯が広がり、山裾にはスギ・ヒノキの人工林と、温暖な気候を特徴づける茶畑やミカン畑が連なっている。	・人工林が多く、河岸にはコナラ群落、シイ・カシ萌芽林などの樹林が連続する。林内には、無脊椎動物レッドリスト（環境庁）準絶滅危惧種オオムラサキ、静岡県版レッドリスト準絶滅危惧種モリアオガエルなどが確認されている。	・奥大井県立自然公園に指定されている。 ・自然植生のブナ・ミズナラ・コメツガの原生林や、オオイタヤメイゲツをはじめとしたカエデ類の純林、代償植生のアカシデ・イヌシデ群落、スギ・ヒノキの人工林などが分布している。

河川整備計画において目標とする流量と河道整備流量※3(p57)

河川名	地点名	整備計画目標流量	備　考
安倍川	手越	4,900 ㎥/s 計画高水量 （ 6,000㎥/s ）	観測史上最大流量が観測されてた昭和54年10月 洪水のピーク流量 （ 流量確立 ： W=1/50 年 ）



策定日：平成20年3月27日

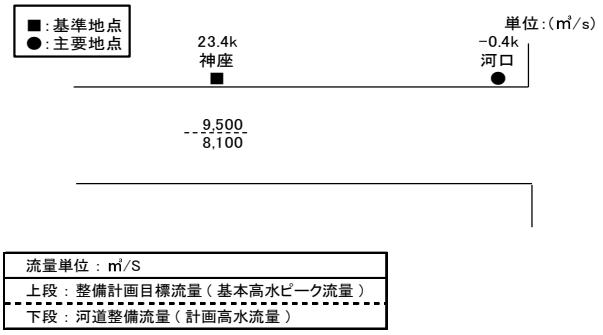
※1　河川整備計画　　※2　河川維持管理計画
※3　安倍川水系流域及び河川の概要

水系特性：大井川水系大井川

区間※3(p1)		下流域	中流域	上流域
地形※2(p1-1)		扇状地性の沖積面が広がっている。	隆起作用と下刻作用等の影響により河岸段丘が形成され、島田市川根町家山付近の「鵜山の七曲り」に代表される穿入蛇行がみられる。	隆起の著しい山地と流水による侵食の激しい河川との結合からV字型の急峻な地形となり、源流部に近い山地では赤崩、ボッチ薙、上千枚崩等の大規模崩壊地がみられる。
地質※2(p1-2)		・中生代白亜紀の四万十層や第三紀層の瀬戸川層が帯状に配列され、砂岩や泥岩から構成されている。 ・中央構造線と糸魚川－静岡構造線に挟まれていることから、地殻変動や風化を受けて非常に脆弱な地質で、上流域からの土砂流出が多く、特に上中流域は標高が高く気温の較差が大きいことから風化が顕著であり、降水量も多いことから崩壊地が拡大している。		
河道特性※2(p1-1)	河床勾配	1/250程度	1/220	1/50～1/100
土砂動態※3(p4)		・大井川流域の地質は砂岩や泥岩から構成され、中央構造線と糸魚川－静岡構造線に挟まれていることから非常に脆弱な地質であり、上流域からは土砂流出が多いが、上中流域のダム湖に土砂が貯まりダムの貯水容量が減少すると共に下流域への土砂供給が減少している。		
自然環境※2(p1-2)		・砂礫河原が形成され、砂州や中州にコゴメヤナギ等の河畔林が繁茂している。 ・砂礫河原に続く水辺にはサギ類、チドリ類、セグロセキレイ等の鳥類が生息する。 ・河口部は、希少な魚類も生息する。 ・河口部左岸には大井川河口野鳥園がある。	・瀬や淵にアマゴやウグイ、アユ等の魚類が生息し、コゴメヤナギ等の河畔林が繁茂する砂礫河原にはセグロセキレイやキセキレイ等の鳥類が生息する。 ・河川周辺にはニホンザル、ホンドタヌキ、ホンドキツネ等の哺乳類が生息する。	・南アルプス国立公園や奥大井県立自然公園等に指定される豊かな自然環境を有し、国指定特別天然記念物のニホンカモシカやライチョウが生息する。 ・支川の源流部では、ヒダサンショウウオやアカイシサンショウウオ等の両生類が生息する。

河川整備計画において目標とする流量と河道整備流量※1(p10, 11)

河川名	基準地点名	河川整備計画目標流量	洪水調節施設による洪水調節量	河道整備流量	備 考
大井川	神座	9,500 ㎥/s	1,400 ㎥/s	8,100 ㎥/s	概ね50年に1度経験するような流量規模



策定日：平成23年10月25日

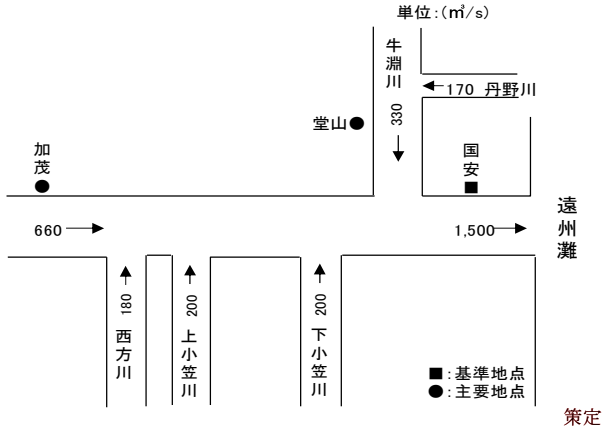
※1　河川基本方針　　※2　河川整備計画
※3　河川維持管理計画

水系特性：菊川水系菊川

区間		下流域	中流域	上流域
地形※3(p6, 7)		下流域は、標高5m以下の旧湿地とその下流側の標高15m程度まで達する砂丘が分布する区域である。	標高25m付近から下流の氾濫平野を流下する区域であり、旧河道も多く、自然堤防も分布している。	上流域は、標高500m付近の源流から標高25m程度までの丘陵地を流下する区域である。
地質※2(p4)		・最も古い地層は最上流部に分布する古第三世紀の瀬戸川(せとがわ)層群であり、これを基盤として、上位に新第三紀の大井川(おおいがわ)層群、三笠(みかさ)・相良(さがら)層群、掛川（かけがわ）層群が順に堆積している。 ・第三紀層の岩相は、海成の砂岩とシルト岩が大部分を占めている。 ・三笠・相良層群は、NE-SW方向の背斜・向斜軸をもつ褶曲構造を造り、同方向の断層なども多い。 ・掛川断層・曽我(そが)断層は、南西に開いた浅い向斜構造を呈し、数多くの小断層が分布している。しかし、構造に大きな影響を与えるような大断層は見当たらない。		
河道特性※2(p3)	河床勾配	1/1700～1/4000程度	1/230～1/900程度	1/40～1/310程度
土砂動態※2(p4, 5)		・床止工により、河床の安定化が図られており、上流から河川まで全川に渡り河床変動が少ないことから土砂動態は安定している。 ・河口部は、沿岸漂砂に伴う河口閉塞が発生していたが、導流堤の整備後、澪筋が左岸側に固定され、右岸寄りに河口砂州が形成されている。 ・縦断勾配が緩いため内カーブ部分を中心に土砂が溜まり、草が生え出すと上流に向かい異常埋塞状態を発生させている。		
自然環境※2(p5)		・河口までの下流域の河道は、汽水の混じる静穏水域である。 ・河口部は、干潟にシロチドリなどが生息しており、また水際の湿地には、ヨシなどの湿性植物が見られる。 ・遠州灘に面する海岸は砂丘が連続しており、遠州灘鳥獣保護区に指定されている。	・平野部の主に農地を流下する区間で、支川や水路と多くの溜池によって水域の連続性が保たれている。 ・小笠山には多くの野鳥が生息しており、鳥獣保護区に指定されている。 ・低平地を流れる区間の河川敷は殆どが茶園の敷草の採草地となっている。	・植林や茶園としての利用が進んでおり、自然植生は丘陵地の一部に照葉樹林が見られる。 ・丘陵地を流下する区間の河道には、ツルヨシやカワヂシャ等の湿性植物が見られる。

河川整備計画において目標とする流量と河道整備流量※1(p7, 8)

河川名	基準地点名	基本高水のピーク流量 (m^3/s)	洪水調節施設による洪水調節量 (m^3/s)	河道への配分流量 (m^3/s)
菊川	国安	1,500	0	1,500



策定日：平成18年2月14日

※1　河川基本方針　　※2　河川維持管理計画
※3　菊川水系流域及び河川の概要

水系特性：豊川水系豊川

区間		下流域	中流域	上流域
地形※1(p1-3)		河床勾配も緩く干潮区域で流れの中心部に細礫があるほかは砂粒土が主体となり、大きく蛇行しながら、干拓地を経て三河湾に注いでいる。	河岸段丘部から豊橋平野を緩やかに蛇行しながら流下し、砂州が発達して瀬や淵を形成している。	阿寺の七滝・乳岩峡・鳳来峡などを渓流となって流下している。
地質※1(p1-3)		・中央構造線が東西にはしり、さらに三河高原の東側には設楽火山帯があり、豊川上流域左岸及び支川宇連川は主として第三期古生層と結晶片岩層から構成されている。 ・三河高原の続きである豊川上流域右岸の大部分は花崗岩、領家片麻岩及び雲母片岩であり、豊川下流域においては沖積層と洪積層から成っている。		
河道特性※1(p1-1)	河床勾配	1/8400 程度	1/1800 程度	1/780～1/970
土砂動態※1(p1-4)		・豊川流域は豊川に沿って中央構造線が網走しており、複雑な地質特性を有し一部風化しやすく脆弱な花崗岩が多いため、本来は土砂流出が多いものと考えられる。 ・平均河床高の経年変化量（昭和49年～平成18年）をみると、豊川は一部区間を除けば33年間で概ね50cm程度以内で、概ね安定した河道となっている。一方、砂利採取は平成11年まで行われており、その後の平均河床高の変動量（平成13年～平成18年）では、一部区間で堆積傾向がみられる。		
自然環境※1(p1-5)		・吉田大橋付近までは広い高水敷があり、中流部と同様に豊かな自然環境を形成しているが、ここより河口までは、ゆったりとした水面にヨシ群落が点在している。 ・吉田城址付近は、歴史的景観と調和した整備がなされ、都市域における良好な空間を提供している。	・連続する瀬や淵と広い高水敷があり、高水敷には農耕地のほか、マダケ、エノキ等の竹や高木の群生が見られる。 ・水と緑の織りなす豊かな自然環境を形成しており、アユ等が生息している。	・複雑な地質や地形による自然崖とそこに分布する自然植生とがあいまって良好な景観を形成しており、渓流に棲むアマゴ等のほか、国指定の天然記念物であるネコギギが生息している。

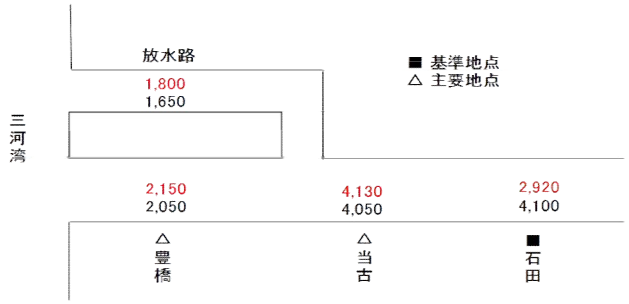
河川整備計画において目標とする流量と河道整備流量※1(p4-6, 7)

区間	整備計画流量	現状施設で整備計画相当が生起した場合に想定される最大分派量※1	現況流下能力（区間最小）	維持管理の目標流量※2	備 考
0.0k～6.6k	1,650	1,800	1,800（3.0k）	1,800	

単位：㎥/S

※1：設楽ダムなし、最現状で想定される最大分派量（注：放水路設計分派量 1,800㎥/S）

※2：区間最小の現況流下能力をもとに 10㎥/S単位で切上げ



単位：㎥/S

赤字：現状施設（設楽ダムなし・最現状）の河道流量：放水路設計流量

黒字：整備計画流量

策定日：平成18年4月6日

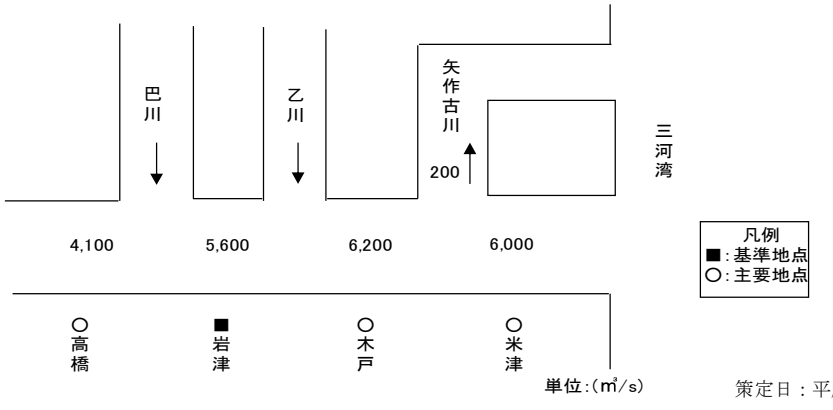
※1　河川維持管理計画

水系特性：矢作川水系矢作川

区間※3(p74)		下流域	中流域	上流域
地形※2(p1-2, 1-3)		岡崎平野は矢作川及び矢作古川により運搬された土砂で形成された平野で、西半分は洪積層からなる丘陵地と台地が分布し、東半分は沖積低地となっている。	―	美濃三河高原は平坦な高原状の地形で、川によって刻まれた谷底平野には水田や集落が形成されている。
地質※1(p1-1)		・領家花崗岩類が大部分を占め、乙川流域には領家変成岩類が分布している。地表の花崗岩類はマサ化し崩壊しやすいために、降雨時に多量の土砂が流出することにより、中・下流域の岡崎平野周辺の沖積平野を形成してきた。		
河道特性 ※1(p1-1) ※3(p74)	河床勾配	1/5000、1/2200～1/1200	1/800～1/400、1/400～1/130	1/60～1/30
	セグメント	セグメント3、2-2、2-1	セグメントM、2-1、 1	セグメントM
土砂動態※2(p1-3)		・豊富な水量を利用した水力発電用のダムや河川横断工作物により土砂移動の減少や堆砂によるダム機能の低下といった問題が発生した。 ・矢作ダムでは平成12年9月洪水により貯水池の堆砂が進み、平成19年度時点では計画堆砂量に対する堆砂量の割合が約103%となっている。 ・昭和49年から平成元年までに行われた砂利採取等により河床は低下傾向にあったが、現在ではほぼ安定している一方で、近年は河床材料の粗粒化、砂州の固定化、樹林化、河口干潟の減少等が進行している。		
自然環境※1(p1-2)		・下流部は砂礫底、砂州となっている。 ・河口部には干潟が形成されており、「日本の重要湿地500(環境省)」に選定されている。	・水際にはツルヨシ、連続する瀬・淵環境にはアユ・ヨシノボリ類等が生息場・産卵場として利用している。	・深い渓谷や香嵐渓等の景勝地があり、豊かな自然環境・河川環境に恵まれている。 ・矢作ダム貯水池周辺には静穏域を好む魚類が確認されている。

河川整備計画において目標とする流量と河道整備流量※1(p2-3)

河川名	地点名	目標流量	洪水調節施設による洪水調節量	河道整備流量（河道の整備で対応する流量）	備　考
矢作川	岩津	6,200 ㎥/s	600 ㎥/s	5,600 ㎥/s	平成12年9月洪水対応



策定日：平成21年7月30日

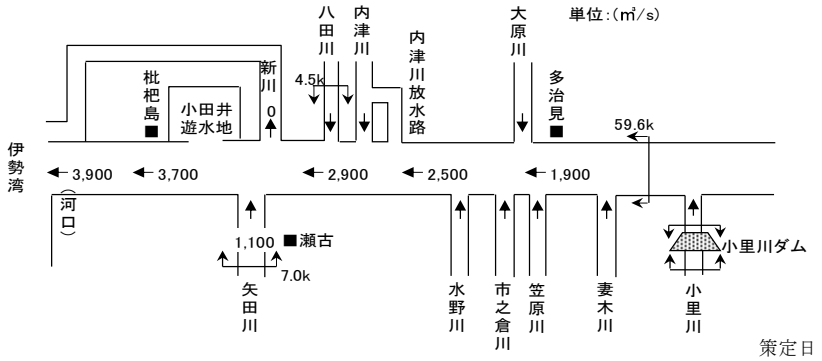
※1　河川整備計画　　※2　河川維持管理計画
※3　矢作川水系流域及び河川の概要

水系特性：庄内川水系庄内川

区間※2(p111-113)	下流域	中流域	上流域
地形※2(p7)	標高50m以下の自然堤防、後背湿地、三角州、及び干拓地などの低平地からなる。	標高200m付近から下流の濃尾平野に広がる丘陵、台地を主とする。	長標高700m付近の源流から濃尾平野に至る標高200m程度までの山地、盆地、峡谷を流下する。
地質※1(p3)	・庄内川流域は、西南日本内帯に位置し、新生代第三紀末の鮮新世の東海層群(瀬戸層群)が広く分布している。西日本内帯には、古生層の領家帯、美濃帯等が幅広く帯状に分布し、流域の大部分は美濃帯の上にある。これに新しい堆積が見られるのは新第三紀に入ってからであり、上流域、瀬戸、東濃地方等には第三紀の鮮新帯に堆積した東海層群(瀬戸層群)が広く分布している。 ・上流域は、領家花崗岩類と美濃帯の古生層が基盤となっており、河床には美濃帯堆積岩類の泥岩、チャートが露頭し、花崗岩が全体に分布している。地表の花崗岩は風化によりマサ化しており、崩壊しやすいことから流出土砂が多い。		
河道特性※2(p111-113) 河床勾配	水平～1/1,000以下	1/500～1/700	1/100～1/400
土砂動態※2(p115)	庄内川における昭和57年以降の主要地点付近の横断図、及び平均河床高縦断図から、河床の経年変化傾向をみると、近年約20年間において河床低下や堆積などによる大きな変動はなく、安定化している。		
自然環境※2(p17, 19, 20, 22)	・緩やかに蛇行する河道は、都市河川でありながら、自然豊かな環境を有する貴重な空間となっている。 ・河口部は、干潟とヨシ原が広がる塩性湿地が形成され、多様な生物を育んでいる。河口部の干潟は、ラムサール条約湿地に登録されている。	・広い河川敷が発達し、河原にはオギ群落、カワヤナギ群落が見られる。河道は、瀬と淵、砂礫の州が分布する多様な環境が形成されており、砂礫地に営巣するチドリ類などが見られる。 ・旧河道沿いの一部に自然堤防や後背湿地が分布していたが、近年では宅地等の整備が進んでいる。	・急峻な山地は少なく、自然のアカマツやコナラの群落やスギの人工林などで覆われており、瀬と淵が連続する渓谷部には、ヤマセミ、カワガラスなどの鳥類が見られる。 ・土岐、多治見の盆地部では、市街地の中心を流下し、河岸にはツルヨシ群落が見られ、アカザやカワヨシノボリなどが生息している。

河川整備計画において目標とする流量と河道整備流量※1(p42, 43)

河川名	基準点地点名	河川整備計画の目標流量のピーク流量	洪水調節施設による洪水調節量	河道への配分流量	備 考
庄内川	枇杷島	3,900 ㎥/s	200 ㎥/s	3,700 ㎥/s	平成12年9月東海豪雨対応
	多治見	2,100 ㎥/s	200 ㎥/s	1,900 ㎥/s	平成元年9月洪水対応



策定日：平成20年3月3日

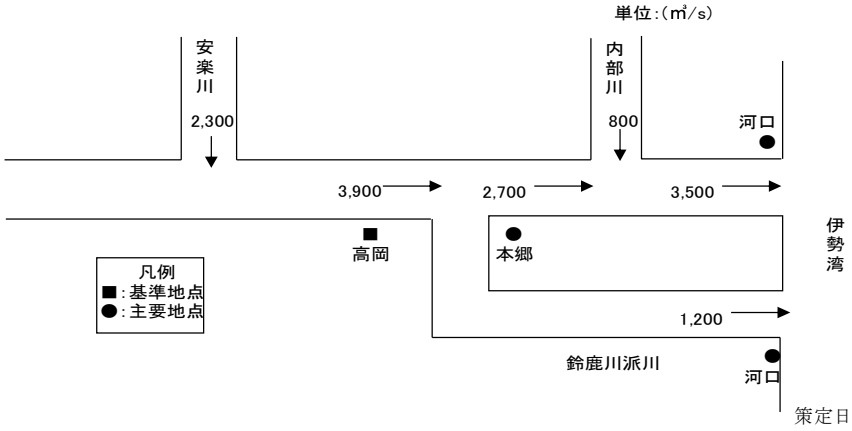
※1　河川整備計画
※2　庄内川水系の流域及び河川の概要

水系特性：鈴鹿川水系鈴鹿川

区間		下流域	中流域	上流域
地形※2(p1-16)		北側は鈴鹿山麓から発する支川御幣川、内部川にはさまれた標高60～180mの広い扇状の台地が波状に重なり、南側は河口まで沖積平野が形成され肥沃な耕地となって、伊勢湾に連なっている。	急傾斜河川よりもたらされた扇状の台地、流域東部の沖積低地からなり、亀山市街地周辺からは、段丘上に平地が広がっている。	北西境界線を尾根とする800～1,000m程度の鎌ヶ岳、仙ヶ岳、高畑山などからなる鈴鹿山脈によって概ね占められており、山脈裾部の丘陵地では急峻な地形を有し、山間をぬって渓谷が形成されている。
地質※2(p1-5)		・山岳部は主に花崗岩類・花崗閃緑岩よりなり、一部、加太川上流に中新世鈴鹿層群加太累層、御幣川上流に古生代秩父層群、三波川変成岩類がある。本川中流部及び安楽川、御幣川にはさまれた地帯は、鮮新世奄芸層群、御幣川、内部川にはさまれた地帯は沖積層で形成されている。 ・水源地一帯の砂岩、花崗岩類は風化が著しく、山崩れの素因を持っており、古くは江戸時代より砂防工事が実施されている。		
河道特性※2(p1-5, 1-13)	河床勾配	1/700～1/1100 程度	1/200～1/400 程度	1/50 以上
	セグメント	セグメント2-2、2-1	セグメント2-1	—
土砂動態※2(p1-20)		・昭和28年以降砂利採取等の影響もあり河床は低下傾向にあった。昭和55年の採取量ピーク後は減少し、その後の砂利採取規制により近年は安定傾向となっている。 ・近年は、砂州上への植生侵入に伴う中水敷化等が進行しているが、概ね安定している状況にある。 ・ 河口砂州は平成10年以降は現在の形状で安定しているが、近年は砂州上に植生が繁茂し砂州が固定化されており注意を要する。		
自然環境※3(p6)		・標高100m以下の沖積平野となっており、水田や市街地が広がっている。 ・河口部にはシギ・チドリ類の休息地となり、環境省の「日本の重要湿地100」にも選定されている干潟が存在する。	・標高100～300mの扇状の台地や平野を主とする。傾斜の緩い扇状の台地には茶畑が、平野部には水田が広がり、ところどころアカマツの植林も見られる。 ・鈴鹿市や亀山市の市街地も広がっている。	・支川の上流域に見られる豊かな渓谷美や、山岳景観に代表される特徴的な景観を形成している。 ・植生は人工林が大半を占めているが、野登山のブナ林は三重県の天然記念物にも指定されている。

河川整備計画において目標とする流量と河道整備流量※1(p11)

河川名	基準地点名	基本高水のピーク流量	洪水調節施設による洪水調節量	河道への配分流量
鈴鹿川	高岡	3,900 ㎥/s	0 ㎥/s	3,900 ㎥/s



策定日：平成20年6月11日

※1　河川基本方針　　※2　河川維持管理計画
※3　鈴鹿川水系流域及び河川の概要

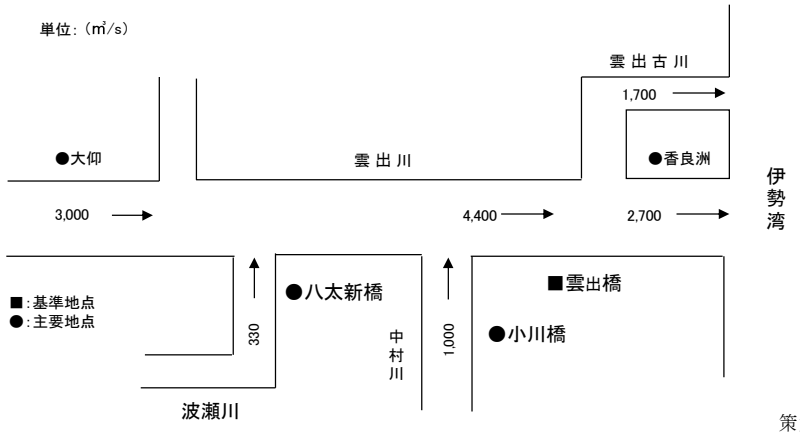
水系特性：雲出川水系雲出川

区間		下流域	中流域	上流域
地形※1(p1-1)		下流域は、沖積平野の周囲には段丘層が見られる。 河口部は、規模の大きなデルタ地帯が広がる。	中流域に入ると、なだらかな丘陵地形となる。	高見山地に含まれた600～1000m 級の山に囲まれ山地を蛇行し、侵食と堆積を繰り返したため、発達した河岸段丘や沖積平野を形成している。
地質※1(p1-2)		上流域の地質は、主に花崗岩であるが領家変成岩類の貫入もところどころに見られる。中流域は、津市久居地区、津市白山町、松阪市嬉野地区の一帯にわたって分布する一志層群の礫岩・砂岩などが広がり、下流域では、主に砂・礫及び粘土の沖積層が広がっている。		
河道特性 ※1(p1-1)	河床勾配	1/500～1/14,000	1/200程度	1/100程度
土砂動態※2(p1-19)		・昭和37年以降砂利採取の影響もあり、河床は低下傾向にあったが、平成6年以降は砂利採取もほとんど無くなり安定している。雲出古川では過去に、出水による砂州の消失によって下流部の河床低下が見られた。 ・平成19年以降、多少の土砂堆積、河床低下等の変動は認められるが、概ね安定的に推移している。 ・横断形状の経年変化は概ね安定している。 ・雲出川及び雲出古川の河口砂州は現状では閉塞の状況には至っていない。流下断面は、整備計画流量（案）に対してはHWL以下となる事から、維持管理上大きな問題は発生していない。なお、河口砂州が発達した場合、流下断面が不足することも考えられるため、監視が必要である。		
自然環境※1(p1-2)		・伊勢平野の広大な田園地帯が広がり、本川の河岸は広い高水敷になっている。 ・河口部及び雲出古川の干潟は、環境省により「日本の重要湿地500」に選定されている。	・川は大きく蛇行し、瀬、淵が連続して川面と渓谷が鮮やかな渓谷美を織りなす景勝地を創りだしている。また、森林にはオオタカ等の鳥類、水辺には国の天然記念物であるネコギギが生息している。	・室生赤目青山国定公園、赤目一志峡県立自然公園に指定され、豊かな自然環境となっている。

河川整備計画において目標とする流量と河道整備流量※1(p2-3)

河川名	地点名	目標流量	洪水調節施設による洪水調節量※)	河道整備流量（河道の整備で対応する流量）	備 考
雲出川	雲出橋	5,400 ㎥/s	1,000 ㎥/s	4,400 ㎥/s	昭和57年8月洪水対応

※) 洪水調節量には君ヶ野ダム及び無堤部(霞堤)における遊水機能を含んでいる。



策定日：平成26年11月25日

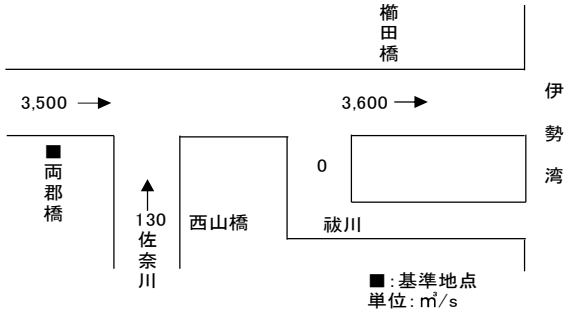
※1　河川整備計画
※2　河川維持管理計画

水系特性：櫛田川水系櫛田川

区間	下流域	中流域	上流域
地形※1(p3)	両郡橋を過ぎて平野部に入り、北流して扇状地及び三角州を形成し伊勢湾に注ぐ。	北側は三峰山、局ヶ岳等があり、これらを連ねる東西の線から急崖となっており、大小の蛇行を繰り返し、局部的に狭小な段丘的平坦地が見られる。	渓谷が発達し、急峻な地形を示す。
地質※1(p3)	・東西に中央構造線が走り、この線に沿って幅100～1,000mの圧砕岩(ミロナイト)が直線上に分布している。この線を境に南北に二分され、南側は黒色片岩・砂質片岩・緑色片岩、北側は花崗岩を主体とするまったく異なった地質になっている。		
土砂動態※2(p1-18)	・櫛田川の河床縦断形状は主に頭首工の存在に従って形成されており、河床は全川的に概ね安定している。平成2年から平成10年の間に12.4km～12.8km、14.6～15.4kmで河床低下が見られるのは、H2.9洪水及びH6.9洪水等の大規模出水時に低水路狭小箇所が低下したものである。 ・櫛田第二頭首工上流の5.8km～7.0km付近で河床上昇がみられるが、湾曲部内岸（左岸）の砂州が発達したものであり、近年においても上昇傾向を示している。2.0km～2.4km付近の河床上昇は、平成5年に左岸低水路護岸工事により横断形状が大きく変化したことによるものである。 ・平成13年以降11k下流では概ね安定しているが、上流側では低下傾向にある。 ・横断形状については概ね安定している。		
自然環境※3(p11)	・本川の河岸には河畔林が分布している。 ・両郡橋付近及び東黒部頭首工の下流河道内では、アユの産卵場が見られる。 ・両郡橋から下流では、頭首工が連続し流れの緩やかな区間に水生植物が繁茂し、水生昆虫が生息している。 ・ヨシ原に依存するオオヨシキリの営巣や、湛水面を利用するカモ類の休息の姿を見ることができる。	・香肌峡とよばれ県立自然公園に指定されている。 ・沿川には人工林や樹林が連続し、水辺には国指定の天然記念物であるネコギギ、オオサンショウウオが確認されている。	・青田渓谷（青田川）、蓮渓谷一帯には、トガサワラの本州の北限分布地となっている。 ・水辺等には三重県指定の天然記念物であるオオダイガハラサンショウウオをはじめ、山間の清流にすむ生物の生息がみられる。

河川整備計画において目標とする流量と河道整備流量※1(p51)

河川名	地点名	目標流量	蓮ダムによる洪水調節量	河道整備流量（河道の整備で対応する流量）	備　考
櫛田川	両郡橋	4,100 ㎥/s	600 ㎥/s	3,500 ㎥/s	流量観測開始後最大洪水相当(平成6年9月洪水)



策定日：平成17年8月3日

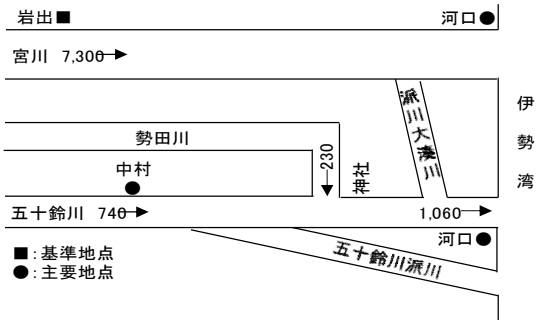
※1　河川整備計画　　※2　河川維持管理計画
※3　櫛田川水系流域及び河川の概要

水系特性：宮川水系宮川

区間		下流域	中流域	上流域
地形※1(p1-1)		伊勢平野南端に位置し、はじめは狭い範囲に扇状地を形成しJR参宮線宮川橋付近から河口部にかけて三角州が広がっている。	河岸段丘が発達し丘陵地形である。	概ね紀伊山地によって占められており、日出ヶ岳を最高峰に池木屋山、白倉山、迷岳といった1,000mを超える標高の山々に囲まれ、深いＶ字谷を形成している。
地質※1(p1-1)		・中・古生代の三波川帯及び秩父帯に属し、源流部の一部と支川大内山川上流部には四万十帯が分布している。 ・宮川の両岸には第四紀の段丘堆積層、下流の低地には沖積堆積物が広がっている。		
河道特性※1(p1-1)	河床勾配	レベル～1/1000程度	1/1000～1/800程度	1/800～1/200、1/200以上
土砂動態※2(p1-17)		・宮川においては、昭和50 年度から昭和59 年度にかけて1.6k～3.6k、5.6k～7.0k、8.2k～8.8ｋ、9.4k～11.8k区間において河床低下が見られるが、これらは砂利採取による影響と思われる。 ・平成16年以降、7.4kまでは概ね安定的に推移しているが、それより上流の区間では一部の区間を除いて低下傾向にある。 ・横断形状は砂利採取が規制された後は概ね安定している。		
自然環境※1(p1-1)		徐々に川幅が広がり、瀬や淵が連続し、アユの産卵床が形成され、平瀬や早瀬にはオイカワや底生魚のゴクラクハゼ等が生息し、ワンドにはヤリタナゴ等の緩やかな流れを好む魚類が生息している。 ・水域から河畔林まで多様な水辺環境を利用するゲンジボタルが生息している。 ・河口部は、水際の塩沼地にヨシ群落が広く分布している。	発達した河岸段丘に自然河岸が多く残り、清流を好むアカザやスナヤツメ等が生息する。	・本州南部における代表的原生林として極めて貴重であることから、国指定の天然記念物に指定されている。 ・国指定の特別天然記念物であるニホンカモシカ、県指定の天然記念物であるオオダイガハラサンショウウオ、国指定の天然記念物であるネコギギやアマゴが生息する。

河川整備計画において目標とする流量と河道整備流量※1(p10,11)

河川名	地点名	目標流量	洪水調節施設による洪水調節量	河道整備流量（河道の整備で対応する流量）	備　考
宮川	岩出	7,800 ㎥/s	500 ㎥/s	7,300 ㎥/s	平成16年(2004)9月洪水規模
五十鈴川	中村	740 ㎥/s	0 ㎥/s	740 ㎥/s	－
勢田川	神社	230 ㎥/s	0 ㎥/s	230 ㎥/s	昭和57年(1982)8月洪水規模



策定日：平成27年11月16日

※1　河川整備計画
※2　河川維持管理計画

第 2 章　堤　　防

第２章　堤防

2-1　堤防設計の基本

1)　適用の範囲

本要領で適用の対象としている堤防は、流水が河川外に流出することを防止するために設ける普通の堤防及び霞堤について適用する。越流堤、囲繞堤、背割堤及び導流堤は目的に応じて個々に構造設計がなされているので除外する。なお、自立式特殊堤を除けば、耐震機能についてはそれらの堤防であっても本要領の基準を準用できる。本要領は、堤防に関して一般的に確保されるべき最低限の安全性について述べたものであり、過去の被災履歴などについて個々の河川が有する特性から必要があると判断される場合においては、本要領よりも高い安全性を求めることを妨げるものでない。なお、本要領は、原則的には既設堤防の安全性の照査ならびに強化工法（対策工法の設計）に適用するものであるが、新設堤防の設計にも準用する。

2)　完成堤防の定義　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 2.1.1〕

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

【解　説】

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

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

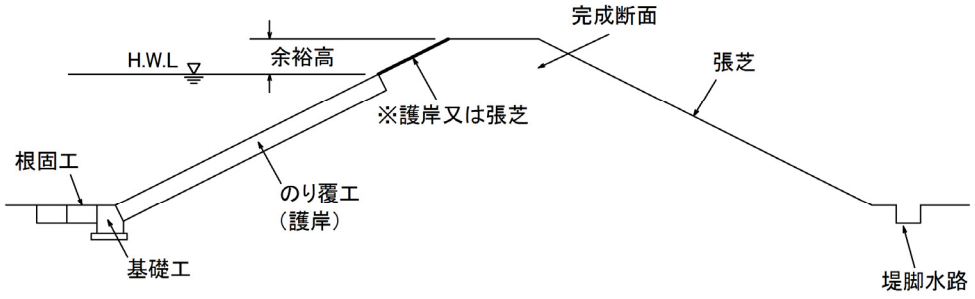


図 2-1-1　完成堤防（計画断面堤防）の例

※のり覆工（護岸）は、余裕高部分の植生被覆等の効果等も勘案して過大な範囲とならないように留意する。

3) 堤防の種類

河川堤防は、堤防の規模、形状、構造およびつくられる目的によって図2-1-2に示すように、いろいろの名称がつけられている。

①本堤　②副堤（控堤）　③輪中堤　④霞堤　⑤横堤及び羽衣堤（付流堤）
⑥背割堤(分流堤)　⑦導流堤（突堤）　⑧逆流堤（バック堤）　⑨囲繞堤及び周囲堤
⑩越流堤　⑪湖岸堤および高潮堤　⑫山付堤

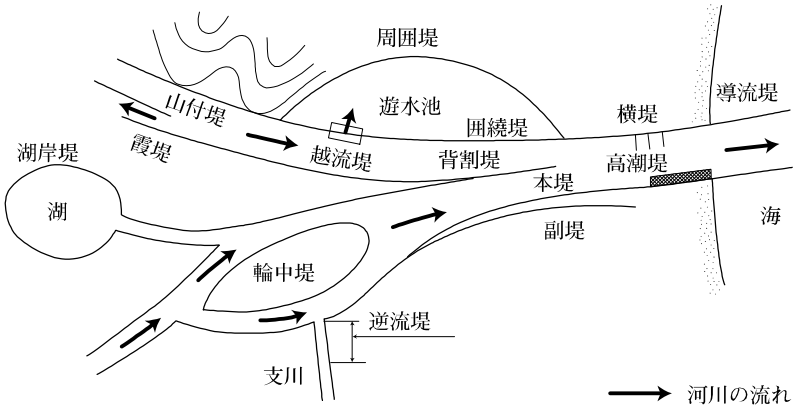
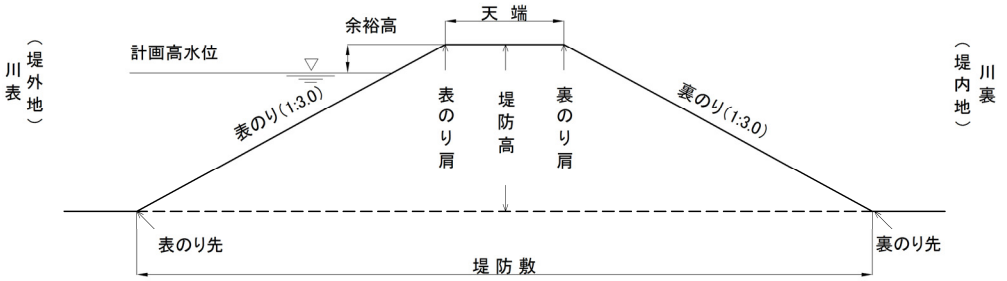


図 2-1-2　堤防の種類

4) 各部の名称〔河川土工マニュアル 3.1.2〕

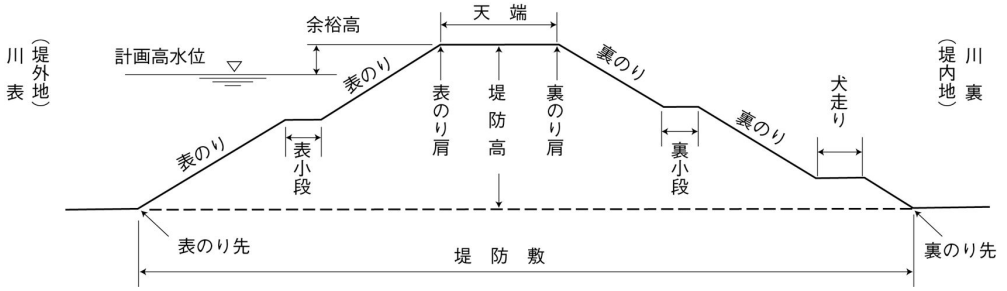
一般的な河川堤防の各部の名称は、図2-1-3(1)、図2-1-3(2)に示すとおりである。

なお、原則として、堤防は可能な限り緩やかな一枚のりとしているが、堤防によっては小段を設ける場合もあり、堤防高の大きい堤防では2段、3段と設け、上から第1小段、第2小段という。



〔河川土工マニュアル 3.1.2〕

図 2-1-3(1)　堤防各部の名称（3割勾配）



〔河川土工マニュアル 3.1.2〕

図 2-1-3(2)　堤防各部の名称

5) 堤防設計の基本 〔河川砂防（設Ⅰ）第１章2.1.2〕

流水が河川外に流出することを防止するために設ける堤防は、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位、暫定堤防にあっては、河川管理施設等構造令第 32 条に定める水位）以下の水位の流水の通常の作用に対して安全な構造となるよう設計するものとする。

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

【解 説】

堤防に求められる安全に関わる機能を、①耐浸透機能（浸透に耐える機能）、②耐侵食機能（侵食に耐える機能）、③耐震機能（地震に耐える機能）とし、整備箇所に応じて所要の機能を確保するよう堤防を整備する。

① 耐浸透機能とは、洪水時の降雨および河川水の浸透により堤防（堤体および基礎地盤）が不安定化することを防止する機能であり、全堤防区間で必要とされる。

② 耐侵食機能とは、洪水時の流水の侵食作用により堤防が不安定化あるいは流失することを防止する機能であり、耐浸透機能と同様に全堤防区間で必要とされる。

③ 耐震機能とは、地震により堤防が沈下し、河川水が堤内地に侵入することによって、浸水等の二次災害を発生させないようにする機能であり、**津波遡上区間**※で必要とされる。

なお、樋門等の堤防横断構造物の周辺においても、以上の三つの機能が確保されている必要がある。

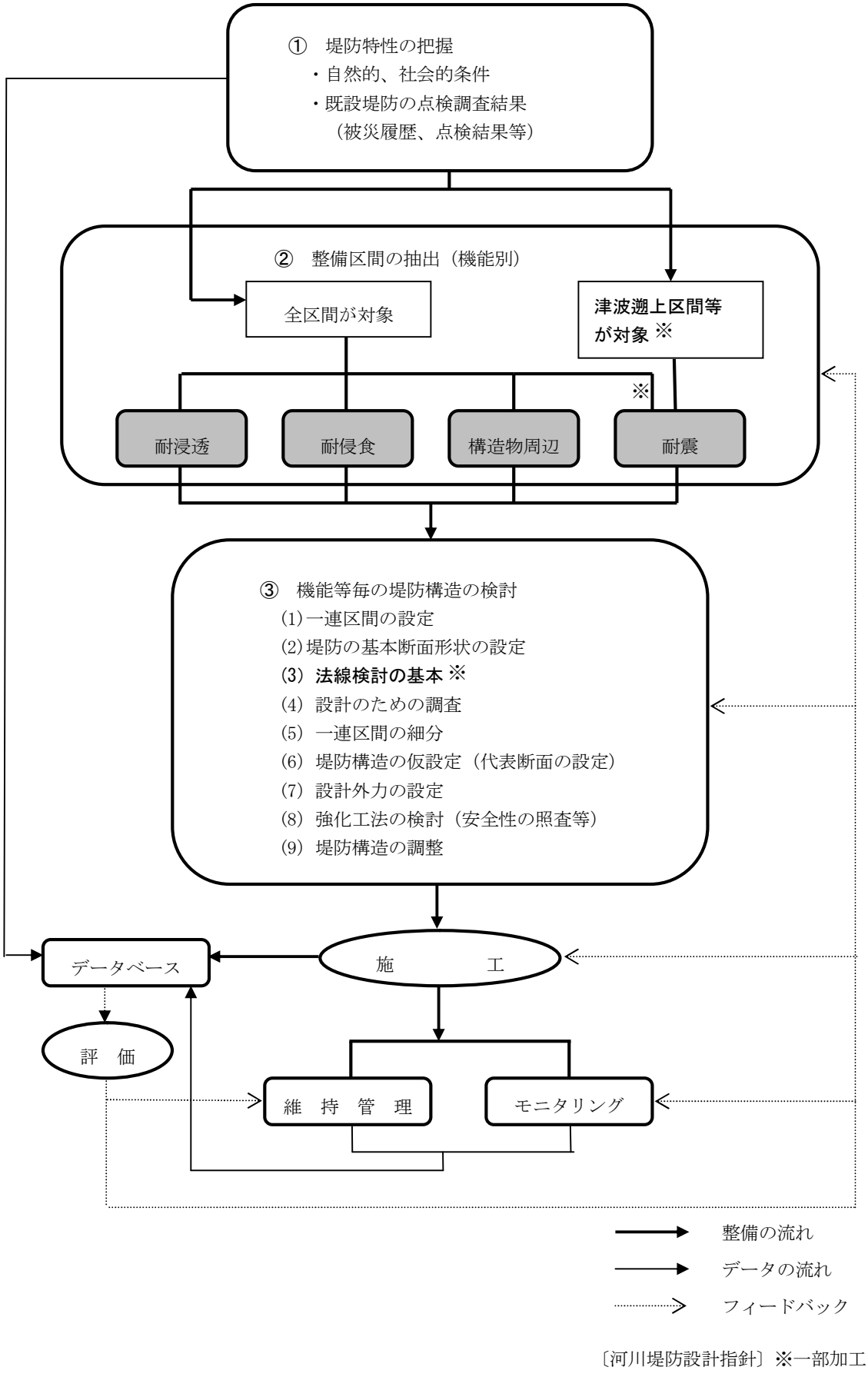
〔河川堤防設計指針〕※一部加工

6) 堤防設計の基本的な流れ 〔河川堤防設計指針〕

堤防設計の基本的な流れを図 2-1-4 に示す。

①自然的、社会的条件の調査や被災履歴などの既設堤防の安全性に係わる点検・調査等により堤防の特性を把握する。それにより、②耐浸透、耐侵食、耐震の各機能の確保が必要となる区間を抽出し、③機能毎に堤防構造の検討を行う。

樋門等の構造物周辺の堤防については、外観の観察等を実施して安全性を評価するが、この評価には特に高度な知見を要することから、専門家の助言を受けることが重要である。



〔河川堤防設計指針〕※一部加工

図 2-1-4　堤防設計の基本的な流れ

2-2 堤防構造の検討手順

1) 機能毎の堤防構造の検討 〔河川堤防設計指針〕

(1) 一連区間の設定

一連区間は、堤防整備区間を対象として河道特性や洪水氾濫区域が同一、または類似する区間を設定する。

① 一連区間の境界は、支派川の分合流箇所や山付き箇所に設定することを基本とするが、河川の特性、地形地質、あるいは堤内地の状況（地盤高等）や想定される氾濫形態等も配慮して分割してもよい。

② 山間狭隘部の堤防のように山付き箇所をはさんで短い堤防が連続する場合や支派川が近接して合流する場合には、河道特性や地形特性を考慮して、いくつかの堤防区間を一連区間と見なしてもよい。

(2) 堤防の基本断面形状の設定

一連区間内の基本断面形状は原則として同一とする。なお、ここで設定する基本断面形状は、必要最小限の断面であることに留意する必要がある。

① 堤防高および天端幅 〔河川堤防設計指針〕

> 堤防の高さ及び天端幅は、「河川管理施設等構造令」により設定する。なお、規定されている余裕高及び天端幅は最底限確保すべき値であり、河川の特性に応じて適宜設定する。

【解 説】

a. 堤防の余裕高

堤防（計画高水流量を定めない湖沼の堤防を除く）の高さは、計画高水流量に応じ、計画高水位に表2-2-1に掲げる値を加えた値以上とする。ただし、堤防に隣接する堤内の地盤高が計画高水位より高く、かつ、地形状況等により治水上の支障がないと認められた区間にあっては、この限りではない。

〔構造令 第20条〕

b. 天端の構造

堤防天端は雨水の堤体への浸透抑制や河川巡視の効率化、河川利用の促進等の観点から、河川環境上の支障を生じる場合等を除いて、舗装されていることが望ましい。ただし、雨水の堤体への浸透を助長しないように適切に維持管理するとともに、適切な構造によるのり肩の保護等を講ずるものとする。

また、堤防天端利用上の危険の発生を防止するために、必要に応じて車止めを設置する等の措置を講ずるものとする。なお、天端幅の決定においては、散策路や高水敷へのアクセス路として広く利用されており、それらの機能増進やバリアフリーの推進あるいは水防時の円滑な車両通行の確保等を考慮して、地域の実情を踏まえ可能な限り広くとることが望ましい。〔構造令 第21条〕

表 2-2-1 『河川管理施設等構造令』が規定する堤防の余裕高及び天端幅

計画高水流量 （単位 1 秒間につき立方メートル）	計画高水位に加える値 （単位 メートル）	天端幅 （単位 メートル）
200 未満	0.6	3
200 以上 500 未満	0.8	
500 以上 2000 未満	1	4
2000 以上 5000 未満	1.2	5
5000 以上 10000 未満	1.5	6
10000 以上	2	7

〔構造令 第 20 条、第 21 条〕

② のり面の形状とのり勾配 〔河川堤防設計指針〕

堤防のり面は表のり、裏のりともに、原則としてのり勾配が３割より緩い勾配とし、一枚のりの台形断面として設定する。

【解 説】

河川管理施設等構造令では、のり勾配は２割より緩い勾配とし、一定の高さ以上の堤防については必要に応じ小段を設けることとしている。しかし、小段は雨水の浸透をむしろ助長する場合があり、浸透面からみると緩やかな勾配の一枚のりとした方が有利なこと、**のり面のすべり破壊に対する安定性の向上、洪水時の水防活動等は活動場所の確保が容易な堤防天端で行われていること、**また、除草等の維持管理面や法面の利用面からも緩やかな勾配が望まれていること等を考慮し、緩傾斜の一枚のり（**３割**）とすることを原則とする。

従来より小段を設ける計画がないような、高さの低い堤防に関してはこの限りではない。さらに、既存の用地の範囲で一枚のりにすると、法勾配が３割に満たない場合の断面形状については個別に検討する必要がある。また、小段が兼用道路として利用されている等の理由から、一枚のりにすることが困難な場合には、必ずしも一枚のりとする必要はないが、雨水排水が適確に行われるよう対処することが必要である。

なお、のり面の延長が長くなると雨水によるガリ浸食が助長される場合があるので、雨水排水の処理については注意する。

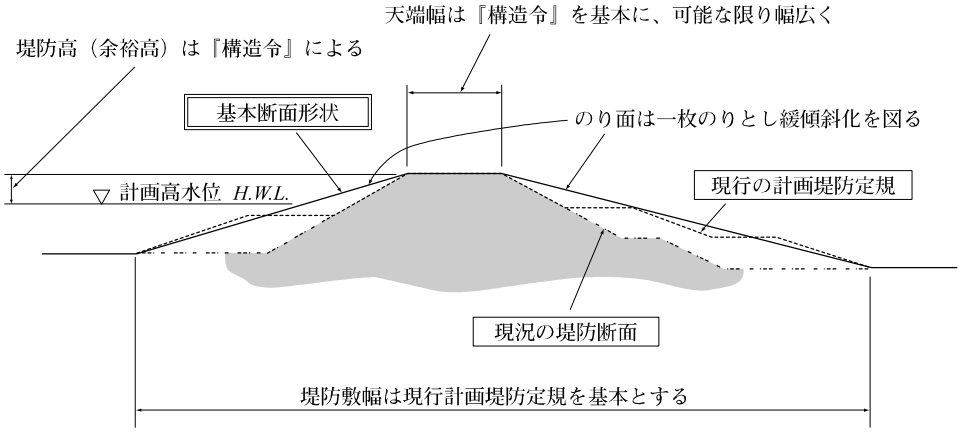


図 2-2-1 一連区間の堤防の基本的な断面形状

③ 裏のり尻 〔構造令 第 22 条〕

一枚のりの緩やかな勾配とした場合、のり面への車両の進入、不法駐車等が行われる場合があるので、これらによる危険発生防止のため、必要に応じて裏のり尻に 30～50cm 程度の高さの石積み等を設置するものとする。

④ 護岸ののり勾配〔構造令 第 22 条〕

護岸で保護される堤防の部分ののり勾配については、特に 50%以下（2 割以上）という規定はない。堤防としての機能と安全性が確保できるよう河川環境にも配慮して適切にのり勾配を定める必要がある。

護岸については、水理特性、背後地の地形・地質・土地利用状況等を十分踏まえた上で必要最小限の設置区間とし、生物の生息・生育・繁殖環境と多様な河川景観の保全・創出に配慮した適切な工法とすること。

〔美しい山河基本方針〕

(3) 法線検討の基本 〔河川砂防（計画）第 2 章 1.3.2〕

堤防の法線（掘込河道等の区間を含む）は、計画高水流量、沿川の土地利用状況、自然環境、洪水時の流況、現況の河道、将来の河道の維持、経済性等を総合的に勘案し、必要な川幅の確保を基本とし設定するものとする。

【解 説】

堤防法線は、計画高水流量を流下させるために必要となる平面形の基本となる川幅を定めるものであり、堤内地にとっては土地利用を制約する最も重要な条件となる。また、計画高水流量が同じであっても、水深、勾配、河床の粗度が異なれば適正な川幅は異なる。さらに既設堤防の状態、沿岸における家屋の密集状況、自然環境や河川利用の状況、用地取得の状況によっても異なってくる。したがって、川幅は河道計画全体の検討の中で定める必要がある。なお、堤防法線の設定にあたっては、以上を踏まえた上で次の各点に留意して検討しなければならない。

① 当該河川固有の自然環境や河川の利用状況等との関係を十分に配慮して、河川環境の整備と保全が容易となるようにする。**また、法線検討にあたっては、河川管理基図や河川環境情報図を確認し、瀬、淵、ワンド等の現況の良好な河川環境の保全に配慮すること。**

② 流下能力からみて現況の河道に十分な余裕のある川幅であっても、一般には河道の貯留効果を考慮してその川幅を確保することが望ましい。なお。計画上の効果としては、洪水によってその効果に差異があることなどの理由から河道貯留による流量低減の効果は考慮しないのが通例であるが、この河道貯留の効果を低く評価するという趣旨ではない。

③ 洪水時における流況を踏まえて、堤防の安全性の確保、侵食・堆積に対する河道の維持等の点を総合的に検討する。一般に急流河川では直線に近い形状とする場合が多い。また、緩流部の河川では、必ずしも直線である必要はないが急な曲がりは避け、場合によっては適切な蛇行形状にすることにより、堤防や河岸の侵食対策の必要範囲を限定することも可能である。

④ 蛇行形状の設定にあたっては、現状の河道、背後の地形・地質の状況、土地利用状況等を考慮するものとし、家屋の連たん地域や旧川の締切り箇所などができるだけ水衝部とならないよう配慮するものとする。

(4) 設計のための調査〔河川堤防設計指針〕

一連区間の細分、構造の検討における安全性の照査を行うために、所要の調査を実施する。

調査の内容は堤防に求められる機能や検討区間の特性等によって異なるため、 河川の洪水の特性、河道特性や堤防整備区間の地形地質条件、背後地の状況等を勘案して適切な項目を設定する必要がある。

(5) 一連区間の細分〔河川堤防設計指針〕

既往の点検や調査の結果及び設計のための調査等に基づき、一連区間を堤防構造の検討を行う区間に細分する。細分の観点は、堤防の種別（完成、暫定など）、堤内地盤高から見た堤防高、背後地の状況、治水地形分類、堤体や基礎地盤の土質特性、高水敷の状況、過去の被災履歴などの条件から、堤防構造を同一とする区間として設定する。

(6) 堤防構造の仮設定〔河川堤防設計指針〕

細分された区間の中から代表断面を選定し、基本断面形状に基づき、過去の経験や周辺の堤防構造等を参考にして、代表断面の堤防構造を仮設定する。

(7) 設計外力の設定〔河川堤防設計指針〕

洪水時の堤防は、計画高水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必要がある。

① 計画高水位は河道計画および施設配置計画等の洪水防御計画の基本となるものであり、河川管理施設は計画高水位に達する洪水状態を想定して設計を行う必要がある。また、耐浸透機能については、計画規模の洪水時の降雨も重要な外力である。

② 液状化の判定に用いる地震力および慣性力として作用させる地震力には、震度法による設計震度を用いる。この際、地震力の作用方向は水平とする。

③ 地震時の外力は、レベル1地震動とレベル2地震動を受けた場合の堤防の変形、沈下等の損傷状況は異なるものの、修復性には顕著な差異が認められないことにより、堤防の耐震性能の照査においては、原則として、レベル1地震動とレベル2地震動のうち厳しい結果を与えるレベル2地震動のみを考慮する。

〔耐震性能照査指針（Ⅱ）2.4〕

(8) 強化工法の検討〔河川堤防設計指針〕

① 耐浸透や耐侵食機能に関する構造の検討では、まず代表断面において仮設定した堤防構造を対象として、機能毎に適切な手法を用いた安全性の照査を行う。照査の結果が照査基準を満足しない場合には、強化工法を検討し堤防構造を修正する。

② 地震を対象とした構造の検討は、耐浸透や耐侵食機能の確保が確認された堤防構造について、地震による堤防の変形が二次災害の発生につながるか否かについて検討する。その結果、地震に対する対策が必要とされる場合においては、所要の安全性を確保できる構造となるよう強化工法を検討し堤防構造を修正する。

(9) 堤防構造の調整〔河川堤防設計指針〕

個々の機能に必要とされる堤防構造が互いに矛盾する場合や、全体として構造体としてのバランスのとれない堤防構造となる場合には、堤防構造が最大限の効果を発揮するよう十分な調整を図る必要がある。

また、環境面にも配慮した上で堤防構造を決定する必要がある。

さらに、縦断方向の構造の連続性や、樋門、樋管等の構造物の配置等を考慮して、一連区間の堤防が同等の機能を発揮するよう最終的な堤防構造を決定する。決定にあたっては、細分区分毎の堤防構造の連続性に配慮し、境界部が弱点とならないよう留意する必要がある。

2) 安全性の照査 〔河川堤防設計指針〕

工学的手法を基本とする堤防の安全性照査では、堤防に求められる機能に応じて、安全性の照査手法の適用、照査外力の設定、照査基準の設定をそれぞれ適切に行うことが重要である。

安全性照査の手法については次の手法を標準とし、これらの手法の適用に必要とされる照査外力、照査基準を設定する。

① 耐浸透機能 ： 非定常浸透流計算及び円弧すべり安定計算

② 耐侵食機能 ： 設計外力とする洪水による堤防のり面及び高水敷の侵食限界の判別
（既設護岸のある場合には設計外力とする洪水による護岸の破壊限界の判別）

③ 耐震機能 ： 堤防の変形を**静的地盤変形解析により算定（場合によっては動的解析を実施）**

3) 機能維持のためのモニタリング 〔河川堤防設計指針〕

洪水および地震に対する堤防の信頼性を高めるためには、堤防の保持すべき個々の機能に着目したモニタリングが不可欠である。

① モニタリングとしては、堤防の各部分に変状や劣化が生じていないか、降雨終了後も長期間にわたり水が滲み出していないか、澪筋や河床高に変化がないかなどについて、日常の巡視や調査等により把握するとともに、出水時に堤体及び堤防周辺地盤の挙動、樋門等の構造物周辺の漏水、あるいは堤体内の浸潤面の発達状況等を監視、計測すること等が重要である。

② モニタリングの方法としては、目視によることのほか、堤防の個々の機能に応じて計器を設置するなどして、出水時に生じた変化などを把握することが望ましい。堤防が洪水あるいは地震により被害を受けた場合には、入念な調査により被害の原因やメカニズムを把握して対策を行うことが重要である。

③ 堤防のモニタリングは、築堤が安定する3年間を目安に実施する。

2-3 設計細目

2-3-1 浸透に対する堤防の設計

1) 設計の方針および手順

(1) 設計方針

河川堤防の浸透に対する設計は、河川水ならびに降雨の浸透に対して安全となるよう設計する。なお、浸透対策は、耐震対策に寄与することもあり、耐震対策が必要な区間では、その他の機能も踏まえて相乗効果が得られる検討を行い、効率的な堤防整備を推進する。

(2) 設計手順

浸透に対する堤防の設計は、図 2-3-1 の手順にしたがって実施する。

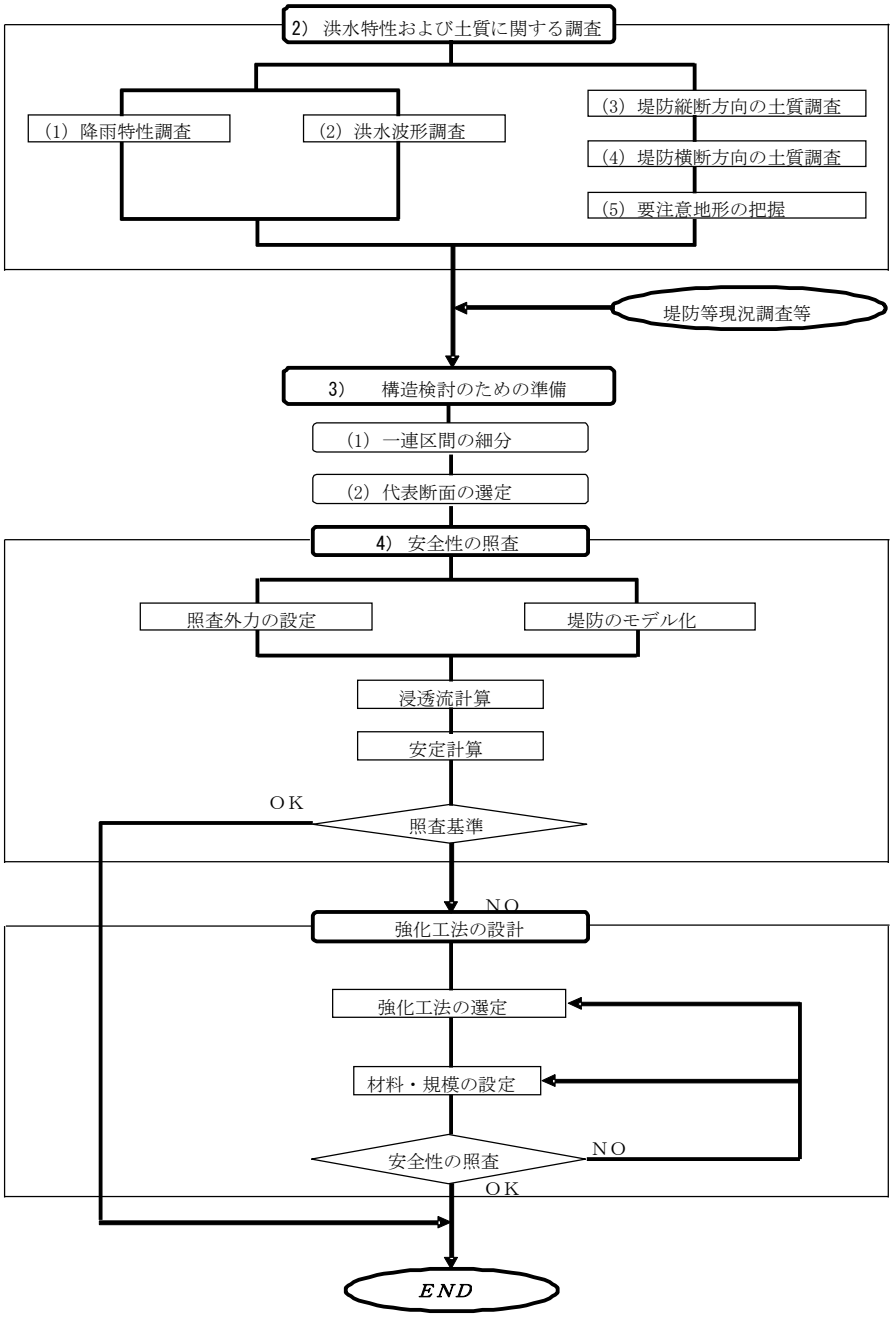


図 2-3-1 浸透に対する堤防設計の手順

2) 洪水特性および土質に関する調査 〔構造検討の手引き 3.2〕

(1) 降雨特性調査

降雨特性については、出水期の月平均降雨量、既往最大降雨量、計画降雨量等を中心に調査する。

① 出水期の月平均降雨量は、洪水が生起する可能性の高い時期、通常は6月～9月で、原則的には対象区間近傍の観測所の記録を収集整理することが望ましい。記録としては最低でも 10 年間程度を対象として、月降雨量の平均値を算出する。

② 計画降雨量は、洪水防御計画で対象としている流域平均もしくは対象区間の集水域平均の計画降雨量について収集整理する。

(2) 洪水波形調査

洪水波形調査では、計画高水流量算定時に対象とした複数洪水の流量および水位波形を収集整理する。

① 対象洪水が多数ある場合には、ピーク水位が高い波形、洪水継続時間の長い波形、波形面積が大きい波形、そして洪水末期の水位低下速度が早い波形等を選定する。

② 既往洪水の水位波形は、過去の洪水に対する堤防の安全性を確認するために収集するもので、安全性照査の対象区間近傍において、単にピーク水位が高い波形だけでなく、洪水継続時間が長い、あるいは波形面積が大きい波形にも着目する。

(3) 堤防縦断方向の土質調査

① 調査地点の配置

堤防縦断方向の土質調査地点は、「河川砂防技術基準 調査編 第 15 章 第 2 節」による河川堤防の土質調査の成果を活用して適切に配置する。

a. 浸透の面からみた対象区間の細分（縦断方向の区分）を行い、細分した区間ごとに浸透に対して相対的に最も危険と想定される箇所を選定してボーリング調査地点を配置する。

b. 調査地点の間隔は、既設のボーリング調査地点を含め、最低限 100m ごと、浸透に対して問題が少ないと想定される区間については最低限 200m ごとを目安とする。

逆に区分した区間の延長が極端に短い場合には、隣接区間と併せて相対的に最も危険と想定される位置に調査地点を選定してもよい。

② 調査の内容および方法

a. ボーリング調査

ボーリング調査は堤防天端の中央付近において実施することを原則とする。深さは、基礎地盤の上面から 10m程度とする。ただし、透水性地盤が 10m以上連続する場合には、その下位の難透水層を 2～3 m確保する深さまでとするが、基礎地盤上面から 20m程度を上限とする。

b. 地下水位

ボーリング調査に際しては、地下水位を精度よく把握する。また、近傍の地下水位観測所の記録を収集整理し、地下水位の季節的な変化を把握しておくことが望ましい。

c. 標準貫入試験

標準貫入試験を実施する位置は、堤体および基礎地盤とも原則として深さ 1m毎とする。

d. 土質試験

標準貫入試験器によって採取した乱した試料を対象に、物理的な性質を把握するための土質試験を実施する。試験の項目は表 2-3-1 に示す通りである。実施する頻度は土質が変化する毎を原則とするが、土質が比較的均一とみられる場合でも、堤体では 1m毎、基礎地盤については 2～3m毎に実施しておくことが望ましい。

表 2-3-1 堤防縦断方向の土質調査における土質試験の項目

土質試験の項目		礫質土	砂質土	粘性土
物理試験	土粒子の密度試験	○	○	○
	含 水 量 試 験	○	○	○
	粒 度 試 験	○	○	○
	液性限界・塑性限界試験	注)	注)	○

注）礫質土は礫粒土Gで、〔G〕〔G－F〕｛GF｝に該当する。
砂質土は砂粒土Sで、〔S〕〔S－F〕｛SF｝に該当する。
粘性土は細粒土Fで、｛M｝｛C｝に該当する。
礫質土・砂質土は、細粒分含有率が 15%程度以上の場合には、液性限界・塑性限界試験を実施することが望ましい。※液塑性限界・塑性限界試験は、土質材料を細分類するために実施する。

〔構造検討の手引き 3.2〕

e. 物理探査

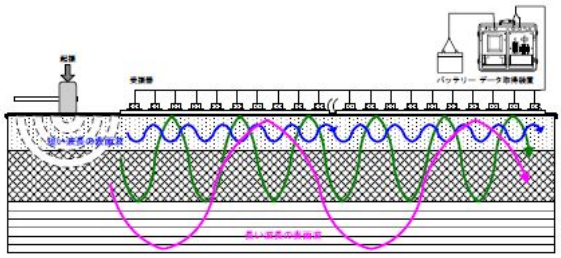
物理探査については、ボーリング調査の補足等、地層を概略的に把握する場合に採用を検討する。

【コラム】物理探査の事例

○河川堤防の安全性評価は、浸透・侵食および地震に対して行われており、そのためには堤体および基礎地盤の土質構成、透水特性、締固め度等を把握する必要がある。これらの物性情報は物理探査から直接得られるものではないが、物理探査結果のＳ波速度や比抵抗との関係から間接的には推定することができる。

○物理探査によって、堤体内の複雑な物性情報を精度よく把握することは困難であり、深度が深いほど精度が落ちる。物理探査の精度限界を考慮すると、現時点では浅層におけるボーリング調査の補足や地盤改良の面的な精度管理への活用が考えられる。

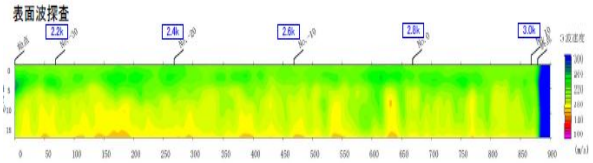
表面波探査状況



表面波探査概要図

表面波探査評価表

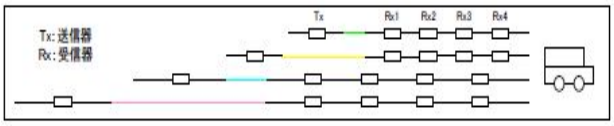
項目	状態	Ｓ波速度
締固め度	緩⇔締	低⇔高
密度	小⇔大	低⇔高
粒度	細⇔粗	低⇔高
Ｎ値	小⇔大	低⇔高
断面図の着色		暖色系⇔寒色系



表面波探査結果

表面波探査の例

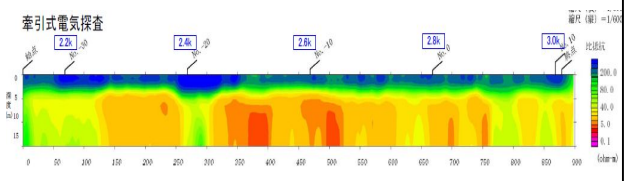
牽引式電気探査状況



牽引式電気探査概要図

牽引式電気探査評価表

項目	状態	比抵抗
地下水・間隙水の比抵抗	低⇔高	低⇔高
飽和度	高⇔低	低⇔高
粘土分	多⇔少	低⇔高
風化・変質程度	強⇔弱	低⇔高
地温	高⇔低	低⇔高
断面図の着色		暖色系⇔寒色系



牽引式電気探査結果

牽引式電気探査の例

f. その他の調査

堤体および基礎地盤の土質構成が複雑な場合には、サウンディング調査および試掘調査によりボーリング調査地点の間を補間する。

(4) 堤防横断方向の土質調査

① 調査対象断面の選定

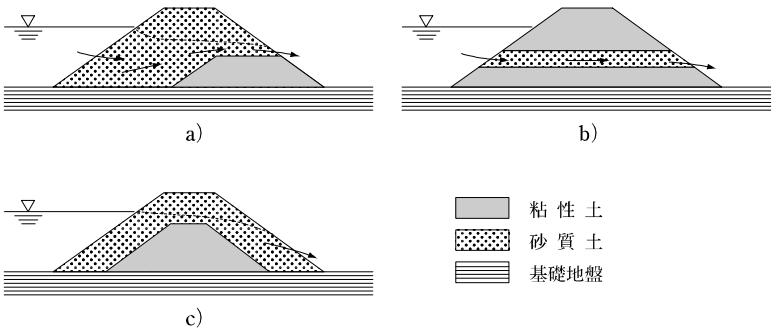
堤防横断方向の調査対象箇所は、堤防縦断方向の土質調査地点の中から浸透に対して条件が厳しい地点を選定する。

a. 堤体の土質で、浸透に対して特に問題となる土質条件は概ね次のとおりである。

ｲ. 大部分が透水性の大きい土質で構成され、かつ裏のり尻付近に難透水性の土質が分布されると想定される断面。（図 2-3-2 a）

ﾛ. 粘土性を主体に構成される堤体で、裏のりから表のりにかけて連続的に透水性の大きい土質が挟まれていると想定される断面。（図 2-3-2 b）

ﾊ. 中央部の難透水性の土質を透水性の大きな土質が被覆し、かつ難透水層の土質の上面が計画高水位に達していない断面。（図 2-3-2 c）



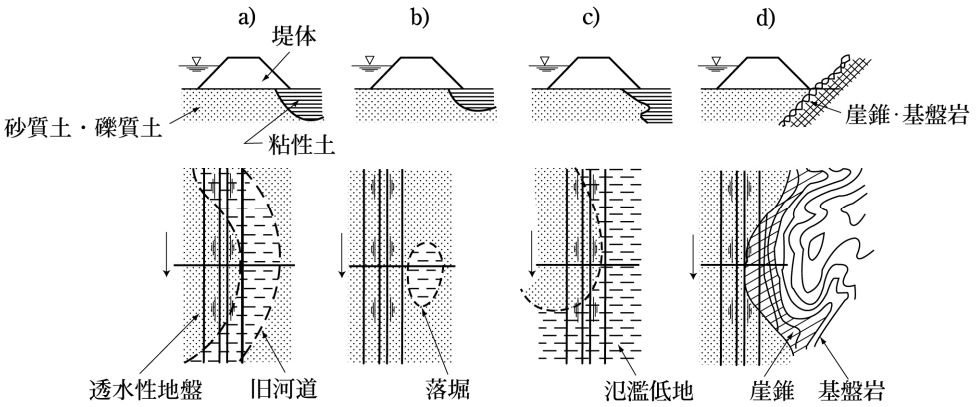
〔構造検討の手引き 3.2〕

図 2-3-2 浸透が問題となる堤体の土質構成

b. 基礎地盤土質で浸透が特に問題となる土質構成は、堤体と同様に透水性の異なる土質が複雑に分布する地盤である。図 2-3-3 はこれを模式的に示したものである。

ｲ. 透水性地盤において裏のり尻下に粘性土等の難透水層（行止り地盤）が分布していると、基礎地盤への浸透水は堤体内に上昇して浸潤面を押し上げ、漏水やすべり破壊が発生しやすくなる。

ﾛ. 裏のり尻近傍の難透水層が薄い場合には、基礎地盤からの漏水やパイピング破壊が発生しやすい。



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

〔構造検討の手引き 3.2〕

図 2-3-3 浸透が問題となる基礎地盤の土質構成

c. 被災の履歴について

漏水やのりすべり等の浸透に関わる被災の履歴を有する箇所は優先的に選定する。

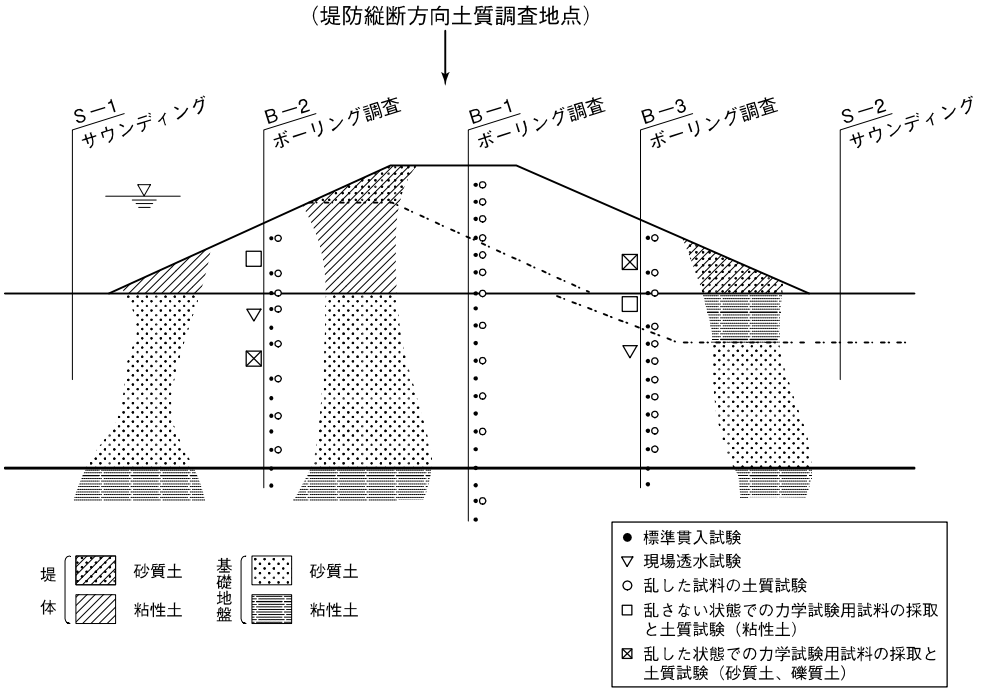
② 調査地点の配置

調査対象箇所内で行う土質調査では、堤体および基礎地盤からなる堤防が適切にモデル化できるよう、調査地点を配慮する必要がある。

a. ボーリング地点の数としては最低限、堤防天端、裏のり面、表のり面、各の中央付近の３箇所程度とする。

b. 土質構成が複雑な場合には、ボーリング調査地点の間を補間するよう、サウンディング調査地点を配置することが望ましい。

図 2-3-4 は堤防横断方向の土質調査の計画事例を模式的に示したものである。



〔構造検討の手引き 3.2〕

図 2-3-4　堤防横断方向の土質調査の事例

③　調査の内容および方法

堤防横断方向の土質調査では、堤防縦断方向の調査方法に加え、主として構成土質の透水性や強度特性を把握するための現場透水試験、試料の採取および土質試験を実施する。

新設堤防の照査にあたっては、土取場等から試料を採取し、別途材料試験を実施して締固めた後の材料の浸透特性ならびに強度特性を把握する必要がある。

個々の目的に応じた調査の方法は、表 2-3-2 に示す。

表 2-3-2　調査の目的に応じた調査の方法

調査目的	調　査　方　法	
	堤　　体	基礎地盤
土質構成の把握	ボーリング調査・サウンディング・電気探査等	
浸透特性の把握	主として室内土質試験（粒度試験・室内透水試験）	主として現場透水試験・土質試験（粒度試験）
強度特性の把握	標準貫入試験・サウンディング・室内土質試験（密度試験・せん断試験等）	主として標準貫入試験・サウンディング
材料特性の把握 (堤防新設の場合)	室内土質試験（締固め試験および締固めた材料の密度試験・透水試験・せん断試験等）	

〔構造検討の手引き 3.2〕

a.　現場透水試験

現場透水試験は、土質に大きな変化がないかぎりは、各ボーリング調査地点で 1 箇所（深度）程度とする。

b.　土質試験

物理試験は標準貫入試験器によって採取した試料を、堤防縦方向の調査と同様の項目の土質試験（表 2-3-1）に供するとともに、力学試験用に採取した試料について表 2-3-3 に示す土質試験を実施する。

表 2-3-3　堤防横断方向の土質試験の項目（力学試験用試料）

土質試験の項目			礫質土	砂質土	粘性土	得られる定数等
物理試験	土粒子の密度試験		○	○	○	土粒子の密度 ρ_s
	含水量試験		○	○	○	含水比 w_n
	粒度試験		○	○	○	粒径加積曲線、10%粒径 D_{10} 等
	液性限界・塑性限界試験		注 3)	注 3)	○	液性限界 w_L、塑性限界 w_P
	湿潤密度試験		○	○	○	湿潤密度 ρ_t
力学試験	透水試験		○	○		飽和透水係数 k_s
	三軸圧縮試験もしくは等体積一面せん断試験[注4)]	UU試験			○	粘着力 c_U（内部摩擦角 ϕ_U）
		CU試験	○	○	◎	粘着力 c_{CU}、内部摩擦角 ϕ_{CU}
		CUB試験	◎	◎	○	粘着力 c、c´ 内部摩擦角 φ、φ´
		CD試験	◎	◎		粘着力 c_i、内部摩擦角 ϕ_i
材料試験（堤防新設の場合）			○	○	○	最大乾燥密度 ρ_{dmax} 等

注 1）UU条件は非圧密非排水条件、CU条件は圧密非排水条件、CUB試験は圧密非排水条件(間隙水圧測定)、CD試験は圧密排水条件である。

2）土質分類（礫質土、砂質土、粘性土）は表 2-3-1 に同じである。

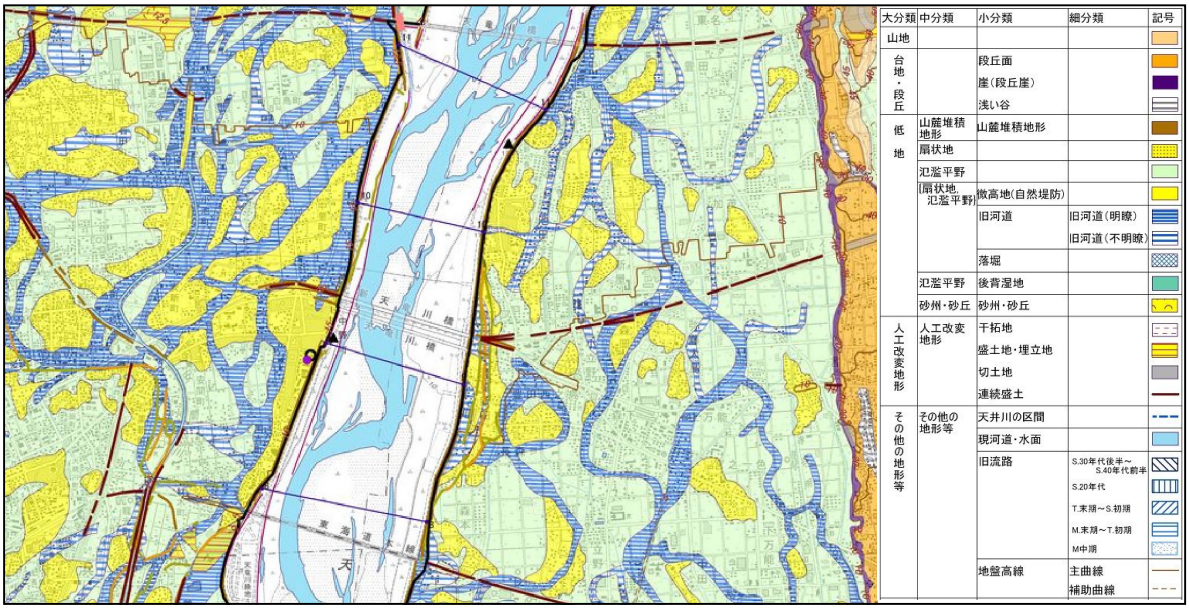
3）礫質土・砂質土は、細粒分含有率が 15%程度以上の場合には、液性限界・塑性限界試験を実施することが望ましい。
※液塑性限界・塑性限界試験は、土質材料を細分類するために実施する。

4）せん断強度試験の結果は、一般全応力法によるすべり安定計算に利用する。

〔構造検討の手引き 3.2〕

(5)　要注意地形の把握

要注意地形の把握では、治水地形分類図・旧版地形図等により高透水性地盤を示唆する旧河道や落堀の位置を抽出し、これらの情報を把握する。特に、自然堤防と後背湿地の境界部など、地形・地質学的に認定できる要注意地形に留意する。また、自然河川によって形成された沖積地盤の構造は複雑であり、空間的な広がりを把握可能な地形地質情報の有効利用が必要である。



〔国土地理院　治水地形分類図〕

図 2-3-5　要注意地形

3) 構造検討のための準備 〔河川堤防の構造検討の手引き 4.2〕

(1) 一連区間の細分

堤防の構造設計にあたっては、堤防等現況調査および土質調査等の結果に基づいて一連区間を堤防構造の検討を行う区間に細分する。図 2-3-6 には一連区間の細分の考え方を示す。

		←下流															上流→
土質	堤　体	C				S			C	S						G	
	基礎地盤	C					S									G	
要注意地形					■			■				■					
築堤履歴		昭和３０年代以前											昭和３０年代以後				
被災履歴			■			■									■		
一連区間の細分		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯

注）土質分類はC：粘性土、S：砂質土、G：礫質土 〔構造検討の手引き 4.2〕

図 2-3-6 一連区間の細分の考え方

(2) 代表断面の選定

代表断面は細分区間を代表する断面、すなわち浸透に対して最も厳しい条件を有する箇所を選定する。

4) 安全性の照査 〔構造検討の手引き 4.3〕

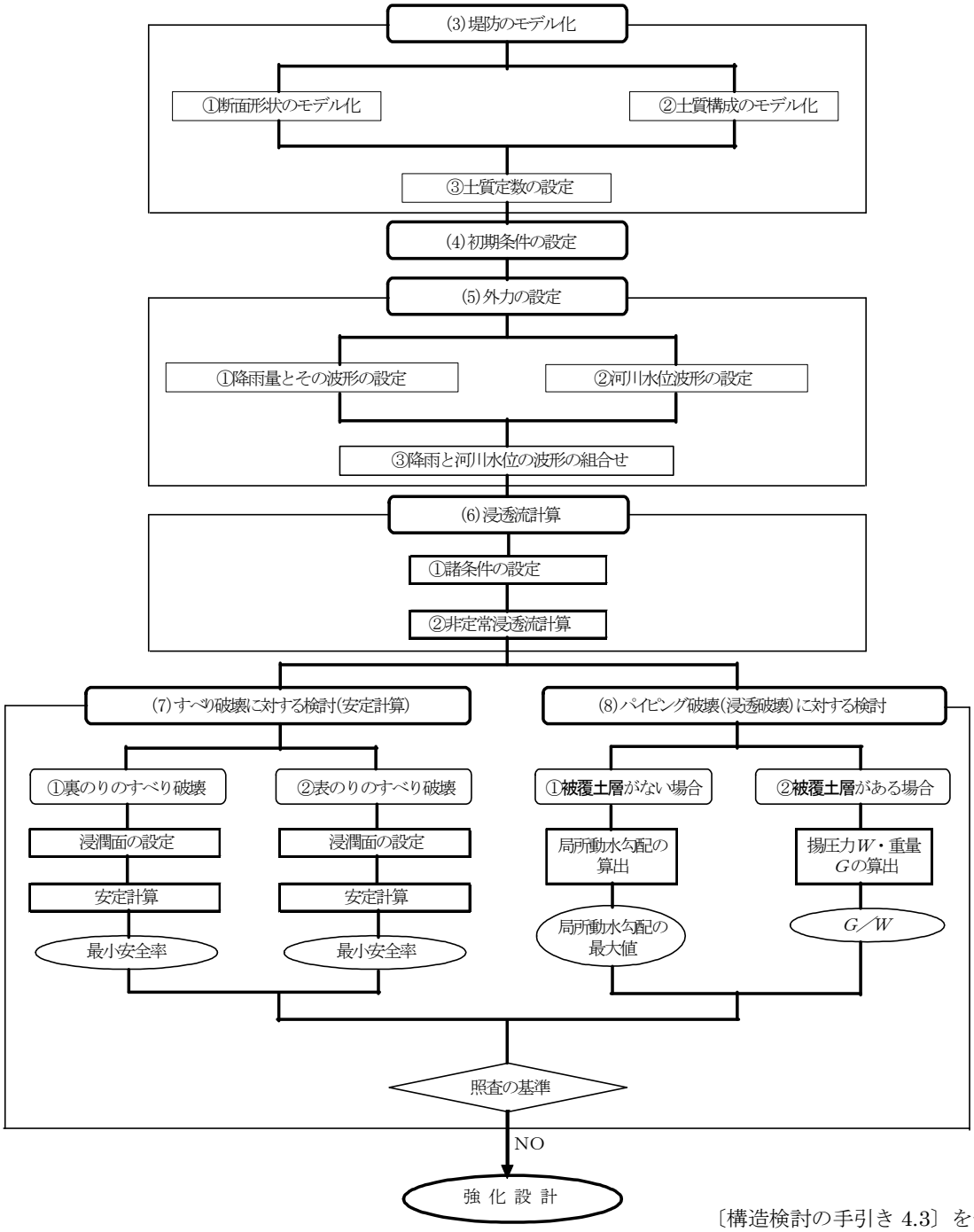
浸透に対する堤防設計における安全性の照査は、細分した区間を代表する堤防断面を対象に、外力に対して所要の安全性が確保されているかを照査する。

(1) 照査外力の設定

照査外水位としては、計画高水位（当面の整備目標として設定する洪水時の水位が定められている場合にはその水位）とし、照査降雨としては、計画規模の洪水時の降雨（当面の整備目標として設定する洪水時が定められている場合にはその時の降雨）とする。

(2) 照査の手順

堤防の浸透に対する安全性照査の具体的な手順を図 2-3-7 に示す。



〔構造検討の手引き 4.3〕を一部加工

図 2-3-7 浸透に対する安全性照査の手順

(3) 堤防（堤体および基礎地盤）のモデル化

浸透に対する安全性照査では、断面形状、土質構成をモデル化するとともに、土質定数を設定する。

① 断面形状のモデル化

堤防の横断面形状および堤内地、堤外地の地盤面（地表）をモデル化する。

a. 堤外地側は、平常時に河川水が存在する箇所までとする。ただし、高水敷の幅が 100m を超えるような断面については、表のり尻から 100m 程度の範囲までとする。

b. 堤内地側は、河川や水路等の水位条件が把握されている個所（水位一定境界）までとするが、このような個所がない場合や遠方にある場合には､裏のり尻から堤防高の 10 倍程度の範囲をモデル化する。

② 土質構成のモデル化

土質構成については、堤防横断方向の土質断面図を基にモデル化するが、堤体については土質調査の結果とともに、近傍の堤防開削調査の結果や築堤履歴を十分に勘案し、適切にモデル化することが重要である。

a. 深さ方向のモデル化の範囲としては、基礎地盤の上面から 10m程度を考えるが、透水性地盤ではその下限までとするのが原則である。

b. 透水性地盤が厚い場合は、地下水面から水位変動量（計画高水位と地下水位または平水位の差）の 3～6 倍、最大 20m程度の深さを目安とする。

c. 基礎地盤が粘性土のような難透水性地盤で構成される場合は、堤内地盤高もしくは河川の平水位のいずれか低い高さ以下 2～3mまでとする。

③ 土質定数の設定

土質定数は、原則として原位置（現場）における試験および室内での土質試験結果に基づいて、モデル化した土質区分毎に適切に設定する。設定にあたっては、試料の透水性や堤体の土層構成から想定される被災メカニズム、土質の不均質さなどを十分考慮するとともに、経験的に知られている値についても勘案する必要がある。

表 2-3-4 浸透に対する堤防の安全性確認に必要な土質定数

必要な土質定数		用 途	備 考
飽和透水係数 k_s		非定常浸透流計算	現場および室内での透水試験結果に基づいて設定する
不飽和浸透特性	比透水係数 $\theta \sim k_r$		体積含水率 θ と比透水係数 kr(不飽和透水係数/飽和透水係数)の関係、および体積含水率 θ と負の圧力水頭 ϕ の関係(水分特性曲線)を示すもので、実際に求める場合には特別な試験が必要で、原則としては後出の表 2-3-5 に設定される不飽和浸透特性を利用することとする
	水分特性曲線 $\theta \sim \phi$		
湿潤密度 ρ_t		安定計算[注)]	原則として室内試験結果にもとづいて設定する
粘着力 c			粘性土についてはＣＵ試験またはＵＵ試験の結果に基づいて設定する 砂質土についてはＣＵＢ試験、ＣＤ試験またはＣＵ試験の結果に基づいて設定する
内部摩擦角 ϕ			

注）安定計算は一般全応力法に基づいて実施

〔構造検討の手引き 4.3〕

a. 浸透流計算に必要な土質定数

ｲ. 飽和透水係数 K_s

原則的には現場透水試験（主として基礎地盤）および室内の透水試験（主として堤体）の結果に基づいて設定するが、粒度試験の結果等をもとに土質の不均質さを十分考慮して適切に設定する必要がある。

粘性土については、特別な条件（亀裂が多い等）がない限りは、次の値を設定してもよい。

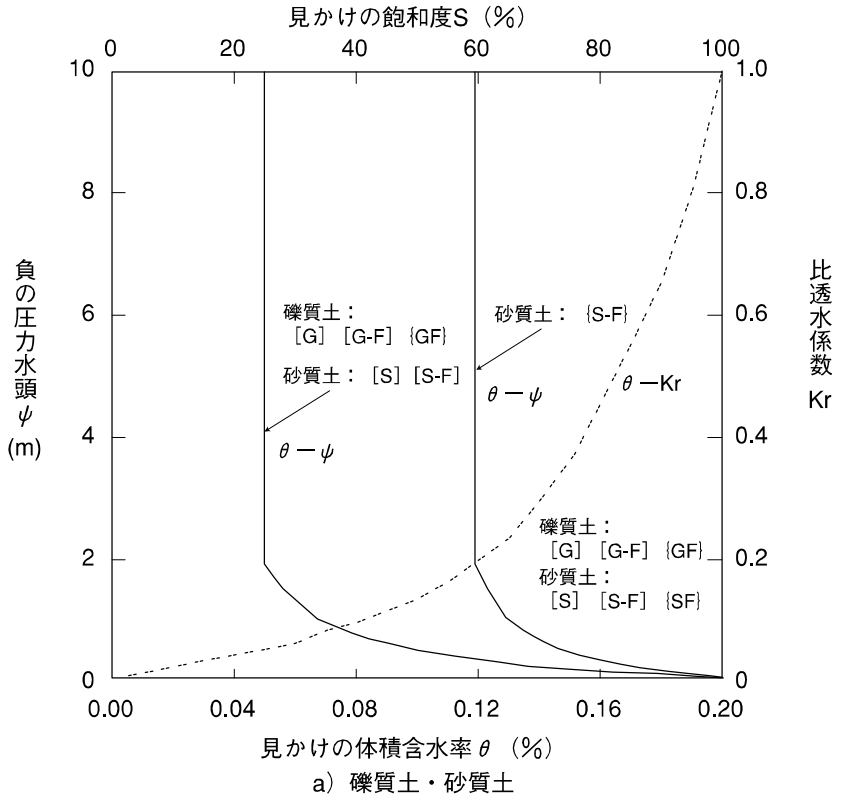
シルトを主体とする場合、 $K_s=1\times10-5$ cm/sec

粘土を主体とする場合、 $K_s=1\times10-6$ cm/sec

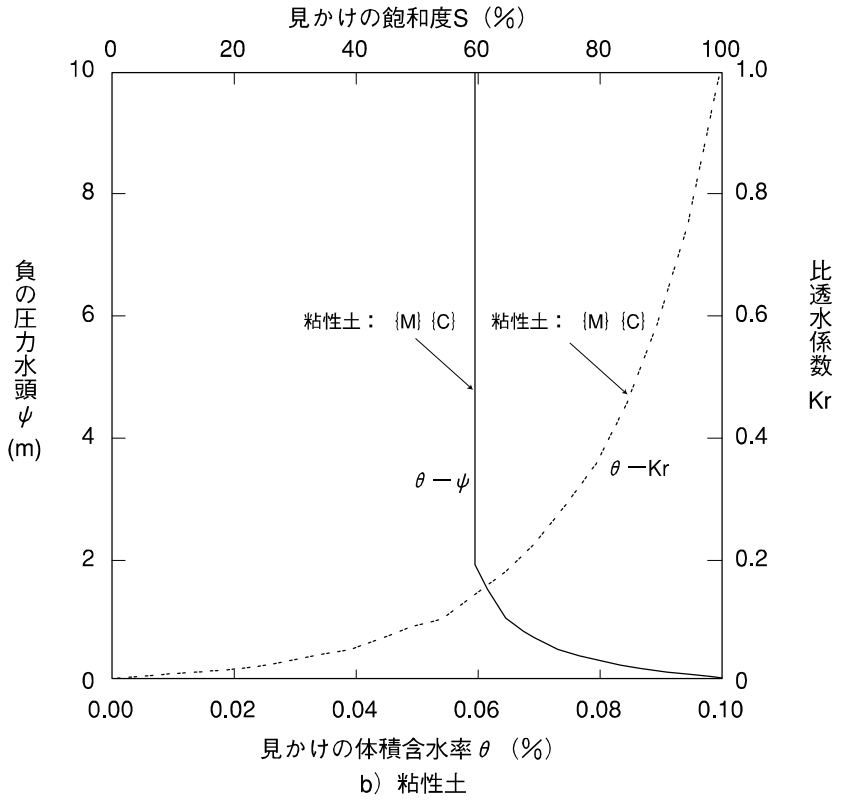
ﾛ. 不飽和浸透特性

飽和・不飽和浸透流計算に必要な不飽和の浸透特性、すなわち ①体積含水率 θ と比透水係数 $K_r=\frac{K_\theta}{K_s}$（=不飽和の透水係数 K_θ／飽和状態での透水係数 K_s）の関係、および ②体積含水率 θ と負の圧力水頭 ϕ の関係（水分特性曲線）については図 2-3-8 にそれぞれの数値は表 2-3-5 に示す。

図の横軸の体積含水率 θ は見掛けの体積含水率として扱い、飽和状態のそれを砂質土および中間土では 0.2、粘性土では 0.1 とした。



a）礫質土・砂質土



b）粘性土

〔構造検討の手引き 4.3〕

図 2-3-8　浸透流計算に用いる体積含水率と、負の圧力水頭・比透水係数の関係

表 2-3-5　不飽和浸透特性数値表

a）見かけ体積含水率 θ と比透水係数 K_r の関係

礫質土；[G]，[G-F]，{GF} 砂質土；[S]，[S-F]，{SF}	
体積含水率 θ	比透水係数 K_r
0.000	0.000
0.010	0.010
0.020	0.020
0.030	0.030
0.040	0.040
0.050	0.050
0.060	0.060
0.070	0.080
0.080	0.090
0.090	0.110
0.100	0.130
0.110	0.160
0.120	0.190
0.130	0.230
0.140	0.290
0.150	0.360
0.160	0.450
0.170	0.550
0.180	0.650
0.190	0.800
0.200	1.000

粘性土；{M}，{C}	
体積含水率 θ	比透水係数 K_r
0.000	0.000
0.005	0.003
0.010	0.006
0.015	0.010
0.020	0.015
0.025	0.020
0.030	0.030
0.035	0.040
0.040	0.050
0.045	0.070
0.050	0.090
0.055	0.100
0.060	0.140
0.065	0.180
0.070	0.230
0.075	0.290
0.080	0.360
0.085	0.460
0.090	0.590
0.095	0.750
0.100	1.000

b）みかけ体積含水率 θ と負の圧力水頭 ϕ の関係

礫質土；[G]，[G-F]，[GF] 砂質土；[S]，[S-F]	
体積含水率 θ	圧力水頭 ϕ
0.049	12.00
0.050	1.90
0.056	1.50
0.068	1.00
0.078	0.80
0.084	0.70
0.090	0.60
0.100	0.50
0.112	0.40
0.126	0.30
0.136	0.25
0.150	0.20
0.164	0.15
0.178	0.10
0.190	0.05
0.200	0.00

砂質土；{SF}	
体積含水率 θ	圧力水頭 ϕ
0.119	12.00
0.120	1.90
0.123	1.50
0.129	1.00
0.135	0.80
0.138	0.70
0.141	0.60
0.146	0.50
0.153	0.40
0.160	0.30
0.166	0.25
0.173	0.20
0.181	0.15
0.188	0.10
0.195	0.05
0.200	0.00

粘性土；{M}，{C}	
体積含水率 θ	圧力水頭 ϕ
0.059	12.00
0.060	1.90
0.062	1.50
0.066	1.00
0.068	0.80
0.070	0.70
0.072	0.60
0.074	0.50
0.076	0.40
0.081	0.30
0.084	0.25
0.088	0.20
0.092	0.15
0.095	0.10
0.098	0.05
0.100	0.00

〔構造検討の手引き 4.3〕

b. 安定計算に必要な土質定数

ｲ. 湿潤密度 ρ_t

原則として土の湿潤密度試験(土質工学会基準 ＪＳＦ Ｔ 191－1990)の結果に基づき設定する。なお、湿潤密度は飽和度によって変化するので、ここでは安全側に、モデル化した土質ごとに飽和状態に近い値を採用する。

ﾛ. 粘着力 c

粘着力ｃは主として粘性土に与える強度定数で、飽和状態の非圧密非排水（ＵＵ条件）の三軸圧縮試験（土質学会基準 ＪＳＦ Ｔ 521－1990）に基づいて設定する。

ﾊ. 内部摩擦角 ϕ

内部摩擦角φは砂質土および礫質土に設定する強度定数で、乱した試料で採取した場合には、密度調整した試料（飽和状態）を対象とした三軸圧縮試験あるいは等体積一面せん断試験（いずれもＣＵ条件の試験）の結果を基に設定する。

設計上は、粘性土はφ=0、砂質土と礫質土はｃ=0 と割り切って扱うのが一般的である。

また、経験的に知られている値や、標準貫入試験から得られる*N*値とφの関係、あるいは隣接する断面の類似の土質に対する試験結果等を十分勘案し、適切に設定する必要がある。

安定計算の技術上の問題からいえば、堤体土が砂質土と礫質土の場合にｃ=0 とすると、のり面の表層をかすめるような円弧が最小安全率を示すことがあり、堤防全体の安全性を照査するという意味からは望ましいものではないので、三軸圧縮試験等の結果がｃ=0 であっても計算上はｃ=1 kN/m2 程度を見込んでおく必要がある。

c. 浸透対策工のモデル化

ｲ. 止水矢板や遮水シート等の人工材料を用いた浸透対策工については、これを土質材料に置き換えて土質定数を設定する。

$$K_s = \frac{K_v \cdot t_s}{t}$$

ここに、 K_s：モデルの厚さに応じて設定する透水係数（cm/sec）

K_v：実験等から求められた見掛の透水係数

遮水シート $K_v = 1 \times 10^{-8}$（cm/sec）

止水矢板 $K_v = 1 \times 10^{-7}$（cm/sec）

t_s：モデルの厚さ（cm）

t：実験等に用いた材料の厚さ（遮水シートは厚さ 1mm、止水矢板は厚さ 1cm）

ﾛ. モデル化する対策工の厚さを、堤防高の 1/10 程度以下で要素を分割した場合、対策工を計算に反映するためには要素の 1/2 程度の厚さで対策工のモデル化を行うことが望ましい。

ﾊ. 護岸等ののり覆工については、遮水性はないものとして扱いモデルには含めない。

ﾆ. 天端が兼用道路でアスファルト舗装がされている場合には、粘性土と同程度の透水係数を与えるとよい。

(4) 初期条件の設定

浸透に対する安全性照査では、事前降雨量および初期地下水位を初期条件として設定する。

① 事前降雨量の設定

事前降雨量は、設計対象区間の降雨特性に応じ、総降雨量として多雨時期の月降水量の平年値程度を設定する。

降雨強度としては、堤体の透水係数を勘案して事前降雨量が全て堤体に浸透するよう 1mm/h 程度を設定する。

② 初期地下水位の設定

初期地下水位は出水期（多雨時期）の平均地下水位程度を水平に設定する。設定に当たっては次の点に留意する必要がある。

a. 帯水層が複数分布する場合には、堤防の安全性の評価では地表に最も近い帯水層の地下水位が重要である。

b. 土質調査から得られた地下水位が局所的な地形や土質状況等に影響されたものではないことを確認する。

c. 確認された地下水位が出水期の平均的なものであるか不明確な場合、あるいは出水期の平均地下水位が堤内地盤面下 0.5m 以深にある場合には、堤内地盤面の下方 0.5m（堤内地盤高－0.5m）程度に初期地下水位を設定する。

(5) 外力の設定

浸透に対する安全性照査では、外力として洪水時の降雨波形、および河川水位波形の両者の組合せを設定する。

① 降雨量とその波形の設定

設定に当たっては次のような手順で設定する。

a. 原則として当該河川の計画降雨量（総降雨量）を用いる。

b. 降雨強度は 10ｍｍ/hr 程度を標準とする。

c. a. で設定した総雨量と、b. で設定した降雨強度を基に長方形の降雨波形を設定する。

② 河川水位（外水位）波形の設定

日本の河川は、洪水継続時間が短いことから原則として非定常状態の河川水位を用いて安全性を照査することとし、河川水位波形（基本水位波形）を設定する。

a. 基本水位波形の作成法

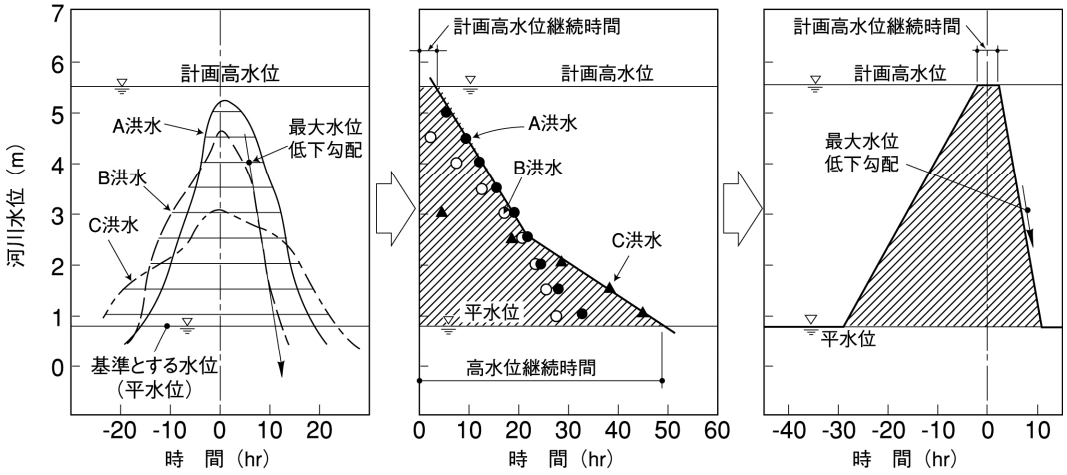
安全性の照査に用いる基本水位波形の設定手順は次のとおりである。

ｲ. 図 2-3-9 a）の複数の波形のそれぞれについて基準となる水位（原則として平水位）毎の 継続時間を求め 同図 b）を作成する。

ﾛ. 図 2-3-9 b）の継続時間を包絡（外挿）するような直線を描き、この包絡線で囲まれる部分の面積を求める。ここで、包絡線が図 2-3-10 に示すように計画高水位に達しない場合には、同水位の継続時間が 1 時間になるような包絡線を設定する。

ﾊ. 図 2-3-9 a）の複数の水位波形の中で、洪水末期の水位低下勾配（水位低下速度）の最大のものを抽出し、その勾配を求める。

ﾆ. ﾛ. およびﾊ. を基に、計画高水位の継続時間および水位低下勾配（水位低下速度）を決定した上で図 2-3-9 c）に示すように、ﾛ. と波形面積が同等となるよう洪水立ち上がり時間を定め、台形ないし台形に近い波形を作成し、これを基本波形とする。

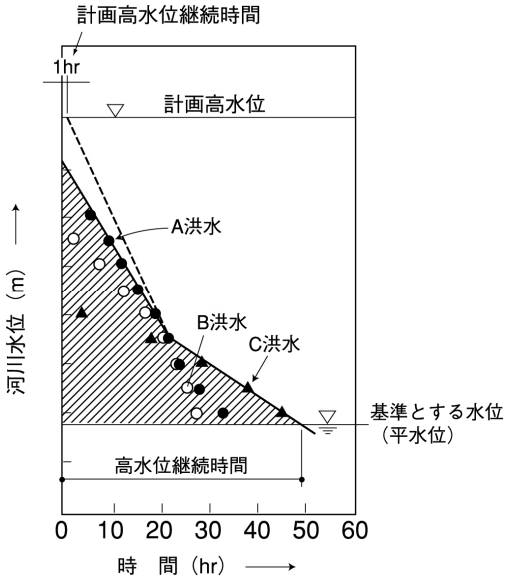


a）複数の計画高水波形　　b）水位毎の継続時間　　c）基本水位波形

〔構造検討の手引き 4.3〕

図 2-3-9　河川水位波形（基本水位波形）の設定方法

ﾎ. 図 2-3-9 に示す方法で計画高水位または当面の整備目標として設定する洪水時の水位に到達しない場合。

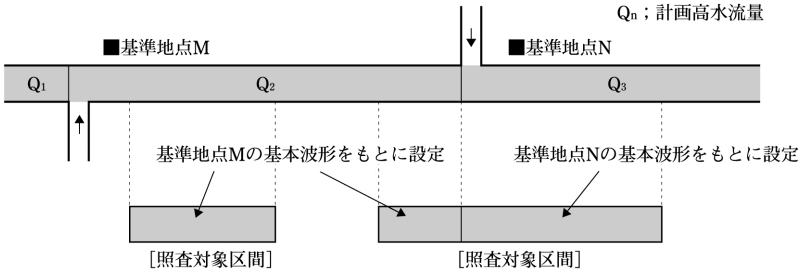


〔構造検討の手引き 4.3〕

図 2-3-10　基本水位波形の設定法

b. 代表断面の水位波形の設定

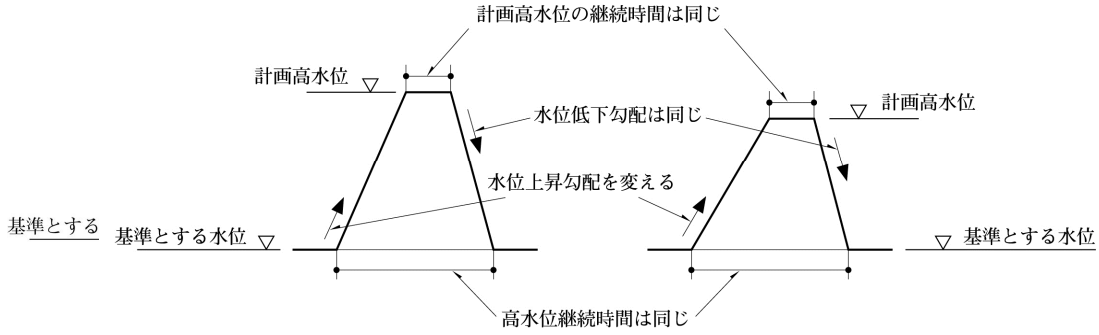
ｲ. 代表断面の水位波形は、図 2-3-11 に示すように、計画高水流量が同一の区間については、その区間下流の基準地点において作成した基本水位波形を適用する。



〔構造検討の手引き4.3〕

図 2-3-11 照査対象区間ごとの水位波形の設定方法

ﾛ. 計画高水位と基準とする水位（平水位）の差が基準地点のそれと異なる場合には、区間内の流量の変化はないものとして図 2-3-12 に示すように、計画高水位の継続時間、高水位継続時間（平水位以上の水位継続時間）および水位低下勾配（速度）は変わらないものとして、水位上昇勾配を調整し、照査対象断面（箇所）の計画水位と平水位に対応した水位波形を設定する。



a）基準地点で作成した基本水位波形　　b）代表断面に設定する波形

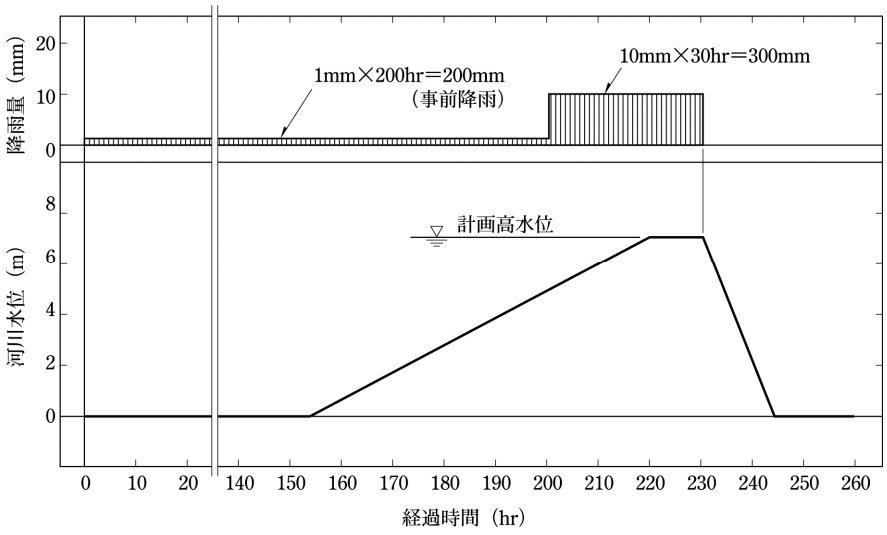
〔構造検討の手引き4.3〕

図 2-3-12 計画高水位と基準とする水位の差が基準値地点と異なる断面の水位波形の設定法

ﾊ. 計画堤防高に達していない堤防を対象として安全性の評価を行う場合には、計画高水位を当面の整備目標とする洪水時の水位と読み替えて水位波形を設定する。

③ 降雨と河川水位（外水位）の波形の組合せ

堤体内の浸潤面の高さは、河川水位波形と降雨波形の重なり方、すなわち組合せ方によって変化する。このため、河川水位と降雨の組合せは、過去の洪水における組合せの実態等、地域の特性を考慮して適切に設定する必要があるが、設定にあたって適当な資料がない場合には、図 2-3-13 に示すように、計画高水位もしくは当面の整備目標として設定する洪水時の水位の終了時点と降雨終了時点が一致するように組合せる。



〔構造検討の手引き 4.3〕

図 2-3-13　降雨と河川水位波形の組合せ例

(6)　浸透流計算

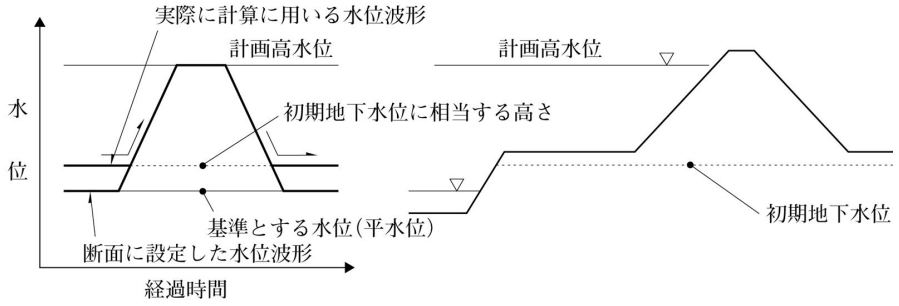
浸透に対する安全性照査では、モデル化した堤防について、設定した外力条件の基で非定常飽和・不飽和浸透流計算により浸潤面を算出する。

①　諸条件の設定

a.　計算時に用いる水位波形について

ｲ.　平水位が設定した初期地下水位より低い場合には、図 2-3-14 に示すように、設定した水位波形の初期地下水位に相当する高さ以上の部分を用いれば計算が効率的である。

ﾛ.　平水位が初期地下水位より高い場合には（極端な事例は天井川）、平水位で定常計算を行った後に所定の水位波形を与えるとよい。



a）評価対象断面に設定した水位波形　　b）堤防断面と水位条件

〔構造検討の手引き 4.3〕

図 2-3-14　初期地下水位が平水位より高い場合に用いる水位波形

b. 分割する要素の大きさ

ｲ. 堤体の鉛直方向の要素分割の幅（高さ）は、堤防の高さの 1/10 程度以下とする。

ﾛ. 基礎地盤における表層部分の要素分割の高さは、0.25～0.5m 程度の高さ以下とする。

c. 計算時間のステップ

外力条件が 1 時間毎となることから、基本的には計算時間ステップも 1 時間毎とする。

② 非定常浸透流計算の方法

実際に近い現象が再現できる非定常の飽和・不飽和浸透流計算を行なうことを原則とする。その基本式は次のとおりである。

$$\frac{\partial \psi}{\partial X}\left(K\frac{\partial \psi}{\partial X}\right)+\frac{\partial}{\partial Z}\left(K\frac{\partial \psi}{\partial Z}+K\right)=(C+\alpha\cdot S_s)\frac{\partial \psi}{\partial t}$$

ここに、 X ：堤防横断面の水平方向の軸

Z ：堤防横断面の鉛直方向の軸

K ：透水係数（m/hr）

ψ ：圧力水頭（m）

C ：比水分容量（水分特性曲線の接線勾配として与えられる）（1/m）

α ：飽和領域では 1、不飽和領域では 0

S_s ：比貯留係数（砂質土=1×10^{-4} 1/m、粘性度=1×10^{-3} 1/m程度を設定する）

t ：時間 （hr）

計算は、モデル化した堤防（堤体および基礎地盤）を対象に土質定数、初期条件および計算条件を設定するとともに、境界条件等を入力して実施する。

(7) すべり破壊に対する検討（安定計算）

浸透流計算によって得られた浸潤面の中から最も危険なものを抽出し、一般全応力法にもとづく円弧すべり法によってすべり破壊に対する最小安全率を算出する。

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

ここに、 F_s ：安全率

u ：すべり面の間隙水圧（kPa）

W ：分割片の重量（KN/m）

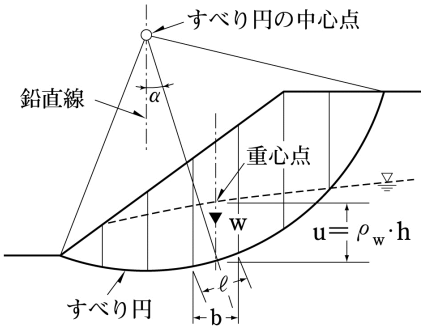
c ：すべり面に沿う土の粘着力（kPa）

ℓ ：円弧の長さ（m）

ϕ ：すべり面に沿う土の内部摩擦角（°）

b ：分割片の幅（m）

α ：円弧の中央におけるのり線と鉛直線のなす角度（°）



〔構造検討の手引き 4.3〕

図 2-3-15　円弧すべり法

一般全応力法は、実際と同じ応力条件と排水条件を与えたせん断試験を行って、いわゆる見かけの強度定数ｃ、φを求め、すべり面の間隙水圧を用いて安定計算を行う方法である。間隙水圧には、降雨・河川水等の浸透・排水による間隙水圧と、せん断に伴う土の体積膨張または体積収縮による間隙水圧等がある。計算式のすべり面の間隙水圧とは、浸透・排水による間隙水圧のことを意味し、テルツァーギはこの間隙水圧のことを‘中立間隙水圧’と形容している。一般全応力法では、強度定数を求める土質試験の中で、せん断に伴う間隙水圧が反映されていることから、計算式ではせん断に伴う間隙水圧を考慮しない。 円弧すべり法による安定計算には数多くの方法が提案されているが、ここで提示した計算式は修正フェレニウス式と呼ばれる。 安定計算においては、複数の円弧中心に対して最小安全率を求め、そのなかの最小値が計算断面に対する最小安全率となる。〔構造検討の手引き 4.3〕

①　裏のりのすべり破壊に対する安全性　〔河川堤防設計指針〕

裏のりが最も危険な時点は洪水時の降雨の終了時点あるいは河川水位が高水位近くにある時点が一般的である。

$$F_s \geqq 1.2 \times \alpha_1 \times \alpha_2$$

ここに、Ｆｓ　：すべり破壊に対する安全率（小数点二位以下を四捨五入して基準値とする）

α_1　：築堤履歴の複雑さに対する割増係数

・築堤履歴が複雑な場合　　α_1=1.2

・築堤履歴が単純な場合　　α_1=1.1

・新設堤防の場合　　α_1=1.0

α_2　：基礎地盤の複雑さに対する割増係数

・被災履歴あるいは要注意地形がある場合　　α_2=1.1

・被災履歴あるいは要注意地形がない場合　　α_2=1.0

築堤履歴の複雑な場合：築堤開始年代が古く、かつ築堤が数度にわたり行われている場合や履歴が不明な場合

要　注　意　地　形：旧河道、落掘跡等の堤防の不安定化につながる治水地形

②　表のりのすべり破壊に対する安全性　〔河川堤防設計指針〕

表のりが最も危険となるのは洪水期末期の河川水位が低下し、堤体内に浸透水が残留している時点である。

$F_s \geqq 1.0$　　ここに、Ｆｓ　：すべり破壊に対する安全率

(8) 基礎地盤のパイピング破壊（浸透破壊）に対する安全性

① 透水性地盤で堤内地に難透水性の被覆土層がない場合 〔河川堤防設計指針〕

パイピングに対する安全性照査に必要な局所動水勾配iは、浸透流計算の結果から得られた全水頭ϕあるいは圧力水頭ϕを基に、裏のり尻近傍の基礎地盤について次式によって算出し、鉛直方向ならびに水平方向の最大値を求める。図 2-3-16 参照

$$i_v = \frac{\Delta\psi}{d_v} = \frac{\Delta\phi - d_v\rho_w}{d_v}$$ （鉛直方向の局所動水勾配）

$$i_h = \frac{\Delta\psi}{d_h} = \frac{\Delta\phi}{d_h}$$ （水平方向の局所動水勾配）

ここに、 $\Delta\psi$ ：節点間の全水頭差（m）

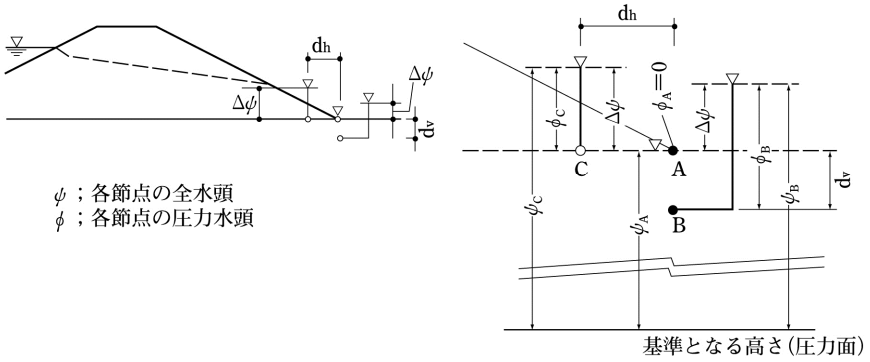
$\Delta\phi$ ：節点間の圧力水頭差（m）

d_v ：節点間の鉛直距離（m）

d_h ：節点間の水平距離（m）

ρ_w ：水の密度｛1.0t/㎥｝

パイピング破壊（浸透流破壊）に対する安全性の照査基準としては、局所動水勾配の最大値 i（鉛直方向、水平方向とも）について $i<0.5$ を満足するものとする。



〔構造検討の手引き 4.3〕

図 2-3-16 局所動水勾配の算出の考え方

② 透水性地盤で堤内地に難透水性の被覆土層がある場合 〔河川堤防設計指針〕

被覆土層（粘性土）の重量Gと被覆土層の基底面に作用する揚圧力Wを比較することによって、被覆土層が破壊するかの安全性を照査する。

なお、被覆土層厚が 3m 以上の場合や粘性土地盤の場合には浸透破壊に対する安全性の照査は原則的には不要である。

$$G/W=(\rho_t\cdot H)/(\rho_w\cdot P)>1.0$$

ここに、 G ：被覆土層の重量（KN/m²）｛tf/m²｝

W ：被覆土層基底面に作用する揚圧力（KN/m²）｛tf/m²｝

ρ_t ：被覆土層の密度｛t/m³｝

H ：被覆土層の厚さ（m）

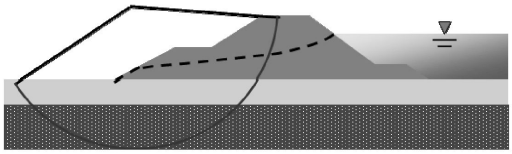
ρ_w ：水の密度｛1.0t/m³｝

P ：被覆土層底面の圧力水頭（全水頭と位置水頭の差）（m）

【コラム】浸透流解析におけるポイント

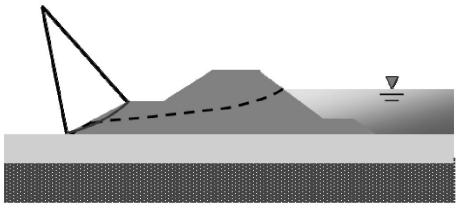
【円弧すべり計算のポイント】

○円弧すべり計算で最少安全率が得られた円弧の形状、位置について以下の点に着目してその妥当性を検討することが望ましい。



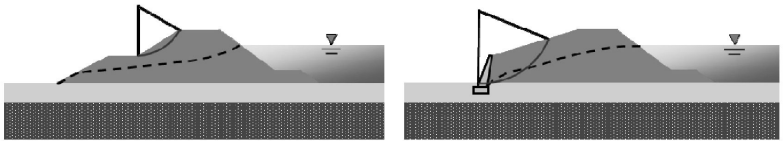
円弧が深すぎる例

（下の粘土層の強度が弱いことが原因．浸透問題ではなく，軟弱地盤の問題（盛土できるか，盛土の施工速度は．圧密沈下の周辺への影響は．）として検討（5.2 節の強度増加率を参照）．既設堤防では，深いすべりが発生することは考えづらいため，**強度定数の設定を再検討**すべき．）



円弧が浅すぎる例

（**表層がすべる程度であれば，堤防の機能は大きく低下するわけではない．**
砂質土では粘着力が小さく浅いすべりが発生し易く計算される．ただし，**浅いすべりを端緒として大きなすべりに発展する進行性の崩壊も．**）



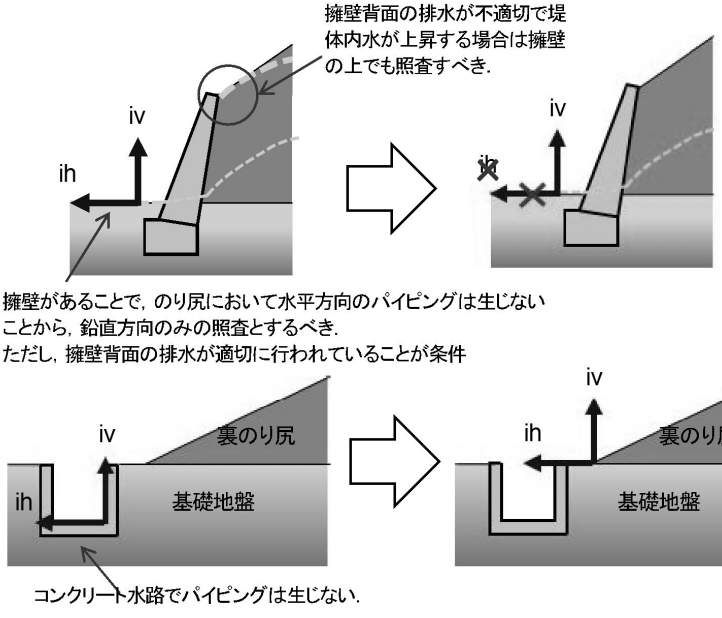
円弧は浸潤線を切るように　　円弧は擁壁を切らないように

（計算条件の設定に問題）

〔堤防浸透チェックポイント〕

【パイピング照査のポイント】

○堤脚部が擁壁など堅固な構造物の場合、水平方向に土粒子は動かないため、水平方向の局所動水勾配を除く評価項目で安全性を評価することが望ましい。



〔堤防浸透チェックポイント〕

5) 強化工法の設計 〔構造検討の手引き 4.4〕

(1) 強化の基本的な考え方

浸透に対して所要の安全性を満たしていない区間については、浸透に対する堤防強化工法の設計を行い、所要の安全性を確保するものとする。

堤防の浸透に対する堤防強化を図る基本的な考え方は次のとおりである。

① 堤体にはせん断強さの大きい材料を使用する。（堤体のせん断強さを増す）

② 堤体内に浸透した水（降雨および河川水）を速やかに排水する。

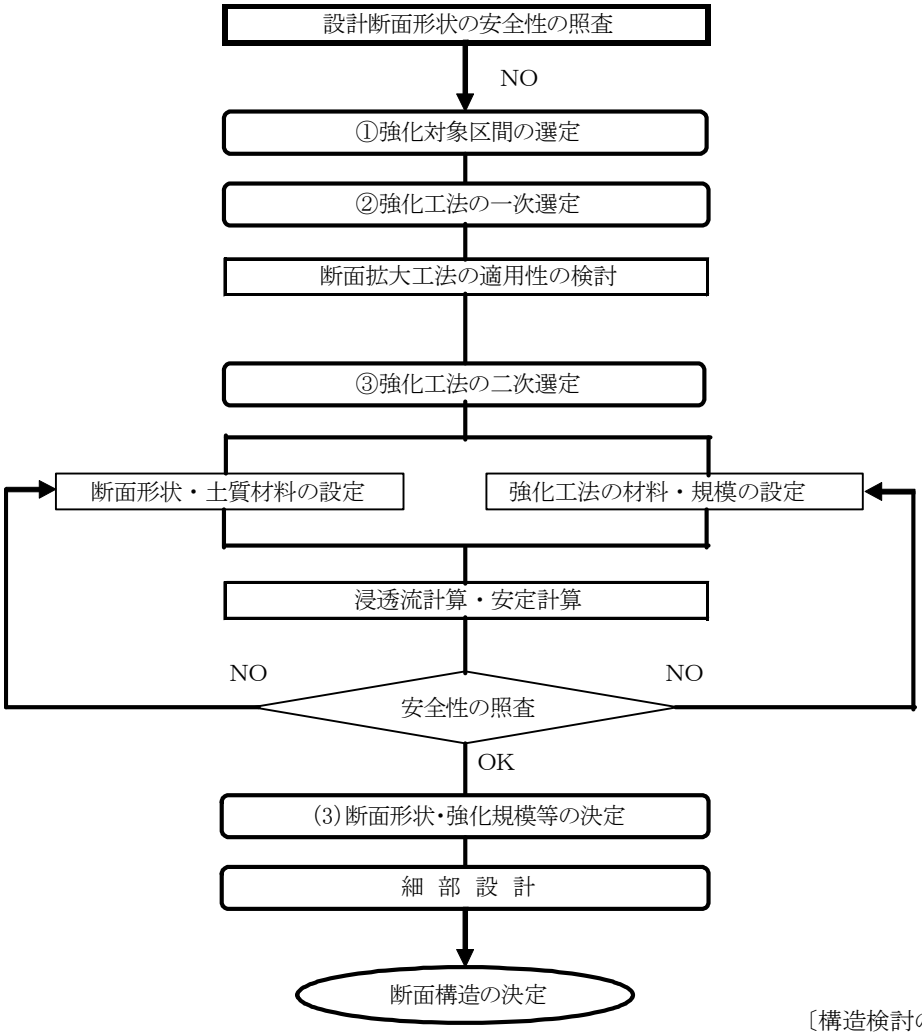
③ 堤体および基礎地盤の動水勾配を小さくする。（特に裏のり尻近傍）

④ 堤体内に降雨および河川水を入れない。（降雨および河川水の浸透を抑制、防止する）

浸透に対する強化工法の設計にあたっては、以上の考え方を基本に、洪水の特性、築堤の履歴、土質特性、背後地の土地利用状況、効果の確実性、経済性および維持管理等を考慮して適切な工法を選定し、決定する必要がある。

(2) 強化工法の設計手順

浸透に対する強化工法の設計は、図 2-3-17 の手順で実施する。



〔構造検討の手引き 4.4〕

図 2-3-17 浸透に対する強化設計の手順

① 代表断面を対象とした安全性の照査結果に基づいて強化対象区間を設定する。

② 強化対象区間の諸条件、すなわち洪水特性、堤防の現況（断面形状や土質条件）、背後地条件（地形や土地利用）等を整理し、強化工法を一次選定する。

ここで一次選定とは、当該区間に適用が可能と判断される工法を選定することで、浸透に対する安全性の阻害要因を十分に分析するとともに、浸透以外の侵食あるいは地震に対する強化が別途必要な場合には、浸透に対する強化工法との調整も考慮しておく必要がある。一次選定の段階では、強化方法を一つに絞り込む必要はなく、明らかに適用が困難と判断できるもの、非現実的と考えられるものを除外すればよい。なお、堤防の幅を広げてのり面を緩傾斜する断面拡大工法は、既設の堤防や基礎地盤とのなじみがよく、環境面や維持管理面でも有利となるので、用地の制約が厳しい区間を除けば、優先的に選定することが望ましい。この場合、川表側の拡大に対しては、現況堤防より透水性の小さい築堤材料を、また川裏側の拡大に対しては、透水性の大きい築堤材料を用いることが堤防の安全性向上につながる。

③ 強化工法の二次選定は、一次選定された強化工法を当該区間の断面に適用し、すでに述べた安全性の照査方法に準じて強化工法の規模や材料を決定する。ここで所要の安全性が確保できる工法とその規模や材料が決定されれば、施工性、経済性、維持管理のし易さ等を比較して強化工法の絞り込みを行う。そして最終的には細部設計を実施して断面構造を決定し、強化工法の設計を終了することになる。なお、強化工法の設計では各種の土質材料や人工材料を扱うので、それぞれを土質材料に置き換えて定数を設定し、安全性を確認することになる。その際に用いる土質定数の目安値を表 2-3-6 に示す。

表 2-3-6 強化工法に用いる材料の土質定数の目安

1材 料		浸透流計算に必要な定数		安定計算に必要な定数		
		飽和透水係数 ks（cm/sec）	比貯留係数 Ss（1/m）	密 度 ρ_t(t/m^3)	粘着力 c（kN/ m^2）	内部摩擦角 ϕ（°）
土質材料	砂質土	1×10^{-3}	1×10^{-4}	実際に用いる材料に応じて設定する。		
	粘性土	1×10^{-5}	1×10^{-3}			
砕 石		1×10^{-1}	1×10^{-4}	2.0	(1.0)	40
アスファルト		1×10^{-5}	1×10^{-3}	安定計算では考慮しない（強度を見込まない）		
遮水シート		1×10^{-8}	1×10^{-3}			
鋼 矢 板		1×10^{-7}	1×10^{-3}			

注1） 遮水シート、鋼矢板の飽和透水係数はそれぞれ厚さ 1mm、1cm に対するものであり、計算では

4)(3)③c．「浸透対策工のモデル化」に示すようにモデルの厚さに応じて設定する必要がある。

2) 砕石の飽和透水係数はフィルター材料を含めた値

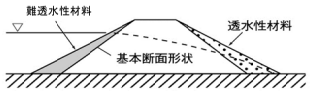
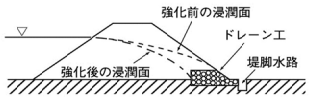
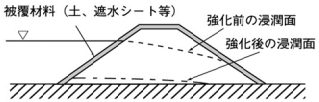
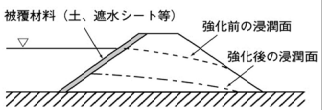
〔構造検討の手引き 4.4〕

(3) 強化工法の選定

河川堤防の浸透に対する強化工法は、堤体を対象とした強化工法と、基礎地盤を対象とした強化工法に分けられ、表 2-3-7（1）、（2）のように整理することができる。

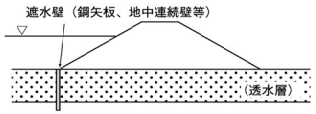
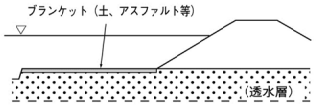
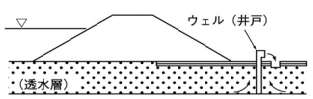
表2-3-7（1） 浸透に対する堤防強化工法の種類とその特徴

堤体を対象とした強化工法

代表的な工法	強化の原理・効果	計画・設計上の留意点	施工上の留意点	維持管理上の留意点	その他
断面拡大工法  	・堤防断面を拡大することにより浸透路長の延長を図り、平均動水勾配を減じて堤体の安全性を増加させる。 ・のり勾配を緩くすることによりすべり破壊に対する安全性を増加させる。 ・川裏のり尻近傍の基礎地盤のﾊﾟｲﾋﾟﾝｸﾞを防止する押え盛土としての機能も兼ねる。	・川表側および川裏に用地を必要とする。この場合、川表については河積の確保、川裏については用地の確保に留意する。 ・築堤材料は、川表側の拡大では既設堤体よりも難透水の材料、川裏側の拡大では既設堤体より高透水性の材料を使用する。 ・基礎地盤が軟弱地盤の場合には、既設堤防への影響（天端のｸﾗｯｸ等）について検討する。	・築堤材料が容易に入手できることが望ましい。 ・既設堤体とのなじみをよくするため段切等を行う。	・軟弱地盤では堤体が沈下することが考えられるため、天端の沈下量を継続的に計測し、天端高の確保、ｸﾗｯｸ等の発生等を管理する。	・他の強化工法と併用しやすい。 ・有効上載圧が増加するためある程度の液状化防止効果が期待でき、また緩傾斜化により地震時の安定性は向上する。
ドレーン工法  	・堤体の川裏のり尻を透水性の大きい材料で置換え、堤体に浸透した水を速やかに排水する。 ・堤体内浸潤面の上昇を抑制し、堤体のせん断抵抗力の低下抑制する。 ・のり尻部をせん断強度の大きいﾄﾞﾚｰﾝ材料で置き換えるための安定性が増加する。	・堤体の透水係数が10^{-3}～10^{-4}cm/secのｵｰﾀﾞｰの場合に特に有効である。 ・堤脚水路が必要である（用地を確保する必要がある）。 ・ﾄﾞﾚｰﾝ工の厚さは0.5m以上とし、幅（奥行）は平均動水勾配が0.3以上とならないよう設定する。 ・ﾄﾞﾚｰﾝ材料には礫または粒調砕石を用い、周囲をﾌｨﾙﾀｰ材料（通常は人工材料）で被覆する。	・堤体との間及びﾌｨﾙﾀｰ材料の継目に隙間が生じないよう留意する。 ・重機等によりﾌｨﾙﾀｰ材料（人工材料）を損傷しないよう留意する。	・効果の長期的な安定性を確認するた堤体及びﾄﾞﾚｰﾝ工内に水位観測孔を設置することが望ましい。 ・出水時や多量の降雨時には排水の状況を観察し、出水後は土砂の流出等の有無を点検する。	・緑化のために覆土する場合には、ﾄﾞﾚｰﾝ内への流入防止に注意する。 ・間隙水圧を消散するため液状化の防止にもある程度有効である。
全面被覆工法  	・堤体全体を難透水性材料（土質材料あるいは人工材料）で被覆することにより、降雨及び高水位時の河川水の堤体への浸透を抑制する。	・被覆材料（土質材料または遮水ｼｰﾄ等の人工材料）のすべりに対する安定計算を検討する。 ・遮水ｼｰﾄを用いる場合には、覆土やｺﾝｸﾘｰﾄﾌﾞﾛｯｸ等によりｼｰﾄの残留水圧による浮き上がりと劣化を防止する。 ・排水不良による堤体の湿潤面を防止するための排水対策や空気圧の増大を防止するための排気対策を考慮する必要がある。	・土質材料を用いる場合には、既設堤体とのなじみをよくするため段切を行う。 ・遮水ｼｰﾄの継目、及び端部の施工に留意する。 ・覆土は十分に締め固める。	・土質材料を用いる場合は、乾燥によるｸﾗｯｸの発生に留意する。 ・遮水ｼｰﾄを用いる場合には、杭打ちや草木等の根の発育による損傷に留意する。 ・表のり尻付近に浸透水が滞留しやすいので、のり尻付近のはらみ出し留意する。	・天端や小段を被覆するだけでも降雨浸透を抑制する効果が期待できる。 ・遮水ｼｰﾄを用いた場合は地震後に変形や損傷の有無を確認する必要がある。
表のり面被覆工法  	・表のり面を難透水性材料（土質材料あるいは人工材料）で被覆することにより、高水位時の河川水の表のりからの浸透を抑制する。	・透水性の大きい礫質土や砂質土の堤体で効果が期待される。 ・被覆材料（土質材料または遮水ｼｰﾄ等の人工材料）のすべりに対する安定計算の検討が必要である。 ・遮水ｼｰﾄを用いる場合には、覆土やｺﾝｸﾘｰﾄﾌﾞﾛｯｸ等によりｼｰﾄの残留水圧による浮き上がりと劣化を防止する。 ・難透水性地盤の場合は排水対策を要する。	・土質材料を用いる場合には、既設堤体とのなじみをよくするため段切を行う。 ・遮水ｼｰﾄの継目、及び端部の施工に留意する。 ・覆土は十分に締め固める。	・土を用いる場合は、乾燥によるｸﾗｯｸの発生に留意する。 ・遮水ｼｰﾄを用いる場合には、杭打ちや草木等の根の発育による損傷に留意する。 ・表のり尻付近に浸透水が滞留しやすい点に留意する。	・遮水ｼｰﾄを用いた場合は地震後に変形や損傷の有無を確認する必要がある。

［構造検討の手引き 4.4］

表2-3-7（2） 浸透に対する堤防強化工法の種類とその特徴

	代表的な工法	強化の原理・効果	計画・設計上の留意点	施工上の留意点	維持管理上の留意点	その他
基礎地盤を対象とした強化工法	川表遮水工法 	・川表のり尻に止水矢板等により遮水壁を設置することにより、基礎地盤への浸透水量を低減する。	・浸透水量を半減させるためには、止水壁を透水層厚の80～90%まで貫入させる必要がある。 ・止水壁の材料としては、鋼矢板、軽量鋼矢板、薄型鋼板や連続地中壁が用いられる。	・止水壁の打設法は周辺の環境に配慮して選定する。 ・止水壁の接合部の施工に留意する。 ・既設堤体と止水壁頭部の接合部の処理に留意する。	・土中に止水壁を設置するので、基本的には維持管理を必要としてない。	・地下水流を遮断するので、周辺への影響を検討する必要がある。 ・側方を拘束するため、川表側の液状化による変形に対してはある程度の効果が期待できる。
	ブランケット工法 	・高水敷を難透水性材料（主として土質材料）で被覆することにより、浸透路長を延伸させ、裏のり尻近傍の浸透圧を低減する。	・高水敷が礫質土や砂質土の場合に効果が期待される。 ・ﾌﾞﾗﾝｹｯﾄ長は30m以上である程度の効果が期待できる。 ・土質材料（良質土）を用いる場合は洗掘防止のため厚さは50cm以上とし、張芝で被覆する必要がある。	・土質材料を用いる場合には、止水性を高めるために十分な締め固めを行う。 ・既設堤体とﾌﾞﾗﾝｹｯﾄの接合部の処理に留意する。	・土質材料を用いる場合は、乾燥によるｸﾗｯｸの発生に留意する。 ・表のり尻付近に浸透水が滞留しやすい点に留意する。	・耐震性の向上にはつながらない。ただし、高水敷が新設される場合には川表側の上載圧が増加し、液状化に対するある程度の効果が期待できる。
	ウェル工法 	・基礎地盤からの浸透水を裏のり尻に設置した減圧井戸等で排水することにより、裏のり尻近傍の浸透圧を低減する。	・井戸及び堤脚水路を設置する必要があり、そのための用地が必要である。 ・短期的、応急的な対応として、天井川や扇状地河川で適用を考えるとよい。	・井戸等は目詰まりを生じない構造とする。	・土砂の流出やﾌｨﾙﾀｰ材料の目詰まりに留意する。 ・ﾎﾟﾝﾌﾟの稼動を制御する施設が必要である。	・周辺に排水路があり、適宜排水できることが望ましい。

［構造検討の手引き 4.4］

2-3-2　侵食に対する堤防の設計

1)　設計の方針および手順

(1)　設計方針

河川堤防は流水の侵食作用に対して安全な構造となるよう設計する。

①　護岸工がない場合は、堤防表のり面、のり尻表面の直接侵食に対する安全性、および主流路（低水路等）からの側方侵食、洗掘に対する安全性が確保されているかを照査する。

②　護岸工がある場合は、護岸を構成する、のり覆工、基礎工、根固工のそれぞれについて、設定した外力のもとで力学的な安定性を照査し侵食に対する安全性が確保されているか否かを判断する。

③　侵食に対する堤防強化が必要と認められた場合には、侵食に対して所要の安全性を確保できるような護岸工種や細部構造を検討する。

④　侵食作用としては、流体力によるものの他に、流木や波浪によるものもあるが、このような侵食作用が想定される場合には別途検討が必要である。

(2) 設計手順

侵食に対する堤防の設計の手順を図 2-3-18 に示す。

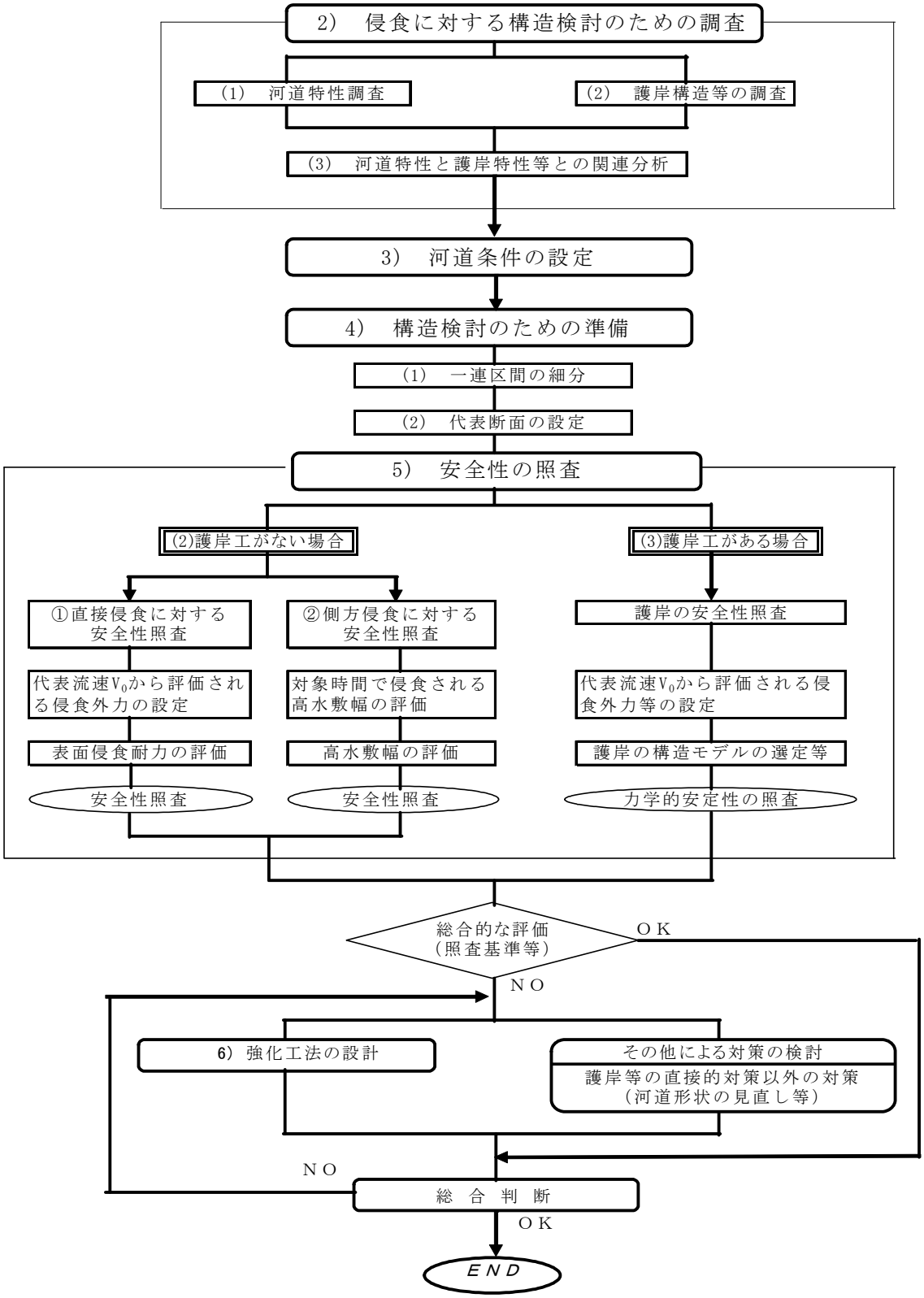


図 2-3-18 侵食に対する堤防の設計の手順

2) 侵食に対する構造検討のための調査 〔構造検討の手引き 3.3〕

(1) 河道特性調査

河道特性調査では、以下の内容について調査を実施する。

① セグメント分類

a. セグメント区分の方法

河道のセグメント分類は河道特性を評価するひとつの指標であり、表 2-3-8 に示すように、河床勾配や河床材料等を基に河道を分類するもので、セグメント分類からは河岸の侵食の程度を類推することができる。ここでは、同表を基に現況の河床勾配および河床材料の代表粒径に着目し、照査対象区間について河道を分類する。

表 2-3-8 河道のセグメント分類とその特徴

	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 → ← デルタ →				
河床材料の代表粒径d_R	さまざま	２㎝以上	1～3 ㎝	10～0.3 ㎜	0.3 ㎜以下
河床構成物質	河床河岸に岩が出ていることが多い。	表層に砂・シルトが乗ることがあるが薄く、河床材料と同一物質が占める。	下層は河床材料と同一で、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
蛇行の程度	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箇所では８字蛇行または島発生。		蛇行が大きいものがあるが、小さいものもある。
河岸侵食の特徴	・直線河道であればどこの河岸も侵食され得る。 ・侵食箇所の予測は困難。	・砂礫堆（砂洲）による水衝部で侵食が発生することが多い。 ・河道の平面形によっては水衝部が固定する、したがって、侵食危険箇所が固定性か移動性か、移動速度が速いか遅いかを把握することが重要。	・侵食量はセグメント１ほど大きくない。 ・川幅水深比が小さな河川では、河道平面形によって侵食箇所が規定されている場合が多く、基本的には湾曲部外岸側が要注意。		・砂洲はほとんど発生しないため、侵食発生箇所は河道平面形に規定され、基本的には湾曲部外岸側が要注意。 ・侵食量は少ない。 ・舟運が盛んな河川では航行波による河岸侵食も考慮する必要がある。
低水路の平均深さ	さまざま	0.5～3m	2～8m		3～8m

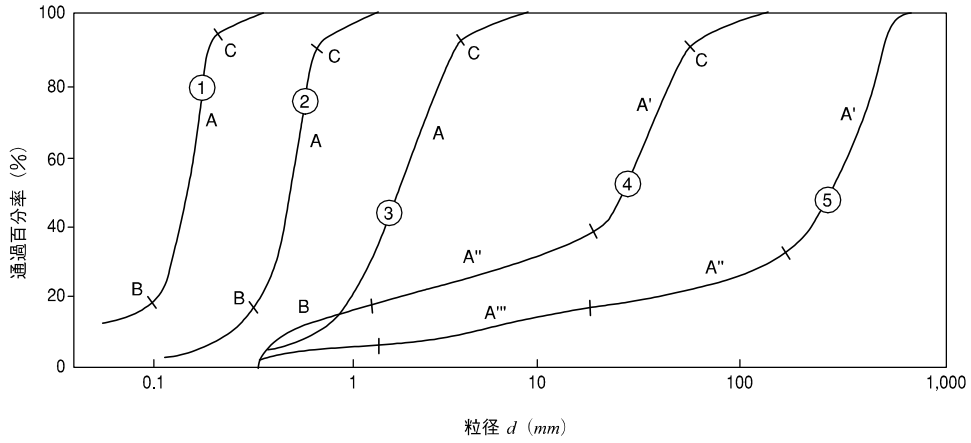
〔構造検討の手引き 3.3〕

b. 河床材料の代表粒径 〔力学設計 2-1〕

河床材料の代表粒径 d_Rは、河床材料の変動のしやすさを考慮して河床材料の粒径加積百分率分布形の変曲点に留意して河床材料の集団をＡ～Ｃに分類し、通常は、60%通過粒径を d_{60} で与える。

ただし、図 2-3-19 に示すように、A”集団以下の材料が 30%以上を占めるような場合は、Ｃ集団とA”集団のみからなる河床材料の粒径加積分布曲線を新たに作成し、その 60%通過粒径（d_{60}）を求め、これを代表粒径 d_Rとする。代表粒径 d_Rは、平均粒径 d_mもしくは 60%粒径で与える。

なお、河床材料の調査地点、サンプル数等の調査方法については、河川砂防技術基準 調査編を参照されたい。



〔力学設計 2-1〕

図 2-3-19 種々の粒度分布における集団区分点

表 2-3-9 代表粒径 d_R の求め方

河床材料の d_{60}	代表粒径 d_R
1 ㎝以下	d_{60} を採用する。
1 ㎝以上	A‴集団以下の材料が 30%未満である場合は、d_{60} を採用して良いが、できれば 30%以上の場合と同様とする。 A‴集団以下の材料が 30%以上を占める場合は、A′ 集団とＣ集団を対象として、新たに粒度分布を作成し、その平均粒径 d_{60} を代表粒径とする。

〔力学設計 2-1〕

② 河道線形

河道の平面形状をもとに、直線部か曲線部かを調査し、平均河道幅Ｂおよび河道中心における曲率半径 γ を把握する。ここでは、曲率半径ｒと川幅Ｂの比が５以上の場合であれば直線部とみなす。

③ 河道状況

a. 河床変動の調査では、最深河床高の経年的な変化を縦断的に整理し、河床の変動を評価する。また、護岸工については、基礎工の根入れ高や根固工の施工高を併せて記録するとよい。

b. 河道状況の調査では、併せて澪筋、砂洲のパターンや配置の変化、近年の洪水や被災の発生状況を把握しておくことも重要である。

④ 堤防および高水敷の諸元

a. 堤防については、諸元の他に護岸の有無も把握する。

b. 高水敷については、低水河岸高H、および高水敷幅ｂについて把握する。

⑤ 既往の洪水データ

既往の主要洪水のデータを整理し、流量、流速、流況、洪水継続時間等の洪水特性を把握する。

(2) 護岸構造等の調査

護岸構造等の調査では、以下の項目について調査を実施する。

① 護岸の現況

護岸の種類については、高水護岸と堤防護岸に区分する。

② 護岸工の工種および諸元

護岸工の工種や諸元については、時期を異にする河床縦断の測量結果と併せ、縦断図として整理しておくとよい。**護岸工の基本的な工種区分は表 2-3-10 に示すとおりである。**

表 2-3-10 護岸工の基本的な工種区分

のり覆工	基礎工	根固工
①張り護岸 ②積み護岸 ③擁壁護岸 ④矢板護岸 ⑤連節ブロック護岸 ⑥篭護岸 ⑦その他	①鋼矢板基礎工 ②直接基礎工 ③のり覆工と一体型 ④その他	①ブロック層積み ②ブロック乱積み ③捨石工 ④籠工 ⑤木工沈床工 ⑥粗朶沈床工 ⑦その他

③ 護岸工の変状状況

護岸工の変状状況の確認を目的として表 2-3-11 に示す内容の調査を実施する。

表 2-3-11 護岸等の変状調査の内容

調査対象	調査部位	調査内容
高水護岸	のり覆工	①亀裂の有無 ②部材の劣化 ③のり面の陥没 ④すり付け部の侵食
堤防護岸 (低水護岸)	のり覆工	高水護岸に準ずる
	基 礎 工	①根浮き ②沈下
	根 固 工	①流出 ②崩れ
護岸なし	の り 面	植生の侵食・剥離

〔構造検討の手引き 3.3〕

④ 被災履歴

a. 既往の侵食による堤防の被災、および河岸の被災について調査する。調査の内容は被災箇所、被災回数（同一箇所あるいは近傍の区間に複数回の被災がある場合)、被災部位(のり覆工、基礎工、根固工)等。

b. ここでいう被災とは、災害復旧事業またはそれに類するような被災が対象で、低水河岸の被災については原則として調査の対象から除外する。

⑤ 既往の検討資料

既往の侵食に対する設計あるいは検討内容等を整理する。

(3) 河道特性と護岸特性等の関連分析

① 堤防の耐侵食性は、河道特性調査と護岸構造等の調査の結果関連を個別にみるにとどめず、両者を関連させて整理、分析することが大切である。

② 河道特性および護岸構造等に関する調査の結果は、堤防の設計に利用しやすいよう、平面図、縦断図にとりまとめる。

とりまとめ例 a. 治水地形分類図上に堤防の現況、構造物の位置や設置時期、被災の履歴等。

b. 縦断図には、河道の特性、堤防の形状、外力の特性、土質条件等を整理する。

3) 河道条件の設定

侵食に対する堤防の設計にあたっては、前提とする河道条件を明確にしておく必要がある。

河道条件としては、①現況河道 ②種々の改修進捗段階での河道 ③自然の河岸侵食による平面形変化がある程度進んだ後の河道等が考えられる。

4) 構造検討のための準備 〔構造検討の手引き 5.2〕

(1) 一連区間の細分

侵食に対する堤防の構造検討にあたっては、河道条件を設定した上で、河道特性および護岸構造等の調査結果を指標として図 2-3-20 のようにして一連区間を細分する。

（左岸）

<table>
<tr><td colspan="2">距 離 （km）</td><td colspan="15">（下流側）← →（上流側）</td></tr>
<tr><td colspan="2">a)河道のセグメント分類</td><td colspan="4">セグメント 2−2</td><td colspan="7">セグメント 2−1</td><td colspan="4">セグメント 1</td></tr>
<tr><td colspan="2">b)河道(堤防)の平面形状</td><td>直線</td><td>Ri</td><td colspan="3">直線</td><td>Ro</td><td colspan="2">直線</td><td>Ri</td><td colspan="3">直線</td><td>Ro</td><td>直線</td></tr>
<tr><td colspan="2">c)高水敷諸元</td><td colspan="4"></td><td>N</td><td colspan="2"></td><td>N</td><td colspan="2"></td><td>N</td><td></td><td>N</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="2">d)被災履歴を有する個所</td><td colspan="5"></td><td>●</td><td colspan="3"></td><td>●</td><td colspan="4"></td><td>●</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="3">e)
既設護岸</td><td>高水護岸</td><td colspan="6"></td><td colspan="2"></td><td colspan="5"></td><td></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>堤防護岸</td><td colspan="5"></td><td></td><td colspan="2"></td><td></td><td colspan="2"></td><td></td><td colspan="2"></td><td></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>低水護岸</td><td colspan="4"></td><td></td><td colspan="10"></td><td></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td colspan="2">一連区間の細分</td><td>①</td><td>②</td><td>③</td><td>④</td><td>⑤</td><td>⑥</td><td>⑦</td><td>⑧</td><td>⑨</td><td>⑩</td><td>⑪</td><td>⑫</td><td>⑬</td><td>⑭</td><td>⑮</td></tr>
</table>

注1) Ri：湾曲部内岸、Ro；湾曲部外岸

2) N：例えば、［高水敷幅 b／高水敷水深 H_{fp} ］の比からみて危険とされる区間（後出）

〔構造検討の手引き 5.2〕

図 2-3-20 一連区間の細分の例

(2) 代表断面の選定

侵食に対する堤防の構造検討では、細分された区間ごとに、侵食に対して最も危険と考える断面を１断面以上選定する。最も危険な断面とは、基本的には細分区間内で流速が速い、洪水時の河床変動が大きい、高水敷幅が狭いなど、耐力が最も小さくなる断面である。

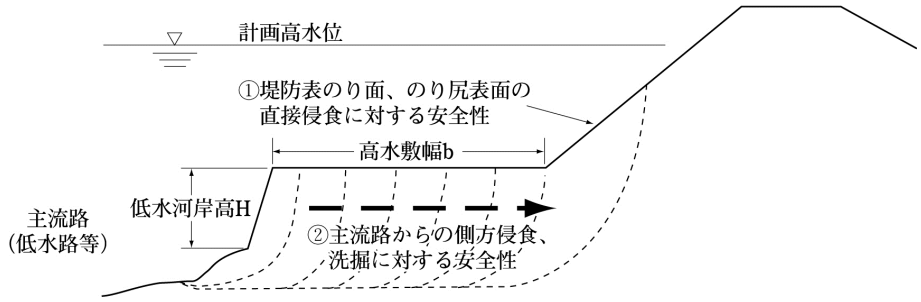
5) 安全性の照査 〔構造検討の手引き 5.3〕

(1) 外力の設定

耐侵食機能の照査検討では、照査外力として代表流速を設定する。代表流速としては、計画高水位（当面の整備目標とする洪水時の水位が定められている場合はその水位）以下の水位時において、最も早い平均流速に湾曲等による補正係数を乗じて算出する。**本編 3-1-4 1）によるものとする。**

(2) 護岸工がない場合

侵食に対する堤防の破壊の状況は、一般に図 2-3-21 に示すように、① 堤防表のり面やのり尻付近に流水が直接作用して表面を被覆する植生を削剥し、堤体を構成する土砂が流失して破壊に至るものと、②主流路（低水路等）からの側方侵食、洗掘により破壊に至るものとに大別できる。



〔構造検討の手引き 5.3〕

図 2-3-21 侵食による堤防破壊の模式図

① 堤防表のり面、およびのり尻表面の直接侵食に対する安全性

照査基準は、表面侵食耐力＞代表流速から評価される侵食外力とする。〔河川堤防設計指針〕

a. 植生による表面侵食耐力u_{*c}は、流水によるせん断力が作用する継続時間 tと平均根毛量σ_oをパラメータとして次式により求める。

$$u_{*c} = \frac{Z_{brk}}{\alpha} \cdot \frac{1}{\log t}$$

ここに、 u_{*c} ：表面侵食耐力（摩擦速度）（m/s）

t ：せん断応力が作用する継続時間（min）

Z_{brk} ：許容侵食深（芝の根毛は表層から 2～3cm の所に集中している）（cm）

α ：侵食されやすさを表わすパラメータ（$=-50\cdot\sigma_o+9$）

σ_o ：平均根毛量（gf/cm^3）〔地表面から深さ 3cm までの単位体積当りの土中に含まれる根および地下茎の総重量とする〕

b. 侵食外力 $u_{*\max}$は、代表流速V_oと流速係数ϕとの関係より次式で求める。

$$u_{*\max} = V_o / \phi$$

ここに、 $u_{*\max}$ ：最大侵食外力（m/s）

V_o ：代表流速（m/s）

ϕ ：流速係数 $=(1/n)\cdot\left(H_d^{1/6}/\sqrt{g}\right)$ 〔水理公式集 第 2 編 2.2〕

n ：マニングの粗度係数

H_d ：設計水深（m）

c. 簡便法による侵食外力

流速が時間的に変化する場合には、以下の簡便法によって安全性を照査する。

簡便法は次の仮定に基づいている。

ｲ. 水位波形がピーク水位を頂点とする三角形で近似できる。

ﾛ. 水位の変化にともなって流速が増減する。

上記の仮定が当てはまる場合、侵食外力の平均値 u_{*ave} はピーク値 $u_{*\max}$ の約 82%に対応するとしている。

$$u_{*ave} = 0.82 \cdot u_{*\max}$$

以上から $u_{*c} > u_{*ave}$ であれば堤防のり面、およびのり尻表面の直接侵食に対する安全性は確保されていると評価する。

なお、上式は以下のような条件の場合に適用できることに留意する必要がある。

- イネ科の植物が優先種である植物群落が繁茂している。（根の直径が最大でも 1mm 程度）
- モグラ穴に代表される裸地部がほとんどなく、植物により一様に被覆されている。
- 地面の構成材料がシルトないしシルト混り砂である。
- 摩擦速度 u_* が 27cm 以下である。
- 平均根毛量 σ_o が 0.02～0.12 gf /cm^3 の範囲内にあること。

概略的ではあるが代表流速 $V_o = 2$m/s を目安とし、これ以下であれば堤防のり面およびのり尻面の耐侵食性は一応確保されているものと考えることもできる。

d. 平均根毛量の測定は次のようにするとよい。

ｲ. 測定した調査地点ののり面に塩化ビニール管を打ち込む。

ﾛ. 塩化ビニール管に詰まった土を地表面から 3 ㎝まで押し出してカッター等で切り取る。

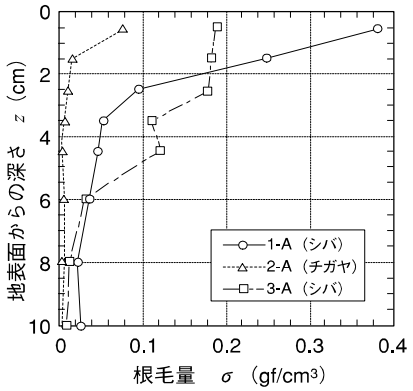
ﾊ. 土に含まれる根および地下茎を水で洗い出して、それらの重量を測定する。

ﾆ. 総重量を切り取った土の体積で除することにより平均根毛量を計算する。

ﾎ. 以上の測定を 3 回行い、その平均値を当該調査地点の平均根毛量とする。

深さ方向の芝とチガヤの単位体積重量当たり根毛量の測定結果（例）を図 2-3-22 に示す。

芝の根毛は表層から２～３㎝の所に集中していることが分かる。



〔植生の流水に対する耐侵食性　建設省土木研究所〕

図 2-3-22　芝とチガヤの深さ方向の根毛量（例）

計算例

① 条件

植生高さ	$h_v = 20\text{cm}$	流速作用継続時間	$t = 48\text{hr} = 2880\text{min}$
許容侵食深	$Z_{brk} = 2\text{cm}$	平均根毛量	$\sigma_o = 0.10\ \text{gf/cm}^3$
代表流速	$V_o = 2\text{m/s}$	設計水深	$H_d = 4.0\text{m}$

② 計算（簡便法による）

a. 植生の表面侵食耐力

$$\alpha = -50\sigma_o + 9 = -50 \times 0.10 + 9 = 4$$

$$u_{*c} = \frac{Z_{brk}}{\alpha} \cdot \frac{1}{\log t} = \frac{2}{4} \cdot \frac{1}{\log 2880} = 0.14\ \text{m/s}$$

b. 侵食外力

$H_d/h_v = 4.0/0.2 = 20$　　図 3-1-5 より粗度係数を求めると　n=0.032

$$\phi = \frac{1}{n} \cdot H^{1/6}/\sqrt{g} = \frac{1}{0.032} \cdot 4.0^{1/6}/\sqrt{g} = 12.6 \qquad u_{*max} = V_o/\phi = 2/12.6 = 0.16\text{m/s}$$

$$u_{*ave} = 0.82 \cdot u_{*max} = 0.82 \times 0.16 = 0.13\text{m/s}$$

したがって、$u_{*c} = 0.14 > u_{*ave} = 0.13$ であるから安全性は確保されている。

② 主流路（低水路等）からの側方侵食、洗掘に対する安定性

照査基準は、高水敷幅＞照査対象時間で侵食される高水敷の幅とする。〔河川堤防設計指針〕

a. 洪水の作用する期間は対象河川の状況を総合的に勘案し、照査対象期間を定める必要がある。最小の照査対象時間は１洪水（一回の洪水）であるが、照査対象時間を１洪水とした場合には、洪水の度に点検、対処することが必要とされる。

b. 表 2-3-12 に示す値は、１洪水で生じると想定される主流路（低水路等）からの側方侵食、洗掘量の目安である。なお、当該河川において既往の洪水による高水敷の侵食幅が整理されている場合には、これらの実績を踏まえて照査に用いる必要がある。

表 2-3-12　表のり尻部の洗掘に対する安全性の照査基準

河道のセグメント分類	照　査　基　準 （１洪水で侵食される高水敷幅の目安）
１	４０m程度
２－１	高水敷幅 b ＞低水河岸高Hの５倍
２－２および３	高水敷幅 b ＞低水河岸高Hの２～３倍

ここに、低水河岸高H：河岸前面部の平坦部または河岸前面の深掘れ最深部河床から河岸天端（高水敷あるいは中水敷）までの高さ。　　〔構造検討の手引き 5.3〕

(3) 護岸工がある場合

護岸工がある場合の安全性照査は、のり覆工、基礎工、および根固工のそれぞれについて、主として、設定した外力のもとでの力学的に安定性が確保されているかを照査する。

① のり覆工は本編 3-2　のり覆工により照査する。

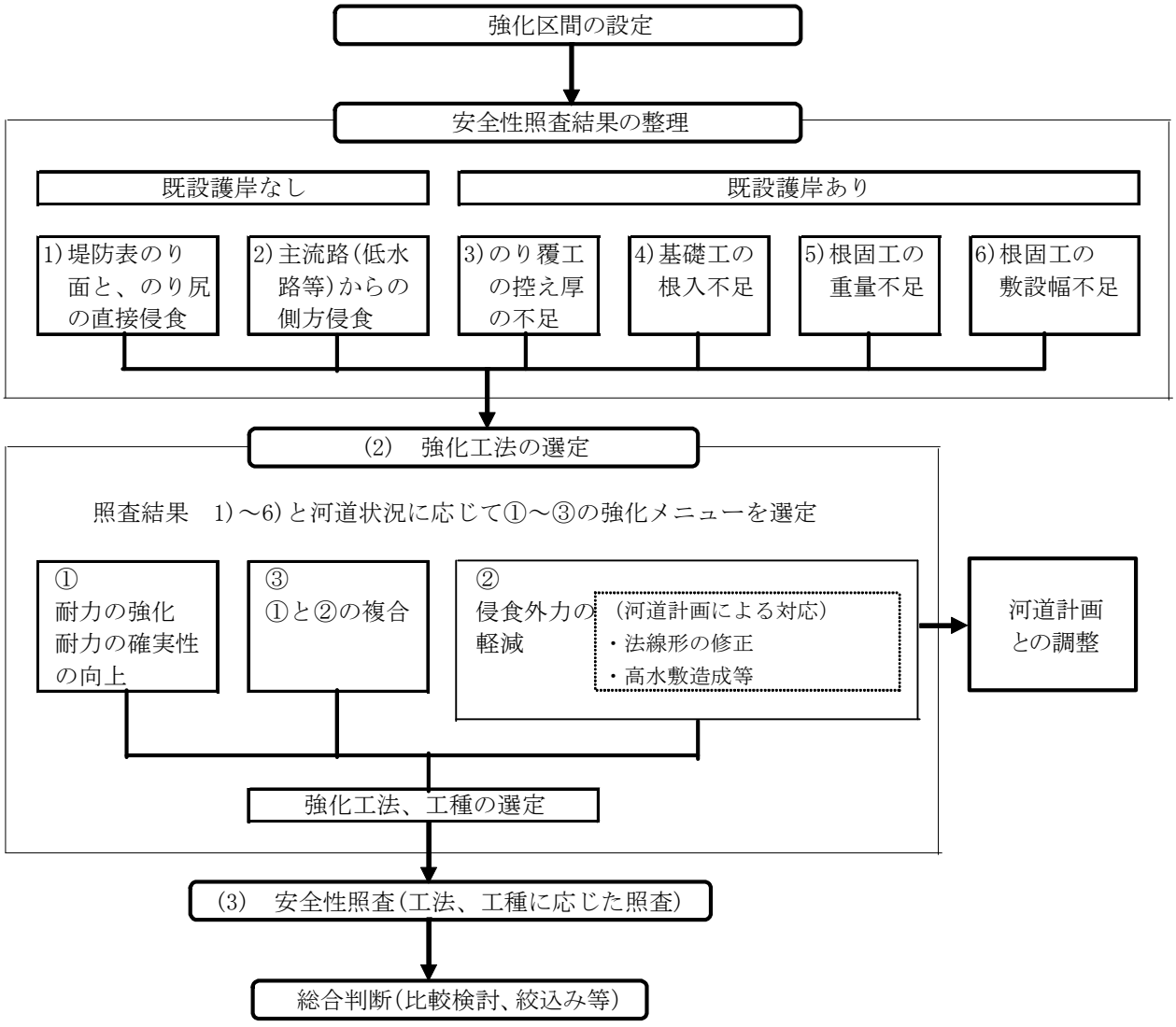
② 基礎工は本編 3-3　基礎工により照査する。

③ 根固工は本編 3-4　根固工により照査する。

6) 強化工法の設計 〔構造検討の手引き 5.4〕

(1) 強化工法の設計手順

河川堤防の侵食に対する強化工法の設計の一般的な手順を図 2-3-23 に示す。



〔構造検討の手引き 5.4〕一部加筆

図 2-3-23 侵食に対する堤防の強化工法の一般的な設計手順

(2) 強化工法の選定

表 2-3-13 は、安全性の照査結果を踏まえた堤防強化工法の例を整理したものである。工法の選定にあたっては、安全性の照査結果を十分に勘案するとともに、当該河川の河道特性、河道の状況、被災の履歴、河川環境等を考慮して適切なものを選定する。

表 2-3-13 安全性の照査結果と堤防強化工法の関係の例

安全性の照査結果			堤防強化の方法	
			①耐力の強化	②侵食外力の軽減
護岸工がない	1) 堤防表のり面、のり尻の直接侵食		・高水護岸の新設 ・侵食防止シートの敷設 ・堤防植生管理の徹底	・流速減少効果を期待する水制工設置 ・置換工法による埋め戻し ・法線形の修正 ・水はね効果を期待する水制工の設置 ・ベーン工法
	2) 主流路（低水路等）からの側方侵食、洗掘		・低水護岸、堤防護岸の新設 ・(埋め込み) 水制工設置 ・上下流に影響を及ぼさない高水敷きの新設、腹付け ・縦工水制の設置	・置換工法による埋め戻し ・法線形の修正 ・水はね効果を期待する水制工の設置 ・ベーン工法
護岸工がある	3) のり覆工の厚さ不足		・護岸工の改築 ・のり覆工の腹付け ・空石張り工の練石張り工化 空ブロック張り工の練ブロック張り工化	・流速減少効果を期待する水制工設置 ・置換工法による埋め戻し ・法線形の修正 ・水はね効果を期待する水制工の設置 ・ベーン工法
	4) 基礎工の根入れ不足		・護岸工の改築 ・基礎の根継ぎ ・根固工の設置	・根固工の設置 ・置換工法による埋め戻し ・法線形の修正 ・水はね効果を期待する水制工の設置 ・ベーン工法
	根固工	5) 重量不足	・根固工の改築 ・根固めブロックの一体化（連結や確実な層積み） ・根固ブロックの追加投入	・流速減少効果を期待する水制工設置 ・置換工法による埋め戻し ・法線形の修正 ・水はね効果を期待する水制工の設置 ・ベーン工法
		6) 敷設幅不足	・根固工の改築 ・根固ブロックの追加投入	・流速減少効果を期待する水制工設置 ・置換工法による埋め戻し ・法線形の修正 ・水はね効果を期待する水制工の設置 ・ベーン工法

注) ⋯⋯ は河道計画に併せて検討すべき方策

〔構造検討の手引き 5.4〕

(3) 安全性の照査

強化工法の設計では、選定した強化工法に応じた適切な手法を用いて安全性を照査する。

護岸**の新設あるいは改築にあたっては、本編 第 3 章 護岸、および第 4 章 水制による。また、ベーン工の設計については、水理公式集 平成 11 年版 2 編 6.3.5 を参考に安全性を照査する。**

2-3-3　地震に対する堤防の設計

地震に対する堤防の設計に関しては、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅱ堤防編－」、「河川堤防の耐震点検マニュアル」および「河川堤防の構造検討の手引き」によるものとする。

1)　設計の方針および手順

(1)　設計方針

地震による二次災害（浸水被害等）の発生するおそれのある区間の河川堤防は、必要に応じ地震に対して所要の安全性を確保できる構造となるよう設計する。

①　堤内地の二次災害（地震によって河川堤防に被害（沈下）が生じた場合）としては、

a.　洪水、高潮、津波が、被害を受けた堤防を越水し、堤内地が浸水する。

b.　被害を受けた堤防がその機能を失い、照査外水位※が堤内地に溢水する。

c.　被害を受けた堤防が河川を塞き止め、堤内地が浸水する等が考えられる。

b. を主体とする。なお、堤防の崩壊等による二次災害は個別に検討すべき事項であり本要領の適用から除外する。

②　所要の安全性とは、地震による被害（沈下等の変形）が生じても、照査外水位※が越流しない程度の高さが確保できるような堤防である。

※照査外水位：平常時の最高水位（河口部については朔望平均満潮位および波浪の影響を考慮）と津波遡上が予測される場合は施設計画上の津波高のうち、高いほうの水位

なお、広域な地盤沈下が予想される場合は地盤沈下量を考慮して設定する。

(2)　設計手順

地震に対する堤防の設計は図 2-3-24 の手順で実施する。

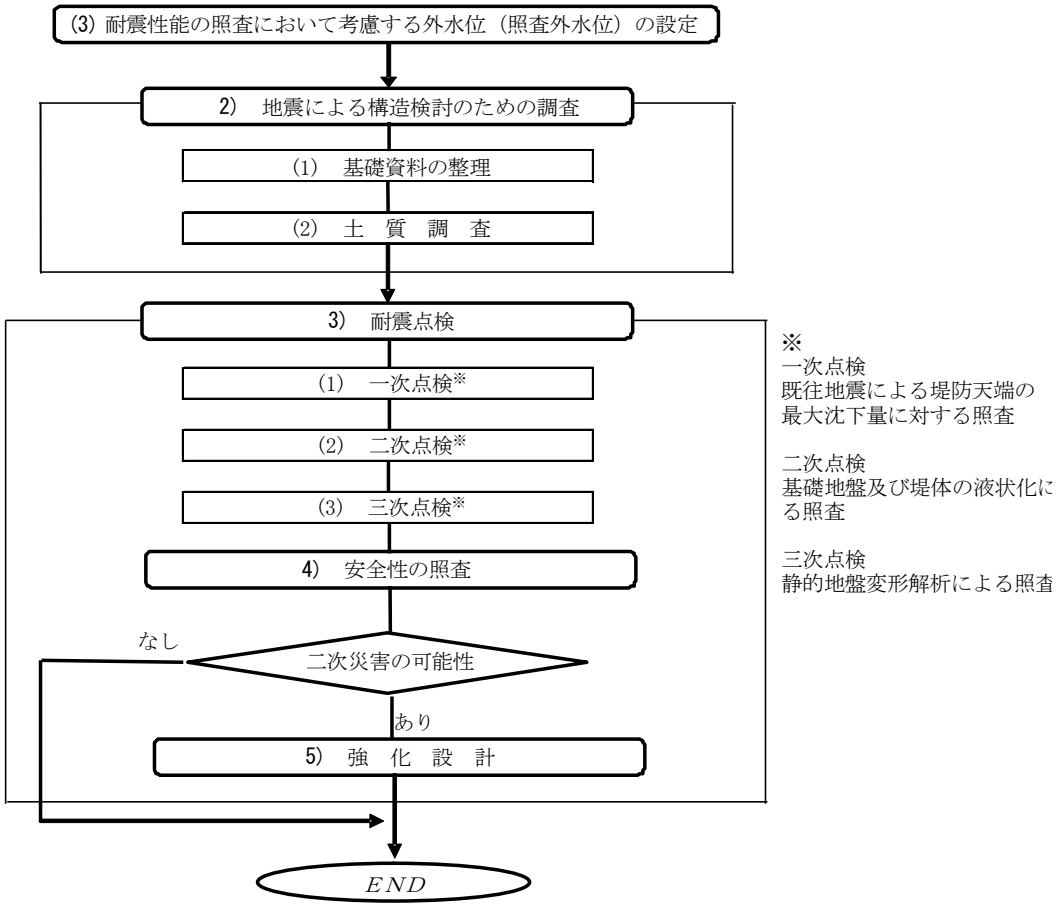


図 2-3-24　地震に対する堤防設計の手順

(3) 耐震性能の照査において考慮する外水位（照査外水位）の設定 〔耐震性能照査指針（Ⅱ）2.3〕

耐震性能の照査において考慮する外水位（照査外水位）は、原則として、平常時の最高水位とするものとする。ここで、河口部付近では、平常時の最高水位として朔望平均満潮位および波浪の影響を考慮するものとし、また、地震の発生に伴い津波の遡上が予想される場合には、施設計画上の津波高についても考慮するものとする。

① 「波浪の影響を考慮しない河川の平常時の最高水位」の算定方法〔最高水位の算定の手引き（案）2〕

「波浪の影響を考慮しない河川の平常時の最高水位」は、流量記録を用いて 14 日間に発生する確率が 1/10 の流量を算出した後、当該流量を用いて、朔望平均満潮位を河口における出発水位として与え不等流計算によって算定することを基本とする。

② 「波浪の影響を考慮した河川の平常時の最高水位」の算定方法〔最高水位の算定の手引き（案）3.1〕

「波浪の影響を考慮した河川の平常時の最高水位」は、検討対象河川の近傍の海域における波浪観測記録から 14 日間に発生する確率が 1/10 の波高（有義波高）を求め、この値をもとに求められたうちあげ高を朔望平均満潮位に加えることによって算定することを基本とするが、十分な波浪観測記録がない場合は、風観測記録から推算する等適切な手法により算定するものとする。

③ 「津波の河川遡上解析」の算定方法〔河川遡上解析の手引き（案）2〕

「津波の河川遡上解析」にあたっては、原則として平面 2 次元解析を用いるものとする。ただし、津波高、遡上距離の概略を推定する場合には、河口周辺に特異な地形がないことや河川形状が複雑でないこと等の適用条件を考慮の上、簡易推定手法によることができる。

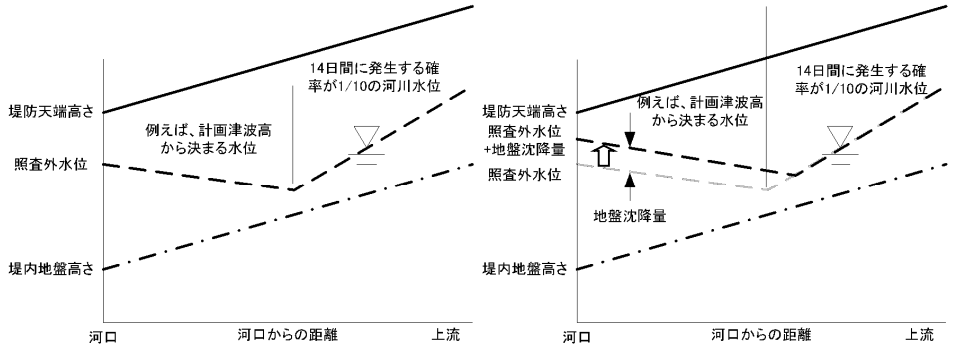
【コラム】広域な地盤沈降が予想される場合の照査外水位の設定方法

○平成 23 年３月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震により、東北地方の太平洋沿岸部では、堤内地盤高が堤防縦断方向に沈降する現象が見られた。

○広域的な地盤沈降が予想される場合は下図（b）に示すように堤防周辺地盤面を基準として、地盤沈降量の分、相対的に外水位が上昇するものとして照査外水位に加える。

○自己流で照査外水位が決定する区間については河床と堤防が同じく沈降し、水位と堤防の相対的な関係が変わらないため、照査外水位に沈降量を加えない（下図（a））。

○地盤沈降量は中央防災会議の検討結果や地方自治体の防災計画、海岸堤防の施設計画等と整合を図ることも重要である。



(a)広域な地盤沈降が予想されない場合　　(b)広域な地盤沈降が予想される場合

〔耐震点検マニュアル 3.1〕

2) 地震による構造検討のための調査 〔構造検討の手引き 3.4〕

(1) 基礎資料の整理

耐震機能を確保すべき区間の堤防については、地形および水文に関する資料、既往の地震被害に関する資料、土質調査等に関する資料を整理する。

① 「治水地形分類図」等を利用して地震時に液状化を生じ易い地盤の分布を整理する。

② 二次災害の発生するおそれのある区間の検討に際しては、河川水位の設定に必要な出水確率規模別洪水位、朔望平均満潮位、計画津波高、平水位等について整理する。

③ 対象区間とその近傍おいて過去に地震による被害が発生していれば、被災年月、被害個所、地震動の大きさ、被害の形態や原因を整理する。

(2) 土質調査

① 調査地点の配置と調査の深さ

既往のボーリング調査地点を含め､堤防縦断方向に 500m に 1 個所程度が地点間隔の目安の最大とする。

調査の深さについては、原則的には、基礎面（工学的な地震基礎で、S 波速度が 300m/s 以上、または粘性土層の場合ではN値 25 以上、砂質土層の場合では N 値 50 以上の地層）を確認できる深さまでとする。軟弱な土層が厚い場合には、道示（V）4.6 耐震設計上の地盤面を参考とする。

② 調査の内容と方法

地震に対する堤防の安全性照査では表 2-3-14 に示す項目の調査が必要である。

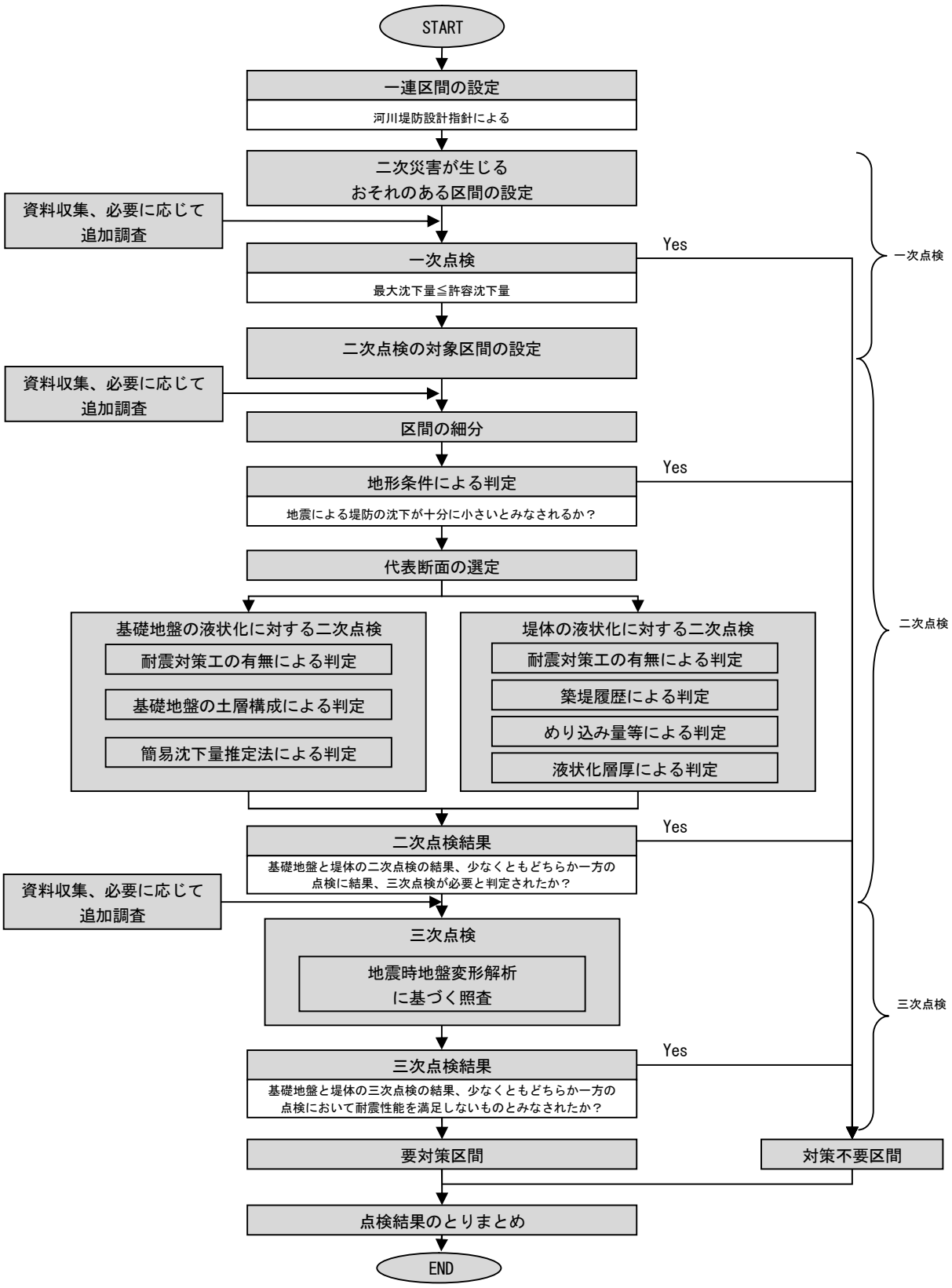
表 2-3-14 堤防の地震に対する安全照査に必要な調査項目

	必 要 項 目	主な調査方法
堤　　体	・横断面形状	横断測量
	・土質構成	ボーリング調査
	・構成土層の密度	乱さない試料の採取と土質試験（密度試験）等
	・構成土層の強度定数（c，φ）	乱さない試料の採取と土質試験（密度試験）等
基礎地盤	・土質構成	ボーリング調査
	・地下水位	ボーリング調査、間隙水圧測定
	・構成土層の層厚	ボーリング調査、サウンディング、
	・構成土層の密度	乱さない試料の採取と土質試験（密度試験）等
	・構成土層の平均粒径および細粒分含有率（Fc）	土質試験（粒度試験）
	・構成土層強度定数（c，φ）	乱さない試料の採取と土質試験（密度試験）、標準貫入試験等
	・深さ毎の N 値	標準貫入試験

〔構造検討の手引き 3.4〕

3) 耐震点検 〔耐震点検マニュアル 2.1〕

堤防の耐震点検を行うにあたっては、調査、点検作業の進捗に合わせ一次点検、二次点検、三次点検に分けて実施することを標準とする。



〔耐震点検マニュアル 2.1〕

図 2-3-25 一次点検フロー

(1)　一次点検　〔耐震点検マニュアル 3.1〕

地震後に二次被害が生じるおそれのある区間に対して一次点検を行う。

①　地震後に二次被害が生じるおそれのある区間とは、堤内地盤高が「耐震性能照査指針（Ⅱ）2.3」に規定される耐震性能の照査において考慮する外水位（以下、照査外水位という）より低い区間とする。

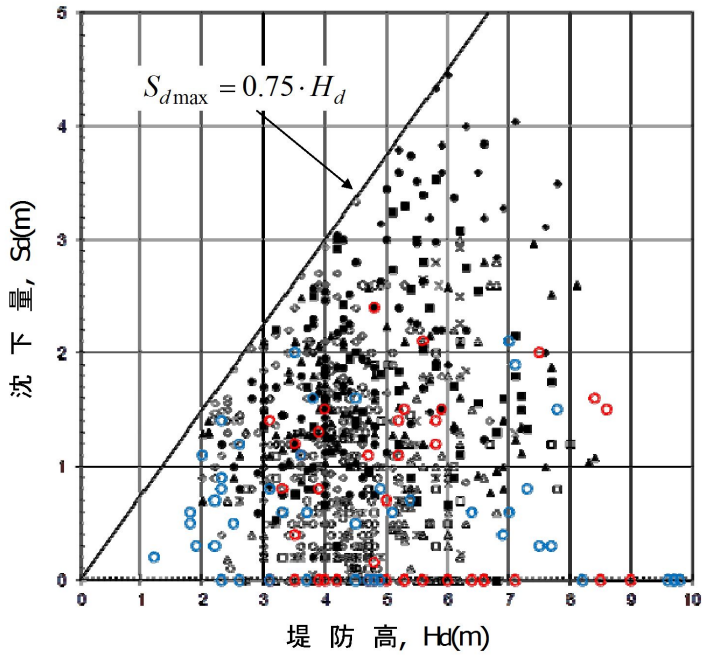
②　一次点検における耐震性能の照査は、既往の地震による堤防天端の最大沈下量（**既設堤防高さの 75%**）が許容沈下量（**堤防天端高と照査外水位の差**）を上回らないことを照査することにより、耐震性能を満足するとみなすものとする。

③　一次点検における耐震性能の照査を行う位置は、堤内地盤高、堤防天端高、照査外水位の延長方向の変化を考慮して適切に設定するものとする。

④　一次点検の結果、耐震性能を満足しない可能性がある区間の堤防を二次点検の対象とする。

【コラム】既往地震における堤防天端の沈下量

○既往の地震においては、堤防天端に堤防高さの 75%以上の沈下が生じた事例はなく、地震前の堤防高さの 25%は最低でも残存していたことが経験的に知られている。



◆ 濃尾地震（長良川、揖斐川等）
● 福井地震（九頭竜川、大聖寺川等）
◇ 新潟地震（阿賀野川、信濃川等）
✕ 日本海中部地震（岩木川、米代川等）
○ 北海道南西沖地震（後志利別川）
○ 東北地方太平洋沖地震（阿武隈川、鳴瀬川、江合川等東北地整管内）
■ 関東大地震（江戸川、富士川等）
▲ 十勝沖地震（新釧路川、十勝川等）
□ 宮城県沖地震（北上川、名取川等）
△ 釧路沖地震（釧路川）
✕ 兵庫県南部地震（淀川）
○ 東北地方太平洋沖地震（利根川、霞ヶ浦、那珂川等関東地整管内）

〔構造検討の手引き 6.1〕

(2) 二次点検 〔耐震点検マニュアル 4.1〕

一次点検の結果、耐震性能を満足しない可能性がある区間に対して二次点検を行う。

① 二次点検にあたっては、地震に対する安全性が同程度になるような一連の区間として二次点検の対象区間を細分化するものとする。

② 各細分区間において、⑨に示す地形条件による判定を実施し、既往の地震被害事例に照らしても地震による堤防の沈下が十分に小さいと判断される区間については、耐震性能を満足するとみなしてよい。

③ ②の結果、耐震性能を満足するとみなすことのできない細分区間において、地震時に最も不利となる位置の断面を代表断面として選定するものとする。代表断面の選定は⑩に示す方法によるものとする。

④ 代表断面について、⑤に示す基礎地盤の液状化に対する点検と⑥に示す堤体の液状化に対する点検の両方を実施し、少なくともどちらか一方の点検の結果、三次点検が必要と判断された場合には、当該断面を含む細分区間の堤防を三次点検の対象とする。

⑤ すでに基礎地盤の液状化に対する耐震対策が実施されている区間の堤防は、無対策に比べ高い耐震性を有していると考えられることから、当面、基礎地盤の液状化に対する対策を実施しない。さらに、代表断面について、⑪-a に示す方法に基づき、既往の地震被害事例に照らしても地震による堤防の沈下が十分に小さいと判断されるか、⑪-b に示す簡易式方法により算定される堤防の沈下量が、許容沈下量を上回らないことを照査することにより、三次点検の必要性を判定する。

⑥ すでに堤体の液状化に対する耐震対策が実施されている区間の堤防は、無対策に比べ高い耐震性を有していると考えられることから、当面、堤体の液状化に対する対策を実施しない。代表断面について、粘性土や透水性の高い礫質土などの液状化しない材料が堤体内に部分的に存在し、それ以外の部分が仮に無くなったとしても外水位に対して必要となる堤防の高さと幅を確保できるかどうか築堤履歴を確認するか、⑫に示す方法に基づき、三次点検の必要性を判定する。

⑦ 二次点検を行うにあたっては、十分な情報収集を行うものとし、不足する場合は追加調査を行うものとする。

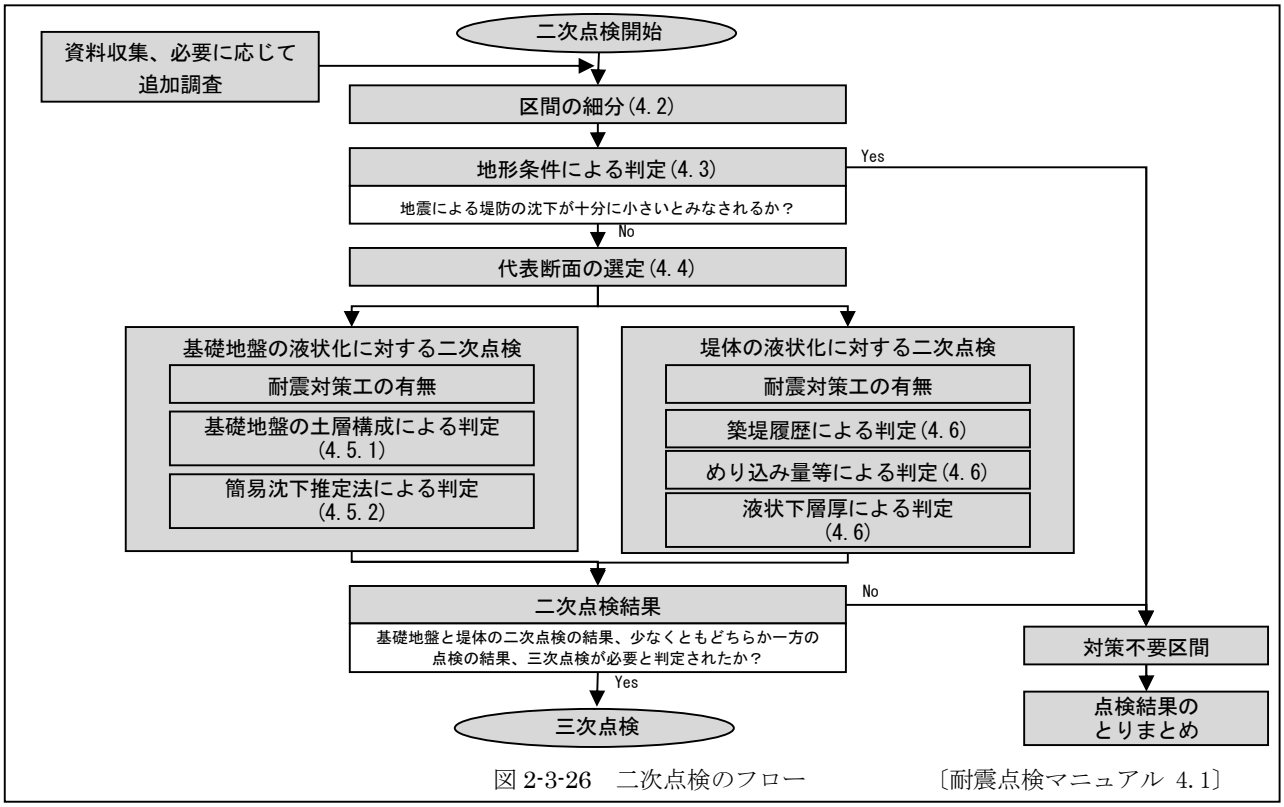


図 2-3-26 二次点検のフロー 〔耐震点検マニュアル 4.1〕

⑧　二次点検の対象区間の細分　〔耐震点検マニュアル 4.2〕

二次点検の対象区間の細分にあっては、地震に対する安全性が同程度になるように、次に示すa）～f）を考慮するものとする。

a.　被災履歴

b.　微地形分類

c.　基礎地盤の土層構成及び堤体の土質

d.　許容沈下量

e.　耐震対策工及び護岸の有無、川裏のり尻ドレーン工の規模

f.　その他

⑨　地形条件による判定　〔耐震点検マニュアル 4.3〕

既往の地震被害事例に照らし、地震による堤防天端の沈下量が十分に小さいと判断される地形条件に該当する細分区間の堤防は、基礎地盤及び堤体の液状化に対して耐震性能を満足するものとみなしてよい。

⑩　代表断面の選定　〔耐震点検マニュアル 4.4〕

代表断面は、選定対象とする細分区間のうち、地震による堤防天端の沈下量が最も大きくなると考えられる断面として選定するものとする。

⑪　基礎地盤の液状化に対する二次点検　〔耐震点検マニュアル 4.5〕

a.　基礎地盤の土層構成による判定　〔耐震点検マニュアル 4.5.1〕

代表断面位置において、既往の基礎地盤の液状化による地震被害事例に照らし、地震により生じる堤防天端の沈下が十分に小さいと判断される土層構成に該当する場合、当該細分区間は基礎地盤の液状化に対する耐震性能を満足するものとみなしてよい。

b.　簡易式による基礎地盤の液状化に関する判定　〔耐震点検マニュアル 4.5.2〕

代表断面位置において、指針 6.3 に規定される液状化の判定を行い、堤防天端の沈下量を次に示す簡易式により算定し、これが許容沈下量を上回らないことを照査するものとする。

$$S = 1.41 \cdot H \cdot H_L^{1.56} \cdot 10^{-7.54 \cdot R_L} + 0.0655 \cdot H_L^{0.93} \leqq S_{max}$$

ここに、　S　：堤防天端の沈下量（m）

H　：堤防高さ（m）

H_L　：表層の液状化層厚（代表断面において、複数のボーリングデータがある場合には堤内地、天端直下、堤外地の表層の液状化層厚の平均値）（m）

（「表層の液状化層」とは、液状化層が複数あり、第１液状化層と第２液状化層の間に 5m程度の非液状化層がある場合に第１液状化層を「表層の液状化層」と定義する）

R_L　：表層の液状化層厚の繰返し三軸強度比（算定されたR_Lの平均値）

S_{max}　：既往の地震による堤防天端の最大沈下量（m）

⑫　堤体の土質等による判定（堤体の液状化に対する二次点検）　〔耐震点検マニュアル 4.6〕

代表断面位置において、a. と b. 、c.のすべての条件を満たす場合には、堤体の液状化による被害が生じる可能性があることから、三次点検を行わなければならない。

a.　堤体下部が砂質土で以下の両方の条件に該当する場合

ｲ.　細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、又は、FC が 35%を超えても塑性指数 Ip が 15 以下の土層

ﾛ.　50%粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 D_{10} が 1mm 以下である土層

b.　以下のいずれかの条件に該当する場合

ｲ.　堤防の下に粘性土層が存在し、めり込み量が 1.0m 以上の場合

ﾛ. 常に河川水が堤体内に浸透するなどにより堤体内水位が高いことが想定される場合

c. 以下の液状化層厚や透水係数に応じ繰返し三軸強度比に補正を加え液状化判定を実施し、液状化すると判定された土層の厚さが 1.0m 以上、かつ堤防高さの 2 割以上ある場合

$$\varepsilon_{v\max} = \frac{k\sigma_v'}{\gamma_w H^2} t_d$$

$$R_L^* = \log_{10}(65000 \cdot \varepsilon_{v\max} + 10) \cdot R_L$$

ここに、

$\varepsilon_{v\max}$：最大体積ひずみ

k：液状化が懸念される堤体土層の透水係数（m/秒）

σ_v'：液状化が懸念される堤体土層中央の有効鉛直応力（kN/m²）

γ_w：水の単位体積重量（kN/m³）

H：液状化が懸念される堤体土層の厚さ（m）

t_d：地震動継続時間（秒）。一般に、地震動タイプによらず 10 秒。

R_L^*：補正後の繰返し三軸強度比

R_L：補正前の繰返し三軸強度比

(3) 三次点検 〔耐震点検マニュアル 5〕

① 三次点検における耐震性能の照査は、二次点検の結果、三次点検が必要と判断された細分区間の代表断面において耐震性能照査を行う。

② 三次点検は、静的照査法に基づいて行うものとする。

③ 三次点検の結果、耐震性能を満足しないものとみなされた場合、当該断面を含む細分区間の堤防は、耐震性能を満足しないものとみなし、要対策区間として扱う。

④ 三次点検を行うにあたっては、十分な情報収集を行う必要があり、不足する場合は追加調査を行う。

4) 安全性の照査〔耐震性能照査指針（Ⅱ）2.1〕

堤防の耐震性能の照査においては、耐震性能及び耐震性能の照査に用いる地震動を適切に設定するとともに、適切な耐震性能の照査方法を用いるものとする。

(1) 耐震性能照査の基本方針

① 耐震性能 〔耐震性能照査指針（Ⅱ）2.2〕

堤防の耐震性能は、耐震性能の照査において考慮する外水位に対して耐震性能照査上の堤防としての機能を保持する性能を原則とする。ここで、耐震性能照査上の堤防としての機能とは、河川の流水の河川外への越流を防止する機能とするものとする。

② 地震動 〔耐震性能照査指針（Ⅱ）2.4〕

堤防の耐震性能の照査においては、対象地点において現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動（以下、レベル 2 地震動）を考慮するものとする。

ここで、レベル 2 地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したレベル 2-1 地震動及び内陸直下型地震を想定したレベル 2-2 地震動の 2 種類を考慮するものとする。

③　地震の影響　〔耐震性能照査指針（Ⅱ） 3〕

堤防の耐震性能の照査においては、原則として、地震の影響として基礎地盤及び堤体の液状化の影響と広域な地盤沈降の影響を考慮するものとする。

(2)　耐震性能の照査

①　一般　〔耐震性能照査指針（Ⅱ）5.1〕

堤防の耐震性能の照査は、耐震性能の照査に用いる地震動によって生じる堤防の状態が堤防の限界状態を超えないことを照査することにより行うものとする。

②　耐震性能の照査方法　〔耐震性能照査指針（Ⅱ）5.2〕

堤防の耐震性能の照査は、耐震性能の照査に用いる地震動及び堤防の限界状態に応じて、適切な方法に基づいて行うものとする。ただし、静的照査法により耐震性能の照査を行えば、本規定を満足するとみなしてよい。

③　堤防の限界状態　〔耐震性能照査指針（Ⅱ）5.3〕

堤防の限界状態は、地震により堤防に変形、沈下等が生じた場合においても、その変形が耐震性能の照査において考慮する外水位に対して耐震性能照査上の堤防としての機能を保持できる範囲内になるよう適切に定めるものとする。

(3)　静的照査法による耐震性能の照査方法

①　一般　〔耐震性能照査指針（Ⅱ）6.1〕

静的照査法による堤防の耐震性能の照査は、基礎地盤と堤体の液状化の影響をそれぞれ考慮した上で行うものとする。

②　液状化の影響　〔耐震性能照査指針（Ⅱ）6.2〕

液状化が生じると判定された土層については、土層の物性の変化を適切に考慮するものとする。また、液状化した土層の上部に液状化しない土層が存在する場合には、液状化しない土層の物性によって液状化の影響が大きく変わる。一般には、液状化しない土層が存在する場合には、液状化しない土層に引っ張り応力が生じないよう弾塑性モデルを用いるか合成を低下させる等の方法を用いるのがよい。

③　液状化の判定　〔耐震性能照査指針（Ⅱ）6.3〕一部加筆

沖積層及び堤体の土層については、液状化が生じると判定される土層を特定するために、液状化の判定を行うものとする。液状化の判定は「液状化対策手引き」に準拠する。

④　耐震性能の照査　〔耐震性能照査指針（Ⅱ）6.4〕

堤防については、液状化に伴う土層の物性の変化を考慮し、堤防の変形を静的に算定できる方法を用いて、地震後の堤防高が耐震性能の照査において考慮する外水位を下回らないことを照査するものとする。

(4)　地震外力の設定

東日本大震災で多数確認された堤体の液状化を踏まえ、当面の耐震対策に当たっては「液状化対策手引き」に準拠する。

5) 強化工法 〔構造検討の手引き 6.4〕一部加筆

(1) 強化工法の選定

① 液状化に対する強化工法として、河川堤防への適用性が高いと考えられる工法は「液状化対策手引き」を参考とすること。

② 地震に対する強化工法選定の優先順位は以下のとおりである

a. 浸透や侵食に対する堤防強化に効果があり、地震対する強化につながるものを選定する（高水敷造成、緩傾斜表腹付け、根固工、矢板工、緩傾斜裏腹付け、裏のり尻ドレーン工等)。

b. 川裏側の強化工法として、押え盛土や裏腹付け盛土の可能性を検討し、一部区間でも可能な場合には将来計画の段階施工とする。

c. 次に、騒音や振動問題、施工スペース等を考慮すると川表側を優先すべきで、この場合の工法は、治水機能上の悪影響が無く、耐浸透機能の確保にも有効な強化工法を検討する。

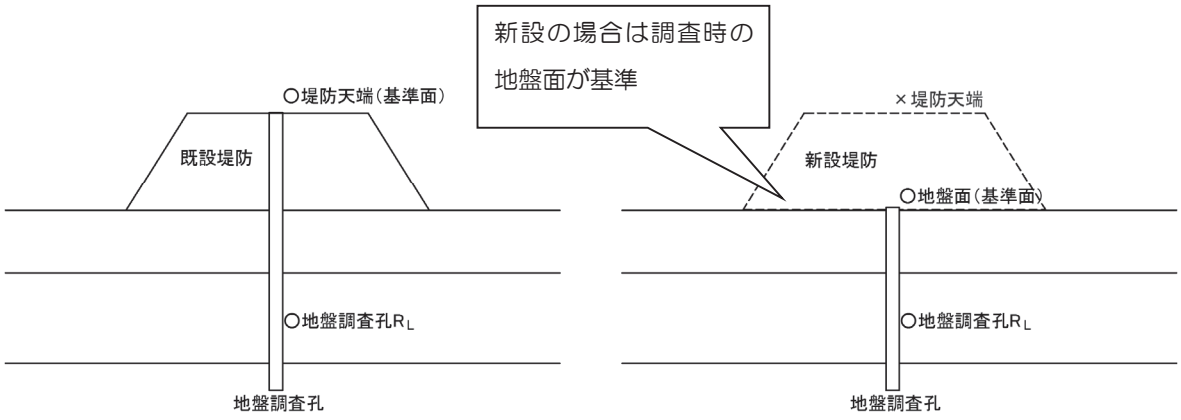
d. 川裏側に適用する強化工法は、グラベルドレーン工法やサンドコンパクション工法等、透水性材料を用いた工法とすることが望ましい。

(2) 安全性の照査

安全性の照査基準は、強化後の地震時安全率が 1.0 を上回る（$F_{Sd} \geqq 1.0$）ことを目標として設計する。

【コラム】液状化判定における地盤面の基準位置

○一般的に既設堤防の液状化判定では、有効上載圧σv’を算定する際の地盤面の深さは、堤防天端が基準であるが、新設堤防の場合は、地盤調査時の地盤面が基準となることに留意する。



2-3-4　構造細目

1)　漏水防止工　〔河川砂防（設Ⅰ）第1章2.2.4〕

堤防には、堤体材料、基礎地盤材料、水位、高水の継続時間等を考慮して、浸透水のしゃ断およびクイックサンド、パイピング現象を防止するため、必要に応じて漏水防止工を設けるものとする。

遮水シートの設計に当っては、本編 3-2-8 7) (2)を参照とする。

2)　ドレーン工　〔河川砂防（設Ⅰ）第1章2.2.5〕

堤防の浸透水を安全に排水するため、必要に応じてドレーン工を設けるものとする。

【解　説】

浸透対策を必要とする区間としては、

①　計算等により、浸透に対する安全度が低いと評価された区間。

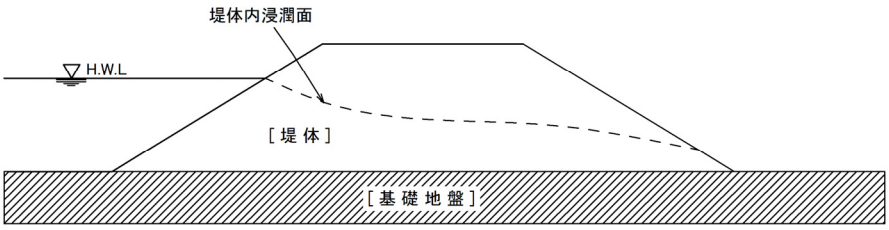
②　過去に、堤防漏水の履歴がある区間。

③　治水上の重要区間であること等が該当する。　〔ドレーン工マニュアル1.2〕

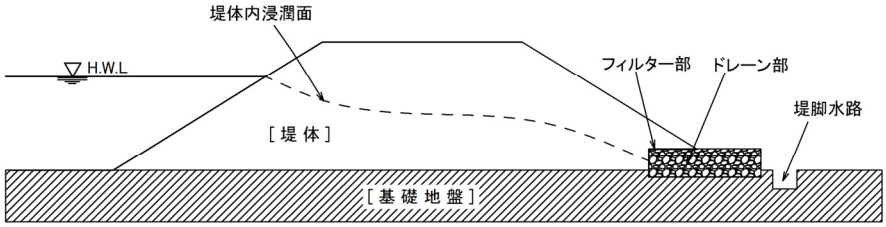
設計に当っては、「河川砂防技術基準(案)同解説 設計編〔Ⅰ〕 第1章2節 堤防 2.2.5 ドレーン工」及び「ドレーン工設計マニュアル」等を参考とする。

(1)　基本方針　〔ドレーン工マニュアル1.1〕

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



ドレーン工がない場合



ドレーン工がある場合

〔ドレーン工マニュアル1.1〕

図 2-3-27　ドレーンの構造とその効果

(2) 構造の基本 〔ドレーン工マニュアル1.2.1 1.2.2〕

① ドレーン工は、原則としてドレーン部、フィルター部および堤脚水路で構成するものとし、その機能が長期的に確保され、かつ堤防の安定性を阻害することのない構造として計画するものとする。

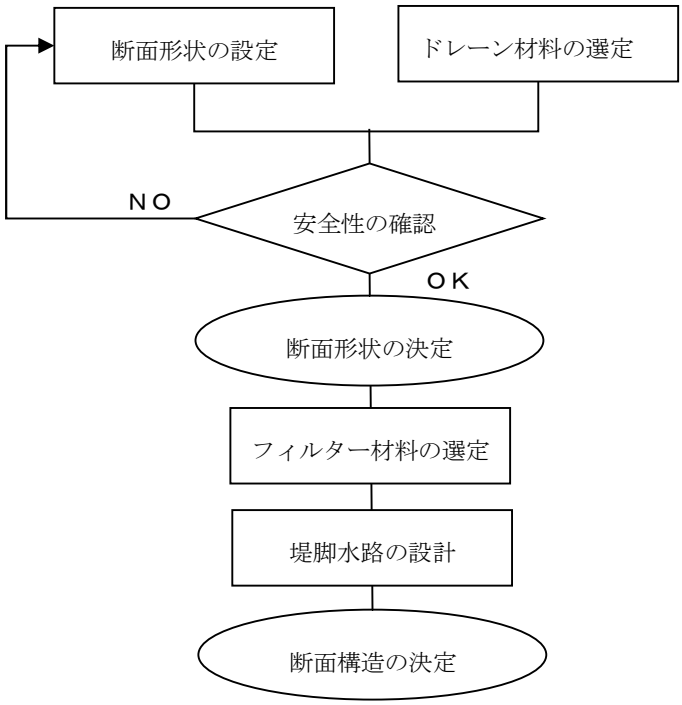
② ドレーン工の排水を受ける堤脚水路は、適当な排水路に接続する必要がある。

(3) 設計の基本方針 〔ドレーン工マニュアル2.1〕

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

(4) 設計の手順 〔ドレーン工マニュアル2.2〕

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



〔ドレーン工マニュアル2.2〕

図 2-3-28 ドレーン工の設計手順

(5) 設計の方法 〔ドレーン工マニュアル2.3〕

① 浸透に対するドレーンの設計方法

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

②のすべり破壊に対する安全性の確認は、堤体の裏のりすべり破壊に対する安全率が当該河川の堤防に求められている所要の安全率以上であるか否かによって判断する。なお、浸透流計算におけるドレーン工の透水係数については、フィルター部を含むドレーン工全体として 1×10^{-2}（cm/sec）、安定計算におけるドレーン部の強度については、材料試験による他、密度(ρ)ついては ρ=2.0t/m^3、強度定数については、粘着力 c=1kN/m^2、内部摩擦角 ϕ=40° を標準として設定しても良い。

①、②の計算手法は、本編 2-3-1 浸透に対する堤防の設計によるものとする。

【コラム】すべり安全率と土質定数の関係

○すべり破壊に対する安定計算については、以下の視点やポイントに留意して計算条件を設定することが望ましい。

【視　点】：特に粘着力の設定精度がすべり安全率に大きく影響する。

（一般的に）

・細粒分含有率が多い粘性土の場合、粘着力Ｃが大きく内部摩擦角φは小さい。

・砂・砂礫の含有率が多い砂質土の場合、粘着力Ｃが小さく内部摩擦力φは大きい。

→密な砂の粘着力Ｃの値は拘束力の影響もあり非常に大きくなる場合がある。

【ポイント】：安定計算では粘着力Ｃの影響が大きいことを認識した上で、堤体や基礎地盤の土質と土質定数（C、φ）の組み合わせが妥当性か確認する。

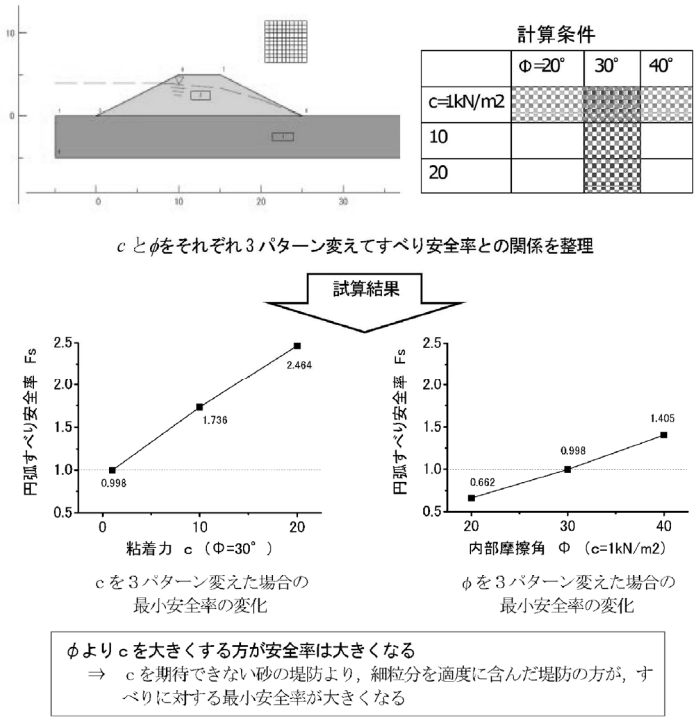


図 5.10.1 円弧すべり安全率と土質強度の関係（土木研究所試算）

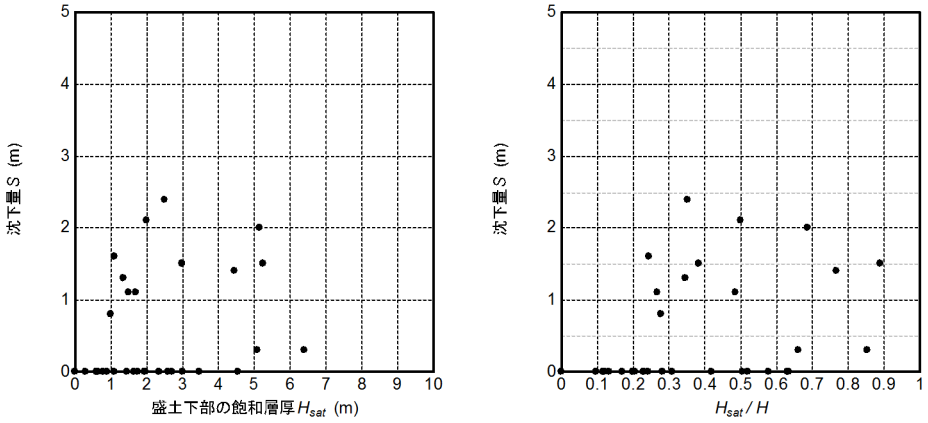
〔堤防浸透照査・設計のポイント〕

② 地震に対するドレーンの設計方法

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

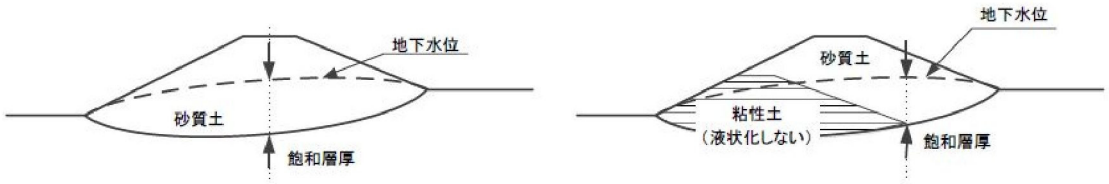
なお、飽和層厚の目標は、東北地方太平洋沖地震による被災事例及びその近傍の無被災事例の分析から得られたもので、たとえ堤体が基礎地盤にめり込んでいたとしても、飽和層厚が1m 未満あるいは飽和層厚比（＝飽和層厚／堤防高さ）が0.2 未満では有意な天端の沈下が見られなかったためである。

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



〔ドレーン工マニュアル2.3〕

図 2-3-29　東北地方太平洋沖地震における堤体の液状化による沈下量と飽和層の関係



（a）堤体土質が均質な場合　　（b）堤体土が粘性土と砂質土の場合

〔ドレーン工マニュアル2.3〕

図 2-3-30　飽和層厚（H_{sat}）の考え方

また、堤体下端が周辺の排水路敷高よりも明らかに低く排水勾配を確保することが困難な場合や、浸透流解析の結果、十分な排水が期待出来ない場合などについては、のり尻安定化工法の検討を別途行う。

(6) 断面形状 〔ドレーン工マニュアル2.4〕

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

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

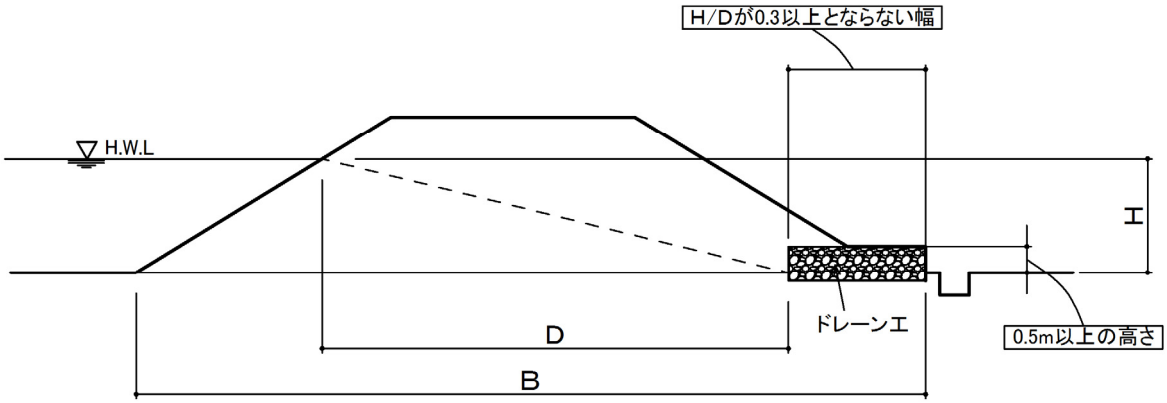
【解 説】

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

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

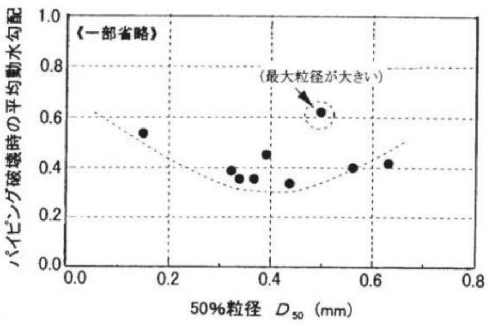
一方、ドレーン工の幅(奥行)が小さ過ぎると堤体内の浸潤面を低下させることが困難になる。このようなことから、ここではドレーン工の幅(奥行)の設定の目安を以下のように考えることにする。

ドレーン工の幅(奥行) は、図2-3-31 のようにドレーン工の幅を考慮した平均動水勾配（H/D）が0.3 以上とならないよう設定することにする。ここで平均動水勾配の最大値を0.3 としたのは図2-3-32 に示すように、平均動水勾配が概ね0.3 以下であればパイピングを生ずる可能性がほとんどないことが土木研究所における模型実験で確認されているためである。



〔ドレーン工マニュアル2.4〕

図 2-3-31 幅（奥行き）の考え方

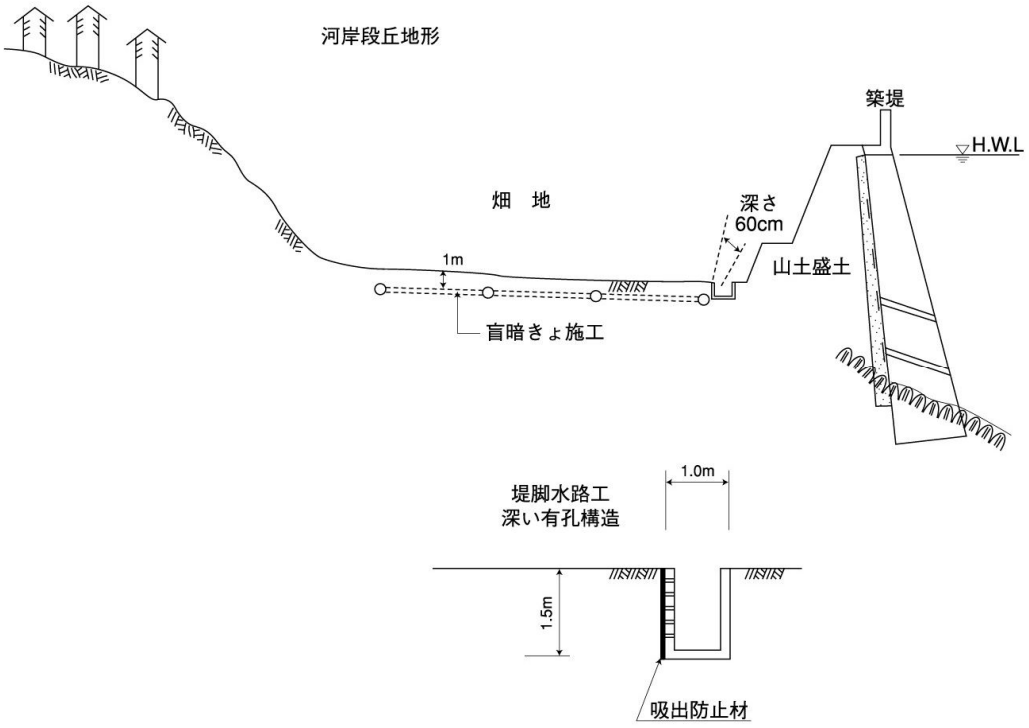


〔ドレーン工マニュアル2.4〕

図 2-3-32 50%粒径と平均動水勾配の関係

【コラム】堤防背後地の湿地化対策

○河岸段丘地形の前面に築堤を施工した場合、堤防背後地が湿地化する可能性があるため、用地制約を確認の上、盲暗渠を設けるか堤脚水路を深い有孔構造とし、浸透水を横排水できるような構造が望ましい。



3) 堤体の材料の選定　〔河川砂防（設Ⅰ）第1章2.2.2〕

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

【解　説】

材料の選定にあたっては「河川砂防技術基準(案)同解説 設計編〔Ⅰ〕 第1章2節 堤防 2.2.2 堤体の材料の選定」及び「河川土工マニュアル 第3章3.1.3 堤体材料の選定」を参考とする。

また、下記事項についても検討し、適切な堤体材料を選定する。

(1) 湿潤、乾燥等の環境変化に対して安定していること。

(2) 腐植土等の高有機質分を含まないこと。

(3) 施工時に締固めが容易であること。

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

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

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

表 2-3-16　河川築提要求品質表（参考）

用　途		一　般　堤　防
材料規定	最大粒径	(150 ㎜以下)
	粒　度	(Fc=15～50%)
	コンシステンシー	－
	強　度	－
施工管理規定	施工含水比	Dc≧90%の締固め度が得られる湿潤側の含水比の範囲
	締固め度	RI 計器:締固め度平均値 Dc≧90% 砂置換法締固め度規定値 Dc≧85%
	空気間隙率または飽和度	粘性土 Va=2～10% Sr=85～95% 砂質土 Va≦15%
	１層の仕上り厚さ	30cm 以下
	その他	－
基　準　等		河川土工マニュアル H21.4

凡例
Va：空気間隙率
Fc：細粒分含有率
Sr：飽和度
Dc：締固め度
－：特に規定なし
Dc：平均締固め度
(　)：望ましい値

〔建設発生土マニュアル〕

4) 堤防の余盛

堤防を築造するときには、一般に堤防の沈下を考慮して余盛を行う。

(1) 堤防余盛基準 〔例規集第 4 編 2-2（昭和 44 年 1 月 17 日 治水課長通達）〕

堤防余盛基準は、継続工事等急激に余盛高を変更することが不適当である場合は除外する。

① 余盛は、堤体の圧縮沈下、基礎地盤の圧密沈下、天端の風雨等による損傷等を勘案して通常の場合は表 2-3-17 に掲げる高さを標準とする。ただし、一般的に地盤沈下の甚だしい地域、低湿地等の地盤不良地域における余盛高は、さらに余裕を見込んで決定するものとする。

② 余盛高は、堤高の変動を考慮して支川合流点、堤防山付、橋梁等によって区分される一連区間（改修計画における箇所番号区間を標準とする）毎に定めるものとする。

③ 余盛高の基準となる堤高は、対象とする一連区間内で、延長 500m以上の区域についての堤高の平均値が最大となるものを選ぶものとする。

④ 残土処理等で堤防断面をさらに拡大する場合にはこの基準によらないことができる。

表 2-3-17 余盛り高の標準 （単位：cm）

堤体の土質		普通土		砂・砂利	
地盤の地質		普通土	砂、砂利	普通土	砂、砂利
堤高	3m以下	20	15	15	10
	3m～5mまで	30	25	25	20
	5m～7mまで	40	35	35	30
	7m以上	50	45	45	40

注 1) 余盛りの高さは、堤防のり肩における高さをいう。 〔例規集第４編2-2〕

2) かさ上げ、拡幅の場合の堤高は、垂直盛土厚の最大値をとるものとする。

3) 小段についての余盛りは小段の盛土高に応じて余盛り高を決定すること。

4) 普通土とは、砂質土（ＳＭ）（ＳＣ）（ＳＶ）のことをいう。

5) 堤高とは堤内側ののり尻から求めた堤防高さH2と堤外側ののり尻から求めた堤防高H1の高い方とする。

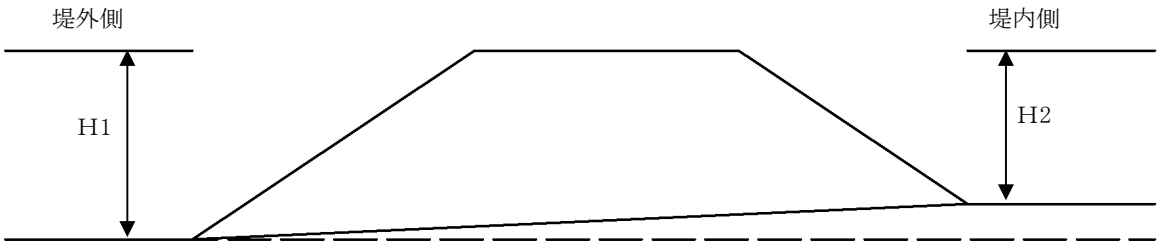


図 2-3-33 堤高の定義

(2) 余盛の形状

余盛は、図 2-3-34 によることを一般的とする。

① 沈下の少ない場合は図の①とし、のり面の余盛はのり尻で零となるようにする。

② 沈下の多い場合は図の②とする。

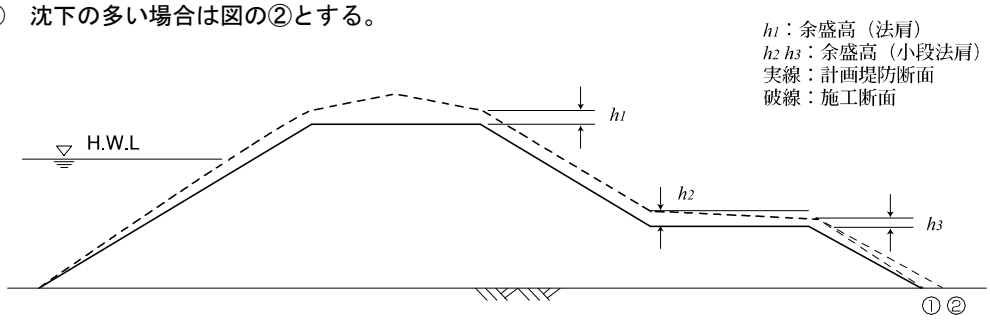
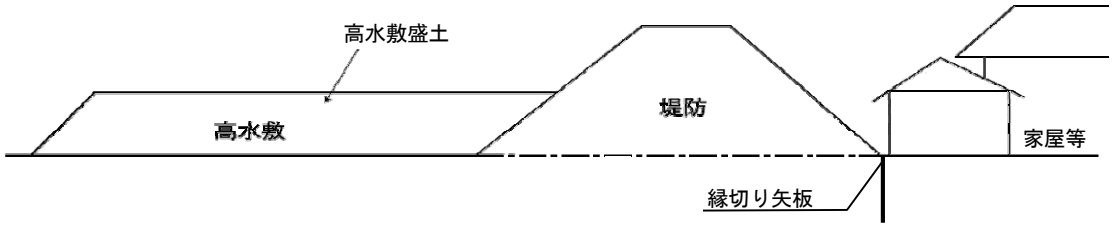


図 2-3-34 余盛図（小段のある場合）

【コラム】家屋等に近接する築堤盛土の影響

○家屋等に近接して築堤や高水敷盛土を計画する場合は、圧密沈下や側方流動のおそれがある。これらの影響を把握するため、土質調査を実施し対策（縁切り矢板等）を事前に検討しておくことが望ましい。



5) 堤防の排水勾配及び天端の処理

(1) 排水勾配

堤防天端や小段および高水敷には、雨水の排水を良好にするため、図2-3-35のとおり所要の勾配をつけることを標準とする。

① 勾配は余盛部分でつけるものとする。

② 堤防天端には、余盛のほかに排水のため 5%～10%程度（砕石天端の場合）の横断勾配をつけるものとする。

③ 高水敷には、1/100～1/200程度の勾配をつけるものとする。

④ 小段を設ける場合には、土の場合1/10程度、コンクリート張りの場合には1/20程度の勾配をつけるものとする。

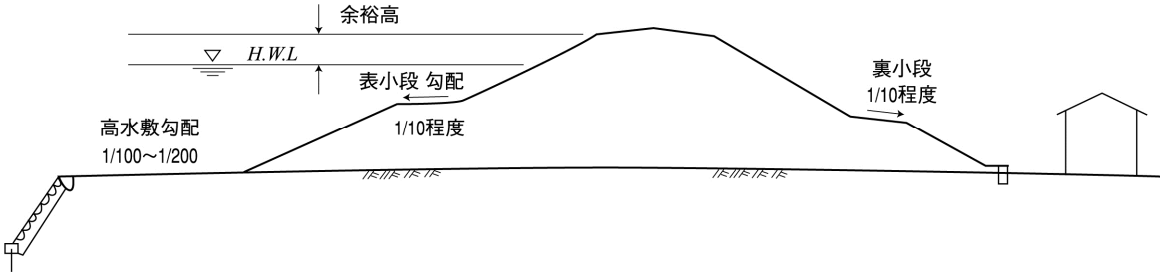


図 2-3-35 堤防及び高水敷の排水勾配

(2) 天端の処理法

堤防天端は、雨水の堤防への浸透抑制やねばり強い構造、越水河川巡視の効率化、河川利用の促進の観点から、河川環境上の支障を生じる場合を除いて、舗装されていることを基本とする。

① 環境地域特性等により舗装が好ましくないと判断される場合は、砕石等を施工するものとする（図2-3-36（1）参照）。

② 舗装とした場合の留意点

a. 堤防のり面に雨裂が発生しないように、アスカーブ及び排水処理工の設置、適切な構造によるのり肩の保護等の処置を講ずるものとする。

b. 堤防天端利用上の危険の発生を防止するため、必要に応じて、車止めを設置する等の適切な措置を講ずるものとする。（第3編 2-5 参照）

c. 原則として路盤材及び舗装材は、計画堤防断面外とする。

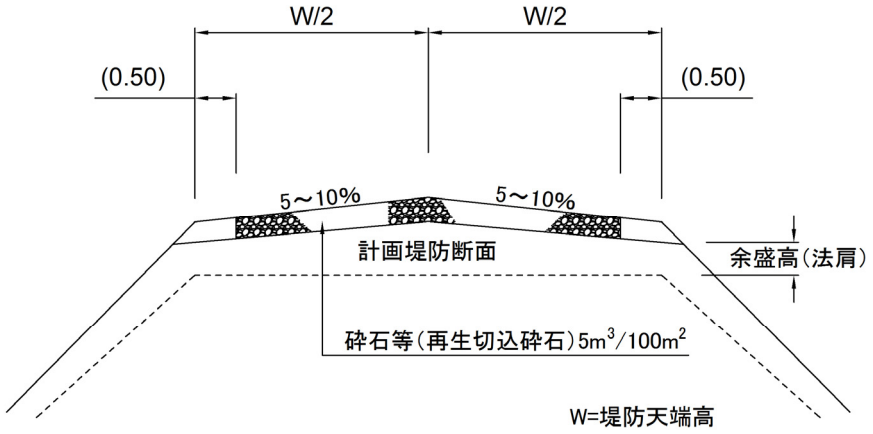


図 2-3-36(1) 堤防天端の処理（砕石の場合の例）

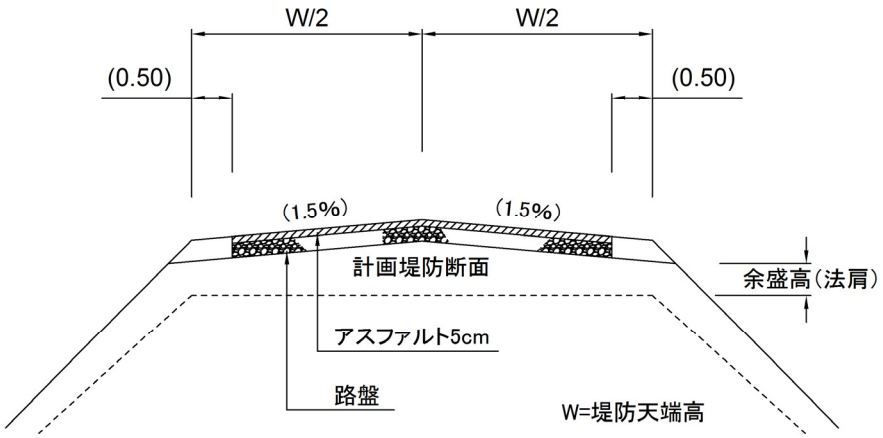


図 2-3-36(2) 堤防天端の処理（アスファルトの場合の例）

6) のり面保護（被覆工） 〔構造令 第 22 条〕

盛土による堤防の法面（高規格堤防の裏法面を除く）は、芝等によって覆うものとする。

【解 説】

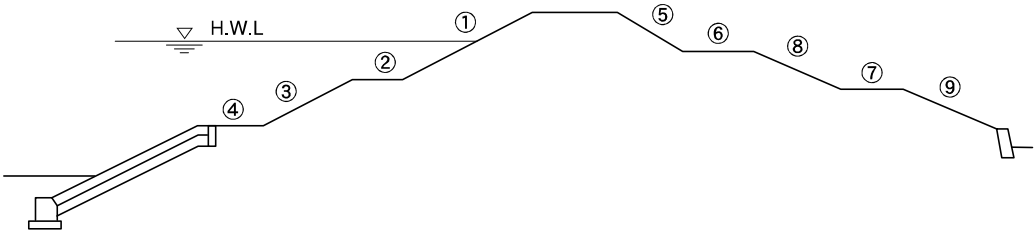
「芝等」とは、芝のほか、チガヤ、その他の植生を含むものである。

① 芝付には、張芝、種子吹付け等があり、張芝の場合は、図 2-3-37 のとおりとする。ただし、土質条件、現場条件によりこれにより難い場合は、別途考慮することができる。

② 芝の活着までに雨裂の発生しやすい土質については、活着するまでの間、排水工で処理を行う。

③ 樋門等本堤開削に伴う堤防の芝付は、張芝とする。

④ 芝の活着のために必要な場合は、30cm 程度の衣土にて施工する。



芝の種類	芝付の位置
張芝	①、②、③、④、⑤、⑧、⑨
市松芝	⑥、⑦

図 2-3-37 芝付の位置

7) 堤脚保護工

堤防のり尻が水路・道路となる場合または、小段に道路がある場合（坂路を含む）は、堤脚保護工を設けることを標準とする。

① 堤脚保護工の高さは、1m以下（3 段積（平積））が望ましい。

② 材料は間知ブロック控 35 ㎝を使用し、のり勾配は 1:0.5 を標準とする。なお、ドレーン工が必要な箇所ではプレキャスト製品の採用も検討する。

③ 堤脚保護工は、堤体内に浸潤した流水及び雨水の排水に支障を与えないとともに、堤体材料の微粒子が吸出されることのないように特に配慮した空石積み等の構造のものとする。

④ のり尻の土質が悪い場合は、基礎工を設ける。

⑤ 堤脚保護工と堤脚水路の間に平場が発生するような場合は、コンクリート打設等による雑草抑制の検討を行うことが望ましい。

※上記内容によりがたい場合は、別途検討すること。

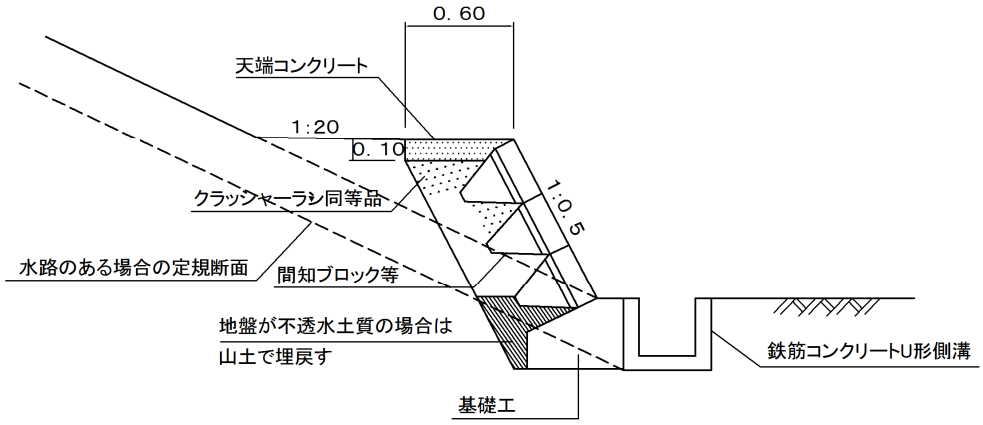


図 2-3-38 基礎のある例

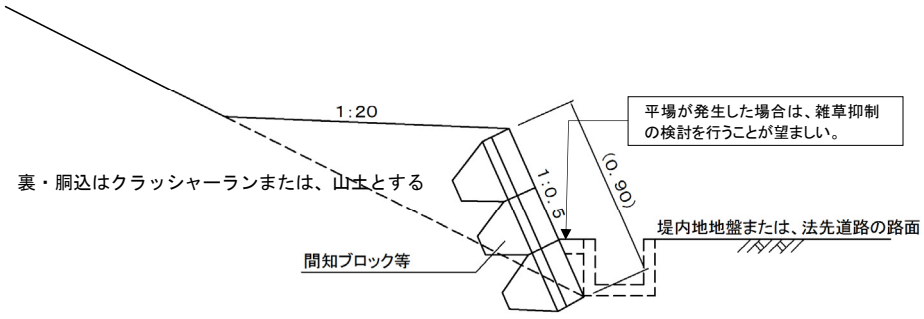


図 2-3-39 基礎のない例

8) 階段工

工作物の管理上または、河川敷の利用のために、必要な場合には階段工を設けることができる。高水敷等の利用頻度が高い箇所では 100mに 1 箇所を標準とし、その他の箇所では 200mに 1 箇所を標準とする。

なお、距離標の設置箇所付近及び川裏の道路利用状況を総合的に検討する。

(1) 階段の構造

① 川表側は、階段の上面を堤防のり面にあわせ、川裏側は、階段を計画堤防線外に設置することを基本とする。(図 2-3-41)。

② 階段の幅は、2.0m以上、ステップの高さは、0.2m以下としステップの高さ調整は最下段とする。

③ 階段には、河川の安全な利用のため手すりを設置することが望ましい。一般的には、高さが 1m以下のパイプ形式のものであれば治水上の影響は小さい。また、自転車の利用状況により斜路付きの階段工も検討する。

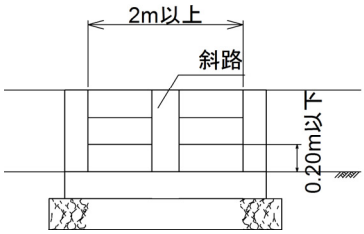


図 2-3-40(1) 階段工正面図

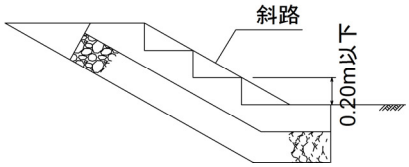


図 2-3-40(2) 階段工断面図

(2) のり面保護

① 川表に設置する場合

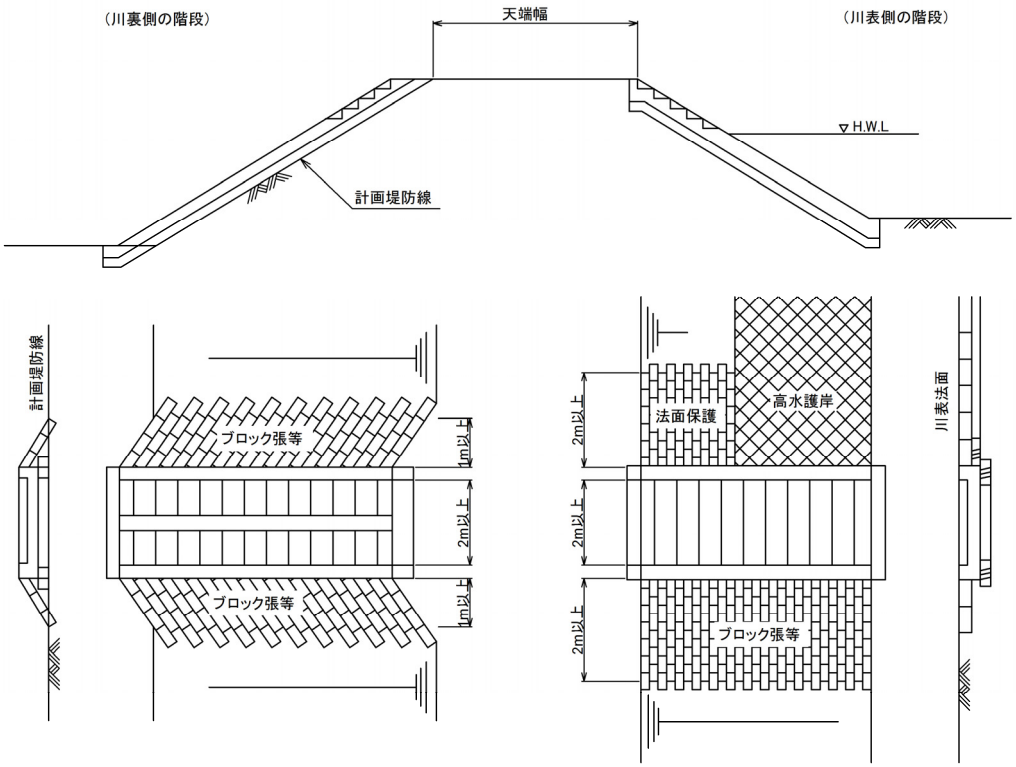
階段工の上下流それぞれ 2m以上の幅で、空ブロック張り等で施工することを標準とする。

a. 既設護岸のある場合は、取り壊し部分を元と同一工法で復旧し、護岸高以上については、築堤高までとする。

b. 護岸等の新設にあわせて階段を設置する場合は、周辺の護岸と同様の構造とし、護岸高以上については、築堤高までとする。

② 川裏に設置する場合

階段工の上下流それぞれ1m以上の幅で、空ブロック張り等を施工することを標準とする。



※雨裂防止のため、堤防法面と階段のブロック張等の接続部は、千鳥配置にすること。

図 2-3-41 階段工

9) 坂路工

(1) 坂路設置の基本

① 坂路は、計画堤防断面外に設けるものとする。

② 坂路の設置にあたっては、既設坂路の配置等を考慮して極力統合を図るものとする。

③ 計画堤防外に拡幅し、のり面処理は上下流ののり面と同一工法として、なじみ良く取り付けること。のり勾配は計画堤防断面勾配とする。

(2) 堤外坂路（川表坂路）

① 堤外坂路は、河積を狭め、流水に対し支障となることが多いので、できる限り小さくおさえる必要がある。

② 堤外坂路は、狭窄部、水衝部等流下断面に支障のある場合には、原則として設けてはならない。

③ 堤外側には、上流に向かって設置する坂路（逆坂路）は避けなければならない。ただし、治水上の支障の生じないよう必要な対策を講ずる時にはこの限りでない。

④ 川のオープンスペース利用へのアクセスとなる坂路は、高齢者、車椅子等が安心して利用できるよう緩傾斜化や手すりの設置（治水上支障のない構造）などに努める。

⑤ 舗装材

堤外坂路の舗装材は、流水による耐侵食機能を考慮して計画高水位(HWL)に応じて下表を参考に設定する。なお、設定に際しては対象河川における実績も考慮する。

表 2-3-18 堤外坂路の舗装材

水位	舗装材
HWL 以下	コンクリート t=20cm
HWL 以上	アスファルト t=5cm

(3) 堤内坂路（川裏坂路）

① 堤内坂路は、堤防が兼用道路であり公道間を結ぶ場合に設置することを基本とするが、水防活動等の観点から適宜必要性を判断する。

② 幅員は、計画天端幅以内とし、勾配は６％を基本とする。

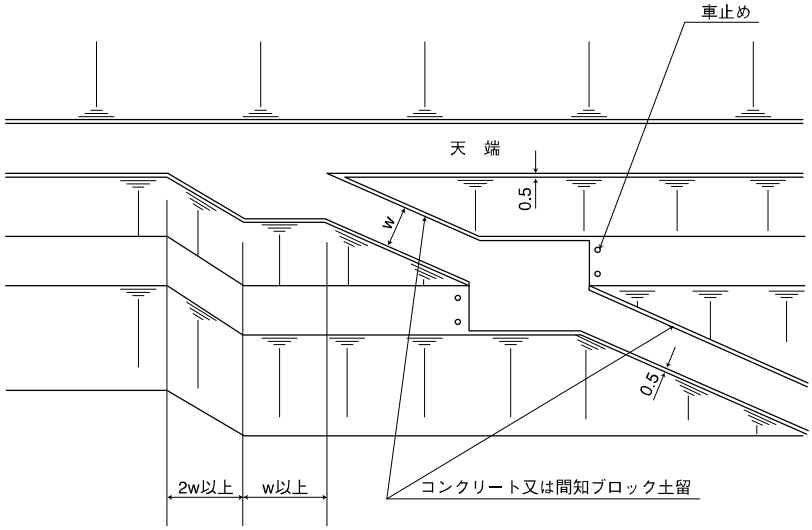


図 2-3-42(1)　坂路工詳細図(小段がある場合)

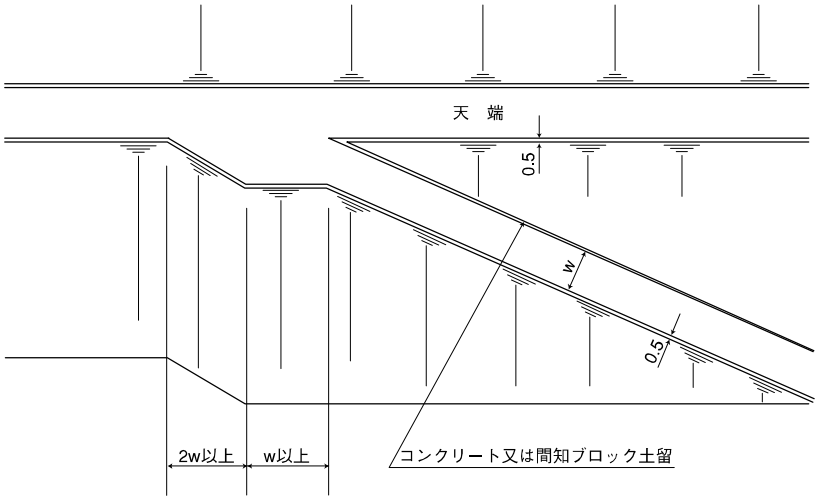


図 2-3-42(2)　坂路工詳細図（小段のない場合）

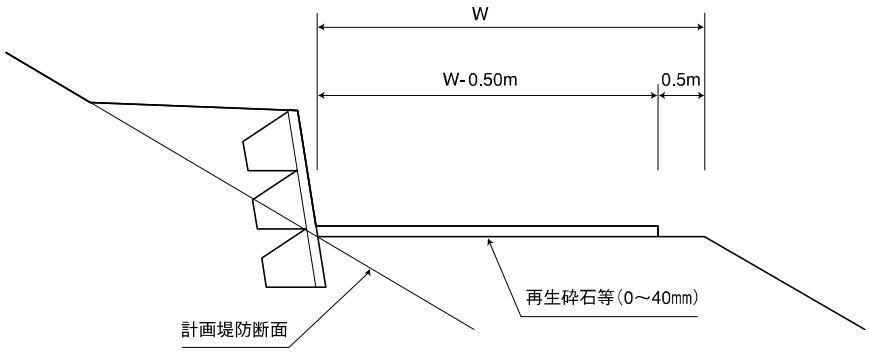


図 2-3-43　坂路工断面図

10) 境界杭

官民境界を明確にするために、必要に応じて境界杭を設置するものとする。

河川における官民境界杭の設置方法は、以下によるものを標準とする。

(1) 設置地点

① 50m程度毎

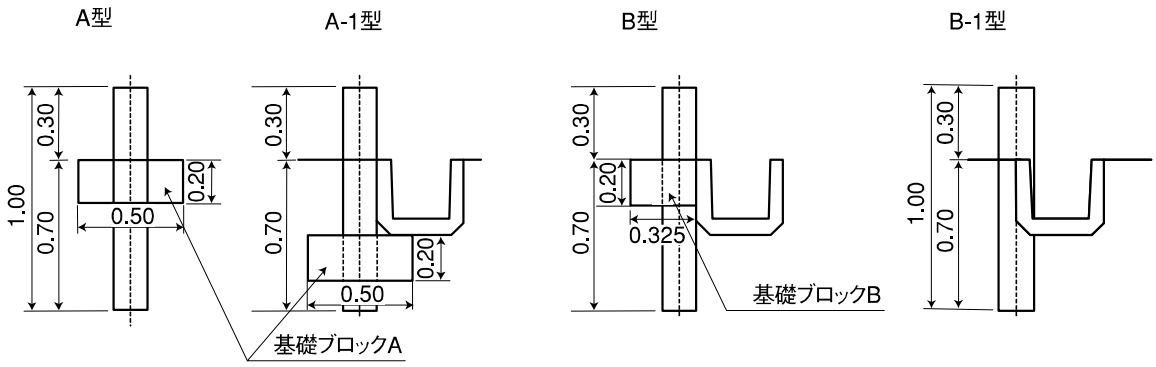
② 境界線の折点毎

(2) 設置方法等

① コンクリート杭

a. 特に地盤の悪い場所等には、基礎に切込砕石等を考慮する。

b. 基礎ブロックについては、A型を標準とするが、現場条件等により、B型またはC型を使用してもよい（図 2-3-44 参照）。



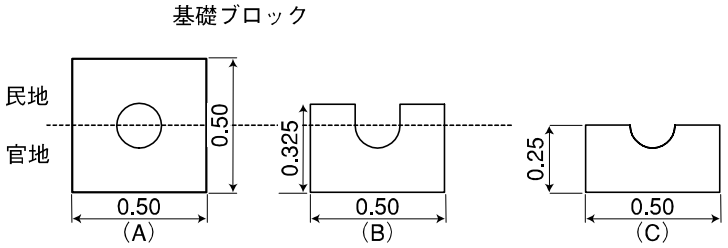


図 2-3-44 基礎ブロック

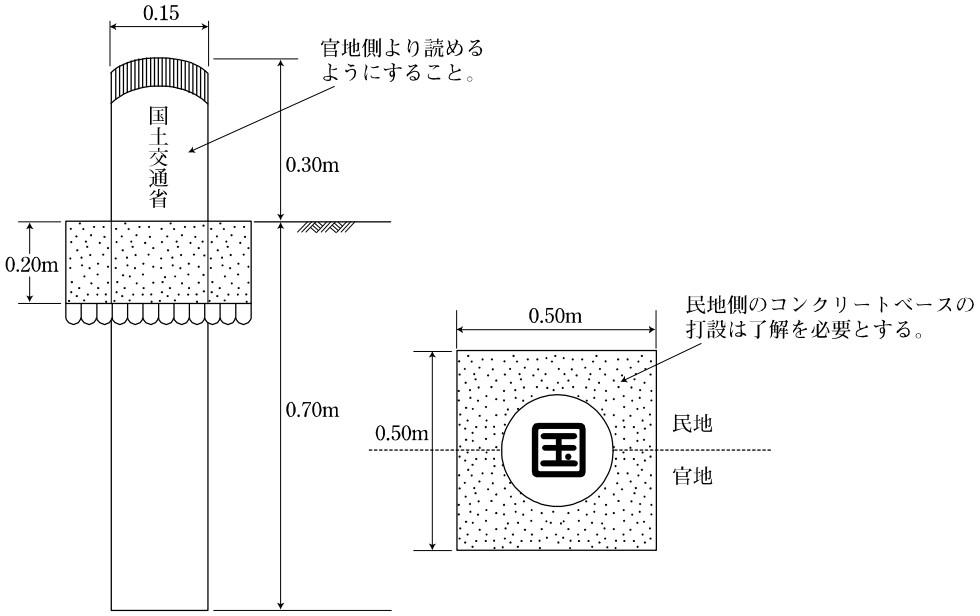


図 2-3-45　標準境界杭

② 境界鋲

都市河川及び家屋連たん部で用地境界杭が境界中心に設置できない場合または、車等による破損の恐れのある場合には鋲を使用することができる。(図 2-3-46 参照)

a. 材質はアルミニウム合金製とする。

b. 文字矢印は掘込みで、ペイント仕上げ(赤色)ペイントの材質は用地境界杭部着色と同一とする。

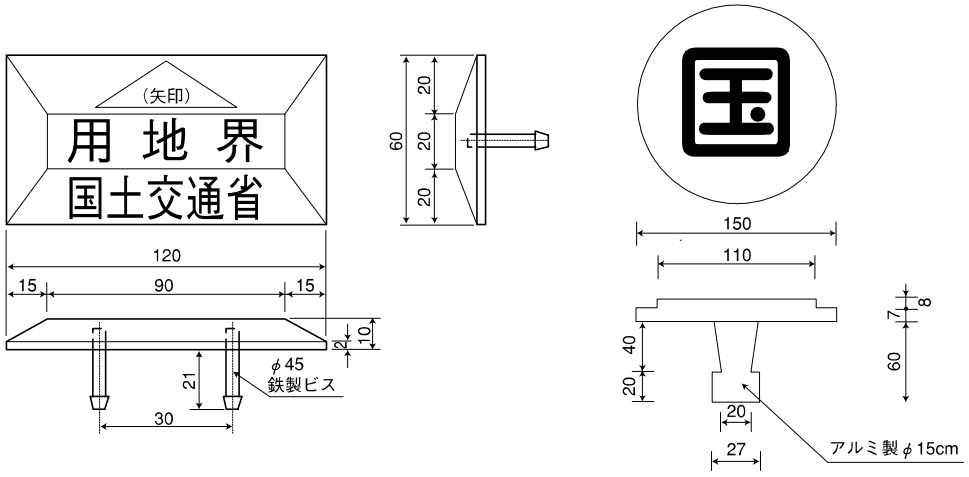


図 2-3-46　境界鋲

表 2-3-19　境界杭の寸法

品　　目		主要部寸法（mm）
官民境界杭		φ150×1,000（直径×長さ）
		φ150（半円）×1,000
基礎ブロック	A型	500×500×200（幅×長さ×厚さ）
	B型	500×325×200（幅×長さ×厚さ）
	C型	500×250×200（幅×長さ×厚さ）
境界鋲	用地界	アルミ合金　120×60×10
	㊐	アルミ合金　φ150×15

2-4　高潮堤防

1)　高潮堤防の構造〔河川砂防（設Ⅰ）第 1 章 2.1.5〕

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

【解　説】

①　高潮の影響を受ける区間の堤防は、越波を考慮して一般にコンクリートまたはこれに類するもので三面張りにする。なお、堤防に越波した水を集水する排水路を設けることが必要である。

②　高潮の影響を受ける区間の堤防の設計は、水圧、土圧、波圧に対しても安全な構造となるよう設計する。また、断面形状等が上流の河川堤防となめらかに接続するよう配慮する。

③　高潮区間に設置される堤防において背後地への越波を防ぐためには、必要に応じて波返工を設けるものとする。**また、波返し等はプレキャスト製品の採用も検討する。**

2)　高潮堤防の堤体の材料選定

本章 2-3-4　3)によるものとする。

3)　計画堤防・護岸高〔河川砂防（計）第 4 章 3.3.6〕

計画堤防・護岸高は、

①　計画打ち上げ高に余裕高を加えた高さ。

②　越波量が許容越波量以下となる高さに余裕高を加えた高さ。

とする。

4)　被覆工〔河川砂防（設Ⅰ）第 1 章 2.1〕

河川砂防技術基準(案)同解説 設計編［Ⅰ］第 1 章第 2 節堤防 2.1 および 設計編［Ⅱ］第 7 章第 3 節堤防および護岸 3.6 によるほかは、以下によるものとする。

高潮堤防は、越波を考慮して一般にコンクリートまたはこれに類するもので被覆を行い三面張りにするので、海岸堤防の構造の考え方を踏まえて設計するのが一般的である。被覆を行う部分は、高水敷、表のり面、天端、裏のり面などがある（図 2-4-1 参照）。以下に各部分毎に使用する被覆材の標準を示す。

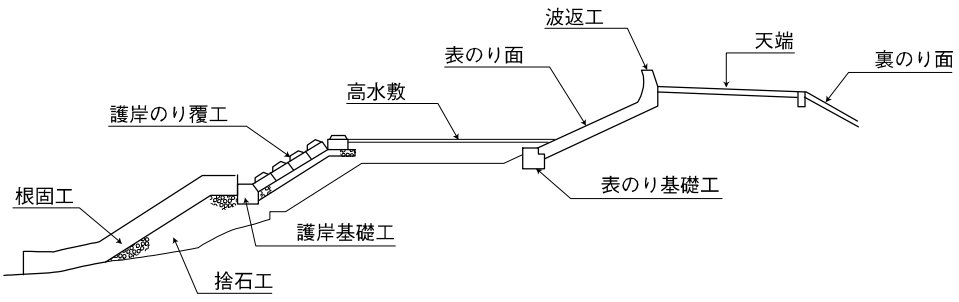


図 2-4-1　高潮堤防の三面張りの例

(1) 高水敷の被覆工

高水敷の被覆は、アスファルトによる被覆もしくは芝付(張芝)による被覆を標準とする。図 2-4-2 にアスファルトによる被覆を行う場合の舗装構成の標準を示す。なお、基礎材には再生材の使用を標準とするが、環境面及び漁業等に配慮が必要な場合には、別途考慮する。また、波浪の影響や現場状況に応じて大型ブロックの採用を検討する。

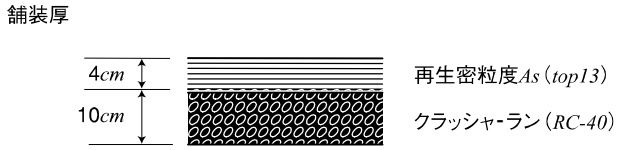


図 2-4-2 高水敷の被覆の標準

(2) 表のり面の被覆工

表のり被覆は、波返工の形状を標準とし、コンクリートにより被覆することを標準とする。

コンクリートを場所打ちする場合には、原則として 6～10mの間隔に伸縮目地を設けるものとする。また、伸縮目地は、スリップバー等により食違いを防止するとともに、止水板、または充てん材により水密性をもたせる。

(3) 天端の被覆工

堤防天端の被覆は堤体を保護し、堤体土砂の収縮や沈下に対しても順応できる構造とするものとし、アスファルトによる被覆を標準とする。なお、天端の排水上を考慮し、必要な勾配を設ける。また、堤防天端を道路として兼用する場合には、予想される交通荷重に対して堤防の安全を維持するために必要な強度を有する被覆とする。

以下にアスファルトによる被覆を行う場合の舗装構成の一例を図 2-4-3 に示す。なお、基礎材には再生材の使用を標準とする。

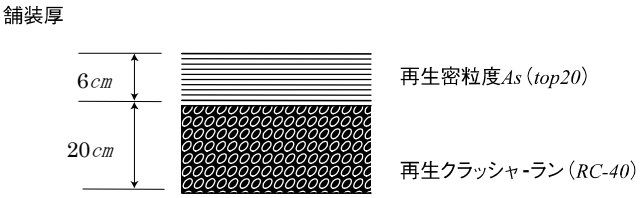


図 2-4-3 天端の被覆の一例

(4) 裏のり面

裏のり面の被覆は、堤体を保護し、堤体土砂の収縮や沈下に対しても順応できる構造とするものとし、コンクリートブロック張りによる被覆を標準とする。

5) 堤防表のり面の基礎工〔河川砂防（設Ⅱ）第 7 章 3.6〕

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編［Ⅱ］第 7 章第 3 節 堤防および護岸「3.6.3 基礎工」によるほかは、以下によるものとする。

基礎工の目地間隔は、10mを標準とするが地盤の沈下等、現地の状況により別途考慮することができる。また、基礎工に二次製品を用いる場合の目地間隔は、製品長に応じた目地間隔とすることができる。

6) 護岸部の根固工〔河川砂防（設Ⅱ）第 7 章 3.6〕

根固工は、波浪による前面の洗掘を防止して、被覆工または基礎を防護するものとする。

河川砂防技術基準（案）同解説 設計編［Ⅱ］第 7 章第 3 節堤防および護岸「3.6.5 根固工」によるほかは、以下によるものとする。

(1) コンクリートブロック根固工

根固には、異形コンクリートブロックの使用を標準とするものとする。

なお、河床の地盤等を考慮し、必要に応じて沈床マットもしくは安定シート(t=1 ㎜)を布設してもよいものとする。

(2) 捨石根固工

中詰に用いる捨石材は雑石とし、質量 30～70 kg/個を標準とするが、現場の状況に応じ別途考慮してもよいものとする。なお、河床の地盤等を考慮し、必要に応じて沈床マット等を使用してもよいものとする。

7) 高潮堤防の付属施設

高潮堤防には、必要に応じて坂路、階段、防止柵等を設置するものとする。

(1) 坂路

高潮堤防に坂路を設置する場合は以下によることを標準とする。

① 坂路設置位置

坂路設置箇所は、現況箇所の復旧を基本とする。ただし、河川管理上必要な場合および地元の要望等を考慮して新設してもよい。

② 坂路の向き

川表坂路の向きは、洪水時および高潮時の水理特性および利用形態等を考慮し、その方向を定めるとよい。一例として河口部付近（波高が高い箇所）では、上流へと向かって下る逆坂路、高潮区間の上流部は下流へと向かって下る坂路が考えられる。

③ 坂路の構造

高潮堤防に設置する坂路は三面張り（アスファルト被覆）を基本とする。なお、詳細は以下による。

a. 坂路幅員は 4m を標準とし、摺り付け長さは坂路幅員の 3 倍を標準とする。

b. 川表坂路の勾配は 6%を標準とし、川裏坂路の勾配は 6%以下とする。

c. 道路のレベル区間の長さは、管理車両の安全性を考慮し、天端幅に対して 5 倍を標準とする。

(2) 階段

高潮堤防に階段を設置する場合は以下によることを標準とする。

① 階段設置箇所は、現況箇所の復旧を基本とする。ただし、河川管理上必要な場合および地元の要望等を考慮して新設してもよい。なお、川表の階段については、津波時等の緊急時を考慮し、200m程度に最低1個所設置することを標準とする。

② 階段の幅は2.0m程度とし、材料には階段ブロック等の二次製品の利用も考慮するものとする。なお、ステップの高さ調整は最下段で行うものとする。

(3) 防止柵

坂路および小段等には河川管理上必要な場合は、防止柵（車止め）の設置を考慮する。

2-5 胸壁（パラペット）構造の特殊堤〔構造令 第19条〕

堤防は、土地利用の状況その他の特別の事情によりやむを得ないと認められる場合においては、コンクリート構造もしくはこれに準ずる構造の胸壁を有するものとすることができる。

① 胸壁の高さは、余裕高（または波高相当高）未満とし、高くする場合でも1m程度、できれば80cm程度以下にとどめることが望ましい。 〔河川砂防（設Ⅰ）2.1.7〕

② 胸壁を有する堤防の基準天端幅は、胸壁を除いた部分の上面における堤防の幅からの胸壁の直立部分の幅を減じたものを堤防の天端幅とみなす。

③ 胸壁を有する堤防の胸壁を除いた部分の高さは、計画高水位以上とするものとする。

④ 胸壁は自立構造とし、原則的に直接基礎とする。

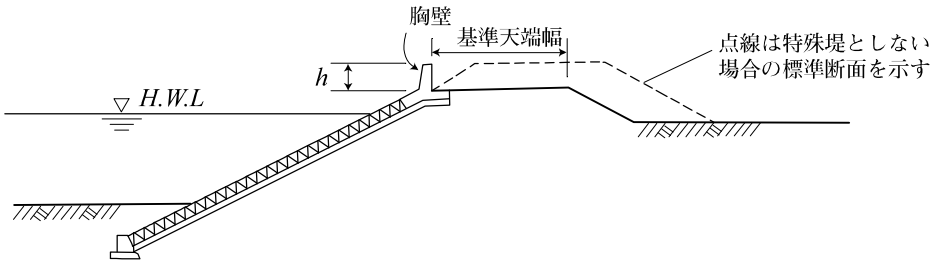


図 2-5-1 胸壁（パラペット）を有する堤防

2-6 水防上の配慮事項

水防活動を考慮した設計上の配慮事項

(1) 堤防天端幅の狭い区間における車両待避スペースの設置

堤防天端は水防活動や緊急車両等が円滑に通行できるよう見通し、坂路および堤内地側への取り付け道路の位置等を考慮して、計画的に車両待避スペースを設置する。設置に際しては、工事中に利用した工事用車両の離合箇所等も活用する。

(2) 水防拠点の確保（搬入資材仮置き場、備蓄材の確保）

水防拠点の計画に当たっては、下記を考慮し設置位置を検討する。

① 水防倉庫など関連施設との役割分担

② 重要水防箇所の状況

③ 過去に大きな被害を受け、水防活動や緊急復旧の実績のある区間およびその状況

④ 想定される水防活動および緊急復旧活動に関わる輸送路の状況

⑤ 集落や市街地に近く、通常時にも一般の利用が活発に行われ、河川を軸とした文化活動の拠点として活用されるとともに、河川事業の展示活動、研修などが展開できる地域

○参考文献

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
耐震性能照査指針（Ⅱ）	河川構造物の耐震性能照査指針・解説 －Ⅱ．堤防編－	H28.3	国土交通省
河川堤防設計指針	河川堤防設計指針	H19.3	国土交通省
河川砂防（計）	国土交通省 河川砂防技術基準　同解説　計画編	H17.11	国土交通省
ドレーン工マニュアル	ドレーン工設計マニュアル	H25.6	国土交通省
耐震点検マニュアル	河川堤防の耐震点検マニュアル	H28.3	国土交通省
構造令	改定　解説・河川管理施設等構造令	H12.1	(社)日本河川協会
河川砂防（設Ⅰ）	改訂建設省河川砂防技術基準(案)設計編(Ⅰ)	H9.10	(社)日本河川協会
力学設計	改訂　護岸の力学設計法	H19.11	(財)国土技術研究センター
例規集	河川事業関係例規集	H27	(社)日本河川協会
液状化対策手引き	河川堤防の液状化対策の手引き	H28.3	(国研)土木研究所
構造検討の手引き	河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）	H24.2	(財)国土技術研究センター
堤防浸透照査設計 のポイント	河川堤防の浸透に対する照査・設計の ポイント	H26.7	(国研)土木研究所
河川土工マニュアル	河川土工マニュアル	H21.4	(財)国土技術研究センター
建設発生土マニュアル	建設発生土利用技術マニュアル（第４版）	H25.12	(国研)土木研究所
水理公式集	水理公式集	H11.11	(社)土木学会
最高水位の算定 の手引き（案）	河川構造物の耐震性能照査において考慮する 河川における平常時の最高水位の算定 の手引き（案）	H19.5	(財)国土技術研究センター
河川遡上解析の手引き	津波の河川遡上解析の手引き（案）	H19.5	(財)国土技術研究センター

第３章　護　　岸

第３章　護　岸

3-1　護岸設計の基本

3-1-1　護岸設計の基本　〔河川砂防（設Ⅰ）第 1 章 4.1〕

護岸は、水制等の構造物や高水敷と一体となって、計画高水位以下の水位の流水の通常の作用に対して堤防を保護する、あるいは掘込河道にあっては堤内地を安全に防護できる構造とするものとする。また水際部に設置する護岸は、水際部が生物の多様な生息環境であることから、十分に自然環境を考慮した構造とすることを基本として、施工性、経済性等を考慮して設計するものとする。

【解　説】

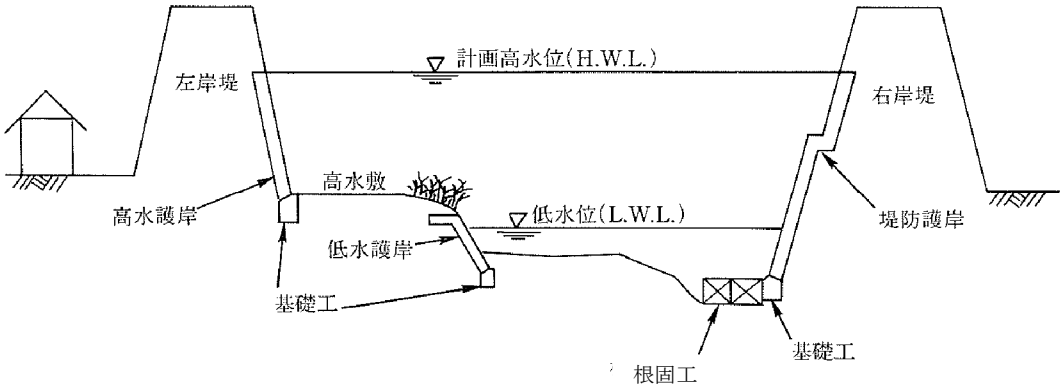
護岸は、堤防および低水河岸を、洪水時の侵食作用に対して保護することを主たる目的として設置されるものである。護岸には高水護岸と低水護岸、およびそれらが一体となった堤防護岸があり、図 3-1-1 に示すように構成されている。〔力学設計法 1.3〕

① 堤防護岸：　単断面河道である場合、あるいは複断面河道であるが高水敷幅が狭く、堤防と低水河岸を一体として保護するよう設置されている護岸。

② 高水護岸：　複断面河道で高水敷幅が十分あるような箇所で、流水から堤防を保護することを目的として設置されている護岸。

③ 高水敷　：　高水敷とは形状的に低水路との区別が可能であるとともに、その高さが平均年最大流量流下時の水位より高い箇所。

④ 低水護岸：　複断面河道において低水路河道の侵食を防止するために設置される護岸。



〔力学設計 1.3〕

図 3-1-1　高水護岸・低水護岸及び堤防護岸

護岸を設置する場合には、設置箇所の生態系や景観を保全・創出するような構造が求められる。多自然川づくりを実践する上で、護岸を生態系や景観の保全・創出に配慮したものとするには多くの手法があり、また、使用される素材も石、木材、植生等さまざまである。これらの構造を含む護岸を設計する場合にも、堤防や河岸の侵食防止機能を有することと、流水に対し安定な構造とすることが必要とされる。

【コラム】多自然川づくりの目標設定

○一貫性をもった川づくりとするためには、調査・設計・施工・管理の各段階において、その方向性、道筋となる川づくりの目標を設定するとともに、その方向性を明確にし、目標達成のために引き継ぎが確実に行われることが望ましい。

【引き継ぎ事項】

- 川の変化、良好な瀬・淵、ワンド等、生物および生息場所などに関する事項
- 生物の生活史への配慮として施工時期に関する事項
- 生物の生息・生育環境への配慮として施工方法に関する事項
- 川の歴史・文化や景観に関する事項

なお、貴重種等の生息あるいは地域の生態系保全上、または景観上配慮すべき場所等については、最新の「河川環境情報図」、「レッドリスト」、「レッドデータブック」等を活用して確認を行う。

1) 護岸の法線

(1) 護岸の法線は、管理基図、河川整備基本方針、河川整備計画で定められているものであるが、実際に施工する際には、一連区間の現地踏査・測量等を行い十分に検討するものとする。

(2) 流水は、低水位のみの検討ではなく高水時には流水が直進する傾向があるので、低水護岸の法線は、高水時の流向も考慮に入れるものとする。

(3) 湾曲部は、曲線半径を小さくすると、局部洗掘する恐れがあるので、できるだけ半径を大きくするものとする。

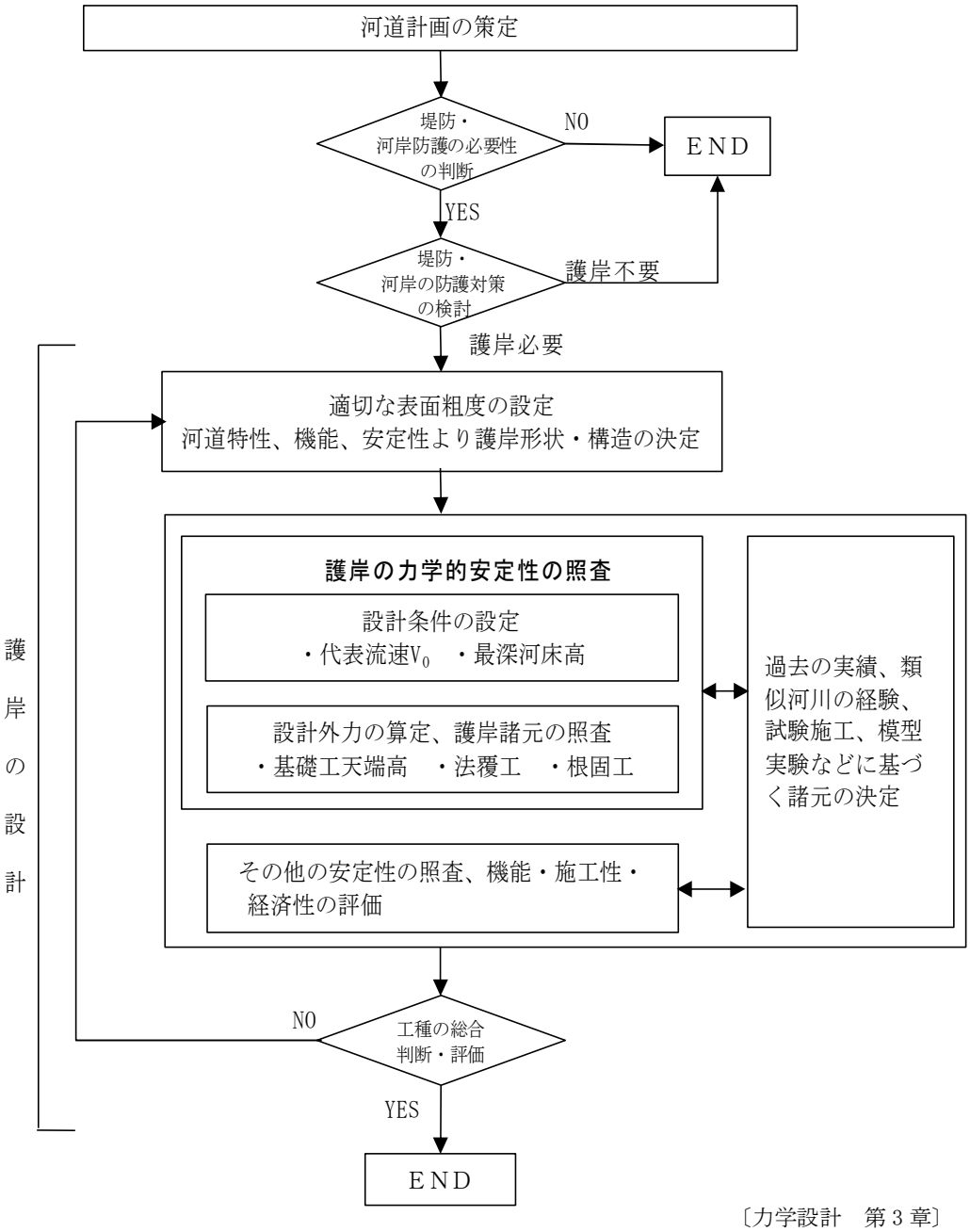
(4) 他の構造物付近での護岸法線は、偏流を起こさぬよう取付けをできるだけ滑らかにするものとする。

(5) 堤防付近の護岸は、堤防断面内に入らないよう法線を定めることを原則とする。

(6) 護岸は人工構造物であるため、設置範囲や構造によっては環境への影響が大きい。したがって河道計画、特に平面計画の段階で河岸侵食の発生位置、護岸工の設置の必要性について十分に検討しておくことが必要である。

2) 護岸設計の手順

護岸設計の一般的な手順は、以下のとおりである。



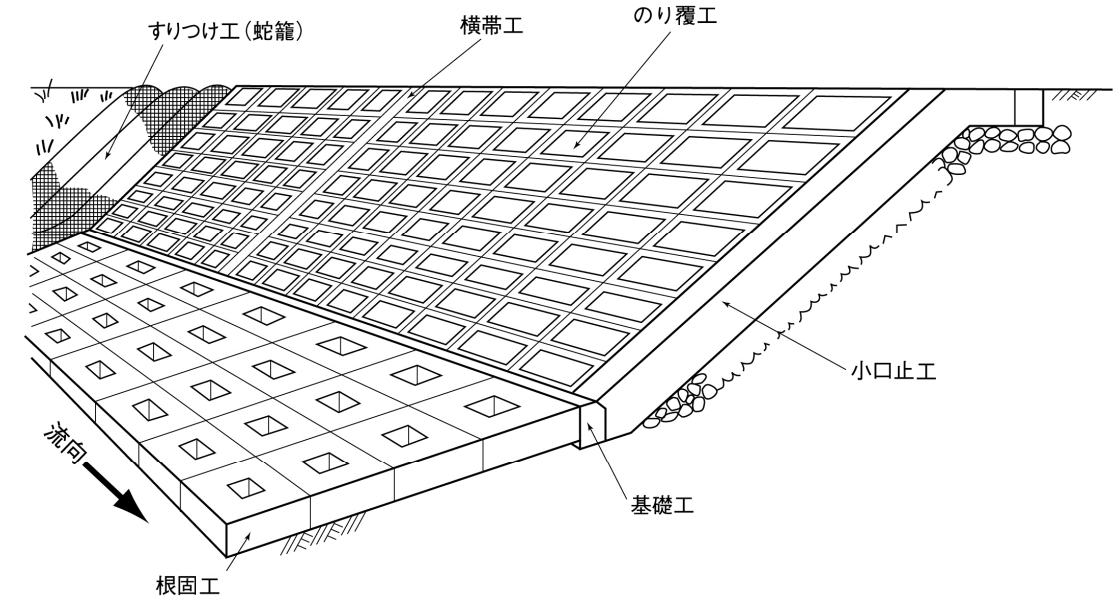
〔力学設計 第３章〕

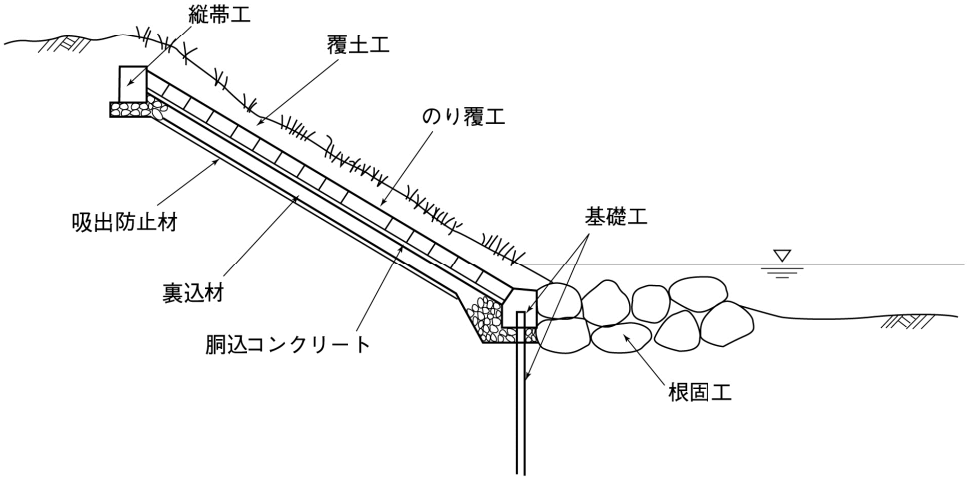
図 3-1-2 護岸設計フロー

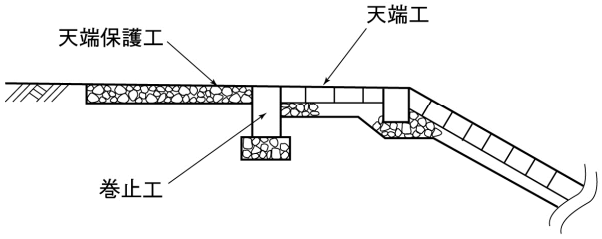
3-1-2　護岸各部の名称　〔力学設計 1-3〕

1)　護岸の構成

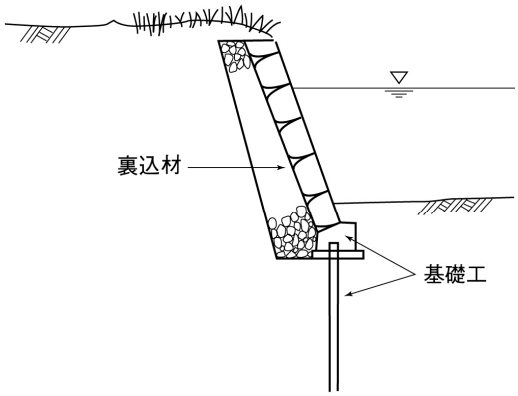
護岸は、のり覆工、基礎工、根固工等からなる構造物である。







天端工の例



空積みの例

〔力学設計 1-3〕

図 3-1-3　護岸の構成

2) 用語の説明

(1) のり覆工

流水、流木などに対して安全となるよう堤防および河岸のり面を保護するための構造物。

(2) 基礎工（のり留工）

のり覆工ののり尻部に設置し、のり覆工を支持するための構造物。

(3) 根固工

流水による急激な河床洗掘を緩和し、基礎工の沈下やのり面からの土砂の吸出しなどを防止するため、低水護岸および堤防護岸の基礎工前面に設置される構造物。

(4) 天端工

のり覆工の法肩部の天端を、のり覆工と同様のもので保護する構造物。

(5) 天端保護工

低水護岸の上端部と背後地とのすりつけを良くし、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構造物。

(6) 巻止工

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構造物。

(7) 縦帯工

護岸の法肩部に設置し、法肩部の施工を容易にするとともに護岸の法肩部の損壊を防ぐ構造物。

(8) 横帯工（隔壁工）

法覆工の延長方向の一定区間ごとに設け、護岸の変位・損壊が他に波及しないように絶縁する構造物。法勾配が 1:1 より急な場合は隔壁工と呼ぶ。

(9) 小口止工

のり覆工の上下流端に施工して、護岸を保護する構造物。

(10) すりつけ工

護岸の上下流に施工して、河岸または他の施設とのすりつけをよくするための護岸。

(11) 裏込材

護岸に残留水圧が作用しないようにのり覆工の裏側に設置される材料。原則として、積み護岸や擁壁護岸には設置する。

(12) 吸出防止材

流水の作用や、残留水圧などによって、堤体材料が吸出されることを防止するために、裏込材の背面に設置するシート等の材料。

(13) 覆土工

河川環境保全機能を期待し、護岸を発生土砂などの覆土材で覆う工法。施工時に植生するか、植生が石面に自然に繁茂することを期待するのが一般的。

3-1-3　護岸の工種　〔力学設計 2-5〕

護岸の設計に際しては、表 3-1-1 各工種の特徴を理解したうえで、表 3-1-2 の河道の各セグメントに設置される護岸の工種を参考として、設置箇所の河道特性に応じた工種を選択するとよい。

表 3-1-1　護岸の工種

	工種		標準構造	勾配	特徴
張り護岸	練張り工	練石張り	割石又は玉石、控石 25～45 ㎝胴込めコンクリート施工	1:1.5～3.0 標準 1:2.0	・耐流速性は大きい。 ・緩勾配ののり面に適当である。 ・直高 5m程度までの事例が多い。 ・控長は積み護岸に比べ小さくできる。 ・枠を 10 ㎝程度突き出させる。
		練ブロック張り	控長 30～40 ㎝、標準 35 ㎝ 胴込コンクリート施工		
	コンクリート張り工	平張りコンクリート	コンクリート厚 10～25 ㎝ 目地 10～20m、植石、鉄鋼入りの場合もある。		
		法枠コンクリート張り	枠寸法 20～30×30～40 ㎝ 枠間隔 1～2.5m、中張りコンクリート厚 10～20 ㎝		
	空張り	空石張り	控長 25～45 ㎝	1:1.5～2.5 標準 1:2.0	・耐流速性は練張工に比較して小さい。 ・直高 3m程度までの事例が多い。 ・排水性は良好。
		空ブロック張り	控長 30～40 ㎝		
積み護岸	練積み工	練石積み	割石又は玉石、控長 35～45 ㎝ 胴込コンクリート、総控長 35～65 ㎝	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。
		練ブロック積み	控長 30～40 ㎝、標準 35 ㎝ 胴込コンクリート、総控長 35～65 ㎝		
擁壁護岸	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。 ・躯体の変形が大きい。 ・地震荷重を考慮する。
矢板護岸	矢板護岸		鋼矢板及び鋼管矢板 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。 ・しゃ水性が良好である。 ・腐食に注意を要する。
連節ブロック護岸	大型連節ブロック張り		大型ブロックを鉄筋等で連結したもので普通連節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、大型連節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、不陸断面等へすりつけに適する。 ・吸出防止材等の併用が必要である。 ・植生を併用する事も可能である。
	連節ブロック張り		厚 20～30 ㎝のブロックを鉄筋等で連結。		
籠護岸	蛇籠張り		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。 ・代表流速に対して移動しない中詰め石を用いる。
	布団籠張り		直法体の鉄線籠に石をつめたもの。		
	鉄線籠型護岸		籠の厚さは、30 ㎝、50 ㎝の 2 種類を標準とする。 マット状に敷設された鉄線籠に中詰材を詰めたもの。	1:2.0～	・強い酸性または、高塩分濃度の河川、転石の多い河川以外で適用。 ・代表流速に対して移動しない中詰め石を用いる。 ・覆土等によって植生への配慮が可能である。 ・すべりやひっかかりなど親水面では注意が必要。
その他護岸	捨石工		混合粒径の石または砕石等を河岸法面に施工	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。 ・多自然工法の一種である。
	柳枝工		河岸法面を木棚で保護し、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。 ・多自然工法の一種である。
	ブロックマット工		河岸法面をブロックマットで覆う工法	1:2.0～	・適度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		他の護岸工・根固工と合わせてヨシを生育させる工法		・多自然工法の一種である。
	ﾎﾟｰﾗｽｺﾝｸﾘｰﾄ河川護岸		多孔質コンクリートと充填材及び覆土材・吹付材・張芝から成るコンクリート護岸である。	1:1.5～	・護岸に植生が達成される ・現場打ちとプレキャスト 2 次整品がある。 ・要求性能に応じて、強度、空隙率を設計する。
	環境保全型ﾌﾞﾛｯｸ			1:0.3～	・従来のコンクリートブロック護岸と同等の耐侵食強度が期待できる。 ・治水機能、環境機能とも様々な性能を持つものがある。 ・景観機能に特化したもの、環境保全機能が小さいものもあるので、個別に判断する。

※個々の護岸についても多自然とする工夫がなされている。　〔力学設計 2-5〕

表 3-1-2（1） 護岸工の河道（セグメント）分類別の設置工種（**高水護岸**）

河 道 分 類 （d_Rは代表粒径）	法覆工
セグメント 1　扇状地河川① 20cm＜d_R （河床勾配：1/60～1/50）	練石張り，練ブロック張り，大型連節型ブロック張り
セグメント 1　扇状地河川② 2cm＜d_R＜20cm （1/100～1/400）	練石張り，練ブロック張り大型，連節型ブロック張り，布団籠工
セグメント 2-1 自然堤防帯河川① 1cm＜d_R＜3cm （1/400～1/2,000）	練石張り，練ブロック張り 法枠コンクリート張り，空石張り， 連節型ブロック張り，覆土護岸， 布団籠工
セグメント 2-2 自然堤防帯河川② 0.3cm＜d_R＜1cm （1/700～1/5,000）	練石張り，練ブロック張り 法枠コンクリート張り，空石張り， 連節型ブロック張り，覆土護岸， 布団籠工
セグメント 3　デルタ河川 d_R＜0.3cm （1/5,000～水平）	練石張り，練ブロック張り 法枠コンクリート張り，空石張り， 連節型ブロック張り，空ブロック張り， 覆土護岸，蛇籠工，布団籠工，マット工

〔力学設計 2-5〕

表 3-1-2（2） 護岸工の河道（セグメント）分類別の設置工種（**低水護岸および堤防護岸**）

河 道 分 類 （d_Rは代表粒径）	タイプ	法 覆 工	根固め工
セグメント 1　扇状地河川① 20cm＜d_R （河床勾配：1/60～1/50）	A	練石積み，練ブロック積み 練石積み，練ブロック張り	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，大型連節型ブロック張り，大型ブロック張り	
セグメント 1　扇状地河川② 2cm＜d_R＜20cm （1/100～1/400）	A	練石積み，練ブロック積み 練石張り，練ブロック張り	異形コンクリートブロック 改良木工沈床 籠工 布団籠工 巨石（寄石工） 木工沈床
	B	巨石，連節型ブロック張り 玉石張り，蛇籠，布団籠工，柳枝工	
セグメント 2-1 自然堤防帯河川① 1cm＜d_R＜3cm （1/400～1/2,000）	A	練石張り，練ブロック張り 法枠コンクリート張り	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	空石張り，連節型ブロック張り， 捨石工，柳枝工，蛇籠工，布団籠工	
セグメント 2-2 自然堤防帯河川② 0.3cm＜d_R＜1cm （1/700～1/5,000）	A	練石張り，練ブロック張り 法枠コンクリート張り 矢板護岸，柳枝工	異形コンクリートブロック 大型連節型ブロック 捨石工 そだ沈床 蛇籠工 布団籠工
	B	マット工，蛇籠，布団籠工 柳枝工，捨石工， 連節型ブロック張り	
セグメント 3　デルタ河川 d_R＜0.3cm （1/5,000～水平）	A	練石張り，練ブロック張り， 空石張り，空ブロック張り， 蛇籠工，布団籠工，矢板護岸	異形コンクリートブロック 捨石工 そだ沈床
	B	捨石工，ブロックマット， 連節型ブロック張り	

注）タイプＡは構造からみて安定性が高いと考えられる工種であり、タイプＢはＡに比べると相対的に安定性が低いと考えられる工種である。

〔力学設計 2-5〕

【コラム】セグメント、設計流速による護岸工法の目安（積みタイプ）

○のり覆工は、当該箇所の設計流速等の外力、河川の規模、河道状況等を総合的に勘案して選定する。「美しい山河を守る災害復旧基本方針」において、代表流速、及びセグメントに応じた工種の選定方法が記載されており、のり覆工の工種を選定する上での参考とするとよい。

護岸工法設計流速関係表（Ｃ表）

護岸の法勾配が1：1.5より急な場合に適用する工法例
（他工法等の施工実績を踏まえ、今後見直していくものとする。）

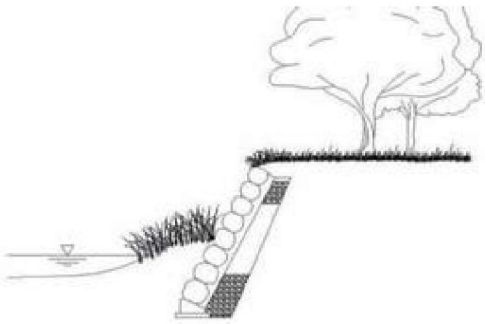
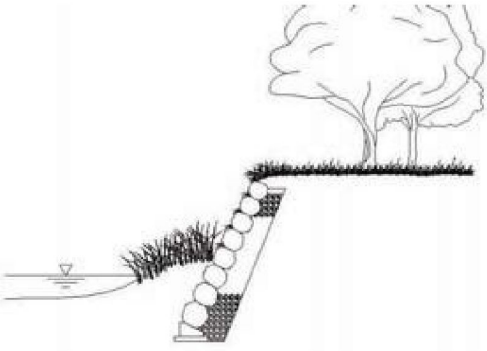
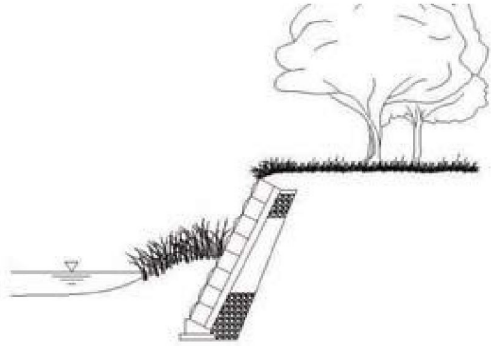
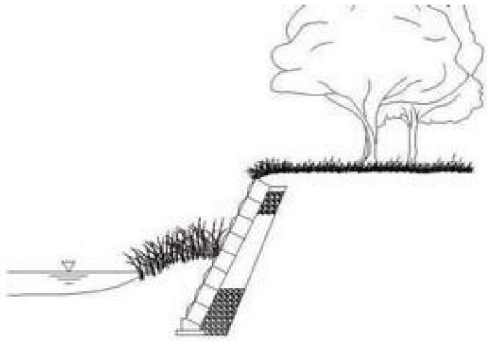
セグメント			復旧工法例				設計流速 (m/s)
山間地河道	谷底平野 扇状地河道	自然堤防帯 三角州	素材	構造		工法	2 3 4 5 6 7 8 ~
			石系	自然石(練)	1	巨石積(練)	4～8
					2	野面石積(練)	4～8
					3	間知石積(練)	4～8
				自然石(空)	4	巨石積(空)	5
					5	野面石積(空)	5
					6	間知石積(空)	5
					7	連結自然石(空積)	8
					8	アンカー式空石積	8
			コンクリート系	コンクリートブロック(練積)	9	コンクリートブロック練積	4～8
					10	ポーラスコンクリートブロック練積	4～8
				コンクリートブロック(空積)	11	コンクリートブロック空積	5
					12	ポーラスコンクリートブロック空積	5
			かご系	かご(多段)	13	鉄製籠型多段積工	6.5
					14	パネル枠工(ダクタイルパネル)	4.5
			木系	丸太格子	15	丸太格子(片法枠工含)	4
				木製ブロック	16	木製ブロック	4
				杭柵	17	杭柵	4
					18	板柵	4

※上表の適用範囲は目安であるため、設計流速に適用できる合理的な工法は積極的に採用して良い。
※復旧工法の留意事項を十分考慮し、工法を選定する。

注）植生の復元を図るため、可能な範囲で残土を使うようにし、法肩や水際に覆土を行うこと

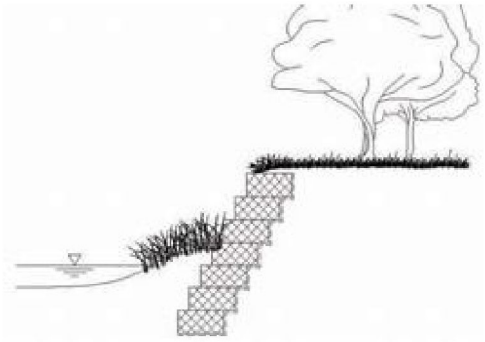
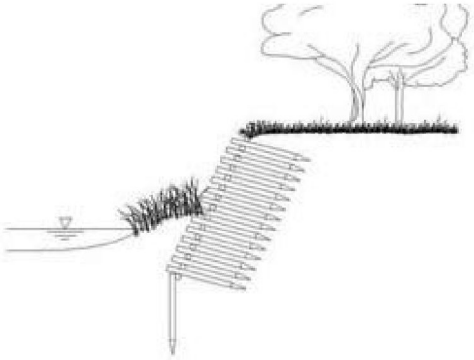
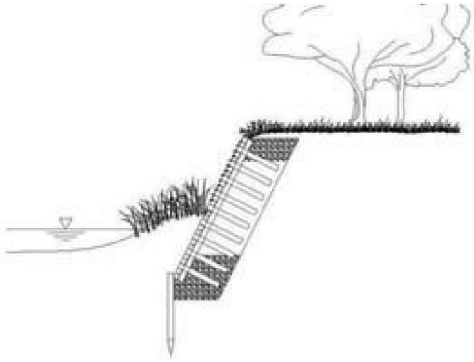
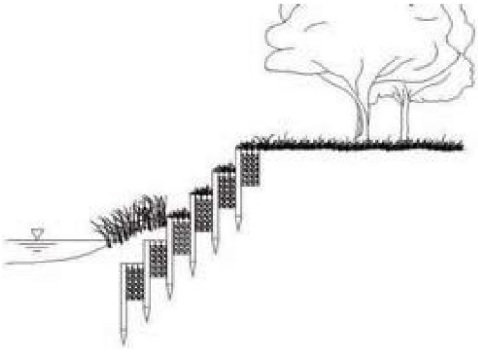
〔美しい山河基本方針〕

【コラム】石系・コンクリート系（積みタイプ）の工法概要

復旧工法例		工法の概要図	工法の特徴
石系	自然石（練積）		・野面石、間知石、雑割石、割石などを積み重ね、石のかみ合せによるせん断抵抗を増し、さらに胴込コンクリート等により石材相互の一体化を図った構造である。 ・自重により急勾配ののり面を保持する工法である。 ・現地石材の使用により、周辺景観に馴染みやすくなる。 ・深目地構造にすることで、空隙を持たせることができる。 ・石材を選べば、生物の移動経路に適したのり面の粗度も持たせることができる。
	自然石（空積）		・野面石、間知石、雑割石、割石などを積み重ね、石のかみ合せ等により石材間のせん断抵抗を増した構造である。 ・自重により急勾配ののり面を保持する工法である。 ・現地石材の使用により、周辺景観に馴染みやすくなる。 ・適度な空隙を持たせることができる。 ・適切な中込め材を用いれば、透水性を持たせることができる。 ・石材を選べば、生物の移動経路に適したのり面の粗度も持たせることができる。
コンクリート系	コンクリートブロック（練積）		・コンクリートブロックを積み重ね、胴込コンクリート等によりブロック相互の一体化を図った構造である。 ・自重により急勾配ののり面を保持する工法である。 ・多種多様なものがあるので、景観性能や自然環境性能をきちんと評価する必要がある。 ・構造によっては景観や自然環境に配慮できる。
	コンクリートブロック（空積）		・コンクリートブロックを積み重ね、ブロックの突起や中込材、連結金具等によりブロック間のせん断抵抗を増した構造である。 ・自重により急勾配ののり面を保持する工法である。 ・多種多様なものがあるので、景観性能や自然環境性能をきちんと評価する必要がある。 ・構造によっては景観や自然環境に配慮できる。 ・透水性を持たせることができる。

〔美しい山河基本方針〕

【コラム】かご系・木系（積みタイプ）の工法概要

復旧工法例		工法の概要図	工法の特徴
かご系	かご（多段積）		・鉄線で編んだ籠をのり面に設置し、籠の中に石を詰め、その上から蓋籠を被せた構造である。 ・自重により急勾配ののり面を保持する工法である。・空隙を持たせることができる。 ・透水性を持たせることができる。 ・転石が少ない河川や堤内地盤より低い河岸保護に用いる。 ・輪荷重がかかる箇所や有堤部での適用は控える。
木系	丸太格子		・丸太をのり面に打ち込み、格子状に組み上げた構造である。 ・丸太と土塊を一体化して河岸浸食の防止を図る工法である。 ・木材の使用により、周辺景観に馴染みやすくなる。・空隙を持たせることができる。 ・透水性・保水性を持たせることができる。 ・転石が少ない河川や堤内地盤より低い河岸保護に用いる。 ・輪荷重がかかる箇所での適用は控える。 ・木材の腐朽対策を行う必要がある。
	木製ブロック		・ブロック化した丸太格子を積み重ねて中詰め材を充填した構造である。 ・丸太と土塊を一体化して河岸浸食の防止を図る工法である。 ・木材の使用により、周辺景観に馴染みやすくなる。 ・空隙を持たせることができる。 ・透水性を持たせることができる。 ・転石が少ない河川や堤内地盤より低い河岸保護に用いる。 ・輪荷重がかかる箇所での適用は控える。 ・木材の腐朽対策を行う必要がある。
	杭柵		・木杭をのり面に打ち込んで柵をつくり、詰石した構造である。 ・木杭と詰石を組合わせて河岸を保護する工法である。 ・木材の使用により、周辺景観に馴染みやすくなる。・空隙を持たせることができる。 ・透水性を持たせることができる。 ・転石が少ない河川や堤内地盤より低い河岸保護に用いる。 ・輪荷重がかかる箇所での適用は控える。 ・木材の腐朽対策を行う必要がある。

〔美しい山河基本方針〕

【コラム】セグメント、設計流速による護岸工法の目安（張りタイプ）

護岸工法設計流速関係表（Ｃ表）

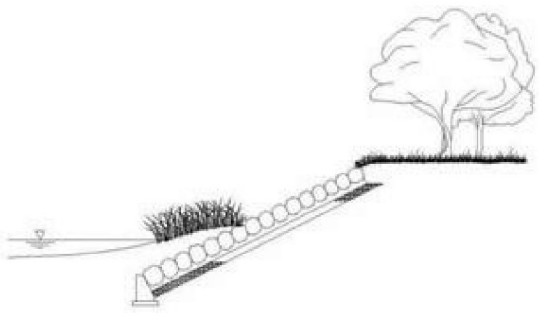
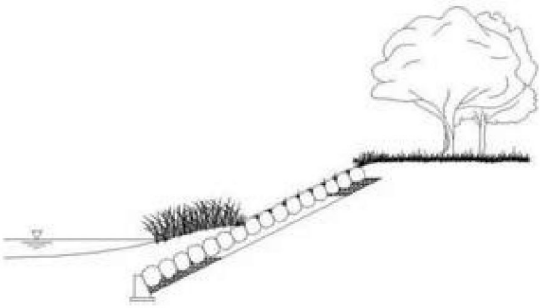
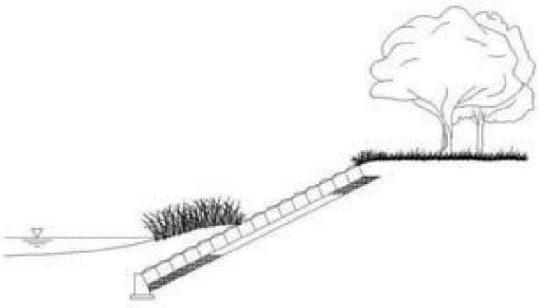
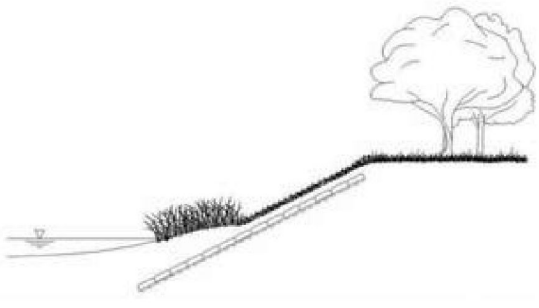
護岸の法勾配が1：1.5より緩い場合に適用する工法例
（他工法等の施工実績を踏まえ、今後見直していくものとする。）

セグメント			復旧工法例				設計流速 (m/s)								
山間地河道	谷底平野扇状地河道	自然堤防帯三角州	素材	構造		工法		2	3	4	5	6	7	8	~
			石系	自然石(練)	1	巨石張(練)	4～8								
					2	野面石張(練)	4～8								
					3	間知石張(練)	4～8								
				自然石(空)	4	巨石張(空)	5								
					5	野面石張(空)	5								
					6	間知石張(空)	5								
					7	連結自然石(空張)	4～8								
			コンクリート系	コンクリートブロック張	8	コンクリートブロック張	4～8								
					9	ポーラスコンクリートブロック張	4～8								
					10	法枠工	4～8								
				連節ブロック	11	連節ブロック	5								
					12	大型連節ブロック	5								
					13	ポーラス連節ブロック	5								
			かご系	蛇篭	14	植生蛇篭	5								
				かご(平張)	15	鉄線籠型平張り工	5								
				袋体	16	連結袋体張(礫)	5								
			木系	丸太格子	17	丸太格子(片法枠工含)	4								
				粗朶法枠	18	粗朶法枠	4								
					19	粗朶柵工	4								
					20	木製格子工	4								
				杭柵	21	杭柵	4								
					22	板柵	4								
			シート系	ジオテキスタイル	23	ジオテキスタイル	3								
					24	植生マット	3								
				ブロックマット	25	ブロックマット	4								
					26	植石ネット	4								
			植生系	張芝	27	張芝	2								

※上表の適用範囲は目安であるため、設計流速に適用できる合理的な工法は積極的に採用して良い。
※復旧工法の留意事項を十分考慮し、工法を選定する。
※法枠工 ： 中張材によって、設計流速が変わる工法である。
（例 中張材がコンクリートの場合は8m/s、自然石(空)の場合は5m/s等。）

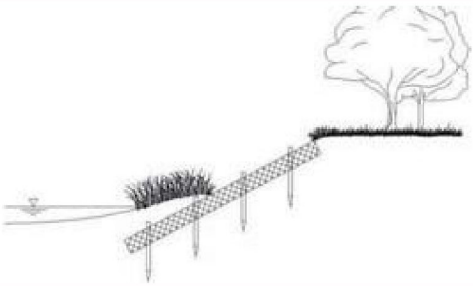
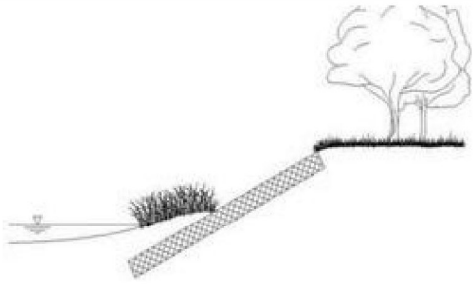
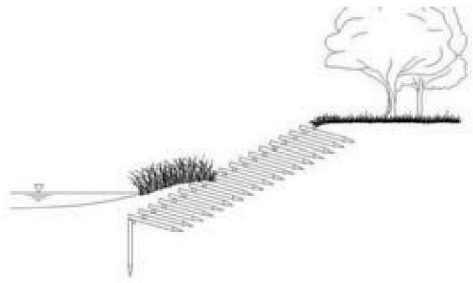
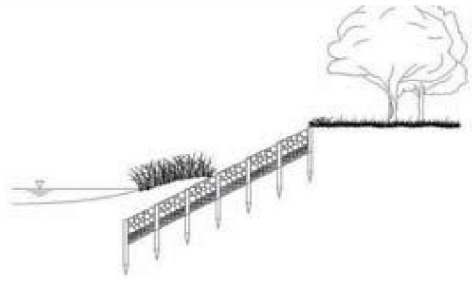
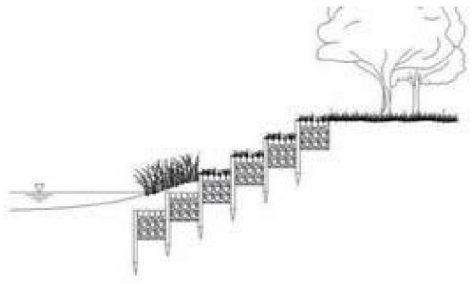
〔美しい山河基本方針〕

【コラム】石系・コンクリート系（張りタイプ）の工法概要

復旧工法例		工法の概要図	工法の特徴
石系	自然石（練張）		・野面石、間知石、雑割石、割石などをのり面に張り、石のかみ合せによりせん断抵抗を増し、さらに胴込コンクリート等により石材相互の一体化を図った構造である。 ・流体力による掃流力に対して自重で抵抗し、緩勾配ののり面を侵食から保護する工法である。 ・現地石材の使用により、周辺景観に馴染みやすくなる。 ・深目地構造にすることで、空隙を持たせることができる。 ・石材を選べば、生物の移動経路に適したのり面の粗度も持たせることができる。
	自然石（空張）		・野面石、間知石、雑割石、割石などをのり面に張り、石のかみ合せ等により石材間のせん断抵抗を増した構造である。 ・流体力による掃流力に対して自重で抵抗し、緩勾配ののり面を侵食から保護する工法である。 ・現地石材の使用により、周辺景観に馴染みやすくなる。 ・適度な空隙を持たせることができる。 ・適切な中込め材を用いれば、透水性を持たせることができる。 ・石材を選べば、生物の移動経路に適したのり面の粗度も持たせることができる。
コンクリート系	コンクリートブロック張		・コンクリートブロックをのり面に張り、連結金具や胴込コンクリート等によりブロック相互の一体化を図った構造である。 ・流体力による滑動やめくれに対して自重で抵抗し、緩勾配ののり面を侵食から保護する工法である。 ・多種多様なものがあるので、景観性能や自然環境性能をきちんと評価する必要がある。 ・構造によっては景観や自然環境に配慮できる。
	連節ブロック		・コンクリートブロックをのり面に張り、連結線等によりブロック相互の一体化を図った構造である。 ・流体力による滑動やめくれに対して自重で抵抗し、緩勾配ののり面を侵食から保護する工法である。 ・多種多様なものがあるので、景観性能や自然環境性能をきちんと評価する必要がある。 ・構造によっては景観や自然環境に配慮できる。 ・透水性を持たせることができる。

〔美しい山河基本方針〕

【コラム】かご系・木系（張りタイプ）の工法概要

復旧工法例		工法の概要図	工法の特徴
かご系	蛇籠		・鉄線で編んだ円筒形の籠の中に石を詰め、杭を打ち込んでのり面に固定した構造である。 ・掃流力に対して中詰め材（石材等）の自重で抵抗し、緩勾配ののり面を侵食から保護する工法である。 ・空隙を持たせることができる。 ・透水性を持たせることができる。 ・転石が少ない河川や堤内地盤より低い河岸保護に用いる。
	かご（平張）		・鉄線で編んだ籠をのり面に設置し、籠の中に石を詰め、その上から蓋籠を被せた構造である。 ・掃流力に対して中詰め材（石材等）の自重で抵抗し、緩勾配ののり面を侵食から保護する工法である。 ・空隙を持たせることができる。 ・透水性を持たせることができる。 ・転石が少ない河川や堤内地盤より低い河岸保護に用いる。
木系	丸太格子		・丸太をのり面に打ち込み、格子状に組み上げた構造である。 ・丸太と土塊を一体化して河岸浸食の防止を図る工法である。 ・木材の使用により、周辺景観に馴染みやすくなる。 ・空隙を持たせることができる。 ・透水性・保水性を持たせることができる。 ・転石が少ない河川や堤内地盤より低い河岸保護に用いる。 ・木材の腐朽対策を行う必要がある。
	粗朶法枠		・のり面に打ち込んだ杭に粗朶を絡めて法枠を形成し、栗石等を充填した構造である。 ・掃流力に対して中詰め材（石材等）の自重で抵抗し、緩勾配ののり面を侵食から保護する工法である。 ・木材の使用により、周辺景観に馴染みやすくなる。 ・空隙を持たせることができる。 ・透水性を持たせることができる。 ・転石が少ない河川や堤内地盤より低い河岸保護に用いる。 ・木材の腐朽対策を行う必要がある。
	杭柵		・木杭をのり面に打ち込んで柵をつくり、詰石した構造である。 ・木杭と詰石を組合わせて河岸を保護する工法である。 ・木材の使用により、周辺景観に馴染みやすくなる。 ・空隙を持たせることができる。 ・透水性を持たせることができる。 ・転石が少ない河川や堤内地盤より低い河岸保護に用いる。 ・木材の腐朽対策を行う必要がある。

〔美しい山河基本方針〕

3-1-4　護岸の安全性の照査に用いる設計条件の設定　　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 4.3〕

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

【解　説】

1)　代表流速の求め方

設計に用いる代表流速V_oは、護岸を設置する各断面ごとに算定する。

代表流速V_oの算定方法は、マニングの平均流速公式で求めた平均流速V_mで、考慮されていない要因を水理的に評価し、補正する補正係数αを乗じ、$V_o = \alpha \cdot V_m$として求める。

平均流速V_mに対する補正を行う要因には、砂州の発生、河幅の変化、低水路の流れと高水敷の流れの干渉、湾曲による自由渦、強制渦などの河道特性による要因、および根固め工、橋脚、堰、床止め上流部などの構造周辺の局所的な流れの変化などがあげられる。

ただし、低水路平面形状が変化に富む場合や、高水敷上の樹木群と堤防の間に速い流水が生じる場合には、二次元平面流計算あるいは水理模型実験によってV_oを算定することが望ましい。〔力学設計 4-2〕

(1)　平均流速V_m

平均流速V_mは、設計対象護岸の設置位置に応じて高水敷法尻部あるいは低水路断面の平均流速としてマニングの平均流速公式より算定する。

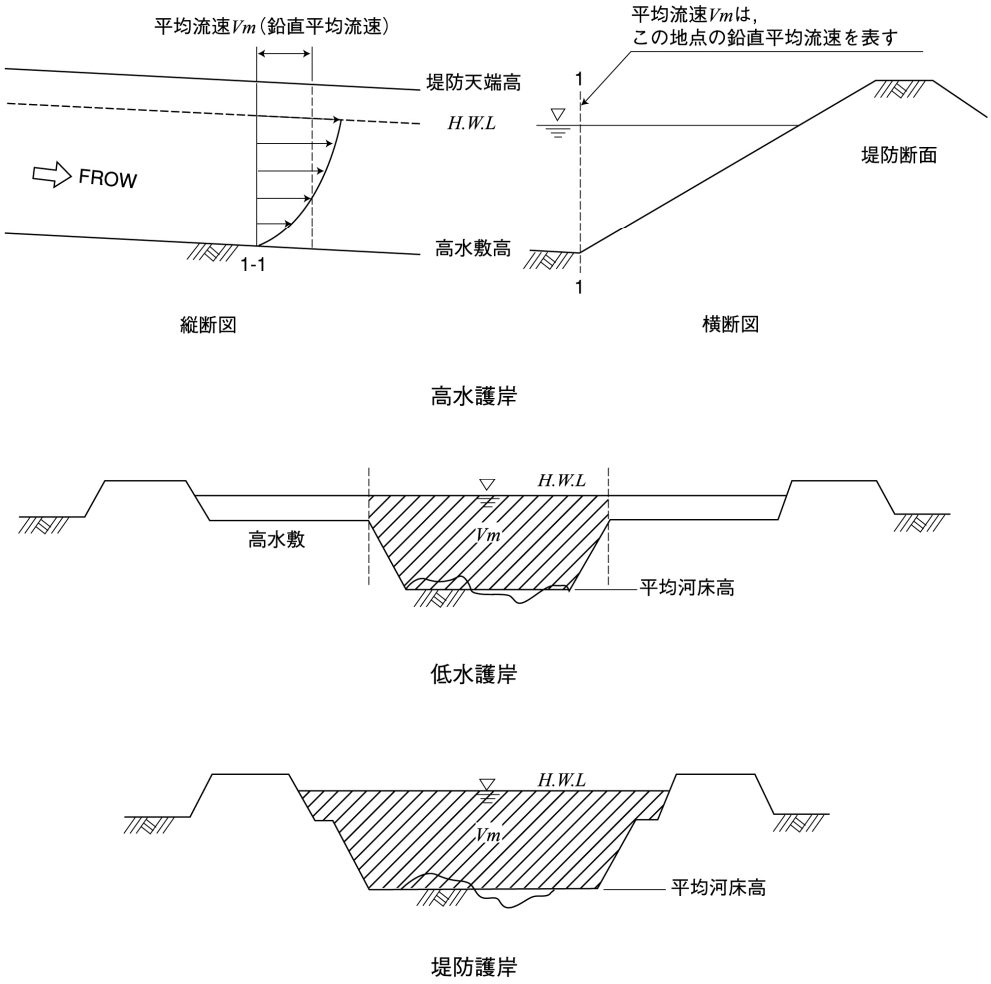
$$V_m = \frac{1}{n} \cdot H_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2} \quad (\mathrm{m/sec})$$

ここに、　n　：マニングの粗度係数　（$s/\mathrm{m}^{1/3}$）

I_e　：エネルギー勾配

H_d　：設計水深　（m）

なお、床止め付近、急縮部等の特殊箇所については、設計水深H_dを用いた流速の算定は行わず、不等流計算結果等によって算定された流速を平均流速V_mとして用いる。



〔力学設計 4-2〕

図 3-1-4　平均流速 V_m の説明

(2)　設計水深 H_d

設計水深 H_d は、低水護岸および堤防護岸の場合は低水路内断面平均流速を算定するための水深を指す。高水護岸の場合は堤防近傍流速を算定するための水深を指す。

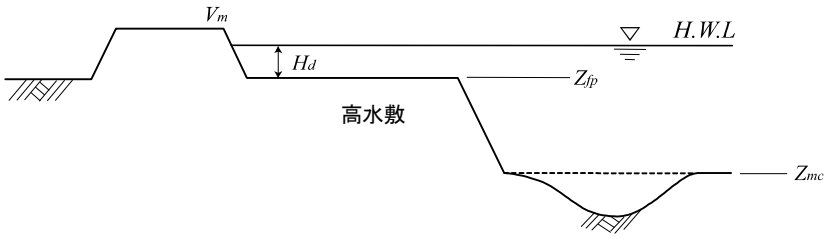
設計水深 H_d は次式により求めるものとする。

$$H_d = \text{H.W.L} - Z \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad 式（3-1）$$

ここに、　H.W.L：計画高水位

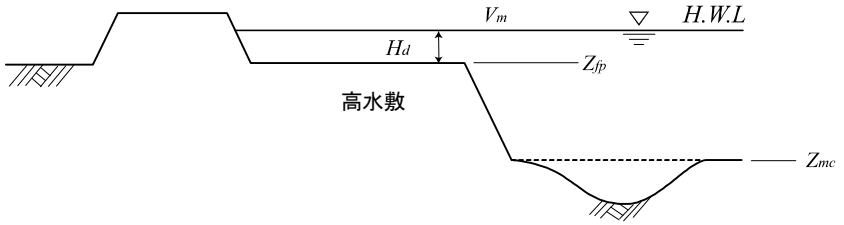
Z：①～④に示すように、適用対象護岸の区分に応じて定まる高さ。

① 高水護岸および高水護岸のすりつけ工の設計水深 H_d



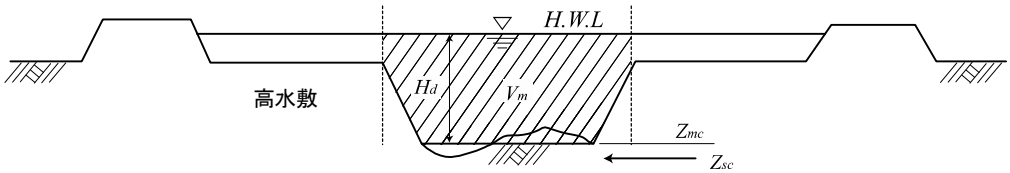
Ｚ：堤防法尻付近の高水敷高（Z_{fp}）とする。

② 天端保護工の設計水深 H_d



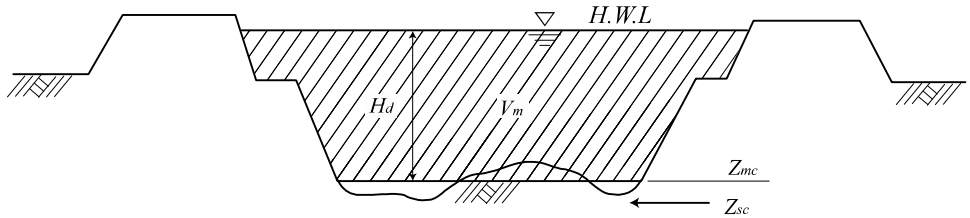
Ｚ：低水路法肩部の高水敷高（Z_{fp}）とする。

③ 低水護岸および低水護岸のすりつけ工の設計水深 H_d



Ｚ：低水路の現況平均河床高あるいは計画で
想定される平均河床高のうち低い方（Z_{mc}）とする。

④ 堤防護岸および堤防護岸のすりつけ工の設計水深 H_d



Ｚ：低水路の現況平均河床高あるいは計画で
想定される平均河床高のうち低い方（Z_{mc}）とする。

〔力学設計 4-2〕

図 3-1-5　横断形状別に見た平均流速 V_m と設計水深の説明図

(3) 粗度係数の算定

流速算定に用いる粗度係数ｎは、設計対象とする護岸の種類によって表 3-1-3 に示す設定方法を用いて粗度係数を求める。

表 3-1-3 設計対象護岸と用いる粗度係数

設計対象護岸	用いる粗度係数	設計方法
低水護岸および堤防護岸	低水路の粗度係数とする。	①に示す推定法 ③に示す逆算法
高水護岸	堤防近傍の高水敷の粗度係数とする。	②に示す推定法 ③に示す逆算法
単断面	合成粗度係数とする	④に示す推定法

〔力学設計 4-2〕

① 低水路の粗度係数推定法

低水路の粗度係数ｎの推定は、以下の手順で行うものとする。

手順１：摩擦速度 u_* の算出　　$u_* = \sqrt{g \cdot H_d \cdot I_e}$

手順２：無次元掃流力 τ_* の算出

$$\tau_* = u_*^2 /(s \cdot g \cdot d_R) = H_d \cdot I_e /(s \cdot d_R)$$

ここに、$s = (\rho_s / \rho_w - 1)$ （河床材料の水中比重で通常は 1.65 用いる）

d_R ：河床部の代表粒径（m）

ρ_s ：石の密度（kN/m³）

ρ_w ：水の密度（kN /m³）

手順３：河床材料の代表粒径 d_R 、無次元掃流力 τ_* より流速係数 ϕ を算定

「護岸の力学設計法、参考 2. セグメント別の低水路粗度係数ｎの推定法」を参照し算定する。

手順４：粗度係数ｎの算定

流速係数 ϕ は、流れの抵抗と流速との関係（$\phi = V / u_*$）を表す無次元の係数であり、ｎとは次の関係にある。　$n = H_d^{1/6} / \sqrt{g} \cdot \phi$　〔水理公式集 平成 11 年版 第 2 編 2.2〕

なお、低水路幅の半分程度以上の幅に根固工が敷設されている場合には、「護岸の力学設計法、参考.5 根固工の粗度係数評価法」を参照し算定する。

※ 計算例（セグメント 2-1 の低水路）

① 条件

H_d ＝7.04m、I_e ＝1/980、d_R =2.0cm

② 計算

$u_* = \sqrt{9.8 \times 7.04 \times 1/980} = 0.265$

$\tau_* = 0.265^2 / (1.65 \times 9.8 \times 0.02) = 0.22$

水深粒径比　H_d / d_R ＝7.04/0.02＝352

力学設計参考 2、図参-3 より ϕ_1＝11.5、0.2＜τ_{*R} であるから、ϕ_1 に 2 を加えたものを ϕ_2 とする。

ϕ_2＝11.5＋2＝13.5

故に粗度係数は、

$n = H_d^{1/6} / \sqrt{g} \cdot \phi = 7.04^{1/6} / (\sqrt{9.8} \times 13.5) = 0.033$

② 高水敷粗度係数の推定法

高水敷粗度係数ｎは、高水敷上の設計水深 H_d と護岸全面の地被状態に応じて設定する。護岸全面の地被状態としては、土地利用の状況、植生の種別や高さが影響する。主に現地調査によって得られた高水敷の地被状態と粗度係数の関係を図 3-1-7 に示す。この図は、横軸に高水敷設計水深 H_d と植生の高さ h_v の比をとり、植生が密な状態として整理されている。

また、樹木の高さが高く、H_d / h_v が 1.1 を下回るようであれば、その箇所は死水域として取り扱う。

特に高水敷上の草地の倒伏現象で評価する場合は、「鉄線籠型護岸の設計・施工技術基準（案）3.2 粗度係数（n）の算定」を参照されたい。

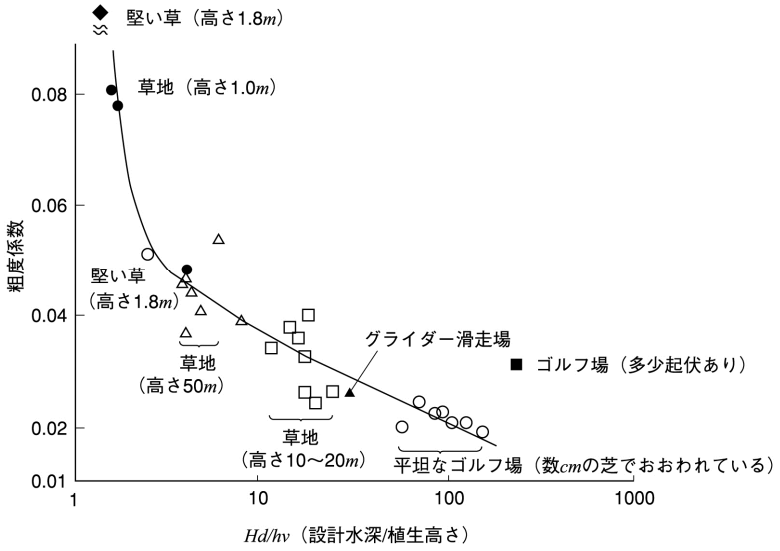


図 3-1-6 マニングの粗度係数ｎと水深 H_d /植生高 h_v との関係 （高水敷について）

〔鉄線籠型護岸基準 3.2〕

※ 計算例（セグメント 2-1 の高水敷）

① 条件

H_d ＝4.0m

植生の高さ h_v ＝0.20m

② 計算

H_d / h_v ＝4.0/0.20＝20

図 3-1-5 より ｎ=0.032

③ 低水路・高水敷の粗度係数ｎの逆算法

逆算法は、既往の計画高水位相当の出水時の痕跡水位、流量データに基づき、不等流計算などの方法により粗度係数ｎを逆算する方法である。

複断面の河道や横断方向の一部に樹木群の存在する河道では、断面を分割して各断面での流速を適切に評価できる不等流計算法手法を用いることを標準とする。この際、各断面間の境界では流速差に伴い生じる境界面でのせん断力を考慮する。不等流計算の手法については、「河道内の樹木の伐採・植樹のためのガイドライン（案）」等を参照されたい。

④　単断面の粗度係数推定法　〔鉄線籠型護岸 3.2〕

単断面の中小河川では、河床材料の他に河岸のり面粗度の影響も無視できないので、河床部と護岸部（のり面部）に分けて粗度係数を設定し、これらを合成して求める合成粗度係数は次式を用いて求める。

$$n=\left(\frac{\sum_i\left(n_i^{3/2}\cdot S_i\right)}{S}\right)^{2/3}$$

ここに、　S_i ，n_i　：同一粗度をもつ　i 番目の潤辺部分の長さとそこでの粗度係数

S　：潤辺（$=S_1+S_2\cdots\cdots S_n$）

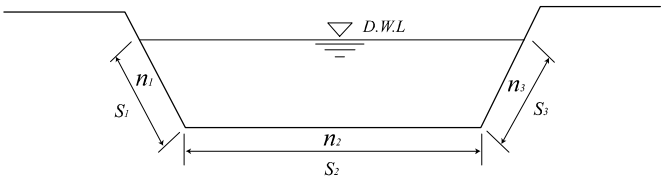


図 3-1-7　粗度係数及び潤辺の取り方

a.　河床部の粗度係数は、「①低水路の粗度係数推定法」と同様に設定する。

b.　護岸（のり面）部の粗度係数は、以下により算出することを基本とする。

$$n=\frac{K_s^{1/6}}{7.66\sqrt{g}}$$　（Mannig－Strickler）マニング・ストリクラーの公式

ここに、　K_s　：相当粗度（m）（法面の凸凹の大きさを表す係数）

g　：重力加速度（=9.8 m/s²）

ただし、半分埋れた玉石護岸等の粗度係数は、次式により求める。

$$n=\frac{H_d^{1/6}}{\sqrt{g}\cdot\phi}\qquad \phi=6.0+5.75\log\left(\frac{H_d}{0.25d}\right)$$

ここに、　H_d　：設計水深（m）

d　：玉石の粒径（m）

相当粗度は通常模型実験で算出するものであるが、相当粗度が把握できない場合は、表 3-1-4 を参考に設定してもよい。

表 3-1-4　粗度係数（参考）

護岸構造	粗度係数
間知、張ブロック（ks=0.04）	0.024
連節ブロック（ks=0.08）	0.027
鉄線籠型護岸（詰石径=20cm 程度）	0.032
草丈 20cm 程度の雑草	0.032
木柵護岸（詰石 15～20cm）	0.030
玉石（径 30cm 程度）、水深（2～4m）	0.025
玉石（径 40cm 程度）、水深（2m）	0.027
玉石（径 40cm 程度）、水深（3～4m）	0.026
玉石（径 50cm 程度）、水深（2～3m）	0.028
玉石（径 50cm 程度）、水深（4m）	0.027

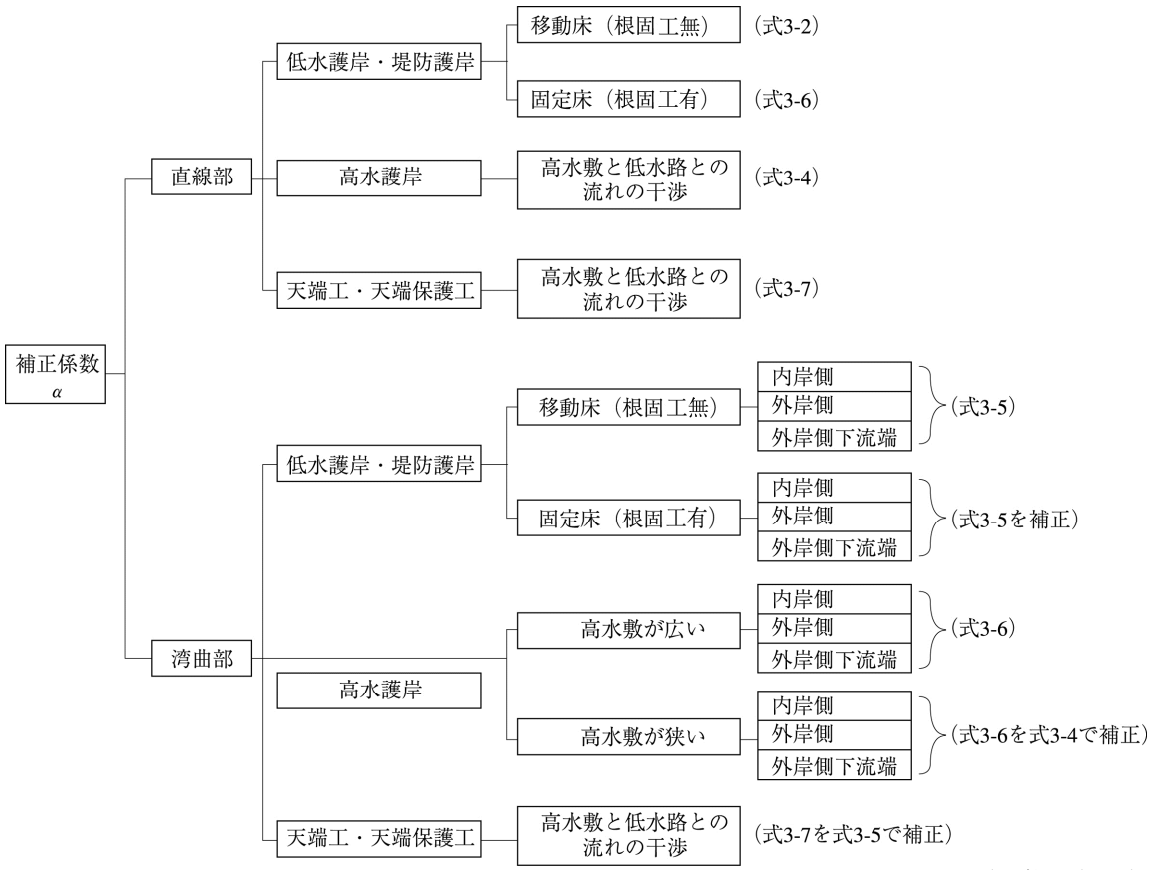
(4) エネルギー勾配 I_e の算定

① エネルギー勾配 I_e は、設計水深発生時の不等流計算より設定することを基本とする。I_e を求める際には、隣接する断面間のエネルギー勾配を求めるのでなく、I_e がほぼ同様の値とみなせる一連区間を設定し、その区間内では同一の I_e 値を用いる。一連区間の設定では、河道のセグメント区分点や、支川合流点及び流量変化点等の特性変化点が区分点の目安となる。

② 断面急変部などのいわゆる急変流の生じる箇所以外では、水面勾配 I_s を用いてもよい。

③ 等流区間とみなせる区間では、河床勾配 I_b を用いることができる。

(5) 補正係数 α の評価法



〔力学設計 4-2〕

図 3-1-8 補正係数算定フロー

① 直線河道部の補正

a. 低水護岸および堤防護岸の場合

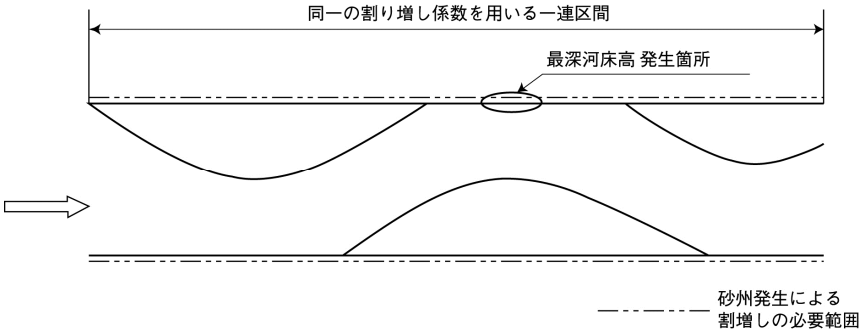
ｲ. 河床洗掘の影響による平均流速の補正係数 α

直線部で砂州のある河道区間で、根固工が設置されていない箇所では、砂州の波高を考慮した水深増加を見込み流速の補正を行う。ただし、補正係数は 2 以上としない。

$$\alpha = 1 + \frac{\Delta Z}{2H_d} \quad \cdots\cdots (\alpha \leqq 2) \quad \cdots\cdots\cdots \text{式 (3-2)}$$

ここに

ΔZ：洗掘深（砂州移動に伴う洗掘位置の移動可能性を考慮し、設計対象地点を含む一連区間を定め、その区間ごとに最深河床高を求め、平均河床高と最深河床高の差を洗掘深 ΔZ とする）



〔力学設計 4-2〕

図 3-1-9　直線河道低水路の補正

ﾛ.　根固工の設置を考慮した平均流速の補正係数α

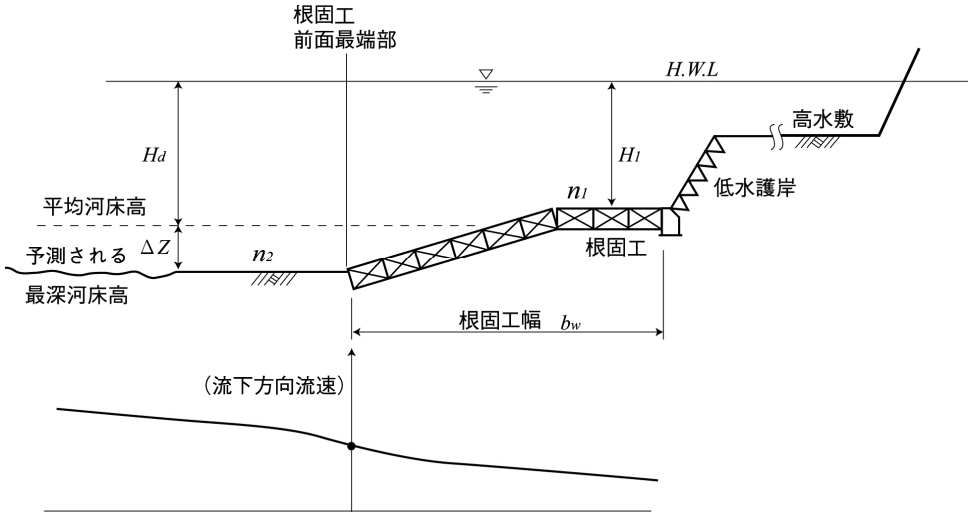
護岸基礎工前面に２m以上あるいはブロック１列以上の平担幅を確保できる根固工が敷設され、かつ不陸等がない場合には、式（3-2）で求まるαに比べて洗掘による影響を緩和することができる。

式（3-2）で求まるαをα_1とし、洗掘による影響緩和の補正係数をα_2とすると、

$$Vo = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot V_m \quad \cdots\cdots\cdots \text{式（3-3）}$$

bw/H_1が１より大きい場合は $\alpha_2 = 0.9$ 程度、 bw/H_1が１以下の場合には $\alpha_2 = 1.0$ とするのが適当である。

ここに、 bw：根固工幅、 H_1：根固工上面での水深



〔力学設計 4-2〕

図 3-1-10　鉛直平均流速の横断分布のイメージ図

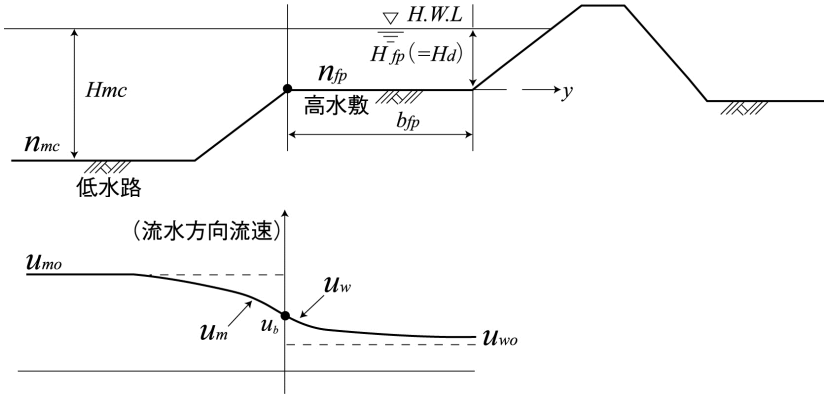
b.　高水護岸の場合

高水敷幅b_{fp}と高水敷水深$H_{fp} = H_d$比（ b_{fp}/H_{fp} ）が小さい場合、すなわち相対的に高水敷幅が狭い場合には、高水敷流れは低水路流れの干渉を強く受けるので、補正係数αを導入する。

堤防護岸として設計を行う必要性の判断は、 $b_{fp}/H_{fp} < 3$ の場合を目安とする。

十分な幅を持つ高水敷と低水路部の境界付近の鉛直平均流速の横断分布は、一般に図 3-1-9 のように表現できる。

低水路のり肩から任意の位置での流速の補正係数αは次式で評価する。



〔力学設計 4-2〕

図 3-1-11　鉛直平均流速の横断分布

$$\alpha = 1 + \frac{(u_b - u_{wo})}{u_{wo}} \exp\left[-\sqrt{\frac{F_w \cdot u_{wo}}{H_{fp} \cdot \varepsilon}}\, y \right] \qquad \cdots\cdots \text{式(3-4)}$$

$$u_b = \frac{u_{wo}\sqrt{F_w \cdot u_{wo}} + u_{mo}\sqrt{F_m \cdot u_{mo}}}{\sqrt{F_w \cdot u_{wo}} + \sqrt{F_m \cdot u_{mo}}} \qquad \cdots\cdots \text{高水敷と低水路の境界部の流速（m/s）}$$

$$\varepsilon = (f')^2 (u_{mo} - u_{wo})^2 \left[\frac{1}{\sqrt{F_w \cdot u_{wo}}} + \frac{1}{\sqrt{F_m \cdot u_{mo}}} \right]^2 H_{fp} \qquad \cdots\cdots \text{横断方向の干渉効化の大きさを表す水平渦動粘性係数}$$

ここに、

y ＝ b_{fp} (高水敷幅)としたときのαが代表流速を求めるための補正係数である。

u_{wo}、u_{mo}　：高水敷部と低水路部での流速（m/s）（水深・粗度・エネルギー勾配を用いてマニングの式で求める。）

$$u_{wo} = \frac{1}{n_{fp}} \cdot H_{fp}^{2/3} \cdot I_e^{1/2} \qquad u_{mo} = \frac{1}{n_{mo}} \cdot H_{mc}^{2/3} \cdot I_e^{1/2}$$

H_{fp}、H_{mc}　：高水敷部水深、低水路部水深　（m）

n_{fp}、n_{mc}　：高水敷と低水路部のマニングの粗度係数

F_w、F_m　：高水敷部と低水路部での摩擦損失係数

$$F_w = 2 \cdot g \frac{n_{fp}^2}{H_{fp}^{1/3}} \qquad F_m = 2 \cdot g \cdot n_{mc}^2 \frac{H_{fp}}{H_{mc}^{4/3}}$$

f’　：混合係数　（ 0.04 程度とする。）

※　計算例（セグメント 2-2 の河道高水護岸の補正係数）

①　水深

高水敷部水深　H_{fp} ＝4.5m　　低水路部水深　H_{mc} ＝7.58m

②　粗度係数

高水敷　n_{fp} ＝0.030　　低水路部　n_{mc} ＝0.020

③　エネルギー勾配

I_e ＝1／2000

④ 流速

$$u_{wo}=\frac{1}{0.030}\times 4.5^{2/3}\times(1/2000)^{1/2}=2.03\text{m/s}$$ ・・・・・・高水敷部

$$u_{mo}=\frac{1}{0.020}\times 7.58^{2/3}\times(1/2000)^{1/2}=4.31\text{m/s}$$ ・・・・・・低水敷部

⑤ 摩擦係数

$$F_w=2g\times\frac{0.030^2}{4.5^{1/3}}=0.0107$$ ・・・・・・高水路部

$$F_m=2g\times 0.020^2\times\frac{4.5}{7.58^{4/3}}=2.369\times10^{-3}$$ ・・・・・・低水路部

⑥ 境界部の流速

$$u_b=\frac{2.03\sqrt{0.0107\times2.03}+4.31\sqrt{2.369\times10^{-3}\times4.31}}{\sqrt{0.0107\times2.03}+\sqrt{2.369\times10^{-3}\times4.31}}=2.96\text{m/s}$$

⑦ 水平渦動粘性係数

$$\varepsilon=(0.04)^2(4.31-2.03)^2\left[\frac{1}{\sqrt{0.0107\times2.03}}+\frac{1}{\sqrt{2.369\times10^{-3}\times4.31}}\right]^2\times4.5=10.415$$

⑧ 補正係数

$$\alpha=1+\frac{(2.96-2.03)}{2.03}\exp\left[-\sqrt{\frac{0.0107\times2.03}{4.5\times10.415}}y\right]=1+0.458\exp(-0.02153y)$$

$y=b_{fp}$（高水敷幅）＝12mとすると

α＝1＋0.458exp〔－0.02153×12〕＝1.35

② 湾曲部河道の補正

a. 低水護岸および堤防護岸の場合

河道湾曲部では、湾曲内岸に生じる自由渦および、外岸側下流端に生じる強制渦によって流速が速くなる。また、外岸の深掘れによっても流速が速くなる。そこで、湾曲部ではこれらの影響を考慮して流速の補正を行う。

ｲ. 十分な敷設幅を持つ根固工のない場合

護岸前面に洗掘を生じ、洗掘による水深増によって流速が速くなることによる補正を行なう。

内岸側（図 A 、 B の間）：$\alpha=1+\frac{B}{2r}$

外岸側（図 A 、 B の間）及び下流端よりＬ＝2Ｂの区間：$\alpha=1+\frac{B}{2r}+\frac{\Delta Z}{2H_d}$ } 式(3-5)

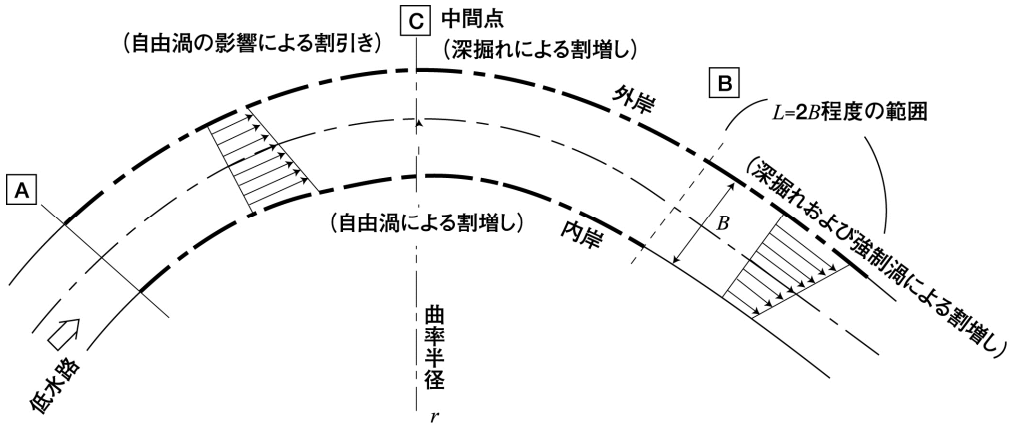
ここに、ΔZ：湾曲部外岸での最大洗掘深

r：湾曲の曲率半径

B：低水路幅

ただし、河床が移動床で湾曲および砂州によって洗掘が生じる場合の上限値は以下のとおりとする。

セグメント１の河道：$\alpha\leqq2.0$、　　セグメント２、３の河道：$\alpha\leqq1.6$



〔力学設計 4-2〕

図 3-1-12　移動床低水路の補正

ﾛ．十分な敷設幅を持つ根固工が設置されている場合

直線河道の場合と同様に洗掘による流速増加の影響が緩和される。「ｲ．十分な敷設幅を持つ根固工がない場合」の式(3-5)に示す補正係数αにα_2を乗じて求める。なお、α_2は、直線河道部の「ﾛ．根固工の設置を考慮した平均流速の補正」を参照して求める。α_2の評価が困難な場合には、α_2＝１とする。

b．高水護岸の場合

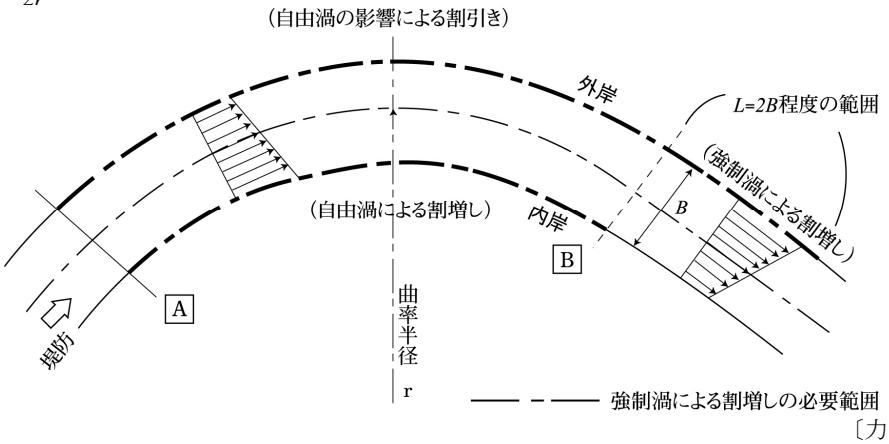
ｲ．高水敷幅が広い場合

高水敷幅が広い場合には、低水路の速い流れの影響は無視して、湾曲による自由渦・強制渦の発生に関する流速の補正を考慮する。

評価方法は、低水護岸の「ｲ．十分な敷設幅を持つ根固工のない場合」の補正方法に準じてαを定める。ただし、高水敷の洗掘はないものとする。

内岸側、外岸側、（図の A 、 B の間）および、外岸側下流部（図の B からＬ＝２Ｂの区間）：

$$\alpha=1+\frac{B}{2r} \quad \cdots\cdots \text{式（3-6）}$$



〔力学設計 4-2〕

図 3-1-13　堤防湾曲部の補正

ﾛ．高水敷幅が狭い場合

高水敷幅が狭い場合（「直線河道部」の高水護岸の場合を参照）には、低水路部分の流れの干渉作用を考慮する。すなわち、式（3-6）に求まるαに、式（3-4）による求まるαを乗じて、照査に用いるαとする。

③　低水護岸の天端工・天端保護工の補正

ｲ.　低水路との流れの干渉による補正係数

高水敷と低水路部分の流れの干渉の影響を考慮し、高水敷上のマニング式による流速V_mに補正係数αを乗ずる。式（3-4）のなかでｙ＝０として求められる。

$$\alpha=1+\frac{(u_b-u_{wo})}{u_{wo}} \quad \cdots\cdots\cdots\text{式（3-7）}$$

u_bおよび u_{wo}の計算数値は式（3-4）と同様である。

αの値の目安は、表 3-1-5 のとおりである。

表 3-1-5　補正係数

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

〔力学設計 4-2〕

ﾛ.　湾曲部に設置される天端工・天端保護工の補正係数

低水路法線が湾曲している場合は、強制渦の発生による流速の補正を考慮する。式（3-7）より求まるαに、式（3-5）の内洗掘の影響を除いた項より求まるαの値を乗じて設計に用いるαとする。

2)　最深河床高の評価　〔力学設計 4-3〕

護岸の力学的安定性の照査にあたっては、設計対象箇所の最深河床高を評価する。

(1)　評価方法

最深河床高の評価方法としては、これまでの研究成果などを基にした次の方法により推定するのが一般的である。

方法１：経年的な河床変動のデータからの評価

方法２：既往研究成果からの評価

方法３：数値計算による評価（二次元河床変動計算等）

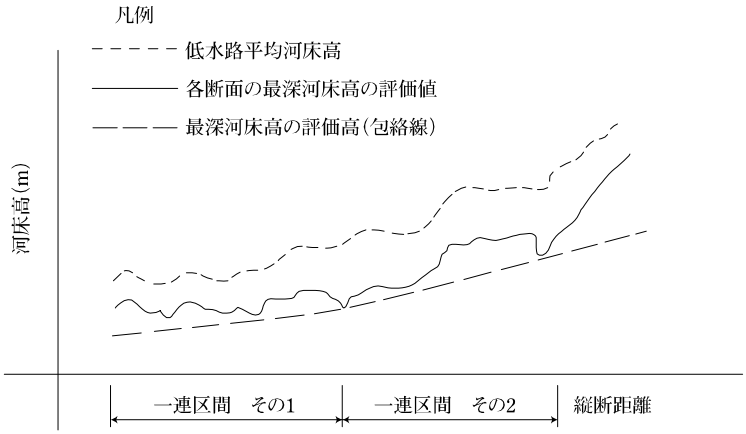
方法４：移動床水理模型実験による評価

これら４つの方法のうち「方法１」と「方法２」による評価と合せて最深河床高を評価することが望ましい。

(2)　方法１：経年的な河床変動データからの評価

①　直線河道で洗掘位置が縦断方向に移動する場合

この場合には、移動する砂州の外縁が最深河床高の位置と対応する。そこで、砂州の発生特性を考慮し、設計対象区間を含む一連区間を定め、その区間毎に各断面の最深河床高の包絡線を求めてその包絡線を最深河床高の評価高とする（図 3-1-14）。

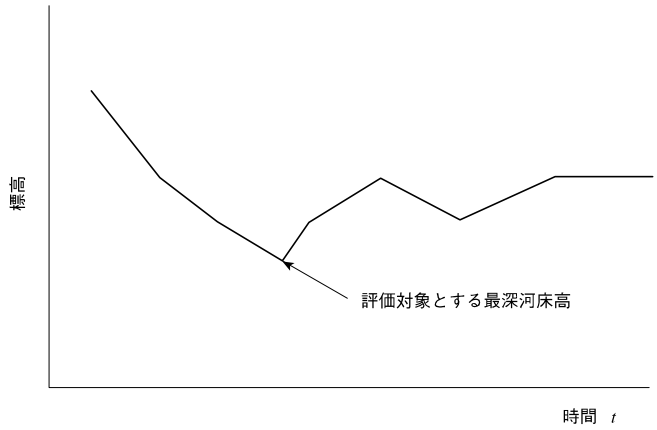


〔力学設計 4-3〕

図 3-1-14　洗掘部が縦断的に移動する河道の最深河床高

②　湾曲部や水衝部の発生位置が固定されており、洗掘位置が縦断方向に移動しない場合

この場合には、当該地点の経年的な最深値を最深河床高として設定する（図 3-1-15）。ただし、大洪水を含む期間のデータがない場合は、経年的な最深値よりも深く洗掘される可能性が高いため、「方法 2」と併用する等追加の検討を行う。



〔力学設計 4-3〕

図 3-1-15　洗掘部が縦断的に移動しない河道地点の最深河床高の評価

(3)　方法２：既往研究成果からの評価

表 3-1-6 に代表的な研究事例を示す。

表 3-1-6　最深河床高の評価方法（セグメント分類・河道平面形状別）

河道平面形状	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。式(3-9)を用いる。		砂州発生せず
単 湾 曲 河 道	河道湾曲半径・川幅比（ｒ/Ｂ）を用いた評価。図 3-1-17 を用いる。		
蛇 曲 河 道	河道湾曲半径・川幅比（ｒ/Ｂ）を用いた評価。図 3-1-17 を用いる。		

〔力学設計 4-3〕

① 直線河道の場合

a. セグメント１、2－1 の河道

最深河床高は、砂州波高 H_s に支配される。また、砂州波高は、低水路幅Ｂと水路の水深 H_n、河床材料粒径ｄに支配される。砂州波高は、図 3-1-17 によって評価する。

図 3-1-16 は、水理模型実験によって得られた砂州波高・水深比（H_s / H_n）と低水路幅・水深比（B/H_n）との関係を表わしたものである。

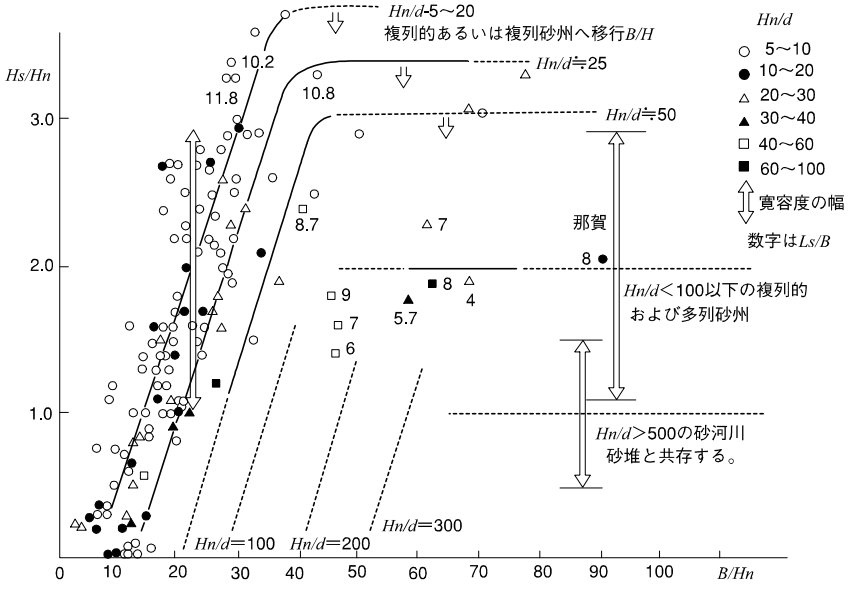
最大洗掘部の水深（$H_{\max \cdot s}$ ：図 3-1-18 参照）はこれまでの実験データ等から次のように評価される。

$$H_{\max \cdot s} = \{1 + 0.8 H_s / H_n\} H_n \quad \cdots\cdots \text{式（3-8）}$$

計画高水流量時の砂州波高は、H_n を H_m とみなして評価してよい。

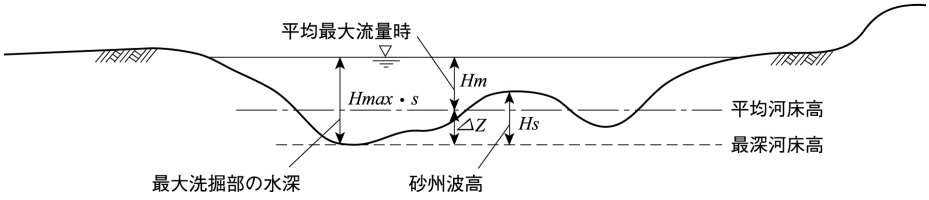
従って、最大洗掘部の洗掘深ΔＺ(平均河床高と最深河床高の差)は次式で求める。

$$\Delta Z = H_{\max \cdot s} - H_m \quad \cdots\cdots \text{式（3-9）}$$



〔力学設計 4-3〕

図 3-1-16　H_s / H_n とＢ/H_n の関係（ただし τ_* は 0.03～0.4 の範囲）



ここに、　ΔＺ　：最大洗掘部の洗掘深（m）

$H_{\max \cdot s}$　：最大洗掘部の水深(m)

H_m　：平均年最大流量時の平均水深(m)

H_s　：砂州波高(m)

〔力学設計 4-3〕

図 3-1-17　実河川の最大洗掘部の水深（$H_{\max \cdot s}$）の説明図

b. セグメント 2−2 の河道

ｲ. 単列砂州の場合

セグメント 1、2-1 に分類される区間と同様にして評価する。

ﾛ. 多列砂州の場合

平均年最大流量時（中小出水時に相当）のΔＺを、式（3-9）より求め、それの 1.3 倍を計画高水流量時の最大洗掘量とする。

c. セグメント 3（細砂の河川）

「方法 3，4」により評価する。

② 単湾曲河道の場合（セグメント 1、2、3）

単湾曲河道の最深河床高は、計画高水流量時の水深に支配される。洪水時の観測データが不十分な現状では、当面、平均年最大流量時の観測データを基に評価図を用いて、平均年最大流量時の最大洗掘部の水深（H_{max}）を推定し、この水深の 30%増を計画高水流量時の最深河床高として評価する。

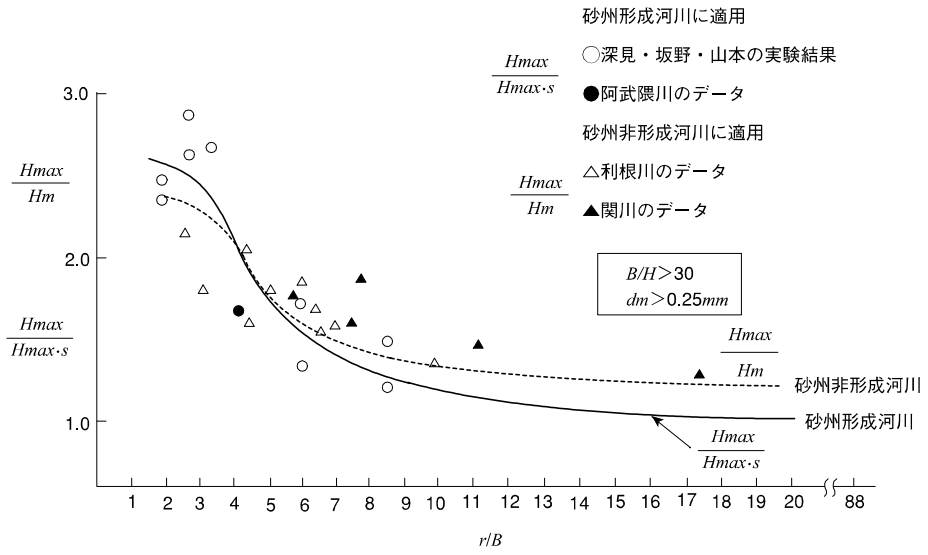
a. 砂州が形成されないと判断される区間

単湾曲部の最大掘深部の水深 H_{max} と H_m との比（H_{max}/H_m）を（ｒ/B）で評価し、点線で示した図 3-1-18 を用いる。

b. 単列砂州が形成されると判断される区間

H_{max} と直線河道の場合の最大洗掘部の水深 $H_{max\cdot s}$ の比（$H_{max}/H_{max\cdot s}$）を（ｒ/B）で評価し、実線で示した図 3-1-18 を用いる。

この際、直線河道の場合の最大洗掘部の水深 $H_{max\cdot s}$ は式（3-8）を用いる。



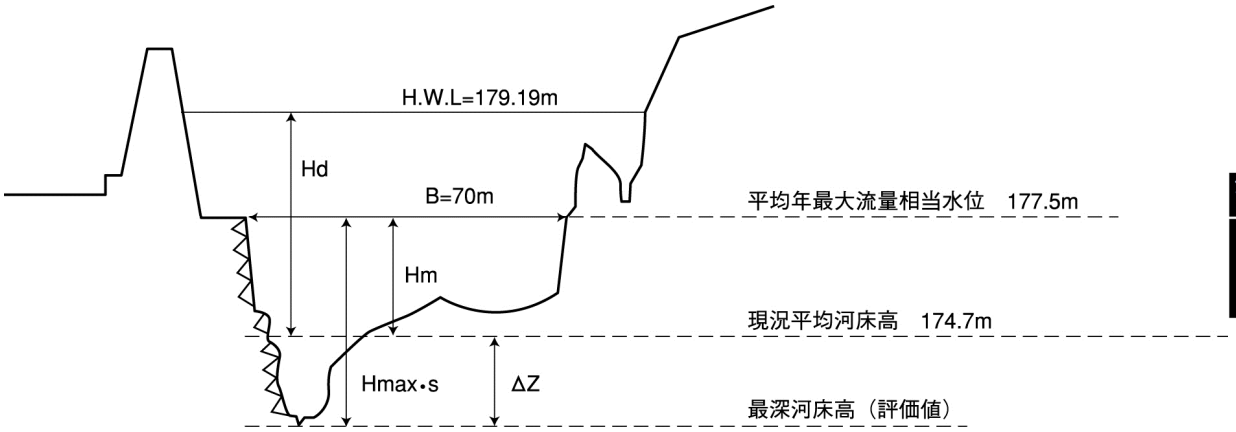
〔力学設計 4-3〕

図 3-1-18 湾曲部における $H_{max}/H_{max\cdot s}$（H_m）とｒ/B との関係

③ 蛇曲河道の場合

蛇曲河道の最深河床高については、セグメント１を除いて単湾曲河道の場合と同様に考える。

※　計算例（セグメント１の低水護岸のうち直線部で砂州のある河道）



①　水深

設計水深　H_d＝4.49m

平均年最大流量時の平均水深　H_m＝2.8m

②　粗度係数　　（セグメント別の低水路粗度係数推定法より求める。）

代表粒径　d_R＝50mm　単列砂州とすると、

無次元掃流力　$\tau_* = H_d \cdot I_e / s \cdot d_R = 4.49 \times 1/350/(1.65 \times 0.05) = 0.16$

$\phi = 0.9\{5 + 5.75\log(H_d/2.5d_R)\} = 0.9\{5 + 5.75\log(4.49/2.5 \times 0.05)\} = 12.5$

$n = H_d^{1/6}/\left(\sqrt{g} \cdot \phi\right) \times 0.95 = 4.49^{1/6}/\left(\sqrt{g} \times 12.5\right) \times 0.95 = 0.031$

③　エネルギー勾配

I_e＝1/350

④　平均流速

$$V_m = \frac{1}{n} \cdot H_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2} = \frac{1}{0.031} \times 4.49^{2/3} \times \left(\frac{1}{350}\right)^{1/2} = 4.69 \ \mathrm{m/s}$$

⑤　最大洗掘部の洗掘深

$B/H_m = 25$、$H_m/d_R = 56$、から 図 3-1-14 より、$H_s/H_m = 0.65$

式（3-8）より　最大洗掘部の水深は、

$$H_{max \cdot s} = \{1 + 0.8\, H_S/H_m\}H_m = \{1 + 0.8 \times 0.65\} \times 2.8 = 4.3\,\mathrm{m}$$

式（3-9）より 洗掘深は、$\Delta Z = H_{max \cdot s} - H_m = 4.3 - 2.8 = 1.5\,\mathrm{m}$

⑥　補正係数

直線河道部の補正　$\alpha = 1 + \dfrac{\Delta Z}{2H_d} = 1 + \dfrac{1.5}{2 \times 4.49} = 1.2$

⑦　代表流速

$V_o = \alpha \cdot V_m = 1.2 \times 4.69 = 5.63\,\mathrm{m/s}$

④　構造物周りの場合（円柱型橋脚の実験例）

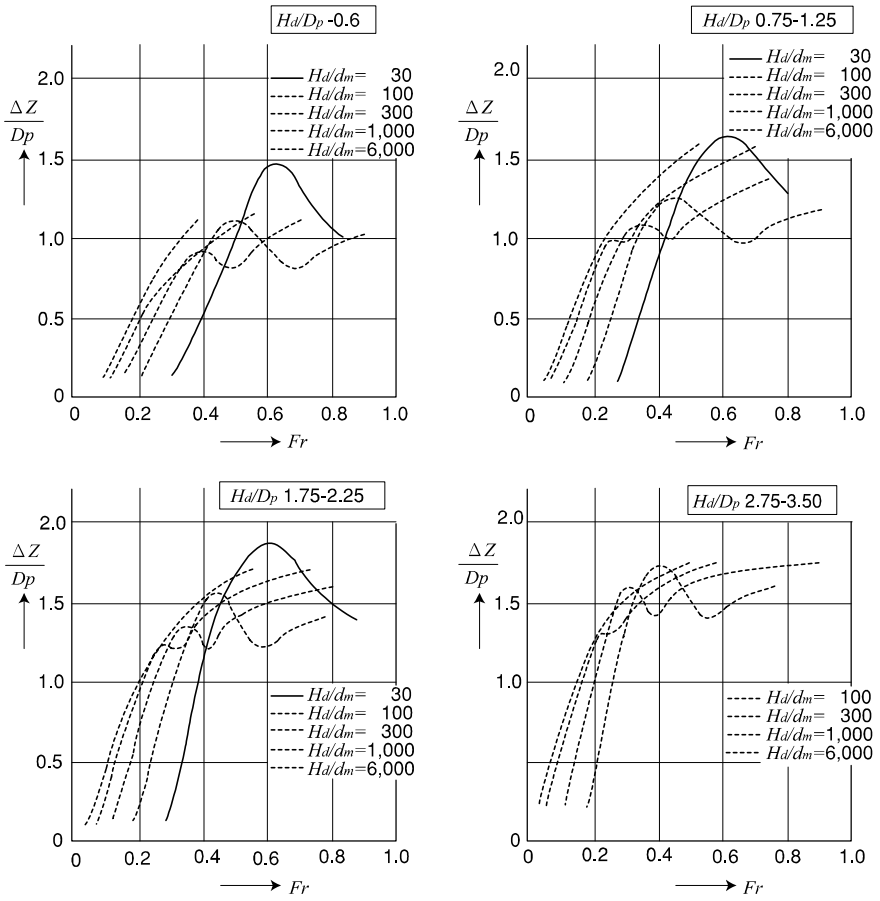
橋脚周辺の平均河床から最大洗掘深ΔＺは流れ方向からみた設影橋脚幅をD_pとしたとき、$\Delta Z / D_p$とH_d / D_p、フルード数Frの関係から予測することが可能である（図 3-1-19）。なお実験によると、橋脚周辺の洗掘の影響範囲は、洗掘深の２倍程度である。

ここに、　ΔＺ：平均河床からの最大洗掘深（m）

D_p　：流れの方向からみた設影橋脚幅（m）

d_m　：河床材料平均粒径（m）

H_d　：設計水深（m）



〔力学設計 4-3〕

図 3-1-19　Fr数とΔＺ／D_pとH_d／d_mの関係

フルード数…… $Fr = \dfrac{Vo}{\sqrt{g \cdot H_d}}$

ここに、　Vo　：代表流速（m/s）

g　：重力加速度（m/s^2）

3-2　のり覆工

3-2-1　のり覆工設計の基本　　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 4.2〕

護岸ののり覆工は、河道特性・河川環境等を考慮して、流水・流木の作用・土圧等に対して安全な構造となるように設計するものとする。

【解　説】

(1)　のり覆工の設計

のり覆工は、堤防および河岸を保護する構造物であり、護岸の構造の主たる部分を占めるので、流水、流木の作用、土圧等に対して安全な構造となるように設計するとともに、その形状・構造は多くの場合に河川環境の保全・整備と密接に関係することから、設計に際しては生態系や景観について十分考慮する必要がある。**また、のり覆工の工種選定は、本編 3-1-3 によるものとする。**

(2)　のり覆工の高さ

のり覆工の高さは、堤防護岸（高水護岸）では、原則として堤防天端までとする。ただし、**余裕高の部分については護岸または張芝とし、**植生被覆等の効果等も勘案して過大な範囲とならないように留意する。

低水護岸については、流水の作用状況や植生等による自然河岸の耐侵食性等を勘案して、必要とされる範囲に設置するものとする。

(3)　のり覆工の粗度

のり覆工ののり面は、適当な粗度が得られるものでなければならない。

(4)　吸出防止材

護岸背後の残留水が抜ける際、あるいは高速流の流水がのり覆工に作用する際にのり覆工の空隙等から背面土砂が吸い出されるのを防ぐために吸出防止材を設置する。

また、吸出防止材は、練積み護岸においては裏込材への細粒分の侵入を防止したり、施工性を考慮して設置される場合もある。

(5)　裏込材

護岸には、残留水圧が作用しないよう必要に応じて裏込材を設置する必要がある。ただし、裏込土砂が砂礫質で透水性が高い場合には必ずしも必要はない。なお、張り護岸では施工性を考慮して設置される場合もある。

(6)　水抜き

護岸には、一般に水抜きは設けないが、掘込河道等で残留水圧が大きくなる場合には必要に応じて水抜きを設ける。なお、堤体材料等の微粒子が吸い込まないよう考慮するものとする。

(7)　目地間隔

目地間隔は、コンクリート張り、練ブロック積、練石積(張り)等は、10mに１ヶ所設けることを標準とする。なお、沈下等が予想される箇所は別途定めるものとする。

(8)　多自然ブロックの根入れ

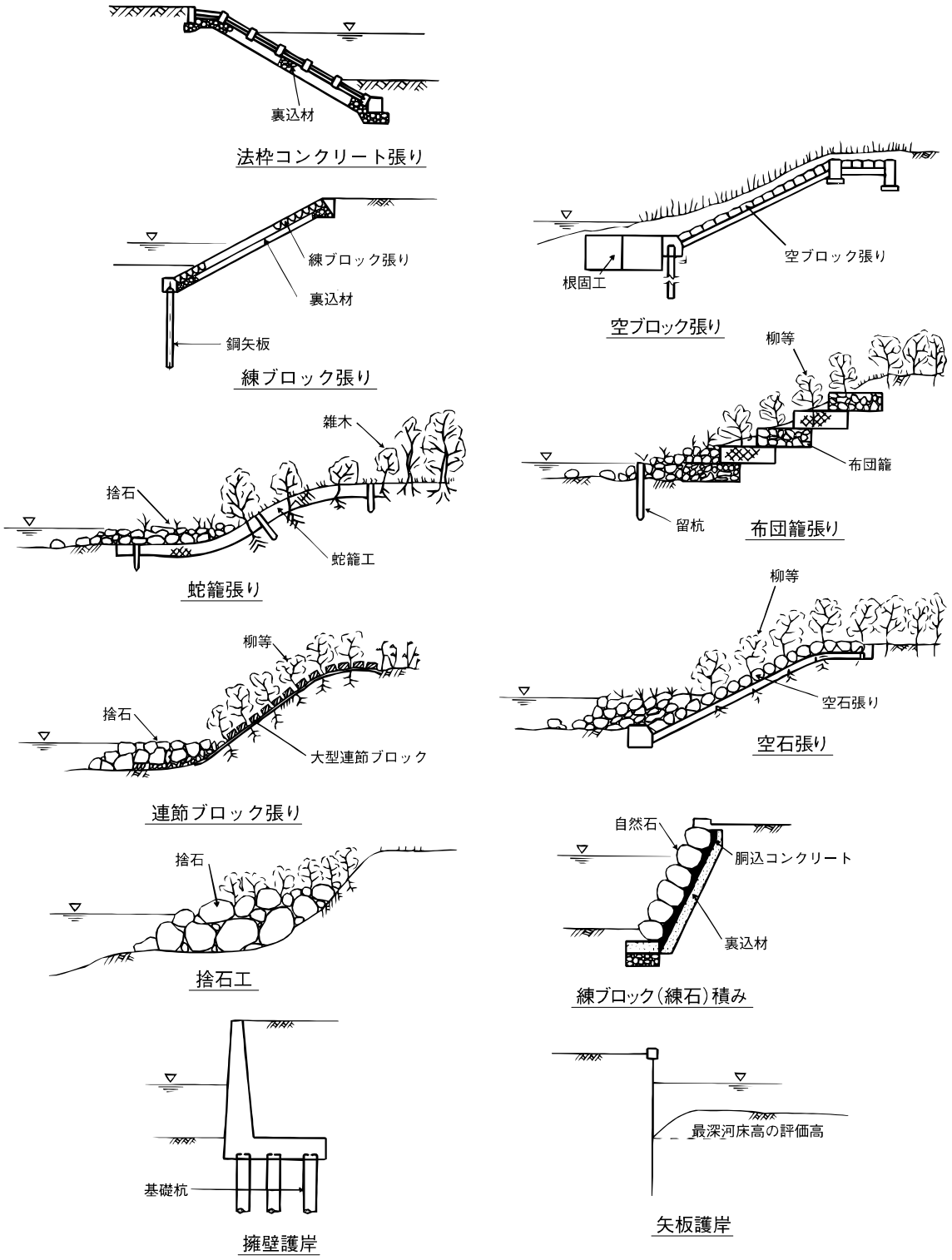
所定の根入れ深より洗掘が起こらないと推定される範囲は、多自然ブロックとしなくともよい。

(9)　その他

力学設計法の計算に用いる護岸ブロックの抗力係数 C_D、揚力係数 C_L、ブロックの回転半径ℓ 、相当粗度 K_S は、「護岸ブロックの水理特性試験法マニュアル」(財)土木研究センターを参考にして実験で定めるものとする。ただし、護岸ブロック毎の実験結果が出ていない製品は、「護岸の力学設計法」より、形状が類似の部材の値などを流用し計算したブロックの使用を承諾できる。

3-2-2　のり覆工の工種　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 4.2〕

のり覆工の工種の代表的な例を図 3-2-1 に示す。のり覆工は河道特性や作用する流速、あるいは高水敷の幅等を考慮して、河川環境に適した工種を選定し、設計する必要がある。**なお、河川環境については、河川特性や環境特性を十分に把握した上で、配慮すべき事項を整理する。**



〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 4.2 〕一部加筆

図 3-2-1　のり覆工の工種の例

3-2-3　張り護岸

一般的には、のり勾配が１：1.5 程度より緩やかな場合に設置される。**張り護岸の工種は、次のようなものがある。**

1)　連節ブロック張り護岸
2)　覆土護岸
3)　法枠コンクリート張り護岸
4)　練ブロック（練石）張り護岸
5)　空ブロック張り護岸
6)　空石張り護岸
7)　蛇籠・布団籠張り護岸
8)　鉄線籠型護岸

1)　連節ブロック張り護岸

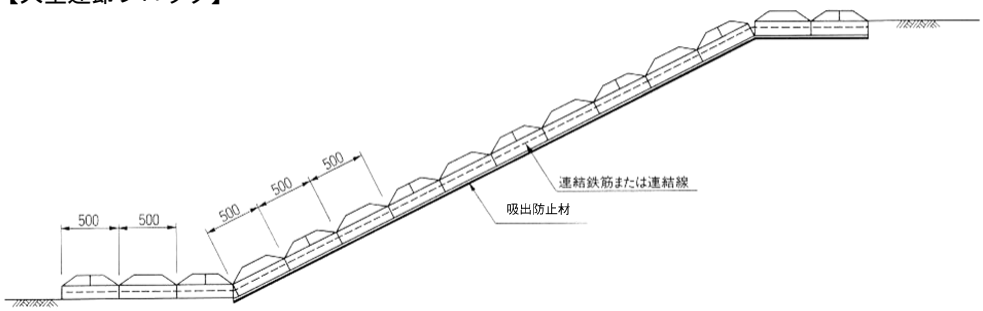
(1)　連節ブロック張り護岸

①　河床が洗掘する恐れがある場合又は流水によるめくれ等を考慮して、止め杭、根固等を施すものとする。

②　連結鉄筋は大型ブロックφ13 ㎜、その他φ9 ㎜とする。

③　感潮区間等には、耐食性に優れたアルミメッキ鋼線等の使用も検討すること。

【大型連節ブロック】



【連節ブロック】

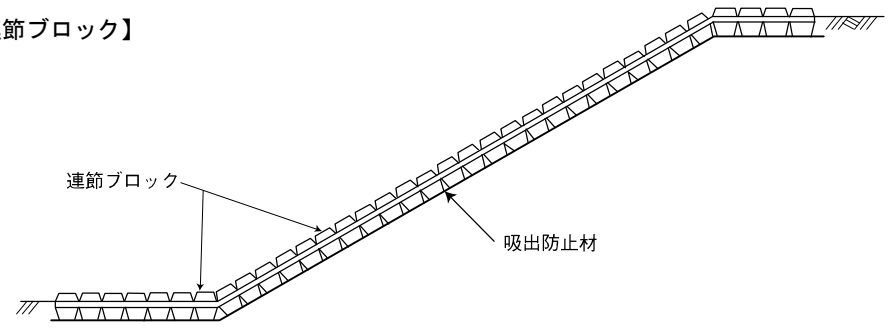


図 3-2-2　連節ブロック張り護岸

【コラム】大型連節ブロックの特徴

○近年では、護岸整備に大型連節ブロックを採用するケースが増加している。大型連節ブロックは以下の特徴があり、周辺の景観や河川環境に配慮し、擬石模様や覆土護岸のブロックの採用を検討するのが望ましい。

① 施工性が良いため、工期短縮となり、経済的である。
② 質量が大きいため、掃流力に対する安定性が高い。
③ 接地底面が大きいため、のり面に安定して設置できる。

大型連節ブロックの施工事例

(2) 連節ブロック張り護岸の設計

連結が確実な鉄筋などによってのり覆工に一体性が保たれており、群体としてとり扱うことのできる工種であり、単体と同様に流体力に対する安定性の検討は滑動について行なえばよい。ただし、揚力、抗力を評価する際の投影面積のとり方が異なる。

$$\mu(W_w \cos\theta - L) \geqq \left\{(W_w \cdot \sin\theta)^2 + D^2\right\}^{1/2}$$

$$L = \frac{1}{2}\rho_w \cdot C_L \cdot A_g \cdot V_d^{\,2} \quad \cdots\cdots\cdots \text{揚力} \quad (N)\{kg\}$$

$$D = \frac{1}{2}\rho_w \cdot C_D \cdot A_D \cdot V_d^{\,2} \quad \cdots\cdots\cdots \text{抗力} \quad (N)\{kg\}$$

ここに、 A_g ：部材の突出部の上方投影面積（㎡）

A_D ：部材の突出部の流下方向投影面積（㎡）

① 上式に用いる抗力・揚力は、のり覆工表面の相当粗度 K_s 高さでの近傍流速 V_d を用いて評価する。このとき、単体の場合とは異なり乱れの影響は考慮しない次式を用いる。

$$V_d = \frac{8.5}{6.0 + 5.75\log(H_d / K_s)} V_o$$

② 抗力係数 C_D、揚力係数 C_L は、単体と同様に実験により定めるものとする。図 3-2-3 には、風洞実験により得られたブロック内部の抗力係数 C_D および、揚力係数 C_L の一例を示す。

③ 基本式の適用に当って、求まる部材の重量は、整然と平面的に施工された一体性をもつのり覆工に適用されるものであり、現実には部分的に段差等を生ずることが想定されることから、照査にあたっては計算されるのり覆工の控え厚に対して 30～50%程度割り増した値を採用することが望ましい。

④ 上流端の小口が保護されていない場合は、最上流部ののり覆工は〔めくれ〕に対する安定を検討するものとする。（本編 3-2-8 5）参照）

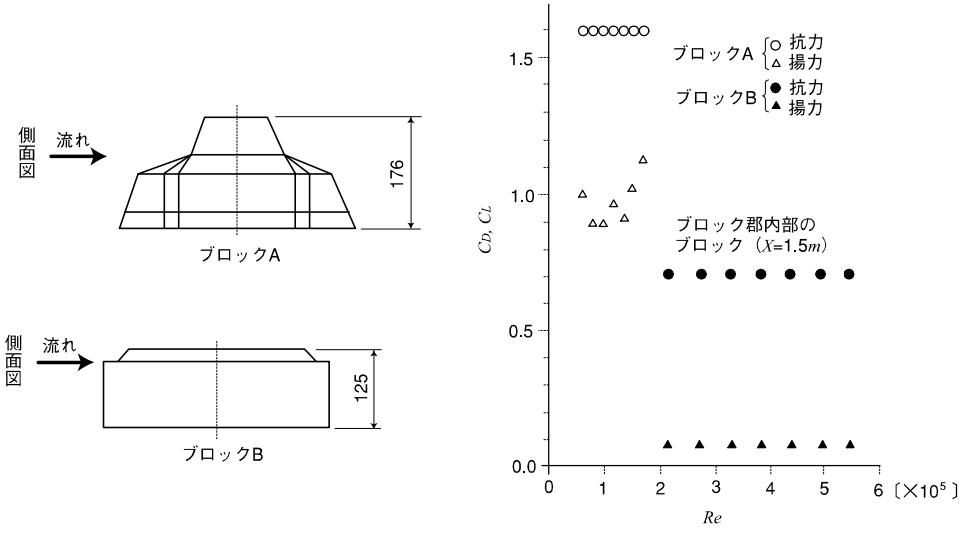


図 3-2-3 ブロック群内部の C_D、C_L の例

※　計算例（連節ブロック張り護岸）

①　計算条件

のり面勾配　1：2　（θ＝26.6°）　設計水深　H_d＝2.0m　代表流速　V_o＝6.8m/s

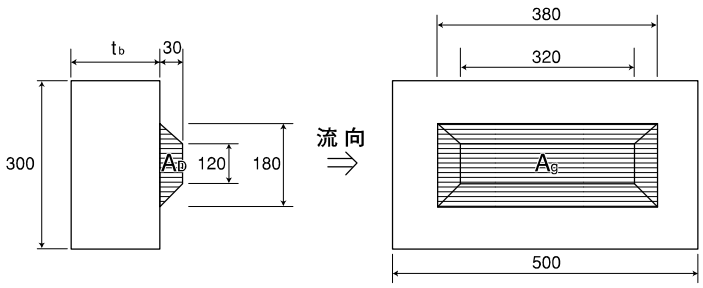
ブロックの密度　ρ_b＝2350 kg/m^3　$\{240\text{kg}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4\}$

水の密度　ρ_w＝1000 kg/m^3　$\{102\text{kg}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4\}$

摩擦係数　μ＝0.65

ブロックはＢ型形状　揚力係数　C_L＝0.10　抗力係数　C_D＝0.70

（正面図）　（平面図）



②　計算

相当粗度は、力学設計 参考 4、護岸の粗度係数評価表より求めた。

F=0.03×0.18=0.0054

A_b'=0.30×0.50−0.18×0.38=0.0816

A_b'/F=0.0816／0.0054=15　図参-11 より多少侵食を受けたと考えて K_s=0.04m を用いる。

A_g ：部材の突出部上方の投影面積=0.38×0.18=0.0684㎡

A_D ：部材の突出部の流下方向投影面積=0.03×0.15(平均) =0.0045㎡

控え厚をt_b=0.115ｍと仮定して以下の計算を行なう。

部材の体積　M=0.30×0.50×0.115＋0.15(平均)×0.35(平均)×0.03=0.0188㎥

部材の水中重量　W_w= (2350－1000)×9.8×0.0188=248.7N

近傍流速　$V_d=\dfrac{8.5}{6.0+5.75\log(2.0/0.04)}\times 6.8=3.67\text{m/s}$

揚力　L=1/2×1000×0.10×0.0684×3.67^2=46.1N

抗力　D=1/2×1000×0.70×0.0045×3.67^2=21.2N

$0.65(248.7\times 0.894-46.1)\geqq\{(248.7\times 0.448)^2+21.2^2\}^{1/2}$

114.5＞113.4　ＯＫ

したがって、控え厚は、t_b=0.115×1.3=0.15m とする。

2) 覆土護岸

覆土護岸は、コンクリートブロック護岸を現地表土などで覆うことで、植生の生育基盤である土壌を確保したものである。覆土部分は、定規断面外とするので一般的である。

(1) ブロックの種類

① 覆土ブロック

被覆土のすべりを防ぐために、ブロック表面に凹凸を設けたもので、被覆土により植生の早期回復を図る。

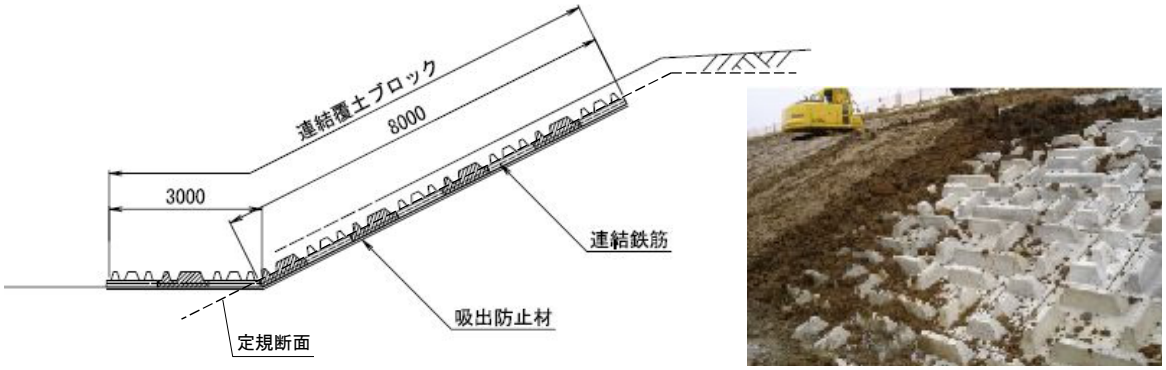


図 3-2-4 覆土ブロック（例）

② 客土ブロック

ブロックの表面に突起を設け、突起間の客土により植生の育成を図る。

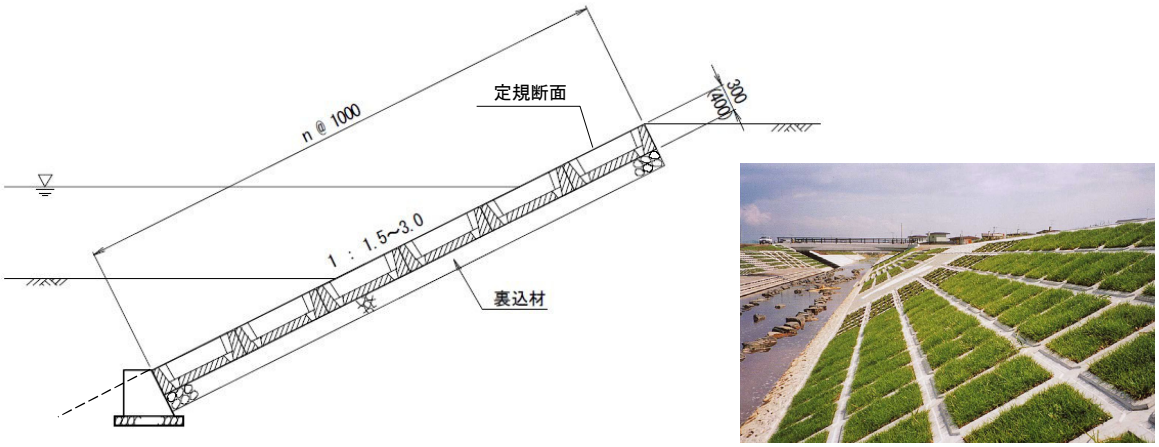


図 3-2-5 客土ブロック（例）

⑵　覆土の考え方

①　覆土に景観・自然回復など何を期待するか明確にする。

②　冠水頻度により施工後の状況を予測し、効果が見込めないようであれば覆土は行わないものとする。

③　覆土材料（現地発生表土）の確保およびある程度の締固めに留意が必要。

⑶　ブロックの安定性

連結が確実な鉄筋などによってのり覆工の一体性が保たれており、流体力に対する安定性の検討は「連節ブロック張り護岸」の設計と同様に扱い設計するものとする。

⑷　設計上の留意点

覆土護岸を設計する上での留意点を以下に示す。

①　覆土護岸工の設計にあたっては、検討対象区間の情報（治水地形分類図、基礎地盤の土質、地盤沈下）や変状等の発生実態（過去の点検資料、被災履歴（変状））を整理、把握したうえで、護岸天端の沈下等が想定される場合には覆土護岸の採用について十分に検討を行う。

②　覆土に使用する材料は、現地で発生した残土（表土部分）を用いて、従来生殖していた植生の早期復元を図ることが望ましい。

③　覆土の厚さは、植生が繁茂するような厚さとする。

④　覆土護岸は、高水護岸、堤防護岸（低水路部以外）で使用可能とする。低水護岸については、基本的に使用しない。

⑤　低水護岸や水際部で覆土護岸を採用する場合は、水あたりや洪水流により、植生が回復する前に覆土が流出する可能性があるため、覆土が流出しないような対策を十分に検討する。

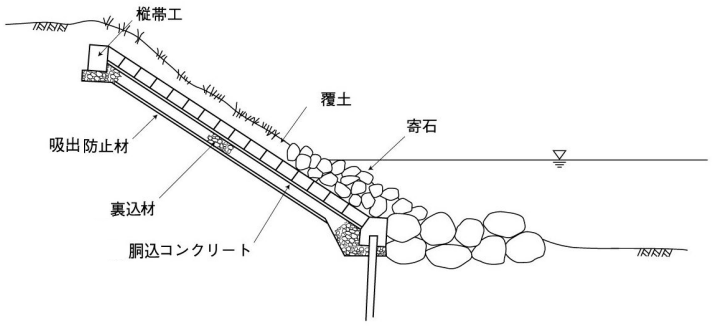


図 3-2-6　低水護岸における覆土流出対策（捨石）の例

⑥　覆土護岸を採用する際は、工事台帳の更新・整理も合わせて行うことが望ましい。

3) 法枠コンクリート張り護岸

法覆工に桟型粗度形状の粗度をつけた場合の流速減勢効果の指標としては、「護岸の力学設計法、参考４.護岸の粗度係数評価法」を参考とする。また、流体力に対する安定の検討は、本編 3-2-3 5)に準じて行うものとする。

(1) 法枠コンクリート張り（1：2）の使用基準は下記を標準とする。

① のり面について

型	法長(m)	すべり止め	中央部横枠
A	L≦8	あり	—
	L≦3.9	なし	—
A’	L≦8	なし	—
B	8＜L≦10	あり	あり
B’	8＜L≦10	なし	あり
D	L≦8	あり	—
	L≦3.9	なし	—
D’	L≦8	なし	—

注）すべり止めについては、地域住民等の河川の利用状況により考慮する。

② 平場について

C型 1m≦L≦3m

但し、高水敷の状況に応じて平場範囲や洗掘対策の検討を行う。

③ 目地工について

a. 構造の区切りには、必要に応じて目地を設けるのがよい。

b. 目地工は 10m毎を標準とし、樹脂発泡体 t ＝10 ㎜を使用する。

c. 法覆工のり面と平場の肩には、縦方向に目地材を入れる。

d. 法覆工のり面の 施工目地は 2m 程度を標準とする。

④ 縦帯工について

a. 縦帯工の天端高は H.W.L とする。

(2) 標準断面図

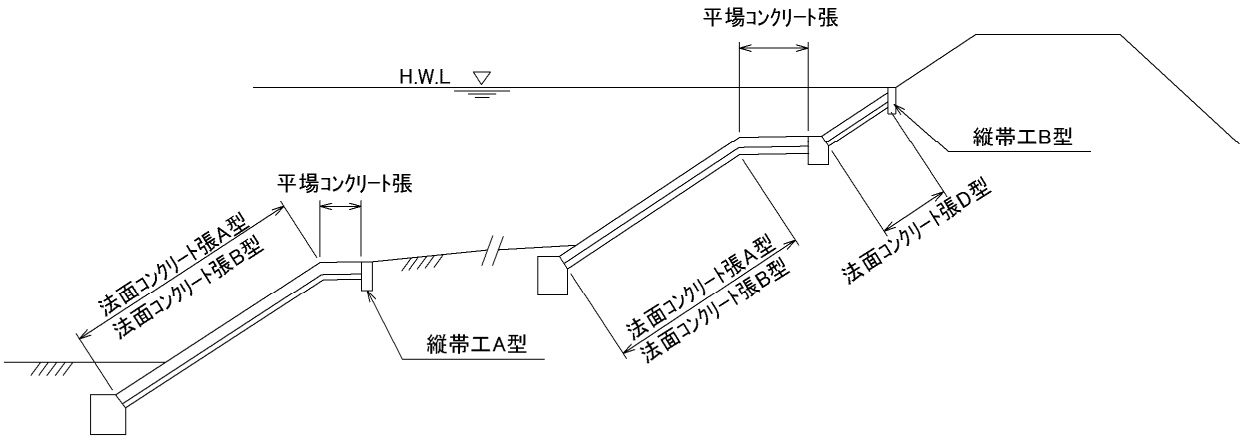


図 3-2-7 標準断面図

(3)　断面図および平面図

コンクリート張Ａ型（中央部横枠無し　すべり止め有り）

コンクリート張Ｂ型（中央部横枠有り　すべり止め有り）

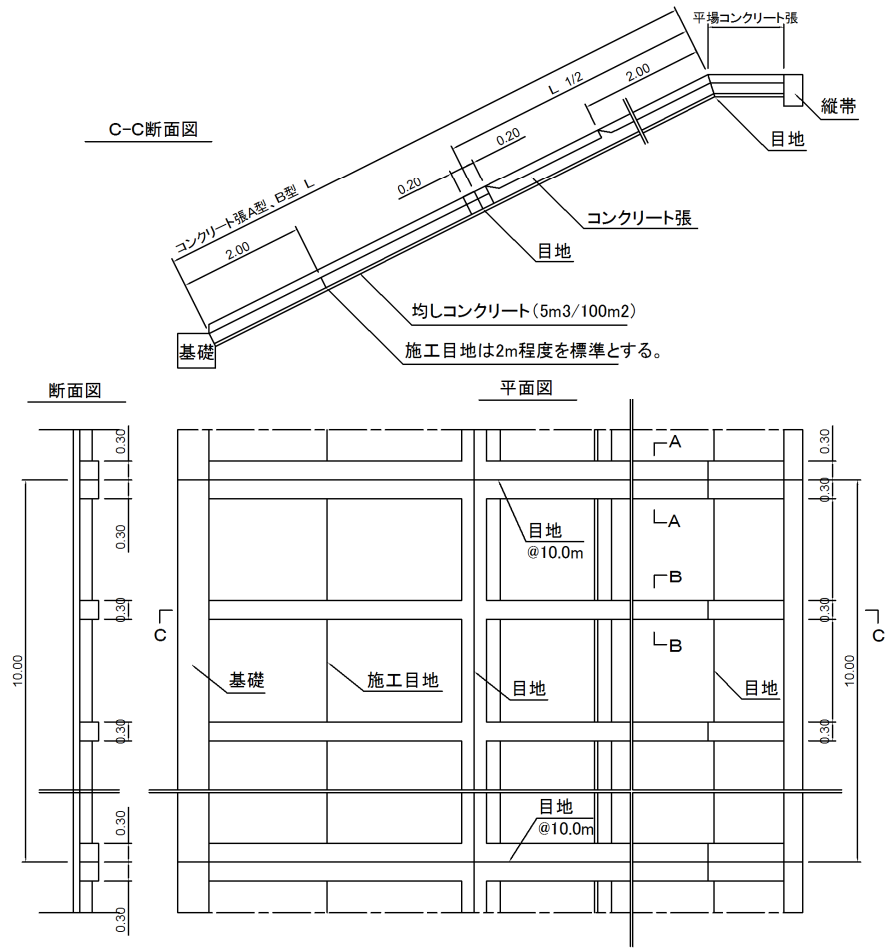


図 3-2-8　標準断面図・平面図（A･B 型）

(4)　詳細図

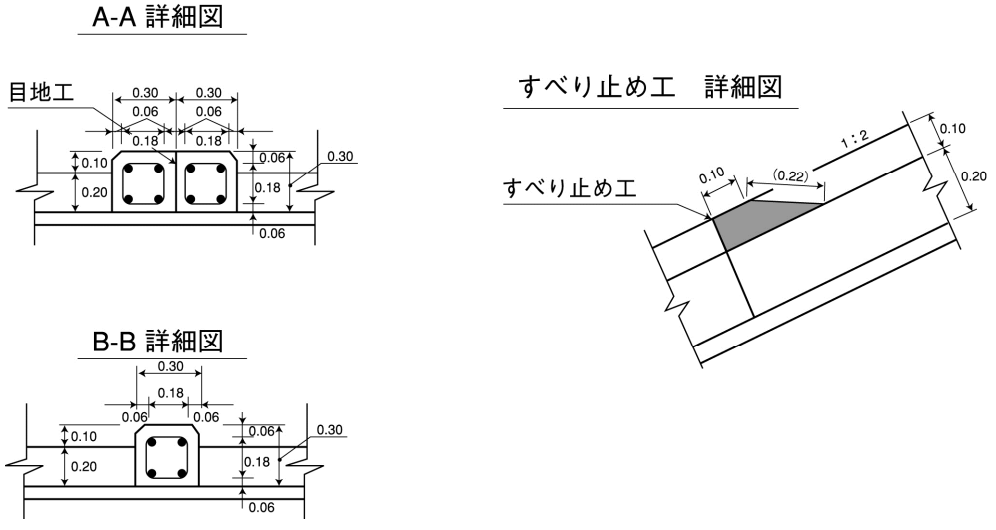


図 3-2-9　法枠詳細図

(5)　断面図及び平面図

コンクリート張Ｄ型（すべり止め有り）

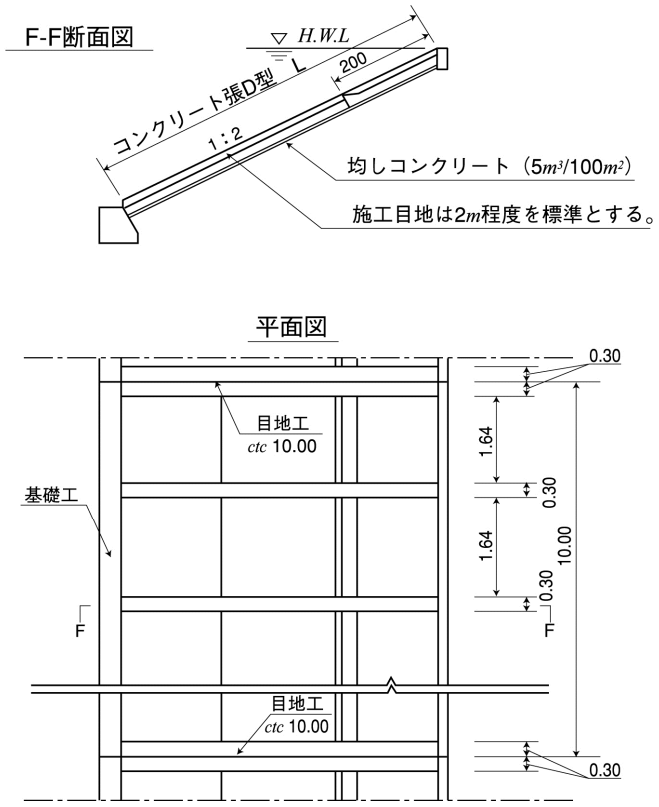


図 3-2-10　標準断面図・平面図（D 型）

(6)　景観・環境への配慮

法枠コンクリート張り護岸は、現場打設することが多く滑面部材で構成された護岸となるため、水辺の景観や河川環境に配慮して水際部への寄石等の配置検討を行う場合がある。

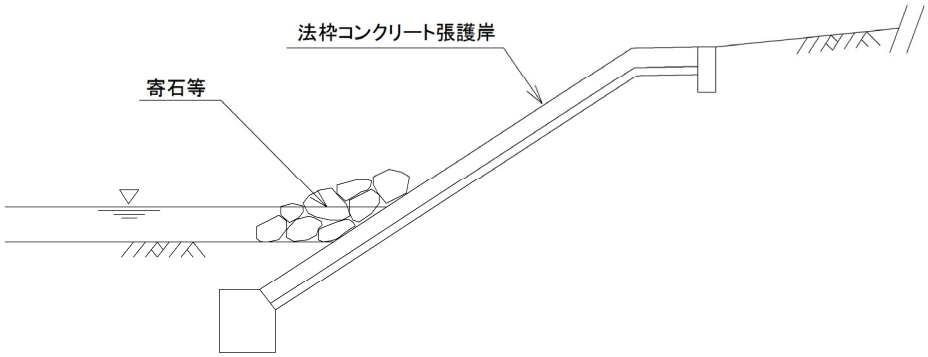


図 3-2-11　寄石等の例

(7)　維持管理

護岸天端付近の河川点検に配慮し、護岸天端に平場を設けている事例を示す。

護岸形式

場所		形式	摘要法長 L（m）
法面	低水護岸	A型	6.5 ＜ L ≦ 11.0
		B型	3.5 ＜ L ≦ 6.5
	高水護岸	I型	6.5 ＜ L ≦ 11.0
		E型	3.5 ＜ L ≦ 6.5
		A型※	6.5 ＜ L ≦ 11.0
		B型※	3.5 ＜ L ≦ 6.5
平場	－	F型	L = 2.00, 2.85, 3.85
		G型	L = 0.80

※小段を有する場合の下段法面に摘要

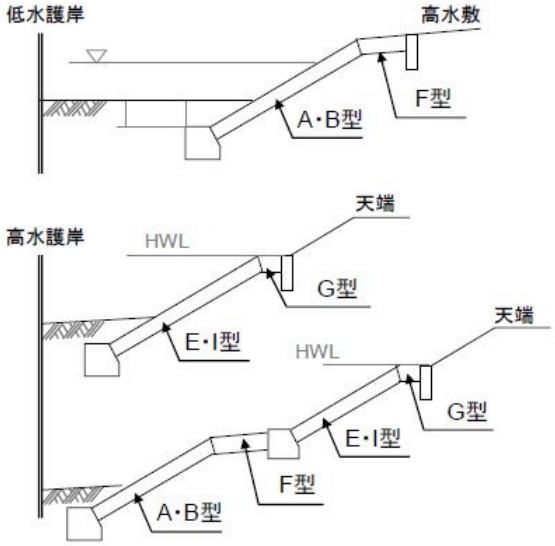
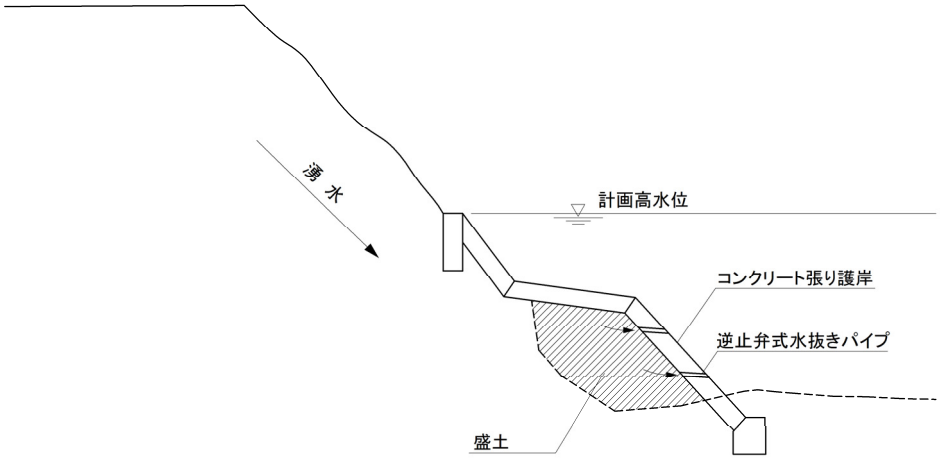


図 3-2-12　平場を設ける例

【コラム】堤内背後地が高い場合の湧水対策

○堤内背後地の地盤が高く、湧水が多量に見られる箇所において、護岸を設置する場合、残留水圧の影響で護岸の浮き上がりや吸い出しにより陥没する場合がある。

○護岸には一般に水抜きは設けないが、掘込河道等で残留水圧が大きくなる場合には、必要に応じて水抜きや逆止弁（外水対策）を設置する。また、水抜きは、堤体材料等の微粒子が吸い出されないよう吸出防止材等を設置し、盛土材についても吸い出されにくい材料を選定するのが望ましい。



湧水対策の例

吸い出しによる護岸の被災例

4) 練ブロック（練石）張り護岸　〔河川砂防（設Ⅰ） 1章 4.3〕

練ブロック（練石）張り護岸は、胴込コンクリートによってのり覆工の一体性が保たれており、流体力に対する安定性の検討は、「連節ブロック張り護岸」の設計と同様に扱い設計するものとする。

① 練ブロック張り工は、谷積みを原則とするが、曲線部等で谷積みで施工することが困難な箇所については、安全性を確保し布積みにすることができる。

② 裏込材厚は裏込工が粘土および粘質土、砂および砂質土は 20㎝、礫および礫質土は 15㎝ を標準とする。

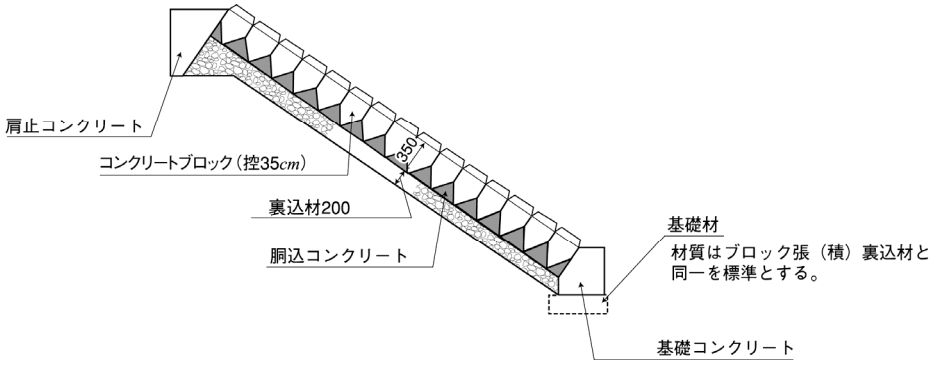


図 3-2-13　ブロック張り護岸（例）

③ 景観設計では、河川の風景全体、周辺地域の歴史・文化および利活用状況等を考慮して設計を行う。

a. 視点場の設定

景観設計では対象物（護岸）と眺める場所（視点場）との位置関係が重要であるため、現地の河道特性を踏まえて流軸（橋の上下流等）、対岸、水上および鳥瞰などから視点場の設定を行う。

b. 護岸の形状

護岸の平面形はできるだけ直線を用いず、ゆったりとした曲線形を基本とする。また、横断形状は左右対称にこだわらず、湾曲部に見られるような自然河川の横断特性を取り入れる。

c. 護岸の高さ・勾配

護岸の高さは、水辺に近づきやすく見えるように水面と護岸との比高が大きくならないようにする。また、コンクリート護岸の場合の勾配は、風景の中で存在感を抑えるように必要以上緩くしないようにする。

d. 護岸の素材（大きさ・テクスチャー）

自然の風景の中において、護岸が平滑的にみえないようにコンクリートブロックの大きさや素材を検討し、捨石等により水際のアクセントを検討する。

【コラム】護岸の景観の留意点（１）

○護岸は、周辺の景観に大きな影響を与える。護岸が露出する場合は、護岸の明度・彩度、色彩、テクスチャー（質感）、素材の大きさなどに留意する。

【護岸の素材選定に関する留意事項】

①　明度（色の明るさ）
　護岸が周辺の景観に対して明るすぎず、周辺から目立つ存在になっていないこと。
②彩度（色の鮮やかさ）
　護岸が周辺の景観になじむ色であり、また、古くからその地域に使われている石積みの色合いなど周辺から目立つ存在になっていないこと。
③テクスチャー（素材の持つ質感、きめ）
　護岸の表面に、凸凹や陰影、ざらざらした質感があり、人工的でのっぺりとした印象を与えないこと。
④護岸材の形、サイズ、積み方
　護岸に使われる石やブロックの形やサイズ、積み方、目地などが、周辺の景観やその場の特性と調和していること。

【護岸の素材選定に関する留意事項】

○コンクリートブロックの色は白色に近く、明度は９～１０と高い。また、コンクリートの表面は平坦になっている（ざらつきや陰影がない）ため、余計に明るい印象になる。そのため、川の周辺の自然素材（森林の色、草木の色、水面の色、石材）などと比較して明度が高くなり、非常に目立つ存在となってしまう。

○古くから護岸材として用いられてきた自然石の明度は比較的低く、土木研究所の研究によると、自然石の明度は３～６の範囲にある。

○護岸材としての自然石の明度は、３～６の範囲にあることから、コンクリートブロックについても、明度は６以下が望ましい。

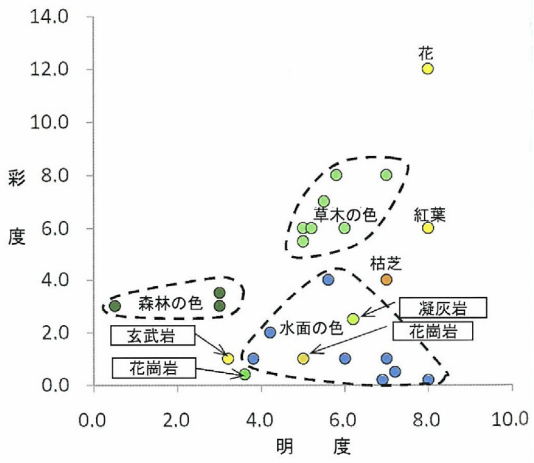


図 4-30 自然素材の明度と彩度

出展：土木研究所資料　多自然川づくりにおける河岸・水際部の捉え方　平成 22 年 2 月
独立行政法人土木研究所　水環境研究グループ　自然共生研究センター

〔ポイントブックⅢ〕

【コラム】護岸の景観の留意点（２）

○色は一般に色相（赤、青、黄などの色合い）、明度、彩度の３つの属性で表される。明度とは、明るさの度合いを表すものであり、理想的に完全な黒を明度０、理想的に完全な白を明度１０としている。彩度は、色の鮮やかさを表すもので、黒・白・灰などのように無彩色のものを彩度０とし、それぞれの色相で色みが強くなるにしたがって、彩度が高くなっている。

○マンセル色票による護岸の明度・彩度の計測結果の一例を下図に示す。コンクリート護岸は、明度が高くなるが、自然石を用いた間知の場合、明度が下がっている。それぞれの時間の経過とともに、さらに明度は下がると予想されるが、自然素材によって形成される周辺景観に、比較的馴染みやすいことがわかる。

河岸タイプ	タイプ-2				タイプ-31			
材料特性	材料	模様	色	施工年数	材料	模様	色	施工年数
	ｺﾝｸﾘｰﾄ	幾何学	白	3ヶ月	石材	間知石		不明
	計測距離	天気	日照条件	備考	計測距離	天気	日照条件	備考
	10m	晴	なし		10m	晴	なし	
全景写真								
近景写真								
明度	8.5				6.0			
彩度	1.0未満				1.0			

※マンセル色票による計測

〔ポイントブックⅢ〕

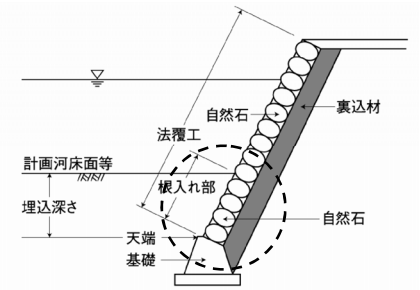
【コラム】小口止の表面処理・護岸の根入れ部の材料の工夫

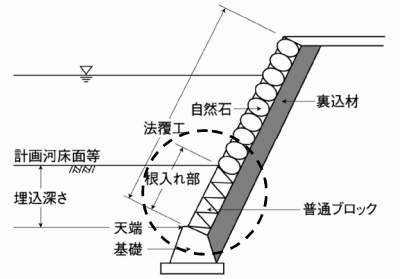
○小口止については、表面処理を行い、小口止の存在が分からないよう工夫することが望ましい。
以下に表面処理の事例を示す。

はつりによる表面処理の例

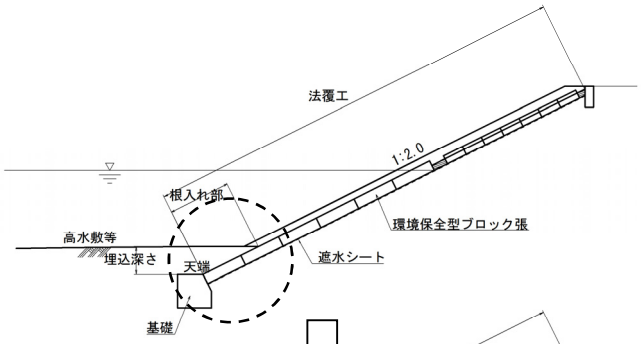
植石工によるによる表面処理の例

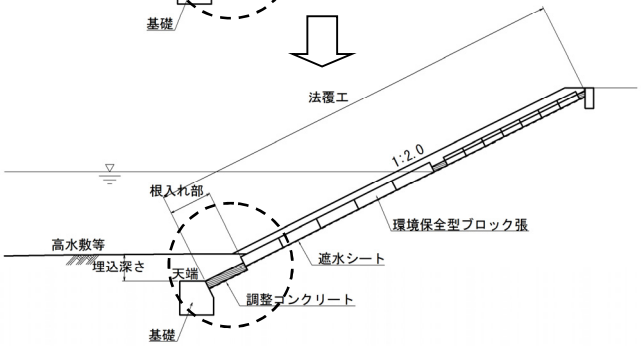
○護岸のり覆工の化粧は、根入れ部は普通ブロックを採用して経済性に配慮することが望ましい。





積み護岸（根入れ部）の例





張り護岸（根入れ部）の例

5) 空ブロック張り護岸

のり覆工に一体性がなく、単体として扱うことができる工種であり、流体力に対する安全検討は、滑動に比べて転動に対する安全性がかなり高いことがわかっている。

一般には、次式に示すように抗力Ｄ、揚力Ｌに対する部材単体の滑動を想定した照査を行なう。

$$\mu(W_w \cos\theta - L) \geqq \left\{(W_w \sin\theta)^2 + D^2\right\}^{1/2}$$

$$L = \frac{1}{2}\rho_w \cdot C_L \cdot A_b \cdot V_d^{\,2} \quad \cdots\cdots \text{揚力} \quad (N)$$

$$D = \frac{1}{2}\rho_w \cdot C_D \cdot A_D \cdot V_d^{\,2} \quad \cdots\cdots \text{抗力} \quad (N)$$

ここに、 V_d ：近傍流速 (m/s)

μ ：摩擦係数 μ=0.65（土と吸出し防止材の間の摩擦係数）

W_w ：部材の水中重量＝$(\rho_b - \rho_w)\cdot g \cdot M$ (N)

ρ_b ：ブロックの密度 $\left(kg/m^3\right)$ $\left\{kg\cdot s^2/m^4\right\}$

M ：部材の体積 (m^3)

θ ：のり面勾配（°）

g ：重力加速度 9.8 (m/s^2)

ρ_w ：水の密度 $1000\,kg/m^3$ $\left\{102\,kg\cdot s^2/m^4\right\}$

C_L ：部材の揚力係数 （この係数は A_b に対して評価される。）

C_D ：部材の抗力係数 （この係数は A_D に対して評価される。）

A_b ：部材の上方投影面積（㎡）

A_D ：部材の流下方投影面積（㎡）

① 上式に用いる抗力・揚力は、のり覆工の控え厚高さ t_b での流速である近傍流速 V_d を用いて評価する。このとき、単体として扱うのり覆工では、部材が単独で置かれた状況を想定しているので部材のサイズが相対的に小さいことから流速の評価にあたっては、乱れの成分の影響を考慮した次式を用いる。

$$V_d = \frac{8.5 + 5.75\log\left(t_b / K_s\right) + 2}{6.0 + 5.75\log\left(H_d / K_s\right)} V_o$$

ここに、 t_b ：ブロックの控え厚高さ （m）

H_d ：設計水深（m）

K_S ：相当粗度（使用するブロックの形状によって異なるので実験により定めるものとする。）

② 基本式の適用にあたっては、周囲の部材拘束効果等を考慮していないので部材の重量は安全側の値であると考えられる。既往の設置事例からすると算定される重量の 1/3 程度で安定性に問題の生じていない事例が多く、1/3 程度の値を照査の目標値としてもよい。

同じ部材でも連節ブロック張り護岸から、照査して求まる重量が、拘束効果を考慮した値であり、下限値の参考値になるのでそれとも比較のうえ検討することが望ましい。

③ 抗力係数 C_D、揚力係数 C_L は個々の形状について実験により定めるものとする。単体ブロックの一例を図 3-2-13 に示す。

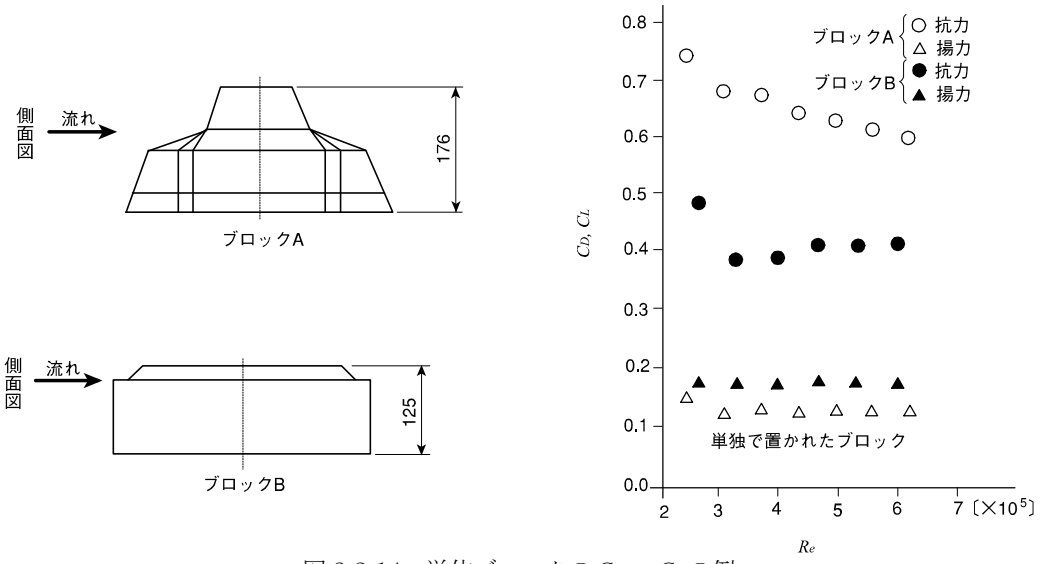


図 3-2-14　単体ブロックのC_D、C_Lの例

6)　空石張り護岸

一体性が強い護岸で、ほぼ等しい大きさの部材(切出し石など)が噛み合わせ効果を期待できるよう、隙間に砕石などの胴込材を施工して、整然と設置されているのり覆工である。

①　平坦床上の場合

$$D_m = V_o^2 / \left[\{6.0 + 5.75 \log(H_d / K_s)\}^2 \cdot \tau_{sd} \cdot S \cdot g \right]$$

ここに、　D_m　：石の平均粒径（m）

H_d　：設計水深（m）

K_s　：相当粗度（D_m とする）

τ_d　：部材に作用する無次元掃流力＝0.05　〔水理公式集 第 3 編 5.2〕

S　：材料の水中比重（　＝（$\rho_S / \rho_w - 1$）は通常は 1.65 程度である。）

g　：重力加速度 9.8（m/s^2）

V_o　：代表流速（m/ｓ）

②　斜面上の場合

角度 θ の斜面に設置する場合は（Lane）レーンの式〔水理公式集 第 3 編 5.2〕の補正を行なうことより部材の必要径を照査する。

$$\tau_{sd} = \tau_d \times \cos\theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}}$$

ここに、　θ　：斜面角度

ϕ　：材料の水中安息角(ϕ の標準値は砕石の場合 41°、自然石の場合 38°)

③　必要径 D_m は初期値を D_{m1} とし、$K_s = D_{m1}$ と仮定し、式により繰り返し計算を行なうことによって求められる。求められた値は、何らかの原因でかみ合わせ効果が、不十分になると急激に流出しやすくなるので目標値としては、30～50％程度割り増した値とすることが望ましい。

※　計算例(空石張り護岸)

①　条件

法面勾配　　1：3　　（θ＝18.43°）

代表流速　　V_o＝5.0m/ｓ

設計水深　　H_d＝4.0m

材料の水中比重　Ｓ＝1.65

石材料の水中安息角　ϕ＝38°（自然石）

部材に作用する無次元掃流力　τ_d＝0.05

②　計算

$$\tau_{sd} = \tau_d \times \cos\theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}} = 0.05 \times 0.949 \sqrt{1 - \frac{0.333^2}{0.781^2}} = 0.043$$

D_{m1}＝0.20 と仮定すると、K_s＝0.20

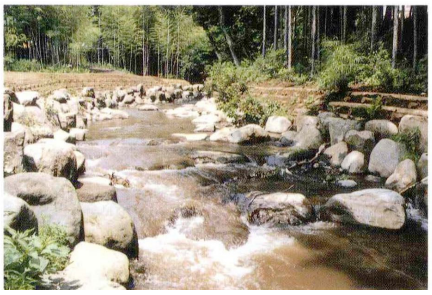
$$D_m \geqq V_o^2 / \left[\{6.0 + 5.75 \log(H_d/K_s)\}^2 \tau_{sd} \cdot S \cdot g\right]$$

$$= 5.0^2 / \left[\{6.0 + 5.75 \log(4.0/0.20)\}^2 \times 0.043 \times 1.65 \times g\right] = 0.20 \quad \text{ＯＫ}$$

部材のかみ合わせ効果を考慮すると、石の平均粒径は　D_m＝1.3×0.20＝0.26ｍとなる。

【コラム】多孔質空間の確保と材料手配のポイント

○空石張り（積み）は、胴込めコンクリートを打設しないため石組の目地に隙間ができる。また、基礎部に捨て石や木杭等を配置すれば、水際の変化や多孔空間を創出でき、植生や生物の育成環境に良い。



石を不規則に積んで多孔質な空間を確保した例※

空隙までコンクリートで詰められて多孔質な環境が失われてしまった例※

※〔多自然川づくり　施工と現場の工夫〕

○材料の手配は現地材料の利用を第一に考え、他所から自然材料を手配する際は、施工現場の自然環境、使用条件に相応しい材料を手配するとともに、採取地の環境保全や材料の再利用（リサイクル）についても配慮する。

【材料手配時の留意点】

・自然材料の手配にあたっては、その材料が計画・設計で意図した材料か確認する。

〔材料手配時のチェック事項の例〕
●現場近傍もしくは同一河川、同一水系内の材料か　●植栽種が在来種か
●材料の形状、寸法、色合い等が設計条件に適しているか
●材料採取地の自然環境に与える影響が大きくないか

・石材は現場周辺の自然環境や周辺環境を考慮して用いる。

・木材は強度や耐久性を十分に考慮し、木材を使用する位置や水位の条件に配慮する。

・地域材の活用を図る。

・現場の表土を活用し、安易に他所から土を持ち込まない。

・植生は外来種を使用しない。

【材料を代替する際の留意点】

・当初想定していた材料が手配できない場合には代替材料を検討し、場合によっては、設計の見直しも考慮する。

手配材料		材料代替（例）
表　土		・同一河川や同一水系内の自然環境が類似した環境下にある場所から転用する。
植物材料	地被 草木　類	・陸上部の地被・草木類はとりあえずノシバで代替し、遷移と管理によって在来植生の回復を待つ。 ・土羽のままで放置し在来植生の回復を期待する。 ・近傍の地被・草木類を刈り取って土壌の上に蒔き、回復を待つ。
	低木 中木 高木　類	・植栽位置の環境条件を考慮し、同様の条件に生育可能な植物を選択する。 ・種類によっては、種子を採種して苗木繁殖を行い、挿し木や株分けを検討する。 ・周辺の自生地からの移植を図る。
石　材		・同様な形状、寸法、色合いを持つ類似の石材で代替する。 ・コンクリート塊等で代替する。
木　材		・類似の品種のものを用いる。　・間伐材の流用を図る。　・外材の流用を図る。

【材料採取地の環境保全】

・採取方法や採取量、採取後の復旧・管理等について注意し、採取地における自然環境の保全に配慮する。

・自然材料（石材・木材等）を手配する場合には、その採取地や採取方法について配慮する。

7) 蛇籠・布団籠張り護岸

(1) 蛇籠張り

① 蛇籠の網目は 15 ㎝を標準とするが、中詰石の入手が困難な場合は 13 ㎝以下とすることができる。

② 蛇籠全体を一体化するために、必要に応じて胴締めを設けるものとし、鉄線の太さは蛇籠線径と同様なものとする。

③ 蛇籠の折返し天端は 2m程度を標準とし、タレ部は根固工の布設幅程度とする。ただし、河床の洗掘等の恐れがある場合は別途考慮する。

④ 河床洗掘の恐れがある場合には止杭を設けるものとする。

⑤ 鉄線は、本格護岸とする場合は、鉄線の仕様をＪＩＳ Ｇ 3532「鉄線」に適合し、亜鉛＋アルミ合金メッキ（アルミ含有率 10%、付着量 300 g/㎡以上）の耐久性を有するものを使用する。

なお、仮設護岸の場合には亜鉛引き鉄線でもよい。

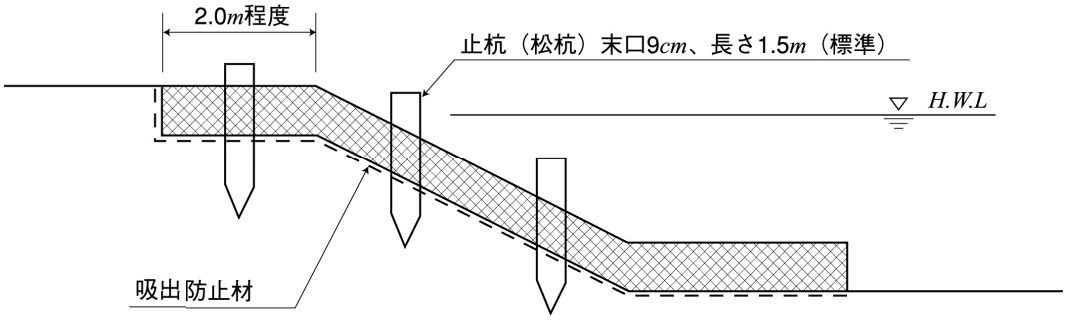


図 3-2-15 蛇籠張り護岸

⑥ 河道分類ごとに適用可能な形状・寸法の目安は表 3-2-1 のとおりである。

〔力学設計 5-3-3(6)参照〕

表 3-2-1 蛇籠工の胴径、線径の目安

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

(2) 布団籠張り

布団籠は、「蛇籠張り」に準じた線材を用いるものとする。

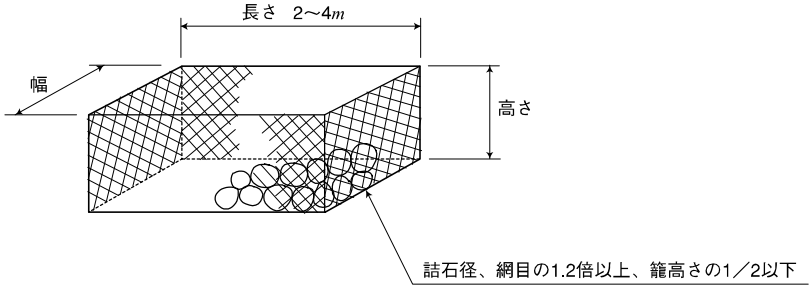


図 3-2-16 布団籠張り護岸

表 3-2-2 布団籠の規格

高さ（cm）	幅（cm）	高さ（cm）	幅（cm）
40	120	60	120
48	120	64	120
50	120	100	120
50	200	100	200

(3) 蛇籠・布団籠張り護岸の設計

ほぼ同一粒径の材料(石など)が篭状の枠の中に詰められている状態である。流体力による掃流を対象とし、篭詰めされた部材が単独で設置された状態について、流体力により滑動が生じる条件を照査する。

① 平坦床上の場合

$$D_m \geqq V_o^2 / \left[\{6.0 + 5.75\log(H_d / K_s)\}^2 \tau_{sd} \cdot S \cdot g\right]$$

ここに、 D_m ：中詰め石の平均粒径 （m）

H_d ：設計水深 （m）

K_s ：相当粗度（$2.5\,D_m$ 程度）

τ_{sd} ：部材に作用する無次元掃流力 $\tau_{sd} = \tau_d$ とする

籠の変形を許さない場合 $\tau_d = 0.10$

籠の変形を多少許す場合 $\tau_d = 0.12$

S ：材料の水中比重＝$\left(\rho_S / \rho_W - 1\right)$は通常は 1.65 程度である。

g ：重力加速度 $9.8\left(m/s^2\right)$

V_o ：代表流速（m/ｓ）

② 斜面上の場合

角度 θ の斜面に設置する場合は次式により補正を行なう。

$$\tau_{sd} = \tau_d \times \cos\theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}}$$

ここに、 θ ：斜面角度（°）

ϕ ：材料の水中安息角（ϕ の標準値は砕石の場合 41°、自然石の場合 38°）

③　計算方法は、必要平均粒径 D_m は初期値を D_{m1} と仮定し、K_s ＝2.5 D_{m1} と仮定し、式により繰返し計算により求めることができる。

④　フトン篭を図 3-2-16 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。

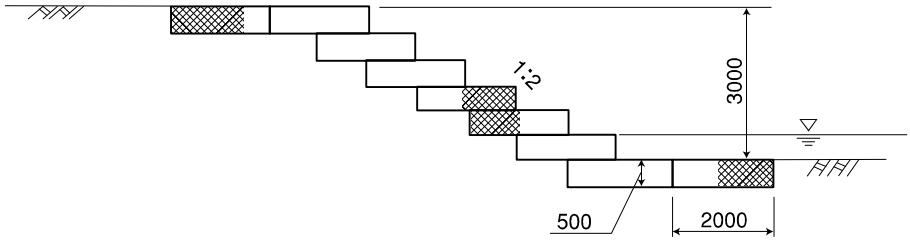


図 3-2-17　布団籠工を階段状に設置した場合の例

※　計算例（蛇籠、布団籠護岸）

①　条件

のり面勾配　　1：2　（θ＝26.57°）

代表流速　　V_o　＝5.0m/ｓ

設計水深　　H_d　＝4.0m

材料の水中比重　Ｓ　＝1.65

部材に作用する無次元掃流力　　τ_a＝0.10（籠の変形を許さない場合）

中詰石材の水中安息角　　ϕ＝38°　（自然石）

②　計算

（平坦床上の場合）

D_{m1}＝0.09ｍと仮定すると、K_s＝2.5×0.09＝0.225

$$D_m \geqq 5.0^2 / \left[\{6.0+5.75\log(4.0/0.225)\}^2 \times 0.10 \times 1.65 \times g\right] = 0.09\text{m}$$

中詰石の平均粒径は、D_m＝0.09ｍとなる。

（斜面上の補正）

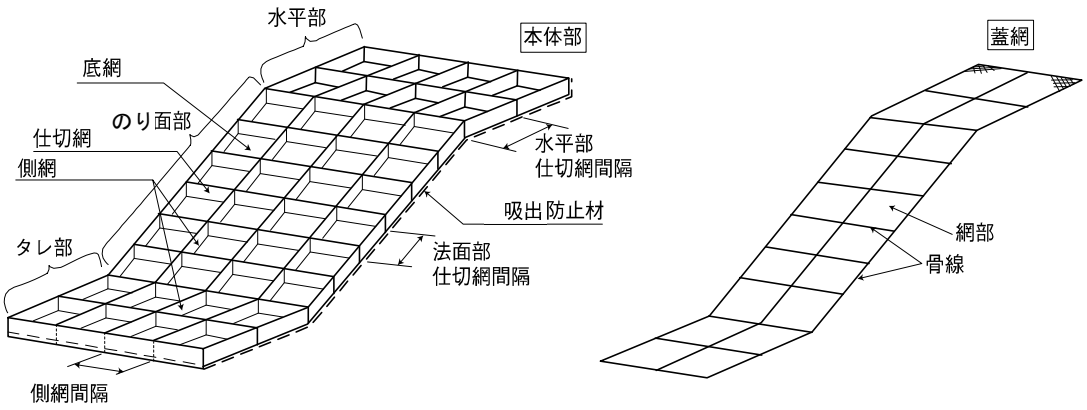
$$\tau_{sd} = \tau_d \cdot \cos\theta \sqrt{1-\frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}} = 0.10 \times 0.894 \times \sqrt{1-\frac{0.50^2}{0.781^2}} = 0.069$$

D_{m1}＝0.16ｍと仮定すると、K_s＝2.5×0.16＝0.40

$$D_m \geqq 5.0^2 / \left[\{6.0+5.75\log(4.0/0.40)\}^2 \times 0.069 \times 1.65 \times g\right] = 0.16\text{m}$$

中詰石の平均粒径は、D_m＝0.16ｍとなる。

8) 鉄線籠型護岸　　〔鉄線籠型護岸の設計・施工技術基準（案）〕



〔鉄線籠型護岸基準〕

図 3-2-18　鉄線籠型護岸の構造図（例）（低水護岸：根固工がない場合）

(1) 適用の箇所

① 低水護岸・堤防護岸（堤内地盤より低い箇所）については、使用可能とする。

② 高水護岸については、原則として使用しないものとする。

③ 厚さ 50cm を超える籠を必要とする区間には原則として使用しないものとする。

(2) 適用できる河川区域

護岸を施工する区間は、以下のような条件下にある区間を除くものとして取扱うものとする。

① 「メッキ鉄線」を使用する場合は、強い酸性水のある河川は避けるものとし、当面、pH5 以下の河川水が流れている区間を適用除外とする。

なお、「被覆鉄線」を使用する場合はこの限りでない。

② 「メッキ鉄線」を使用する場合は、塩分濃度の高い区間は避けるものとし、当面、塩素イオン濃度が年平均 450 mg/ℓ 以上の河川水が流れている区間を適用除外とする。

なお、「被覆鉄線」を使用する場合はこの限りでない。

③ 「メッキ鉄線」を使用する場合は、河岸や河床が腐食土で構成されている区間は避けるものとし、当面、黒色有機物混り土、泥炭層などの土壌で電気抵抗率が 2,300Ω・cm 以下の区間を適用除外とする。

なお、「被覆鉄線」を使用する場合はこの限りでない。

④ 河床が人頭大程度以上の玉石又は転石で構成されている区間では、洪水時にこれらの玉石や転石が鉄線に衝突し、鉄線が摩耗したり鉄線が破断する恐れがある。そのため、このような区間は適用除外とする。

⑤ 護岸施工箇所ののり勾配が急になると、法面に沿う摩擦力が不足して、滑りに対する安定が不足することになり、さらには、籠内の石が下方に片寄る傾向が強くなって、護岸としての機能を損なう恐れがある。このことを考慮し、護岸施工箇所ののり勾配が 1：2 未満の急な区間は適用外とする。

ただし、中詰石の水中安息角は 38 度～41 度（1：3.0～1：1.5）であることが知られており、また、1：2 より急勾配における施工実績も数多くあるので、次の２点を考慮してのり覆工の滑りに対して十分な安全性が確保できる場合にあっては、1：1.5 までののり勾配の箇所に適用してよいものとする。

a. 護岸上部において、摩擦力を含めた支持機能の補強を施した構造（折り返し構造等）

b. 護岸ののり尻部において、摩擦力を含めた支持機能の補強を施した構造（水平の護床工を施した構造及び突っ込み構造等）

(3) 設計にあたっての留意点

① 護岸構造は「タレ構造」を標準構造とする。

② 覆土等を行う場合、原則として現地発生土（表土）を利用するものとする。

③ 中詰材料としてコンクリート塊等の現地内利用に努めるものとする。

④ 蓋網部の鉄線は、滑りにくい鉄線である粗面メッキ鉄線の使用を基本とする。

⑤ 護岸の下面には、吸出防止材を設けることを標準とする。

⑥ 護岸の端部には、流水によるめくれを防止するため、対策工を施工するものとする。

(4) 護岸の構造検討

護岸の構造検討は、まず護岸施工区間の堤防や河岸に働く代表流速（V_0）を算定し、この代表流速に対応した中詰材料の平均粒径（D_m）と護岸構造を選定した後、総合的な検討により、護岸構造と適用区間の決定を行うものとする。

$$D_{\mathrm{m}} \geqq V_0^2 / \left[\{ 6.0 + 5.75 \log(\mathrm{H}_d / K_s) \}^2 \tau_{sd} \cdot s \cdot g \right]$$

ここに、 τ_{sd} ：のり面における無次元限界掃流力 $= \tau_d \cos\theta \sqrt{1 - \dfrac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}}$

τ_d ：平垣部における無次元限界掃流力（=0.10）

s ：中詰め材料の水中比重（石材 1.65、コンクリート塊 1.30）

θ ：のり面角度（°）

ϕ ：材料の水中安息角（砕石の場合 41° 自然石の場合 38°）

K_s ：相当粗度（=2.5D_m）

(5) 鉄線籠型護岸の構造仕様

表 3-2-3 代表流速に対応した中詰材料の粒径と護岸構造

代表流速	護岸法勾配（水平）～護岸法勾配（1：5）	5.0m/s 以下	5.0m/s を超え 6.0cm/s 以下
	護岸法勾配（1：3）	4.8m/s 以下	4.8m/s を超え 5.7m/s 以下
	護岸法勾配（1：2）	4.5m/s 以下	4.5m/s を超え 5.2m/s 以下

※上表の代表流速は水深 4m 以上に適用

中詰材料の粒径（平均粒径）	5～15cm（10.0cm）	15～20cm（17.5cm）

籠の構造	籠の厚さ			30cm	50cm
	網目	蓋部		6.5cm	
		本体部		7.5cm	10.0cm
	線径	網部	蓋部	φ4.0mm	φ5.0mm
			本体部	φ3.2mm	φ4.0mm
		枠骨	蓋部	φ5.0mm	φ6.0mm
			本体部	φ4.0mm	φ6.0mm
	仕切間隔	水平部		2.0m 以下	
		のり面部		1.5m 以下	
		タレ部		1.5m 以下	
		側壁間隔		2.0m 以下	
	仕切の取付け角度			のり面に直角	のり面に直角　但し、のり勾配が 1:2 未満の急勾配の場合は鉛直

注 1）籠の厚さは中詰材料の平均粒径の 3 倍程度を確保することとした。
2）網目の大きさは、中詰材料が抜け出さないことと剛性の確保のため籠厚 30cm では 7.5cm 籠厚 50cm では 10cm とした。

〔鉄線籠型護岸基準〕

(6) 構造別の適用区間の決定

各河川において、本要領により前章までの検討を実施した後、当該河川の上下流・左右岸の状況、砂州の移動性、類似河川の既設護岸の状況等を総合的に検討して護岸構造と適用区間を決定するものとする。

(7) 線材の品質及び品質管理

① 籠に使用される線材は、表 3-2-4 に示す品質のもの、又はこれらと同等品以上のものを使用する。なお、線材の引っ張り強度は 290N/mm^{2}以上とする。

② 線材の品質は、生産過程での管理試験成績及び、公的試験機関等による品質試験結果を用いて、適切に確保するものとする。

表 3-2-4 線材の品質

鉄線の種類	メッキ鉄線			被覆鉄線
	滑面メッキ鉄線（蓋網以外）	粗面メッキ鉄線（蓋網専用）		
		Aタイプ	Bタイプ	
メッキ成分	アルミ 10% 亜鉛 90%	アルミ 10% 亜鉛 90%	アルミ 11% マグネシウム 2% 亜鉛 87%	アルミ 10% 亜鉛 90%
メッキ付着量	300g/m^{2}以上	660g/m^{2}以上	220g/m^{2}以上	300g/m^{2}以上
被覆材の品質等	—	—	—	ポリエチレン 押出成形法

〔鉄線籠型護岸基準〕

※ 計算例

① 条件　　セグメント 1. の低水護岸、直線部で砂州のある河道、根固工なし

・設計水深　H_d ＝4.49m

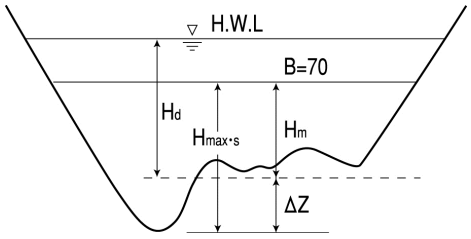
・代表粒径　d_R ＝50 ㎜

・斜面角度　1：2（θ ＝26.6°）

・エネルギー勾配　I_e ＝1/350

・低水路幅　Ｂ＝70m

・平均最大流量時の平均水深　H_m =2.80m



② 計算

a. 粗度係数

無次元掃流力　$\tau_* = H_d \cdot I_e / s \cdot d_R = 4.49 \times 1/350 / (1.65 \times 0.05) = 0.16$

$\phi = 0.9(5 + 5.75 \log H_d / 2.5 d_R) = 0.9(5 + 5.75 \log 4.49/2.5 \times 0.05) = 12.5$

$n = H_d^{1/6} / (\sqrt{g} \cdot \phi) \times 0.95 = 4.49^{1/6} / (\sqrt{g} \times 12.5) \times 0.95 = 0.031$

b. 平均流速

$$V_m = \frac{1}{n} \cdot H_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2} = \frac{1}{0.031} \times 4.49^{2/3} \times (1/350)^{1/2} = 4.69\text{m/sec}$$

c. 河床洗堀の影響による直線河道平均流速の補正

$B/H_m = 70/2.8 = 25$　　$H_m/d_R = 2.80/0.05 = 56$　　図 3-1-15 より　　$H_s/H_m = 0.65$

式（3-8）より最大洗掘部の水深は、$H_{max \cdot s} = \{1 + 0.8 H_s/H_m\} H_m = \{1 + 0.8 \times 0.65\} \times 2.8 = 4.3\text{m}$

式(3-9)より洗掘深は、$\Delta Z = H_{max \cdot s} - H_m = 4.3 - 2.8 = 1.5\text{m}$

$$\alpha = 1 + \frac{\Delta Z}{2H_d} = 1 + \frac{1.5}{2 \times 4.49} = 1.2$$

d. 代表流速

$V_o = \alpha \cdot V_m = 1.2 \times 4.69 = 5.63\text{m/sec}$

e. 中詰材料の平均粒径（D_m）の算出

τ_d =0.10

S　=1.65　（石材）

θ　=26.6°

ϕ　=41°　（砕石）

$$\tau_{sd} = \tau_d \cdot \cos\theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}} = 0.10 \times 0.894 \sqrt{1 - \frac{0.50^2}{0.869^2}} = 0.073$$

D_m=0.20 とすると　　$K_s = 2.5 D_m = 2.5 \times 0.20 = 0.50$

$$D_m \geqq \frac{V_o^2}{\left(6.0 + 5.75 \log \frac{H_d}{K_s}\right)^2 \cdot \tau_{sd} \cdot S \cdot g} = \frac{5.63^2}{\left(6.0 + 5.75 \log \frac{4.49}{0.50}\right)^2 0.073 \times 1.65 \times 9.8} = 0.20\text{m}$$

表 3-2-3 より、中詰材料の平均粒径 0.20cm、籠の厚さ 50cm を用いる。

3-2-4　積み護岸　〔力学設計 5-3〕

一般的には、のり勾配が 1：1.5 程度より急な場合に設置される。胴込コンクリートの有無によって、練積みと空積みに分類される。

1)　練ブロック（練石）積み護岸

(1)　練積み護岸を群体として検討すると流体力に対しては、代表流速 10m/sec 程度まで安定であるとの結果が得られていることより背面からの土圧・水圧が破壊の主要因となり、「道路土工・擁壁工指針」などに基づいて安定性を照査する。

(2)　河川工事のコンクリートブロック積の裏込コンクリートについて　〔災害復旧要領 〕

河川工事のコンクリートブロック積の裏込コンクリートは原則としていれないものとする。

ただし、次のような場合については、この限りではない。

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

注）(直高 2.00～3.49m　下端より等厚 0.10m、直高 3.50m～5.00m　下端より等厚 0.15m)

②　護岸の直高 3.00m 以上､法勾配 1:0.5 より急勾配(0.5 含む)のもので､護岸の背面土質材料が砂質等、吸い出され易いもの及び、軟弱地盤で護岸の安定上特に必要とする場合。

注）(直高 3.00～3.49m　下端より等厚 0.10m、直高 3.50m～5.00m　下端より等厚 0.15m)

⑶　**水抜き**

①　護岸に水抜きを設ける場合は、原則として平水位以下には設けないものとする。

②　地下水位が高い場所では、φ50㎜程度の水抜き孔を 3.0 ㎡程度に 1 ヶ所設けるのが望ましい。

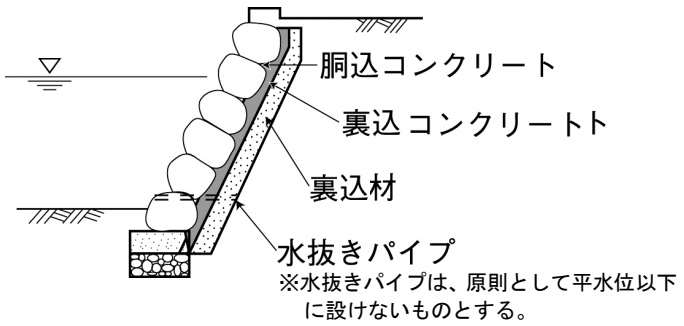


図 3-2-19　練積み護岸

2)　空ブロック（空石）積み護岸

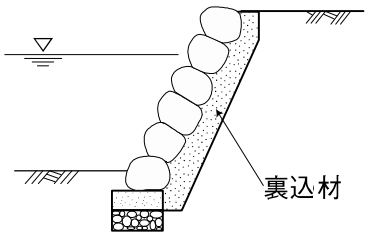


図 3-2-20　空積み護岸

3) 積み護岸の安定性の照査

積み護岸の場合は、転倒に関しては、示力線の手法を利用した安定計算を行なうことができる。

示力線方程式は、

$$x_o = \left(\frac{F_s \cdot K_{AH} \cdot \gamma}{6 \cdot \gamma_s \cdot b \cdot \sec\theta} \right) y^2 + \left(\frac{F_s \cdot K_{AH} \cdot q}{2 \cdot \gamma_s \cdot b \cdot \sec\theta} + \frac{1}{2} \tan\theta \right) y$$

限界高

$$H = \frac{3 \cdot \gamma_s \cdot b \cdot \sec\theta \cdot \tan\theta}{F_s \cdot K_{AH} \cdot \gamma} - \frac{3 \cdot q}{\gamma}$$

ここに、 x_o ：深さｙにおける示力線の位置（m）

H ：限界高 （m）

y ：壁天端からの長さ （m）

b ：控え厚 （m）

θ ：壁背面と鉛直面とのなす角（°）

K_{AH} ：水平主働土圧係数 「第１編第４章 4-5 4）(1)」による。

γ ：背面土の単位体積重量（KN/m³）{tf/m³}

γ_s ：ブロックの単位体積重量 （KN/m³）{tf/m³}

q ：上載荷重(KN/m²) {tf/m²}

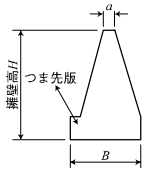
F_s ：安全率 1.5

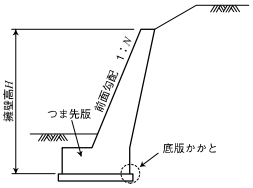
3-2-5 擁壁護岸 〔擁壁工指針 1-3、2-1〕

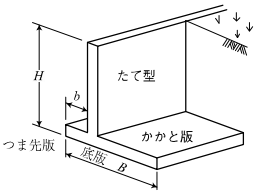
逆Ｔ型、Ｌ型、または重力式など水圧、土圧による滑動、転倒を安定の対象とするのり覆工であり、「道路土工 擁壁工指針」等を参考にして、擁壁の安定に関する照査を行う。

1) 構造形式の選定

構造形式を選定するうえでの適用高さの目安を図 3-2-21 に示す。

<table>
<tr><td rowspan="2">重力式擁壁</td><td rowspan="2"> 

・ 5m程度以下</td><td>もたれ式擁壁</td><td> 

・ 10m以下程度が多い
・ 15m程度で用いられた例はある</td></tr>
<tr><td>片持ばり式擁壁
（逆Ｔ型
Ｌ型）</td><td> 

・ 3m～10m程度</td></tr>
</table>

〔擁壁工指針 1-3、2-1〕

図 3-2-21 一般的な適用高さの目安

2) コンクリート擁壁の設計

一般にコンクリート擁壁の設計は図 3-2-22 に示すフローに従って行なわれる。

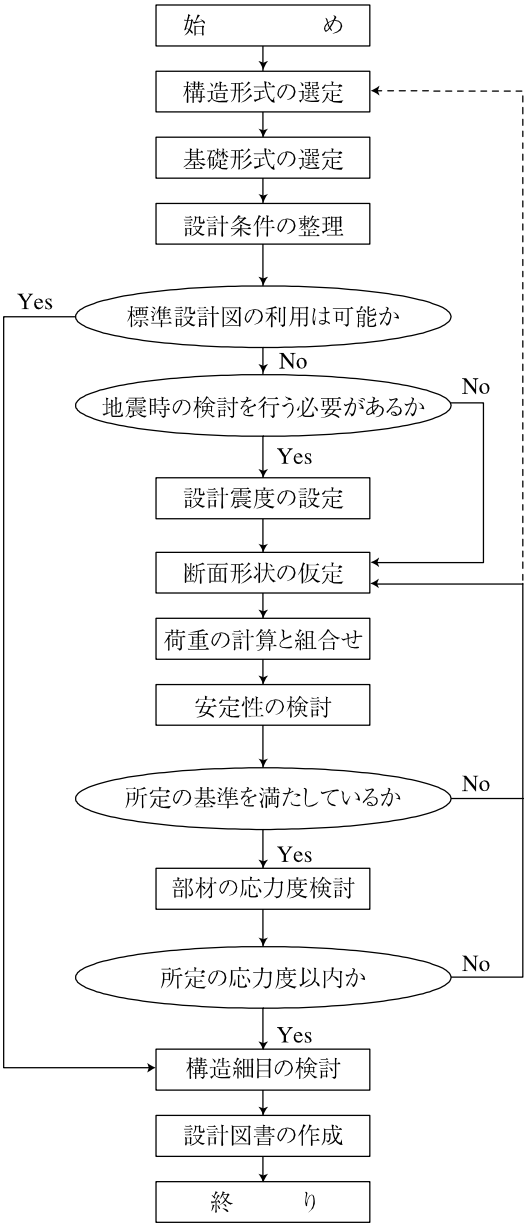


図 3-2-22　コンクリート擁壁の設計フローチャート

3) **残留水位**

残留水位等の設定は、本編 3-2-6 によるものとする。

3-2-6　矢板護岸

1)　鋼矢板護岸の形式

(1)　自立式

この形式は構造が簡単であり、護岸背面に用地がない場合や、構造物が近接している場合にも採用できる。しかし、構造的に変位量が大きくなるため、壁高が高い場合、基礎地盤が軟弱地盤の場合、背面構造物への影響が大きい場合等の採用にあたっては、十分な検討が必要である。〔第 4 編 1-2 参照〕**また、高水敷が河川敷公園や堤外民地等で利用されている場合、利用者への安全に配慮するものとする。**

(2)　控式

この形式は前面矢板の背後に鋼矢板壁、コンクリート壁、杭等の控工を設置し、前面矢板と控工との各頭部をタイ材等で結合し全体で安全を確保するものである。この形式は自立式に比べ変位を小さくすることができるため、壁高が高い場合、基礎地盤がある程度軟弱な場合にも対応可能である。〔第 4 編 1-3 参照〕

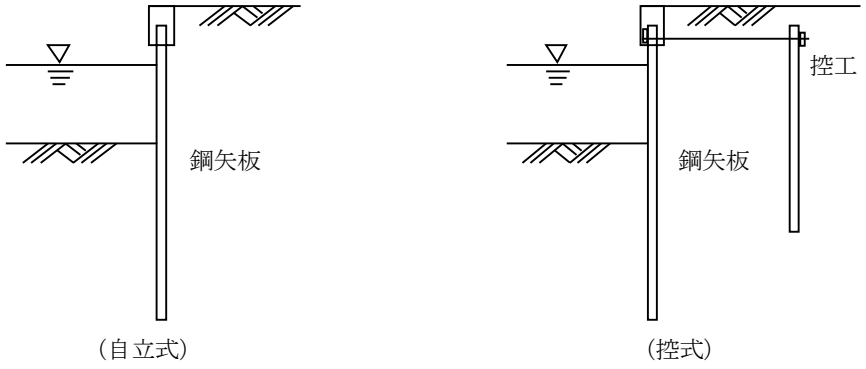


図 3-2-23　鋼矢板護岸の形式

2)　設計に用いる壁高　〔災害復旧要領〕

(1)　自立矢板護岸

①　根固工のない場合は、洗掘を考えた設計地盤から護岸基礎天端までを壁高とする。（図-ｲ）

②　しっかりした層積の根固工がある場合は、根固工の天端から護岸基礎天端までを壁高とする。（図-ﾛ）

③　鋼矢板の前面に根固工を併用する場合は、根固工の高さの 1/2 程度を受動土圧として有効と考え設計河床と仮定する。（図-ﾊ）

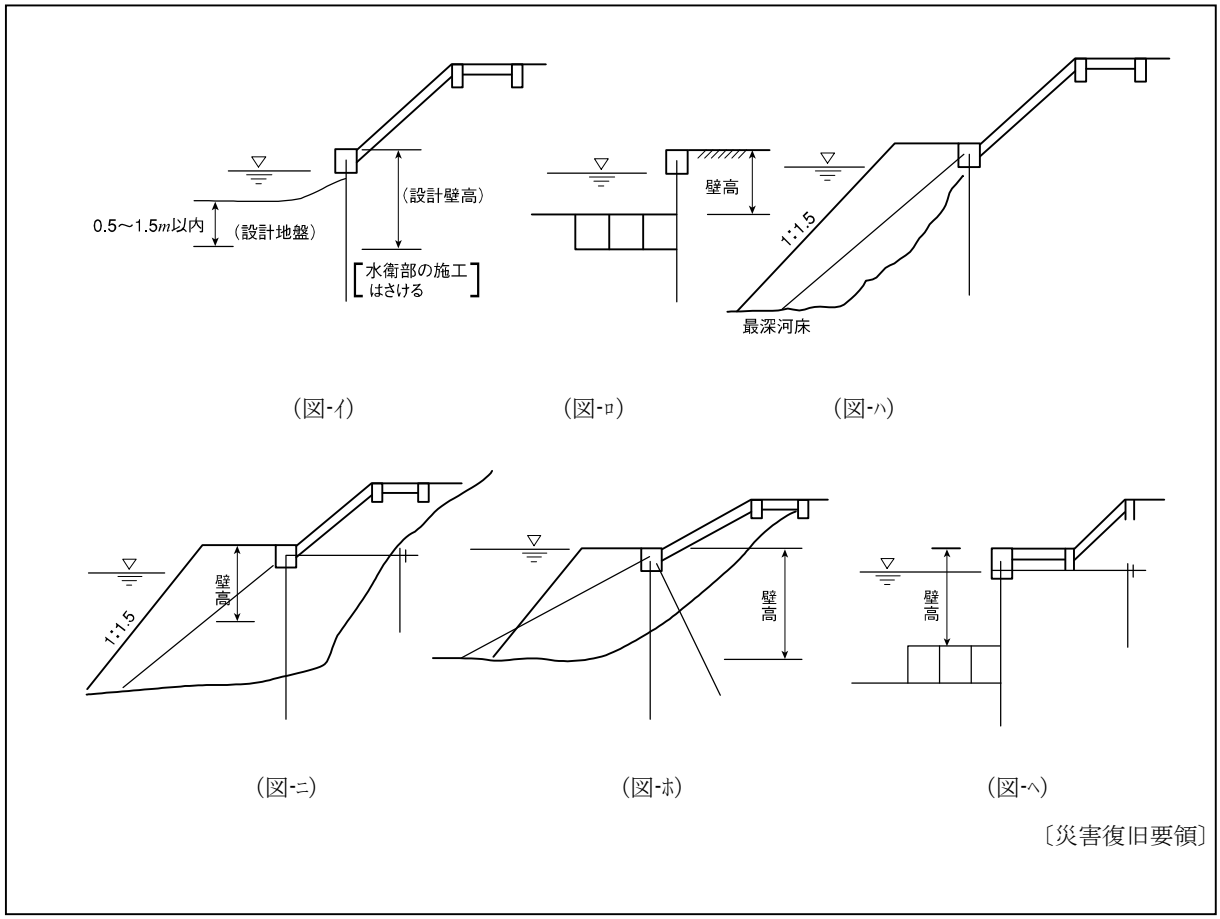
(2)　控式矢板護岸

①　根固工（乱積）の断面が大きい場合は、根固工の高さ 1/2 を設計地盤高と考える。（主に堤防護岸）（図-ﾆ）

②　根固工（乱積）の断面が小さい場合の壁高は、河床からとし根固ブロックを過載荷重（空隙率や水中重量を考慮する）とし、河床の受働土圧に考慮して矢板を設計する。（主に堤防護岸）（図-ﾎ）

③　層積の根固工がある場合は、根固工の天端から壁高をとる。（図-ﾍ）

【図　解】



〔災害復旧要領〕

図 3-2-24　設計壁高の考え方

(3) その他矢板護岸（エコロジカル・シートパイル）

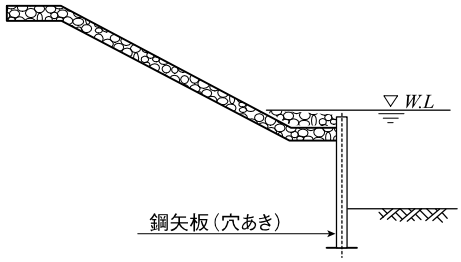
鋼矢板を用いて生態系に配慮した多自然護岸を検討するに際しては、以下の点に考慮し、現場の環境条件を十分吟味して護岸設計を行うことが望ましい。

① 水際部の連続性……水域と陸域を遮断しないように横断方向に連続性を保つことが重要である。例えば、鋼矢板の天端は水中に没するものとし、鋼矢板の壁面は水面上に現れない断面とする（図 3-2-25）。

② 透水性の確保……地下水の流れを遮断することによって生態系に影響を与え、かつ地下水を遮断する必要のない場所では、鋼矢板に開孔を行い透水性を確保することが望ましい（図 3-2-25）。

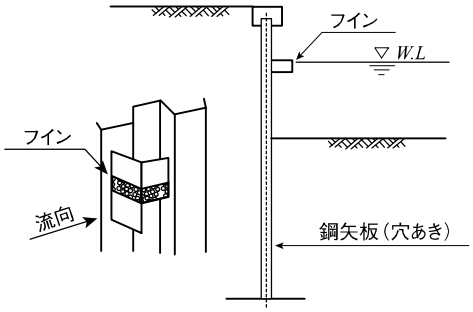
③ 水中部の多様化……直立護岸を採用する際にはフィン（植生用ポット）等を取り付けて水中部の多様化を図ることが望ましい（図 3-2-26）。

また、設計壁高の決定に関しては、(1)、(2)の考え方に準拠する。



〔災害復旧要領〕

図 3-2-25 水際部の連続性及び透水性を確保した矢板護岸（例）



〔災害復旧要領〕

図 3-2-26 水中部の多様化を図った矢板護岸（例）

【コラム】水の連続性に配慮した矢板

○応力上矢板の上部は余裕があるため、矢板上部に小さな穴を開け、ワンド側と高水敷側の水の連続性に配慮した例※

※〔多自然川づくり 施工と現場の工夫〕

3) **護岸用鋼矢板の選定について** 〔例規集 第 4 編 2.5(昭和 54 年 4 月 10 日 事務連絡)〕
〔例規集 第 4 編 2.7(平成 10 年 4 月 6 日 事務連絡)〕

(1) 応力計算をしないで使用する鋼矢板

経済性、安全性の観点から鋼矢板の腐食代の実態調査及び広幅鋼矢板の普及状況や**近年ではハット型鋼矢板の採用実績が多いこと**を踏まえ、応力計算を要しない遮水用に使用する鋼矢板については、施工性等の現場の条件を勘案してⅡ型の標準型、改良型、広幅型、**ハット型**の中から適切な型を選定し使用するものとする。

① **感潮区間についてはⅡ型の広幅型以上とする。**

② 感潮区間を除く区間

a. **直接表流水に接する矢板はⅡ型の広幅型以上とする。**

b. 直接表流水に接しない矢板は原則としてⅡ型の改良型以上とする。

(2) 応力計算をして使用する鋼矢板

計算値により使用する型を決めるものとするが、この場合でも(1)の区分について十分考慮のうえ、その使用型を選定すること。**但し控式矢板の控え杭に鋼矢板を使用する場合はⅠ型改良型の厚さ以上とする。**

尚、応力計算にあたっては、必要に応じて施工時の計算も行い安全性を確認する。

(3) 腐食代

① **感潮区間及び感潮区間を除く区間でも水質が悪い場合は原則として、前面 2 ㎜背面 1 ㎜両面 3 ㎜。**

② **感潮区間を除く区間及び控え杭については前面 1 ㎜背面 1 ㎜両面 2 ㎜。**

③ **その他特に配慮が必要な場合は別途考慮する。**

(4) その他

① **樋門等はⅡ型標準以上の厚さのものとする。なお、施工法等も加味し広幅型、ハット型との経済比較の上決定する。**

② **仮設工使用のリース鋼矢板は市場性よりⅡ型以上の標準型とする。**

4) 設計荷重

鋼矢板護岸の設計には設計荷重として、自重、土圧、残留水圧、地震時慣性力、護岸背面の上載荷重を考慮するものとする。

(1) 自重

通常、頭部コンクリートおよび鋼矢板の自重は、軟弱地盤での矢板の鉛直支持力や鋼矢板圧縮応力度の検討に必要となるが一般にこれらが問題となることはないため、設計上は無視されることが多い。

しかし、頭部コンクリート上にブロック護岸が載荷される場合や、コンクリート擁壁と一体構造とする場合等のケースにおいては、上記の検討に自重を考慮するものとする。

(2) 土圧

① 砂質土の土圧は原則としてクーロンの公式第1編第4章設計一般4-5 土質定数 4)によって計算する。

② 矢板護岸に働く壁面摩擦角は砂質地盤の場合、常時の主働土圧に対して＋15°、受働土圧に対して-15°、地震時の主働土圧に対して＋15°、受働土圧に対しては 0°とする。 〔災害復旧要領〕

(3) 残留水圧

護岸矢板背面の水位と前面の水位との間に水位差を生ずる場合には、残留水圧を考慮するものとする。

なお、前・背面水位の取り方は、次のように設定されることが多い。

① 常時の水位条件は、②、③のいずれか危険な方とする。

② 常時として、前面水位は最低水位又は河床高と同高、背面水位は堤内地下水位。

③ 常時として、前面水位は低水位、背面水位は低水位より洪水位（又は護岸天端高）と低水位の水位差の 2/3 あがった水位。

④ 地震時の水位条件は、前面水位は低水位、背面水位は堤内地下水位。

⑤ 堤内地下水位が不明の場合には、前面水位より護岸天端と前面水位との差の 2/3～1/3 上がった水位、又は 0.5～1.0m程度あがった水位等で設定するが周辺の状況から判断して設定するものとする。

⑥ 感潮区間の場合の前面水位は朔望平均干潮位、背面水位は潮位差の、2/3 上がった水位。

【図　解】

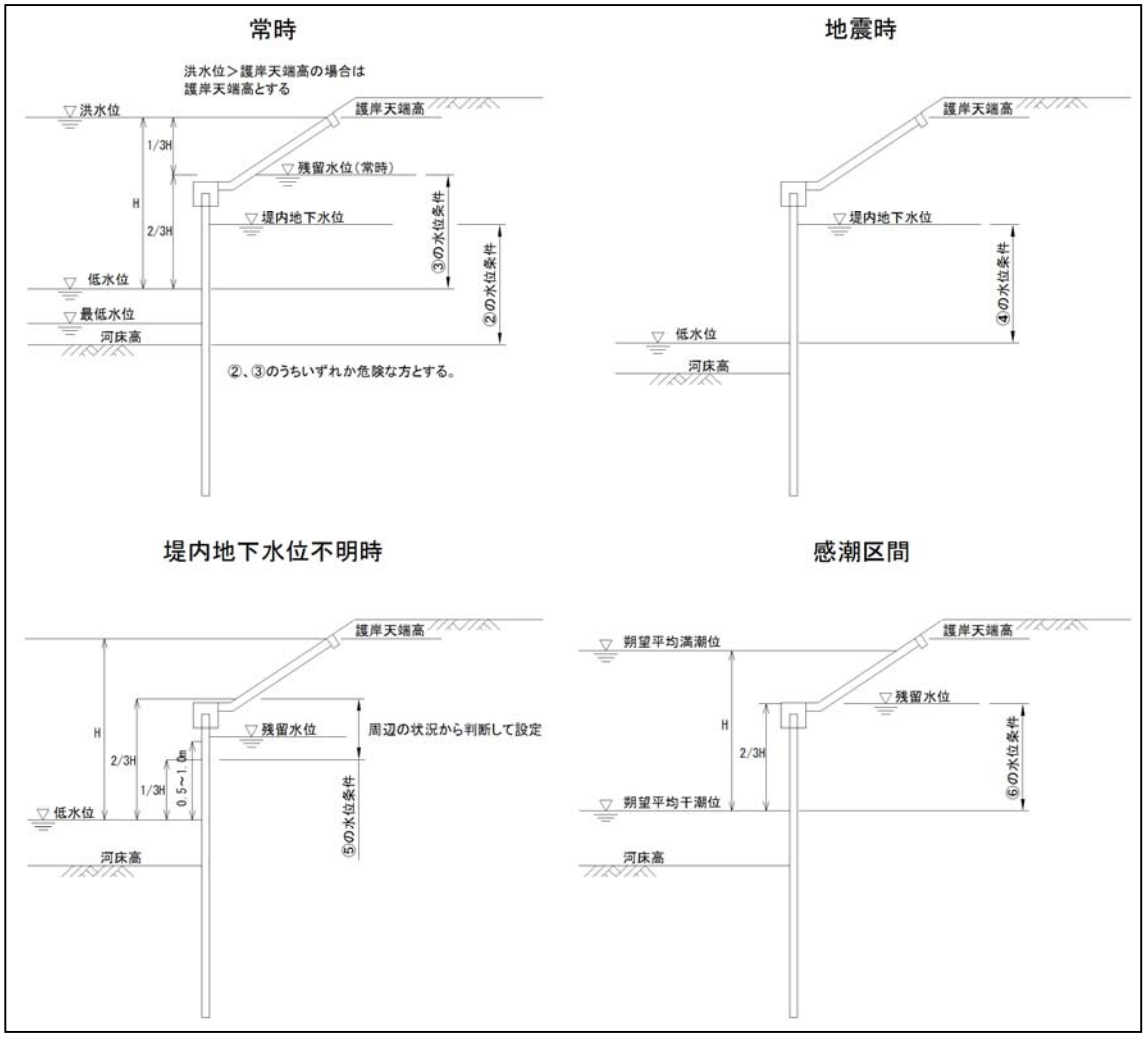


図 3-2-27　残留水位

(4)　設計水平震度

①　空気中における設計震度は、表 3-2-4-1 により設定するものとする。

②　水中における見かけの水平震度は、第 1 編 4-2 2）によるものとする。

表 3-2-4-1　慣性力に対する設計震度K_h　〔河川砂防（設 I）第 1 章 2.3.3〕

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

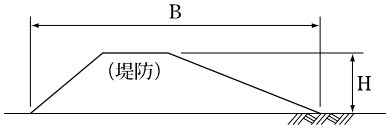


図 3-2-27-1　堤防形状　B／H

(5)　上載荷重

護岸背面の上載荷重は余盛、トラック等の運行、地盤沈下後の嵩上盛土、背面舗装、積雪地域での、雪荷重等を考慮し、次の値を標準とする。

①　常　時　　q=10 kN/m^2

②　地震時　　q= 5 kN/m^2

5) 設計条件

(1) 護岸鋼矢板の継手効率について 〔例規集 第４編 2.8(昭和 57 年５月 31 日事務連絡)〕

① 応力を計算する場合の鋼矢板護岸（標準型、改良型を用いたもの）の鋼矢板壁単位幅当りの継手効率は、笠コンクリートや鋼矢板の根入れ等が十分確保できる場合には、当分の間断面二次モーメント（Ｉ）に関する継手効率をα_I=0.8（ハット型鋼矢板はα_I=1.0）、断面係数（Ｚ）に関する継手効率をα_Z=1.0とする。

② Chang の公式により最終根入れ長さを決定する場合には断面二次モーメントはα_I=1.0 とする。

表 3-2-5 鋼矢板の継手効率一覧表

分類	構造		継手効率				腐食代（表裏計算）		矢板の許容応力度	
			モーメント計算 Changの式使用の場合	断面計算	根入れの決定 Changの式使用の場合	たわみ計算			常時 (N/mm²)	地震時 レベル1 (N/mm²)
本設	鋼矢板壁（自立式矢板護岸等）		I=0.80×F	Z=1.00×F	I=1.00 腐食は考えない	I=0.80×F	一般区間	2mm	180	270
							感潮区間	3mm		
仮設	※二重締切方式鋼矢板壁	堤防開削 有	－	Z=0.60	－	I=0.45	－		180	270
		堤防開削 無	－	Z=0.60	－	I=0.45	－		270	－
	※切梁・腹起し材のある鋼矢板壁		－	Z=0.60	－	I=0.45	－		270	－
	自立式鋼矢板壁		Ｉ＝0.45	Z=0.60	I=1.00	I=0.45	－		270	－

注（1）鋼矢板の断面二次モーメントＩと断面係数Zは、継手の剛性を考えて、幅1m当りの値に表中の効率を乗じた値を用いる。
（2）F：腐食効率（腐食時の鋼矢板断面係数Z／腐食のない場合の断面係数Zo）
（3）矢板天端をコンクリートまたは溶接によりコーピングする場合は、断面二次モーメントＩ及び断面係数Zを0.80まで上げることができる。
（4）鋼矢板の設計長は本設、仮設とも0.5m単位で切り上げる。

(2) 杭頭変位量

杭頭の水平変位量は、常時 50 ㎜、地震時 75 ㎜程度とする。

(3) 許容応力度

① 鋼矢板の許容応力度は、第 1 編 4-3 2) (3) 表 4-3-12 を参照する。

② タイ材の許容引張荷重は、第 1 編 4-3 2) (6) 表 4-3-19 を参照する。

(4) タイ材の継手

① タイロッドを使用する場合は変位に対応できる構造とし、タイロッド腐食代は２㎜（水質等によりこれより難しい場合は別途考慮する）とし、タイロッドはネジを切ると断面積が減少するので、その部分を太くし、ネジの谷の部分がタイロッドの直径より小さくならないようにすること。

② タイロッドは継目にターン・バックルを取り付けて、長さの調節ができるようにする。また、裏埋土の沈下などで曲げ応力が生じるおそれがあるので、リング・ジョイントを設ける必要がある。

③ タイワイヤーは両端の圧縮部を直接ネジ切りし、ターン・バックルの機能を持たせている。このためその定着長を考慮して設計する。また、この部分については、タイロッドで用いるターン・バックルと同様最小断面に対して安全となるように設計する。

3-2-7　その他の護岸

1)　捨石護岸

隣接部材との一体性が弱く、個々の部材が敷き並べられている構造ののり覆工であり単独の部材の安定に関する照査を行なう。

のり覆工の部材に作用する掃流力が部材(自然石)の移動限界を超えないものとして代表流速V_oと部材の大きさの関係を次式により求める。

①　平坦床上の場合

$$D_m = \frac{1}{E_1^{\,2} \cdot 2g\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)} V_o^{\,2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\text{米国工兵隊の評価式}$$

ここに、D_m：石の平均粒径（m）

V_o：代表流速（m/ｓ）

ρ_s：石の密度 $\left(kg/m^3\right)$ $\left\{kg \cdot s^2/m^4\right\}$

ρ_w：水の密度 $\left(kg/m^3\right)$ $\left\{kg \cdot s^2/m^4\right\}$

ρ_s/ρ_w は通常 2.65 程度である。

E_1：流れの乱れ強さを表わす実験係数（通常は、E_1＝1.2 が用いられる場合が多い。この値は、比較的乱れが小さい流れの場合の係数である。乱れが大きい流れの場合の係数としては、E_1＝0.86 という値が示されている。）

②　斜面上の場合

捨石を斜面角度θののり面に設置する場合には、粒径D_mに対して斜面の補正係数Kを乗じた値K・D_mを捨石径とする。

$$K = \frac{1}{\cos\theta\sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}}}$$

ここに、　　φは石材料の水中安息角（φの標準値は砕石の場合 41%、自然石の場合 38%）

※　計算例（捨石護岸）

①　条件　　**のり面勾配**　　1：2　（θ＝26.57°）

代表流速　　V_o＝4.0m/ｓ

材料の水中比重　$\left(\rho_s/\rho_w - 1\right)$＝1.65

石材料の水中安息角　　ϕ＝38°　（自然石）

E_1＝1.2（比較的乱れが小さい流れの場合）

②　計算　　$D_m = \frac{1}{E_1^{\,2} 2g\left(\rho_s/\rho_w - 1\right)} V_o^{\,2} = \frac{1}{1.2^2 \times 2g \times 1.65} \times 4.0^2 = 0.34\text{m}$

（斜面上の補正）

$$K = \frac{1}{\cos\theta\sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}}} = \frac{1}{0.894\sqrt{1 - \frac{0.50^2}{0.781^2}}} = 1.46$$

部材の大きさは、D＝1.46×0.34＝0.50mとなる。

2) ポーラスコンクリート河川護岸　〔ポーラス護岸の手引き〕

ポーラスコンクリート河川護岸工法は、従来のコンクリート護岸の構造の構造体に植生機能を付加できる多孔質な（ポーラス）河川護岸工法である。

(1) 適用の範囲

ポーラスコンクリート河川護岸は法勾配が 1:1.5 より緩い張り護岸を標準とする。適用範囲は、低水護岸、高水護岸、堤防護岸とする。なお、詳細については「ポーラスコンクリート河川護岸工法の手引き（財）先端建設技術センター編」を参考に行うものとする。

(2) 基本構成

① ポーラスコンクリート

粗骨材とセメントペーストあるいはモルタル、樹脂等からなり、河岸の侵食防止機能と植生基盤としての役割をはたす。最小厚さは、事例および施工性等から 10cm 程度以上が望ましい。

② 充填材

ポーラスコンクリートに植物の根の進入・活着を促進する目的で、護岸上に土壌が自然に堆積しないような条件の場合や覆土が施工できない場合など、ポーラスコンクリートの植生基盤としての機能が確保できないときに使用する。

これまでの事例では、土壌、肥料、土壌改良材、土壌安定材、保水材等が用いられている。

③ 覆土材・吹付材・張芝

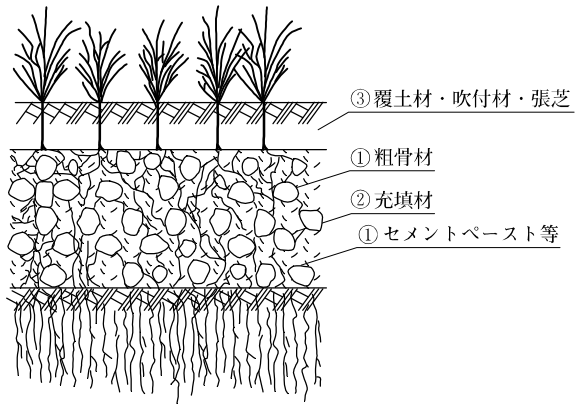
ポーラスコンクリート河川護岸上を覆う植生基盤の材料である。この植生基盤は、養分と水分を有し、発芽の促進、植生の発現および維持のために必要に応じて使われる。

a. 覆土材の厚さは、現地発生土を用いるときは 10cm 程度が望ましい。

b. 吹付材は、特定の種子を早期に発現させる場合や覆土材の侵食防止に用いられ、厚さは 6cm 程度が望ましい。

c. 張芝は、事前に栽培しておいたマット状の芝をのり面に張付けるものである。

④ 基本的な構成は、図 3-2-28 に示すように、①を基盤とし、その単独使用もしくは、これに加えて充填剤②、覆土材・吹付材・張芝からなるものであり、①、①+②、①＋③、①＋②＋③、の組み合せが考えられる。



〔ポーラス護岸の手引き〕

図 3-2-28　ポーラスコンクリート河川護岸の基本構成例

(3) 護岸構成の決定

ポーラスコンクリート河川護岸の護岸構成は、護岸の種類、植生の目標および植生の成立する時期を考慮して決定する。

表 3-2-6 ポーラスコンクリート河川護岸の基本構成

目的用途	護岸のタイプ	植生の目標	河川護岸の構成				
			ポーラスコンクリート	充填材	覆土材(現地発生土)	客土 客土吹付け	植生工(播種・植栽)
周辺の自然の植生環境と同化することを目的とする。	自然河岸タイプⅠ	自然な植生が（1年未満）早期に発現を期待する。	○	○	○		○
	自然河岸タイプⅡ	自然な植生が(1～3年未満)中期に発現を期待する。	○	△	○		
	自然河岸タイプⅢ	自然な植生が長期に発現を期待する。	○				
特定の植種など用途が限定される区域。	特定河岸タイプ	張芝の場合	○	○		○	○
			○	○		○ (種子込み)	
		ワイルドフラワーの場合	○	○		○	○
			○	○		○ (種子込み)	

○： 必須、 △： 必要に応じて使用

〔ポーラス護岸の手引き〕

(4) 構造仕様

護岸タイプに応じた強度および空隙率の適用範囲を表 3-2-7 に示す。

表 3-2-7 ポーラスコンクリート河川護岸の構造仕様

護岸タイプ	適用範囲	
	強 度	空隙率
①自然河岸タイプ・特定用途タイプ（一般的な箇所）	10N/mm²以上 空隙率によっては、18N/mm² までは可能	21～30% 植生を重視する箇所や植生に対する気象条件等が厳しい箇所は 25%以上とする。
③自然河岸タイプ（流水の作用が厳しい箇所等強度が必要な場合）	18～21N/mm²	18～21%

〔ポーラス護岸の手引き〕

(5) 護岸の安定性の検討

① 個々のブロックが流れのなかに単体として置かれている状態では、本編 3-2-3 5）に準じて行う。

② 現場打ちポーラスコンクリート、または胴込コンクリートや鉄筋等により連結された一体性の高いプレキャストポーラスコンクリートのような場合は、本編 3-2-3 1）に準じて行う。

3) 環境保全型ブロック

生態系、親水性および景観等の保全・創出に配慮したブロックである。これらの使用にあたっては一般のり覆工と同様の強度、耐久性、安全性を有する構造とするものとする。

〇魚巣ブロック

魚巣ブロックは、平水位以下に使用することを標準とする。

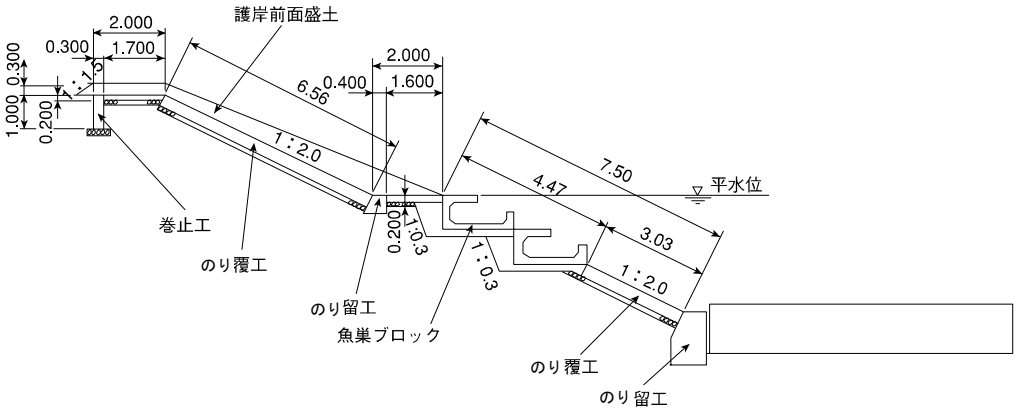


図 3-2-29 魚巣ブロック施工例

3-2-8　関連構造の設計

1)　天端工および天端保護工　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 4.2.4〕

低水護岸が流水により裏側から侵食されることを防止するため、必要に応じて天端工・天端保護工を設けるものとする。

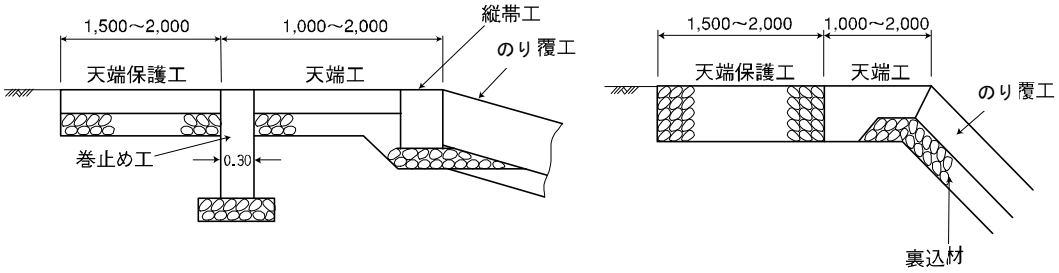
【解　説】

①　天端部分に作用する流速が1～2m/s程度を超える場合には、洗掘が生じる可能性が高いので、天端工、天端保護工を設置することが望ましい。天端工の端には巻止め工を設置する場合もある。

なお、天端工および天端保護工の幅は、被災履歴や高水敷の状況等に応じて検討するものとする。

②　流体力の作用に対して安全な厚さとする必要がある。

③　天端保護工には、蛇籠、連節ブロック、鉄線籠、石張り等を施工している事例が多い。



〔力学設計　5-3-4〕

図 3-2-30　天端工および天端保護工の設置例

2)　縦帯工

縦帯工については、下記の分類による。

Ａ型　0.7m×0.3m（低水護岸）

Ｂ型　0.5m×0.2m（高水護岸）

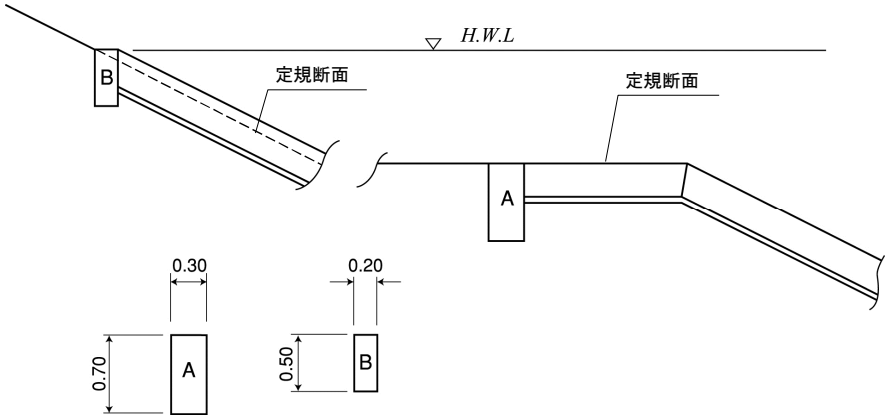


図 3-2-31　縦帯工

3) 小段　〔河川砂防（設Ⅰ）第 1 章 4.2〕

堤防護岸（高水護岸）の、のり長が 10mを超えるような場合には、必要に応じて 1m以上の幅の小段を設けるものとする。**ただし、のり勾配が 1：2 の場合とする。この場合の小段は、護岸の設置に伴い必要となるものであり、河川管理施設等構造令第 23 条に規定する堤防の安定のための必要となる小段とは目的を異とする。**

4) 小口止工　〔力学設計 5-3〕

小口止工は、のり覆工の上下流端部を保護する必要のある場合に設置するもので、護岸の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。

① 小口止工の設置範囲はのり覆工および天端工が設置されている区間とする。

② 低高水護岸の端部（既設護岸と接する場合は除く）には、小口止工を設けることを原則とする。

③ 蛇籠張り、連節ブロック等簡易護岸についてはこれを省くことができる。

④ 急流河川で洗掘深が大きい場合は、根入れを別途考慮すること。

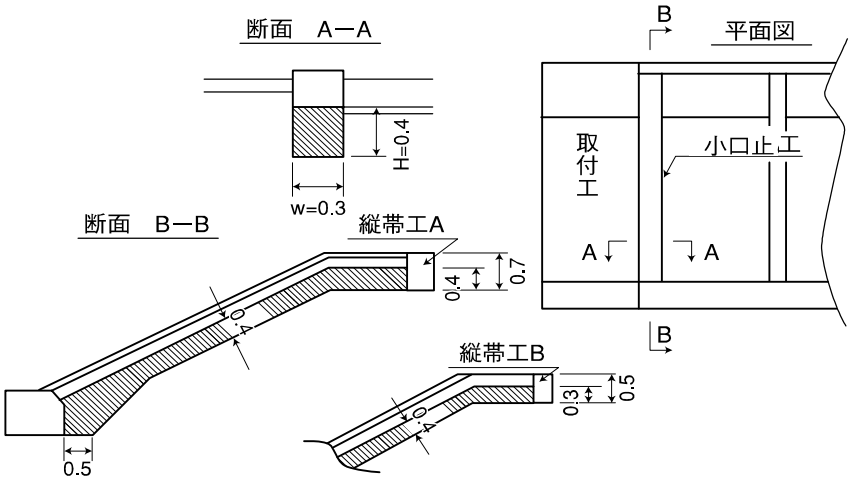


図 3-2-32　小口止工の例

5) すりつけ工　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 4.2〕

護岸上下流端部に設けるすりつけ工は、上下流端で河岸侵食が発生しても本体に影響が及ばず、地盤になじむような構造とする。

【解　説】

(1) 基本

① すりつけ工としては、連節ブロック張り又は蛇籠張り等を用いるものとする。

② 取付角度は、上流側 30°以下、下流側 45°以下程度を標準とするが、現況河岸の状況により変えることができる。

③ 上下流方向の延長については、事例的には 5m 以上のものが多い。

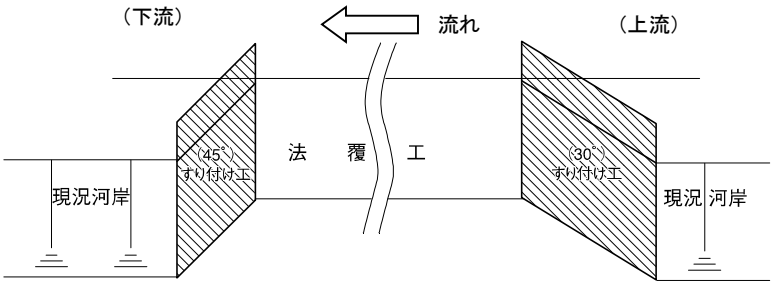


図 3-2-33　すりつけ工

(2) すりつけ工に連節ブロックを使用する場合の設計 〔力学設計 5-3〕

すり付工の小口が保護されていない状態で設置されていると想定する。この場合、流体力による「めくれ」を考慮し、上流端に置かれた部材が流体力によって回転しないよう安全な厚さとなるように設計する。

$$W_w \cdot \cos\theta \cdot l_b / 2 \geqq L \cdot l_L + D \cdot l_D$$

ここに、 W_w ：のり覆工の水中重量（N）

l_b ：上流端の部材の流下方向の長さ（m）

l_L ：上流端の部材の揚力に対する回転半径（m）［ﾌﾞﾛｯｸの水理特性試験法 5-5 参照］

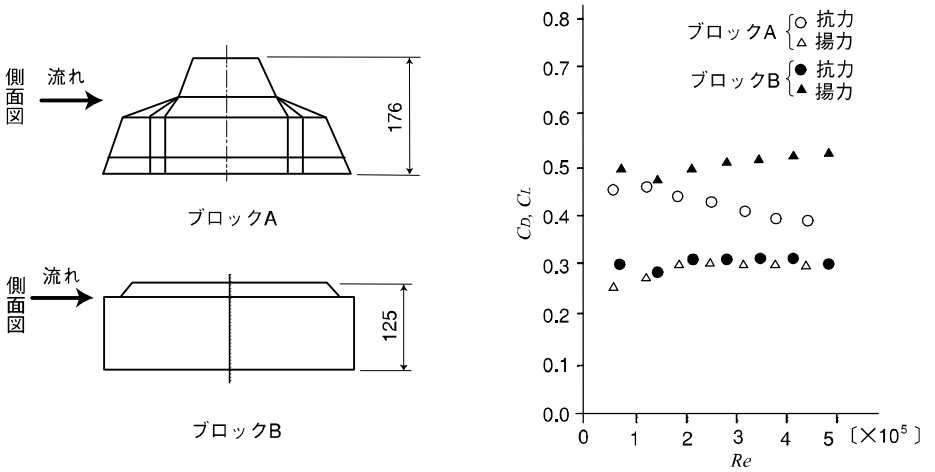
l_D ：上流端の部材の抗力に対する回転半径（m）［ﾌﾞﾛｯｸの水理特性試験法 5-5 参照］

θ ：法面の傾き

L， D ：揚力、抗力（N）

① 揚力、抗力のとり方および、流速の評価については、「3-2-3 5）空ブロック張り護岸」の設計と同じであるが、式中の抗力係数C_D、揚力係数C_Lは、最上流部に設置された部材を対象に実験より測定した係数を用いる。参考にブロックの一例を図 3-2-34 に示す。

② この基本式には安全側となる範囲を含んでいない。したがって求められる重量は安定条件の限界に近いものであり、上流端部の部材が重くなりすぎる場合がある。このため、端部をもぐらせる、あるいは、小口止めを設けるなどの方法により工夫することが望ましい。



〔力学設計 5-3〕

図 3-2-34 ブロック群最上流端ブロックのC_D、C_Lの例

6) 裏込工 〔擁壁工指針 2-2〕

① 盛土部におけるブロック積（石積）護岸の裏込材は、護岸の背面勾配を 1：Nとした場合に、地山と接する面の傾斜が 1：(N-0.1)となるよう設置する。また上端における裏込材の厚みは 30 ㎝を基本とし、背面の土砂が良好な場合は 20 ㎝程度としてもよい。

② 切土部におけるブロック積(石積)護岸の裏込材は等厚に設置してよい。

また裏込材は基礎周辺部に背面土から水の浸透による悪影響を及ぼさないよう、擁壁全面の地盤線程度まで設置することを原則とする。

また前面に水位を考慮する場合には裏込材は支持地盤程度まで設置することとする。

7) 設計面の処理

(1) 置換工

護岸施工箇所裏側が土質不良等の場合は、土砂の置換えを行うものとする。

置換土は原則として山土とする。但し、急流河川で掘込河道の場合はクラッシャーランとすることができる。

① 土質は悪いが、比較的締固まっている場合
② 砂等で表面仕上げ等、施工上より必要とする場合 } **置換土厚 0.3m**
③ 土質が悪く地盤改良を必要とする場合 ･･･ 1.0m

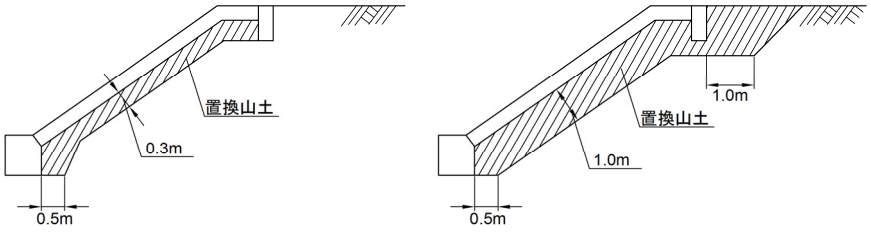


図 3-2-35 置換工

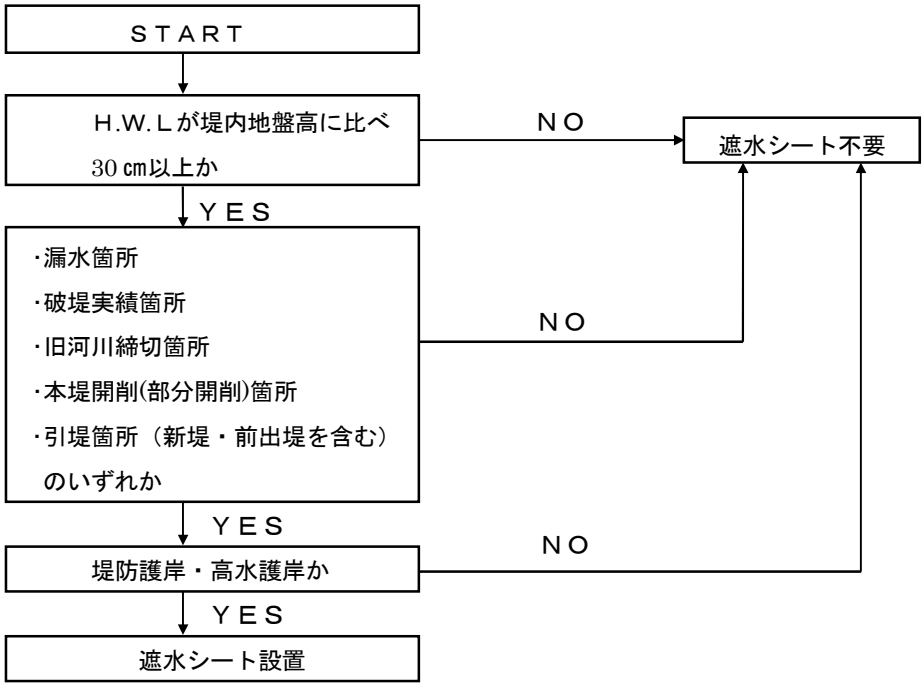
⑵ しゃ水工

① 基本

しゃ水シートは、堤防内に河川水の浸水を防ぎ、堤防の安全度を増すため、護岸の上端が堤内地盤より30㎝以上高い次の護岸に施工するものとする。

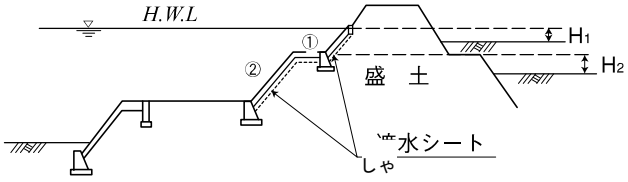
ａ．漏水箇所　ｂ．破堤実績箇所　ｃ．旧河川締切箇所　ｄ．本堤開削（部分開削）箇所

ｅ．引堤箇所（新堤･前出堤を含む）



注）しゃ水シートの施工が必要と認められた場合は、上記の限りでない。

図 3-2-36　護岸工事しゃ水シート設置フロー



注）H_1はH.W.Lからの下り、H_2は前小段からの下りを示す。

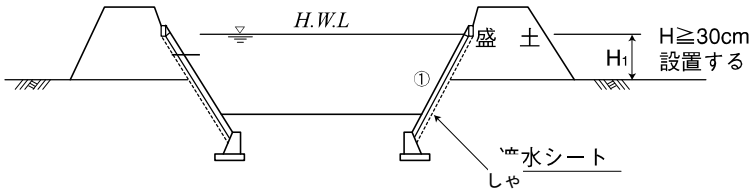


図 3-2-37　しゃ水シートの設置例

表 3-2-8　しゃ水シートの設置判断

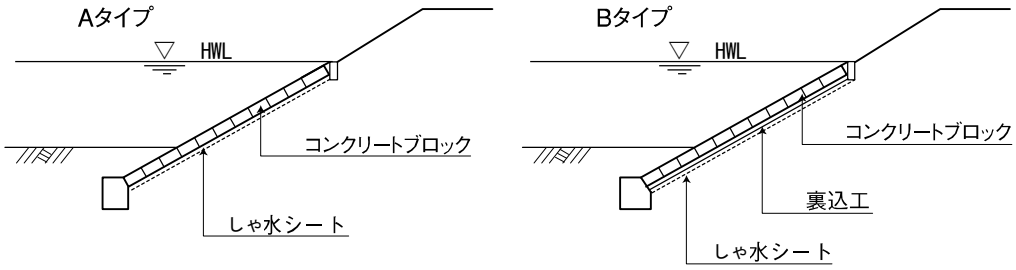
しゃ水シート設置条件	のり覆工①	のり覆工②
H1＜30 cm	なし	なし
H1≧30 cm、H2＜30 cm	有り	なし
H2≧30 cm	有り	有り

注）本堤開削(部分開削)箇所も同じとする。

② 護岸の構造

遮水シート施工に伴う護岸の構造は次を標準とする。

a. コンクリートブロック張り



注)現地状況により、これによりがたい場合は別途考慮することができる。

図 3-2-38(1)　しゃ水シート施工例

表 3-2-9　施工箇所の土質条件と設置タイプ

Case	施工箇所の堤防条件	土質等の条件	タイプ
1	・ 新たな盛土箇所に設置する場合 （新堤、前腹付盛土）	・ 購入土等の良質土で盛土する場合	A
		・ 利用土、流用土等で盛土する場合でのり面の安定が困難な場合（護岸施工時の安定） ・ ※例　砂等の土質の場合	B
2	・ 既設堤防に設置する場合	・ 堤防の土質が良好でのり面の安定が得られる場合	A
		・ のり面安定が困難な場合 ※例　砂、砂礫等の土質の場合	B
3	・ 計画法勾配（余盛分は含まない）が２割未満の場合	―――――――――――	B

b.　コンクリート法枠工

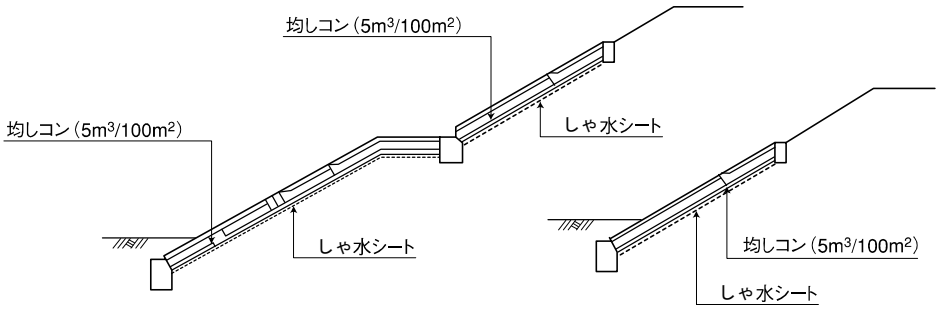


図 3-2-38(2)　しゃ水シート施工例

③　しゃ水シートの仕様

しゃ水シートは止水材と被覆材からなる。

a.　止水材の材質は、酢酸ビニール等のシボ（標準菱形）付きとし厚さ 1㎜ とする。

b.　被覆材は、補強布付き繊維性フェルトとし厚さ 10㎜ とする。

④　設置の方法

a.　設置位置は、均しコンクリート又は裏込砕石等の下面とし、止水シート面を下にして施工する。

b.　すりつけ工で暫定護岸には、遮水シートの設置をしないものとする。

c.　しゃ水シートの構造は以下に示す。

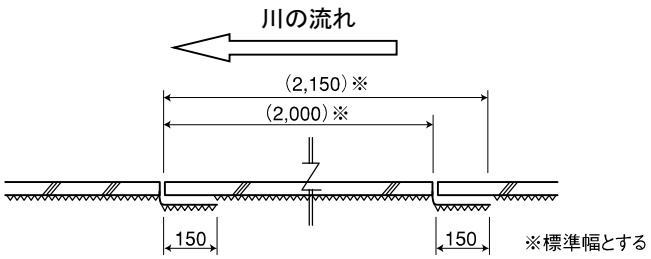
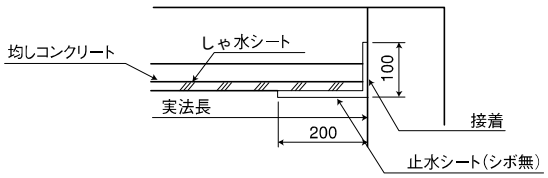
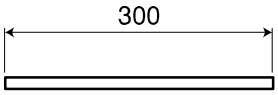


図 3-2-39　しゃ水シートの重ね継手図

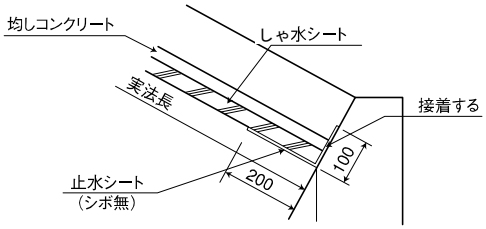
d.　端部処理構造は以下に示す。



保護工取付け図



止水シート（シボ無し）



基礎コンクリート取付け図

図 3-2-40　端部処理構造

(3)　河川護岸用吸出防止材

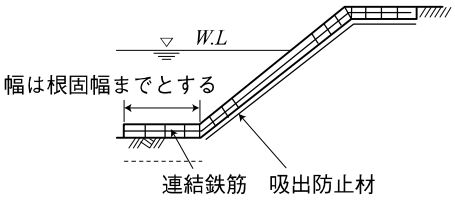
原則として、透過性護岸の背面には吸出防止材を設置する。

①　施工範囲

連節ブロック張、蛇籠張、鉄線籠型護岸の吸出防止材の施工範囲は図 3-2-41 を標準とする。また、吸出防止材の重ね合せ幅は、10 ㎝以上とする。裏地盤の土質により特に必要でないと認められたものについてはこの限りではない。

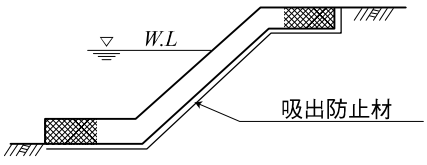
連節ブロック張

低水護岸の場合



鉄線籠型護岸

低水護岸の場合



高水護岸の場合

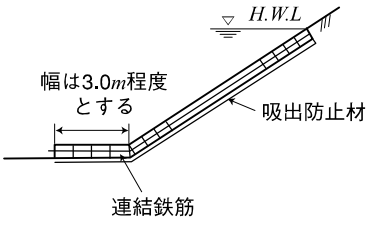


図 3-2-41　吸出防止材の敷設位置

② 種類

吸出防止材は、管内では次のＡ・Ｂの二種類に分類している。ただし、使用厚さは、ｔ＝10㎜以上とする。

a. Ａ種の適用工種

ｲ. 改修計画による護岸工

本護岸・多自然護岸・覆土護岸工等

ﾛ. 暫定計画による護岸工

ﾊ. 災害復旧護岸工等

b. Ｂ種の適用工種

ｲ. 取付け護岸工及び仮設工等

単年度又は数年で撤去する場合とする。

ﾛ. 側帯・桜づつみ・堤脚ドレーン・仮設工等

二重締切り工の川裏のり面護岸等

尚、上記以外の場合は、Ａ種を適用するものとする。

③ 吸出防止材の縦・横方向引張強度

a. Ａ種の引張強度は（10 kN/m）として現場の条件等により検討する。

b. Ｂ種の引張強度は（5kN/m）以上とする。

(4) 堤外水路に係る高水敷保護工

① 保護工は、鉄線籠型護岸(厚さ 30 ㎝)または連節ブロック等で、水路護岸折返しより 3.0m以上を基本とする。

② 高水敷保護工には、吸出防止材は使用しないものとする。

③ 覆土することを原則とする。

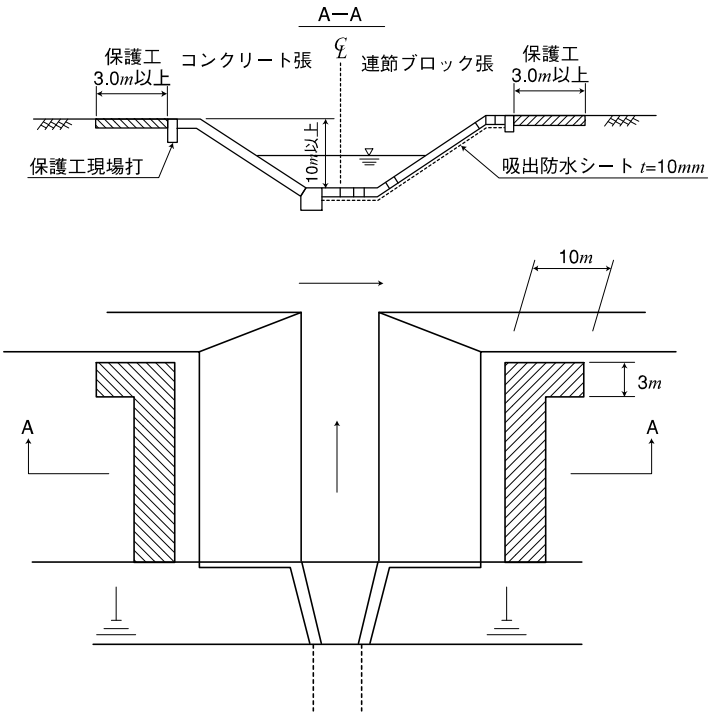


図 3-2-42 高水敷保護工の範囲

3-3　基礎工（のり留工）

3-3-1　基礎工設計の基本　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 4.2.2〕

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

【解　説】

基礎天端高は、洪水時に洗掘が生じても護岸基礎工の浮上がりが生じないよう、過去の実績や調査研究成果等を利用して最深河床高を評価することにより設定するものとする。

基礎工は、土質、施工条件、河道特性に応じて選択する。地盤が良好な場合には、直接基礎とし、軟弱地盤の場合には、杭または矢板にコンクリートをコーピングした基礎を用いることが多い。また、平水時において護岸前面の水深が深く、瀬替えが容易でない場合や、船着きとして利用される護岸では、矢板護岸とすること多い。

【図　解】

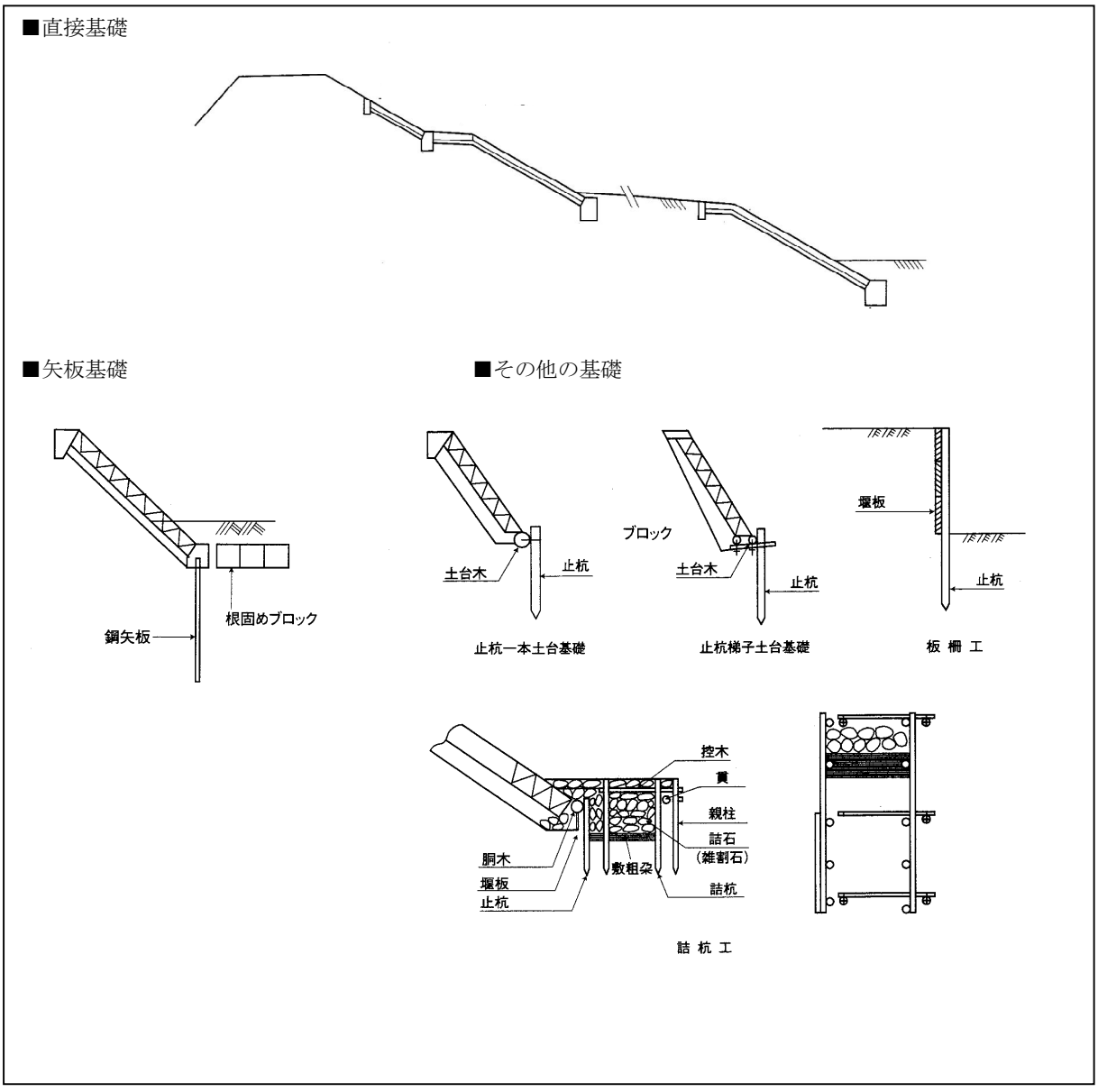
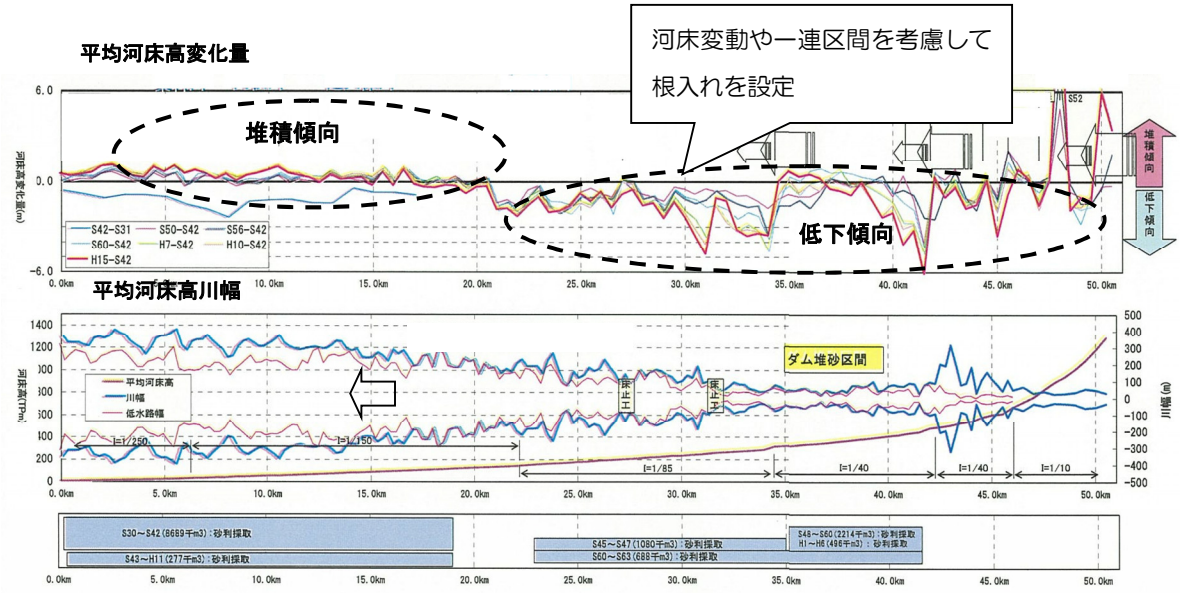


図 3-3-1　基礎工の種類

【コラム】基礎工の天端高の設定のポイント

○基礎工の天端高（根入れ深さ）の設定は、上下流の河床変動（堆積傾向・低下傾向）を調査し、一連区間の中で洪水時の洗掘に対して安全な深さとする必要がある。特に、堰や床止め等の下流部や河床低下の著しい河川では、将来の予測を含め十分な根入れ深さを設定する。



経年的な河床の変化を整理した例

堆積状況

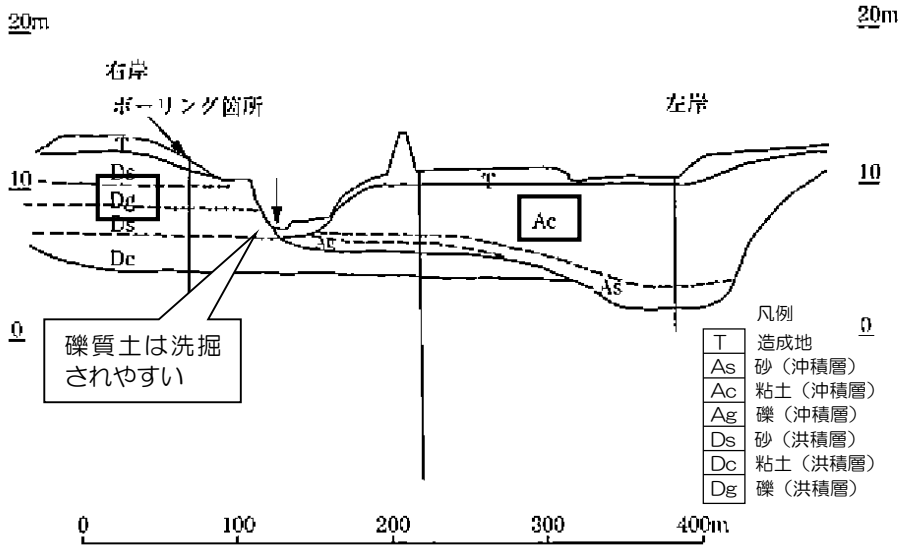
洗掘状況

【コラム】河床洗掘における河道状況の着目点

【河床の土質と洗掘傾向】

○河道の状況は、河道の平面、縦横断形状から判断して、洗掘傾向であると想定される地点で洗掘が進行していない場合がある。また、逆に堆積傾向であると想定される地点で、洗掘が発生している場合がある。

○この要因としては、河床の河床材料（土質構成）の違いが挙げられる。河床に礫質土が露出している場合では、洗掘され易く、粘土質土が露出すると洗掘されにくい傾向となる。

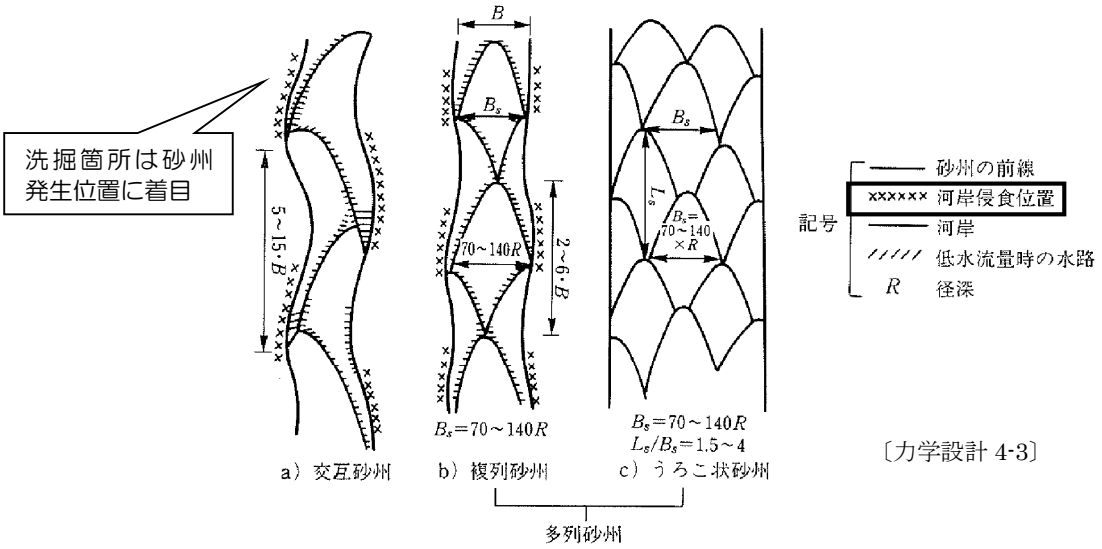


地質推定断面図例

【砂州の発生形態と洗掘箇所】

○河床の洗掘は、砂州の発生形態と密接に関係しているため、基礎工を計画する上で、砂州の発生形態を十分に検討しておく必要がある。

○典型的な砂州の発生形態と、洗掘（河岸侵食）が懸念されやすい位置を下図に示す。



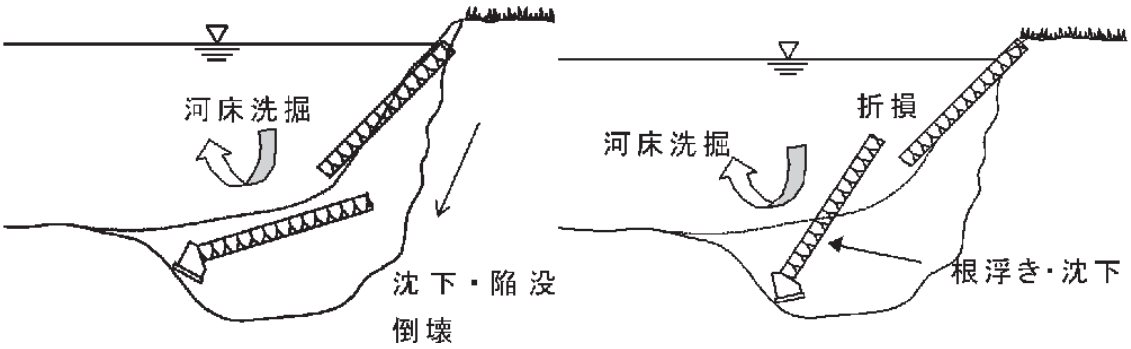
〔力学設計 4-3〕

砂州の発生形態

【コラム】護岸の被災形態

【被災形態・メカニズム】

○護岸設計にあたり、過去の被災形態やメカニズムを把握し、被災要因を分析して護岸構造を検討する必要がある。洪水時の洗掘により護岸基礎工の浮上がりが生じた場合、基礎工が支持力を失うことにより、のり覆工が変形して倒壊に至る。



基礎工の浮上がりによる護岸損傷イメージ

【被災事例】

○水衝部における護岸基礎周辺の河床洗掘により基礎部に空洞が発生し、護岸裏の土砂が吸い出しを受けて被災するケースが多い。

洗掘、吸い出しによる護岸の被災事例

3-3-2　構造・設計の細目

1)　基礎工の天端高（根入れ）　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 4.2〕

基礎工の天端高は、洪水時に洗掘が生じても護岸基礎の浮上がりが生じないよう、本章 3-1-4、2)を参考にして、最深河床高を評価することにより設定するものとする。

【解　説】

基礎工天端高の基礎的な考え方としては次の四つがある。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工天端を決定するものとする。

①　最深河床高を天端高とし、必要に応じて前面に最小限の根固工を設置する方法

②　最深河床高よりも上を天端高とし、洗掘に対しては前面の根固工で対処する方法

③　最深河床高よりも上を天端高とし、洗掘に対しては基礎矢板等の根入れと前面の根固工で対処する方法

④　感潮区間など水深が大きく基礎の根入れが困難な場合に、基礎を自立可能な矢板で支える方法

事例によると②および③の方法では、基礎工天端高を計画断面の平均河床高と現況河床高のうち低い方より、0.5～1.5m程度深くしているものが多い。

高水護岸部の基礎高は法尻から-0.5m を基準とする。ただし、新設する護岸の上下流に既設の護岸がある場合には、既設護岸の根入れを調査し、すりつけや隔壁等を考慮する。

【図　解】

最深河床高を天端高とする。ただし、最深河床高を天端高とした場合に根入れが極端に深くなる場合や、施工性の低下が懸念される場合は、基礎工の前面に根固工を設置することで、浮上がりが生じないようにする（根固工の設置幅に関しては、「根固工」を参照）。

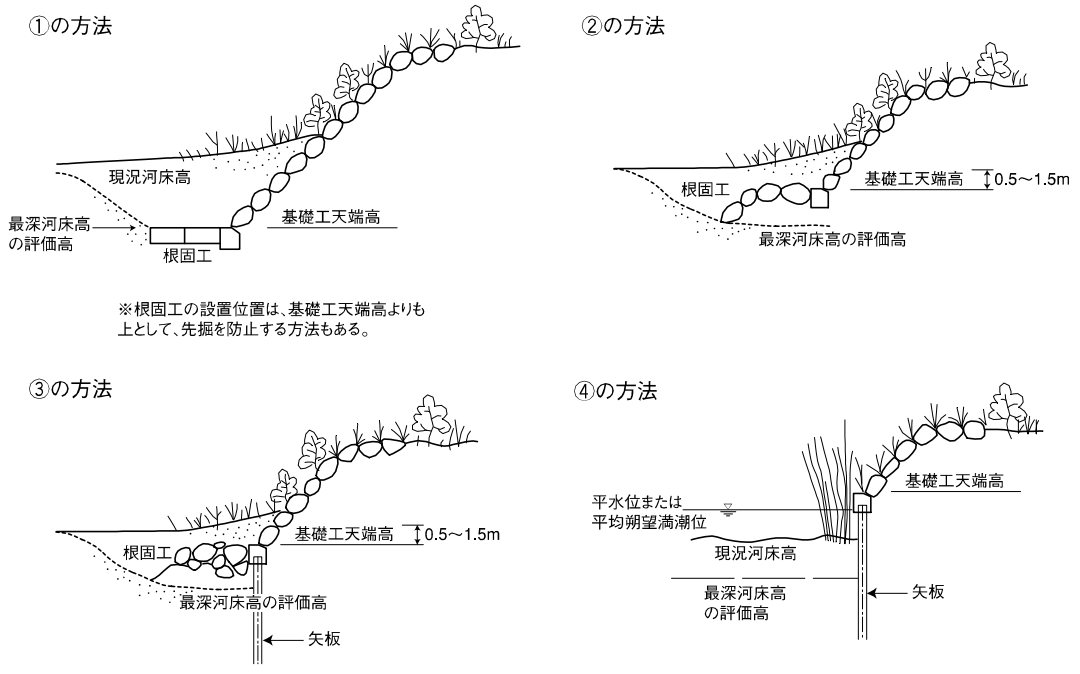
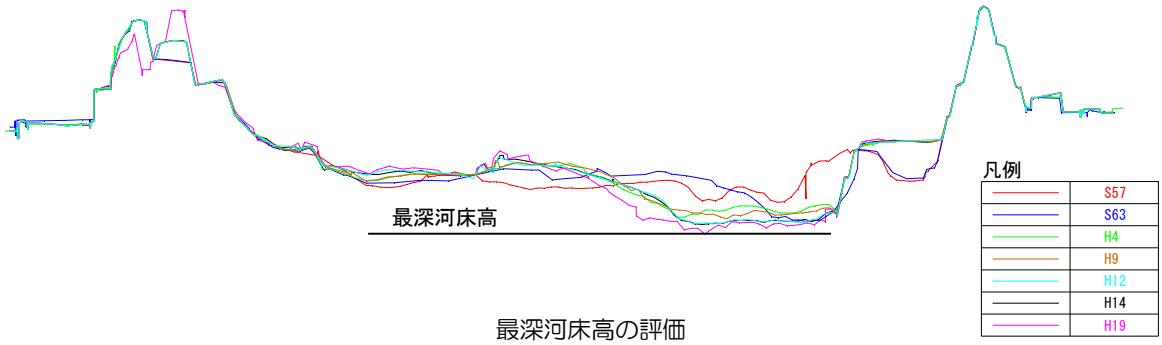


図 3-3-2　基礎工天端高と根固工の組合わせ

【コラム】最深河床高の評価

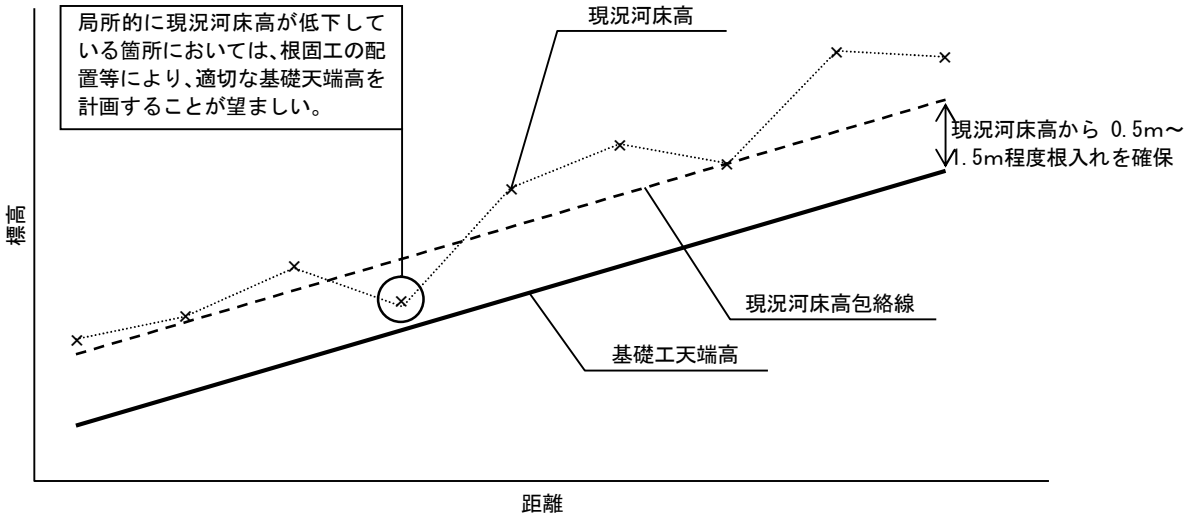
○最深河床高は、定期測量横断の重ね図等を作成し、経年的に評価することが望ましい。また、定期横断の河床高は平水時の河床高であり、洪水時は河床が変動しているため、セグメントや州の形成状態にも考慮して最深河床高を評価することが望ましい。



最深河床高の評価

○基礎工天端の設定では、距離標（測点）毎で現況河床高を評価した後、縦断的な現況河床高の評価を行う。基礎天端高が一連区間で連続するように計画することで、施工性の向上に寄与することが期待される。

○局所的に現況河床高が低下している箇所に応じて、基礎天端高を計画することで、掘削深が極端に深くなり、工事費が著しく増加する場合には、基礎工全面に根固工を配置する等の対策により、適切な基礎工天端高を計画することが望ましい。



基礎工天端高の設定

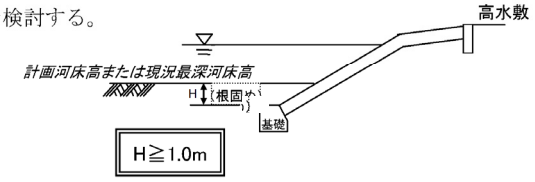
【コラム】基礎工の天端高さの設定事例

○基礎工の天端高は、低水護岸の場合、最深河床高より 1.0mとし、高水護岸の場合、高水敷高より 0.5m と設定している事例がある。

２）　基礎工の根入れ

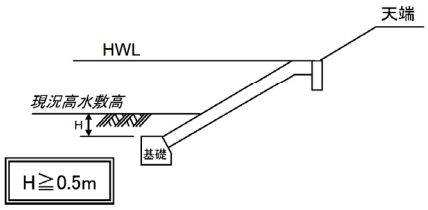
a．低水護岸の場合

計画河床高および最深河床高のいずれか深い方より－1.0 mとする。
ただし、現況河床が著しく低い場合は
矢板護岸による施工を検討する。



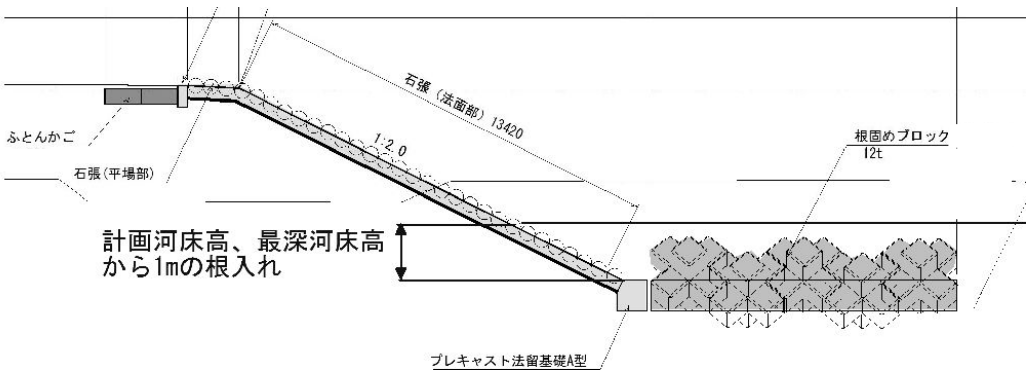
b．高水護岸の場合

現況高水敷高より
－0.5 mとする。
※ ただし、部分的（局所的）な地盤高変化については、上下流の状況に合わせることとする。



天端高の設定例１

○急流河川では、洪水毎に澪筋が変化するという特徴を有しているため、根入れを 1.0m以上確保した上で根固工を設置する等の洗掘対策を実施している事例がある。



天端高の設定例２

2) 基礎工の構造 〔力学設計 5-4〕

基礎工は、土質、施工条件、河道特性に応じて選択する。地盤が良好な場合には、直接基礎とし、軟弱な地盤の場合には杭または矢板にコンクリートをコーピングした基礎を用いることが多い。また、平水時において護岸前面の水深が深く瀬替えが容易でない場合や、船着場として利用される護岸では矢板基礎とすることが多い。

(1) 直接基礎工

直接基礎工は、地盤が砂礫等の良好な場合に用いられ、概ね台形断面のコンクリート構造、大型の自然石等を利用することがある。

① コンクリート基礎構造として、管内では 図 3-3-3 (1) のＡ～Ｄの型が用いられる。
ただし、のり勾配が 2 割～3 割の場合とする。

② 法留基礎工のコンクリート基礎は、プレキャスト製品を標準とする。

③ 現場内でコンクリート殻が発生する場合は、中詰等に使用することに努める。

④ 岩着基礎については、現場条件により異なるので個々に検討する。

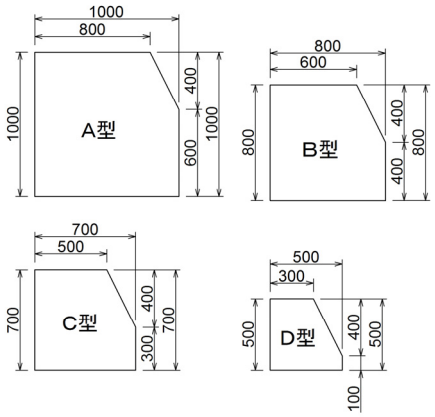


図 3-3-3(1) 直接基礎工の標準図

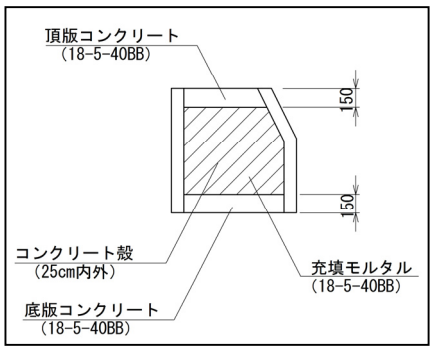


図 3-3-3(2) プレキャスト基礎工（殻投入タイプ）の例

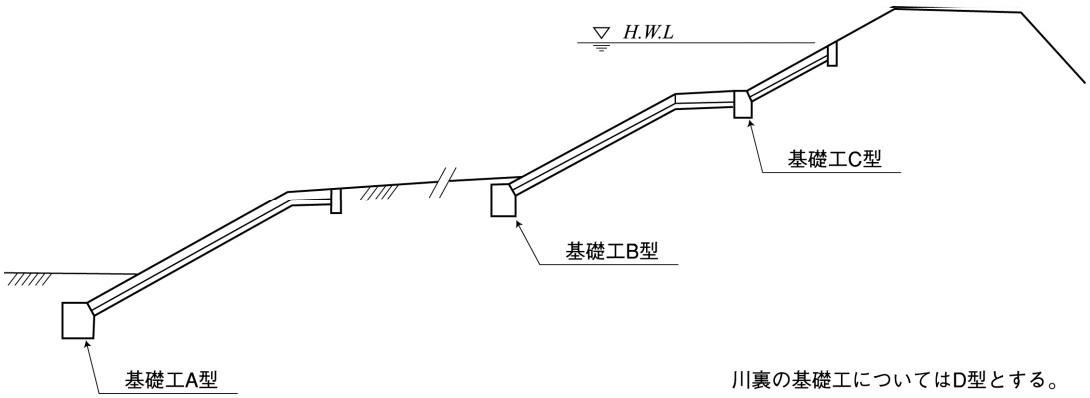


図 3-3-4 直接基礎工の設置例

(2) 鋼矢板基礎工

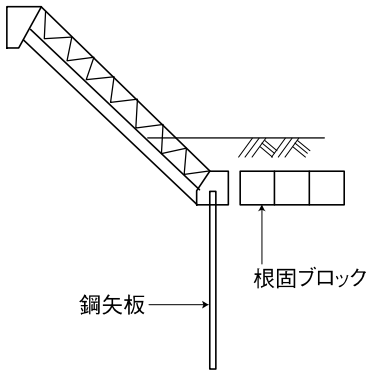
① 洗掘の恐れのある箇所、吸出しの恐れがある箇所、基盤漏水箇所に用いられ、自立式、控え式が一般に使われている。

② 水質が酸性の河川、感潮河川等で用いる場合は、腐食代を十分見込むか腐食対策を行わなければならない。

③ 矢板基礎の場合には、土圧、水圧、地震時慣性力、上載荷重等の設計条件に対して矢板が自立でき、安全となるように照査する。

④ 鋼矢板は、幅広型、ハット型の採用も検討する。

⑤ 基礎工は、プレキャスト製品を積極的に使用する。



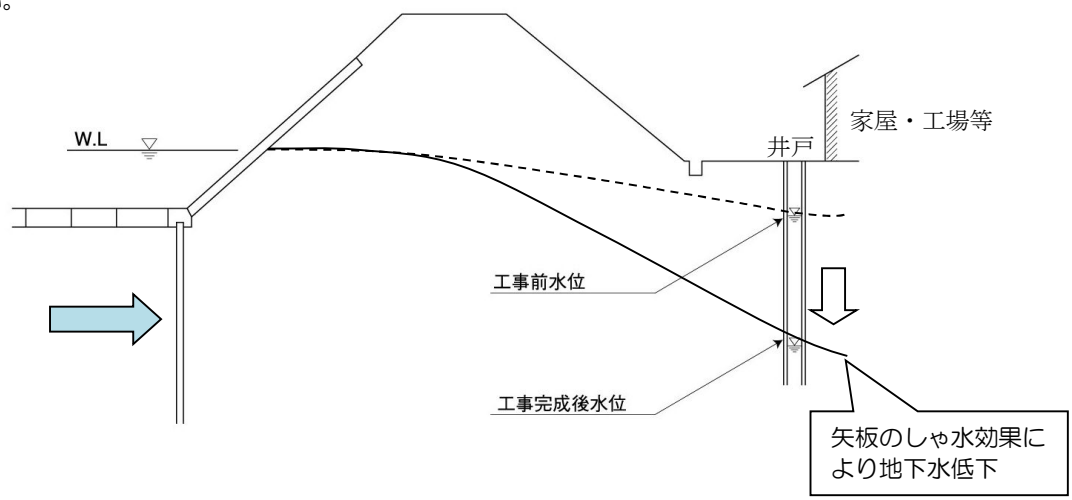
〔力学設計 5-4〕

図 3-3-5 自立式鋼矢板基礎の例

【コラム】地下水位の高い河川の留意点

○堤防の強化及び漏水の解消として、川表側に鋼矢板を打ち込む場合、川からの水を遮断するため、井戸涸れが生じる可能性がある。また、地下水が豊富な地域は、護岸の基礎施工時の床掘に伴う水替ポンプ排水の影響で施工時に同様な現象が起こる場合がある。これらの対策として、事前に井戸水利用状況や井戸調査を実施しておくことが望ましい。

○井戸調査については、堤防周辺の井戸だけではなく、地下水を利用している工場等も調査することが望ましい。



矢板基礎による地下水低下の例

(3)　特殊な基礎（低水護岸、高水護岸共通）

①　漏水対策及び洗掘防止の必要な個所については、図 3-3-3（1）に示すＡ，Ｂ，Ｃの各型＋鋼矢板とする。（矢板の自立計算は必要に応じて計算する。）

②　軟弱地盤

コーン指数「4（kN/m^2×100）」未満の場合は図 3-3-6 によるほか、以下の方法により対処する。

a.　再生砕石厚 20 ㎝を標準

b.　ＲＣパイルφ200＋再生砕石厚 20 ㎝

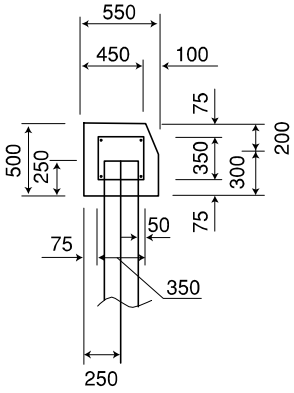
ただし、a.について砕石厚を 20 ㎝以上にする場合は、b.と比較する。

また、b.についてパイル長は 3ｍを標準とするが地質の悪い場合は、別途考慮する。

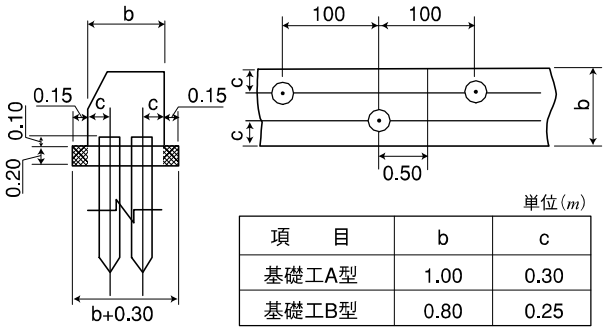
ＲＣパイルを使用した場合、基礎底面の土砂の吸出しや護岸背面の空洞化の対策の必要性について、別途考慮する。

③　その他の基礎工

①板柵工、②詰杭工、③土台木等がある。



E 型鋼矢板基礎工



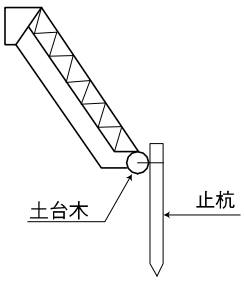
断面図　　平面図

単位(m)

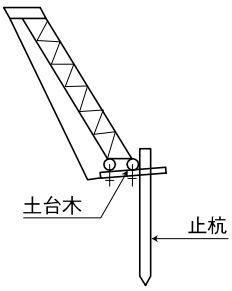
項　　目	b	c
基礎工A型	1.00	0.30
基礎工B型	0.80	0.25

パイル基礎

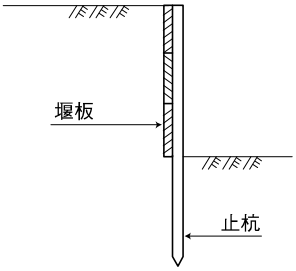
図 3-3-6　特殊な基礎工



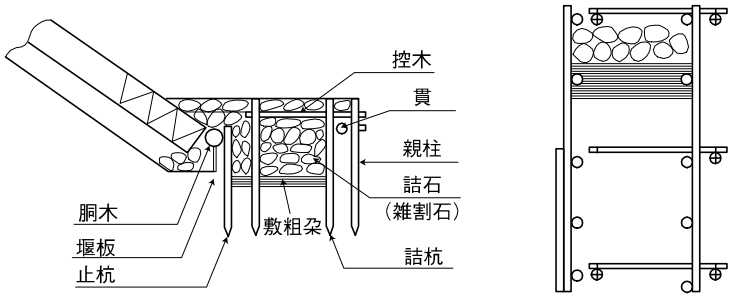
止杭一本土台基礎



止杭梯子土台基礎



板 柵 工



詰 杭 工

図 3-3-7　その他の基礎工

3-4　根固工

3-4-1　根固工設計の基本　〔河川砂防（設Ⅰ）第 1 章 4.2〕

根固工は、河床の変動を考慮して基礎工が安全となる構造とするものとする。

【解　説】

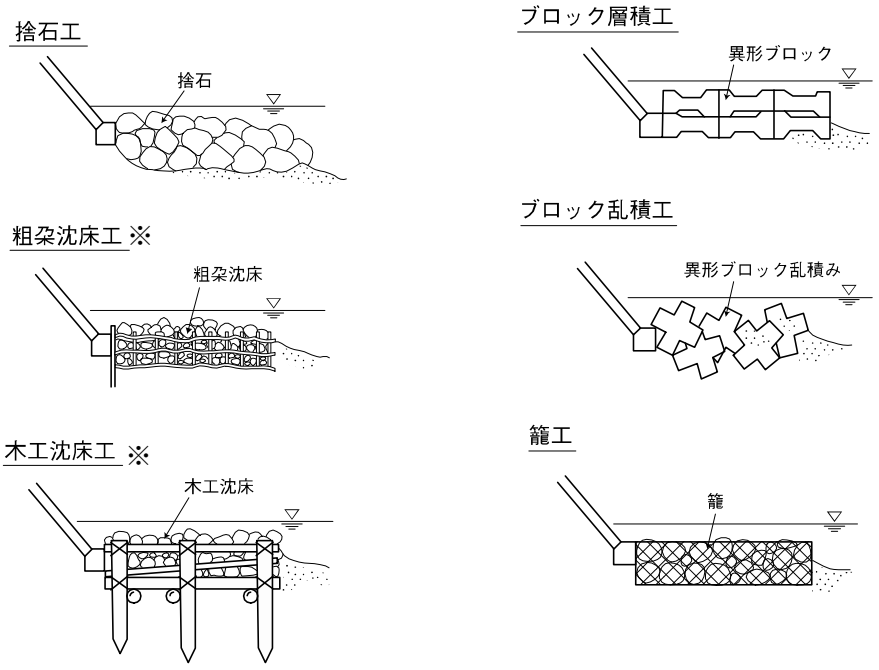
根固工は、大きな流速の作用する場所に設置されるため、流体力に対して安定を保つことのできる重量であること。護岸基礎前面に洗掘を生じさせない敷設量であること。耐久性が大きいこと。河床変化に追随できる屈とう性構造であることが必要である。

3-4-2　構造・設計細目

1)　根固工の工種　　〔河川砂防（設Ⅰ）第 1 章 4.2〕

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

根固工の代表的な工種としては次のようなものがある。



※木工沈床工、粗朶沈床工は、木が腐らないように常に水面下になるよう留意する。

〔河川砂防（設Ⅰ）第 1 章 4.2 一部加筆〕

図 3-4-1　根固工の代表的な工種

①　捨石工は、十分な重量を有する捨石を用いる。

②　沈床工には、粗朶沈床、木工沈床、改良沈床等があり、粗朶沈床は緩流河川で、木工沈床は急流河川で用いられることが多い、改良沈床は枠組み材にコンクリート材を用いたものである。

③　籠工は、蛇籠、ふとん籠等を用いる。

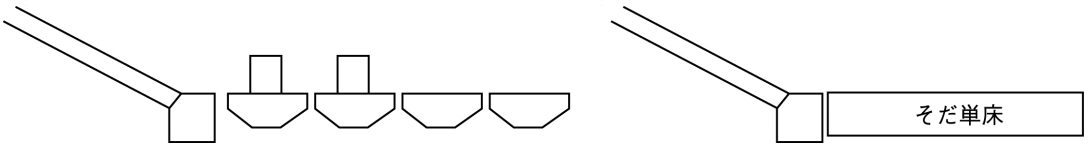
④　異型コンクリートブロック積工は、各種の異型コンクリートブロックを用いたもので層積工と乱積工がある。

2) 根固工の天端高

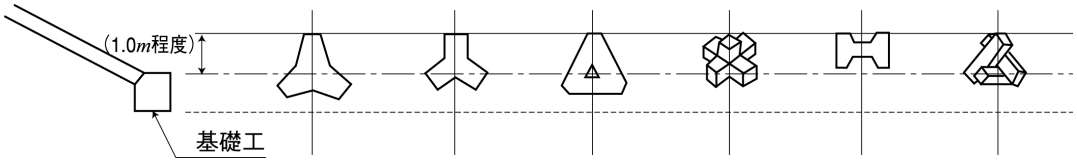
根固工の敷設天端高は基礎工天端高と同じ高さとすることを基本とするが、根固工を基礎工よりも上として洗掘を防止する方法もある。

根固工の据付方法（例）

① 根固工を基礎工天端高と同じ高さとした場合



② 根固工を基礎工天端高より上とした場合



注）ブロック下端が基礎面より下る場合は基礎工底面とする。

図 3-4-2 根固工の裾付方法（例）

3) 根固工の敷設幅 〔力学設計 5-5〕

根固工の敷設幅は、護岸の基礎工前面の河床が低下しないよう十分な幅となるよう照査する。

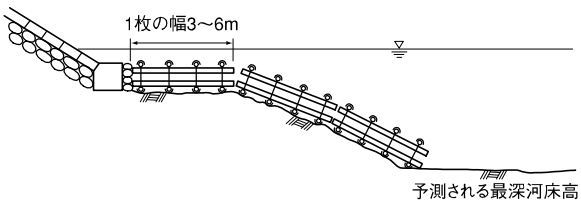
沈床工、篭工の根固工の敷設幅は予測される最深河床高が発生した場合にも護岸基礎前面の河床が低下しないように定める。

【解 説】

① 敷設方法には、洗掘前の河床に根固を重ね合わせずに設置して自然になじませる場合と（図 3-4-3）、既存の深掘れ部に根固を重ねて設置する場合とがある（図 3-4-4）。

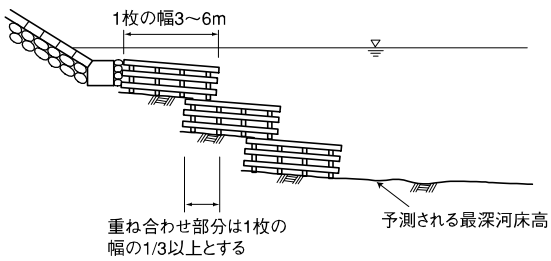
② 沈床を深掘れ部に重ねて設置する場合には、１枚３～６ｍ幅を基本とし、これを階段上に積み重ねることが多い。沈床の場合には、重ねて合せ幅を、下段沈床幅の１/３以上とする事例が多い。

木工沈床を重ね合わせて設置する工法は、急流河川に多い事例である。



〔力学設計 5-5〕

図 3-4-3 重ね合わせない場合の敷設幅
（図は、粗朶沈床の場合）



〔力学設計 5-5〕

図 3-4-4 重ね合わせる場合の敷設幅
（図は、木工沈床の事例）

③　周辺の河床低下や洗掘が予想される区間では、護岸基礎前面の河床が低下しない敷設幅を確保する必要がある。すなわち、護岸前面に河床低下が生じても最低１列もしくは 2m以上の平坦幅が確保されることが必要とされる。

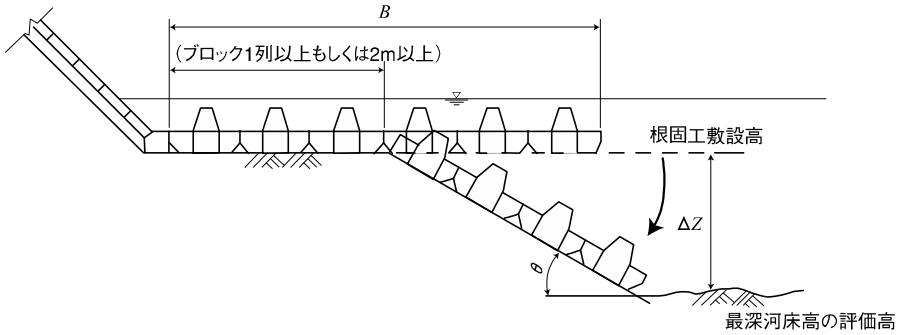
したがって、必要敷設幅 B は、根固工敷設高と最深河床高の評価高の最低差△Z を用いれば幾何学的に、次式のようになる。

$$B = Ln + \triangle Z / \sin\theta$$

ここに、　Ln　：護岸前面の平坦幅（根固工１列もしくは２m程度以上）（m）

θ　：河床洗掘時の斜面勾配（一般的には 30° を用いてよい。）

$\triangle Z$　：根固工敷設高から最深河床の評価高までの高低差　（m）



〔力学設計 5-5〕

図 3-4-5　滑動・転倒を安定条件とする根固工の敷設幅

4)　各工種の設計法　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 4.3〕

(1)　捨石工の根固工

隣接部材との一体性が弱く、個々の部材が敷き並べられている構造である。安定性の照査は、根固工の部材に作用する掃流力が部材（自然石）の移動限界を超えないものとして代表流速 Vo と部材の大きさの関係を次式によって照査する。

①　平坦床上の場合

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 \cdot 2g[\rho_S / \rho_W - 1]} V_0^2 \quad \cdots\cdots\text{米国工兵隊の評価式}$$

ここに　D_m　：石の平均粒径（m）

E_1　：流れの乱れの強さを表す実験係数

（比較的乱れが小さい流れでは、E_1 ＝1.2、乱れが大きい流れの場合は、E_1 ＝0.86、通常は E_1 ＝1.2 が用いられる場合が多い。）

$\left(\rho_S/\rho_W - 1\right)$：河川材料の水中比重　（通常 1.65 を用いる）

V_o　：代表流速（m/s）

② 斜面上の場合

捨石を斜面角度θののり面に設置する場合は、粒径D_mに対して斜面の補正係数Kを乗じた値$K \cdot D_m$を捨石径とする。

$$K = \frac{1}{\cos\theta\sqrt{1-\frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}}}$$

ここに

θ　　：捨石の斜面角度

ϕ　　：石材料の水中安息角（ϕの標準値は砕石の場合 41°、自然石の場合 38°）

③ 敷設厚および平坦幅

捨石工は、主に砂河川に用いられることが多い。このため吸い出しが生じないよう平均粒径の 3 倍程度の敷設厚とすることが望ましい。また、河床低下に対して変形が生じても護岸基礎前面に 3m以上の平坦部が確保されていることが望ましい。　〔力学設計 5-5〕

※ 計算例（捨石工）

① 条　件　　のり面勾配　1：2　（θ＝26.57°）

代表流速　Vo ＝4.0m/s

材料の水中比重　(ρ_s/ρ_w-1)＝１.65

石材料の水中安息角　ϕ＝38°（自然石）

E_1＝1.2　（比較的乱れが小さい流れの場合）

② 計　算

（平坦上の平均粒径）

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 2g\left(\rho_s/\rho_w-1\right)}V_0^2 = \frac{1}{1.2^2\times 2g\times 1.65}\times 4.0^2 = 0.34\text{m}$$

平坦床上では、D_m＝0.34mとなる。

（斜面上の補正）

$$K = \frac{1}{\cos\theta\sqrt{1-\frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}}} = \frac{1}{0.894\sqrt{1-\frac{0.50^2}{0.781^2}}} = 1.46$$

斜面勾配１：２での平均粒径は、D＝１.46D_m＝１.46×0.34＝0.50mとなる。

(2) 沈床工の根固工

ほぼ等しい径の部材が（切り出し石など）がかみ合わせ効果を持ちながら、格子枠状のものに詰められている状態であり、粗朶沈床、木工沈床が該当する。安定性の照査は代表流速Ｖ0 に対して部材の移動を許さないよう次式によって照査する。

① 平坦床上の場合

$$D_m \geqq V_0^2 / \left[\{6.0+5.75\log(H_d/K_s)\}^2 \cdot \tau_{sd} \cdot S \cdot g \right]$$

ここに、

D_m ：中詰石の平均粒径（m）

V_0 ：代表流速（m/ｓ）

K_S ：相当粗度＝D_m と等しくとる

τ_{sd} ：部材に作用する無次元掃流力＝τ_d ＝0.05

H_d ：設計水深（m）

S ：材料の水中比重 $(\rho_s/\rho_w - 1) = 1.65$

必要なD_mは初期値を D_{m1}とし、$Ks = D_{m1}$ と仮定し上式により繰り返し計算を行うことによって求められる。

② 斜面上の場合

角度 θ の斜面に設置する場合は次式により補正を行う

$$\tau_{sd} = \tau_d \cdot \cos\theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}}$$

ここに θ ：斜面角度（°）

ϕ ：材料の水中安息角（ϕ の標準値は砕石の場合 41°、自然石の場合 38°）

③ 施工後のかみ合わせ効果が不十分になると急激に流出しやすくなるので照査の目標値としては 30～50%程度割り増した値とすることが望ましい。

※ 計算例（沈床工）

① 条 件

斜面勾配 平坦床上及び１：3（θ=18.43°）

代表流速 V_0=5.0m/ｓ

設計水深 H_d=4.0m

材料の水中比重 S =１.65

中詰石材料の水中安息角 ϕ=38°（自然石）

相当粗度 $K_S = D_m$

無次元掃流力 $\tau_{sd} = \tau_d = 0.05$

② 計 算

（平坦床上の平均粒径）

D_{m1}=0.15 と仮定すると K_s=0.15

$$D_m \geqq V_o / \left[\{6.0 + 5.75\log(H_d/K_s)\}^2 \cdot \tau_{sd} \cdot S \cdot g \right]$$

$$D_m \geqq 5.0^2 / \left[\{6.0 + 5.75\log(4.0/0.15)\}^2 \times 0.05 \times 1.65 \times g \right] = 0.15 \cdots \text{OK}$$

かみ合わせ効果を考慮して D =1.3D_m=1.3×0.15=0.20mとなる。

（斜面上の補正）

$$\tau_{sd}=\tau_d\cos\theta\sqrt{1-\frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}}=0.05\times0.949\sqrt{1-\frac{0.333^2}{0.781^2}}=0.043$$

D_{m1}=0.20 と仮定すると　K_s=0.20

$$D_m \geqq 5.0^2 \Big/ \left[\{6.0+5.75\log(4.0/0.20)\}^2\times0.043\times1.65\times g\right]=0.20 \quad \text{OK}$$

斜面勾配　１：３での中詰平均粒径は　$D=1.3D_m=1.3\times0.20=0.26$ｍとなる。

(3)　籠工の根固工

面的に設置されたほぼ同一粒径の球状の材料（石など）が籠状のものの中に詰められた状態である。安定性の照査は、籠状の枠の中で籠に変形を生じるような詰め材料の移動を原則として許さないものとし、次式によって照査する。

①　平坦床上の場合

$$D_m \geqq V_0^2 \Big/ \left[\{6.0+5.75\log(H_d/K_s)\}^2\tau_{sd}\cdot S\cdot g\right]$$

ここに、　D_m　：中詰石の平均粒径　（m）

V_0　：代表流速　（m/ｓ）

K_s　：相当粗度　（$2.5D_m$）

τ_{sd}　：τ_d 部材に作用する無次元掃流力

籠の変形を許さない場合　$\tau_d=0.10$

S　：材料の水中比重$\left(\rho_S/\rho_w-1\right)$

平均粒径 D_m は、初期値 D_{m1} として $K_s=2.5D_{m1}$ と仮定し上式により繰返し計算により求めることができる。

②　斜面上の場合

角度 θ の斜面に設置する場合は、次式により補正を行う。

$$\tau_{sd}=\tau_d\cdot\cos\theta\sqrt{1-\frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}}$$

ここに、　θ　：斜面角度（°）

ϕ　：材料の水中安息角（ϕ の標準値は砕石の場合 41°　自然石の場合 38°）

(4) 異形ブロック積み根固工

急流河川における根固工の敷設方法は、水深が大きい場合を除き原則として層積みとし、連結していることが望ましい。

根固工として、異形コンクリートブロックを敷設する場合、互いに連結する場合と乱積みして連結しない場合がある。またブロックによっては、その形状の特徴として特に連結しなくとも互いにかみ合って単体として離れがたいとされているものがある。しかし洪水時に河床が洗掘により低下することもあり、その時ブロックが低下すると同時にブロックが単体となって流失することがある。

① 層積み根固工

上流端部に位置する根固工であって、設置面はほぼ平らであり、部材が規則的に敷きならべられた状態を想定する。

滑動および転動に対する安定条件より、根固工の所要重量を次式により照査する。

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

ここに

W ：根固工の所要重量（N）{kg}

a ：部材の形状等によってきまる係数 （表 3-4-1 参照）

β ：群としてのブロックの移動限界流速が単体 1.0 の場合に比べて、何倍であるか示す係数である。（表 3-4-1 参照）

ρ_b ：ブロックの密度 $\left(kg/m^3\right)\left\{kgf\cdot s^2/m^4\right\}$

ρ_w ：水の密度 $\left(kg/m^3\right)\left\{kgf\cdot s^2/m^4\right\}$

V_d ：一般に代表流速V_oを用いてよい。 $V_d \fallingdotseq V_o = \alpha \cdot V_m$

（ブロックサイズが大きくV_dとV_oがほぼ等しいため）

根固工の所要重量が流速の 6 乗に比例するので流速の評価は慎重に行なう必要がある。

表 3-4-1 異形コンクリートブロックの係数 a 及びβの値

ブロックの種類	a	β
対称突起型	1.2	1.5
平 面 型	0.54	2.0
三 角 錐 型	0.84	1.4
三角支持型	0.45	2.3
長 方 形	0.79	2.8

〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 4.3〕

② 乱積み根固工

上流端部の部材、あるいは凹凸が大きく不規則に積み上げられた状態にあり、単独に扱うべき部材で、流体力による滑動・転動による移動が生じる。安定性の照査式は層積みモデルと同様である。式中に用いられるａは抗力係数、揚力係数などによる係数であり層積みモデルと変わらない。

βは一体性が認められる場合にβ＞１となるが、一体性の弱い乱積では、根固工先端部では、流速は大きくなるため、βは 1.2 と設定するとよい。先端部より比較的流速の小さい本体部についてはβを 1.2～2.0（層積みの割り引き係数）とする。

③ 留意点

a. 部材の連結について

部材の連結が確実であればβを大きくとることができる。連結を確実にするためには、異型コンクリートブロック等を吊り下げることのできる径の鉄筋を用いるとともに、鉄筋を固着しているコンクリート部分が破壊にいたる引張応力が作用しない構造とする。連結鉄筋及び吊り下げ鉄筋の例を表 3-4-2 に示す。

表 3-4-2 連結鉄筋及び吊り下げ鉄筋の例

連結鉄筋	
公称荷重(ｔ)	径(mm)
2 以下	16
2.1 ～ 8	19
8.1 ～ 25	22

吊り下げ鉄筋	
公称荷重(ｔ)	径(mm)
1 以下	13
1.1 ～ 3	16
3.1 ～ 5	19
5.1 ～ 8	22
8.1 ～ 12	25
12.1 ～ 16	28
16.1 ～ 25	32

b. 吸出防止材について

砂河川に当該モデルの根固工を設置する場合には、根固工下部の流速が０にはならないため、根固工の下に吸出し防止材を敷設するなどして､吸出防止対策を行うことも考えられる｡吸出防止材としては、吸出防止マット、籠工、粗朶沈床、砕石敷きならしなどがある。

5) 根固工の法面

根固工ののり面は異形コンクリートブロック乱積み、および捨石工においては１：１.５程度とする。

コンクリートブロックの静止摩擦係数試験によると、飽和した土について静止摩擦係数μ=0.65 程度の値が得られている。

この結果をのり勾配に換算すると約1：1.5の勾配となる。

6) 元付および間詰

基礎工と根固工の高さに差があり、のり覆工と根固工の間に間隙が生じる場合には、適当な元付及び間詰工を施すものとする。

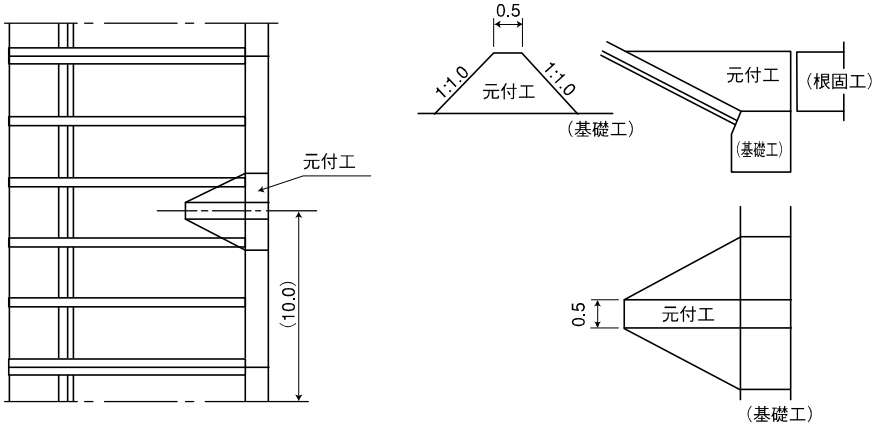
根固工天端を平均河床高に合わせたことにより高さの差が生じ、この隙間に流水が走り被害を生じることがあるので、それらを防止するために設けるものとする。元付としては「コンクリート」と「ふとん籠」に大別されるが、一部にブロックをとらえたり、玉石を充填する間詰工とする場合もある。

【図　解】

(1)　元付工

a.　コンクリートの場合　　①配置…概ね 10mに１箇所

②形状…図 3-4-6 の通り



平　面　図　　標準構造図

図 3-4-6　コンクリートの場合

b.　布団籠の場合　　①配置…概ね 10mに１箇所

②形状…図 3-4-7 の通り

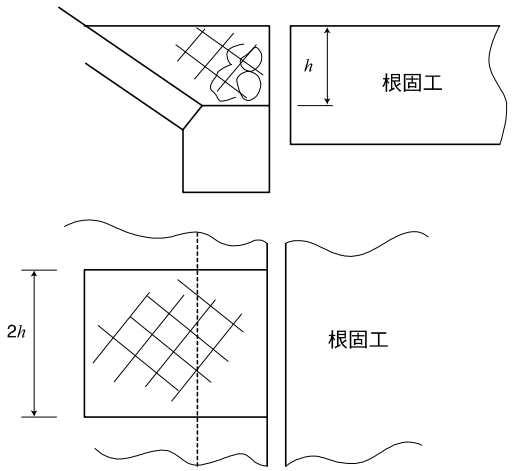


図 3-4-7　布団籠の場合

(2)　間詰工

間詰区間については、前面充填を基本とする(図 3-4-8)。

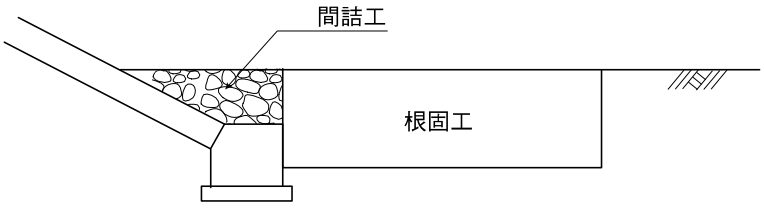
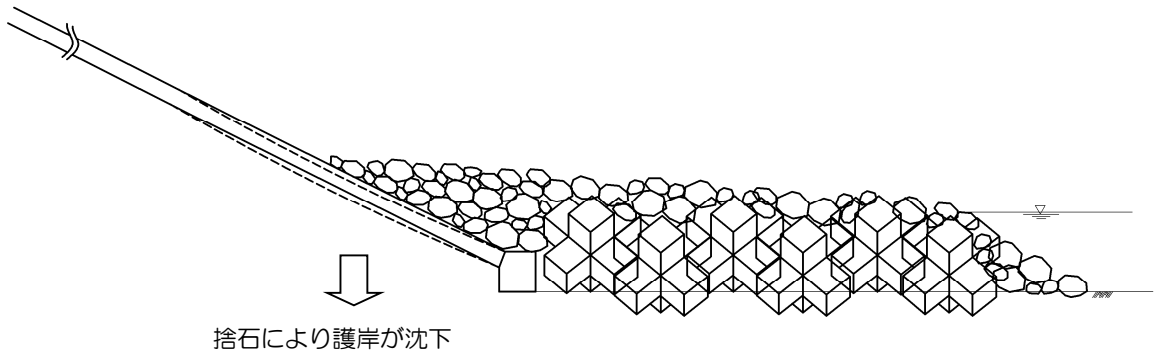


図 3-4-8　間詰工

【コラム】根固工に伴う護岸の沈下

○環境配慮面から、根固めブロック上へ過度に捨石を行うと、低水護岸が沈下する可能性がある。対策としては、根固めとしての必要幅や重さを適切に設定し、低水護岸に過大な荷重がかからないよう配慮することが望ましい。



○参考文献

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
美しい山河基本方針	美しい山河を守る災害復旧基本方針	H26.3	国土交通省
河川景観ガイドライン	河川景観の形成と保全の考え方	H18.10	国土交通省
多自然川づくり基本方針	多自然川づくり基本方針	H18.10	国土交通省
鉄線籠型護岸基準	鉄線籠型護岸の設計・施工技術基準（案）	H21.4	国土交通省
構造令	改定　解説・河川管理施設等構造令	H12.1	(社)日本河川協会
河川砂防（設Ⅰ）	改訂建設省河川砂防技術基準(案)設計編(Ⅰ)	H9.10	(社)日本河川協会
力学設計	改訂　護岸の力学設計法	H19.11	(財)国土技術研究センター
例規集	河川事業関係例規集	H27	(社)日本河川協会
災害復旧要領	災害復旧工事の設計要領	H27.7	(社)全国防災協会
水理公式集	水理公式集	H11.11	(社)土木学会
ポイントブックⅢ	多自然川づくりポイントブックⅢ	H23.10	(財)リバーフロント整備センター
擁壁工指針	道路土工 擁壁工指針(平成 24 年度版)	H24.7	(社)日本道路協会
ポーラス護岸の手引き	ポーラスコンクリート河川護岸工法の手引き	H13.4	(財)先端建設技術センター

第４章　水　　制

第４章　水　制

4-1　水制設計の基本　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 5.1〕

水制は、高水敷等と一体となり、計画高水位以下の水位の流水の通常の作用に対して堤防を安全に防護できる構造とするよう河川環境の保全・整備に十分留意しつつ、過去の経験・類似河川の実績、あるいは試験施工・模型実験の成果等を基にし、施工性、経済性等を考慮して設計し、必要に応じて施工後の経緯を踏まえて改良するものとする。

【解　説】

水制工は古くから治水･河川利用等を目的に､各河川の特性に合わせ地域ごとに多様な発展を遂げてきた。いわゆる伝統工法といわれるように、木、植物、土、石などの地場の素材を用い、川の自然の営力に逆らわないよう経験的に工夫されてきたものである。また、維持管理についても、地域の生活の中に組み込まれ、地域の風土や文化の形成と密接に関係した工法である。

水制は水が通過し得る構造か否かにより透過水制、不透過水制に分類される。

透過水制は、流水が透過する構造のもので、水制が粗度要素となって流速を減じて洗掘を防いだり、適切に配置すれば土砂を堆積させる効果を持つ（杭出し類、牛枠類、ポスト型等)。

不透過水制は、流水を透過させないもので、越流水制と非越流水制に分けられる。不透過水制は水はね効果が大きいが、水制先端部や水制の下流部が特に洗掘されやすいので、水制周辺に根固工を設置する必要があることが多い（出し類、コンクリートブロック積み、沈床等)。

合理的な水制工の設計を行うためには、以下の事項に留意して水制設置場所の種々の特性と水理について「日本の水制」（山本晃一著）などの文献を参考に十分検討し、必要に応じて**流況解析、模型実験を行い**施工後の経緯を踏まえつつ改良を図るものとする。**また、水制の機能（制流）や河川環境を考慮し、出水後の変化や完成後のモニタリングを踏まえて順応的に整備していくことが望ましい。**

①　水制回りの局所洗掘

水制回りの洗掘深および洗掘範囲がどの程度であるかを前もって評価しておく必要がある。

②　水制による流速低減効果

水制による流速低減効果は、水制群を①相当粗度として評価する方法、②水制に働く抗力を算定し評価する方法があり、基本的にはこの考え方によって評価する。

③　水制域内への土砂の堆積条件

水制域内に堆積する材料によって土砂の輸送形式が異なるので土砂の粒径集団ごと（河川砂防（調）第4章河道特性調査参照）にその土砂の堆積・侵食量を評価する必要がある。

④　水制材料の移動限界流速

水制を構成する材料は、（玉石、割石、コンクリート異型ブロック等）流水に対して移動しないだけの重さ、大きさ、形状であることが必要である。

⑤　水制工と河岸線

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

4-2　構造・設計細目

1)　工種の選定　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 5.2〕

水制工の工種は、河川の平面及び縦横断形状、流量、水位、河床材料、河床変化など河状をよく検討し、目的に応じて選定するものとする。

【解　説】

水制工の働きに対応して、次のような構造の水制工が選ばれる。

(1)　流速の減少を主たる目的とするもの

①　水制の高さは低い。

②　透過性あるいは水深に比し低い不透過性水制である。

③　杭工などが主で軽い工作物になっている。

④　数本ないし数十本が並置され、それが全体として作用する。

(2)　水はねを主たる目的とするもの

①　水制の高さは高い。

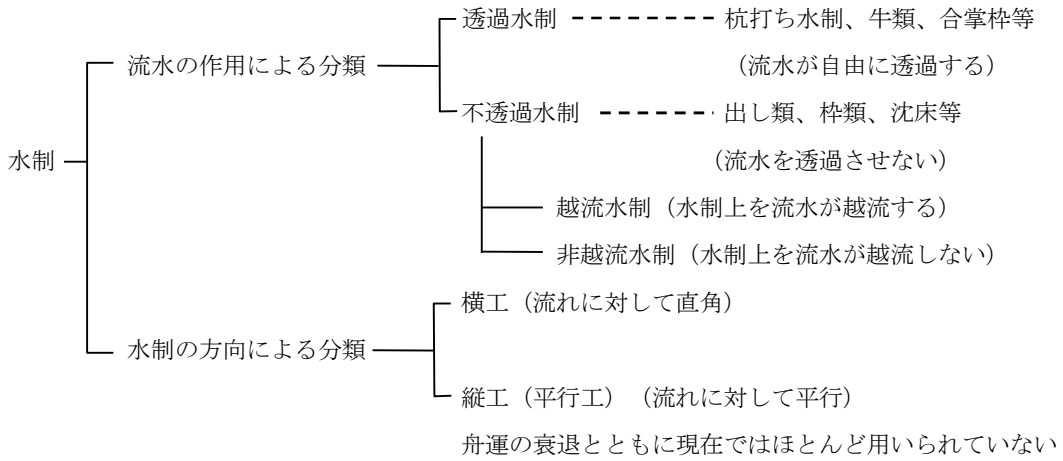
②　半不透過性又は不透過性である。

③　捨石工、コンクリートブロック積みなどが主で容量が大きく、重い構造物になっている。

④　単独あるいは少数並置される。

(3)　構造の分類

水制を構造から分類すると「透過水制」と、「不透過水制」に大別でき、不透過水制はさらに越流水制と非越流水制に分けられる。その透過水制と不透過水制では、治水効果ばかりでなく生態系への影響や、河川利用上の課題等、目的に応じて使い分けるとよい。



※透過水制と不透過水制の組み合わせもある

図 4-2-1　水制の分類

(4) 水制の工種

一般的には、急流河川から緩流河川になるにつれ、表 4-2-1 のように使用されている。

表 4-2-1 川の様相と水制の種類

川の様相	水制の種類
急流河川	コンクリートブロック、四基構、三基構、大聖牛
↕	三角枠、ポスト、枠出し、篭出し、棚牛、笈牛、菱牛、川倉
緩流河川	木工沈床、改良沈床、合掌枠、ケレップ、杭打ち上置工、杭出

これらの工種は、杭としての抵抗によるものと水制自体の自重により流水に抵抗するものとに大別されるが、緩流河川では杭出水制が多く用いられ、急流河川では水制の強度面から、また河床材料の粒度が大きくなって杭打が不可能になることから河床上に設置して自重で流水に抵抗するようなブロック水制あるいは聖牛が多く用いられる。

なお、水制の工法選定にあたっては、河状に応じてかつ設置目的を十分考慮し、適切な工法を選定することが大切であり、次の事項も参考にするとよい。

〔河川工事ポケットブック 4.2〕

① 河状河道が乱流している河川の常水路の固定には、ある程度長い水制を必要とする。

② 河岸（護岸）の保護には、透過性の根固水制がよい。

③ 低水路幅が小さい河川や河幅の小さい河川では、一般に水制は設けない。

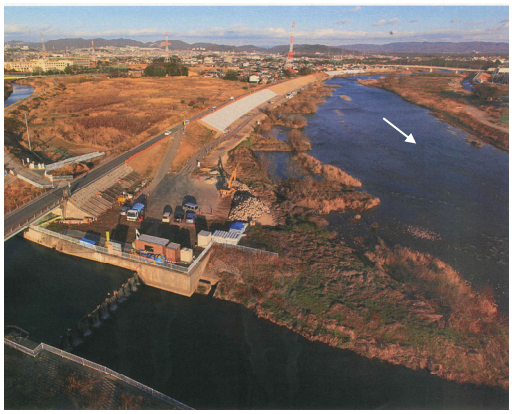
④ 緩流河川では一般に杭出水制など透過水制がよい。

【コラム】中部地方整備局管内の水制工の事例１

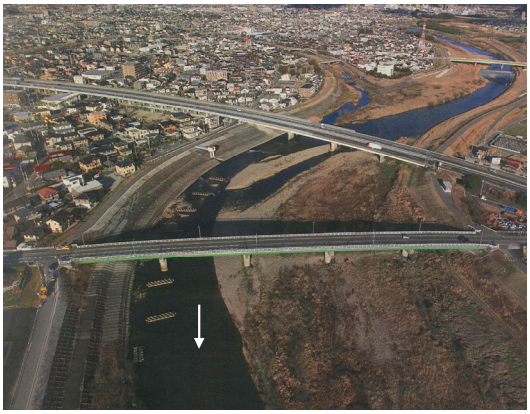
〇中部地方整備局管内に設置されている主な水制は下図のとおりであり、洗掘防止や護岸を流水から守るため、流速を減少させる目的のものが多い。一部では、河川環境の向上を目的とした環境水制も見られる。

設置目的：流速減少、洗掘防止
種　　類：不透過水制
材　　料：ブロック
向　　き：直角

設置目的：水はね、洗掘防止
種　　類：不透過水制
向　　き：直角



設置目的：流速減少、洗掘防止
種　　類：不透過水制
材　　料：袋状金網・石
向　　き：上向き



設置目的：流速減少、洗掘防止
種　　類：不透過水制
材　　料：ブロック
向　　き：上向き

設置目的：流速減少、洗掘防止
種　　類：不透過水制
材　　料：根固マット・ブロック
向　　き：上向き

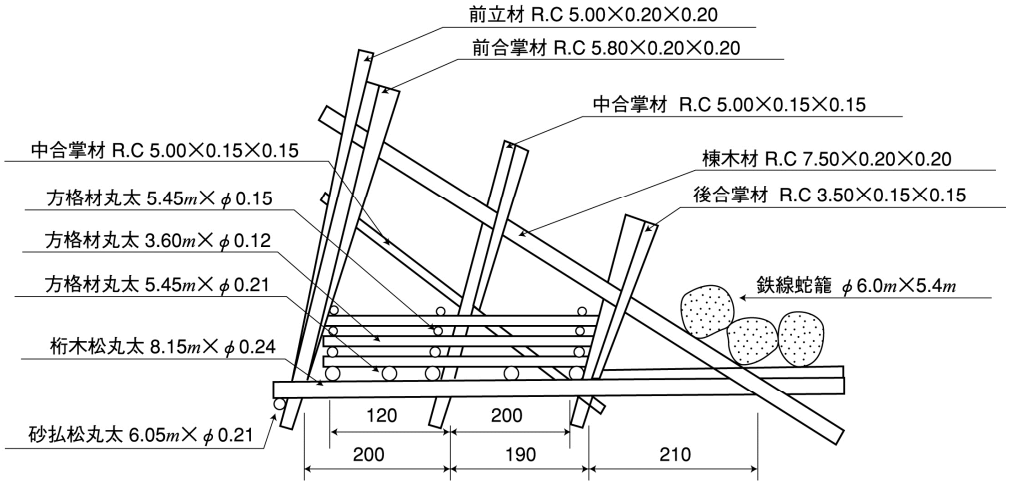
設置目的：流速減少、洗掘防止
種　　類：不透過水制
材　　料：石
向　　き：直角

【コラム】中部地方整備局管内の水制工の事例２

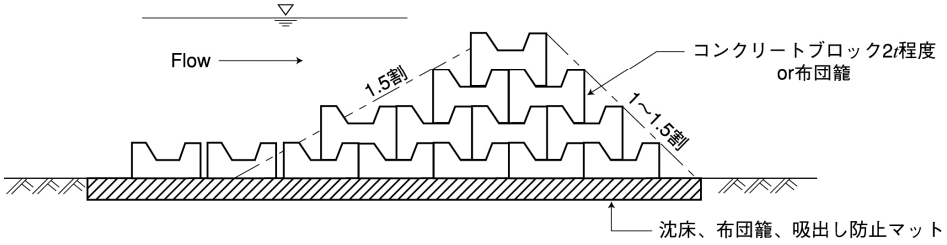
設置目的：流速減少、洗掘防止
種　　類：透過水制
材　　料：ブロック（ポスト）
向　　き：直角

設置目的：流速減少、洗掘防止
種　　類：不透過水制
材　　料：ブロック
向　　き：直角

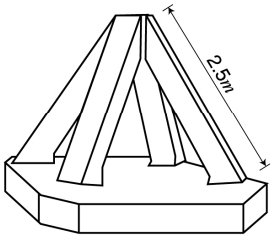
設置目的：環境水制
種　　類：不透過水制
材　　料：ブロック
向　　き：直角



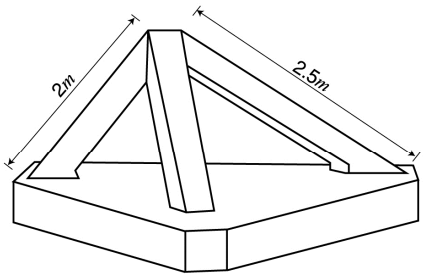
大聖牛



コンクリートブロック水制



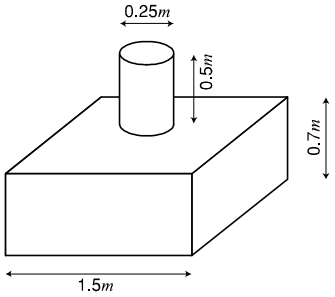
四基溝ブロック水制



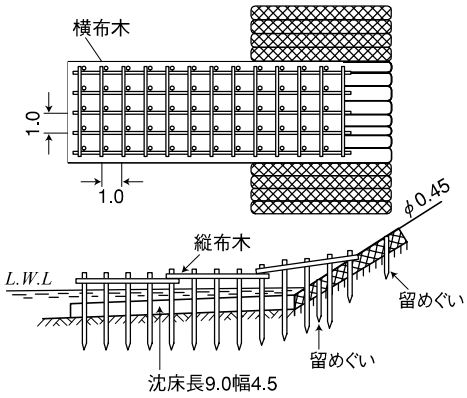
三又付ブロック水制

〔日本の水制〕

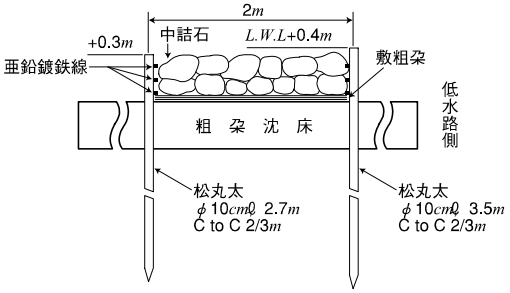
図 4-2-2(1)　水制工の工種（例）

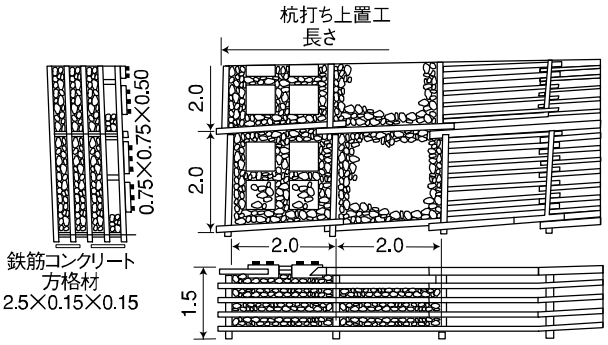


ポスト型コンクリートブロック水制

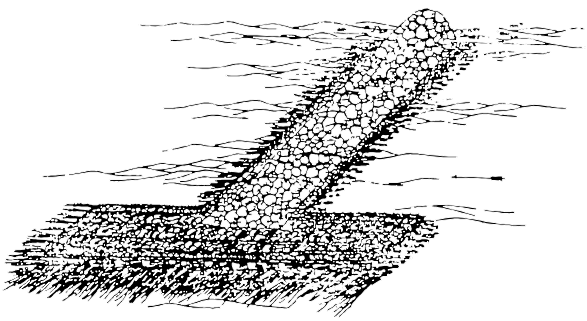


杭出し水制





木工沈床



ケレップ水制

〔日本の水制〕

図 4-2-2(2)　水制工の工種（例）

2) 方　　向　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 5.2〕

水制の方向は、一般に流向に対して直角または上向きとするが、その設置目的、河川の状況等により個々に定めるものとする。

【解　説】

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

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

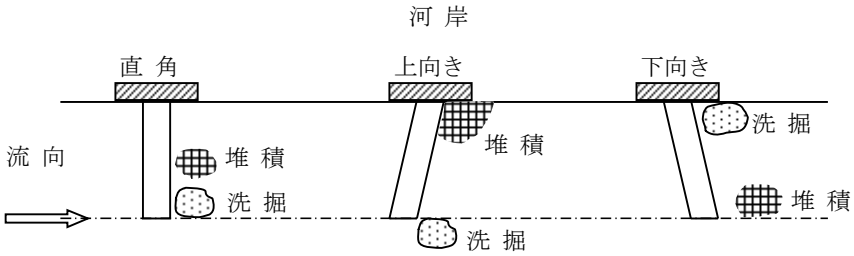
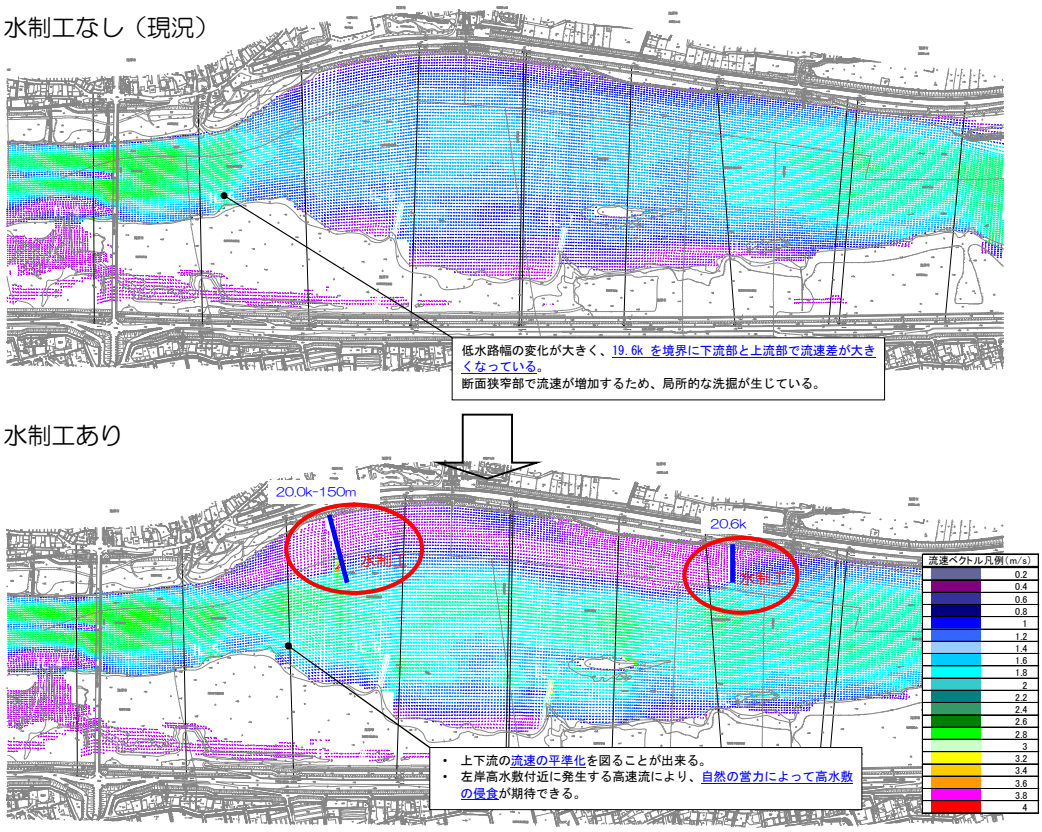


図 4-2-3　水制の方向と洗掘および堆積の関係

【コラム】流況解析の事例

○水制工の設置計画においては、必要に応じて流況解析等により、その効果を定量的（流速分布）、視覚的に把握する場合がある。



流況解析（流速分布の状況）の例

3) 水制の長さ、高さおよび間隔 〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 5.2〕

水制の長さ、高さおよび間隔は、河状、水制の目的、上下流および対岸への影響、構造物自身の安全を考慮して定めるものとする。

【解 説】

(1)流速の低減効果を目的とするもの（河岸侵食防止のための根固水制）

① 一般に強固な単独水制で流れに抵抗させるのは、水流の乱れを大きくし、水制付近に大きな洗掘を招くことが多く、また水制自身の維持も容易ではない。したがって、一定区間にわたる水制群として総合的な効果により流速を低減させ、かつ各水制が平等に抵抗力を発揮するよう、構造、配列を定める必要がある。

② 水制工の長さは、河幅の 10%以下とする。

③ 水制の高さ（hg）は計画高水流量が流れるときの平均水深の 0.2～0.3 倍程度、砂河川での水制の高さは、根付け付近で平水位上 0.5～1.0m程度とし、河心に向かって 1/20～1/100 の下り勾配をつけるのが一般的である。急流部では、高い水制を用いる傾向がある。桟型の根固水制の高さ hg は、平均年最大流量時の水位と根固工の上面位置からの差の 1/2 より大きくならないようにする。

④ 水制の間隔の純間隔（c）と水制の高さ（hg）の比 c/hg が 10～15 程度の場合が粗度として最も有効に作用するが､水制工の設置量が増大するので費用対効果の視点から､それが最適ということではない。急流巨石河道でない限り c/hg を 20 程度に配置してもよい。また、湾曲部の凹部では水制の間隔は長さの 2 倍以下にすることが多い。 〔日本の水制 4.3.6〕

【図 解】

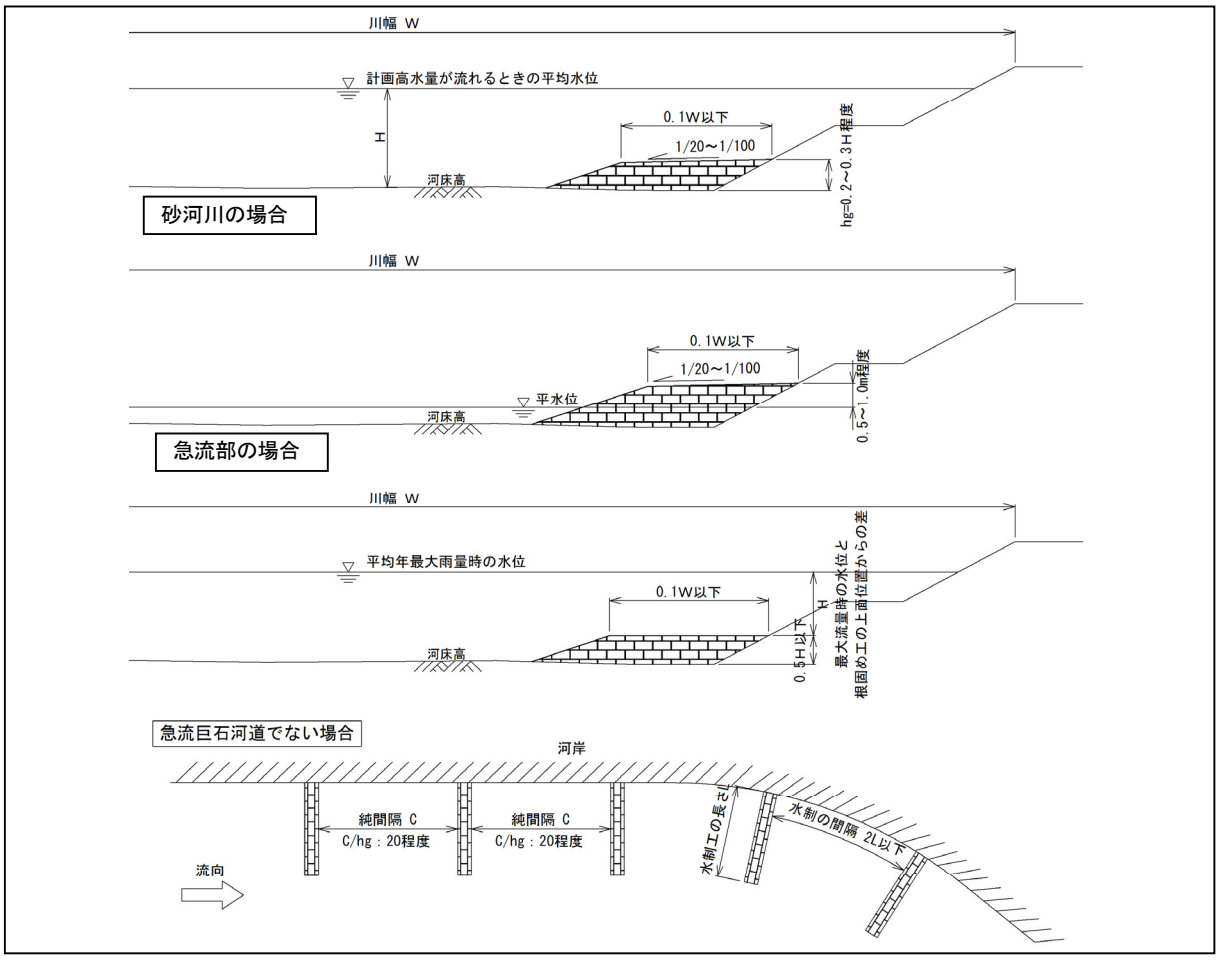


図 4-2-4(1) 水制形状の設定の目安

(2)　水はね効果を目的とするもの（河岸侵食防止のための水はね水制）

①　高さが高く不透過水制を設置する場合は、これを河岸侵食防止の水制として位置付けるべきであり、扇状地河川で単断面河道にこのような水制を設置する場合は、水制工の元付け部分の高さは計画高水位程度とし、水制を越流した流水が堤防護岸をたたかないようにする。

なお、水制の前面の水位は、水制先端部の流水が流速水頭だけ上昇するので水制前後の堤防護岸は十分な高さまで練積み等の強固な護岸で保護しておく必要がある。

②　水制の間隔は当該区間に形成される砂洲長さの 1/2～1/3 程度以下とする。

③　あまり長大な不透過水制を出すことは工事費面で得策でない。この場合の水制の方向は、河岸に直角か多少下向きとする。

【図　解】

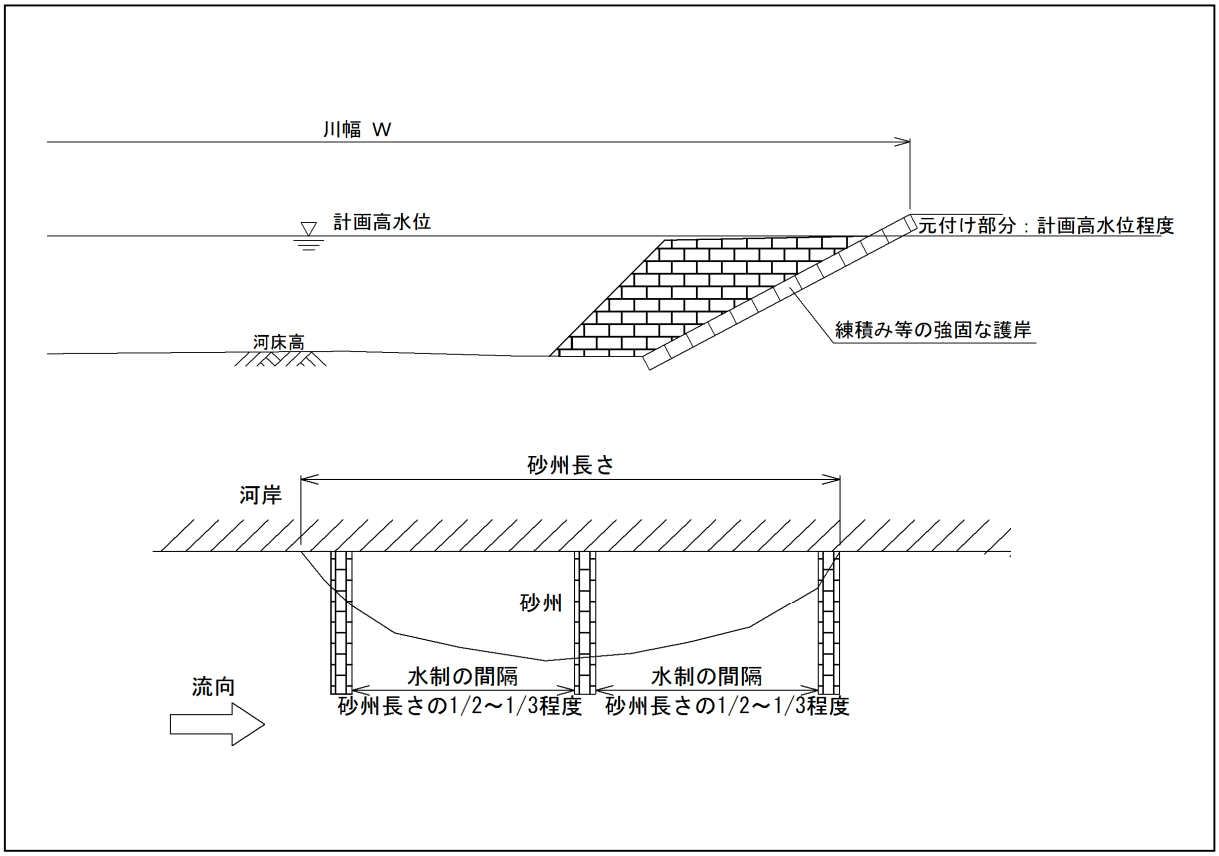


図 4-2-4(2)　水制形状の設定の目安

(3) 航路維持のための水制

文献や過去の事例等を参考にして決定する。

(4) 河川環境の保全・創出のための水制

水制の機能としては、① 水の流れに変化を与えることにより水中生物に多様な環境を作る、 ② 洪水時に魚の避難空間を形成する、 ③ 河岸を自然河岸と同様な環境としうる、の３点が考えられる。

この場合の設計のポイントは次のようである。

a. 水制の材料として木材を用いる場合には、水面付辺の木材が腐りやすい点に十分に留意して設計する。

b. 多孔質な材料（石材、籠工）を用いた水制を工夫する。

c. 意図的に水制によってワンドを形成する場合は、ワンドが土砂により埋設しないようにする。

d. 既存の護岸、根固め周辺の生態環境の改善を図るために水制を設置する場合には、護岸との取付部周辺で流体力が大きくなるので、護岸およびその周辺河岸の安全性に留意する。

e. 工事終了後に水制周辺に生ずる土砂の堆積、侵食、植生状態の変化等を想定して設計する。ほぼ同じような河道特性を持つ事例調査が役立つ。

4) 設計上の留意事項

(1) 水制による流速低減効果 〔日本の水制 2.4〕

① 桟型粗度

横工水制で不透過越流型の場合は、水制を桟とみなし、桟型粗度に関する実験結果を利用して、水制領域内の平均流速 V_m（主流の影響ない領域）を求める。

$$V_m = \{6.0 + 5.75\log(H_d / K_s)\} \cdot \sqrt{g \cdot H_d \cdot I_e}$$

ここに、 H_d ：設計水深（$=H - h_g/2$ 河床を水制高の中央にとった場合の水深）（m）

K_s ：桟型粗度の相当粗度で図 4-2-4 参照

I_e ：エネルギー勾配

h_g ：水制高（m）

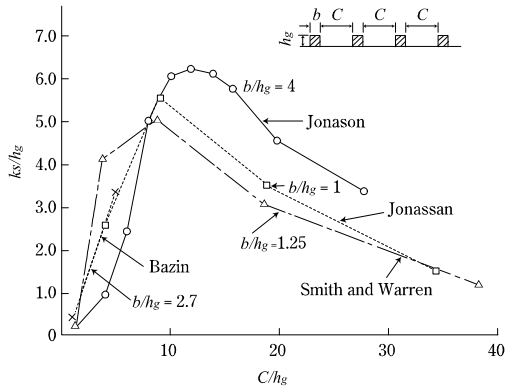


図 4-2-5 桟型粗度の抵抗 〔水理公式集 6.3〕

一方､水制域のうち､主流と接する側は､主流の影響により流速が大きくなる。水制工の流速低減効果αを、$\alpha=(U_w-V_m)/V_m$　と定義すると、堤防近傍流速 Uw がある値以下となるのに必要な水制群域幅 bw は、次式によって評価することができる。

$$b_w=\frac{-\ln\left(\dfrac{\alpha\cdot V_m}{u_b-V_m}\right)}{\sqrt{\dfrac{F_W-V_m}{H\cdot\varepsilon}}}$$

また、
$$\alpha=\frac{u_b-V_m}{V_m}\cdot\exp\left[-b_w\sqrt{\frac{F_W\cdot V_m}{H\cdot\varepsilon}}\right]$$

ここで、
$$u_b=\frac{V_m\sqrt{F_W\cdot V_m}+u_{mo}\sqrt{F_m\cdot u_{mo}}}{\sqrt{F_m\cdot u_{mo}}+\sqrt{F_W\cdot V_m}}$$

$$\varepsilon=(f')^2(u_{mo}-V_m)^2\cdot\left[\frac{1}{\sqrt{F_m\cdot u_{mo}}}+\frac{1}{\sqrt{F_W\cdot V_m}}\right]^2\cdot H$$

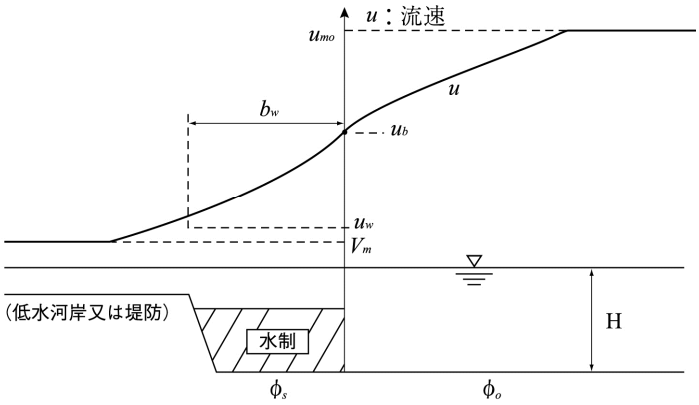
$u_{mo}=\phi_o\sqrt{gHI}$　　$V_m=\phi_s\sqrt{gHI}$

$F_m=2/\phi_o^2$　　$F_W=2/\phi_S^2$

f'：境界混合係数で 0.04 程度

したがって、堤防近傍流速 Uwは、αと水制内の流速を用いて、次式のように表すことができる。

Uw＝（１＋α）Vm



u_{mo}　：　主流の流速
V_m
u_b
ϕ_s
ϕ_o
H
b_w

図 4-2-6　記号の定義

② 円柱型粗度　　［日本の水制 2.4、水理公式集 6.3.4］

杭水制領域の平均流速は次式による

$$V_m=\sqrt{\frac{gIBHl\left(1-\dfrac{\pi ND^2}{4Bl}\cdot\dfrac{h_g}{H}\right)}{\dfrac{1}{2}C_DNDh_g\alpha^2+\dfrac{1}{\phi_s^2}\cdot Bl}}\quad\cdots\cdots\ (1)$$

河床より水制の高さまでの平均流速　$V_{mb}=\{6.0+5.75\log(h_g/k_s)\}\cdot\sqrt{gHI}$　・・・・（2）

水制領域の平均流速　$V_m=\{6.0+5.75\log(H/k_s)\}\cdot\sqrt{gHI}$　・・・・（3）

ここに、 $\alpha=V_{mb}/V_m$

I	： 河床勾配	h_g	： 水制の高さ（ m）
B	： 水制領域の幅（m）	k_s	： 水制域の杭を含めた平均の相当粗度
H	： 水深 （m）	C_D	： 杭の抗力係数
D	： 円柱の径 （m）	N	： １～2 断面 l 区間の杭本数

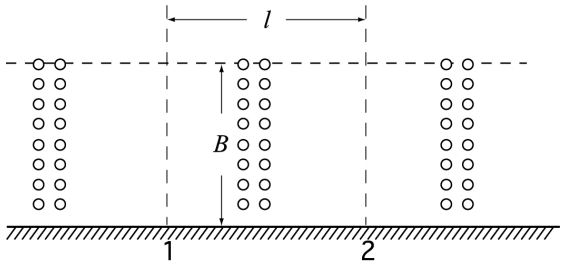


図 4-2-7　杭水制の配置

V_mを求めるには、k_sを仮定して（2）式、（3）式より V_{mb}と V_mを求め、これを、V_{mb}'、V_m'とし、これの比 α'を求め（1）式に代入して V_mを計算する。このV_mとV_m'が一致しなければ k_sの値を変え同じ操作を行い V_m'と V_m がほぼ一致するまで繰り返す。

ここで、C_Dの値は秋草らの実験結果より、(水理公式集　平成 11 年版 6.3.4 図 2-6.26 参照）杭間の間隔が杭径D の 5 倍以上で、H/h_gが 3 以上では 2 程度、H/h_gが 1.5～３程度では 2.5 程度となっている。

※　計算例

①　設計条件

水深H＝7m、河床勾配I＝1/5000、$\phi_s=11$（砂堆相当）の河川において、区間ℓ＝40m、長さB＝20m、杭径D＝0.15m、水制の高さ$h_g=2.5$m（水深の 1/3 程度とした）の杭水制を設置して杭のみで水制域の平均流速を 80 cm/sec 程度とする。

②　計算

杭間隔は１m、杭本数はN＝4 列×20 本＝80 本程度となる。

ここに、　杭の抗力係数は　$C_D=2.2$ とした

$V_{mb}'=\{6.0+5.75\log(2.5/5.5)\}\cdot\sqrt{g\times7\times1/5000}=0.47$　m/sec

$V_m'=\{6.0+5.75\log(7/5.5)\}\cdot\sqrt{g\times7\times1/5000}=0.77$　m/sec

$\alpha'=0.47/0.77=0.61$

$$V_m=\sqrt{\frac{g\times1/5000\times20\times7\times40\left(1-\frac{\pi\times80\times0.15^2\times2.5}{4\times20\times40\times7}\right)}{\frac{1}{2}\times2.2\times80\times0.15\times2.5\times0.61^2+\frac{1}{11^2}\times20\times40}}=0.76\fallingdotseq V_m'$$ m/sec

(2) 水制材料の移動限界流速 〔日本の水制 2.6〕

水制を構成する材料は、流水に対して移動しないだけの重さ、大きさ、形状であることが必要であり、構成材料の移動限界流速を評価する。

① 玉石、割石の場合（本編 3-4-2 4）(1)参照）

$$D_m > \frac{1}{E^2 \cdot 2g \cdot S} \cdot V_o^2$$ ・・・・・・・・・・・・米国工兵隊の評価式

上式より E=1.20 S=1.65 として求めると、次式のようになる。〔日本の水制 2.6〕

$$D_m > \frac{1}{46.6} \cdot V_o^2$$

ここに、D_m は 50%粒径である。

河岸斜面角 θ ののり面に設置する場合は、粒径 D_m に対して斜面の補正係数 K を乗じ $K \cdot D_m$ とする。

$$K = \frac{1}{\cos\theta\sqrt{1-\frac{\tan^2\theta}{\tan^2\phi}}}$$

ここに、 θ ：斜面角（°）

ϕ ：石材料の水中安息角（割合の場合 41°、玉石の場合 38° 程度）

② 異形コンクリートブロックの場合

水制として異形ブロックを用いる場合は、ブロックは群として用いられる。

設計に当っては、第 3 章 護岸 3-4-2 4）(4) 異形ブロック積み根固工によるものとする。

(3) 水制工と河岸線 〔日本の水制 2.7〕

水制の高さ h_g が高く、土砂が水制間に堆積し高水敷化した場合、あるいは水制間の河床を埋め立てて高水敷化した場合、水制間の河岸線がどのような形になるかについて検討する。

① 砂州の影響がない場合

水制間隔 L_g が砂州長 L_s に比べて十分に短いか、あるいは砂州の発生しない河川の場合、その河岸線の形状を図 4-2-7 のように簡略し、水制の配置を次式より評価する。

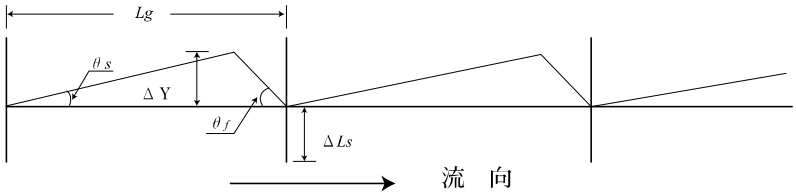


図 4-2-8 水制工の配置

$$\Delta Y = L_g \cdot \tan\theta_s \Big/ \left(1+\frac{\tan\theta_s}{\tan\theta_f}\right)$$

ここに、 θ_s ：河岸線への堤防の入れこみ角度（6°～7°）

θ_f ：突起前面に生じる死水域の形（45°程度）

L_g ：水制間隔（m）

ΔL_g ：水制の河岸線よりの突出長（m）である。ΔL_g は水制の先端形状や高さにより変化するが、水制の頂部の高さが水制間の堆積面積高より高ければ、概略 $\Delta L_g=0$ としてよい。

$\theta_s=7°$ 、$\theta_f=45°$ とすると、$\Delta Y=0.11\,\Delta L_g$ となる。

② 砂州が水制間の河岸線に影響する場合

a． 砂州の長さ L_s と水制間の長さ L_g が同程度の場合、砂州の形状から、$\tan\theta_s \leqq B_s/L_s$ と考えられる。一般には、$B_s<L_s$ は 3～5 程度なので、$\tan\theta_s=1/3\sim1/5$ となる。$\tan\theta_s$ を小さくするには L_g を L_s の 1/2～1/3 以下とし、砂州による河岸線の堤防側への食込みの影響を取り除くことが必要である。

b． 単列砂州の場合、ΔY が大きくなると急縮部が規則的に配置された水路形状となるため、砂州が複列的になったり、変形を受けたりするおそれがある。これに対しては、L_g/L_s の値をより小さくしたり、頭部に縦工を配置して河岸線の形状をコントロールし、砂州形態の変化が生じないようにする。

③ セグメント 1 の河川

セグメント 1 の河川で、高水敷幅が低水路の砂州幅の 1/2 程度以上、高水敷の冠水頻度が 1/5～1/10 以上の場合、水制の間隔 L_g は、河岸侵食量 ΔY が許容侵食量内に収まるようにする必要がある。

さらに、砂州による河岸線への影響を取り除くため、低水路内に形成される砂州のスケールを調査し、短めの砂州の波長 L_s の 1/2～1/3 以下とする。

a． ΔY は L_g が L_s の 1/3 程度の場合は、実験結果より $\theta_s=12°$ 、$\theta_f=20°$ 以下となる。したがって河岸侵食量は前式より $\Delta Y \leqq 0.14\,L_g$ となる。

b． L_g が L_s と同程度の場合は、②の砂州が水制間の河岸線に影響する場合と同等となる。

c． L_g が L_s に比べて小さく、砂州の影響を無視し得る場合には、①の砂州の影響がない場合と同等と考えてよい。

【コラム】水制の設計における留意点

【水制先端部の留意点】

〇水制の先端部は、流水により洗掘されやすいため、河床の変化に追随できる構造とすることが望ましい。

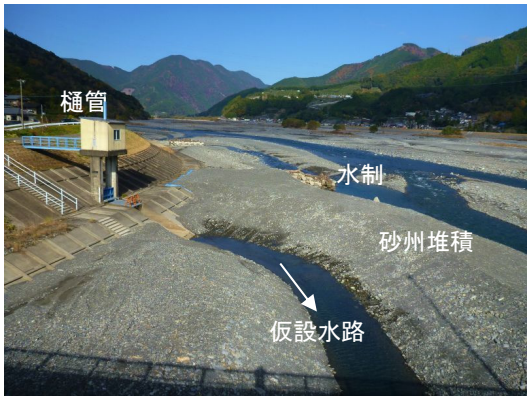
ポスト水制の例

【水制の周辺状況に配慮】

〇近傍に河床変動の影響を受ける施設が存在する場合は特に、設計段階で水制設置後の河床変動の予測について十分な検討を行うことが望ましい。

〇水制の周辺では、出水の度に洗掘や堆積など河床が変化する場合がある。よって、河川利用が多い箇所に設置する場合は、利用者の安全性にも配慮して、水制の設置箇所を検討することが望ましい。

近接構造物（樋管等）に配慮

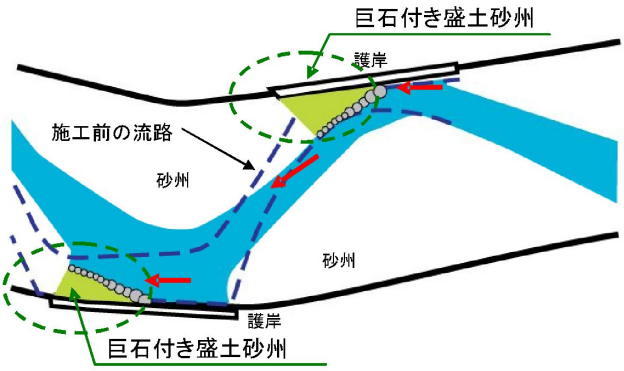


水制下流の河床堆積により排水が困難となった樋管
（堆積部に排水路を設けて排水している）

【コラム】巨石付き盛土砂州を用いた河岸保護の事例

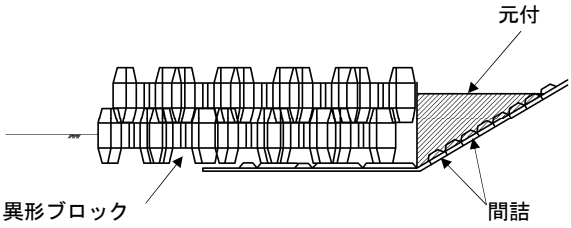
○急流河川では、洪水流のエネルギーや土砂量が一般的な河川に比べて大きいため、澪筋が不安定であり河岸の侵食が予想外の箇所で急激に進行する場合がある。また、護岸整備により、流路が護岸際に固定化し、護岸の下流部が侵食するという課題を抱えている。

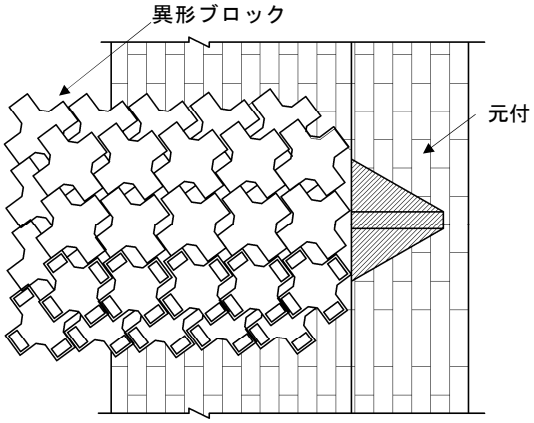
○これらの対策として、砂州の水衝部に現地の巨石を配置した「巨石付き盛土砂州」を用いた河岸防護工が注目されている。この工法は、砂州の侵食、洗掘を抑制し、滑らかな低水路の河道線形を維持するのに効果があり、洪水に対しての安定性と河川環境との調和を図る工法である。



巨石付き盛土砂州を用いた河岸防護工のイメージ

(4)　水制の元付及び間詰水制の元付付近は、これを溢流する場合や不測の流水により災害を受け易いので、護岸法面と水制とに隙間が生じる場合は「コンクリート」「ふとん籠」「詰石」又は異形ブロック等で元付および間詰工を施工することが望ましい。





元付の例１（コンクリート）

元付の例２（ふとん籠）

図 4-2-9　ブロック水制施工例

○参考文献

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
河川砂防（設Ⅰ）	改訂建設省河川砂防技術基準(案)設計編(Ⅰ)	H9.10	(社)日本河川協会
河川工事ポケットブック	現場技術者のための河川工事ポケットブック	H12.5	藤井友竝　山海堂
水理公式集	水理公式集	H11.11	(社)土木学会
日本の水制	日本の水制	H8.6	山本晃一　山海堂

第 5 章　河道掘削

第５章　河道掘削

5-1　河道掘削設計の基本

河道掘削、および浚渫は、河道断面を拡幅させることで河川の流下能力増加に大きな効果が期待されるが、自然環境に与える影響が大きい。河道内は生物の多様な生息環境であることから、河道断面は、十分に自然環境を考慮することを基本として、施工性、経済性を考慮して設定するものとする。

上流からの土砂の供給が予想される箇所では、掘削箇所の再度堆積により、整備効果の低減が懸念される。そのため、河道掘削の設計にあたっては、河川環境への影響、再度堆積の発生を極力低減させることに留意して法線、断面、および掘削工法を検討しなければならない。また、発達した砂州を掘削することで河川の流下能力を増加させる場合は、必要な河道断面を設定するだけに留まらず、河道の変遷から砂州が形成された要因を分析し、再度堆積を抑制するための抜本的な対策案を検討することが望ましい。

さらに、護岸や橋梁等の横断工作物の設置状況を調査し、既設構造物の安定性に十分に配慮した上で計画するものとする。

5-1-1　掘削断面

1)　掘削断面の基本的な考え方

掘削断面は、下記の考え方に基づき設定する。

(1)　掘削断面は、河川管理基図、河川整備基本方針、河川整備計画に基づいて設定することを基本とする。また、掘削により流下能力の増加はどの程度期待されるか、掘削による流向の変動はどうなるかを十分に検討する。

(2)　護岸を設置しない区間では、1：3 より緩やかな勾配（流木等の堆積にも配慮）を基本とし、掘削の法肩は堤防防護ラインに影響させないように検討する(下図参照)。

また、高水敷が堤外民地となっている場合は、用地境界を確認の上、掘削断面を検討する。

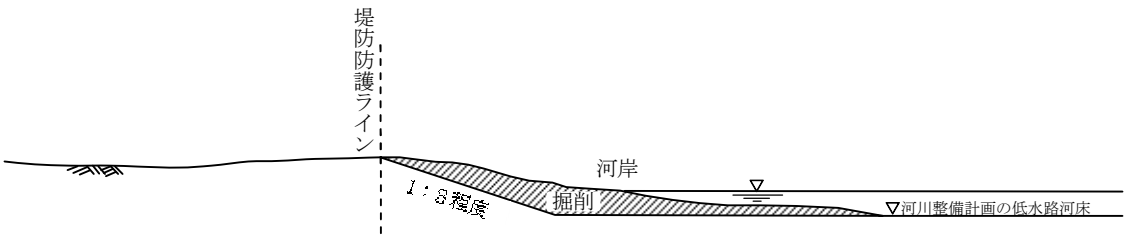


図 5-1-1　掘削断面図

(3)　下流の流下能力と著しく不均衡となる河道掘削は避ける。

(4)　左右岸のどちらか片岸のみ掘削する場合は、対岸への影響を十分に検討する。

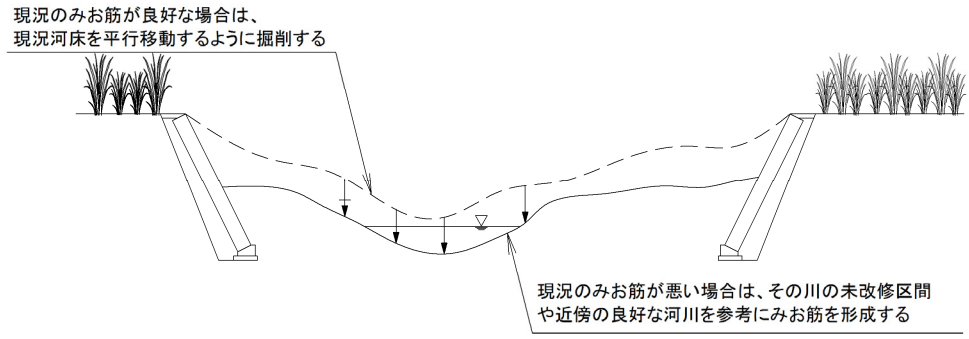
2) 環境に配慮した断面設定

掘削断面を設定する際、下記の環境対策に配慮する。

(1) 河道掘削は、流下能力の増加に効果が大きいものであるが、動植物へ与える影響も大きいため、陸上では、表土を元に戻す、水中では河床のレキを残す等の配慮を行う。

(2) 大規模な樹木伐採をともなう場合は、事前に野鳥の会等へのヒアリングや営巣期を避けた工期を設定する。

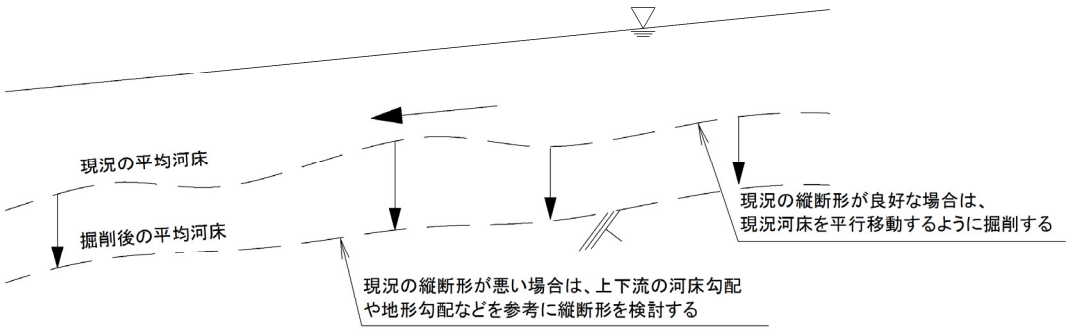
(3) 河床を掘削する場合には、多様な自然環境の創出を図るため、平坦な河床とせず、現況で形成されているみお筋や横断方向の地形（瀬・淵などの凹凸）を平行移動（スライドダウン）させ、元の河床に近い形状とする。 〔ポイントブックⅢ〕



〔ポイントブックⅢ 2.1.3〕

図 5-1-2(1) 河床の掘下げ方（横断形）

(4) 縦断形についても、現況の河床形態等を変更しないよう、平均河床高による縦断形は平行移動することを基本として検討する。 〔ポイントブックⅢ〕



〔ポイントブックⅢ 2.1.3〕

図 5-1-2(2) 河床の掘下げ方（縦断形）

5-1-2　掘削手順

掘削手順は、現地状況や整備効果の早期発現を考慮し、掘削工法および施工期間に合わせて適切に設定する。主な掘削手順には以下のようなものがあり、治水効果の早期発現、土砂の再度堆積対策および環境負荷の軽減に有効となる。

① 筋掘り　　：澪筋に近い箇所から順次筋状に掘削する（治水効果の早期発現）。
② スライス掘削　：地山の頂部から順次面的に掘削する（土砂の再度堆積対策）。
③ 壷掘り　　：河川水の締切として、水際の地山を残して掘削する（環境負荷の軽減）。

【図解】

①筋掘り

・澪筋に近い箇所から筋状に掘削を進めることで、治水効果の早期発現を図る掘削手順である。
・施工期間が多年度となる場合において、有効な手順となる。
・水中施工では、掘削した箇所に土砂が再度堆積しやすいため採用するにあたり、十分な検討が必要となる。

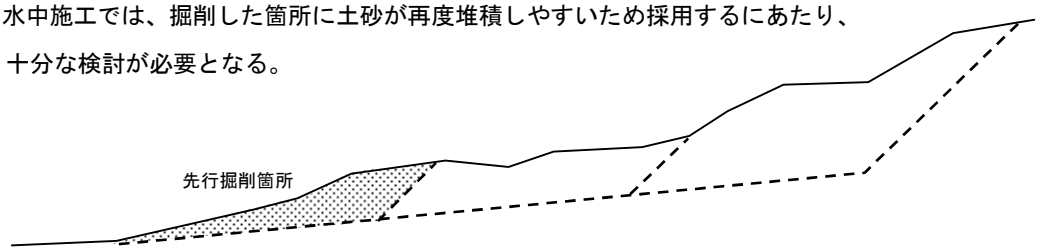


図 5-1-3(1)　筋堀り断面図

②スライス掘削

・地山の頂部から面的に掘削を進めることで、再度堆積した土砂を次回施工時に掘削できる掘削手順である。
・施工期間が多年度となる水中施工において、有効な手順となる。
・治水効果の早期発現は見込められないため、整備優先度が高い箇所では、採用するにあたり十分な検討が必要となる。

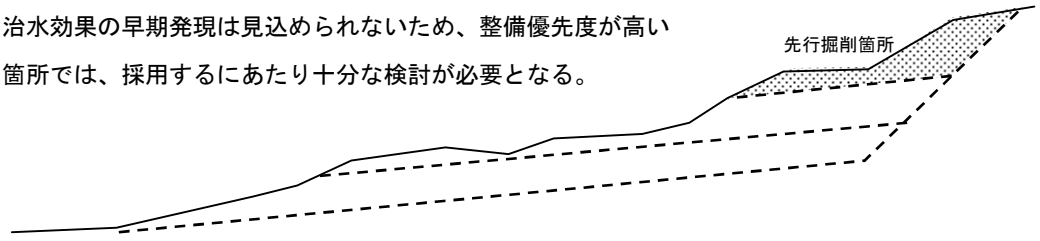


図 5-1-3(2)　スライス掘削断面図

③壷掘り

・水際の地山を最後に掘削することで、施工中における濁水の流出を極力抑制させる掘削手順である。
・単年度の陸上施工において、有効な手順となる。

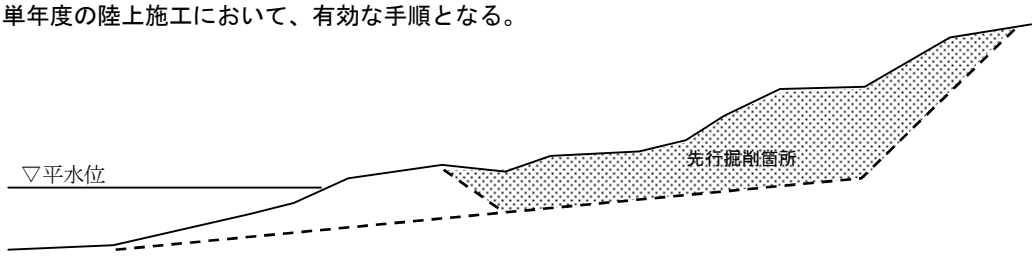


図 5-1-3(3)　壷掘り断面図

5-1-3　現場における事前調査　〔河川土工マニュアル 7.4.1〕

河川の掘削工事に際しては、適切な施工計画作成のために、事前に現場の調査を実施して、必要に応じて工事前、および工事中に諸対策の検討を行い、必要となる対策を適切に実施するものとする。掘削工事の施工に先立って、必要に応じて以下のような事項について事前調査するものとする。

1)　河川利用状況調査

河川の掘削工事においては、河川域を生活の場としている人々やレクリエーションの場として利用している人々に、工事の影響が及ぶ可能性がある場合は、事前に現場周辺の河川利用状況を調査する。

2)　生活環境調査

河川の掘削工事にあたっては､必要に応じて工事現場周辺の生活環境への影響を調査しておくものとする。

河川の掘削工事は、掘削土砂の除去に起因した濁水や、水中の底質を大気に表出することによる悪臭、掘削土を処理する際の騒音等の発生により、周辺の生活環境に直接影響が及ぶ可能性がある場合は、工事に先立って、必要に応じて以下に記述するような事項について周辺の生活環境等を把握するとともに、工事着工前、施工中において監視、注視すべき事項を決めておく。

(1)　水質の調査

既存の水質調査結果、河川の流況、工事中の水質監視項目・注意項目

(2)　悪臭の調査

既存の底質調査結果、周辺の家屋状況、掘削土の排出による悪臭発生の可能性など

(3)　振動・騒音の調査

掘削工事で次のような工事を行う場合は、騒音・振動の発生が予想されることから、振動・騒音に留意すること。

①　濁水処理施設や脱水処理施設等のプラントを昼夜連続運転する場合

②　仮設ヤードなどで鋼矢板等を打設・引き抜きする場合

③　その他、排土先でバックホウやブルドーザ等を運転する場合の振動・騒音

(4)　砂塵の調査

掘削工事における資材運搬用車輌、土砂運搬車輌等による砂利道の砂塵

(5)　土砂運搬路沿道への影響調査

掘削土砂を場外に運搬する場合の運搬路の沿道における運搬車輌による影響

(6)　その他、履歴などの情報調査

掘削箇所**および**周辺に不発弾が埋没している可能性などの情報などがある場合は、必要に応じて、磁気探査などを行い、調査結果によっては必要となる対策を実施する。

3) 生物環境調査

河川の掘削工事においては、事前に工事区域周辺における生物環境を河川環境情報図、レッドリスト、レッドデータブック等をもとに調査する。

現場周辺の河川域に生息する生物群などに工事の影響がおよぶ可能性がある場合は、工事着工前に、必要に応じて生物環境調査を行い、そのデータを整理、保管するとともに、必要に応じて事前または施工中の対策を検討・実施するものとする。

河川の掘削工事においては、施工現場周辺の既存生態調査結果のほかに、必要がある場合は、以下のような事項について現状を把握するものとする。

(1) 植物の調査項目

植物調査では、特定種等の有無、水域およびその周辺の状況など

(2) 魚類の調査項目

回遊魚の遡上、降下時期、魚類の繁殖状況、禁漁水域（区間）・時期、特定種の分布状況、産卵地点・産卵時期、漁獲状況等

(3) 昆虫類の調査項目

特定種の有無等

(4) 鳥類の調査項目

渡りおよび繁殖等の時期、特定種の生息の有無、水域およびその周辺の状況など

河川の掘削工事では、上記の河川利用状況調査、生活環境状況、生物環境状況によって得られた資料に基づいて、必要がある場合には、工事前、工事中における影響回避・軽減対策を実施する。また、工事中に諸条件が変化した場合にも事前の状況と比較できるようにデータの整理・保管を行う。

特に、漁獲が行われている地区では、調査結果をもとに河川利用者（漁協等）との協議も必要である。

4)　土質調査

浚渫工事の能率、仕様電力、部品の損耗等は、土質によって相当の差があり、工事単価、工法、工期に直接影響するため、事前に浚渫計画区域内の土質を調査する必要がある。特に、浚渫土を築堤材料等への利用を検討する場合には、土質の分布状態を確認し、排泥順序を検討する必要がある。

土質の調査方法は、コアボーリング、および標準貫入試験等によることが望ましいが、簡易的には表層の土砂を採取して簡単なふるい分けによって分類する方法、鉄棒を突き刺してその抵抗によって感覚的に土質変化を想定する方法、ジェットボーリングによって推定する方法等がある。

5)　水理・気象関係の調査

浚渫工事の着工前には、気象関係（最大風速、風向波浪等）ならびに浚渫箇所付近の平水位、既往最高水位、既往最渇水位、流速などについて調査を行い、工程計画や、非常時の退避位置、および方法を検討しておく必要がある。

6)　障害物の調査

浚渫区域内における水制、電信、電話、電力ケーブル、および橋梁、鉄塔のピアの根入れ等について、事前に十分調査する必要がある。また、必要に応じてこれらの関係機関と処理方法、および浚渫工法について協議して了解を得ておく必要がある。

7)　土捨て場の調査

ポンプ浚渫による土捨て場は、土捨て場内の排水系統を調査し、排水される水の処理とともに泥水による環境への悪影響を生じさせないような対策を検討する必要がある。

【コラム】掘削工事における河川環境への配慮

○川には瀬や淵、干潟やワンド、流れの緩急や潮の満ち引きなどがあり、これらの多様性が川の持つ重要な機能の源である。 掘削工事においては、川のもつ多様性に配慮しながら、事前調査や漁業関係者等との打合せを実施し、瀬・淵、干潟・ワンドおよび漁場や養殖場等への影響を最小限に抑えるよう検討することが望ましい。

【瀬・淵】

・水深と流速によって生息する生物が異なる。

瀬、淵は、魚類の産卵場や採餌場、鳥などの採餌場となる※1

※1〔多自然型川づくりの取組みとポイント〕

【干潟・ワンド】

・干潟：多様な生物の生息の場、魚、ハゼ、鳥、チドリ、底生動物、カニ、貝

・ワンド：多様な生物の生息の場、魚、イタセンパラの繁殖、貝、底生動物、カニ

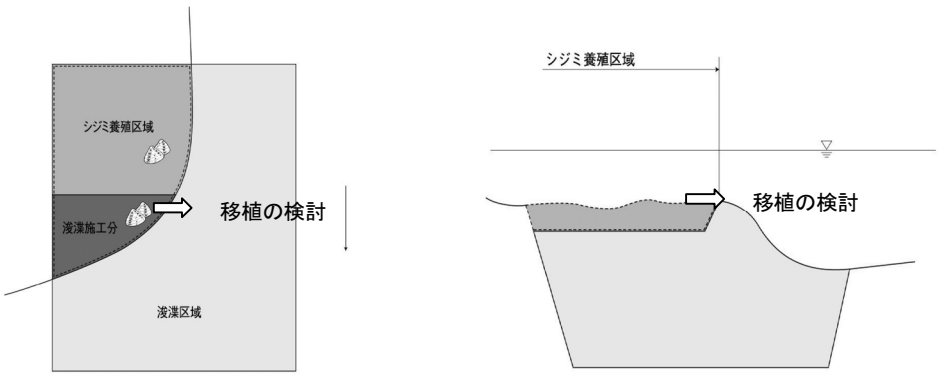
生物の宝庫である干潟※2

魚の産卵場、仔稚魚の生育の場となるワンド※2

※2〔淀川水系流域委員会資料〕

【漁場・養殖場等への配慮】

・漁場や養殖場がある場合は、移植等で影響を最小限にする。

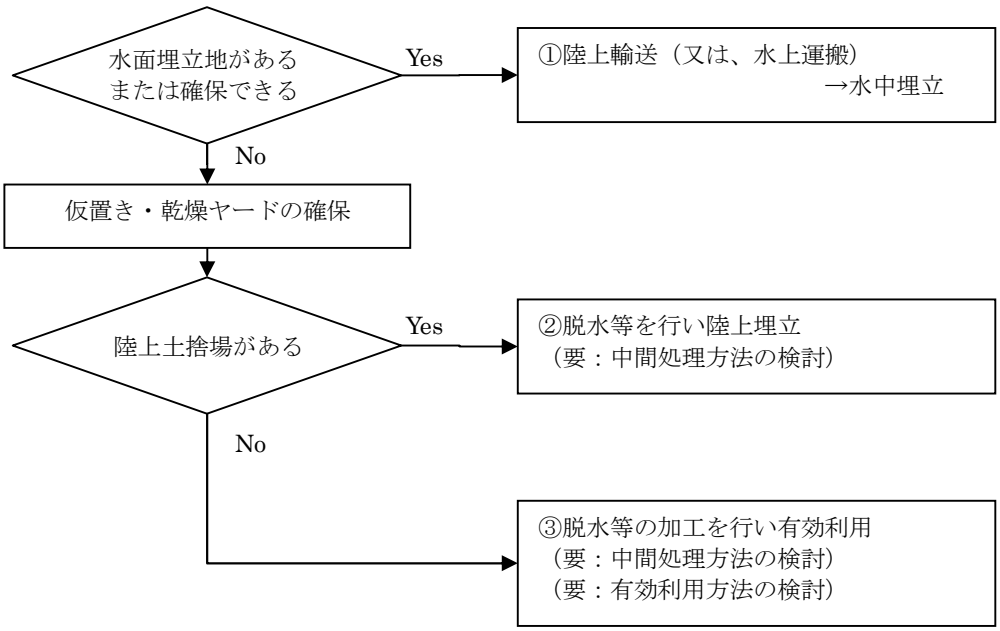


養殖場移植検討の例

5-1-4　仮置き・乾燥ヤード　〔河川土工マニュアル 7.4.1〕

河川の掘削工事でもっとも主要な仮設には、河床土の掘削から土砂の最終処分までの掘削全体に係わる仮設がある。

これは、下図に示すように掘削の方式と排土の最終処分方法までの作業をどのように行うのかによって異なるが、主な作業と必要となる仮設には以下のようなものがある。



〔河川土工マニュアル 7.4.1〕

図 5-1-4　河床土の掘削から土砂の最終処分までの概念

- 掘削から排土先までの排砂管や仮敷鉄板等の仮設
- 土砂の含水状況の改良に係わる仮置き、乾燥ヤード、水切り設備等の仮設
- 土砂の埋め立てに係わる粉塵防止柵や濁水処理設備等の仮設
- 他工事への有効利用のための運搬などの仮設

掘削工事においては、上述のような仮設が必要となるが、これらの仮設は、経済性、効率性、現場条件等を考慮し、あくまでも仮設であることから過大なものとならないよう適切に実施するものとする。

また、掘削工事区域一帯での、一般船舶等の通航、河川使用の調整、生活環境への影響の軽減、河川環境への影響の軽減・保全等などについて必要となる仮設も必要に応じて実施するものとする。

5-1-5　掘削土の土質改良　〔河川土工マニュアル 7.4.2〕

掘削土砂を有効利用する場合は、対象とする用途基準などを考慮して適切に土質改良する。

掘削土砂の最終処分としては、水面の埋め立て、陸上の埋め立て、あるいは他の工事での有効利用などがあるが、水面埋め立て以外では、含水比の高い掘削土を自然乾燥などによって適切に土質改良して利用するのが一般的である。なお、河川における掘削工事では、発生した土砂を築堤材料として有効利用した事例が多い。

掘削工事によって発生した土砂を有効利用する場合は、こうした資料などを参考にして土質の区分、用途標準などに応じて適切に改良するものとする。

掘削工事によって排出された土砂の含水状態を改良する一般的な工法には、下表に示したようなものがある。

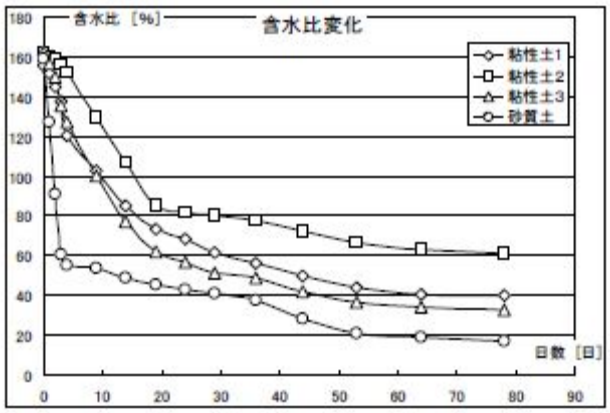
表 5-1-1　掘削土の含水状態の改良法（例）

原理	改良法	
自然乾燥	天日乾燥法	
補助的脱水法	トレンチ法	敷砂利脱水法
	底面脱水法	袋詰脱水処理法
	強制脱水法	サンドイッチ法（陸上埋立）
良質土との混合	ブレンド法	

〔河川土工マニュアル 7.4.2〕一部加筆

下図は、自然乾燥によって掘削土砂の含水比を改善した施工事例を整理したものである。この資料によると、含水比の低下は、概略以下のようになっている。

- 砂質土（As）・・・・・1 ヶ月程度で急激に 40～50% 程度に改善される。
  その後の改善速度は、緩やかになる。
- 粘性土（Ac）・・・・・1 ヶ月程度で 60～80%程度に改善される。
  その後の改善速度は、緩やかになる。



〔河川土工マニュアル 7.4.2〕

図 5-1-5　自然乾燥による浚渫土の含水比改善事例

1) 自然乾燥

自然乾燥は、浚渫土砂を敷き均し、天日によって自然乾燥させる方法である。

2) 補助的脱水法

補助的脱水法は、簡易な方法で人為的に手を加えることによって脱水・乾燥を促進する方法で、以下に示すような方法がある。

(1) トレンチ工法

排出された浚渫土の表面にトレンチを掘削し、大気に暴露する泥土の表面積の増大を図り、乾燥を促進する。

(2) 底面脱水工法

土砂の処分先において浚渫土の底面、または垂直面に暗渠排水管や不織布を設置して、これを介して泥土中の水を、懸濁物の少ない水にして排出し脱水、乾燥を促進する。

(3) 強制脱水工法

処分先に敷き均された浚渫土に対して、プラスチック・ボード・ドレーンを多段に、水平埋設し、ドレーン材の一端からポンプにより泥土中の水を負圧吸引して急速改良する。

(4) 敷砂脱水工法

処分地の表面にドレーンパイルを設置し、その上に浚渫土を置く。さらにその表面に、一定厚の砂を敷均す。この２つの対策によって浚渫土中の水分は、表面からの蒸発と、底面からの排水との両面から排水させる。

(5) その他の工法

上記の工法のほか、「発生土利用促進のための改良工法マニュアル」には、浚渫土のような泥土を対象に各種の改良工法が紹介されている。

3) 良質土との混合

掘削土の状態が悪く築堤材料等へ流用し難い場合は、良質土と混合することにより、工事間流用を図り、土砂処分費等の抑制を図る。

5-1-6　河道掘削の工法分類

河道掘削は、陸上からの施工と、水中での施工に大別される。陸上からの施工工法では、一般的な土工事と同様でバックホウやブルドーザが挙げられる他、水中での施工が可能な水中ブルドーザがある。また、水中での施工工法では、ポンプ浚渫船、グラブ船、バックホウ浚渫船が挙げられる。

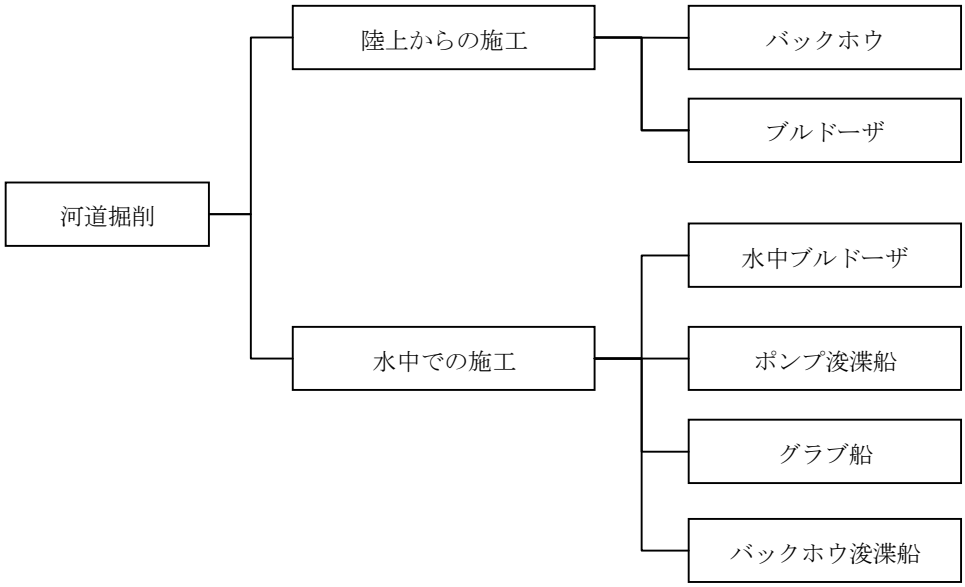


図 5-1-6　河道掘削の工法分類

ポンプ浚渫船

グラブ船

バックホウ浚渫船

水中ブルドーザ

図 5-1-7　水中での施工における施工機械の例

5-2　陸上からの施工

河道掘削は、河川整備計画に基づき、掘削断面を設定する。河道掘削、および浚渫は、掘削土の処理を含めると工事費が極めて大きくなる。従って、設計にあたっては、治水上の基本事項を守ることは勿論であるが、施工計画を検討して、安全性かつ経済性に配慮することが必要である。

5-2-1　工法選定

河道掘削の工法は、下図の選定フローによって選定する。

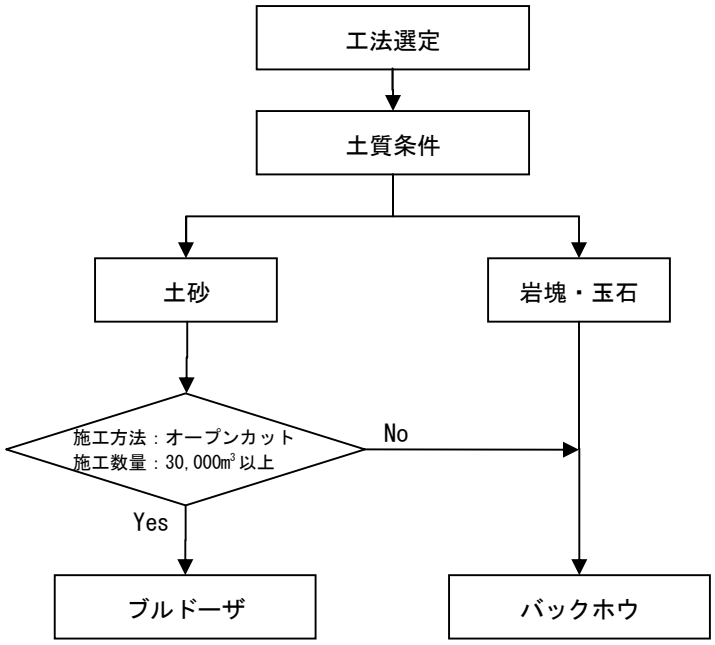


図 5-2-1　工法選定フロー

5-2-2　バックホウ　〔河川土工マニュアル 4.2.6〕

(1)　ショベル系掘削機の作業能力

運転１時間あたりの作業量の算定式は次のとおり通りである。

$$Q = \frac{3600 \cdot q_0 \cdot K \cdot f \cdot E}{Cm}$$

ここに、　Q　：運転１時間あたりの作業量（m^3/h）

q_0　：バケットの容量（m^3）

K　：バケットの係数

f　：土量換算係数

E　：作業効率

Cm　：サイクルタイム（sec）

(2)　バケットの容量

ショベル系掘削機のバケット容量は、一般には平積みで表現されている。機種ごとのバケット容量は「日本建設機械要覧」などを参照にするとよい。

表 5-2-1　ショベル系掘削機諸元

種 別	形 式	規 格	出 力 (kW)	機械質量 (t)	バケット容量 (平積m^3)	接地圧 (kN/m^2)
バックホウ	クローラ型・排出ガス対策型	0.35m^3級	60	11.8	0.35	38
		0.4m^3級	64	12.1	0.40	40
		0.6m^3級	104	19.8	0.60	43
		0.7m^3級	116	22.1	0.70	51
ドラグライン	機械ロープ式・クローラ型	0.6m^3級	77	30.2	0.60	57
		1.2m^3級	97	50.0	1.20	57
クラムシェル	油圧式クローラ型	0.3m^3級	40	10.7	0.30	39
		0.6m^3級	85	19.1	0.60	44
	油圧式ホイール型	0.3m^3級	61	10.6	0.30	37

（「道路土工－施工指針（S61.11）」による表を「日本建設機械要覧(2007年)」に基づき修正）

〔河川土工マニュアル 4.2.6〕

(3) バケット係数

バケット係数は土質、切土深さ、切土高さなどにより変化するものであるが、計画の際には土の種類に応じて実績値をとりまとめたものを利用することが多い。過去の実績からの参考値としてほぐした土量に関する値を土の種類に応じてまとめたものを表 5-2-2 に示す。

表 5-2-2 バケット係数(K)

土の種類	油圧式バックホウおよびドラグライン	クラムシェル	備考
岩塊・玉石	0.45～0.75	0.40～0.70	山盛になりやすいもの、かさばらず空隙の少ないもの、掘削の容易なものなどは、大きい係数を与える。
礫混り土	0.50～0.90	0.45～0.85	
砂	0.80～1.20	0.75～1.10	
普通土	0.60～1.00	0.55～0.95	
粘性土	0.45～0.75	0.40～0.70	

（「道路土工－施工指針（S61.11)」による）

〔河川土工マニュアル 4.2.6〕

(4) サイクルタイム

ショベル系掘削機のサイクルタイムは特に土質および土の固結状態と関連して掘削の難易に影響されるところが大きい。また、掘削から積込みまでの旋回角度の違いによってもサイクルタイムは変化する。ショベル系掘削機のサイクルタイムについて、実績からの表 5-2-3 に示す。

表 5-2-3 ショベル系掘削機のサイクルタイム

機種		バックホウ	ドラグライン	クラムシェル
規格		0.35～0.6 m³級	0.6m³級	0.6m³級
旋回角度	45°	24	25	33
	90°	28	28	36
	135°	31	31	39
	180°	35	34	42

〔河川土工マニュアル 4.2.6〕

(5) 作業効率

ショベル系掘削機の作業効率には、現場の諸条件のうち、土質、地形、作業地盤の勾配、排水の良否などのほか、施工法、特に段取り、補助ブルドーザの有無、ダンプトラックの組み合わせなどが影響し、サイクルタイムとの相対関係で定められる。

5-2-3　ブルドーザ　〔河川土工マニュアル〕

(1)　ブルドーザの作業能力

運転１時間あたりの作業量の算定式は次のとおり通りである。

$$Q = \frac{60 \cdot q \cdot K \cdot f \cdot E}{Cm}$$

ここに、　Q　：運転１時間あたりの作業量（m^3/h）

q　：１回の掘削押土量（m^3）

f　：土量換算係数

E　：作業効率

Cm　：サイクルタイム（min）

(2)　１回の掘削押土量

１回の掘削押土量はブルドーザのけん引力、土工板の寸法・形状、土質および施工条件などにより変化する。1 回の掘削押土量の求め方には、実作業中の実績から算定する方法と、押土実験の結果をもとに算定する方法がある。後者の方法は前者に比べて理論的ではあるが、一定条件下での実験値がもととなっているので押土量が大きく算定される場合があり、注意する必要がある。

表 5-2-4　ブルドーザの諸元

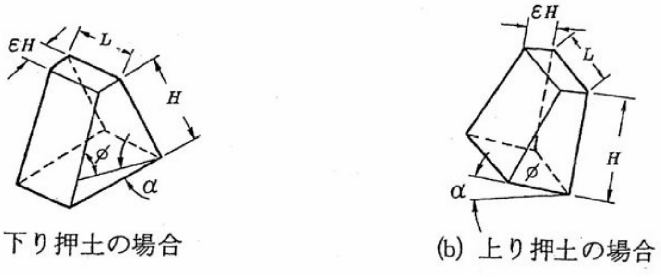
形式	規格	出力 (kW)	重量 (t)	土工板寸法 (m) L×H	土工板容量(q_0) (m^3)	接地圧 (kN/m^2)	土工板形式
普通型	3t　級	29	3.9	2.17×0.59	0.52	38	アングル
	6　〃	56	7.1	2.44×0.85	1.22	43	〃
	9　〃	71	9.0	2.74×0.98	1.82	40	〃
	11　〃	82	10.8	3.05×1.06	2.37	42	〃
	15　〃	112	15.6	3.28×1.20	3.27	49	〃
	18　〃	140	19.6	3.42×1.23	3.58	70	ストレート
	21　〃	179	27.7	3.72×1.44	5.34	79	〃
	32　〃	231	39.5	3.96×1.72	8.12	108	〃
湿地型	3.5t　級	29	4.3	2.56×0.59	0.62	24	ストレート
	7　〃	56	7.6	2.88×0.79	1.25	28	〃
	10　〃	71	9.4	3.33×0.91	1.91	27	〃
	13　〃	82	11.2	3.05×1.06	2.37	28	〃
	16　〃	112	16.9	3.86×1.16	3.60	30	〃

注 1)　本表記載の機種及び諸元は「日本建設機械要覧(2007 年)」によった。

注 2)　土工板容量 q0 は[参考]の式において ϕ=30°、α・=0°、ε=0、μ＝0.80 として求めた。

〔河川土工マニュアル 4.2.6〕

土工板による押土の形状を図 5-2-2 のように考えると 1 回の掘削押土量は次の式で表わされる。



〔河川土工マニュアル 4.2.6〕

図 5-2-2　土工板で押される土の形状

$$q_0 = LH^2\left\{\frac{1}{2\tan(\phi+\alpha)}+\varepsilon\right\}\mu$$

ここに、　q0　：土工板要領（m3）

L　：土工板の長さ（m）

H　：土工板の高さ（m）

α　：運搬路の勾配（ただし、下り作業では負号をとる）（度）

ϕ　：材料により決まる角度（度）

ε　：材料により決まる係数

μ　：材料により決まる係数

なお、この算式の場合、ストレートドーザは、Hがアングルドーザに比較して大きいので、q0が大きく出過ぎることに注意が必要である。

実際の作業能力算定では、土工板容量q0と押土距離lとの関連付けが困難なために上式を用いることは少なく、表5-2-4に示す土工板容量q0に表5-2-5に示す係数ρを乗じて1回の掘削押土量qを求めることが多い。

表5-2-5　押土距離、搬路の勾配に関する係数ρ

運搬距離(m) / 勾配(%)		10まで	20	30	40	50	60	70	80
平坦	0	1.0	0.96	0.92	0.88	0.84	0.80	0.76	0.72
下り	5	1.12	1.08	1.03	0.99	0.94	0.90	0.85	0.81
	10	1.28	1.23	1.18	1.13	1.08	1.02	0.97	0.92
	15	1.47	1.41	1.35	1.29	1.23	1.18	1.12	1.06
上り	5	0.89	0.85	0.82	0.78	0.75	0.71	0.68	0.64
	10	0.80	0.77	0.74	0.70	0.67	0.64	0.61	0.58
	15	0.73	0.70	0.67	0.64	0.61	0.58	0.56	0.53

（「道路土工－施工指針（S61.11)」による）

〔河川土工マニュアル 4.2.6〕

(3)　サイクルタイム

ブルドーザのサイクルタイムは次のように表わされる。

$$Cm = \frac{l}{V_1}+\frac{l}{V_2}+t_g$$

ここに、　Cm　：ブルドーザのサイクルタイム（min）

l　：平均掘削押土距離（m）

V1　：前進速度（m/min）

V2　：後進速度（m/min）

tg　：ギヤの入換えなどに要する時間（min）

l／V1は掘削押土に要する時間を表し、土質、勾配などによる負荷の大きさから車速V1を求める。l／V2は後退時間を表し、押土の場合により負荷が少ないので速い車速を用いることができる。

実際の作業における Cm を推定することは極めて難しいが、河川工事などにおける平均的な Cm としては次式を参考にすると便利である。

① 掘削押土作業

Cm = 0.038l + 0.20(min)

② 掘削押土敷ならし作業

Cm = 0.038l + 0.65(min)

(4) 作業効率

ブルドーザの作業効率は単位時間あたりに出し得る作業能力と、長期の運転実績から求めた運転時間あたり作業量との間に大きな開きを生じ、また、実績値自体も広範囲にばらつくことが多い。ブルドーザの作業効率は、サイクルタイムなどと同様に現場における要因により変化するが、1 回の掘削押土量、サイクルタイムを前記の参考のように平均的な数値として固定したとすれば、実績からの参考値として表 5-2-6 のように表すことができる。

表 5-2-6 作業効率 (E)

現場条件 / 土質名	地山の掘削押土			ルーズ状態の土砂押土		
	良 好	普 通	不 良	良 好	普 通	不 良
砂 砂 質 土	0.80	0.65	0.50	0.85	0.70	0.55
礫 混 り 土 粘 性 土	0.70	0.55	0.40	0.75	0.60	0.45
破 砕 岩	—	—	—	—	0.35	0.25

注1) 作業現場が広く(土工板幅の3倍以上)、トラフィカビリティや地盤の凹凸を考慮してスリップ等がなく、また下り勾配等で作業速度が十分期待できる条件がそろっている場合は「良好」をとる。

注2) 作業現場が狭く、地盤状況を考慮してスリップやぬかるみが多く、また上り勾配等で作業速度を阻害する条件がそろっている場合は「不良」をとる。

注3) 作業現場が広いが作業速度が期待できない場合、作業現場が狭い(土工板幅の3倍未満)が作業速度が十分期待できる場合等、上記の諸条件がほぼ中位と考えられる場合は「普通」をとる。

注4) 軟岩をリッピングしたものは、リッピング後の状態を考慮し、その状態に応じた土質の値をとるものとする。

〔河川土工マニュアル 4.2.6〕

5-3　水中での施工

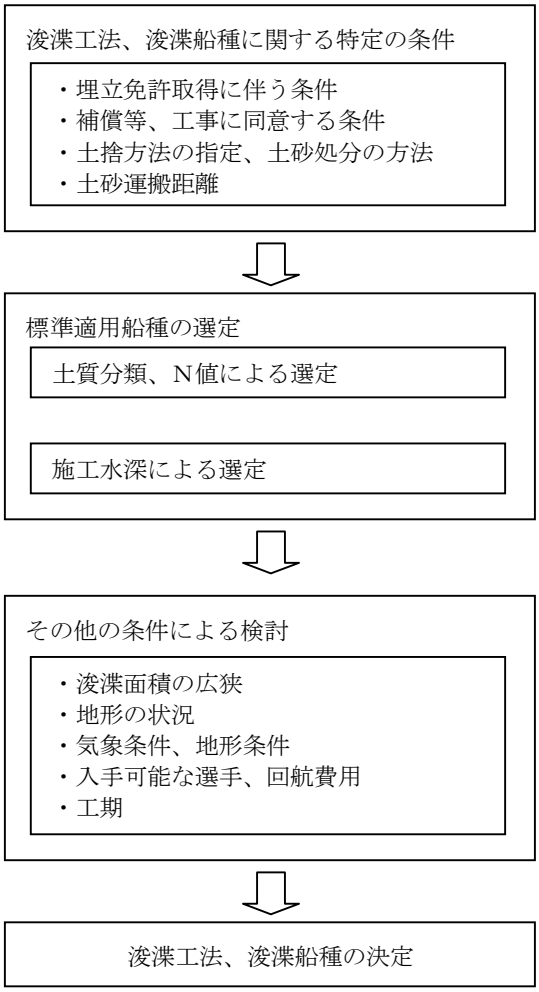
浚渫とは、水面以下にある土砂等を掘削することであり、浚渫船による施工が一般的である。浚渫船による施工工法は、ポンプ浚渫、グラブ浚渫、バックホウ浚渫があり、機種選定にあたっては、浚渫土量、面積、水深、土質、土捨場、動力源等の条件を十分調査して決定する。また、水中での施工が可能な水中ブルドーザがある。

5-3-1　工法選定　〔港湾積算基準〕

浚渫工法は、土量、工期、土捨て場までの距離、土質、面積、水深、動力源等の条件から決められるが、浚渫船は現地までの輸送費が嵩むので、以後の計画土量等を勘案して工法を選定する必要がある。また、施工能力についても公称能力と実際の能力とは土質や施工条件によって相当の差が生じるものなので、選定にあたっても注意する必要がある。

1)　浚渫工法、浚渫船種の選定フロー

浚渫工法、**および**浚渫船種は、下図の選定フローによって選定する。



〔港湾積算基準 3 章 1-5-1〕

図 5-3-1　浚渫工法、浚渫船種の選定フロー

2) Ｎ値別の標準適用船種

浚渫区域の土質状態によって、標準適用船種の選定を行う。標準適用船種は、土質分類（普通土砂、岩盤）、**および**Ｎ値、状態に応じて下表より選定する。

表 5-3-1　Ｎ値別の標準適用船種

土質			標準適用船種					摘　要
分 類		Ｎ値、状態	ポンプ浚渫船	グラブ浚渫船			バックホウ浚渫船	
				普通地盤用	硬土盤用	岩盤用		
普通土砂	粘土質系土　砂	30 未満	○	○			○	粘性土、粘土質土砂
		30～50 未満	○	－	○		○	
	砂質系土　砂	30 未満	○	○			○	砂質土、砂質土砂
		30～50 未満	○	－	○		○	
	レキ混り土　砂	30 未満		○			○	
		30～50 未満		－	○		○	
岩　盤		軟　質		－	○			
		中　質		－	○			
		硬　質		－	－	○		

注）1. 表中の○印が標準適用船種である（－は適用不能の船種）。

2. 普通土砂の土質分類はポンプ浚渫とグラブ浚渫で異なる。

3. 上記の土質が複数含まれている工事においては、原則として最も硬い土質に適用される船種を選定する。

4. レキ混り土砂または岩盤については、過去の施工実績あるいは試験工事の結果を勘案してポンプ浚渫船を適用することができる。

5. Ｎ値 50 以上の未固結土砂は別途考慮する。

〔港湾積算基準 3 章 1-5-2〕一部加筆

3)　施工水深別の標準適用船種　〔小型ポンプ船マニュアル〕

浚渫区域の施工水深によって、標準適用船種の選定を行う。標準適用船種は、標準最大作業水深（朔望平均満潮位（H.W.L））に応じて下表より選定する。

表 5-3-2　施工水深別の標準適用船種

船　種	規　格	標準最大作業水深	摘　要
ポンプ浚渫船	D250PS 型　E200PS 型	1.5～6.0m	小型ポンプ船マニュアル
	D420PS 型	2.5～8.0m	
	D600PS 型　E500PS 型 D800PS 型	3.0～10.0m	
	D1,350PS 型	3.0～15.0m	
	D2,250PS 型	18m 未満	
	D3,200PS 型	20m 未満	
	D4,000PS 型	22m 未満	
	D6,000PS 型	28m 未満	
	D8,000PS 型	30m 未満	
グラブ浚渫船（普通地盤用）	D0.8m³	10m	河川土工マニュアル
	D1.2m³	15m	
	D2.5m³	16m	
	D5.0m³	30m 未満	
	D9.0m³	40m 未満	
	D15.0m³	45m 未満	
	D23.0m³	50m 未満	
グラブ浚渫船（硬地盤用）	フライ級 D3.5m³	30m 未満	
	ライト級 D5.5m³	40m 未満	
	ヘビー級 D7.5m³	45m 未満	
	スーパーヘビー級 D11.5m³	50m 未満	
グラブ浚渫船（岩盤用）	フライ級 D3.5m³	20m 未満	砕岩棒使用時
	ライト級 D5.5m³	20m 未満	
	ヘビー級 D7.5m³	20m 未満	
バックホウ浚渫船	D1.0m³	4m 未満	
	D2.0m³	6m 未満	

注）1.標準最大作業水深は、朔望平均満潮位（H.W.L）を基準とする水深である。

〔港湾積算基準 3 章 1-5-4〕一部加筆

5-3-2　水中ブルドーザ

(1)水中ブルドーザの特徴

水中ブルドーザは、水中掘削用機械として遠隔操作機能を組み合わせ、開発、実用されたものである。水中ブルドーザは、水中作業に適用するために各種の安全感知センサーと警告装置、水圧に応じた機械の内圧調整機構等、様々な工夫がなされており以下の特徴を有している。

① 作業船および陸上機械が入れない浅瀬域で作業可能
② 無線遠隔操縦式により、運転員の安全を確保
③ 河川内仮設が不要なため、河積阻害がなく経済的
④ 排土板で面掘削するため、仕上がり精度が高く、掘削面に勾配が付いていても施工可能
⑤ 作業船に比べて余掘が少なく経済的であり、薄層浚渫が可能
⑥ アンカーを使用しないため、船舶の航行を阻害しない
⑦ ダクト（吸排気塔）を倒すことにより、橋梁下作業が可能

(2)水中ブルドーザの例

重量　：　陸上 43,500kg　水中 27,900kg
全長　：　9,305mm
全幅　：　4,000mm
全高　：　9,760mm
接地圧　：　陸上 95.1kN/m2（0.97kg/cm2）　水中 60.8kN/m2（0.62kg/cm2）
※N 値 7 以上
土工機　：　油圧式エプロン付ドーザ、パラレログラム式油圧リッパー
操縦方法　：　無線遠隔操縦方式（制御有効距離最大約 100m）
有線操縦可能（緊急時）
作業水深　：　最大 7.0mまで

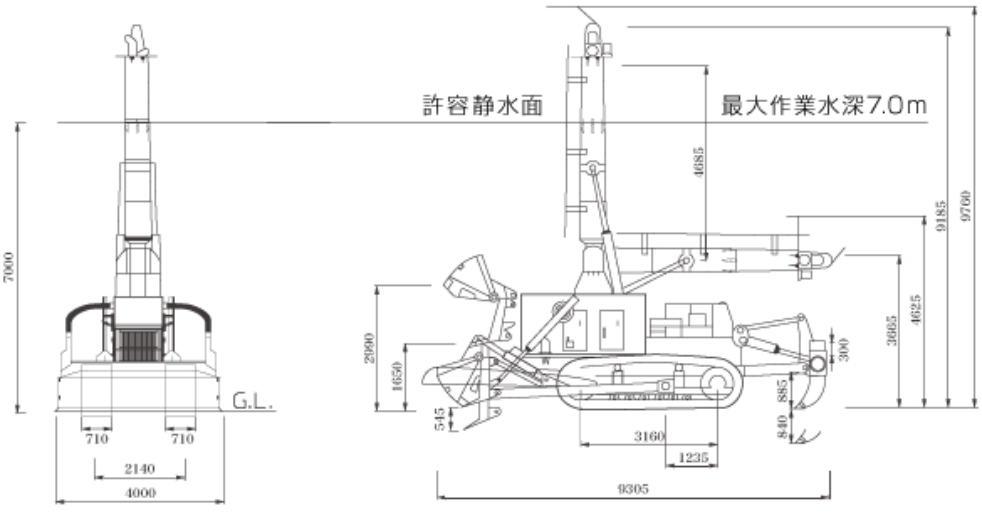


図 5-3-2　水中ブルドーザの例

5-3-3　ポンプ浚渫

1)　適用範囲

この要領は、河川において施工する浚渫の内、ポンプ式浚渫の設計に関する標準を示すものである。

この要領に定めていない事項については、下記による。

「土木工事標準積算基準書（国土交通省）」（以下「土木積算基準」）

「港湾請負工事積算基準（国土交通省）」（以下「港湾積算基準」）

また、「小型ポンプ船・空気圧送船工事設計積算マニュアル（平成 26 年度　全国ポンプ・圧送船協会）」（以下「小型ポンプ船マニュアル」）等を参考にする。

2)　浚渫の目的

流下断面確保のため、ポンプ式浚渫船等を使用して直接河床の地盤を掘り下げる工事を浚渫という。

一般に浚渫区域周辺に排砂池を計画し、排砂土砂を処理地まで運搬する工法がとられている。

3)　浚渫設計の手順

浚渫設計の手順は図 5-3-3 のフローを標準とする。

(1)　浚渫方法の選定

土質分類、Ｎ値により選定する。

浚渫方法は、浚渫区域の河床の土質調査を行い、土質により採用すべき浚渫方法が想定される（「港湾積算基準」土質、Ｎ値別の標準適用船種による）。

また、土捨方法の指定、土砂の処分方法、及び土砂運搬距離などを考慮するものとする。

浚渫船の土質に対する適用範囲は、「港湾積算基準」による他は表 5-3-3 によるものとする。

表 5-3-3　小型ポンプ船の土質別適用範囲

土　　質			適　用　船　種
分 類	基準N値	N値の範囲	小 型 ポ ン プ 船
粘性土	0	0～ 1　未満	E200PS 型 / E500PS 型 / D250 ～420PS 型 / D600 ～800PS 型 / D1,350PS 型
	2	1～ 4　〃	
	5	4～ 8　〃	
	10	8～13　〃	
	15	13～18　〃	
	20	18～25　〃	
	30	25～35　〃	
砂質土	10	0～13　未満	
	15	13～18　〃	
	20	18～25　〃	
	30	25～35　〃	

注）Ｅ：電動船　　Ｄ：ディーゼル船、数値は規格呼称馬力を示す。

〔小型ポンプ船マニュアル〕

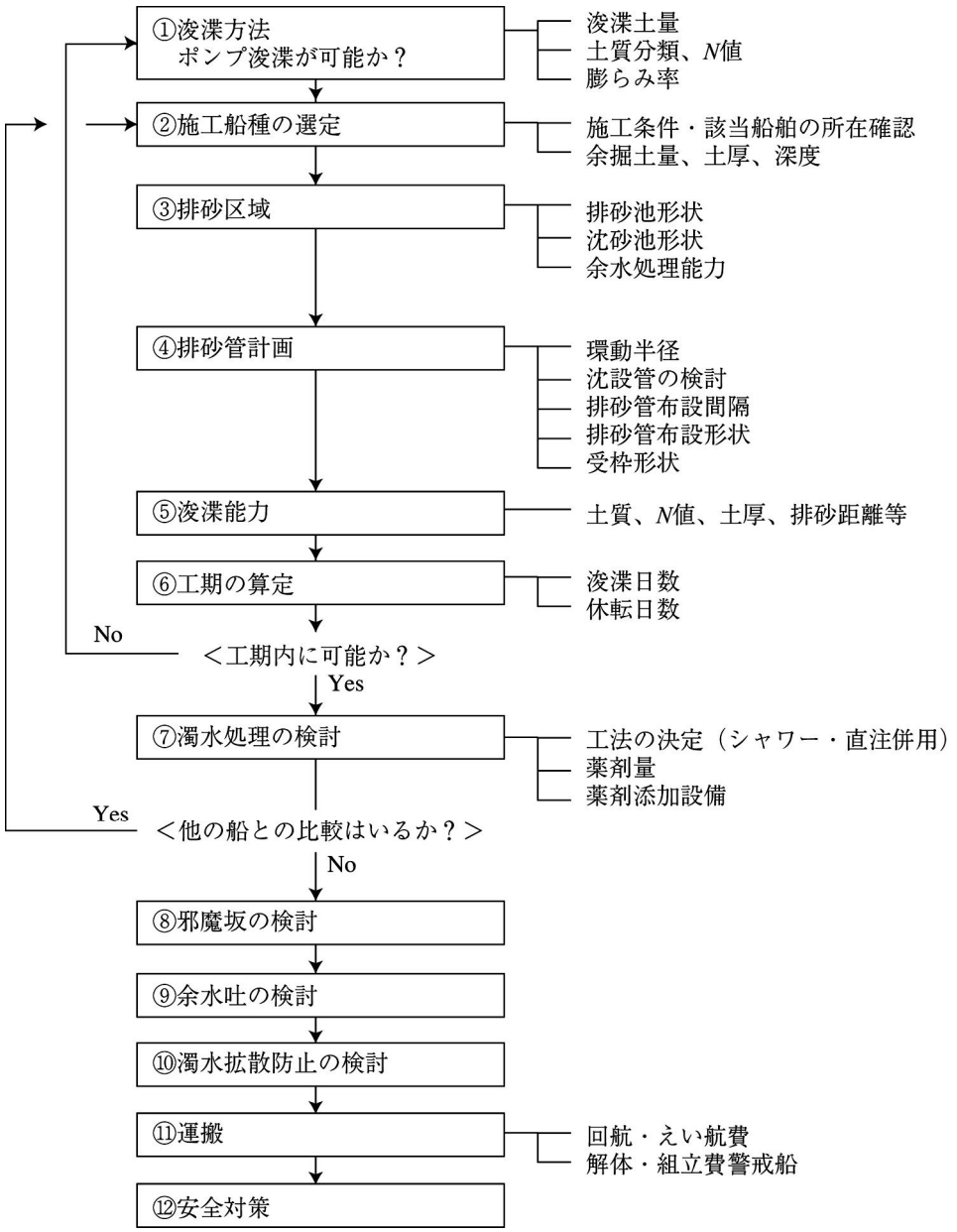


図 5-3-3　浚渫設計の手順

(2) ポンプ浚渫船の規格選定

ポンプ浚渫船の規格は、施工条件該当船種の所在により選定するものとする。

「港湾積算基準」ポンプ浚渫船の規格選定による他は、下記とする。

① 浚渫水深による規格選定

規格別標準作業範囲は「港湾積算基準」による他は、下表とする。

表 5-3-4 規格別標準作業範囲

規　　格	浚渫深度	浚 渫 幅	適　　用
D250PS 型　E200PS 型	1.5～6.0m	18～25m	
D420PS 型	2.5～8.0m	20～30m	
D600PS 型　D800PS 型 E500PS 型	3.0～10.0m	25～40m	
D1,350PS 型	3.0～15.0m	50～70m	

〔小型ポンプ船マニュアル〕

② 土質・N値、排送距離による規格選定

本章 5-3-4 3) (6)浚渫能力の算定を参照。

③ 経済比較

当該船種の所在地を確認のうえ船種を決定するものとし、所在地の確認は、「ポンプ船静動表（愛知県港湾建設協会)」等、船種は、「現有作業船一覧（日本作業船協会発行)」を参考にして、以下の項目について留意し経済比較を実施するものとする。

a. 該当浚渫区域に至る航路に橋梁がある場合は浚渫船航行が可能か桁下クリアランスの検討をする。

b. 川床浚渫に関し、浚渫船の吃水による航路水深を検討する。

c. 電動式とディーゼル式とが競合する場合には両者を比較検討の上決定する。この際ディーゼル機関の電動機換算出力は次のとおり。

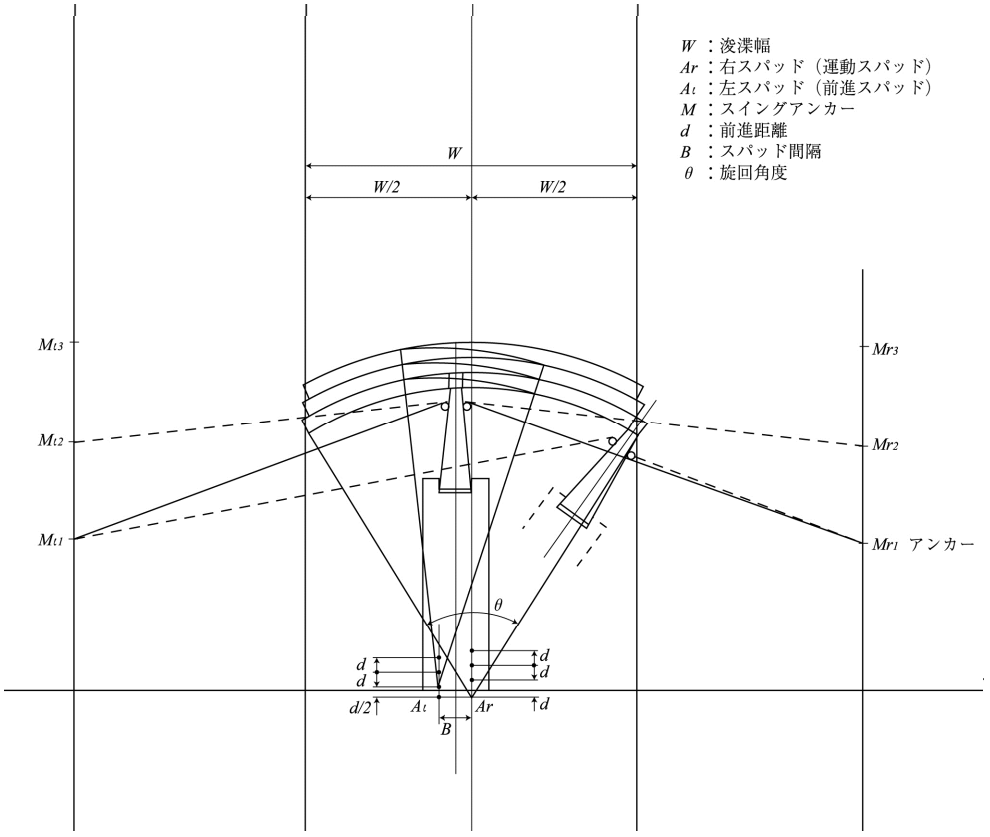
ディーゼル公称馬力×0.8=電動機換算出力

④　規格別標準作業船団構成は表 5-3-5 を標準とする。

表 5-3-5　規格別標準作業船団構成

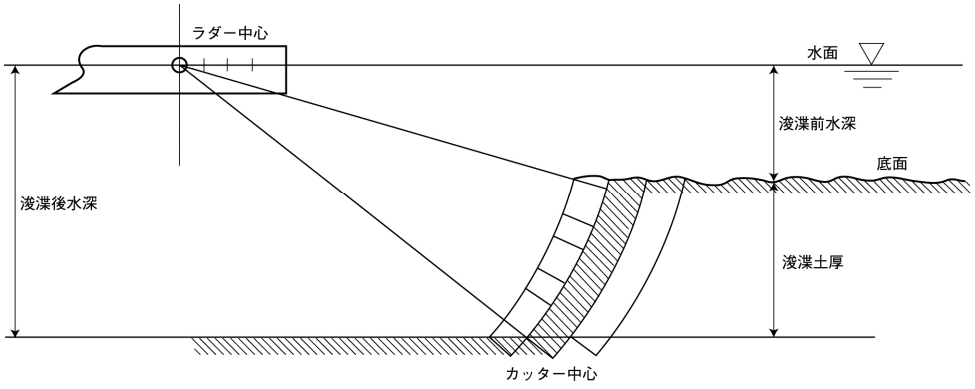
船　　扱	揚 錨 船 規 格	交 通 船 規 格	備考
E200PS 型	D1ｔ吊	鋼製 D30PS 型 3.0GT	
E500PS 型	D3ｔ吊	鋼製 D50PS 型 4.9GT	
D250PS 型	D1ｔ吊	鋼製 D30PS 型 3.0GT	
D420PS 型	D3ｔ吊		
D600PS 型			
D800PS 型	D5ｔ吊	鋼製 D50PS 型 4.9GT	
D1,350PS 型		鋼製 D60PS 型 6.0GT	

〔土木積算基準〕



〔小型ポンプ船マニュアル〕

図 5-3-4　ポンプ浚渫船掘進平面図



〔小型ポンプ船マニュアル〕

図 5-3-5　ポンプ浚渫船掘進断面図

(3)　浚渫土量・余掘土量

浚渫の対象土量は、以下により算出するものとする。

①　浚渫土量 ＝ 計画浚渫断面内に対する地山の土量（純土量）
（契約数量）

②　浚渫取扱土量 ＝ 純土量＋余掘土量

③　余掘土量 ＝ 計画浚渫底面積×余掘り厚

※法面余掘は、河川工事では考慮しない。

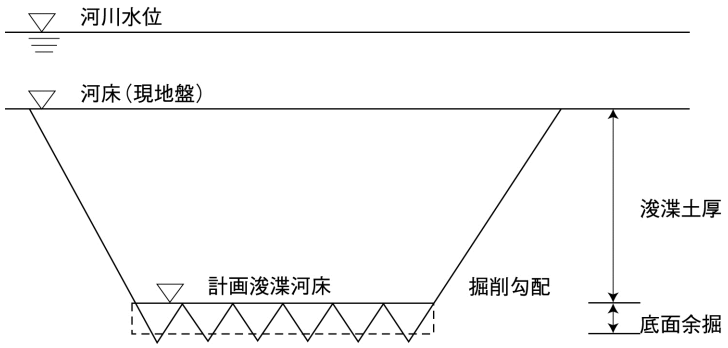


図 5-3-6　浚渫土量・余掘土量

表 5-3-6　掘削勾配の一般値

土　質			掘削勾配
分　類	N　値	状　態	
粘性土	4 未満	軟泥	1：3.0～1：5.0
	4～8 未満	軟質	1：2.0～1：3.0
	8～20 未満	中質	1：1.5～1：2.0
	20～40 未満	硬質	1：1.0～1：1.5
砂質土	10 未満	軟質	1：2.0～1：3.0
	10～30 未満	中質	1：1.5～1：2.0
	30～50 未満	硬質	1：1.0～1：1.5
砂　利			1：1.0～1：1.5
岩　盤			1：1.0

〔小型ポンプ船マニュアル〕一部加筆

表 5-3-7　底面余掘厚

土　質	規格	余掘厚（cm）（施工深度）			
		－3m 未満	－3m～－5.5m 未満	－5.5m～－9m 未満	－9m 以上
粘性土 および 砂質土	D250PS 型　E200PS 型	20	30	40	―
	D420PS 型	30	40	50	―
	D600PS 型　D800PS 型 E500PS 型	30	40	50	60
	D1,350PS 型	50	60	70	100
	マイクロ D150～200PS 型	20	30	40	―

〔小型ポンプ船マニュアル〕

(4) 排砂池容量

排砂池の容量決定には、土質を十分調査し、膨らみ率を考慮して計画するものとする。

膨らみ率の実績例　　粘性土　1.3　　砂質土　0.9

(5) 排砂管計画

排砂管の敷設は、土質・浚渫船の馬力により計画するものとする。

① 排砂管路間隔

排砂管路の間隔は、表 5-3-8 による。

表 5-3-8　排砂管路間隔　　（m）

	ポンプ船馬力	土質		
		ｼﾙﾄ・粘土	ｼﾙﾄ質細砂	砂
支線と支線	D　500PS 未満	40	30	20
	D　500PS－D1,000PS	60	50	40
	D2,000PS－D3,000PS	100	80	60
	D4,000PS 以上	150	100	80

(社)日本埋立浚渫協会発刊「受枠配管と仮護岸」より

a. 平均排砂管路間隔(Xm)は、各土質の土量にて加重平均して求める。又、排砂管出口からの排送砂距離は、Xm/2 とする。

b. 排砂管間隔は、排砂管本数とする。

c. ｼﾙﾄ・粘土とｼﾙﾄ質細砂で加重平均して求める。

② 排砂管及び受枠

a. 排砂管及び受枠の区分

排砂管及び受枠の区分は「土木積算基準」による他は、表 5-3-9 のとおりとする。

表 5-3-9　排砂管及び受枠の区分

区分	管径	ポンプ船機種	排砂管長	備考
Ⅰ	200～300mm	E200PS 型。D250PS 型 マイクロ D150PS 型、D200PS 型	6.0m	
Ⅱ	350～560mm	E500PS 型、D420PS 型、D600PS 型 D800PS 型、D1,350PS 型	6.0m	

〔小型ポンプ船マニュアル〕

D1,350PS 型を越えるものについては「港湾積算基準」を参照のこと。

③ 水上管

a. 水上管のフローター､排砂管及び水上管ゴムジョイントの組み合わせについては､表の通りとするが､算出方法においては過去の「工事実績」及び「港湾積算基準」を参考として、算出した。

表 5-3-10 排砂管、フローター、ゴムジョイントの組み合わせ

浚渫船規格	排砂管 (径/㎜)	ﾌﾛｰﾀｰ (径/㎜)	ｺﾞﾑｼﾞｮｲﾝﾄ (長さ/㎜)
D 1,350PS	560	1,100	1,300
D 2,250PS	660	1,300	1,500
D 4,000PS	710	1,400	1,600

〔港湾積算基準〕

b. 環動半径の計算は次を参考とする。

環動半径とは、浚渫船につないである水上管を経由して排砂管（沈設管）に接続するまでの距離をいう。

ｲ. 環動半径＝[{水上管(5.5m-6.0m)＋ｽﾘｰﾌﾟ働き長(0.5m-0.6m)}×ﾌﾛｰﾀｰ本数＋船体長]×0.9(余裕約1割)

ﾛ. D 4,000PS をこえるものについては、「港湾積算基準」を参照のこと。

ﾊ. 現場内で環動半径が短い場合は、短く設計し、水上管本体も短くする。

表 5-3-11 環動半径（参考）

環動半径（参考）
1,350PS= {6.5m×40 本+40m}×0.9=270m=270m
2,250PS= {6.5m×50 本+40m}×0.9=329m=330m
4,000PS= {6.5m×55 本+40m}×0.9=358m=360m

ﾆ. 沈設管

配管ルートの計画で船舶等の航行が予想される場合は、沈設管（河底管）を設置するものとする。施工方法としては、高水敷にて沈設管を組み立て、両サイド盲蓋をし、揚錨船にて所定の位置まで曳航し注水して沈設する。

(6) 浚渫能力の算定

浚渫船作業能力は、排送距離・土質・N値により決定する。

① ポンプ浚渫船の１日当り浚渫量の算定は次式（「港湾積算基準」）による。

Q＝q・E・T　　（少数１位四捨五入）

ここに、Q：ポンプ浚渫船の１日当り浚渫量（m3／日）

q：ポンプ浚渫船の１時間当り浚渫能力（m3／h）

E：能力係数（E１～E６）

T：ポンプ浚渫船の１日当り運転時間

（標準の場合：13h／日、標準により難い場合：17 h／日）「土木積算基準」

② ポンプの浚渫船の１時間当り作業能力（q）

作業能力は、N 値、土質別の浚渫土量から以下の順序で求める。

a. 浚渫区間から排砂区間までの平均排送距離を求める。

b. 各 N 値別の土量を算出する。この時の土質分類及び基準 N 値と、それに対応する N 値の範囲は「港湾積算基準」による。

c. 表 5-3-12 に示す「土質・N 値排送距離別の浚渫能力表」より、各 N 値別の作業能力の値を読みと②で求めた基準 N 値別土量を荷重平均して、1 時間当りの浚渫能力とする。

表 5-3-12　土質・N値排送距離浚渫能力表

ポンプ浚渫船	適用基準等
D250～D1,350 ps 未満	「小型ポンプ船設計積算マニュアル」による
D1,350ps 以上	「港湾積算基準」による
その他	「港湾積算基準」電動換算 1,000ps による

③　中継ポンプ船を使用する場合

「土質・N値、排送距離別の適正規格範囲表（「港湾積算基準」）に定める排送距離の実用限界を超える場合、または土質条件が悪い場合で、主たるポンプ浚渫船に加えて中継ポンプ船を配置するときの浚渫能力は、「港湾積算基準」による。

(7)　濁水の処理

浚渫条件が決定した後、余剰水が河川の水質基準や排水規制に適合するかどうかを図 5-3-7 のフローにて検討し、濁水の処理が必要と判断された場合は、凝集剤の添加を行うものとする。

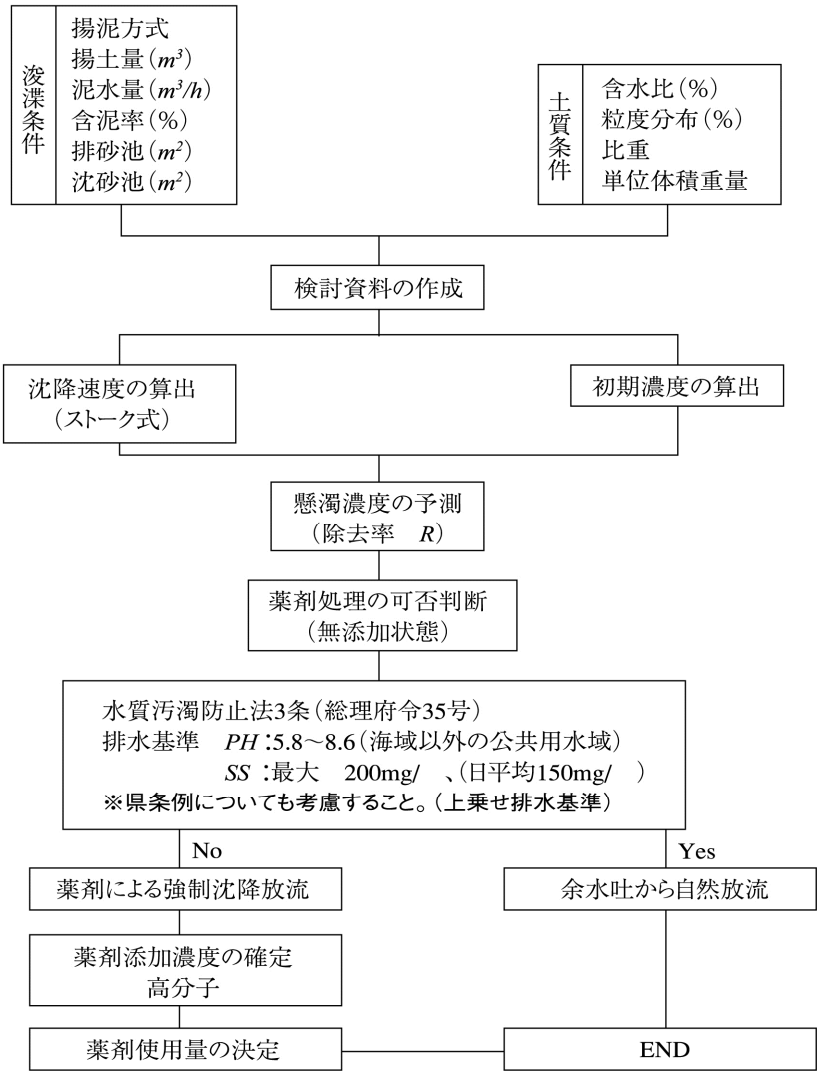


図 5-3-7　余水吐処理検討フローチャート

①　凝集剤及び中和剤

余水処理に使用される凝集剤及び中和剤としては表 5-3-13 の 3 種類を標準とする。

a.　凝集剤の添加量は事前に施工区域での凝集剤添加沈降試験を行うか、既往の類似工事のデータ等から推定して算出するものとする。

b.　一般には、低濁度の原水処理には無機凝集剤が用いられており、高濁度の原水処理には無機凝集剤と高分子凝集剤が併用されている。

c. 凝集剤の選定には、環境面に十分配慮するものとする。

表 5-3-13 使用凝集剤及び中和剤

薬　剤	名　称
無機凝集剤（無機）	ポリ塩化アルミニュウム（液体 PAC）
有機高分子凝集剤（高分子）	ポリアクリルアミド系
中和剤	液体荷性ソーダー

② 凝集剤添加量

排砂管からの流出水の初期濃度を土質条件より決定し、下記順序にて添加濃度を算出する。

a. 初期濃度の算出

含泥率と固型分濃度（懸濁濃度）の関係は下記に示す式により求める。

$$C_P = \frac{100 \times P}{P + W + \dfrac{100 - P}{G_S}}$$

〔ヘドロの脱水処理及び余水処理，NO．6，1976〕

ここに、C_P ：流入泥水の懸濁濃度（%）

P ：流入泥水の含泥率（%）　（一般に 10～13%〔河川土工マニュアル 第 4 章第 2 節〕）

W ：浚渫土の自然含水比（%）

Gs ：真比重（一般に 2.65～2.80）

C_P をＳＳ濃度に直し（C_P ×10,000mg／ℓ）そのうち砂質分（0.074mm 以上）を除いたものを初期濃度とする。

b. 沈降速度の算出

沈降速度は Stokes（ストークス）の式により求める。

レイノルズ数（$R_e = Vd/\nu$）が 1 以下で球状に近い単粒子が静止水中または層流中を沈降する場合に適合する。

$$V = \frac{1}{18}\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)\frac{gd^2}{\nu}$$

ここに、V ：粒子の沈降速度　(m/s)

g ：重力加速度　$9.8\,(m/s^2)$

ρ_s ：土粒子の密度　(kg/m^3)

ρ ：水の密度　$1000\,(kg/m^3)$

d ：土粒子の直径　（m）

ν ：水の動粘性係数　(m^2/s)〔水理公式集　数表第 22 表より〕

10℃　1.310×10^{-6}

15℃　1.146×10^{-6}

20℃　1.010×10^{-6}

SS として、懸濁するのは、シルト以下の土粒子と考えられるため 0.074mm 以下を対象とする。

c. 埋立地から流出する懸濁濃度の予測

水面積負荷法による予測

$$u=\frac{q}{A_1(1-\alpha)+A_2}$$

ここに、ｕ　：水面積負荷　$(m^3/m^2\cdot h)$

ｑ　：流出水量　(m^3/h)

Ａ1　：排砂池面積　(m^2)

Ａ2　：沈砂池面積　(m^2)

α　：埋立率

$$\text{流出水量}(q)=\frac{Q}{\text{含泥率}(\%)}$$

ここに、Ｑ　：時間当たりの浚渫能力(m^3/h)

$$\text{埋立率}(\alpha)=\frac{\text{排砂土量}}{\text{排砂池容量}}$$

ここに、　排砂土量＝浚渫土量×ふくらみ率

ｲ. 埋立地での SS 除去率（R）は、水面積負荷（ｕ）と粒子の沈降速度（V）と相関がある。

実験式　〔下水・廃水ガイドブック〕

水面積負荷　u ≦0.05　$m^3/m^2\cdot h$ の時

$$R=100\times10^{(A_o u^2+B_o u)}$$

$$A_o=27.658\log V-25.726$$

$$B_o=0.285\log V-0.289$$

ここに、R　：SS 除去率（%）

V　：平均沈降速度（m/h）

ｕ　：水面積負荷（$m^3/m^2\cdot h$）

水面積負荷　0.1＞u ≧0.05　$m^3/m^2\cdot h$ の時

$$R=A_1\log u+B_1$$

$$A_1=0.62(\log V)^2+38.97\log V-37.51$$

$$B_1=0.97(\log V)^2+67.25\log V+34.76$$

ﾛ. 流出の SS 濃度を沈殿除去率から求める。

$$C=C_o\left(1-\frac{R}{100}\right)$$

ここに、C　：流出の SS 濃度（ppm）

C_o　：排砂池流入泥水の SS 濃度（ppm）

砂分（0.074㎜以上）を除いたシルト分、粘土分

R　：SS 除去率（%）

d.　薬剤の添加濃度

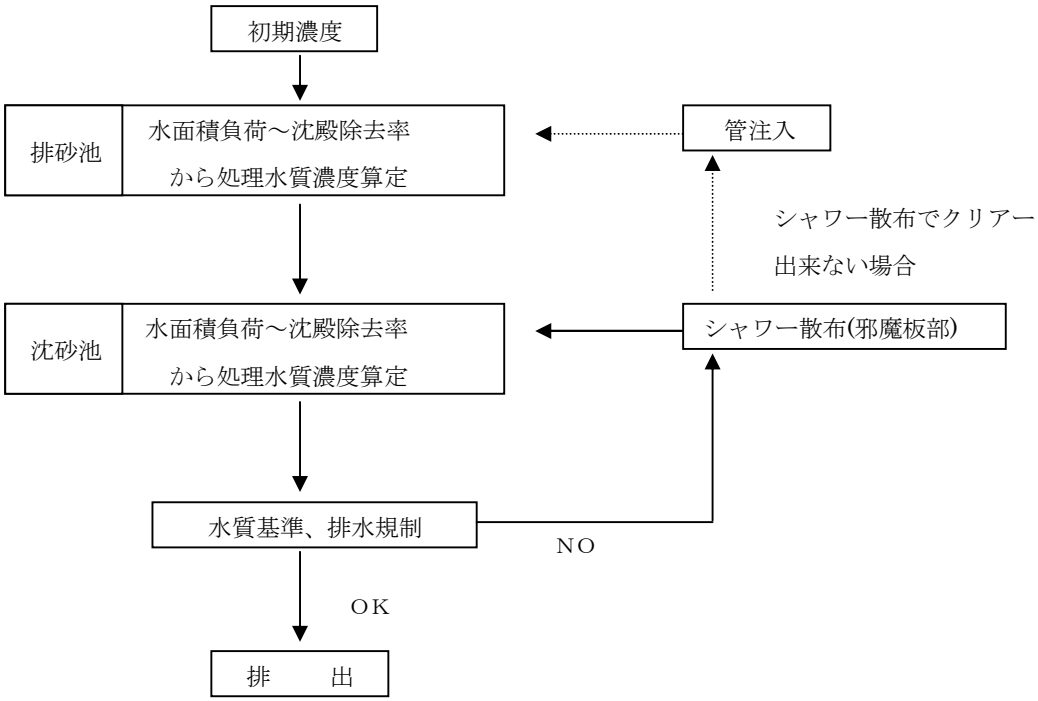


図 5-3-8　薬剤の添加濃度フローチャート

以上の検討を１回の浚渫土量をｎ個に分けて、それぞれの初期濃度に対する添加濃度を求める。これより添加平均濃度、添加量が求められる。

ｲ.　ｎは適宜とするが、5～10 分割を標準とする。

ﾛ.　シャワーと管注入を併用する場合は、シャワーだけの増量とシャワー＋管注入の両者の比較を行い少ない方とする。

ﾊ.　ＰＡＣ使用量に対する中和剤の使用量は図 5-3-9 よりＰH7（中性）となるよう求める。

事例として、砂質土、泥水中のシルト、粘土懸濁粒子の自然沈殿試験と凝集沈降試験（有機高分子凝集剤添加時と無機凝集剤添加時）を行って得られた水面積負荷（ｕ）と沈殿除去率（Ｒ）の関係を図 5-3-10 に示す。

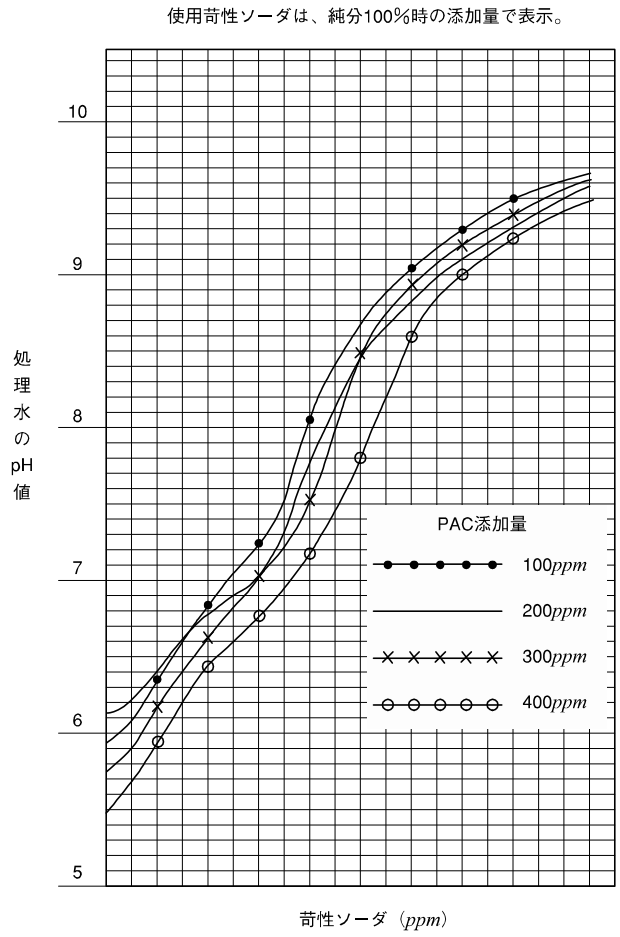


図 5-3-9　中和曲線―苛性ソーダ添加量と pHの関係

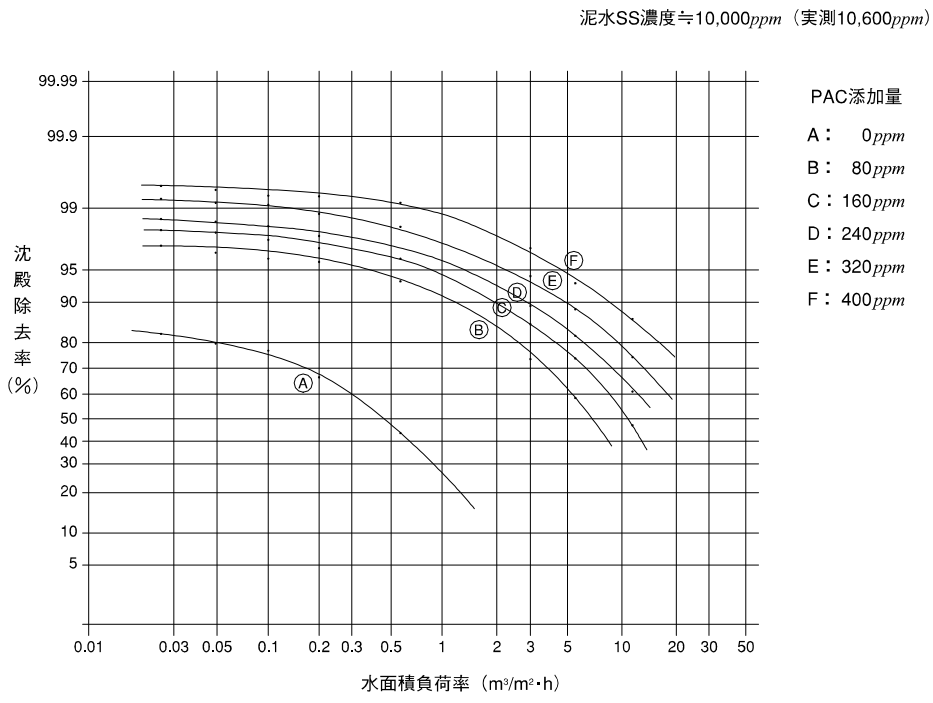


図 5-3-10　水面積負荷と沈殿除去率の例

③　凝集剤添加

凝集剤の添加方法を大別すると、沈砂池前シャワー散布、排砂管内直接注入、シャワーと、管注入併用の３種類に分けられる。

添加順序は、基本的に無機凝集剤を先に添加する。

凝集剤の添加を行うために、ポンプ・タンク・発電機等の設備を設置する。

実施例を、図 5-3-11,5-3-12 に示す。

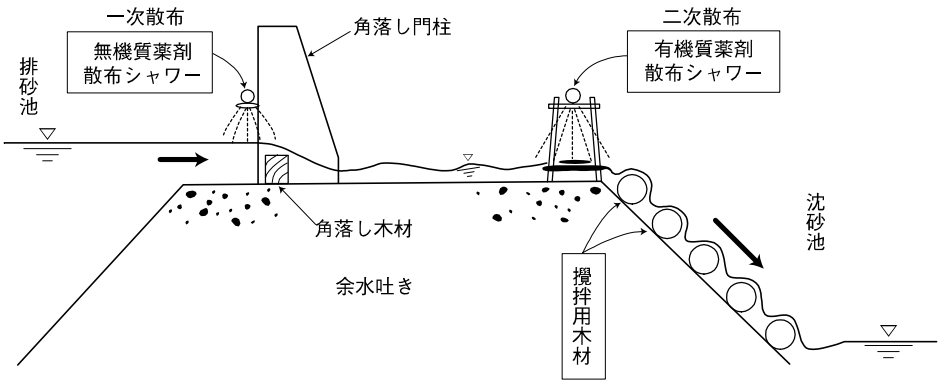


図 5-3-11　薬剤散布状態概念図（シャワー方式）

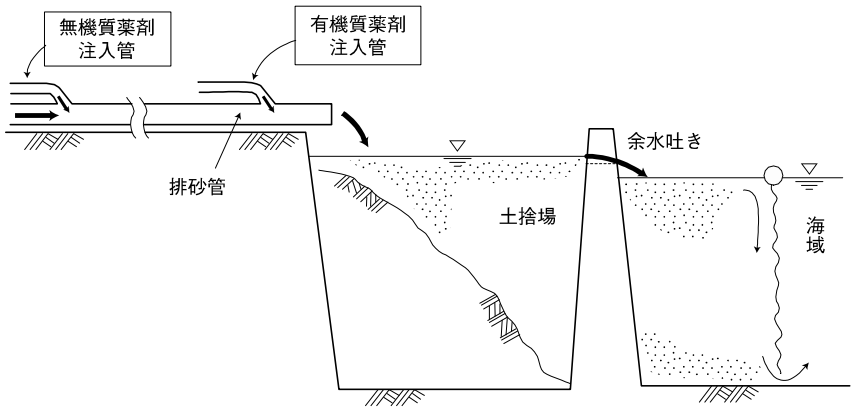


図 5-3-12　薬剤混入状態概念図（管直注入方式）

④　邪魔板の検討

凝集剤を使用する場合は、薬剤を攪拌させるために攪拌設備として邪魔板を設置する。

通常は、越流構造として越流部に板を設置して水の流れを攪拌する方法がとられる。

施工例を図 5-3-14～5-3-18 に示す。

a. 設置幅 （B）

設置幅は、流量検討より決定する。

$$B = \frac{Q}{\mu \cdot h_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1}}$$

ここに、

B：能力内設置必要幅（m）

Q ：現場最小N値・最短距離能力での最大流出量（m^3/s、浚渫能力／含泥率%）

μ ：流出係数（0.35）

ｈ１ ：越流水深（0.15m）

b. 設置個所数

邪魔板の設置個所数は､排砂池水面積が有効にとれるように設置個所を均等に配置するものとする。

通常は２箇所程度（１箇所の幅ｂ＝B/2）

⑤ 余水吐の検討

排砂池・沈砂池より出てくる排水設備として余水吐を設置する。

通常は、升式構造として升をいくつか設置して水を排水する方法が採られるが、全体で余水を吐く場合は、溢流設備を作る場合もある。なお、よし根がある場合は、余水吐部によし根等が推積するので処理を検討するものとする。

a.吐口高

吐口高は、工事期間の平均水位を目安とする。（感潮区間では満潮位以上）

b.設置数

設置数については、排砂管内流速を 1.5m/s 程度として求める。

$$\text{設置数} = \frac{q_1}{1.5 \times \pi \times 1/4 \times d^2} \quad (\text{升})$$

ここに、

q_1 ：１時間当たりの浚渫量（m3，浚渫能力／含泥率%）

d ：管径（m）

c. 設置場所

余水吐の設置場所は、沈砂池水面積が有効にとれるように設置個所を均等に配置することを原則とするが、沈砂池内の配管が長くなる場合は、管が浮いてしまうので堰堤よりまとめて設置するものとする。（図 5-3-13 参照）

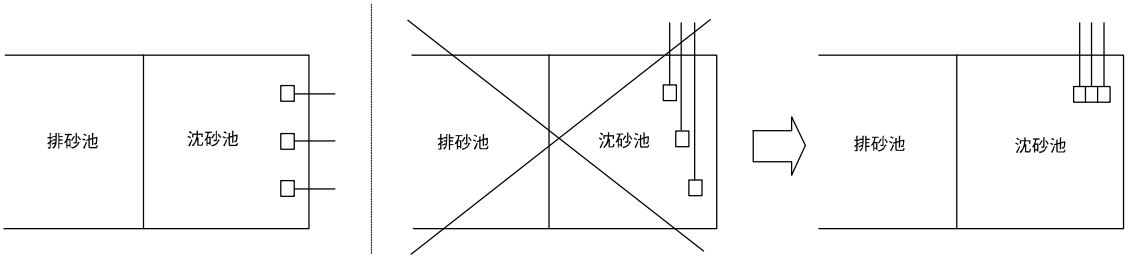


図 5-3-13 余水吐の配置

⑥　濁水拡散防止膜（シルトフェンス）

沈砂池、排砂池から濁水が直接河川に流出する場合に配置するものとする。

$$L = (B^{\circ}/360) \times 2\pi r$$

ここに、

L　：濁水防止膜の長さ

r　：膜内に沈殿する半直円錐の半径（m）

B　：膜の布設範囲（°）、現地状況にて設定

a. 濁水拡散防止膜の設置は、機能及び施工性より 3 スパン（20m/1 スパン）以上とする。

b. フロート径 300mm、カーテン（＃300）長さ 2mを標準とする。

⑦　膜内の沈殿土量

$$V = (1/2) \times (1/3) \times \pi r^2 \times h$$

ここに、

V　：膜内沈殿土量（ｔ）＝（浚渫土量/含泥率%）×C

C　：排水規準濃度（ppm）

h　：半直円錐の高さ（m）

⑧　ヨシ根流防止膜（ダストフェンス）

浚渫区域から、ヨシ根等混入物の流失の恐れがある場合には下流にダストフェンスを設置するものとする。

a. 布設延長は、現場状況による。

b. 規格は、網目 50mm・カーテン長 2m を標準とする。

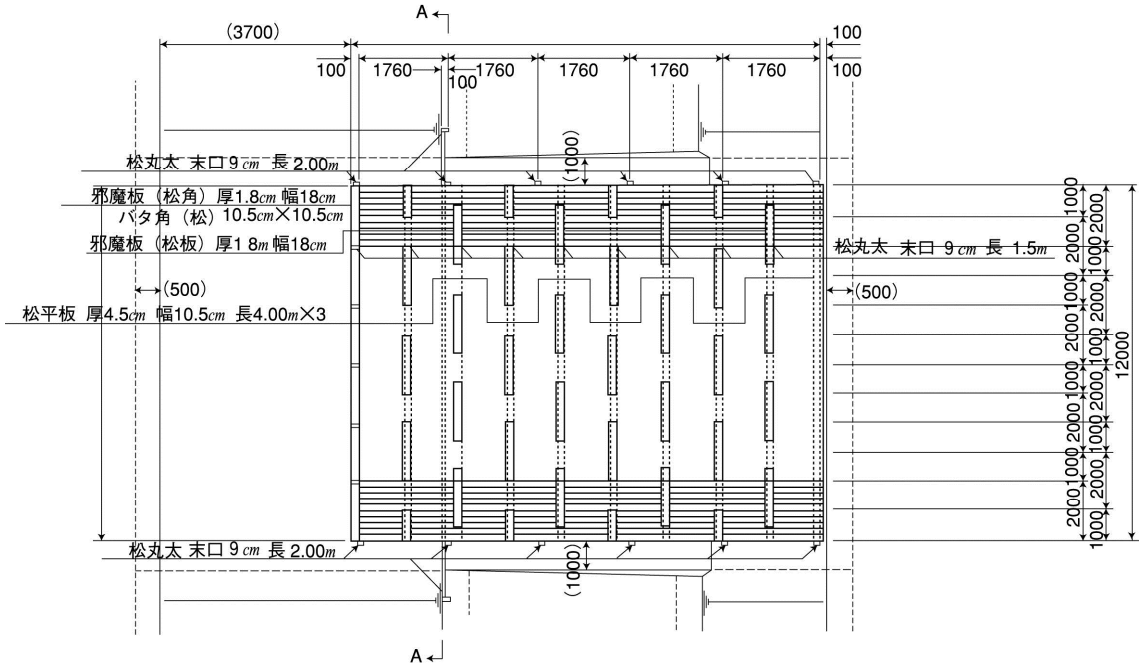


図 5-3-14　邪魔板平面図（例）

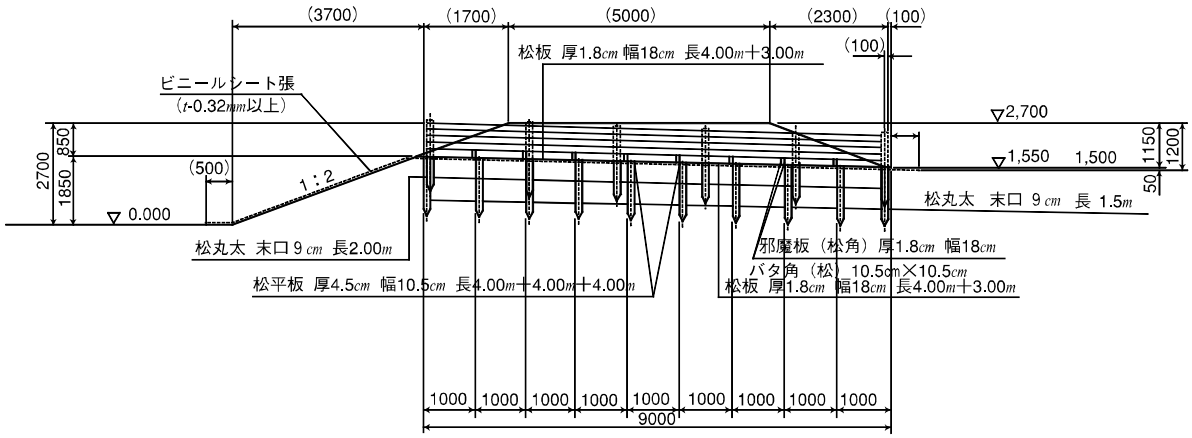


図 5-3-15　邪魔板縦断図（例）

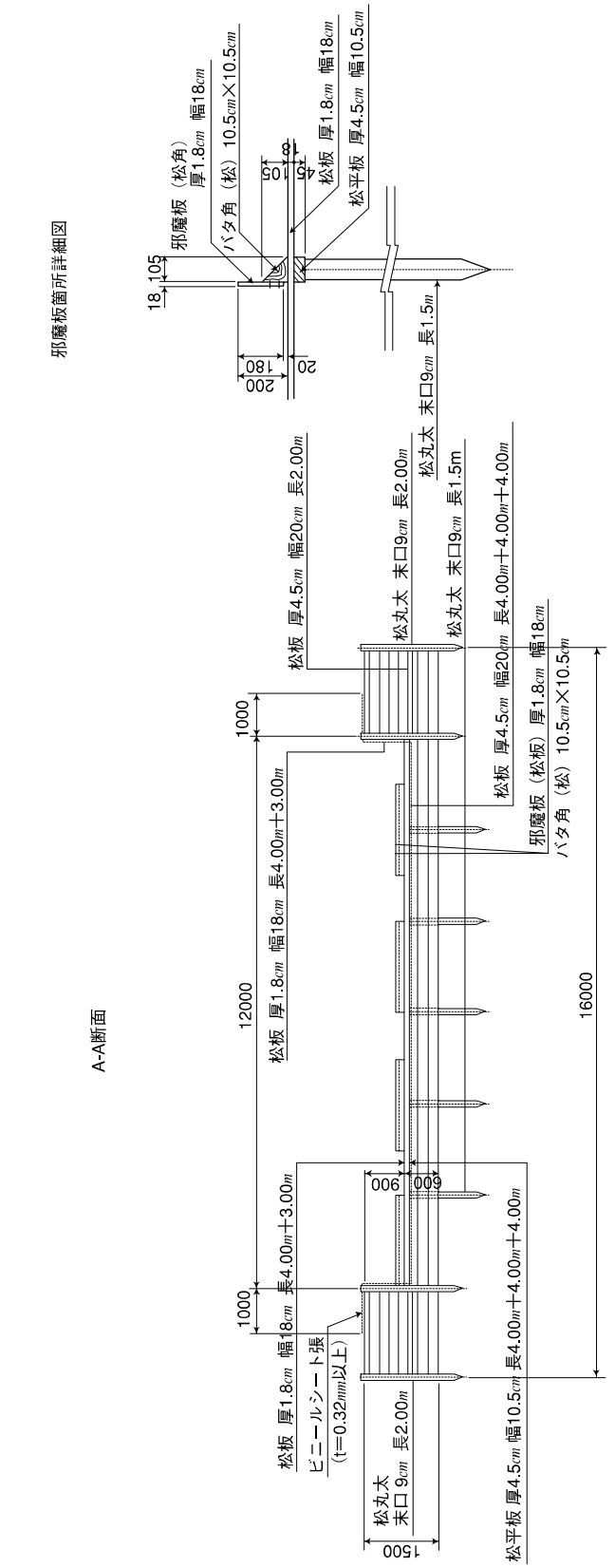


図 5-3-16 邪魔板断面図(例)

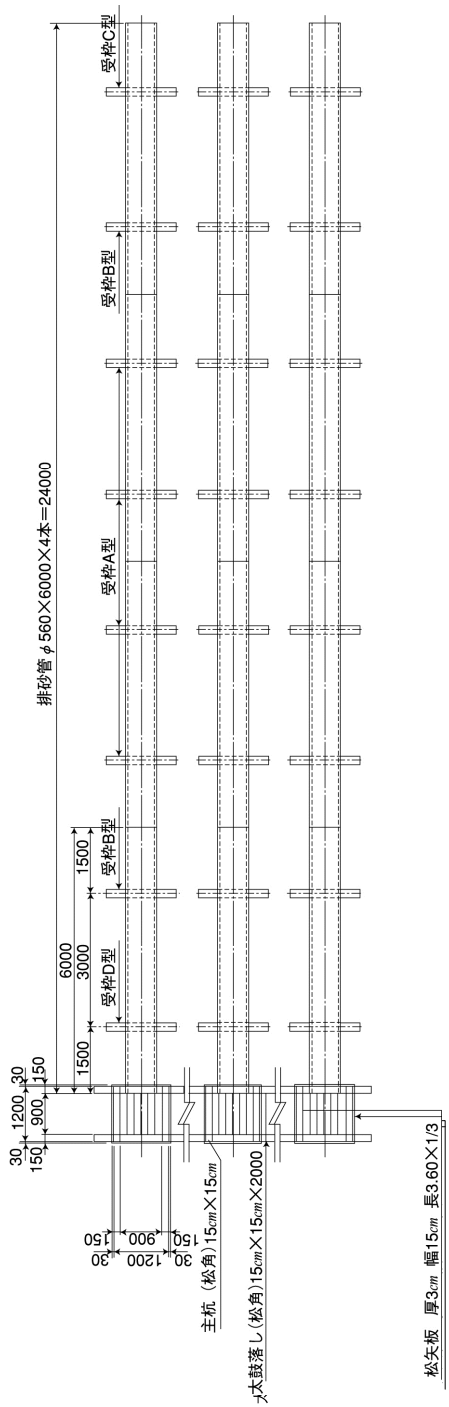


図 5-3-17 余水吐平面図（例）

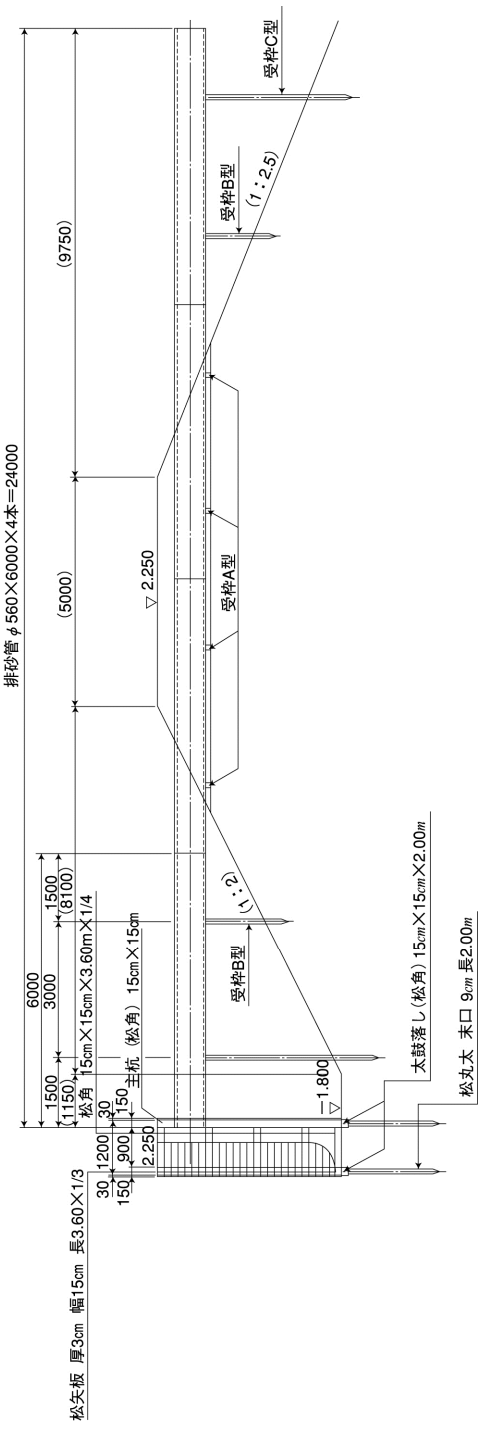


図 5-3-18 余水吐断面図（例）

(8) 運搬

該当浚渫船が、現場まで回航・えい航出来るかを定期横断図等より検討する。

注 1) 回　航：航行距離が片道 25 海里(46km)以上(一平水区域内の回航は除く)航行される場合。

2) えい航：航行距離が片道 25 海里(46km)未満または一平水区域内において航行させる場合。

① 回航

「土木積算基準」による他は、下記による。

表 5-3-14 回航用引船

回航用引船 （ＰＳ）	ポンプ浚渫船 （ＰＳ）	速力	
		えい航時	独航時
鋼 D 350 鋼 D 450 鋼 D 500 鋼 D 800 鋼 D 1,200 鋼 D 2,000	250 420 600 1,350 2,200 4,000	3.1 ノット （5.7 ㎞／h）	10 ノット （18.5 ㎞／h）

② えい航

「港湾積算基準」によるものとするが、1,350PS 未満のポンプ船については、引船は鋼D350PS とする。

③ 分解組立

橋梁等がある場合は、通過可能の高さまで分解組立とする。

(9) 安全対策

警戒船

河口部において航行する船舶に対して工事区間を徹底させるため、上下流に警戒船を配備する。

警戒船の規格　…　交通船 30ｐｓ　総トン数３ｔ

5-3-5　グラブ・バックホウ浚渫〔河川土工マニュアル 7.4.2〕

以下にグラブ・バックホウ浚渫の施工に関する技術的事項を記述するが、ポンプ浚渫において記述した事項と重複するような事項については、重複記述をしないものとする。

1)　特徴

グラブ･バックホウによる浚渫の主な特徴には、ポンプ浚渫に比較して、以下のような事項が考えられる。

(1)　小規模の排砂ヤード、乾燥ヤードで対応が可能である
(2)　濁水処理、排土先の余水処理、泥土の臭気拡散による障害などへの対応が軽微となる
(3)　発生土の有効利用における、利用側の用途、利用条件に対して広く柔軟な対応が可能である
(4)　工事現場、およびその周辺における施工中の条件変化等に柔軟に対応できる

グラブ・バックホウ浚渫は、上記のような特徴があることから、近年、河川における浚渫での施工事例が多くなってきている。グラブ・バックホウ浚渫における工事の着工から終了までの主な作業内容と手順は、一般に、下図に示すとおりである。この図に示したように、グラブ・バックホウ浚渫における掘削土砂の運搬方法には、大別して以下の２つの方法がある。

①　浚渫船に 接舷した土運搬船に積み込み、引船、または押船で土捨場まで運搬
②　掘削土砂を空気圧送により搬送

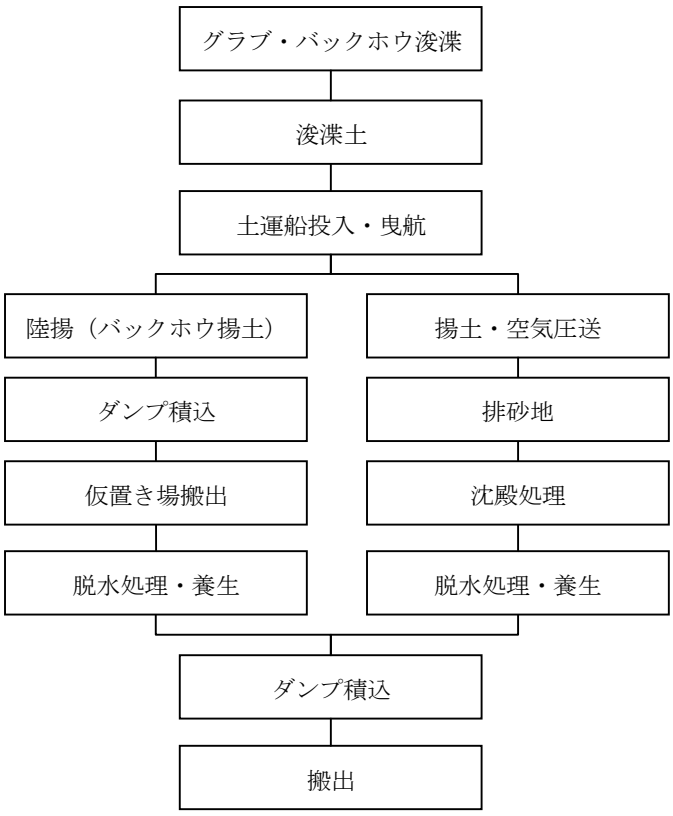


図 5-3-19　グラブ・バックホウ浚渫による施工フロー

2) 浚渫設計の手順

浚渫設計の手順は図 5-3-20 のフローを標準とする。

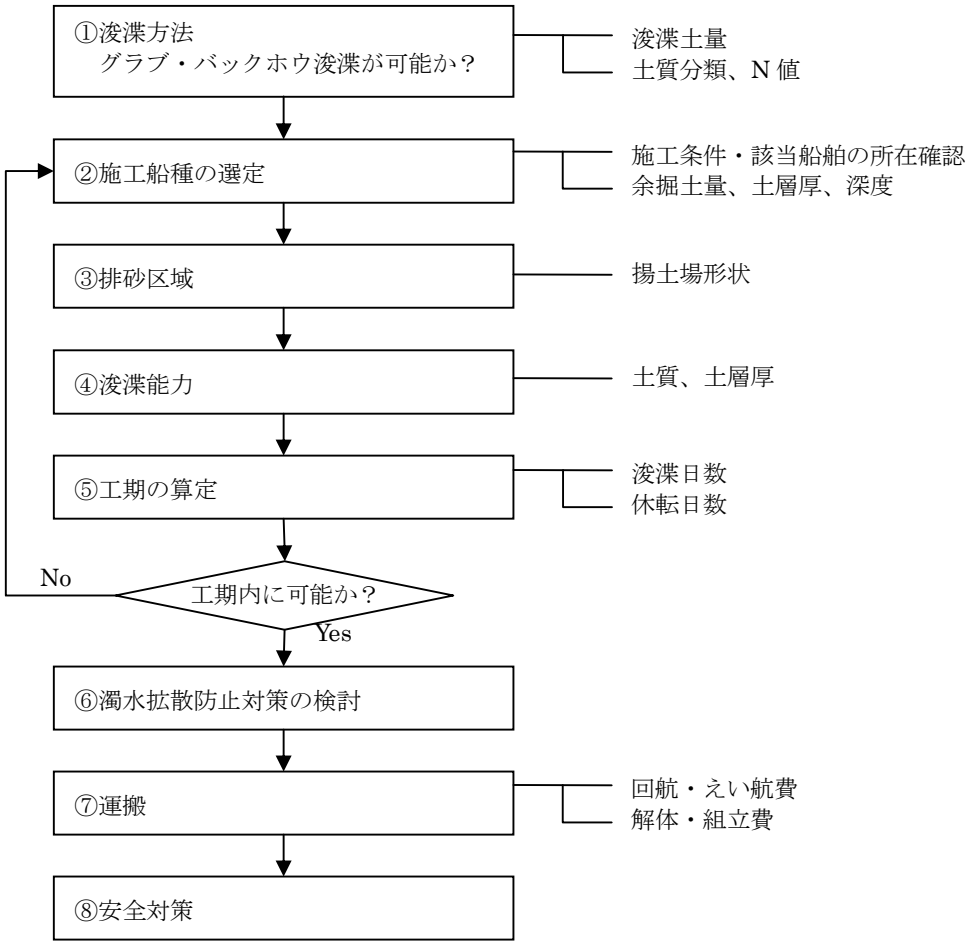


図 5-3-20 浚渫設計の手順

3) 施工能力

グラブ浚渫船、バックホウ浚渫船の規格と施工深度・能力は、下表に示すとおりである。

河川工事で使用されるグラブ浚渫船のバケット容量は 2m3 程度以下が対象と想定される。この規模でのグラブ浚渫船の船体寸法は、積載重量や平面形状、深さ等によって様々であるが、対象河川への適用性や運搬時の目安として既存の作業船寸法例を下表に示す。

表 5-3-15　グラブ浚渫船の規格と施工能力

規　格	標準最大水深		船体主要目（目安）			
	浚渫深度(m) (最大深度)	浚渫能力 (m^3/日)	全長 (m)	全幅 (m)	高さ (m)	吃水 (m)
D0.8m^3	6.0(10)	140～240	17.0	7.2	2.0	0.8
D1.2m^3	7.5(15)	210～350	24.0	9.0	2.0	0.8
D2.5 m^3	7.5(16)	480～730	27.0	12.0	2.0	1.2

〔河川土工マニュアル 7.4.2〕一部加筆

バックホウ浚渫船の施工にあたっては、掘削予定箇所の土砂の種類、硬度によって施工の効率が異なり、全体の施工計画に及ぼす影響が大きい。1 日あたり標準７時間の運転をした場合の浚渫量、**および**既存の作業船寸法例を下表に示す。

表 5-3-16　バックホウ浚渫船の規格と施工能力

規　格	標準最大水深		船体主要目（目安）				
	浚渫深度 (m)	浚渫能力 (m^3/日)	全長 (m)	全幅 (m)	高さ (m)	吃水 (m)	乾舷 (m)
D1.0m^3	4.0(4.0～5.5)	170～310	24.0	10.0	1.8	0.8	1.0
D2.0m^3	6.0(7.0～10.7)	350～630	26.0	11.0	2.0	1.0	1.0

〔河川土工マニュアル 7.4.2〕

4) 運搬方法の選定

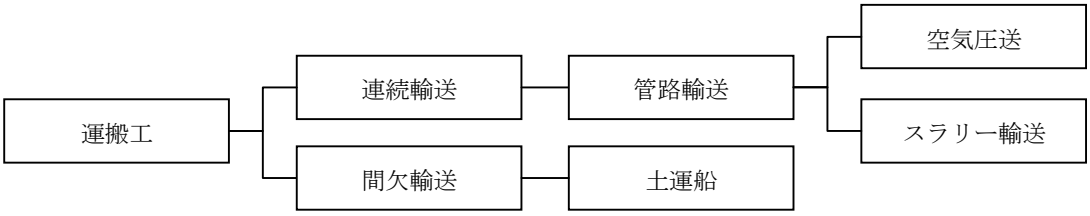
グラブ･バックホウ浚渫における土砂の運搬方法は、掘削条件、掘削場所の堆積土砂の分布、排土先の現場状況等を考慮して適切に選定するものとする。

(1) 運搬工法

グラブ･バックホウ浚渫において、一般的に採用されている掘削土砂の運搬・輸送方法には、以下に示すように大別して２つの方法がある。

① 掘削土を連続的に輸送する方法（連続作業）

② 掘削土を間欠的に輸送する方法（バッチ作業）



〔河川土工マニュアル 7.4.2〕

図 5-3-21 浚渫土の運搬・輸送方法

掘削土砂の運搬・輸送方法は、一般に、以下のような事項を考慮して選定されている。

① 経済性、効率性

② 輸送距離（目的地までの距離は適切か）

③ 施工能力（設定工期に対応できる能力をもっているか）

④ 適用土質（浚渫土の土質に適用できる方式か）

⑤ 浚渫土の水分含有量（掘削時の土砂の含水状況に適した方式か）

⑥ 適用地形（周辺の地形および目的地までの地形に適用できるか）

⑦ 環境（周囲に民家がある場合は、振動・騒音、ホコリなどの発生度合い）

⑧ 受入地の受入基準（強度、性状、土壌環境基準等）**および**受入環境（位置、運搬条件等）

⑨ 水切り後の水を河川へ放流するための水質基準

5) 土運搬船による土砂の運搬

グラブ･バックホウ浚渫において、土運船によって掘削土砂を運搬する場合の、掘削量と運搬船の船数の標準的な組み合わせは、下表に示すようになる。

表 5-3-17 掘削土量と土運船**および**引船の標準機種

作業船規格区分		土運船		引船	
		規格（密閉式）	隻数	規格（鋼製）	隻数
平 均 浚渫量	215m³／日以下	100m³積	2	D300PS 型	2
	215m³／日以上 645m³／日以下	300m³積	2	D500PS 型	2

〔河川土工マニュアル 7.4.2〕

なお、掘削土砂を土運搬船によって運搬する場合は、運搬先までの航路の検討、陸揚げ施設等の検討が必要となる。土運船の形状寸法は、水域の特性等に合わせて造船されることから、地域や所有者によって異なるが、目安として一例を示す。

表 5-3-18 土運船の形状

土運船 規 格	船体主要目（目安）				引 船 規 格	船体主要目（目安）			
	全長 (m)	全幅 (m)	高さ (m)	吃水 (m)		全長 (m)	全幅 (m)	高さ (m)	吃水 (m)
100m³積	26.0	6.0	1.9	1.7	D300PS	11.5	4.2	1.8	1.3
300m³積	30.0	8.0	3.5	2.4	D500PS	12.0	4.3	2.0	1.9

〔河川土工マニュアル 7.4.2〕

6) 空気圧送による土砂の搬送

掘削土の空気圧送は、土砂を圧縮空気といっしょに排砂管に送り込み、気体・液体・固体の混合体として排砂管内の摩擦抵抗を少なくして長距離輸送する工法である。

この方法は、浚渫土を高濃度で圧送することができるため、軽微な余水処理設備が可能となる。

空気圧送方式よる圧送距離別の１日あたり施工能力には、下表に示すような事例がある。

表 5-3-19 空気圧送船の施工能力（m³/日）

規 格	圧送距離（m）					
	500	1000	1500	2000	2500	3000
粘土①	160～600	160～540	150～470	150～410	140～340	140～270
粘土②	200～720	190～650	190～570	180～490	180～410	170～330
粘性土	280～1020	280～910	270～800	270～680	260～570	260～450
砂質土	250～900	240～810	230～710	220～610	210～510	200～400
砂	150～550	130～450				

注）粘土①：浚渫土の含水比が 100%未満

粘土②：浚渫土の含水比が 100%以上

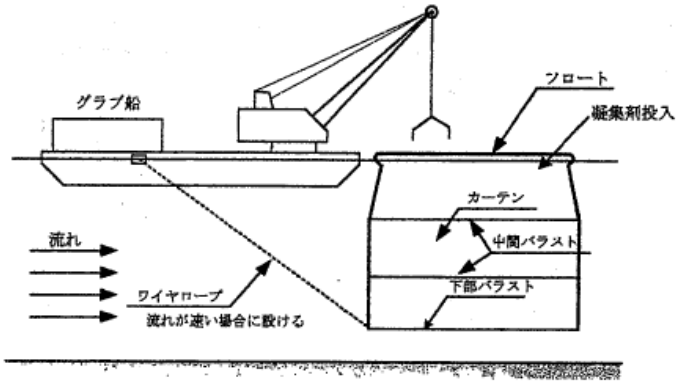
〔河川土工マニュアル 7.4.2〕

5-4　濁水拡散防止対策　〔河川土工マニュアル 7.4.2〕

河川の浚渫工事では、浚渫・掘削箇所において発生する濁水に対して濁水防止枠、濁水防止膜などを設置して、濁りの拡散を防止・低減する。

1)　濁水防止枠

濁水防止枠は、グラブ･バックホウ浚渫などによって局所的に濁りが発生する箇所において使用される。この方法は、下図に示すように水深に応じてカーテン長を自在に調整できる構造になっている場合が多い。



〔河川土工マニュアル 7.4.2〕

図 5-4-1　濁水防止枠概念図

2)　濁水防止膜

濁水防止膜は、比較的設置が容易で任意の場所で設置することが可能であるため、河川の浚渫工事において頻繁に利用されている。

ただし、この方法は、流速が速い場所では、場合により破損、流失などの恐れもあり、このような条件の工事現場では、施工中の管理に難がある。

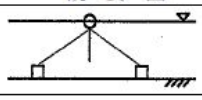
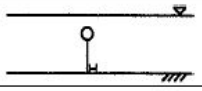
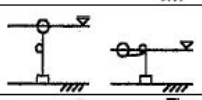
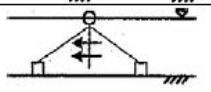
濁水防止膜の設置範囲には、大別して以下の２つの方法がある。

(1)　浚渫区域の全体を大きく囲んで設置する場合

(2)　浚渫船周辺の狭い範囲を囲む場合

濁水防止膜の形式には、垂下型、自立型、垂下＋自立併用型などがある。

表 5-4-1　濁水防止膜の形式

形　式	特　徴	概　要　図
垂下型	水面からフロートでカーテンを垂下するタイプで、最も一般的な濁水防止膜である。	
自立型	河床面からフロートでカーテンを立ち上げるタイプである。	
中間フロート型	水位変動が大きい場合、水面の昇降に対応できるようにカーテンの中間にフロートを取り付けたタイプである。	
通水型	通水性のある材料をカーテンに用いた垂下型のタイプである。余水吐や沈澱池で用いられる。	

〔河川土工マニュアル 7.4.2〕

○参考文献

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
港湾積算基準	港湾請負工事積算基準	H27	国土交通省
土木積算基準	土木工事積算基準書	H27	国土交通省
河川土工マニュアル	河川土工マニュアル	H21.4	(財)国土技術研究センター
下水・廃水ガイドブック	下水・廃水・汚泥処理ガイドブック	－	環境技術研究会
小型ポンプ船マニュアル	小型ポンプ船・空気圧送船工事設計積算マニュアル	H26	全国ポンプ・圧送船協会
ポイントブックⅢ	多自然川づくりポイントブックⅢ	H23.10	(社)日本河川協会
発生土改良マニュアル	発生土利用促進のための改良工法マニュアル	H9.12	(財)土木研究センター

第６章　樋　　門

第 6 章　樋門

6-1　樋門設計の基本　〔河川砂防（設Ⅰ）第 1 章 8.1.1〕

1)　設計の基本

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

【解　説】

樋門の設計の基本的事項は、河川砂防技術基準によるものとする。本要領は、この基準の意図するところを実現する技術資料として位置付けられる。

樋門は、以下に示すような基本的な性能（機能を含む）を十分考慮し、当該樋門に求められる性能を満足するように設計しなければならない。

樋門の設計においては、樋門の周辺が堤体漏水の原因となり易いことから堤防機能の確保が樋門設計の重要な課題であるので、樋門の構造体としての安全性の確保は当然として、むしろ堤防機能を優先して確保するように努めなければならない。

①　制水機能の確保

排水樋門は、計画高水位以下の水位の流水（計画高水位の定めのない水路等においては、水路の設計流量、または流下能力）の流下を妨げない断面とし、堤内の排水（洪水流を含む）を安全に本川に流下させ、本川洪水時には本川の流水の堤内への逆流を防止する。

取水樋門は、取水計画上問題とならない範囲において対象渇水時においても計画取水量が確保できる断面とし､本川から必要に応じて所要の流水を堤内に導水し､本川洪水時には本川の流水の堤内への逆流を防止する。

②　堤防機能の確保

樋門および周辺堤防は、洪水時において本川の流水の流下を妨げることなく、流水（浸透流による影響を含む）が堤内へ浸入するのを防止する堤防としての機能を確保する。　〔柔構造樋門（共通）7.1〕

堤防の盛土については、既設堤防とのなじみをよくするため段切りを行い、材料の選定基準、品質管理の基本となる締固め度等を規定することにより、堤防に求められる機能を確保するものとする。

〔河川土工マニュアル〕

③　ゲート機能の確保

樋門は、所要の条件において使用者がゲート操作を確実かつ容易に行える操作性、およびゲート機能を保持するための日常点検等の維持管理のし易さなどの使用性を確保する。また、ゲート機能を維持するため、部材等の点検、塗装、消耗部品の取替え、補修等が容易に行えるように考慮する。

④　地盤の変位・変形に対する安全性の確保

樋門は、周辺堤防と地盤との相互作用に十分配慮し、特に軟弱地盤上に設ける樋門は地盤の変位・変形によって堤防に悪影響を与える可能性を考慮し、それに対応できる構造とする。〔柔構造樋門（共通）7.2.1〕

⑤　想定される荷重に耐える必要な強度の確保

樋門の機能を確保するため、想定される荷重条件のもとで、安定、変位および破壊に対して必要な安全性を確保する。

⑥　流水の乱流等に対する防護

樋門は、計画高水位以下の水位の流下を妨げることなく、付近の河岸および河川管理施設等に支障を及ぼさず、ならびに樋門に接続する河床、高水敷等の洗掘の防止に適切に配慮する。

⑦　環境に対する配慮

樋門を設計する場合は、樋門の建設によって地域の水環境および景観が損なわれないように、周辺の河川環境との調和を図って環境保全に配慮する。また、うるおいのある水辺空間や魚類の遡上・降下等の水棲生物の生息環境に配慮し、多様な生物の生育・生息環境の場を保全するように努める。

⑧　景観に対する配慮

樋門の構造上、門柱、ゲート扉体、操作室等は水面より上部に位置するため、景観への影響が大きい。

各部位の形式、形状、上屋の材料選定の際には、周辺の景観との調和を図るよう配慮する。

⑨　維持管理に対する配慮

樋門の維持管理を踏まえ、点検のための点検歩廊の設置、カメラ等の監視設備の設置等を検討する。また、扉体、戸当りについてはライフサイクルコストの低減を考慮した材質を選定する。

2)　概要説明

河川堤防内に築造された樋門において、土堤と樋門本体の周辺部に空洞の発生する例（空洞化）が多く、これが洪水時の河川堤防の安全を脅かす原因となると認識されている。空洞化は、近年の調査研究から地盤の沈下が大きい軟弱地盤において本体を支持杭基礎等によって剛支持することが主原因であることが明らかになった。このことから、樋門の基礎としては、支持杭基礎を原則として採用しないものとし、地盤の沈下に対応できる直接基礎および柔支持基礎（柔構造樋門）とするものとした。

3)　柔構造樋門

柔構造樋門は、周辺堤防の空洞化対策の検討から新しい樋門の設計･施工法として開発されたものであり、樋門本体を地盤の沈下変形に追従できる構造として堤防と一体的に挙動させることで堤防との密着性を確保しようとするものである。

柔構造樋門の設計の基本的考え方は「柔構造樋門設計の手引き：(財)国土開発技術研究センター」にまとめられている。本要領は、この図書に示される柔構造樋門の設計理念を踏襲し、中部地方整備局管内の軟弱地盤の特性および現在までに得られている知見を考慮して当地域の実状に合う柔構造樋門の設計の考え方としてまとめたものである。しかし、今後さらに充実させなければならない課題も多いので本要領の記述にのみ頼るのではなく、今後の新技術・新工法などの動向を踏まえ、柔構造樋門の設計理念に合致するよりよい設計となるように努める必要がある。

4) 適用の範囲

(1) 適用範囲

本要領に示す事項は、河川区域内に設置する樋門の設計に適用する。運用にあたっては、当該河川の特性、地盤の特性、工事の規模と内容等の現地条件を十分把握し、現地への適用性を考慮しなければならない。

特殊条件の場合や特殊な構造の樋門の設計については、6-7 に記述した。ここでは本要領の作成時において課題が十分には解決されていないもの、あるいは採用にあたって検討が必要なものを示している。これらの標準的でない構造を採用する場合は、各々の課題について十分に検討し、課題に対する解決の見通しが得られていなければならない。

なお、樋門の基礎として支持杭基礎形式は原則として採用しないことから、本要領には支持杭基礎の設計に関する記述をしていない。

(2) 建設省土木構造物標準設計、第３巻・第４巻（樋門・樋管）の適用について

建設省土木構造物標準設計の樋門の構造は、柔構造樋門に完全には対応していないので使用する場合は次の事項を考慮する。このようなことから、現行の標準設計を使用するメリットは少ないので、地盤条件が良好な小規模の樋門を除いてその適用は慎重でなければならない。

① 本体の縦方向の設計は、必ず行う。

② 胸壁は樋門本体と一体構造とし、胸壁のたて壁および底版は各々が樋門本体に固定された片持梁とし設計することを原則とする。

③ 管理橋の支承を門柱部に固定とする場合は、地震時の管理橋の慣性力の算定にこの影響を考慮しなければならない。

④ その他、柔構造樋門の設計法の趣旨を反映させる。

6-2　設計一般

6-2-1　設計の基本事項

1)　樋門の基本諸元

(1)　計画流量

①　計画流量の算定　〔河川砂防（計）2.8〕

接続する河川等に洪水調節施設がなく、流域面積が比較的小さく、かつ、流域に貯留現象がなく、または、貯留現象を考慮する必要がない河川においては、一般に以下に示す合理式法により算定してもよい。

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

ここに、

Q＝ 計画流量（m^3/s）

f＝ 流出係数

r＝ 洪水到達時間内の平均雨量強度 mm/nr）

A＝ 流域面積（km^2）

a.　この式の適用範囲は、豪雨の面積スケール 40 km^2程度以下の流域と考えられるが流域の降雨条件が一様とみなされる場合には、より大きな流域にも適用される。　〔水理公式集 3.2〕

b.　合理式法による計画排水量の採用にあたっては、比流量図〔 河川砂防（計）2.8〕により、同一水系内の他河川、他水系で流域の状況が類似している河川等との計画規模のバランスを検討しておくものとする。

②　流出係数　〔河川砂防（計）2.8〕

合理式において用いる流出係数の値は、流域の地質、将来における流域の土地利用状況等を考慮して決定するものとする。

a.　流出係数の値については〔河川砂防（調）5 章 2 節 2.2〕に示すとおりであるが、一般には次の値を標準値として用いてもよい。

表 6-2-1　流出係数

土地利用	流出係数
密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑・原野	0.6
水田	0.7
山地	0.7

b.　地目が混在する場合の流出係数は加重平均値を流域全体の流出係数とすることができる。

③ 洪水到達時間 〔 河川砂防（計）2.8〕

合理式に用いる洪水到達時間は、原則として雨水が流域から河道にいたる流入時間と、河道内の洪水伝播時間（流下時間）の和として算定する。

a. 流入時間（ t_1 ）と流下時間（ t_2 ）に分けて求める方法

ｲ. 流入時間（ t_1 ）

一般には次の値を標準として定めてよい。 〔 河川砂防（計）2.8〕

表 6-2-2 流入時間

流域概要	集水面積（km^2）	流入時間（min）
山地流域	2	30
特に急斜面流域	2	20
下水道整備区域	2	30

ﾛ. 流下時間（ t_2 ）

ⅰ. 一般には、kraven（クラーベン）式による場合が多い。 〔河川砂防（計）2.8〕

$$t_2 = L/W$$

ここに、 t_2 ＝流下時間（sec）

W＝流下速度（m/s）

L ＝河道距離（m）

表 6-2-3 流下速度

流路勾配 L	流下速度 W
1/100 以上	3.5m/s
1/100～1/200	3.0m/s
1/200 以下	2.1m/s

ⅱ. 河道においては、Manning の平均流速公式が流下速度を与えるとして計算してもよい。

b. 土木研究所で整理した式 〔河川砂防（調）第 5 章 2 節 2.2〕

都市流域では、 $T = 2.40\times10^{-4}\left(L/\sqrt{S}\right)^{0.7}$

自然流域では、 $T = 1.67\times10^{-3}\left(L/\sqrt{S}\right)^{0.7}$

ここに、

T：洪水到達時間（h）

L：流域最遠点から流量計算地点までの流路長（m）

S：流量最遠点から流量計算地点までの平均流路勾配

この公式の通用範囲は、都市流域で流域面積、$A<10km^2$ 、$S>1/300$ 、自然流域では、$A<50km^2$ 、$S>1/500$ である。

④ 平均雨量強度

合理式法において用いる洪水到達時間内の平均雨量強度は、原則として確率降雨強度曲線式により求めるものとする。

a. 計画雨量規模

計画雨量規模は、支川の計画規模に合わせたものとするが、流域の開発状況(現況及び将来)等を勘案の上定めるものとする。**また、水路の流末に接続する場合の計画雨量規模は、水路の計画規模相当または、現況流下能力等を勘案して定めるものとする。**

なお、確率雨量の計算は、水理公式集 第 4 編 2.1 によるものとする。

b. 降雨強度曲線式 〔水理公式集 第 4 編 2.1〕

Talbot（タルボット）型 $r=\dfrac{b}{t+a}$　　Sherman（シャーマン）型 $r=\dfrac{b}{t^n}$

Cleveland（クリープランド）型 $r=\dfrac{b}{t^n+a}$　　久野・石黒型 $r=\dfrac{b}{t^{0.5}\pm a}$

ここに、 γ：降雨強度（mm/h）

ｔ：降雨継続時間（min）

ａ， ｂ， ｎ：各地点で定まる定数

それぞれの式の適合値の判定は標準偏差を計算して求める。

(2) 樋門の断面 〔構造令〕

① 排水樋門

a. 函体断面は、維持管理の容易性等を考慮して内径 1.0m 以上でなければならない。

b. **函内流速は、支川の断面の大きさ、接続する排水河川の洪水流下への影響等を考慮するとともに、樋門吐口部において、限界流速となるように設定するものとする。**

ポンプ場に接続する樋門の函内流速は、ポンプ吐出管での流速を超過しないように定めるものとする。

c. **計画排水量が流下するときの函内の水位は、樋門吐口で限界水深を算出し、それを出発水位として、上流に向かって不等流計算を行い算出する。**なお、樋門吐口で限界水深が発生しない場合は、（川表翼壁の水路幅が樋門断面幅と同じであるような場合など）不等流計算の出発点を適宜設定することとする。

d. 樋門の内のり高（図 6-2-1 参照）については、流木等の流下物が特に多い場合を除き、樋門が横断する河川または水路の計画高水位に表 6-2-4 に揚げる値を加えた高さ以上とし、残留沈下量とキャンバー量を考慮して決定する。

e. 広域地盤沈下が予想される場合は、その影響を考慮して余裕高を決定する。

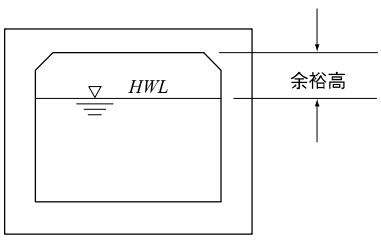


図 6-2-1 函体断面の余裕高

表 6-2-4　樋門の余裕高

計画高水流量 (m^3/s)	余裕高	備　考
20 未満	計画高水流量が流下する断面の１割を内のり幅で除した値以上	残留沈下量の扱いは、適宜検討の上、左表の値に加算してもよい。（0.1m 単位に切り上げる）
20 以上 50 未満	0.3m 以上	
50 以上	0.6m 以上	

〔構造令〕

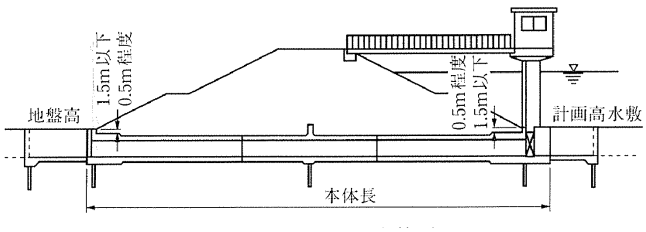
②　取水樋門

取水樋門の断面は、排水樋門に準じるが、計画取水量に対応できかつ函体内に土砂が沈殿しないように断面を定めるのがよい。取水可能量が過大となる場合には、計画取水量以上の取水ができないような措置を行なう。

(3)　樋門の本体長　〔柔構造樋門（共通）6.1〕

樋門の本体長は、敷高および通水断面等の樋門の機能の確保のために、堤防断面を切込まざるを得ない場合においても、切込みを必要最小限とするように努めなければならない。

必要最小限の切込みは、胸壁が護岸の基礎として機能することを考慮して、函体頂版の天端から胸壁の天端までの高さが 0.5m 程度とするのを原則とする。



〔柔構造樋門（共通）6.1〕

図 6-2-2　樋門の本体長

(4)　樋門の敷高

①　敷高の決定

樋門の敷高は、堤内湛水地域の地盤高、本川の河床高、支川あるいは水路の敷高、湛水位を考慮して、堤防の安全、用排水に支障のない高さとする。

a.　排水樋門の敷高は、低すぎると土砂が堆積して流下断面積が減少し、高すぎると排水能力が減少するので、本川の河床高と支川あるいは水路の敷高との関係から決定する。

b.　取水樋門の敷高は、河床低下により取水困難となっている例が多く、低すぎると取水量が水利権以上となることがあるので、過去の河床変動の動向を調べ将来の河床低下を考慮して決定する。

②　樋門の縦断勾配

樋門の敷高は、一般に水平とする。ただし、柔構造樋門の本体の不同沈下による疎通能力の障害を特に軽減する必要がある場合は、函体に縦断勾配を付けることが有効な場合がある。縦断勾配を付ける場合は、流速が大きくなって吐口部の洗掘が生じないように配慮する。

2) 樋門の構造形式 〔柔構造樋門（共通）2.4〕

樋門の構造形式は、基礎地盤の残留沈下量および基礎の特性等を考慮して選定するものとし、原則として柔構造樋門とする。

6-2-2 地盤調査

1) 地盤調査の基本

(1) 調査計画

地盤調査は、樋門の計画、基礎形式の選定、設計条件の決定のためのみならず、施工中の仮設構造物などの設計・施工管理、樋門の維持管理までを視野に入れて調査計画を立案する。

軟弱地盤の場合は、当該工事で発生する障害や問題を的確に予測し、それらを整理して検討すべき課題を明確にすることが重要であり、柔構造樋門の設計を行うためには、地盤の沈下・側方変位などの地盤の変形挙動や地盤改良を行うに必要な地盤情報を得る必要がある。また、おぼれ谷の存在、砂層などの薄層の介在など、軟弱地盤の全体的分布状況、軟弱地盤の層相の変化状況、支持層の傾斜状況を把握する。

地盤調査を進めるにあたっては、次の事項について常に留意する。

① 地盤調査の対象となる樋門の特性、目的などを十分に把握する。

② 必要な地盤情報は何かを、明確にする。

③ 既存資料に何があるかをよく調べる。地盤条件に関する既存資料と、当該地点に関する地形・地質情報の活用は重要である。

④ 段階的に調査を進め、問題点を浮かび上がらせるとともに、重点的に調査すべき事項をしぼり込む。すなわち、画一的な調査でなく、目的に対応した調査を行う。

(2) 予備調査と本調査

地盤調査には、建設地点の選定および本調査の計画のために行う調査と、構造設計（実施設計）のために行う調査がある。前者は予備調査で、後者が本調査と呼ばれる（表 6-2-5 参照）

表 6-2-5 予備調査と本調査の調査内容

調 査	目的	調査内容
予備調査	地盤の土層構成・特性の概略の性状を把握する。	既往の資料収集、既存構造物の調査、地表地質調査、ボーリング、テストピットなどによる調査を必要に応じて組合わせる。
本調査	地盤の土層構成、特性、地下水の状況などを把握する。	ボーリングを中心とした調査。土の諸特性は一般に土質試験によって求める。 成層状態が明らかな場合は、ボーリングを減らして、サウンディング（スウェーデン式サウンディングやオランダ式二重管コーン貫入試験等）を併用してもよい。 成層状態が複雑な場合は、支持地盤の傾斜や中間砂層の連続性を確認する。

地盤調査をこのように分けて行うのは、調査を効果的かつ効率的に行うためである。したがって、理想的には予備調査から本調査と順序を踏んで調査を進めるのがよい。しかし、小規模な樋門の場合は、予備設計を省略して本調査のみとする方が効率的となることも多い。

このようなことから、地盤調査を予備調査と本調査に分けて行うか、あるいは本調査のみとするかは、いずれの方法が地盤調査の目的を効率的に果たすことができるかで判断すべきである。樋門の位置が確定しており、地盤の概略の性状が明らかな場合は、予備調査を省略してもよい。

2) 資料収集

資料収集は、既存の資料を収集整理し、軟弱地盤の分布や土質工学的特性、施工事例等についての情報を得て計画上の参考とするものであり、その主要目的は、次のとおりである。

① 計画上大きな課題となりうる事態を予測する。

② 地盤（軟弱地盤）の概況を把握する。（軟弱地盤の分布範囲、土層の厚さ、沈下･変形などの概略の工学的特性）

③ 施工条件その他の制約条件を把握する。

④ 本調査の計画を作成する資料とする。

調査すべき資料の種類としては、次のもの等がある。

a. 文献（論文、古文書、地域に関する資料等）

b. 地形図、治水地形分類図

c. 航空写真

d. 地質図等諸図面

e. 既存調査報告書および施工記録

文献としては、地質学、土質工学に関する学会論文、技術報告、地方地質誌、官公庁・民間ならびに大学等研究機関による発表資料などがあげられる。該当する資料だけでなく類似地盤における同様な設計施工例も参考となる。

地層条件を知るためには、表層土を剥ぎ取ったときに分布する地層状況をまとめた地盤図が有効である。地盤図としては、名古屋地域地質断面図集（地盤工学会中部支部、名古屋地盤図出版会）や通産省工業技術院地質調査所等から発行されている各種の地質図がある。

3) 本調査

(1) 調査内容

調査内容は、樋門の設計上の課題に対応した調査項目（表 6-2-6 参照）の中から選定して行う。標準的な室内土質試験および原位置試験の数量は、表 6-2-7 を目安とする。資料採取は、ボーリング調査において調査目的や土質に応じたサンプラーを選定して行う。一般に広く用いられているサンプラーとしては、表 6-2-8 に示すものがある。

(2) 樋門の地質調査

地盤調査では、地盤性状を精度良く把握するために必要なボーリングの位置・本数とし、特に地盤の即時沈下および圧密沈下の推定に必要な試験の密度・個数は、次項を加味して決定する。

① 圧密試験は、原則として層区分される粘性土層毎、および各層の層厚に配慮して必要な個数で実施する。

② 深度 20m 未満の緩い砂質土層では、原則としてボーリング孔内水平載荷試験を行う。

③ 液状化が想定される砂質土層では、振動三軸試験を行うなど〔柔構造樋門（共通）2.3.3〕を考慮して必要な調査項目を決定する。

表 6-2-6 調査目的別の一般的な試験項目

調査目的	試 験 項 目		備 考
土 圧	一軸または三軸圧縮試験	△	
	物理試験一式 注	△	
	盛土材の締固め試験	△	盛土材の物理試験注を行う
	N 値	○	
	地下水位	○	
圧密沈下	土の圧密試験	○	
	物理試験一式 注	○	
即時沈下	ボーリング孔内水平載荷試験	△	変形係数の推定
	N 値	○	
	物理試験一式 注	△	
地盤の支持力 堤防の安定	一軸または三軸圧縮試験	○	
	ボーリング孔内水平載荷試験	△	
	N 値	○	
	平板載荷試験	△	
液状化の判定	振動三軸試験	△	
	物理試験一式 注	○	
	N 値	○	
	地下水位（被圧地下水位を含む）	○	必要に応じて間隙水圧を測定
仮 設	一軸または三軸圧縮試験	○	
	物理試験一式 注	○	
	地下水位（被圧地下水位を含む）	○	
	現場透水試験あるいは揚水試験	△	地下水位低下工法

○：標準的に行う、△：必要に応じて行う。

注）物理試験は、土粒子の密度試験、土の含水比試験、土の粒度試験、土の液性・塑性限界試験、土の湿潤密度試験を土質等を考慮して選択する。

表 6-2-7　試験等の数量の目安

試 験 項 目		試 験 数 量	適用試料	
			乱した	乱さない
標準貫入試験（N 値）		１回／ｍを原則とする。	---	---
原位置試験	ボーリング孔内水平載荷試験	基礎底面から開削幅の３倍程度の深さの範囲	---	---
	平板載荷試験	適　宜	---	---
室内土質試験	土粒子の密度試験	１個／３ｍまたは１個／各層	○	○
	土の含水比試験	採取した試料すべて	○	○
	土の粒度試験	１個／３ｍまたは１個／各層	○	○
	土の液性・塑性限界試験	１個／３ｍまたは１個／各層	○	○
	土の湿潤密度試験	１個／３ｍまたは１個／各層	×	○
	土の一軸圧縮試験	２個／３ｍまたは２個／各層	×	○
	土の圧密試験	２個／各層	×	○
	土の三軸圧縮試験	適　宜	×	○

〔柔構造樋門（共通）2.3.2、加筆〕

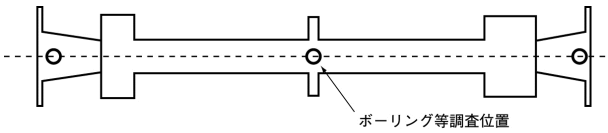
表 6-2-8　主なサンプラーと標準的なボーリング孔径

	主な対象土質	ボーリング孔径	備　考
標準貫入試験	ほぼすべての土	66mm	乱した試料
シンウォールサンプラー	**N** 値 3 から 4 以下の軟らかい粘性土	86mm	乱さない試料
デニソン型サンプラー	やや硬質の粘性土 **N** 値 5 以上、20～30 以下	116mm	乱さない試料
サンドサンプラー（三重管）	砂質土、**N** 値 50 以上まで可能なものもある	86～135mm	乱さない試料

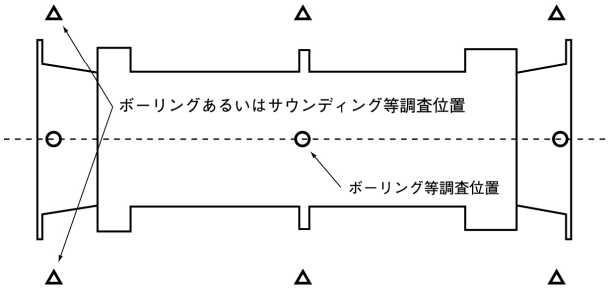
(3) 調査位置 〔柔構造樋門（共通）2.3.2〕

樋門のボーリング調査は、図 6-2-3 a） に示すように原則として構造物の位置において 3 個所以上行う。予備調査でやむを得ず構造物の位置でボーリング調査を行うことができなかった場合は、本調査において構造物の位置でボーリング調査を行うのがよい。改築樋門などで構造物の位置で調査することが困難な場合は、できるだけ新たに設ける構造物の近くで行う。

多連函体などで横幅が大きい樋門では、函体横方向（堤防縦断方向）の土層分布を把握するために必要に応じて、図 6-2-3 b） に示すようにボーリング等の調査箇所を増して（スウェーデン式サウンディングやオランダ式二重管コーン貫入試験等を併用してもよい）堤防縦断方向の地盤条件を把握する。



a）1連の函体の場合〔柔構造樋門（共通）2.3.2〕



b）2連以上の函体の場合

図 6-2-3 ボーリング調査位置の例

(4) 調査の深度 〔柔構造樋門（共通）2.3.2〕

調査深度は、良質な支持層が確認される深さまで行うことを原則とする。

良質な支持層としては、砂層・砂礫層では N 値が大略 30 以上、粘性土層では N 値が大略 20 以上を目安とし、これらの層厚が 3～5m 以上連続していることを確認する。支持層が沖積層である場合は、沖積層全層の調査を行っておくことが望ましい。

また、ボーリング調査終了後のボーリング孔は、被圧地下水の水みちや漏水の原因とならないように適切な材料を用いて充填しなければならない。充填材として、セメントモルタルにベンナイト溶液を加えた充填材が望ましい。

(5) 補足調査 〔柔構造樋門（共通）2.3.2〕

推定した地盤条件に基づいた設計が工事の安全性や工費に大きな影響がある場合は、補足調査あるいは追加調査を行って地盤定数を確認するのがよい。

次に示すような場合には、適切な方法による補足調査あるいは追加調査を行う。

① 軟弱層の深さが著しく変化していたり、複雑な土層構成であったため、土層の連続性を明確に把握できない。

② 必要な場所における試料採取の不足等によって、地盤の特性が的確に把握できない。

③ 設計段階で選定された対策工法を設計するための設計条件が決定できない。

④ 液状化の可能性がある場合に動的な調査･試験を追加するなど、さらに詳細な検討を必要とする場合。

6-3 基礎地盤の検討

6-3-1 地盤の残留沈下量の許容値と地盤の安定

1) 地盤の残留沈下量の許容値

地盤の残留沈下量の許容値の目安は、表 6-3-1 に示すとおりである。

表 6-3-1 残留沈下量の許容値の目安

樋門の構造形式	残留沈下量の許容値		適用
	キャンバー盛土非考慮	キャンバー盛土考慮	
柔構造樋門（直接基礎）	5 cm	──	
柔構造樋門（柔支持基礎）	30 cm	50 cm	

残留沈下量：将来予測される函体施工直後からの函体直近における地盤の沈下量、および地盤の沈下対策として実施された地盤改良後の床付け面あるいは基礎上面における沈下量

〔柔構造樋門 7.3〕

2) 地盤の安定

地盤の安定は、沈下・側方変位、支持力、液状化に対して検討する必要がある。

樋門の基礎地盤および樋門の周辺堤防の安定は、常時および地震時の円弧すべり安全率によって評価することが可能であり、円弧すべりに対する許容安全率は、一般に次の値がとられている。地震時の検討においては、慣性力および過剰間隙水圧を考慮する〔柔構造樋門（基礎）5.2 および（耐震）6.1〕。ただし、②と③を同時に作用させる必要はない。

① 常時 ---------- $F_S = 1.2$

② 地震時（慣性力考慮） ---------- $F_{Sh} = 1.0$

③ 地震時（過剰間隙水圧考慮：砂質地盤） ---------- $F_{Sd} = 1.0$

6-3-2 地盤の沈下量および側方変位量

1) 地盤の残留沈下量

(1) 地盤条件の検討

① 沈下特性の把握

柔構造樋門の設計では、地盤の残留沈下量分布（即時沈下、圧密沈下）に基づいて地盤対策の必要性を検討する。このため、地盤の沈下・変形特性に関する精度の良い地盤情報を把握することが重要である。また、広域地盤沈下や潮位・地下水位の変動に関する情報も合わせて重要である。

② 変形特性の把握

地盤の即時沈下や側方変位（弾性変形）は、地盤の変形係数を用いて求められる。地盤の変形係数は、N 値などから推定することもできるが精度が良いとはいえないので、ボーリング孔内水平載荷試験を行って地盤の変形係数を求めることが望ましい。

③　地盤条件の整理にあたっての留意事項

a.　地盤調査の精度

地盤の土層構成や土の変形特性・強度特性などは、ボーリングや土質試験等によって調査されるが、その個数と頻度は限られたものであり、サンプリング等に伴う機械的な試料の乱れ、拘束圧力の変化、試験試料作成時の乱れなどから正確な地盤特性の把握は難しい。このために、地盤調査で得られた結果のみにとらわれずに、付近の調査で得られたデータなども参考にして十分に吟味する。

b.　地盤の不均質性

軟弱地盤を解析する場合は、一般に地盤を数層の土層にモデル化して代表的な土質定数を設定する。しかし、自然地盤はサンドシームの存在や土の強度・変形特性の異方性など平面的にも深度方向にも複雑であり、その挙動は過去の応力履歴に左右されるなど地盤の不均質性による解析結果への影響は大きい。このため、現実の地盤と解析・設計モデルとには隔たりがあることに配慮して地盤をモデル化するのがよい。

c.　地盤のモデル化

地盤をモデル化する場合は、次の事項を考慮する。

ｲ.　土質試験等によって得られるデータの種々の特性についてその相関性を吟味し、異常データか否かを判断し、異常値は棄却する。地盤情報の主要な相関性には、次のものがある。

・　深度と非排水せん断強さ、および圧密降伏応力

・　圧密降伏応力と非排水せん断強さ、および鉛直方向有効応力

ﾛ.　主要な土層毎に、その物理特性・強度特性・圧密特性などをプロットし、周辺地盤の既往のデータも参考として諸特性の傾向およびばらつきの範囲を把握する。

ﾊ.　土層の連続性は、堆積年代に基づく区分に従うのが基本であるが、区分された土層が厚い場合は、同一土層の中で圧密特性や強度特性が異なる毎に層区分するのがよい。

ﾆ.　既存資料による情報などを参照し、地盤条件を総合的に、また立体的に把握する。

d.　地盤の沈下対策と観測施工

盛土による軟弱地盤の沈下は、弾性的な即時沈下、間隙水圧の消散による圧密沈下、クリープ的な二次圧密沈下、側方流動に基づく沈下などからなる。しかし、十分な精度を持ってこれらを推定することは困難と思われる。したがって、地盤の沈下の算定にあたっては、地盤調査、土質定数の決定、沈下計算などの方法について吟味するとともに、過去の経験などを考慮しながら、施工の段階における沈下量等を計測する観測施工を行い、計測値に基づいて設計値を修正するのがよい。

(2)　荷重条件の検討

①　堤防盛土条件

沈下計算に考慮する盛土条件を設定する場合は、沈下が終息している既設盛土と盛土荷重として考慮する新規盛土を明確に区分しなければならない。さらに、次の項目について検討し、必要に応じて考慮する。

a.　余盛り盛土

b.　置換する場合は、置換材と原状土の単位体積重量差

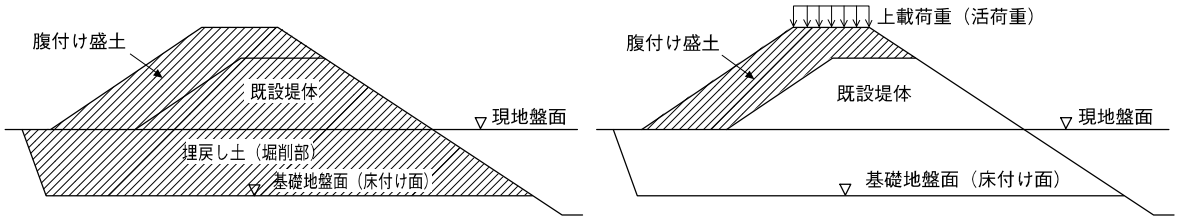
c.　荷重として考慮した盛土（湿潤重量）が地下水位以下に沈下することによる浮力（水中重量）の影響

d.　堤防天端高を確保するために堤防が沈下した分を追加する盛土による影響

② 荷重条件

即時沈下の計算には、図 6-3-1 ｲ) に示すように床付け面以上の全盛土荷重を考慮する。圧密沈下の計算には、図 6-3-1 ﾛ) に示すように新たに加わる腹付け盛土部分のみを考慮する。

上載荷重（活荷重）は、一般に圧密沈下の計算に必要に応じて考慮する。なお、ここで上載荷重を考慮した場合は、本体の縦方向の計算には上載荷重を考慮しない。



ｲ) 即時沈下の計算に考慮する荷重　　ﾛ) 圧密沈下の計算に考慮する荷重

〔補強マニュアル 4.3.2〕

図 6-3-1　沈下の計算に考慮する荷重

(3) 残留沈下量の算定

地盤の残留沈下量は、函体施工以後の即時沈下量および圧密沈下量の沈下量分布を算出する。一般に樋門の存在を無視して計算してもよい。

① 即時沈下量

即時沈下量は、堤体盛土の載荷による地盤内のせん断変形に伴う沈下量であり、圧密終了地盤であるか否かに拘らず函体設置後の埋戻し盛土によって必ず発生する。比較的軟弱な地盤においては、即時沈下量がかなり大きな量に達するので、その推定には荷重条件や地盤の変形特性等の把握に十分な検討を要する。

即時沈下量は、即時沈下が卓越する土層までの深さを対象として、地盤を弾性体とみなし弾性変位量として求めることができる。〔柔構造樋門（共通）5.3.2〕

なお、地盤の層厚分布が複雑な場合の即時沈下量は、地盤を弾性体としたＦＥＭ解析等によっても求めることができる。

② 圧密沈下量

圧密沈下量の算定は、一般にテルツァギーの一次元圧密計算によって行なう。〔柔構造樋門（共通）5.3.3〕沈下分布を精度良く推定するためには、土層分布等を適切にモデル化し、二次圧密が大きい場合は、必要に応じて二次圧密沈下量を考慮する。また、次の事項に配慮する。

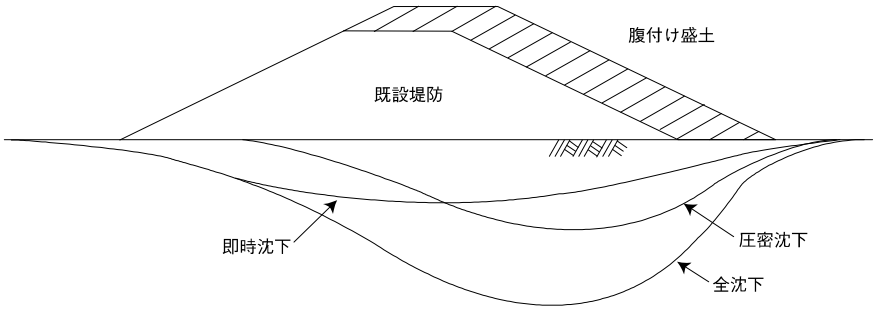
a. 複数の圧密試験データを利用すると同時に、周辺の沈下観測データを参考とする。

b. プレロード盛土等の沈下観測データから沈下定数を推定する。

特にプレロード期間中の沈下情報は、沈下量の予測精度を向上させるために有用であるので、この成果を樋門の設計に反映させることを原則とする。

③　腹付け盛土（堤防開削）の残留沈下量

腹付け盛土の残留沈下量を検討する場合は、既設堤体による地盤の圧密沈下が終了しているか否かを盛土後の経過年数、計測データ等から判断し、圧密終了地盤であれば腹付け盛土部分を増加応力として圧密沈下量を計算する。即時沈下は当然見込まなければならない（図 6-3-2 参照)。既設堤体による圧密沈下が進行中の場合は、現況の圧密度を考慮して圧密沈下量を算定する。



〔補強マニュアル 4.3.2〕

図 6-3-2　腹付け盛土による一般的な地盤の沈下量分布

2)　地盤の側方変位量

地盤の側方変位量は、盛土の載荷による地盤のせん断変形に伴う水平変位量とし、地盤を弾性体とみなして求める〔柔構造樋門（共通）5.3.4〕。一般に樋門の存在を無視して計算してもよい。

なお、側方変位量は、即時沈下量と同様に地盤を弾性体としたＦＥM解析等によっても求めることができる。

6-3-3　地盤対策の検討

1)　地盤対策の基本

(1)　プレロード

柔構造樋門は、基礎地盤の沈下に追随することが可能ではあるが、地盤の残留沈下量が小さければ地盤の沈下対策を必要とせず、樋門および周辺堤防の安全を確保することが容易になる。地盤の沈下を終息させるためには、築堤が可能であれば放置期間を確保するだけでよい。このため、軟弱地盤の場合は、河川改修の手順や実施時期などを樋門の建設時期との関係で調整し、樋門施工前に築堤を先行（プレロード）させて地盤の残留沈下量を低減できる事業計画とすることが重要である。

また、プレロード工法は、上記のような事前対応が行われていない場合でも樋門の施工前に沈下抑制効果が得られ、確実で信頼性が高く、堤体の均質性の保持が可能で堤防への悪影響が最も少ない地盤対策工である。このため、可能な限りプレロード工法を優先して採用することが望ましい。

(2)　地盤対策

樋門の地盤対策を検討する場合は、次の事項を考慮する。

①　地盤改良工法は、樋門の基礎地盤全体の強度増加を図る（圧密促進工法等)、地盤強度を改善する（置換工法等）を優先して採用する。

②　キャンバー盛土は、信頼性の高い不同沈下対策工と位置付けられるので、積極的に採用することを検討する。キャンバー量は、残留沈下量分布に対応して適切に設定する。

③　柔支持基礎は、地盤改良工法による沈下抑制では十分な効果が得られない場合に適用するのが原則であるが、沈下抑制を主目的とするので、地盤対策工の一つとして検討する。

④　プレロードによる沈下抑制が長期間を要するためにプレロード工法の効果が少ないと判断される場合でも、沈下促進工法を考慮するなどできるだけプレロード工法によることを検討し、有効な放置期間の確保に努める。

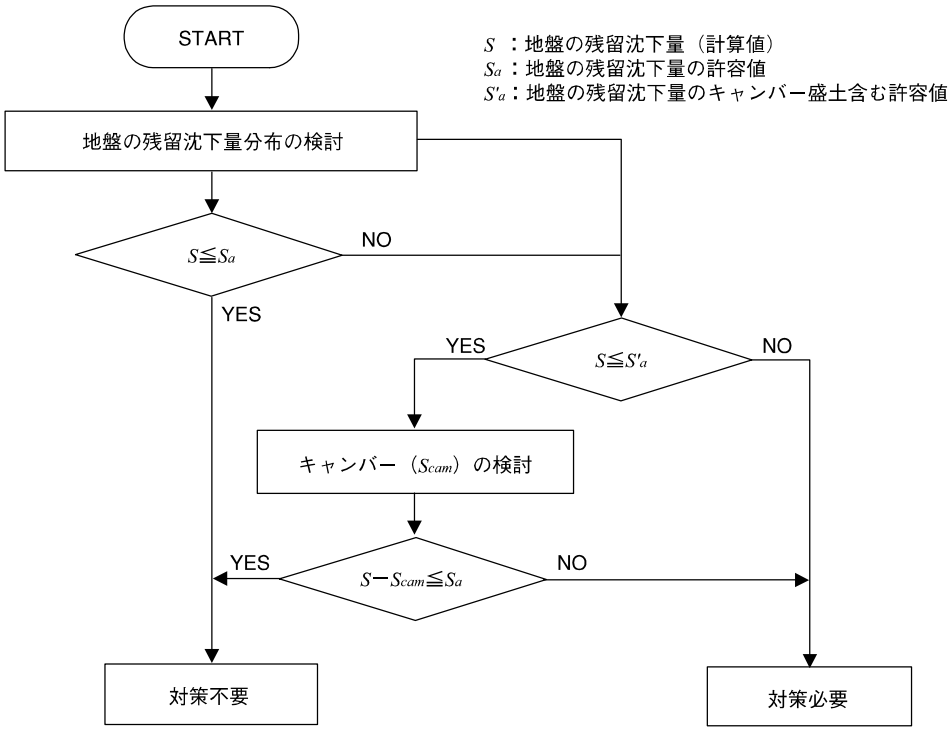
⑤　キャンバー盛土は、樋門の設置高や設置勾配そして不同沈下対応の盛土形状等についてその配分を比較検討し、供用初期にキャンバーが残っても流下能力に支障がないキャンバー量を設定する。また、翼壁との接続部の連続性にも配慮する。

⑥　門柱の施工は、門柱の傾斜量を予測して門柱の傾く方向と逆方法に施工するキャンバー盛土で対応するのが望ましい。

2)　地盤の沈下対策

(1)　沈下対策の必要性の判断

沈下対策の必要性は、地盤の残量沈下量とその許容値によって判断する。一般的な検討フローを以下に示す。



〔補強マニュアル 4.3.3〕

図 6-3-3　地盤の残留沈下量による沈下対策の必要性

(2) プレロード工法の検討

プレロード工法は、サーチャージ盛土を考慮して沈下量をできるだけ低減するように計画し、余裕のある放置期間を確保する。

プレロード工法の検討手順は、図 6-3-4 のようになる。

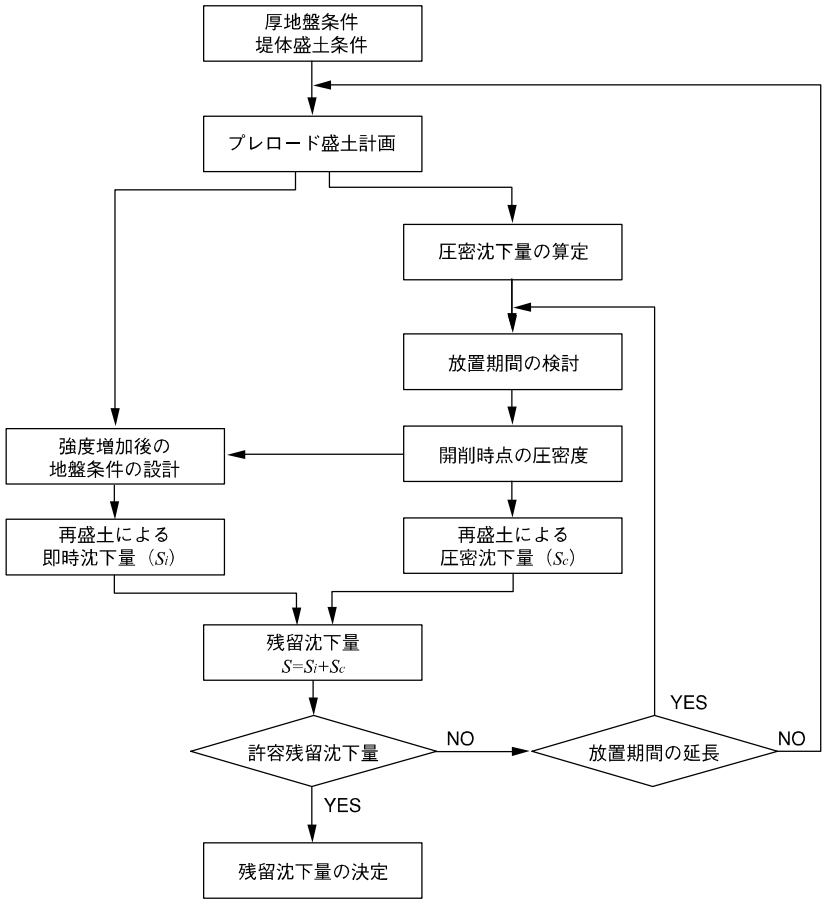


図 6-3-4 プレロード工法の検討手順

(3) キャンバー盛土

キャンバー盛土は、地盤の残留沈下量分布に対応して適切に設定することにより、以下の効果がある。

a. 樋門本体の施工時の設置高を上げ越し施工することで、本体の敷高が計画高より下がることを抑制する。

b. 樋門本体の施工時の設置勾配を、地盤の沈下終息時に本体計画勾配となるように設定することで、逆勾配とならないようにする。

c. 樋門本体の施工時の設置形状を、残留沈下量分布に対応するように設置することで、本体の不同沈下を抑制し、本体に発生する断面力を低減する。また、継手部の変位・断面力を抑制する。

また、残留沈下量は計算による予測精度が一般に高くないのに対して、キャンバー量は設定値を設計値として見込むことが可能で、経済性・信頼性に優れている。このため、沈下対策としてキャンバー盛土を考慮するのがよい。

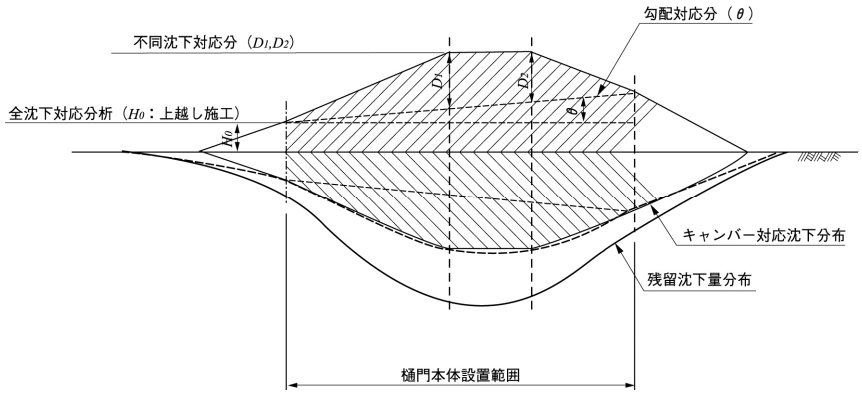


図 6-3-5　キャンバー盛土の効果説明図

①　キャンバー盛土の検討

キャンバー盛土は、地盤の残留沈下量分布、スパン割を考慮してキャンバー盛土高さおよび形状を設定する。

a.　キャンバー盛土の設置高は、即時沈下量相当分とするのが望ましいが、その予測精度に配慮して大き過ぎる値としないようにする。

b.　腹付け盛土による圧密沈下量が大きい場合は、残留沈下量分布に対応する適切なスパン割を行い、キャンバー盛土を考慮するのがよい。

c.　継手構造によっては、施工時におけるキャンバー対応が容易なものと難しいものがあるので施工性に十分配慮する。

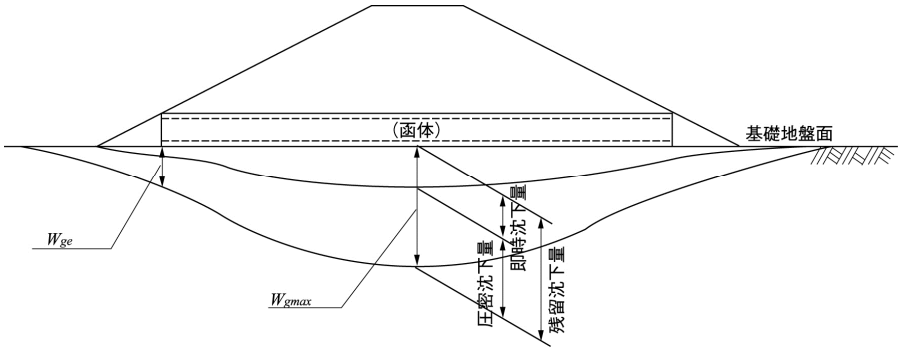
キャンバー量を決定する場合は、図 6-3-5 に示すような継手の設置条件とその施工性について検討する。

②　キャンバー盛土

地盤の残留沈下量分布（図 6-3-6 参照）は、次の値程度となるのが一般的である。

$$w_{ge} / w_{gmax} = 0.45 \sim 0.65$$

この値から、地盤の残留沈下量が大きい場合には、その半分程度を本体を上越し施工することで、地盤の残留沈下量を実質的に半減できる可能性が考えられる。



〔柔構造樋門 7.3〕

図 6-3-6　本体端部の地盤の残留沈下量ｗｇｅと残留沈下量の最大値ｗｇmax の定義

門柱部の傾斜および本体と翼壁との接続部については、予測される門柱の傾斜および本体と翼壁との接続部の折れ角に対応して、それを減殺するキャンバー盛土を設置するなどの対策が考えられる。

3) 側方変位対策

地盤の水平変位には、地盤の弾性的変形とみなして設計する側方変位と、塑性的変形とみなす側方流動がある。地盤の側方流動（塑性変形）が大きいと想定される場合は、側方流動を抑制するように配慮し、必要に応じて側方流動対策を検討する。

側方流動は、一般に円弧すべり安全率 1.5 程度以上あれば発生量が少ないと判断することが可能であり、堤防の円弧すべり安全率を向上させることで側方流動を低減することができる〔柔構造樋門（基礎）2.3〕。ただし、円弧すべり安全率を向上させるために大規模な地盤対策が必要となる場合があるので、このような場合は、必要に応じて函軸緊張構造として本体の水平変位を拘束することを検討する。

4) 液状化対策

柔構造樋門の安定は、周辺堤防の安定に大きく依存するので、基礎地盤が液状化する場合は、液状化を抑制して周辺堤防の安定を確保するのが基本である。樋門の周辺堤防の地震時の安定は、地震時における樋門の安全を確保するために必要な安全度が求められる。

基礎地盤の砂質地盤が液状化する場合は、液状化対策を検討する〔柔構造樋門（耐震）6.2〕。液状化に至らなくても[注 1)]程度の場合は、地盤内に発生する過剰間隙水圧の影響によって周辺堤防の安定が損なわれることがあるため、この影響による周辺堤防の安定について検討する。液状化対策の一般的な検討フローを図 6-3-7 に示す。

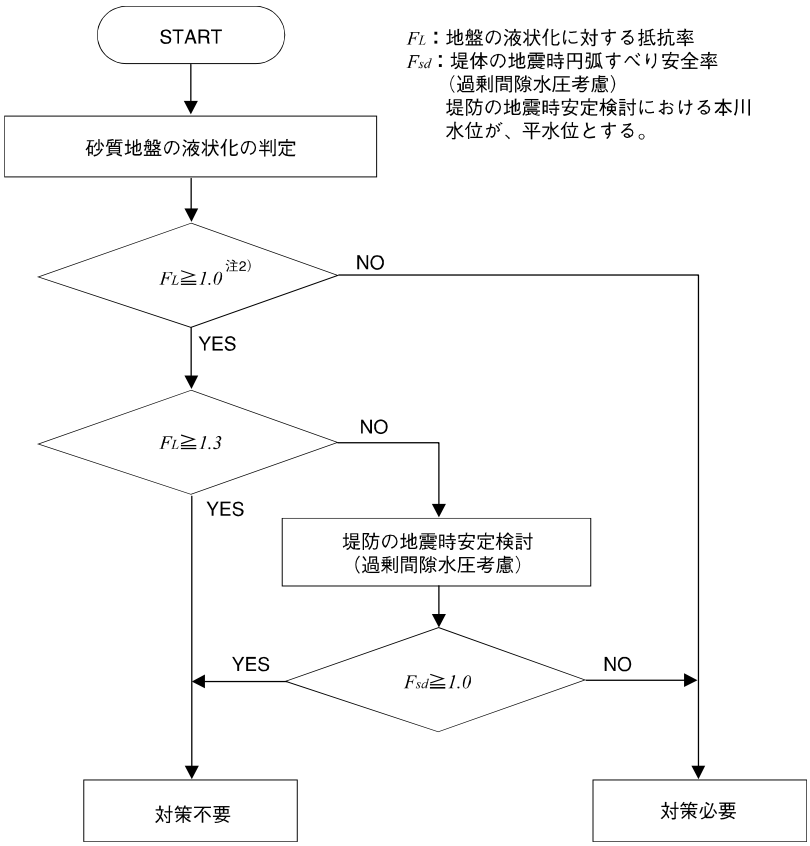


図 6-3-7　液状化対策の検討フロー（砂質地盤）

注 1)　過剰間隙水圧比の関係は、〔柔構造樋門（耐震）3.7.4、図 3-3-7〕に示されている。

2)　薄層や局部的な液状化が発生すると想定される場合でも全体的な液状化に至らず、流動化等による有害な沈下・変形が生じない判断される場合は、“YES”と判断してもよい。

6-3-4　地盤対策工の選定

1)　地盤対策工の選定の考え方

(1)　地盤対策の目的

地盤対策工の選定にあたっては、表 6-3-2 などを参考にして対策工を必要とする理由・目的を明確にしなければならない。

表 6-3-2　地盤対策の目的区分

目　　的		概　要
沈　下　対　策	圧密沈下の促進	地盤の沈下を促進して有害な沈下量を少なくする。
	全沈下の減少	地盤の沈下そのものを少なくする。
	不同沈下の減少	地盤の沈下を段階的に抑制して不等沈下を少なくする。
側方流動対策	せん断変形の抑制	盛土によって周辺の地盤が膨れ上がったり、側方流動したりすることを抑制する。
安　定　対　策	強度低下の抑制	地盤の強度が盛土などの荷重によって低下することを抑制し安定を図る。
	強度増加の促進	地盤の強度を増加させることによって安定を図る。
	すべり抵抗の付与	盛土形状を変えたり地盤の一部を置き換えることによってすべり抵抗力を付与し安定を図る。
	液状化防止	地盤の液状化を防ぎ、地震時の安定を図る。
浸透流対策	浸透流の影響を軽減	浸透流によるパイピング、ルーフィングを防止する。

(2)　地盤対策工選定の優先順位

樋門の地盤対策は、図 6-3-11 に示すように分類される。地盤対策工の選定する場合は、図 6-3-8 に示す優先順位に沿って選定することを原則とする。

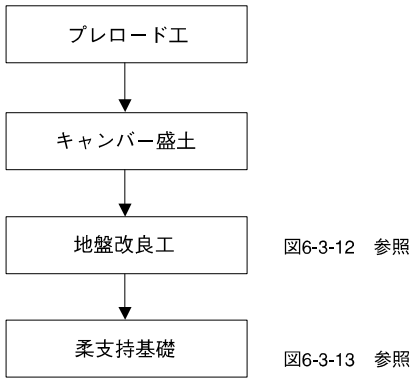


図 6-3-8　地盤対策工選定の優先順位

(3)　柔支持基礎の選定の考え方

①　浮き直接基礎

浮き直接基礎は、無処理地盤の残留沈下量が許容値以下の場合、およびプレロード工法や地盤改良工法によって残留沈下量を許容値以下に抑制することが可能な場合に適用する。

②　浮き固化改良体基礎、浮き杭基礎

浮き固化改良体基礎、浮き杭基礎は、プレロード工法や地盤改良工法では残留沈下量を許容値以下に抑制することができない場合や、液状化対策を考慮しなければならない場合に適用する。

③　柔支持基礎の適用性

柔支持基礎の適用性は、地盤の残留沈下量に応じて図 6-3-9、図 6-3-10 に示すような手順で検討することができる。

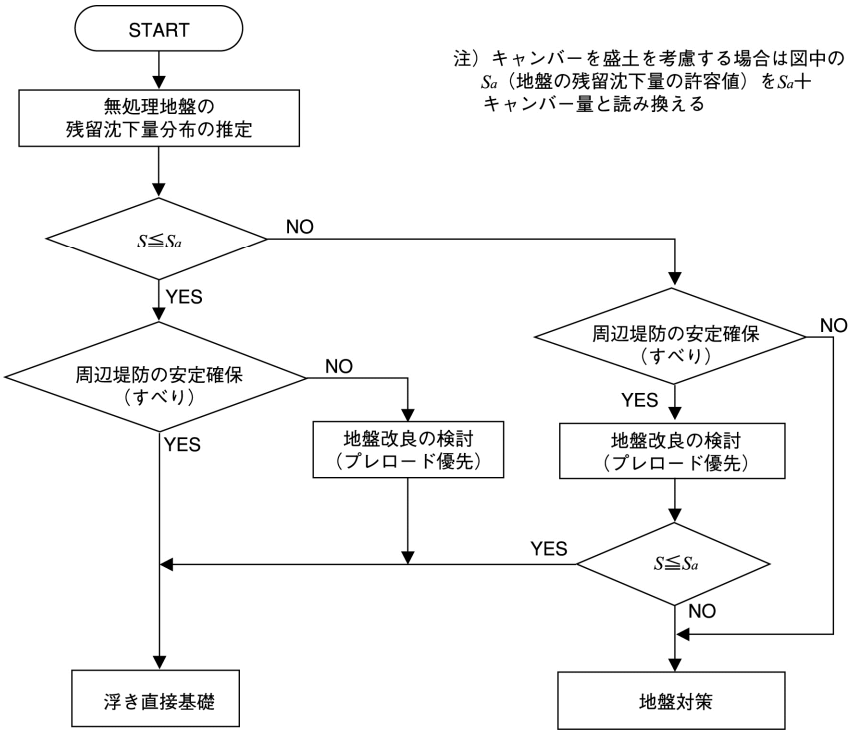


図 6-3-9　粘性地盤における柔支持基礎の検討フロー

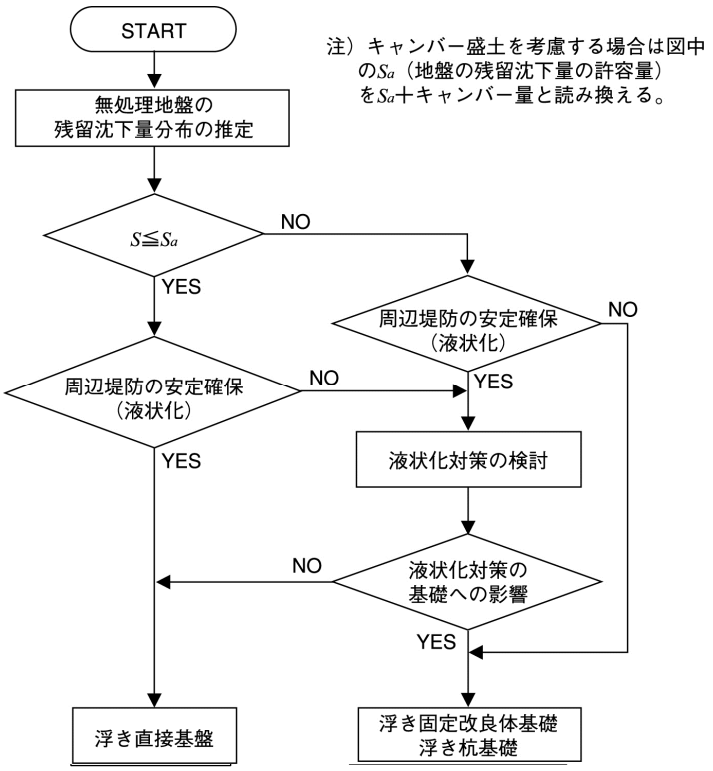
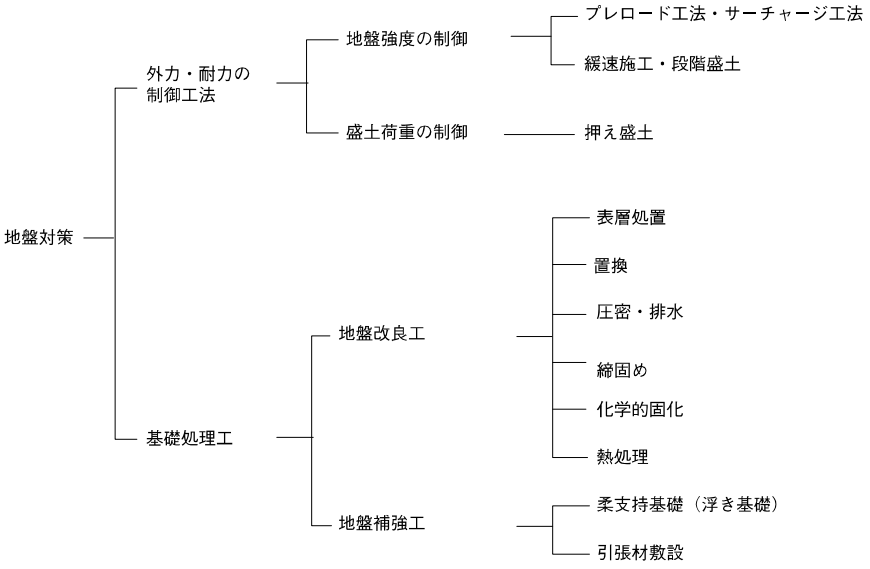


図 6-3-10　砂質地盤における柔支持基礎の検討フロー

2) 地盤対策工の概要

(1) 概要

地盤対策は、その対策原理から図 6-3-11 に示すように分類される。柔支持基礎は、主に沈下対策や地盤補強対策等として用いることから地盤対策の一つとして位置付けられる。



〔補強マニュアル〕

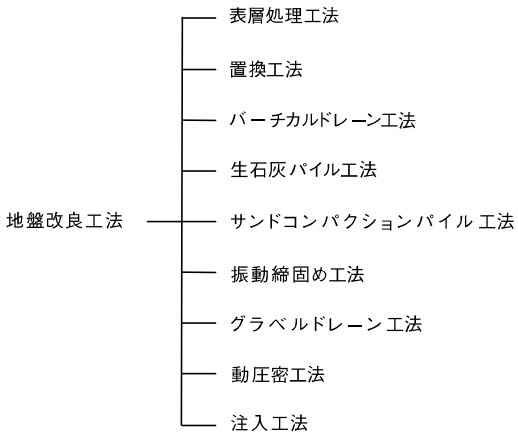
図 6-3-11 地盤対策の原理による分類

(2) 基礎処理工

基礎処理工には、基礎地盤の工学的性質を積極的に改善する地盤改良工と基礎地盤内に構造体を挿入あるいは造成して地盤を補強する地盤補強工が含まれる。基礎処理工の原理と主要工法の概要は、表 6-3-3 のように示される。

① 地盤改良工法

地盤改良工法は、図 6-3-12 に示すように分類される。一般に改良効果は、単一ということはなく主目的とする効果と、二次的効果を持つことが多いので、それらの効果についての評価も必要である。

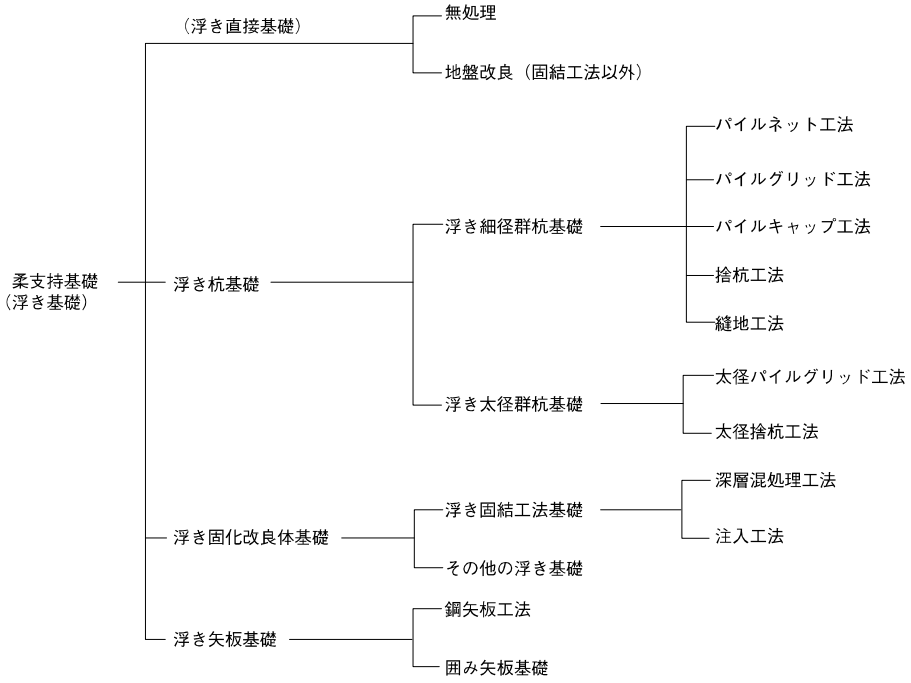


〔補強マニュアル〕

図 6-3-12 地盤改良工法の分類

② 柔支持基礎による地盤対策工

柔支持基礎による地盤対策は、図 6-3-13 に示すように分類され、地盤の強度が小さく、盛土による地盤のすべり破壊の可能性が高く、大きな沈下が生じる場合に適用性が高い。浮き杭基礎については、使用実績等から改良率によって浮き細径群杭基礎と浮き太径群杭基礎に分類した。



〔補強マニュアル〕

図 6-3-13 地盤対策としての柔支持基礎の分類

浮き直接基礎、浮き杭基礎、浮き固化改良体基礎は、〔柔構造樋門（基礎）第４章〕に詳しく記述されているので、以下に浮き矢板基礎として分類した鋼矢板工法および囲み矢板基礎についてその概要を示す。

a. 鋼矢板工法

鋼矢板工法は、盛土側面の地盤に鋼矢板を打設して、盛土本体のすべり破壊を防止するとともに、地盤の側方変位を抑制して盛土の安定を図る工法である。

本工法は、その効果が比較的確実で施工が容易であることから、近接施工対策としての遮断壁や、新設盛土に伴う沈下抑制対策、地盤の液状化対策[注)] として適用可能である。

注）河川堤防の液状化対策の手引き

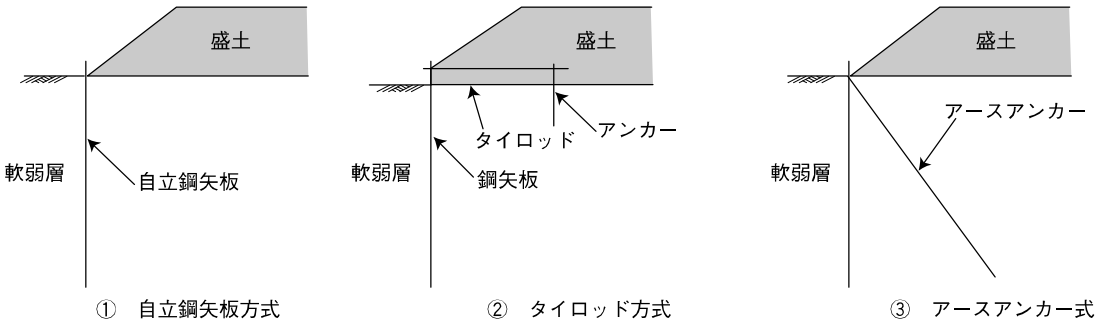
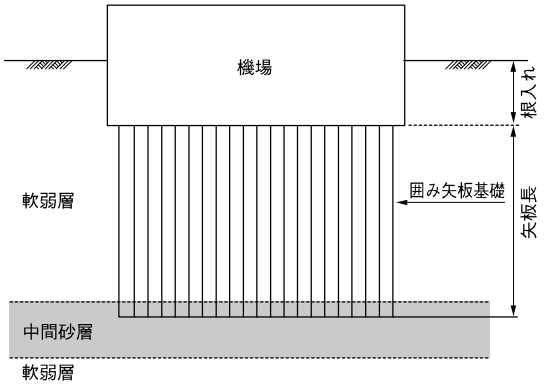


図 6-3-14 鋼矢板工法

b.囲み矢板基礎

囲み矢板基礎は、基礎周辺を矢板で囲むことで基礎内部の地盤を拘束して、矢板で囲まれた範囲の基礎地盤を一体の基礎として扱う浮き基礎である（図 6-3-15 参照）。長尺支持杭を避ける目的で適用した 12 ヶ所のポンプ場の例（木曽川左岸、海部農地開発事務所管内）では、囲み矢板を中間支持層（砂層）に到達させ、基礎の一体化を図るために囲み矢板基礎内に矢板と同程度の長さの群杭を設けて、地盤沈下地帯である当地域において地盤沈下による悪影響を軽減する良好な効果が得られている。



〔軟弱地盤対策技術総覧 第 4 編 12 章〕

図 6-3-15　機場に適用した囲み矢板基礎の概念図

(3)　外力･耐力の制御工法

盛土荷重や地盤強度を制御する地盤対策としては、地盤の強度増加を図るために盛土時期、盛土速度によって地盤強度を制御する工法と基礎地盤内のせん断応力の軽減または均等化を図るために盛土荷重を制御する工法がある。

①　地盤強度を制御する工法

a.　プレロード工法・サーチャージ工法

プレロード工法は、盛土等によって事前に地盤の圧密促進と地盤の強度増加を図る工法である。その効果は、次のようになる。

・　プレロードによって圧密促進を図り、事前に沈下量を抑制する。

・　粘性土地盤の強度増加を図り、堤防の安定と地盤の支持力を増加させる。

b.　緩速施工・段階盛土工法

緩速施工・段階盛土工法は、地盤の圧密促進・強度増加を図るために、盛土などの施工に時間をかける、あるいは段階的な盛土を行う工法である。

②　盛土荷重を制御する工法

盛土荷重を制御する工法としては、押え盛土工法がある。

表 6-3-3　基礎処理工の原理と主要工法の概要

対策原理			工 法 の 概 要	代表的な工法名	改良の目的	適用土質
地盤改良工	表層処理	表層混合処理	軟弱な表層の土をセメント系あるいは石灰系の地盤改良材と攪拌混合して、土を化学的に固結する。	（表層混合処理工法）	トラフィカビリティ確保	粘性土 有機質土
		マット材敷設 シート・ネット敷設	施工性の良い砂質土等をマット状に敷設、あるいはシート・ネットを敷設し、上載圧を均等に分散させて、施工機械のトラフィカビリティを確保する。	サンドマット工法 シート・ネット工法	トラフィカビリティ確保 水平排水層確保	
	置換	掘削置換	軟弱層の一部または全層を掘削あるいは浚渫除去し、良質土と置換する。	床掘り置換工法	すべり抵抗の付与 全沈下の減少	粘性土 砂質土 有機質土
		破壊置換	爆破・水ジェットあるいは大きな盛土により地盤のすべり破壊を発生させ、破壊と同時に良質土に置換する。	（爆破置換工法）		
		強制置換	大径のサンドコンパクションパイルを密に圧入造成して、強制的に締まった砂に置換する。	締固め砂杭による置換工法		
	圧密・排水	地下水低下	地下水位を下げて有効応力を増大させて、圧密を促進する。	ディープウェル工法 ウェルポイント工法	圧密沈下の促進 強度増加の促進	粘性土 有機質土
		加圧脱水（ドレーン材による排水）	粘性土地盤中にある間隔で垂直なドレーン柱（サンドドレーン、プラスチックカードボードドレーン、袋詰サンドドレーン等）、あるいは水平なドレーン層を造成し、載荷重により圧密を促進して強度増加を図る。	バーチカルドレーン工法	圧密沈下の促進 全沈下の減少 強度増加の促進	
		化学的脱水	生石灰の水和反応による吸水膨張を利用して粘性土を脱水強化する。	生石灰パイル工法		
		電気的脱水	電気浸透現象を利用して粘性土を脱水強化する。	電気浸透工法、半透膜工法		
		間隙圧消散	緩い砂の地震時の間隙圧の早期消散を図る。	グラベルドレーン工法	液状化防止	砂質土
	締固め	締固め砂杭	軟弱地盤中に締まった砂杭を造成して地盤の締固め（主に砂質土）および地盤の砂杭応力集中ならびにドレーン効果（主に粘性土）によって地盤の強化を図る。	サンドコンパクションパイル工法	液状化防止 全沈下の減少 強度増加の促進	
		振動締固め	地盤に振動機を作用させて締め固める。	ロッドコンパクション工法		
		振動水締め	棒状振動機の貫入と注水および土砂の投入により地盤の振動水締めを図る。	バイブロフローテーション工法	液状化防止 全沈下の減少	
		衝撃締固め	地盤に落下、爆破などの衝撃エネルギーを作用させて締め固める。	動圧密工法		粘性土 砂質土
	化学的固化	ﾌﾟﾗﾝﾄ混合処理	土を一度プラントに入れ、土と地盤改良材をプラントで混合処理した後、所定の場所に戻す。	（残土式地上混合処理工法）	すべり抵抗付与 全沈下の減少 せん断変形の抑制 強度低下の抑制	粘性土 砂質土 有機質土
		薬液注入	地盤の間隙に効果性の薬液を充填し、土を固結する。	注入工法		
	熱処理	凍結・焼結	土中の間隙水を凍結させて、一時的に固結する。土を高温に加熱することにより焼結させて固結する。	凍結工法（焼結工法）		
地盤補強工	引張材敷設		盛土内に引張材となるジオテキスタイル（ジオグリッド等）を敷設し、すべりに対する抵抗を分担する。	敷設材工法	局部沈下低減 すべり抵抗付与	粘性土 砂質土 有機質土
	柔支持基礎 （浮き基礎）		杭あるいは杭状の固化改良体を支持層に着底させないで、支持層に頼らないで摩擦力等によって上載荷重を支持する（柔支持）。 矢板等によって土層を遮断することにより、沈下変形を抑制する。	浮き群杭基礎（ﾊﾟｲﾙﾈｯﾄ工法等） 浮き固化改良体基礎 鋼矢板工法、囲み矢板基礎	全沈下の減少 すべり抵抗付与 せん断変形の抑制 強度低下の抑制	

6-4 樋門の設計

6-4-1 設計に関する一般事項

1) 本体の設計の基本 〔柔構造樋門（共通）7.2.1〕

柔構造樋門の本体は、函体の構造形式を問わず本体の函軸方向の地盤変位（沈下・側方変位）分布をできるだけ精度良く推定し、地盤変位分布に適切に対応できるように設計しなければならない。

また、将来の維持管理を考慮し、施工後の基礎地盤の沈下を抑制するために、函体、ゲート設備、上屋等の軽量化を図ることが望ましい。

樋門の設計手順は、〔柔構造樋門（共通）2.4.1、図 1-2-4〕によるのがよい。

2) 函体の構造形式の選定

(1) 一般

函体構造は、地盤の残留沈下量の大きさや分布形状、キャンバー盛土対応、改良後地盤の特性、基礎形式の影響などの条件によって適用性が異なる。このため、沈下対策などの地盤対策を伴う場合は、地盤対策を検討した上で、函体構造の選定を行うのがよい。

函体構造を検討する上で函体の構造形式とりわけ函体の函軸構造形式の特性を理解することが重要である〔柔構造樋門（共通）2.4.2 参照〕。柔構造樋門の残留沈下（地盤変位）の影響と函軸構造形式の特性との対応は、次のようになる。

① 地盤の沈下の影響に対しては、函軸たわみ特性で対応する。

② 地盤の側方変位の影響に対しては、函軸変位特性で対応する。

函軸たわみ性は、函体構造、スパン割、継手の変形能力によって達成される。函体構造と継手構造は密接に関係するので、函体構造を検討する場合は、継手構造との適合性を考慮する。

一般的に用いられる函体構造は、表 6-4-1 に示すとおりである。

表 6-4-1 一般的な函体構造

構造材		形状	特徴
コンクリート構造	ＲＣ構造	矩形 （円形）	施工実績が多い 大断面に対応できる
	ＰＣ構造		
ダクタイル鋳鉄管		円形	大きな沈下に対応できる 管長 4～6m、弾性継手 溶接が適さない
鋼構造		円形	比較的大きな沈下に対応できる 水密性が高い、弾性継手 防食が必要

(2) 函体構造の概略適合性

函体構造を選定する場合は、当該樋門の課題や諸条件を考慮する。代表的な地盤条件等の制約条件と函体構造の概略適合性は、表 6-4-2 のようになる。

表 6-4-2 地盤条件等の制約条件と函体構造の概略適合性

地盤条件等の制約条件		RC 構造	PC 構造	ダクタイル鋳鉄管	鋼構造
設計条件	多連函体	A	A	C	C
	断面が大きい	A	A	B～C	B～C
	内水圧が大きい	B	B	A	A
	土かぶりが小さい	A	A	B	B
	土かぶりが大きい	A	A	B	B
	揚圧力対応	A	A	B	B
	しゃ水矢板との結合	A	A～B	B	B
	門柱部との結合	A	B	B	B
	現場工期の短縮	B	A	A	A
	施工時豪雨対応	A	A	B	B
残留沈下量 30cm 以下	新設盛土	A	A	A	A
	腹付け盛土	B	B	A	A～B
	キャンバー盛土対応	B	B	A	B
	側方変位が大きい	B	A	B	A
	残留沈下量の推定精度に課題有り	B	B	A	B
	浮き固化改良体基礎	A	A	B～C	B～C
	浮き杭基礎	A	A	C	C

注）A：一般には適合するが、検討を要する場合もある。

B：十分な検討を行えば適合する。

C：一般的に不適合となることが多い（検討により適合する場合もある）。

3) 本体のスパン割

本体のスパン割の検討にあたっては、次の事項に留意する。

① 本体のスパン割りは、残留沈下量分布の曲線にスムーズに適合するように計画する。

② 予想される残留沈下量の大きさとスパン割･継手形式に配慮して検討する。

③ 地盤の不均質性等によって地盤に大きな不同沈下が予想される場合には、できるだけ短いスパン（15m 以内）とすることが望ましい。

④ 門柱部のスパンの安定を図るために、門柱部のスパンはある程度の長さを堤体内部に貫入させる。

⑤ 特に改良型カラー継手（従来型カラー継手は適用できない）等の変形能力が小さい継手を使用する場合には、スパン割に十分配慮する。

樋門本体の最大スパン長は、次のとおりとする。

① 良質な地盤の直接基礎の樋門は、20m 以下を標準とする。

② 上記以外の樋門は、15m 以下とすることが望ましい。

4) グラウトホール

函体内部から空洞化の処理が行えるよう、原則として函体底版にはグラウトホールを設ける。グラウトホールには空洞測定用沈下板を設置するのがよい。

グラウトホールの設置間隔は 5m 程度で、しゃ水矢板の位置、グラウトの能力（3m² 当り 1 箇所程度）を考慮して決定する。

5) 荷重 〔柔構造樋門（共通）3.1〕

樋門の設計にあたっては、次の荷重を考慮する。

(1)主荷重
- ①死荷重
- ②地盤変位の影響
- ③活荷重
- ④土圧
- ⑤水圧
- ⑥負の周面摩擦力の影響
- ⑦プレストレスカ(函体等にプレストレスを導入する場合)
- ⑧コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響の影響

(2)従荷重
- ⑨地震の影響
- ⑩温度変化の影響
- ⑪風荷重

(3)主荷重に相当する特殊荷重
- ⑫雪荷重

(4)その他
- ⑬その他の荷重

① 死荷重 〔柔構造樋門（共通）3.2〕

死荷重は、適切な単位体積重量を用いて算出する。実重量の明らかなもの、および試験結果が得られているものはその値を用いる。

表 6-4-3 材料の単位体積重量の一般値(kN/m³)

材料名	単位体積重量	材料名	単位体積重量
鉄筋コンクリート	24.5	セメントモルタル	21.1
プレストレストコンクリート	24.5	砂・砂利・砕石	18.6
無筋コンクリート	23.0	石材	25.5
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0	木材	7.85
ダクタイル鋳鉄	70.1	歴青材(防水用)	10.8
鋳鉄	71.1	アスファルト舗装	22.6

〔柔構造樋門（共通）3.2〕

② 地盤変位の影響 〔柔構造樋門（共通）3.3〕

地盤変位の影響としては、次の変位分布を考慮する。

a. 地盤の沈下による地盤変位(沈下)

b. 地盤の水平変位による地盤変位(側方変位)

③ 活荷重 〔柔構造樋門（共通）3.4〕

活荷重は、自動車荷重および群集荷重とする。

a. 自動車荷重は、原則として 245kN 荷重とし、衝撃を考慮する。この自動車荷重を上載荷重として考慮する場合は、9.8kN/m² を標準とする。

b. 群集荷重は、原則として 3.43kN/m² とする。

④　土圧　〔柔構造樋門（共通）3.5〕

樋門の設計に考慮する土圧は、次のとおりとする。

a.　函体に作用する土圧

ｲ.　函体上面に作用する鉛直土圧は、土かぶり厚さに基づいて算出する。

ﾛ.　水平土圧

・　剛性函体の側壁に作用する土圧は、静止土圧とする。

・　たわみ性函体の側面に作用する土圧は、構造特性に応じて算出する。

b.　胸壁・翼壁等に作用する土圧は、構造体の変位特性に応じて静止土圧または主働土圧とする。

【解　説】

a.　函体に作用する土圧

ｲ.　函体上面に作用する鉛直土圧は、次式により算定する。

$$P_{vd} = \alpha \cdot \gamma \cdot h$$

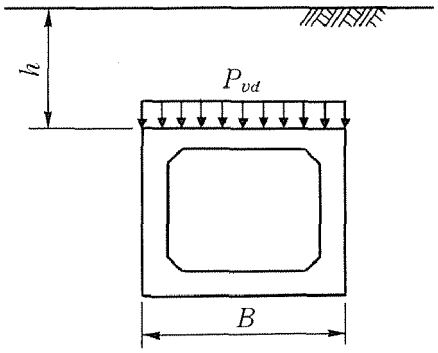
ここに

P_{vd}　：　鉛直土圧強度(kN/m²)

α　：　鉛直土圧係数で、函体の形状、土かぶり、基礎の支持条件に応じて表に示す値とする。

γ　：　土かぶり土等の単位体積重量(kN/m³)

h　：　函体の土かぶり厚さ(m)



〔柔構造樋門（共通）3.5〕

図 6-4-1　鉛直土圧

表 6-4-4　鉛直土圧係数

条件	α	
次の条件のいずれかに該当する場合 ・　良好な地盤上に設置する直接基礎の函体で土かぶりが 10m 以上でかつ内空高が 3m を超える場合 ・　杭基礎等 1)で盛土の沈下に函体が抵抗する場合	$h/B<1$	1.0
	$1\leq h/B<2$	1.2
	$2\leq h/B<3$	1.35
	$3\leq h/B<4$	1.5
	$4\leq h/B$	1.6
上記以外の場合 2)	1.0	

1)　剛支持の固化改良体基礎を含む.　〔柔構造樋門（共通）3.5〕

2)　盛土の沈下とともに函体が沈下する場合で,柔構造樋門の柔支持基礎の場合を含む.

ただし、

h　：　函体の土被り厚さ(m)
B　：　函体の外幅(m)
α　：　鉛直土圧係数

ロ．水平土圧

・　剛性函体の側壁に作用する静止土圧は、次式により算定する。

$$P_{hd}=K_0\cdot\gamma\cdot h$$

ここに

P_{hd}　：　任意の深さの水平土圧強度(kN/m²)
K_0　：　静止土圧係数（通常はK_0＝0.5 と考えてよい）
γ　：　土の単位体積重量(kN/m³)
h　：　任意の深さ(m)

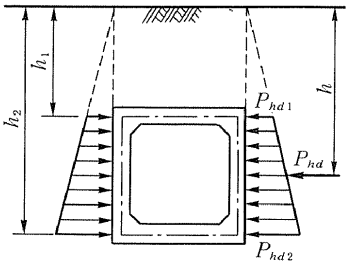
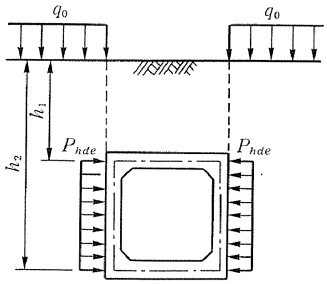


図 6-4-2　水平土圧



〔柔構造樋門（共通）3.5〕

図 6-4-3　上載荷重による水平土圧

活荷重による水平土圧は、土かぶり厚さに関係なく函体両側面に上載荷重を載荷させて、次式により算定する。

$$P_{hde}=K_0\cdot q_0$$

ここに

P_{hde}　：　上載荷重による水平土圧強度(kN/m²)
K_0　：　静止土圧係数（通常はK_0＝0.5 と考えてよい）
q_0　：　上載荷重q_0=9.8kN/m²

・　たわみ性函体

たわみ性函体の設計は、構造特性に応じた各々の設計法による。

b.　胸壁・翼壁に作用する土圧

胸壁・翼壁に作用する土圧は、原則として、下表の区分に従って適用する。

表 6-4-5　土圧の区分

種別		常時	地震時
胸壁		静止土圧	地震時主働土圧
翼壁	U形タイプ	静止土圧	地震時静止土圧
	逆T形タイプ	主働土圧	地震時主働土圧

〔柔構造樋門（共通）3.5〕

胸壁が一体化される函体端部は、地震時には変位すると想定されるため胸壁の設計に考慮する地震時土圧は、地震時主働土圧とした。このため、本体が 1 スパン等で地震時に函体(胸壁)の変位が拘束されることが確かな場合は、地震時静止土圧とするのがよい。

逆 T 形タイプの翼壁は、水叩きによって底版位置の水平変位が拘束される場合も回転変位は拘束されないので常時、地震時ともに主働土圧としてよい。

ｲ.　静止土圧

胸壁・翼壁に作用する静止土圧は、次式による。

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

ここに

P_{hd}　：　任意の深さの水平土圧強度(kN/m²)
K_0　：　静止土圧係数（通常はK_0＝0.5 と考えてよい）
γ　：　土の単位体積重量(kN/m³)
h　：　任意の深さ(m)
q_0　：　上載荷重(kN/m²)

なお、背面土の傾斜の影響は、下図に示す影響範囲を 45°と仮定して、この範囲の土重および上載荷重を載荷重に換算しても良い。

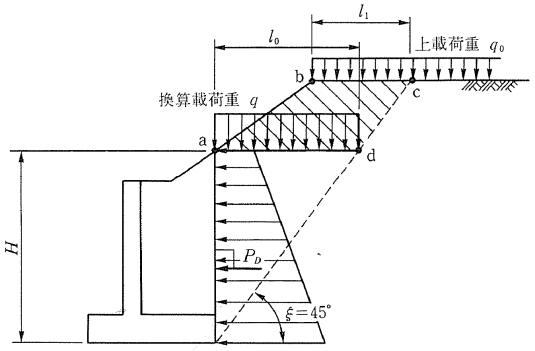


図 6-4-4　背面土の換算載荷重

ﾛ. 主働土圧

主働土圧は、次式による。

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

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

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

ここに

P_a ： 任意の深さの主働土圧強度(kN/m²)
K_A ： 主働土圧係数
ξ_A ： 主働崩壊角（°）
γ ： 土の単位体積重量(kN/m³)
h ： 任意の深さ(m)
q_0 ： 上載荷重(kN/m²)
α ： 地表面と水平面のなす角（°）
θ ： 壁背面と鉛直面のなす角（°）
ϕ ： 土の内部摩擦角（°）
δ ： 土圧作用面の種別に応じた壁面摩擦角（°）

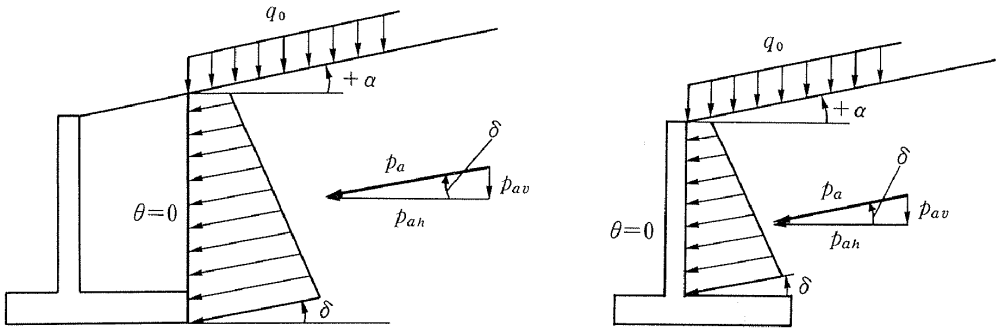
土と土の場合：$\delta = \phi$

土とコンクリートの場合：$\delta = \phi/3$

ただし、$\phi - \alpha < 0$ の時は $\sin(\phi-\alpha) = 0$ とする。

上載荷重 q_0 は必要に応じて考慮する。

ここで用いている角度は、反時計回りを正とする。



a)仮想背面に作用する土圧　　b)壁背面に作用する土圧

〔柔構造樋門（共通）3.5〕

図 6-4-5　主働土圧

⑤　水圧　〔柔構造樋門（共通）3.6〕

構造物の水中にある部分および地中の地下水位以下にある部分には、静水圧・残留水圧・揚圧力等の水圧を考慮する。

a.　静水圧

静水圧は、次式により算出する。

$$P_h = \gamma_w \cdot h$$

ここに

P_h　：　水面より h の深さの静水圧強度(kN/m²)
γ_w　：　水の単位体積重量(kN/m³)
h　：　水面よりの深さ(m)

b.　胸壁・翼壁に作用する残留水圧

胸壁・翼壁の前面の水位と背面の水位の間に水位差を生じる場合は、この水位差に伴う残留水圧を考慮しなければならない。

残留水位(ＲＷＬ)は、外水位が低下した場合などでの胸壁・翼壁の背後の地盤中に残留する水位であり、次のように定めてよい。

ｲ.　ＨＷＬ＜ＧＬの場合

・　ＧＷＬ＜ＷＬのとき　･･･ケース１

ＲＷＬ＝(ＨＷＬ-ＷＬ)×2/3

・　ＧＷＬ＞ＷＬのとき　･･･ケース２

ＲＷＬ＝(ＨＷＬ-ＧＷＬ)×2/3

ﾛ.　ＨＷＬ＞ＧＬの場合

・　ＧＷＬ＜ＷＬのとき　･･･ケース１

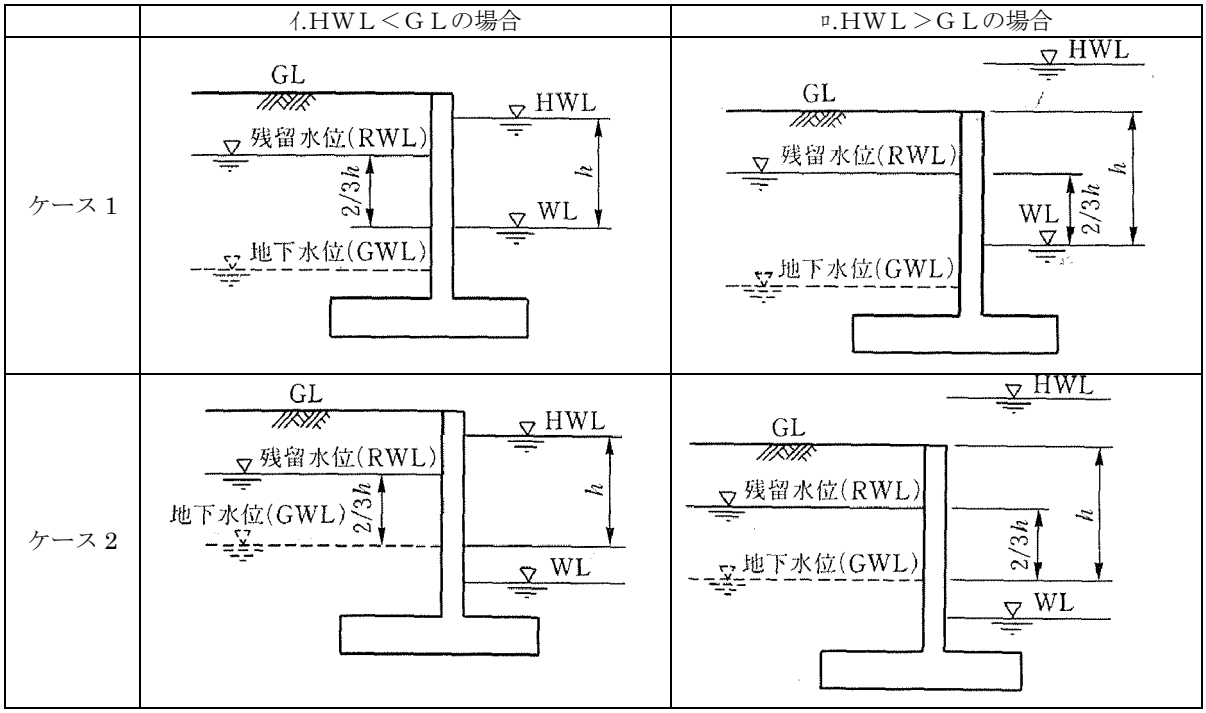
ＲＷＬ＝(ＧＬ-ＷＬ)×2/3

・　ＧＷＬ＞ＷＬのとき　･･･ケース２

ＲＷＬ＝(ＧＬ-ＧＷＬ)×2/3

ここに

ＲＷＬ　：　残留水位
ＨＷＬ　：　計画高水位
ＧＷＬ　：　自然地下水位
ＷＬ　：　前面水位
ＧＬ　：　構造物背後の地盤高



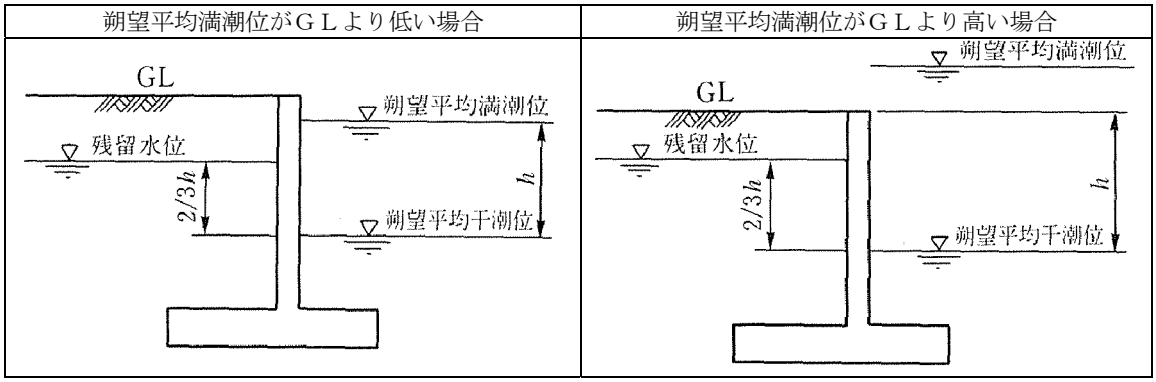
〔柔構造樋門（共通）3.6〕

図 6-4-6　残留水位の設定方法（常時）

ハ.　前面水位は、常時の場合には低水位（ＬＷＬ）、地震時の場合には平水位とする。

ニ.　地震時では残留水位はないものとし、胸壁・翼壁の背後の設計水位は、自然地下水位と平水位の高いほうの水位とする。

ホ.　常に潮位差の影響を受けている感潮区間の残留水位は、常時および地震時とも前面潮位差に応じて下図のように定めてよい。



〔柔構造樋門（共通）3.6〕

図 6-4-7　感潮区間の残留水位

⑥　負の周面摩擦力の影響　〔柔構造樋門（共通）3.7〕

基礎および遮水矢板等に負の周面摩擦力が作用する場合には、設計にこの影響を考慮する。

⑦　プレストレス力　〔柔構造樋門（共通）3.8〕

函体にプレストレスを導入する場合には、設計にこれを考慮する。

a. プレストレスカは、プレストレッシング直後のプレストレスカおよび有効プレストレスカについて考慮する。

b. プレストレッシング直後のプレストレスカは緊張材の緊張端に与えた引張力に、必要な損失を考慮して算出する。

c. 有効プレストレスカは、b の規定により算出するプレストレッシング直後のプレストレスカに、必要な損失を考慮して算出する。

⑧　コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響　〔柔構造樋門（共通）3.9〕

コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響は、コンクリートの材令による強度の発現等を考慮して設定する。

⑨　地震の影響　〔耐震性能照査指針（Ⅱ）、耐震性能照査指針（Ⅳ）〕

地震の影響については、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅱ堤防編－及び－Ⅳ水門・樋門編－」に準拠して設定する。

⑩　温度変化の影響　〔柔構造樋門（共通）3.11〕

温度変化の影響は、構造特性に応じた適切な値を設定する。

⑪　風荷重　〔柔構造樋門（共通）3.12〕

風荷重は、地域特性に応じた値とする。門柱および上屋等に作用する風荷重は、設計基準風速を 40m/s として一般に、2.94kN/m^2 とし、地域特性に応じてこの値以上とすることができる。

⑫　雪荷重　〔柔構造樋門（共通）3.13〕

雪荷重は、原則として雪の単位体積重量と積雪深の積として求める。雪の単位体積重量は、地域、季節などにより大幅に異なるので実態にあわせて決定するものとするが、一般に多雪地方においては、3.43kN/m^3 を見込めばよい。

⑬　その他の荷重　〔柔構造樋門（共通）3.14〕

その他に堤防および樋門の安全を図るうえで必要な荷重を考慮する。その他の荷重としては、次に示すものがある。

a. 施工時荷重

b. 堤体内の過剰間隙水圧

c. 津波の影響

d. 風浪による波圧の影響

e. 流木や船舶の衝突荷重の影響

6-4-2 函体の横方向の設計

1) 設計モデル

函体の断面構造には、その形状から矩形、アーチ形、円形、インバート形があり、さらに、円形管体は剛性管とたわみ性管に分けられる。函体の横方向の設計にあたっては、これらの断面構造および材料特性に応じた設計法を適用する。〔柔構造樋門（共通）7.5.1〕

① 函体は、施工条件等の制約条件に配慮の上、プレキャスト化を検討するものとする。**なお、採用にあたっては経済性、工期短縮等を考慮して検討する。**

② 鉄筋コンクリート構造（ＲＣ、ＰＣ）の矩形函体は原則として箱型フレームとモデル化する。

③ 矩形函体の頂版・底版・側壁の形状は、等厚の矩形断面とする。なお、場所打ちコンクリートの函体の部材最小厚は 40cm（10cm ピッチ）とする。

④ 円形たわみ性管体：ダクタイル鋳鉄管および鋼製管体は、各々の設計法に基づいてモデル化する〔柔構造樋門（共通）7.5.3〕

⑤ その他の構造（PC 管、アーチ形函体、推進工法の函体等）の場合は、別途検討されている適切な資料等による。

⑥ 生態系に配慮し、常時の本川と支川の水面の連続性を確保した函体断面形状とすることが望ましい。

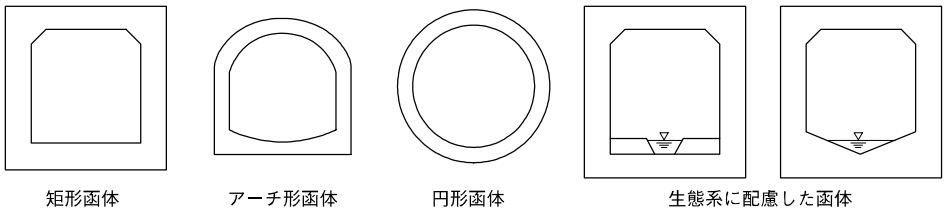


図 6-4-8 函体の形状の例（場所打ち）

2) 荷重の設定

函体の横方向の設計にあたっては、表 6-4-6 に示す荷重について函体に最も不利となる組合せを設定して部材計算を行う。〔柔構造樋門（共通）7.5.1〕

地下水位については、函体が大断面である場合や浮力の影響が大きい場合を除いて、一般に地下水位は無視できる。

表 6-4-6　函体の横方向の設計に考慮する荷重の種類

荷重種別		函体の横方向の設計
死荷重	函体自重	○
活荷重	自動車荷重	○
土圧	鉛直土圧・水平土圧	○
水圧	地下水圧	△
	内水圧等	△

○：考慮する、△：条件によって考慮する　　〔柔構造樋門（共通）7.2.2〕

① 矩形（剛性）函体

a. 横方向の設計は、スパンごとに最も危険な断面を選定し、各々の荷重条件に対して検討する。

b. 排水機場等に接続する函体で内水圧が作用する場合は、内水圧作用時の検討を行う。このときの外圧（鉛直土圧、水平土圧等）は、該当スパンの最小有効土かぶりを考慮する。

多連の函体において、排水機場に連結する場合等その一部の断面にのみ内水圧を作用させる場合は、内水圧が偏載荷となる場合を考慮して検討する。

② 円形たわみ性管体（ダクタイル鋳鉄管および鋼製管体）

a. 盛土等の荷重の変化点ごとの各々の荷重条件に対して検討する。

b. 管体周辺の盛土材の土圧を管体の設計支持角に反映させる。

c. 管体自重は無視してもよい。

d. 内水圧が作用する場合は、別途検討する。

3) 函体の横方向の計算

函体の横方向の計算は、函体の断面形状に適合する設計法を用いて計算する。〔柔構造樋門（共通）7.5.2、7.5.3〕

① 矩形（剛性）函体

鉄筋コンクリート構造の矩形（剛性）函体のコンクリートおよび鉄筋の応力度は、許容応力度以内とする。

矩形函体は、函体をフレーム構造にモデル化し、この軸線に荷重を作用させて計算する。フレーム軸線は断面の中心線を用いる。また、通常は節点部の剛域を考慮しなくてもよい。

② 円形たわみ性管体（ダクタイル鋳鉄管および鋼製管体）

円形のたわみ性管体の応力度は、許容応力度以内とし、断面たわみ率は、許容たわみ率以内とする。

ダクタイル鋳鉄管および鋼製管体の許容断面たわみ率は、3.0%とする。管体の断面たわみ率は、横方向の計算で求まる変形量と管径の比として算出する。

ダクタイル鋳鉄管および鋼製管体の横方向の計算は、〔柔構造樋門（共通）7.5.3〕に示される参考（管厚計算式）による。

6-4-3　本体の縦方向の設計

1)　基礎形式と本体の縦方向の計算

本体の縦方向の計算は、基礎形式に応じて表 6-4-7 のように区分して設計する。浮き固化改良体基礎、浮き杭基礎を原則として浮き直接基礎として設計するのは、これらの基礎は樋門本体と結合させないで構造的に分離して適用するためである〔柔構造樋門（共通）2.4.4〕。

表 6-4-7　基礎形式と設計計算法

基礎形式		設計計算法
直接基礎 注 1)		直接基礎
柔支持基礎	浮き直接基礎	浮き直接基礎
	浮き固化改良体基礎	原則として浮き直接基礎 注 2)
	浮き杭基礎	原則として浮き直接基礎 注 2)

注 1)　**「柔構造樋門」における剛支持基礎と同意味である。**地盤の残留沈下量が 5cm 程度を超える場合は、柔支持基礎とする。

2)　基礎工の特性によってはその影響を地盤反力係数等により適切に評価した設計法による必要がある。

〔柔構造樋門（共通）7.2.2〕一部加筆

2)　設計モデル

(1)　設計モデル　〔柔構造樋門（共通）7.6.2〕

本体の縦方向は、基礎形式に応じて次のようにモデル化する。

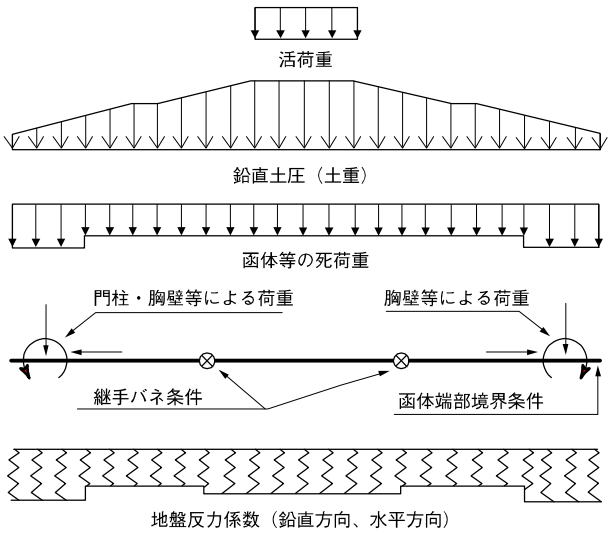
a.　直接基礎の本体は「弾性床上の梁」とモデル化する。

b.　柔構造樋門の本体は「地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁」とモデル化する。

いずれの場合も函体スパンを継手の結合条件に応じて連結した連続梁と仮定して解くのがよい。

①　直接基礎の樋門

直接基礎の樋門の本体の縦方向の設計モデルは、図 6-4-9 に示すようになる。主要荷重として鉛直土圧（土重）を考慮する。



〔柔構造樋門 7.6.2〕

図 6-4-9　直接基礎の樋門の設計モデル（弾性床上の梁）

② 柔支持基礎の柔構造樋門

柔支持基礎の柔構造樋門の本体の縦方向の設計モデルは、図 6-4-10 に示すようになる。

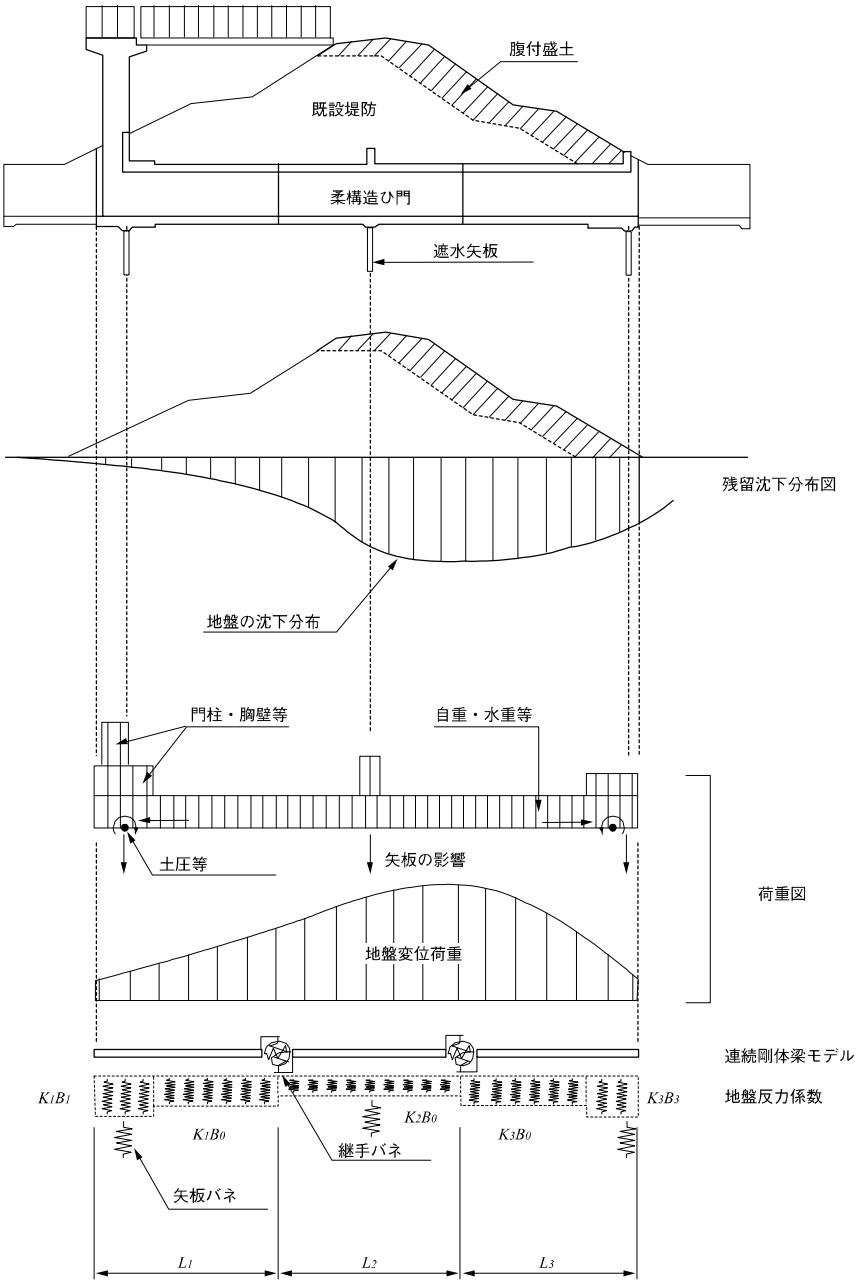


図 6-4-10 柔構造樋門の縦方向の設計モデル（弾性継手の場合）

3) 荷重の設定

(1) 荷重の組合せ 〔柔構造樋門（共通）7.2.2〕

本体の縦方向の設計は、本体に最も不利な断面力および変位が生じる荷重の組合せを設定して行う。

(2) 地盤変位（沈下・側方変位）

地盤変位（沈下・側方変位）は、地盤の残留沈下量分布および側方変位量分布に基づいて設定する。

地盤の残留沈下量分布の推定精度によっては、門柱の傾斜量や継手の開口量が大きくなることが想定される。このような場合に対応するため、推定精度が十分でない場合は、樋門の機能に支障をきたさないために、地盤の残留沈下量を割増するなどの検討によって樋門の安全性を確認することが望ましい。

(3)　地盤反力係数

地盤反力係数は、圧密沈下に伴う地盤の強度増加、地盤改良による効果等を的確に推定して、スパン毎に設定する。載荷幅については、函体一般部と胸壁部等の幅を適宜考慮する。

(4)　キャンバー量

キャンバー盛土による継手の初期折れ角の影響は､継手の設置条件によって以下の２つの計算方法がある。

①　キャンバー量に対応した継手設置条件の場合

本ケース（継手部に設定された折れ角に相当する断面力が発生している場合）は、継手を水平に設置後にキャンバー部の折れ角に合わせて継手部を折る方式で、継手のバネが小さい場合に適用できる。（図 6-4-11 a）参照）

②　キャンバー量に対応しない継手設置条件の場合

本ケース（継手部に設定された折れ角に相当する断面力が発生しない場合）は、直近の函体にキャンバー折れ角に相当する角度を設置する方式で、継手バネが大きい等で継手部に折れ角を設置することが困難な場合に適用できる。（図 6-4-11 b)、c）参照）

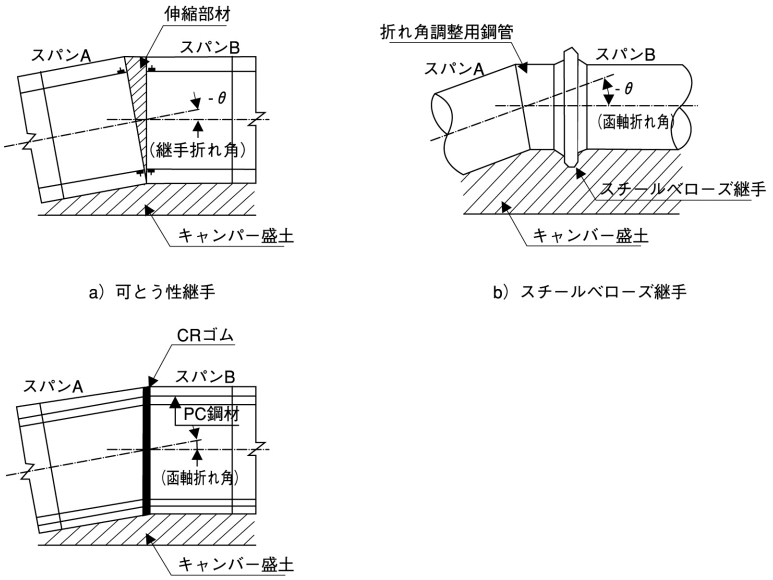


図 6-4-11　各種継手のキャンバー盛土上の設置例

(5)　しゃ水鋼矢板の影響　〔柔構造樋門（共通）7.6.2〕

しゃ水鋼矢板は、函体を支持する効果（押し上げ力）あるいは函体を地盤に引き込む効果（引き込み力）として作用することがある。このようなしゃ水鋼矢板の影響は、鋼矢板頭部のバネおよび鋼矢板頭部に伝達する負の周面摩擦力（または、正の周面摩擦力）の影響で評価する。

しゃ水鋼矢板の先端が砂層や硬い層にある場合は、しゃ水鋼矢板による支持効果が大きくなるので、しゃ水鋼矢板による先端支持効果が発揮しないように配慮する。

①　鋼矢板頭部の軸方向バネ定数

樋門におけるしゃ水鋼矢板および基礎鋼矢板の頭部バネは、一般には３成分のバネとして評価するのがよい。

鋼矢板の全長に正の周面摩擦力が発生している場合の、鋼矢板頭部の軸方向バネ定数は次式で求めてもよい。このバネ定数値の計算にあたっては、鋼矢板先端の地盤の特性、鋼矢板に発生する正負の周面摩擦力の発生位置に配慮する。

$$K_V = a\frac{A_P E_P}{L}n \qquad \text{----------} \qquad \text{式 6-4-1}$$

ここに、

K_V ： 鋼矢板の軸方向(鉛直方向)バネ定数（kN/m）
A_P ： 鋼矢板の純断面積（m²）（腐食代は一般に考慮しなくてよい）
E_P ： 鋼矢板のヤング係数（kN/m²）
L ： 鋼矢板長（m）
n ： バネを考慮する函軸横断方向の鋼矢板枚数

$$a = \frac{\lambda \tanh\lambda + \gamma}{\gamma \tanh\lambda + \lambda}\lambda \qquad \text{----------} \qquad \text{式 6-4-2}$$

$$\gamma = \frac{A_i k_V L}{A_P E_P} \qquad \text{----------} \qquad \text{式 6-4-3}$$

$$\lambda = L\sqrt{\frac{C_S U}{A_P E_P}} \qquad \text{----------} \qquad \text{式 6-4-4}$$

ここに、

A_i ： 鋼矢板の先端面積（m²）
U ： 鋼矢板の周長（m）
k_V ： 鋼矢板先端地盤の鉛直方向地盤反力係数（kN/m³）
C_S ： 鋼矢板と周面地盤のすべり係数（kN/m³）

粘性土においては、概ね次の関係式が得られている。

$$C_S = \frac{N}{0.15} KN/m^3$$

上記の a の式では鋼矢板先端の影響を考慮しているが、これは鋼矢板先端が良質層に到達している状態に適合する。鋼矢板先端が良質層以浅で止まっている場合には、式の中の鋼矢板先端に関する γ を考慮せずに、a を次式で算出してもよい。

$$a = \lambda \tanh\lambda \qquad \text{----------} \qquad \text{式 6-4-5}$$

② 鋼矢板頭部の水平バネ定数と曲げバネ定数

鋼矢板と樋門本体が剛結合の場合には、水平バネ定数；K_H と曲げバネ定数；K_M を考慮するが、一般に曲げバネ定数は、$K_M = 0$ としてもよい。

バネ定数の算定は杭のそれに準じるが、鋼矢板は一般に 2～4m程度の長さであるため、有限長の矢板（杭）として計算するのがよい。

③ 負の周面摩擦力の影響

しゃ水矢板には周辺地盤との相対沈下によって、正負の周面摩擦力が作用する。一般には周辺地盤の沈下が大きいことが多く、この場合にはしゃ水矢板に負の周面摩擦力が作用する。地盤条件によっては、この負の周面摩擦力の影響が極めて大きく、樋門本体の断面力に大きな影響を与えることがある。

しゃ水矢板に作用する負の周面摩擦力は、しゃ水矢板から樋門本体に伝達する集中荷重として考慮する。この場合は一般に、しゃ水矢板頭部のバネは無視するのがよい。

(6) 本体の端部の境界条件

本体の端部（上下流端）の境界条件は、一般には両端フリーとする。しかし、支持杭基礎の吐出水槽に接続する場合等では、杭のバネ定数等を設定した境界条件とするのがよい。

吐出水槽と樋門本体との間で大きな沈下差を生じる場合は、可撓性継手を用い、接続部スパンを短くして２ヶ所の継手で対応する。あるいは吐出水槽側に部分的な地盤改良、あるいは浮き杭による沈下すり付け対策を考慮するのがよい。

(7) ＰＣ函体のプレストレス力の扱い 〔柔構造樋門（共通）7.6.5.2〕

a. 函軸に緊張材を配置して継手ゴムを圧縮することで函軸弾性を得るアンボンドケーブルによるＰＣ函体は、プレストレス力を軸力（外力）として扱いＲＣ構造と同様の計算を行ってもよい。

b. 緊張材を用いて複数の函体ブロックを一体化するプレキャストブロック工法によるＰＣ函体は、接合部に引張力を発生させない（フルプレストレス）ＰＣ構造の計算を行う。なお、一体化するスパンの接合部と継手の機能を期待する接合部は別途に扱わなければならない。

4) 本体の縦方向の計算 〔柔構造樋門（共通）7.6.1〕

本体の縦方向は、以下の照査事項を満足しなければならない。

① 本体の沈下・側方変位

地盤には残留沈下量の許容値があり、本体の沈下の照査は省略する。本体の側方変位は、継手の開口で照査する。

② 地盤反力度、本体と地盤との相対変位（沈下）量

本体の地盤反力度は、本体と基礎地盤の相対変位（沈下）量が、門柱部等の函体端部において基礎地盤の降伏変位量（基礎幅の 1.0%かつ 5.0cm）以内のいずれかを満足することを照査する。

また、本体と地盤の相対変位（沈下）量（負値）、すなわち計算上の空洞量は 5cm 以内とする。

③ 継手、接合部の変形能力

継手部、接合部の相対水平変位量は、使用する継手・接合部の許容開口量以内とする。

継手部の変位量（開口、目違い、折れ角）は、使用する継手の変形能力以内とする。継手の変形能力は、既製品の場合は公称値から求めてよい。

6-4-4 継手の設計

1) 継手の特性 〔柔構造樋門（共通）7.6.7〕

函体の継手は、以下の機能を確保しなければならない。

① 函体内外の水圧に対する水密性を確保する。

② 継手部の変位は、継手の変形能力以内にある。

③ 継手部の断面力は、継手の耐力に対して安全である。

※継手部の変位は、継手をはさんで隣接するスパン間の相対変位（開口、目違い、折角）のことである。

樋門で使用される継手の特性は、表 6-4-8 のように示される。一般に継手バネは非線形の変形特性を有しており、計算結果としての変形量が弾性範囲の外にある場合は、その特性を考慮した解析（試行による等価線形バネの設定等）が必要となる場合がある。

可撓性継手の結合条件は、一般的にはフリーとすることが多いが、継手ゴムのバネ定数を評価することで弾性継手に準じて設計することもできる。

表 6-4-8　継手形式と変形特性および結合条件

継手形式	継手の種類	特　徴	変形特性	結合条件
可撓性継手	可撓継手	主部材はゴムメンブレン等で、スパン間の相対変位を拘束することが他の構造に比べ少ない。	継手の開口、折れ角、目違いをほとんど拘束しないため断面力の伝達は少ない。	フリー
カラー継手	カラー継手 改良型カラー継手	せん断方向には変位を拘束するが、函軸方向に対しての拘束はほとんどない。 カラー・函体間に応力分散ゴムを挟んだ改良型カラー継手の場合は、弾性継手として考える。	継手の目違いを拘束するが、開口、折れ角をほとんど拘束しない。このため、せん断力のみを伝達する。	ヒンジまたは弾性(函軸方向はフリー)
弾性継手	プレストレインドゴム継手	スパン間にゴムを挟んで、これにプレストレスを与えて弾性を確保した継手である。軸力、せん断力、曲げモーメントを隣接するスパンに伝達させる機能がある。	継手バネの大きさとスパン間の変位差に応じた断面力の伝達がある。	弾　性 (函軸方向バネ、せん断バネ、曲げバネ)
	スチールベローズ継手	鋼管構造に使用される継手である。変形に対して剛性の高い継手であるが、比較的少量の変形で塑性状態となる。		
	メカニカル継手	Ｓ型ダクタイル鋳鉄管のソケット型の継手である。パッキング材のゴム輪が弾性挙動を示す。		

2)　継手の設計

(1)　継手の設計上の要点

継手の設計では、モデル化した継手の特性を考慮して本体の縦方向の計算を行い、使用する継手の変形能力以内であることを照査する。

継手の設計上の要点を以下に示す。

①　継手の位置は地盤の沈下分布等を考慮して設定するが、できるだけ堤体中央部付近を避けることが望ましい。

②　可撓性継手とする場合には、外巻のコンクリートカラーは設置しなくてもよい。止水ゴムは、取替可能とすることが望ましい。

③　継手の取付金具は、一般に感潮部では SUS304、それ以外は SS400 とする。

④　使用する継手の変形能力は、予測される変形に対して地盤の沈下の推定精度を考慮して必要な余裕を確保する。

⑤　継手のバネは、一般的に線形のバネ定数で評価するが、大きな変形を許容する継手では、必要に応じて非線形バネ特性について検討することが望ましい。

(2)　可撓性継手　〔柔構造樋門（共通）7.6.7〕

可撓性継手は、隣接するスパン間での力の伝達がないフリー結合あるいは小さなバネ定数を有する弾性結合とモデル化することができる。フリー結合とみなす場合には、計算上は各スパンが各々独立したものと考えてスパン毎に本体の縦方向の計算を行い、隣接するスパン間の開口、目違い、折れ角の値が使用する継手の許容値以内にあることを照査する。

(3)　弾性継手　〔柔構造樋門（共通）7.6.7〕

弾性継手は、バネ結合としてモデル化する。

プレストレインドゴム継手の場合には、コンクリート函体に挟まれたゴム材のバネを適切に評価する。

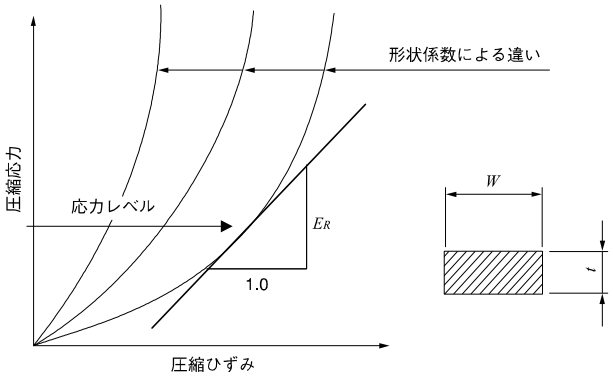
① ゴムの材質

ゴムの材質は、「JIS K 6353 水道用ゴム」に規定するＩ類Ａの規格に適合するものとする。ただし、天然ゴムは水質等によっては微生物に侵食されることがあるので、合成ゴムの使用が望ましい。

プレストレインドゴム継手のゴム材としては、クロロプレンゴム（硬度 50 度）を平板状あるいは六角形断面とした例がある。

② ゴム材のバネ定数

ゴム材のバネ定数は、ゴムの材質、形状、応力レベルにより異なるので、ゴムの応力ひずみ曲線を用いて、ゴム材の変形状態のひずみレベルに対応した値を設定する（図 6-4-12 参照）。



〔柔構造樋門（共通）7.6.7〕

図 6-4-12　ゴム材の応力ひずみ曲線（平ゴムの場合）

(4) 改良型カラー継手

従来のカラー継手は、カラーと函体の間に目地材としてエラスタイトや硬度の低い発泡ゴムを設置する構造であるため、カラーと函体との間に必要なクリアランスが確保されず、発生する折れ角に対応できないことが少なくなかった。従来型のカラー継手を柔構造樋門に適用すると、ここに応力集中が生じて函体にクラックが発生することがある。このため柔構造樋門には従来型のカラー継手を採用してはならない。

柔構造樋門におけるカラー継手として、開口・折れ角に対応するためには、カラーと函体のコンクリートの直接接触による応力集中を避けることが重要であり、このため必要な位置にゴム等の弾性材を挟んで隣接するスパン間の力の伝達を図る新しいカラー継手（改良型カラー継手）が提案されている。

改良型カラー継手は、応力集中を緩和するために発泡ゴムに代えて硬度の高い応力分散ゴム(硬度 30 または 50 程度のＣＲゴム)を設置するのがよい。

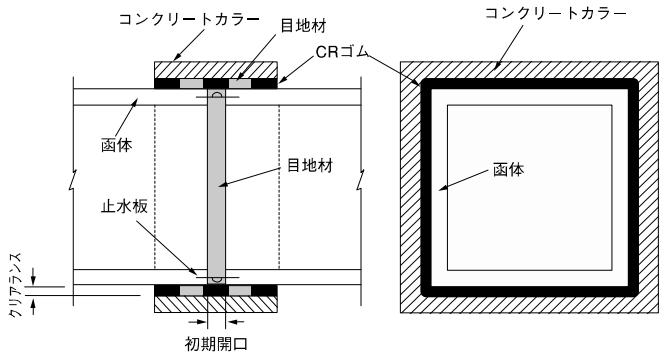


図 6-4-13　改良型カラー継手

この改良型カラー継手の、バネ定数の算定式は、次のようになる。

$$\left.\begin{aligned} K_F &= \frac{GA}{4t} \\ K_S &= \frac{E_C A}{4t} \\ K_M &= K_S \frac{L^2}{16} \end{aligned}\right\} \quad \text{---------- 式 6-4-6}$$

ここに、

K_F ： 軸方向バネ定数（kN/m）

K_S ： せん断バネ定数（kN/m）

K_M ： 曲げバネ定数（kN･m/rad）

G ： ゴム材のせん断弾性係数（N/mm²）
硬度 50 のＣＲゴムの場合 G =0.63N/mm²

E_C ： 帯状ゴムの変形係数 $E_C = \frac{4}{3} E_0 \left(1 + 2ks^2\right)$

E_0 ： ゴム材の変形係数（N/mm²）
硬度 50 のＣＲゴムの場合 E_0 =2.16N/mm²

k ： ゴム材の特性係数
硬度 50 のＣＲゴムの場合 k =0.73

s ： 形状係数 $s = \frac{w}{2t}$

A ： カラー上面側に接するゴムの総面積（mm²){cm²}
図 6-4-13 の着色部 $A = \sum bw$

L ： カラーの函軸方向の長さ（mm){cm }

w ： ゴムの函軸方向の奥行（mm){cm }

b ゴムの函軸直角方向の幅（mm){cm }

t ： ゴムの厚さ（mm){cm }

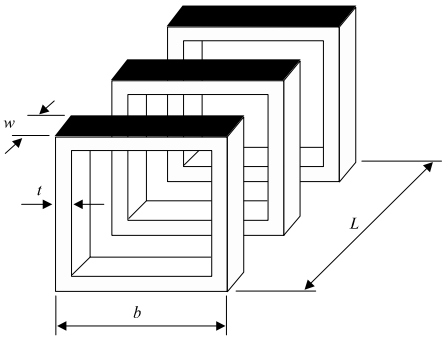


図 6-4-14 応力分散ゴムの配置

6-4-5　門柱の設計

(1)　門柱の設計

①　門柱の設計の詳細は、〔柔構造樋門（共通）7.8〕による。

②　門柱の標準的な検討ケースと許容応力度の割増係数の関係は、表 6-4-9 のとおりとなる。

表 6-4-9　門柱の標準的な検討ケース

検討ケース	許容応力度の割増係数
常時（風荷重非考慮）	1.00
地震時	1.50
風荷重作用時	1.25

〔柔構造樋門（共通）4.3.6〕

③　門柱の傾斜は、沈下終息時においてゲート機能に支障がないようにする。一般にローラーゲートの場合は、門柱の傾斜角としては２度程度まで許容できると考えられている。比較的大きな残留沈下量を許容する場合は、予期せぬ不同沈下が生じる可能性が大きくなるので、以下の事項に配慮し、必要に応じて施工時に逆傾斜を付けて門柱を施工するなど、できるだけ供用時に垂直となるように配慮する。

a.　門柱部の函体スパンは、ある程度長くして堤防への貫入を大きくする。

b.　函軸直角方向の傾斜に対しては、沈下分布を函軸に対称となるようにし、盛土の施工手順に配慮する。

c.　傾斜の影響は、ゲートの設計条件や管理橋の支承の遊間の設定に配慮する。

d.　ゲート操作台に設けるゲート引き上げラック棒あるいはスピンドル用の穴そしてぶれ止め金具には、必要な余裕を確保する。

(2) 門柱の構造

門柱の構造は、コンクリート構造、鋼構造を標準とする。

門柱の天端高は、計画堤防高に管理橋桁高を加えてゲート操作台の厚さを差し引いた値、または引き上げ完了時のゲート下端高にゲートの高さ、門柱部の沈下量および管理に必要な高さを加えた値の大なる方で決定する。

① 門柱の断面は、本川の流水方向に対し、出来るだけ門柱の幅を狭くするように配慮し、戸当たり金物を十分余裕をもって取り付けられる断面とする。

② ゲート操作台は門柱と一体の構造として設計するものとする。

③ 門柱と操作台との隅角部はテーパー処理とせず応力レベルの高い面内にのみ最小限のハンチ（1:2 程度）を設ける。

④ **門柱の高さは、次式を満足するように検討する。なお、余裕高さ h_2 については、ゲート上部の吊り金具等と巻上げ余裕高（50cm 程度）が含まれる。**

H_m は $h_1 + h_2 + h_3 + h_4$ と、 $h_5 + h_6 + h_7$ の両者の大きい方が採用となる。

ここに、

H_m：門柱高さ　h_1：ゲート高さ　h_2：余裕高さ　h_3：操作台厚　h_4：門柱部の沈下量

h_5：計画堤防高　h_6：橋台高　h_7：管理橋桁高

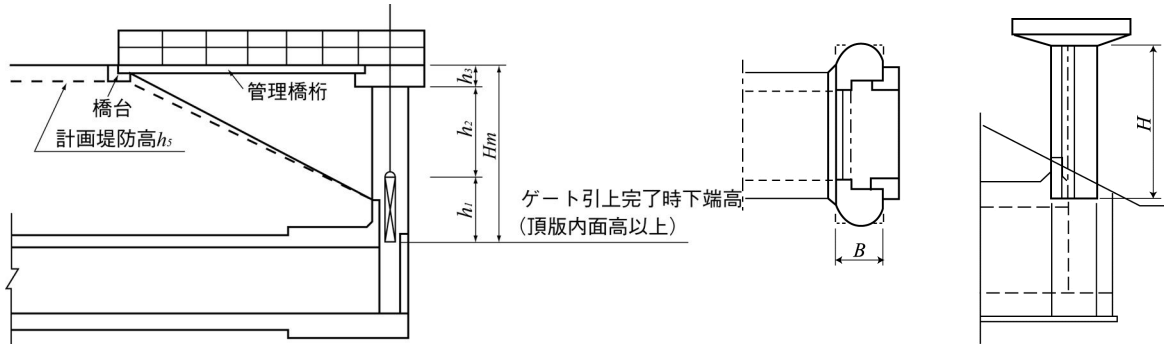


図 6-4-15　ゲートの引上げ余裕高

⑤　門柱の断面幅が構造上 1.5m を越える場合は、流水に対する阻害を極力少なくするために門柱断面は上、下流側共に半円状とする。

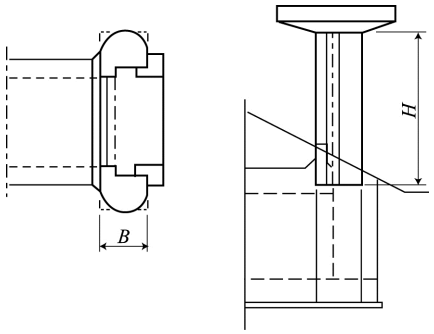


図 6-4-16　門柱断面を半円状とする区間（B=1.5m 以上）

⑥　戸当りについては、次項を考慮して決定する。（図 6-4-17 参照）

a.　底部戸当り面は、原則として函体底版と同一平面とする。

b.　門柱部の戸当りは、ゲートの点検・塗装・修繕のため、容易に取り外し可能な構造とする。なお、ゲートの取り外し作業を容易にするため、門柱に吊フックを設置したり、取り外し戸当りをヒンジ構造とするなど設計時点で配慮をしておくのが望ましい。

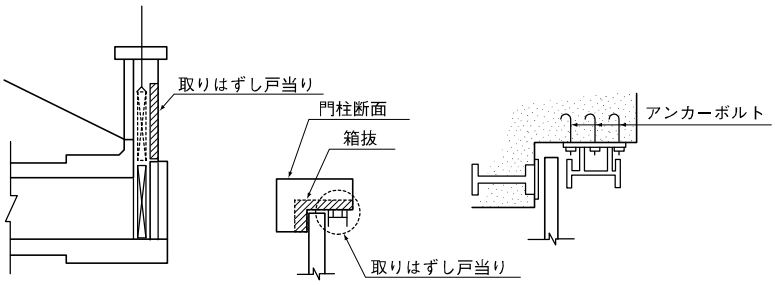


図 6-4-17　戸当り

⑦　川表・川裏側の胸壁部には、樋門を閉塞するために、10 ㎝程度の溝を設置する必要がある。〔構造令（4）川表側の溝切り〕

(3)　広域地盤沈下に対する対応

広域地盤沈下が生じる地域の樋門は、次の事項を考慮する。

①　門柱の高さは、予想される広域地盤沈下量を考慮して余裕高を設定する。

②　門柱間の胸壁、翼壁等の地上に露出する構造の高さは、広域地盤沈下によって将来追加される盛土および想定堤防断面に対応できるように配慮する。

6-4-6　ゲート、開閉装置の設計

1)　適用基準

樋門に設置する一般的なゲート、戸当り、開閉装置の設計は、**ダム・堰施設技術基準（案）および水門・樋門ゲート設計要領（案）による。また、電気設備や建築の設計は、これらの関連基準による。**

標準的な樋門の構成を、図 6-4-18 に示す。

2)　ゲート形式、開閉装置形式

(1)　標準のゲート形式および開閉装置形式

樋門のゲート形式および開閉装置形式を決定する要因には以下のものがある。

①　設置目的（排水、取水、通船）

②　規模（径間、扉高、連数）

③　樋門の重要度（2 次災害の可能性、後背地の条件、都市用水等の取水樋門）

④　操作条件（出水時間と操作時間、操作頻度、設計水深、操作水深、操作時温度）

⑤　門柱の傾斜・沈下量

⑥　河相（堆砂、流芥物）

⑦　施工条件（期間、工法）

⑧　景観・生態系

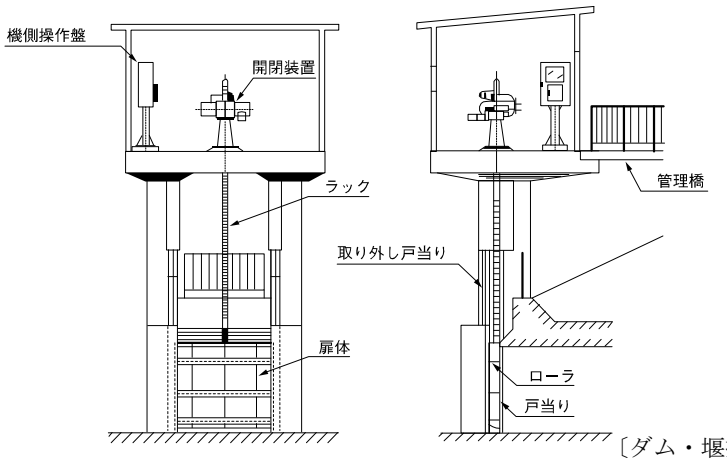
樋門のゲート形式には、引上げ式ローラゲートの他、引上げ式スライドゲート、フラップゲート、マイタゲート等があるが、構造令では、操作の確実性で、引上げ式ローラゲートが最も優れているとされている。したがって、本要領では、以下のゲート形式を標準とする。

・ゲート形式　：引上げ式ローラゲート

・開閉装置　　：ラック式開閉装置

門柱の傾斜などによって引上げ式ゲートの機能に支障があると予想される場合や、重要度、景観、操作条件、**扉体の規模※等**によって引上げ式ゲート以外の形式と比較検討を行い、ゲート形式を決定する。

※特に小規模な場合はスライドゲートを用いることができる。扉体面積が 5m² 程度以上ではローラゲートが採用されることが多い。〔ゲート設計要領　第２章　2-2-1〕



〔ダム・堰技術基準〕

図 6-4-18　標準的な樋門の構造（ローラゲートの例）

⑵　ゲートの無動力化

近年では、施設管理者や操作員の高齢化による社会環境の変化や豪雨への対応等を踏まえ、ゲートの無動力化による維持管理の効率化を図る目的で、フラップゲート、マイタゲート等を採用する事例もみられる。これらのゲートの採用にあたっては、構造令に示す以下の条件、背後地の状況および樋門の重要度等を考慮して検討する。

①　不完全閉塞を起こす可能性が非常に少なく、仮に不完全閉塞が起こったとしても、治水上著しい支障を及ぼすおそれがないと認められ、かつ、引上げ式のローラゲートとした場合に出水時の開閉操作にタイミングを失するおそれがあること、その他人為操作が著しく困難又は不適当と認められること。

②　樋門の構造が、川裏ゲート又は角落し等によって容易、かつ、確実に外水をしゃ断できる構造であること。　〔構造令〕第６章

樋門に要求される機能に対して使用可能なゲート形式を以下に示す。

表 6-4-10　水門等の水門扉の形式

設置目的			設備の形式（標準）	水門扉の用途	水門扉の形式（標準）
水門等	水門	分流	制水	制水	ローラ，起伏，ヒンジ式（バイザ，マイタ），フローティング
		逆流防止	舟通し用閘門	制水，舟通し	ローラ，ヒンジ式（マイタ，スイング，セクタ，バイザ）
	樋門	排水	排水	制水	ローラ，スライド，ヒンジ式（マイタ，上端ヒンジフラップ）
		逆流防止	取水	制水、取水	ローラ，スライド
		用水	舟通し用閘門	制水，舟通し	ローラ，ヒンジ式（マイタ，スイング，セクタ，バイザ）
	防潮水門	防潮	制水	制水	ローラ，シェル構造ローラ，起伏，ヒンジ式（マイタ，スイング，セクタ）
		津波防止	舟通し用閘門	制水，舟通し	ローラ，ヒンジ式（マイタ，スイング，セクタ，バイザ）
	遊水池 調節池		洪水調節用	制水，流量調節	ローラ，起伏，２段式ローラ
修理用ゲート			修理用	ゲート補修時の水位維持	フローティング式，支柱支持式，橋梁支持式，角落し式，楯式

〔ダム・堰技術基準〕

【コラム】門柱レスゲートおよび予備ゲートの事例

【門柱レスゲート】

○近年では、景観性に配慮して門柱のない新しい形式のゲートの採用実績が多くなっている。オートゲート、オーバーリンクゲート、下部ヒンジゲート等が採用されている。

○操作の確実性で引上げ式ゲートが優れているものの、確実な操作が必要になるため、維持管理や背後地の土地利用を踏まえた上での選定が必要である。

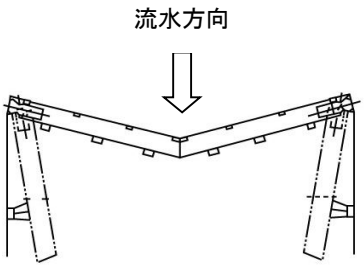
オートゲート例

オーバーリンクゲート例

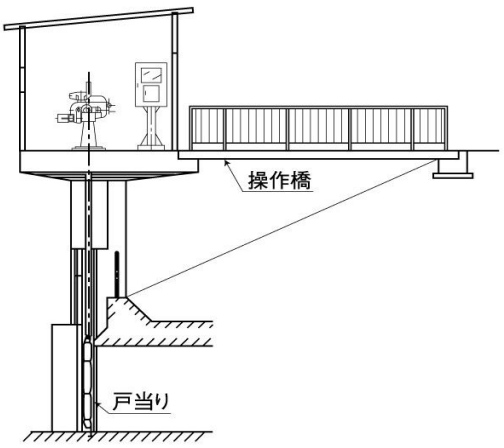
【予備ゲート（マイタゲート等）】

○感潮区間については、予備ゲートとしてマイタゲートやフラップゲート等の併設を検討するのが望ましい。

○山地区間については、スライドゲートではゲート閉口後に山地側からの山水により堤内地の水位が短時間で高くなるため操作管理が困難な場合がある。よって、必要に応じて操作管理の面からマイタゲート等の併設を検討するのが望ましい。



マイタゲート



スライドゲート

(3) ゲート形式の検討

① ゲート形式を決定する上での一般的な検討事項は以下の通りである。

a. 操作性　　：出水時間と所要開閉時間、手動操作力

b. 水密性　　：塵芥・異物の水密部への噛み込みによる漏水

c. 操作の確実性　：閉時の強制押込み力の有無、異物噛み込み時の強制開閉操作の可否、堆砂による開閉障害の可能性

d. 維持管理性　：ゲート・開閉装置の維持管理の項目・頻度、塵芥・異物・堆積土砂の除去、油圧式開閉装置からの漏油の可能性

e. 流水阻害　　：門柱による流水阻害、扉体による通水断面阻害

f. 経済性　　：建設費、維持管理費

② 柔構造樋門は、地盤の残留沈下に追随する構造のため門柱の沈下・傾斜が発生する。引上げ式ゲートでは、門柱の沈下・傾斜が大きくなると、開閉荷重の増加など、表 6-4-11 のような影響が想定されるため、設計にあたって予め対応策を検討する必要がある。

表 6-4-11　ローラゲートの検討事項

設備区分	想定される問題点
扉体・戸当り	● 沈下による設計水深の増加。 ● 扉体が傾くことにより水密ゴムが戸当りと接触できず止水が困難となる。あるいは、必要以上の接触による、開閉操作時の捲くれ込みによる損傷や磨耗。 ● 扉体傾斜による主ローラの扉体自重の分力の作用。 ● 戸溝部の土砂堆積によるゲート不完全閉鎖。
開閉装置	● 水密ゴムと戸当りとが常時接触することによる開閉荷重の増加。 ● 開閉装置内部のバックアップローラとラック棒の接触によるラック棒への付加曲げモーメントの作用。 ● 中間振れ止めとラック棒の接触による開閉荷重への過負荷・開閉不能及び負傷。 ● 開閉装置の傾斜による、開閉装置ケーシング合わせ面からの潤滑油のにじみ・漏れ。
管理橋	● 沈下・傾斜による支承部の変形・破損。
その他	● 電線管類の沈下・傾斜による構造物継手部での破損・断線。 ● 架空線の径間の変化による頭上余裕高の不足あるいは過度の張力による断線。 ● 函体底部・戸溝部の土砂堆積による通水断面の阻害。

(4) ゲートの構造

ゲートの構造は、次の仕様を原則とする。

また、ゲートの維持管理、更新を踏まえ、必要に応じてゲート前面に点検用歩廊の設置を検討する。

① 扉体

a. ゲート材質は鋼構造又はこれに準ずる、十分な強度と耐久性を有する構造とする。

b. 主桁の配置、本数、断面寸法は、合理的・経済的に決定する。

c. 引上げ式ゲートの全開時におけるゲート下端高は、樋門の頂板高以上とし、樋門の有効断面に食い込まない構造とすることと、修理等のためゲートを戸溝から取り外せるようにする。

② 戸当り

a. 門柱戸当りは、ゲートの修理点検が容易にできるように取り外し可能なものとする。

b. 底部戸当り面は、函渠底版と同一平面とする。

③ 開閉装置

a. **開閉装置の形式については、ゲート規模、設置条件、開閉荷重、揚程等を考慮して、開閉動力形式および動力伝達形式を検討する。**

b. ラック式の場合の開閉動力は、信頼性・維持管理の容易性から電動機を標準とし、手動装置等の予備動力を備える。

④ 機側操作盤

a. 機側操作盤には、制御機能、監視機能、保護機能などゲート操作・監視に必要な機能を設ける。また、ゲート開度計を設けることを標準とする。

b. 機側操作盤の制御回路は、信頼性を考慮して簡素化を図り、ゲートを確実に開閉できる構成とする。

⑤ 電源

a. 樋門の操作、監視、制御および照明等は確実性の高い商用電源の使用を標準とする。なお、山間部などで受電が困難な場合は、内燃機関や太陽光発電の採用を検討する。

3) ゲート操作台、上屋および管理橋

(1) ゲート操作台

門柱の上には、ゲート操作用の開閉機を設置するため、門柱と一体構造の操作台を設けるものとする。ゲートの操作台に設置される機器は一般に以下のものが考えられる。

① 開閉装置

② 機側操作盤

③ 照明設備

④ 水位計盤、CCTV 装置

操作台には、ゲート操作および維持管理に対して十分な広さを有するものとし、規模の大小を問わず、上屋を設けるものとする。操作室を設置しない場合は、ラック棒にカバーを設け、防鳥対策を施すものとする。

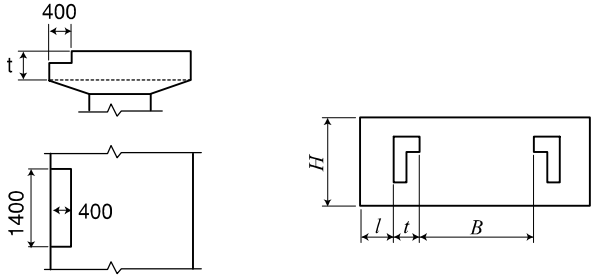
また、上屋設置後の開閉装置の維持管理、更新を踏まえ、機器の搬出入のための搬出入口、吊り上げ機（チェーンブロック等）の設置を検討する。

ゲート操作台の平面寸法の目安を、表 6-4-12、図 6-4-19 に示す。

表 6-4-12 操作台の平面寸法の目安（m）

操作台の幅（H）			操作台の張り出し長（l）		
函体の内寸法（B）	上屋無し	上屋有り	上屋の有無	１本吊りのゲート	２本吊りのゲート
B＜2.0	2.5	3.0	無し	0	1.3-t
B≧2.0	3.0	3.5	有り	0.5	1.5-t

〔土木標準設計〕



〔土木標準設計〕

図 6-4-19 操作台の標準的な平面形状

(2)　上屋

上屋の景観は、対象箇所の川づくりにおける景観方針に配慮する。また、周辺の市町村の景観計画を確認し、高さ制限、色彩制限等を確認する必要がある。また、周辺自治体の景観計画がない場合でも、上屋、門柱、ゲートがシンプルで周辺環境に調和した印象を与えるように、形状、構造、色彩等に配慮することが必要である。

なお、色彩、デザインの検討にあたっては以下を参考とする。

①　「未来を拓く中部の景観づくり実践編」

②　小規模工事・維持管理等における色彩・デザインの手引き（案）

③　中部地方整備局　公共事業における色彩・デザイン指針

(3)　管理橋

土木標準設計の管理橋は平面支承方式であり、可動端側の支承のアンカーホールを 50～60mm の長穴とし、ある程度の伸縮・移動を許容する構造となっている。

堤防高と操作台の高低差が生じ、管理橋ではなく管理階段を設ける必要がある場合は、点検者に配慮し、極力緩い勾配となるよう階段の構造を検討する。

4) 配管類

樋門、橋台等その機能上やむを得ず堤防の定規断面内に設けることが必要となる工作物以外は、堤防の定規断面内に設置しないことを基本としている（許可基準）。その他、樋門への給電配管や油圧配管等の設置にあたっては、以下の許可基準に準拠する。

① 堤防法線に対し直角に配管することを原則とし、縦断的に配置しないことを基本とする。

② 圧力配管は、二重構造（**二重さや管構造等**）とする。

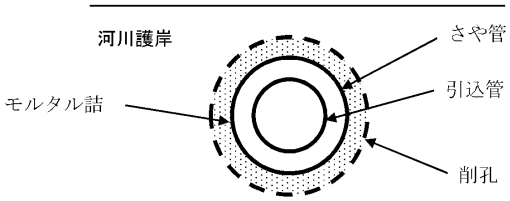


図 6-4-20 二重さや管構造のイメージ

③ 堤防乗り越し管は、堤防の表法肩から堤外側部分については流水の乱れを大きくしないような対策を講ずる。

④ 堤防乗り越し管は、堤防の天端及び裏法肩から堤内地側の部分については堤防の定規断面内に設置しないものとする。

⑤ 堤防乗り越し管は、管類の振動が堤防に支障を与えないよう必要な対策を講ずるものとする。

なお、門柱の沈下・傾斜に対しては、可撓管の採用、十分な余長をもった配線等、慎重に検討する事とする。

5) 照明

樋門の操作室には運転操作あるいは点検・整備に必要な照明設備を設置する。

また、ゲート周りや量水標、流水状況が確認できるよう屋外にも照明設備を設置する。

光源や照明器具は、設置場所や環境条件に適したものを選定し、効率的な照度や配置・数量になるよう検討すること。

6) 水位計

樋門の川表及び川裏側には、量水標を必ず設ける。

また、水位把握の確実性、安定性、ゲートの操作性等の操作環境に配慮して、量水標とは別に水位計を設置し、操作室内で確認できるようにする。

水位計は、様々な形式があるが、流水、風波浪等の影響を除去して、必要な精度を確保する必要がある。このため、高水時の流水の影響、風の吹寄せを受けにくい場所、河床変動が少ない場所、流木や塵芥の影響の少ない場所を選定する。

6-4-7　翼壁の設計

(1)　翼壁の構造

①　翼壁の平面形は本川および支川の河状を考えて決定する。翼壁の断面形は、U 形タイプを標準とする〔柔構造樋門（共通）6.2〕。

②　翼壁の形状は、つま先およびかかと版には、テーパーおよびハンチを設けないものとする。また、たて壁には勾配を設けないものとする。

③　翼壁の部材形状は、等厚の矩形断面とする。なお、場所打ちコンクリートの最小部材厚は、たて壁、底版とも 40cm（10cm ピッチ）とし、幅の寸法は 50cm ピッチとする。

④　翼壁の端部は水路の洗掘等を考慮し、堤防に平行な取付水路護岸の範囲、又は翼壁端部の壁高に 1m 程度を加えた値以上を嵌入させる。翼壁の天端は原則として計画堤防断面に合致させる。

⑤　翼壁は、自立構造とし樋門本体と分離させるのが一般的である。構造は、鉄筋コンクリート造りを原則とし、樋門本体と翼壁の接合部は、可撓性のある止水板（銅板、塩化ビニール板等）および伸縮材（エラスタイト、セロタイト等）または可撓性継手を使用し、本体と翼壁の接続部に相対変位が生じても水密および構造の安全を確保できるようにする。

⑥　翼壁部には、函体との接続部の目視点検やゲートの点検を踏まえ、河道内に容易に降りることができるようにタラップ、はしご等の設置を検討する。

(2)　翼壁の安定

翼壁の端部（ウィング部分）の設計においては、原則として単位幅当りで安定を確保する（図 6-4-21 参照）。ただし、翼壁のウィング部が水路部と一体とみなしうる場合は、翼壁全体に作用する外力に対し一体とみなせる底版の範囲を安定計算に考慮することができる（図 6-4-22 参照）。

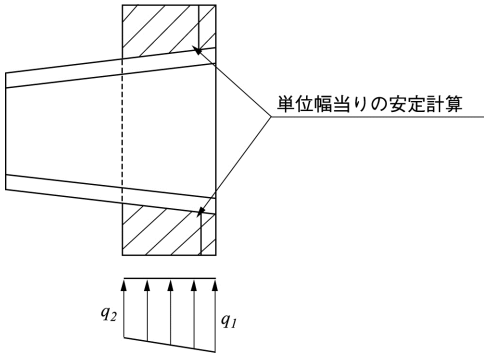
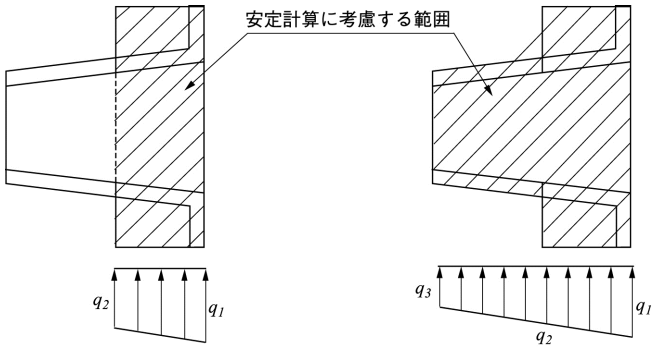


図 6-4-21　通常の安定計算の場合



〔柔構造樋門（共通）7.12〕

図 6-4-22　翼壁の安定に考慮する底版の範囲の考え方

6-4-8　しゃ水矢板の設計

(1)　しゃ水矢板の目的

構造物周辺の水みちは、河川の水位変動（中小洪水、潮位変動等）や降雨による堤体内の間隙水圧の上昇等による土粒子の吸出しの繰り返し作用によって、進展・拡大していき、連続した空洞として形成されるものである。

しゃ水矢板の目的は、このような浸透流による悪影響に対する安全を確保するため、浸透流が構造物と地盤の接触面に沿って流れ易いことから図 6-4-23 に示すように鉛直方向の浸透流と水平方向の浸透流を想定し、Lane（レーン）の提案に基づく加重クリープ比による方法によりそれぞれ必要な浸透経路長が確保できるしゃ水矢板を設けるものである。

Lane（レーン）の荷重クリープ比　　〔柔構造樋門 第 7 章〕

①　鉛直方向の浸透路長　　$C_v \leqq \dfrac{\dfrac{L}{3}+\sum \ell_v}{\Delta H}$

②　水平方向の浸透路長　　$C_h \leqq \dfrac{\dfrac{L}{3}+\sum \ell_h}{\Delta H}$

ここに、　C　　：加重クリープ比

L　　：本体および翼壁の水平方向の総浸透経路長（m）

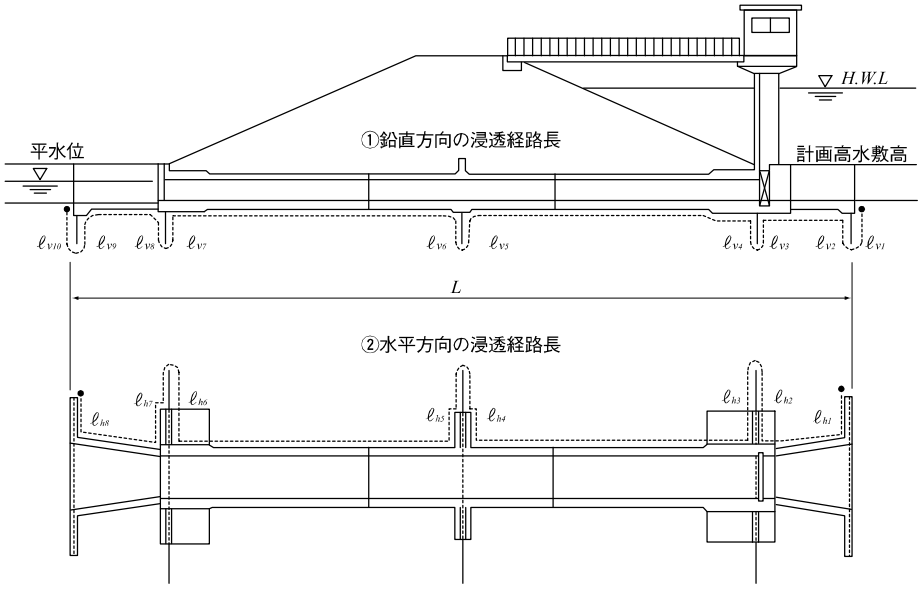
$\sum \ell_v$　：しゃ水矢板等の鉛直方向の総浸透経路長（m）

$\sum \ell_h$　：しゃ水矢板等の水平方向の総浸透経路長（m）

ΔH　　：内外水位差（m）

表 6-4-13　加重クリープ比　（Lane の原典より）

区　　分	C	区　　分	C
極めて細かい砂またはシルト	8.5	栗石を含む粗砂利	3.0
細　砂	7.0	栗石を礫を含む砂利	2.5
中　砂	6.0	軟らかい粘土	3.0
粗　砂	5.0	中くらいの粘土	2.0
細砂利	4.0	堅い粘土	1.8
中砂利	3.5	非常に堅い粘土	1.6



〔柔構造樋門（共通）7.13〕

図 6-4-23　鉛直方向と水平方向の浸透経路

(2)　しゃ水矢板の課題と対応

しゃ水鋼矢板による樋門本体への悪影響は、① 鋼矢板の支持効果の影響によるもの、② 鋼矢板に作用する周面摩擦力の影響によるものに大別される。いずれも、樋門の周辺地盤の沈下に伴う樋門と周辺地盤との相対沈下を原因として発生する。したがって、しゃ水矢板に鋼矢板を用いる場合で基礎地盤に沈下の課題がある場合は、十分検討して適切に対応する。

①　鋼矢板の支持効果による影響

しゃ水鋼矢板の支持効果は、浮き直接基礎の樋門において長いしゃ水鋼矢板とする場合や鋼矢板の先端が中間支持層に着底している場合に生じ易い。鋼矢板の先端部が砂層に到達する場合は、先端支持効果が発生する可能性が高いので注意が必要である。

②　鋼矢板に作用する周面摩擦力の影響

鋼矢板に作用する周面摩擦力の影響としては、正の周面摩擦力によって①に示したような支持効果として機能することもあるが、一般的には周辺地盤の沈下による負の周面摩擦力によってしゃ水鋼矢板が函体を地中へ引き込むように作用する。

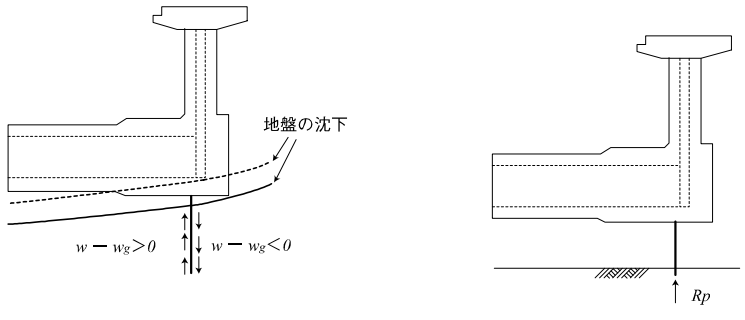


図 6-4-24　しゃ水工による本体への影響

これらに対する一般的な対応の考え方を以下に示す。

a. しゃ水鋼矢板の先端が砂層等に着底する場合は、着底しない長さとする。着底が避けられない場合は、鋼矢板から伝達する力を遮断する工夫を要する。長いしゃ水鋼矢板が必要となる場合は、設置箇所を増やしてしゃ水鋼矢板の長さを短くする。

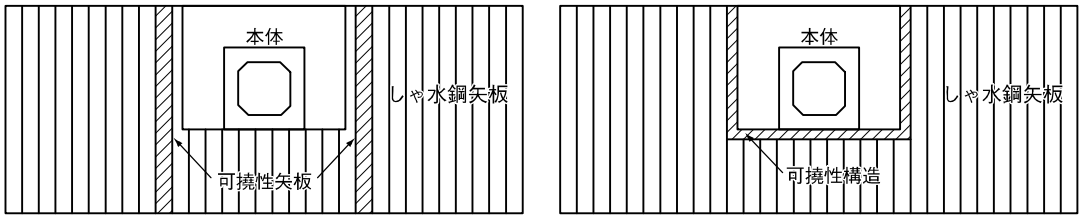
b. しゃ水鋼矢板が負の周辺摩擦力によって本体から脱落する等でしゃ水機能を失うことのないように「ひげ鉄筋」（D16、t=500mm）を用いる等、配慮した構造とする。

c. しゃ水鋼矢板と本体との接続部に可撓性矢板を設ける、あるいは可撓性構造とする（図 6-4-25 参照）。

d. しゃ水鋼矢板の支持効果の影響を本体の縦方向の計算に考慮し、函体の安全を確認する。

e. 円形たわみ性管体のしゃ水矢板としては、図 6-4-26 のような構造がある。

f. 今後の検討課題ではあるが、しゃ水矢板自体が変形する構造とすることが有効である。



(イ) 可撓性矢板による変位吸収　　(ロ) 可撓性構造による変位吸収

図 6-4-25　しゃ水鋼矢板の変位を吸収する構造

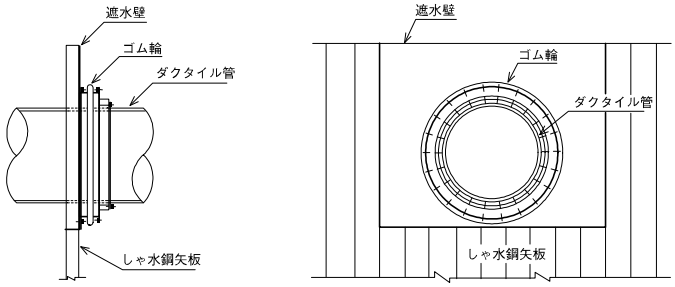


図 6-4-26　ダクタイル鋳鉄管のしゃ水工の構造例

(3) しゃ水工の設計上の留意事項

① 粘土における加重クリープ比

細かい砂またはシルト粒子は、浸透流によって運搬されやすい。これに対して粘土層は透水係数も小さくまた粘着力があるので浸透流による土粒子運搬の危険は少ない。粘土とシルトの荷重クリープ比は大きく異なるため、粘土の荷重クリープ比を用いる場合は、その土層の判定には十分留意し、確実に粘土層であることを確認しなければならない。しかし、シルト層と粘土層の判定が難しい場合は、シルト層として扱うのがよい。

② 水平方向の浸透路長

水平方向のしゃ水工を検討する場合は、浸透流が水平方向に卓越する性質があることを考慮する。「矢板長は矢板間隔の 1/2 以内」という考え方は、図 6-4-27 に示すように隣接するしゃ水工における実際の浸透流は、設計で想定したように流れない可能性があることに対応したものである。

浸透経路長に基づくしゃ水工の設計は、浸透流による影響を定量的に評価する方法ではあるが万能ではないので、浸透流がどのように流れやすいかを考えて対応することが必要である。

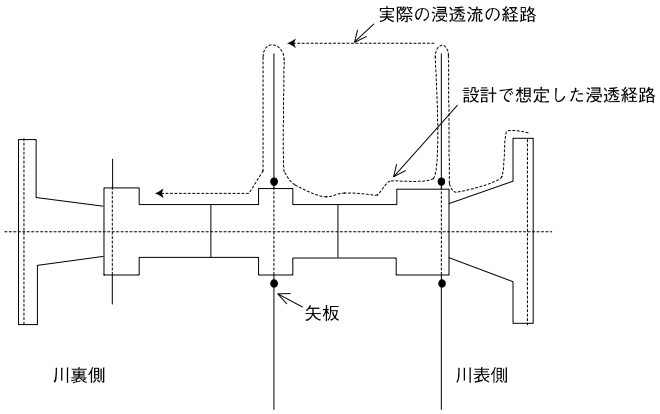


図 6-4-27 水平方向の浸透経路の例

③ 吐出樋門の浸透経路の考え方

吐出樋門の場合の浸透流は、図 6-4-28 に示すように堤内地盤高が高くない場合などでは、函体底面から抵抗の少ない法尻部に浸出すると想定される。このような場合は浸透流が法尻部付近の堤内地盤に浸出すると仮定して、浸透経路長の計算に考慮する函体長は法尻部まで、あるいは法尻部から法尻部における函体底面からの土かぶり厚の３倍程度の函体長までを考慮できる限界とするのがよい。

この場合の堤内側の水位は、浸透流が浸出する場所の（支川）水位あるいは地下水位とするのがよい。地下水位は、堤外が高水位のときの地下水位であり、降雨等の影響によって地下水位が堤内側地盤高まで上昇する場合は、堤内側地盤面としてもよい。

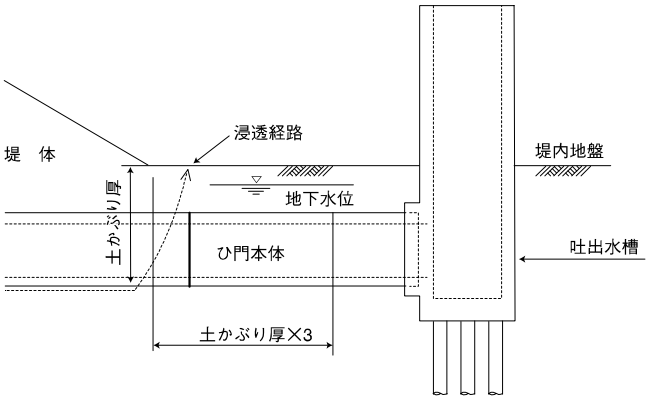


図 6-4-28 吐出樋門水槽に接続する樋門の浸透経路

(4) しゃ水矢板の構造

しゃ水矢板は、本体との接続部の水密性を確保し、しゃ水矢板による本体への悪影響防止に配慮した構造とする。

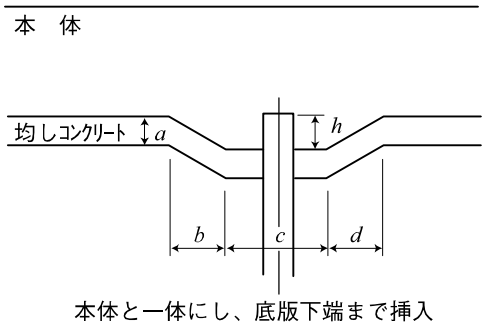
① 鉛直方向のしゃ水矢板

a. 鉛直方向のしゃ水矢板の長さは、各箇所ともできるだけ同一長とするのがよい。

b. しゃ水矢板を本体底版と結合する場合は、図 6-4-29 に示す構造を標準とする。ただし本体としゃ水矢板の間に可撓性構造を考慮する場合は、これによらなくてもよい。

c. しゃ水矢板をジェット工法で打込むことは、堤敷をかく乱するため、原則として用いてはならない。

d. **しゃ水矢板の打込みが困難な場合は、深さ 1m程度のコンクリートカットオフとしてもよい(図 6-4-30 参照)。**



名称	寸法
a	100or※200
b・d	200
c	500or※600
h	100

※100mm を標準とするが、地盤条件が良くないと判断される場合は 200mm としても良い。
※ハット型矢板の場合は、600mm とする。

図 6-4-29　しゃ水矢板と本体底版の取付け標準寸法

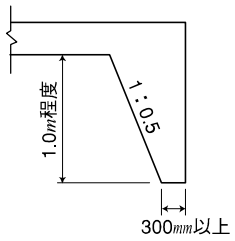


図 6-4-30　コンクリートカットオフの例

② 水平方向のしゃ水矢板

a. 水平方向のしゃ水矢板は、原則として川表から優先して 2 箇所以上設ける（図 6-4-31、図 6-4-32 参照)。

b. 水平方向のしゃ水矢板の設置幅は開削幅を原則とする。ただし、般入路等により大きくなる場合は流削幅とする（図 6-4-33(a) 参照)。浸透路長より求めた長さを満足しない場合は、設置箇所を増やして対応するのがよい。

c. 無堤部（新設）の場合は、原則として床堀線と矢板の接する点、もしくは鉛直方向のしゃ水矢板の長さのいずれか長い方の長さ以上とする（図 6-4-33(b) 参照)。

d. 水平方向のしゃ水矢板の設置幅が 2m を超える場合は、原則として可撓性矢板を設ける。ただし、樋門を直接基礎(無処理地盤の残留沈下量が 5cm 以下)とする場合は、可撓性矢板を設置しなくてもよい。

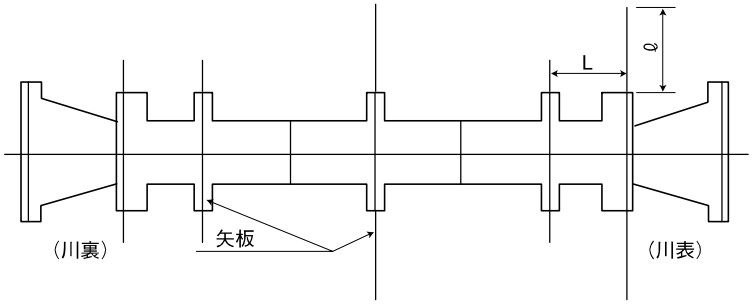


図 6-4-31　水平方向のしゃ水矢板の設置箇所（ℓ ＞ L/2 の場合）

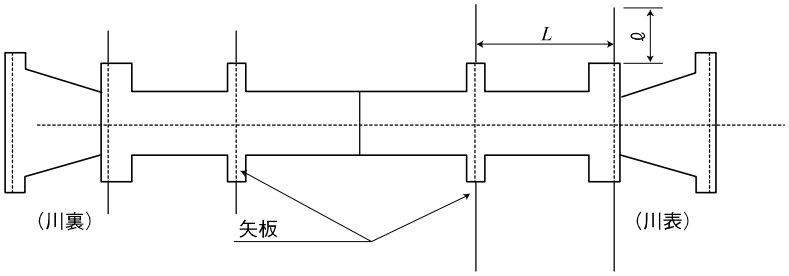


図 6-4-32　水平方向のしゃ水矢板の設置箇所（ℓ ≦ L/2 の場合）

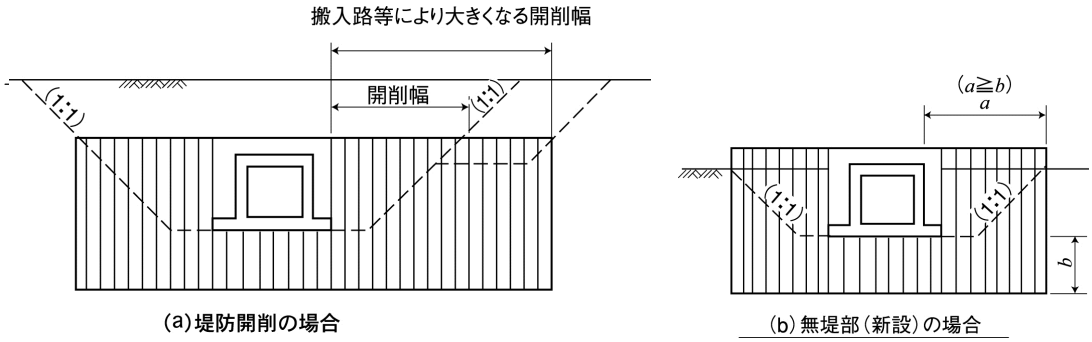


図 6-4-33　水平方向のしゃ水矢板の設置範囲

6-4-9　構造細目

1)　本　体

(1)　本体長の決定

本体長は、原則として図 6-4-34 に示すように計画堤防断面の川表および川裏のり尻までとする。

門柱位置は、図 6-4-35 により検討する。

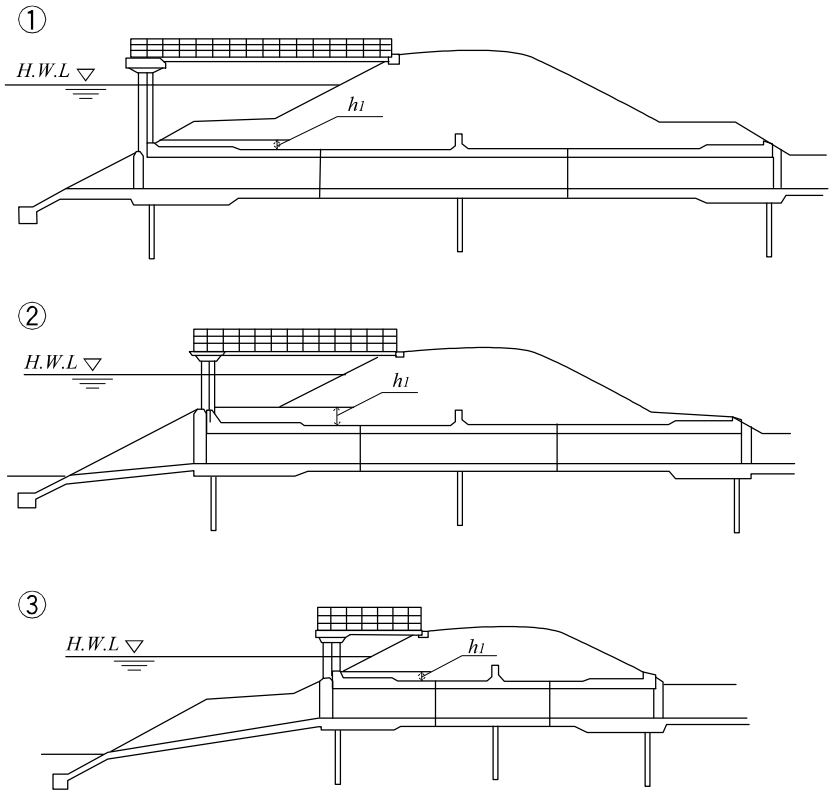


図 6-4-34　本体長の決定の考え方

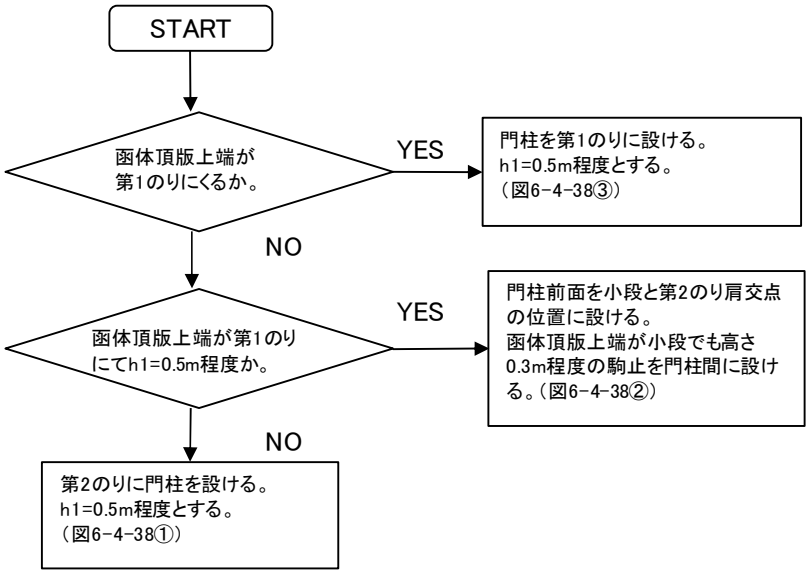


図 6-4-35　門柱位置の検討フロー

(2)　函体の最小鉄筋量〔柔構造樋門（共通）7.14.1.2〕

鉄筋コンクリート構造の函体の最小鉄筋量は以下のとおりとする。

・　函体横方向の最小鉄筋量は、コンクリート有効断面積の 0.2%以上とする。

・　函体縦方向の最小鉄筋量は、コンクリート有効断面積の 0.3%以上とする。

(3) 函体端部の構造〔柔構造樋門（共通）6.1.5〕

函体端部は、門柱、胸壁と一体構造とし、適切なスパン長を確保する。

① 函体端部は、原則として堤体に適切な長さの端部スパンを貫入させることによって安定を図る。

② 函体端部は、原則として図 6-4-36 に示すように函体端部の頂版部および川表側端部の側壁の厚さを増して補強する。ただし、頂版および側壁の厚さが 50cm 以上の場合は補強しなくてもよい。

③ 函体端部の底版厚さは、下部戸当たりに必要な厚さを考慮して定める。胸壁の底版厚さは、本体の底版厚さと同一となるように定めるのがよい。

④ 函体端部には、維持管理、点検の際に函体内を締切るための角落としを設ける。また、締切り用資材の共有化が可能な場合は、それらを活用できるよう角落としの仕様・寸法を決定する。

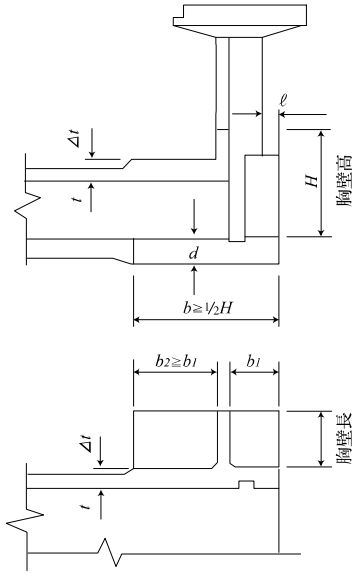


図 6-4-36 函体端部の構造

表 6-4-14 RC 構造の函体端部の寸法の目安

記号	寸法のおよびその説明		
t	頂版厚、側壁厚		
$\triangle t$	$t \geqq$ 50cm		補強を要しない。
	$t <$ 50cm		上限値を 50cm とし、$t/2$ の補強 全体厚は 10cm まるめの切り上げ
d	胸壁底版厚と同じとする。		
b	函体側壁に配置される斜め補強筋の配筋を考慮した長さとする。		
ℓ	一連	スライドゲート	40cm
		ローラーゲート	50cm
	二連	$b_1/2$ + 10cm b_1：中柱幅	

〔柔構造樋門（共通）6.1.5〕

(4) 胸　壁

① 胸壁は、たて壁と底版の付け根にハンチを設けない単純化した形状とする。

② 胸壁の天端は、計画堤防断面内の護岸にクラック等の悪影響を与えない高さとする。護岸への悪影響が予想される場合は、胸壁天端を護岸表面に露出させ、胸壁に接続するしゃ水矢板の天端は護岸下面以下とするのがよい。

③ 胸壁のたて壁の壁厚は、結合するしゃ水矢板を考慮して決定する〔(4)しゃ水壁 参照〕。

(5) しゃ水壁

① しゃ水壁の高さおよび幅は原則として 1.0m 以上とする。

② しゃ水壁は、たて壁と底版の付け根にハンチを設けない単純化した形状とする。

③ たて壁の壁厚は接続するしゃ水工の構造を考慮して決定するが、しゃ水工として鋼矢板を使用するときは、60cm 以上とするのがよい。(図 6-4-37 参照)。

④ しゃ水矢板は、ハット型鋼矢板も比較を行い、しゃ水壁に 20cm 以上貫入させる。ただし、可撓性矢板については標準型としてもよい。

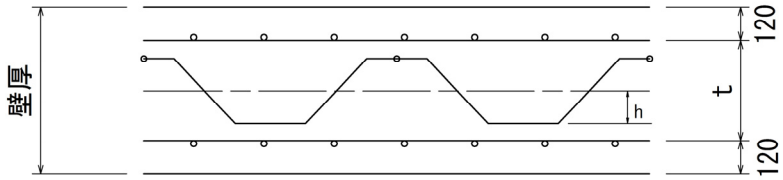


図 6-4-37　ＲＣ構造のしゃ水壁の厚さ

(6) 扉　室

堤外水路が暗渠構造の場合は、必要に応じて堤外水路の暗渠と樋門の函体を接続する扉室を設ける。

① 扉室は函渠、門柱、胸壁と一体構造として設計するものとする。

② 取水樋門で敷高が低い場合や、川表側の取付水路が長く維持管理が容易でない場合、あるいは、高水敷が公園等に利用されている場合等では川表水路を暗渠構造とし、図 6-4-38 に示すような扉室を設ける。

③ 扉室の構造は、土砂やごみ等の流入を防ぐようにし、維持管理のためのマンホールや梯子を設ける。また、扉室と川表側暗渠の接合部は水密構造とし、かつ暗渠の変位にも対応できる構造とする。

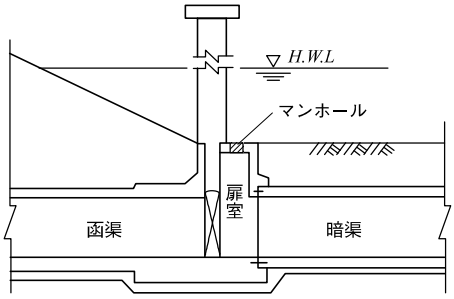


図 6-4-38　扉　室

(7) 管理橋 〔柔構造樋門（共通）6.1.11、7.10〕

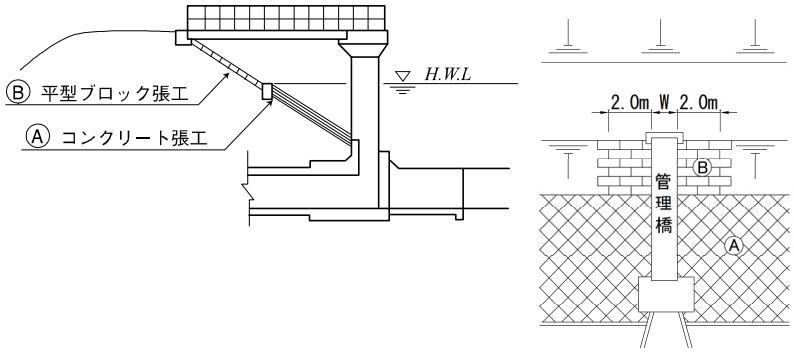
① 管理橋の幅員は1.0m以上とし、橋体は原則として1スパンとして、高さ110cm以上の高欄を設ける。

② 管理橋は、操作台が堤防天端高より著しく高い場合は、階段またはタラップ構造とする。

③ 管理橋の支承は、地震時の落橋被害を最小限に抑えるために原則として門柱側を固定とし、堤防側を可動とするのがよい。可動側支承の遊間は、門柱の傾斜の影響を考慮して設定する。

管理橋下から受ける暴風によって管理橋が浮き上がらないように、必要に応じて支承には落橋防止装置を設ける。

④ 管理橋の設置に伴い、日照が阻害され芝の成育が悪くなる。また、管理橋からの雨水や天端からの排水によりのり面が痛み、排水の水みち（凹み）ができるため、管理橋下の計画高水位以上の堤防のり面にはのり面保護工を設ける。のり面保護工の構造は、平ブロック張等とし、その範囲は、管理橋の上下流端から、それぞれ45°以上（2.0m程度）とする（図6-4-39参照）。



※土堤とブロック張の接続部は、雨裂防止のためブロックを千鳥配置にする。

図 6-4-39 管理橋下ののり面保護工

2) 水叩き

水叩きの長さは翼壁と同一とし、流水による洗掘に配慮した構造とする。

水路幅が広く底版が厚くなる場合の逆T形タイプの翼壁区間に設ける水叩きは、規模が大きい場合を除いて次の仕様を標準とする。

① 水叩きと翼壁底版との接続部には、不等沈下に対応できる止水板あるいは可撓性継手を設けて水密性を確保する。

② 川表、川裏における揚圧力は、特別な場合を除き計算しないものとする。

③ 最小部材厚は、40cmとする。

④ 鉄筋は、D13、25cmピッチ（タブル）に配筋するものとする。

3) 取付水路

取付水路は、流水の疎通に支障がなく、本川洪水時に堤防に悪影響のない構造とする。

① 河岸防御ラインが設定されている区間に取付水路を設計する場合は、河岸防御ラインの内外で構造形式を変えるかどうかの比較検討を行う。

② 取付水路はコンクリート張等に準じた構造とする。

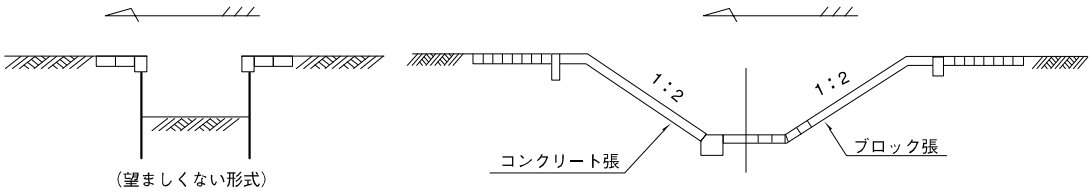


図 6-4-40　取付水路の構造（例）

③　取付水路ののり面勾配は 2 割以上の緩やかな勾配とするものとする。

④　樋門の堤内水路を堤防に沿って設ける場合は、堤脚から取付水路の深さの 2 倍以上（2Hルール）の距離を離すのが原則である。水路の基礎材も堤防定規の外に配置するものとする。

⑤　川表の取付水路は、高水敷の上下流の一体的利用が損なわれないように、取付水路の横断や親水性などに配慮する〔柔構造樋門（共通）6.4〕。

4)　護床工

川表、川裏の水叩きと取付水路の間には、原則として屈撓性のある護床工を設ける。

護床工は、流速に対する安定性を確保した重量を有するものを選定し、据付費を含めた経済性に優れるものを採用する。

5)　取付護岸工

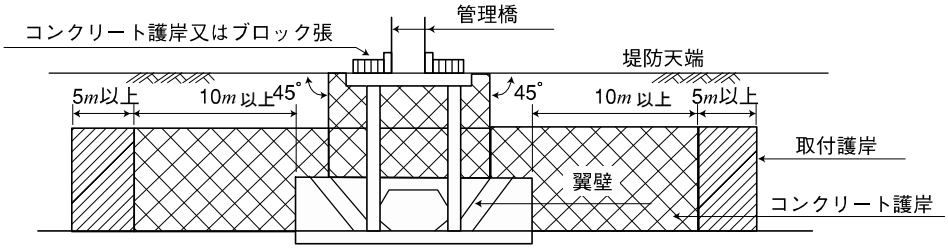
本堤川表には、樋門両端から上下流にそれぞれ 10m 以上で計画高水位以上の範囲に、堤防を保護する護岸を設ける（構造令）。護岸の範囲は、次の事項を考慮して決定する。

①　洗掘防止及びのり面保護のため、河状に応じて計画高水位以上の高さまで護岸を設けるものとし、その範囲は胸壁又は翼壁のいずれかの長い方の端部から上下流それぞれ 10m 以上、または H.W.L 位置の堤防開削幅＋5.0m 以上のいずれか大きい区間とする。詳細については、図 6-4-41、図 6-4-42 により決定する。

なお、既設護岸と近接する場合には、原則としてその間は空けずに接続する。

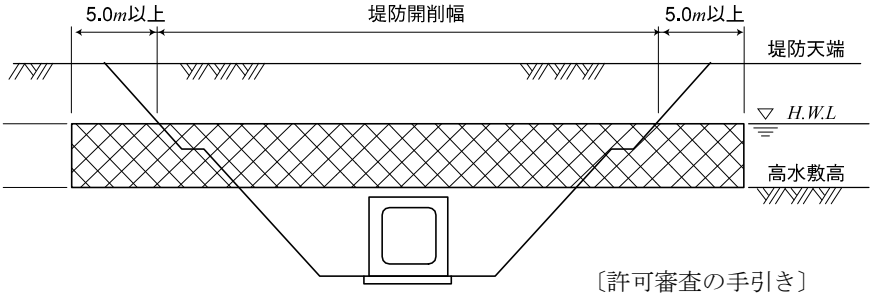
②　工事施工上、堤防開削した場合の復旧後の護岸は、計画高水位以上の高さまで施工することは当然であるが、その範囲は、前述 ① にかかわらず図 6-4-42 によるのが原則である。

③　土堤とブロック張の接続部は、雨裂防止のためブロックを千鳥配置にする。



〔許可審査の手引き〕

図 6-4-41　護岸正面図



〔許可審査の手引き〕

図 6-4-42　堤防開削部の護岸

6)　高水敷保護工

高水敷保護工の長さは、原則として取付護岸工（高水護岸工）と同じ長さとする。その幅は 3m以上を基本とする。

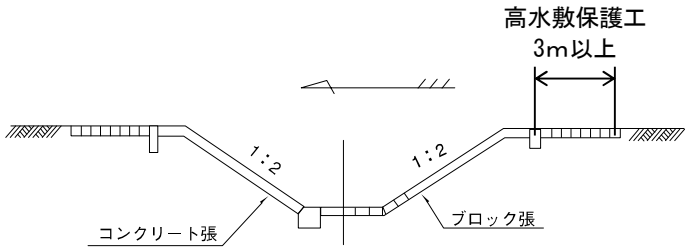


図 6-4-43　高水敷保護工

7)　付属設備

付属設備として、以下に示すような階段、量水標、防護柵を設ける。

①　階段

a.　川表・川裏に階段を設けるものとし、位置は川表・川裏が一直線上に設けることを原則とする。

b.　大規模な樋門には、上下流に設けることが望ましい。

c.　階段の構造は、本編 2-3-4　8)に準じるものとする。

②　量水標

川表および川裏には水位標を必ず設置する。取付位置は翼壁および門柱とする。

③　防護柵

川表および川裏の胸壁、翼壁には、必要に応じて転落防止の防護柵を設置する。防護柵は、ステンレス製・アルミ製を標準とする。

④　その他、必要に応じて、照明設備、操作員待機場、CCTV による監視操作等を設置するものとする。

6-5 基礎の設計

6-5-1 設計一般

1) 無処理地盤の検討

浮き杭基礎および浮き固化改良体基礎は、地盤改良の場合と異なり、地盤自体の変形特性や強度特性に大きな変化を与えるものではない。浮き杭あるいは浮き固化改良体によって変形特性・強度特性を改善するものであるが、その沈下抑制メカニズムは、周辺地盤（無処理部）との相互作用が重要な役割を果たす。このため、基礎の設計にあたっては、無処理地盤の挙動を精度良く把握し、無処理地盤の沈下・側方変位の検討を入念に行うことが重要である。

2) 直接基礎の検討

直接基礎は、函体直下の地盤が軟岩や砂礫地盤あるいは硬い砂層地盤などのように地盤が支持層としての条件を満足し、圧密沈下がなく即時沈下量が小さい場合で、地盤の残留沈下量が 5cm 以下の場合に適用する。

上記の条件を満足しない場合は、浮き直接基礎の柔構造樋門として設計する。

直接基礎の設計の詳細は、〔柔構造樋門（基礎）第 3 章〕による。

3) 柔支持基礎の検討

(1) 設計の考え方

柔支持基礎の設計は、土層分布の特性、無処理地盤の沈下挙動を十分に把握し、表 6-5-1 に示す設計の基本的考え方を考慮して設計する。

表 6-5-1 は、柔支持基礎の設計実務に配慮して基本事項を示したものである。したがって、より合理的な設計を拘束するものではないので、より精度の高い手法による場合は表 6-5-1 によらなくてもよい。

表 6-5-1　柔支持基礎の設計の基本的考え方

			浮き直接基礎	浮き固化改良体基礎	浮き杭基礎
設計モデル			----------	仮想ケーソン 仮想地中連続壁	群　杭
設計の考え方	主荷重		本体の縦方向の設計から得られる地盤反力	上載盛土 本体の縦方向の設計から得られる地盤反力	
	改良率		----------	30%以上	30%未満
	沈下抑制		地盤対策で別途検討	改良体による 圧密沈下層厚減少効果	群杭密度（改良率）による 圧密沈下層厚減少効果
	安定	周辺堤防が安定	基礎の安定は、確保されると考える。		
		周辺堤防が不安定	堤防の安定対策が必要	原則として堤防の安定対策を別途考慮する。	
	支持力		降伏変位量	正負の周面摩擦力がバランスする 基礎の根入れを考慮	
	応　力		----------	改良体頭部に作用する 地盤反力度以上	杭頭に作用する 地盤反力度以上
照査条件	沈下抑制		残留沈下量で照査済	許容残留沈下量以内	許容残留沈下量以内
	安　定		堤防の円弧すべり安全率で照査		
	支持力		降伏変位量	軟弱層に対して十分な根入れが確保されていれば、 通常、照査は不要	
	応　力		----------	改良体の許容応力度以内	杭体の許容応力度以内

注）改良率：図 6-5-6 参照

(2)　浮き直接基礎

浮き直接基礎は、地盤の残留沈下量が 5cm 程度以上の場合に適用する。

大きな残留沈下量を許容する浮き直接基礎の場合は、次の事項について検討する。

①　門柱の傾斜対策を検討し、管理橋の可動側支承の遊間を照査する。

②　門柱の施工、ゲートの取付けおよび管理橋の設置は、堤体盛土を行い地盤の沈下の進行を図った上で行うことが望ましい。

③　床付け面が軟弱の場合は、必要に応じて表層改良等の対策を行う。

(3)　浮き固化改良体基礎

浮き固化改良体基礎の適用にあたっては、柔構造樋門の特性を損なわないスムーズな残留沈下量分布が得られるように改良体を配置し、基礎の抜け上がりによる周辺堤防への影響について検討する。

浮き固化改良体基礎を検討する場合は、次の事項を考慮する。

①　改良体ブロックは継手位置で縁を切るとともに、函軸方向の残留沈下量分布に段差ができないように配置する。

②　浮き固化改良体基礎による沈下抑制量が大きい場合は、基礎端部において生じる沈下の段差が堤体に悪影響を与えないか検討し、必要に応じて地盤の沈下すり付け対策を考慮する。

③　改良体は、引張強さが期待できないので純引張応力や曲げ引張応力が発生しないように配慮する。

④　しゃ水工が改良体と一体化しないように必要な離隔距離を確保するなどで配慮する。

(4)　浮き杭基礎

浮き杭基礎は、改良率に応じて浮き太径群杭基礎と浮き細径群杭基礎に分類して扱うものとし、改良体および杭材の特性と短所を考慮して設計する。

①　浮き太径群杭基礎

a.　深層混合処理工法等の固結工法による固化改良体を用いて浮き杭基礎とする場合は、浮き太径群杭基礎と呼び、その改良率a_pは 10～30%程度とする。

b. 浮き太径群杭基礎に作用する荷重は、改良体間地盤には分担させず、改良体のみが負担すると考える。

c. 浮き太径群杭基礎は、主として改良体に圧縮軸力およびせん断力の作用を期待した設計とし、負の周面摩擦力や側方変位の作用によって改良体に引張応力や曲げ応力が発生しないように配慮する。

② 浮き細径群杭基礎

a. 既製杭等の比較的細径の群杭を用いて浮き杭基礎とする場合は、浮き細径群杭基礎と呼び、その改良率a_pは2～5%程度が適当である。

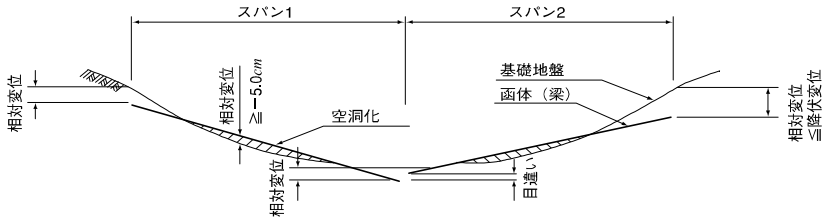
b. 浮き細径群杭基礎に作用する荷重は、杭体および杭間地盤が分担する。この分担割合は、杭頭処理（杭頭連結、ジオグリッド等の引張材敷設）の影響を考慮して決定する。

6-5-2　柔支持基礎の設計

1)　浮き直接基礎の設計

(1)　樋門本体〔柔構造樋門（基礎）4.2.3〕

浮き直接基礎の樋門本体の支持力は、地盤の支持力度（局部せん断破壊）に対して降伏変位量で照査する。本体底版下に生じる空洞量は、許容値以内とする。具体的には、本体の縦方向の計算で得られる樋門本体と地盤との相対変位量（相対沈下量）に基づいて次の２条件を照査する（図 6-5-1 参照）。



〔柔構造樋門（基礎）4.2.3〕

図 6-5-1　樋門本体と基礎地盤の相対変位（２スパンの場合）

① 樋門本体と地盤との正の相対変位量は、基礎地盤の降伏変位量（基礎幅の 1.0%かつ 5.0cm）以内とする。

② 本体底版下に発生する空洞量（樋門本体と地盤との負の相対変位量）は、−5.0cm 以内を目標とする。

なお、支持力に余裕のない地盤では、施工時に門柱部等が不同沈下する可能性があるので、必要に応じて施工時の地盤の支持力を照査する。

(2)　翼壁等〔柔構造樋門（基礎）4.2.3〕

翼壁等の浮き直接基礎は、転倒、滑動に対して安定でなければならない。支持に対する安定は、樋門本体と同様に基礎地盤の降伏変位量で照査する。

2)　浮き固化改良体基礎の設計

浮き固化改良体基礎の設計については、「柔構造樋門設計の手引きⅡ基礎構造編 4.3」を基本とする。

(1)　改良率と設計モデル

浮き固化改良体基礎は、改良体ブロックを一体の基礎として扱う。このために改良率は、30%程度以上とするが、一般には 30～50%程度を標準とする。

浮き固化改良体基礎の設計モデルとしては、表 6-5-2 に示すように仮想地中連続壁基礎あるいは仮想ケーソン基礎とモデル化して剛体と仮定する。また、樋門本体の底版反力を浮き固化改良体基礎に均等に伝達するため、基礎上面にはクッション材を設けることを原則とする。

表 6-5-2　浮き固化改良体基礎の設計モデル

改良体の配置	設計モデル
格子状	仮想地中連続壁基礎（剛体） 仮想ケーソン基礎（剛体）
杭　状	

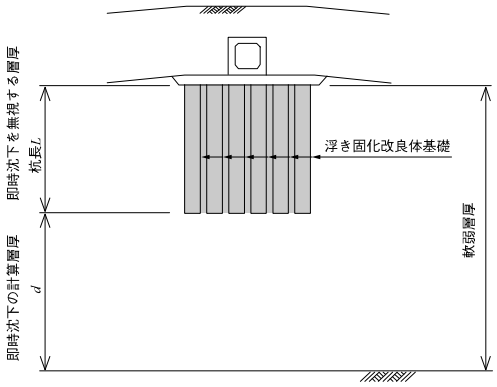
〔柔構造樋門（基礎）4.3.2〕

(2) 浮き固化改良体基礎の沈下量（沈下抑制効果）

浮き固化改良体基礎の沈下量は、基礎の上面に作用する荷重および周辺地盤の沈下に伴う負の周面摩擦力を考慮して求めることが望ましいが、通常は改良部の沈下量を無視し、基礎先端以深に分布する軟弱層等の沈下対象層の沈下量（即時沈下量、厚密沈下量）をもって浮き固化改良体基礎上面の沈下量としてもよい。

① 即時沈下量

浮き固化改良体基礎の即時沈下量は、図 6-5-2 に示すように基礎底面までの層厚を無視し、地盤に作用する荷重の作用位置を浮き固化改良体基礎底面として基礎底面以深の土層を対象に通常の即時沈下計算の方法により求めることができる。このときの荷重は、函体を無視した堤体盛土としてもよい。

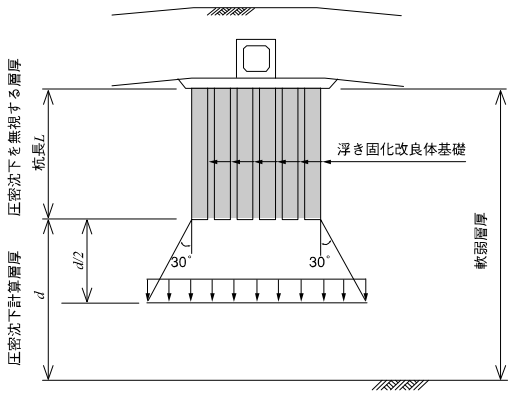


〔柔構造樋門（基礎）4.3.4〕

図 6-5-2 浮き固化改良体基礎の即時沈下量の計算モデル

② 圧密沈下量

浮き固化改良体基礎の圧密沈下量は、図 6-5-3 に示すように荷重の分散位置を浮き固化改良体基礎底面として通常の圧密沈下計算の方法により求める。このときの荷重は、函体を無視した堤体盛土、必要に応じて上載荷重（自動車荷重等）を考慮する。



〔柔構造樋門（基礎）4.3.4〕

図 6-5-3 浮き固化改良体基礎の圧密沈下量を求める場合の応力分散の考え方

(3) 負の周面摩擦力の影響

浮き固化改良体基礎の外周面には、周辺地盤の沈下によって負の周面摩擦力が作用する。基礎内部の改良体内にも負の周面摩擦力が作用するが、改良率を 30%以上とする基礎内部の負の周面摩擦力の影響はわずかであると考えて無視することとする。したがって、負の周面摩擦力の影響は外周部の改良体で検討する。

負の周面摩擦力を軽減する方法として、基礎の周辺に捨杭としての改良体を配置し、この改良体に負の周面摩擦力を受け持たせることで基礎本体への影響を軽減することができる。基礎周辺に浮き群杭を設けて地盤の沈下すり付け対策を行う場合には、この効果によって基礎本体に作用する負の周面摩擦力の影響は軽減されると考えてもよい。

(4) 改良体の応力度の照査

浮き固化改良体基礎に作用する鉛直荷重によって改良体頭部に生じる圧縮応力度およびせん断応力度は、改良体の許容応力度以下であることを照査する。

なお、負の周面摩擦力の影響が大きいと予測される場合は、その影響の大きい改良体を選んで圧縮応力度を照査する。

3) 浮き杭基礎の設計

(1) 浮き細径群杭基礎

① 杭間隔と群杭の杭長

既製杭等を用いた浮き細径群杭基礎は、杭による改良率を 10%程度以下として適用する。群杭の杭間隔は、群杭効果を考慮した杭の許容支持力と杭に作用する荷重を考慮した次式により検討することができる。

$$\ell_{max} = \sqrt{\frac{q_0}{q_i}} \quad \text{---------- 式 6-5-1}$$

ここに、

ℓ_{max} ： 群杭効果が得られる最大杭間隔（m）
q_0 ： 杭 1 本が分担する荷重強度（kN/m²/本）
q_i ： 群杭 1 本あたりの許容支持力（kN/本）

細径群杭の杭長は、杭間隔と杭の許容支持力（群杭効果を考慮する）を考慮して決定するが、群杭の杭先端位置は、基礎地盤の土層構成に応じて軟弱層を単層とモデル化できる場合と中間砂層等が分布し複層としてモデル化する場合に分けて、一般的に次のように考えることができる。

a. 沈下対象層が単層とモデル化できる場合

軟弱層の層構成が比較的単純で、沈下対象層とその下位に洪積層等の比較的固い層や支持層がある場合は、次の条件を満足する杭長とするのがよい。

- 沈下対象層の深さの概ね 5～6 割以上の杭長を確保することが望ましい。
- 群杭（杭体）が沈下した場合でも杭先端が支持層に着底しない長さとする。

b. 中間砂層等が分布し複層としてモデル化する場合

軟弱層中に層厚 2m 程度以上の砂層が分布するなど中間層がある場合は、群杭の杭先端をこの層に置くことを検討することで、比較的大きな沈下抑制効果と不等沈下の軽減を得ることができる。ただし、一部の杭先端の地盤が塑性化して大きな不等沈下を発生する、あるいは杭体に大きな応力が発生する可能性があるので杭体の安全性の確保に十分な配慮が必要である。

② 浮き細径群杭基礎の沈下計算

a. 即時沈下量

浮き細径群杭基礎の即時沈下量は、図 6-5-4 に示すように基礎先端の深さまでを杭体と現地盤で構成された複合地盤と考え、この複合地盤の変形係数E_{m0}を用いるものとし、基礎先端から下の原地盤はその変形係数E_{ci}を用いて多層地盤の換算変形係数E_mを算出して帯状荷重を載荷した通常の即時沈下計算の方法により求めることができる。

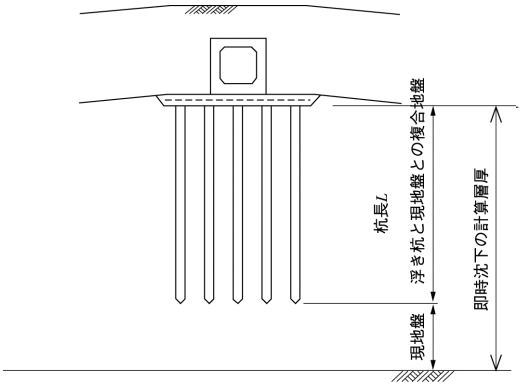


図 6-5-4 浮き細径群杭基礎の即時沈下量の計算モデル

杭体と現地盤との複合地盤の変形係数は次式で求めることができる。

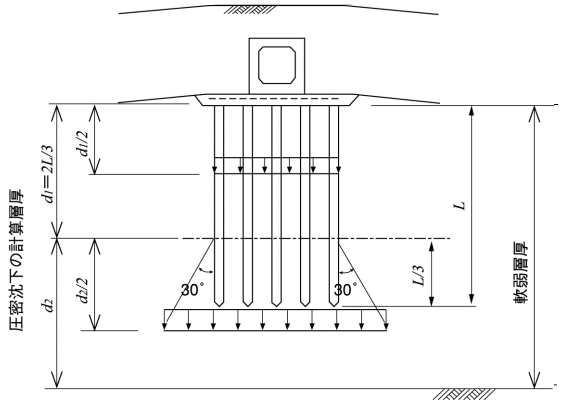
$$E_{m0} = (1-a_p)\,E_c + a_p \cdot E_p \quad \text{---------- 式 6-5-2}$$

ここに、

E_{m0} ： 杭体と原地盤との複合地盤の平均変形係数（kN/㎡）
E_c ： 原地盤の鉛直方向の変形係数（鉛直方向）（kN/㎡）
E_p ： 杭体の鉛直方向の変形係数（kN/㎡）
a_p ： 改良率

b. 圧密沈下量

浮き細径群杭基礎の圧密沈下量は、杭先端地盤の圧密変形のみならず、杭間地盤の圧密変形を考慮する。杭間地盤の圧密変形は、杭間地盤の増加応力を推定して検討する。



〔柔構造樋門（基礎）参考資料〕

図 6-5-5 浮き細径群杭基礎の圧密沈下量を求める場合の応力分散の考え方

(2) 浮き太径群杭基礎

① 杭間隔と群杭の杭長

固結工法による固化改良体を用いて浮き太径群杭基礎とする場合の杭間隔は、改良率a_pが 10～30%程度を標準的とする。固化改良体は引張強さが小さいため、負の周面摩擦力の影響や側方変位の影響によって改良体に引張応力が作用するおそれがある。このような場合は、改良率a_pを 30%に近い値とすることでこの影響を軽減することができる。改良率a_pは、改良対象面積に占める改良体の面積の割合を表し、一般的には矩形または千鳥状に配置する。(図 6-5-6 参照)

群杭の杭長は、浮き細径群杭基礎の解説に準じて検討する。

$$a_p = \frac{A_p}{x_1 \cdot x_2} \times 100 \quad \text{---------- 式 6-5-3}$$

ここに、

a_p : 改良率（%）

A_p : 改良体１本の改良面積

$x_1 \cdot x_2$: 改良体１本の分担面積

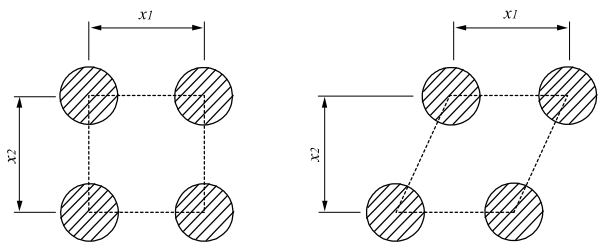


図 6-5-6 改良率

② 浮き太径群杭基礎の沈下計算

a. 即時沈下量

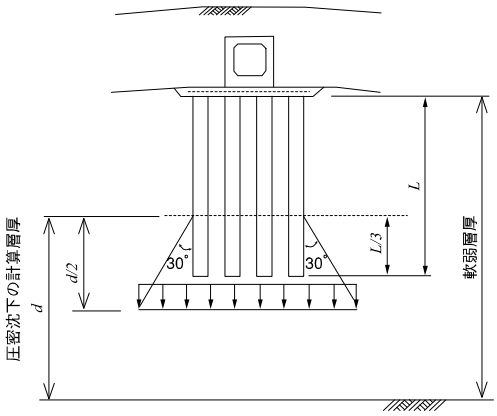
浮き太径群杭基礎の即時沈下量は、浮き細径群杭基礎に示した複合地盤とする方法に準じて求める。

なお、固結工法による杭体の変形係数は、現地処理土の一軸圧縮強度の平均値$\overline{q_{uf}}$に対応する値とする。

b. 圧密沈下量

浮き太径群杭基礎の圧密沈下量は、次に示す方法によることができる。

圧密沈下量は、図 6-5-7 に示すように荷重の分散位置を杭の先端から 1/3･L の位置として通常の圧密沈下計算の方法により求める。



〔柔構造樋門（基礎）参考資料〕

図 6-5-7　浮き太径群杭基礎の圧密沈下量を求める場合の応力分散の考え方

4)　構造細目

(1)　クッション材の厚さと材質

①　クッション材の目的は、杭状の改良体等が均等に沈下せず、一部の改良体が抜け上がった場合の函体への悪影響を防止し、上部荷重をできるだけ均等に改良体に伝達するために設けるものである。その厚さは、改良体頭部の応力分散、改良体の抜け上がり量等を考慮する必要があるが、特に検討した場合を除いて函体底版下から杭頭部までの有効厚を 50cm 以上とするのがよい（図 6-5-8、図 6-5-9 参照）。

②　クッション材の材質は、堤体土としての適性を考慮して選定するものとし、その透水性が堤防に悪影響を与えない材質とする。〔柔構造樋門（共通）7.4.4 の置換工法の置換材料を参照〕

クッション材中にジオテスタイル等の補強材を敷設することでより確実に荷重分散効果を得ることができる。

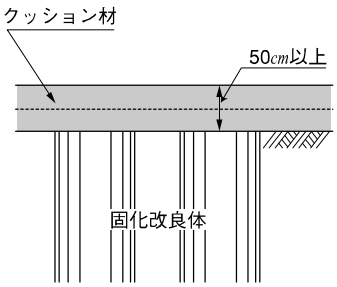


図 6-5-8　浮き固化改良体基礎のクッション材の標準的な厚さ

図 6-5-9　浮き杭基礎のクッション材の標準的な厚さ

6-6　耐震設計

6-6-1　地震対策の基本

耐震設計は「河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅳ. 水門・樋門及び堰編－」によるものとする。

耐震性能照査では、東日本大震災を踏まえ、大規模地震による津波遡上区間及び背後地がゼロメートル地帯である区間で、施設が被災した場合、直接的に二次災害を発生させる恐れのある施設について優先的に照査を実施する。

優先度の基本的な考えは、「河川構造物の耐震照査における優先度の考え方」（平成 25 年 2 月 8 日 水管理・国土保全局 事務連絡）を参考とし、樋管の重要度による分類（Ａ種またはＢ種）は用いないものとする。

6-6-2　基本方針

「河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅳ.水門・樋門及び堰編－」ではすべての樋門が、耐震設計の対象となる。ただし、地盤の液状化が生じない場合には函体の照査は省略できるものとする。

1)　耐震性能　〔耐震性能照査指針（Ⅳ）2.1〕

(1)　水門・樋門及び堰の耐震性能は、次のとおりとする。

①　耐震性能１

地震によって水門・樋門又は堰としての健全性を損なわない性能

②　耐震性能２

地震後においても、水門・樋門又は堰としての機能を保持する性能

③　耐震性能３

地震による損傷が限定的なものにとどまり、水門・樋門又は堰としての機能の回復が速やかに行い得る性能

(2)　レベル１地震動に対しては、すべての水門・樋門及び堰について耐震性能１を確保するものとする。

(3)　レベル２地震動に対しては、治水上又は利水上重要な水門・樋門及び堰については耐震性能２を、また、それ以外の水門・樋門及び堰については耐震性能３を確保するものとする。

「治水上又は利水上重要」の判定基準は以下による。

①地震によりゲートの開閉操作が不可能になった場合に、照査外水位の発生により、周辺で想定される浸水家屋数が 200 戸以上となるおそれがあるもの。

②地震によりゲートの開閉操作が不可能になった場合に、上下水道、農業用水、工業用水等の取水に障害が生じるおそれがあるもの。

2)　地震の影響　〔耐震性能照査指針（Ⅳ）2.2〕

水門・樋門及び堰の耐震性能の照査においては、地震の影響として、次のものを考慮するものとする。

①　構造物の重量に起因する慣性力

②　地震時土圧

③　地震時動水圧

④　液状化の影響

3) 耐震性能の照査

(1) 一般 〔耐震性能照査指針（Ⅳ）3.1〕

① 水門・樋門及び堰の耐震性能の照査にあたっては、水門・樋門及び堰の限界状態に基づき、各部材の限界状態を適切に設定するものとする。

② 水門・樋門及び堰の耐震性能の照査は、耐震性能の照査に用いる地震動によって生じる各部材の状態が､①の規定により設定した当該部材の限界状態を超えないことを照査することにより行うものとする。

(2) 耐震性能の照査方法 〔耐震性能照査指針（Ⅳ）3.2〕

水門・樋門及び堰の耐震性能の照査は、耐震性能の照査に用いる地震動並びに水門・樋門及び堰の限界状態に応じて、適切な方法に基づいて行うものとする。ただし、一般には、静的照査法により耐震性能の照査を行えば、本規定を満足するとみなしてよい。

(3) 耐震性能１に対する水門・樋門及び堰の限界状態 〔耐震性能照査指針（Ⅳ）3.3〕

耐震性能１に対する水門・樋門及び堰の限界状態は、原則として、各部材の力学特性が弾性域を超えない範囲内で適切に定めるものとする。

(4) 耐震性能２に対する水門・樋門及び堰の限界状態 〔耐震性能照査指針（Ⅳ）3.4〕

耐震性能２に対する水門・樋門及び堰の限界状態は、塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形がゲートの開閉を妨げないとともに、函渠の水密性を保持できる範囲内になるよう適切に定めるものとする。

(5) 耐震性能３に対する水門・樋門及び堰の限界状態 〔耐震性能照査指針（Ⅳ）3.5〕

① 耐震性能３に対する水門・樋門及び堰の限界状態は、塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る範囲内になるよう適切に定めるものとする。

② 塑性化を考慮する部材としては、確実にエネルギー吸収を図ることができ、かつ、速やかに修復を行うことが可能な部材を選定するものとする。

4) 耐震性能照査に用いる地震動

レベル１地震動は、河川構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動とする。また、レベル２地震動は、対象地点において現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動とする。ここで、レベル２地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したレベル 2-1 地震動及び内陸直下型地震を想定したレベル 2-2 地震動の２種類を考慮するものとする。

ただし、レベル２地震動については、対象地点周辺における過去の地震情報、活断層情報、プレート境界で発生する地震の情報、地下構造に関する情報、対象地点の地盤条件に関する情報、既往の強震記録等を考慮して対象地点における地震動を適切に推定できる場合には、その結果に基づいて設定してもよい。

5) 静的照査法による耐震性能の照査方法

(1) 一般 〔耐震性能照査指針（Ⅳ）4.1〕

① レベル１地震動に対する静的照査法による水門・樋門及び堰の耐震性能の照査は、原則として、震度法に基づいて行うものとする。また、レベル２地震動に対する静的照査法による耐震性能の照査は、原則として、地震時保有水平耐力法に基づいて行うものとする。

② レベル１地震動に対する静的照査法による水門・樋門及び堰の耐震性能の照査にあたっては、まず、慣性力、地震時土圧及び地震時動水圧を算定し、液状化の可能性がある場合には、その影響を考慮するものとする。次に、門柱・堰柱、基礎、ゲート及び函渠について、それぞれ、耐震性能１の照査を行うものとする。

③ レベル２地震動に対する静的照査法による水門・樋門及び堰の耐震性能の照査にあたっては、まず、慣性力、地震時土圧及び地震時動水圧を算定し、液状化の可能性がある場合には、その影響を考慮するものとする。次に、門柱・堰柱、基礎、ゲート及び函渠について、それぞれ、耐震性能２又は耐震性能３の照査を行うものとする。

(2) レベル１地震動に対する耐震性能の照査 〔耐震性能照査指針（Ⅳ）4.4〕

① 門柱・堰柱の照査

門柱・堰柱については、門柱・堰柱に生じる応力度が許容応力度以下であることを照査するものとする。

② 基礎の照査

門柱・堰柱の基礎については、基礎に生じる応力度が許容応力度以下であり、かつ、支持、転倒及び滑動に対して安定であるとともに、基礎の変位が許容変位以下であることを照査するものとする。

③ ゲートの照査

ゲートについては、部材に生じる応力度が許容応力度以下であることを照査するものとする。

④ 函渠の照査

函渠については、門柱等に起因して函渠端部に作用する曲げモーメントを考慮し、函渠に生じる応力度が許容応力度以下であることを照査するものとする。

(3) レベル２地震動に対する耐震性能の照査 〔耐震性能照査指針（Ⅳ）4.5〕一部加筆

① 門柱の照査

a. 耐震性能２の照査

門柱については、門柱の地震時保有水平耐力が門柱に作用する慣性力を下回らないとともに、門柱の残留変位がゲートの開閉性から決定される許容残留変位以下であることを照査するものとする。

b. 耐震性能３の照査

門柱については、門柱の地震時保有水平耐力が門柱に作用する慣性力を下回らないとともに、門柱の残留変位が許容残留変位以下であることを照査するものとする。

② 基礎の照査

門柱の基礎については、原則として、地震時に降伏に達しないことを照査するものとする。ただし、液状化が生じる場合には基礎に塑性化が生じることを考慮してもよいものとする。

③ ゲートの照査

a. 耐震性能２の照査

ゲートについては、ゲートの残留変位がゲートの開閉性から決定される許容残留変位以下であることを照査するものとする。

b. 耐震性能３の照査

ゲートについては、ゲートの残留変位が許容残留変位以下であることを照査するものとする。

④ 函渠の照査

a. 耐震性能２の照査

函渠については、函渠縦断方向の変形を静的に算定し、原則として、函体に生じる曲げモーメント及びせん断力が、それぞれ、終局曲げモーメント及びせん断耐力以下であるとともに、継手を有する場合には継手の変位が許容変位以下であることを照査するものとする。

b. 耐震性能３の照査

函渠については、函渠縦断方向の変形を静的に算定し、原則として、函体に生じる曲げモーメント及びせん断力が、それぞれ、終局曲げモーメント及びせん断耐力以下であることを照査するものとする。

6-6-3　本体の耐震設計

本体の縦方向の設計における地震時の計算は、平常時荷重（地震時の計算のための常時）による変位・断面力の作用の下に地震荷重（地震時の付加荷重）が作用すると考えて、平常時荷重による計算結果と地震荷重による計算結果を重ね合わせて評価する方法によることを標準とする。

(1)　平常時荷重および地震荷重による地震時の計算

地震時の計算における平常時荷重と地震荷重の区分は、表 6-6-1 を標準とする。

地盤反力係数は、地震荷重に対しては地震時の地盤反力係数を適用し、平常時荷重に対しては常時の地盤反力係数を適用する。

平常時荷重を設定する場合は、地震時に対応した平常時荷重を考慮する必要があるが、考慮する内容としては、例えば次のようなことが挙げられる。

①　平常時の函体内には、平水位の水重を考慮する。

②　地震時に上載荷重を考慮する場合には、平常時荷重として q=5.0kN/m² を考慮する。

③　胸壁には、地震荷重として地震時水平土圧を考慮するが、このとき平常時荷重の胸壁には土圧を考慮しない。

表 6-6-1　本体の耐震設計に考慮する荷重の区分

平常時荷重（常時荷重）	地震荷重（一時荷重）
・本体自重 ・内水重 ・門柱自重 ・胸壁自重 ・胸壁に作用する水圧 ・上載荷重 ・鉛直土圧 ・地盤変位（沈下･側方変位）の影響 ・キャンバー盛土の影響 その他	・胸壁に作用する地震時土圧 ・門柱の慣性力の影響 ・胸壁の慣性力の影響 その他 ・地震時鉛直土圧

(2)　地震時鉛直土圧の考え方

地震時鉛直土圧は、地震の影響による周辺地盤の沈下（永久変位）による影響を函体に作用する鉛直土圧の増分として考慮するものである。この沈下は一時的なものではないので、平常時の地盤反力係数を用いて（平常時荷重として）計算するのがよい。

6-7　特殊構造の樋門の設計

6-7-1　特殊構造の樋門

特殊構造の樋門は、次のような場合に採用を検討することができる。

①　特殊な現場条件に対応するために、調査・設計・施工法について特別な検討を行う。

②　樋門の経済性や施工性向上を目的として、新技術・新材料の特性を活用する。

③　柔構造樋門の課題を軽減あるいは解決する構造検討を行う。

特殊構造を理由として、樋門に求められる機能、特に堤防機能の安全性を損なうことを許容するものではない。

6-7-2　各種の特殊条件

特殊な現場条件に対応する樋門を設計する場合は、樋門および周辺堤防の長期的な安全性確保を優先して考慮する必要がある。このため、原則として柔構造樋門とする。

(1)　多連構造の樋門

多連構造の樋門は、函軸直角方向の地盤の沈下の影響を考慮して設計する（図 6-7-1 参照）。設計上で配慮すべき事項を以下に示す。

①　函軸直角方向の地盤の沈下性状を把握する。

②　函軸直角方向の地盤の沈下分布による空洞化を検討し、必要に応じて対策を行う。

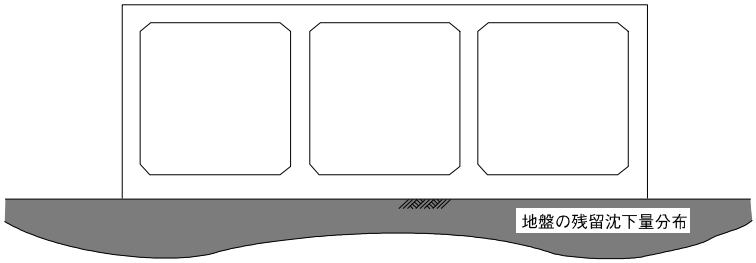


図 6-7-1　函軸直角方向の地盤の残留沈下量分布（例）

(2)　継ぎ足し樋門

継ぎ足し樋門を設計する場合は、既設樋門の課題に対する対策を合わせて実施し、施設全体として安全性の高い樋門とするのが原則である。既設樋門が支持杭基礎の場合は、空洞化の課題について検討する。

継ぎ足し樋門の設計にあたっては、次の事項に配慮する。

①　既設樋門の健全度（周辺堤防の空洞化状況、函体の損傷、継手の変形）を診断し、全面改築とするか、既設樋門の補強が必要か、既設と継ぎ足し部の基礎形式の相違による影響を克服できるか等を把握する。

②　既設樋門の耐久性を向上させる対策を行う。

③　施工時の除荷および再載荷による既設樋門への影響を検討する。

④　水路の切回しなどを考慮した施工性を検討する。

⑤　新設樋門と比較する場合は、堤防への影響、樋門の安全性などを考慮する。

支持杭基礎の既設樋門に対する対策が必要か否かは、樋門建設以後の周辺地盤の沈下状況を把握することによって、あるいは空洞充填グラウトの実施状況によって予測できる。既設樋門の空洞化傾向が明らかな場合は、一時的な対応では解決しないので、根本的な対策を検討するのがよい。根本的な対策として、継ぎ足しによらず柔構造樋門として全面改築することも検討する。

(3) 非開削工法による樋門

堤防天端あるいは裏小段が交通量の多い道路で、堤防を開削することにより道路の切回しや規模の大きい二重締切を伴う場合は、推進工法等の非開削工法による樋門の構築が有利になることがある。

推進工法によって樋門を構築する場合は、柔構造樋門としての機能を備えるように設計するものとし、次の事項について十分な検討を行なわなければならない。

① 管周囲が緩められるための浸透流によるルーフィングの対策
② 軟弱地盤の場合は、門柱部の不同沈下の可能性とその対策
③ 腹付け・嵩上げ盛土や将来の増加盛土による地盤の沈下の影響
④ しゃ水工の位置、構造、設置方法
⑤ しゃ水矢板との接続方法
⑥ 締切の考え方

6-7-3 特殊構造の検討

1) 函体構造

従来の樋門構造は鉄筋コンクリート構造で施工されてきた。これは樋門・樋管の水密性等、構造物としての機能を重視したためである。

RC 構造から他の構造にすることの狙いには、次の点が挙げられる。

① 函体の重量を軽くし、軟弱地盤においても直接基礎とし、併せて地盤の変形に対して追従性に優れた構造とし空洞化やクラック発生を防止する。
② 函体材料を工場製作とし、現場作業の簡略化、省力化、工期の短縮を図る。
③ 継手部の止水性能の向上。
④ 土地利用の条件によっては、推進工法を採用し施工の合理化（堤防上の構築物や道路交通等に影響を与えず、大掛かりな二重締切りを省略する）を図る。

函体構造としては、PC 管等の既製管の活用が考えられる（表 6-7-1 参照）。これらの構造材を採用する場合は、継手の構造特性などの柔構造樋門としての適正に配慮するとともに、たわみ性管の場合には、埋め戻し材や土被りの制約を考慮した検討が必要である。

表 6-7-1　特殊構造函体の比較

項目	プレキャスト PC	鋼管	ダクタイル鋳鉄管	FRP/FRPM 管	高耐圧ポリエチレン管	備考
強度	◎ 樋管として使用する十分な強度を有している。	◎ 樋管として使用する十分な強度を有している。強靭性に富み、衝撃に強い。	◎ 樋管として使用する十分な強度を有している。強靭性に富み、衝撃に強い。	○ 管は、たわみやすい。剛性が低い。管軸方向強度が円周方向に比し弱い。	○ 管は、たわみやすい。剛性が低い。長期使用時のクリープ変形による強度低下を確認する。	
規格化または製品化断面（mm）	○ 函体寸法的には、特に制約はない。	○ STW400 は、呼び径 3000 A まで JIS 化。	○ JISG5526,5527 にて φ2,600 まで規格化、φ2,900 まで製品化。	○ FRPM JIS A5350 にて呼び径 3,000 まで規格化。	△ φ2,000 まで製品化。耐圧ポリエチレンリブ管(JISK6780)。	ほぼ φ3,000 程度まで対応可能であるが、ポリ管のみ φ2,000 が現状。
耐久性、耐食性	○ 緊張材の防食処理必要	△ 塗装が必要	○ 内面はモリタルライニング。外面は合成樹脂塗装	◎ 酸、アルカリに強く、水質が悪い環境でも耐えられる。	◎ 耐薬性、耐食性、耐摩耗性に優れる。	鉄系は、防食処理を確認すること。
可撓性（折れ角）	◎ プレストレインドゴム継手。折れ角は、開口量に制約される。	○ スチールベローズ継手（折れ角 3°）、スチールゴム継手（4～6°）が必要。継手は高価。	◎ メカニカル継手。離脱防止機構を有す。折れ角 1.5～1.8°。	○ 差込式。継手に離脱防止機能がない。折れ角は、2°30′～4°。	○ 差込式であるが、樋門では溶接して漏水防止する。差込式の場合の折れ角は 3°程度。	
継手の水密性	○ ゴムによる止水。	◎ 溶接施工により確保。	○ ゴム輪による止水。	○ ゴム輪による止水。継手の離脱防止機構がない。	◎ 溶接施工により確保。	ゴム止水の耐久性を確認すること。
管施工	○ PC 鋼線の緊張に時間と特殊技術を要する。函体重量は、最も重くなり建設機械も大きくなる。	△ 溶接を必要とし施工管理が重要。また、作業が天候に左右される。管重量は比較的軽い。	◎ 差込、ボルト締め接合なので作業が容易。管自重は、鋼管より重い。	◎ 差込継手であり、管自重も軽く施工は容易である。	○ 溶接を必要とするが鋼管、管自重は最も軽いため工場溶接を増やし現場溶接を減らすことが可能。	
施工速度	○	△	◎	◎	◎	
経済性	○	△	△	◎	◎	鉄系やや高価。プラスチック系は、しゃ水壁高価。

◎優。○良。△可（検討を要す）。

2)　門柱を必要としないゲート構造

(1)　門柱を必要としないゲートの検討

門柱を必要としないゲートを検討する場合の趣旨として、以下の点があげられる。

①　門柱・管理橋レス化：門柱・管理橋の廃止によるコスト縮減

大断面、緩傾斜堤防等で管理橋が長くなる場合、門柱・管理橋を設けず設備建設費および維持管理費を縮減する。

② 基礎処理の軽減：上部工荷重の低減による基礎工の経済性の向上

門柱、戸当り、管理橋等を設けず上部工荷重を低減することにより基礎工費用を軽減する。

③ 地盤変位に対する適応性向上：地盤沈下によるゲート部傾斜の影響の軽減

特に軟弱地盤の場合、ゲート部の軽量化および引上げ形式以外のゲート形式採用により地盤沈下に対する適応性を向上させる。

④ 工期の短縮：門柱部戸当りの省略、工場製品の多用による現場施工の省力化

プレハブ製品とすることにより、現場工程を省力化し全体工期を短縮する。

⑤ 景観との調和：目立たない施設とすることによる景観との調和

河川環境の改善他、要求される景観に配慮したゲート形式を採用する。

⑥ 操作の簡易化：洪水時のゲート操作の簡易化

無動力形式のゲート採用による操作の省力化、および動力形式であっても門柱・管理橋レスとすることにより豪雨、大風時における機側操作の負担を軽減する。

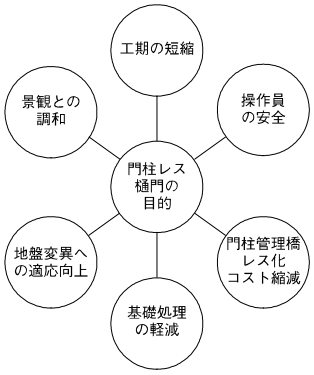
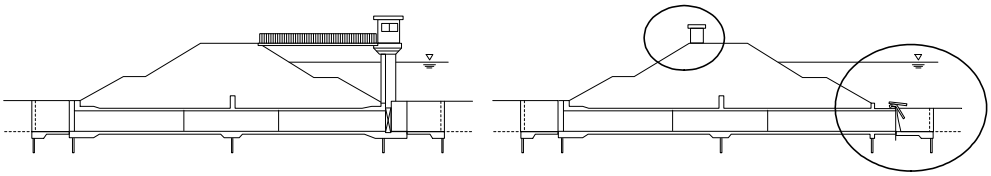


図 6-7-2 門柱なしゲートの設置目的



門柱あり　　門柱なし

図 6-7-3 門柱ありゲートと門柱なしゲートのイメージ

(2) 門柱を必要としないゲートの種類

門柱を必要としないゲート形式として以下が挙げられる。

① ヒンジ式ゲート

－フラップゲート（無動力、動力式）

－起伏式ゲート　（無動力式）

－スイングゲート（無動力、動力式）

－マイターゲート（無動力、動力式）

② 斜行式

－斜行式ゲート　（動力式）

③ ラバーゲート　（ゴム引布製起伏ゲート）

(3)門柱なしゲートの計画

① 樋門施設および樋門ゲート機能の確認

排水（逆流防止、吐出樋管）、取水、舟運など樋門施設の設置目的を確認する。

また、樋門ゲートとして要求される機能は、以下のとおりである（図 6-7-4 参照）。

- 確実な開閉
- 必要な水密性
- 耐久性
- 維持管理性

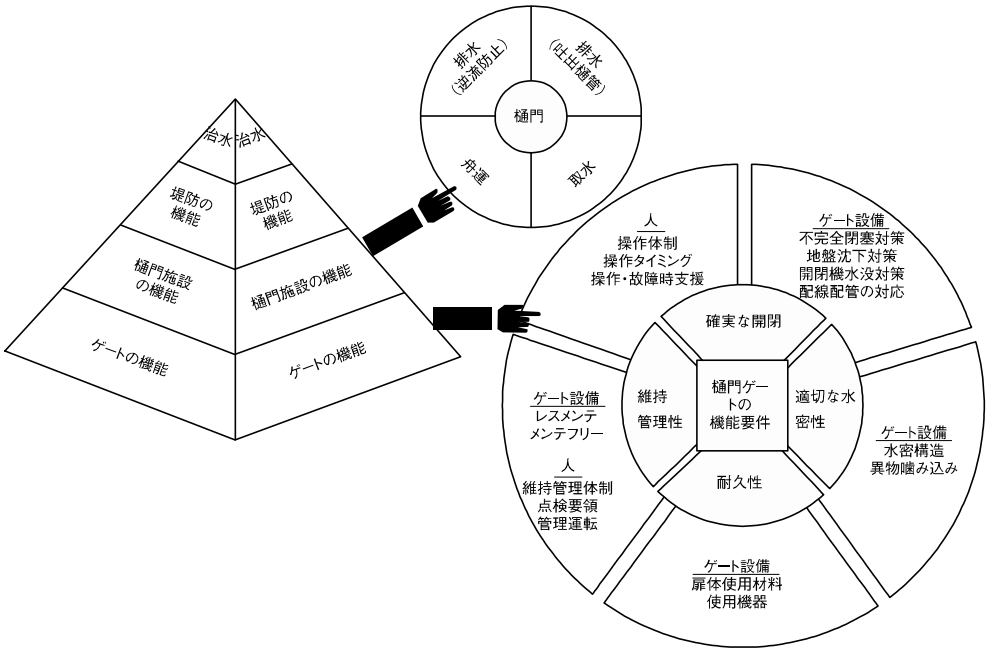


図 6-7-4 樋門およびゲート機能の確認

② ゲート形式選定の流れ

門柱なしゲート形式選定の流れを図 6-7-5 に示す。ゲート選定においては、以下の点に特に留意して適切な形式を選定する。

a. 操作条件の確認

樋門操作は、現状では委託操作となるため操作をタイムリーかつ確実に実施できるものでなければならない。従って、操作体制、出動時間、出水状況、操作時間、操作頻度、操作時水位等を考慮し、後背地の状況によっては無動力式の採用も視野に入れる。

b. 施工限界の確認

現状では、無動力起伏式は、扉体面積 10m² 以下、設計水深 5m 以下。ラバーゲートも設計水深 5m 以下に限定されるなど、規模、設計水深による限界を確認して採用する必要がある。

c.　不完全閉塞に対する配慮

引上げ式以外のヒンジ形式が多いため、堆砂の影響、流下物の影響、基礎地盤の条件など現場設置条件を十分考慮し、異物噛み込みや躯体傾斜により不完全閉塞を防止可能な形式とする。また障害時のバックアップ操作が可能な形式とする。

d.　使用材料

扉体、戸当り、開閉装置が洪水時には没水するため、維持管理に配慮する。使用材料は、ステンレス系など耐食性材料の使用が望ましい。

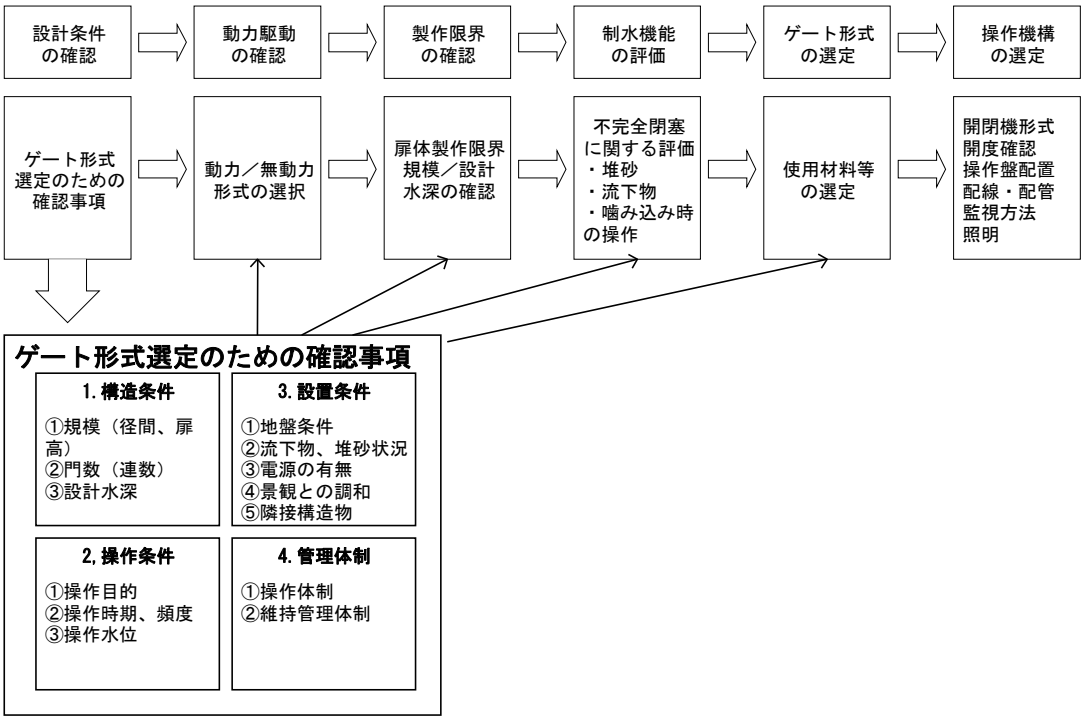


図 6-7-5　門柱なしゲート選定フロー

e.　監視操作制御設備

門柱なし形式となるため、配線・配管方法について堤防定規との関係、沈下や配管損傷時の対策について検討が必要となる。また、開度の確認方法、監視方法についても検討が必要となる。

③　各種ゲートの概要

門柱なしゲートのおもな形式の概要について、以下に紹介する。

a.　ヒンジゲート

・　フラップゲート(無動力、動力式)

水位差による無動力あるいは回転軸を油圧シリンダにより揺動させ開閉を行う。油圧式の場合、緊急時に油圧を解除することで自重降下が可能となる。設置高さも低くできる。ただし、全開時の内部漏油によるずり落ち対策が必要となる。また、扉体が全開時に外水側へ突き出すため、その分堤内への切れ込みが大きくなる。油圧シリンダによるフラッシング操作は可能ではあるが、開閉機構上、土砂堆積や塵芥噛み込みによる影響が懸念される。

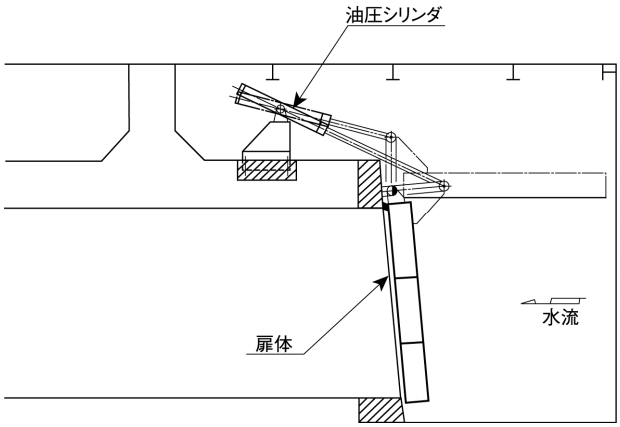


図 6-7-6　フラップゲート

・　起伏ゲート(無動力)

無動力の起伏ゲートは、ゲート自体に浮力を持たせ、下端側を支承装置で固定し、堤外の水位（河川水位）によって自動的に開閉するものである。構造・機構が単純で人為操作が不要で、土木を含めた全体コストが安い特徴を有する。反面、機構上、閉時の押込み力や塵芥噛み込み時の強制開閉排除が期待できない。また、扉体が常時水没しており使用部材の制約や保守点検にやや難がある。設計水深は5m以下、許容堆砂厚は5cm以下とされており採用にあたっては留意が必要である。

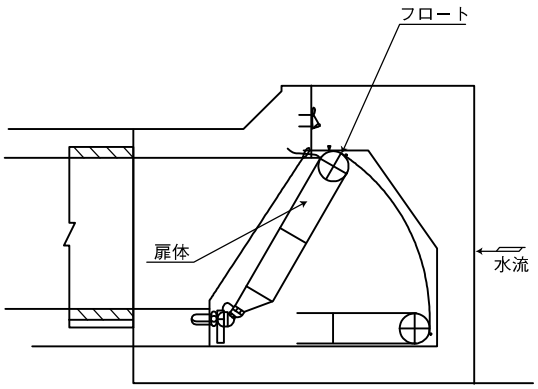


図6-7-7　起伏ゲート

・　スイング・マイターゲート（無動力、動力式）

横ヒンジ形式として水流方向に開閉する構造である。構造は簡単であるが、堆砂や流下物の噛み込みによる影響が懸念される箇所では不向きである。操作障害が生じたときのフラッシング操作を考慮した場合、操作水位によっては開閉機の容量が大きくなる。また、扉体が水没状態にあるため水密ゴムの交換ほか維持管理上の問題も検討する必要がある。

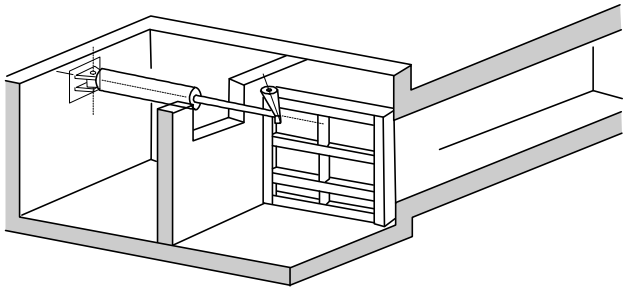


図6-7-8　スイング・マイターゲート

b.　斜行式

・　傾斜設置式ローラゲート

堤防法面に合せて、油圧シリンダ駆動ローラゲートを設置する。一般的な引上げ形式が採用可能である。斜樋構造となるため、扉体および戸当り金物の重量が増加し、法面に合せた土木施工が必要となる。

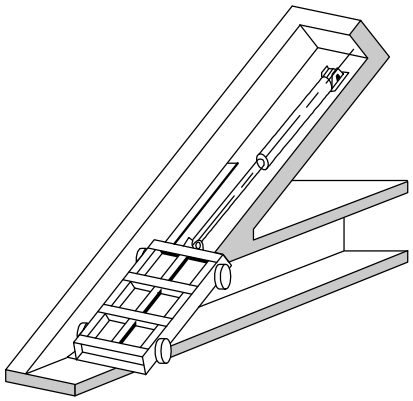


図 6-7-9　傾斜設置式・ローラゲート

c. ラバーゲート

ゲートは、ボックスと一体化されているため地盤沈下によるたわみを受け難く、外枠までユニット化されているため土木構造が簡素で施工が容易である。ただし、堰とは異なり、逆流防止等の水密確保が必要であるが、異物の介在によって完全閉塞ができないおそれがある。また、その構造・機構上、設置位置が函体内部になるため保守点検が困難であり塵芥・堆砂に対して懸念されること、常時水没であるため将来的な維持管理のため角落し等の設備が必要になる。現状、設計水深は5m以下である。

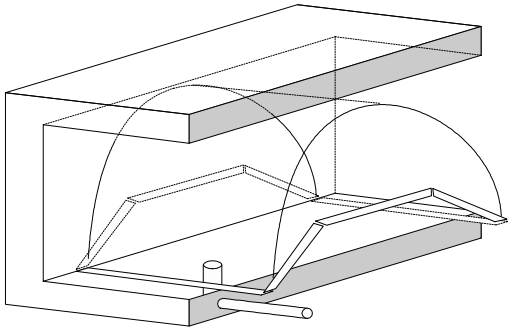


図6-7-10　ラバーゲート

門柱を必要としないゲート構造を採用する場合は、表6-7-2に示す課題、ゲート操作の確実性、挟雑物による影響、耐久性、維持管理等について十分な技術的検討を行わなければならない。

表6-7-2　引上げ式以外のゲートの課題

形式	課題	適用
①ヒンジゲート	フラップゲート ・無動力式の場合の排水能力 ・開閉装置の配置検討 ・全開時のずれ落ち対策 ・土砂堆積や塵芥噛み込みによる動作不良の対策 ・躯体傾斜による自重成分の開閉力に及ぼす影響。 ・フラッシング操作水位の検討と開閉装置容量の設計	土砂堆積や塵芥が少ない箇所に適する。 無動力形式では、感潮区間のサービスゲートとして使用例が多い。
	スイング・マイターゲート ・土砂堆積や塵芥噛み込みによる動作不良の対策 ・躯体傾斜による自重成分の開閉力に及ぼす影響。 ・フラッシング操作水位の検討と開閉装置容量の設計	
	起伏式ゲート ・自動開閉排水能力。 ・土砂堆積や塵芥噛み込みによる動作不良の対策 ・躯体傾斜による影響	流出が急で自動操作を要する箇所。 土砂堆積や塵芥が少ない箇所。
②傾斜設置式ローラゲート	・扉体、開閉装置の設置スペース ・躯体傾斜と開閉装置の容量	基本的に引上げ式に近い性能を有するため、機能的な問題は少ない。
③ラバーゲート	・扉体の設置位置と維持管理 ・止水機能の確実性 ・適用条件が限定される（小断面で、設計水深も 5m 以下）	止水の困難さや維持管理が実施しにくい等の面から重要度の高い設備には適さない。

6-7-4　既設樋門の耐震対策

既設樋門の補強を検討する場合は、耐震診断結果に基づき補強の目的を明確にして、補強を行う場所の施工条件を考慮し最適な補強工法を検討する。

1)　門柱の対策

門柱の耐震補強の方法については、あと施工アンカーによるせん断補強工法や補強筋埋設方式耐震補強工法等が挙げられる。あと施工アンカーによるせん断補強工法は曲げ耐力を一定にしたまま、せん断耐力を向上できる。補強筋埋設方針耐震補強工法は、既設コンクリート内に直接補強筋を埋め込むことにより、コンクリート断面を大幅に増加することなく耐力向上を図ることができる。ただし、両工法ともに既設門柱を削孔する必要があるため、鉄筋探査により既設配筋を十分に調査する必要がある。

なお、対策工の設計にあたっては、地震時保有水平耐力法により対策工の効果を評価する必要がある。

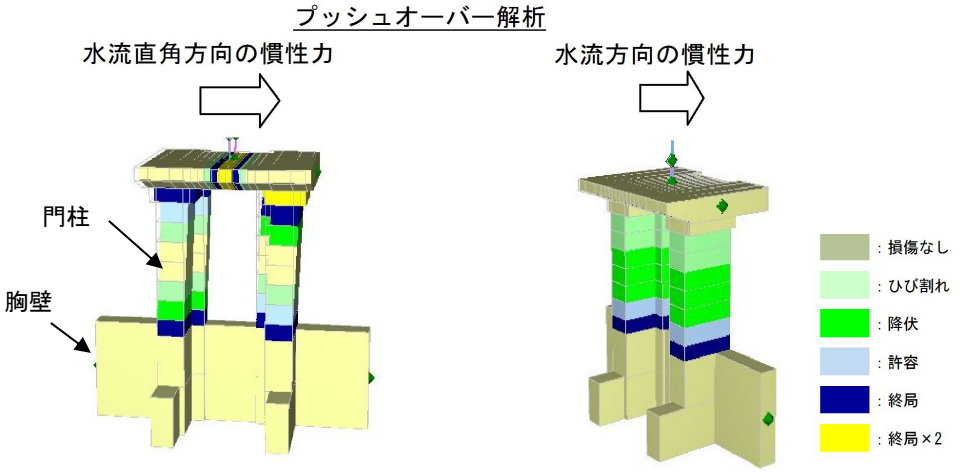
〔NETIS　KT-090022-V〕

〔NETIS　QS-060003V〕

図 6-7-11　門柱補強工法の事例

【コラム】門柱の耐震性能照査のポイント

○旧施設の門柱は、下図に示すように胸壁が大きいものがあり、耐震性能照査では配筋等を確認した上で、胸壁等が一体構造と判断できる場合は門柱と合わせてモデル化することにより、実情に即した解析となる場合もある。



門柱の耐震モデルの例（胸壁一体構造）

2) 函体の対策

樋門函体の耐震補強にあたっては、鋼板や炭素繊維シートを貼り付ける工法が考えられるが、補強が必要となる函渠の基礎地盤は、液状化の程度が著しいケースが想定されるため、周辺堤防の液状化対策も有効な方法である。ただし、既存施設への液状化対策は、既存施設に与える影響が懸念され、構造物を新設する際に実施する地盤改良よりも非常に困難・煩雑となることから、函体の地震対策にあたっては、施設の耐用年数や維持管理費等を考慮し、改築の可能性を含めて総合的に判断する必要がある。

表 6-7-3 樋門の耐震対策例

補強対象	工種（例）
門柱	あと施工アンカーによるせん断補強 補強筋埋設方式耐震補強工法
函体	液状化対策（地盤改良） 鋼板巻立て工法 炭素繊維シート巻立て工法

【コラム】竣工年代が古い構造の耐震性能照査のポイント

○竣工年次が古い構造物の鉄筋は、異形鉄筋ではなく丸鋼材である可能性が高い。よって、1960年代以前の既設構造物の耐震性能照査については、使用されている鉄筋（丸綱）に留意して検討を行う。

（単位：1 000 トン，％）

年度平均	異形棒鋼		丸　棒		計	
1952～1955 年度	25	3.5	680	96.5	705	100.0
1956～1960	82	6.2	1 237	93.8	1 319	100.0
1961～1965	525	20.0	2 101	80.0	2 626	100.0
1966～1970	2 092	39.7	3 178	60.3	5 270	100.0
1971～1975	5 545	67.5	2 669	32.5	8 214	100.0

出所：『普通鋼鋼材品種別・寸法別生産実績』（鋼材倶楽部）

1960 年代前半までは、丸綱が 80%以上を占めている。

6-8　施工中および施工後のモニタリング

1)　動態観測

柔構造樋門の施工は、基礎地盤および函体の沈下・変位の早期挙動を動態観測によって把握し、必要に応じて修正設計・設計変更等が適切に行えるような動態観測を行うことが望ましい。

施工にあたっては、多くの不確定要因に対応して要求される品質・形状の構造物を工期内に完成させるために、工事の全期間にわたって構造物および堤体の挙動をよく観測し、状況に応じて適切な対策工を講じなければならない。

動態観測の主要な目的は、次の３点である。

①　盛土のすべり破壊の予知、上げ越し量の決定などの安定管理および沈下管理のために、主に地盤の沈下・側方変位等の情報を得る。

②　基礎地盤や基礎工そして構造物各部の挙動を把握・評価し、施工時で対応すべき対応策および維持管理のための基礎資料を得る。

③　設計時の地盤変位（沈下・側方変位）の妥当性を評価し、必要に応じて設計変更を行い、より適切な設計・施工方法とする。

動態観測で最も重要なことは上記の目的に役立つことにあるが、周辺環境への影響把握や事故の回避などにも密接に結びつくものとなる。また、現場での計測データは事前の設計チェックや対策工の効果の評価、あるいは設計変更などにおける貴重な資料として役立つこととなる。

主要な計測計器を表 6-8-1 に示した。設置位置は、図 6-8-1 を参考にして計画する。観測頻度は、表 6-8-2 に示す値を標準とし、可能な限り供用後も継続することが望ましい。

表 6-8-1　動態観測計器一覧表

計測種別	計器 記号	計器 名称	設置目的	計測方法
沈下計測	▽	ロッド式地表沈下板	地表面に設置して、盛土による地盤の沈下量を計測する	水準測量
	▼	構造物ロッド沈下計	構造物にロッドを溶接等で設置して、沈下量を計測する	水準測量
	○	ｸﾞﾗｳﾄﾎｰﾙ沈下板	グラウトホール内に沈下板を設置し沈下量を計測する	水準測量
	●	層別沈下計	ボーリング孔から地中に沈下板を設けて沈下量を計測する	水準測量
	☆	沈下側定鋲	構造物上に鋲を設置して構造物の沈下量を計測する	水準測量
変位計測	★	変位計継目計	計測対象の変位（開口）を専用計器で自動計測する	計器計測
		変位測定鋲	計測対象間に鋲を設置してその間の変位を計測する	手動計測
	◎	孔内挿入式傾斜計	ボーリング孔内に設けた計測孔の変位を計測する	計器計測
	■	側方変位測定杭	堤体側方地盤に設けた杭の距離と高さを測量する	距離測量 水準測量
	※	携帯式傾斜計	計測対象に計器を当てて傾斜を測定する	手動計測
	＊	水位観測孔	ボーリング孔を利用して観測孔を設けて孔内水位を計測する	手動計測
応力計測	◇	鉄筋計歪ゲージ	コンクリート内等に設置して対象物の歪量を計測し、これより発生応力を求める	計器計測
	◆	ロードセル(荷重計)	ＰＣ鋼材等の端部に設けて緊張力の変化を計測する	計器計測
	□	土圧計	構造物に作用する土圧を計測する	計器計測
	△	間隙水圧計	ボーリング孔から地中に計器を設置して土中の間隙水圧を計測する	計器計測

表 6-8-2　測定の頻度と期間の標準

計測種別	盛土完了後 １ヶ月まで	盛土完了後 ３ヶ月まで	盛土完了後 ３ヶ月以降	供 用 後
沈下、変位、応力	１回／１～５日	１回／５～10 日	１回／１ヶ月	１回～４回／１年
側方変位測定杭	１回／１～５日	１回／５～10 日	必要の都度	

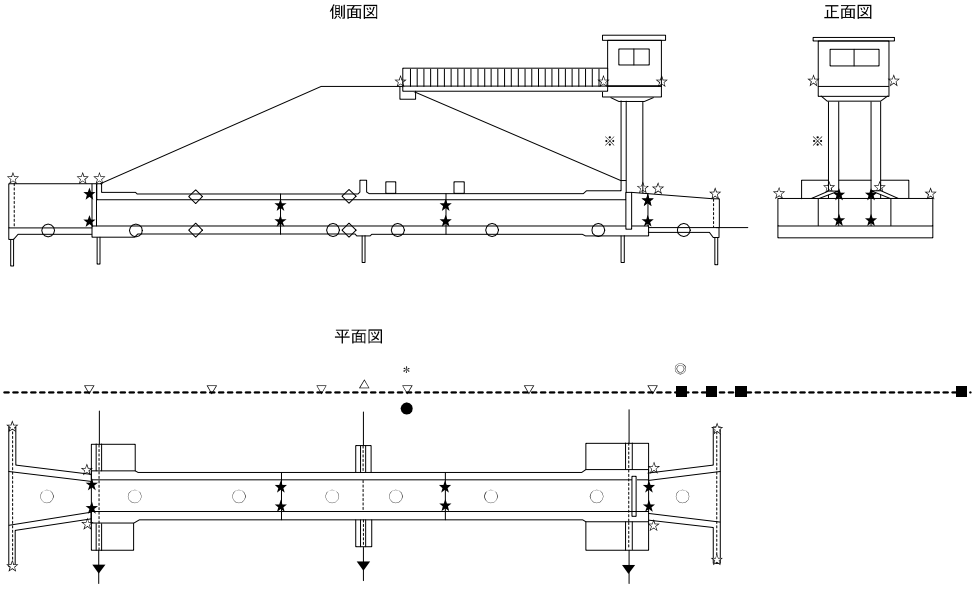


図 6-8-1　動態観測計器設置例（記号は表 6-8-1 より）

2)　沈下量の予測

軟弱地盤上の樋門の施工においては、施工中の地盤の沈下・変形の影響によって函体の変位、門柱の不同沈下などの変状が生じることがあり、このような変状は工事が完了しても継続することが多い。これらに適切に対応するために施工中の地盤の挙動（沈下・側方変位）を把握して、将来沈下を予測する必要がある。

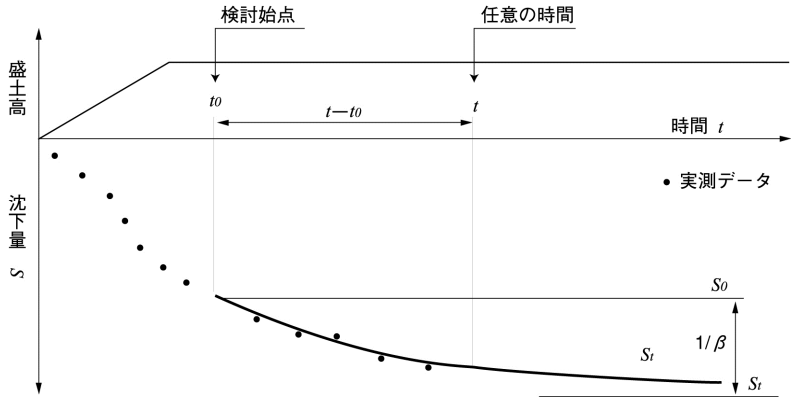
沈下管理手法として種々の方法が提案されているが、これらの中で双曲線法（宮川の方法）が最も多く利用されている。双曲線法は、盛土の沈下曲線が時間とともに双曲線的に減少するという経験に基づいて導かれている。基本式は次式に示すもので、盛土等の荷重が一定になった時点から適用するのがよい。

$$S = S_0 + \frac{(t-t_0)}{\alpha + \beta (t-t_0)} = S_0 + S_t$$

この式を変形すると

$$\frac{(t-t_0)}{(S+S_0)} = \frac{(t-t_0)}{S_t} = \alpha + \beta (t-t_0)$$

これは、$(t-t_0)/S_t \sim (t-t_0)$ 関係が勾配 β、切片 α の直線関係にあることを示している。α、β は図 6-8-3 に示すように図解法によって求めることができる。

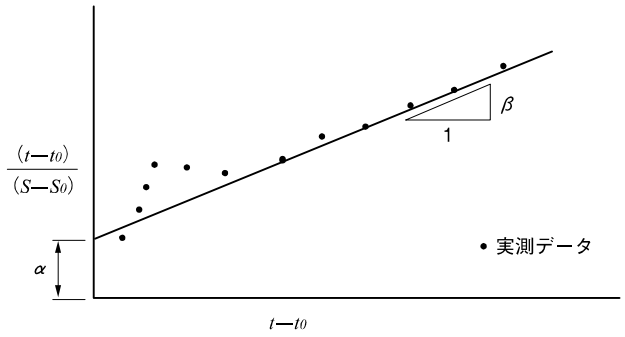


〔軟弱地盤対策技術総覧 第１編第８章〕

図 6-8-2　双曲線法 S～t 関係模式図

こうして求めた α、β、S_0、t_0 を式に代入すれば、任意の時間 t における沈下量 S_t が予測できる。なお、最終沈下量 S_f は式の t を $t \to \infty$ とすることによって次式のように求めることができる。

$$S_f = S_0 + \frac{1}{\beta}$$



〔軟弱地盤対策技術総覧 第１編第８章〕

図 6-8-3　$(t-t_0)/(S-S_0)$ ～ $(t-t_0)$ 関係図

3) 盛土に伴う沈下の監視

(1) 監視方法

軟弱地盤における盛土工事は、盛土荷重の増加が地盤の強度増加とバランスするように地盤の圧密を進行させ、地盤の強度増加を図りながら施工を進めるのが基本であり、このために、盛土速度をコントロールする必要がある。盛土速度については、「道路土工、軟弱地盤対策工指針」等を参考にするとよい。

盛土の安定を監視するには、測定が容易で工事に迅速に反映するために地表沈下量、法尻部の地表側方変位量あるいは地中側方変位量を指標として使用するのがよい。

計測結果を用いて盛土に伴う地盤の破壊を定量的に予測する方法としては、次の 4 つの方法が一般に用いられている。表 6-8-3 に各方法の概要を示した。

① S ～δ法

② S ～δ/S法

③ Δq /$\Delta\delta$～q法

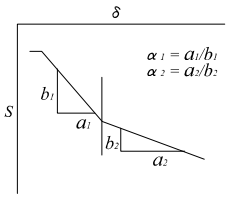
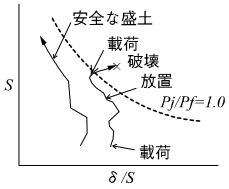
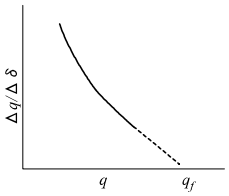
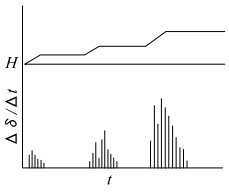
④ $\Delta\delta$/Δt～t法

ここに、

S： 盛土中央部の地表面沈下量
δ： 法尻部の変位杭または地中変位計の側方変位量
$\Delta\delta$： δの増分
q ： 盛土荷重（盛土高さでもよい）
Δq ： qの増分
Δt ： 測定時間間隔

表 6-8-3 の表中の管理基準値の目安はいずれも経験から導かれた値であり盛土条件や地盤条件によって変わるため、実際には類似した地盤での実績や試験盛土あるいはパイロット盛土の結果に基づいて基準値を決定するのがよい。また、これら４つの管理法のうち①、②、④は盛土放置期間を含む全工事期間について適用できるが、③は盛土施工期間しか適用できない点に留意し、いくつかの手法を併用して管理することが望ましい。

表 6-8-3　盛土工の安定管理方法

管理方法		内　　容		摘　　要
①	S～δ法		Sと δをプロットし、a_2/a_1～a_1がある大きさを越えることで破壊を予測。	・圧密変形とせん断変形のバランスが容易にみられ、破壊の兆候が早くつかめる ・管理基準値の目安 a_2/a_1～a_1関係図による。
②	S～δ/S法		Sと δ/Sをプロットし、その軌跡が破壊基準線に近づくかどうかで破壊を予測。	・盛土施工の全期間にわたって地盤の挙動を把握するのに有効である。 ・管理基準値の目安 Pj/Pf= 0.8～0.9 （表 6-8-4 参照）
③	$\Delta q/\Delta\delta$～q法		漸増載荷中の $\Delta q/\Delta\delta$～q 関係（右下からの曲線）を外挿することで破壊荷重 q_fを予測。	・ある程度の高さまで施工した時点でそれまでのデータを用いて限界盛土高を推定するのに有効である。 ・管理基準値の目安 $\Delta q/\Delta\delta$≦（150kN/m³）｛15tf/m³｝
④	$\Delta\delta/\Delta t$～t法		δ の一日当りの変位量 $\Delta\delta/\Delta t$ がある大きさを越えることで破壊を予測	・１日当りの変位量が簡便にチェックできる。 ・管理基準値の目安 $\Delta\delta/\Delta t$ ～t ≦2cm/日

〔軟弱地盤対策技術総覧 第１編第８章 〕加筆

表 6-8-4　S～δ/S法における Pj/Pfの等値線の回帰分析結果[注)]

Pj/Pf	a	b	c	適用範囲
1.0	5.93	1.28	-3.41	$0<\delta/S\leqq 1.4$
0.9	2.80	0.40	-2.49	$0<\delta/S\leqq 1.2$
0.8	2.94	4.52	-6.37	$0<\delta/S\leqq 0.8$
0.7	2.66	9.63	-9.97	$0<\delta/S\leqq 0.6$
0.6	0.98	5.93	-7.37	$0<\delta/S\leqq 0.6$
	$S = a \cdot \exp\ \{ b\,(\delta/S)^2 + c\,(\delta/S)\}$			

ここに、

Pj ：　施工途中の任意の段階における盛土荷重

Pf ：　破壊時の盛土荷重

注）松尾稔ほか：軟弱地盤上の盛土施工に関する施工管理図、土と基礎、Vol.26、No.7、pp.5-10、1978

(2)　出来高管理

柔構造樋門は、施工途中においても沈下が進行するので、構造物の高さを設計値で管理することは一般に困難である。したがって、このような場合は、あらかじめ構造物の高さの変化点等を観測点として、その点の沈下を定期的に計測することによって管理するのがよい。ただし、沈下計測の開始時点は床付けあるいは均しコンクリート打設時点を標準とする。なお、竣工検査時において高さの出来高が、管理基準値を満足しないことが予想される場合は、樋門本体の完成までの間に、出来高確認あるいは中間検査を受けるのがよい。

○参考文献

基準等の略称	名　称	発行年月	監修・編集・発行等
耐震性能照査指針（Ⅱ）	河川構造物の耐震性能照査指針・解説 －Ⅱ．堤防編－	H28.3	国土交通省
耐震性能照査指針（Ⅳ）	河川構造物の耐震性能照査指針・解説 －Ⅳ．水門・樋門及び堰編－	H24.2	国土交通省
河川砂防（調）	河川砂防技術基準　調査編	H26.4	国土交通省
河川砂防（計）	国土交通省 河川砂防技術基準　同解説　計画編	H17.11	国土交通省
構造マニュアル（樋門）	土木構造物設計ガイドライン 土木構造物設計マニュアル（案）［樋門編］	H14.1	国土交通省
樋門補強マニュアル	樋門補強マニュアル（案）	H13.12	国土交通省
構造令	改定　解説・河川管理施設等構造令	H12.1	(社)日本河川協会
河川砂防（設Ⅰ）	改訂建設省河川砂防技術基準(案)設計編(Ⅰ)	H9.10	(社)日本河川協会
土木標準設計	建設省土木構造物標準設計	－	(社)全日本建設技術協会
軟弱地盤対策技術総覧	実用軟弱地盤対策技術総覧	H5.12	(株)産業技術サービス センター
柔構造樋門	柔構造樋門設計の手引き	H10.11	(財)国土技術研究センター
ゲート設計要領	水門・樋門ゲート設計要領（案）	H13.12	(社)ダム・堰施設技術協会
ダム・堰技術基準	ダム・堰施設技術基準(案) 「基準解説編・マニュアル編」	H26.9	(社)ダム・堰施設技術協会

第 7 章　水　　門

第７章　水門

7-1　基本事項

7-1-1　水門設計の基本　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.1.1〕

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

水門とは、河川または水路を横断して設けられる制水施設であって堤防の機能を有するものをいう。設計にあたっては、河川砂防技術基準（計）第２章、河川砂防技術基準（設）第１章、河川管理施設等構造令第６章によるものとする。**また、機械設備については、ダム・堰施設技術基準（案）、水門・樋門ゲート設計要領（案）によるものとする。**

7-1-2　設計の手順

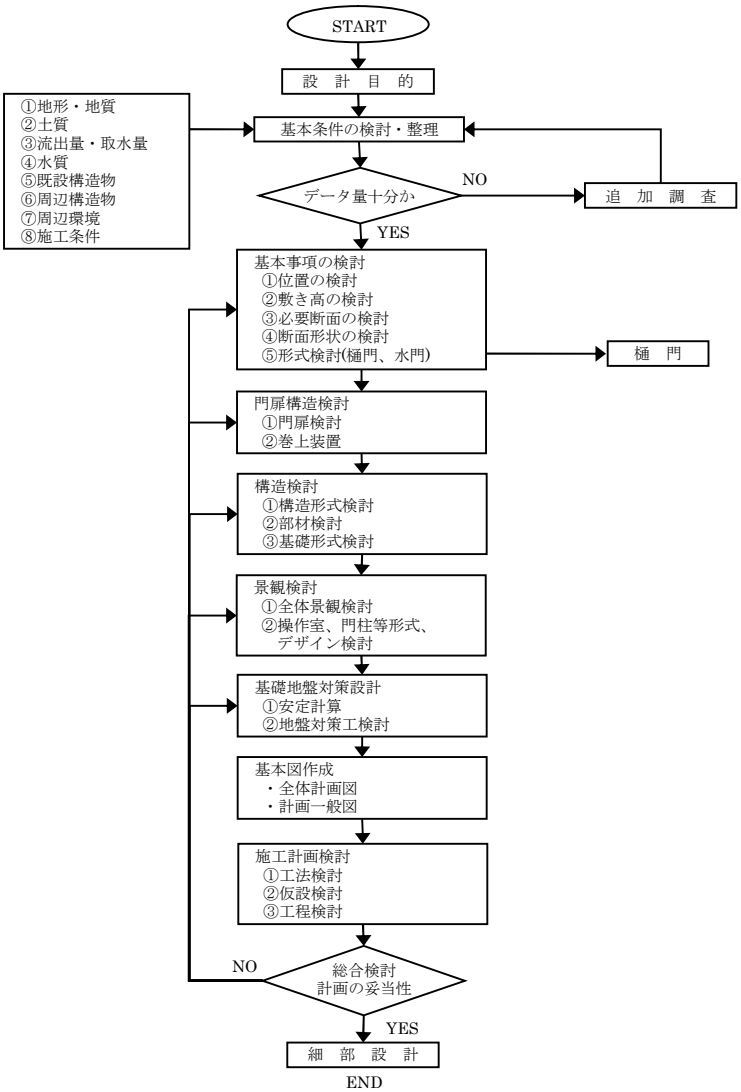


図 7-1-1　水門の設計手順

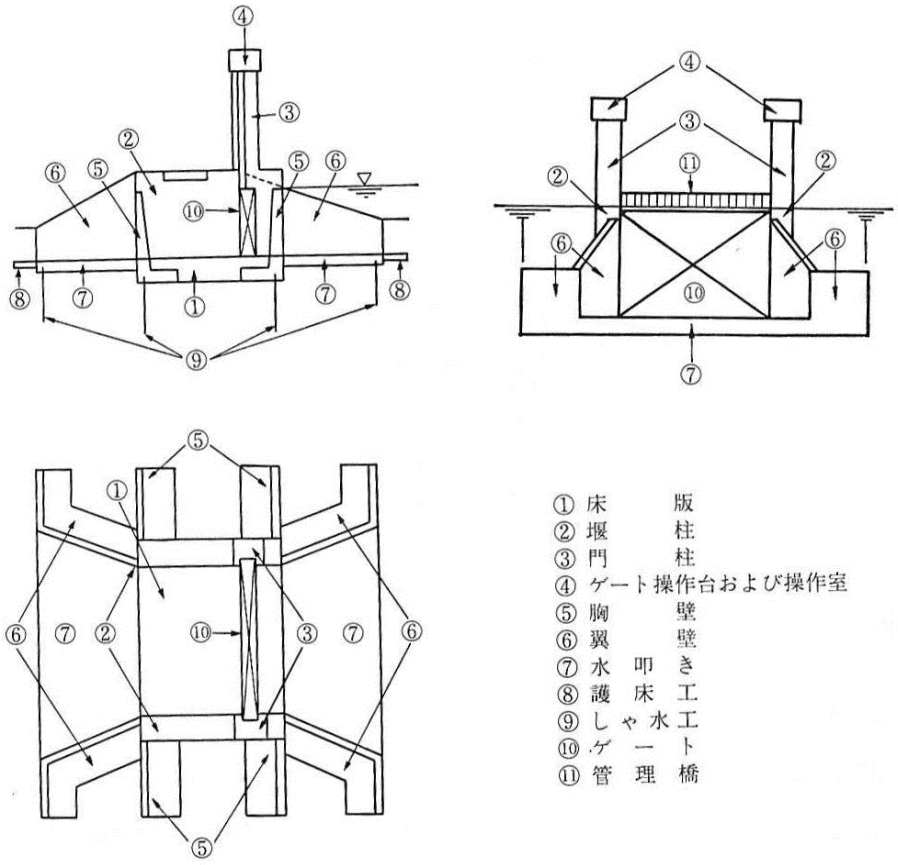
7-1-3　水門の構造　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.1.1〕

水門の本体は、原則として床版、堰柱、門柱、ゲート操作台および操作室、胸壁で構成され、設計にあたっては、各部構造部位の機能の確保と全体系としての安定に配慮した構造としなければならない。

さらに、操作性、環境および景観ならびに経済性等を総合的に考慮して設計するものとする。

【解　説】

水門の本体には、ゲート、戸当り、開閉装置、管理橋、付属設備等も含まれる。本体に加えて水門にはその他翼壁、水叩き、遮水工、取付水路、護床・護岸、管理用階段、その他付属設備等によって構成されるのが一般的である。水門の構造の基本構成および各部の名称を 図 7-1-2 に示す。



〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.1.1〕

図 7-1-2　水門の各部の名称

7-1-4　水門の位置　〔構造令 第 46 条〕一部加筆

水門等、堤体内に異質の工作物が含まれると、漏水の原因となりやすく堤防の弱点となるおそれがある。また、操作や維持管理の面からも、水門はできるだけ少ないほうがよい。治水、利水が河川の機能である以上水門の設置を排除できないが、水門の設置は必要やむを得ないものに限るべきである。

水門をやむを得ず設置する場合は、水門の付近が堤防の弱点とならないよう、その構造および施工について十分配慮する必要がある。

1)　設置位置

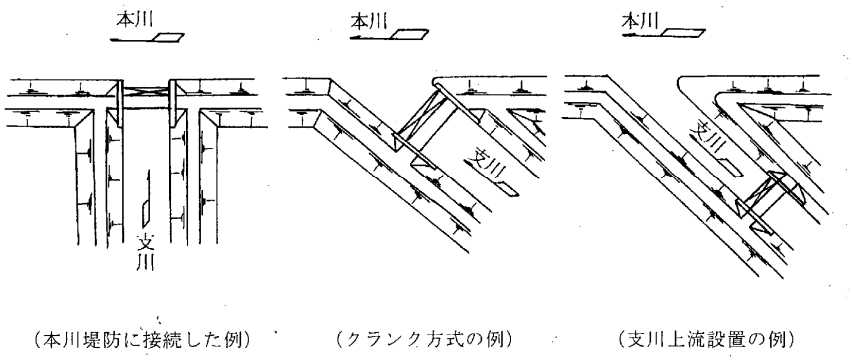
水門の設置位置は、地盤の軟弱な場所および旧河道等を避け河状の安定した場所とし、本川の堤防法線に接続した位置に設置することを原則とする。

設置位置が、支川の流入角度よりやむを得ず巻込堤（クランク式）のように法線と水門線が交わることとなる場合には､本川堤防断面が侵されないよう堤防を拡幅することや､上流への設置等の検討が必要である。

2)　設置方向

水門の設置方向は、原則として、本川の堤防法線に対して直角とする。

巻込堤（クランク方式）や本川堤防から離れ支川に設置する場合は、支川の流心に直角となるよう設置することを原則とし、本川の流水方向に対し、上流向きとならないように設定する。



（本川堤防に接続した例）　（クランク方式の例）　（支川上流設置の例）

図 7-1-3　水門設置位置および方向

7-1-5　水門の断面　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.1.2〕

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

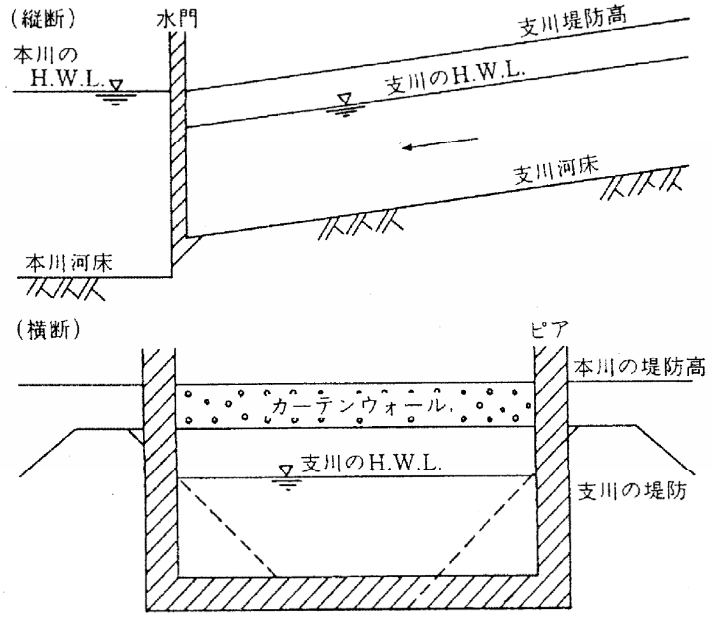
1. 水門設置地点において、水門を建設しない場合の当該河川の計画高水位以下の計画河道断面積が、水門断面積と比較して、1：1.3 以内の場合には、両端部のピアの内側は、当該河川の計画高水位と堤防の交点の位置とするものとする。
2. 前号の場合において、1：1.3 以上となる場合においては、1：1.3 となるまで水門幅を縮小することができるものとする。

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

【解　説】

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

カーテンウォールの規定は、ゲートの天端高を本編 7-2-1 4)に示す高さとすると、ゲート製作費、開閉機等の費用が相当大きくなる場合があるので設けたものである。なお、カーテンウォールの下端高は、本編 7-2-1 5)によるものとする。カーテンウォールは、高水時または、高潮時にゲートと一体となって堤防の効用を果たすものであり、カーテンウォールとゲートの間の水密性には、注意する必要がある。



〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.1.2〕

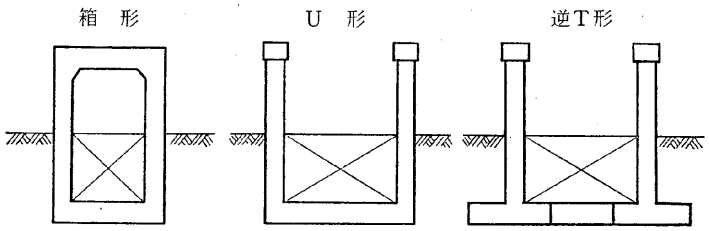
図 7-1-4　水門の断面説明図

7-2　構造および設計

7-2-1　構造の概要

1)　構造形式　〔河川砂防（設Ⅰ）第 1 章 9.2.1.1〕

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



〔河川砂防（設Ⅰ）第 1 章 9.2.1.1〕

図 7-2-1　水門の本体の形式

2)　水門の径間長　〔構造令 第 49 条〕

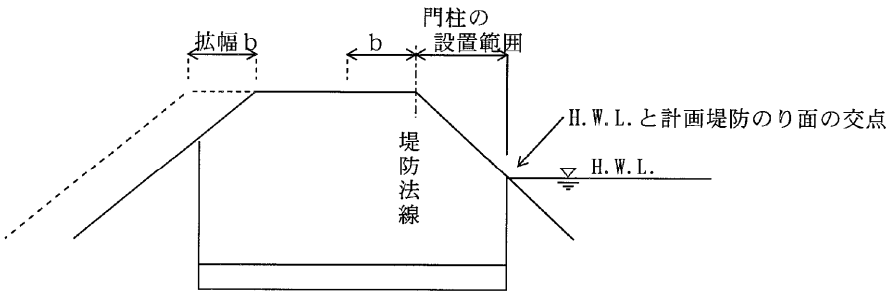
水門の径間長は、「構造令 第 49 条および規則第 23 条」に準じて決定するものとする。

水門に接続する水路が法河川または準用河川以外のものである場合は、「河川を横断して設ける水門」には該当しないので、「構造令 第 49 条第 1 項」の適用はない。したがって、舟溜まり等のために設ける水門については構造令の適用がない。また、流況調整河川の場合など、低水流量のみを分流するための水門については、当該地点においては計画高水流量が定められないので、事実上構造令の適用はないこととなる。

3)　門柱の設置範囲

本川の堤防法線に接続して設置する水門の門柱の設置範囲は、原則として、H.W.L. が計画堤防のり面に交わる点と堤防法線との間に設けるものとする。

門柱を上記の範囲に設けることができない場合は、門柱が堤防法線より裏側に位置することになるため、天端幅を川裏に拡幅する等の対策が必要となる。



〔許可審査手引き〕

図 7-2-2　門柱の設置位置

4) ゲートの天端高 〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.2.1.6.2〕

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

【解 説】

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

5) 引上げ完了時のゲート下端高 〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.2.1.6.3〕

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

【解 説】

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

(1) 本節 7-1-5 に示す水門の断面積。

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

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

7-2-2 水門本体

1) 水門の本体 〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.2.1.1〕

水門の本体およびゲートは、十分な強度と耐久性を有する構造とするものとする。

【解 説】

床版、堰柱、門柱、胸壁、ゲート操作台の各部は、鉄筋コンクリート構造とすることが多いが、ほかに施工性、経済性等を勘案して、プレストレスコンクリート、鋼等の構造としてもよい。

(1) 本体の設計〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.3.1〕

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

(2) 荷重 〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.3.2〕

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

【解 説】

荷重の組み合わせおよび安定条件等、設計の細目については、「河川砂防（設Ⅰ）第１章第７節 堰」を参照のこと。静水圧等の荷重については、表 7-2-1 の水位条件により定めるものとする。

表 7-2-1 水門設計の水位条件

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

〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.3.2〕

(3) 空洞化対策について

水門においては、地震時に堤体との接触面である程度の空隙が生じることは避けられない。

また、水門と堤防とでは重量差があり、地盤に伝わる荷重が異なるため、水門の沈下と堤防の沈下とは一般に差異があるが、このことによっても水門と堤体との接触面には空隙が生じやすい。水門と堤防との接触面に空隙が生じると、それが原因となって、漏水や堤防を構成する土粒子の移動が起こりやすく、これらの作用が繰り返され、空隙が拡大・進展し、連続した大きな空洞が形成される。

これらの現象は、水門の基礎が杭基礎である場合や、水門に接続する堤防ならびに基礎地盤の土質条件が悪い場合に特に顕著であるので、十分留意して設計する必要がある。

2) 床版 〔河川砂防（設Ⅰ）第 1 章 9.2.1.2〕

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

【解 説】

本体の形式が逆T形のように床版が分離している場合には、堰柱からの荷重を支持する堰柱床版と、ゲート荷重を主な荷重とする中間床版とがある。中間床版の基礎は、ゲート荷重に対して不同沈下が生じないような構造とし、中間床版は、ゲートとの間の水密性が確保できるようにする必要がある。

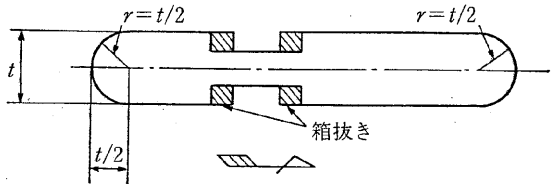
3) 堰柱 〔河川砂防（設Ⅰ）第 1 章 9.2.1.3〕

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

【解 説】

中央堰柱の断面形状は、流水に対する抵抗を小さくし、流水に対する安全性を確保するため、上下流端を半円形等とする例が多い(図 7-2-3 参照)。

なお、堰柱の幅および長さは、管理橋の幅員、ゲート戸当り寸法、開閉装置の寸法、力学的安定計算等から決定される。ただし、水門の堰柱の天端高については、ゲートの閉鎖時の天端高、管理橋等の条件を考慮して決定するものとする。一般には、計画堤防高とすることが多いが、河川の状況によっては余盛りを加えた高さとすることもできる。



〔河川砂防（設Ⅰ）第 1 章 7.2.1.1〕

図 7-2-3 堰柱形状

4) 門柱 〔河川砂防（設Ⅰ）第 1 章 9.2.1.4〕

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

【解 説】

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

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

5) ゲートの操作台および操作室 〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.2.1.5〕

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

ゲート操作台には、原則として操作室を設けるものとする。

【解 説】

操作台に操作室を設けるかどうかは、開閉機、操作装置等の維持管理面から検討されるが、ゲートの操作は、あらゆる天候のもとでも確実に操作できる状態を常に維持させておく必要から、操作室を設けることを原則としている。操作室は、上記機器を格納するための十分なスペースがなければならないと同時に、補修時に機器の搬出入ができるような措置（例えば、チェーンブロック用梁、機器の大きさに相応した扉の設置等）をとる必要がある。

6) 胸壁 〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.2.2.1〕

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

【解 説】

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

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

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

胸壁長さは、胸壁の高さの半分以上の長さで、必要な長さを確保するものとする。

7-2-3 基礎 〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.2.5〕

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

【解 説】

基礎形式は、直接基礎、杭基礎およびケーソン基礎が考えられる。

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

また、地質条件等によっては、地震時に基礎地盤が液状化する可能性があるので、必要に応じて液状化対策を行うものとする。

7-2-4 ゲート 〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.2.1.6〕

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

7-2-5　翼壁　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.2.2.2〕

翼壁は、原則として本体と分離した構造として設計するものとする。

【解　説】

翼壁の設計には、以下に示す事項を勘案するものとする。

① 翼壁は、本体と分離した構造とするが、その継手は、可とう性のある止水板および伸縮材を用いて、構造上変位が生じても水密性が確保できるようにするものとする。

② 翼壁の平面形は、本川および支川の河状を考慮して決定するものとする。

③ 翼壁の天端高は、計画堤防断面または施工断面にあわせる。天端幅は、本体のバランス、構造、施工性を考慮して決定する。

④ 翼壁の端部は、水路の洗掘等を考慮して堤防に平行に、取付水路の護岸の範囲または翼壁端部の壁に 1m 程度を加えた以上嵌入する。

7-2-6　水叩き　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.2.3〕

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

【解　説】

① 構造

水叩きは、一般に鉄筋コンクリート構造とすることが多いが、揚圧力が大きく明らかに不経済となる状況においては、軽減を図る構造(根固め工等を利用)とすることができる。この場合においても、必要な浸透経路長を確保するものとする。

② 長さ

水叩きの長さは、翼壁が堤防の一部であることを考慮して、内外水位差による浸透水、ゲート操作の影響による洗掘等により翼壁が破損しないよう、翼壁と同一の長さとするものとする。

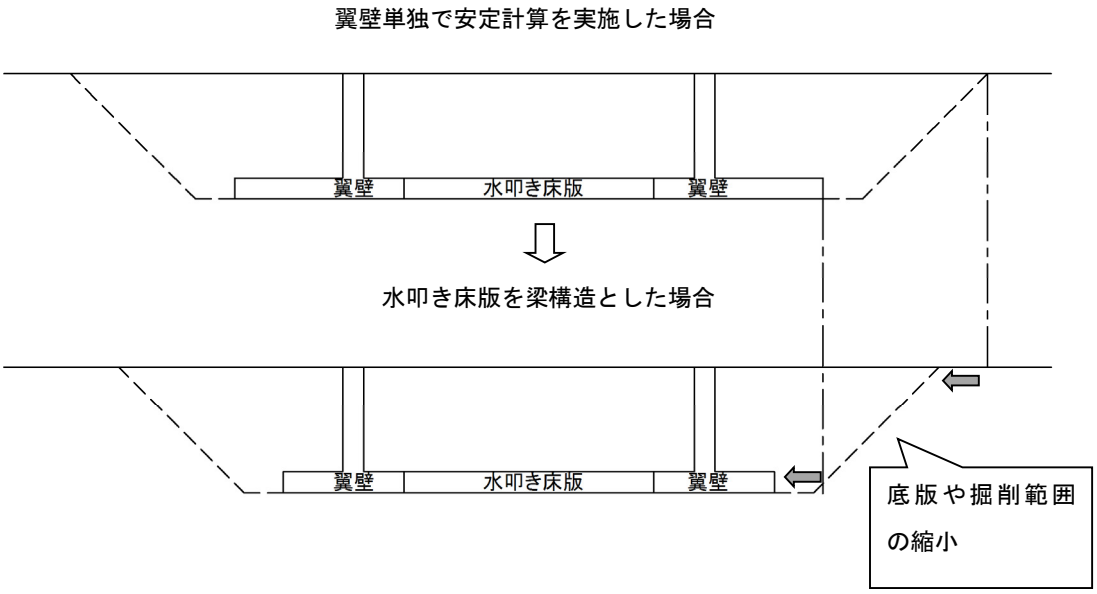
③ 継　手

水叩きを鉄筋コンクリート構造としたときの床版との継手は、水密でかつ不同沈下にも対応できる構造として設計するものとする。

【コラム】翼壁の安定計算のポイント

○翼壁の安定計算（滑動）では、水叩き床版を梁構造として考慮できる場合がある。翼壁単独で安定計算を行うよりも底版の長さを短くでき、掘削範囲も低減できるため経済的である。

○ただし、水叩き床版を梁構造として兼ねる場合は、両岸の埋め戻しを同時に行い、左右の荷重がつり合う状態を想定しているため、半川締切等により片岸側が先行しているような場合は適用できないので注意する。



翼壁の安定計算モデル（水叩き床版を考慮）の例

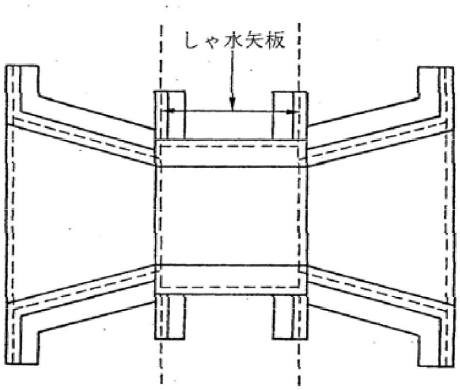
7-2-7　遮水工　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.2.4〕

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

【解　説】

遮水工に用いる矢板は、内外水位差による浸透水の動水勾配を減少させ、水門下部の土砂流動と洗掘による土砂の吸出しを防止するために 図 7-2-4 のように設けるものとする。その深さ、水平方向の長さ、設置位置は浸透水および開削幅等を十分検討のうえ決定する。矢板に構造計算上の荷重は分担させない。

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



〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.2.4〕

図 7-2-4　水門の遮水矢板の配置

7-2-8　護床工　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.2.6〕

護床工は、屈とう性を有する構造とし、河川環境を考慮して設計するものとする。

【解　説】

護床工は流速を弱め流水を整える作用をもち､併せて本体および水叩きを保護することを目的としている。護床工は、これに接続する取付水路または本川の適当な範囲に護床工を設け、取付水路または水門周辺の本川の河床、護岸等が本川または水門からの流水の作用によって局所洗掘を受けることのないよう留意するものとする。

その他、護床工設置において取付河川までの間で、必要に応じて水深の確保、段差の緩傾斜化のため、護床工部で平水時の流れが伏流すると魚類の遡上等の妨げとなることがあるので注意が必要である。

7-2-9　高水敷保護工　〔河川砂防（設Ⅰ）第 1 章 9.2.8〕

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

【解　説】

高水敷は水門の翼壁部分または取付水路によって上下流に不連続となり、一般にその部分で乱流が起こり、高水敷が洗掘を受けやすいので、必要な範囲に高水敷保護工を設けなければならない。

高水敷保護工の構造は、一般には、かごマット、連節ブロック等により、流水の作用による高水敷の洗掘を防止し、かつ、周辺景観との調和、河川の生態系の保全等の河川環境の保全に配慮した構造とするものとする。

7-2-10　取付護岸　〔構造令 第 35 条〕一部加筆

取付護岸の構造は、流水の変化に伴って生じる河岸または堤防の洗掘を防止し、かつ、周辺景観との調和、河川の生態系の保全等の河川環境の保全に配慮した構造とするものとする。

ただし、地質の状況等により河岸または堤防の洗掘のおそれがない場合その他治水上の支障がないと認められる場合は、この限りでない。

【解　説】

(1)　水門が横断する河川に設ける護岸

護岸の設ける範囲は、以下に示す区間とする。

①　水門に接する河岸または堤防の護岸は、上流側は水門の上流端から 10m の地点または護床工の上流端から 5m の地点のうちいずれか上流側の地点から、下流側は水叩きの下流端から 15m の地点または護床工の下流端から 5m の地点のうちいずれか下流側の地点までの区間以上の区間に設けること。

②　河岸または堤防の護岸は、湾曲部、またはその他河川の状況等により特に必要と認められる区間に設けること。

③　河岸（低水路の河岸を除く。以下この号において同じ。）または堤防の護岸の高さは、計画高水位以上とすること。ただし、水門の設置に伴い流水が著しく変化することとなる区間にあっては、河岸または堤防の高さとすること。

④　低水路の河岸の護岸の高さは、低水路の河岸の高さとすること。

(2)　水門が横断する河岸または堤防に設ける護岸

樋門の取付護岸に準じた範囲に設けるものとする。

7-2-11　管理橋　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.2.9.1〕

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

【解　説】

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

7-2-12　付属設備　〔河川砂防（設Ⅰ）第１章 9.2.9.2〕

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

【解　説】

水門には、ゲート操作台、上屋、水位観測施設、照明設備および川表、川裏の堤防のり面に管理用階段を設ける。また、必要に応じてＣＣＴＶによる監視装置、船舶運航用の信号、繋船環、防舷材、防護柵を設ける。

7-2-13　**取付水路**

水門の取付水路については、「改訂解説・工作物設置許可基準 第 4 章水路」に準じるものとする。

排水のための水門を設置する場合で、これらから取付河川までの間で段差等が生じる場合は、魚類等の移動のため必要があるときは、当該河川およびその接続する水路の状況等（必要な場合には関係者の意見を含む）を踏まえ、段差等の緩傾斜化、水深の確保等を検討する。〔構造令　第６章〕

7-3　耐震設計

水門の耐震設計は「河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅳ．水門・樋門および堰編－」を参考にする。

7-4　既設水門の耐震対策

既設水門の耐震対策の検討方針は、「本編第 6 章樋門　6-7-4 既設樋門の耐震対策」を参考にする。

7-5　既設水門の地盤改良

既設水門直下の地盤改良においては、既存施設に与える影響が懸念され、構造物を新設する際に実施する地盤改良よりも非常に困難・煩雑となることから、まず補強の必要性を検討した上で、慎重な工法 選定・施工を行う必要がある。既設水門直下の地盤改良工法選定の流れを図 7-5-1 に示す。

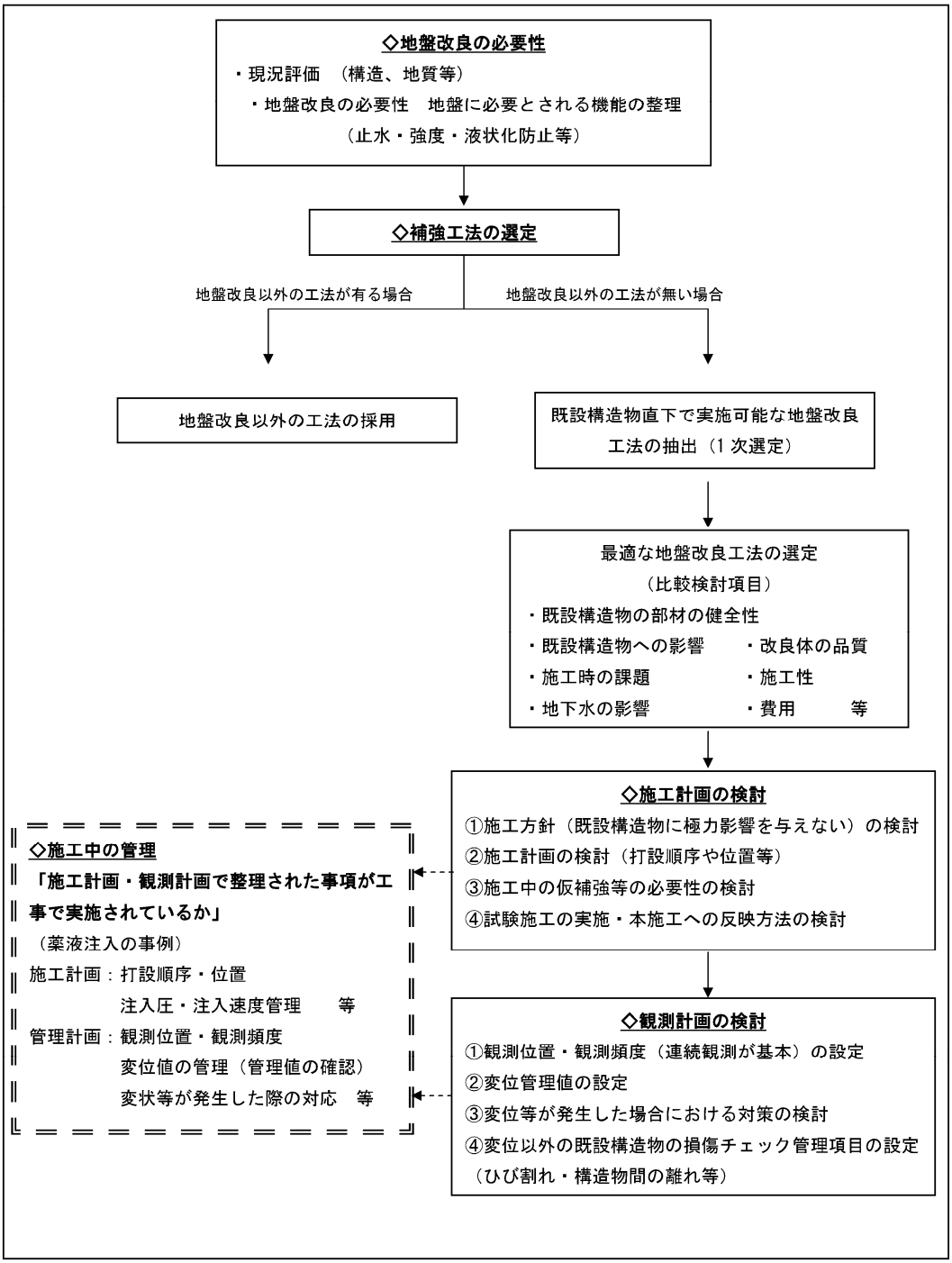


図 7-5-1　地盤改良工法選定の流れ

(1)　地盤改良の必要性

既設水門直下の地盤改良においては、損傷のリスクを考慮しても実施が必要かを整理する必要がある。地盤に求める機能（止水、強度、液状化防止等）を明確化し、地盤改良以外の工法がない場合のみ、地場改良を適用する。

(2)　地盤改良工法の抽出・選定

地盤改良が必要とされた場合、以下の点に留意し工法を整理する。

①　既設構造物の部材の健全性、地耐力の減少等を把握した上で、施工性、既設構造物に与える影響工期等について工法を比較検討する必要がある。

②　コストのみが決定要因とはならないよう留意する。

③　パーティー数等の考え方も十分検討する必要がある。

また、工法選定の比較項目として、既設構造物への影響、施工時の課題、地下水の影響、改良体の品質、施工性、費用 等が考えられる。

表 7-5-1　考えられる対策工の特徴の整理の例

原理	代表的な対策工法		効果																	既設構造物直下（近接）への適用性
			沈下		安定			変形		液状化										
										液状化の発生を防止する対策								液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策	トラフィカビリティ確保	
										砂地盤の性質改良										
			圧密沈下の促進による供用後の沈下量の低減	全沈下量の低減	圧密による強度増加	すべり抵抗の増加	すべり滑動力の軽減	応力の遮断	応力の軽減	密度増大	固結	粒度の改良	飽和度の低下	有効応力の増大	過剰間隙水圧の消散	せん断変形の抑制			
圧密・排水	表層排水工法																	○	
	サンドマット工法		○															○	
	緩速載荷工法				○														
	盛土載荷重工法		○		○														
	バーチカルドレーン工法	サンドドレーン工法	○		○														
		プレファブリケイティッドバーチカルドレーン工法	○		○														
	真空圧密工法		○		○														
	地下水位低下工法		○		○								○	○					
締固め	振動締固め工法	サンドコンパクションパイル工法	○	○	○	○			○	○									
		振動棒工法		○※						○									
		バイブロフローテーション工法		○※						○									
		バイブロダンパー工法		○※						○									
		重錘落下締固め工法		○※						○									
	静的締固め工法	静的締固め砂杭工法	○	○	○	○			○	○									
		静的圧入締固め工法								○									
固結	表層混合処理工法			○		○		○			○							○	
	深層混合処理工法	深層混合処理工法（機械攪拌工法）		○		○		○	○		○					○	○		○
		高圧噴射攪拌工法		○		○		○	○		○					○	○		○
	石灰パイル工法			○		○				○	○								
	薬液注入工法			○		○					○								○
	凍結工法					○													
掘削置換	掘削置換工法			○		○		○				○							
間隙水圧消散	間隙水圧消散工法														○				
荷重軽減	軽量盛土工法	発砲スチロールブロック工法		○			○		○										
		気泡混合軽量土工法		○			○		○										
		発泡ビーズ混合軽量土工法		○			○		○										
	カルバート工法			○			○		○										
盛土の補強	盛土補強工法					○											○		
構造物による対策	押え盛土工法					○											○		
	地中連続壁工法															○			
	矢板工法					○		○							○※		○		
	杭工法			○		○			○								○		
補強材の敷設	補強材の敷設工法					○												○	

(3)　施工計画の検討

施工に際しては十分な事前検討がなされないと、既設構造物に損傷を与えることとなる。施工計画の検討事項を以下に示す。

①　施工方針（既設構造物に極力影響を与えない）の検討
②　施工計画の検討（打設順序や位置等）
③　施工中の仮補強等の必要性の検討
④　試験施工の実施・本施工への反映方法の検討

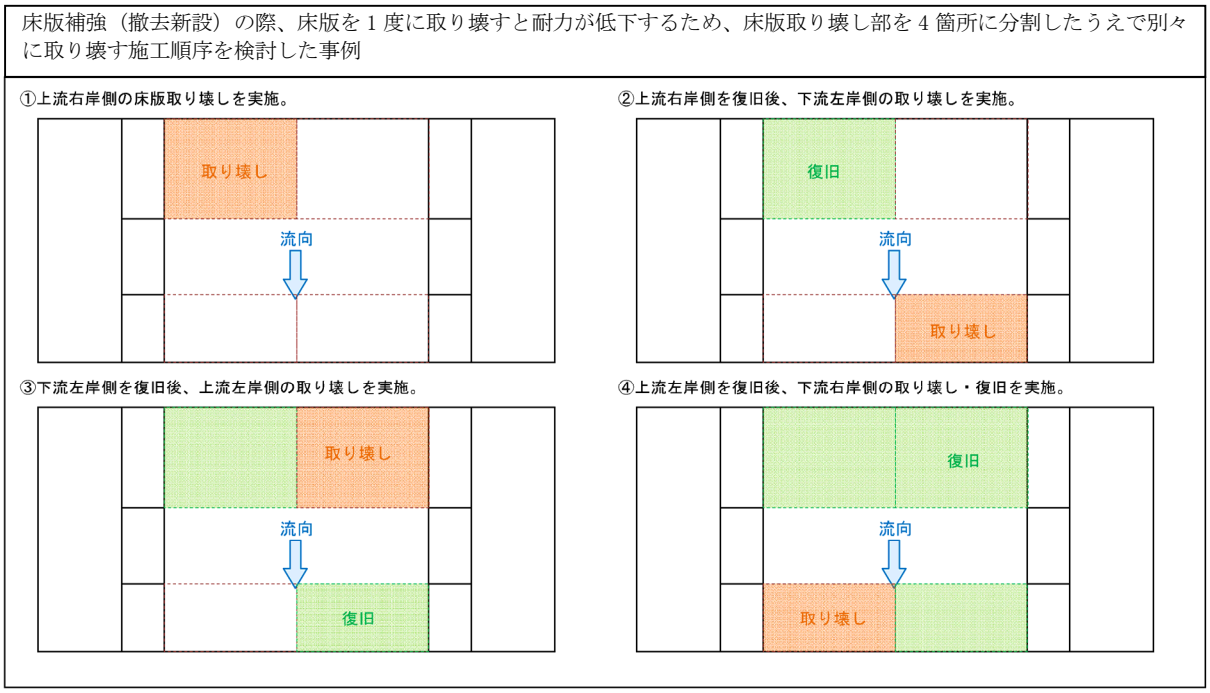


図 7-5-2　既設構造物への影響に配慮した施工手順

(4)　観測計画の検討

既設構造物直下で実施する地盤改良は不測の事態が発生する可能性が高いことから、動態観測等きめ細やかな観測を実施し、変位変状が発生した場合は直ちに施工を中止する体制とする。観測計画の設定事項を以下に示す。

①　観測位置・観測頻度（連続観測が基本）の設定

②　変位管理値の設定

③　変位等が発生した場合における対策の検討

④　変位以外の既設構造物の損傷チェック管理項目の設定

（ひび割れ・構造物間の離れ等）

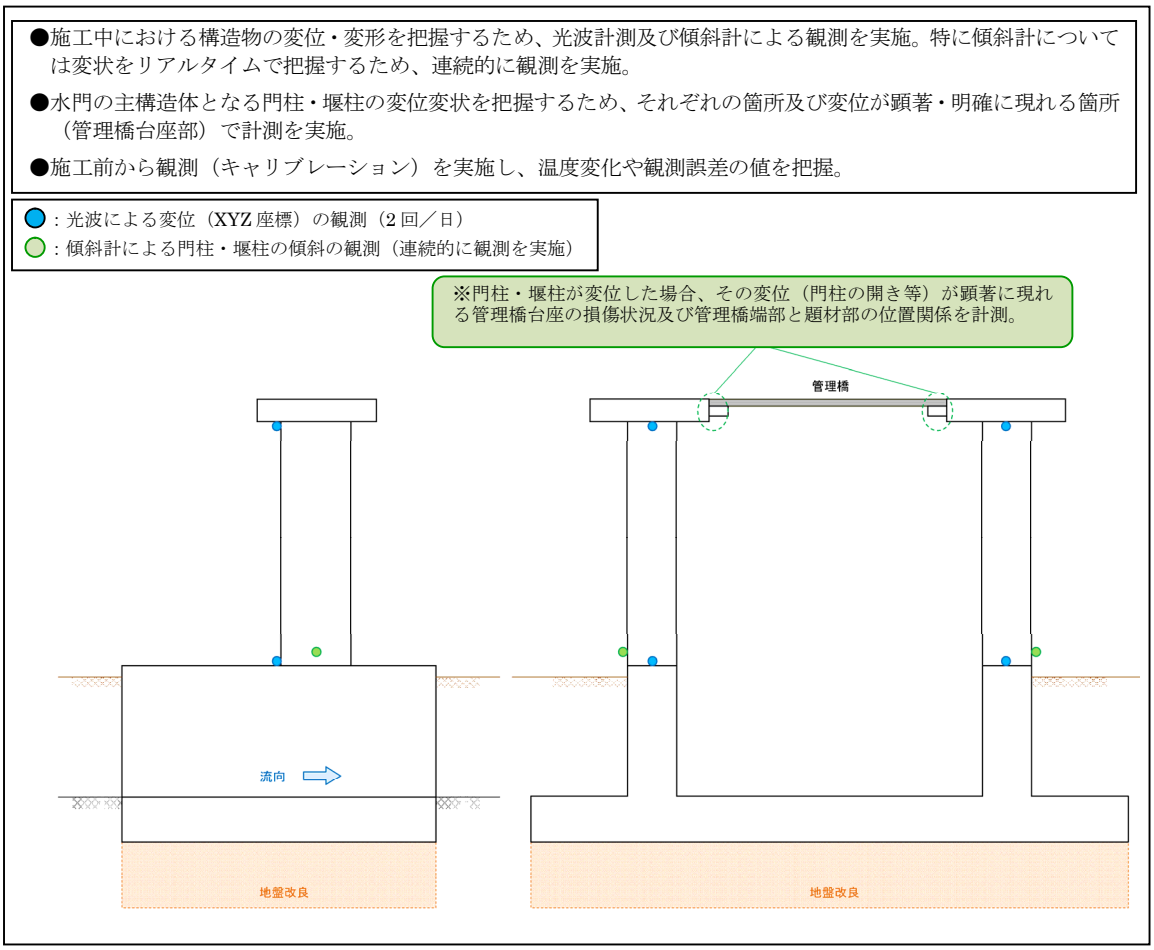


図 7-5-3　水門の変位観測の例

○参考文献

基準等の略称	参考資料	年月	監修・編集・発行等
耐震性能照査指針（Ⅱ）	河川構造物の耐震性能照査指針・解説 －Ⅱ．堤防編－	H28.3	国土交通省
耐震性能照査指針（Ⅳ）	河川構造物の耐震性能照査指針・解説 －Ⅳ．水門・樋門編－	H24.2	国土交通省
河川砂防（計）	国土交通省 建設省河川砂防技術基準　同解説　計画編	H17.11	国土交通省
構造令	改定　解説・河川管理施設等構造令	H12.1	(社)日本河川協会
工作物設置基準	改訂解説・工作物設置基準	H10.11	(財)国土技術研究センター
河川砂防（設Ⅰ）	改訂建設省河川砂防技術基準(案)設計編(Ⅰ)	H9.10	(社)日本河川協会
ゲート設計要領	水門・樋門ゲート設計要領（案）	H13.12	(社)ダム・堰施設技術協会
ダム・堰技術基準	ダム・堰施設技術基準(案) 「基準解説編・マニュアル編」	H26.9	(社)ダム・堰施設技術協会
審許可査手引き	許可工作物技術審査の手引き ～チェックリスト～	H23.5	国土交通省

第８章　　堰

第８章　堰

8-1　堰設計の基本

8-1-1　堰の定義　〔構造令　第 5 章〕

堰とは、河川の流水を制御するために、河川を横断して設けられるダム以外の施設であって、堤防の機能を有しないものをいう。

【解　説】

1)　堰の種類

(1)　分流堰

河川の分流点付近に設け、水位を調節または制御して、洪水または低水を計画的に分流させるものである。

(2)　潮止堰

感潮区間に設け、塩水の遡上を防止し、流水の正常な機能を維持するためのものである。

(3)　取水堰

河川の水位を調節し、都市用水、かんがい用水及び発電用水等を取水するためのものである。

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

2)　堰とダムの区分

(1)　基礎地盤から固定部の天端までの高さが 15m 以上のものはダム。

(2)　流水の貯留による流量調節を目的としないものは堰。

(3)　堤防に接続するものは堰。

8-1-2　堰の設計　〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.1〕

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

【解　説】

堰は、取水、分流、潮止め等の目的で河道を横断して設けられる構造物であり、固定堰、可動堰、またはそれらの組み合わせの構造のものがある。堰には必要に応じて土砂吐き（閘門等）魚道等の施設が設けられる。

取水堰の取水施設は、樋門による場合は、第 6 章樋門を参考として設計するものとする。河口堰は、取水および潮止めの機能を有する多目的の堰の場合が多い。いずれの場合も堰の湛水による堤内への漏水防止について検討する必要がある。なお、固定堰は分流堰等特別な場合を除いて採用しないものとする。

8-2　堰の諸元

8-2-1　平面形状および方向　〔構造令　第 5 章〕

堰の河川横断方向の線形は、洪水の流心方向に直角の直線形（直堰）とし、堰柱の方向は、洪水の流心方向とすることを基本としている。

8-2-2　敷高　〔構造令　第 5 章〕

堰の敷高（又は固定部）は、構造令第 37 条の規定により一般に、計画河床と一致させる。

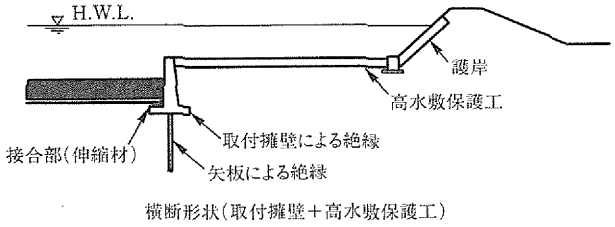
8-2-3　端部の構造（嵌入等）　〔構造令　第 33 条〕

床止め※は、付近の河岸及び河川管理施設の構造に著しい支障を及ぼさない構造とするものとする。

【解　説】

堰本体の端部処理については、従来は堤体に嵌入することとしていたが、この場合、堰取付部の護岸が被災し、一方で、本体が残存することにより堤防にまで被災が及ぶ危険性がある。このため現在では、堰取付部の上下流を擁壁構造の護岸としている。また、複断面では高水敷上の流水が高水敷や本体下流部の河岸の洗掘を生じさせ堤防の決壊を起こす危険性があることから、これを防止するため、高水敷に保護工を設けることとしている。

※堰に読みかえる。



〔構造令　第 4 章〕

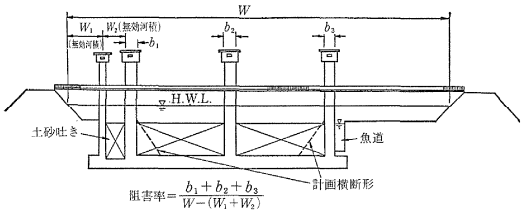
図 8-2-1　端部の構造

8-2-4　堰柱の構造および位置

1)　堰柱の構造　〔構造令　第 5 章〕

堰柱（管理橋の橋脚を含む）による河積の阻害率（計画高水位における流向と直角方向の洪水吐き部の堰柱の幅の総和が川幅（無効河積分を除く）に占める割合）は、おおむね 10%を超えないものとする。やむを得ずこれを超える場合は堰柱によるせき上げ、背水計算を行い、上流側水位に与える影響を検討し、場合により河積拡大の措置を講ずる必要がある。

なお、堰柱の断面形状については、洪水時の流水抵抗を少なくするため、できるだけ細長い楕円形またはこれに類する形状のものとする必要がある。



〔構造令　第 5 章〕

図 8-2-2　堰の阻害率

2)　両端の堰柱の位置　〔構造令　第 5 章〕

両端の堰の位置については、計画堤防を著しくおかさないよう配慮するものとする。両端の堰柱を計画堤防内に設ける場合の問題点は、それが堤防の弱点になることである。一方、両端の堰柱を計画堤防外に設ける場合の問題点としては、堤防との間に無効河積が生じて堰による河積の阻害が大きくなる点と堤防との間に流木等により閉塞しやすくなる点があげられる。以上の点を総合的に勘案の上、両端の堰柱の位置を決定する必要がある。

8-2-5　径間長　〔構造令　第 38 条〕

①　可動堰の可動部の径間長（隣り合う堰柱の中心線間の距離をいう）は、計画高水量に応じ、次の表の下欄にあげる値以上（可動部の全長（両端の堰柱の中心線間の距離をいう）が計画流量に応じ、同欄に掲げる値未満である場合には、その全長の値）とするものとする。ただし、山間狭窄部であることその他河川の状況、地形の状況等により治水上の支障がないと認められるときは、この限りではない。

表 8-2-1　径間長

項	1	2	3	4
計画高水流量（m^3/s）	500 未満	500 以上 2,000 未満	2,000 以上 4,000 未満	4,000 以上
径間長（m）	15	20	30	40

〔構造令　第 38 条〕

②　表 8-2-1 の項の中欄に該当する場合において、可動堰の可動部の全長が 30 メートル未満であるときは前項規定にかかわらず、可動部の径間長を 12.5 メートル以上とすることができる。

③　表 8-2-1 の表 3 項の項または 4 の項の中欄に該当する場合において 1)の規定によれば径間長の平均値を 50 メートル以上としなければならず、可動堰の構造上適当でないと認められる時は、同項の規定にかかわらず、建設省令で定めるところにより、可動部の径間長をそれぞれ同表 3 の項または 4 の項の下欄に掲げる値未満のものとすることができる。

④　表 8-2-1 の 4 の項の中欄に該当する場合において、1)の規定にかかわらず、流心部以外の部分に係る可動堰の可動部の径間長を 30 メートル以上とすることができる。この場合においては、可動部の径間長の平均値は、前項の規定の適用がある場合を除き、40 メートル以上としなければならない。

⑤　可動堰の可動部が起伏式である場合においては、建設省令で定めるところにより、可動部の径間長を前各項の規定によらないものとすることができる。

⑥　可動部の径間長は、構造令第 38 条が原則であるが、土砂吐又は舟通しについては、構造令 39 条の規定の範囲内（表 8-2-2 参照）で、可動部（洪水吐き）とみなして、流下断面内に設けることができるものである。この場合、原則として平均径間長は変えてはならない。いい換えれば径間数は変えてはならないこととしている。すなわち、土砂吐き又は舟通しの部分で縮小された径間長の長さに相当する分だけ、それ以外の可動部の径間長を長くして全体として河積の阻害の程度は変えないというのが原則的な考え方である。

〔構造令　第 5 章〕

表 8-2-2　径間長（土砂吐き又は船通しを兼ねる場合）

項	1	2	3	4
計画高水流量（m^3/s）	500 未満	500 以上 2,000 未満	2,000 以上 4,000 未満	4,000 以上
可動堰のうち土砂吐き又は船通しとしての効果を兼ねる部分の径間長（m）	12.5	12.5	15	20
可動部の径間長の平均値（m）	15	20	30	40

〔構造令　第 39 条〕

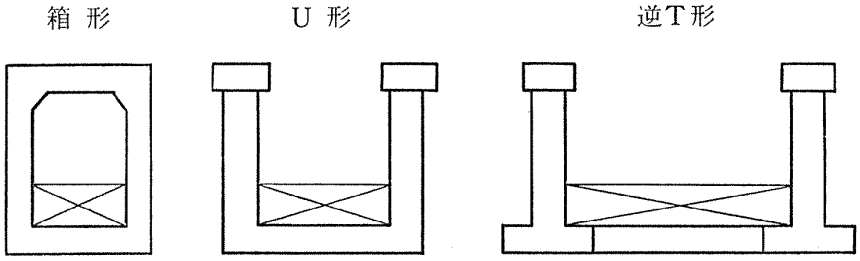
8-3　構造細目

8-3-1　本体の構造　〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2.1.1.1〕

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

【解　説】

引上式ゲートの場合の可動堰の本体の形式は小径間長の場合は、箱形、大径間長のものにおいては逆Ｔ形、中間のものにおいてはＵ形としている例が多く見受けられるが、形式の選定にあたっては、基礎地盤の良否、工事費、施工性（仮締切りとの関連）等も考慮して決定するものとする。また、多連となる場合は地盤不良による不同沈下や伸縮による継手等についても考慮するものとする。引上式ゲートは、鋼構造とすることが原則であるが、特殊な場合にはアルミ等のゲートを用いる場合もある。



〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2〕

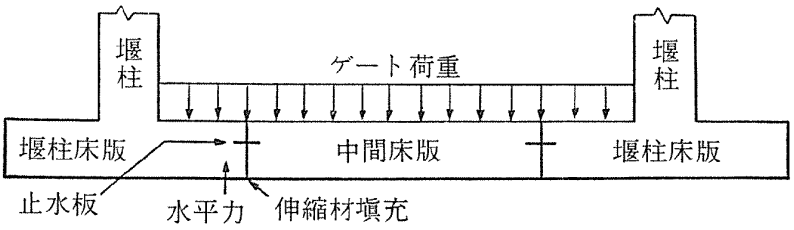
図 8-3-1　可動堰本体の形式

8-3-2　床版　〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2.1.1.2〕

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

【解　説】

本体の形式が逆 T 形のように床版が分離している場合（図 8-3-2）には、堰柱からの荷重を支持する堰柱床版と、ゲート荷重を主な荷重とする中間床版とがある。中間床版の基礎は、ゲート荷重に対して不同沈下が生じないような構造とし、中間床版は、ゲートの間の水密性が確保できるようにする必要がある。また、中間床版は堰柱間の水平力に対するストラット（支材）を兼ねさせることがある。半川締切り等で堰柱を仮締切に兼用させる場合は、堰柱および堰柱床版は単独で安定させるものとする。床部戸当たり面は、床版と同一平面とすることが望ましい。



〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2〕

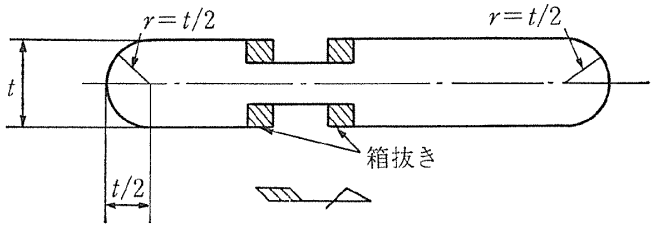
図 8-3-2　本体の形式が逆 T 形の場合の床版

8-3-3　堰柱　〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2.1.1.3〕

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

【解　説】

引上式ゲートの場合の中央堰柱の断面形状は、流水に対する抵抗を小さくし、流水に対する安全性を確保するため、上下流端を半円形等とする例が多い。なお、堰柱幅および長さは、管理橋の幅員、ゲート戸当り寸法、開閉装置の寸法、力学的構造計算等から決定される。戸当りの箱抜きは戸当り材を、余裕をもって取り付けられるように考慮するものとする。



〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2〕

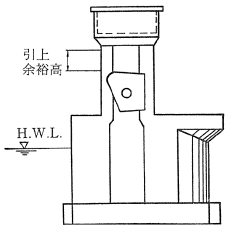
図 8-3-3　堰柱形状形

8-3-4　門柱　〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2.1.1.4〕

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

【解　説】

門柱の断面は、戸当り、ゲートの操作用階段等を考慮して、十分検討のうえ、決定する必要がある。ゲートの管理に必要な高さとしては引上余裕高のほか滑車等の付属品の高さを含んだものであり、ゲートの操作台下面までの高さとし、ゲートの規模、開閉装置の構造、開閉速度等を考慮して決定するが、原則として、引上余裕高は 1m 以上とする（図 8-3-4 参照）。



〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2〕

図 8-3-4　門柱

8-3-5　ゲート　〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2.1.1.6〕

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

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

【解　説】

1)　ゲートの形式

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

引上式ゲートには越流を許す形式と許さない形式のものがあり、その選定にあたっては河川の特性、堰の目的、維持管理等を検討して定めるものとする。

可動堰においては、重要な河川の場合は原則として引上式とし、その他の中小河川等の場合は河状を検討のうえ、必要に応じ起伏式ゲートとする場合がある。

起伏式ゲートは、油圧シリンダー等により操作するが、堆砂により開閉が確実に行われない場合があり、このような点より重要河川にあたっては、引上式ゲートを原則とする。

2)　ゲートの天端高

ゲートの天端高は、堰の目的に応じた水位に基づいて定めるものとする。起伏式ゲート（潮止めの目的で設ける堰のゲートを除く）の起立時の上端の高さは計画横断における低水路の河床の高さと計画高水位の中間の高さ以下とする。ただし、治水上の安全を確保するために必要な措置を講ずる場合においては、ゲート起立時の上端の高さを堤内地盤高、または計画高水位のうち、いずれか低いほうの高さ以下とすることができる。

また、起伏式ゲートの起立時の上端の高さは、ゴム引布製ゲートを用いる場合を除き、計画河床から 3m 以下とする。

なお、ゲートの構造詳細については、ダム・堰施設技術基準（案）、鋼製起伏ゲート設計要領（案）およびゴム引布製起伏堰技術基準（案）を参考にする。

8-3-6　操作台　〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2.1.1.5〕

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

【解　説】

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

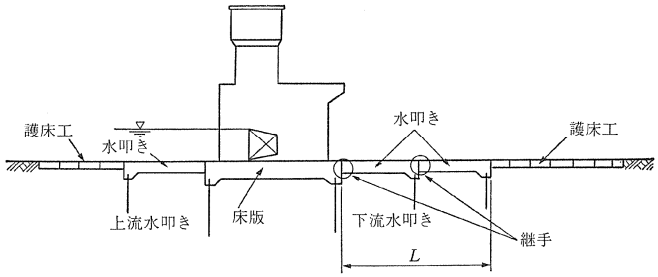
操作室は、上記機器を格納するため十分なスペースがなければならないと同時に、補修時に機器の搬出入ができるような措置（例えば、チェーンブロック用梁、機器の大きさに相応じた扉の設置等）をとる必要がある。

8-3-7　水叩き　〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2.2〕

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

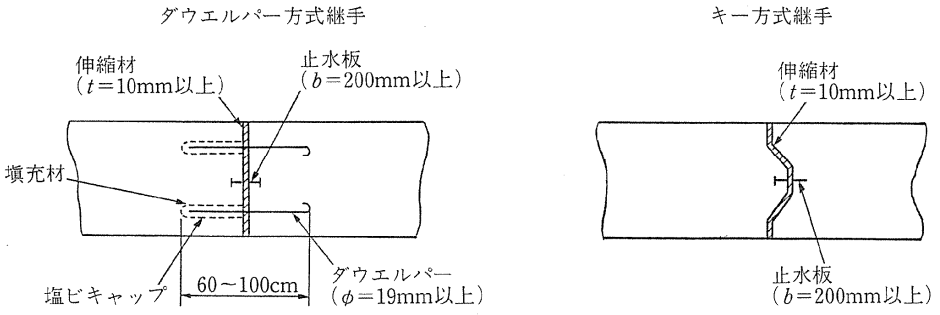
【解　説】

水叩きの長さは、翼壁が堤防の一部であることを考慮して、内外水位差による浸透水、ゲート操作の影響による洗掘等により翼壁が破損しないよう、翼壁と同一の長さとするものとする。



〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2〕

図 8-3-5　水叩き



〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2〕

図 8-3-6　水叩きの継ぎ手

8-3-8　しゃ水工　〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2.3〕

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

【解　説】

しゃ水工は、床版、水叩き下部、堰の堤防等への取付部および堰の上下流の取付擁壁の底版下部等に設けられるが、大規模な堰の場合にはしゃ水工が浸透路長を長くすることにより揚圧力を抑制し、床版、水叩き厚を薄くする効果もあるので、しゃ水工の長さはこれらの効果を総合的に検討して決定する必要がある。

しゃ水工には、原則として構造計算上の荷重を負担させてはならない。

8-3-9　基礎工　〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2.4〕

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

【解　説】

1)　直接基礎

直接基礎は、地盤が良質な岩、砂礫、または砂等の場所で十分地耐力があり、圧密沈下などが生じない場合に採用する。

2)　杭基礎

杭基礎には、既製杭と場所打杭がある。既製杭として RC 杭、PC 杭等を採用する場合は、水平力による曲げ抵抗と継手の強度について検討するものとする。また、鋼杭を採用する場合は、先端閉塞効果も検討するものとする。なお、杭基礎の場合には、不同沈下を起こさないようにするため、良質な地盤まで打ち込むものとする。

3)　ケーソン基礎

ケーソン基礎にはオープン、ニューマチック方式がある。

設計にあたっては、河川砂防技術基準（案）設計編Ⅰ　第 7 節堰　7.3 設計細目および河川構造物の耐震性能照査指針・解説各編によるものとする。

8-3-10　護床工および護岸　〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2.5、7.2.6〕

護床工は、原則として屈とう性を有する構造として設計するものとする。

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

【解　説】

護床工は、堰の本体およびそれと連続する水叩きの上下流に原則として設けるものとする。護床工は流速を弱め流水を整える作用をもち、併せて本体および水叩きを保護することを目的としている。

護岸の設置範囲は、河川管理施設等構造令　第 35 条（護岸）、規則第 16 条によるものとする。

8-3-11　管理橋　〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2.8.1〕

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

8-3-12　付属設備　〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2.8.4〕

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

【解　説】

堰には必要に応じて次に示す付属設備を設けるものとする。

① 管理所
② 警報設備
③ 水位観測設備
④ 照明設備
⑤ 管理用階段
⑥ ゲート操作用階段
⑦ その他（防護柵、タラップ等）

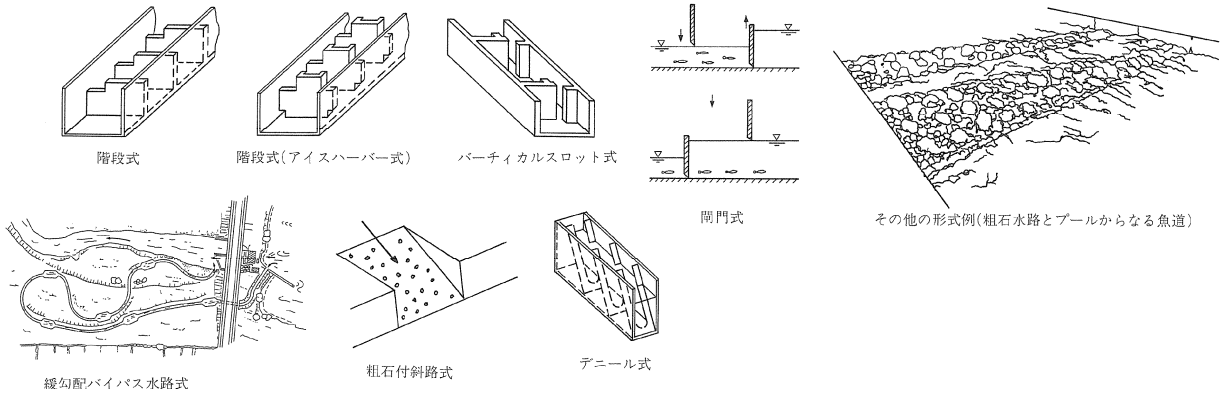
8-3-13　魚道　〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2.8.3〕

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

【解　説】

魚類には、一般的に流れにより下流に流されないため、流水の方向に頭を向けて流れに逆らって泳ぐ性質（走流性）があるが、その遊泳形態や遊泳速度は魚種ごとに異なることはもちろん、同じ魚種でも成長の度合いを十分考慮する必要がある。

魚道には、以下に示す種類があり、その選定にあたっては、それぞれの特徴を十分に把握の上、河川環境や維持管理を考慮して検討する必要がある。



〔河川砂防（設Ⅰ）第 7 章 7.2〕

図 8-3-7　代表的な魚道形式

8-3-14　起伏堰　〔構造令　第 5 章〕

1)　起伏堰の設置について

起伏堰は、その工事の簡易、低廉、横断構造物としての河川流水の阻害の僅小など、引上げ式ゲートに比して幾つかの優位性を認めることができる。一般に堰高および堰長が設置箇所の河積、川幅等に比して十分小さい場合および河積に十分余裕のある場合については起伏堰の設置が有利となる。

また､洪水の到達時間等からみて､引上げ式ゲートでは出水時の的確な開閉が期し得ない場合については、一般的に起伏式ゲートを用い、自動開閉式とするのが望ましい。さらに、渇水時以外は常に倒伏させておく潮止堰等、出水時における不完全倒伏の懸念の全くない場合は起伏式とすべきである。

起伏堰には、ゴム引布製ゲートを使用したゴム引布製起伏堰（通称ラバーダム）と鋼製転倒ゲートを使用した鋼製起伏堰がある。

2)　径間長　〔構造令　規則第 18 条〕

（可動堰の可動部が起伏式である場合における可動部の径間長の特例）

規則第 18 条　令第 38 条第 5 項に規定する場合における可動部の径間長は、同条第 2 項※に該当する場合を除き、ゲートの直高が 2 メートル以下の場合は、ゲートの縦の長さと横の長さとの比の値が 10 分の 1 となる値（15 メートル未満となる場合は 15 メートル）以上とすることができる。

【解　説】

起伏堰のような一段ゲートの縦横比は、構造上、できれば 1/10 以上、最悪の場合でも 1/15 以下になってはならないとされている。起伏堰については、引上げ式の堰に比べて、堰柱による流水阻害は小さいという点を考慮すれば、径間長は、ゲートの構造上できるだけ好ましい縦横比（1/10）まで緩和して差し支えないものと考えられる。ゲート直高が 2m を超えるときは、規則 18 条の緩和規定の適用はない。

※同条第 2 項は 8-2-5 径間長　2)参照。

3)　構造　〔構造令　規則第 21 条〕

ゲートの起立時における上端の高さは、計画横断形に係る低水路の河床の高さと計画高水位との中間位以下とすること。ただし、ゲートを洪水時においても土砂、竹林その他の流下物によって倒伏が妨げられない構造とするとき、又は治水上の機能の確保のため適切と認められる措置を講ずるときは、ゲートの起立時における上端の高さを堤内地盤高又は計画高水位のうちいずれか低い方の高さ以下とすることができる。

ゲートの直高は、3 メートル以下とすること。ただし、ゲートを洪水時においても土砂、竹林その他の流下物によって倒伏が妨げられない構造とするときは、この限りでない。

【解　説】

「ゴム引布製起伏堰技術基準（案)」および「鋼製起伏ゲート設計要領（案)」に準拠して設計されたものについては、規則第 21 条のただし書を適用できるものとしている。

8-3-15　耐震設計

堰の耐震設計は、河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅳ．水門・樋門および堰編－」を参考にする。

○参考文献

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
耐震性能照査指針（Ⅱ）	河川構造物の耐震性能照査指針・解説 －Ⅱ．堤防編－	H28.3	国土交通省
耐震性能照査指針（Ⅳ）	河川構造物の耐震性能照査指針・解説 －Ⅳ．水門・樋門及び堰編－	H24.2	国土交通省
構造令	改定　解説・河川管理施設等構造令	H12.1	(社)日本河川協会
工作物設置基準	改訂解説・工作物設置基準	H10.11	(財)国土技術研究センター
河川砂防（設Ⅰ）	改訂建設省河川砂防技術基準(案)設計編(Ⅰ)	H9.10	(社)日本河川協会
鋼製ゲート要領	鋼製起伏ゲート設計要領（案）	H13.11	(社)ダム・堰施設技術協会
ゴム堰基準	ゴム引布製起伏堰技術基準（案）	H12.10	(財)国土技術研究センター
ダム・堰技術基準	ダム・堰施設技術基準(案) 「基準解説編・マニュアル編」	H26.9	(社)ダム・堰施設技術協会

第 9 章　排水機場

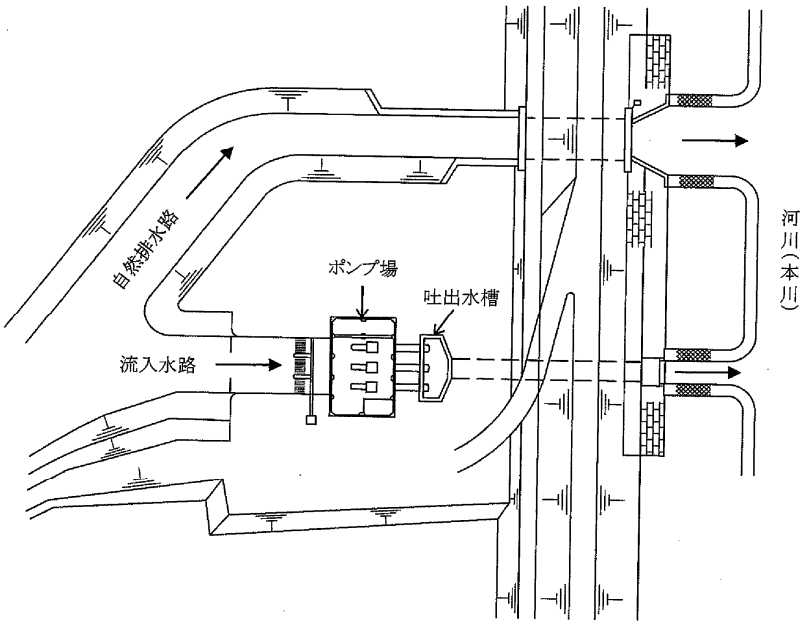
第９章　排水機場

排水機場の設計は、「揚排水ポンプ設備技術基準・同解説　H27 年 2 月」（以降、揚排ポンプ基準とする）に準じるものとする。

9-1　排水機場の基本

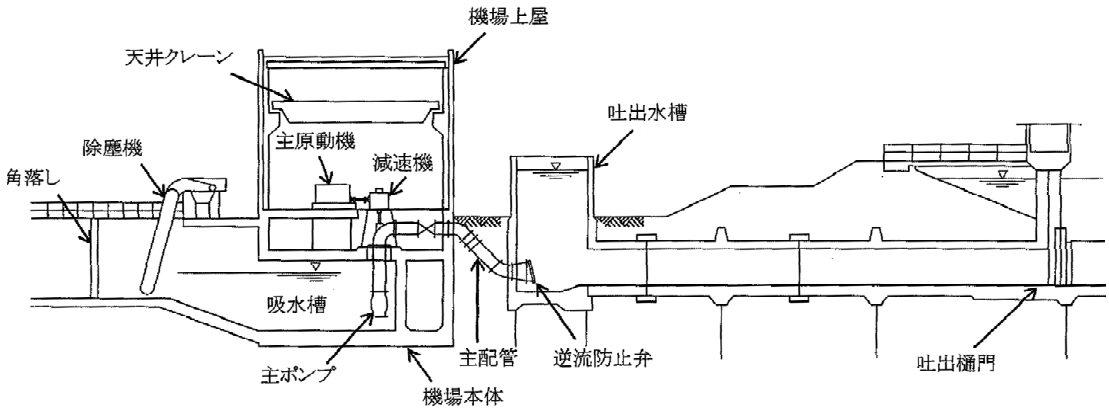
1)　排水機場の説明　〔揚排ポンプ基準　第１章　第３節〕

排水機場とは、ポンプにより堤防を横断して内水又は河川水を排除するために設けられる施設をいう。



〔揚排ポンプ基準　第１章　第３節〕

図 9-1-1　排水機場平面図



〔揚排ポンプ基準　第１章　第３節〕

図 9-1-2　排水機場断面図

2) 関連諸法令及び基準等 〔揚排ポンプ基準 第１章 第２節〕

ポンプ設備の設計、施工、維持管理関係する法令や基準等は多岐にわたるが、以下にポンプ設備と関連施設に係る主な法令（法律、政令、省令)、基準等の名称と適用内容を示す。

(1) 法令

表 9-1-1 ポンプ設備と関連施設に係る主な法令

名称	適用内容	備考
建設業法	事業許可、請負契約、施工技術の確保	技術者配置
労働基準法	労働者の管理	
労働安全衛生法 クレーン等安全規則 ボイラ及び圧力容器安全規則	労働者の安全確保 クレーンの製造、設置、使用 圧力容器の製造、設置、検査	
道路法 車両制限令	機材の運搬 路上工事	
道路交通法	路上工事	
河川法 河川管理施設等構造令	河川の使用 河川管理施設の操作 河川管理施設の構造	
環境基本法	環境基準	
大気汚染防止法	ばい煙対策	洪水防御用施設、非常用施設は排出基準適用外
騒音規制法	工事騒音対策	
振動規制法	工事振動対策	
廃棄物の処理及び清掃に関する法律	産業廃棄物の処理	
電気事業法 電気設備に関する技術基準を定める省令	電気工作物の工事、維持、運用	
消防法 危険物の規制に関する政令 危険物の規制に関する規則	危険物の貯蔵、取り扱い 危険物施設の消火設備	
建築基準法	構造、建築設備	
資源の有効な利用の促進に関する法律	副産物の発生抑制、再生資源の利用促進	
国等による環境物品等の調達の推進等に関する法律	環境物品等調達	
製造物責任法	製造業者の責任	

〔揚排ポンプ基準 第１章 第２節〕

(2) 基準・指針等

表 9-1-2 ポンプ設備と関連施設に係る主な基準・指針等

名称	適用内容
河川砂防技術基準 調査編	河川構造物の調査、設計、維持管理の基準
河川砂防技術基準 計画編	河川構造物の調査、設計、維持管理の基準
河川砂防技術基準 設計編	河川構造物の調査、設計、維持管理の基準
河川砂防技術基準 維持管理編（河川編）	河川構造物の調査、設計、維持管理の基準
河川砂防技術基準 維持管理編（ダム編）	河川構造物の調査、設計、維持管理の基準
ダム・堰施設技術基準（案）	ゲート等の設計、施工、維持管理の基準
揚排水ポンプ設備技術基準・同解説	排水機場の設計基準
機械工事塗装要領（案）・同解説	塗装の実施基準
機械工事共通仕様書（案）	製作、据付の実施基準
機械工事施工管理基準（案）	製作、据付の出来形、品質の基準
河川構造物の耐震性能照査指針	揚排水機場の耐震対策
建築設備耐震設計・施工指針（(一財）日本建築センター）	建築設備の耐震対策
内線規程（JEAC）	自家用電気工作物の設計、施工、維持管理
土木工事安全施工技術指針	土木工事の安全対策
建設機械施工安全技術指針	建設機械を使用する工事の安全対策
建設工事公衆災害防止対策要綱	工事の公衆災害防止対策
建設工事に伴う騒音振動対策技術指針	工事の騒音振動対策
機械設備点検・整備共通仕様書	点検・整備業務の仕様
揚排水機場設備点検・整備指針（案）	ポンプ設備の点検・整備
河川ポンプ設備点検・整備・更新マニュアル（案）	河川ポンプ設備の維持管理
河川用ゲート設備点検・整備・更新マニュアル（案）	河川用ゲート設備の維持管理

〔揚排ポンプ基準 第１章 第２節〕

3) 基本事項 〔揚排ポンプ基準 第２章 第1～9節〕

(1) 設備と施設の調和

揚排水機場を構成するポンプ設備と機場上屋、機場本体、付属施設は、相互に調和して機能を発揮できるものとする。

(2) ポンプ設備の基本条件

揚排水機場のポンプ設備は、機場の目的、特性、使用条件等に適合した機能、信頼性、耐久性及び経済性を備えたものとする。

(3) 維持管理の基本

1. ポンプ設備は、常に正常な運転機能を長期にわたって保持するため、計画的に適切な維持管理を行う。
2. ポンプ設備の維持管理は、当該ポンプ設備の設置目的、機器等の特性、設置条件、稼働形態等を考慮して内容の最適化に努め、かつ効果的に予防保全と事後保全を使い分け、計画的に実施しなければならない。
3. 施設管理者は、適正な維持管理体制を確保しなければならない。
4. 維持管理に係る情報は、必要項目を整理、記録するとともに、当該内容の評価によって設備設計や維持管理に関する改善事項を抽出し、維持管理の計画、実施内容等に反映させる。

(4) 点検・整備

1. ポンプ設備の点検は、設置目的、構成機器及びその特性、設置条件、稼働形態等により適切に内容を定めて実施する。点検におけるデータ計測結果は、故障の把握と構成機器等の健全度評価に活用する。
2. 定常的な整備は点検に合わせて実施するとともに、主要機器の分解整備は、維持管理計画に基づき計画的に実施する。

(5) 修繕、更新、改造

ポンプ設備の点検、診断の結果に基づき修繕、更新、改造が必要となった場合は、過去の運用結果及び今後の運用予測から必要な機能を整理して実施内容を決定する。

(6) 危機管理

ポンプ設備の危機管理として、故障等により機能が発揮できないことによる被害発生の防止及び被害拡大の抑止のため、次の事項に基づいて危機管理対策を講ずる。

(1) 設計面における危機管理として、危機発生時にも可能な限り機能が保持できる設備とする設計を行う。
(2) 管理運用面における危機管理として、危機管理体制を明確化し、危機発生時の支援体制の確保、事前点検の実施と予備品の管理、ヒューマンエラー対策を行う。
(3) 危機発生時には、被害発生の抑止のための機能復旧及び代替手段による機能補完を行う。

(7) 浸水対策

ポンプ設備を構成する機器のうち浸水により機能喪失のおそれのあるものについては、対象機器、機場本体、機場上屋等において浸水対策を講ずる。

(8) 耐震対策

1. 揚排水機場のポンプ設備については、地震動による被害防止対策を講ずる。
2. 対策の対象とする地震動のレベルは、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動とする。

(9) 環境調和

揚排水機場のポンプ設備については、周辺環境との調和に配慮し、騒音、振動、排気等に関する環境対策を講ずる。

(10) 安全管理

1. ポンプ設備の運転や維持管理において、操作員、点検員及び地域住民のために設備等の安全対策を講ずる。
2. ポンプ設備の工事又は点検・整備業務においては、作業の安全管理として危険防止の措置を講ずる。

(11) 施工管理

ポンプ設備の製作、据付に当たっては、出来形、品質等を確保するための施工管理を実施する。

(12) 新技術の導入

ポンプ設備の設計、施工、維持管理においては、新技術・新材料等を必要に応じて採用する。

9-2 ポンプ設備の設計

1) 設計の基本 〔揚排ポンプ基準 第 3 章 第 1 節〕

ポンプ設備は、設備の基本条件を満足するよう、次の事項に基づいて設計する。

(1) 計画水位条件に対し、所要の揚排水量を確保する。
(2) 主ポンプの台数分割は、揚排水量の変動への追従、危険分散等を検討し決定する。
(3) 機場の規模、管理体制に対応する監視操作方式を選定する。
(4) 信頼性、耐久性、経済性を備えたものとする。
(5) 維持管理のための点検・整備及び管理運転が容易なものとする。
(6) 関連施設と調和したものとする。

ポンプ設備の設計手順の例を次頁に示す。

	検討項目	検討内容
1	排水量、水位等の確認	施設規模、内外水位、水量の範囲、管理方式、 環境条件等の与条件
↓		
2	基本設計	台数分割、吐出量制御（手段）、 監視操作制御方式（遠隔操作の有無等）
↓		
3	揚程、主ポンプ諸元の決定	主ポンプ計画全揚程、機場計画実揚程、主ポンプ計画吐出し量、 キャビテーション検討
↓		
4	主ポンプ形式の決定	軸形式、機種形式（Ⅰ型、Ⅱ型を含む）、据付形式、構造形式
↓		
5	主配管及び弁の口径、 形式の決定	主ポンプ口径確認、管継手、弁の用途と形式
↓		
6	主原動機の機種形式、 動力伝達装置の決定	主ポンプの運転条件、主原動機出力による機種選定、減速機、軸継手の選定
↓		
7	系統機器設備の決定	主ポンプ、主原動機の運転に必要な系統機器設備とその基本諸元、 予備機の設置
↓		
8	監視操作制御方式の決定	設備機器の運転操作方式、始動条件と保護装置
↓		
9	監視操作制御設備の決定	機能と構成
↓		
10	機場本体との調整	吸水槽の構造、寸法、地下ポンプ室の配置
↓		
11	付属施設との調整	流入水路、吐出水槽、吐出樋門の構造、寸法等への影響
↓		
12	除塵設備の決定	スクリーン、除塵機、搬送、貯留設備の設計
↓		
13	付属設備の決定	設置する設備の選択、設計
↓		
14	電源設備の決定	受変電設備、自家発電設備、制御用電源設備等の容量、機器構成
↓		
15	機場上屋との調整	ポンプ室、操作室、制御機器室の構造

注 1. 設計においては検討結果を関連機器や施設にフィードバックして、設備と関連施設の基本設計内容を決定する。

注 2. 機場の構成や目的により、設計手順や検討項目が異なる場合がある。

〔揚排ポンプ基準　第 3 章　第 1 節〕

図 9-2-1　ポンプ設備の設計フロー

2) 排水量、水位等の確認 〔揚排ポンプ基準 第 3 章 第 2 節〕

水位条件と必要揚程

ポンプ設備は、揚排水機場の水位条件によりポンプの計画揚程を決定し、必要な揚排水量を確保できるものとする。

3) 基本設計 〔揚排ポンプ基準 第 3 章 第 2 節〕

(1) 設置台数

1. 揚排水ポンプの設置台数は、排水機場における洪水時の出水変動、揚水機場の必要揚水量の変動に対応するとともに、維持管理性、信頼性、関連施設、用地等を含めた経済性により決定する。
   排水機場のポンプについては、危険分散のため 2 台以上とする。
2. 揚排水機場の必要揚水量の変動に対してポンプ運転台数で対応できない場合は、ポンプ単体の吐出し量制御を組み合わせて対応する。

表 9-2-1 ポンプ設置台数の目安（陸上ポンプ）

計画排水量	設置台数
30 ㎥/s 以下	2～4 台
30 ㎥/s～100 ㎥/s	3～5 台
100 ㎥/s～200 ㎥/s	4～6 台
200 ㎥/s～300 ㎥/s	5～7 台
300 ㎥/s 超	6～10 台

〔揚排ポンプ基準 第3章 第2節 第2項〕

(2) 監視操作制御方式

揚排水機場におけるポンプ設備の監視操作制御方式は、機場の目的、規模、運用方法、設備の保全、運転等の維持管理体制により、監視操作の場所及び操作方式を決定する。

(3) 設備の信頼性

ポンプ設備は必要な時に確実に始動し、必要な時間、運転を持続する基本機能を保持するとともに、運転条件、運用体制等により必要となる信頼性を備えたものとする。

(4) 設備の耐久性

揚排水ポンプ設備は、腐食、摩耗、疲労等による損傷防止を考慮した設計とし、長期間の使用に耐える耐久性を備えたものとする。

(5) 設備の経済性

ポンプ設備の経済性は、初期費用としての設備費、使用年数、点検・整備、運転等の管理費を含めたライフサイクルコストで評価する。

(6) 点検・整備作業への配慮

揚排水ポンプ設備は、維持管理時の点検・整備が容易に行えるよう、機器の構造、配置、維持管理用付属設備等について検討する。

(7) 管理運転への対応

1. 揚排水ポンプ設備は、定期点検時に管理運転による点検が行える設備とする。
2. 管理運転は通常の運転に近い負荷状態での排水運転が望ましいが、水位条件等により困難な場合は、各機器をできる限り排水運転に近い状態で運転できるよう検討する。

(8) 修繕、更新、改造等の設計

1. 揚排水ポンプ設備の更新に当たっては、設備診断等を踏まえて決定された設備の必要機能に対し、ライフサイクルコスト低減を考慮した上で設備全体の更新、部分更新、改造、修繕などの実施内容を決定する。
2. 更新等の設計に当たっては、既存の施設、機器との整合を図り、施設全体としての機能を発揮できるようにする。

4) 揚程、主ポンプ諸元 〔揚排ポンプ基準 第 4 章 第 1 節〕

(1) 主ポンプの基本設計

主ポンプは、設置条件に適した形式で始動性、信頼性、維持管理性に優れ、管理運転を含む運転条件に対応する運転性能を有するものとする。

(2) 主ポンプ計画全揚程

1. 主ポンプ計画吐出し量は、機場計画揚排水量とポンプ設置台数、ポンプ容量の組合せにより決定する。
2. 主ポンプ計画全揚程は、水理条件により定まる機場の計画実揚程にスクリーン、主配管、弁、樋門等の損失井水頭を加えて決定する。

排水ポンプに使用されるポンプは、運転時の揚程が高くなると吐出量は小さくなり、揚程が低くなると吐出量が大きくなるという運転特性がある。

主ポンプの計画全揚程を機場の最高実揚程に合わせて設定すると、主ポンプの運転範囲が計画点より低揚程側となるため、常に計画吐出量以上を吐出す過大な設備となる。したがって、主ポンプの計画吐出し量に対する計画全揚程を適切な値に定めて、効率的な設備とする必要がある。

・ 主ポンプ計画全揚程と機場計画実揚程の関係

主ポンプの計画全揚程は、次式により機場計画実揚程に諸損失を加えて決定する。

$H = H_f + h_i + h_d + hl_{s1} + hl_{s2} + hl_d + V_d^2/2g$

ここに

H	：	主ポンプの計画全揚程（m）
H_f	：	機場の計画実揚程＝外水位（m）－内水位（m）
h_i	：	機場の吸込側損失水頭＝流入水路及びスクリーン等損失水頭（m）
h_d	：	機場の吐出し側損失水頭＝吐出樋門損失水頭（m） （樋門からの吐出し水の速度損失水頭を含む）
hl_{s1}	：	主ポンプ吸込側配管損失水頭（m） 立軸ポンプの場合 0m
hl_{s2}	：	吸水槽損失水頭（m）（セミクローズ水槽損失等）
hl_d	：	主ポンプ吐出し側配管等損失水頭（m）（弁の損失水頭を含む）
$V_d^2/2g$	：	残留速度水頭（吐出水槽への吐出し損失）
V_d	：	吐出水槽への吐出し速度（m/s）
g	：	重力加速度（m/s^2）

主ポンプの計画全揚程と機場の計画実揚程及び諸損失の関係を示す。

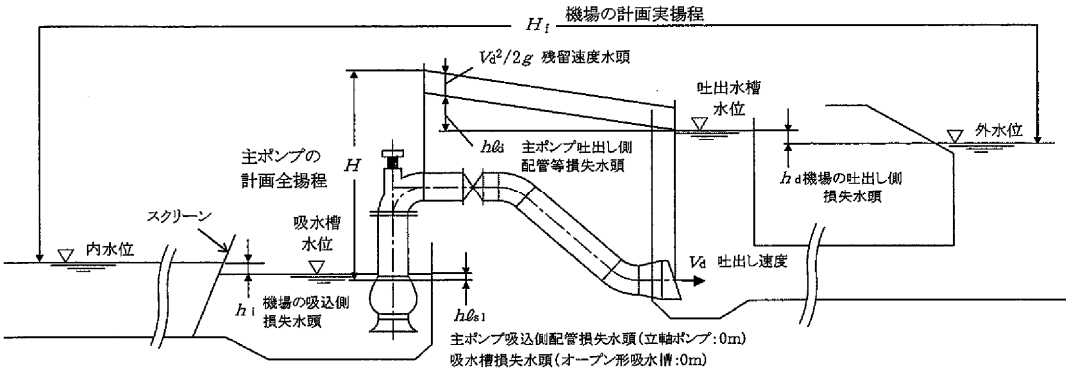


図 9-2-2　揚程模式図　　〔揚排ポンプ基準　第 4 章　第 1 節　第 2 項〕

5)　主ポンプ形式　〔揚排ポンプ基準　第 4 章　第 1 節〕

(1)　主ポンプ形式の決定

主ポンプの形式は、設置条件、ポンプ性能、維持管理性、経済性等を総合的に評価して決定する。

(2)　主ポンプの運転性能

1.　主ポンプは、管理運転を含む吸込水位、全揚程、吐出し量等の全ての運転条件において有害なキャビテーションが発生せず、安定した運転が行える性能を有するものとする。 2.　主ポンプは始動時及び管理運転時の運転条件に対し、安定した運転が行える性能を有するものとする。

(3)　主ポンプの構造及び材料

1.　主ポンプの構造は、ポンプの機能を十分に発揮できるものとし、施工性及び維持管理性に優れたものとする。 2.　主ポンプ主要部分の材料は施工性、耐久性等に優れたものとする。

6) 主配管及び弁の口径、形式 〔揚排ポンプ基準 第 4 章 第 2、3 節〕

(1) 主配管の構造及び材料

1. 主配管の構造は、流水を効率よく円滑に導けるものとし、次の事項に基づいて設計する。
   (1) 空気溜まりによる支障や水漏れの生じない形状、構造とする。
   (2) 自重、水圧、外部からの荷重に対し必要な強度を確保する。
   (3) 管継手は、施工性及び維持管理等に適した構造とし、適切な位置に設ける。
   (4) 機場本体と吐出水槽等不同沈下が起きやすい構造物にわたる配管は、これに適した構造とする。
   (5) 揚水ポンプ設備において送水管路が長い場合、又は実揚程が大きい場合には、管路内に生じる水撃現象を解析し、必要に応じてその軽減策を講ずる。
2. 主配管の材料は、施工性、耐久性及び経済性等に優れたものとする。

(2) 主配管の口径

主配管の口径は、流速及び損失水頭を考慮して決定する。

(3) 弁の構造及び材料

1. 主配管には止水用、流量調整用、逆流防止用等の用途に適した構造の弁を必要に応じて設ける。
2. 弁の主要部分の材料は、施工性、耐久性及び経済性等に優れたものとする。

(4) 弁の口径

弁の口径は、流速及び損失水頭を考慮して決定する。

7) 主原動機の機種選定及び動力伝達装置 〔揚排ポンプ基準 第 5 章 第 1、2 節〕

(1) 主原動機形式の決定

排水ポンプ用主原動機は、商用電源に頼ることなく運転できるものとし、主ポンプの特性に適合した始動性、運転性能、信頼性、耐久性、維持管理性を備えたものとする。

(2) 主原動機の出力

主原動機の出力は、運転時の気象条件において、主ポンプの始動、加速を含む全領域における運転に十分なものとする。

(3) 動力伝達装置

動力伝達装置は、主原動機の動力を確実に主ポンプに伝達するものとし、減速機能、軸方向変換機能、クラッチ機能、たわみ及び振動吸収機能、逆転防止機能等の必要機能に対応した機器構成とする。

8) 系統機器設備 〔揚排ポンプ基準 第 6 章 第 1～7 節〕

(1) 系統機器設備の基本設計

1. 系統機器設備は、主ポンプ設備及び自家発電設備の運転に必要な燃料供給、機器の冷却、潤滑、内燃機関の始動動力、吸排気等、主ポンプの運転のための補助機能を的確に発揮するため、適切な機器で構成するものとする。
2. 複数台の主ポンプ又は複数台の自家発電設備に共通に使用される系統機器には予備機を設ける。

(2) 燃料系統設備

1. 燃料系統設備は、内燃機関の運転に必要な燃料を確実に供給でき、安全な設備とする。
2. 燃料貯油槽の容量は、非常時における燃料の補給の確実性を考慮し、ポンプ設備が必要とする計画運転時間を満足する燃料油を供給できるものとする。

(3) 冷却水系統設備

1. 冷却水系統設備は、機器の冷却方式により必要となる冷却水の供給及び冷却を確実に行えるものとする。
2. 軸受の潤滑水や軸封水が必要な場合は、冷却水系統設備により供給する。

(4) 始動系統設備

始動系統設備は、内燃機関を必要なときに確実に始動できるものとする。

(5) 満水系統設備

満水系統設備は、主ポンプを必要時間内で満水できるものとする。

(6) 潤滑油系統設備

潤滑油系統設備は、油ポンプによる潤滑が必要な機器について設置する。

(7) 給排気系統設備

給排気系統設備は、内燃機関の運転に必要な給気及び排気が行えるものとする。

9) 監視操作制御方式 〔揚排ポンプ基準 第 7 章 第 1～2 節〕

(1) 一般事項

1. ポンプ設備は、水位や関連施設等の状況、ポンプ設備機器の状態を的確に把握して、所定の運転操作を確実に行えるものとする。
2. ポンプ設備の監視操作制御設備は、設備の構成、機能及び監視操作方式に対応し、信頼性及び安全性が高く、操作制御性、経済性に優れたものとする。
3. 設備の形式が同種のものについては、同一の監視操作方式として統一を図る。

(2) 設備機器の運転操作方式

ポンプ設備の設備機器の運転操作方式は、機器の構成、運転方法により操作場所、操作方式を選択して決定する。

(3) 始動条件

ポンプ設備の始動条件は、ポンプ始動時の運転による重大な損傷発生の防止に必要不可欠な項目について、監視操作方式、機器構成により定める。

(4) 保護装置

1. 揚排水ポンプ設備には、水位状況や主要危機に異常が生じた場合に機器の損傷を防止するための保護装置を設ける。
2. 保護装置の機能は、運転中の主要機器等の異常について、直ちに停止させないと回復不能に陥る場合を重故障として非常停止、警報及び重故障表示を行うものとし、運転を続行しながら対策が可能な場合を軽故障として、警報及び軽故障表示を行う。

10) 監視操作制御設備　〔揚排ポンプ基準　第 7 章　第 3 節〕

1. 監視操作制御設備は、安全で確実かつ容易にポンプ設備の運転操作及び状態の監視を行えるよう、ポンプ設備の用途、規模、主原動機の種類、運転操作方式等により必要機能を決定し、機器を構成する。
2. 監視操作制御設備の構成機器は、操作の確実性、維持管理の容易性に配慮して、統一と簡素化を図った仕様、構造とする。
3. 監視操作制御設備は、雷のサージ性異常電圧による被害を防止するため、適切な雷対策を行う。
4. 機能別の機器の設計は、次により行う。

(1) 機場集中監視操作盤、機側操作盤は、各操作場所、操作内容に合わせてポンプ設備の状態を確認、把握し、各機器を安全、確実かつ容易に操作できるものとする。

(2) 補助継電器盤は、主に制御、保護、インターロック、表示等の回路により操作指令を受けて各機器の単独、半連動、連動、自動等の運転制御を行えるものとし、機器構成と制御内容を考慮して、適切な機能とその分担を定める。

(3) 系統機器盤、電動機制御盤は、操作対象の電動機を安全、確実に運転するための動力電源の供給を行えるものとし、電動機毎に十分な容量の遮断機能及び必要な保護機能を有したものとする。

(4) 運転支援装置は、運転操作支援、故障対応支援、記録、情報管理等によって確実な揚排水運転、異常時の速やかな対応、合理的な維持管理を行えるものとし、必要機能を機場規模、管理体制等を考慮して決定する。

(5) 計装設備は、運転操作をする上で必要な情報（水位、流量、圧力等）を把握できるものとし、揚排水機場の設置条件、環境条件、使用目的、測定条件、測定範囲、精度等を考慮して計測機器等を選定する。

(6) CCTV 設備、警報装置は、運転操作する際に画像監視や音声警報等により安全確認を行えるものとし、必要機能は、管理体制、操作方式、立地条件等を考慮して決定する。

(7) 遠隔監視操作制御設備は、遠隔操作に必要な情報を的確に把握し、機場から離れた管理所等からの監視や操作が確実に行えるものとする。

11) 機場本体　〔揚排ポンプ基準　第 3 章　第 5 節〕

機場本体の吸水槽、機器据付床板、地下ポンプ室等は、ポンプの容量、形式、原動機の種類等の条件により設計する。

12) 付属施設 〔揚排ポンプ基準 第 3 章 第 5 節〕

(1) 関連施設とポンプ設備

機場本体、機場上屋、付属施設等の関連施設は、ポンプ設備の機能発揮に必要となる施設の構造、配置、強度等を満足するよう設計する。

(2) 吐出水槽

吐出水槽は、ポンプ設備運転中の有害な水流の乱れや、始動、停止時に異常な水位変動等が生じないように、その形状を決定する。

13) 除塵設備 〔揚排ポンプ基準 第 9 章 第 1、2 節〕

(1) 除塵設備の設置

1. 揚排水機場の流入水路又は吸込水槽入口には、除塵設備を設置する。
2. 除塵設備は、流入するごみに対応できる機器構成とする。

(2) 除塵設備の設計

揚排水機場の除塵設備は、ポンプ運転時のごみの処理体制、搬出方法等により、必要な機能を発揮できるように設計する。

14) 付属設備 〔揚排ポンプ基準 第 10 章 第 1 節〕

1. ポンプ設備には、維持管理、機能保全、安全管理及び火災防止等のため、機場の規模、環境条件を考慮して、必要な付属設備を設ける。
2. 流入水路には、主ポンプ等の点検・整備、吸水槽内排砂作業時等に確実に止水できる角落し設備を設ける。
3. 設備機器の据付、点検・整備、修繕等のために、つり上げ荷重と作業条件等を考慮してクレーン設備を計画する。
4. 機器の運転時に放散する熱の排出、燃料の燃焼及び操作員等の健康衛生に必要な空気量を確保するために、換気設備を設ける。
5. ポンプの運転及び維持管理に必要な照度を確保するため、照明設備を設置する。
6. 火災防止のために、消防法に基づく適切な消火設備を設ける。
7. ポンプ室内の水等を自然排水できない場合の排水のために、屋内排水設備を設ける。

15) 電源設備 〔揚排ポンプ基準 第８章 第1～4節〕

(1) 揚排水機場の電源設備

1. 電源設備は、揚排水機場の用途、規模、立地条件等を考慮して、ポンプ設備の運転操作、維持管理に必要な電力を確実に供給できるものとする。
2. 排水ポンプ設備においては、出水時に商用電源が停電した場合にも排水機能を維持できるよう運転時に必要な全ての電力を自家発電設備より供給できるものとし、常用機と予備機を設置することを標準とする。また、維持管理上必要な系統機器、照明、制御用の電力は、最小限の電力のみを商用電源により供給する。
3. 揚水ポンプ設備においては、主ポンプ運転用の電力及び維持管理用の電力は商用電源により供給することを標準とする。なお、予備電源の検討に当たっては、主ポンプ運転用の電力については揚水の中断による影響度を考慮し、維持管理用の電力については主ポンプ運転以外の停電時の影響度を考慮して決定する。

(2) 受変電設備

1. 受変電設備は負荷設備、稼動条件及び将来の増設負荷を勘案し、受電した電力を安全確実に二次側へ変圧、送電することができるものとする。
2. 低圧受電する場合は動力用と照明用をそれぞれ独立させ、負荷電流や短絡電流を安全に遮断でき、かつ二次側回路を開閉できるものとする。

(3) 自家発電設備

1. 自家発電設備は、主ポンプの運転及び維持管理上必要な容量の電力を安全確実に供給できるものとする。
2. 発電機の形式は、使用条件、設置条件等を考慮して決定する。
3. 原動機は内燃機関とし、その形式は発電機の容量、使用条件、設置条件及び主ポンプ用原動機との整合性を考慮して決定する。

(4) 制御用電源設備

1. 制御用電源設備は、ポンプ設備の監視、操作制御用電源として設置するものとし、商用電源の供給停止又は自家発電設備の故障時においても、設備の操作制御機能を維持するための蓄電池容量を確保する。
2. 直流電源設備は、直流を使用する機器の監視、制御用電源として設置する。
3. 無停電電源設備は、交流を使用する電子制御機器の予備電源として設置する。

16) 機場上屋 〔揚排ポンプ基準 第３章 第５節〕

機場上屋は、設備の保護、運転操作、点検・整備等のため、必要に応じてポンプ室、操作室、制御機器室、管理室等を合理的に配置する。

○参考文献

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
揚排ポンプ基準	揚排水機場ポンプ設備技術基準・同解説	H27.2	(社)河川ポンプ施設技術協会

第 10 章　床 止 め

第１０章　床止め

10-1　床止め設計の基本

10-1-1　床止めの定義　〔構造令　第 4 章〕

床止めは、河床の洗掘を防いで河道の勾配等を安定させ、河川の縦断または横断形状を維持するために、河川を横断して設ける施設をいう。

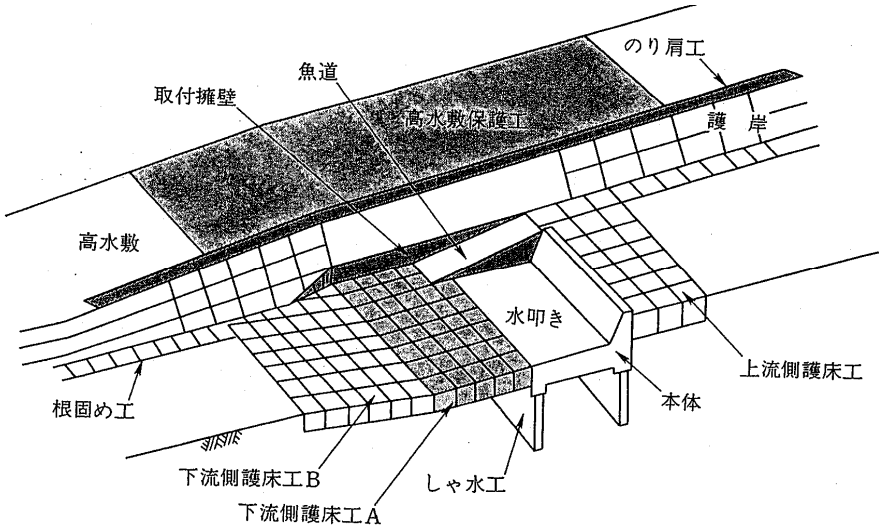
【解　説】

床止めを目的別に分類すれば以下のようになる。また、構造的には落差がある床止めを「落差工」、落差がないかあっても極めて小さい床止めを「帯工」という。

① 河床勾配を緩和するためのもの（一般に落差工となる）。

② 乱流を防止し、流向を定めるためのもの(落差工となる場合が多い)。

③ 河床の洗掘または低下を防止するためのもの(一般に帯工となる)。



〔床止めの手引き第１章 1-4〕

図 10-1-1　床止め（落差工）を構成する構造物

10-1-2　床止め設計の基本

1)　設計の基本　〔河川砂防（設Ⅰ）第 6 章 6.1〕

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

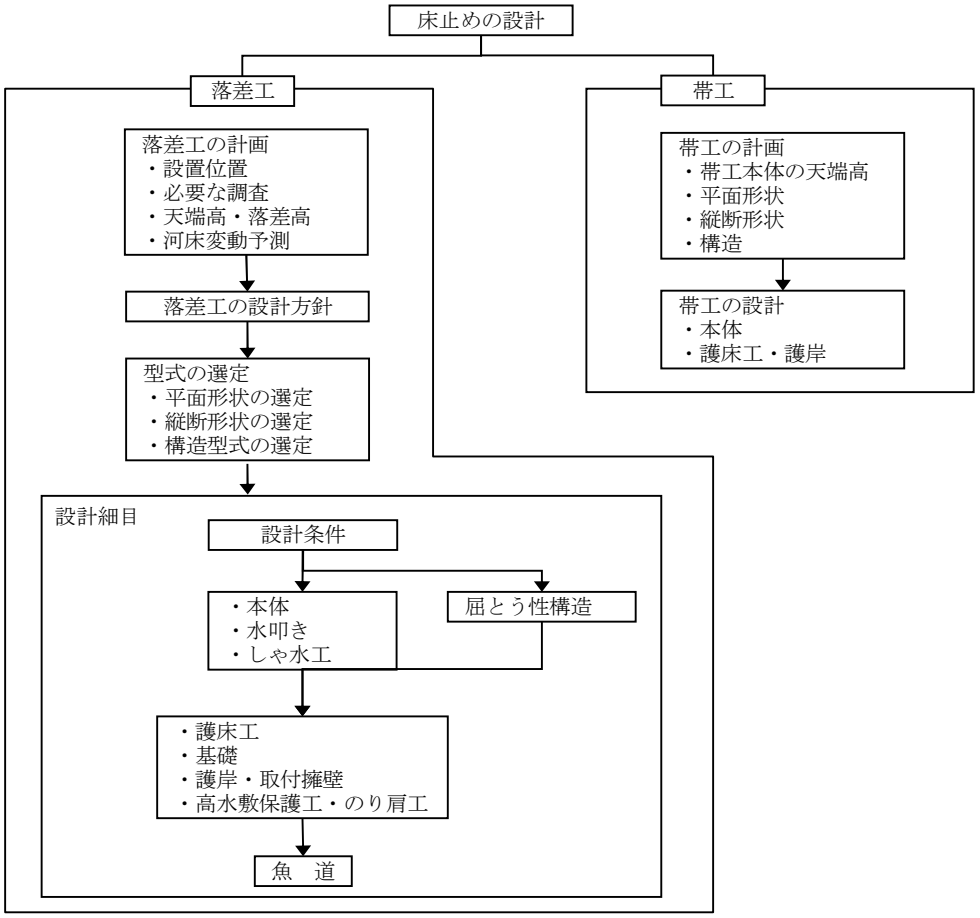
【解　説】

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

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

2)　設計手順

床止めの設計は、設置する河道および周辺環境の特性を踏まえ、まず床止めの機能を確保するために必要な基本的な諸元を定め、その後、最適な床止め型式を設定し、床止めを構成する各部位の構造物設計を行う手順とする。　〔床止めの手引き第１章 1-5〕



〔床止めの手引き第１章 1-5〕

図 10-1-2　床止めの設計手順

3) 設置位置 〔床止めの手引き第 2 章 2-1〕

落差工の設置位置は、河道の平面形状や、落差工を設置したことによる流況の変化等を十分検討して定める。

【解 説】

設置後の流況変化という観点から望ましいと考えられる設置箇所の河道特性を整理すると以下のとおりである。

(1) 砂州が形成さるような河道で、蛇行度が小さく砂州が移動する場合には、なるべく直線河道であるところに設置する。

(2) 蛇行度がある程度あり砂州の移動が生じる場合は、横断形状がほぼ長方形断面となる地点になるべく設置する。

(3) 落差工は、堤防法線と低水路法線ができるだけ平行な箇所へ設置することが望ましい。

(4) 落差工は、山つき箇所、堤内地盤高の高い箇所がある場合には、その地点の掘り込み河道部等を選んで設置することが望ましい。

(5) 合流点付近に落差工を設置する必要のある場合は、合流点の直近に設置するのではなく、やや上流側へ設置することが望ましい。

4) 必要な調査 〔床止めの手引き第 2 章 2-1〕

落差工の設計にあたっては、設計箇所付近の河道特性と周辺地域も含めた環境特性を考慮することが重要であるため、これらに関する基礎調査を事前に実施したほうがよい。

設計にあたっては、以下に示す項目について、既存資料の整理と現地踏査を行い、設計条件の設定に反映させることが望ましい。

(1) 設置場の河道状況把握のための調査	河床勾配、河床材料粒径、河道の平面形状
(2) 維持すべき河床高のための調査	粗度係数、平均及び最深河床高の経年変化
(3) 外力算定、設計条件設定のための調査	砂州形態、構造物設置状況、土質調査等
(4) 魚のための水理、水文調査	生態系調査等
(5) 設計・工法決定の参考とするための調査	過去の被災事例、復旧状況等

5) 天端高・落差 〔構造令 第33条〕

床止めの天端の高さは、河道計画に基づき決定されるものであるが、計画河床(計画横断形の河床に係る部分をいう。以下同じとする。)と一致させることを基本としており、河床変動の著しい河川では現況河床及び将来の動向を想定して定める必要がある。また、一般に床止め上下流の落差は1～2m程度とする。

【解 説】

床止めの天端高は一般に計画河床高と一致させるが、河床変動の著しい河川では天端の高さは現況河床高及び将来の動向を想定して定める必要がある。特に床止めの設置に伴う下流側の河床と端部の河岸の洗掘、及び上流側の河床の低下に十分留意して河道計画を検討する必要がある。〔河川砂防（設Ⅰ）8.4〕

落差工下流で確実な跳水による減勢が期待できること、低落差のものを多数設置するよりも高落差のものを少数設置したほうが経済的であることから落差工は大きい方が有利である。しかしその一方で魚類への対応が困難になる、洗掘の危険が増大する等の課題も生じるため、落差高は落差工上下流河床の河床差が2m程度以内とすることが望ましい。 〔床止めの手引き第2章2-1-4〕

(1) 落差工群の縦断配置間隔 〔床止めの手引き第2章2-1〕

捷水路等によりショートカットを行った区間等では落差工を群として設置する場合がある。このような場合、落差工群の縦断配置間隔は流水を確実に減勢できるように設定すべきである。

(2) 落差工天端形状の設定 〔床止めの手引き第2章2-1〕

落差工の天端の横断形状は、河床を平均的に維持するために水平とすることが一般的である。ただし、平水時のみお筋の安定を図り、上下流の流水の連続性を確保するためには、河道の形状に応じて天端形状を工夫することが考えられる。

例えば、落差工天端高の一部は魚道設置のために洪水時に問題が生じない範囲で切欠きを設けてもよい。

6) 河床変動の予測 〔床止めの手引き第2章2-1〕

落差工を設置した場合の河床変動予測には、数値計算(河床変動計算)、水理模型実験(移動床模型実験)がある。平均的な河床変動予測を行うためには、一次元河床変動計算を行うのが一般的である。

河床変動状況を把握するための数値計算は、一次元の計算による手法と二次元あるいは三次元計算による手法がある。このうち一次元河床変動計算は、比較的簡易であり一般に用いられている方法である。ただし、一次元河床変動計算は横断的に平均化された河床高が算定されるため、構造物基礎の安定性を判断する場合には、最深河床と平均河床の差に対しての留意が必要である。

水理模型実験は、横断的な河床変動や洗掘現象を把握することができる。特に、三次元的な水理現象が落差工の諸元を決める上で重要となる場合や、落差工の上流に高速道路橋や鉄道橋など重要度が高い構造物がある場合には、数値計算とともに水理模型実験により河床変動予測を行うことが望ましい。

落差工天端高・落差の設定では、設置後の上下流の河岸及び構造物が安全であるようにする必要がある。そのためには、設置後の将来的な河床変動量を把握し、計画河床高を維持できるかどうかを確認する必要がある。

10-1-3　設計方針

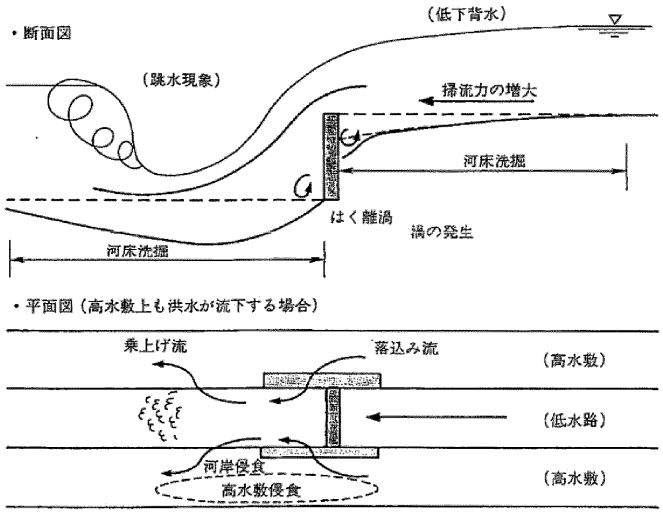
(1)　落差工の機能確保のための設計　〔床止めの手引き第2章2-2〕

落差工が有するべき本来の機能は、長期的に落差工上流の河床を安定させることである。このため、落差工上下流で発生する低下背水、跳水現象による河床洗掘に対して落差工天端高は、河道計画で定められた河床高を長期的に維持できるように、河床変動予測等を行って設定するのが望ましい。

(2)　落差工の安定性確保のための設計　〔床止めの手引き第2章2-2〕

①　落差工設置に伴う周辺の水理現象

落差工を設置した場合、落差工上下流部において渦の流れや乱れ、流況の急変、流速の変化等が生じ、河岸侵食及び河床洗掘が発生する。



〔床止めの手引き第 2 章 2-2〕

図 10-1-3　落差がある場合の水理現象等

②　落差工の安定性確保　〔床止めの手引き第2章2-2〕

落差工は、前述のさまざまな水理現象や土圧・水圧等の作用に対して安全な構造物として設計する。

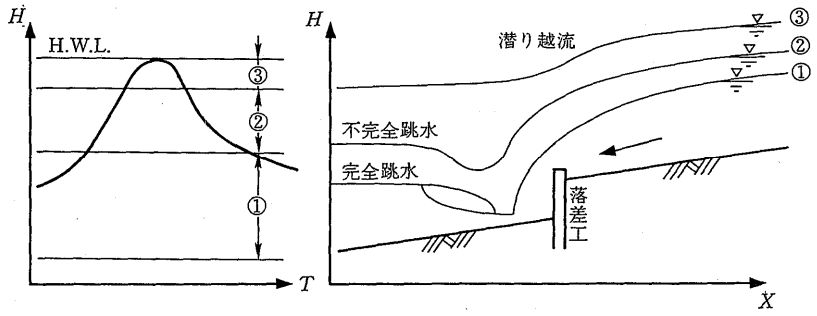
a.　落差工上下流部の洗掘対策…水叩き、護床工の設置、高水敷保護工、のり肩工による端部の保護

b.　土圧・水圧・地震対策……本体・水叩きに作用する土圧、水圧に対して適切な重量の確保

c.　浸透対策……圧力に対する本体、水叩きの重量確保、またしゃ水工設置によるパイピング防止

③　設計の対象水位　〔床止めの手引き第2章2-2〕

流体力や掃流力は、大出水時の場合に大きくなることが一般的であるが、河道条件によっては中小出水時にも大きな値となることがある。このことから、床止めの設計対象水位は単に計画流量流下時の水位とするのではなく、対象とする構造物周辺の水理現象のうち最も外力の大きくなる条件を設定する。



〔床止めの手引き第２章 2-2〕

図10-1-4　水位条件による落差工周辺の水理現象

a.　完全跳水の状況

落差工下流で最も激しく洗掘される。護床工A区間長、護床ブロック重量の計算では、この状況が最も危険となる場合が多い。

b.　不完全跳水の状況

洪水中の水位が変動していく中で、落差工上流で河床に働く掃流力が最大となる。また、落差工上下流の水位差が最大となる場合が多いため、揚圧力、パイピング、本体の安定計算はこの状況が最も危険となる場合が多い。

c.　潜り越流の状況

落差工上下流の水面形が連続し、越流落下による洗掘は受けづらくなる。したがって、一般には、設計対象水位とすることは少ない。

10-1-4　構造細目

1)　本体　〔河川砂防（設Ⅰ）第6章6.2〕

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

【解　説】

床止めの本体には、一般にコンクリート構造のものと、根固ブロック等を用いて屈とう性をもたせた構造のものがあるが、本章では、設置事例が多く一般的な構造であるコンクリート構造について主に示す。

屈とう性をもつ床止めは、作用する揚圧力が大きくならないこと、床止めが一体となって河床になじみ、河床の変化に追随しやすいことなどから設置されるが、上下流の河床変動を護床工が吸収できなければ、床止めとしての機能を失われてしまうことになるため、屈とう性構造の床止めでは護床工の安定性について十分に検討することが重要である。

(1)　平面形状及び方向　〔河川砂防（設Ⅰ）第6章6.2〕

床止めの平面形状は、原則として直線とする。また、その方向は、高水時の流水の方向を考慮して床止め下流の流水の方向に原則として直角とするものとする。

【解　説】

床止めの主な平面形状及び方向には以下のものがある。

①　直線形状で、流水の方向に直角である場合（直線型）

最も普通に施工されている形で、他に比較して治水上の支障となることが少なく、工費も比較的安い。

②　直線形状で、流水の方向に斜めである場合（斜線型）

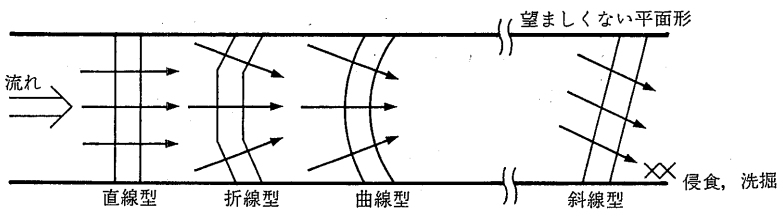
下流の堤防法線等を考慮して､床止め下流の流向に合せる場合以外には原則として用いるべきではない。旧来の農業用水取水堰等によく見受けられるが、河川に大きな支障を与えている例が多い。

③　河川中央部に頂点を有する折線形とする場合（折線型)

床止め下流の流心を河川の中央に集めることができるが、工費が高くなり、下流部に深掘れ等が生じやすく、床止めまたは下流の河床の維持が困難である。

④　河川中央部に頂点を有する曲線形とする場合（曲線型）

円弧、または放物線を用いることが多いが、折線形と同様な難点がある。



〔床止めの手引き第 2 章 2-3〕

図10-1-5　落差工の平面形状模式図

(2) 縦断形状 〔床止めの手引き第2章2-3〕

落差工の本体縦断形状は直壁型と緩傾斜型に分けることができる。選定にあたっては、河道の特性を十分に踏まえ、環境的な観点も含めた総合的な比較検討を行ったほうがよい。また、下流側の水叩き及び護床工は、魚類等の生息に配慮して下流側の河床より低く設けることにより、本体下流部を水褥池とすることが望ましい。

(3) 構造型式 〔床止めの手引き第2章2-3〕

落差工の構造型式は、コンクリート構造と屈とう性構造とがある。構造型式の選定にあたっては、環境(生態系、景観等）や維持管理の容易さに配慮し、経済性、施工性、安全性、耐久性等にも配慮すべきである。

① コンクリート構造……本体をコンクリート構造とした型式

a. 直壁型：コンクリート構造（直壁型）には、分離式構造と一体式構造とがある。

ｲ. 分離式構造……本体と水叩きを分離し、本体にかかる重力により土圧・水圧等の外力に対する安定を保つ型式

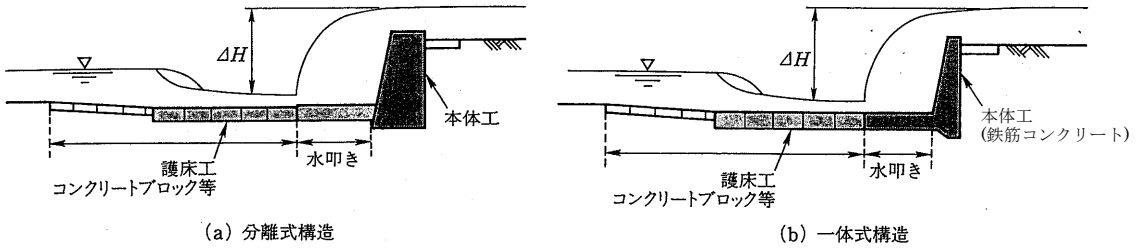
・本体のみで自立させる構造であるため､安定する自重を確保するための本体幅が大きくなりすぎる。

・本体と水叩きの接合部で流水や地震によりクラックが発生した場合、パイピング現象により落差工本体に被災を受ける可能性がある。

ﾛ. 一体式構造……本体・水叩きを鉄筋コンクリートで一体化した型式

・本体と水叩きを一体とした構造では、上記に示す分離式構造の問題点を解消できる場合が多く、最近ではこの構造が用いられることが多い。

・揚圧力が大きくなる条件の場合等では、分離式構造が有利となることもある。

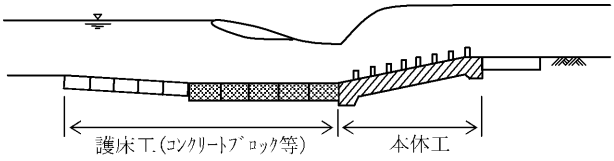


〔床止めの手引き第２章2-3〕

図10-1-6(1) コンクリート構造（直壁型）概念図

b. 緩傾斜型

緩傾斜型の場合、流水の落下地点が本体工上であるため、通常水叩きは設置しない。



〔床止めの手引き第２章2-3〕

図10-1-6(2) コンクリート構造（緩傾斜型）概念図

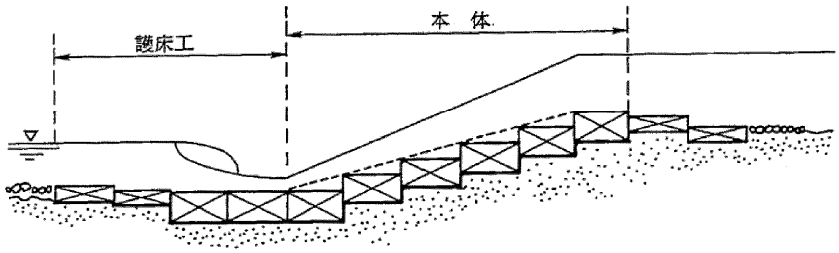
② 屈とう性構造……本体がコンクリートブロック、かご工等で構成される型式

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

a. 河床変動が大きいと予想されるが、その変動予測が難しいため、将来の落差工の変形を補修によって対処することが有利と判断される場合。

b. 長期的な河床低下への部分的な対応や、橋脚の保護のためなど、未改修部との接続のために暫定的に落差工が必要な場合。

屈とう性構造では、ブロック間を水が伏流することにより水深が確保できず、魚等の移動の障害となることが想定されるので、水密性を保つ工夫や魚道の設置などを検討する必要がある。



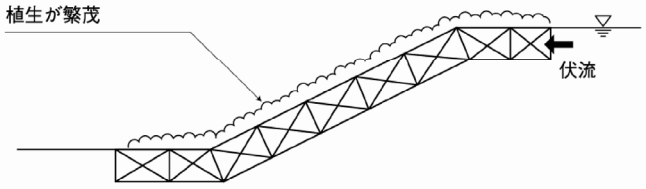
〔床止めの手引き第 2 章 2-3〕

図10-1-7 屈とう性構造の概念図（コンリートブロックの場合）

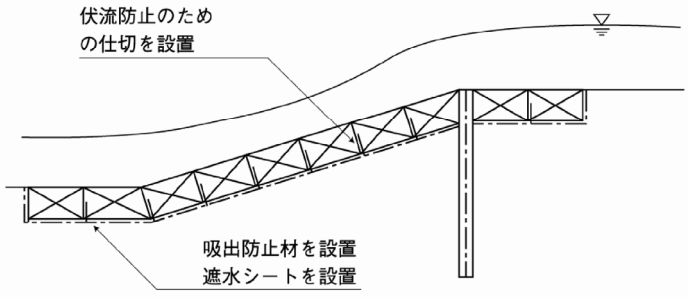
【コラム】緩傾斜床止めの伏流防止対策

○鉄線籠による緩傾斜床止めを計画する場合、河床の連続性および魚類等の水生生物に配慮し、平水が伏流しないように伏流防止対策を必要に応じて検討するのが望ましい。

施工例



対応策（案）



2) 水叩き 〔河川砂防（設Ⅰ）第6章6.2〕

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

【解 説】

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

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

3) 護床工 〔河川砂防（設Ⅰ）第6章6.2〕

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

【解 説】

河状等を考慮して必要がないと認められる場合を除き、原則として床止め本体の上下流には、護床工を設けるものとする。護床工の工種は、床止め上下流の河床勾配、落差、洪水時の流速、平水時の流況による生態への影響、河床の地質等を勘案して選定するものとする。

護床工の構造は、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間では、例えば、鉄筋により連結されたブロック構造かコンクリート構造等とし、その下流の整流となる区間は、できるだけ流勢を減殺する工法として、一般には、粗朶沈床、木工沈床、改良沈床、コンクリート床版、コンクリートブロック等が用いられるが、できるだけ屈とう性を持たせ、硬い構造のものから漸次軟らかい構造のもので、河床になじみよくするような配慮が必要である。下流側の護床工の範囲は、落差工による流水の影響がなくなると推定される範囲までとし、上流側の護床工の範囲は計画高水位時の水深以上とする。

4) 基礎 〔河川砂防（設Ⅰ）第6章6.2〕

基礎は、上部荷重を良質な地盤に安全に伝達する構造として設計するものとする。

【解 説】

床止め本体の基礎は、直接基礎、杭基礎が一般的である。直接基礎は、地盤が良好な岩、砂礫または砂等の個所で、十分な地耐力が得られる場合に採用する。杭基礎には、既製杭と場所打ち杭がある。既製杭としてRC、PC杭等を採用する場合には、水平力による曲げ抵抗と継手の強度について検討するものとする。また、鋼杭を採用する場合には、先端閉鎖効果も検討する。

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

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

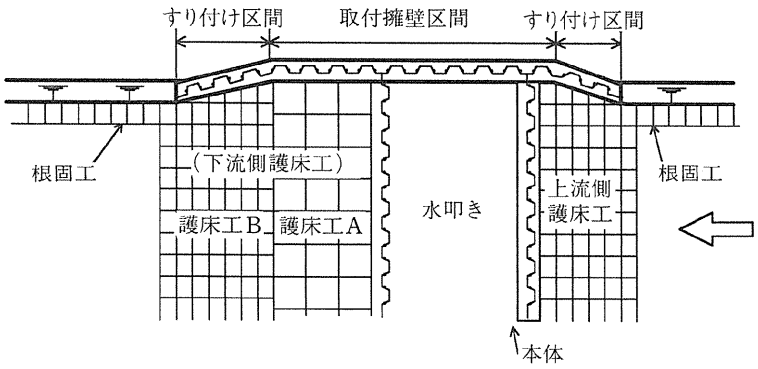
5) しゃ水工 〔河川砂防（設Ⅰ）第6章6.2〕

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

【解 説】

しゃ水工は、上下流の水位差で生じる恐れのある揚圧力やパイピング作用を減殺するために設けるものである。ただし、基盤が強固でパイピング作用により本体の安全性に問題のない場合等には、しゃ水工を設けなくてもよい。

本体および水叩き端部に設けられるしゃ水工は、取付擁壁および護岸の基礎とを連続させるものとする。また、取付擁壁基礎の矢板は、しゃ水矢板と同規模とすることが望ましい。



〔河川砂防（設Ⅰ）第 6 章 6.2〕

図10-1-8 しゃ水工の設置平面図

6) 取付擁壁・護岸 〔河川砂防（設Ⅰ）第6章6.2〕

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

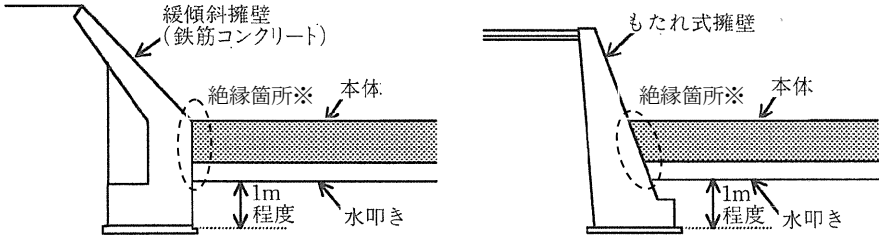
【解 説】

床止めからの越流落下水により跳水が発生する取付区間では、特に流水の乱れが激しく、河岸部に強いせん断力が発生する。また、高水敷からの落込流による河岸侵食の恐れもあるため、この区間では強固な河岸防護工として取付擁壁を設置する必要がある。取付擁壁の設置範囲は、跳水の発生区間を原則とする。

なお、上流側については、低下背水による流速増に対する安全を見込み、本体より5m程度上流までを設置範囲とすることが望ましい。

護岸の設置範囲の目安として、河川管理施設等構造令第35条では、「床止めに接する護岸、または堤防の護岸は、上流側は、床止めの天端から10mの地点または護床工の上流端から5mの地点のうちいずれか上流側の地点から、下流側は、水叩きの下流端から15mの地点または護床工の下流端から5mの地点のうちいずれか下流側の地点までの区間以上の区間に設けること」としているが、セグメント1に代表されるような急流河川では全区間護岸が必要になる場合があるので、必要に応じて配慮するものとする。

取付擁壁の構造は、堤防の機能を損なわないように自立構造を原則とする。床止め本体および水叩きと取付擁壁との接合部は、図10-1-9のように絶縁し、擁壁の基礎は水叩きや護床工の底面より1m程度低い所に設けるほか、護床工下流の擁壁および護岸前面には根固工を設ける等により洗掘に備える必要がある。



〔河川砂防（設Ⅰ）第６章 6.2〕※一部加筆

図10-1-9　取付擁壁

7)　高水敷保護工　〔河川砂防（設Ⅰ）第6章6.2〕

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

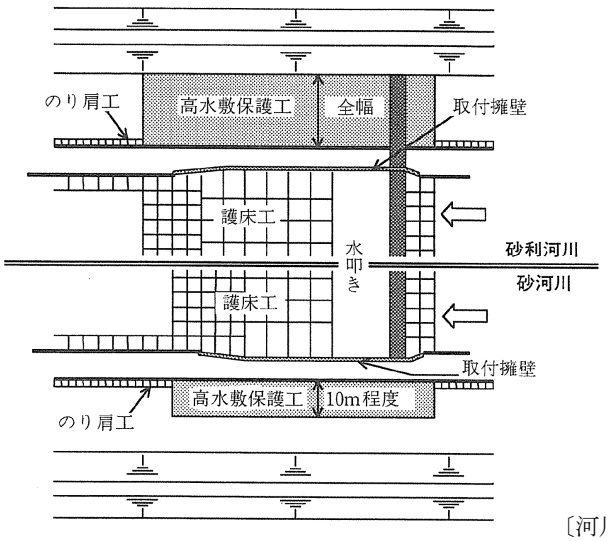
【解　説】

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

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

なお、高水敷に落差ができる場合は別途検討を要する。

高水敷保護工およびのり肩工は、蛇篭や布団篭、連節ブロック等の屈とう性がある構造が望ましい。なお、保護工の控え厚は、洪水時の掃流力に耐えるだけの厚さを有している必要がある。



〔河川砂防（設Ⅰ）第６章 6.2〕

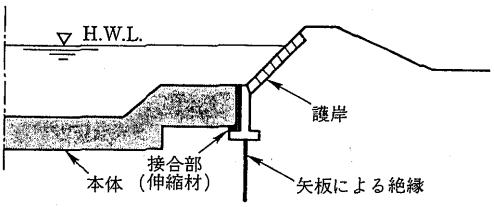
図10-1-10　高水敷保護工の例

8) 本体端部の形状 〔床止めの手引き第2章2-4〕

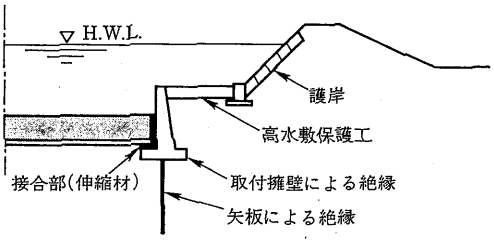
床止め本体が被災しても堤防は安全であるように、一般に床止め本体と堤防とは絶縁する。ただし、セグメント1に代表されるような急流河川では、床止め本体の両端を堤防表のり尻まで嵌入させ、堤防とは矢板で絶縁し、仮に床止めが被災しても堤防に影響が及ばないようにすることが必要であるとされる。

床止め本体の端部処理については、従来は堤体に嵌入することとしていたが、この場合、床止め取付部の護岸が被災し、一方で床止め本体が残存することにより堤防にまで被災が及ぶ危険性がある。このため、現在では床止め取付部の上下流を擁壁構造の護岸としている。また、複断面河道では、高水敷上の流水が高水敷や本体下流部の河岸の洗掘を生じさせ、堤防の決壊を起こす危険性があることから、これを防止するため高水敷に保護工を設けることとしている。

（セグメント１(急流河川)）



（セグメント２、３）



〔床止めの手引き第２章 2-4〕

図10-1-11 本体端部の例

10-1-5 帯工

1) 設計計画 〔床止めの手引き第3章3-1〕

帯工は、みお筋の移動しやすい河川において、洗掘に対して橋脚、護岸等の河川構造物が安全であるように流れの集中を防止して洗掘を軽減するものである。

(1) 本体天端 〔床止めの手引き第3章3-1〕

帯工の天端は、計画河床高を基本とする。しかし、平均河床高が低下している場合は、天端高を設置場所の平均河床高とし、効果的な設置を検討する。

(2) 平面形状 〔床止めの手引き第3章3-1〕

帯工の平面形状は直線型としたほうがよい。

(3) 縦断形状 〔床止めの手引き第3章3-1〕

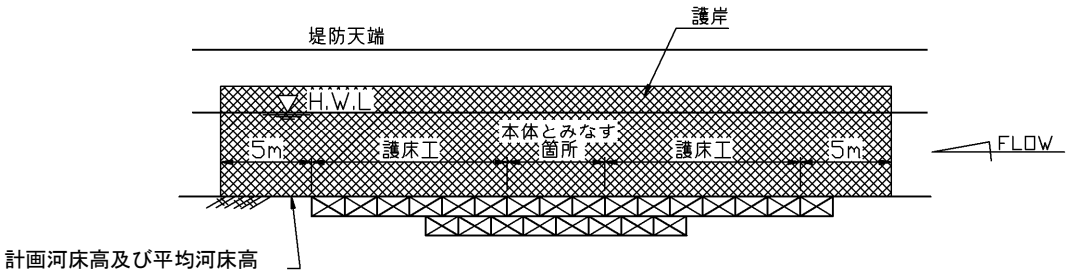
帯工の縦断的な設置方法として、洗掘を防止できるような形状、配置とすべきである。

2) 構造細目

屈とう性構造およびコンクリート構造の例を以下に示す。

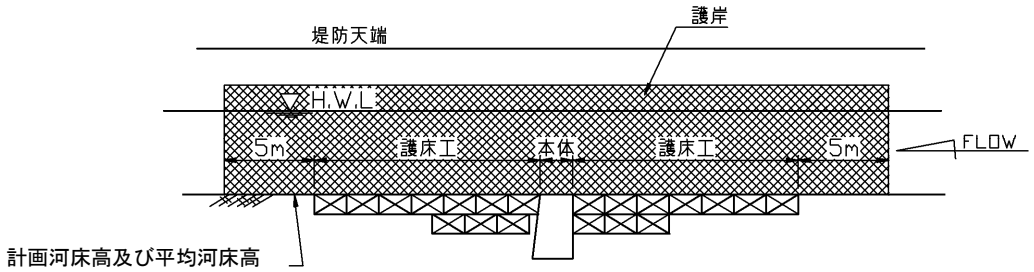
帯工の構造としては、河床変動に対して順応できる屈とう性の構造のものが望ましい。

〔構造令　第33条〕



〔床止めの手引き第３章3-1〕

図10-1-12(1)　屈とう性構造の例



〔床止めの手引き第３章3-1〕

図10-1-12(2)　コンクリート構造の例

3) 設計細目　〔床止めの手引き第3章3-2〕

(1) 本体工

① 屈とう性構造

構造的には、本体、護床工の区分はない。ただし、縦断的にブロック敷設範囲の中央部には、水平となる区間を設けるべきである。この水平区間の長さについては、特に決まりはない。通常は4～6m程度確保すればよいと考えられる。また、コンクリートブロックは、洪水時の流速に耐えるようなブロックの種類、重量、積み方とする必要がある。

② コンクリート構造

コンクリート構造では、幅は「2-4-2落差工本体」に準ずるものとして考える。本体工の根入れは、最深河床高よりも1m以上行ったほうがよい。

(2) 護床工・護床

護岸工の布設範囲、及びブロック重量の算定にあたっては、「床止めの構造設計の手引き　第3章3-2(2)、(3)」「護岸の力学設計法」による。

10-2　魚道

1)　魚道設置の留意点　〔例規集 第４編 1.33　農業用工作物の河川環境に関するガイドライン（案）について、平成 10 年 1 月 23 日建河計発七号〕

魚道の設置にあたって、以下の事項に留意するものとする。

(1)　澪筋の変動状況、対象魚種等の習性等を勘案し、適切な魚道位置を選定するものとする。

(2)　堰の落差、対象魚種等とその習性、魚道の流量、堰上下流の水位変動、建設及び維持管理の容易性及び経済性等を考慮し、適切な構造の魚道を選定するものとする。

(3)　必要に応じて学識経験者等の意見を聴き、その意見を設計に反映するものとする。

2)　**魚道設計**

魚道の設計については、これまでの実績で十分な検討を行なって設計した階段式が比較的良好な成果を上げている事例が多い。なお、魚道設計にあたっては、河道内の土砂堆積や澪筋の状況等を考慮し、魚道の維持管理に十分配慮した設計を行うことが重要である。

また、魚道の検討に当たっては、施工後の経緯を踏まえながら改良を行なっていくことも重要である。

具体的な魚道の形式選定や設計については、「魚道の話」中村俊六（財）リバーフロント整備センター、「魚道の設計」廣瀬利雄･中村中六（財）ダム水源地環境整備センター、「魚にやさしい川のかたち」水野信彦・信山社、および「魚がのぼりやすい川づくりの手引き」国土交通省河川局等の文献を参考にするとよい。

なお、棚田式魚道等（次頁写真参照）については特許があり、開発者への連絡等の手続きが必要であるため、採用にあたっては中部地方整備局河川工事課へ問い合わせを行うものとする。

3)　魚道の施工事例

中部地方整備局管内の施工事例を以下のように示す。

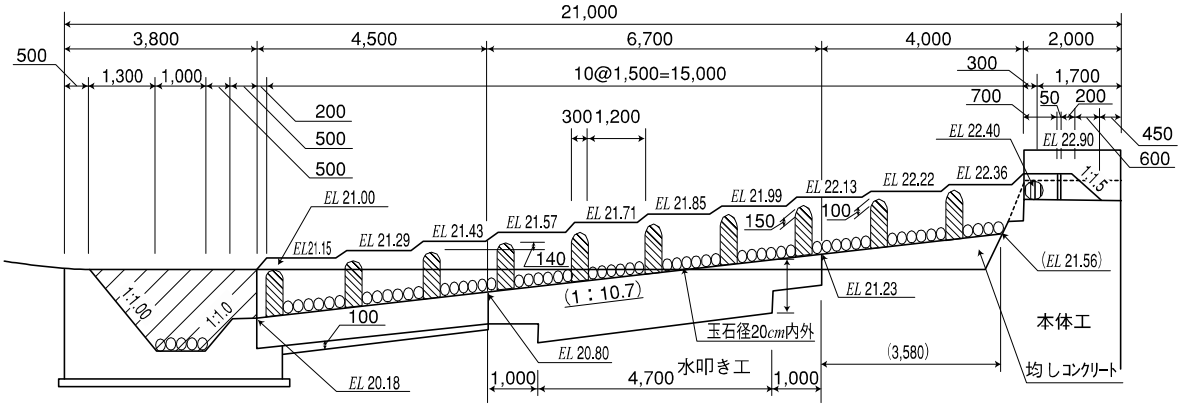


図 10-2-1　階段式魚道の例

図 10-2-2　施工例写真(1)（階段式魚道）

図 10-2-3　施工例写真(2)（階段式魚道）

図 10-2-4　施工例写真(3)（階段式魚道）

図 10-2-5　施工例写真（4）（階段式魚道）

図 10-2-6　施工例写真(5)（階段式魚道）

図 10-2-7　施工例写真(6)（棚田式魚道）〔特許第 3448659 号〕※

※棚田式魚道は中部地方整備局と開発者が協同で特許を取得している。

4)　魚道維持管理の留意事項

魚道の維持管理については､魚道としての機能の維持や魚道内に堆積する土砂の排除が課題となってくる。既設魚道については、計画的にモニタリングを実施し、適切に評価して新設魚道の設計にフィードバックさせることが望ましい。また、魚道の配置は河道状況や対象魚種を考慮した上で、左右岸において土砂堆積の少ないほうへ計画する。

【コラム】既設魚道の評価ポイント

○既設魚道については、河道特性、流況、対象魚種等からみて、現在採用されている魚道形式が適切か評価し、設計や施工に活かすことが望ましい。

【魚道評価の視点（階段式魚道の例）】

〔魚がのぼりやすい川づくりの手引き〕

○参考文献

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
魚がのぼりやすい 川づくりの手引き	魚がのぼりやすい川づくりの手引き	H17.3	国土交通省
構造令	改定　解説・河川管理施設等構造令	H12.1	(社)日本河川協会
河川砂防（設Ⅰ）	改訂建設省河川砂防技術基準（案）設計編（Ⅰ）	H9.10	(社)日本河川協会
力学設計	改訂　護岸の力学設計法	H19.11	(財)国土技術研究センター
魚道の設計	魚道の設計	H3.12	(財)ダム水源地環境整備 センター
魚道の話	魚道の話	H7.7	(財)リバーフロント整備 センター
魚にやさしい川のかたち	魚にやさしい川のかたち	H7.11	信山社
床止めの手引き	床止めの構造設計手引き	H10.12	(財)国土技術研究センター

第 11 章　杭 基 礎

第 11 章　杭基礎

11-1　杭基礎設計の基本

1)　杭基礎の定義　　〔杭基礎便覧Ⅰ.3〕

杭基礎とは、打込み杭工法、埋込み杭工法および場所打ち杭工法によって設置された杭の頭部をフーチングと剛結合することにより、一体とする弾性体基礎である。

2)　工法の特徴および選定

(1)　工法の特徴　　〔杭基礎便覧Ⅰ.4-1〕

打込み杭工法、埋込み杭工法、場所打ち杭工法の長所、短所を表 11-1-1 に示す。

表 11-1-1　各工法の特徴

		長所	短所
打込み杭工法	打撃工法	ⅰ）既成杭のため杭体の品質はよい。 ⅱ）施工速度が速く、施工管理が比較的容易である。 ⅲ）小規模工事でも割高にならない。 ⅳ）水位に左右されず施工が可能（船打ちも可能）である。 ⅴ）打止め管理式等により、簡易に支持力の確認が可能である。 ⅵ）残土が発生しない。	ⅰ）他工法に比べて、騒音、振動が大きい。 ⅱ）コンクリート杭の場合、径が大きくなると重量が大きくなるため、運搬、取扱いには注意が必要である。 ⅲ）所定の高さで打止りにならない場合、長さの調整が必要となる。
	バイブロハンマ工法	ⅰ）既成杭のため杭体の品質はよい。 ⅱ）施工速度が速く、施工管理が比較的容易である。 ⅲ）小規模工事でも割高にならない。 ⅳ）水位に左右されず施工が可能（船打ちも可能）である。 ⅴ）打止め管理式等により、簡易に支持力の確認が可能である。 ⅵ）残土が発生しない。	ⅰ）他工法に比べて、騒音、振動が大きい。 ⅱ）現場条件によりヤットコ施工に制約があるため、ヤットコを用いる場合は事前の検討・確認が必要である。 ⅲ）所定の高さで打止りにならない場合、長さの調整が必要となる。
埋込み杭工法	中掘り杭工法	ⅰ）振動、騒音が小さい。 ⅱ）既成杭のため杭体の品質はよい。 ⅲ）打込み杭工法に比べて近接構造物に対する影響が小さい。	ⅰ）施工管理が打込み杭工法に比較して難しい。 ⅱ）泥水処理、排土処理が必要である。 ⅲ）コンクリート杭の場合、径が大きくなると重量が大きくなるため、施工機械選定には注意が必要である。
	プレボーリング杭工法	ⅰ）振動、騒音が小さい。 ⅱ）既成杭のため杭体の品質はよい。 ⅲ）打込み杭工法に比べて近接構造物に対する影響が小さい。	ⅰ）施工管理が打込み杭工法に比較して難しい。 ⅱ）泥水処理、排土処理が必要である。 ⅲ）径が大きくなると杭体重量が大きくなるため、施工機械選定には注意が必要である。
	鋼管ソイルセメント杭工法	ⅰ）振動、騒音が小さい。 ⅱ）打込み杭工法に比べて近接構造物に対する影響が小さい。 ⅲ）場所打ち杭等に比べて排土量が少ない。	ⅰ）施工管理が他工法に比較して難しい。 ⅱ）泥水処理、排土処理が必要である。
場所打ち杭工法	深礎工法 アースドリル工法 リバース工法 オールケーシング工法	ⅰ）振動、騒音が小さい。 ⅱ）大径の杭が施工可能である。 ⅲ）長さの調整が比較的容易である。 ⅳ）掘削土砂により中間層や支持層の土質を確認することができる。 ⅴ）打込み杭工法に比べて近接構造物に対する影響が小さい。	ⅰ）施工管理が打込み杭工法に比較して難しい。 ⅱ）泥水処理、排土処理が必要である。 ⅲ）小径の杭の施工が不可能である。 ⅳ）杭本体の信頼性は既製杭に比べ小さい。

〔杭基礎便覧（H19.3）Ⅰ.4-1〕

(2) 工法の選定　〔杭基礎便覧 参考資料 3.〕

杭の工法の選定にあたっては、地形および地質条件、構造物の特性、荷重条件、施工条件、環境条件等を考慮する必要がある。基礎形式選定表を表 11-1-2 に示す。

表 11-1-2　基礎形式選定表

適用条件＼基礎形式				打込み杭工法			中掘り杭工法						鋼管ソイルセメント杭工法	プレボーリング杭工法	場所打ち杭工法			回転杭工法
							PHC杭・SC杭			鋼管杭								
				PHC杭・SC杭	鋼管杭 打撃工法	鋼管杭 バイブロハンマ工法	最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式	最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式			オールケーシング工法	リバース工法	アースドリル工法	
地盤条件	支持層までの状態	表層近傍又は中間層にごく軟弱層がある		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○
		中間層にごく硬い層がある		△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	×	○
		中間層にれきがある	れき径　50mm 以下	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			れき径　50～100mm	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	×	○	○
			れき径　100～500mm	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×
		液状化する地盤がある		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	支持層の状態	深度	5m 未満	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
			5～15m	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○
			15～25m	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			25～40m	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○
			40～60m	△	○	○	△	△	△	○	○	○	○	○	△	○	×	○
			60m 以上	×	△	△	×	×	×	×	×	×	△	△	×	△	×	○
		土質	砂・砂れき（30≦N）	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			粘性土（20≦N）	○	○	○	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△
			軟岩・土丹	×	○	△	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△
			硬岩	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	△	△	×
		傾斜が大きい、層面の凹凸が激しい等、支持層の位置が同一深度では無い可能性が高い		△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○
	地下水の状態	地下水位が地表面近い		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	○
		湧水量が極めて多い		○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	○
		地表より 2m 以上の被圧地下水		○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○
		地下水流速 3m/min 以上		○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	○
支持形式		支持杭		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		摩擦杭		○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	○	○	○	×
施工条件	水上施工	水深 5m 未満		○	○	○	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	○
		水深 5m 以上		△	○	○	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	○
	作業空間が狭い			△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	斜杭の施工			○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○
	有毒ガスの影響			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	周辺環境	振動騒音対策		×	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○
		隣接構造物に対する影響		×	△	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○

○：適用性が高い　△：適用性がある　×：適用性が低い

〔杭基礎便覧（参考資料 6)〕

(3) 設計に対する留意事項　〔杭基礎便覧 参考資料 3.〕

① 鋼管杭の材質は SKK400 を標準とするが場合によっては SKK490 との経済比較を行い使用材質を決定する。

② 常時水中および土中にある部分の鋼管杭の腐食代は、外周面に対して、1.0mm を標準とする。

③ SC 杭における外殻鋼管の厚さおよび材質については、設計対象に応じて安全かつ経済的なものを選定する。なお、腐食代については 1.0㎜ を標準とする。

④ 鋼管杭の各部の厚さは、設計上必要な厚さに腐食減厚を加えたものとし、最小肉厚は 9㎜ 以上とする。また、肉厚の決定は 1㎜ 単位で行うものとする。

⑤ 既製コンクリート杭の長さは支持力・施工性・継手箇所の信頼性等を考慮して設計する。

PHC 杭は、近年 3 本継、4 本継が施工され、実績も多く問題も少なくなっているが、選定にあたっては、施工方法・継手構造等を十分検討しなければならない。

⑥ 基礎杭の許容変位量は、上部、下部構造の機能と安全性を保持するうえで下部構造に許容し得る値として、常時、地震時とも 1 ㎝を標準とする。〔河川砂防(設Ⅰ) 第 7 章 7.2.4〕

⑦ 場所打ち杭の設計径は 80 ㎝以上とし、10 ㎝単位とする。**また、河川工事では、捨石や支障物が埋設されている場合があり、場所打ち杭が有利なケースがあるため、杭の形式選定にあたっては留意する。**

⑧ 摩擦杭形式を選定できる地盤条件

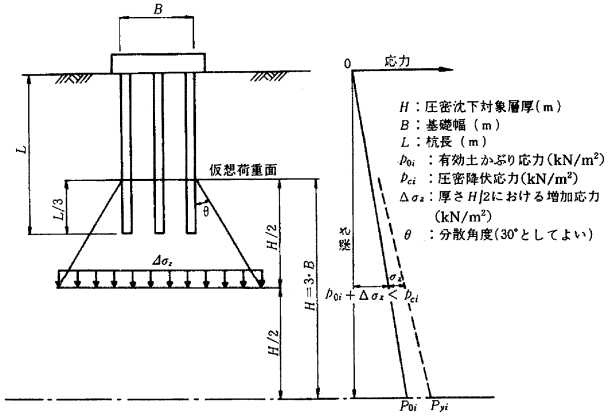
a. 著しい地盤沈下が現在進行中でないこと、および将来とも予想されないこと。

b. 杭の根入れ長が杭径の 25 倍（杭径 1m 以上の杭については 25m）程度以上あること。

c. 粘性土地盤においては、杭の根入れ長の 1/3 以上が過圧密地盤に根入れされており、また、図 11-1-1 に示すような条件で有効土被り応力と主荷重による増加応力の和が、圧密降伏応力を超えないこと。

摩擦支持杭の場合、上記の条件を満足する場合には、支持杭と同等の安全率（n）を採用してもよいこととする。なお、杭先端の支持力は、原則として考慮しないものとする。

また、中掘り杭工法、プレボーリング杭工法や回転杭工法の摩擦支持形式は、支持力特性が明らかでないので原則として採用してはならない。



〔杭基礎便覧 12.9.3〕

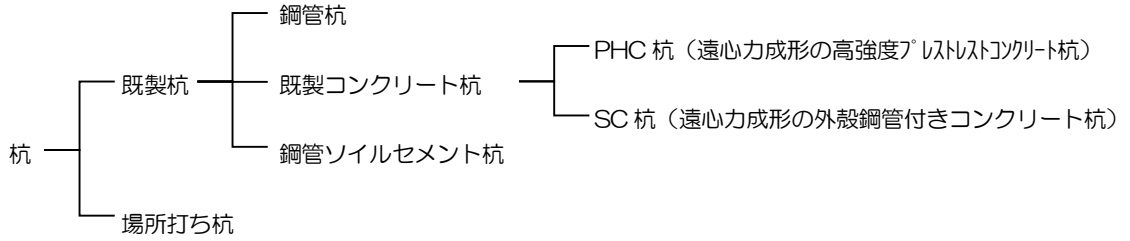
図 11-1-1　摩擦杭の圧密沈下量を検討する場合の荷重分散の考え方

【コラム】杭の種類と許容変位量

○杭の種類による分類

既製コンクリート杭のうち、PC 杭および RC 杭は、以下の理由により杭基礎設計便覧から記載が削除された。

- PC 杭（遠心力成形のﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ杭）については、橋梁基礎における施工実績が少なくなっていたことや平成５年の JIS 改訂により廃止された。
- RC 杭（遠心力成形の鉄筋コンクリート杭）については、道路橋の基礎への採用状況を踏まえて平成 24 年に改訂された道示Ⅳで削除された。



〔杭基礎便覧Ⅰ.4-1〕

杭の種類による分類

○基礎杭の許容変位量

道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（H24.3）においては、基礎杭の許容変位量は以下のように規定されており、河川砂防技術基準（案）と異なっていることに留意する。

道路橋示方書における杭の許容変位量

橋　脚		橋　台	
常　時	レベル１地震時	常　時	レベル１地震時
杭径の 1%、ただし 15mm 以上 50mm 以下	杭径の 1%、ただし 15mm 以上 50mm 以下	15mm	杭径の 1%、ただし 15mm 以上 50mm 以下

⑨　良質な支持層　　〔道示（下部）9.4〕

良質な支持層としては、一般的に次の事項を目安としてよい。

a.　粘性土層は砂質層に比べて大きな支持力が期待できず、沈下量も大きい場合が多いため支持層とする際には十分な検討が必要であるが、N 値が 20 程度以上（一軸圧縮強度 q u が 0.4N/mm² 程度以上）あれば良質な支持層と考えてよい。

b.　砂層、砂れき層はN値が 30 程度以上あれば良質な支持層と考えてよい。ただし、砂れき層ではれきをたたいてN値が過大にでる傾向があるので、支持層の決定には十分な注意が必要である。

c.　岩盤は材料としての強度が大きく、均質な岩盤を支持層とした場合には大きな支持が期待できる。しかし、岩盤に不連続面が存在したり、スレーキング等の影響を受けやすい場合には、均質な岩盤に比べて十分な支持力が得られないことがある。したがって、岩盤を支持層とする場合には、これらの影響について事前に検討を行っておく必要がある。

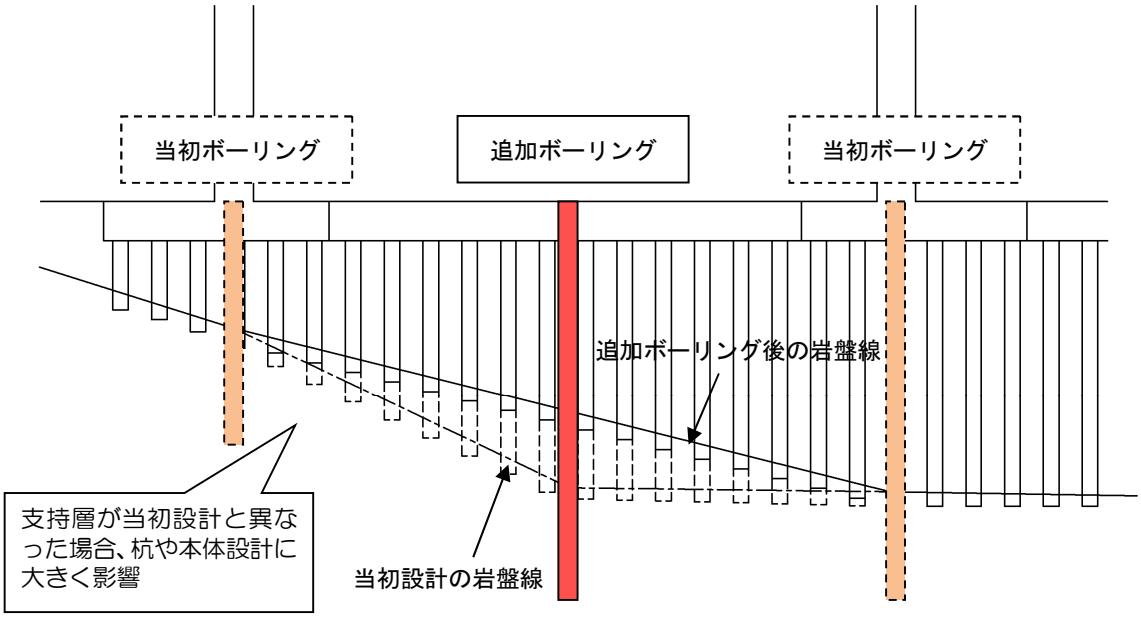
d.　N 値から判断して良質な支持層と考えられる層でも、その層が薄くその下に相対的に弱い層又は圧密層がある場合には、この良質な支持層として適切かどうか支持力と沈下についてその影響を検討する必要がある。支持層と想定する層の下に圧密層がある場合、一般に基礎底面から基礎幅（換算載荷幅としてよい）の 3 倍程度の間にこうした層が存在する場合には、影響が生じる可能性があるため注意が必要である。

⑩　杭の支持層への根入れ　　〔道示（下部）9.4〕

支持杭においては、杭先端の支持層への根入れ深さは杭径程度以上確保するのがよい。このとき、地盤調査結果等に基づき設定した支持層の深さには、地盤調査の頻度や地盤の不均一性等による誤差が含まれていることを考慮し、杭長はある程度の余裕を見込み、0.5m きざみ程度で決定するのがよい。

【コラム】山付き部の地質調査のポイント

○山付き部は岩盤が傾斜している可能性があり、地盤が大きく変化している場合がある。当初設計と支持層が異なれば、杭本体の長さや杭径が変更となるだけでなく、本体工の構造計算や配筋にも影響することもある。
○基礎杭の諸元は、地盤条件に大きく影響されるため、現地の状況に応じて追加ボーリングや土質試験を実施することが望ましい。



3)　設計の基本　　〔道示（下部）12.1〕

(1)　常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対する杭基礎の照査は、次によるものとする。

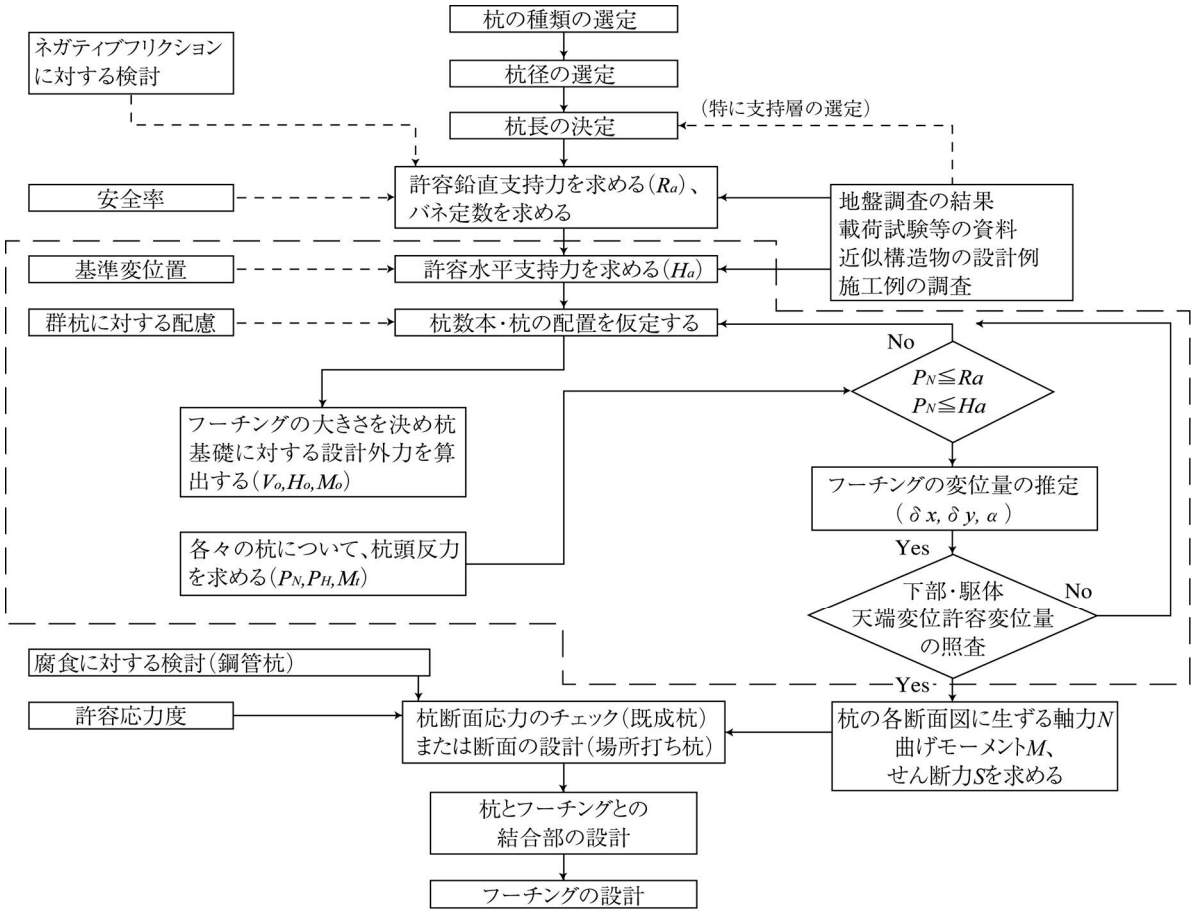
①　各杭頭部の軸方向反力は、杭の許容支持力以下とする。

②　杭基礎の変位は、許容変位以下とする。

③　杭基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。

(2)　レベル 2 地震時に対する杭基礎の照査は、「道示（下部）12.10」の規定によるものとする。

杭基礎の設計手順をフローチャートで示すと図 11-1-2 のようである。



〔基礎地盤便覧 第２編 1-2〕

図 11-1-2　杭基礎の設計手順

11-2　荷重分担　　〔道示(下部)12.2〕

(1)　鉛直荷重は、杭のみで支持させるのを原則とする。

(2)　水平荷重は、杭のみで支持させるのを原則とする。ただし、杭とフーチング根入れ部分と共同で分担させる場合には、両者の分担割合について十分検討するものとする。

杭は原則として支持杭方式とするが、規模が小さく、支持層が深いため基礎工事費が本体の工事費と比較し非常に多くかさむ場合等では、プレロード等の対策を考慮することにより、摩擦杭とすることができる。しかし、この場合は将来の沈下も考慮し設計するものとする。また、継手にも配慮が必要である。

11-3　杭の配列　　〔道示（下部）12.3〕

杭の配列は、杭基礎上の橋台又は橋脚の形状や寸法、杭の寸法や本数、群杭の影響、施工条件等を考慮し、長期の持続荷重に対して均等に荷重を受けるように定めるものとする。

①　杭の最大中心間隔については、底版厚等を考慮し、杭径の 10 倍以下もしくは 4.0m以下を標準とする。なお、杭径の 2.5 倍より小さくする場合は、群杭の影響についての検討が必要となる。

②　最外周の杭中心とフーチング縁端との距離は、杭径の 1.0 倍とする。

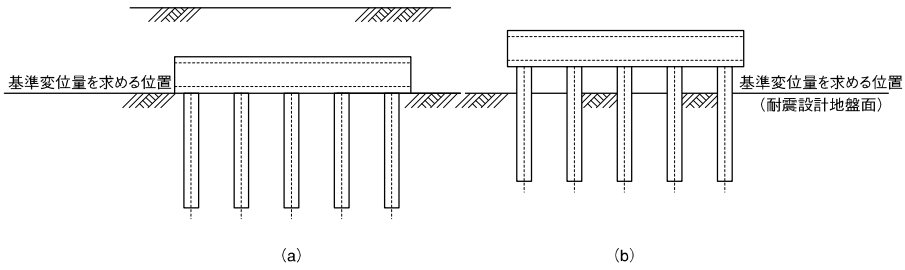
11-4　杭の許容支持力　　〔道示（下部）12.4〕

(1)　１本の杭の軸方向許容押込み支持力は、道示（下部）12.4.1 によるものとする。

(2)　１本の杭の軸方向許容引抜き力は、道示（下部）12.4.2 によるものとする。

(3)　杭の軸直角方向力に対する許容支持力から求める杭本数（慣用法）　〔基礎地盤便覧Ⅰ-2.3〕

杭本数は、杭軸直角方向許容支持力、杭軸方向許容支持力、杭体の制作可能範囲、経済性などを満足するように決定されるが近年軟弱な地盤上に杭基礎が施工されることが多くなり、杭軸直角方向許容支持力により杭本数が決定されることが多くなっている。



〔基礎地盤便覧Ⅰ-2.3〕

図 11-4-1 杭の許容変位量を求める位置

$$n = \frac{H_o}{H_a}$$

ここに、　n　：許容変位量から定まる杭本数（本）

H_0　：フーチング下面に集計された水平力（N）{kg f }

a.　地中に埋込まれた杭の場合　h＝0（杭頭が回転しない場合）

杭頭変位　$H_a = \frac{k_H D}{\beta} \cdot \delta_a$

b.　地上に突出している杭の場合　h＞0（杭頭が回転しない場合）

地表面変位　$H_a = \frac{4EI\beta^3}{1+\beta h} \cdot \delta_a$

ここに、H_a ：許容変位量から決まる杭の軸直角方向許容支持力（N）{kg}

k_H ：横方向地盤反力係数（kN/m³）{kg f /cm³}

D ：杭径（m）

β ：$\sqrt[4]{K_H D/4EI}$ （m^{-1}）

ＥＩ ：杭の曲げ剛性（kN･m²）{kg f ･cm²}

h ：杭の突出長（m）

δ_a ：許容変位量（m）

(4) 負の周面摩擦力 〔道示（下部）12.4.3〕

圧密沈下を生じるおそれのある地盤中に杭を打設する場合には、杭体の損傷を防ぎ、構造物の機能を確保するために、杭の鉛直支持力、杭体応力度および杭頭沈下量について、負の周面摩擦力による影響を考慮して検討するものとする。

① 中立点の位置

図 11-4-2 は、杭の施工時から負の摩擦力が生じる状態までを模式的に示している。

（a）は、杭施工後荷重（R_a）が作用したときの状態であり、荷重（R_a）により杭頭に弾性変形が生じ、荷重（R_a）は地盤による杭の極限支持力（R_u）によってささえられている。

（b）は、地盤沈下が生じたときの状態であり、中立点から上の部分には負の周面摩擦力が生じる。更に地盤沈下が進行すると（c）の状態となる。

すなわち、負の摩擦力の作用する範囲が下方に移動しその大きさも増し、図に示す軸力分布となる。この場合の杭の設計は、中立点で、最大軸力に対する杭材自体の安全性を確保すること及び荷重（R_a）を中立点から上の負の摩擦力（R_{nf}）に見合った中立点より下にある地盤による極限支持力（R_u）を確保することで行われる。

中立点の位置は、特にデータがない場合は、圧密層の下端と仮定してもよい。

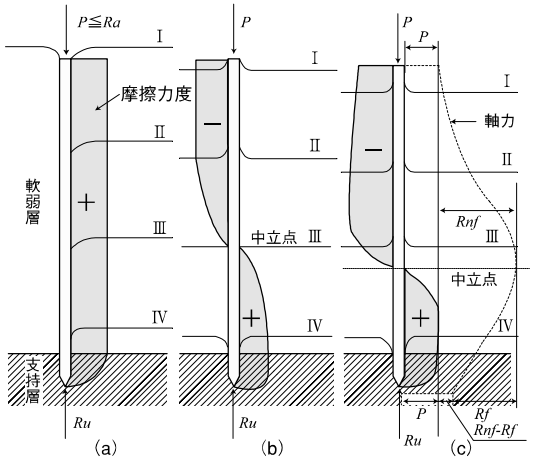


図 11-4-2 負の摩擦現象の説明図 〔基礎地盤便覧 第２編 2-2〕

② 負の周面摩擦力の対策方法

a. 杭耐力、または地盤支持力の増強による方法

ｲ. 杭径、肉厚を増す。

ﾛ. 杭の材質を上げる。

ﾊ. 杭本数を増す。

ﾆ. 支持層への根入れ深さを増す。

ﾎ. 杭先端面積を増す。

ﾍ. 群杭の利用

b. 負の周面摩擦力を低減する（フリクションカット）方法

ｲ. 負の摩擦力低減杭

・ スリップ・レイヤーコンパウンド杭（SL 杭）

SL 塗布部の負の周面摩擦力 （kN/m²）｛tf/m²｝

地中温度（℃）	一般地区 t≧15	寒冷地区 11≦t＜15	極寒冷地区 t＜11
負の周面摩擦力 f	2.0｛0.2｝	3.0｛0.3｝	5.0｛0.5｝

注 1) 圧密沈下量 30 ㎝/年以下に適用し、SL 杭の製造メーカが取得した建設大臣認定値

2) フリクションカット面より上の正の周面摩擦力は、長期支持力算定には考えない。

・ ネガティブ・スキンフリクション杭（NF 杭）

負の周面摩擦力 f＝1.0 kN/m²｛0.1tf/m²｝

ﾛ. 二重管の採用

ﾊ. テーパ杭

(5) 群杭の考慮 〔道示（下部）12.4.4〕

① 軸方向押込み力に対する群杭の支持力は､杭中心間隔に応じた群杭の影響を考慮して検討するものとする。また、軸方向押込み力に対する沈下量についても、群杭の影響を検討するものとする。

② 群杭の軸直角方向支持力は、杭中心間隔に応じた群杭の影響を考慮して検討するものとする。

11-5 水平方向地盤反力係数 〔道示（下部）9.6.2〕

杭基礎の設計に用いる水平方向地盤反力係数は、地質調査、土質試験の結果を十分検討した上で求めるか、あるいは杭の水平載荷試験による荷重－変位曲線から逆算して求めるものとする。

水平方向地盤反力係数は、次式により算出するものとする。

$$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \qquad \text{式(11-5-1)}$$

ここに、

k_H ：水平方向地盤反力係数 （kN/m³）

k_{H0} ：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力（kN/m³）で、各種土質試験または調査により求めた変形係数から推定する場合は、次式により求める。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 \qquad \text{式(11-5-2)}$$

E_0 ：表 11.5.1 に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m²）

α　：地盤反力係数の推定に用いる係数で、表 11-5-1 に示す。

B_H：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅（m）で杭基礎の場合 $\sqrt{D/\beta}$ とする。なお、式(11-5-1)の−3/4 は載荷幅依存性を考慮するものである。

D　：荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅（m）で杭基礎の場合は杭径となるが、鋼管ソイルセメント杭の場合はソイルセメント柱径とする。

β　：基礎の特性値 $\sqrt[4]{\dfrac{k_H D}{4EI}}$　（1/m）

EI　：基礎の曲げ剛性（kN・m²）

表 11-5-1　地盤変形係数 E_0 および地盤反力係数の推定に用いる係数 α

変形係数 E_0 の推定方法	係数　α	
	常時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より E_0=2,800N で推定した変形係数	1	2

注）暴風時は、常時の値を用いるものとする。

〔道示（下部）9.6.2〕

11-6　杭のバネ定数

(1)　杭の軸方向バネ定数　　〔道示（下部）12.6.1〕

1 本の杭の軸方向バネ定数は、既往の鉛直載荷試験に基づく推定式や土質試験の結果によるか、鉛直載荷試験による荷重―沈下量曲線から求めるものとする。

(2)　杭の軸直角方向バネ定数　　〔道示（下部）12.6.2〕

1 本の杭の軸直角方向バネ定数は、水平方向地盤反力係数を用いて弾性床上のはりの理論に基づき算出するものとする。

11-7　杭反力および変位の計算　　〔道示（下部）12.7〕

(1)　杭基礎における杭反力及び変位は、杭体及び地盤の特性を適切に考慮して算出するものとする。

(2)　次による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

杭基礎における杭反力及び変位は、フーチングを剛体、杭及び地盤を杭の軸方向バネ定数及び杭の軸直角方向バネ定数で評価した線形弾性体として計算する。

11-8　特殊な条件における杭基礎の設計　　〔道示（下部）12.8〕

次に示すような特殊な条件における杭基礎の設計にあたっては、地盤の特性、荷重条件、杭基礎全体の安全性等について、総合的に検討するものとする。

(1)　フーチング根入れ部の水平抵抗を考慮する杭基礎

(2)　杭体に水平荷重を受ける杭基礎

(3)　同一フーチングに著しく異なった長さの杭を有する杭基礎

(4)　斜面上に設けられる杭基礎

(5)　水平変位の制限を緩和する杭基礎

11-9　杭本体の設計

1)　完成後の荷重に対する設計　　〔道示（下部）12.9.1〕

(1)　軸方向押込み力または軸方向引抜き力による杭体各部の軸力は、地盤の特性を考慮して算出する。

(2)　軸直角方向力及び杭頭モーメントによる杭体各部の曲げモーメントおよびせん断力は、杭体を弾性床上のはりとして計算する。

(3)　杭体各部は、軸力、曲げモーメントおよびせん断力に対して安全であることを照査する。

杭体に生じる応力度は、軸力最大（N_{max}）と軸力最小（N_{min}）の両方について行うものとする。全長が地中に埋め込まれた杭では、一般に座屈の影響を考慮しなくてもよいこととした。これは杭側面の地盤が軟弱である場合でも座屈を拘束するからである。

2)　継手　　〔道示（下部）12.9.2〕

(1)　杭の継手は、施工時及び完成後に作用する荷重に対して安全であることを照査する。

(2)　継手の位置は、断面の余裕、地盤の剛性変化、腐食等を考慮し、その影響が少ないところに設ける。

3)　杭とフーチングの接合部　　〔道示（下部）12.9.3〕

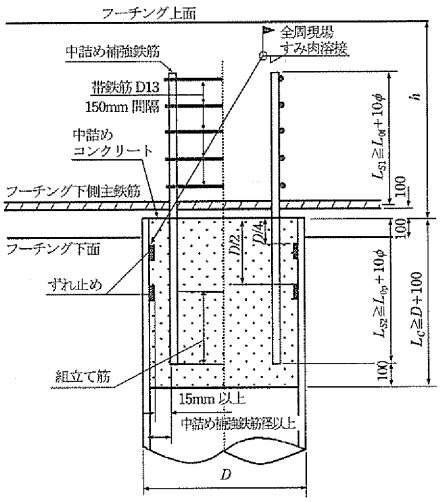
杭とフーチングの接合部は原則とて剛結とし、接合部に生じる力に対して安全であることを照査する。

杭とフーチングの結合部の設計法については、「杭基礎便覧　Ⅲ 6-3」によるものとする。

①　結合方法は「道示 12.9.3」に示す方法（フーチング内の杭の埋込み長さを最小限度（100㎜）に留め、主として鉄筋で補強することにより杭頭曲げモーメントに抵抗する方法）を標準とする。

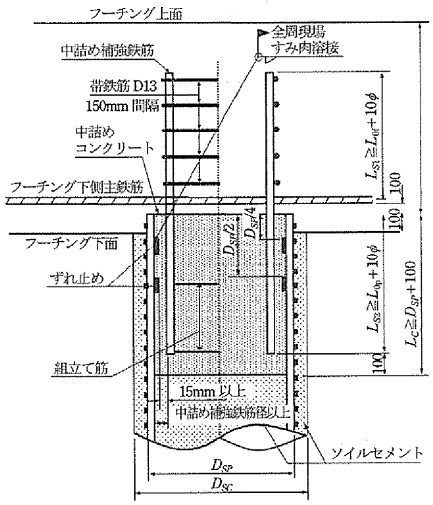
②　鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の杭頭部の補強は、施工品質の確保が可能な中詰め補強鉄筋を用いた鉄筋かご方式による。施工品質の確保が困難な溶接による補強は用いないこととし、SD345 の中詰め補強鉄筋では配置が困難な場合には、SD390 や SD490 を用いる。ただし、この場合にはコンクリートの設計基準強度を 30N/mm2 とする。

③　底版下面の下側主鉄筋のかぶりは 200mm とすることを標準とする。



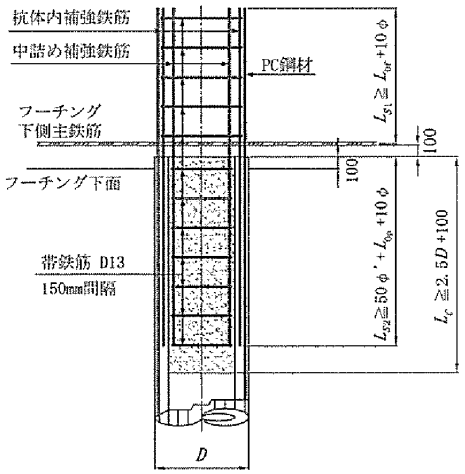
〔道示（下部）12.9.3〕

図 11-9-1 鋼管杭の接合方法



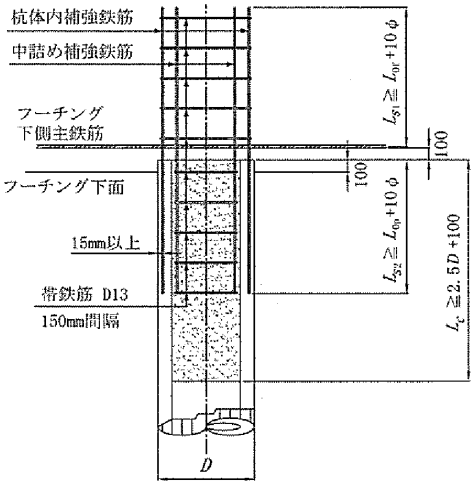
〔道示（下部）12.9.3〕

図 11-9-2 鋼管ソイルセメント杭の接合方法



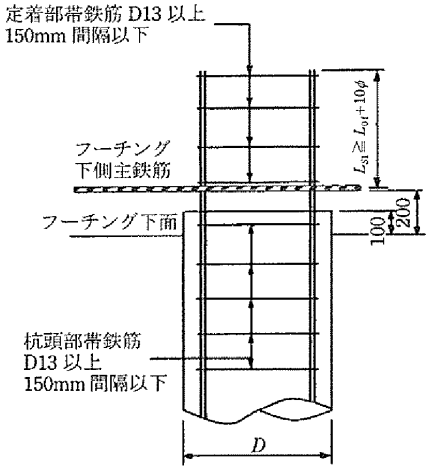
〔道示（下部）12.9.3〕

図 11-9-3 PHC 杭の接合方法



〔道示（下部）12.9.3〕

図 11-9-4 SC 杭の接合方法



〔道示（下部）12.9.3〕

図 11-9-5 場所打ち杭の接合方法

④ 水平荷重が作用するＰＨＣ杭

水平荷重が作用するＰＨＣ杭については、製作の際予め杭頭部補強鉄筋を配置し、必要杭長＋1.00m の杭長として製品化する。

現在では杭打設後、杭頭部 1m 分をハツリ、補強鉄筋、ＰＣ鋼線をハツリ出しして構造物底版に剛結させるものとする。

4) 施工時の検討　〔道示（下部）12.9.4〕

杭は運搬、建込み及び打込み時における応力に対して安全であることを照査するものとする。

11-10　耐震設計上土質定数を低減させる土層　〔道示（耐震）8-2-4〕

(1) 基礎地盤面から 3m以内にある粘性土層およびシルト質土層で、一軸圧縮強度が（20kN/m²）以下の土層は、その土質定数を零とする。

(2) 第２編　第２章2-3-3 4)(5)①に規定する液状化が生じると判定された砂質土層は、液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて耐震設計上土質定数を低減させるものとする。

液状化すると判定された場合の土質定数は、その土層が液状化しないものとして求めた土質定数に表 11-10-1 の低減係数 D_E を乗じて算出する。ここで、D_E を乗じて低減させる土質定数とは、地盤反力係数、地盤反力度の上限値、最大周面摩擦力度をさすものとする。

表 11-10-1　土質定数に乗じる低減係数　D_E

F_L の範囲	現地盤面からの深度 x（m）	動的せん断強度比Ｒ			
		Ｒ≦0.3		0.3＜Ｒ	
		レベル１地震動の場合	レベル２地震動の場合	レベルⅠ地震動の場合	レベル２地震動の場合
F_L ≦1/3	0 ≦ x ≦10	1/6	0	1/3	1/6
	10＜ x ≦20	2/3	1/3	2/3	1/3
1/3＜ F_L ≦2/3	0 ≦ x ≦10	2/3	1/3	1	2/3
	10＜ x ≦20	1	2/3	1	2/3
2/3＜ F_L ≦ 1	0 ≦ x ≦10	1	2/3	1	1
	10＜ x ≦20	1	1	1	1

〔道示（耐震）8-2-4〕

11-11　試験杭　〔道示（下部）18.3〕

杭の施工に際しては、あらかじめ試験杭の施工を行うのを原則とする。 ただし、施工地点における杭の施工性が十分把握されている場合は、試験杭を省略することができる。

① 試験杭の長さは本杭の長さ＋2.0mとする。

ただし、支持層の状況によりこれにより難い場合もあるので、Ｎ値、地質等について充分注意する必要がある。

② 動的支持力

動的支持力については次式の打ち止め管理式を用いて算出するのがよい。

a. 波動方程式から誘導した動的支持力算定式　〔道示（下部）18.9〕

先端閉塞杭の場合、打止めの地盤によっては、打込みにより土層中の水圧が極端に高くなり、この影響でリバウンド量が異常に大きくなることがあるので、このような場合には本式を適用してはならない。

$$R_a = \frac{1}{3}\left(\frac{AEK}{e_o \ell_1} + \frac{\overline{N}U\ell_2}{e_f}\right) \quad \left\{= \frac{1}{3}\left(\frac{AEK}{e_o \ell_1} + \frac{10\overline{N}U\ell_2}{e_f}\right)\right\}$$

ここに、 R_a ：杭の許容支持力（kN）

E ：杭のヤング係数（kN/m^2）

ℓ_1 ：動的先端支持力算定上の杭長で表 11-11-1 による（m）

A ：杭の純断面積（m^2）

ℓ_2 ：地中に打込まれた杭の長さ（m）

表 11-11-1　杭長の補正

e_oの値	ℓ_1の値
$e_o \geqq 1$	ℓ_m
$1 > e_o \geqq \ell_m/\ell$	ℓ_m / e_o
$e_o \leqq \ell_m/\ell$	ℓ

〔道示（下部）18.9〕

ℓ ：杭の先端からハンマ打撃位置までの長さ（m）

ℓ_m ：杭の先端からリバウンド測定位置までの長さ（m）

U ：杭の周長（m）

$\overline{N}$ ：杭周面の平均N値

K ：リバウンド量（m）

e_o，e_f ：補正係数であり、表 11-11-2 の値とする。ただし、W_H/W_Pはハンマと杭の重量比であり、ヤットコを使用する場合にはW_Pは杭とヤットコの重量の合算した値とする。

表 11-11-2　補正係数

杭　種	施工方法	e_o	e_f	備　考
鋼管杭	打込み杭工法 中掘り最終打撃	$1.5W_H/W_P$	0.25	
PHC杭・SC杭	打込み杭工法	$2.0W_H/W_P$	0.25	
	中掘り最終打撃	$4.0W_H/W_P$	1.00	
鋼管杭 PHC杭・SC杭	打込み杭工法	$(1.5W_H/W_P)^{1/3}$	0.25	油圧ハンマに適用

〔道示（下部）18.9〕

b. Hiley（ハイリー）の式

$$R_a = \frac{e_f \cdot W_H \cdot H\left\{1 - \frac{W_p}{W_H + W_p}\left(1 - e^2\right)\right\}}{S + \frac{1}{2}K}$$

ここに、R_a：打込み公式で求めた極限支持力（kN）

e_f：ハンマ効率（ディーゼルパイルハンマ 0.7、ドロップパイルハンマ 0.5）

W_H：ハンマ又ラムの重量（kN）

W_P：杭の重量（kN）

H ：ハンマの落下高さ（m）、ディーゼルパイルハンマでは２Ｈをとる。

S ：杭の貫入量

K ：リバウンド量（m）

e ：反ぱつ係数(コンクリート杭 0.25、鋼杭 0.8、ヤットコを用いる場合はこの値の 80%とし、杭と同材質、同断面を用いるときは低減しなくてもよい。)

c. 建設省告示 1623 号の式　建築基準法施行令式　　〔仮設工指針　参考資料-10〕

ドロップハンマまたは、単動杭打ちハンマによる場合

$$R_a = \frac{2F}{5S + 0.1}$$

ここに、R_a：杭の許容支持力（kN）

F　：ハンマの打撃エネルギー（kN･m）

ドロップハンマの場合　　$F = W_H \cdot H$

ディーゼルハンマの場合　$F = 2W_H \cdot H$

W_H：ハンマの重量（kN）

H　：ハンマ落下高（m）

S　：杭の最終貫入量（m）

d. Hiley（ハイリー）の簡略式　建築鋼杭基礎設計施工基準（建築学会）　〔仮設工指針　参考資料-10〕

$$R_{da} = \frac{ef\,F}{S + \frac{1}{2}K}$$

ここに、R_{da}：杭の動的極限支持力（kN）

ef　：ハンマの効率、この公式では 0.5 とする。

S　：杭の貫入量（m）

ドロップハンマは最後の 5 回～10 回の打込みに対する 1 回当りの平均貫入量（m）

他のハンマは最後の 10 回～20 回の打込みに対する 1 回当りの平均貫入量（m）

K　：リバウンド量（m）

F　：打撃エネルギー（kN･m）

ドロップハンマ、単動スチームハンマ　$F = W_H \cdot H$

複動スチームハンマ　$F = (a\,p + W_H) \cdot H$

ディーゼルハンマ　$F = 2\,W_H \cdot H$

H　：ハンマの落下高（m）

W_H：ハンマの重量（kN）

a　：シリンダーの断面積（m^2）

p　：蒸気圧、空気圧（kN/m^2）

e. 基礎杭の支持力確認

動的許容支持力が設計支持力以上であることの確認を行う。

○参考文献

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
河川砂防（設Ⅰ）	改訂建設省河川砂防技術基準(案)設計編(Ⅰ)	H9.10	(社)日本河川協会
杭基礎便覧	杭基礎設計便覧	H27.3 (H4.10)	(社)日本道路協会
基礎地盤便覧	建設基礎・地盤設計施工便覧	S62.3	(株)建設産業調査会
道示（下部）	道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編	H24.3	(社)日本道路協会
道示（耐震）	道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編	H24.3	(社)日本道路協会
仮設工指針	道路土工　仮設構造物工指針	H11.3	(社)日本道路協会

第 3 編　仮設工等

第 1 章　　仮 設 工

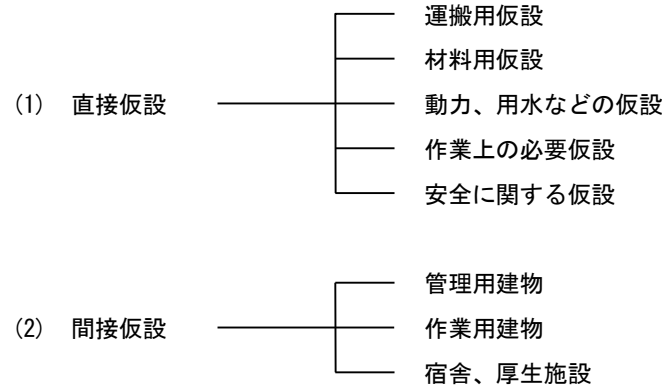
第３編　仮設工等

第１章　仮設工

1-1　仮設工の基本

1)　仮設工の分類

仮設工とは、目的とする構造物を建設するために必要な工事用の施設で、原則として工事完成後に取り除かれるものをいい、次のように分類されている。



本編では河川工事にかかわる直接仮設で作業上の必要仮設の内、仮締切工、土留工、排水工、仮設道路、仮桟橋についてまとめた。

2)　指定仮設及び任意仮設

指定仮設とは、工事目的を施工するにあたり、設計図書のとおり施工を行うもの。

任意仮設とは､工事目的を施工するにあたり､受注者の責任において自由に施工を行うことができるもの。

表 1-1-1　指定、任意の考え方

	指定	任意
設計図書	施工方法について具体的に指定します。（契約条件として位置付け）	施工方法について具体的に指定しません。（契約条件ではないが､参考図として標準的施工法を示すことがある）
施工方法等の変更	発注者の指示または承諾が必要	受注者の任意（施工計画書等の修正、提出は必要）
施工方法の変更がある場合の設計変更	行う	行わない
当初明示した条件の変更に対応した設計変更	行う	行う

次に示すような場合の施工条件の仮設工については､設計図書をもって指定仮設とすることを原則とする。

(1)　河川堤防と同等の機能を有する仮締切の場合

(2)　特許工法または特殊工法等を採用する場合

(3)　関係官公署等との協議等により制約条件のある場合

(4)　一般交通、治水機能、周辺家屋等第三者に特に配慮を必要とする場合

(5)　他工事等に使用するため、工事完成後も存置される必要のある仮設

1-2　仮締切工・土留工

1-2-1　仮締切工・土留工の基本　〔仮設ガイドブック（Ⅰ）1.1〕

仮締切工・土留工は、工事中に使用され、本体構造物構築のために一時的に用いられる仮設構造物である。

仮締切工・土留工の設計に際しては、周辺の自然環境に与える影響を最小限とすることを基本とする。

1)　目的

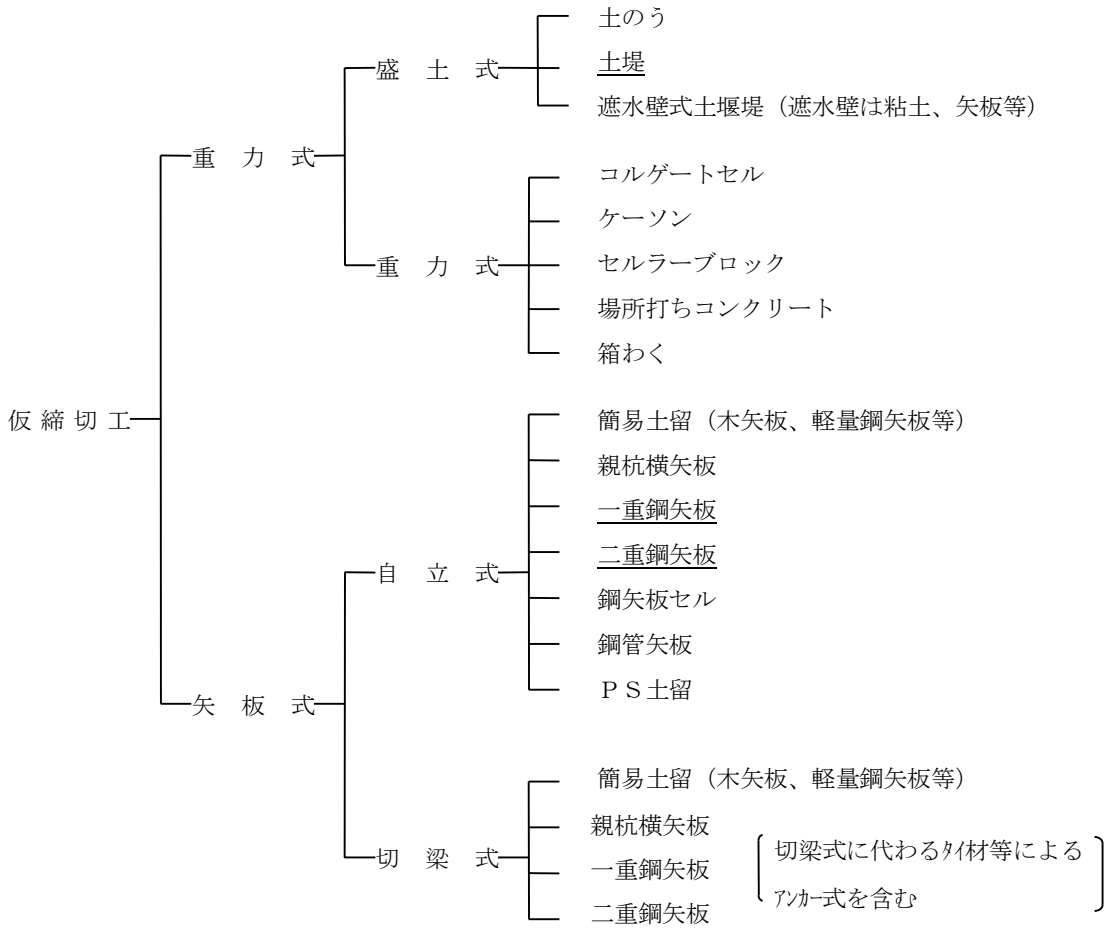
仮締切工は、河川や海などの水中に構造物を構築する際に、当該区域内をドライな状態で施工するために、水を遮断することを目的として設ける仮設構造物である。

土留工は、地表面以下に構造物を構築する場合に行う地盤の掘削に際して、地下水の遮水及び掘削面の崩壊防止を目的として設ける仮設構造物である。

2)　種類と区分

(1)　仮締切工の種類と区分

仮締切工には、数多くの種類があり、施工方法、構造形式、使用材料、支保工等によって分類されるが、構造形式によって分類すると図 1-2-1 のようになる。本要領では、一般に使用されている工法のうち下線を引いた工法（河川堤防に係わる仮締切工法）について収録した。



〔仮設ガイドブック（Ⅰ）1.1〕

図 1-2-1　主な仮締切の種類と区分

① 重力式は、岩盤が比較的浅い所にあるときや、仮締切の敷地が十分あり、緩流河川で現場周辺に土砂が十分ある場合に有効である。

② 矢板式は、仮締切の敷地が狭く、水深が深いとき、掘削規模が大きいとき、施工箇所の制約条件等河川管理者から条件を付されたとき等に適用される。

③ 仮設材料の選定に際しては、市場性およびリース材の保有長さを確認すること（土留工も同様）。

(2) 土留工の種類と区分

土留工法には、数多くの種類があり構造形式（土留支保工との関連）により、自立式、切梁式、アンカー式に大別され、さらに使用材料の種類により図 1-2-2 のように分類される。本要領では一般に使用されている工法のうち下線を引いた工法について収録した。

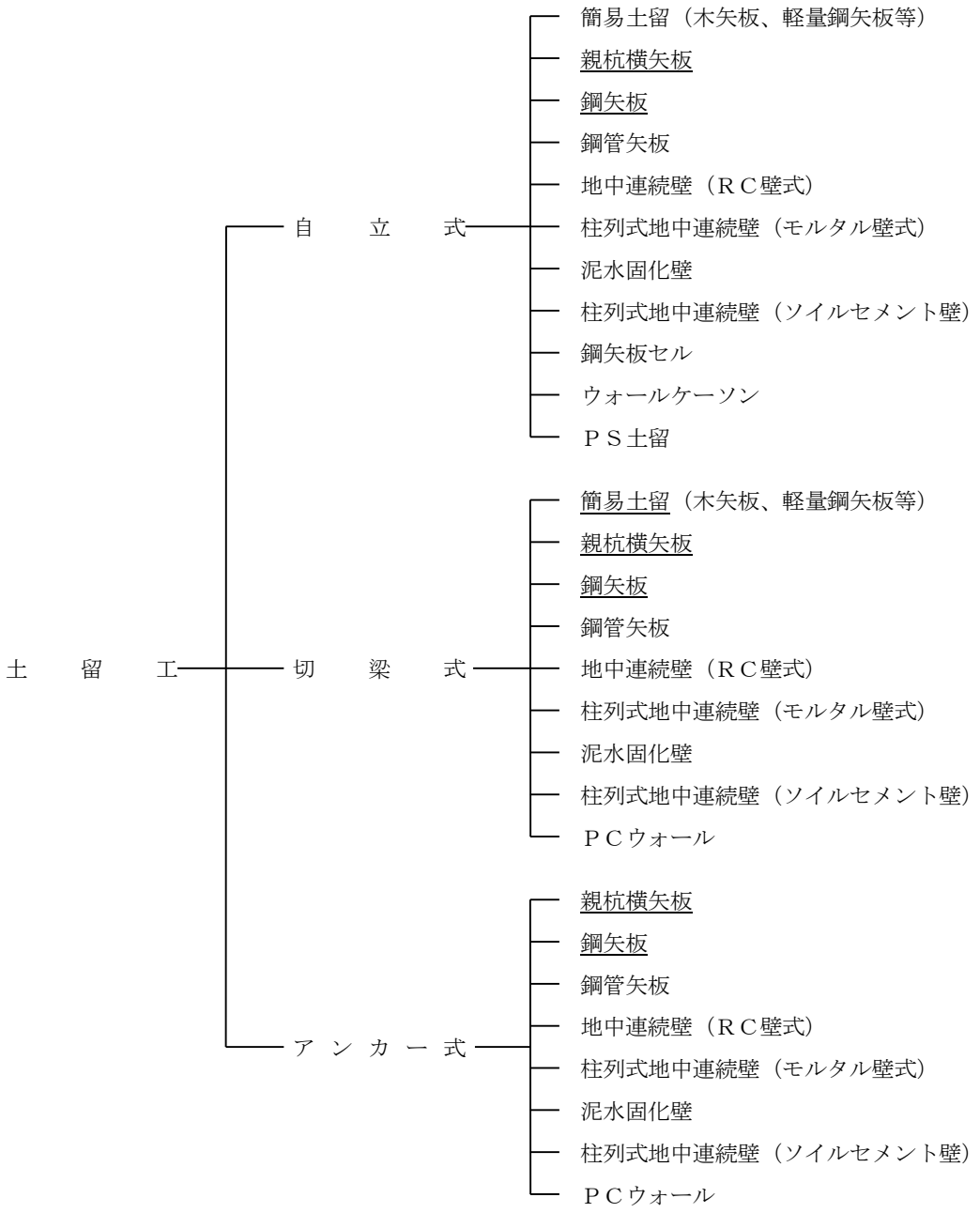


図 1-2-2 主な土留工の種類と区分

〔仮設ガイドブック（Ⅰ）1.1〕

① 自立式は、土圧・水圧が小さいとき及び土留・仮締切壁の変位が問題とならないときに適用される。

② 切梁式は、掘削周囲の土圧・水圧が大きく自立式土留で対応できない場合で、しかも掘削面積が広くなく、切梁が水平に保てるときに適用される（中間杭で鉛直たわみを防止すればこの限りではない）。

③ アンカー式は、掘削幅が広く、切梁延長が長く、中間杭も多数となり、切梁式では不経済で、かつアンカー定着のための良好な地層が浅い位置にある場合に適用される。

1-2-2 設計一般

1) 設計手法 〔仮設工指針 2-1〕

土留めは支保工の有無により安全機構が異なり、また掘削深さにより必要とされる設計の精度等が異なることから、支保工形式と掘削深さにより土留めの設計を分類し、表 1-2-1 に示すようにそれぞれに適した設計手法を用いることとした。

表 1-2-1 土留めの設計手法の分類

支保工形式	掘削深さ	土留めの応力・変形の計算法
切ばり式 アンカー式	H≦3.0m	小規模土留め設計法（慣用法）
	3.0m＜H≦10.0m	慣用法 注1)
	10.0m 注2)＜H	弾塑性法 注4)
自立式	H≦3.0m 注3)	弾性床上のはり理論

注 1) 慣用法では土留め壁の変形量を求めることができないため、近接構造物が存在し変形量を求める必要がある場合は弾塑性法によるのがよい。

2) N値2以下もしくは粘着力が20 kN/m^2 程度以下の軟弱地盤においては掘削深さがH＞8.0mに対して適用する。

3) 良質地盤においては概ね掘削深さが 4m以浅に適用する。

4) 弾塑性法とは土留め壁を有限長の弾性ばり、地盤を弾塑性床、支保工を弾性支承とした土留めの設計の一手法であり、「道路土工、仮設構造物工指針 2-9-5」によるものとする。

〔仮設工指針 2-1〕

2) 荷重

(1) 荷重の種類と組合せ 〔仮設工指針 2-2〕

土留めの設計に当っては、死荷重、活荷重、衝撃、土圧及び水圧、温度変化の影響、その他の荷重を考慮しなければならない。

一般的な荷重の組合せを表 1-2-2 に示す。

表 1-2-2 荷重の組合せ

			死荷重	活荷重	衝撃	土圧	水圧	温度変化の影響	その他
土留め	土留め壁	根入れ長				○	○		必要に応じて考慮
		支持力	○	○	○				
		断面	○	○	○	○	○		
	腹起し	断面				○	○	○注)	
	切ばり	断面				○	○	○	
	火打ち	断面				○	○	○	

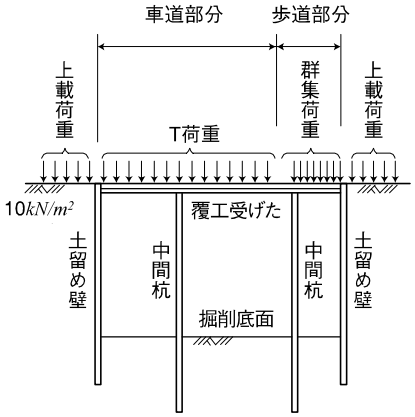
注）腹起しの計算に軸力を考慮する場合 〔仮設工指針 2-2〕

(2)　死荷重

死荷重は、使用する材料の実重量を明らかにして、原則としてその値を用いる。個々の重量が不明の場合は、第 1 編第 4 章設計一般の表 4-1-1 に示す値を用いてよい。

(3)　活荷重　〔仮設工指針 2-3〕

仮設構造物に作用する活荷重としては、自動車荷重、群集荷重および建設用重機等の荷重を考慮する。また、このほか道路上の工事では換算自動車荷重として仮設構造物の範囲外に上載荷重を考慮する必要がある。活荷重の一般的な載荷状況を図 1-2-3 に示す。



〔仮設工指針 2-3〕

図 1-2-3　活荷重の載荷状態

①　自動車荷重

自動車荷重は、「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編」に規定されている図 1-2-4 に示すT荷重を用いる。A、B活荷重の適用は道路示方書に準拠することを基本に存置期間中の大型車の交通状況等を考え、A、B活荷重をそれぞれ使い分けるものとする。

B活荷重を適用する道路においては、T荷重によって算出した断面力等に部材の支間長に応じて連行荷重の影響を考慮するために、表 1-2-3 に示す係数を乗じたものを用いるものとする。ただし、この係数は 1.5 を越えないものとする。

一方、A活荷重を適用する場合には、総重量 245kN の大型車の通行頻度が比較的低い状態を想定していることから、連行荷重を考慮するための表 1-2-3 の係数は適用しない。なお、支間が 15m程度を越える大規模なもの、また、トラス橋やプレートガーター橋等、他の構造形式のものについては、設計荷重、設計法を別途考える必要がある。

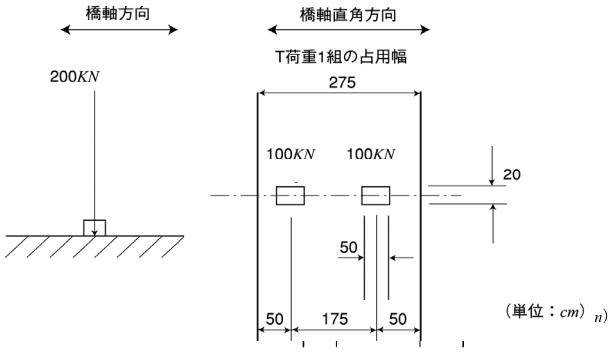


図 1-2-4　T荷重　　〔道示（共通）2.2〕

表 1-2-3　床組等の設計に用いる係数

部材の支間長L（m）	L≦4	L＞4
係 数	1.0	$\frac{L}{32}+\frac{7}{8}$

〔道示（共通）2.2〕

② 群集荷重

群集荷重は、「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編」に準拠し、5.0 kN/m^2 等分布荷重として歩道部に載荷するものとする。

③ 建設用重機の荷重

本章仮設工 1-5 仮桟橋 3)(6)② c によるものとする。

④ 地表面での上載荷重 〔仮設工指針 2-3〕

土留めの設計においては、仮設構造物の範囲外に原則として 10 kN/m^2 の上載荷重を考慮する。ただし、自動車、建設用重機および建築物等が特に土留めに近接し、かつ明らかに 10 kN/m^2 では危険側と考えられるときは、別途適切な値を考慮しなければならない。

(4) 衝撃荷重 〔仮設工指針 2-3〕

活荷重には衝撃を考慮しなければならないが、その衝撃係数 i はスパン長に関係なく 0.3 とする。

「道路橋示方書・同解説」では衝撃係数の値は i=20/(50+ℓ)と規定しており、スパンℓ=4～15m とすると i=0.31～0.37 となる。 i =0.3 とする場合と、i=0.31～0.37 とする場合では、モーメントにして約 2～5%であまり影響を与えず、スパンが限定されているので定数で与えてもさしつかえないと考えられる。したがって衝撃係数 i=0.3 とした。ただし、覆工板の衝撃係数は i=0.4 とする。

(5) 慣用法に用いる土圧および水圧 〔仮設工指針 2-3〕

① 根入れ長の計算に用いる土圧

土留め壁の根入れ長の計算に用いる土圧は、下式に示すランキン・レザールの土圧を用いるものとする。

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

$$P_p = K_p(\Sigma \gamma \cdot h') + 2c\sqrt{K_p}$$

ここに、P_A ：主働土圧（kN/m^2）

P_P ：受働土圧（kN/m^2）

K_A ：着目点における地盤の主働土圧係数

$K_A = \tan^2(45° - \phi/2)$

K_P ：着目点における地盤の受働土圧係数

$K_P = \tan^2(45° + \phi/2)$

φ ：着目点における土のせん断抵抗角（度）

$\Sigma \gamma \cdot h$ ：着目点における主働側の有効土かぶり圧（kN/m^2）

$\Sigma \gamma \cdot h'$ ：着目点における受働側の有効土かぶり圧（kN/m^2）

γ ：各層の土の湿潤単位体積重量で地下水位以下は水中単位体積重量を用いる。（kN/m^2）

h ：着目点までの主働側の各層の層厚（m）

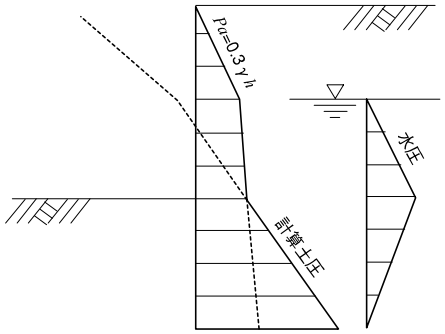
h' ：着目点までの受働側の各層の層厚（m）

q ：地表面での上載荷重（kN/m^2）

c ：着目点における土の粘着力（kN/m^2）

ただし、粘性土地盤の主働土圧の下限値は図 1-2-5 に示すように$P_A=0.3\gamma h$ とし、算出した土圧と比較して大きい方を用いるものとする。ただし、この土圧の下限値には、地表面での上載荷重 q は考慮しない。

ランキン・レザールで算出した粘性土の主働土圧では、粘着力の効果により計算上土留めに主働土圧が作用しない場合がある。しかし、実際の工事における地表面付近では、土留め壁の打ち込み．等の施工に伴う地盤の乱れや降雨等の影響が考えられるため、粘性土地盤における土圧の下限値として、$P_a=0.3\gamma h$ の土圧を規定した。



〔仮設工指針 2-3〕

図 1-2-5　粘性土地盤の主働側圧の考え方

②　断面計算に用いる土圧

土留め壁、腹起し、切ばりの断面計算においては、図 1-2-6 に示す断面決定用土圧を用いることとする。

砂質土地盤の土圧は長方形分布とし、粘性土地盤の土圧は台形分布とする。

断面決定用土圧は、多数の土圧測定結果を、慣用法に用いることを前提として整理し得られた見掛けの土圧分布であり、基になった土圧実測例はあくまで標準的な地盤、掘削深さ、施工法についてのものである。適用にあたっては次の事項に留意する必要がある。

（a）砂質地盤土圧　　（b）粘土地盤土圧

〔仮設工指針 2-3〕

図 1-2-6　断面決定用土圧

ここに、$\bar{\gamma}$ ：土の平均単位体積重量（kN/m^3）

a、b、c ：表 1-2-4、表 1-2-5 による

N: 地盤の平均N値

H: 掘削深さ（m）

表 1-2-4　掘削深さHによる係数

5.0m≦H	a=1
5.0m>H≧3.0m	$a \geqq \frac{1}{4}$（H－1）

〔仮設工指針 2-3〕

表 1-2-5　地質による係数

b	c	
砂質土	粘性土	
2	N＞5	4
	N≦5	6

〔仮設工指針 2-3〕

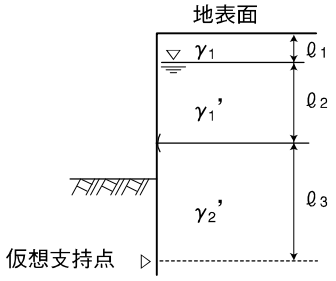
a.　土が過度にかく乱された状態にあっては、土圧は極めて大きくなるので、裏込め土、埋立て土の場合や、施工中にかく乱されると思われる場合は別途検討する。

b.　地層が粘性土と砂質土の互層になっている場合は、粘性土の層厚の合計が地表面から仮想支持点までの地盤の厚さの 50%以上の場合は粘性土､50%未満の場合は砂質土の一様地盤と考えてよい｡また、地盤種別が粘性土と判定された場合は、粘性土を N 値で分類し、N≦５の層厚の合計が 50%以上の場合を軟らかい粘性土、50%未満を硬い粘性土として取り扱う。

c.　土の平均単位体積重量は、地表面から仮想支持点までの間における各層を考慮し図 1-2-7 のように示して求める。

d.　土留め背面には、地表面での上載荷重として $q=10\,kN/m^2$ を考慮するが、ｃ.で求めた平均単位重量 $\bar{\gamma}$ から q/$\bar{\gamma}$ (m)の厚さの土層が地表面より上方に存在するものとして図 1-2-8 のように換算土厚として考慮する。

e.　この土圧算定の適用範囲は、掘削深さ H=10.0m までとする。

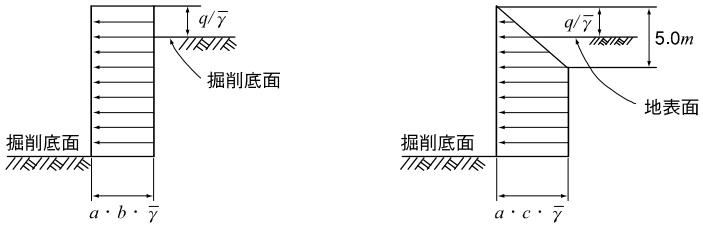


平均単位体積重量

$$\bar{\gamma}=\frac{\gamma_1\ell_1+\gamma_1'\ell_2+\gamma_2'\ell_3}{\ell_1+\ell_2+\ell_3}$$

〔仮設工指針 2-3〕

図 1-2-7　土の平均単位体積重量の求め方



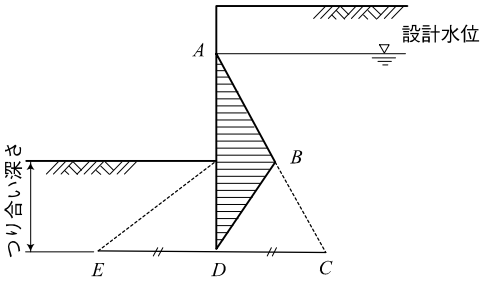
(a)　砂質土地盤土圧　　(b)　粘性土地盤土圧

〔仮設工指針 2-3〕

図 1-2-8　地表面での上載荷重がある場合の土圧

③　水圧　〔仮設工指針 2-3〕

土留めに作用する水圧は静水圧とし、水圧分布は図 1-2-9 の△ABD で表される三角分布とする。設計水位は一般に水中では設置期間に想定される最高水位とし、陸上では地下水位をとる。



〔仮設工指針 2-3〕

図 1-2-9　水圧分布

(6)　温度変化の影響　〔仮設工指針 2-3〕

設計には温度変化による反力の増加を 150kN 程度考慮するのがよい。なお、夏冬の年間の温度差による軸力増加は地盤のクリープによって吸収されると考えられるため、一般に設計に考慮しなくてもよい。

3)　土質定数

仮設構造物設計に用いる土質定数は、施工個所から採集した土質試験の結果によるが、十分な資料がない場合は、下記の値を参考にしてよい。

(1)　土の単位体積重量

土の単位体積重量は第 1 編第 4 章設計一般 4-5 土質定数 1)に示す値を用いてよい。

①　「密なもの」とは以下を示す。

砂質土　　N値≧10　　粘性土　　N値≧４

②　設計対象土層が明らかに沖積粘土もしくはシルト層と判定できる場合には、その単位体積重量を $16kN/m^3$ とする。

③　ボイリングの検討において、地盤の有効重量を計算する場合の土の水中単位体積重量は、水の単位体積重量を γ_w =10.0kN/m^3、ただし海水を考慮する場合は γ_w =10.3kN/m^3 として湿潤単位体積重量から差引いた値とする。　〔仮設工指針 2-2〕

④　腐植土等の特殊土は別途検討する。

(2)　裏込め土の内部摩擦角

第 1 編第 4 章 設計一般 4-5 土質定数 2) (3)を参照する。

(3)　砂質土及び粘性土の粘着力　〔仮設工指針 2-2〕

①　**粘性土の場合は、第 1 編第 4 章設計一般 4-5 土質定数 2)によるものとする。**十分な資料のない場合には、表 1-2-6 に示した値を用いてよい。

沖積層の粘性土地盤では、深さ方向に粘着力の増加が見られるため、設計定数の設定にあたっては、十分に地盤状況を把握する必要がある。

表 1-2-6　粘性土の粘着力とＮ値の関係　　(kN/㎡)

かたさ	非常に やわらかい	やわらかい	中位	かたい	非常に かたい	固結した
Ｎ値	2 以下	2～4	4～8	8～15	15～30	30 以上
粘着力　c	12 以下	12～25	25～50	50～100	100～200	200 以上

〔仮設工指針 2-2〕

②　砂質土の粘着力は、設計上一般的に無視する場合が多い。

(4) 水平方向地盤反力係数 〔仮設工指針 2-9〕

水平方向地盤反力係数を次式のように設定する。

$$k_H = \eta k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \left\{k_H = \eta k_{H0}\left(\frac{B_H}{30}\right)^{-3/4}\right\}$$

ここに、k_H ：水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

η ：壁体形式に関わる係数

連続した壁体の場合 η＝1

親杭横矢板壁の場合 $\eta = B_0 / B_f$ ただし、η≦4

B_0 ：親杭中心間隔（m）

B_f ：親杭フランジ幅（m）

k_{H0} ：直径 30 ㎝の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 \quad \left\{k_{H0} = \frac{1}{30}\alpha E_0\right\}$$

B_H ：荷重作用方向に直行する基礎の換算載荷幅（m）

- 親杭横矢板壁、連続壁、鋼矢板二重式仮締切は、B_H ＝10mとする。
- 杭基礎の場合は、第 2 編第 11 章 11-5 に用いる定数を参照する。
- B_H を算定する際のk_Hは、常時の値としてよい。

E_0 ：表 1-2-7 に示す方法で測定また推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m^2）

固結シルトの変形係数は、原則として試験値を用いるが、試験結果が得られない場合は αE_0 ＝210C（kN/m^2）で推定してよい。

ただし、C は土の粘着力（kN/m^2）である。

α ：地盤反力係数の推定に用いる係数で表 1-2-7 に示す。

表 1-2-7 変形係数 E_0 と α

変形係数E_0の推定方法	α	
	常時	地震時
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値より E_O ＝2,800N｛28N｝で推定した変形係数	1	2

〔仮設工指針 2-9〕

4) 仮設鋼材の継手効率

表 1-2-8 断面係数・断面二次モーメント

	断 面 係 数	応力・変形計算時の断面二次モーメント
親杭横矢板壁	H 形鋼の全断面を有効とした断面係数	H 形鋼の全断面有効
鋼 矢 板 壁	全断面有効の 60%の断面係数	全断面有効の 45%
	ただし、鋼矢板継手部の掘削面側を矢板頭部から 50cm 程度溶接したり、コンクリートで矢板頭部から 30cm 程度の深さまで連結して固定したもの等については全断面有効の 80%まで上げることが出来る。	
鋼 管 矢 板 壁	継手部分を除いた鋼管部分の断面係数 中詰めコンクリートを用いる場合でも鋼管部分とする。	継手部分を除いた鋼管部分の全断面を有効

〔仮設工指針 2-9〕

5) 許容応力度

(1) 構造用鋼材

① 構造用鋼材の許容応力度（板厚 40 ㎜以下）

表 1-2-9 構造用鋼材の許容応力度 （kN・m²）

種　　類	SS400		SM490	
軸方向引張 （純断面）	210		280	
軸方向圧縮 （総断面） l :部材の座屈長さ(cm) r :断面二次半径(cm)	$\frac{l}{r}$ ≦18	210	$\frac{l}{r}$ ≦16 {	280
	18＜$\frac{l}{r}$ ≦92	[140-0.82(l /r-18)] ×1.5	16＜$\frac{l}{r}$ ≦79	[185-1.2 (l /r-16)]×1.5
	92＜$\frac{l}{r}$	$\left[\frac{1,200,000}{6,700+(l/r)^2}\right]\times1.5$	79＜$\frac{l}{r}$	$\left[\frac{1,200,000}{5,000+(l/r)^2}\right]\times1.5$
曲げ引張縁 （総断面）	210		280	
曲げ圧縮縁 （総断面） l :ﾌﾗﾝｼﾞ固定点間距離(cm) b :ﾌﾗﾝｼﾞ幅(cm)	l/b ≦4.5	210	l/b ≦4.0	280
	4.5＜l/b ≦30	[140-2.4(l/b -4.5)]×1.5	4.0＜l/b ≦30	[185-3.8(l/b -4.0)]×1.5
せん断 （総断面）	120		160	
支圧	315		420	
工場溶接部は母体と同じ値を用い、現場溶接部は施工条件を考慮して 80%とする。				

注）純断面：欠陥部を考慮　総断面：欠陥部は考慮しない

〔仮設工指針 2-6〕

② 軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材　〔仮設工指針 2-6〕

軸方向圧縮と曲げモーメントを同時に受ける部材は、応力度の照査のほか、安定に対する検討が必要である。

H形鋼（SS400）の場合「道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編」の規定に準じ、以下の各式により安定の照査を行うものとする。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}}+\frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}\left(1-\sigma_c/\sigma_{eay}\right)}+\frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}\left(1-\sigma_c/\sigma_{eaz}\right)}\leqq 1$$

$$\sigma_c+\frac{\sigma_{bcy}}{\left(1-\sigma_c/\sigma_{eay}\right)}+\frac{\sigma_{bcz}}{\left(1-\sigma_c/\sigma_{eaz}\right)}\leqq \sigma_{cal}$$

ここに、 σ_c ：照査する断面に作用する軸方向力による圧縮応力度

（N/mm^2）

σ_{bcy},σ_{bcz} ：それぞれ強軸および弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度

（N/mm^2

σ_{caz} ：弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度（N/mm^2）で表 1-2-9 を用いる。

ただし、b'≦13.1t'とする。

σ_{bagy} ：局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度(N/mm^2)で表 1-2-9 を用いる。

ただし、$2A_c \geqq A_w$ とする。

(A_c：圧縮フランジの総断面積(cm²)、A_w：腹板の総断面積(cm²)図 1-2-10 参照)

σ_{bao} ：局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値で、210N/mm^2 とする。

σ_{cal} ：圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度で、210N/mm^2 とする。

ただし、b'≦13.1t'とする。

σ_{eay},σ_{eaz} ：それぞれ強軸および弱軸まわりのオイラー座屈応力度（N/mm^2）

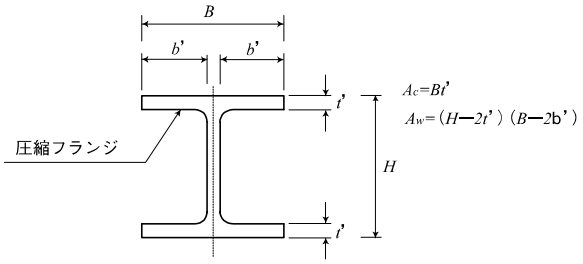
$$\sigma_{eay} = 1{,}200{,}000 / \left(\frac{\ell'}{r_y}\right)^2$$

$$\sigma_{eaz} = 1{,}200{,}000 / \left(\frac{\ell'}{r_z}\right)^2$$

ℓ' ：材料両端の支点条件により定まる有効座屈長（㎜）

r_y,r_z ：それぞれ強軸および弱軸まわりの断面二次半径（㎜）

b'、t' ：図 1-2-10 に示す寸法



〔仮設工指針 2-6〕

図 1-2-10　b'、t'のとり方

③　溶接部の許容応力度

表 1-2-10　溶接部の許容応力度　　(N/mm^2)

			SM400、SMA400W	SM490
工場溶接	全断面溶込グループ溶接	圧縮応力度	205	280
		引張応力度	205	280
		せん断応力度	120	160
	すみ内溶接 部分溶込ｸﾞﾙｰﾌﾟ溶接	せん断応力度	120	160
現場溶接		工場溶接部は母材と同じ値を用い、現場溶接部はその80%とする。		

(2) 鋼矢板

表 1-2-11 鋼矢板の許容応力度 (N/mm^2)

				SY295	SY390	軽量鋼矢板
母材部	曲げ引張			270	355	210
	曲げ圧縮			270	355	210
溶接部	良好な施工条件での溶接の場合	突合せ溶接	引張	215	285	165
			圧縮	215	285	165
		溶接すみ肉	せん断	125	165	100
	現場建込み溶接の場合	突合せ溶接	引張	135	180	110
			圧縮	135	180	110
		溶接すみ肉	せん断	80	100	60

〔仮設工指針 2-6〕

(3) 鋼管矢板

表 1-2-12 鋼管矢板の許容応力度 (N/mm^2)

		SKY400	SKY490
母材部	引張	210	280
	圧縮	210	280
	せん断	120	160
溶接部		工場溶接部は母材と同じ値を用い、現場溶接部は施工条件を考慮してその 80%とする。	

〔仮設工指針 2-6〕

(4) テンドン 〔グラウンドアンカー基準 4.4〕

テンドンを構成する引張り材は JIS G 3536 に適合する PC 鋼線、PC 鋼より線、異形 PC 鋼線あるいは、JIS G 3109 に適合する PC 鋼棒、異形 PC 鋼棒のいずれかを用いることを原則とする。

(5) 鉄筋

鉄筋の許容応力度は、直径 51mm 以下の鉄筋に対して表 1-2-13 の値とする。

表 1-2-13 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm^2)

鉄筋の種類	SR235	SD295A SD295B	SD345
許容引張応力度	210	270	300
許容圧縮応力度			

〔仮設工指針 2-6〕

(6) ボルト

普通ボルト及び高力ボルトの許容応力度は、表 1-2-14 の値とする。

ボルトの許容応力度は、「道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編」の仕上げボルト(SS400 相当)及び高力ボルト(B10T)の許容応力度に準拠し、その値の 50%割増とした。高力ボルトは、普通ボルトと同様に支圧接合として設計してよいこととした。

表 1-2-14 ボルトの許容応力度 (N/mm^2)

ボルトの種類	応力度の種類	許容応力度	備　　考
普通ボルト	せん断 支　圧	135 315	SS400 相当
高力ボルト （F10T）	せん断 支　圧	285 355	母材が SS400 の場合

〔仮設工指針 2-6〕

(7) 木　材

土留め板に用いる木材の許容応力度は仮設構造物であることを考慮して表 1-2-15 とする。なお、長期にわたり使用する場合には、長期許容応力度の値を用いるものとする。

表 1-2-15 木材の許容応力度 (N/mm^2)

木　材　の　種　類		許　容　応　力　度		
		圧縮	引張、曲げ	せん断
針葉樹	あかまつ、くろまつ、からまつ、ひば、ひのき、つが、べいまつ、べいひ	12.0	13.5	1.05
	すぎ、もみ、えぞまつ、とどまつ、べいすぎ、べいつが	9.0	10.5	0.75
広葉樹	かし	13.5	19.5	2.1
	くり、なら、ぶな、けやき	10.5	15.0	1.5
	ラワン	10.5	13.5	0.9

〔仮設工指針 2-6〕

1-2-3　仮締切工（河川堤防に関わる仮締切）

1)　仮締切堤設置基準（案）・解説 〔例規集　４編 2.3(仮締切堤設置基準（案）の一部改訂について（通知））〕

(1)　目的

河川区域及びその周辺で行われる工事において、その施工期間中における治水上の安全を確保するため、仮締切を設置する場合の基準を定めるものである。

また、出水期（融雪出水等のある地方ではその期間を含む）においては河道内の工事を行わないものとする。ただし、施工期間等からやむを得ないと認められる場合は、治水上の安全を十分確保して実施するものとする。

※ここでいう治水上の安全を確保すべき対象は、堤内地及び既存の河川管理施設等のことである。

(2)　適用範囲

この基準は河川区域内及びその周辺で行われる工事に伴い設置する河川堤防にかわる仮締切に適用する。

本基準は、低水護岸工事、橋脚工事等のための仮締切には適用しない。

(3)　仮締切の設置

河川堤防にかかる仮締切は次の各号の一つに該当する場合に必ず設置するものとする。但し、堤防開削によって洪水または高潮被害の発生する危険が全く無い場合は除く。

①　河川堤防を全面開削する場合

②　河川堤防を部分開削するもののうち、堤防の機能が相当に低下する場合

a.　「被害の発生する危険が全く無い場合」とは、背後地の地盤高が計画高水位以上ある場合をいう。

b.　「部分開削」とは、堤体（堤内地盤高と高水敷高を結んだ線以上ただし、高水敷の形状がない場合は堤内地盤高と河床高を結んだ線以上）に掘削線が入る場合をいう。

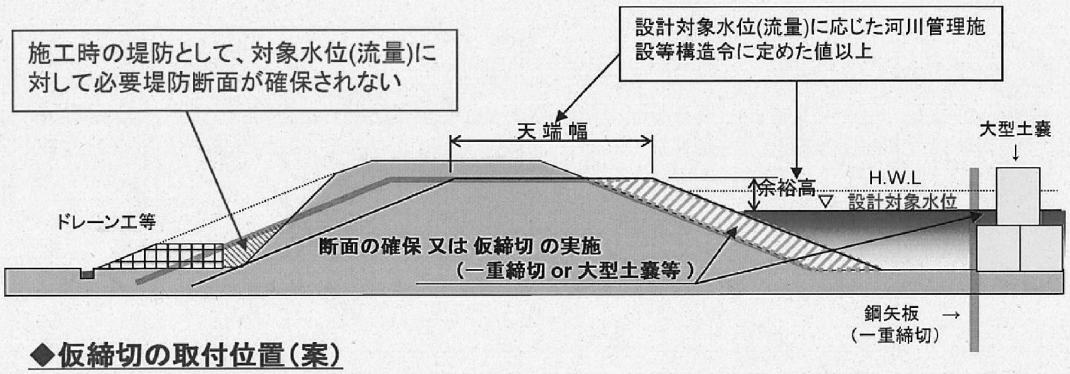
c.　「堤防の機能が相当に低下する場合」とは設計対象水位に対して、堤防定規断面が確保できない場合（現堤が設計対象水位に対して必要な堤防定規断面に満たない場合は現堤まで）とし、必要な仮締切・断面確保等を原則とする。ただし、各河川の状況によりこれによりがたい場合は別途考慮する。なお、非出水期の仮締切・断面確保等の実施の判断は次頁の図 1-12-11 を参考とする。

別 添

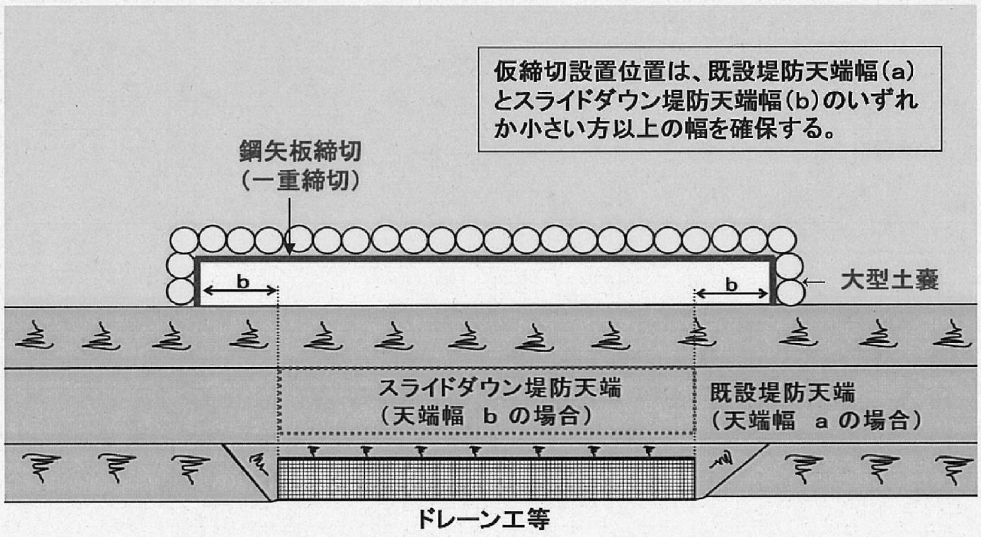
非出水期の場合の仮締切・断面確保等の判断

仮締切・断面確保等を必要とする場合

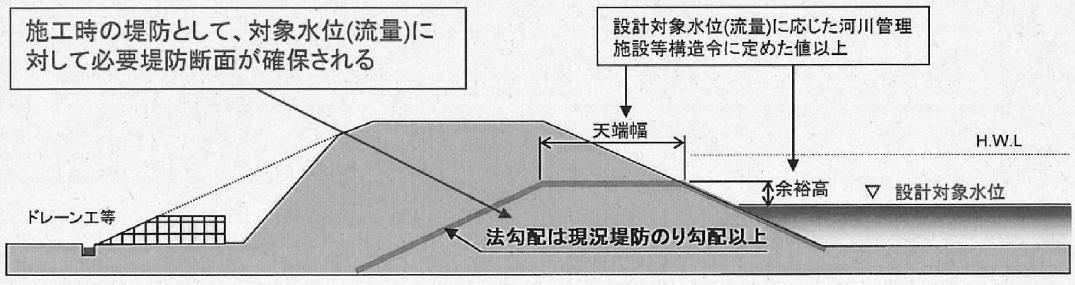
◆設計対象水位が高い場合の一例：腹付盛土 or 仮締切



◆仮締切の取付位置（案）



仮締切・断面確保等を必要としない場合



〔例規集〕

図 1-2-11　非出水期の断面確保の判断

(4) 仮締切の構造

① 構造形式

a. 堤防開削を行う場合

既設堤防と同等以上の治水の安全度を有する構造でなければならない。特に出水期間における仮締切は鋼矢板二重式工法によることを原則とし、地質等のために同工法によりがたい場合は、これと同等の安全度を有する構造とする。

なお、土堤による仮締切の場合は法覆工等による十分な補強を施し、かつ川裏に設けるものとする。ただし、河状等から判断して流下能力を阻害しない場合であって、流勢を受けない箇所についてはこの限りではない。

異常出水等、設計対象水位を超過する出水に対しては、堤内地の状況等を踏まえ、応急対策を考慮した仮締切構造を検討する。部分開削の場合は、仮締切の設置の他、設計対象水位に対して必要な堤防断面を確保する措置によることができる。

※ここでいう出水への対策とは、台風の接近などによる河川水位の上昇に備え、仮締切の上に土のうなどを設置する対策をいう。

b. 堤防開削を行わない場合

流水の通常作用に対して十分安全な構造とすると共に、出水に伴い周辺の河川管理施設等に影響を及ぼさない構造とする。

なお、堤防開削を行わない場合とは、河川堤防を部分開削するもののうち、基準(3)②以外の場合をいう（堤防護岸による掘削を含む）。ただし、高水護岸による掘削・腹付けに伴う段切り・土羽張替のための表土除去及びこれに類する掘削は除外する。

② 設計対象水位

a. 堤防開削を伴う場合

ｲ. 出水期においては計画高水位（高潮区間にあたっては計画高潮位）とする。

ﾛ. 非出水期においては非出水期間の既往最高水位または既往最大流量を仮締切設置後の河積で流下させるための水位のうちいずれか高い水位とする。ただし、当該河川の特性や近年の出水傾向等を考慮して変更することができる。

なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

ﾊ. 出水期、非出水期にかかわらず、既設堤防高がイ、ロより求められる水位より低い場合は、既設堤防高とすることができる。

b. 堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず、工事施工期間の過去５ヶ年間の時刻最大水位を目安とする。但し、当該水位が５ヶ年間で異常出水※と判断される場合は、過去 10 ヶ年の２位の水位を採用することができるものとする。

なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

※異常出水：出水期には異常出水はない、非出水期の異常出水は年最高水位の場合とする。

③ 高さ

a. 堤防開削を伴う場合

ｲ. 出水期においては既設堤防高以上とする。

ﾛ. 非出水期においては設計対象水位相当流量に余裕高（河川管理施設等構造令第20条に定める値）を加えた高さ以上とし、背後地の状況、出水時の応急対策等を考慮して決定するものとする。但し、既設堤防高がこれより低くなる場合は既設堤防高とすることができる。

表 1-2-16　河川管理施設等構造令第 20 条に定める値

項	1	2	3	4	5	6
計画高水流量（１秒間につき立方ﾒｰﾄﾙ）	200 未満	200 以上 500 未満	500 以上 2,000 未満	2,000 以上 5,000 未満	5000 以上 10,000 未満	10,000 以上
計画高水位に加える値（単位メートル）	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	2.0

〔構造令　第 20 条〕

b. 堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず(4)②b で定めた設計対象水位とする。ただし、波浪等の影響等これによりがたい場合は、必要な高さとすることができる。

なお、本基準の目的に鑑み、上記により求めた高さを上回らない範囲で※別途定めることができる。

※高さが高水敷を越える場合は、高水敷までとする。

④ 天端幅

a. 堤防開削を伴う場合

仮締切の天端幅は河川管理施設等構造令第 21 条に定める値以上とする。ただし、鋼矢板二重式工法による場合は大河川に於いては５m程度、その他の河川に於いては３m程度以上とするものとし、安定計算により決定するものとする。

表 1-2-17　河川管理施設等構造令第 21 条に定める値

項	計画高水流量（単位:１秒間につき立方ﾒｰﾄﾙ）	天　端　幅（単位:ﾒｰﾄﾙ）
1	500 未満	3
2	500 以上 2,000 未満	4
3	2,000 以上 5,000 未満	5
4	5,000 以上 10,000 未満	6
5	10,000 以上	7

〔構造令　第 21 条〕

b. 堤防開削を伴わない場合

構造の安定上必要な値以上とするものとする。

【図　解】

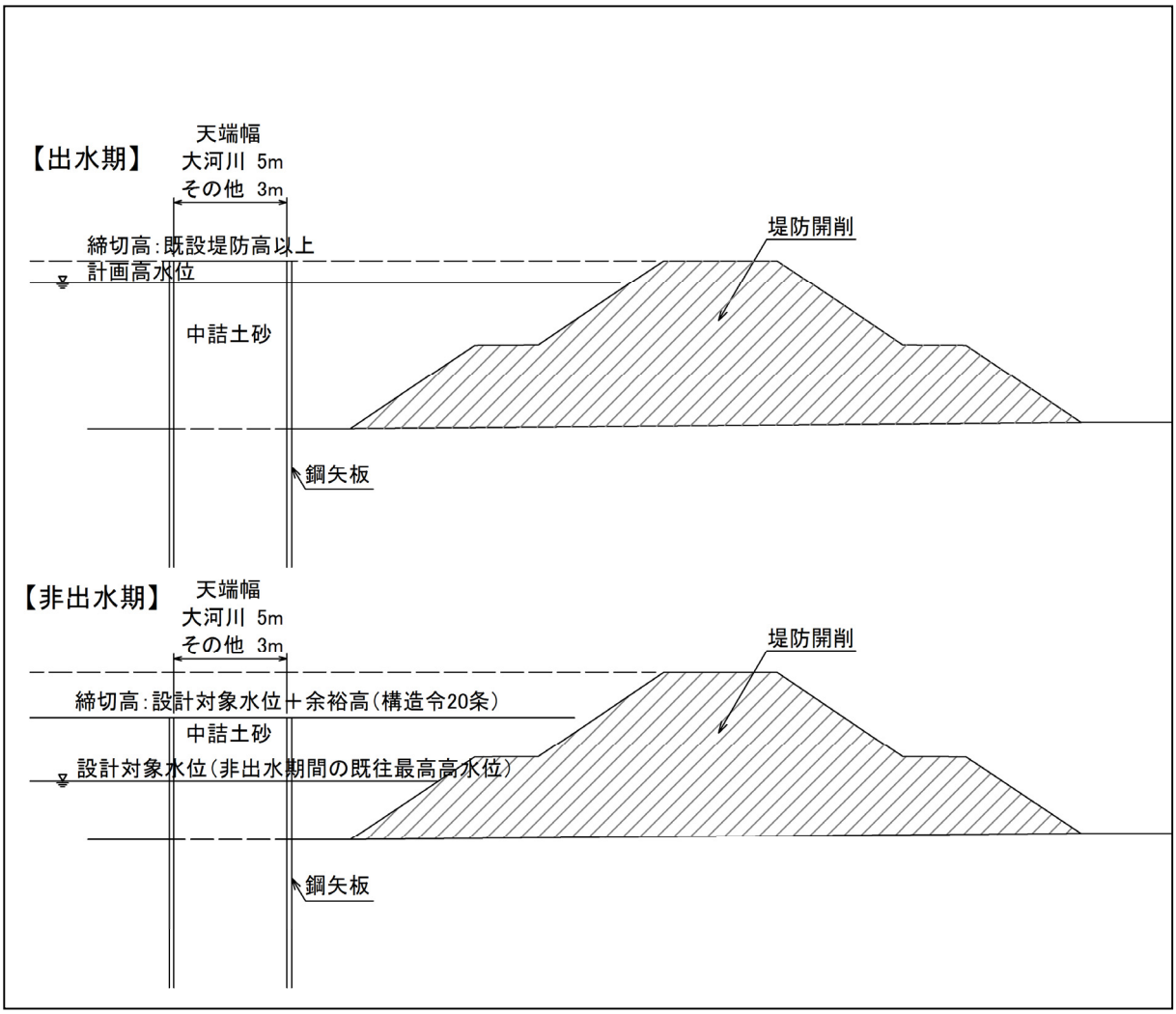


図 1-2-12　堤防開削時の仮締切の考え方

⑤　平面形状

仮締切の平面形状は流水の状況、流下能力等にできるだけ支障を及ぼさないものとする。

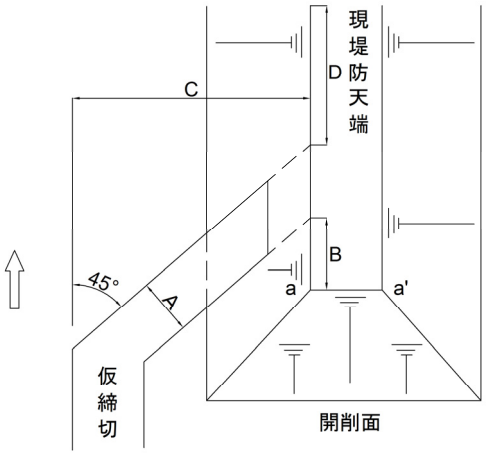
平面形状における、取付角度は上流側 30 度以下、下流側 45 度以下を標準とするが、現場状況（現況天端法線、天端交通、河川特性）を考慮し決めること。また、川裏に設置する場合は、現場状況（現況天端法線、天端交通、河川特性）を考慮し決めることを原則とする。

⑥　取付位置

a.　河川堤防にかかわる仮締切

堤防開削天端（a-a´）より仮締切内側までの長さ（B）は、既設堤防天端幅または、仮締切堤の天端幅（A）のいずれか大きい方以上とする。

＊仮締切の現況堤防との接続は矢板を現況堤防に**原則、嵌入させない。やむを得ず**嵌入させた場合は後述する(7)堤体の復旧に従って矢板の引き抜きによる堤体のゆるみ及び基礎地盤のゆるみに対する補強対策を行うものとする。



A：仮締切堤の天端幅

B：既設堤防天端幅と仮締切幅のいずれか大きいほう以上

C：堤防天端外側より仮締切堤外側までの長さ

D：補強範囲

図 1-2-13　既設堤防の補強範囲

(5)　流下能力の確保と周辺河川管理施設等への影響

①　堤防開削を伴う場合

a.　出水期

仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力が確保されていることを確認し、不足する場合は河道掘削、堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。

b.　非出水期

仮締切設置後の断面で(4)②ａﾛで定める仮締切設計対象水位時の洪水流量に対する流下能力が一連区間において確保されていることを確認し、不足する場合は河道掘削、堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。

②　堤防開削を伴わない場合

a.　出水期

仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力を確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策工を施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。

b. 非出水期

仮締切設置後の断面で非出水期期間中の最大流量に対する流下能力を一連区間において確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策を施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。

ｲ. 流下能力の算定は不等流計算等により行うことができる。

ﾛ. 出水の状況によっては仮締切周辺の河川管理施設等に被害を生じる場合があるため、必要に応じて対策を施す。

ﾊ. 堤内地盤高が各々の場合で想定される水位以上である場合はこの限りではない。

③ 同時期に両岸・近接で堤防開削工事が発生する場合

出水期にかかる堤防開削工事については、片岸ずつの工事を原則とする。また、非出水期に両岸開削を実施する場合は流下能力の確認や水理計算等を実施し十分安全であることを確認すること。

(6) 既設堤防の補強

川表側の仮締切前面の河床及び仮締切取付部において、上下流概ねD=2Aの長さの法面については、設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇籠等で補強するものとする。

また、仮締切を川裏に設置する場合には、堤防開削部の法面は設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇籠等により補強するものとする。

なお、高潮区間等で仮締切下流側の補強が必要な場合は、仮締切上流の取付補強と同様とすることができる。

(7) 堤体の復旧

仮締切撤去後の堤体部は表土 1m程度を良質土により置き換え、十分に締固め復旧すると共に、必要に応じて堤防及び基礎地盤の復旧も行うものとする。なお、水衝部では川表側の法面は、ブロック張等で法覆を施すものとする。

堤体に矢板を嵌入させた場合の復旧方法は、次の手順を原則とする。ただし、堤防の土質等によりこれにより難いと判断される場合は、この限りではない。

a. 仮締切の範囲について 1m表土除去を行う。

b. 矢板嵌入部にベントナイトモルタルによる注入を行う。

工法等は、「土木工事標準積算基準書ボーリンググラウト工」等による。

c. 段切り後、良質土により盛土し、十分締め固める。

d. 法面保護工（水衝部はブロック張等、それ以外は張芝）を行う。

復旧工事（矢板引き抜き）は、堤防の部分開削となるので非出水期施工を原則とする。

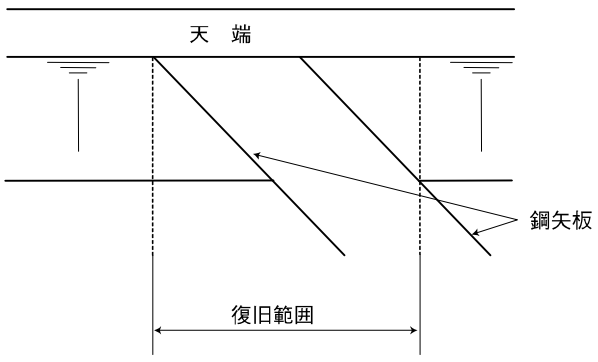


図 1-2-14 堤体の復旧範囲

(8) その他

この基準は、一般的基準を示したものであり、異常出水や背後地の著しい変化等により、これによることが適当でない場合には治水上の安全を十分考慮し、別途措置するものとする。

2) 仮締切の構造

(1) 堤防開削を伴う場合

① 仮締切工法

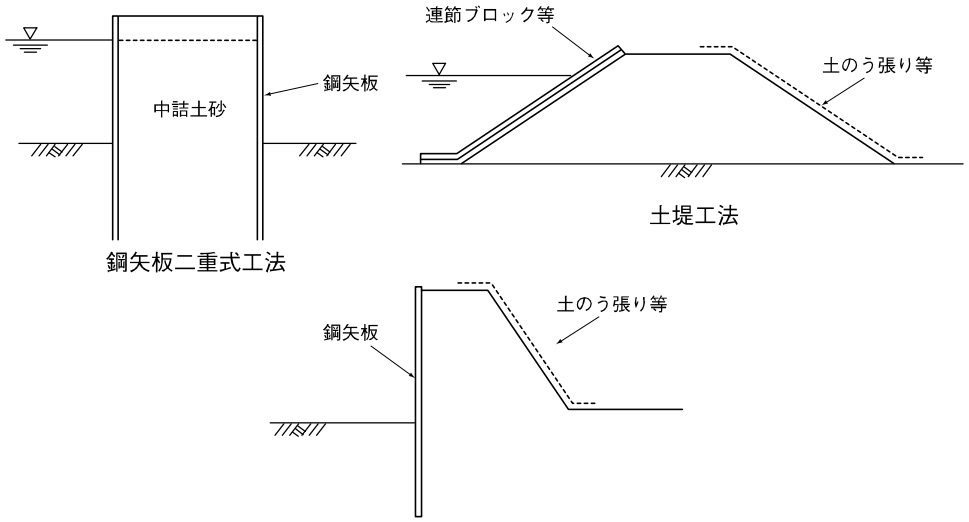


図 1-2-15 仮締切工法（例）

② 土堤による仮締切

a. 転圧

本堤にかかわる仮締切を土砂にて築造する場合、（鋼矢板二重締切の本堤取付部を土砂で築造する場合も含む）の盛土土砂の転圧は本堤と同じとする。

b. 補強

本堤開削に伴う開削面及び仮締切の補強工法は表 1-2-18 を標準とする。

なお、高潮堤防に対する土堤による仮締切については、天端も被覆すること。

表 1-2-18 土堤仮締切の補強工法

設置位置	補 強 工 法	適 用
川表工法	・連節ブロック張り ・大型連節ブロック張り ・蛇籠張り ・布製型枠コンクリート張り ・コンクリート張り（厚さ 10cm）	連節ブロック張り、蛇籠張りを標準とするが、現場状況、河川の特性を考慮し、他工法で補強してもよい。 なお連節ブロック張り、蛇籠張りには必ず吸出防止材を布設すること。
川裏工法	・土のう張り ・ブロックマット張り ・シート張り（吸出防止材等）	土のう張り、ブロックマット張りを標準とするが非出水期の施工については、地域性、河川の特性を考慮し、シート張り（吸出防止材等）で補強してもよい。

③　対策工

水面勾配が急な河川では瀬替工及び仮締切下流端に仮排水路を検討すること。

＜施工例＞

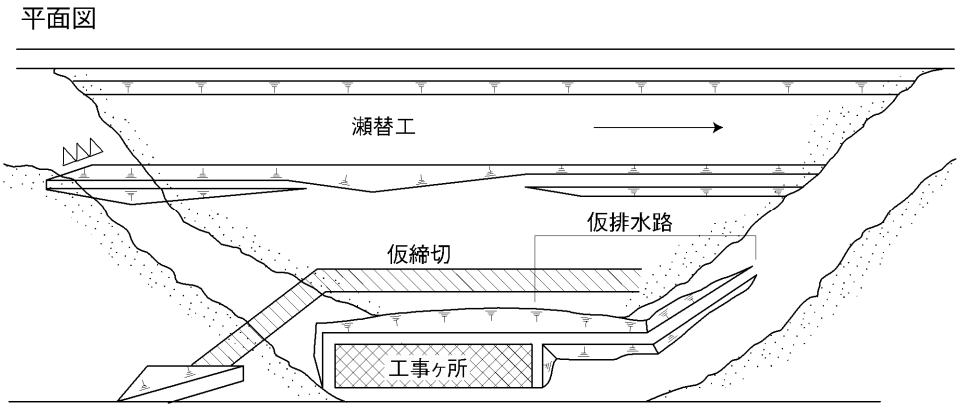


図 1-2-16　対策工例（仮排水路）

(2) 堤防開削を伴わない場合

土堤締切を標準とするが、現場状況及び経済性比較により、大型土のう、自立鋼矢板工法及び鋼矢板土堤組合せ工法を選定するものとする。

表 1-2-19 締切工法の選定

選 定 要 因	土 堤 締 切	鋼矢板締切（一重）
1．河積・流下能力	締切をしても、対象流量を流下可能な河積が確保できる場合。	河積が小さく、土堤では対応できない場合。
2．水深 （対象水位を含む）	水深が２～３ｍと浅い場所	水深が深い場所
3．土質	掘削土を利用しても安定する土質である場合、感潮の影響を受けない、もしくは受けても法面の安定が計れる場合。	掘削土の利用が図れない土質、感潮の影響を受ける、もしくは土堤では法面が安定しない場合。
4．地形（河道）	・ 比較的広い敷地を要する。 ・ 水衝部以外 ・ 基礎地盤の起伏が多い場所	水衝部
5．水質汚濁	・ 山土等で施工しても、漁業に影響（汚濁）与えない場合。 ・ 越流させないことが原則である。	山土等での施工では、濁りが発生し漁業に影響を与える場合。
6．その他	・最小天端巾は２ｍとする。 ・川表のり面保護（ﾋﾞﾆｰﾙｼｰﾄ）を設置する	自立式鋼矢板工法の応力計算については Chang の方法を標準とする。

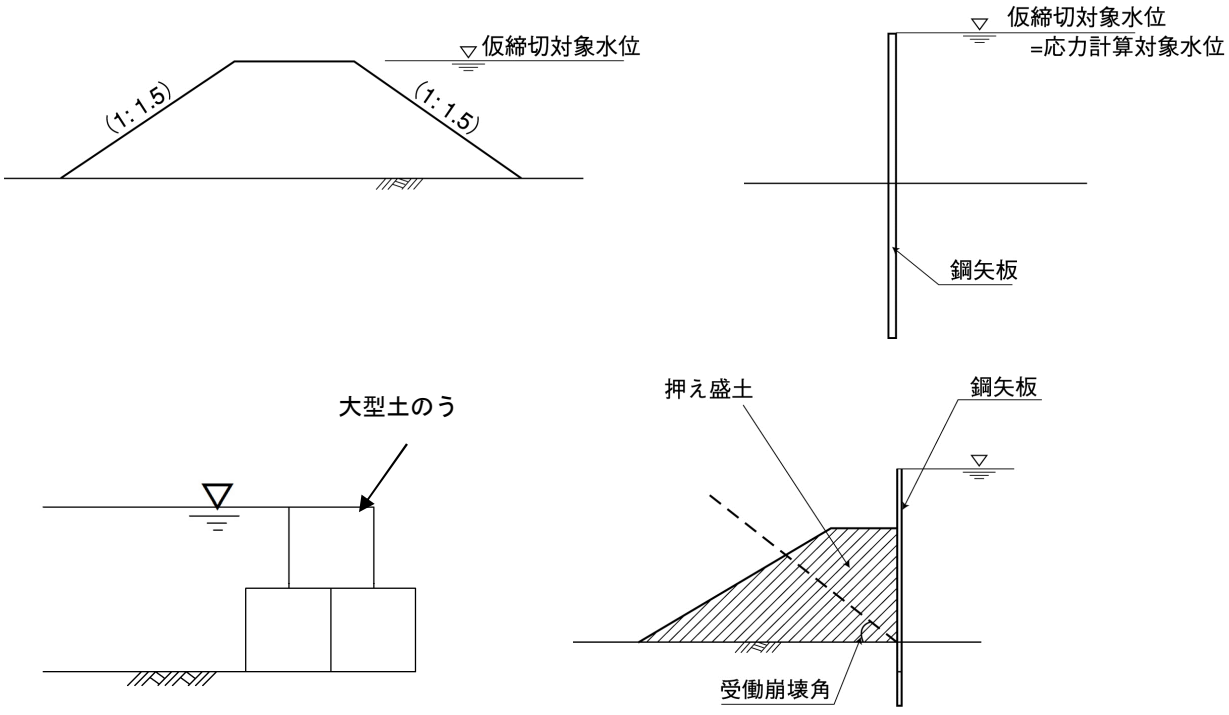


図 1-2-17 仮締切工法（例）

⑶ 大型土のうによる仮締切

大型土のうによる仮締切については、現場状況や施工条件（施工期間や土のう転用等）に応じてビニールシートの設置や耐候性大型土のうの採用について検討する。なお、耐候性大型土のうの安定計算については、「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル（土木研究センター）を参考とする。

【コラム】耐候性大型土のうの特徴

○耐候性大型土のうの特徴

⑴ 容量 1m³ に対し、耐荷重が 20kN の土木用の大型土のうであり、従来形の大型土のうに比べて、耐荷重および耐候性に優れている。

⑵ 袋材は、適正な製造管理のもとに工場生産されており、品質および性能が確保されている。

⑶ 袋材は、柔軟な合成繊維材であるため、軽量で取り扱いが容易であり、また、繰り返し吊り上げ・吊り降ろしに対する十分な強度を有している。

⑷ 施工に際しては、専門工や熟練工を必要とせず、機械化施工により、工期の短縮および経済性に優れている。

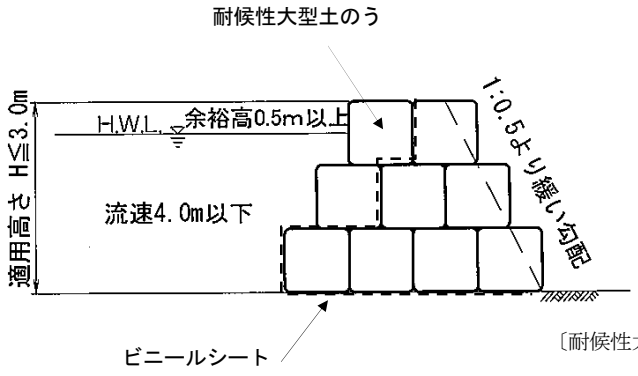
⑸ 袋体の設置時には、積み重ねが可能であり、所定期間内においては移動・再設置が容易かつ複数回の転用が可能である（１年型と３年型の製品仕様がある）。

〔耐候性大型土のうマニュアル 1.2〕一部加筆

○適用範囲

仮締切工として適用する場合には、高さ 3.0m までの堰堤とする。その際、河川等において掃流力が働く箇所等においては、原則、流速が 4.0m/s を越える箇所には適用しないものとする。ただし、応急的な災害工事等によりやむを得ず適用する場合には、流速に対する安定性を検討し、必要に応じて適切な対策を講ずるものとする。

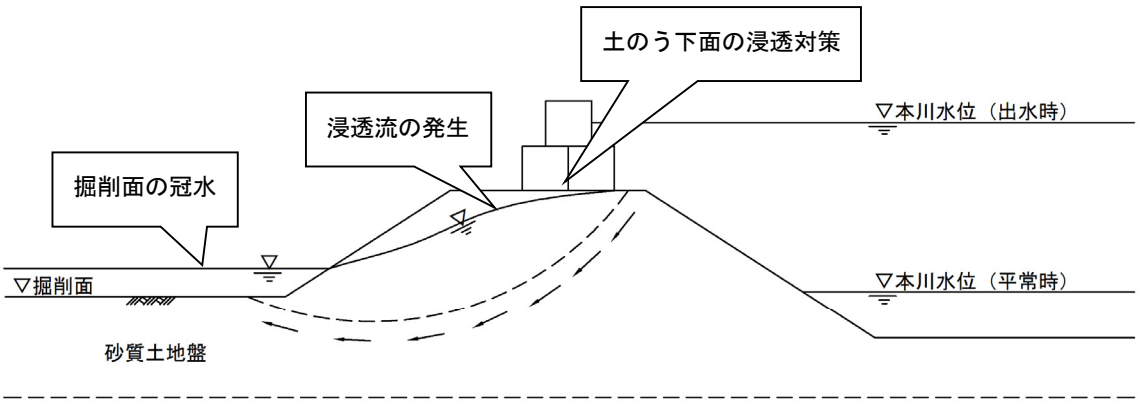
〔耐候性大型土のうマニュアル 4.6〕



〔耐候性大型土のうマニュアル 4.6〕

【コラム】大型土のうによる締切の留意点

〇河川工事において土のう締切を採用する場合、砂質地盤等、透水性の高い地盤においては本川水位と掘削面との水位差により浸透流が発生し、掘削面が冠水する場合があるため、適切に地盤の評価を行い、土のう下面の浸透対策を十分配慮する。



土のう締切下面の浸透

【土堤の仮締切における現場の工夫事例】

〇土堤の仮締切の事例を以下に示す。現場で発生する掘削土の仮置きと仮締切の補強を兼ねて、河積に影響がないように堤内側に拡幅を行っている。また、水当たり部分では耐候性大型土のうとビニールシートにより対策を行っており、土堤の天端部分では土砂運搬のため、敷き鉄板を敷設している。

土堤締切の補強事例

3) 鋼矢板二重式仮締切設計

出水期における堤防開削する工事において、河川堤防にかわる仮締切を鋼矢板二重式工法により施工する場合の設計方法を示すものである。設計に当っては本要領のほか、「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル 平成 13 年 5 月〔（財）国土技術研究センター〕」によるものとする。

(1) 仮締切の構造

① 仮締切の位置及び平面形状

仮締切は川表に設置する場合は鋼矢板二重式仮締切とし、その位置及び平面形状は流水の状況、流下能力等にできる限り支障をおよぼさないように考慮して定めるものとする。

（参考図）

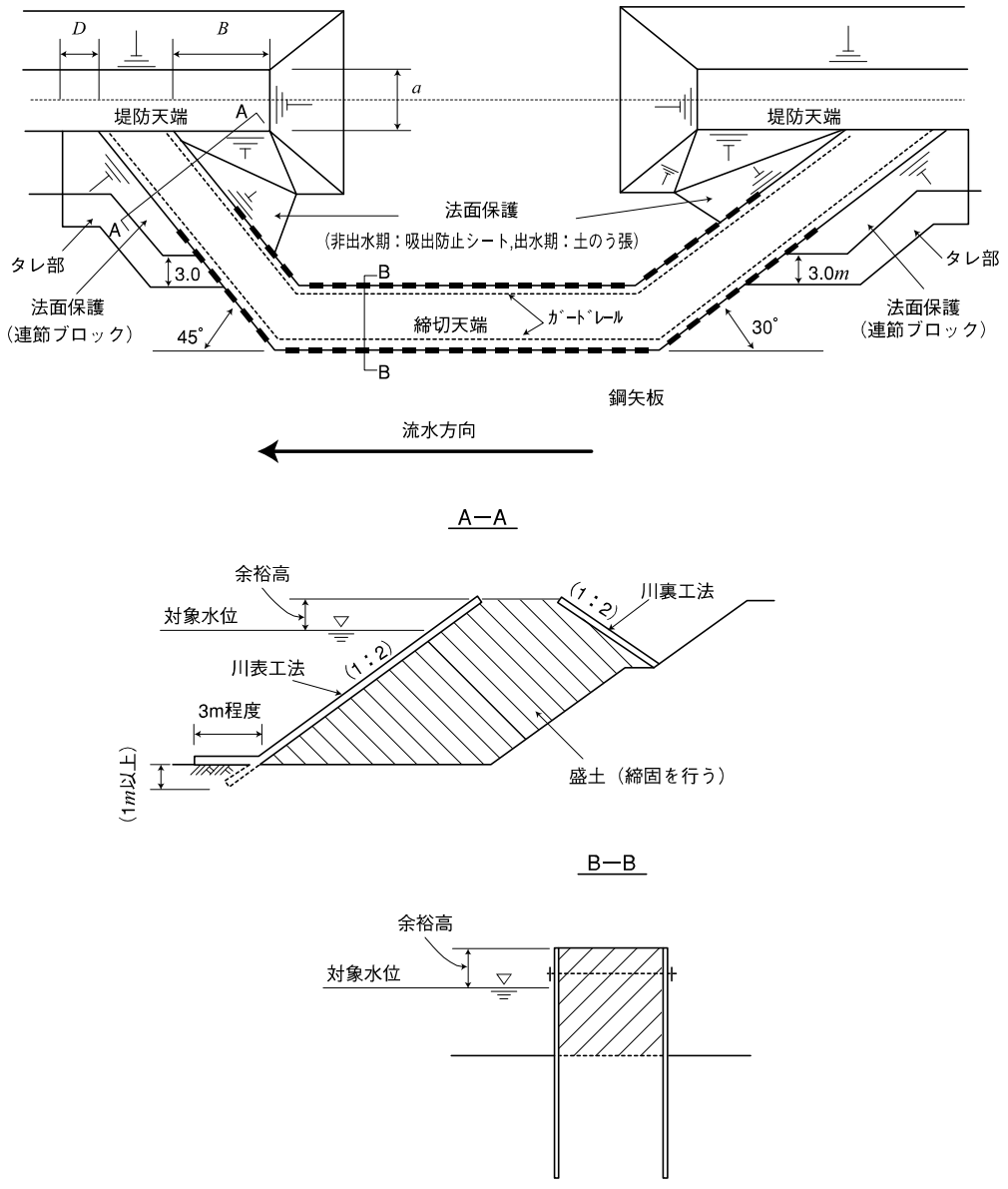
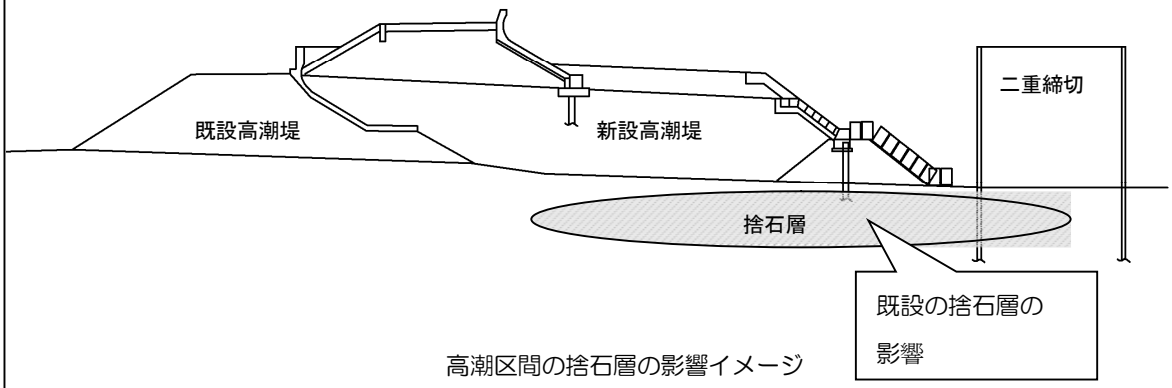


図 1-2-18 仮締切の位置及び平面形状

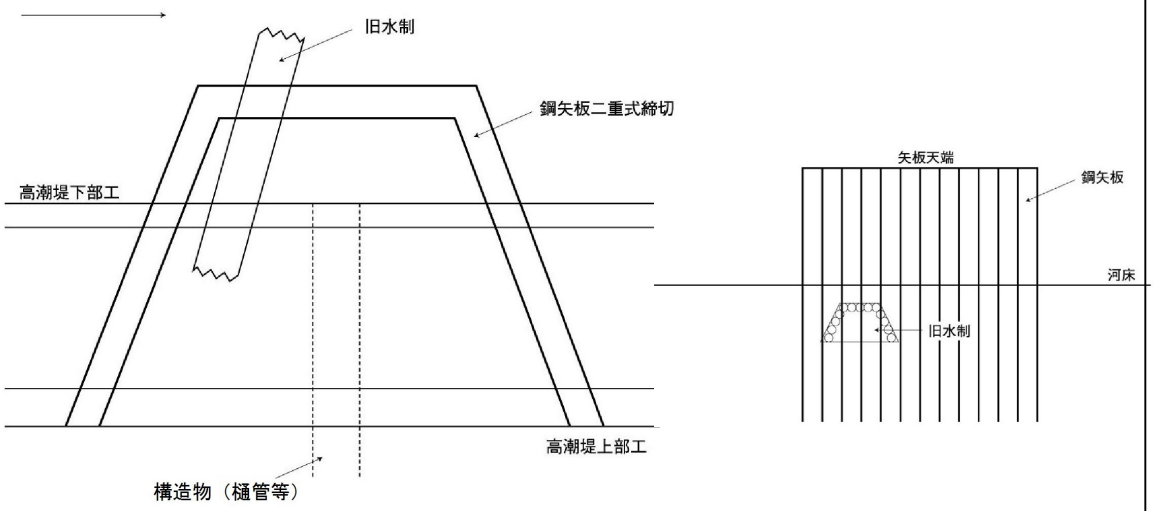
【コラム】構造物等の撤去工事における鋼矢板締切の留意点

○構造物等の撤去工事等において、鋼矢板二重式仮締切の矢板が既設構造物（旧水制、根固めブロック、捨石）に当たり、打ち込みができなくなる場合がある。

○設計段階においては、過去の堤防改修経緯等の調査、地質調査結果等を踏まえて、設計に反映させ施工方法を検討することが望ましい。



高潮区間の捨石層の影響イメージ



既設構造物の影響イメージ

② 仮締切の高さ

仮締切の高さは、既設堤防高以上とする。

③ タイ材の取付位置

仮締切は、原則として一段または二段のタイ材で矢板を連結させるものとする。タイ材を計画高水位以下に設ける場合は、川表側の矢板に対し防水対策を、川裏側の矢板に対しては中詰土の流出防止対策を考慮しなければならない。通常は矢板天端から２m程度の位置までにタイ材（２段タイの場合は上段タイ材）を設置することが多い。

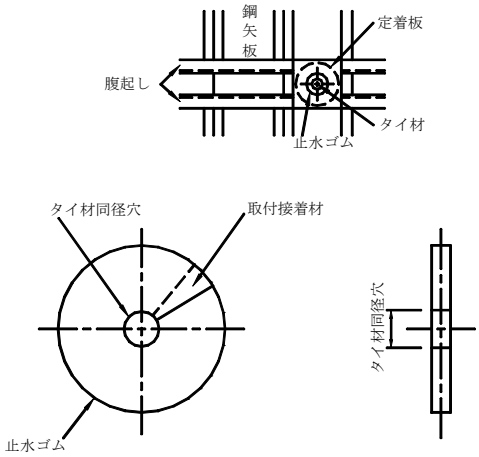


図 1-2-19 川表側の止水対策例

④ 控索材の取付間隔

取付間隔は鋼矢板４枚（矢板の型式により 1.6m又は 2.0m）を標準とする。鋼矢板６枚（2.4m又は 3.0m）まで広げることが可能なものはその間隔としてもよい。

この場合控索材の種類、腹起こし材の大きさ等も含め経済比較により決定する。

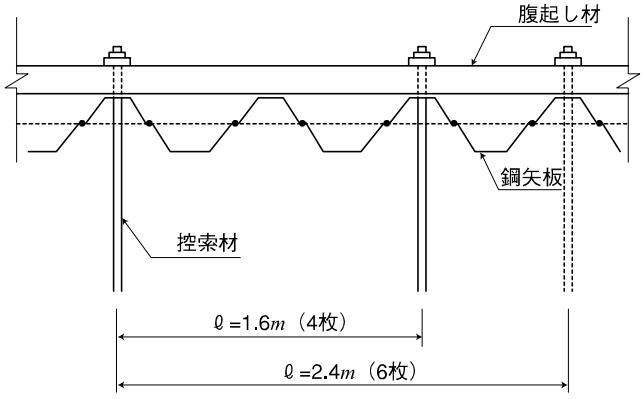


図 1-2-20 控索材の取付間隔

⑤ 既設堤防の補強

既設堤防の補強等については、仮締切堤設置基準(案)に基づき、適切に処理しなければならない。

⑥ 矢板の種別

矢板の種別は、鋼矢板及び鋼管矢板とする。

⑦ 仮締切天端を道路として使用する場合

a. 仮締切天端を道路として使用する場合の平面形状、天端巾、勾配等については道路構造令により設計することができる。

b. 工事期間中、仮締切天端を一般交通に利用する場合は必要に応じガードレール及び防護柵を「防護柵設置要綱」に基づき考慮する。

c. 中詰土は一般交通がある場合、タイ材取付位置より上部（Ｈ＝1.0m）は転圧有、一般交通がない場合は転圧無とする。（図 1-2-21 参照）

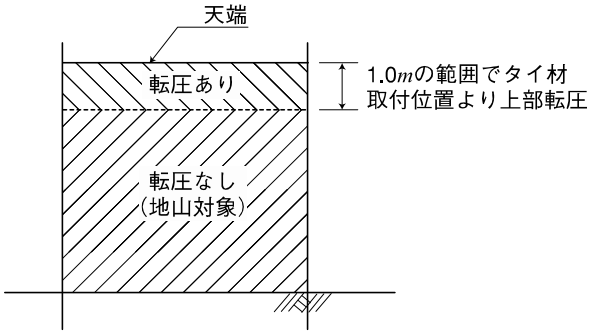


図 1-2-21　仮締切の中詰土

(2) 地質調査

仮締切を設計する際は、事前に仮締切設置予定地の基礎地盤の地質・土質調査（以下、地質調査という）を行なうものとする。

① 既存資料等の収集・整理

地質調査計画の立案に先立ち、既存資料等の収集・整理を行うものとする。既存資料とは古地図、治水地形分類図、計画地点周辺の既往地質調査資料等である。

② 調査方法

基礎地盤の地層構成、N 値、土の単位体積重量、内部摩擦角、粘着力等の仮締切の安定性照査に必要な土質定数を得るために、ボーリング調査・サウンディング調査ならびにサンプリング調査を行なう。

③ 調査位置

調査位置は、原則として構造物中心線上の他に 2 地点とする。ただし、2 地点間で地層が大幅に変化する場合は、中間地点で調査を追加実施することが望ましい。

なお、既存の資料がある場合は、調査箇所を減じることができる。

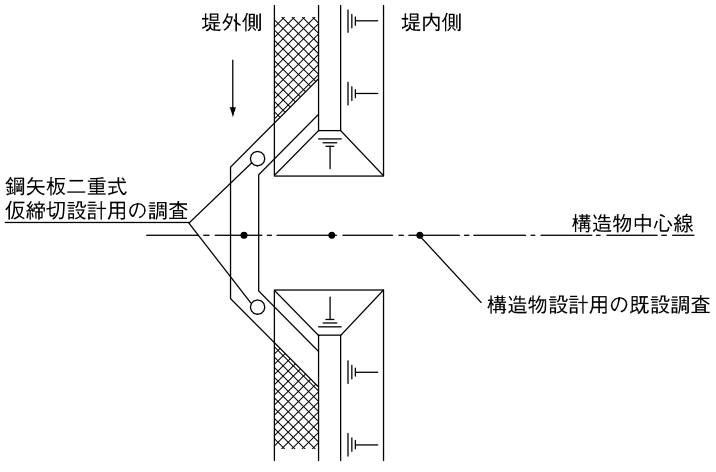


図 1-2-22　調査位置の例　　〔二重式仮締マニュアル 3.3〕

(3) 材料

① 材料

鋼矢板二重式仮締切に使用する代表的な材料の許容応力度を表 1-2-20、表 1-2-21 に示す。

地震時の許容応用力度は、常時（高水時）の 1.5 倍の値を用いることを標準とする。

表 1-2-20 鋼矢板 、鋼管矢板、腹起し材、タイワイヤーの許容応力度 （N/㎜^{2}）

材　料　名		常時（高水時）	地震時
鋼矢板	SY 295	180	270
	SY 390	235	353
鋼管矢板	SKY400	140	210
	SKY490	185	278
腹起し材	SS 400	140	210
タイワイヤー	SWRH（硬鋼線材）	破断強度に対して常時で 3.8 以上、地震時で 2.5 以上の安全率を持つように許容応力度を定める。	
	SWRS（ピアノ線材）		

〔二重式仮締切マニュアル 4.1〕

② 鋼矢板の継手効率

鋼矢板の継手効率は本編 1-2-2 4)による。

③ タイロッドの許容応力度

表 1-2-21 タイロッドの許容応力度 （N/㎜^{2}）

種　類	破断強度	降伏点応力度	許容応力度	
			常　時	地震時
SS400	400 以上	(径 40mm 以下) 235 以上	94	141
		(径 40mm を超えるもの) 215 以上	86	129
SS490	490 以上	(径 40mm 以下) 275 以上	110	165
		(径 40mm を超えるもの) 255 以上	102	153
高張力鋼 490	490 以上	325 以上	125	195
高張力鋼 590	590 以上	390 以上	155	235
高張力鋼 690	690 以上	440 以上	175	265

〔仮設工指針 参考資料－7〕

④ タイロッド継手フロー

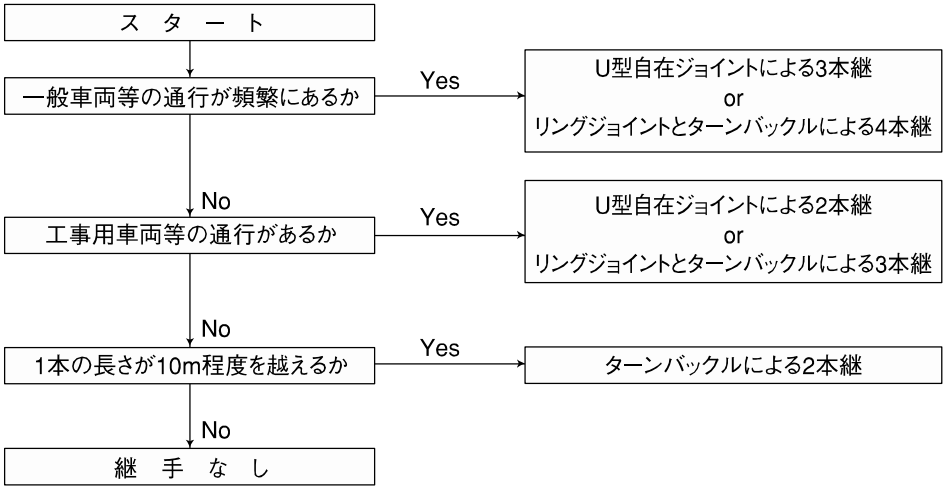


図 1-2-23 タイロッドの継手フロー

この選定方法は、現場実績に基づき作成したものであり、選定にあたっての目安として使用するものとする。一般車両等の通行が頻繁にある場合は以下に留意する。

a. １本の長さが５ｍを越える場合はアプセット加工によるものとする。

b. １本の長さが 10ｍを越える場合であっても、工事用車両等の通行がない場合は、ターンバックルを用いることを標準とする。

c. ３本継はＵ型自在ジョイントを用いた場合である。４本継はリングジョイントとターンバックルを用いた場合であり、経済性も考慮して決定すること。

d. タイロッドには高張力と、SS400 材があるので使用にあたっては比較検討を行い決定する。なお、継手なしの場合 SS400 は１本の長さが 6ｍまでが一般である。

現場条件等で上記により難い場合は、別途考慮する事。

＜継手参考図＞

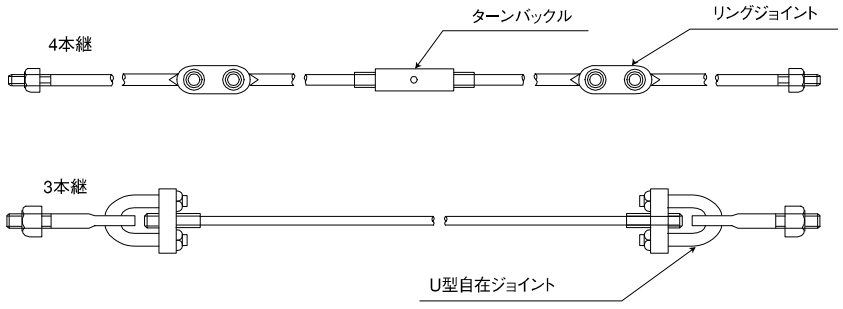


図 1-2-24 タイロッドの継手（参考図）

(4) 設計条件の決定

設計条件は、次の項目について調査・検討のうえ決定する。

①仮締切天端高

②検討断面の設定

a. 断面形状　　b. 地盤

③仮締切の計算に必要な諸数値

a. 外水位

外水位として、常時は計画水位（高潮区間においては計画高潮位）とし、地震時は平水位（感潮区間においては朔望平均満潮位）を用いる。

b. 壁体中の水位

壁体中の水位は、内水位と外水位の平均高さを標準水位として考慮する。

c. 壁体中詰土の物性

中詰土の物性は、土質試験により定めることが望ましい。土質試験が行われておらず、壁体中詰土に砂質土を用いる場合は表 1-2-22、表 1-2-23 の値を目安にすることができる。ただし、現地発生土を用いる場合は、別途試験を行い定めるものとする。

設計上の相対密度は、ゆるい（内部摩擦角 φ=30°）を適用してもよい。

表 1-2-22　壁体中詰土の種類と単位体積重量　　(kN/m³)

土の種類	空気中での単位体積重量 (γ)	水中の単位体積重量 (γ')	水で飽和された土の空気中での単位体積重量 (γ_{sat})
砂質土	18	10	20

〔二重式仮締切マニュアル 5〕

表 1-2-23　壁体中詰土の内部摩擦角の目安

相対密度	内部摩擦角 φ(°)
密な	36
しまった	33
ゆるい	30

〔二重式仮締切マニュアル 5〕

d. 基礎地盤の物性

基礎地盤の単位体積重量・内部摩擦角・粘着力等は原則として現地の土質調査に基づき適切に決定しなければならない。

N値より中詰土の内部摩擦角を算出する場合は図 1-2-25 によるものとする。なお、図 1-2-25 のN値は、有効上載圧$\left(100\,\mathrm{kN/m^2} \right)$相当に換算したN値（N'）。ただし、現位置の$\sigma'_v$が$\sigma'_v \leq 50\,\mathrm{kN/m^2}$である場合には、$\sigma'_v = 50\,\mathrm{kN/m^2}$として算出する。

N'＝170N／(σ'v＋70)　　{N'＝1.7N／(σ'v＋0.7)}

ここに　N'　：換算N値

N　：実測N値

σ'v　：有効上載圧（kN/m²）

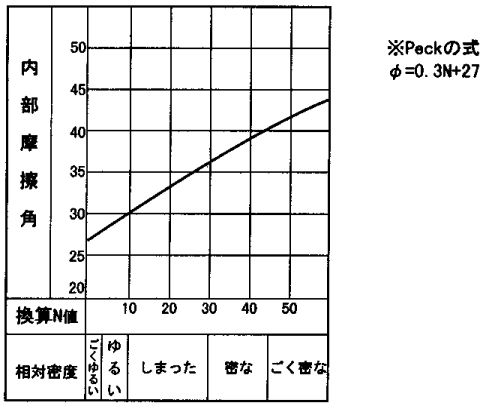


図 1-2-25　内部摩擦角 φ を換算 N 値（N'）より算定する方法

〔二重式仮締計マニュアル 5〕

e.　慣性力算定用の震度

地震による慣性力は水平方向のみを考慮するものとし、震度は原則として次のとおりとする。なお、液状化を考慮した耐震設計を行う場合の設計震度は液状化判定に用いる震度を参照する。

空気中における水平震度　　K_h =0.1　　（供用期間中に発生する確率が高い中規模地震動に相当）

水中における見かけの水平震度　　$K'_h = \dfrac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} K_h$

γ_{sat}：水で飽和された土の空気中の単位体積重量　（kN/m^3）

γ_w：水の単位体積重量、10（kN/m^3）

(5)　設計順序

仮締切の設計は次の順序で行うものとする。

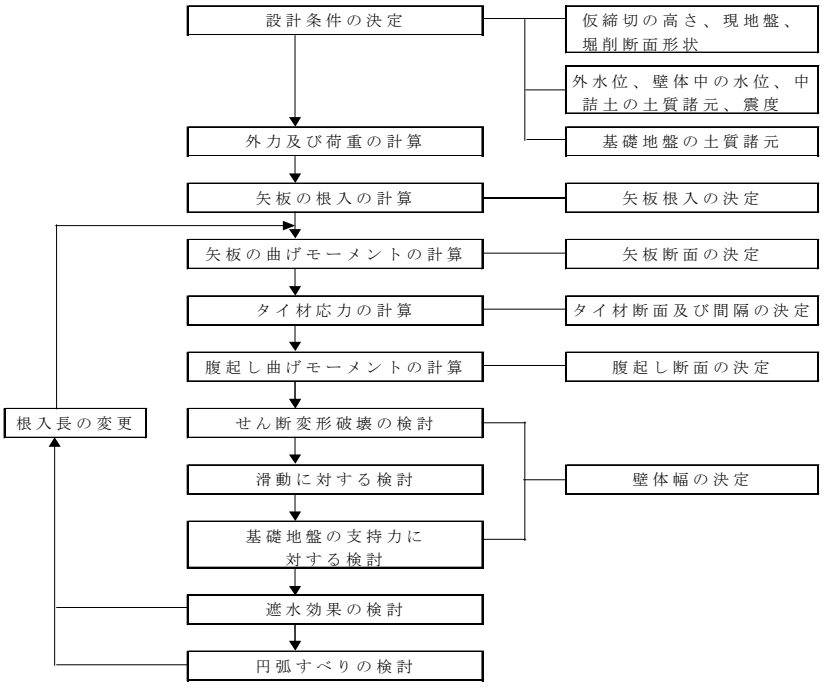


図 1-2-26　仮締切の設計フロー　　〔二重式仮締切マニュアル 6〕

(6) 外力及び荷重の計算

① 水圧分布

水圧分布は、基礎地盤の地層構成の違いにより表 1-2-24 に示す 4 タイプに分類し、さらに堤内外の矢板応力度照査用及び壁体安定計算用にそれぞれ設定する。なお、堤外側と堤内側は、同じ矢板を用いることを標準とする。ただし、矢板応力度照査は条件の厳しい堤内側で行うものとする。

表 1-2-24 基礎地盤の地層構成の違いによる水圧分布の分類

No.	地盤のタイプ
タイプ 1	砂質土地盤
タイプ 2	粘性土地盤
タイプ 3	互層地盤 A（上部砂質土＋下部粘性土）
タイプ 4	互層地盤 B（上部粘性土＋下部砂質土）

〔二重式仮締切マニュアル 7.1〕

a. 矢板応力度照査用

矢板応力は堤内側のほうが、堤外側より条件が厳しいため、水圧分布は中詰土内と堤内側の水位差による値を設定する。

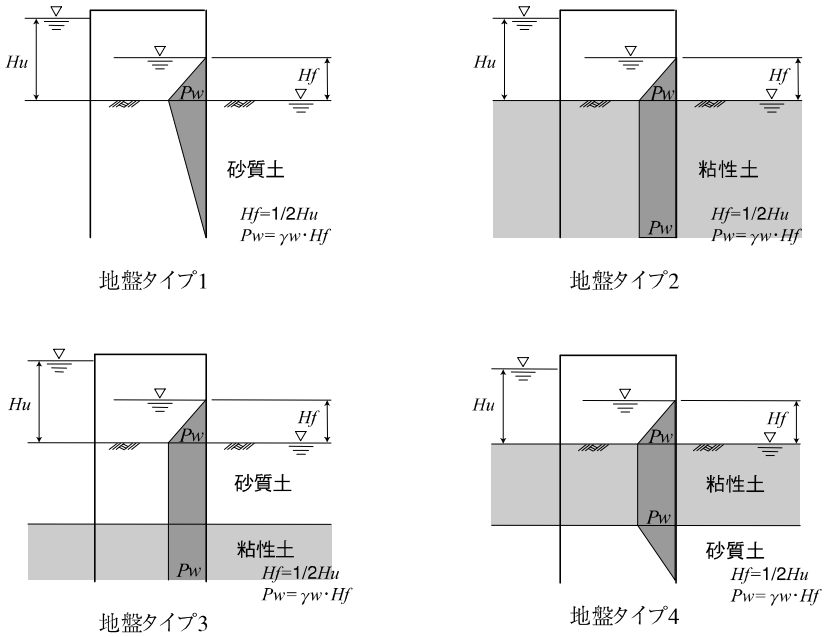


図 1-2-27 矢板応力度照査用の水圧分布

〔二重式仮締切マニュアル 7.1〕

b. 壁体安定計算用

中詰土内の水位を一定とみなし、中詰土水位は堤外側と堤内側の水位の中間とする。

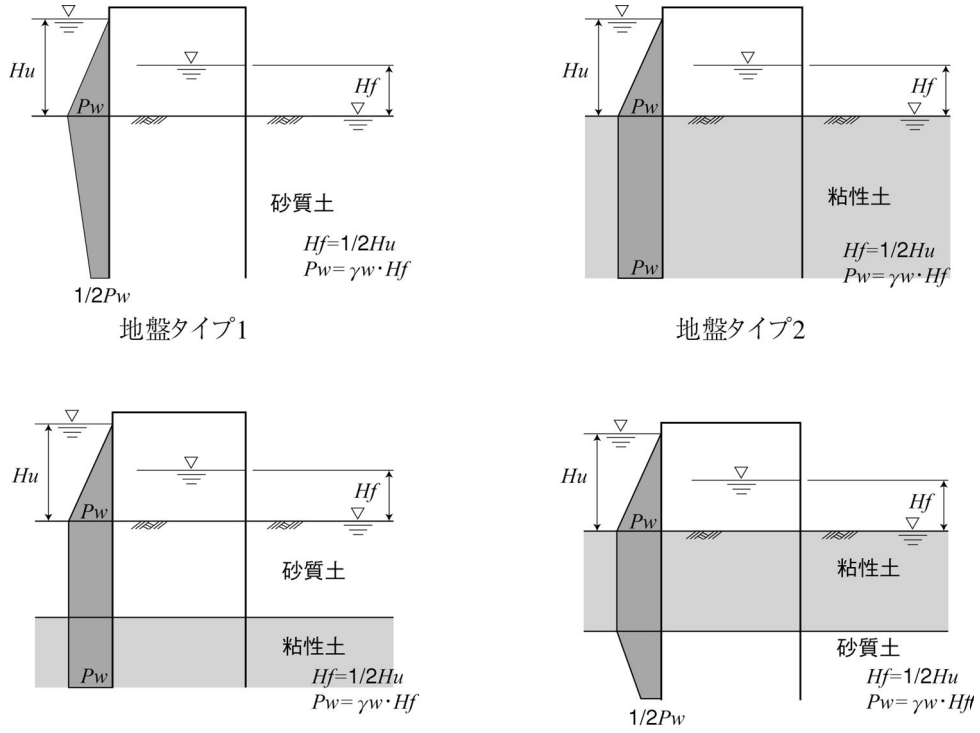


図 1-2-28　壁体安定計算用の水圧分圧

〔二重式仮締切マニュアル 7.1〕

② 主働土圧及び受働土圧

常時及び地震時の主働、受働土圧は第１編 4-5 4) (1) (2)式より、壁背面と鉛直面とのなす角 θ =0、壁背面と土との間の壁面摩擦角 δ_E=0、地表面と水平面とのなす角 α=0 として次式によって計算する。

ただし、常時においては θ_0=0 として計算する。

a. 主働土圧

$$P_A = K_A \cdot \Sigma(\gamma_i \cdot h_i + q) - 2 \cdot c\sqrt{K_A} \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-1)}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0)}{\cos^2\theta_0 \cdot \left(1 + \sqrt{\dfrac{\sin\phi \cdot \sin(\phi - \theta_0)}{\cos\theta_0}}\right)^2} \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-2)}$$

b. 受働土圧

$$P_P = K_P \cdot \Sigma(\gamma_i \cdot h_i + q) + 2 \cdot c\sqrt{K_P} \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-3)}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0)}{\cos^2\theta_0 \cdot \left(1 - \sqrt{\dfrac{\sin\phi \cdot \sin(\phi - \theta_0)_1}{\cos\theta_0}}\right)^2} \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-4)}$$

c. 静止土圧

$$P_o = K_o \cdot \Sigma(\gamma_i \cdot h_i + q)$$

砂質土の場合 $K_o = 1 - \sin\phi$、 粘性土の場合 $K_o = 0.5$ （第１編 4-5 4）参照）

ここに、 P_A ：主働土圧強度（kN/m^2）

P_P ：受働土圧強度（kN/m^2）

P_o ：静止土圧強度（kN/m^2）

K_A ：主働土圧係数

K_P ：受働土圧係数

K_o ：静止土圧係数

γ_i ：ｉ層の土の単位体積重量（kN/m^3）

h_i ：ｉ層の層圧（m）

q ：上載荷重（kN/m^2）

c ：土の粘着力（kN/m^2）

ϕ ：各層の土の内部摩擦角（°）

θ_0 ：地震合成角=$\tan^{-1} K_h$（水中部はK_h'）

K_h' ：水中における見掛けの震度

K_h ：空気中における震度

d. 地震時の現地盤面以下の土圧強度は各層の上下面において見掛けの震度を用いて式(1-2-1)、(1-2-3)により求める。式(1-2-1)において、粘性土の主働土圧強度P_Aが負になる場合は、P_A=0 とする。

e. 粘性土地盤の場合、地震時における現地盤面以下の主働土圧強度は現地盤以下 10m において K_h=0 として式(1-2-1)、(1-2-2)で算定した値をとり、その間直線的に変化すると考える。

ただし、現地盤面下 10m における土圧強度が現地盤面における値より小さい値となる場合は現地盤面の値をとる。現地盤面下 10m より深い所の土圧強度は震度 K_h=0 として式(1-2-1)、(1-2-2)で求める。

f. 砂質土と粘性土の互層の場合は、それぞれの層ごとに主働、受働土圧強度を計算し、土圧合力は各層ごとの土圧を合計した値とする。

③　堤内地盤を掘削する場合の設計上の取り扱い

a.　堤内側（内水側）の地盤が斜面となっている場合には、堤体の安定性、遮水性、地盤のすべりに対する安全性に与える影響を考慮する必要がある。

b.　図 1-2-29 に示すように、受働土圧強度を求める点から受働崩壊面が掘削斜面及び掘削底に交わる場合は、その交点を通る水平面から上の土塊重量を等分布の上載荷重に置換する方法で受働土圧強度を算定してよい。

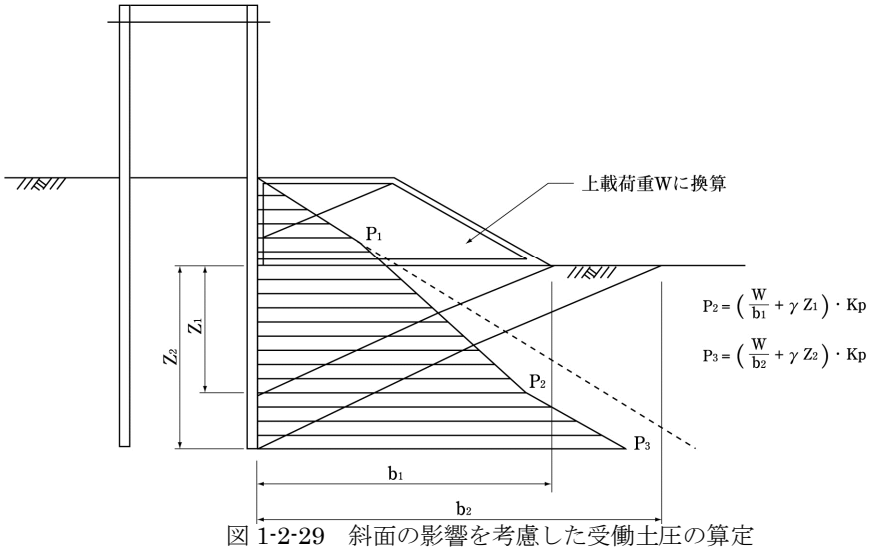


図 1-2-29　斜面の影響を考慮した受働土圧の算定

〔二重式仮締切マニュアル 7.3〕

c.　受働土圧の算定は上記 b の方法で求めてもよいが、斜面の安定性、堀削施工に伴う地盤の緩み、過剰間隙水圧の影響などに対する配慮も必要であり、従来からの実績に基づけば、受働側地盤の法面形状として、矢板から斜面法肩までの距離が根入長Ｄよりも大きく、かつ、堀削勾配が 1：2 よりも緩勾配とすることが望ましい。

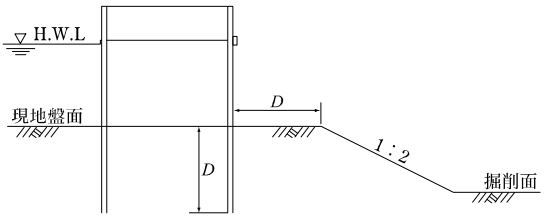


図 1-2-30　望ましい法面形状の例

〔二重式仮締切マニュアル 7.3〕

④　地震時動水圧　〔水理公式集 平成 11 年版　第 3 編 5.2〕

地震時に堤外側および堤内側に外水位が存在する場合には、外力として自由水部分に動水圧を考慮する必要があり、次式（Westergaard の近似式）により計算する。

動水圧　$$P_{wd} = \pm\frac{7}{8}K_h\gamma_w\sqrt{h_e \cdot y}$$　……式(1-2-5)

動水圧の合力　$$P_{wd} = \sum P_{wd} = \pm\frac{7}{12}K_h\gamma_w h_e^{\,2}$$　……式(1-2-6)

水面から動水圧の合力の作用までの距離　$$L_{wd} = \frac{3}{5}h_e$$　……式(1-2-7)

ここに、 K_h ：設計震度

γ_w ：水の単位体積重量（kN/m^3）

h_e ：地震時の堤内外側水深（m）

y ：水面から動水圧を求める点までの深さ（m）

(7) 安定に対する検討

① 壁体のせん断変形破壊に対する検討

a. 安定性の照査

壁体幅は次式を満足するように算定し、常時（高水時）及び地震時の広い方で決定する。照査は現地盤面から矢板先端部までのうち最小安全率を与える照査面について検討する。なお、壁体幅は「仮締切設置基準(案)」に示される「天端幅」以上とする。

$$F_s \cdot M_d \leqq M_r \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-8)}$$

ここに F_s ：安全率 ……表 1-2-25

M_d ：照査面におけるせん断変形モーメント（kN･m）

M_r ：照査面におけるせん断抵抗モーメント（kN･m）

表 1-2-25 安全率

常時（高水時）	1.2 以上
地　震　時	1.0 以上

〔二重式仮締切マニュアル 8.1〕

b. せん断変形モーメントの計算

せん断変形モーメントは図 1-2-31 (a)、(b)に示すように、地中部の根入れを考慮した状態で考え式(1-9)、(1-10)により計算する。

$$M_d = M_w + M_{pA} - M_{pp} \qquad \cdots\cdots\text{常時} \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-9)}$$

$$M_{de} = M_{we} + M_{pAe} - M_{ppe} + M_e + M_{wd} \qquad \cdots\cdots\text{地震時} \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-10)}$$

ここに M_d，M_{de} ：照査面に関するせん断変形モーメント（kN･m/m）

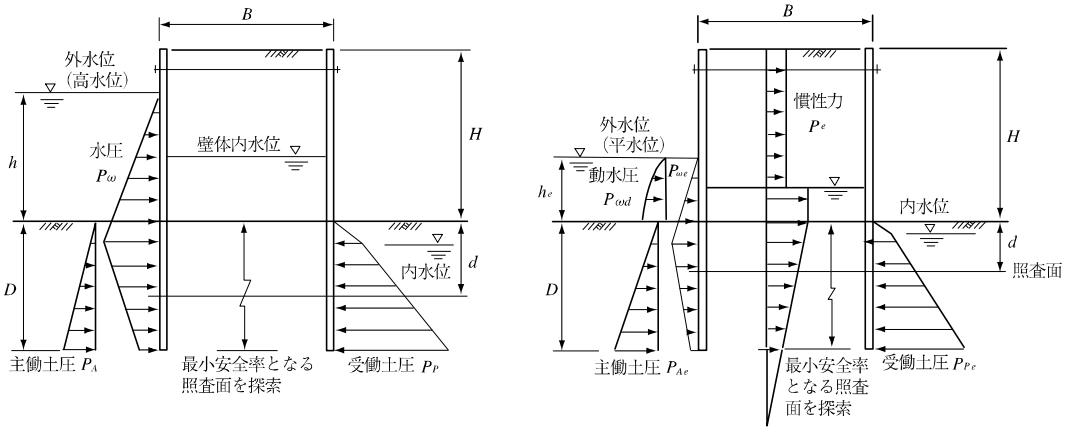
M_w，M_{we} ：水圧によるモーメント（安定照査のための水圧を用い、照査面から上の水圧荷重の照査面に関するモーメント）（kN･m/m）

M_{pA}，M_{pAe} ：主働土圧によるモーメント（照査面から上の部分について式(1-2-1)、(1-2-2)により求めた主働土圧の照査面に関するモーメント）（kN･m/m）

M_{pp}，M_{ppe} ：受働土圧によるモーメント（照査面から上の部分について、式(1-2-3)、(1-2-4)より求めた受働土圧の照査に関するモーメント）（kN･m/m）

M_e ：中詰土の地震時の慣性力によるモーメント（現地盤以下 10mで震度が 0 となるように低減する）（kN･m/m）

M_{wd} ：地震時の動水圧によるモーメント（地盤面から上の自由水部分に作用する動水圧で、式(1-2-5～1-2-7)で求める）（kN･m/m）



(a) 常時（高水時）　　(b) 地震時

図 1-2-31　せん断破壊の照査モデル

〔二重式仮締切マニュアル 8.1〕

c. せん断抵抗モーメントの計算

$$M_r = M_{ro}\left(1 + d/H\right) + M_{sp} \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-11)}$$

ここに　M_{ro}：中詰土の基準せん断抵抗モーメント（kN･m/m）

d　：現地盤からの照査面深さ（m）

M_{sp}：２列の矢板が発揮する抵抗モーメント（kN･m/m）

H　：地盤面から上の壁高（m）

ｲ. 中詰土の基準せん断抵抗モーメント

中詰土の基準せん断抵抗モーメントは、中詰部に規定した主働・受働のすべり面に作用する水平土圧によるすべり面の始点深さまわりのモーメントであり、図 1-2-32 に示した照査面から主働、受働崩壊角を引いたすべり面が一様な砂質土に収まる場合にはM_{ro}は式(1-2-12)で表される。

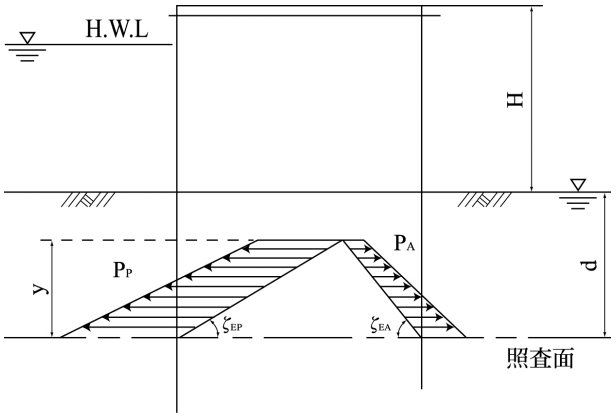


図 1-2-32　中詰せん断抵抗モーメントの概念図

〔二重式仮締切マニュアル 8.1〕

$$M_{ro} = \frac{1}{6} \cdot \gamma_m \cdot R_m \cdot H_m^3 \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-12)}$$

ここに、 $$\gamma_m = \sum_i \gamma_i \cdot h_i \Big/ \sum_i h_i \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-13)}$$

$H_m = H + d$

$\nu = B / H_m$

B ：壁体幅（m）

ϕ ：中詰土の内部摩擦角（°）

γ_m ：中詰土の換算単位体積重量（kN/m³）

Rm ：中詰土のせん断による抵抗係数

・常時 $$R_m = \nu^2 (3 - \nu \cos\phi) \sin\phi \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-14)}$$

・地震時 $$R_m = \nu^2 (K_{EP} - K_{EA}) \left\{ 3 - 2\nu \left(\frac{1}{\cot\zeta_{EP} + \cot\zeta_{EA}} \right) \right\} \left(\frac{1}{\cot\zeta_{EP} + \cot\zeta_{EA}} \right)^2$$

……式(1-2-15)

ここに、 $K_{EP} : K_{EA}$ ：地震時の受働・主働土圧係数

$\zeta_{EP} : \zeta_{EA}$ ：地震時の受働・主働崩壊角（°）

ﾛ. 根入地盤が支持できる抵抗モーメント

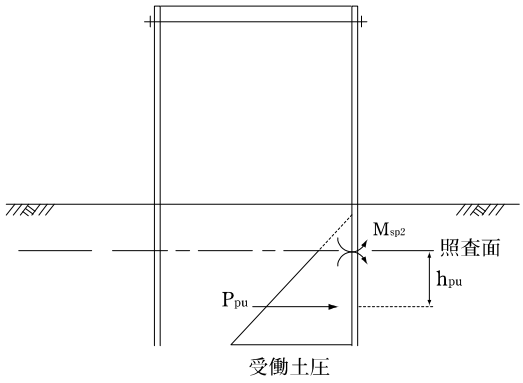


図 1-2-33 地盤により支持できる抵抗モーメントの算定モデル

〔二重式仮締切マニュアル 8.1〕

M_{sp} ：2 列の矢板が発揮する抵抗モーメント

（堤内側と堤外側の矢板の抵抗の小さい方で代表させ、2 倍して評価。）

M_{sp}=2･(M_{sp1}または M_{sp2} のうち小さい値) （kN･m/m）

M_{sp1} ：矢板が発揮できる抵抗モーメント（=σ a･Z_{sp}） （kN･m/m）

M_{sp2} ：照査面以深の根入地盤が支持できる抵抗モーメント（= P_{pu}･ h_{pu}） （kN･m/m）

σ a ：使用矢板の許容応力度（N/㎜²）

Z_{sp} ：使用矢板の断面係数（継手効率を乗じた値）（㎝^{3}/m）

P_{pu} ：照査面以深の作用受働土圧の合力（kN/m/m）

h_{pu} ： P_{pu} の作用位置の照査面からの作用距離（m）

② 滑動に対する検討

a. 常時、地震時に壁体の滑動が生じないようにしなければならない。

滑動に対する安全性を確保するためには、壁体幅は次式を満足するように算定し、常時及び地震時の広いほうで決定すればよい。

なお、滑動の照査は根入れ下端部で行えばよい。

$$F_s = F_r / F_d \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-16)}$$

ここに F_s ：安全率（表 1-2-26）

F_d ：壁体に作用する水平外力の総和（kN/m）

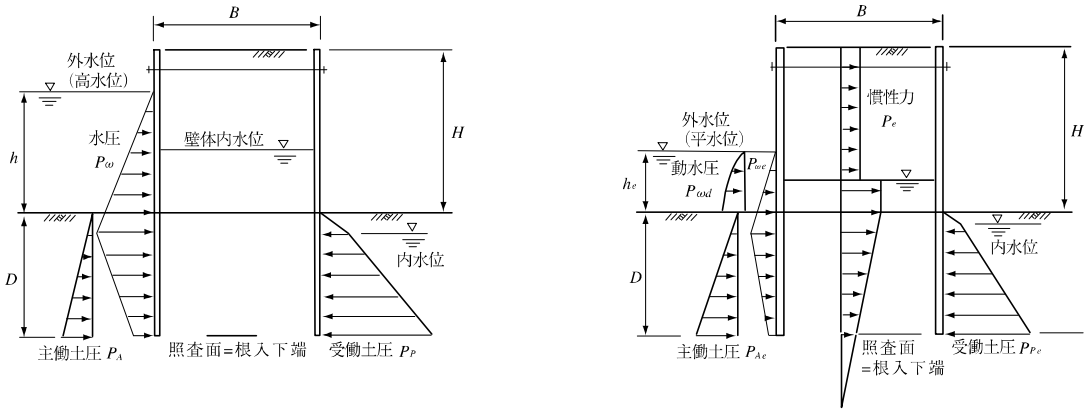
F_r ：滑動抵抗力の総和（kN/m）

表 1-2-26 滑動照査の安全率

常時（高水時）	1.2 以上
地震時	1.0 以上

〔二重式仮締切マニュアル 8.2〕

b. 壁体に作用する水平外力及び滑動抵抗力は図 1-2-34 (a)、(b)を参考に次式で求めてよい。



(a) 常時（高水時） (b) 地震時

図 1-2-34 滑動の照査モデル 〔二重式仮締切マニュアル 8.2〕

$F_d = F_w + F_{pA}$ （常時）

$F_d = F_{we} + F_{pAe} + F_e + F_{wd}$ （地震時）

$F_r = F_{pp} + F_s$ （常時）

$F_r = F_{ppe} + F_{se}$ （地震時）

$F_s = C \cdot B + W \tan\phi$

$F_{se} = C \cdot B + W_e \cdot \tan\phi$

ここに　F_w，F_{we}　：水圧による外力　（kN/m）

F_{pA}，F_{pAe}　：外水位側の主働土圧による水平外力　（kN/m）

F_e　：地震時の慣性力による水平外力　（kN/m）

F_{wd}　：地震時動水圧による水平力　（kN/m）

F_{pp}，F_{ppe}　：受働土圧による水平抵抗力　（kN/m）

F_s，F_{se}　：照査面の地盤の水平せん断抵抗力　（kN/m）

C　：照査面の地盤の粘着力　（kN/m^2）

B　：壁体幅　（m）

W，W_e　：照査面から上の中詰土重量　（kN/m）

ϕ　：照査面の地盤の内部摩擦角　（°）

③　基礎地盤の支持力に対する検討

a.　基礎地盤の支持力に対する安定性は、荷重の偏心傾斜を考慮して検討し、基礎地盤の極限支持力に対して、表 1-2-27 に示す安全率を確保しなければならない。

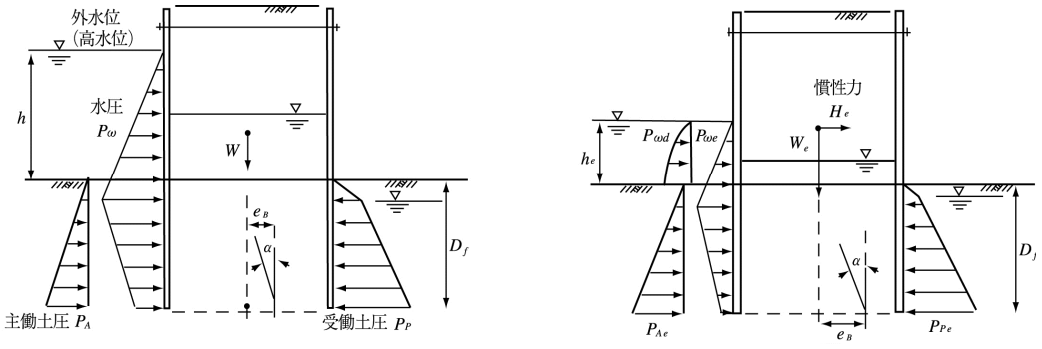
なお、支持力の照査は根入下端部について行えばよいものとする。

表 1-2-27　安全率

常時（高水時）	1.2 以上
地　震　時	1.0 以上

〔二重式仮締切マニュアル 8.3〕

b.　支持力の照査及び荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力は式(1-2-17)、(1-2-18)によるものとする。



(a)　常時（高水時）　　(b)　地震時

図 1-2-35　基礎地盤の支持力照査モデル

〔二重式仮締切マニュアル 8.3〕

$$F_s = \frac{Q_u}{V - \gamma_2 \cdot D_f \cdot B_e} \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-17)}$$

$$Q_u = B_e\left\{\kappa \cdot C \cdot N_c + \kappa \cdot \gamma_2 D_f\left(N_q - 1\right) + \frac{1}{2}\gamma_1 \cdot B_e \cdot N_r\right\} \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-18)}$$

ここに　F_s ：安全率（表 1-2-27）

Q_u ：荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力（kN/m）

V ：計算面に作用する合力の鉛直成分（kN/m）

B_e ：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅（m）　$B_e = B - 2e_B$

B ：壁体巾(m)

e_B ：荷重の偏心距離(m)　　$e_B = \dfrac{M_B}{V}$

M_B ：計算面に作用するモーメント（kN･m/m）

κ ：根入れ効果に対する割増係数

$\kappa = 1 + 0.3 D_f / B_e$ であるが、本設計法では　κ=1.0 を標準的に用いる。

C ：粘着力（kN/m^2）

D_f ：現地盤面から検討する点までの根入深さ(m)

γ_1 ：現地盤面からD_f以上の深さの支持地盤の土の単位体積重量（kN/m^3）

ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。

γ_2 ：現地盤面からD_fまでの根入地盤の土の単位体積重量（kN/m^3）

ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。

N_c, N_q, N_r ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数　（図 1-2-36～1-2-38）

$\tan a = H_B / V$

H_B ：計算面に作用する合力の水平成分（kN/m）

H_e ：計算面より上の壁体重量に作用する地震時慣性力（kN/m）

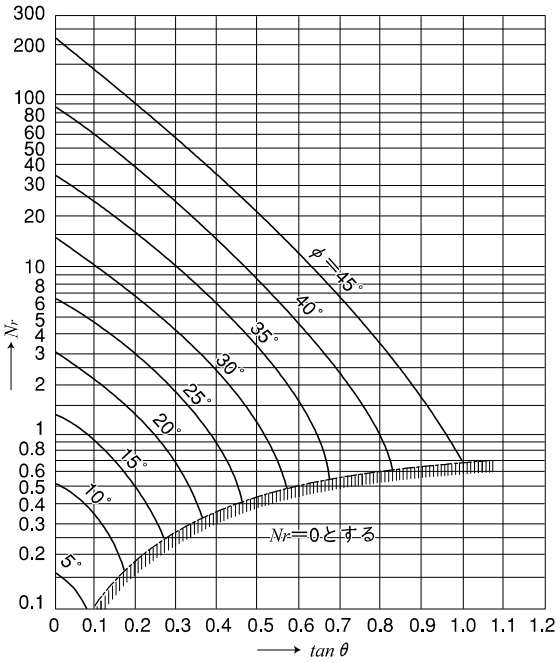


図 1-2-36　支持力係数 N_γ を求めるグラフ

〔二重式仮締切マニュアル 8.3〕

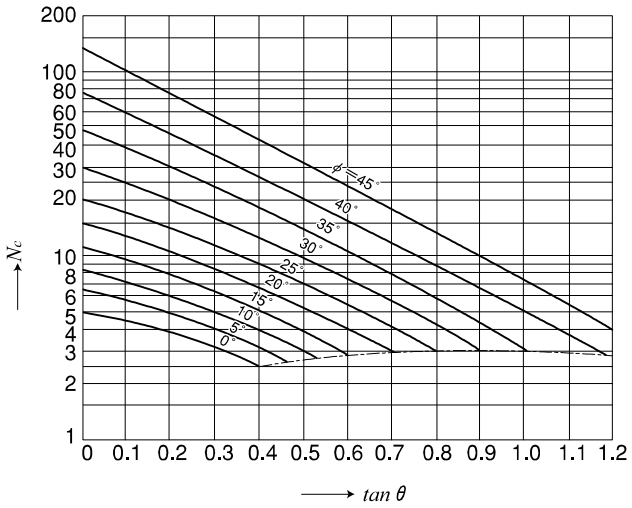


図 1-2-37　支持力係数 N_c を求めるグラフ

〔二重式仮締切マニュアル 8.3〕

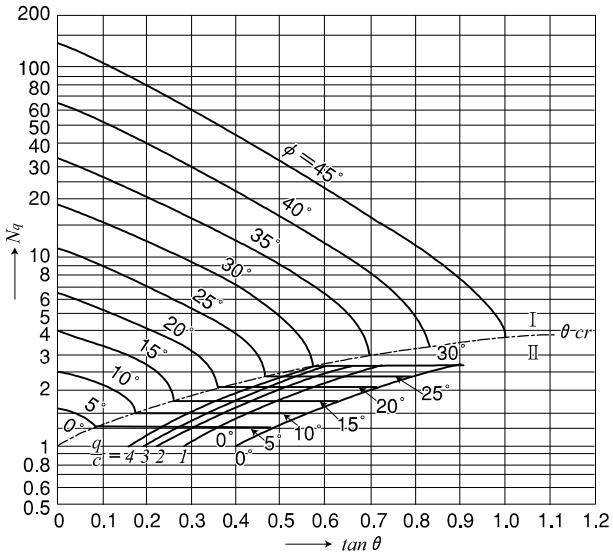


図 1-2-38　支持力係数 N_q を求めるグラフ

〔二重式仮締切マニュアル 8.3〕

④　円弧すべりに対する検討

構造物、水圧荷重も考慮して地盤のすべり破壊に対する安全率を確保しなければならない。

すべり破壊に対する安全率は、図 1-2-39 のように矢板を切らない円弧すべりを仮定し簡易分割法で検討することを標準とする。

常時及び地震時ともに次式によって計算するが、常時は K=0 として計算する。

計算方法は、すべり面中心点を仮定し、この点を中心とするすべり面について繰り返し計算を行い、もっとも危険なすべり面の安全率が表 1-2-28 の安全率以上でなければならない。

表 1-2-28　安全率

常時（高水時）	1.2 以上
地　震　時	1.0 以上

〔二重式仮締切マニュアル 8.4〕

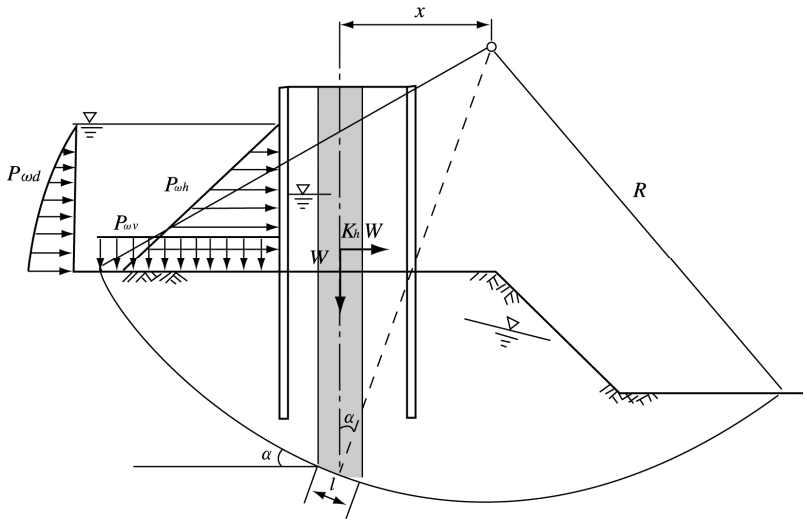


図 1-2-39　円弧すべり検討モデル

〔二重式仮締切マニュアル 8.4〕

$$F_s = \frac{\Sigma\{C \cdot \ell + (W' \cos\alpha - K_h \cdot W' \sin\alpha)\tan\phi\}}{\Sigma\left(W \sin\alpha + K_h \cdot W \cdot \frac{y}{R}\right) + \frac{1}{R}\Sigma(P_{wh} \cdot \alpha_h + P_{wv} \cdot \alpha_v + P_{wd} \cdot \alpha_{wd})} \quad \cdots\cdots\text{式(1-2-19)}$$

ここに、F_s ：円弧すべりに対する安全率　　……（表 1-2-28）

R ：すべり円の半径（m）

C ：土の粘着力（kN/m^2）

ℓ ：分割片の底面のすべり面の長さ（m）

W' ：分割片の有効重量（水中部分の土についてはγ'を考える。）（kN/m）

W ：分割片の全重量（自由水の重量は含まない）（kN/m）

α ：分割片底面が水平面となす角度（°）

y ：分割片の重心とすべり円中心の間の鉛直距離（m）

K_h ：設計水平震度

P_{wh} ：外水位による水平方向の静水圧（kN/m）

P_{wv} ：外水位により地表面に作用する鉛直方向の静水圧（kN/m）

α_h ：P_{wh} のすべり円中心に関するアーム長（m）

α_v ：P_{wv} のすべり円中心に関するアーム長（m）

P_{wd} ：動水圧（kN/m^2）

α_{wd} ：P_{wd} のすべり円中心に関するアーム長（m）

(8)　矢板の設計

①　矢板根入長の計算

a.　鋼矢板の根入長は、鋼矢板二重式仮締切の構造安定性と遮水性を満足するように定める。

遮水性は、「（9）遮水効果に対する検討」により照査する。構造安定性は、「（7）安定に対する検討」とともに、矢板自体の自立性を確保するためにｂ.により照査する。

b. 矢板自体の自立性のために必要な根入長は、鋼矢板前面の受働土圧のモーメントと背面荷重（主働土圧・水圧）のモーメントが、タイ材取付点に関して極限平衡の釣合いを保つとして、図 1-2-40(1)、図 1-2-40(2)のような状態で式（1-2-20）を満足するように計算し、常時（高水時）及び地震時の大きいほうで決定する。

二段タイ式の場合は、下段のタイ材取付点に対する土水圧によるモーメントの釣合い状態を照査すればよい。

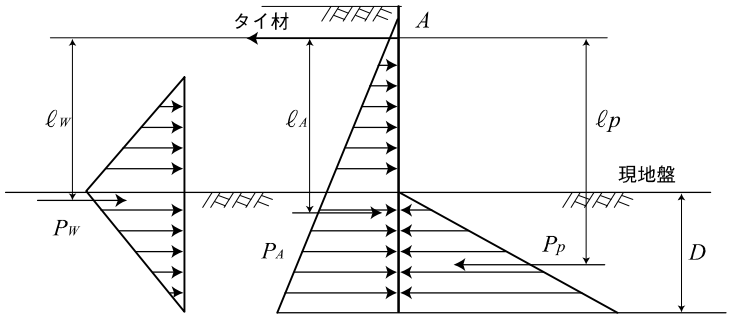


図 1-2-40(1) 一段タイ式（砂質地盤）

〔二重式仮締切マニュアル 9.1〕

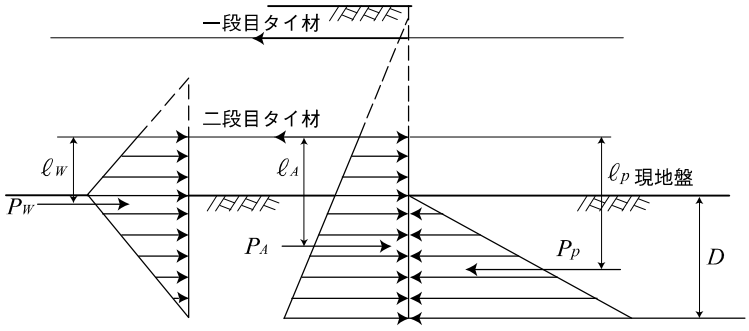


図 1-2-40(2) 二段タイ材（砂質地盤）

〔二重式仮締切マニュアル 9.1〕

$$F_s = M_{PF} / M_{AF} \quad \cdots\cdots\text{式(1-2-20)}$$

$$M_{AF} = P_A \cdot \ell_A + P_w \cdot \ell_w \quad \cdots\cdots\text{式(1-2-21)}$$

$$M_{PF} = P_P \cdot \ell_P \quad \cdots\cdots\text{式(1-2-22)}$$

ここに M_{PF} ：タイ材以深の受働土圧によるタイ材取付点に関するモーメント（kN･m）

M_{AF} ：タイ材以深の主働土圧によるタイ材取付点に関するモーメント（kN･m）

D ：計算根入長(m)

P_P ：受働土圧の合力（kN /m）

ℓ_P ： P_P のタイ材取付点に関する作用長(m)

P_A ：主働土圧の合力（kN /m）

ℓ_A ： P_A のタイ材取付点に関する作用長(m)

P_w ：水圧荷重の合力（kN /m）

ℓ_w ：P_w のタイ材取付点に関する作用長(m)

F_s ：安全率 ……（表1-2-29）

表1-2-29 根入長の照査の安全率

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

〔二重式仮締切マニュアル 9.1〕

内部摩擦角が0の一様な粘性土地盤の場合には、次式を満足しなければ根入長の照査式（1-2-20）を満たし得ないので、別途地盤改良などの対策が必要となる。

$$4 \cdot C > \sum \gamma_i \cdot h_i \quad \cdots\cdots\text{式(1-2-23)}$$

ここに C ：地盤の粘着力（kN/m^2）

γ_i ：タイ材取付点から下の中詰土、各層の単位体積重量（kN/m^3）

h_i ：タイ材取付点から下の中詰土各層の層厚(m)

② 矢板曲げモーメント及び矢板断面の計算

矢板曲げモーメントは、弾塑性法により算定する。なお、粘性土においても砂質土と同様に、土圧と水圧は独立に矢板に作用する（土水分離で考える）ものとする。

a. 矢板の曲げモーメント算定モデル

矢板の曲げモーメントは図1-2-41の状態で弾塑性法により計算する。

弾塑性法の解析上の一般的な仮定および考え方については、「道路土工 仮設構造物工指針2-9-5」に準ずることを標準とする。

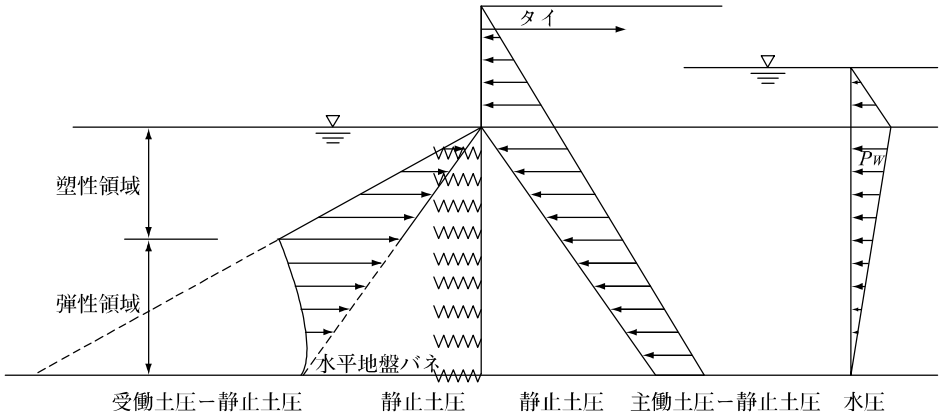


図1-2-41 矢板曲げモーメントの計算モデル

〔二重式仮締切マニュアル 9.2〕

b. 水平方向地盤反力係数

水平地盤バネは、完全弾塑性でモデル化して、弾性領域の弾性定数はK_Hとし、弾性限界を（受働土圧－静止土圧）とする。

水平方向地盤反力係数K_Hは、本編 1-2-2 3）(4)により設定してよい。

c. タイ材のバネ定数　〔仮設工指針2.9〕

バネ定数は設置間隔、断面積、長さ、材料のヤング係数等から求める。

$$K_s = \frac{2AE}{\ell \cdot S} \quad (\mathrm{kN/m/m})$$

ここに　A　：タイ材の断面積（m^2）
　　E　：タイ材のヤング係数（$\mathrm{kN/m}^2$）
　　ℓ　：タイ材の長さ（m）
　　S　：タイ材水平間隔（m）

③ 矢板断面の照査

$$\sigma_a = \frac{M_{\max}}{\alpha_z \cdot Z_{sp}} \quad \cdots\cdots\text{式(1-2-24)}$$

ここに　σ_a　：矢板の許容応力度（$\mathrm{N/mm}^2$）
　　$M_{\max}$　：矢板の最大曲げモーメント最大曲げモーメント（N･m/m）
　　α_z　：α_z断面係数に関する矢板の継手効率　本章1-2-2 設計一般 4）による。
　　Z_{sp}　：継手効率を考慮しない鋼矢板の断面係数（mm^3/m）

④ タイ材の計算

タイ材の張力は弾塑性法により求め、タイ材は式(1-2-25)を満たすように断面を決定する。

$$\sigma_a \geqq \frac{T}{A} \quad \cdots\cdots\text{式(1-2-25)}$$

ここに A　：タイ材の有効断面積　（mm^2）（最低限25㎜程度以上の径を用いるものとする。）
　　T　：タイ材張力（N）
　　σ_a　：許容応力度（$\mathrm{N/mm}^2$）

⑤ 腹起しの計算

タイ材４本の間が一本の鋼材で構成されるような長さ以上の腹起し材を用いる場合は、タイ材取付点を支点とする３径関連続梁と考えて、式(1-2-26)により腹起しの設計曲げモーメントを求めてよい。

上記条件を満たさない場合は、単純梁と考えて式(1-2-27)により設計曲げモーメントを求めるものとする。

腹起しの断面は式(1-2-28)で照査する。

a. 曲げモーメントの計算

$$M = \frac{T \cdot L}{10} \quad \cdots\cdots\text{式(1-2-26)}$$

$$M = \frac{P \cdot L}{4} \quad \cdots\cdots\text{式(1-2-27)}$$

ここに　M　：腹起しの設計曲げモーメント（kN･m）
　　T　：タイ材張力（N／本）
　　L　：タイ材取付間隔（m）

b.　腹起し断面の計算

$$\sigma_a \geqq \frac{M}{Z} \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-28)}$$

ここに　Z　：腹起しの断面係数（㎜^{3}）

σ_a　：腹起しの許容応力度（N/㎜^{2}）

(9)　遮水効果（浸透路長）に対する検討

遮水効果は図1-2-42のような状態で検討し、表1-2-30の安全率以上でなければならない。

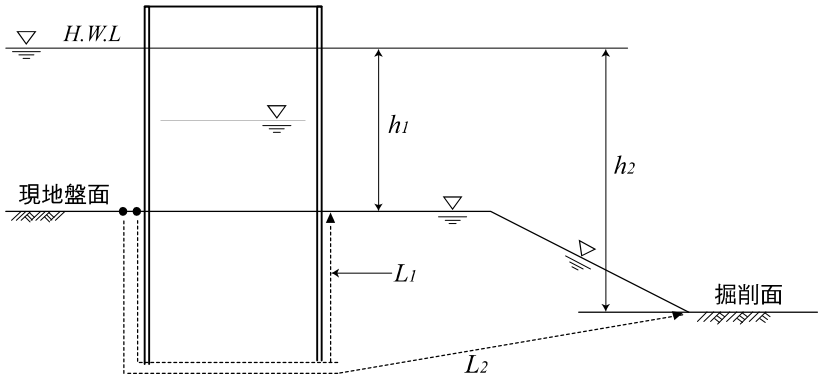


図1-2-42　遮水効果の検討モデル

〔二重式仮締切マニュアル 10〕

$$F_s = \frac{L_1}{h_1} \quad and \quad \frac{L_2}{h_2} \qquad \cdots\cdots\text{式(1-2-29)}$$

ここに　F_s　：安全率　……表1-2-30

L_1, L_2　：浸透路長(m)

h_1, h_2　：外水位と堤内地盤との差(m)

表1-2-30　安全率

砂　質　土	3.5以上
粘　性　土	3.0以上

〔二重式仮締切マニュアル 10〕

1-2-4　土留工

堤防掘削の土留め工（親杭横矢板工法・鋼矢板工法等）として、河川堤防内への矢板等の打ち込みは原則として行わないものとする。やむを得えず土留工（親杭横矢板を基本とする）を採用する場合は、引き抜き時の対策を十分に検討すること。

1)　小規模土留（切梁式）　　〔仮設工指針 2-13〕

小規模土留は、掘削深さ 3.0m以浅で、支保工に１段ないし２段の腹起し、切梁を用いた小規模な掘削における土留の設計を対象とする。

(1)　使用部材

①　土留壁にはH形鋼、鋼矢板、軽量鋼矢板を用いることを原則とする。小規模土留では土留壁材料の最小部材の規定は設けないが、施工上の問題、打設時の貫入抵抗、市場性等から、親杭横矢板壁ではＨ－150×150、鋼矢板でⅡ型以上を使用することが望ましい。軽量鋼矢板に関しても、打設時の貫入抵抗の問題、継手の構造等から、Ⅲ型（断面係数が $1.7\times10^{-4}\ m^3/m$ ｛$170\,cm^3/m$｝程度）以上のものを使用することが望ましい。

②　軽量鋼矢板の継手形状は鋼矢板とは異なり、比較的継手遊間が大きいため、鋼矢板と同等の止水効果は期待できない。このため軽量鋼矢板の使用にあたっては、地盤性状、周辺環境等を十分考慮しなければならない。

③　腹起し、切梁にはH形鋼を用いることを原則とするが、小規模土留では、支保工部材における最小部材の規定は設けない。

④　近年施工性を考慮しアルミ合金の腹起し材や、切梁用サポートも使用されるようになったが、これらを使用する場合、強度、耐荷力等を十分把握して使用しなければならない。

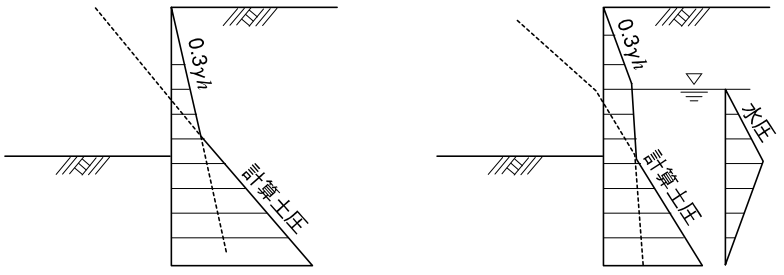
(2)　設計

①　荷重

上載荷重は、10kN/m² を原則とするが、建設用重機等、特に大きな荷重が背面側に作用する場合は、土留上部に局部的に大きな土圧が作用するため、十分検討しなければならない。

根入れ長の計算、断面計算のいずれも、「慣用法による根入れ長の計算に用いる土圧」により算出される土圧を用いる。

ただし、粘土性地盤における主働土圧の下限値としては、P_a=0.3 γh（γは地下水位以下については土の水中単位体積重量とする）とし、算出した土圧と比較して大きい方を用いる（図 1-2-43 参照）。



（a）親杭横矢板壁の場合　　（b）鋼矢板、軽量鋼矢板壁の場合

〔仮設工指針 2-13〕

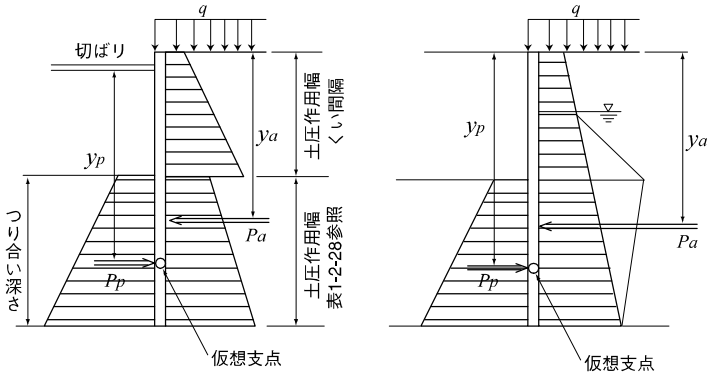
図 1-2-43　粘性土地盤の主働側圧の考え方

② 根入れ長の計算

根入れ長は、掘削完了時および最下段切梁設置前の両者において、それぞれつり合い深さの 1.2 倍以上を確保するものとする。

つり合い深さは、主働土圧によるモーメントM_Aと、受働土圧によるモーメントM_Pが等しくなる場合（M_P / M_A ＝P_P・y_P / P_a・y_a ＝1）の掘削底面以下の深さである（図 1-2-44 参照）。

最小根入れ長は土留め壁の種類に関係なく、掘削深さの 1/2 とする。



注）土圧作用幅は表 1-2-31 参照

親杭横矢板の場合　　鋼矢板・軽量鋼矢板の場合

〔仮設工指針 2-13〕

図 1-2-44　つり合い深さ

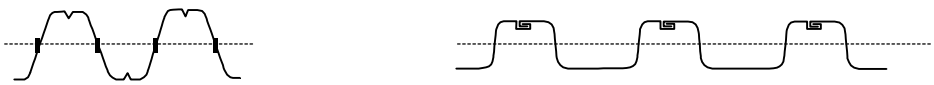
③ 土留杭の間隔

土留における親杭の設置間隔は 1.5mを標準とする。

④ 土留壁の断面計算

土留壁の断面計算は慣用法による土留めの設計の壁体の断面力の算定に準じて行う。ただし、仮想支持点の最小位置は土留壁の種類に関係なく、最小根入れ長の 1/2 とする。

軽量鋼矢板には種々の形状があり、図 1-2-45 のように、継手が部材中立軸上にあるもの、部材縁にあるものがある。従って、土留壁に軽量鋼矢板を使用する場合、継手の位置、形状を十分理解して使用しなければならない。基本的には図 1-2-45(a)では全断面有効の 60%の断面係数を、図 1-2-45(b)で 100%の断面係数を用いてよい。



(a) 継手が部材中立軸上にあるもの　　(b) 継手が部材縁にあるもの

〔仮設工指針 2-13〕

図 1-2-45　軽量鋼矢板継手位置図

⑤　支保工の設計

支保の設計は土圧及び水圧を用い、切梁式土留工に準じて行うものとする。

小規模土留では、土留壁に小断面かつ短いものが使用されることが多いため、土留壁頭部に過大な変位が生じないよう、第１段目の支保工は、地表面から 0.5m 以内に設け、余掘深さは 0.5m 以下を原則とする。

⑥　掘削底面の安定の検討

小規模土留では掘削深さが 3.0m 未満と浅いことから、掘削底面の安定の検討は省略してよい。ただし、砂地盤で地下水位が高く、ウォータージェット併用工法やアースオーガ併用工法など地盤を乱す工法で土留壁を施工する場合は、ボイリング、パイピングが発生するおそれがあるため、薬液注入工法や地下水位低下工法の補助工法の採用に関する検討を行う必要がある。また、軟弱な粘性土（Ｎ値が２以下もしくは粘着力が 20kN/m² 未満）ではヒービングの検討を行わなければならない。

(3)　小規模土留の設計図表

小規模土留の設計の簡便性を目的として、単層地盤について、土質と掘削深さに応じて、標準的な土留の根入れ長や断面を求められるように図表を作成している。

〔仮設工指針「参考資料－6　小規模土留めの設計図表」〕

①　図表の適用条件は次のとおり。

a.　掘削深さ：3m 以浅

b.　支保工の種類：切梁１段式

c.　地盤条件：Ｎ値 7 以上の砂質土地盤

Ｎ値 3 以上もしくは粘着力が 20kＮ以上の粘性土地盤

d.　掘削が比較的短期間である場合

e.　周辺に重要構造物が無い場合

②　図表の設計条件は次のとおり

a.　地表面での上載荷重は 10kN/㎡を考慮した。

b.　砂質土の単位体積重量は 18kN/m^3、粘性土の単位体積重量は 16kN/m^3。

c.　切梁は地表面から 0.3ｍの位置にあるとした。

2) 自立式親杭横矢板　〔仮設ガイドブック（Ⅰ）1.2〕

(1) 土留杭の設計

自立式土留は弾性床上の半無限長の杭として設計することを原則とする。

① 土留杭根入れ長の設計

自立式土留工の根入れ長は、最小根入れ長、掘削底面の安定（本編 1-2-4 4）(4)参照）から決定される根入れ長、および次式により求められる根入れ長のうちの最大のものとする。

$\ell_0 = 2.5/\beta$

ここに、ℓ_0 ：根入れ長(m)

β ：杭の特性値(m^{-1})で次式による。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H B}{4EI}}$$

ここに、k_H ：水平方向地盤反力係数（kN/m^3 ）で通常 $1/\beta$ の範囲の平均値とし、本編 1-2-2 3)(4)より求めるものとする。

B ：土留杭の幅(m)で親杭の場合は杭幅、鋼矢板の場合は単位幅とする。

E ：土留杭のヤング係数（kN/m^2）

I ：土留杭の断面二次モーメント（m^4） （全断面 100％有効とする）

この設計方法の場合､計算上の土留杭の根入れ長は杭が半無限長とみなせる長さとするのが原則であり、その長さは $3/\beta$ 以上といわれている。しかし、$\ell_0 = 2.5/\beta$ とした場合の杭頭変位及び曲げモーメントの差は数%以内であること、根入れ長を長くした場合、土留杭引抜による周辺地盤への影響が大きくなること等を考慮し根入れ長を $2.5/\beta$ とした。

最小根入れ長は、掘削深さ 3.0m以上では 3.0m、掘削深さ 3.0m未満では掘削深さと同等とする。しかし、非常に硬質な地盤のため、施工面から最小根入れ長を確保することが困難な場合、最小根入れ長を短くしても良い。ただし、このような場合、地盤の破壊がぜい性的であるので、受働抵抗の十分な検討が必要である。

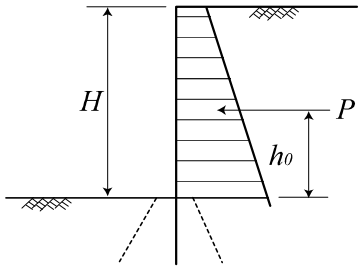
② 土留杭断面の設計

自立式土留杭の断面及び変位の計算は、以下に従って行う。

a. 荷重

上載荷重は 10kN/m² を原則とするが、建設用重機等の特に大きな荷重が背面側に載る場合は、土留上部に局部的に大きな土圧が作用するので検討する必要がある。

土圧は断面計算、変位の計算ともに慣用法による根入れ長の計算に用いる土圧を用いるものとし、親杭横矢板壁のような開水性土留壁の場合は図 1-2-46 のように掘削底面以上に主働土圧を作用させ、親杭間隔分の土圧を親杭１本が受け持つものとする。



親杭の場合 〔仮設工指針 2-12〕

図 1-2-46 自立式土留めに作用する土圧

b. 曲げモーメントの計算

土留壁に発生する最大曲げモーメントは、次式により計算する。

$$M = \frac{P}{2\beta}\sqrt{(1+2\beta h_0)^2+1}\exp(-\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta h_0})$$

ここに、M ：土留壁に発生する最大曲げモーメント（kN･m）

P ：荷重の合力（kN）

h_0 ：掘削底面から荷重合力の作用位置までの高さ（m）

β ：杭の特性値（m^{-1}） （継手効率を考慮する）

③ 変位量の検討

自立式土留めの許容変位量は杭頭部において自立高の 3%を目安とする。

自立式土留壁頭部の変位は、以下の式により計算する。

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

ここに、 δ ：土留杭頭部変位量（m）

δ_1 ：掘削底面での変位量（m）

δ_2 ：掘削底面でのたわみ角による変位量（m）

δ_3 ：掘削底面以上の片持梁のたわみ（m）

$$\delta_1 = \frac{(1+\beta h_0)}{2EI\beta^3}P$$

$$\delta_2 = \frac{(1+2\beta h_0)}{2EI\beta^2}PH$$

$$\delta_3 = \frac{p_2' H^4}{30EI}$$

ここに、 β ：杭の特性値（m^{-1}）

h_0 ：掘削底面から荷重合力の作用位置までの高さ（m）

P ：荷重の合力（kN）

E ：土留杭のヤング係数（kN/m^2）

I ：土留杭の断面二次モーメント(m^4) （継手効率を考慮する）

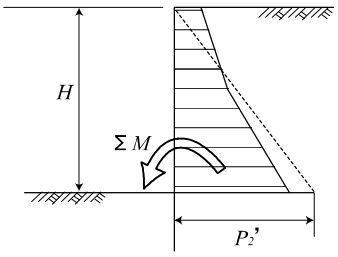
H ：掘削深さ（m）

p_2' ：総モーメントを等価とする三角形分布荷重の掘削底面での荷重強度

（図 1-2-47 参照（kN /㎝））

$$p_2' = \frac{6\Sigma M}{H^2}$$

ΣM ：側圧による掘削底面回りのモーメント（kN･m）



〔仮設工指針 2-12〕

図 1-2-47 モーメントを等価とする三角形分布荷重

(2) 土留板の設計

土留板は、切梁式親杭横矢板の土留板の設計と同様に必要とする厚さを求める。ただし、土留板厚を求める際の土圧強度は、慣用法に用いる土圧および水圧に示す土圧強度とする。

(3) 土留杭頭部連結材

自立式土留杭は、局部的に不測の荷重が作用する場合に備えて、頭部には溝形鋼等の連結材を取付けることが望ましい。なお、掘削背面地盤上に一般交通や建設用重機がある場合には、頭部連結材を必ず設けるものとする。

3) 切梁式親杭横矢板 〔仮設工指針 2-9〕

(1) 土留杭の設計

① 土留杭根入れ長の設計

つり合い深さは極限平衡法を用いて計算し、各掘削段階の最下段の切梁位置に関し、その切梁より下方における背面側からの主働側圧による作用モーメントと、掘削側からの受働側圧による抵抗モーメントとがつり合う掘削底面以深の深さをいう。

すなわち、図 1-2-48 において $P_p \cdot y_p = P_a \cdot y_a$ となるつり合い状態からつり合い深さを求める。

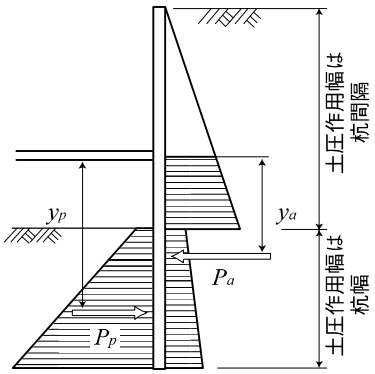
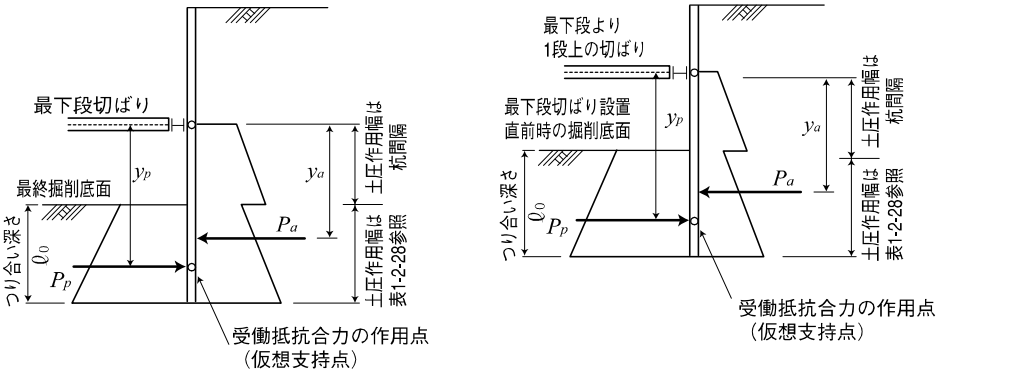


図 1-2-48　モーメントのつり合い

a.　親杭横矢板壁は、開水性の土留め壁であるため、側圧としての水圧は作用させなくてよい。つり合い深さは、図 1-2-49 に示す二つの状態について計算し、それぞれ、つり合いの深さの 1.2 倍以上を確保するものとする。



（a）掘削完了時の計算
（最下段切梁位置での計算）

（b）最下段切梁設置直前の計算
（最下段切梁より1段上の切梁位置での計算）

〔仮設工指針 2-9〕

図 1-2-49　つり合い深さの計算（親杭の場合）

b.　つり合い深さを求める際の土圧は慣用法による根入れ長の計算に用いる土圧を用いる。

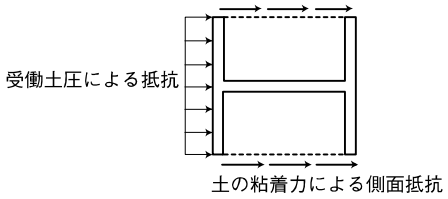
c.　親杭の根入れ部における主働・受働土圧の作用幅は表 1-2-31 に示す値とする。

表　1-2-31　親杭の根入れ部の土圧の作用幅

土　　質		土圧作用幅
砂質土	N値≦10	フランジ幅
	N値＞10	フランジ幅の２倍 ただし、杭間隔以下
粘　性　土		フランジ幅

〔仮設工指針 2-9〕

d.　粘性土では、図 1-2-50 に示すように親杭の側面抵抗としての土の粘着力を考慮してよい。ただし、親杭の施工において地盤が乱されると考えられる場合は、側面抵抗を無視するものとする。



〔仮設工指針 2-9〕

図 1-2-50　親杭の根入れ部の地盤抵抗

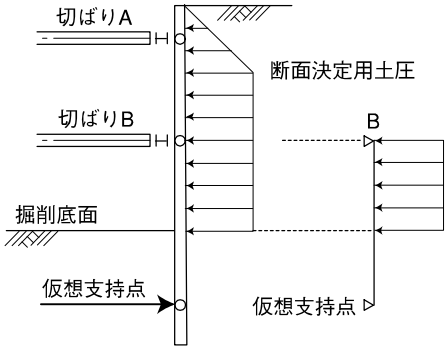
e.　掘削底面より上の土の単位体積重量は湿潤重量とする。掘削底面より下で地下水面以下では水中重量を用いる。

f.　地盤がよく、主働土圧が計算上あらわれないか、あらわれても小さい場合の最小根入れ長は 1.5m とする。

土留杭の根入れ長はこの安定計算か、許容鉛直支持力の計算のいずれか大きい方できめる。

②　土留杭の断面計算

杭の断面は、土圧による曲げに対して設計される。しかし、曲げに対する断面計算と、土圧のバランスに対する安定計算とは、計算上直接の関係はないので断面計算上は応力に余裕があっても、ある程度の剛性のある杭断面を選ぶべきである。都市部においては一般に H-300×300 以上のものが用いられている。以下、断面計算は次のように行う。（図 1-2-51 参照）



〔仮設工指針 2-9〕

図 1-2-51　くいの断面計算

a.　スパンは、掘削完了時における最下段切梁、または最下段切梁設置直前における 1 段上の切梁と、それぞれの場合の仮想支持点間とする。この両方の場合について計算しなければならない。

b.　杭は、上の両支点で単純支持されているとする。

c.　仮想支持点は、杭の根入れ長決定のための安定計算でつり合い深さを求めた際の受働側（受働土圧と杭の側面抵抗）の合力の作用点とする。

d.　地盤が良く、親杭の根入れ長が短い場合の仮想支持点の最小位置は、掘削底面以下 75 ㎝とする。

e.　荷重は、腹起し・切梁と掘削面の間に断面決定用土圧を作用させる。

f.　腹起し間隔が特に大きいときは、腹起し間を単純スパンとし、断面決定用の土圧を作用させて応力度のチェックを行う。

g.　杭が覆工から鉛直荷重を受ける場合は､軸力と曲げモーメントを同時に受ける部材として設計する。

③　土留杭の間隔

土留杭の間隔は 1～2m程度が一般に用いられており、1.5mを標準とする。

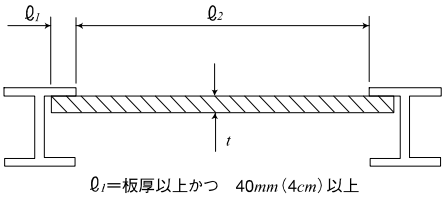
④　ボイリング及びヒービングの計算の省略

親杭横矢板土留工は地下水位が低いとき、またはポンプによる排水で十分と考えられるときに採用されるので砂質地盤におけるボイリングの計算は必要ない。また、ヒービングについても原則として行う必要はないが、粘性土で掘削深さが深いときは、本編 1-2-4 4) (4) ②の設計に準じて検討する。

(2)　土留板の設計

①　土留板は最終掘削深さでの断面決定用土圧に応じて計算された板厚を全断面に用い、その両端が板厚以上かつ 40 ㎜（4 ㎝）以上、親杭のフランジにかかる長さとする。（図 1-2-52）

②　土留板厚は曲げモーメントに対して次式から求め、せん断力に対しても満足しなければならない。ただし、最小板厚は３㎝とする。



〔仮設工指針 2-9〕

図 1-2-52　土留板寸法

$$t=\sqrt{\frac{6M}{b\sigma_a}}$$

ここに、　t　：土留板の板厚（㎜）

b　：土留板の深さ方向単位幅（1000 ㎜）

σ_a　：土留板の許容曲げ応力度（N/㎟）

M　：土留板の作用モーメント $\left(=\dfrac{W\ell_2{}^2}{8}\right)$（N・㎜）

ℓ_2　：土留板の計算スパンで親杭のフランジ間距離（㎜）

W　：断面決定用の土圧強度(N/㎟)

$$\tau=\frac{Q}{bt}\leqq\tau_a$$

ここに、　τ　：せん断応力度（N/㎟）

Q　：作用せん断力(= w ℓ_2 /2)（N）

t　：土留板の板厚（㎜）

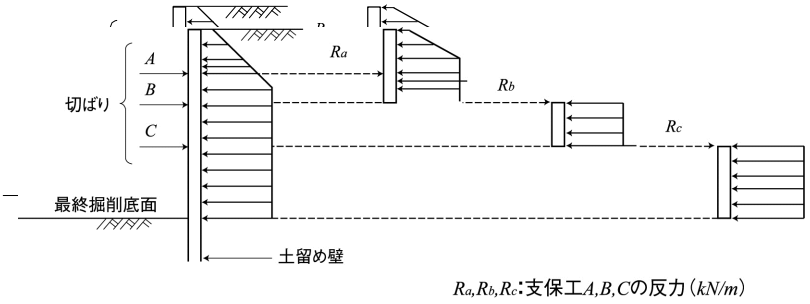
τ_a　：土留板の許容せん断応力度（N/㎟）

(3)　腹起し・切梁・中間杭の設計

①　腹起し、切梁及び火打ちに作用する土圧の計算

腹起し、切梁及び火打ちに作用する土圧は、最終掘削状態において断面決定用の土圧分布を用い、下方分担法により求める。

下方分担法は、下段の切梁が架設されても上段切梁に加わる力はあまり変化しないという測定例に基づいている。この方法で得られた図の面積が腹起しの単位長さ当たりに働く土圧である（図 1-2-53 参照）。



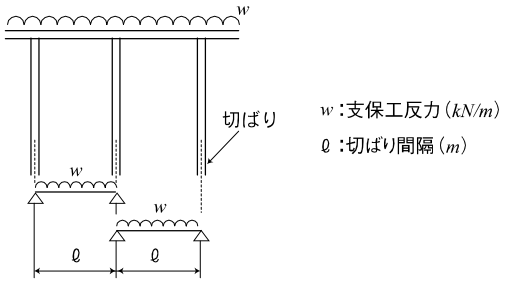
〔仮設工指針 2-10〕

図 1-2-53　腹起しに働く土圧

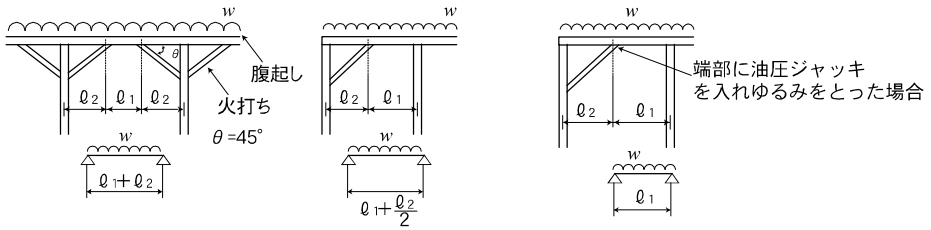
②　腹起しの設計

腹起しは、切梁材芯を支点とした単純梁として設計を行う。そのときの支間としては、火打ちを入れない場合には図 1-2-54(a)に示すように切梁設置間隔とし、火打ちを入れる場合には図 1-2-54(b)に示すように火打ちの形状や配置を考慮して設定する。

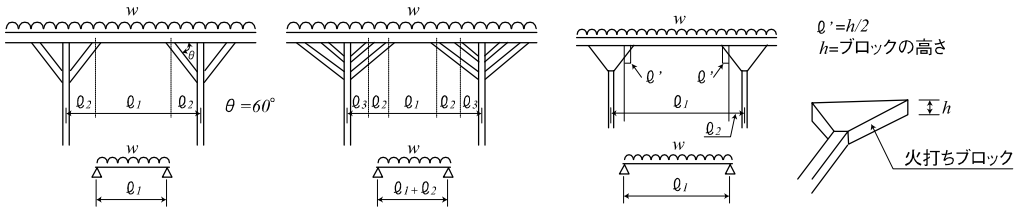
なお、火打ちブロックを用いる場合には、端部にブロック高さの梁材があるものとして火打ちと同様にこの材芯を支点としてもよい。



(a) 火打ちを入れない場合



① 45° 火打ちの場合



②30°・60° 火打ちの場合　　③ 二重火打ちの場合　　④ 火打ちブロックの場合

（b）火打ちを入れる場合

〔仮設工指針 2-10〕

図 1-2-54　腹起し設計時の計算支間

腹起しを設計する際の荷重の載荷方法は、鋼矢板や地中連続壁のように連続した壁体を用いる場合には、図 1-2-54(a)に示すように支保工反力を等分布荷重として載荷する。土留壁が親杭の場合、特に杭間隔が広い時には、図 1-2-55 に示すように単位長さ当たりの支保工反力に親杭間隔を乗じたものを集中荷重とし、荷重群を移動させて曲げモーメント及びせん断力が最大となるように載荷させることとする。

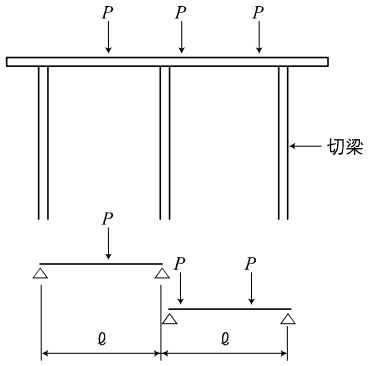
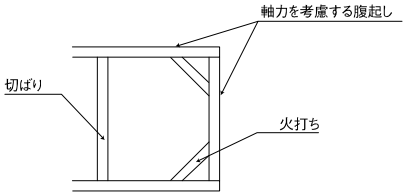


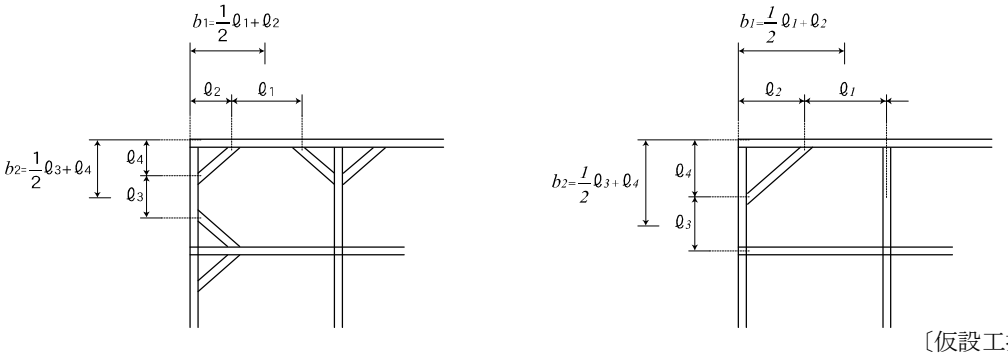
図 1-2-55　土留壁が親杭の場合の荷重の載荷方法

また、図 1-2-56 に示すような一方向切梁の妻部の腹起しや、端部の腹越しは、曲げと圧縮を受ける部材として設計しなければならない。このときの腹起しの軸力は、図 1-2-57 に示すように切梁や火打ちの配置を考慮して大きい方の分担幅で算出する。なお、この際には温度変化に伴う軸力増加を考慮する。



〔仮設工指針 2-10〕

図 1-2-56　軸力を考慮する腹起し



〔仮設工指針 2-10〕

図 1-2-57　軸力を考慮する腹起しの軸力分担幅

なお、腹起しの最小部材はH－300×300 とする。垂直間隔は３m程度とし、覆工受げたのある場合を除いて土留頭部から 1m以内に第１段目の腹起しを入れることを原則とする。また、腹起しの継手間隔は6m程度以上とし、多段切梁の場合は、上下段で並ばない千鳥配置とすることが望ましい。

③　切梁の設計

切梁は、軸力と曲げモーメントを同時に受ける部材として設計する。

ここで、軸力として作用する荷重は、土圧、水圧及び温度変化による荷重であり、曲げモーメントを発生させる荷重は、自重や切梁上に載荷される実荷重である。土圧及び水圧は、腹起し設計時の荷重から、図 1-2-58 に示すように着目切梁位置に親杭がくるように配置した切梁分担幅内の荷重の和として算出する。

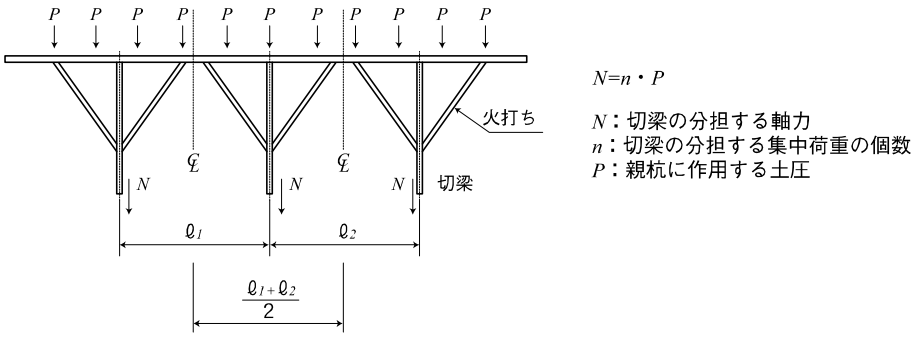


図 1-2-58　切梁に軸力として載荷される土水圧

曲げモーメントを計算する際の荷重は、切梁自重を含めた実荷重とし、鉛直方向座屈長をスパンとする単純ばりで計算する。ここで実荷重が不確定の場合には切梁自重を含め 5kN/m }程度以上考慮することとする。

なお、切梁はH－300×300 を最小部材とし、設置間隔は水平方向には５m以下を原則とする。

許容軸方向圧縮応力度の計算に用いる ℓ （有効座屈長）は、切梁相互、切梁と腹起し、あるいは切梁と中間杭との交点間距離をとるが、鉛直方向と水平方向で拘束条件が異なり、算出方向が異なる。詳細については、〔仮設構造物工指針 2-10-4〕を参照されたい。

④　中間杭の設計

中間杭は、切梁の座屈防止や覆工受げたからの荷重を支持することを目的として設置するものであり、一般に軸方向鉛直力に対して設計される。

中間杭に作用する鉛直荷重としては次のものを考慮する。

a.　路面荷重（衝撃を含む）

b.　路面覆工（覆工板、けた等）自重

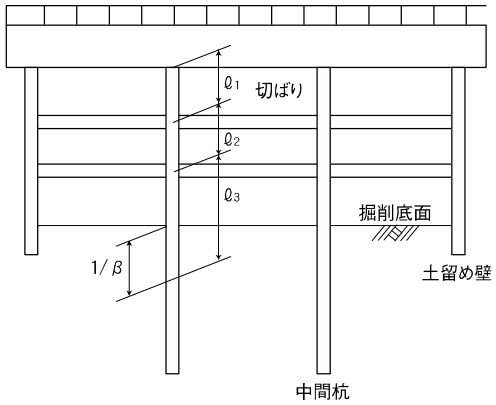
c.　埋設物自重（防護げたを含む）

d.　中間杭の自重、切梁の自重および座屈抑制荷重

切梁の強軸まわりの座屈の抑制によって生じる中間杭の軸方向力は、切梁に作用する全軸方向力の 2%としてよい。この場合、交差する両方向の切梁の座屈抑制荷重を同時に加算し、かつ、多段切梁の場合は各段の切梁について同時に考慮しなければならない。また、掘削底面地盤の盤ぶくれのおそれがある場合やリバウンドが予想される場合には､上方向に変位する場合も考慮して中間杭の根入れを増大させるなど、その影響を軽減させるための対策をとることが望ましい。

中間杭の許容鉛直支持力については本編 1-5 4) (5)による。なお、中間杭はH－300×300 以上の部材を用いる。

中間杭は土留め壁とは異なり掘削面以上において側面を拘束されていないことから、座屈を考慮しなければならない。許容軸方向圧縮応力度の算出に用いる ℓ/γ の ℓ は図 1-2-59 に示すように中間杭天端と切梁交点間 ℓ_1、切梁交点間 ℓ_2、切梁交点と掘削底面から $1/\beta$ までの間を ℓ_3 とし、γ は弱軸方向の断面２次半径を用いる。このとき、切梁と中間杭との交点は緊結されたものでなければならない。



〔仮設工指針 2-10〕

図 1-2-59　中間杭の計算支間

(4)　火打ちの設計

火打ちは、腹起しに作用する土圧による軸力のほか温度変化による軸力増加の影響や自重などによる曲げモーメントも考慮し、軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材として設計する。

①　腹起しから火打ちに作用する軸力は、親杭横矢板土留壁を用いる場合には次式により、温度の変化による軸力の変化は切梁に準拠して算出してよい。（図 1-2-60、図 1-2-61）

$N = R/\cos\theta$ （親杭を用いる場合）

ここに、　N　：火打ちに発生する軸力（kN）

R　：火打ちが負担する腹起しからの土圧（kN）

θ　：火打ちの設置角度(度)

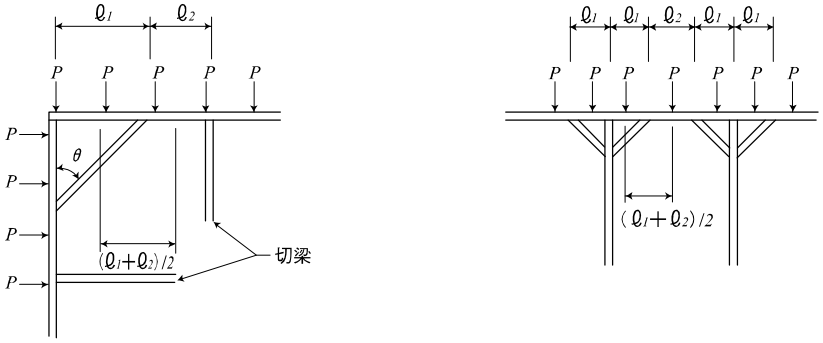
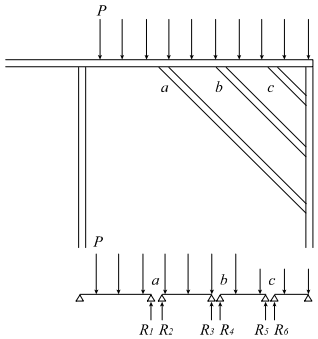


図 1-2-60　親杭の場合の火打ちの設計



火打ちa、b、cが負担する

腹起しからの荷重（KN）｛tf｝

$$R_a = R_1 + R_2$$
$$R_b = R_3 + R_4$$
$$R_c = R_5 + R_6$$

図 1-2-61　多重火打ちの場合

② 火打ちと腹起しや切梁との接合部は、せん断に対し十分抵抗できる構造とする必要がある。また、火打ちを切梁に取り付ける場合は、偏心荷重を生じないよう左右対称に取り付けなければならない。なお、隅火打ちは 45° で設置することを原則とする。

③ 火打ちが大規模で、スパンが長い場合には、両端固定の梁として火打ちの自重を等分布荷重とみなしてモーメントを求める。

4) 切梁式鋼矢板　〔仮設構造物工指針 2-9〕

(1) 鋼矢板の設計

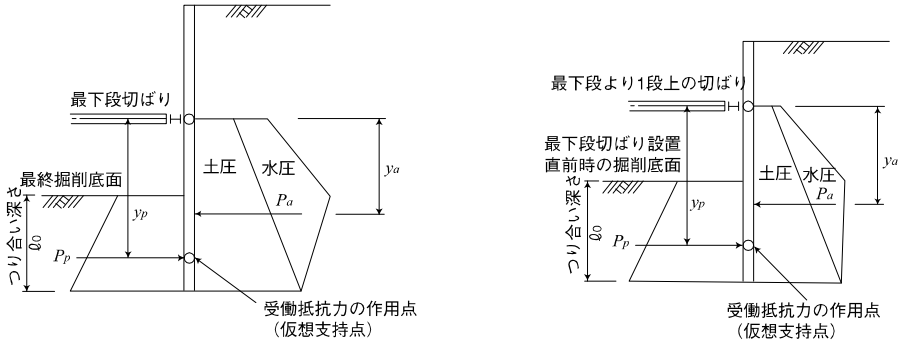
① 鋼矢板根入れ部の安定計算

根入れ長の設計は、基本的には土留めの場合と同様に行う。異なる点は鋼矢板の根入れ部が連続していること、一般に水圧がかかること、土留めの場合と異なる考えで鋼矢板根入れ長の最小値を決める必要があることの３点である。

以下鋼矢板根入れ部の計算は、次のように行う。

a. つり合い深さは、図 1-2-62 に示す 2 つの状態について計算し、大きい方のつり合い深さをとる。

b. 鋼矢板の根入れ長は、つり合いの深さの 1.2 倍とする。



(a) 掘削完了時の計算
(最下段切梁位置での計算)

(b) 最下段切梁設置直前の計算
(最下段切梁より 1 段上の切梁位置での計算)

〔仮設工指針 2-10〕

図 1-2-62　つり合い深さの計算（鋼矢板の場合）

c.　つり合い深さを求める際の土圧は、慣用法による根入れ長の計算に用いる土圧を用いる。

d.　水圧は、本編 1-2-2 2) (5) ③によるものとする。

e.　土の単位体積重量は、設計水位以上は湿潤重量を、設計水位以下は飽和重量から 9.0kN/m^3 をさしひいた重量を用いてよい。

f.　安定計算から決まる鋼矢板の根入れ長の最小値は３ｍとする。

g.　地盤が軟弱な場合、安定計算から決まる鋼矢板の根入れ長の最大値が掘削深さ（水中では設計水位から掘削底面までの深さ）の 1.8 倍程度を超える場合は支保工配置の見直しや地盤改良の実施等の対策をとる。

h.　鋼矢板の根入れ長は、モーメントのつり合いによって決まる鋼矢板の根入れ長と掘削底面の安定、本編 1-2-4 4) (4)によって決まる根入れ長のいずれか大きい方できめる。

②　鋼矢板の断面計算

鋼矢板の断面は、ここで行う断面計算か、次に述べる変位の計算によってきまる。鋼矢板の断面計算は、基本的には土留めの場合と同じである。

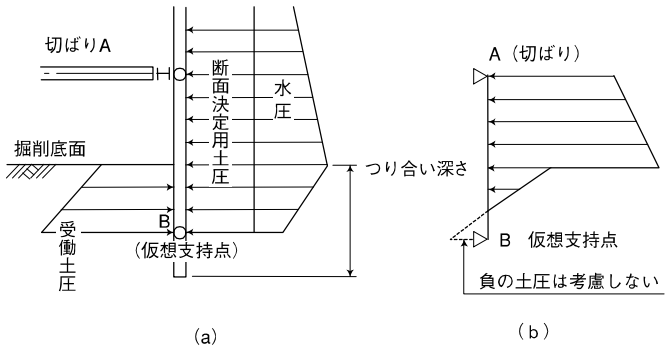
土留めと異なる点として、第１には、荷重として水圧が働くことである。第２には、鋼矢板根入れ部の土圧を無視できないことである。根入れ部に実際に働いている土圧は、主働側には掘削底面の上下に連続して断面決定土圧を考え、受働側には受働土圧を考える。第３の点は、鋼矢板は、一般には断面の曲げに対して設計されるので本要領では曲げと軸力を同時に考えないことである。ただし、軸力を受ける場合は別途検討する必要がある。

以下、鋼矢板断面の計算は次のように行う。

a.　スパンは、掘削完了時における最下段切梁、または最下段切梁配置直前の１段上の切梁と、それぞれの場合の仮想支持点の間とする。

b.　鋼矢板は、上の両支点で単純支持されているものとする。

c.　仮想支持点は、安定計算でつり合い深さを求めた際の受働土圧の作用位置とする。



〔仮設工指針 2-9〕

図 1-2-63　鋼矢板の断面計算

d.　地盤が良く、鋼矢板の根入れ長が小さい場合の仮想支持点の最小位置は、掘削底面以深 75 ㎝としてよい。また仮想支持点の最大深さは、掘削底面以深５ｍとする。

e.　荷重は図 1-2-63(a)のように、主働側には切梁と仮想支持点の間に、断面決定用土圧と水圧を作用させる。水圧はつり合い深さの先端でゼロとなり掘削底面に頂点を持つ三角形分布とする。受働側には仮想支持点まで慣用法に用いる土圧の受働土圧を作用させる。この結果、荷重は図 1-2-63(b)のようになるが、図の破線部分の負の土圧は考慮しない。

f.　腹起し間隔が特に大きいときは、腹起し間を単純梁とし、断面決定用土圧と水圧を作用させ鋼矢板の応力度を検討する。

g.　鋼矢板の断面応力度は次式により求める。

$$\sigma_s = \frac{M_{max}}{Z}$$

ここに、σ_s　：応力度（N/㎜²）（表 1-2-11 参照）

M_{max}　：最大曲げモーメント（N･㎝/m）

Z　：断面係数（㎜³/m）

③　鋼矢板中心線と構造物との距離

鋼矢板方式では、水圧が作用するので切梁の鉛直間隔が密となるのが普通である。このような場合にも腹起しを撤去できるようにするためには、鋼矢板と構造物面との間をある程度あけておく必要がある。鋼矢板中心線と構造物との間隔は、腹起しの他に型わくの取付撤去をも考えて腹起しにH-300 を用いた場合には図 1-2-64 のように 1mにする。

軟弱地盤などで掘削深さが大きく、鋼矢板の変形が大きくなる場合などはさらに間隔を大きくする必要がある。

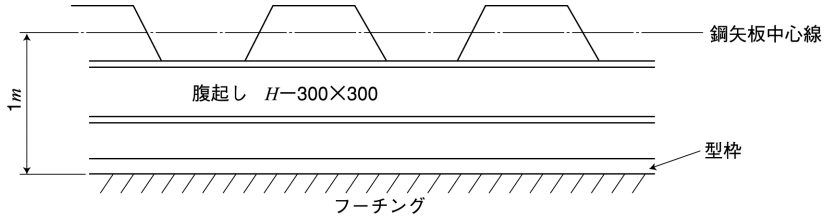


図 1-2-64　鋼矢板中心線と構造物側面との距離

④　鋼矢板変位の検討

鋼矢板の変位は、図 1-2-65 に示すように最上段切梁位置Ａを剛な支点として、仮想支持点深さの 1/2 点Ｂを弾性支点としてその間の単純梁として求める。

変位量は、単純梁としての最大たわみ δ_1 に、その最大たわみが生じる点における弾性支点の変位の影響 $\delta_2 = \delta'_2 \ell_2 / \ell_1$ を加えた変位量 $\delta = \delta_1 + \delta_2$ とする。変位量は以下の式で計算する（図 1-2-66 参照）。

$$\delta_1 = \frac{5w\ell^4}{384EI} \quad (\mathrm{m})$$

$$\delta_2 = \frac{\delta'_2}{2} = \frac{R}{2K} \quad (\mathrm{m})$$

ここに、　w：断面決定用の側圧に等しい面積の等分布荷重（kN/m）

E：土留壁のヤング係数（kN/m²）

I：土留壁の断面二次モーメント（m⁴）

R：Ｂ点における反力（$=\frac{1}{2} w \ell_1$）　(kN)}

K：Ｂ点のバネ定数（kN/m）

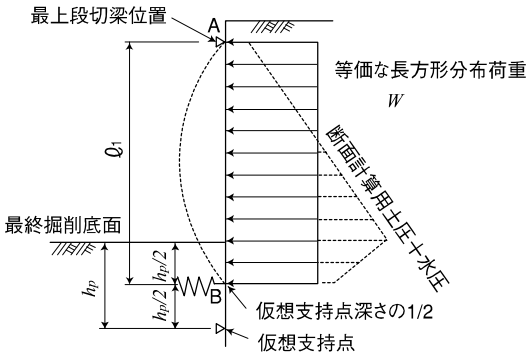


図 1-2-65　鋼矢板変位量の計算

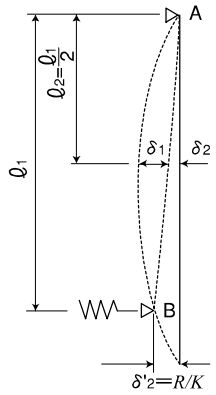


図 1-2-66　たわみ量の求め方

〔仮設工指針 2-9〕

荷重としては、断面決定用の土圧と水圧をスパン全長にわたり載荷する。ただし、台形状の荷重は、全載荷重Ｐをスパン ℓ_1 で除した P/ℓ_1 を荷重強度とする等価な長方形分布荷重としてもよい。この場合、$\ell_2=\ell_1/2$、$\delta_2=\delta'_2/2$ となる。

弾性支点を表すバネ定数Ｋ(kN/m)は、次式に示すように、最終掘削底面から仮想支持点までの区間における地盤の水平地盤反力係数 k_H値(kN/m³)に、その区間の鋼矢板側面積Ａ（図 1-2-65 において幅 100 ㎝×深さ h_P）を乗じた値とする。$K=k_HA$

ｋＨは、本編 1-2-2 3) (4)に示す式を参照して設定することが望ましいが、一般的には表 1-2-32 に示す値程度が用いられる。

表 1-2-32　水平地盤反力係数 ｋＨ　　(kN/m³)

地　盤　条　件		ｋＨ
沖　積　層	粘　性　土	5,000～20,000
	砂　質　土	15,000～30,000
洪　積　層	粘　性　土	20,000～40,000
	砂　質　土	40,000～60,000

〔仮設工指針 2-9〕

以上のようにして求めた鋼矢板の最大変位は、30 ㎝程度を目安とする。

最大変位量が 30 ㎝を超えた場合は、１段上位の剛性をもつ鋼矢板を使用するか、掘削に先立ち土留内に地盤改良を行い、受働抵抗の増加を図るなどの処置を考えるべきである。

ただし、重要構造物等が近接している場合は単に最大変位量だけではなく別途よく検討し、対策を講ずる必要がある。

また、鋼矢板の変位を抑えるため、プレロード工法を用いる場合には、弾塑性法等の解析を行うなど、別途検討する必要がある。

ここで示した内容は、あくまでも土留構造物の剛性をチェックするものであり、実際の変形形状や変位量を表すものではないので、変位量が必要な場合は弾塑性法等によって計算するものとする。

(2)　腹起し、切梁及び中間杭の設計

腹起し、切梁、中間杭の設計は、親杭横矢板土留工の場合とほとんど同様であるが、土圧の他に水圧が作用することが異なっている。この場合は鋼矢板断面の応力計算で行ったように、土圧及び水圧の分布は仮想支持点まで考える必要はなく、図 1-2-67 に示すとおり最終掘削底面までとする。

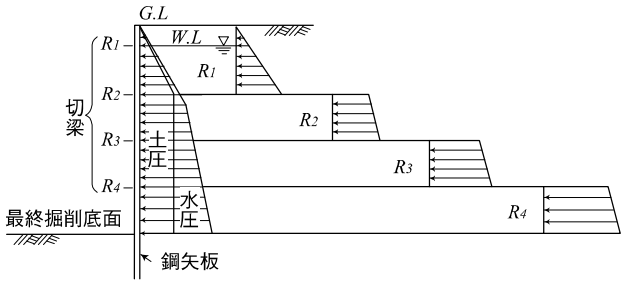


図 1-2-67　腹起し、切梁に働く側圧

切梁座屈防止用中間杭と鉛直荷重を受ける中間杭との兼用は原則としてしてはならないが、支持層まで打設されたものや根入れ長が十分であり沈下に対して安全である場合には、必要に応じて沈下防止板を設けるとか、中間杭の自重、切梁に綾構を付けたりして特別の配慮をすれば兼用してもよい。

① 中間杭に作用する荷重は、中間杭の自重、切梁自重及び路面覆工を設置している場合の覆工受げたからの荷重や、切梁工に作業床を設置している場合等の積載荷重、および切梁軸力による分力であるそれらの荷重はブラケットを介して中間杭に伝えられるため、中間杭は軸力と曲げ応力を受ける部材として扱う。

② 切梁に作用する軸力の基本的な考え方は、切梁式親杭横矢板土留工と同様であるが、鋼矢板の場合土留壁が連続するため、土圧及び水圧による軸力は図 1-2-68 に示すとおりとなる。

なお、切梁軸力による分力は、切梁溝面外の座屈に対する支持荷重で切梁に作用する全軸力の 1/50 とされている。また、切梁支柱は作用する軸力に対しての支持力に対する検討が必要である。

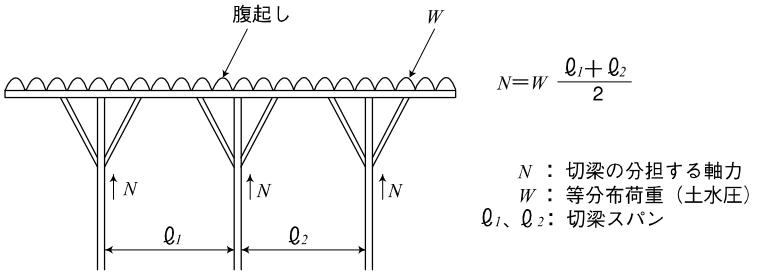


図 1-2-68　切梁に軸力として載荷される土水圧(土留壁が連続した壁体の場合)

a. 応力算定

$N = N_1 + N_2 + N_3$（支柱の軸力）

$Nt = N_1 - N_2 - N_3$（支柱の引抜き力）

$M = (n_1 + n_2)\, e$（支柱のモーメント）

ここに、N　：中間杭に働く軸力(kN)

N_1　：切梁軸力による分力　$= \sum_{x=1}^{n} \frac{1}{50}(S_x + S_Y)$　(kN)

S_X、S_Y　：切梁軸力による分力(kN)

n　：切梁段数

N_2　：切梁自重＋積載荷重　$= \sum_{x=1}^{n} (\ell_x w_x + \ell_y w_y)$　(kN)

ℓ_x、ℓ_y　：支柱間隔（m）（図 1-2-69 参照）

w_x、w_y ：切梁自重＋積載荷重

特別な載荷を除き $w_x = w_y = 0.5$ （kN/m）

N_3 ：支柱自重（kN）

N_t ：引抜き力（kN）

M ：曲げモーメント（kN･m）

最下段切梁と根切り底との間が最も不利になる事が多い

n_1 ：最下段切梁軸力による分力（kN）

n_2 ：最下段切梁自重＋積載重量（kN）

e ：切梁と支柱との離れ（m）

b. 断面検討

曲げ応力度 σ_b（kN /m²）

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} < f_b$$

圧縮応力度 σ_c（kN /m²）

$$\sigma_c = \frac{N}{A} < f_c$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} + \frac{\sigma_c}{f_c} \leqq 1.0$$

ここに、 Z ：断面係数（m³）

A ：断面積（m²）

f_b ：許容曲げ応力度（kN/m²）

f_c ：許容圧縮応力度（kN /m²）

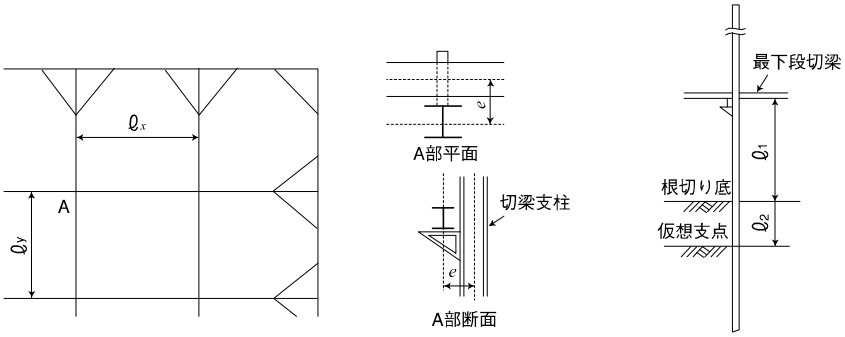


図 1-2-69 切梁支柱の荷重分担幅

なお、軸方向圧縮と曲げモーメントを同時に受ける部材は、応力度の照査のほか、安定に対する検討が必要である。詳細は、本編 1-2-2 5) (1) ②の軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材を参照されたい。

圧縮応力度 σ_c 算定に際しての座屈長さは ℓ_k は、下記による。

$$\ell_k = \ell_1 + \ell_2 (m)$$

$$\ell_2 = \frac{1}{\beta} (m)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \ (m^{-1})$$

ここに、 ℓ_1、ℓ_2 ：図 1-2-69 による。

k_H ：土の水平方向地盤反力係数（kN/m³）

D ：中間杭の幅(m)

E ：中間杭のヤング係数（kN/m³）

I ：中間杭の断面二次モーメント（m⁴）

c. 支持力の検討

支持力の検討は、路面覆工等で親杭及び中間杭等に活荷重による大きな軸力が働く場合に行う。その場合、杭に作用する軸力が杭先端地盤の許容支持力以下であることをチェックする。

なお、支持力の検討についての詳細は、本編 1-5 4) (5)を参照されたい。

(3) 火打ちの設計

火打ちは、腹起しに作用する土圧や水圧による軸力のほか温度変化による軸力増加の影響や自重などによる曲げモーメントも考慮し、軸力と曲げモーメントを同時に受ける部材として設計する。

腹起しから、火打ちに作用する軸力は、土留壁が連続した壁体の場合には次式により、温度変化は切梁に準拠して算出する。（図 1-2-70、図 1-2-71 参照）

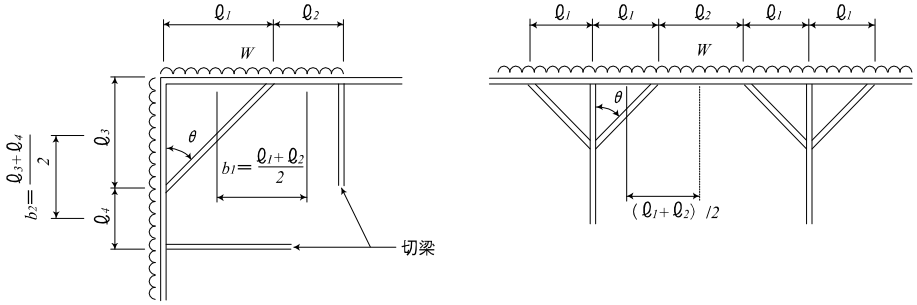
$$N = \frac{\ell_1 + \ell_2}{2} w / \cos\theta$$ （土留壁が連続した壁体の場合）

ここに、 N ：火打ちに発生する軸力（kN）

ℓ_1、ℓ_2 ：腹起しの支間（m）

w ：腹起しの単位長さ当たりに作用する土水圧(kN/m)

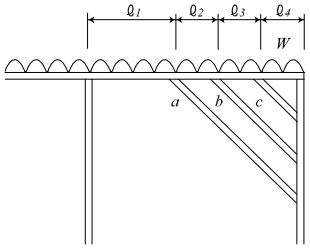
θ ：火打ちの設置角度(度)



〔仮設工指針 2-10〕

b 1、b 2のうち大きい方を用いる

図 1-2-70 土留壁が連続した壁体の場合の火打ちの計算



$$R_a = \frac{\ell_1 + \ell_2}{2} W \qquad R_b = \frac{\ell_2 + \ell_3}{2} W \qquad R_c = \frac{\ell_3 + \ell_4}{2} W$$

W　　：支保工反力(kN/m)

R_a、R_b、R_c：火打ち a､b､c が負担する腹起しからの荷重(kN/m)

〔仮設工指針 2-10〕

図 1-2-71　多重火打ちの場合(連続壁)

(4)　掘削底面の安定　　〔仮設構造物工指針 2-9-3〕

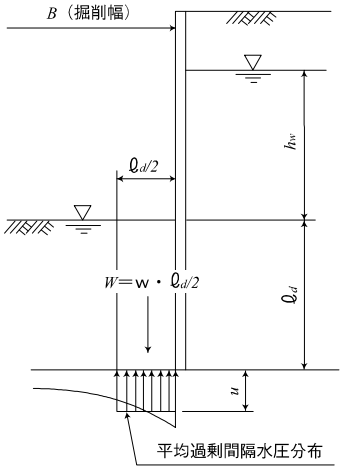
①　ボイリング及びパイピングの検討

砂質土地盤のように、透水性の大きい地盤で、遮水性の土留壁を用いて掘削する場合、掘削の進行に伴って、土留壁背面側と掘削面側の水位差が徐々に大きくなる。この水位差のため、掘削面側の地盤内に上向きの浸透流が生じ、この浸透圧が、掘削面側地盤の有効重量を超えるようになると、砂の粒子が湧きたつ状態となる。このような状態をボイリングという。ボイリングが発生すると、掘削面側の抵抗が減じるため、掘削底面の安定が失われ、最悪の場合、土留の崩壊といったことも考えられる。従って、地下水位の高い砂質土地盤を掘削する場合、ボイリング発生の可能性を検討し、安定を確保しなければならない。

ボイリングの検討は、Terzaghi の方法が一般的である。Terzaghi の方法は、図 1-2-72 に示すように、土留壁の先端位置水位差の半分に相当する平均過剰間隙水圧が発生し、それに対して、掘削面側の根入れ長 1/2 に相当する崩壊幅分の土の有効重量が抵抗すると考える方法である。

Terzaghi の考え方を基本とし、土留の形状に関する補正係数を乗じて、ボイリングの安全率を求めることとする。

図 1-2-72 にボイリングの考え方を、次式にはボイリングの検討式を示す。



〔仮設工指針 2-9-3〕

図 1-2-72　ボイリングの考え方

$$F_s = \frac{W}{u}$$

ここに、　F_s ：ボイリングに対する安全率($F_s \geqq 1.2$)

W ：土の有効重量 （$= \gamma' \ell_d$）　(kN /m²)

u　：土留壁先端位置に作用する平均過剰間隙水圧（kN /m²）

ただし、$u \leqq \gamma_w h_w$

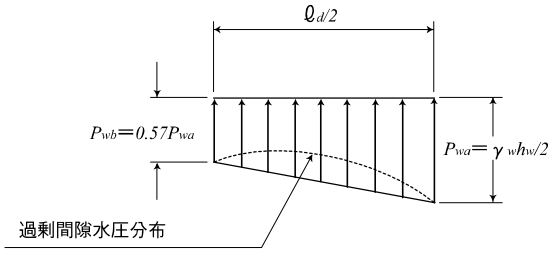
γ'　：土の水中単位体積重量（kN /m³）

ℓ_d　：土留壁の根入れ長（m）

γ_w　：水の単位体積重量（kN /m³）

h_w　：水位差（m）

土留壁先端位置での過剰間隙水圧を $p_{wa}(=\gamma_w h_w/2)$ とすると、崩壊幅 $\ell_d/2$ 位置での過剰間隙水圧 p_{wb} は、楕円浸透流理論から $p_{wb} \fallingdotseq 0.57 p_{wa}$ となるため、平均過剰間隙水圧は、図 1-2-73 に示すような台形分布で近似した場合、次式で表される。



〔仮設工指針 2-9-3〕

図 1-2-73　過剰間隙水圧分布

$$u = \lambda \frac{1.57 \gamma_w h_w}{4}$$

ここに、

λ：土留の形状に関する補正係数

a.　矩形形状土留の場合

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2$$

λ_1：掘削幅に関する補正係数

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7(B/\ell_d)^{-0.45}$$

ただし、$\lambda_1 < 1.5$ のときは、$\lambda_1 = 1.5$ とする。

λ_2：土留平面形状に関する補正係数

$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09\{(L/B) + 0.37\}^{-2}$$

L/Bは、土留平面形状の（長辺／短辺）とする。

b.　円形形状土留の場合

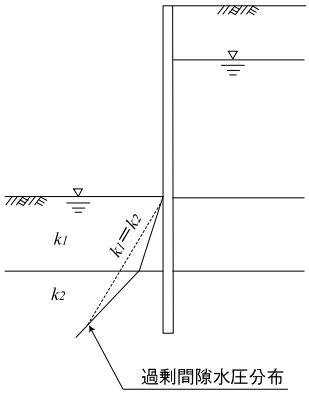
$$\lambda = -0.2 + 2.2(D + \ell_d)^{-0.2}$$

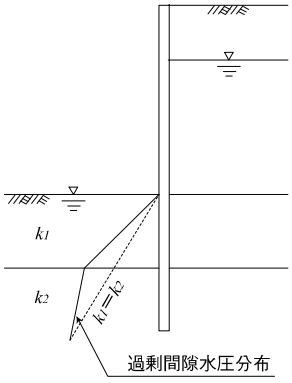
ただし、$\lambda < 1.6$ のときは、$\lambda = 1.6$ とする。

D は、円形形状土留の直径（m）

ここで、掘削形状に関する補正係数は、各種パラメータに対する有限要素法による浸透流解析の結果を整理して得られたものである。

また、土留壁の根入れ部に透水係数の異なる透水層が複数存在し、図 1-2-74(b)に示すように上層に透水係数の小さい層がある場合（$k_1 < k_2$）、上層下面位置での過剰間隙水圧が単層地盤の場合に比較して大きくなり、ボイリングに対して危険な状態となるため注意が必要である。





〔仮設工指針 2-9-3〕

（a）$K_1 > K_2$の場合　　（b）$K_1 < K_2$の場合

図 1-2-74　二層系地盤における過剰間隙水圧分布

パイピングは、ボイリング状態が局部的に発生し、それが土留壁近傍や中間杭周面のような土とコンクリート、あるいは剛材等の異質の接触面に沿って上方に進行し、パイプ状にボイリングが形成される現象である。パイピングに対する検討は、図 1-2-75 に示すように浸透路長と水位差の比を考慮した次式を用いる。

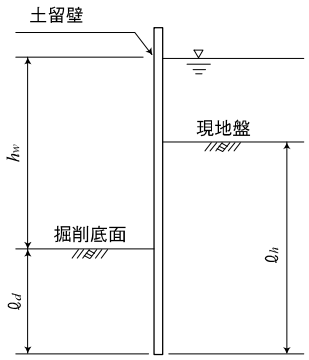
$$\ell_h + \ell_d \geqq 2h_w$$

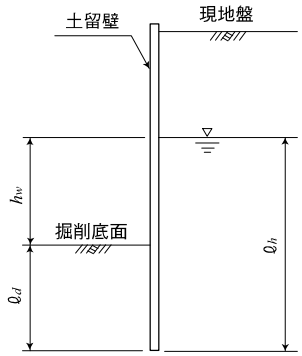
ここに、　ℓ_h　：背面側の浸透流路長（m）

ただし、背面地盤に礫層のような透水性の大きな地層がある場合は、ℓ_h から控除する。

ℓ_d　：掘削底面からの根入れ長（m）

h_w　：水面から掘削底面までの高さ（水位差）（m）





（a）水中掘削の場合　　（b）陸上掘削の場合

〔仮設工指針 2-9-3〕

図 1-2-75　パイピングの検討

② ヒービングの検討

ヒービングとは、掘削底面付近に軟らかい粘性土がある場合等で、土留背面の土の重量や土留に近接した地表面での上載荷重等により、掘削底面の隆起、土留壁のはらみ、周辺地盤の沈下が生じ最終時には土留工の崩壊が生じる現象である。そのため、含水比の高い粘性土地盤を掘削する場合には、ヒービングに対する安全性を検討しなければならない。

通常、掘削底面の安定を判定するのに、安定数 N_b が用いられるが、安定数 N_b が次式を満たすならば、ヒービングに対する検討を省略してもよい。

ヒービングが問題となるのは、主として、沖積粘性土地盤であり、含水比の高い粘性土が厚く堆積する場合である。安定数 N_b が 3.14 を超えると、塑性域が掘削底面の隅から発生し始め、N_b が 5.14 で底部破壊が生じるとされている。

$$N_b = \frac{\gamma \cdot H}{c} < 3.14$$

ここに、　N_b ：安定数

γ ：土の湿潤単位体積重量（kN /m³）

H ：掘削深さ(m)

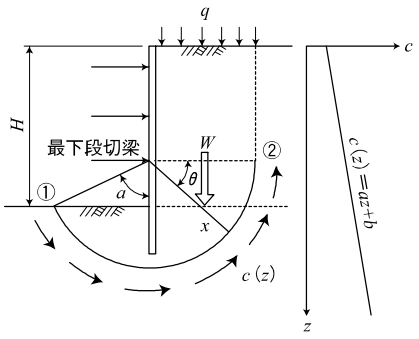
c ：掘削底面以下の地盤の粘着力（kN /m²）

なお、式の中の粘着力 c は、沖積粘性土地盤において、深度方向に増加する傾向にあるが、設計上の安全を考慮し掘削底面付近の粘着力とする。

N_b が 3.14 以上の場合は、次式を用いてヒービングの検討をするものとする。

ヒービングに対する検討は、図 1-2-76 に示すように、最下段切梁を中心とした任意の半径 x のすべり円を仮定し、奥行き方向単位幅当たりについて、①から②区間の土の粘着力による抵抗モーメント(M_r)と、背面側の掘削底面深さまで作用する土の重量と地表面での上載荷重による滑動モーメント(M_d)の関係として求めるものである。

掘削底面の安定を図るうえで、各掘削時から支保工設置時までの時間が重要である。架設手順が遅れた場合、地盤のクリープ特性によっても異なるが、土留壁の変形が進行し、塑性領域が拡大するため、切梁架設までの時間をできるだけ短くするように、施工計画を考えることが重要である。



〔仮設工指針 2-9-3〕

図 1-2-76　ヒービングの検討

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{x\int_0^{\pi/2+\alpha} c(\mathrm{Z})\ xd\theta}{W\ \frac{x}{2}} \quad (\text{ただし}\quad \alpha < \frac{\pi}{2})$$

ここに、　$c(Z)$ ：深さの関数で表した土の粘着力（kN /m²）

正規圧密状態にある沖積粘性土の場合、粘着力の増加係数は、a =2 kN /m² としてよいが、深度方向に求められた一軸圧縮強度等の土質試験値から求めるのが望ましい。

χ ：最下段切梁を中心としたすべり円の任意の半径（m）

（掘削幅を最大とする。）

W ：掘削底面に作用する背面側 χ 範囲の荷重（kN）

$W=\chi$ （$\gamma H+ q$）

q ：地表面での上載荷重（kN /m²）

γ ：土の湿潤単位体積重量（kN /m³）

H ：掘削深さ（m）

F_s ：安全率($F_s \geqq 1.2$)

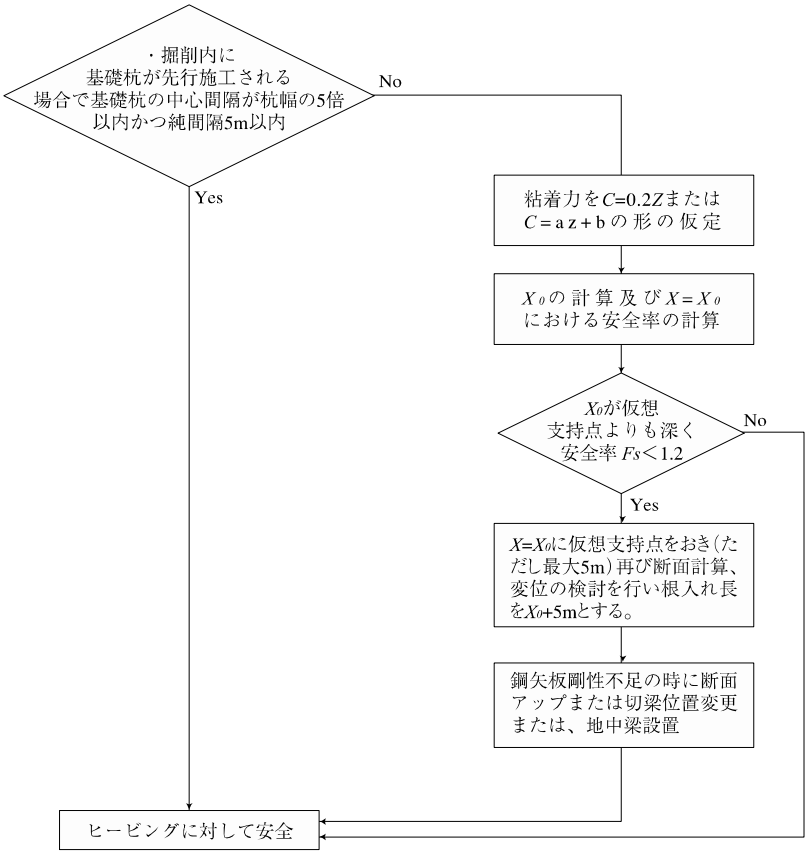
掘削底面下かなりの深さまで粘着力が一定と考えられる場合には、土の粘着力をｃとして上式は、次式となる。

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{x\left(\frac{\pi}{2}+\alpha\right)xc}{(\gamma H + q)x\frac{x}{2}} = \frac{(\pi + 2\alpha)c}{\gamma H + q}$$

ヒービング防止対策としては、土留壁の根入れと剛性を増す方法や、掘削面側の地盤改良等がある。

土留壁の根入れ長を増やしてヒービングを防止する方法は、多くの事例があるが、軟弱な沖積粘性土が厚く堆積している場合、土留壁の剛性のみではヒービングに抵抗できず、地盤改良が必要となる場合も多い。

ヒービング計算の手順は、図 1-2-77 に示すとおりである。



〔仮設工指針 2-9-3〕

図 1-2-77 ヒ ー ビ ン グ 計 算 の 手 順

③　盤ぶくれの検討

盤ぶくれとは、掘削底面以深に難透水層が存在し、さらにその下に被圧帯水層がある場合で、その被圧水層より上方の地盤の抵抗力より大きいときに掘削底面が浮上がり、最終的には難透水層が破られボイリング状態の破壊に至る現象である。そのため、掘削底面下に、粘性土地盤や細粒分の多い細砂層のような不透水層があり、その不透水層の下に、被圧帯水層が存在する場合、盤ぶくれに対する安全性を検討する必要がある。

現行の指針等では、盤ぶくれに対する検討方法や安全率の評価に多少差異がみられるが、被圧水圧と土かぶり圧との比で評価する荷重バランス法で検討している場合が多く、荷重バランス法を基本とした(図1-2-78 参照)。

$$F_s = \frac{W}{u} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{\gamma_w h_w}$$

ここに、　F_s ：盤ぶくれに対する安全率（$F_s \geqq 1.1$）

W ：土かぶり荷重（kN /m²)

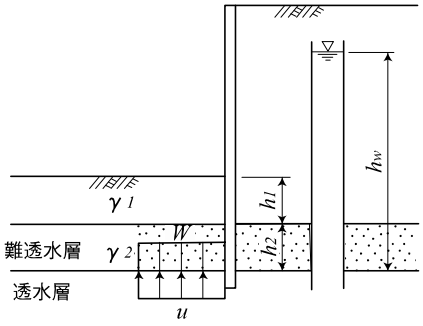
u ：被圧水圧（kN /m²)

γ_1 、γ_2 ：土の湿潤単位体積重量（kN /m³)

h_1 、h_2 ：地層の厚さ（m）

γ_w ：水の単位体積重量（kN /m³)

h_w ：被圧水頭（m）



〔仮設工指針 2-9-3〕

図 1-2-78　盤ぶくれに対する検討

盤ぶくれに対する安全率の評価については明確なものがないが、間隙水圧の値や土の単位体積重量等の設計定数の決定にあたって、十分な調査を行っていることを前提として$F_s \geqq 1.1$ とした。

盤ぶくれ防止対策には、遮水性の土留壁を用いて被圧帯水層を遮断する方法、ディープウェルにより被圧水頭を低下させる方法、掘削側の底部地盤を改良して難透水層を造り、土かぶり荷重を増加させる方法などの工法が一般的に採用されているが、現状の状況を的確に判断して、最適な工法を選定しなければならない。

5) アースアンカーの設計

切梁式(親杭横矢板または鋼矢板)土留工において切梁の代わりにアンカーで腹起し反力を受けるもので、アンカーを除く土留壁、腹起し等は切梁式と同様に設計する。

(1) アンカー式土留に作用する側圧

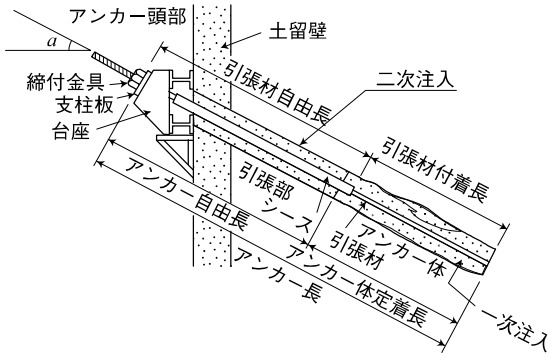
本編 1-2-2 2) (5) ②に示す断面決定用土圧を用いてもよい。また地下水圧は別途考慮する。

(2) 仮設アンカーの構成及び防食方法

アンカーは、引張り力を地盤に伝達するためのシステムで、グラウトによって造成されるアンカー体、引張り部、アンカー頭部によって構成される（図 1-2-79 参照）。

① 仮設アンカーの使用期間は一般的に短く、使用期間２年未満の仮設アンカーの場合は、簡易な防食方法によることができるが、使用期間が２年以上の仮設アンカーは二重防食とする必要がある。

② セメント系グラウトの被りが 10mm 以上あれば一定の防食機能をもつと考えられるので使用期間の短いアンカーで厳しい防食環境にならない場合には、これを簡易な防食方法と考えてよい。



〔仮設工指針 2-10-7〕

図 1-2-79 仮設アンカーの一例

(3) アンカーの配置

① アンカー配置上の原則

アンカーの間隔及び長さは、アンカーで固定される構造物の周辺地盤を含めた全体的な安定を考慮して決定する。

図 1-2-80 に示すように、アースアンカーと土留め根入れ部分の仮想支持点との間の深いすべり面の安定の検討方法として最も一般的に行われているのはE.Kranz（クランツ）の簡易計算法である。

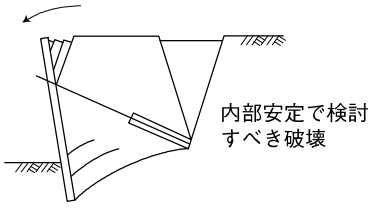


図 1-2-80 深いすべり面における破壊

クランツの方法は図 1-2-81(a)に示すように、アンカー体の中央点と土留めの仮想支持点を結んだ直線を深いすべり線と仮定し、同図の斜線を付した部分に作用する力のつり合いから、その水平分力と設計アンカー力の水平分力の比を安全率とするものである。

限界抵抗力の水平成分（$_{\max}\ R_h$）は、図 1-2-81(b)に示される力のつり合いから次式で求めることができる。（砂地盤の場合ｃ＝０として）

$$E_{rh} = \left[W - \left(E_{ah} - E_{1h}\right)\tan\delta\right]\tan(\phi - \theta)$$

$$_{\max}\ R_h = \frac{E_{ah} - E_{1h} + E_{rh}}{1 + \tan\alpha \cdot \tan(\phi - \theta)}$$

ここに、　W　：深いすべり線にかかる土塊の重量（kN/m）

E_a　：土留めの上端から仮想支持点までの主働土圧合力（kN/m）

P_b　：仮想アンカー定着壁にかかる主働土圧合力（kN/m）

ϕ　：土の内部摩擦角（度）

δ　：壁と土との摩擦角（度）

θ　：深いすべり線の傾斜角（度）

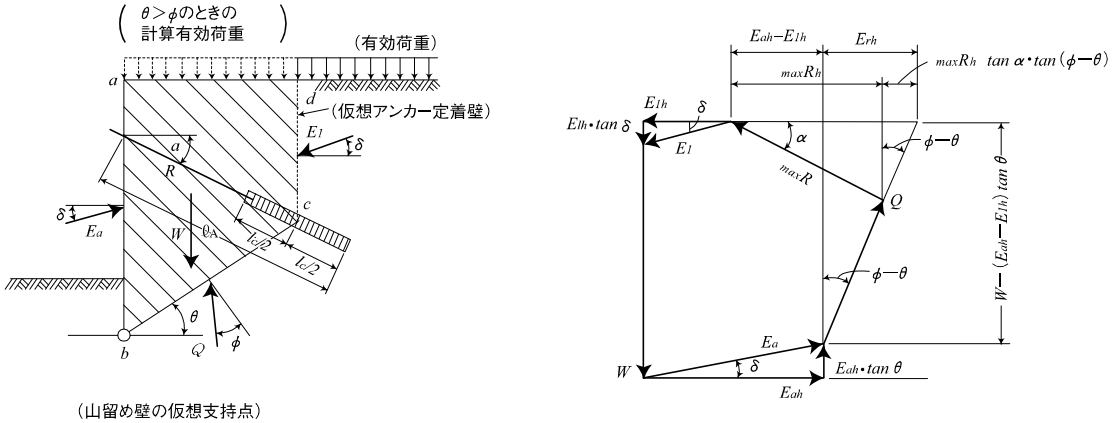
α　：アンカー傾斜角（度）

安全率は$_{\max}\ R_h$と設計アンカー力の水平分力との比で表し、一般に安全率として 1.2～1.5 以上確保するようにしている。

$$F_s = \frac{_{\max} R_h}{E_{ah}}$$

ここに、　F_s　：安全率

E_{ah}　：設計アンカー力の水平分力（kN/m）



（a）地中各応力　　（b）力の多角形

〔アンカー設計基準 付図 A〕

図 1-2-81　貫入アンカーの深いすべり線における安定(クランツの簡易計算法)

上記は、アンカーが１段配置の場合についてであるが、アンカーが複数段配置された場合もこれに準じて計算するものとする。

② 近接構造物への影響

アンカーの配置は、近接構造物への影響を考慮して決定する。

除去アンカーは、打設されたアンカーが将来他の地下工事の障害とならないようにアンカー体またはテンドン（引張力を伝達する部材、通常、ＰＣの鋼線より線、ＰＣ鋼棒が用いられる）を除去する工法である。

アンカーの除去方法としては、次のような工法がある。

a. アンカー体を引き抜く方式

b. 被覆テンドンを除去し耐荷体を残置する方式

c. アンカー体を破壊しテンドンを引き抜く方式

ただし、地盤条件や施工法によっては、計画どおり除去できなかった事例もあるため採用にあたっては諸条件を十分検討する必要がある。

③ アンカー傾角

アンカー傾角αは、原則として、10° ≦α≦45° とする。

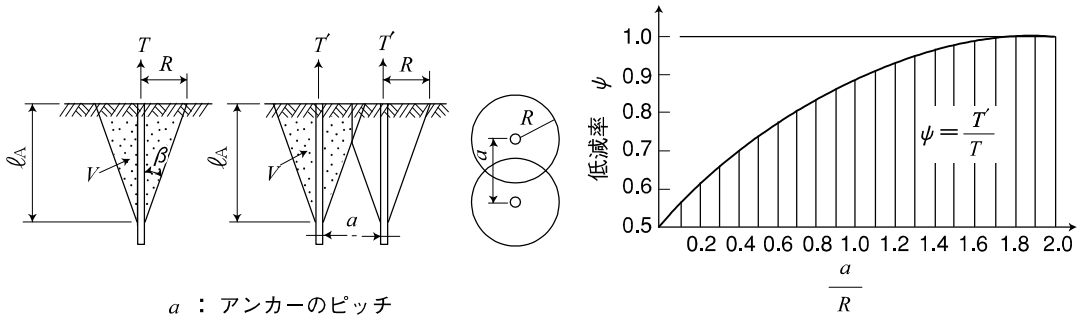
④ アンカー体の設置間隔

アンカー段数は、アンカー１本の引抜き抵抗力、土留め壁の応力・変形、腹起しの強度、施工性等を考慮し決定する。また、アンカー間隔は一般に 1.5m～４mとする。アンカー間隔がアンカー長に比べて狭い場合は、いわゆるグループ効果によりアンカー１本当たりの引抜き力が減少するので注意する。極限引抜き力は、アンカー型式（引張り型、圧縮型）、間隔、アンカー長、アンカー径、地盤条件によって異なる。

影響円錐の角度（β）は、地盤工学会基準等を参考にすると以下のとおりである。

軟岩、風化岩	30°
硬岩	45°
粘性土	45°
砂質土	30°

グループ効果を考慮したアンカーの設計には、現在、決まったものがないが、単純アンカーの極限引抜き力をＴとした時、グループ効果により低減したアンカーＴ′はＴ′＝φＴとして、図 1-2-82 から求める方法もある。



a ： アンカーのピッチ
R ： 影響円錐の半径（アンカー長とβにより求める）
ℓ_A ： アンカー長

〔アンカー設計基準 6.2〕

図 1-2-82 グループ効果を考慮したアンカー力の低減率(アンカーが鉛直の場合)

⑤　設計アンカー力の算定

アンカー力は(1)で決定した側圧から下方分担法で求めた単位長さ当たりの側圧と仮定したアンカー配置から次式で算定する。

$$T_d = \frac{R \cdot S}{\cos\alpha \cdot \cos\theta}$$

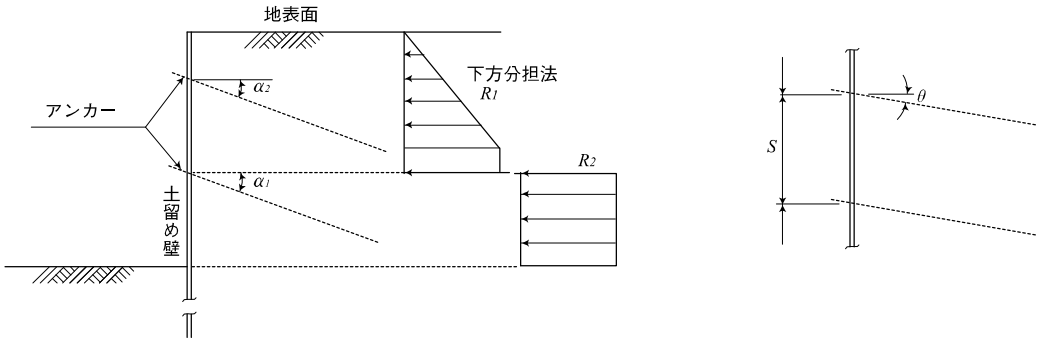
ここに、　T_d　：設計アンカー力（kN /本）

R　：単位長さ当たりの支保工反力（kN /m）

S　：アンカー間隔(m)

α　：アンカー傾角(度)

θ　：アンカー水平角（アンカーが設置方向の鉛直面と土留めと直角な鉛直角とのなす角）(度)ただし、原則として$\theta = 0°$とすることが望ましい。



（ａ）　　（ｂ）

図 1-2-83　アンカー力の算定

(4)　アンカーの長さ

①　定着層

定着部の最小土かぶりは、3m以上とすることが望ましい。

②　アンカー自由長

アンカー自由長は、土留めから定着層までの長さ（図 1-2-84）以上とする必要があるとともに、主働すべり面からの長さ（図 1-2-85）以上とする必要がある。

原則として 4m以上とする。

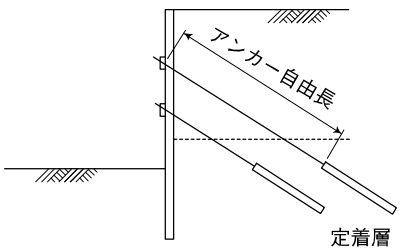


図 1-2-84　アンカー自由長(1)

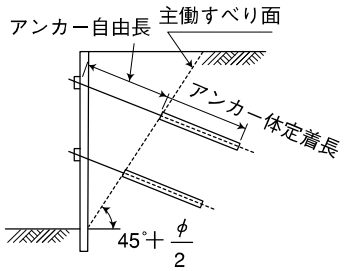


図 1-2-85　アンカー自由長(2)

〔仮設工指針 2-10-7〕

③ アンカー体定着長

アンカー体定着長は、原則として 3m以上、10m以下とする。

アンカー体と周面地盤との摩擦力により定着させる地盤アンカーの長さは、次式により算定する。

$$\ell_a = \ell_A - \ell_f = \frac{T_d F_s}{\pi D_a \tau}$$

ここに、 ℓ_a ：アンカー体定着長（m）

ℓ_A ：アンカー全長（m）

ℓ_f ：アンカー自由長（m）

T_d ：設計アンカー力（kN）

F_s ：安全率 1.5 とする（仮設構造物）

D_a ：アンカー体径（m）（一般にボーリング削孔径とする）

τ ：周面摩擦抵抗力（kN/m²）}

表 1-2-33 アンカー周面の摩擦抵抗（付着力）推定値 (kN/m²)

地盤の種類			摩擦抵抗
岩盤	硬岩		1500～2500
	軟岩		1000～1500
	風化岩		600～1000
	土丹		600～1200
砂レキ	N 値	10	100～200
		20	170～250
		30	250～350
		40	350～450
		50	450～700
砂	N値	10	100～140
		20	180～220
		30	230～270
		40	290～350
		50	300～400
粘性土			1.0C （Cは粘着力）

〔仮設工指針 2-10-7〕

(5) アンカー体

グラウトは、緊張時あるいは設計荷重作用時に、十分な強度を有する必要がある。グラウト及びＰＣ鋼材とグラウトの許容付着応力度は以下のよう求める。

① グラウトの強度

アンカー体に用いられるモルタル､セメントペーストの緊張時及び設計荷重作用時における圧縮強度は、仮設アンカーで 18N/㎜²以上とする。

しかし、アンカーにおけるグラウトの強度を直接確認することは困難であり、地盤の拘束条件、加圧条件、気温等の条件により発現強度が変化する。従って、アンカーグラウトの強度は現場養生した供試体の圧縮強度により確認する。

② ＰＣ鋼材とグラウトの許容付着応力度

アンカーテンドンとグラウトの付着力に関する研究は比較的少なく､また､実験データも乏しい。特に、ＰＣ鋼より線の場合は、表面積を求めることも困難である。

従来、付着強度の目安を立てるという意味から見かけの表面積、見かけの許容付着応力度の考え方を取り入れ、鉄筋コンクリートの付着強度の考え方に準じる方法が用いられてきている。

グラウトとアンカーテンドンとの付着から必要な引張材付着長(ℓ_{sa})は、次式により求めることができる。

$$\ell_{sa} = \frac{T_d}{U\tau_a}$$

ここに、 ℓ_{sa} ：引張材付着長（m）

T_d ：設計アンカー力（kN）

U ：テンドンの見掛けの周長(m)（PC 鋼線、鋼より線は標準径から、異形 PC 棒鋼は公称径から算出して良い）

τ_a ：許容付着応力度（N/㎜²） 表 1-2-30

表 1-2-34 許容付着応力度 (N/㎜²)

引張材の種類 ＼ グラウトの設計基準強度 σ_{28}	18	24	30	40 以上
ＰＣ鋼線 ＰＣ鋼棒 ＰＣ鋼より線 多重ＰＣより線	1.0	1.2	1.35	1.5
異形ＰＣ棒鋼	1.4	1.6	1.8	2.0

〔仮設工指針 2-10〕

(6) アンカー頭部

アンカー頭部の部材は、力学的に十分安定したものであることが重要であり、アンカー傾角に対して直角となるような形状とすることが必要である。

一般に用いられているアンカー頭部の例は、図 1-2-86 に示すとおりである。

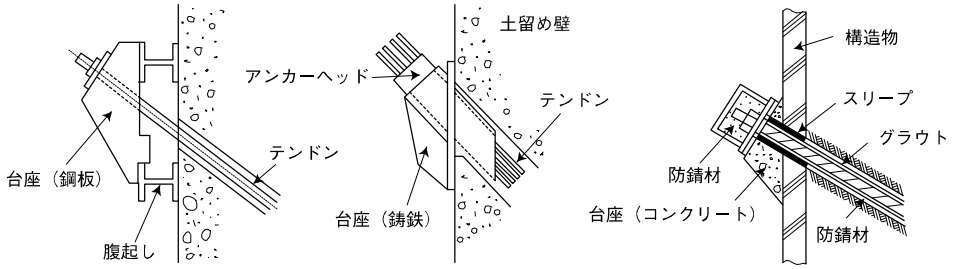


図 1-2-86　アンカー頭部形状の一例　　〔アンカー設計基準 6.4〕

(7)　アンカー力

①　設計アンカー力(T_d)は、許容アンカー力(T_a)を超えてはならない。

②　許容アンカー力(T_a)は、許容引張力(T_{as})と許容引抜き力(T_{ag})のいずれか小さい値とする。

a.　許容引張力(T_{as})

許容引張力(T_{as})は、テンドン極限荷重(T_{us})、テンドン降伏荷重(T_{ys})に対し表 1-2-35 のどちらか小さい値を用いる。

表 1-2-35　許　容　引　張　力

	テンドン極限荷重 (T_{us})に対して	テンドン降伏荷重 (T_{ys})に対して
仮　設　ア　ン　カ　ー	$0.65\,T_{us}$	$0.80\,T_{ys}$

〔アンカー設計基準 6.6〕

b.　許容引抜き力(T_{ag})

許容引抜き力(T_{ag})は、表 1-2-36 に示すとおりとする。

表 1-2-36　許　容　引　抜　き　力

	極限引抜き力(T_{ug})に対して
仮　設　ア　ン　カ　ー	T_{ug} ／1.5

〔アンカー設計基準 6.6〕

③　初期緊張力の導入

支保工としてのアンカーのバネ係数は、切梁のバネ係数と比較して小さいので初期緊張力を導入する。一般に初期緊張力は設計アンカー力の 50%～100%程度とすることが多い。

④　支保工として土留めアンカーを用いる場合には、土留めアンカーの軸力の鉛直分力が土留め壁に作用するため、土留め壁の断面設計及び支持力の計算において考慮しなければならない。

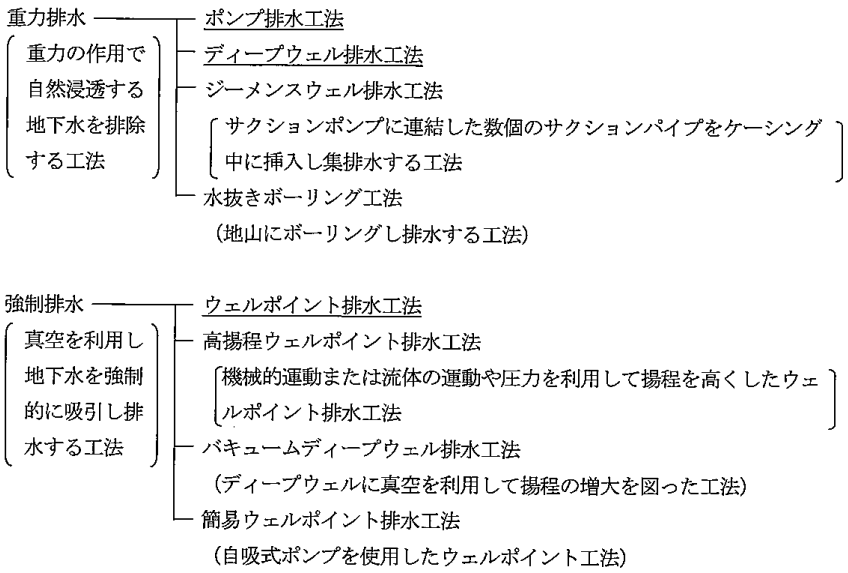
1-3 排水工

1-3-1 排水工の適用範囲

仮設工のうち橋台、橋脚、 水門、ひ門、護岸などの水中締切、地中締切の排水工事に適用するものとし、ダム工事などの大規模工事の排水工事には適用しない。

1-3-2 排水工法の分類

排水工法の代表的なものを分類すると次のようになる。本章では波線を引いた工法を対象とする。



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.1.2〕

図 1-3-1 水替工の種類

1-3-3　工法の選定

釜場排水工法を標準とするが、地質が微細砂等で地下水位が高く浸透水により掘削面の安定が保てず工事施工に支障をおよぼす恐れのある場合、または近隣に家屋等があり、危険と判断される場合等は鋼矢板締切およびウェルポイント工法の採用を検討する。また地質がレキ質土等で地下水位が高く透水量が多くポンプによる排水では不可能と判断される場合はディープウェル工法の採用を検討する。**なお、電力供給については、現場状況に応じ、商用電力と発動発電機について検討する。**

工法と透水係数の範囲の目安は表 1-3-1 の通りである。

表 1-3-1　工法と透水係数の範囲の目安

土　　質	透水係数	釜場排水	ディープウェル	ウェルポイント
砂利、砂の多い層	10^{-1} 以上	○	○	
粘土及びシルト性砂層	10^{-1} ～10^{-3}	△	△	○
砂質粘土層	10^{-3} ～10^{-5}	×	×	○
シルト質粘土層	10^{-5} ～10^{-7}			△

土粒子径と排水工法の適用範囲の目安は図 1-3-1 の通りである。

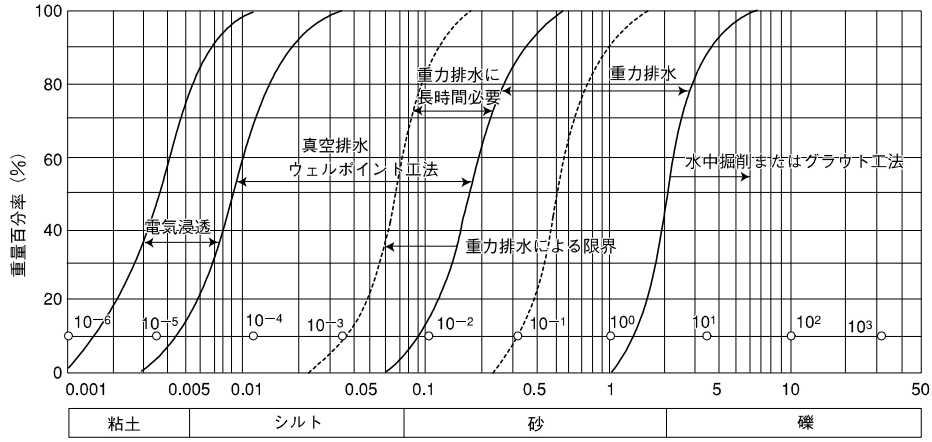


図 1-3-2　土粒子径と排水工法の適用範囲

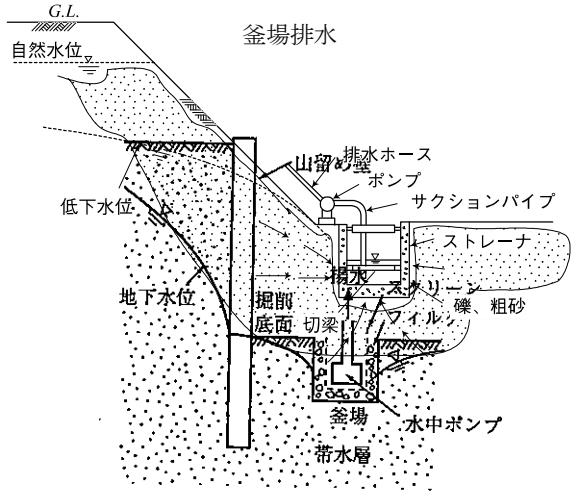


図 1-3-3　釜場排水工法

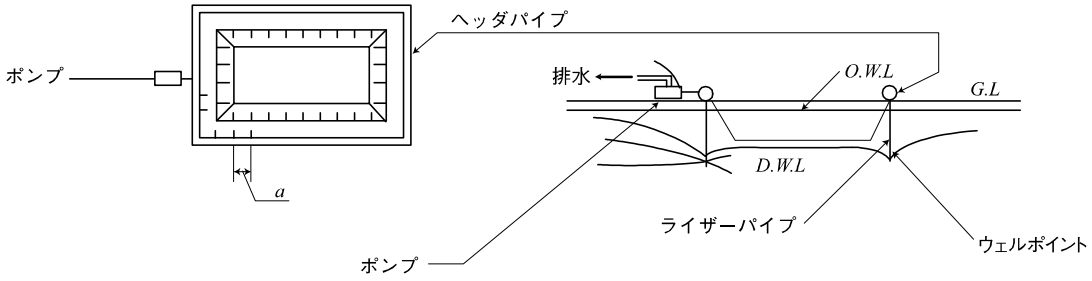


図 1-3-4　ウェルポイント工法

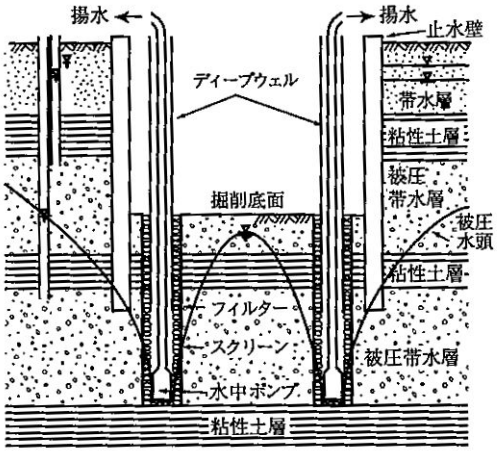


図 1-3-5　ディープウェル工法

1-3-4　釜場排水工法（ポンプ排水工法）

1)　ポンプの選定　〔仮設ガイドブック(Ⅱ)9.2〕

ポンプは経済性を勘案し、1 台当りの吐出量と必要な台数との関係から適切に行なう。

(1)　ポンプの選定

ポンプは、揚程及び口径から表 1-3-2 のポンプ口径と吐出量の関係を参考に選定する。

(2)　ポンプの台数

ポンプの台数は、排水量をポンプ効率を考慮した 1 台当たりの吐出量で除した数量とし、次式により算定する。

$$N = \frac{Q}{n \times q}$$

ここに、　N：ポンプ台数

Q：全揚水量（cm^3/sec）

q：ポンプ 1 台の吐出量（cm^3/sec）

n：ポンプ効率（一般に 0.7）

表 1-3-2　工事用水中ポンプ口径と吐出量の関係

周波数 / 仕様 口径 (㎜)	50Hz 最高揚程 m	最大吐出量 m³/min	全揚程 m	吐出量 m³/min	電動機出力 kW	周波数 / 仕様 口径 (㎜)	60Hz 最高揚程 m	最大吐出量 m³/min	全揚程 m	吐出量 m³/min	電動機出力 kW
50	15	0.32	8.6	0.2	0.75	50	16	0.32	8.6	0.2	0.75
50	20	0.42	15	0.2	1.5	50	21	0.42	15	0.2	1.5
50	24	0.53	20	0.2	2.2	50	26	0.5	20	0.2	2.2
80	26	0.83	18	0.5	3.7	80	28.3	0.8	18	0.5	3.7
80	34	0.9	26	0.5	5.5	80	37	0.86	26	0.5	5.5
100	20	2.0	15	1.0	5.5	100	20	2.0	15	1.0	5.5
150	20	2.8	10	2.0	7.5	150	22	3.2	10	2.0	7.5
150	25	3.8	15	2.0	11	150	27	3.7	15	2.0	11
200	18	5.2	10	4.0	11	200	18	5.0	10	4.0	11
200	34	5.2	20	4.0	22	200	35	5.2	20	4.0	22

＊ 吐出量：ポンプの呼び径により規定される基準吐出量
　全揚程：ポンプの基準吐出量における揚程

〔仮設ガイドブック(Ⅱ)9.2〕

2)　排水量の算定

(1)　透水係数の算定

①　**現場透水試験等のデータがない場合、図 1-3-6 に示す土の粒径加積曲線から判定する方法があるが、土の締まり具合、排水速度と水位低下などの影響も大きいので、過去の実績等を参考にして実状に即した値を選定するものとする。**

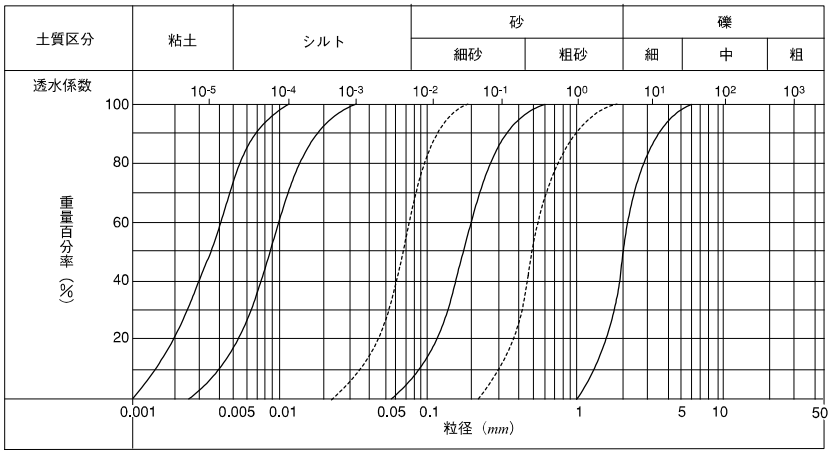


図 1-3-6　土の粒度と透水係数　（K）

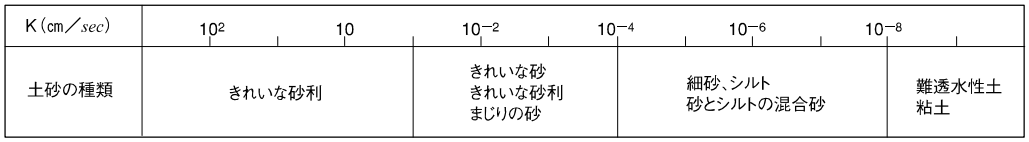


図 1-3-7　透水係数の概略値

② 土の粒度がわかっている場合は“K”の概略値は次式で推定してよい。

a. Terzaghi（テルツアギー）

$K=1.9D_{10}^2$ （$cm/\sec$) ----------粘土の場合

b. Hazen（ヘーズン） 〔土質試験の方法と解説 6編1章 1.3〕

$K=CD_{10}^2$ （$cm/\sec$) ----------砂の場合

D_{10}：有効径（㎝）

C（1/cm･s）：均等な粒度の砂で150、緩い細砂で120、よく締まった細砂で70くらいである。

c. Creager(クレーガー)によるD_{20}と透水係数 〔河川砂防（調）第17章2.7.3〕

D_{20}(mm)	k （cm/sec）	土質分類	D_{20}(mm)	k （cm/sec）	土質分類
0.005	3.00×10^{-6}	粗粒粘土	0.18	6.85×10^{-3}	微粒砂
0.01	1.05×10^{-5}	細粒シルト	0.20	3.90×10^{-3}	
0.02	4.00×10^{-5}	粗砂シルト	0.25	1.40×10^{-2}	
0.03	8.50×10^{-5}		0.3	2.20×10^{-2}	中粒砂
0.04	1.75×10^{-4}		0.35	3.20×10^{-2}	
0.05	2.80×10^{-4}		0.4	4.50×10^{-2}	
0.06	4.60×10^{-4}	極微粒砂	0.45	5.80×10^{-2}	
0.07	6.50×10^{-4}		0.5	7.50×10^{-2}	
0.08	9.00×10^{-4}		0.6	1.10×10^{-1}	粗粒砂
0.09	1.40×10^{-3}		0.7	1.6×10^{-1}	
0.10	1.75×10^{-3}		0.8	2.15×10^{-1}	
0.12	2.6×10^{-3}	微粒砂	0.9	2.8×10^{-1}	
0.14	3.8×10^{-3}		1.0	3.60×10^{-1}	
0.16	5.1×10^{-3}		2.0	1.80	砂 礫

(2) 仮締切の水替対象水位

過去 5 年間の水位資料から求めた施工期間中の平均値とする。

(3) 仮締切の水替対象延長

排水量は、川表と川裏よりの排水を考慮し、川表と川裏の水替対象延長は、図 1-3-6 のように考える。

① 川表側水替対象延長：$L = \ell_1 + (\ell_2 + \ell_3) \div 2$

② 川裏側水替対象延長：$L = \ell_4$

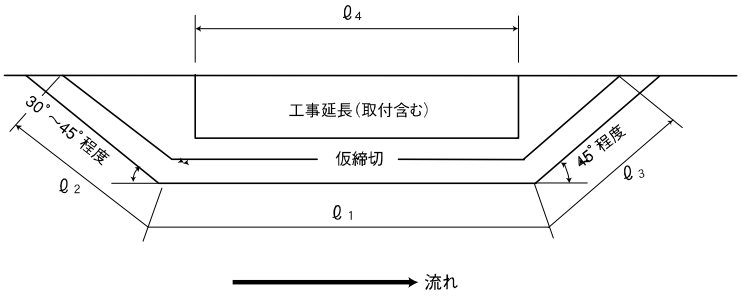
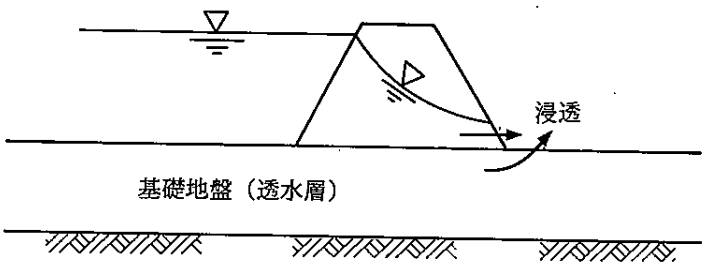


図 1-3-8 仮締切の水替対象延長

(4) 排水量の算定式

排水量の算定式は仮設ガイドブックによることを原則とするが、近傍での類似工事での実績がある場合は、それらを参考にして決定するものとする。なお、堤体の透水係数については、現場の状況に応じ、適切に設定する。

堤体の浸透流をモデル化したものは、堤体の浸透流量や堤体の基礎地盤の浸透流量を算出する場合等に用いられる。図 1-3-9 に概念図を示す。



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-9 堤体の浸透モデル概念図

① 土堤による締切りの場合

a. 堤体の浸透流量

堤体の基礎地盤が不透水層の場合は、以下の式によって浸透流量を概算する。

$$Q = \frac{4k \cdot H^2}{9L_1}$$

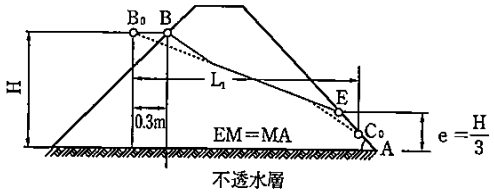
ここに、 Q ： 堤体単位長当たりの浸透流量(m3/sec・m)

k ： 透水係数(m/sec)

H ： 基礎地盤から水面までの高さ(m)

L_1 ： 湿潤線の水平距離(m)（図 1-3-10 参照）

湿潤線を求める方法として、A.Casagrande の方法がある。



B。：堤体の湿潤線を放物線とした時の湿潤線の上流側始点

C。：湿潤線の浸出点

〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-10 堤体の浸透モデル

b. 基礎地盤の浸透流量

堤体が不透過性堤体である場合は、以下の式によって浸透流量を概算する。

$$Q = \rho \cdot k \cdot H$$

$$\rho = \frac{d}{L_2 + 0.86d}$$

ここに、 Q ：堤体単位長当たりの浸透流量(m3/sec・m)

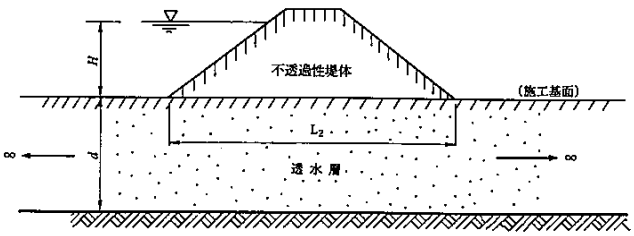
ρ ：堤体の断面形状に関する係数

k ：透水係数(m/sec)

H ：基礎地盤から水面までの高さ(m)

d ：透水層の厚さ(m)

L_2 ：堤体底敷幅(m)



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-11 基礎地盤の浸透モデル

c. 堤体と基礎の浸透流量

堤体にほぼ等しい透水係数をもつ基礎地盤がある場合には、以下の式によって浸透流量を概算する。

$$Q = \frac{4k \cdot H^2}{9L_1} + \frac{k_b \cdot H \cdot d}{L_1}$$

ここに、 Q ：堤体単位長当たりの浸透流量(m3/sec・m)

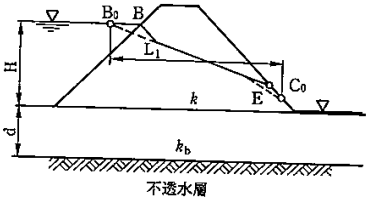
k ：堤体の透水係数(m/sec)

k_b ：基礎地盤の透水係数(m/sec)

H ：基礎地盤から水面までの高さ(m)

d ：透水層の厚さ(m)

L_1 ：湿潤線の水平距離(m)（図 1-3-12 参照）



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-12　堤体と基礎地盤の浸透モデル

② 二重矢板による締切りの場合

$$Q = \rho \cdot k_f \cdot H$$

$$\rho = \frac{d}{S + \sqrt{h_1 \cdot d} + \sqrt{h_2 \cdot d}}$$

ここに、 Q ：浸透流量(m3/sec・m)

k_f ：透水係数(m/sec)

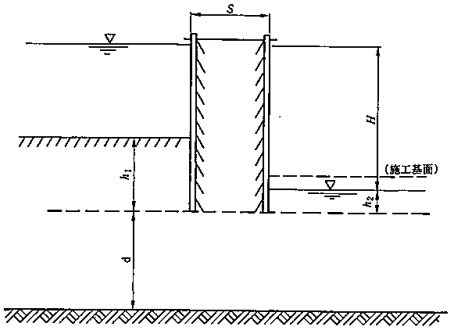
H ：二重矢板による締切りの内側と外側の水位差(m)

d ：矢板下端から不透水層までの長さ(m)

S ：二重矢板による締切り幅(m)

h_1 ：河床から締切の矢板の下端までの長さ(m)

h_2 ：二重矢板による締切りの内側の水位から矢板下端までの長さ(m)



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-13　二重矢板による締切りの浸透モデル

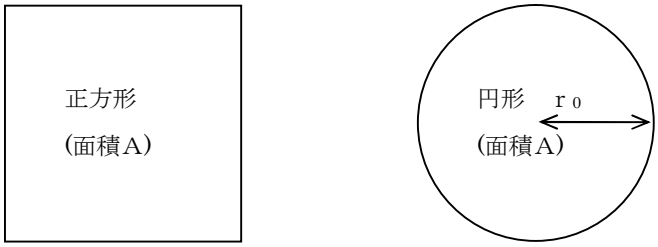
(5) 井戸の排水量　〔仮設ガイドブック（Ⅱ）9.2〕

① 仮想井戸半径 r_0

仮想井戸半径は、掘削場を１つの大きな井戸とみなした場合の井戸半径であり、掘削場の形状により２通りの算出方法で算出する。通常 a.の方法で行うが長辺と短辺の比が大きくなる場合 b.の方法で行う。

a. 想定した井戸形状が正方形や円形平面の場合

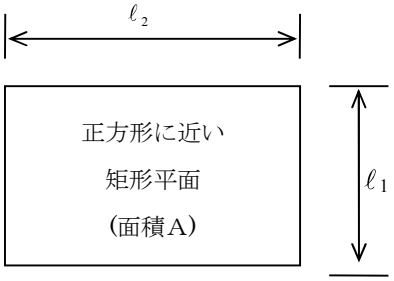
$$r_0 = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$



b. 正方形に近い矩形平面の場合

$$r_0 = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{\ell_1 \cdot \ell_2}{\pi}}$$

$$r_0 = \frac{2(\ell_1 + \ell_2)}{2\pi}$$



ここに、r_0　：仮想井戸半径（m）

ℓ_1, ℓ_2　：掘削場の短辺、長辺（m）

仮想井戸半径 r_0は上記の２式のうち大きい方を採用する。

② 影響半径　R

影響半径Rは、地下水位を低下させたときにその低下が影響する範囲のことで、多孔式揚水試験から求める方法と実験式等による推定の方法とがある。

a. 多孔式揚水試験による場合

多孔式揚水試験から得られた水位低下量を用いて影響半径を求める方法で、ティームの方法といわれる。

この方法は、片対数上の縦軸（普通目盛）に各観測井の水位低下量 s を横軸（対数目盛）に揚水井戸からの距離 r をプロットすると、図 1-3-14 に示す例のようなほぼ直線が描ける。この直線と横軸との切片が影響半径と推定できる。なお、直線から読み取った地下水位低下量の差から透水量係数及び透水係数を求めることもできる。

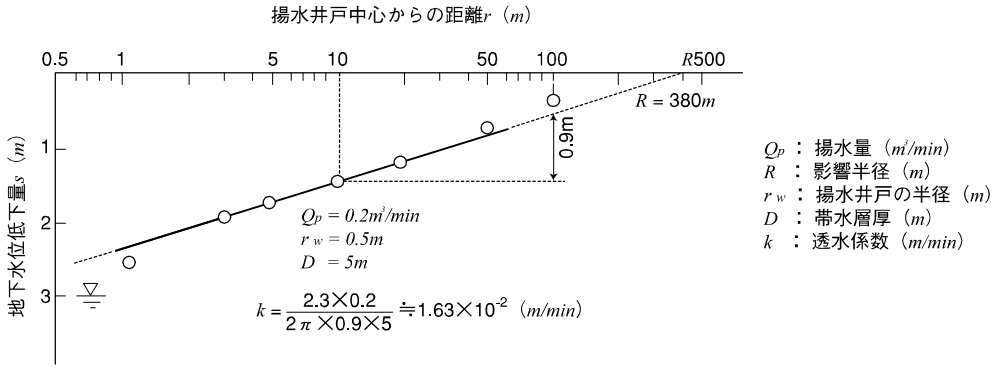


図 1-3-14　ティームの平衡式による方法（例）

b.　実験式による推定

影響半径を実験式により推定する方法の一例として、次に示す方法がある。

ただし、いずれも定常浸透状態におけるものである。

・　Kusakin（クサキン）の式

$$R = 575 \cdot s \cdot \sqrt{D \cdot k}$$

・　Seichardt（ジハルト）の式

$$R = 3{,}000\ s \cdot \sqrt{k}$$

ここに、　R：影響半径（m）

s：水位低下量（m）

D：帯水層厚（m）

k：透水係数（m/sec）

c.　土質分類による影響半径（土質調査法）

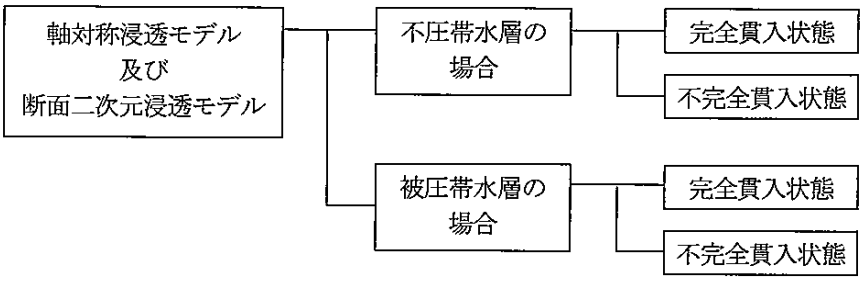
表 1-3-3　土質分類による影響半径

土　質　分　類		影響半径 R（m）
区　　分	粒径（㎜）	
粗　　礫	>10	>1,500
礫	2～10	500～1,500
粗　　砂	1～2	400～500
粗　　砂	0.5～1	200～400
粗　　砂	0.25～0.5	100～200
細　　砂	0.10～0.25	50～100
細　　砂	0.05～0.10	10～50
シ　ル　ト	0.025～0.05	5～10

③　モデル別水理計算〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

軸対称浸透モデル及び断面二次元浸透モデルは、透水層が不圧状態か被圧状態か、さらに井戸が透水層の底面まで達しているか達していないかで条件を分けて、それぞれの排水量を算出する。このとき、井戸が透水層の底面まで達している場合を完全貫入状態、達していない場合を不完全貫入状態という。

以上を整理すると、図 1-3-15 に示すとおりである。



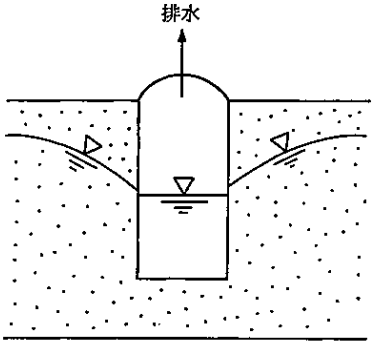
〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-15　解析モデルによる計算条件

また、堤体の浸透モデルは、土堤による締切りと二重矢板による締切りの場合に分け、さらに土堤の場合には堤体及び基礎の浸透状態によって条件を分けて、それぞれの排水量を算出する。

a.　軸対称浸透モデル

軸対称浸透モデルは井戸への地下水流をモデル化したもので、掘削場の平面形状が正方形に近い場合に用いられる。図 1-3-16 に概念図を示す。



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-16　軸対象浸透モデル概念図

ｉ） 不圧帯水層の場合

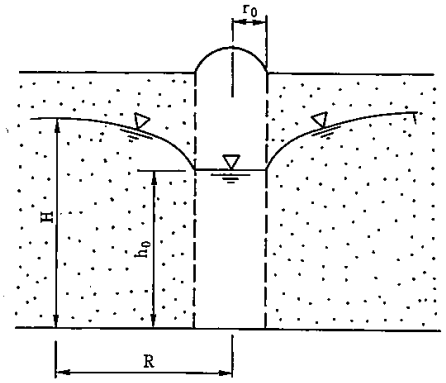
ｲ. 完全貫入状態

$$Q=\frac{\pi\cdot k\cdot\left(H^2-h_0^2\right)}{2.3\log_{10}\left(R/r_0\right)}$$

ここに、 Q ： 排水量(m3/sec)　　k ： 透水係数(m/sec)

r_0 ： 仮想井戸半径（m）　　h_0 ： 内水位(m)

R ： 影響半径(m)　　H ： 初期地下水位(m)



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-17　不圧帯水層（完全貫入状態）の概念図

ﾛ. 完全貫入状態

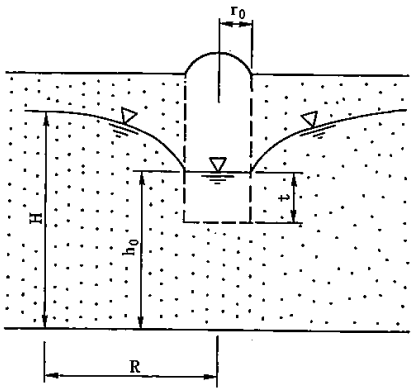
$$Q=\frac{\pi\cdot k\cdot\left(H^2-h_0^2\right)}{2.3\log_{10}\left(R/r_0\right)}\cdot\sqrt{\frac{t+0.5r_0}{H_0}}\cdot\sqrt[4]{\frac{2h_0-t}{h_0}}$$

ここに、 Q ： 排水量(m3/sec)　　k ： 透水係数(m/sec)

r_0 ： 仮想井戸半径（m）　　H ： 初期地下水位(m)

h_0 ： 内水位(m)　　R ： 影響半径(m)

t ： 内水位以深の井戸の長さ(m)

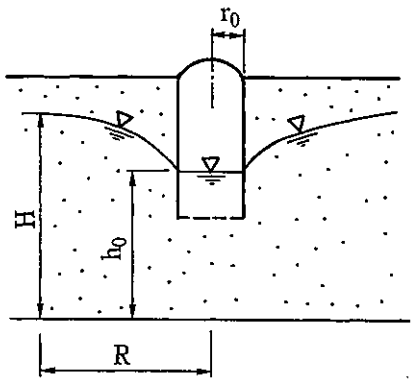


〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-18　不圧帯水層（不完全貫入状態）の概念図

井底からのみ排水する場合は、以下の式により算出する。

$$Q = 4k \cdot r_0 \cdot (H - h_0)$$



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

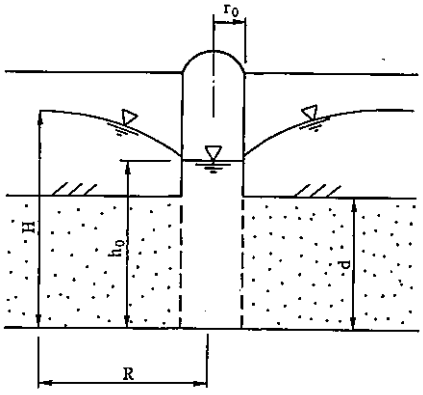
図 1-3-19　不圧帯水層（不完全貫入状態、井底からのみ排水）の概念図

ii）　被圧帯水層の場合

ｲ.　完全貫入状態

$$Q = \frac{2\pi \cdot k \cdot d \cdot (H - h_0)}{2.3 \log_{10}(R/r_0)}$$

ここに、
- Q ： 排水量(m3/sec)
- k ： 透水係数(m/sec)
- d ： 透水層厚（m)
- H ： 初期地下水位(m)
- h_0 ： 内水位(m)
- R ： 影響半径(m)
- r_0 ： 仮想井戸半径（m)



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-20　被圧帯水層（完全貫入状態）の概念図

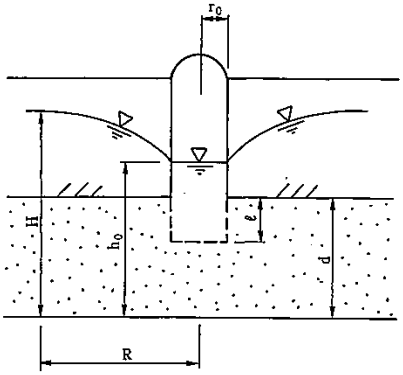
ﾛ. 不完全貫入状態

$$Q = \frac{2\pi \cdot k \cdot d \cdot (H - h_0)}{2.3 \log_{10}(R/r_0)} \cdot G$$

G関数には、Kozeny（コツェニー）の式、de Gle（ドクリー）の式等が提案されているが、本章では Kozeny（コツェニー）の式を示す。

$$G = \frac{l}{d}\left(1 + 7\sqrt{\frac{r_0}{2l}}\cos\left(\frac{\pi \cdot l}{2d}\right)\right)$$

ここに、
Q ： 排水量(m3/sec)
k ： 透水係数(m/sec)
d ： 透水層厚（m)
H ： 初期地下水位(m)
h_0 ： 内水位(m)
R ： 影響半径(m)
r_0 ： 仮想井戸半径（m)
l ： 井戸の透水層への貫入長(m)

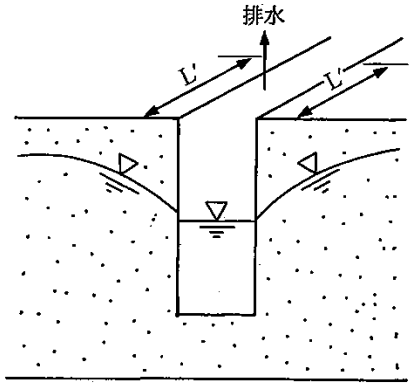


〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-21 被圧帯水層（不完全貫入状態）の概念図

b. 断面二次元浸透モデル

排水溝への地下水流をモデル化したもので、素掘り水路等両側の法面から浸透湧水する場合等に用いられる。図 1-3-22 に概念図を示す。



注）掘削壁面両側からの浸透湧水量を導出する場合は、L（延長）として2L'を取る。

〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-22 断面二次元浸透モデル概念図

ｉ） 不圧帯水層の場合

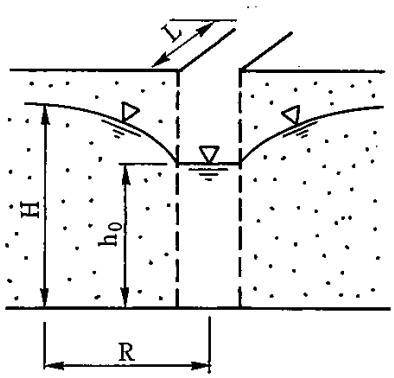
ｲ. 完全貫入状態

$$Q = \frac{k \cdot \left(H^2 - h_0^2\right)}{R} \cdot L$$

ここに、 Q ： 排水量(m3/sec)　　L ： 延長(m)

k ： 透水係数(m/sec)　　H ： 初期地下水位(m)

h_0 ： 内水位(m)　　R ： 影響半径(m)



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-23　不圧帯水層（完全貫入状態）の概念図(1)

ただし、不透水層が深い場合には、以下の式により算出してもよい。

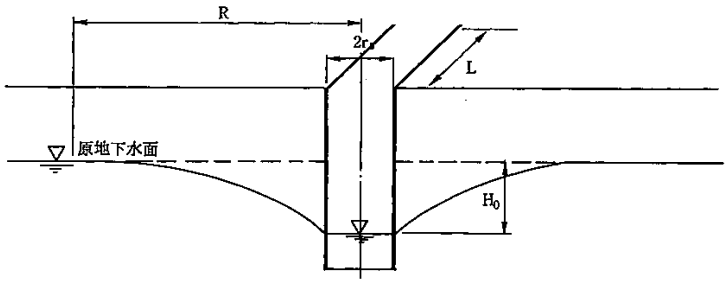
$$Q = \frac{\pi \cdot k \cdot H_0}{2.3 \log_{10}\left(2R/r_0\right)} \cdot L$$

ここに、 Q ： 排水量(m3/sec)　　L ： 延長(m)

k ： 透水係数(m/sec)　　r_0 ： 溝幅の 1/2(m)

R ： 影響半径(m)

H_0 ： 初期地下水位と内水位との差(m)



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-24　不圧帯水層（完全貫入状態）の概念図(2)

ﾛ. 不完全貫入状態

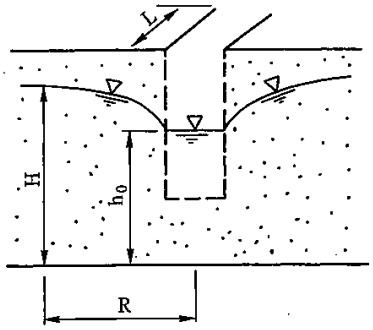
$$Q = \frac{k \cdot \left(H^2 - h_0^2\right)}{R} \cdot L \cdot \left(0.73 + 0.27\left(\frac{H - h_0}{H}\right)\right)$$

ただし、$R/H>3$ の場合に適用する。

ここに、 Q ： 排水量(m3/sec)　　L ： 延長(m)

k ： 透水係数(m/sec)　　H ： 初期地下水位(m)

h_0 ： 内水位(m)　　R ： 影響半径(m)



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-25　不圧帯水層（不完全貫入状態）の概念図

ii）　被圧帯水層の場合

ｲ. 完全貫入状態

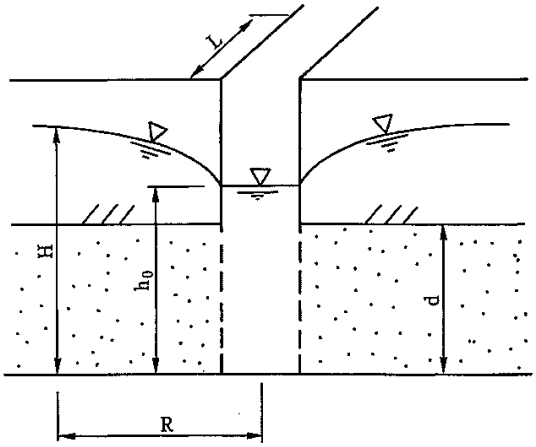
$$Q = \frac{2k \cdot d \cdot \left(H - h_0\right)}{R} \cdot L$$

ここに、 Q ： 排水量(m3/sec)　　k ： 透水係数(m/sec)

d ： 透水層厚（m)　　H ： 初期地下水位(m)

h_0 ： 内水位(m)　　L ： 延長(m)

R ： 影響半径(m)



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-26　被圧帯水層（完全貫入状態）の概念図

ﾛ. 不完全貫入状態

$$Q = \frac{2k \cdot d \cdot (H - h_0)}{R + \lambda \cdot d} \cdot L$$

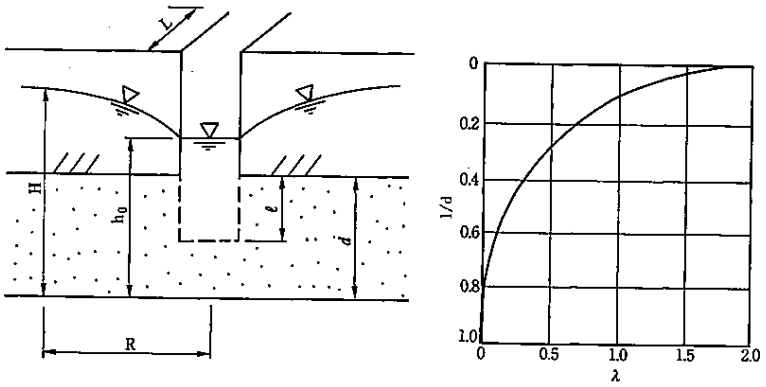
ここに、 Q ： 排水量(m3/sec)　　k ： 透水係数(m/sec)

d ： 透水層厚 (m)　　H ： 初期地下水位(m)

h_0 ： 内水位(m)　　L ： 延長(m)

λ ：定数（図 1-3-27 の右図を使用）

R ： 影響半径(m)



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-27　被圧帯水層（不完全貫入状態）の概念図

3) 排水量の測定方法

実際の排水にあたっては、適切な排水が行われているかを確認するため、排水量の測定を行なうのが通常である。

(1) 測定準備

外水位（河川水位）並びに内水位（工事現場内水位）を測定し、水位差等を算出するために水位計を２箇所に設置することを標準とする。

(2) 測定方法

① 堰を用いた測定

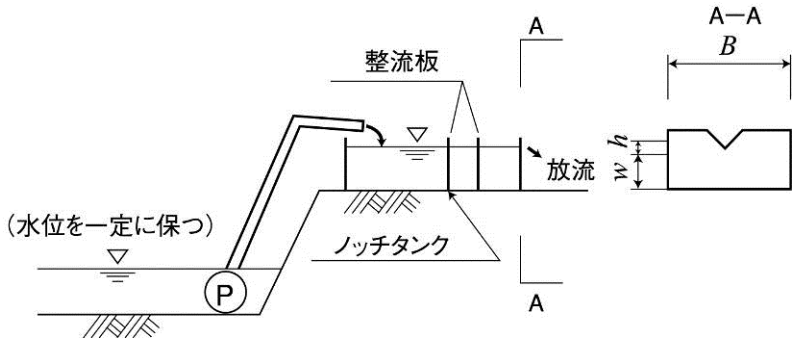
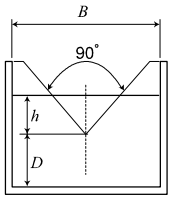
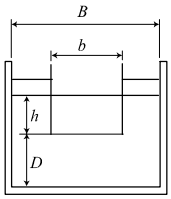
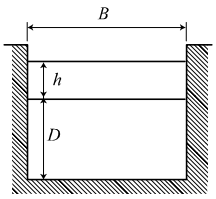


図 1-3-28 堰を用いた排水量の測定方法（例）

測定方法は、ポンプ排水口（ホース吐口）を一旦ノッチタンクに放出し、ノッチタンク放水口に堰（三角堰、四角堰、全幅堰）を設け放流水深を測定することによって、流量（排水量）を算定する。流量の算定は、表 1-3-4 の流量公式によって算出する。

表 1-3-4　流量公式（水理公式集）

種類	直角三角堰	四　角　堰	全　幅　堰
堰の形状	 適用範囲（1～4m^3/min） 総合誤差　±1.4%	 （4～8m^3/min） 総合誤差　±1.4%	 （8m^3/min） 総合誤差　±1.7%
計算式	$Q=Ch^{5/2}$ $C=1.350+\frac{0.004}{h}$ $+(0.14+\frac{0.2}{\sqrt{W}})(\frac{h}{B}-0.09)^2$	$Q=Cbh^{3/2}$ $C=1.785+\frac{0.00295}{h}$ $+0.237\frac{h}{W}-0.428\sqrt{\frac{(B-d)h}{BW}}$ $+0.034\sqrt{\frac{B}{W}}$	$Q=CBh^{3/2}$ $C=1.785+\left(\frac{0.00295}{h}+0.237\frac{h}{W}\right)$ $\times(1+\varepsilon)$ $W\leqq 1$(m)のとき $\varepsilon=0$ $W>1$(m)のとき $\varepsilon=0.55(W-1)$
水頭範囲	h=0.07～0.26(m) ただし　h≦B/3	h=0.03～0.45$\sqrt{b}$ (m)	h=0.03～0.8(m) ただし　$h\leqq W$でかつ $h\leqq b/4$
寸法制限	B=0.5～1.2(m) W=0.1～0.75(m)	B=0.5～6.3(m) W=0.15～3.5(m) b=0.15～5.0(m) $bW/B^2\geqq 0.06$	$B\geqq 0.5$(m) W=0.3～2.5(m)

② 回復法による測定

a. 工事排水中に一旦ポンプ排水を停止、掘削床面が水面内に浸して、一様な水面になってから測定を開始する。

b. 水位の回復が 10 ㎝程度になるのに要する時間を計測し、この間の貯留量を求める。

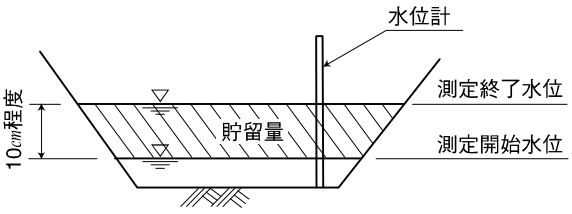


図 1-3-29　回復法による測定

注）掘削巾が一定でない場合、又は工事延長が長い場合等は間仕切りを施工しても良い。

(3) 測定回数

外水位の変動のあった日で１観測３回実施する。

4) 排水方法　　〔仮設ガイドブック（Ⅱ）9.2〕

常時排水か作業時排水かは、築造構造物の機能に及ぼす影響及び施工現場土質条件により決定するが、次の場合は常時排水とする。

(1) 土質が軟弱なシルト等で湛水により安定を欠くおそれのある場合

(2) 水没によって構造物の機能が害される場合

鉄筋構造物：橋台・橋脚・函渠・ひ門・排水機場等

無筋構造物：橋台等（水位が低い場合は除く）

5) その他

現場状況、土質状況により水質汚濁防止等環境にも配慮した工法も考慮する。

1-3-5 ディープウェル工法（深井戸工法） 〔仮設ガイドブック（Ⅱ）9.2〕

ディープウェル工法は、従来からの深井戸を工事用に改良した工法で地下水位低下、被圧水の減圧等に利用される。掘削に先だって、掘削予定深より 2～5m 程度深い井戸を掘り、ここに湧き出してくる地下水をポンプで排水する工法である。

深井戸の径は 500～1500 ㎜程度で、その中に 250～350 ㎜のストレーナーをもつケーシングパイプを挿入し、外側には砂礫によるフィルターを作って湧出する地下水をポンプ排水する。

深さ 10m 未満の場合はサクションポンプを直結し、10m 以上の深さがある場合にはボアホールポンプを管内に入れて排水する。〔最新土木ハンドブック〕

1) ディープウェル工法の適用条件

ウェルポイント工法よりもディープウェル工法の方が適していると考えられる条件としては次の点である。

(1) 施工が広い範囲に亘って、非常に大きい地下水位の低下を必要とするとき。

(2) 透水性の大きい地盤で、揚水量が非常に多量となる場合。

(3) ヒービング等の防止のため、深層地下水帯の減圧を図る必要のある場合。

(4) 揚水による排水を必要とする地域の状態域は工事の性格によって対象地にあまり近付けないため、ウェルポイント工法等が採用できないような場合。

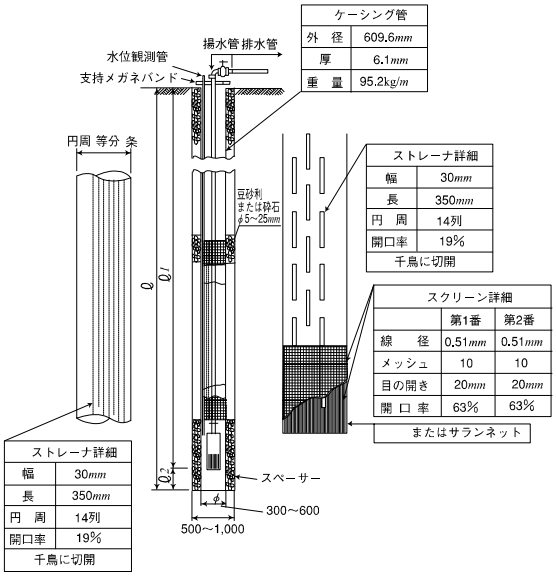


図 1-3-30 ディープウェル断面図の例 （社団法人 日本ウェルポイント協会）

注 1). 本図は地下掘削に伴う水替排水用の仮設ディープウェルの一例を示したものである。

2). ストレーナ並びにスクリーンおよびフィルター用豆砂利は対象地質に適応して決定する。

3). ℓ_2=2～3m（砂溜り）

2) ディープウェル排水工法

ディープウェル排水工法では、下記の項目について適切な設計を行う。

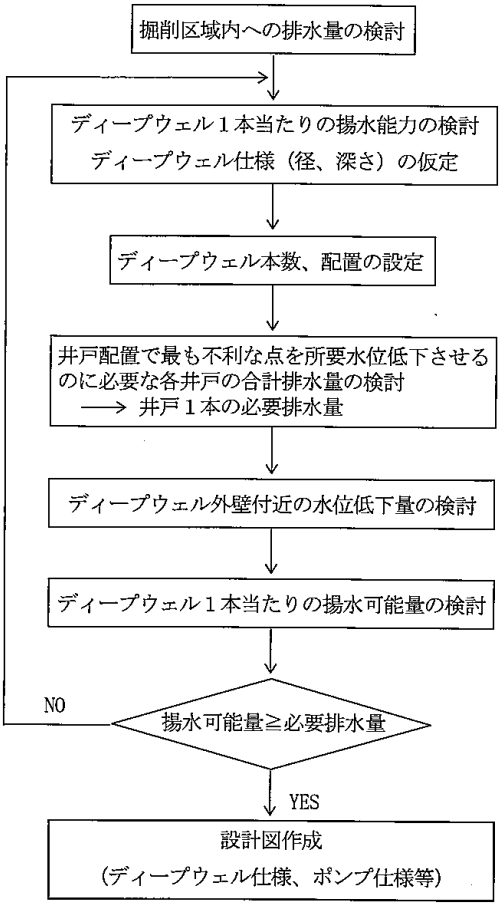
(1) ディープウェル１本当たりの揚水量

(2) ディープウェルの位置、径、本数

(3) ポンプの選定

(4) ディープウェルの深さ

ディープウェル排水工法の設計手順は、図 1-3-31 に示すとおりである。以下、設計手順に沿って具体的に説明する。



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.2〕

図 1-3-31　設計手順（定常式による場合）

3) 排水量の算出　　〔仮設ガイドブック（Ⅱ）9.2〕

掘削工事区域内を所定の水位低下量にする場合の井戸全体の排水量を本章 1-3-4 釜場排水工法 2) により求める。

4) ディープウェル仕様（径、深さ）の仮定

ディープウェル本数を設定するために、ディープウェルの仕様（井戸径、深さ、フィルタ長：ケーシングに設けるストレーナ部分の長さ）を仮定し、ディープウェル１本当たりの揚水能力を次の Seichart（ジハルト）の式から計算する。

$$q_w = 2\pi r_w \ell_w \frac{\sqrt{k}}{15} F_s$$

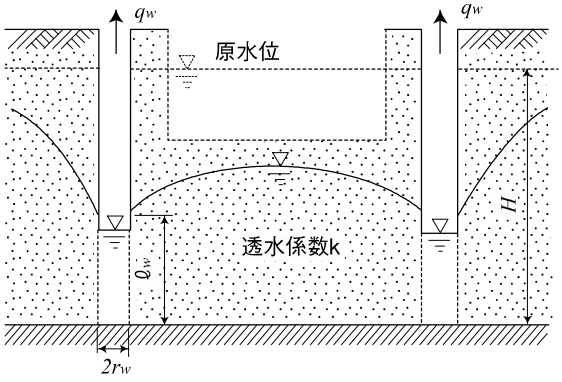
ここに、 q_w ：ディープウェル１本当たりの揚水能力（m³/sec）

r_w ：ディープウェル半径（m）

ℓ_w ：ディープウェル内への地下水の侵出部分のフィルタ長さ（m）

k ：地盤の透水係数（m/sec）

F_s ：安全率



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.2〕

図 1-3-32 ディープウェル複数本の揚水による水位低下状況モデル図

5) ディープウェル本数、配置の設定

概略排水量とディープウェル１本当たりの揚水能力からディープウェル本数を算定し、工事内容を考慮してディープウェルの配置を設定する。この設定から、井戸を設置した場合の各井戸の合計排水量、水位低下量の検討を行う。

ディープウェルの概略本数ｎは、次式で求める。

$$n = \frac{Q}{q_w}$$

ここに、 Q ：概略排水量（m³/sec）

q_w ：ディープウェル１本当たりの揚水能力（m³/sec）

6) 合計排水量及び水位低下量の計算

ディープウェル配置において、掘削区域内で最も水位低下が不利な点（掘削区域内で各井戸から最も離れている地点）を所要の水位低下量にさせるのに必要な各井戸の合計排水量及び任意地点の水位低下量は、群井の式で算定する。

(1) 被圧帯水層の場合

① 合計排水量の算定式

$$Q=\frac{2\pi kD(H-h)}{l_n R-\frac{1}{n}l_n(x_1\cdot x_2\cdots x_n)}$$

② 任意地点Ｐの水位低下量の算定式

$$(H-h)=\frac{Q}{2\pi kD}\left\{l_n R-\frac{1}{n}l_n(x_1\cdot x_2\cdots x_n)\right\}$$

ここに、 Q：各井戸が均等な水量を揚水したと仮定した場合における各ディープウェルの合計排水量（m³/sec）

n：ディープウェル本数（本）

k：透水係数（m/sec）

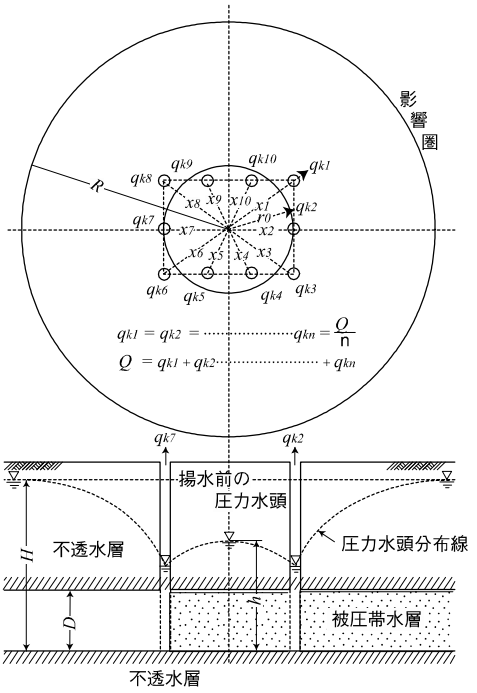
R：影響半径（m）

X_1・X_2 …X_n：Ｐ点から各井戸までの距離（m）

H：影響半径Rの位置の水位高さ（m）

h：任意地点Ｐの水位高さ（m）

D：被圧帯水層の厚さ（m）



〔仮設ガイドブック（Ⅱ)9.2.2〕

図 1-3-33 被圧地下水における群井

(2) 不圧帯水層の場合

① 合計排水量の算定式

$$Q=\frac{\pi K\left(H^{2}-h^{2}\right)}{l_{n}R-\frac{1}{n}l_{n}\left(x_{1}\cdot x_{2}\cdots x_{n}\right)}$$

② 任意地点Ｐの水位低下量の算定式

$$(H-h)=H-\sqrt{H^{2}-\frac{Q}{\pi k}\left\{l_{n}R-\frac{1}{n}l_{n}\left(x_{1}\cdot x_{2}\cdots x_{n}\right)\right\}}$$

ここに、 Q：均等揚水における各ディープウェルの合計排水量（m³/sec）

n：ディープウェル本数（本）

k：透水係数（m/sec）

R：影響半径（m）

$X_1 \cdot X_2 \cdots X_n$：Ｐ点から各井戸までの距離（m）

H：影響半径Rの位置の水位高さ（m）

h：任意地点Ｐの水位高さ（m）

7) ディープウェル外壁付近の水位低下量の検討

ディープウェル１本当たりの揚水可能量の算定には、ディープウェル外壁付近の地下水位が関係するため、干渉程度の大きい井戸外壁位置の水位低下量を次に示す群井の式より算出し、井戸外壁位置の水位を求める。

① 被圧地下水の場合

$$(H-h_{0})=\frac{Q}{2\pi KD}\left\{l_{n}R-\frac{1}{n}l_{n}(x_{1}x_{2}\cdots x_{n-1}r_{w})\right\}$$

② 不圧地下水の場合

$$(H-h_{0})=H-\sqrt{H^{2}-\frac{Q_{0}}{\pi k}\left\{l_{n}R-\frac{1}{n}l_{n}(x_{1}x_{2}\cdots x_{n-1}r_{w}\right\}}$$

ここに、 $X_1X_2 \cdots X_{n-1}$：水位低下を求める井戸から他の各井戸までの距離（m）

γ_W：ディープウェル半径（m）

h_0：井戸外壁付近の水位（m）

Q、Q_0：各井戸の合計排水量（m³/sec）

n：ディープウェル本数（本）

k：透水係数（m/sec）

R：影響半径（m）

H：影響半径Ｒの位置の水位高さ（m）

D：被圧帯水層の厚さ（m）

8) ディープウェル１本当たりの揚水可能量の検討

井戸外壁位置の水位から地下水面以下となるディープウェルのフィルタ長さを求め、ディープウェル１本当たりの揚水可能量を計算する。

9) 揚水可能量と必要排水量比較検討

ディープウェル１本当たりの必要排水量（q_0）と揚水可能量（q_w）を比較し、揚水可能量が必要揚水量より大きいか、または等しければ、4)、5)で設定したディープウェル計画で揚水が可能であり所要の水位低下量が得られる。しかし、揚水可能量が必要排水量より少ない場合は、4)からディープウェルのフィルタ長、径（井戸の揚水能力）、あるいは本数、配置を考えて、$q_w \geqq q_0$の条件が満足するまで計算をやり直す。

10) ディープウェル仕様の決定

ディープウェル仕様を決めるにあたって、フィルター長は、初期排水を能率よく行うために余裕のある長さを設けておくとよい。また、排水ポンプの選定にあたっては、初期排水量を考慮して、計算した排水量の2～3 倍を見込んでおく必要がある。これは、平衡式の計算による排水量は水位低下が落ち着いた定常状態における値であって、この定常状態に至るまでは、排水量は多めの値となるためである。

ポンプは、吐出量、揚程、井戸に入る大きさを考慮し選定する。

最近ではほとんど水中ポンプが利用されており、一般には、揚程 30～50m、口径 50～100 ㎜、揚水量 0.5～1.0m³/min、必要電力 5.5～11kW 程度のものが多く用いられている。

1-3-6 ウェルポイント工法 〔仮設ガイドブック（Ⅱ）9.2〕

1) 工法の概要

ウェルポイント工法は、掘削面の周囲にウェルポイントと称する集水管を多数打設し、管内を減圧させて地下水を汲み上げることにより、地下水位を低下させ、湧水の防止を図るものである。

ウェルポイントの原理は、減圧により地下水を吸引することにあるが、大気圧と管内の真空度との圧力差を利用するので、揚程は理論的には最高 10.3mとなる。しかし、実際は空気の吸い込みなどがあって完全に真空状態にできず、排水の管内摩擦などのため 7～8mが揚程の限界である。実用的には、5.5～6.0mとして計画されることが多い。従って、これ以上の水位低下が必要な場合は、掘削の進行に合わせてウェルポイントを増し打ちし、多段構成とする。

2) ウェルポイント各部の名称 〔仮設ガイドブック（Ⅱ）9.2〕

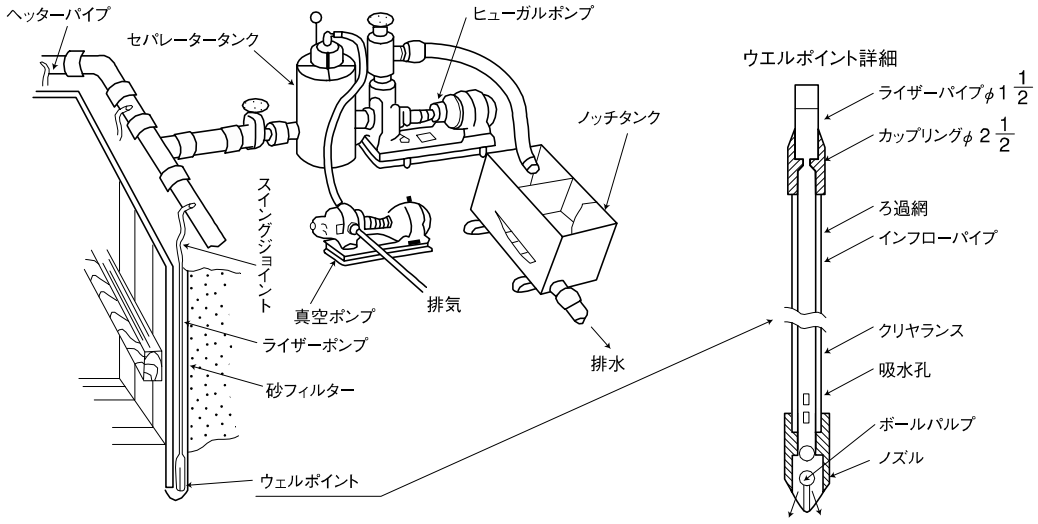


図 1-3-34 ウェルポイント各部の名称

3) 設計方法　〔仮設ガイドブック（Ⅱ）9.2〕

ウェルポイント工法では、下記の項目について適切な設計を行う。

(1) ウェルポイント１本当たりの揚水能力

(2) ウェルポイントの本数及び間隔

(3) ポンプの選定及び台数

(4) ウェルポイント設置深さの決定

ウェルポイント排水工法の設計手順は、図 1-3-35 に示すとおりである。

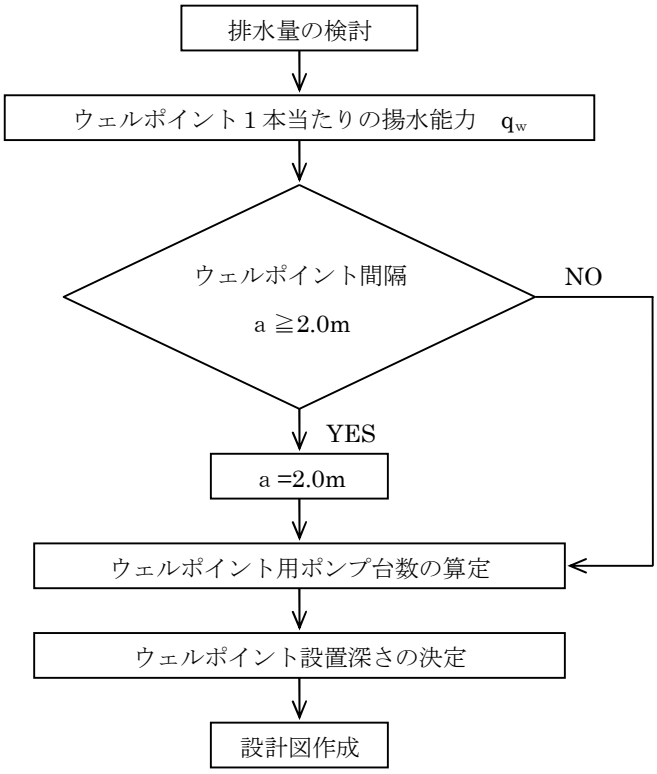


図 1-3-35　設計手順

4) 排水量の算出

排水量は、ヘッダーパイプで囲まれる排水区域をひとつの大きな井戸とみなし、本編 1-3-4 2)で記述した計算式を使用して算出する。

しかし、設計用の排水量は、計算式が定常流となった時の式であるため、初期の排水量が多いことを考慮し、一般に計算値の 2～3 倍の値を使用する。

5) ウェルポイント1本当たりの揚水能力

ウェルポイント1本当たりの揚水量は、地盤の透水係数、低下水位の深さ及び真空度等によって異なるが、一般的には表 1-3-5 の示す揚水能力を目安としている。

表 1-3-5　土質とウェルポイント1本当たりの揚水能力 q の関係

土　　質	q （m^3/min）
礫	（50～70）$\times10^{-3}$
砂　　礫	（30～50）$\times10^{-3}$
粗　　砂	（20～25）$\times10^{-3}$
砂	15×10^{-3} 前後
細　　砂	（8～10）$\times10^{-3}$

6) ウェルポイントの本数

ウェルポイントの本数は、次式により算出する。

$$n=\frac{Q}{q}$$

ここに、　Q：定常状態での全湧水量（m^3/min）

q ：ウェルポイント1本の揚水量（m^3/min）

n ：ウェルポイントの本数（本）

7) ウェルポイント間隔（ピッチ）

ウェルポイントの間隔は、0.8～2.0m を標準として次式により算出する。

$$a=\frac{L}{n}$$

ここに、　a ：ウェルポイントの間隔（m）

L ：ヘッダーパイプの長さ（m）

n ：ウェルポイントの本数（本）

計算の結果、間隔 a が 2m 以上となった場合は 2m とする。このように、ウェルポイントの打設間隔は、ウェルポイント1本当たりの揚水能力からだけではなく、経験的要素を考慮して決定する。

8) ポンプの選定及び台数

ポンプの容量は、必要な全排水量と現場の状況を考慮し選定する。

ポンプ台数は、次式により算出する。

$$N=\frac{(2\sim3)Q}{(0.7\sim0.8)E}$$

ここに、　N：ポンプ台数（台）

Q：定常状態での排水量（m^3/min）

E：排水ポンプの公称排水量（m^3/min）

ウェルポイント用ポンプの一般的な種類を表 1-3-6 に示す。

ポンプは、ヘッダーパイプ延長 100m に1台の割合で配置するのが一般的である。

表 1-3-6　ウェルポイント用ポンプの一般的な種類

ポンプの種類	口　径	排水量または排気量	最高揚程または真空度	所用動力
渦巻きヒューガル	125 ㎜	1.5m³/min	18m	7.5kW
	150〃	2.5〃	18〃	11 〃
タービン（5段）	80〃	0.5〃	70〃	11 〃
真空（ナッシュ型）	50〃	3.5〃	97.3kPa	7.5〃

9)　ウェルポイント設置深さの設定

ウェルポイントの設置は、ウェルポイントスクリーン中心から真空ポンプ軸心までの高低差を 5.5～6.0m として計画するので、ウェルポイント１段で地下水位をできるだけ低下させたい場合は、図 1-3-36 に示すように、自然地下水面の近くまで掘削してウェルポイントを打ち込み、真空ポンプも低い位置に設置して、揚程を有効に利用するのがよい。

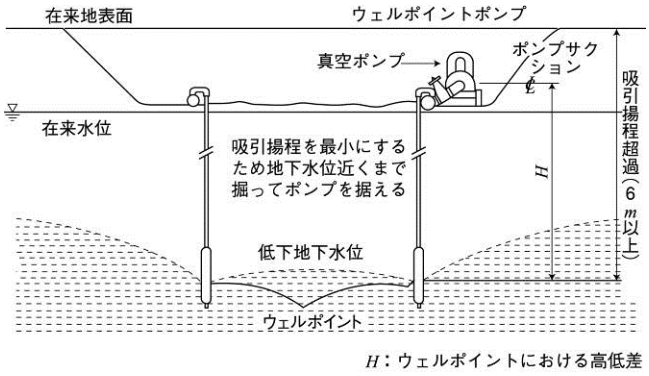
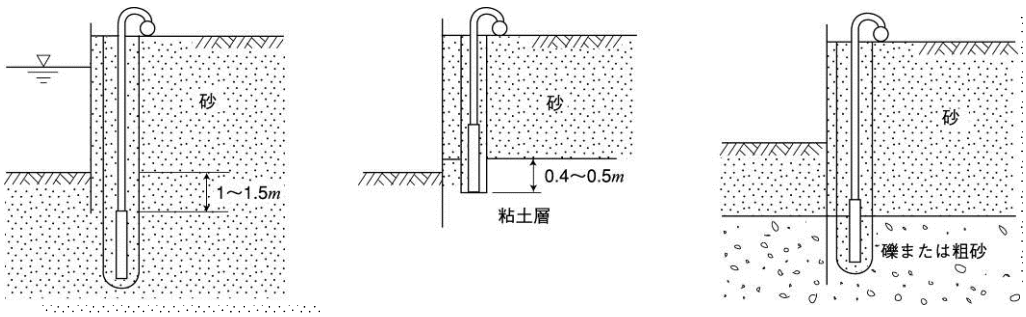


図 1-3-36　ウェルポイントの有効な設置位置

ウェルポイントの設置深さは、地盤が一様な砂質土であれば掘削面よりウェルポイント上端が 1.0～1.5m 以上入ったところまで打ち込み、掘削の下部が粘土層の場合は 0.4～0.5m 粘土層に打ち込む。掘削敷より下に粗砂、砂礫層がある場合には、ウェルポイントはその層まで打ち込む。ウェルポイントの設置例を図 1-3-37 に示す。

１段のウェルポイントでは水位低下深さが 4～6m と限度があるので、それ以上地下水位を低下させることが必要な場合は、掘削しながら順次 2 段 3 段とウェルポイントを設置していく多段式ウェルポイント方式を採用するか、ディープウェル工法を採用する。



(a)一様な砂層　　(b)下部に粘土層がある場合　　(c)下部に礫層がある場合

図 1-3-37　ウェルポイントの設置例

1-4 仮設道路

仮設道路の幅員は 4mを標準とするが、現場状況等により必要に応じて考慮するものとする。なお、構造は表 1-4-1 を参考として定める。

表 1-4-1 仮設坂路の設置

区分	巾員	縦断勾配	適 用 区 分
仮設坂路	4m	10%	持上げを主体とする工事の場合。
	4m	12%	持下げを主体とする工事の場合。 但し持上げが工事量で 20%以上となる場合は縦断勾配 10%とする。
仮運搬路	4m	ー	待避場又はブロック据付現場における重機足場等は必要に応じて考慮する。

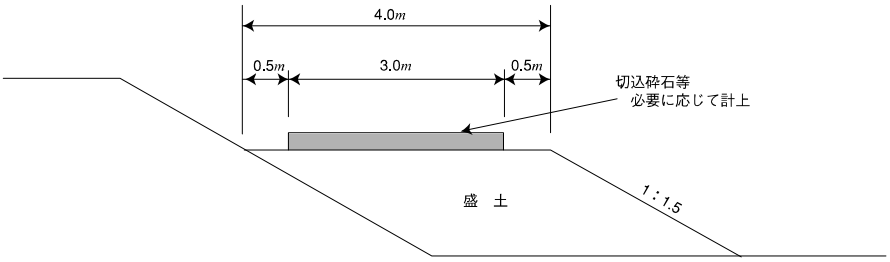


図 1-4-1 横断面図

① 仮設坂路の一般的な断面を図 1-4-1 に示す。

② 法勾配は、1：1.5 を標準とするが、現地の状況に応じ考慮する。

③ 天端に切込砕石等が必要な場合は巾 3.0mとし、必要厚さは 30 ㎝程度までとするが、現地の状況により別途考慮することができる。

④ 大型重機の搬入、資材運搬車両の台数等により別途必要に応じて待避所を設置することができる。

⑤ 仮坂路を堤防上に設置した場合は、張芝にて原形復旧する。

1-5 仮桟橋

1) 仮桟橋の定義

橋脚としてH型鋼などを用い、床板として覆工板を敷いて、工事用車両などの通行に供する工事用仮橋、および作業台または両者を兼ねたものがこれにあたる。

2) 構造と名称 〔仮設ガイドブック（Ⅱ）7.1〕

仮桟橋の構造は、図 1-5-1 に示すとおりで、覆工板を覆工受げた（主けた、主にＩ形鋼及びH形鋼）で受け、その荷重をけた受けで支柱（橋脚）に伝達する構造で一般には鋼構造である。

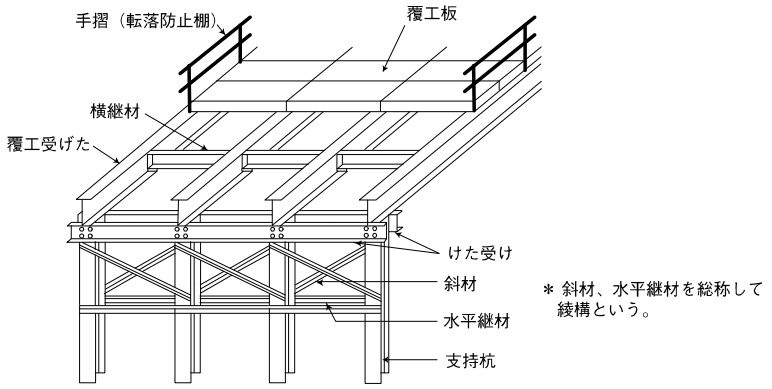


図 1-5-1 仮桟橋各部の名称

3) 設計の基本

(1) 設置期間

工事用仮橋は原則として出水期間中は撤去しなければならない。なお、近年非出水期間中であっても氾濫注意水位を超過する洪水が起きていることから、非出水期間中であっても仮橋による治水上の影響について検討するものとする。

(2) 径間長・桁下高

河川特性に合った判断を行う必要があるため、径間長と桁下高の基準は設けないこととした。

ただし、資材・機械類の流失対策等の防災対策は充分検討するものとする。一般的には資材の汎用性から径間長を 6～8m、桁下高は過去 5 ヶ年の工事期間中の最高水位（流量）に余裕高（該当流量相当）を加えた高さにしている事例が多い。

(3) 幅 員 〔仮設構造物工指針 2-11〕

幅員は、車両通行用か歩道も兼ねるか、また作業台として使用するか等の仮桟橋の設計目的により異なる。一般に、車両通行用の仮桟橋であれば 6m程度が多く用いられている。

通行の安全上、少なくとも幅員 4mは必要であり、通行車両が対面交通であれば、8m程度とするのが望ましい。作業台としては、施工計画を入念に検討し、作業に使用する機種、作業半径、機械の組立て解体に必要な幅、通行余裕等を考慮して、幅員を決定しなければならない。

(4) 路面勾配　〔仮設構造物工指針 2-11〕

路面覆工の路面勾配は覆工周囲の道路の勾配に合わせるのを原則とする。

仮桟橋の最大勾配は、6%を原則とする。地形条件、管理者などの条件により、勾配が 6%を超える場合は、勾配による水平分力を水平荷重に付加し検討するとともに､綾構などで橋軸方向の補強をすることが望ましい。

(5) 鋼　材　〔仮設構造物工指針 2-11〕

路面覆工・仮桟橋に使用する鋼材は、使用実績および市場性を考慮して決定しなければならない。これら鋼材に作用する荷重は必ずしも明確ではなく、このため、路面覆工・仮桟橋の構造全体に大きな変形を生じ、部材に座屈等の破損を招くおそれもあり、応力度からは断面に余裕があっても、経済性を重要視しすぎた断面の使用は避けるべきである。したがって、表 1-5-1 に示す部材を最小断面の目安とし、これ以上の断面性能を有する部材を使用するのがよい。

表 1-5-1　部材の最小断面

覆工受げた	H－250×250×9×14
横継材	[－300×90×9×13
けた受け	[－250×90×9×13
斜材・水平継材	L－100×100×10
杭	H－300×300×10×15

(6) 荷　重　〔仮設ガイドブック（Ⅱ）7.2〕

設計に当たっては、死荷重、活荷重、衝撃荷重、水平荷重などを考える。

① 死荷重

死荷重の算出には､実荷重を明らかにして､その値を用いるのが望ましいが､個々の重量が不明の場合は、第 1 編 4-1 1) 表 4-1-1 の値を用いてよい。

② 活荷重

活荷重は、仮桟橋の特性を考慮しながら、ダンプトラック、コンクリートミキサ車等の自動車荷重、群集荷重及びトラッククレーン、クローラクレーン等の建設用重機の荷重を考慮する。

a. 自動車荷重

自動車荷重は、本編 1-2-2 2) (3) ①を用いるものとする。

b. 群集荷重

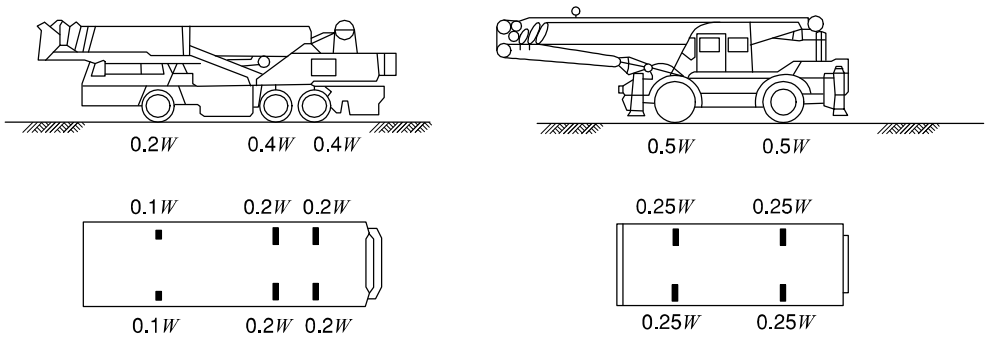
群集荷重は、本編 1-2-2 2) (3) ②を用いるものとする。

c. 建設用機械の荷重

建設用重機と吊上げ荷重はその使用状況に応じて考慮する。クレーン系および掘削機系重機の荷重偏心は、活荷重に対し、前方吊りおよび側方吊りでは 75%、斜め前方吊りでは 70%としてよい。

ｲ. トラッククレーン

走行時荷重分担を図 1-5-2 に作業時アウトリガー荷重分担を図 1-5-3 に示す。ただし､図 1-5-3 に示す作業荷重は、作業時においてアウトリガーに最大荷重が加わるようなブームの位置を想定した値を採用する。



W: トラッククレーン自重（kN）

図 1-5-2　トラッククレーンの荷重分担の割合

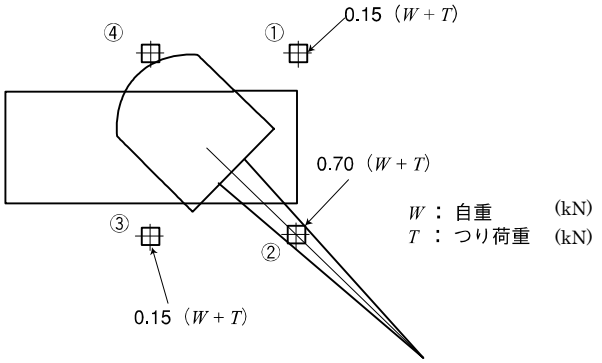


図 1-5-3　トラッククレーンのアウトリガー荷重分担（斜め前・後方吊りの場合）

ﾛ. クローラクレーン

走行時における荷重分布は、図 1-5-4 に示すとおり設置面積に等分にかかるものとする。

作業時における荷重分布は、全方向作業として側方吊り作業・前方吊り作業・斜め方向吊り作業などが考えられ、それぞれの作業状態での荷重を算定し、その内、最も大きいものを考慮する。

ここでは、一般に多く採用されている計算方法を示す。

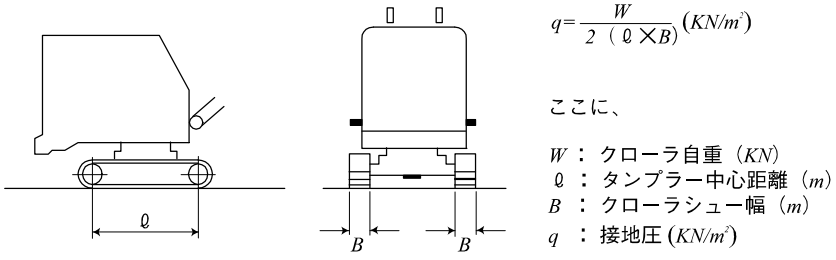


図 1-5-4　クローラクレーンの走行時荷重分布

ⅰ． 側方吊り作業

作業側クローラに総重量（吊り荷重を含む）の 75%が等分にかかるものとする。

ただし、機種により多少異なるので適宜検討を行う事とする。

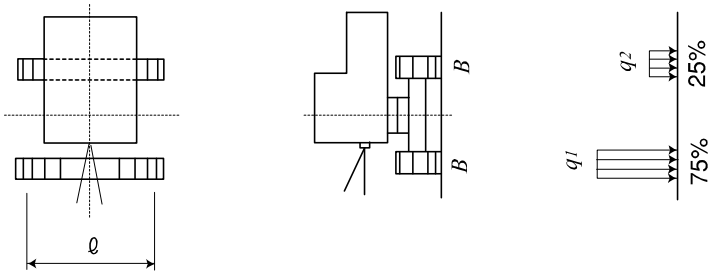


図 1-5-5　クローラ側方吊り荷重分布

$$q_1 = \frac{0.75(W+T)}{\ell \times B} \left(kN/m^2\right) \quad q_2 = \frac{0.25(W+T)}{\ell \times B} \left(kN/m^2\right)$$

ここに、W　：クローラ自重（kN）

T　：吊り荷重（kN）

ℓ　：タンブラー中心距離（m）

B　：クローラシュー幅（m）

$q1$、$q2$ ：接地圧$\left(kN/m^2\right)$

ⅱ． 前方吊り作業

タンブラー中心距離の 1/4 位置を重心位置とする。

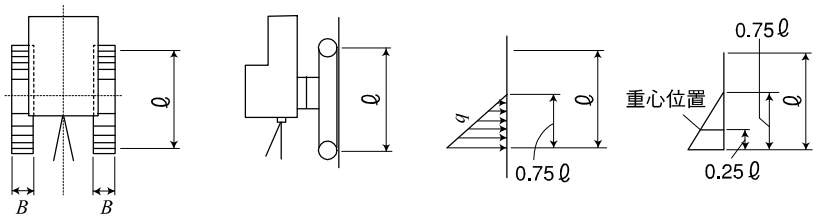


図 1-5-6　クローラ前方吊り荷重分布

$$q = \frac{\frac{1}{2}(W+T)}{0.75\ell \times B \times \frac{1}{2}} = \frac{W+T}{0.75\ell \times B} \quad \left(kN/m^2\right)$$

ここに、　W: クローラ自重（kN）

T：吊り荷重（kN）

ℓ ：タンブラー中心距離（m）

B：クローラシュー幅（m）

q ：接地圧$\left(kN/m^2\right)$

ⅲ．斜め方向吊り作業

ブームの位置を最大反力となる位置に想定する。

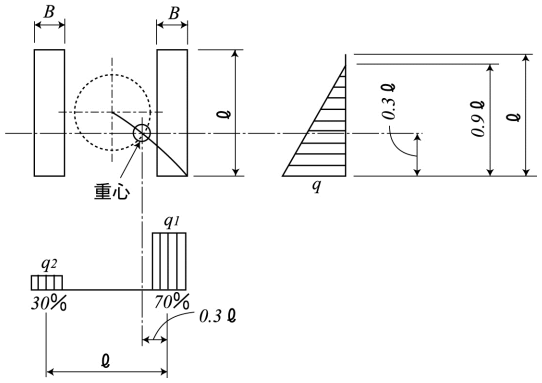


図 1-5-7　斜め方向吊り荷重分布

$$q_1 = \frac{(W+T)\times 0.7}{0.9\ell \times B \times \frac{1}{2}} \quad (kN/m^2)$$

$$q_2 = \frac{(W+T)\times 0.3}{0.9\ell \times B \times \frac{1}{2}} \quad (kN/m^2)$$

ここに、　W　：クローラ自重（kN）

T　：吊り荷重（kN）

ℓ　：タンブラー中心距離（m）

B　：クローラシュー幅（m）

q_1、q_2　：接地圧　(kN/m^2)

③　衝撃荷重

自動車など活荷重による衝撃荷重は、本編 1-2-2 2) (4)によるものとする。

④　水平荷重

a.　仮桟橋上の車両重機による始動制動時及び稼働時に生じる水平荷重

表 1-5-2　水　平　荷　重

活荷重の種別	T 荷重の場合	建設用重機荷重の場合
杭列に作用する水平荷重	全活荷重×0.1	活荷重×0.15*

＊ 覆工受げたの支間が建設用重機のクローラー接地長と比べ短い場合や、建設用重機を２台以上考慮する場合等のように、著しく不合理と考えられる場合は、（着目する杭列に作用する全活荷重による反力）×0.15 としてよい。

b.　地震荷重

地震荷重は、従来、通常の仮設構造物に対して考慮していない。これは仮設構造物が工事現場に設置されている期間が比較的短いから、考慮すべき程の大きな地震に遭遇する機会は少ないという考え方からきている。しかしながら、迂回路用の仮橋のように、仮設構造物の中でも重要構造物（工事目的物）で、長期間供用される場合には、地震荷重を考慮することが必要となる。

c. 波圧・流水圧

波圧、流水圧は、特別にこれらが大きいと判断される場合には、これらに耐えうるように設計し、洗掘に対する配慮も必要である。波圧、流水圧の考え方については「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編 2.2」によることとする。

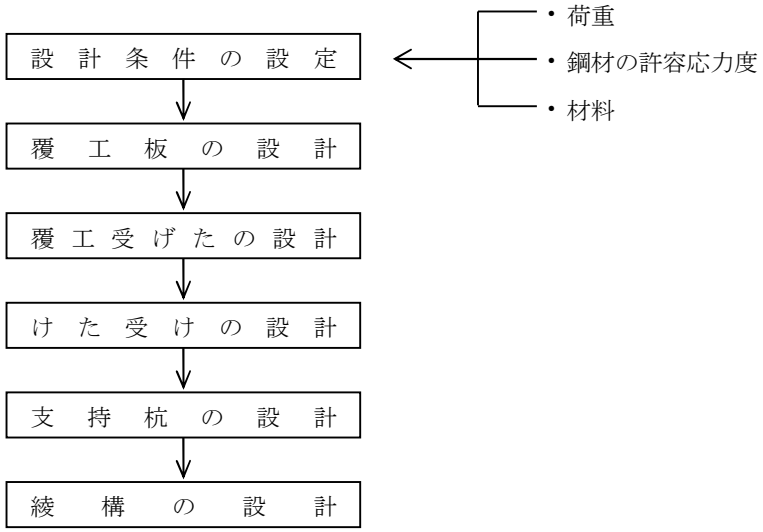
d. 衝突荷重

衝突荷重は衝突が予想される船舶、車両の大きさ、衝撃荷重、角度などを十分検討して決定することが必要である。

4) 構造細目 〔仮設構造物工指針 2-11〕

(1) 設計手順

仮桟橋の設計は、図 1-5-8 に示す手順に従って行う。



〔仮設ガイドブック（Ⅱ）7.2〕

図 1-5-8 設計手順のフロー

(2) 覆工板の設計

① 輪荷重がＴ－25 に改訂されたが、市場ではＴ－25 対応の覆工板とともにＴ－20 対応の覆工板も流通しているため、Ｔ－20 対応の覆工板を使用する際には、利用目的に応じた強度計算を行い安全であることを確認する必要がある。

② H形鋼や角材を並べた場合には、覆工受げたを支点とした単純梁または連続梁として計算を行う必要がある。

③ 市場に流通している覆工板は、いずれも長辺を支間として使用するよう設計されているため、短辺が支間となるような使用をしてはならない。

④ 覆工板には各種あるが、使用にあたっては車両の安全走行を考慮し、すべり止めの付いたものを選択する方が望ましい。また、覆工板の選定にあたっては、設置場所の状況や設置期間、施工性等を検討し、安全性を十分確認したうえで使用することが必要である。覆工板の単位面積当たりの重量は表 1-5-3 の値を使用してよい。

⑤ 覆工板端部は図 1-5-9 に示すように、受げたよりずれが生じないように配慮する必要がある。
一般には落とし込み式が多く使用されている。

表 1-5-3 覆 工 板 の 重 量

種　　類	単位面積当たりの重量(kN/m²)	
	長さ２ｍ	長さ３ｍ
鋼　　製	2.0	2.0
鋼　製（ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装付）	2.5	2.6
鋼・コンクリート合成	2.8	3.3

〔仮設工指針 2-11-3〕

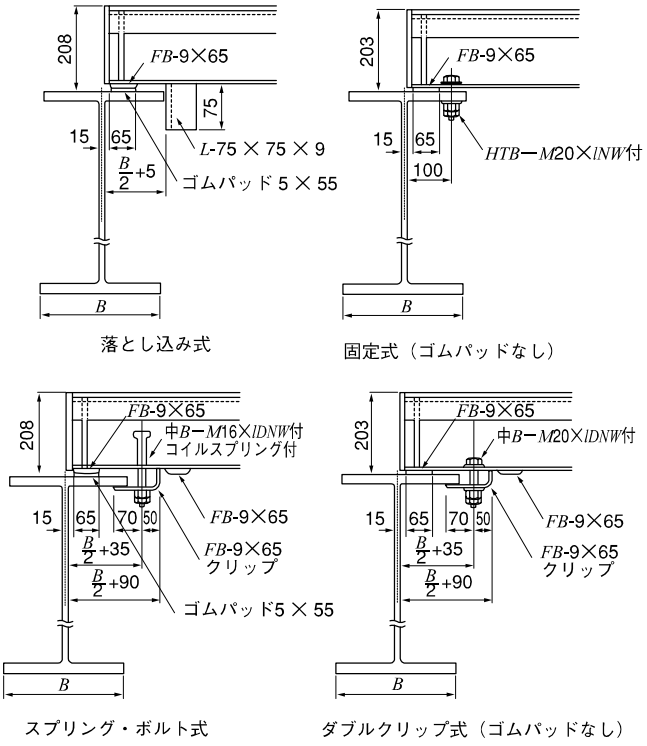


図 1-5-9 鋼製覆工板の設置例

(3) 覆工受げたの設計

① 覆工受げたの配置

覆工板の形状は一般に 1.0×2.0ｍもしくは 1.0×3.0ｍの大きさであり、橋軸直角方向に設置するので、けたの間隔も２～３ｍとするのが一般的である。けた間隔の選定にあたっては、設置場所の状況や設置期間、路面覆工後の施工性等を検討し、安全性を十分確認した上で使用することが必要である。

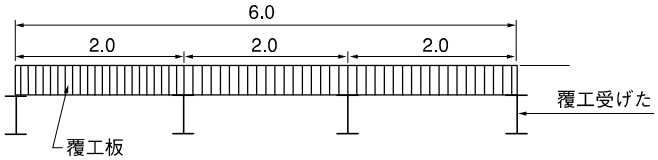


図 1-5-10 覆工受げたの配置（断面図）

② 覆工受げたの支間

覆工受げたの支間は 5～6mが最も多く用いられているが、杭打機などの作業機械の性能、施工方法等も考慮して決定しなければならない。覆工受げたの支間が長い場合は、許容曲げ圧縮応力度が小さくなるので、横倒れ座屈防止のための横継材を取りつけ、フランジ固定間距離を短縮する。

ここで示す設計手法の適用範囲は、支間 15m程度までであるが、自動車走行方向が受げた直角方向もしくは、建設用重機で設計する場合は、支間が 12m程度をこえると対応する受げた部材（H形鋼等）がなく、12m程度が限界となる。

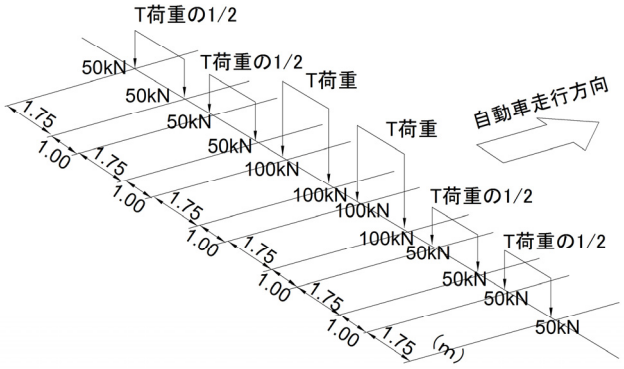
③ 覆工受げたの応力の計算

覆工受げたは、覆工受げたの自重と覆工板の重量及び活荷重を載荷させ、けた受けを支点とする単純梁として計算する。死荷重及び活荷重により計算された断面力は、それぞれの最大値の合計を設計に用いる断面力として計算する。

a. 一般交通（自動車荷重）で設計する場合の活荷重による断面力の計算

ｲ. 覆工受げたと自動車の走行方向が直角な場合

Ｔ荷重が直接覆工受げたの上に載荷されるものとし、図 1-5-11 に示す荷重配列で受げたに作用する断面力が、最大となるように載荷するものとする。



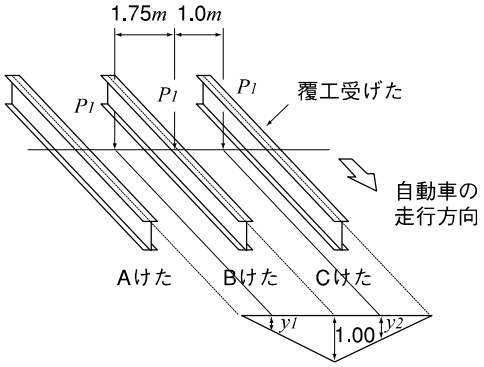
〔仮設工指針 2-11-4〕

図 1-5-11 覆工受げたと走行方向が直角な場合のＴ荷重の載荷方法

ﾛ. 覆工受げたと自動車の走行方向が平行な場合

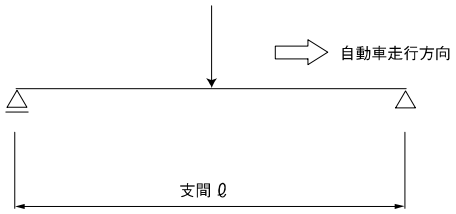
Ｔ荷重を図 1-5-12 に示すように覆工板に載荷させ、各荷重による覆工受げたへの影響を考慮するものとする。例えば、Ｂけたに作用する荷重Ｐは、覆工板ＡＢ間、ＢＣ間に図 1-5-12 のような影響線を考え、次式により求められる。この荷重Ｐを図 1-5-13 に示すモデルで最大断面力が生じるように載荷し計算する。

$$P = 1.0P_1 + y_1P_1 + y_2P_1 \quad (\mathrm{kN})$$



〔仮設工指針 2-11-5〕

図 1-5-12　覆工受げたと走行方向が平行な場合の載荷方法



〔仮設工指針 2-11-5〕

図 1-5-13　合成荷重Ｐの載荷方法

b.　建設用重機で設計する場合の活荷重による断面力の計算

建設用重機で設計する場合は、その配置、組み合わせなどを考慮し、最大応力が生じるように活荷重を載荷し計算する。必要に応じ、水平荷重による覆工受げたの部材弱軸方向に対する検討を行う必要がある。

クレーン系重機、掘削機系重機の走行時には、自重及び衝撃荷重を考慮し、荷重偏心の影響は考慮しなくてもよい。作業時には自重、吊り荷重などの付加荷重、荷重偏心の影響のほか、杭の打込み、引抜き作業等のように衝撃荷重が発生する作業においては、衝撃荷重を考慮する。

④　たわみの計算

覆工受げたの活荷重によるたわみは $\ell/400$（ℓ は支間）以下で、かつ 2.5 ㎝以下でなければならない。この時活荷重に衝撃荷重は含まなくてもよい。

覆工受げたに載荷される活荷重が一個の場合、および活荷重が複数個載荷される場合、もしくは分布荷重が載荷される場合のたわみは次式によって計算する。

$$\delta = \frac{P_0 \ell^3}{48EI} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{（活荷重が 1 個の場合）}$$

$$\delta = \frac{5W_0 \ell^4}{384EI} = \frac{M_{\ell max} \ell^2}{9.6EI} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{（活荷重が複数個もしくは、分布荷重の場合）}$$

ここに、 δ ：たわみ（m）

$M_{\ell}\max$ ：衝撃を含まない活荷重による最大曲げモーメント（kN･m）

ℓ ：支間長（m）

I ：受げたの断面二次モーメント（m^4）

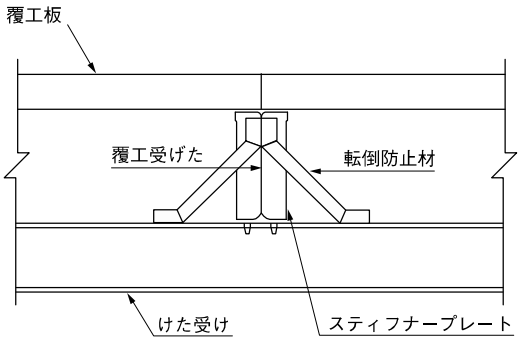
E ：受げたのヤング係数（kN/m^2）

P_0 ：覆工受げたに作用する衝撃を含まない集中荷重（kN）

W_o ：換算等値等分布荷重 $=\dfrac{8M_{\ell}\max}{\ell^2}$（kN/m）

⑤ 転倒防止工の設置

覆工受げたが橋軸直角方向に配置される場合は、覆工受げたの転倒についての検討を行い、必要ならば図 1-5-14 に示すような転倒防止措置を講じる必要がある。フランジ幅と高さが同程度の広幅H形鋼を覆工受げたの場合には、一般に転倒防止補強の必要はない。転倒の検討対象荷重としては、鉛直荷重の路面方向分力と活荷重による制動荷重を考慮する。



〔仮設工指針 3-5〕

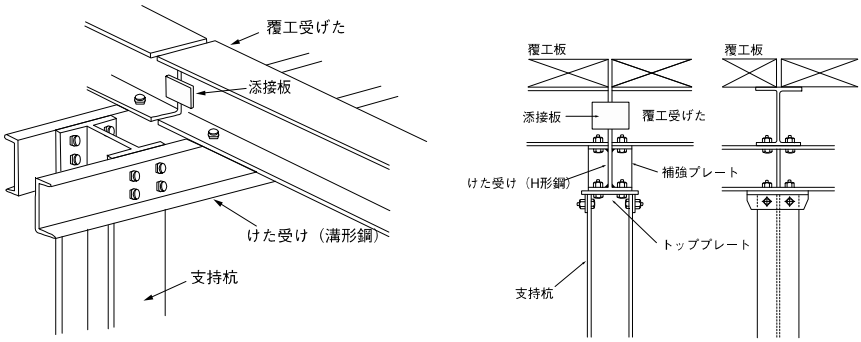
図 1-5-14 覆工受げたの転倒防止工の一例

転倒防止工は、けた受け部材に取り付けるのが一般であるが、覆工受げたのスパンが大きくなると水平材で覆工受げた同士を繋ぐこともある。参考に、共同溝設計指針（日本道路協会）によれば、勾配と直角方向に覆工受げたを設置し、かつその勾配が 2.5%以上の場合に転倒防止工を設置するとしている。

(4) けた受けの設計

杭の頭部には、けた受けを設け、覆工受げたを支えるものとする。

けた受けの配置例は、図 1-5-15 に示すとおりである。



溝形鋼の場合　　H形鋼の場合

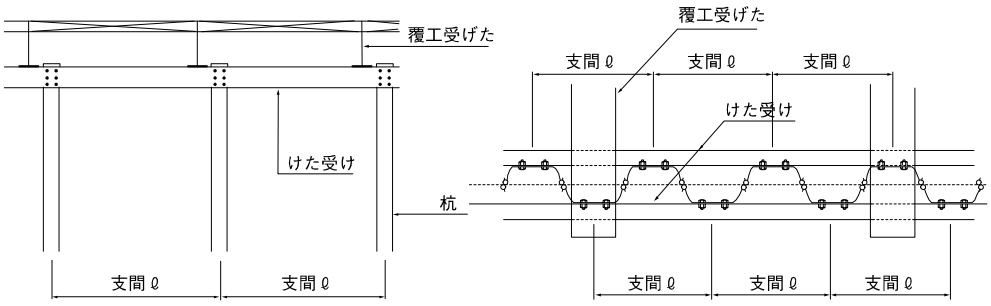
図 1-5-15 けた受けの例

① けた受けの設計

けた受けは覆工受げた反力及び死荷重に対し、十分な強度と剛性を持つものでなければならない。けた受けの計算は、覆工受げた等、けたの最大反力を集中荷重とし、また、けた受け自重を分布荷重として、杭あるいは土留壁との取り付け部を支点とする単純梁として計算するのがよい。

けた受けの支間は、図 1-5-16 のように同一けた受けが、ボルトで接合されている支持杭の中心間隔とし、覆工受げた反力は、けた受けの断面力が最大となるように載荷して計算する。

一般にけた受けの支間は 2～3m以下と小さく、杭中心と覆工受げた中心が近いため、せん断力が支配的な応力となる。このためけた受けの設計では、たわみの計算は行わなくてよいが、埋設物があるなどの理由で、杭間隔が大きくなる場合または、けた受け支間中央付近に覆工受げたが取り付けられる場合は、たわみに対する照査も行わなければならない。この時のたわみの制限値は、覆工受げたと同様とする。



(a)H形鋼に支持される場合　　(b)鋼矢板に支持される場合

図 1-5-16　けた受けの支間

② ボルトの計算

けた受けと杭を固定するボルトは、けた受けの最大反力に対し十分な強度を持ったものでなければならない。ボルトの必要本数は次式で計算する。

なお、けた受けに溝形鋼を用いる場合のように、活荷重による鉛直荷重に対し、ボルトのせん断力で抵抗させる場合には、高力ボルトを使用することが望ましい。

$$n = \frac{R}{S_a}$$

$$S_a = A \tau_a$$

ここに、n　：ボルトの必要本数（本）

R　：けた受けの最大反力（N）

S_a　：ボルト１本当たりの許容せん断力(N)

A　：高力ボルトの場合は公称径（呼び径）から求めた断面積

普通ボルトの場合はねじ部の有効断面積（㎜²）

τ_a　：ボルトの許容せん断応力度（N/㎜²）

(5) 支持杭の設計

① 支持杭の間隔及び打設位置

杭の橋軸直角方向の間隔は、覆工受げたの間隔に合わせ 2～3m とするのが一般的である。埋設物があるなどの理由で杭間隔を広げる場合は、けた受け材の十分な照査を行わなければならない。

また、河川内の仮橋支持杭の位置を決めるときは、流水に対して直角方向の投影面積が少なくなるような配置にすることが必要であり、手延べ（片押し）作業となることから、そのサイクルが効率的となるよう計画する必要がある。仮橋直下を掘削する場合は、全体の掘削計画や構造物の形状に応じて支持杭を配置する必要がある。

② 河川内に支持杭を打設する場合の支持杭の根入れ長さ及び支持力の確保

河川内の支持杭は河床面からの突出長が大きくなるため、水平力作用時の曲げモーメント及び変位量も大きくなることに注意しなければならない。また、洪水時に根入れ部分が洗掘される恐れがあり、根入れ長さについても十分な検討が必要である。

③ 斜面に平行に構築される仮橋の計画

斜面上の仮橋は、支持杭長さが異なるので水平力の負担が均等にならず、短い杭ほど水平力の負担が大きいことに注意する必要がある。また構造物によっては、その本体を利用して仮橋を計画することにより経済的となる場合もあるので、工事全体の施工計画を見通して仮橋の計画を立案する必要がある。

④ 杭の計算

a. 許容鉛直支持力

杭はけた受けの最大反力に対し、十分な支持力を有したものでなければならない。杭の許容支持力は自重が小さい一般の仮設杭の支持力は次式により計算してもよい。

$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

ここに、 R_a ：許容鉛直支持力（kN）

n ：安全率（ｎ＝２）

R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

極限支持力 R_u は次式により求める。

$$R_u = q_d A + U \Sigma \ell_i f_i$$

ここに、 A ：杭の先端面積(m²)

q_d ：杭先端地盤の極限支持力度(kN/m²)

U ：周長(m)（土と接する部分とする。）

ℓ_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

ただし、N≦2 の軟弱層では、周面摩擦抵抗を考慮してはならない。

H型鋼を用いた仮橋杭の先端地盤の極限支持力度 q_d (kN/m²)及び、最大周面摩擦力度 f_i (kN/m²)は、それぞれ次式により求めてよい。

$q_d = 200\alpha N$

$f_i = 10\beta N_c$ (N_c: N値の場合)、 $f_i = \beta N_c$ (N_c: 粘着力 c の場合) (粘性土)

$f_i = 2\beta N_s$ (砂質土)

ここに、 α、β ：施工条件による係数（表 1-5-4）

N ：先端地盤のＮ値 $N = \dfrac{N_1 + N_2}{2}$ （Ｎ≦40）

N_1 ：杭先端位置のＮ値（図 1-5-17）

N_2 ：杭先端から上方へ 2m の範囲における平均Ｎ値（図 1-5-17）

N_c ：粘性土のＮ値または粘着力 c で 150kN/m² を上まわる場合は、150kN/m² とする。

N_s ：砂質土のＮ値で 50 を上まわる場合は 50 とする。

表 1-5-4 杭の施工条件による各種の係数

施工方法		先端支持力度の係数 α	周面摩擦力度の係数 β
打撃工法		1.0	1.0
振動工法		1.0	0.9
圧入工法		1.0	1.0
ﾌﾟﾚﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ工法	砂充填	0	0.5
	打撃・振動・圧入による先端処理	1.0	1.0

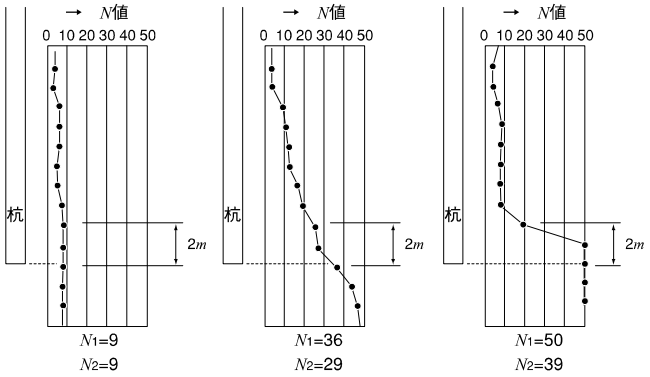
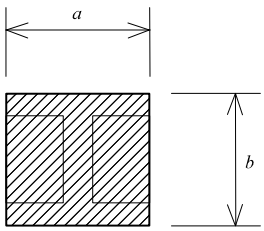


図 1-5-17 Ｎ1及びＮ2のとり方

杭の先端面積及び周長は、図 1-5-18 に示す値とする。

ただし、次式による場合には、杭先端は少なくとも良質な層へ 2m を根入れさせることが望ましい。



$U=2(a+b)$ ：中間杭、仮橋杭と親杭の掘削底面以深

$U=(a+b)$ ：親杭の掘削底面以浅

$A = a\ b$

A ：先端面積 (m²)

U ：周長 (m)

図 1-5-18 杭の先端面積及び周長

b. 水平荷重に対する検討

通常、土留壁と兼用される杭（路面覆工）では、地盤との付着、地盤反力等が十分期待できるため、水平荷重に対する検討は行わなくてよい。仮橋の支持杭では、地盤が軟弱な場合や杭の突出長が長い場合等には、水平荷重に対する検討を行う必要がある。通常、仮橋の支持杭の水平荷重に対する検討は、橋軸方向（走行方向）には多数の杭が覆工受げたにより連結されており、両端部（乗入れ部）は土による拘束が大きいため、危険断面となる橋軸直角方向（走行直角方向）の杭列に対して行えばよい。

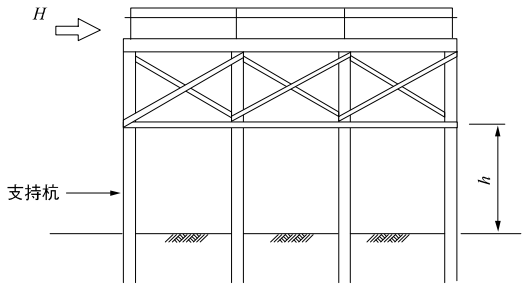
ｲ. １本の杭に作用する水平荷重は次式により算出する。

$$H_0 = \frac{H}{n}$$

ここに、 H_0 ：１本の杭に作用する水平荷重（kN）

H ：杭列に作用する水平荷重（kN）（表 1-5-2 参照）

n ：杭列の杭本数（図 1-5-19 の場合 n＝4）



〔仮設工指針 2-11-9〕

図 1-5-19 杭に作用する水平荷重

ﾛ. 水平荷重により、支持杭に発生する曲げモーメントは、$\beta\ell \geqq 2.5$（β：杭の特性値、ℓ：根入長）の場合には、半無限長の杭として計算する。通常、綾構を設けることを原則として、杭頭の回転を拘束された杭とし次式で求める。

$$M_0 = \frac{1 + \beta h}{2 \beta} H_0$$

$$M_m = \frac{H_0}{2\beta}\sqrt{1+(\beta h)^2}\cdot\exp(-\tan^{-1}\frac{1}{\beta h})$$

ここに、 M_0 ：杭頭曲げモーメント（kN･m）

M_m ：地中部最大曲げモーメント（kN･m）

h ：杭の突出長（m）

β：杭の特性値（m^{-1}）（ただし、ここで用いる逆三角関数の単位は rad である）

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

ここに、 k_H ：水平方向地盤反力係数（kN/m³)本章 1-2-2 設計一般 3）(4)を参照

D ：杭の幅（m）

E ：杭のヤング係数（kN/m²)

I ：杭の断面二次モーメント（m⁴)

$$\delta = \frac{(1 + \beta\ \mathrm{h})^3 + 2}{12EI\beta^3}\mathrm{H}_0$$

δ ：杭頭変位（㎝)

このとき用いる杭の断面二次モーメントは図 1-5-20 のように、フランジに直角に水平荷重が作用する場合は強軸方向の断面二次モーメント(I_x)を、ウェブに直角に作用する場合は弱軸方向の断面二次モーメント(I_y)を用いることに注意しなければならない。

(a)フランジに直角に荷重が作用する場合　(b)ウェブに直角に荷重が作用する場合

〔仮設工指針 2-11-9〕

図 1-5-20　H形鋼杭と荷重方向

やむを得ず綾構を設けない場合は、杭頭の回転を拘束されない杭とし、次式により杭に発生する曲げモーメントを求めるとともに、杭の変位を求め、仮橋の変位についての検討も行う必要がある。

$$M_0 = 0$$

$$\mathrm{M}_m = \frac{\mathrm{H}_0}{2\ \beta}\sqrt{(1 + 2\beta h)^2 + 1}\cdot\exp(-\tan^{-1}\frac{1}{1 + 2\ \beta\ \mathrm{h}})$$

$$\delta = \frac{(1 + \beta h)^3 + 1/2}{3\ \mathrm{E}\ \mathrm{I}\ \beta^3}\mathrm{H}_0$$

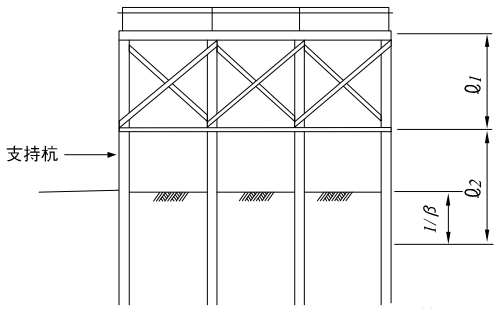
ハ. 支持層が浅い等の条件により根入れが有限長の領域（$\frac{2}{\beta} \leqq \ell < \frac{2.5}{\beta}$）にある場合。有限長杭としての計算を行うものとする。ただし、半無限長の杭としての計算結果に表 1-5-5 の割増し率を乗ずる簡易法を用いてよい。

表 1-5-5　割増し率

根入れ長	杭頭部自由		杭頭部固定	
	曲げモーメントM	変位量δ	曲げモーメントM	変位量δ
$\frac{2}{\beta} \leqq \ell < \frac{2.5}{\beta}$	1.00	1.25	1.10	1.20

c. 部材断面の検討

仮橋に用いる支持杭は、鉛直荷重による軸力と水平荷重によるモーメントを同時に作用する部材として、応力度照査のほか、安定に対する検討が必要である。このときの座屈長は、一般に橋軸直角方向が弱軸となるため、図 1-5-21 のℓ_1、ℓ_2のうち大きい値とするが、仮橋高さが高い場合、橋軸方向の座屈が卓越する場合がある。このような場合は座屈長を$\ell_1+\ell_2$として橋軸方向（杭全体）の座屈に対する照査も必要となる。



〔仮設工指針 2-11-9〕

図 1-5-21　杭の座屈長

(6) 水平継材及び斜材の設計

斜材・水平継材は杭列の各杭に水平荷重を分布させ、かつ杭頭の回転を拘束する部材及び構造でなければならない。仮桟橋では橋軸直角方向には、斜材・水平継材を取り付けることを原則とする。

① 水平継材

水平継材は圧縮材として設計し、応力は次式で計算する。

$$\sigma_c = \frac{H}{n \cdot A}$$

ここに、 σ_c ：水平継材に発生する圧縮応力度（N/㎜²）

H ：杭列に作用する水平荷重（N）（表 1-5-2 参照）

A ：水平継材１本の断面積（㎜²）

n ：水平継材の本数（通常、杭の両面に取り付けるためｎ＝２）

② 斜　材

斜材は圧縮材として設計し、応力は次式で計算する。

ただし、桟橋杭の間隔が大きくなった場合圧縮材で設計すると部材断面が大きくなり施工性が悪くなることがある。

この場合は、フレーム計算等で詳細に荷重を算出し、斜材の座屈を許容する設計（引張材としての設計）を行ってよい。

$$\sigma_c = \frac{H}{n \cdot A \cdot \cos\alpha}$$

ここに　、σ_c ：斜材に発生する圧縮応力度(N/㎜²)

H ：杭列に作用する水平荷重(N)（表 1-5-2 参照）

A ：斜材１本の断面積(㎜²)

α ：水平荷重作用方向に対する斜材のなす角度(図 1-5-22 参照)

n ：斜材の組数（図 1-5-22 の場合は　ｎ=3）

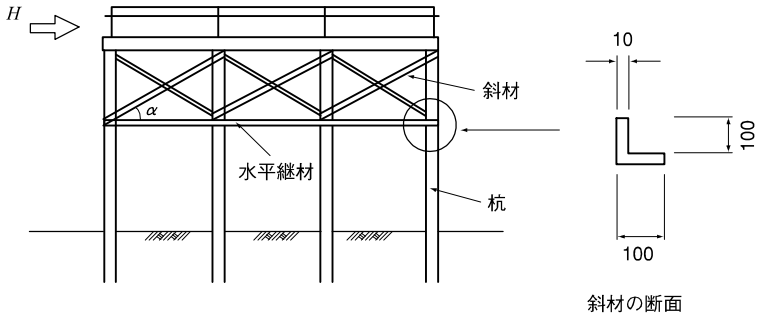


図 1-5-22　斜材・水平継材

5)　安全設備　〔仮設ガイドブック（Ⅱ）7.2〕

安全設備は、仮桟橋上で作業をする作業員の安全を確保するための設備で、墜落、落下災害の防止を目的としたものである。安全設備として、次のものがある。

①　転落防止柵

作業構台には、転落防止柵を設置する。転落防止柵の材料規格は、支柱ならびに水平材とも鋼管足場パイプφ48.6、ｔ=2.4 ㎜程度とし、覆工受げたまたは覆工板に緊結する。

②　幅　木

作業構台の手摺の廻りには幅木を設置する。幅木の材料は木製または鋼製とし、著しく変形・損傷のないものとする。

③　高　欄

仮桟橋には高欄を設置する。高欄は、一般に下記のものを使用する。

工事用仮橋　　：パイプ組立式（鋼管足場パイプ φ48.6、ｔ=2.4 ㎜程度のものを使用）

一般用（仮橋）：ガードレール

④　その他

その他の安全設備として、車止め、照明、標識等がある。これらは必要に応じて設置するものとする。

1-6　汚濁防止工　〔仮設ガイドブック（Ⅰ）4.1〕一部加筆

濁水対策工は、河川・湖沼の浚渫工事や埋立地工事による濁水の発生及び拡散を防止する設備であり、濁りの二次汚染や生物生態系への影響をできるだけ少なくし、かつ施工精度や能率を落とすことなく施工できるものを選択することが必要である。**また、現場状況に応じ、濁度や pHの管理やモニタリングを行い、環境保全に配慮する。**

1)　前処理工法

濁りの防止という観点から事前に除去底質の性状を濁りが発生しにくい性状に変えてから浚渫する。

2)　濁水発生防止装置

浚渫工事における濁りの発生は、大部分が掘削する場所で起こる。そこで、掘削する機械はできるだけ濁りを出さないように種々の改良開発がなされている。それらには、1)在来のポンプ浚渫船を改良した浚渫船、2)特殊ポンプを用いた浚渫船、3)在来のグラブ浚渫船を改良した浚渫船等がある。

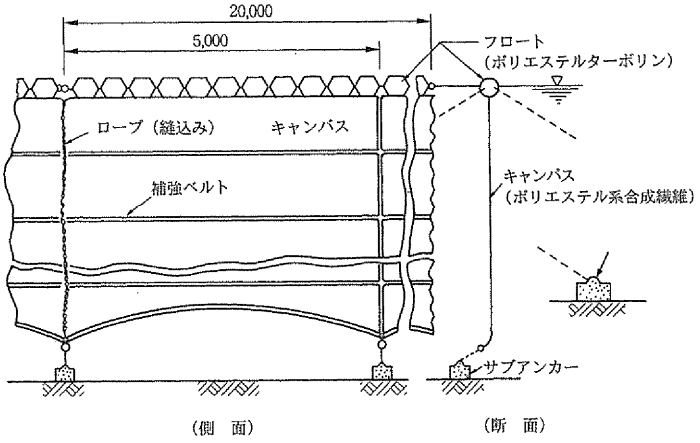
3)　濁水拡散防止設備

在来地盤が比較的硬く、ゴミ・砂利等が含まれ、濁りの発生の少ない装置で浚渫することができない場合や、管理基準が厳しく濁水発生防止装置だけでは濁りの発生・拡散防止が十分達成されない揚合には、次に挙げる方法で発生した濁りの拡散を防止する。

(1)　汚濁防止膜

浚渫工事の過程において、濁りや有害物質の拡散を防止する目的で種々の汚濁防止膜が考案されている。膜の素材には.ポリエチレン、ポリプロピレン、発泡スチロール等の不透水性のものと、合成'繊維シートで透水性のものとがあり、これらを浚渫船のまわりや余水吐前面等に敷設して汚濁拡散の防止を図る。敷設方法は、膜を吊り下げるのに発泡樹脂製または中空円筒形のフロートを使用し、膜の下部にはおもりをつけ、この部分をアンカーリングすることにより、流れに抵抗させるものである（図1-6-1）。

なお、膜の長さについては周辺工事の実績や河川環境（底生生物の移動経路等）を考慮して、適切に設定する。



〔仮設ガイドブック（Ⅰ）4.1.3〕

図 1-6-1　汚濁防止膜の敷設例

(2)　凝集・沈降剤による拡散防止

汚濁発生箇所である浚渫地点付近に凝集・沈降剤を散布し、またバージ(土運船)上のオーバフロー水に凝集・沈降剤を混入して汚濁粒子の沈降速度を増大させて、拡散範囲を少なくする方法である。

(3)　汚濁防止膜と凝集・沈降剤の併用

この方法は、浚渫周辺を汚濁防止膜で囲い、汚濁発生箇所を外部と遮断し、汚濁防止膜の移動を行う前に、汚濁防止膜内に凝集・沈降剤を散布して発生した濁りを速やかに沈降させるものである。この方法は、ごく一部の特殊な場合に用いられることがある。

(4)　浚渫・埋立工事で発生する余水の処理

浚渫・埋立工事の際に発生する余水は、二次公害発生の防止という観点から排水規制の強化が求められ、高度な技術が要求される。余水処理方法として次の方法があげられ、これらは濁水処理における処理方法と基本的には同一である。

①　埋立地(土捨場)自体で処理する。
②　埋立地のほかに沈澱池を設ける。
③　埋立地のほかに沈澱池と機械装置(ろ過器等)を設ける。
④　機械装置(シックナー、ろ過器等)のみを用いる。

【コラム】河川工事の環境への影響低減対策

【基本的考え方】

・仮設工については、周辺の自然環境に与える影響を回避・低減・代償する措置を講じることが望ましい。

・できるだけ環境に対する影響を回避→低減（最小化）→代償の順序に従って、段階を踏んでいき、生態系への開発のインパクトを最小化する（ミチゲーション）。

【環境を把握する】

〔仮設構造物が生物の生息･生育環境に与える影響例〕
●生息・生育地の損失　●生息・生育地の分断　●移動経路の分断
●振動・騒音による影響　●水質の悪化　●その他、環境条件の変化

【仮設計画のチェック】

・設計時点の仮設計画が現場の自然環境に適切かどうか確認する。

【影響低減の対策例】

⑴　貴重種等の注目すべき生物が確認された場合には、生息・生育地を避けて仮設構造物を設置する。

⑵　準備工における周辺植生の伐採を最小限にとどめ、場合によっては移植する。

⑶　工事用道路の延長、幅員は最小限とし、必要に応じて粉じん対策や地盤に対する荷重を低減する。

⑷　土砂、濁水の流出防止対策を施す。

⑸　水中施工では、水域の攪乱を避け、水生生物に対する影響を低減するため、水域の攪乱を避け、土砂・濁水の流出防止対策を図る。

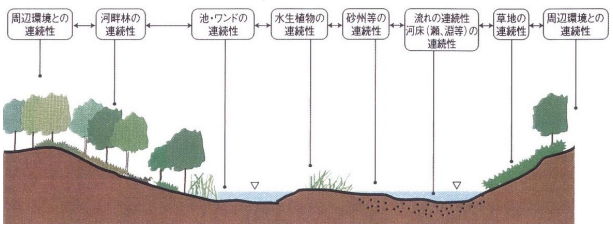
⑹　生物の生息・生育環境の連続性やネットワークを確保する。

⑺　生物の生活史に配慮した施工工程計画を行う。

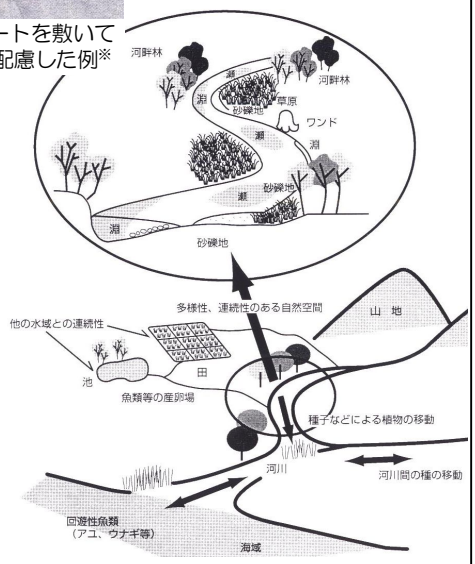
樹林を避けて工事用道路を配置した例※

搬入土を用いる際にシートを敷いて土が混ざらないように配慮した例※

仮設のろ過施設を設けて濁水の流出を防止した例※



河川の生物の生息･生育環境の連続性※



河川と周辺環境の連続性とネットワーク※

※〔多自然型川づくり　施工と現場の工夫〕

○参考文献

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
河川砂防（調）	河川砂防技術基準　調査編	H26.4	国土交通省
構造令	改定　解説・河川管理施設等構造令	H12.1	(社)日本河川協会
例規集	河川事業関係例規集	H27	(社)日本河川協会
アンカー設計基準	グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説	H24.5	(社)地盤工学会
二重式仮締切マニュアル	鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル	H13.5	(財)国土技術研究センター
耐候性大型土のうマニュアル	「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル	H24.3	(財)土木研究センター
道示（下部）	道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）	H24.3	(社)日本道路協会
仮設工指針	道路土工　仮設構造物工指針	H11.3	(社)日本道路協会
仮設ガイドブック（Ⅰ）	土木工事仮設計画ガイドブック（Ⅰ） ―平成 23 年改訂版―	H23.3	(社)全日本建設技術協会
仮設ガイドブック（Ⅱ）	土木工事仮設計画ガイドブック（Ⅱ） ―平成 23 年改訂版―	H23.3	(社)全日本建設技術協会

第 2 章　雑 工 事

第２章　雑工事

2-1　第２側帯工

(1)　設置の基本

洪水時等における非常用の土砂等を備蓄するため特に必要な箇所に設けるものとし、盛土は敷均しを原則とする。また、下記項目に留意の上、計画的に設置する。

①　幅、長さ、体積は「解説・河川管理施設等構造令　規則第 14 条二項」によるものとする。

②　重要水防箇所を考慮のうえ、計画する。

③　設置個所の選定に当たっては、河川用地の有効利用をはかる。

④　市街地区域等で用地買収が困難な場所で非常時に附近の（例えば、公園、学校等の）土砂を利用できると判断される箇所は除く。

⑤　新堤築造に際しては、計画的に設けること。

⑥　側帯の天端には、市松芝は不要である。

(2)　側帯の構造

①　小段高程度に設ける場合

縁切り施設等は、災害時における機械施工で本堤計画堤防断面を切り欠かないようにする対応とし、透水性を持った工法とすること。（平ブロック張り、侵食防止マット、吸出防止材等）

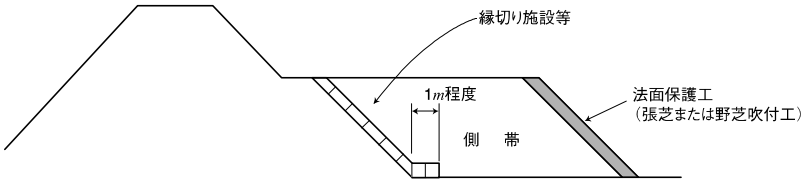


図 2-1-1　小段高程度に設ける場合

②　堤防天端高程度に設ける場合

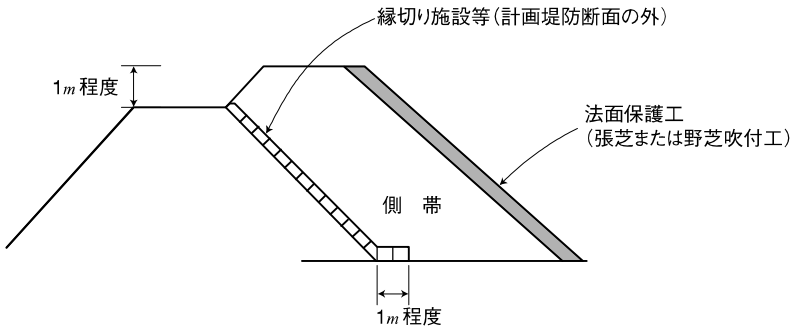


図 2-1-2　堤防天端高程度に設ける場合

③ 桜づつみ整備要領の場合

一般に第２種側帯、第３種側帯を利用して設置される場合が多いため、盛土は敷均しを原則とする。

第 2 種側帯整備区間を桜づつみ整備要領に基づき整備をする場合は、「（参考）桜づつみ縁切り施設等について」(例規集 第 7 編 3.9 平成二十一年四月一日河川局河川環境課長、治水課長事務連絡)によるものとする。

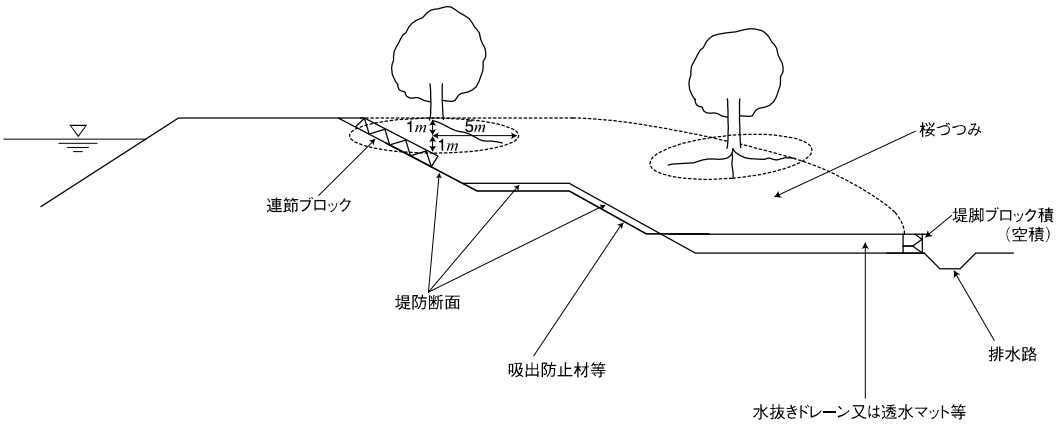


図 2-1-3　桜づつみ標準断面図

④ その他植樹を行う場合

桜つづみ整備事業以外で、側帯に植樹するときの基準については、「河川区域における樹木の伐採・植樹基準」(例規集 第 1 編 5.23 平成 10.6.19　河川局治水課長通達)を参照されたい。

(3) 天端処理

側帯の上は備蓄材置場となるため、裸地のまま放置される場合が多いが、美観上問題がある場合は、クローバー･牧草の種子散布を行ってもよい。

2-2 水路工

1) 設計の基本

堤防沿いの堤内側の法尻付近には、堤体雨水の排水として堤脚水路工を設けることを標準とする。ただし、堤内側に排水路があり兼用できる場合はこの限りでない。

(1) 排水工の設置位置は、計画堤防断面外とし、官民境界に沿って行なう。なお、堤防のり面勾配が 3 割の場合においても、のり尻から 2H を確保する（図 2-2-1）。

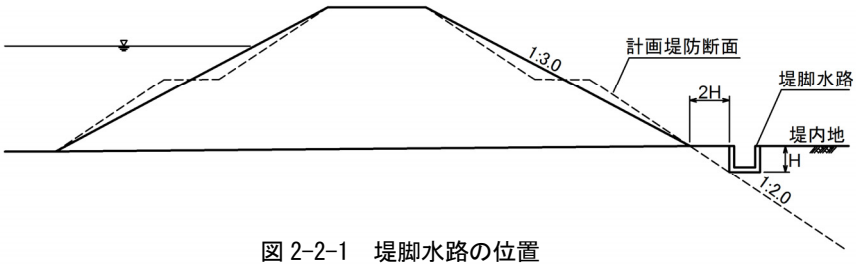


図 2-2-1　堤脚水路の位置

(2)　断面は堤防総法長、水路延長、降雨確率５年※を基準として、決定するものであるが、接続する水路断面の大きさ（既設、計画）も考慮して断面を決めるものとする。

※降雨強度式（降雨確率５年）は、各地域で設定された式を基本とする。

(3)　排水工は、経済性を考慮して極力Ｕ字側溝等のプレキャスト製品より選定するものとする。

(4)　断面形状及び条件式は「標準設計の手引き」及び「道路土工要綱 共通編 第２章排水」によるものとする。

(5)　維持管理等の容易さよりＰＵ1 型 300Ｂ程度とする。山地、民地等の流入条件を考慮して決定するものとする。

(6)　集水桝は、側溝が排水管に接続する箇所、および側溝の断面が変化する箇所に設けるものとする。なお、形状寸法は接続する側溝の大きさ、位置などから「土木構造物標準設計」を参考に決定するものとする。

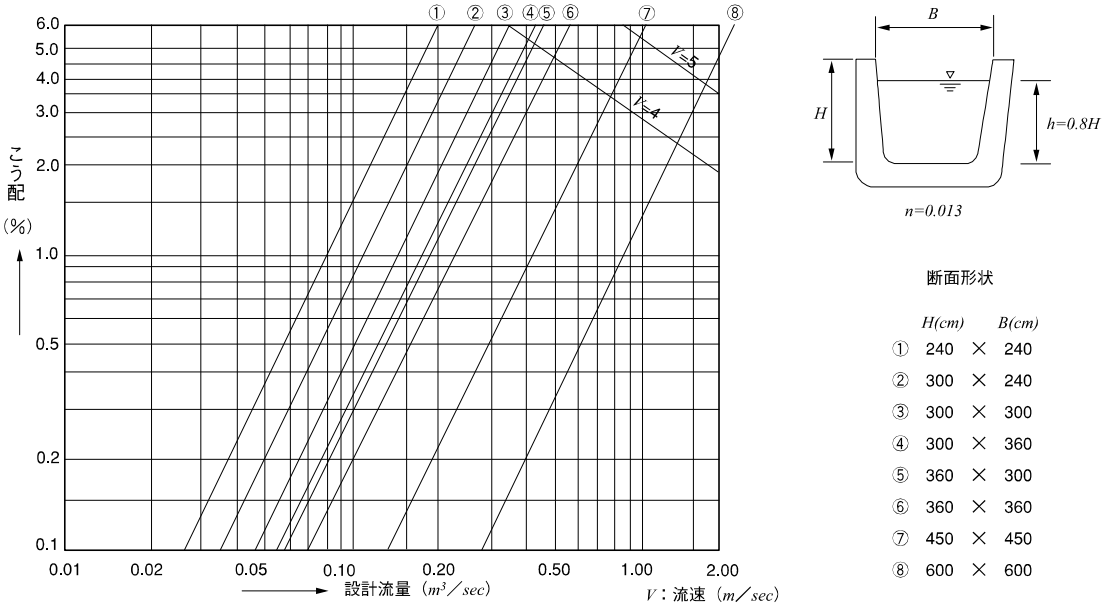


図 2-2-2　ＰＵ１型設計流量-勾配の関係〔土木標準設計　第１巻〕

〔使用例〕

流出流量（q）を 0.03 m^3/sec とすると設計流量（Q）は 30%余裕を見込み、0.03×1.3≒0.04 m^3/sec とする。側溝の縦断勾配を 0.13%とすると、上図の設計流量 - 勾配の関係より②B300×H240 とする。

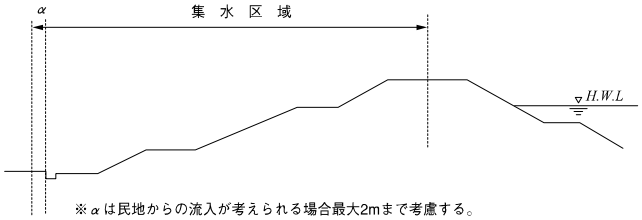
2) 側溝断面の決定方法

(1) 側溝勾配を算出する。

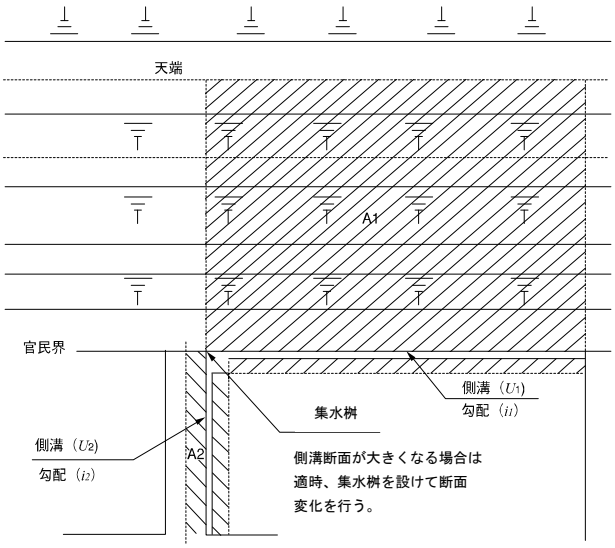
側溝天端高を堤内民地地盤高及び流末水路位置等により、計画側溝勾配を決定するものとする。

(2) 集水面積（Ａ、単位㎡）

〔横断図〕



〔平面図〕



解表 2−2(a) 地表面の工種別基礎流出係数 [8),9)]

地表面の種類		流出係数
路面	舗装	0.70～0.95
	砂利道	0.30～0.70
路肩，のり面等	細粒土	0.40～0.65
	粗粒土	0.10～0.30
	硬岩	0.70～0.85
	軟岩	0.50～0.75
砂質土の芝生	勾配 0～2％	0.05～0.10
	〃 2～7％	0.10～0.15
	〃 7％以上	0.15～0.20
粘性土の芝生	勾配 0～2％	0.13～0.17
	〃 2～7％	0.18～0.22
	〃 7％以上	0.25～0.35
屋根		0.75～0.95
間地		0.20～0.40
芝，樹林の多い公園		0.10～0.25
勾配の緩い山地		0.20～0.40
勾配の急な山地		0.40～0.60
田，水面		0.70～0.80
畑		0.10～0.30

〔道路土工要綱〕

図 2-2-3 集水面積

(3) 断面の決定

① 側溝U_1の決定は、集水面積（A_1）から流出量の計算を行ない、その流出量(Q)と側溝勾配（i）により図 2-2-2 により断面を決定する。

② 側溝U_2の決定は、集水面積（A_1+A_2）から流出量の計算を行ない、その流出量(Q)と側溝勾配（i_2）により図 2-2-2 より断面を決定する。

※ なお、この基準は一般的な場合に適用するので、漏水箇所、ﾄﾞﾚｰﾝ工のある箇所、山地から流入等、他の条件が考えられる場合は、別途これを考慮するものとする。

3) 構造

プレキャスト製品（JIS 規格品）以外は標準設計を原則とする。

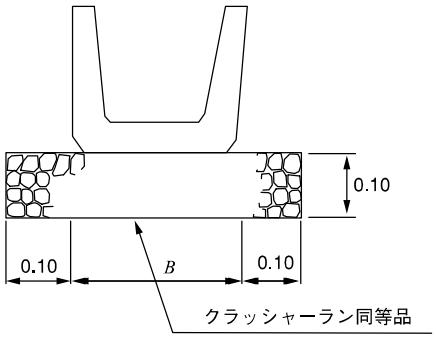


図 2-2-4 側 溝

4) 側溝蓋

排水路及び集水桝には必要に応じて溝蓋を設置するものとする。

(1) コンクリート蓋

一般にはコンクリート蓋を使用するものとし、車荷重のかかるものは適用する種類を使用するものとする。

表 2-2-1 コンクリート蓋の荷重別用途

種類	用途
１種	主として歩道に用いる蓋
２種	主として車道に平行して用いる蓋

(2) グレーチング蓋

坂路下等雨水が集中する箇所や、コンクリート蓋によりがたい箇所はグレーチングにより施工するものとする。

① 一般形式

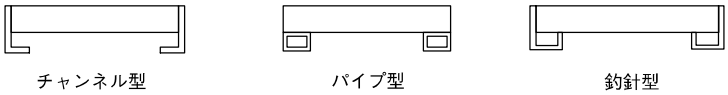


図 2-2-5 グレーチング蓋の形式

② 耐荷重

耐荷重は日本工業規格（JIS 規格）を参考とする 。

2-3 表土処理

1) 表土処理

表土処理は原則として盛土部分での草木及び堤体として不適当な土の除去のために行なうものである。

2) 表土除去の厚さ

表土除去の厚さは原則として下表による。なお、現地の状況等に応じて厚さを設定してよい。

表 2-3-1 表土除去の厚さ

竹、ヨシ、アシ、ササ、雑木、家屋移転箇所	50cm
上記以外の箇所	30cm

3)　表土除去の例

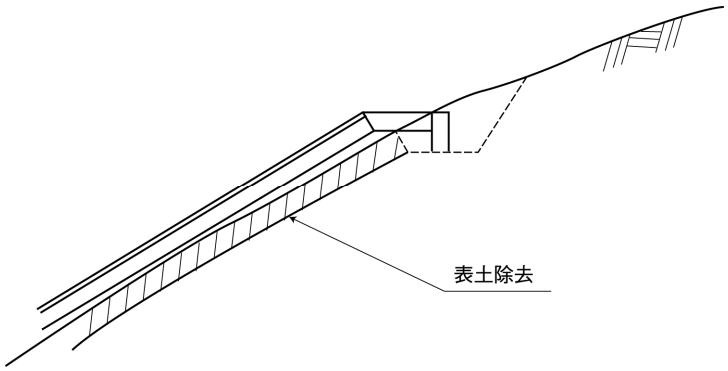


図 2-3-1　低水護岸川表の場合

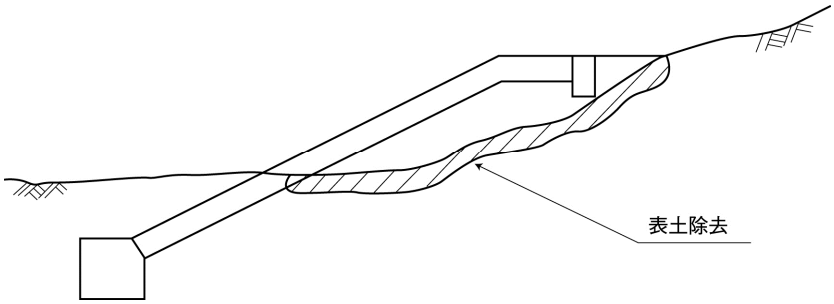


図 2-3-2　高水護岸川表の場合

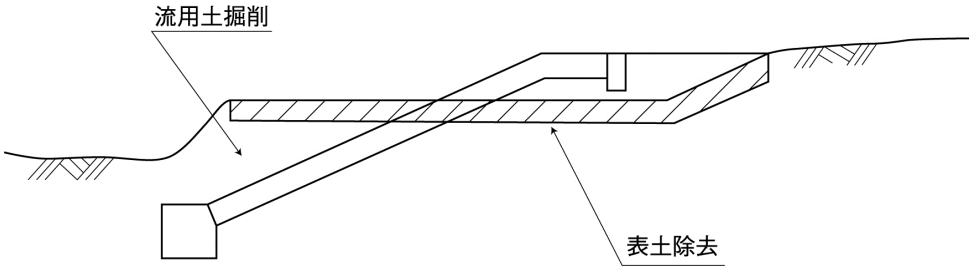


図 2-3-3　利用土盛土がある場合

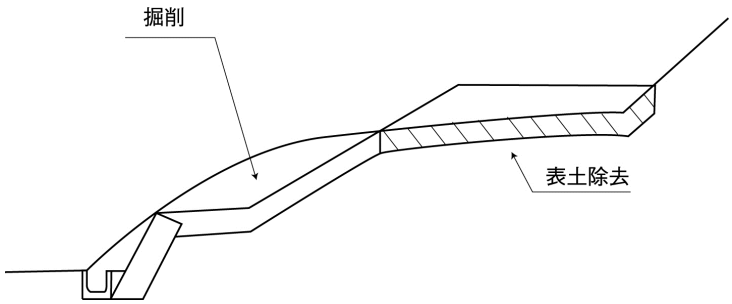


図 2-3-4　川裏の場合

2-4 構造物撤去工

旧施設は原則として完全撤去とするが、やむを得ない場合は下記によることができる。

(1) 堤体内は完全撤去とする。ただし、堤体外で堤体より低い部分の基礎杭などで撤去が困難な場合。また、杭頭部の土質条件を勘案し、パイピング等の浸透面の検討を行った場合はこの限りでない。

※ 堤体とは、一般に堤内地盤と河床を結んだ高さより上、もしくは高水敷の幅が 20m以上ある場合は高水敷と堤内地盤高を結んだ高さより上を言う。

(2) 低水路部及び低水路肩から 20m間の高水敷部において計画河床または、最深河床の低い方から-2mより深い部分にある撤去困難な構造物。

(3) 高水敷部は、現高水敷高から-1mより深い部分にある構造物。ただし、マンホール、暗渠は原則として完全撤去とする。

ひ門、橋台、橋脚、伏せ越しの場合のイメージを図 2-4-1 から図 2-4-6 に示す。

なお、撤去箇所において、上下流に護岸等の対策を施す。また、改修計画において、撤去箇所に堤防護岸が必要と判断される場合には、図 2-4-5 に示す範囲に所要の護岸を設ける。

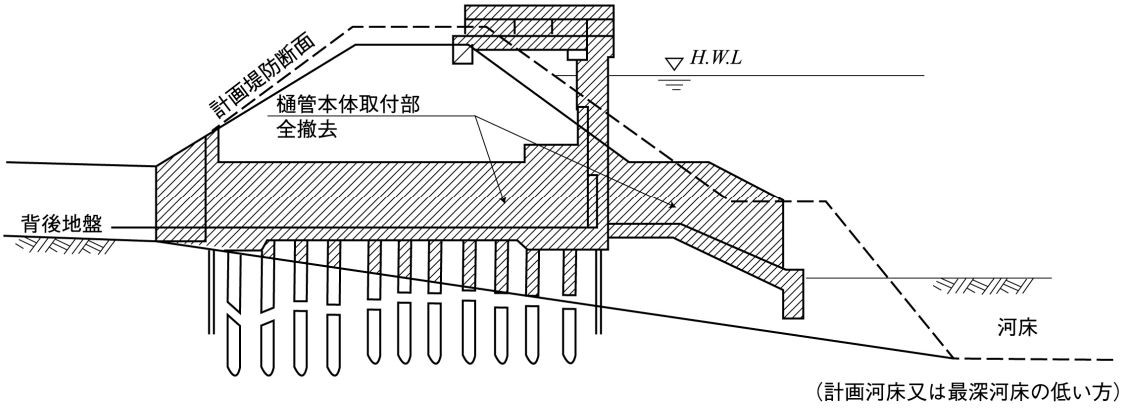


図 2-4-1 樋門の撤去の例（樋門敷高が高い場合）

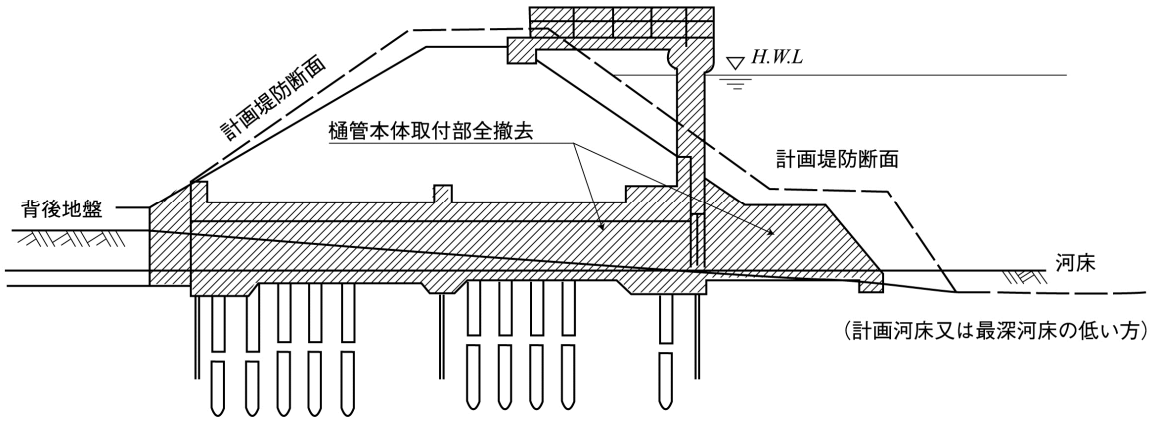


図 2-4-2 樋門の撤去の例（堤内地盤が高い場合）

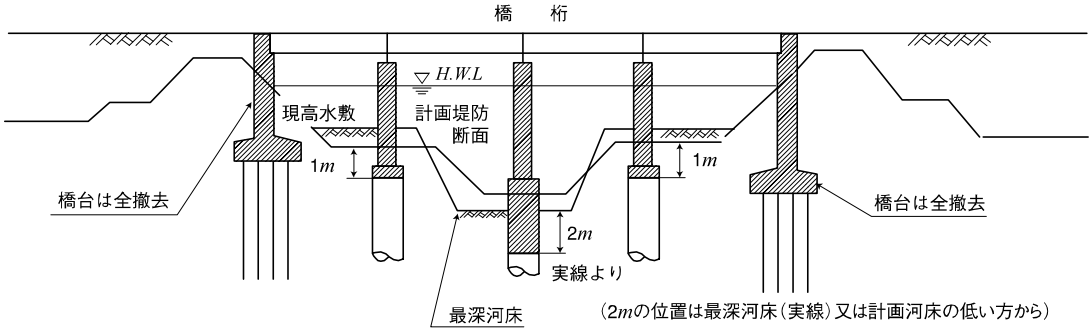


図 2-4-3　橋台、橋脚の撤去の例

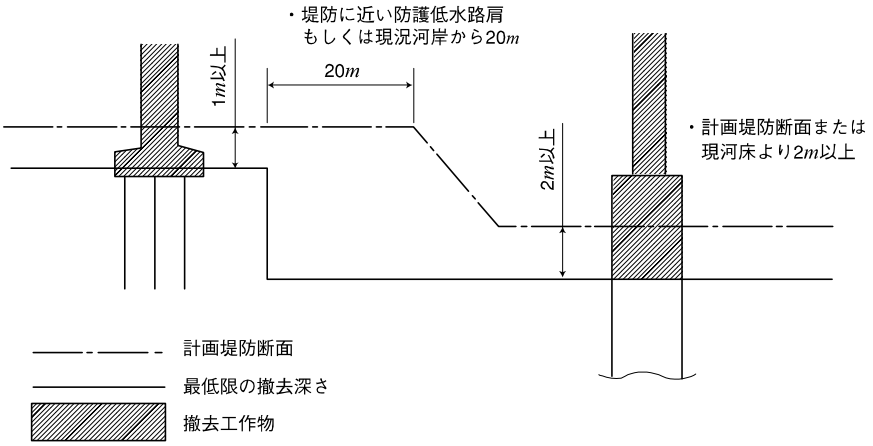


図 2-4-4　低水路部における撤去の例

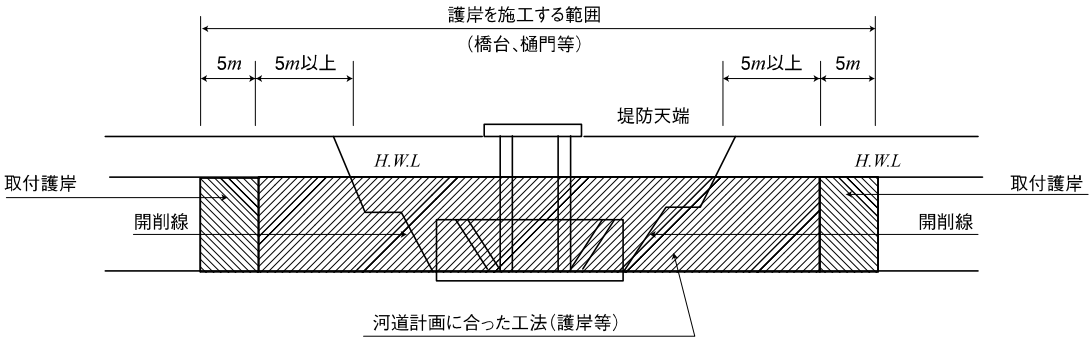
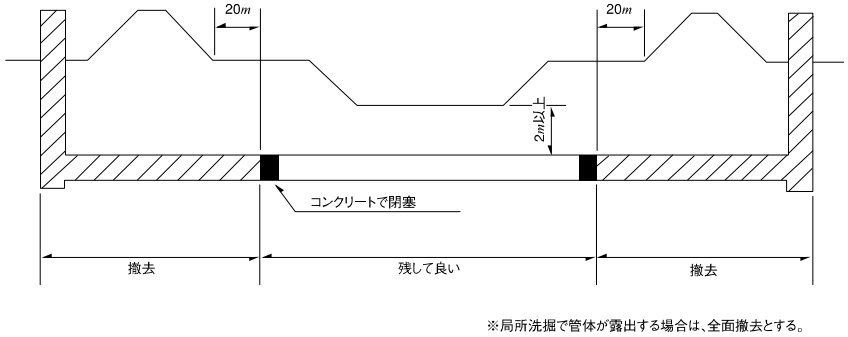


図 2-4-5　撤去に伴う護岸の施工範囲（高水護岸がない場合）



※局所洗掘で管体が露出する場合は、全面撤去とする。

図 2-4-6　伏せ越し（河底横過トンネル）の撤去の例

2-5　距離標設置工

距離標は、堤防の川表側で H.W.L 以上に設置することを原則とする。

距離標設置例を図 2-5-1 に示す。

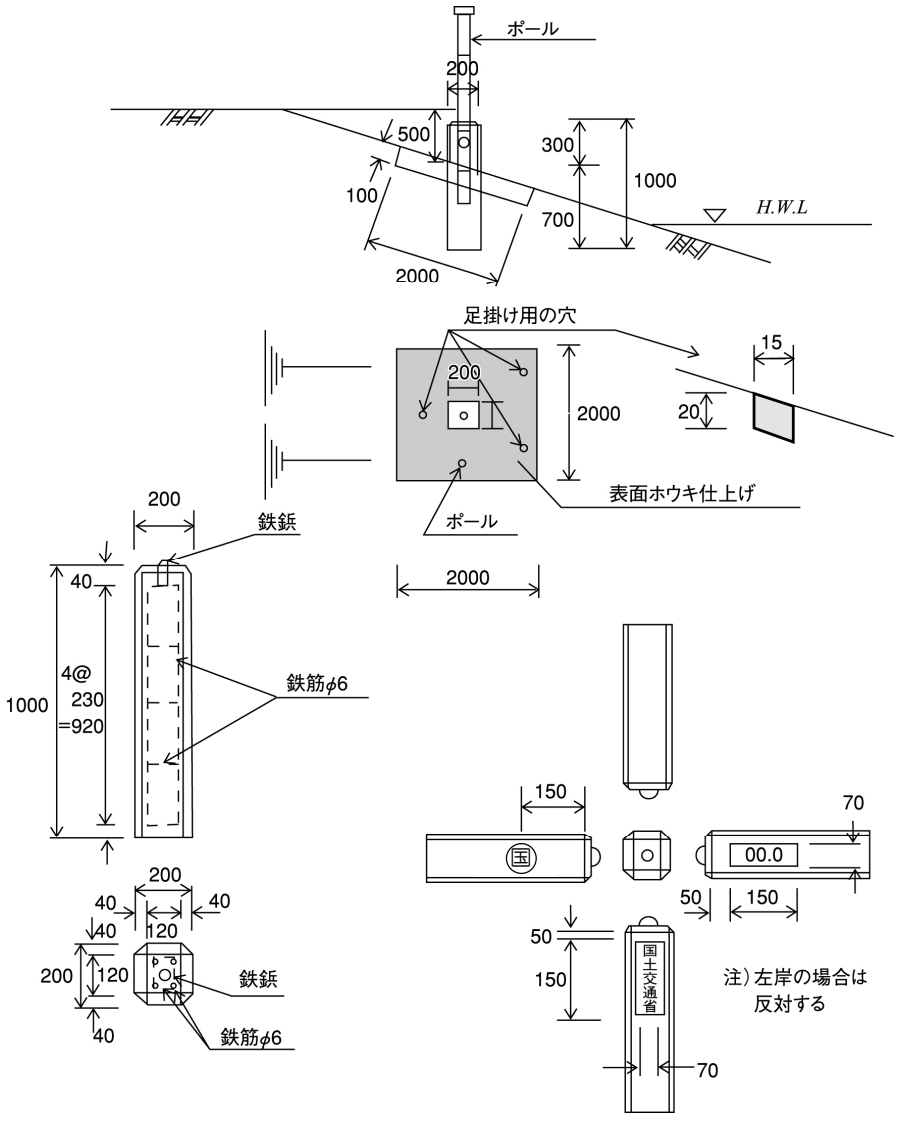


図 2-5-1　距離標設置例

2-6　車止工

坂路及び小段等を通行止めにする場合は、車止工Ａ型、Ｂ型及びＤ型を使用し、また堤防天端を通行止めする場合は、Ｃ型を使用することを標準とする。

(1)　車止工Ａ型

車止工Ａ型は坂路等の通行止めに使用する。

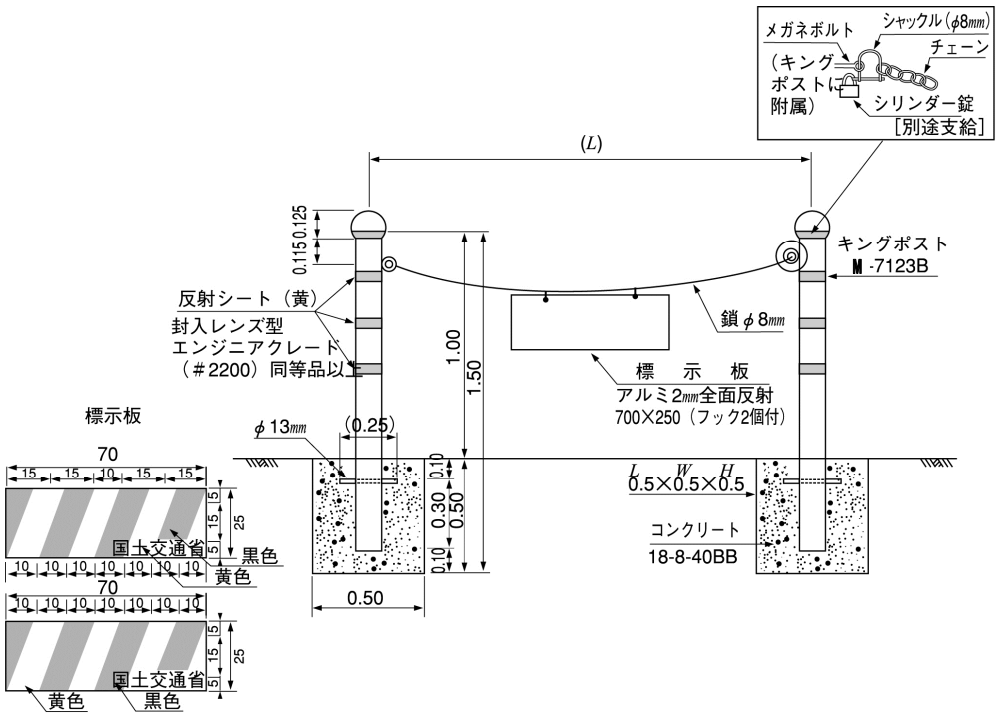


図 2-6-1　車止工Ａ型

表 2-6-1　車止工Ａ型数量表

車止工Ａ型（参考）				
名称	規格	単位	数量	摘要
柱	車止めポスト	本	1	キングポスト M-7123B 相当
コンクリート	18-8-40BB	m^3	0.1	
型枠		m^2	1	
床堀		m^3	1.1	
埋戻し		m^3	1.0	
締固め	タンパー	m^3	1.0	
ジャックル	φ8㎜	個	1	
錠前	シリンダー錠鍵付	個	1	支給品

注）チェーンは必要な長さのものを別途計上する。

(2) 車止工Ｂ型

車止工Ｂ型は坂路等の通行止めに使用するが、設置位置が法肩に近く転倒の危険が有る箇所に使用する。

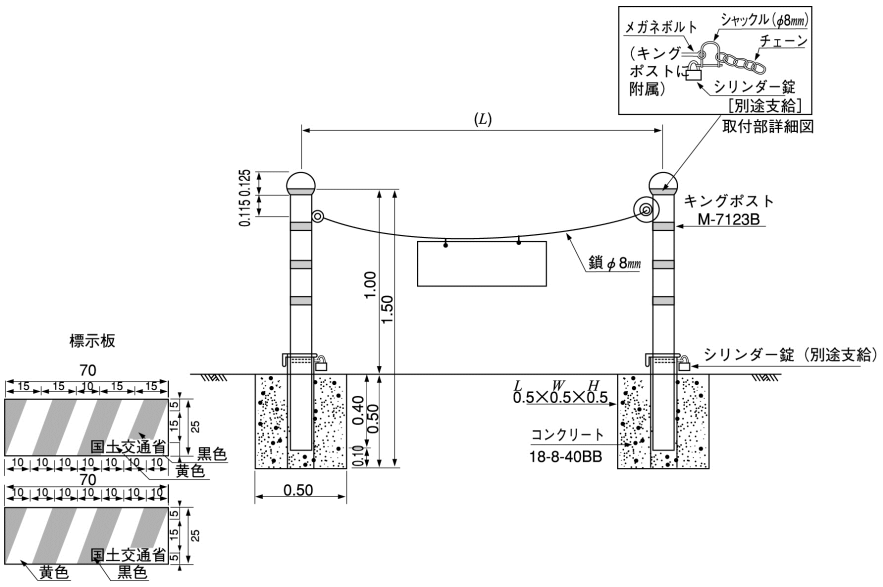


図 2-6-2 車止工Ｂ型

表 2-6-2 車止工Ｂ型数量表

車止工Ｂ型（参考）				
名称	規格	単位	数量	摘要
柱	車止めポスト	本	1	キングポスト M-7123B 相当
コンクリート	18-8-40BB	m^3	0.1	
型枠		m^2	1	
床堀		m^3	1.1	
埋戻し		m^3	1.0	
締固め	タンパー	m^3	1.0	
ジャックル	φ8mm	個	1	
錠前	シリンダー錠鍵付	個	1	支給品

注） チェーンは必要な長さのものを別途計上する。

(3) 車止工Ｃ型

車止工Ｃ型は、堤防天端等の通行止めに使用する。なお、堤防天端の全面通行止めが出来ない場合は、ポスト間のクサリの設置はしない。

注） 緊急時で大型車両の進入が必要な場合は、可動式ポストを引き抜き対処する。また、堤防天端の全面通行止めができない場合で、ポスト間のクサリを設置する必要がある場合にはクサリの「視認性」に工夫を行うものとする。

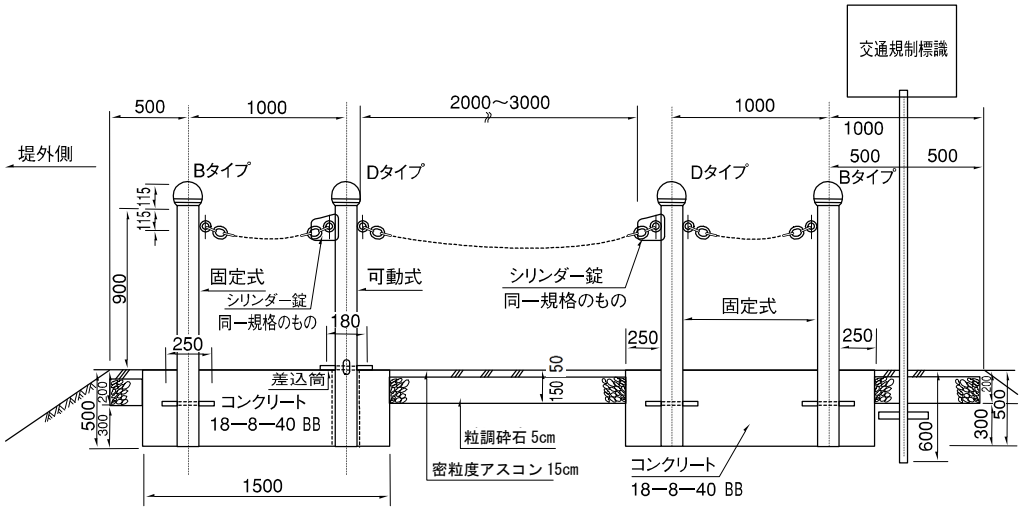


図 2-6-3 車止工Ｃ型（参考図）

表 2-6-3 車止工Ｃ型数量表

車止工Ｃ型（参考）				
名称	規格	単位	数量	摘要
柱	車止めポスト	本	2	キングポスト M-7123B 相当
	車止めポスト	本	2	キングポスト M-7123B 相当
コンクリート	18-8-40BB	m^3	0.8	
型枠		m^2	4	
錠前	シリンダー錠鍵付	個	2	

注 1) チェーンは必要な長さのものを別途計上する。

2) 舗装構成は、管理用通路として使用する場合（高水敷を含む）のものとする。ただし、現地条件により変更する場合はこれによるものではないものとする。

3) 舗装構成等変更する場合は、その都度床堀・埋戻し・締固めを別途計上するものとする。

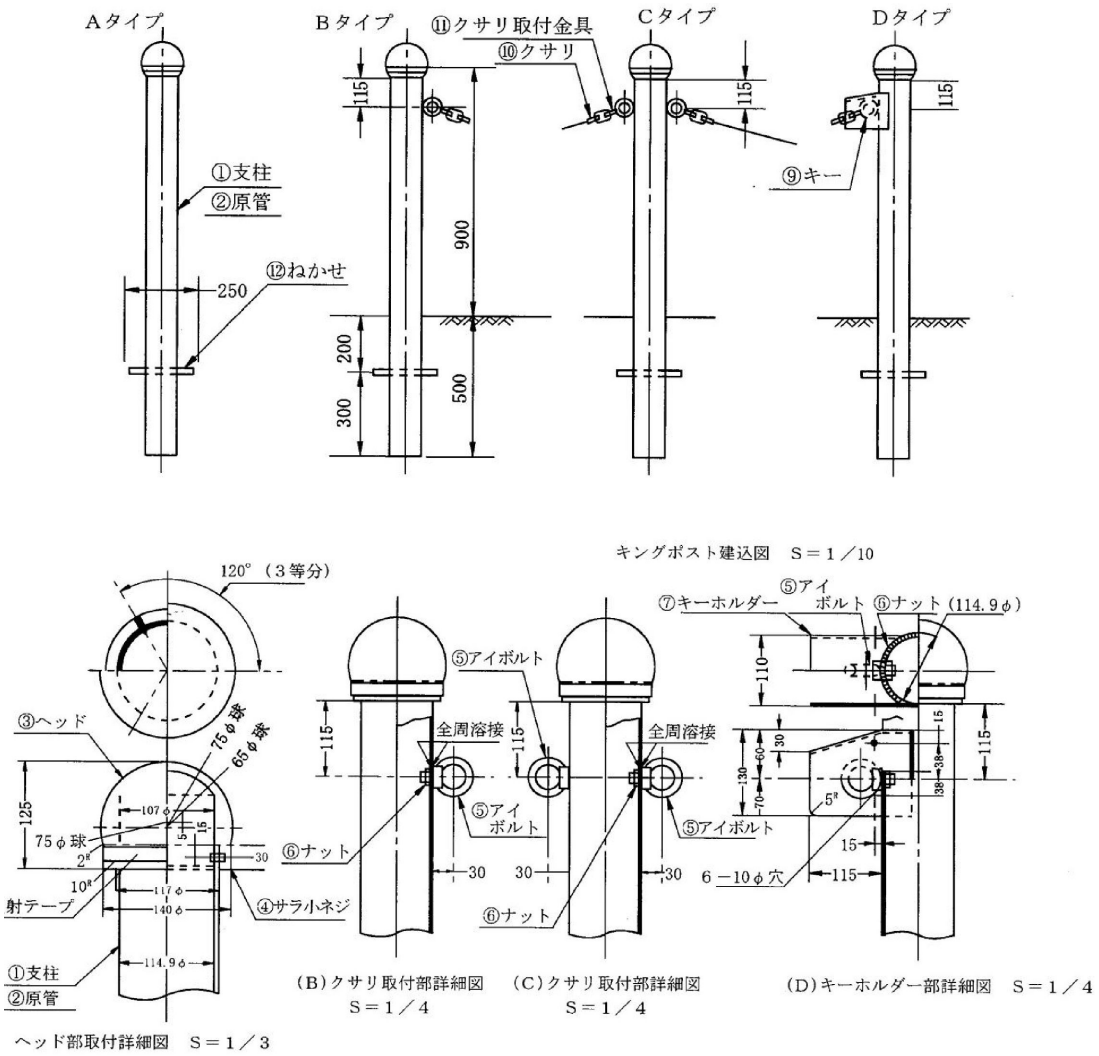


図 2-6-4　車止めポストの詳細図

表 2-6-4　車止めポストの規格表

	品　名	材質No.	規格寸法	重　量	備　考
1	支　柱	NCP	144.9×4.8×1,400	18kg　1本	NCコーティング
2	原　管	STK41	114.3×4.5×1,400	17kg　1本	
3	ヘ　ッ　ド	ナイロン	150×125	0.7kg　1本	ナイロン成形
4	サラ小ネジ	SS41	M4×20		
5	アイボルト	SS41	M16	23.5g　1ヶ	
6	ナ　ッ　ト	SS41	M16	5g　1ヶ	
7	キーホルダー	F	130×110×3.2		支柱にNCコーティング
8	反射テープ		24×450		
9	キ　ー				別途
10	ク　サ　リ	SS41	8×3×52		亜鉛メッキ
11	クサリ取付金具	SS41			亜鉛メッキ
12	ね　か　せ	F	12×250		亜鉛メッキ

(4) 車止工Ｄ型

車止工Ｄ型は、小段等の通行止めに使用する。

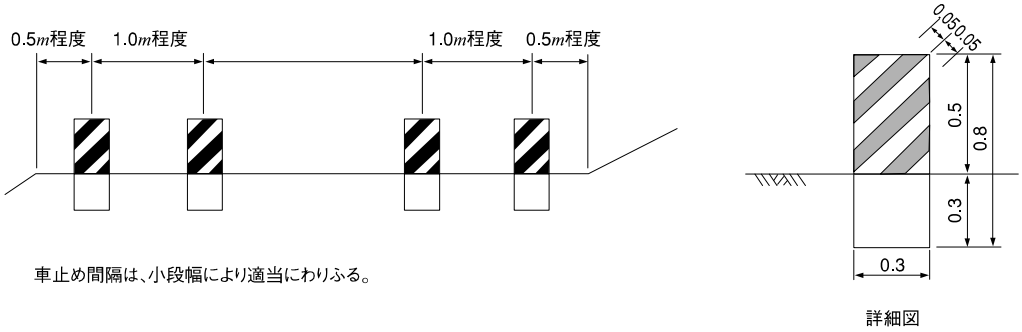


図 2-6-5 車止工Ｄ型

表 2-6-5 車止工Ｄ型数量表

車止工Ｄ型（参考）				
名称	規格	単位	数量	摘要
柱	車止めポスト Ｄ型	本	1	

2-7　量水標

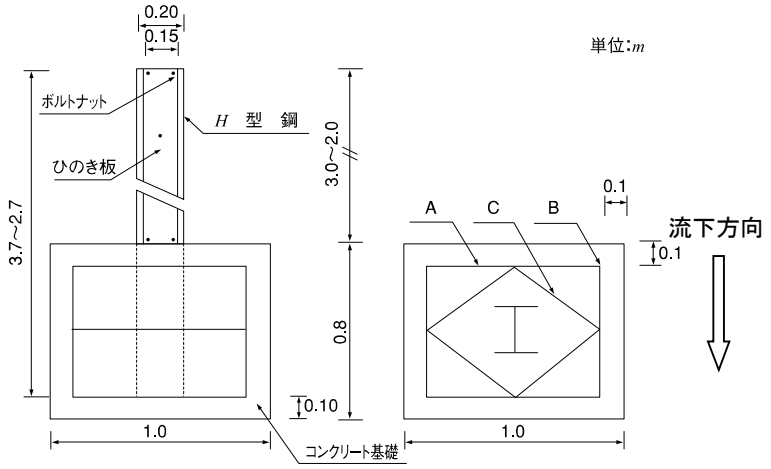


図 2-7-1　量水標

表 2-7-1　量水標数量表

量水標（参考）						
種別 / 名称	種　別		量水標	〃	〃	〃
	細　別		補修 A	補修 B	設置 B	設置 A
	単位数量		10m	10m	1 ヶ所	1 ヶ所
	規　格	単位	数量	数量	数量	数量
量水標	AKK 式	m	10	10	2	3
H 型鋼	200×200×8×12	m			2.7	3.7
ボルトナット	M16×50SUS304	本			5	6
檜板	0.15×0.024	m		10	2	3
生コンクリート	18-8-40BB	m^3			0.6	0.5
鉄筋	D16mm	Kg			29	29
舗装		m^2			2	4

表 2-7-2　量水標鉄筋表

鉄筋	A	L＝2.90×3 本
	B	L＝0.60×4 本
	C	L＝0.60×12 本

2-8　河川名標識設置

2-8-1　河川名標識設置要領(案)（新幹線標識）

1)　目的

新幹線等で広域移動を行なう乗客に対して、直轄河川の名前を確認してもらうとともに、川に対する関心と親しみを深めるために、河川名標識を設置するものである。

2)　標識設置基準

直轄管理区間の、本川及び主要支川を横過する新幹線等橋梁付近の箇所を対象とし、以下に標準となる基準を定める。

(1) 設置方法

堤防に設置する場合は、原則として堤内の計画断面外に設置する。

(2) 形状寸法、材質

① 形状寸法

横矩形型とする。

支柱は 2 本支柱を原則とする。

② 材質

標識板　　耐食アルミ板　厚さ 2 ㎜

支柱

原則として、H型鋼（JIS　G3101　SS400）とするが、標識板が片面の場合は、鋼管（JIS　G3444　STK400）でもよい。

③ 色彩

青（スコッチライト　高輝反射シート　BL-30MT）

緑（スコッチライト　高輝反射シート　GR-19TW）

白（スコッチライト　高輝反射シート　2870　）

④ 書体

角ゴシック体

(3) 設置位置及び文字高さ

標識の設置位置（線路からの離れ）及び文字高さについては、下記のフローの手順で決定することを基本とする。

河川名の文字から判読時間の設定　（図 2-8-1）

↓

判読時間から標識の離れ距離の設定　（図 2-8-2）

↓

離れ距離から実際の判読距離を求め、文字高さを決定　（図 2-8-4）

① 文字と判読時間の関係

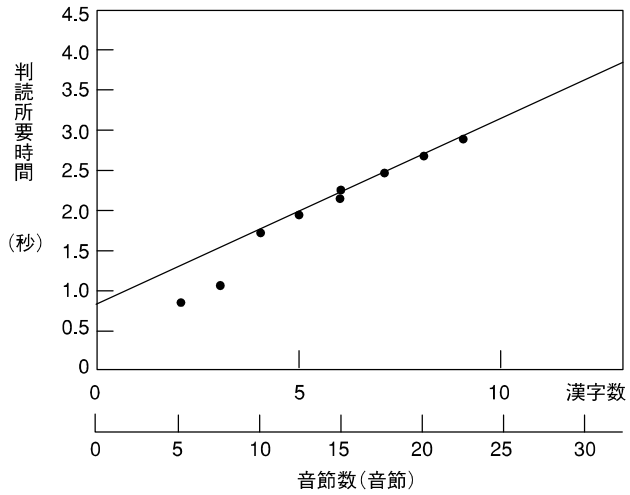


図 2-8-1　漢字数と判読所要時間

② 新幹線巡航速度毎の離れ距離の決定

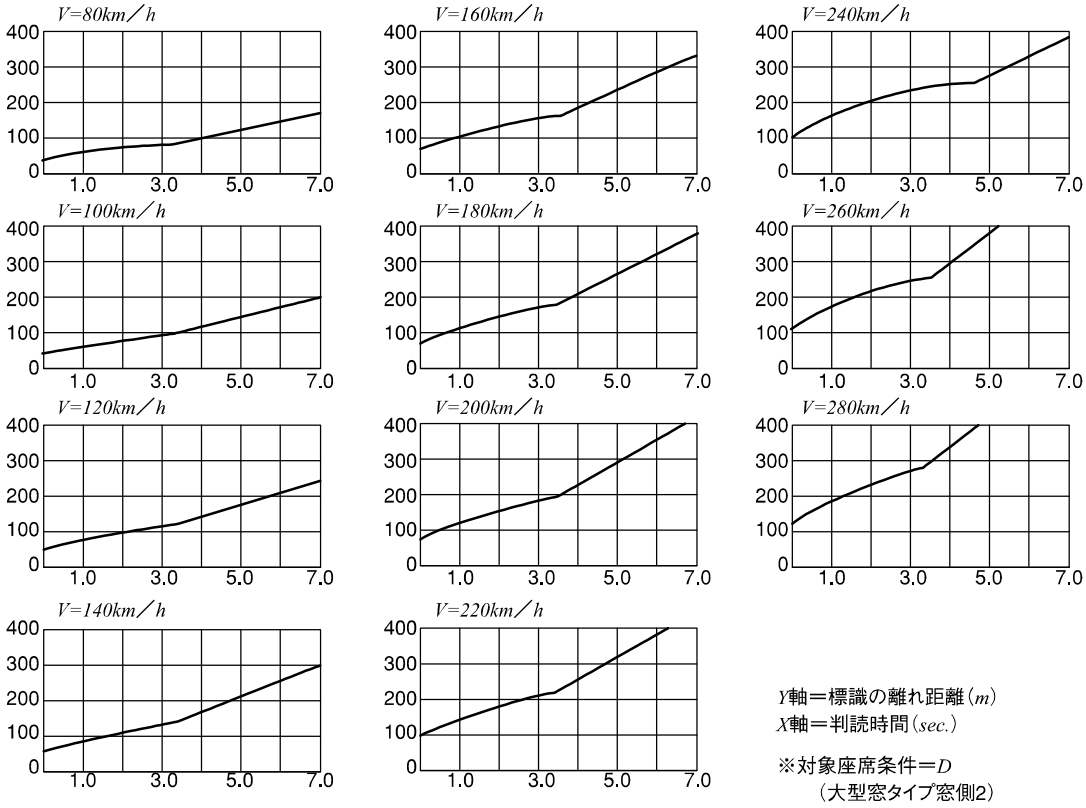


図 2-8-2 速度毎の標識の離れ距離

③ 文字高さと判読時間の関係

今まで検討してきた標識の離れ距離は、線路から直角方向に標識までの距離のことであり、実際の判読距離は図 2-8-3 のようにさらに遠くなり、各座席の実際の距離は次式で求めることができる。

$$\text{実際の判読距離} \fallingdotseq \frac{\text{標識の最小離れ距離}}{\sin\theta}$$

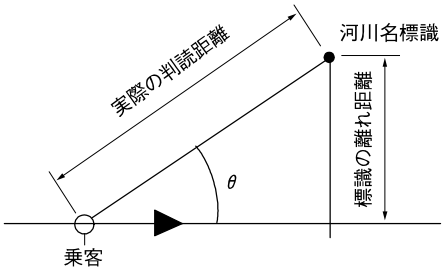


図 2-8-3 標識の離れ

文字の高さ(h)と判読距離(S)の関係については以下の式が成り立つ。

河川名の場合はある程度予備知識があると考えられるが、対象年齢を小学生まで広げればある程度余裕を考慮して、予備知識がない場合の S＝300 h とする。

漢字（予備知識がある場合） S＝400 h

漢字（予備知識がない場合） S＝220 h ～300 h

アルファベット S＝800 h

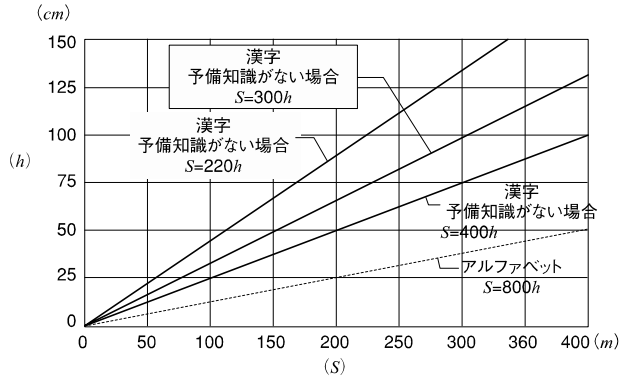


図 2-8-4　文字の高さと判読距離　　〔新訂道路の人間工学（技術書院）〕

注）河川名の場合はある程度予備知識があると考えられるが、今回は余裕を見て中間値として S＝300 h の式を採用する。

(4)　設置角度

標識の設置角度は線路中心線に対して 37 度を基本とする。

ただし堤防形状などにより設置が困難な場合はこの限りでない。

(5)　標識の配色

視認性の高い配色に留意するものとし、青地に白文字を標準とする。

また、背景の状況に応じ、縁取り等にも十分留意すること。

(6)　基礎の大きさ

基礎の根入れ深さを大きくすると、面積は小さくできる。

しかし、堤防上に据え付けることを考慮すると、根入れ深さはできるだけ浅いほうが望ましい。

そのため根入れ深さは、1.0mを限界とする。

車両速度 220km/時、文字の大きさは 90cm×90cm の場合の文字数による標識板の面積と、柱寸法及び基礎寸法は表 2-7-1 を参考とするとよい。

表 2-8-1　標識板の寸法

文字数	板寸法 A×B×t	H鋼柱寸法 （鋼管柱寸法）	基礎寸法 a×b×d
2 文字	2600(縦)×3700(横)×2	150×150×7×10 (φ165.2　t＝4.5)	1500×3700×700
3 文字	2600(縦)×4000(横)×2	150×150×7×10 (φ190.7　t＝4.5)	1500×4000×700
4 文字	2600(縦)×5150(横)×2	150×150×7×10 (φ190.7　t＝4.5)	1500×5150×700
5 文字	2600(縦)×6300(横)×2	150×150×7×10 (φ190.7　t＝5.3)	1500×6300×700

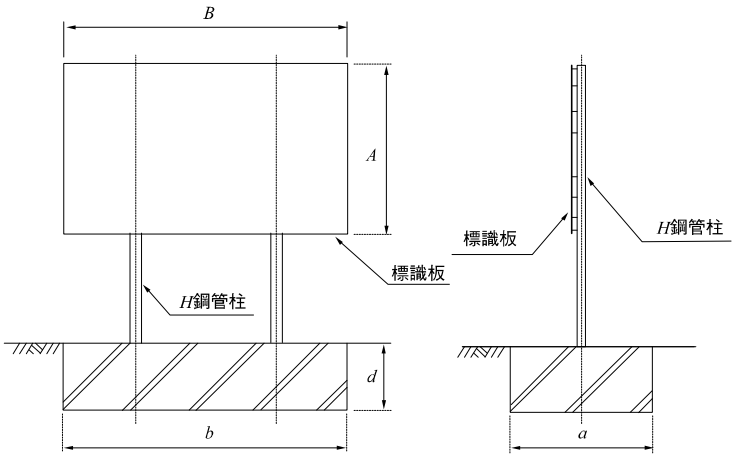


図 2-8-5　河川名標識板（新幹線）

2-8-2　一般河川名標識設置要領（案）

1)　目的

河川名標識は、川に対する関心と親しみを広く深めることを目的として設置するものである。

2)　標識設置基準

(1)　設置箇所

直轄区間内で新幹線を除く鉄道、高速道路、国道、県道等本川及び主要支川を横過する箇所とする。

(2)　形状

横矩形型 2 本支柱を標準とする。

(3)　材質

材質は下記の目的を達成するものとし、表 2-8-2 を標準とする。

①　標識板

耐久性に富み剥離・腐食等によって効果を妨げない材質とすること。

②　支柱

板の大きさ及び場所の状況等を勘案して適切な支柱を選び、十分な強度を持った構造とする。

表 2-8-2　材質

名　　称		材　　料	規　　格
標識板	標　識　板	アルミニウム合金板　厚さ 2 ㎜	JIS　H　4000 A5052P - H34
	標識板リブ	アルミニウム合金押出出来型材	JIS　H　4100 A6030S - T5 A6063S - T6
柱	鋼　管　柱	一般構造用炭素鋼管 一般構造用圧延鋼材　SS400 に適合した鋼材に加工したもの	JIS　G　3444 JIS　G　3101

(4)　色彩

三色以内を標準として色は自由とする。

(5) 書体

字体 …… 漢字の字体は常用・人名用漢字に準じ俗字や点画を簡略した文字は使用しない。

書体 …… 丸太ゴシック（漢字、ひらがな及びローマ字による。）

(6) 設置位置など

設置位置及び本数については、図 2-8-6 及び表 2-8-3 を標準とし、障害物で見通しがきかない場合、複数の橋梁の接近及びタイプ、河川幅、鉄道及び道路の線形等を適宜判断し決定すること。

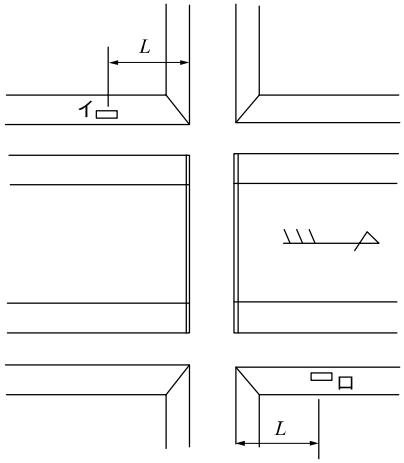


図 2-8-6 設置位置

表 2-8-3 標識設置位置と本数

L（m）	設置位置	本数
5～100	イ、ロ	2

(7) 設置方法

堤防に設置する場合は、原則として堤内の堤防定規断面外とする。

(8) 形式、寸法等

形式は、図 2-8-7 のとおりとし、寸法は表 2-8-4 を標準とする。

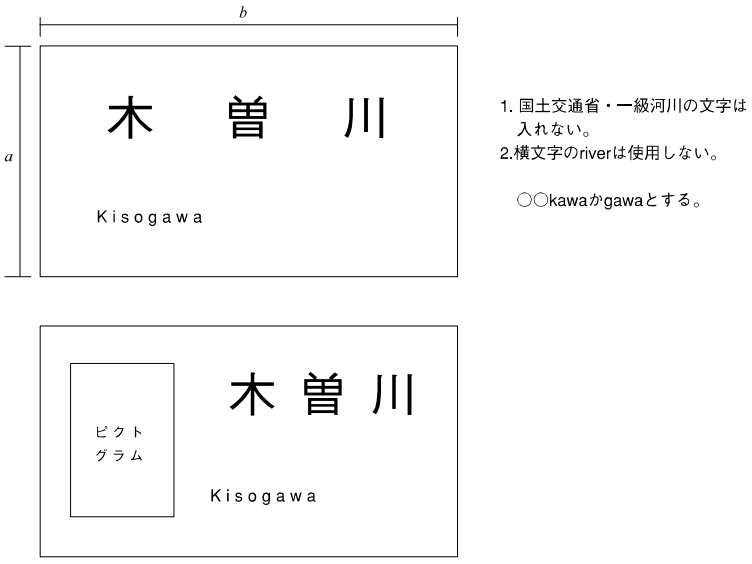


図 2-8-7 形式

表 2-8-4　寸法

ﾋﾟｸﾄｸﾞﾗﾑ	*a*	*b*	*c*	*d*	*e*	*f*
有　り	1300	3000	500	3400	1700	1500
無　し	1300	2000	500	2200	1100	1500

a 、 *b*は文字数により増減してもよい。

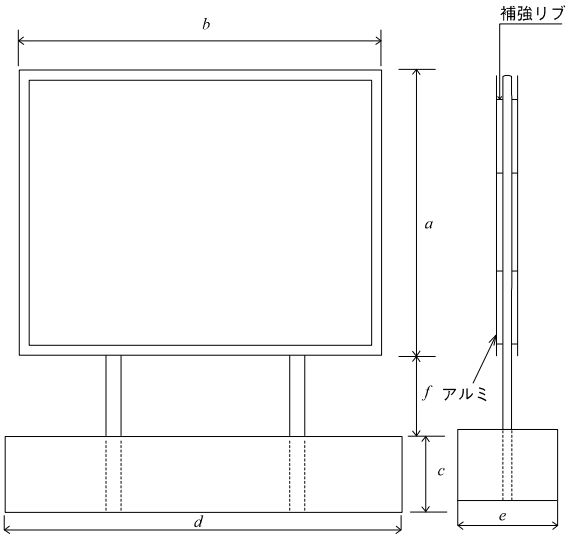


図 2-8-8　河川名標識板（一般河川）

○参考文献

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
構造令	改定　解説・河川管理施設等構造令	H12.1	(社)日本河川協会
例規集	河川事業関係例規集	H27	(社)日本河川協会
土木標準設計	建設省土木構造物標準設計	－	(社) 全日本建設技術協会
道路土工要綱	道路土工要綱	H21.6	(社)日本道路協会
標準設計の手引き	土木構造物標準設計　第１巻の手引き －側こう・管きょ類－	H12.9	(社)全日本建設技術協会

第４編　参考資料

第 4 編　参考資料

1-1　堤体の材料の選定

(1)　河川堤防に用いる土質材料の条件

河川堤防に用いる土質材料は、次に示すような条件を満たしているものが望ましい。

〔河川土工マニュアル 3.1.3〕

① 高い密度を与える粒度分布であり、かつせん断強度が大ですべりに対して安定性があること。

② できるだけ不透水性であること。河川水の浸透により浸潤面が裏のり尻まで達しない程度の不透水性が望ましい。

③ 堤体の安定に支障を及ぼすような圧縮変形や膨張性がないものであること。

④ 施工性がよく、特に締固めが容易であること。

⑤ 浸水、乾燥などの環境変化に対して、のりすべりやクラックなどが生じにくく安定であること。

⑥ 有害な有機物および水に溶解する成分を含まないこと。

(2)　土質分類による評価

堤体材料の良否を相対的に評価したものとして次表がある。〔土木工学ハンドブックⅡ第 43 編〕

表 1-1-1　土の種類と相対的評価

土の分類（細分類）	土の名称	評価	
(GW)　(GF)	礫	6	大幅な改良を要す
(GM)　(GC)	礫質土	1	良質土
(SW)　(SP)	砂	5	改良を要す
(SM)　(SC)	砂質土	2	(SM) 良質土 (SC) 改良を要す
(ML)　(CL)　(OL)	粘質土	3	改良を要す
(MH)　(CH)　(OH)	粘土	4	改良を要す
(Pt)	有機質土	7	使用しない

〔土木工学ハンドブックⅡ第 43 編〕

(3)　土粒子の密度

土粒子の密度は大体 2.30～2.75 の間にあるものが多く、あまり変動の大きいものでない。2.5 以下の値をとるものは有機物を含んだ土であり、含水比が高い場合は何らかの対策が必要となることがある。

〔土工要綱　共通編 1-2〕

(4)　粒度

① 最大寸法は 10～15 ㎝以下：　施工時のまき出し厚の制限から決まるものであるが、礫径の最大寸法があまり大きくなると、締固めの効果が十分に発揮されないことも生ずるので注意が必要である。

〔河川土工マニュアル 3.1.3〕

② 細粒分（0.075 ㎜以下の粒子）が土質材料（75 ㎜以下の粒子）の 15%以上：　不透水性を確保するための条件で、堤体漏水の多くはこの条件をはずれた材料の堤防にみられることが報告されている。

〔河川土工マニュアル 3.1.3〕

③ 細粒分（0.075 ㎜以下の粒子）のあまり多くない土：　細粒分が 50%以上のものは乾燥時にクラックの入る危険性があるので細粒分が 50%以下のものが望ましい。

〔河川土工マニュアル 3.1.3〕

④　粒度の範囲

表 1-1-2　粒度の範囲

粒　度	範　囲
90%粒径	1.0～70.0 ㎜
60%粒径	0.150～24.0 ㎜
30%粒径	0.020～3.5 ㎜
10%粒径	0.005～0.20 ㎜

注)　上表の範囲の数値は、管内での当面の試行値である。

理想的な粒度をもった材料は容易に入手できないが、図に示す良質土の範囲で、出来るだけなめらかな粒度曲線が得られる材料を選定する。

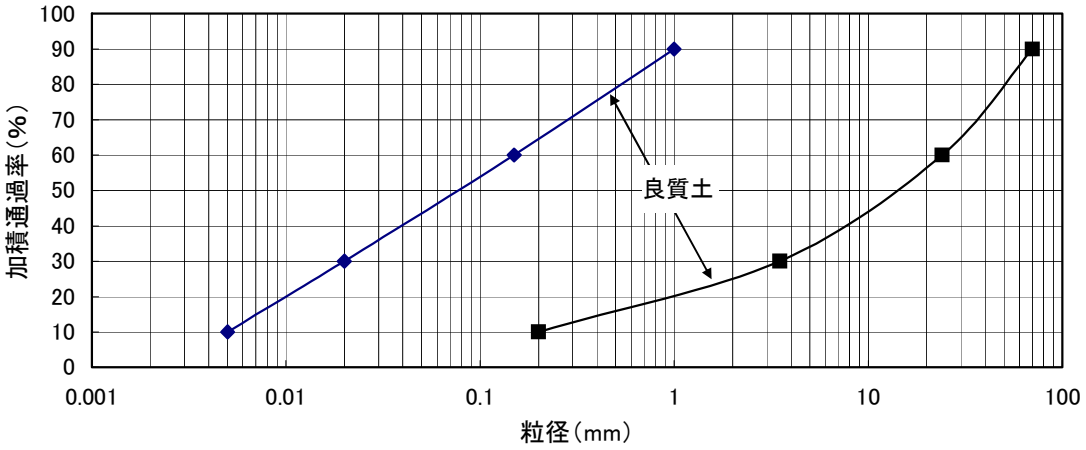


図 1-1-1　粒度分布の適正範囲曲線

(5)　流動指数

土のコンシステンシー試験のうち、液性限界を求めるとき試料の含水比と落下回数を流動曲線に画くと直線の関係になる。その傾きを流動指数といって下表に示す値が適当といわれ、土の圧縮性、透水性、乾燥強さなどに関係がある。

流動指数I_fは、流動曲線上の２点の落下回数と含水比$(N_1, w_1), (N_2, w_2)$を求め、次式で計算する。

〔土質試験の方法と解説 5.3〕

$$I_f = \frac{w_1 - w_2}{\log N_2 - \log N_1}$$

表 1-1-3 流動指数による評価

流動指数	評価
10～20	適当
5～10	やや適当
20～25	やや適当
	上記指数以外は改良を要す

(6) 盛土の密度

設計段階で盛土の性質を明らかにできない場合も多いが、そのときは盛土の密度 ρ_E を次のように仮定してもよい。

〔河川土工マニュアル 3.2.2〕

表 1-1-4 盛土の密度

盛土材料	ρ_E (t/m^3)
礫、礫質土	2.0
砂、砂質土	1.9
シルト粘性土（w_L≦50%）	1.8
火山灰質粘性土	1.5

(7) 透水係数

浸透流計算に用いる飽和透水係数の目安値　〔構造検討の手引き 4.4〕

砂質土　1×10^{-3}　(cm/sec)

粘性土　1×10^{-5} (cm/sec)

(8) 堤体材料として望ましい土

表 1-1-5 堤体材料としての参考値（案）

試験項目		適用範囲
土質分類｛中分類｝		礫質土｛ＧＦ｝、砂質土｛ＳＦ｝、シルト｛Ｍ｝、 粘性土｛Ｃ｝
土粒子の密度（g/cm^3）		2.5～2.8
粒度	最大径（mm）	100～150 mm 以下
	D_{90}（mm）	1.0～70.0
	D_{60}（mm）	0.150～24.0
	D_{30}（mm）	0.020～3.5
	D_{10}（mm）	0.005～0.20
	粒土分布が良い	$U_c \geqq 10$、 $1 < U_c' \leqq \sqrt{U_c}$
流動指数		5～25
最大乾燥密度（t/m^3）		1.5～2.0
透水係数（cm/sec）		砂質土 1×10^{-3}　粘性土 1×10^{-5}

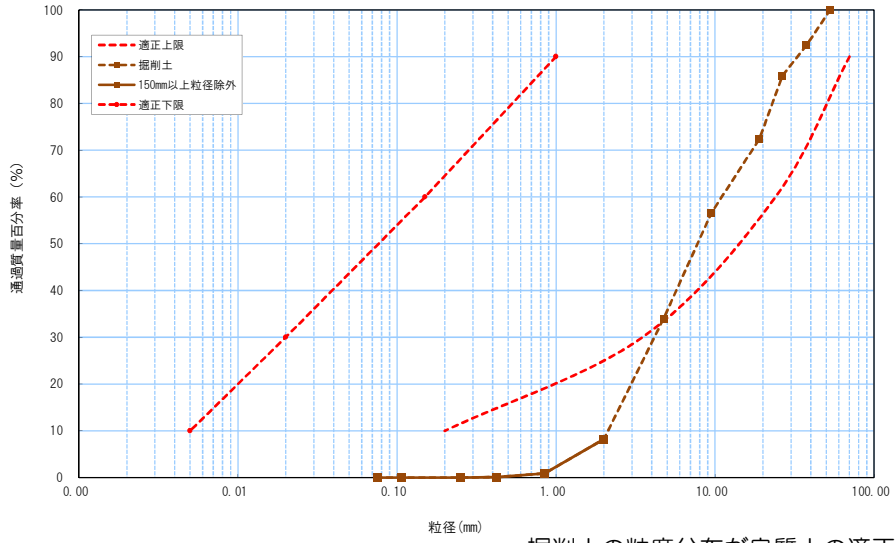
注 1) 加積通過率が 10、30、60、90%に相当する粒径を D_{10}、D_{30}、D_{60}、D_{90}

2) 土の工学的分類より、 U_c(均等係数) $= D_{60}/D_{10}$ 、 U_c'(曲率係数)$= (D_{30})^2/(D_{10}\times D_{60})$

【コラム】良質土の混合割合

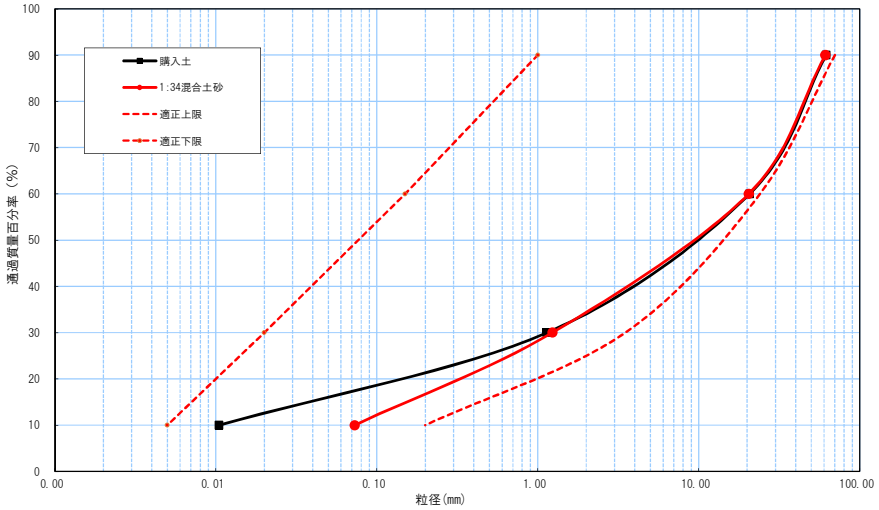
○良質土の混合割合は、掘削土の粒度分布が良質土の適正範囲となるように混合率を設定するのがよい。良質土の適正範囲については、第４編参考資料 1-1⑷④図 1-1-1 粒度分布の適正範囲曲線による。

＜掘削土の粒度分布＞



掘削土の粒度分布が良質土の適正範囲となるように混合割合を設定

＜混合後の粒度分布＞



1-2　自立式鋼矢板壁工法の設計

(1)　定義

自立式鋼矢板壁とは、鋼矢板の下部を地中に打ち込んだだけで、横支材を全然設けない形式のもので、土圧等の横荷重を根入地盤の横支持力と、鋼矢板の曲げ剛性により支えようとするものである。

この形式は構造、施工が簡単であるが、鋼矢板壁上部の横変位が大きくなり易いので小規模のものに用いられる。

(2)　計算方法

鋼矢板壁背面に働く主働土圧強度と残留水圧強度との和が受働土圧強度と等しくなる位置に仮想地盤面を設定し、仮想地盤より上は塑性領域にあり、それより下では弾性領域にあって林－Chang の方法が摘要できるものとして計算する。

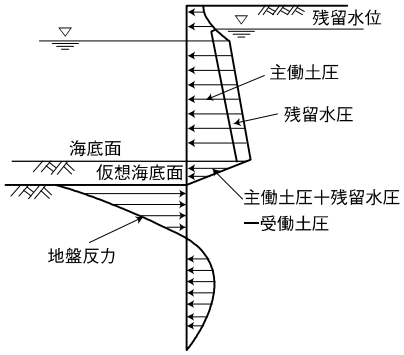


図 1-2-1　弾性解法による鋼矢板壁の土圧分布図

(3)　設計の順序

自立式鋼矢板の設計は次の順序で行う。

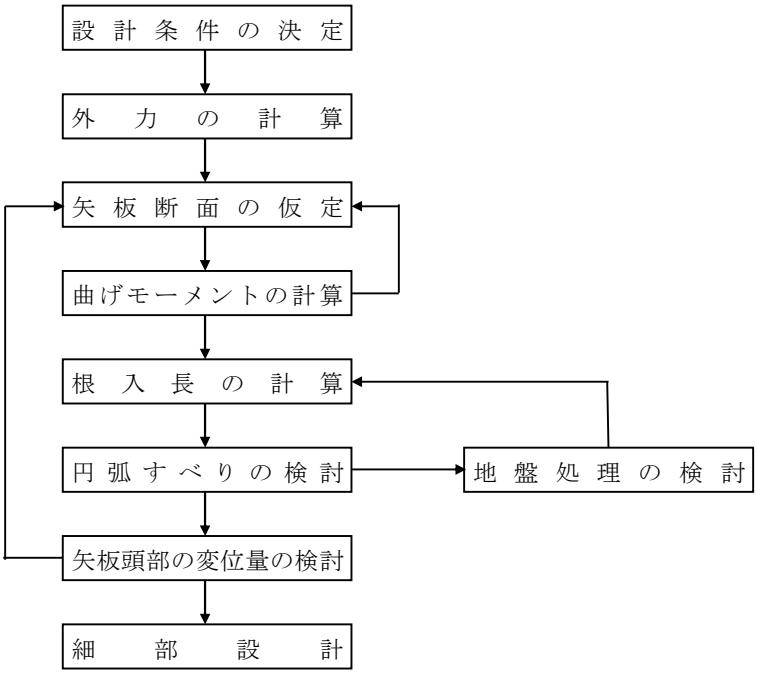


図 1-2-2 自立式鋼矢板の設計フローチャート

(4) 外力の計算

土圧及び水圧並びに仮想地盤面の深さ等は図 1-2-3 のような状態で常時及び地震時について各々計算する。

なお、地震時は、河川構造物の耐震性能照査指針・解説−Ⅲ．自立式構造の特殊堤編−を参考とする。

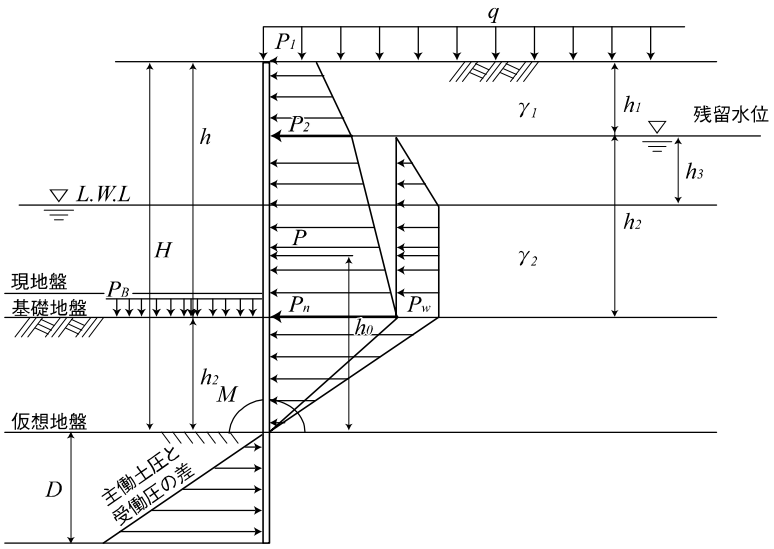


図 1-2-3　鋼矢板壁の土圧分布図

$Pw = \gamma_w \cdot h_3$

$P_1 = K_A \cdot q$

$P_2 = K_A (\gamma_1 h_1 + q)$

$Pn = K_A (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + q)$

$$hz = \frac{Pn + Pw - P_B \cdot K_P}{(K_P - K_A)\gamma_2}$$

ここに、

γ_1　：空気中の土の単位体積重量（kN/m³）

γ_2　：水中の土の単位体積重量（kN/m³）

q　：上載荷重（kN/m²）

hz　：仮想地盤面の深さ（m）

Pw　：残留水圧強度（kN/m²）

γ_w　：水の単位体積重量（kN/m³）

p_n　：主働土圧強度（kN/m²）

$\overline{P}$　：仮想地盤より上の主働土圧（kN/m）　$\overline{P} =$ Pn＋Pw

ho　：O 点からＰまでの作用高（m）

P_B　：根固ブロックの重量(空隙率を考慮した根固ブロックの重量×1/2)(kN)

K_A　：主働土圧係数（本要領第 1 編第 4 章 4-5　4）による。）

K_P　：受働土圧係数（本要領第 1 編第 4 章 4-5　4）による。）

(5) 矢板断面の仮定

第 2 編 3-2-6 3)を準拠する。

(6)最大曲げモーメント及び鋼矢板の応力計算

① 最大曲げモーメント

断面二次モーメントについては腐食代、継手効率を考慮する。

$$M_{\max} = \frac{\overline{P}}{2\beta}\sqrt{(1+2\beta ho)^2+1}\cdot\exp(-\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta ho})$$

ここに、 $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot B}{4EI}}$

$M_{\max}$ ：矢板の最大曲げモーメント（kN･m）

β ：特性係数（m^{-1}）

k_H ：水平向地盤反力係数（kN/m^3） 第３編 1-2-2 3)(4)参照

B ：鋼矢板壁単位幅（m）

E ：鋼矢板材のヤング率（kN/m^2）

I ：鋼矢板壁単位幅の断面二次モーメント＝I×Z'×e（m^4）

Z' ：腐食率

e ：継手効率

② 鋼矢板の応力

$$\sigma = \frac{M\ \max}{z} \leqq \sigma a$$

ここに、σ ：鋼矢板に生ずる最大曲げ応力（N/mm^2）

z ：鋼矢板壁単位幅当たりの断面係数＝ｚ'×ｅ

(7) 根入長の計算

鋼矢板の根入長を求める時は、腐食代=0 ㎜、断面二次モーメントは α_1＝1.0 として計算する。

$$D = \frac{3.0}{\beta'}$$

ここに、 $\beta' = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot B}{4EI'}}$

I' ：鋼矢板壁単位幅の断面二次モーメント（腐食前）(m^4)

D ：鋼矢板の仮想地盤からの必要根入長（m）

(8) 円弧すべりの検討

特に粘性土地盤のような軟弱地盤上の矢板壁については、矢板下端よりも下を通る円弧すべりに対して検討をしなければならない。円弧すべりに対して不安定と判断された場合は、適当な方法で地盤改良を行うか、河積に問題がない場合は押さえ盛土等を施し、抵抗力を増大させる。

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

円弧すべりの計算式を次式に示す。

$$F_s = \frac{(\Sigma N - \Sigma U - \Sigma Ne)\cdot\tan\phi + \Sigma c\cdot\ell}{\Sigma T + \Sigma Te}$$

ここに、 F_s ：崩壊面の安全率

ΣN ：分割片の法線分力の和（kN）

ΣT ： 〃 接線分力の和（kN）

ΣU ：間隙水圧の和（kN）

ΣNe ：地震力による法線分力の和（kN）

ΣTe ： 〃 接線分力の和（kN）

φ ：崩壊面の土の内部摩擦角

c ：崩壊面の土の粘着力（kN/m²）

ℓ ：分割片の底辺長（m）

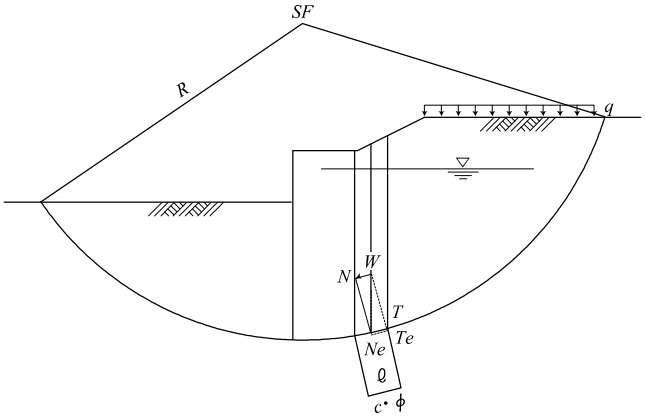


図 1-2-4 円弧すべり図

表 1-2-1 安全率

	常 時	地 震 時
安 全 率	1.2	1.0

(9)矢板頭部の変位量の計算

① 杭頭の水平変位量は、常時 50 ㎜、地震時 75 ㎜程度以下を標準とする。ただし、 変位量が大きくなっても矢板背後の影響等弊害の恐れがない場合は、適切な数値内におさえるものとする。

② 仮想地盤面における変位は横方向地盤反力係数(K_H)を求めた時の仮定値と大幅に違っていた場合、再度この項で求めた変位を用いて K_H を計算し応力、変位を再度検討する。

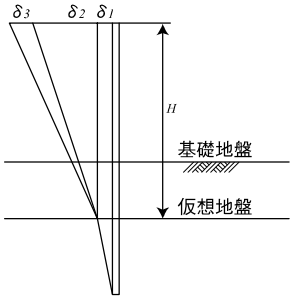


図 1-2-5 鋼矢板の変位

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

ここに、　δ ：鋼矢板頭部の変位量（m）

δ_1 ：仮想地盤での変位量（m）

δ_2 ：（仮想地盤におけるたわみ角）×仮想地盤から天端までの距離（m）

δ_3 ：仮想地盤より上の矢板の片持梁としてのたわみ（m）

断面二次モーメントについては腐食代、および継手効率を考慮する。

$$\delta_1 = \frac{(1+\beta ho)P}{2EI\beta^3} \qquad \delta_2 = \frac{(1+2\beta ho)P \cdot H}{2EI\beta^2}$$

$$\delta_3 = \frac{H^3}{EI}\Sigma Q_i$$

ここに、　$\Sigma Q_i = \Sigma \frac{P_i}{6}\{(3-\alpha_i)\alpha_i^2\}$

Q=変形係数（N）

$\alpha_i = \frac{\ell_1}{H} \sim \frac{\ell n}{H}$ ：荷重作用高さと壁高との比

$P_i = P_1$ から Pn　集中荷重（N/m）

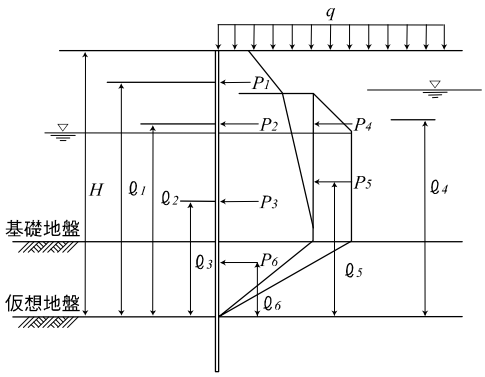
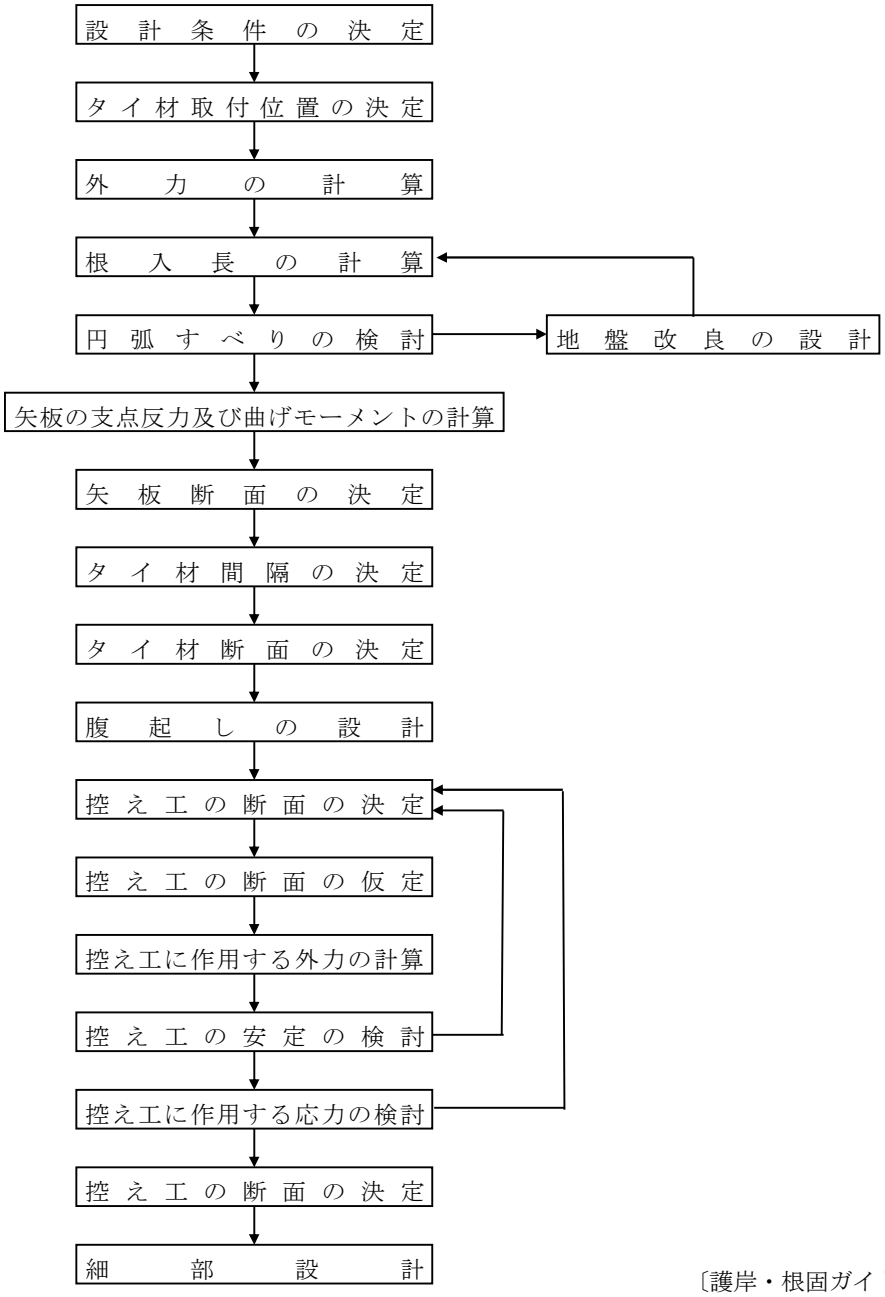


図 1-2-6　荷重作用高さ

1-3　控式鋼矢板壁工法の設計

(1)　控式鋼矢板壁の設計順序

控式鋼矢板壁の設計は次の順序で行う。



〔護岸・根固ガイドライン〕

図 1-3-1　控式鋼矢板壁の設計フローチャート

(2)　タイ材取付位置の決定

タイ材取付位置は、地表面の形状、水位、タイ材取付施工の難易と工費等を考慮して決定するが、一般にL.W.Lより上で矢板頭部コンクリートの中に埋め込まれる高さが好ましい。

(3)　根入長の計算

矢板根入長は、鋼矢板前面の受働土圧のモーメントと背面荷重（主働土圧、水圧）のモーメントがタイ材取付点に関し、極限平衡の釣合を保つとして図 1-3-2 のような状態で計算する。基礎地盤は自立式と同様洗掘深を考慮した地盤とする。

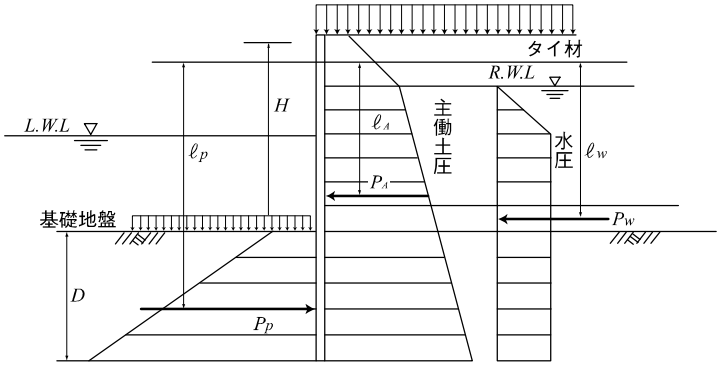


図 1-3-2　荷重分布図

各種外力の計算は自立式矢板壁の計算方法に準ずる。

$$M_p \geqq F_s \cdot M_A$$

$$M_A = P_A \cdot \ell_A + P_w \cdot \ell_w$$

$$M_p = P_p \cdot \ell_p$$

ここに、　M_p　：受働土圧によるタイ材取付点に関するモーメント（kN･m/m）

M_A　：主働土圧によるタイ材取付点に関するモーメント（kN･m/m）

D　：計算根入長（m）

P_p　：受働土圧力（kN/m）

ℓ_p　：P_pのタイ材取付点に関する作用長（m）

P_A　：主働土圧力（kN/m）

F_s　：安全率

ℓ_A　：P_Aのタイ材取付点に関する作用長（m）

P_w　：水圧（kN/m）

ℓ_w　：P_wのタイ材取付点に関する作用長（m）

安全率は荷重状態及び基礎地盤の土質を考慮して表 1-3-1 の値を用いる。ただし、洪積粘土（N≧10）と判断される場合は砂質土と同様に考える。

表 1-3-1　安全率

土　　質	常　　時	地　震　時
砂　　質　　土	1.5	1.2
硬 い 粘 性 土	1.2	1.2

粘性土地盤においては次式を満足しなければ､根入の安全は成立しないので､適当な方法で地盤改良するか､その他の方法で別途対策を講じなければならない。

$$4C > \sum \gamma h_i + \gamma_w h_w + q$$

ここに、　C　：前面地盤高での粘着力（kN/m²）

γ　：土の単位体積重量（kN/m³）（残留水位以下では水中単位体積重量）

h　：土の層厚（m）

$\sum \gamma h_i$　：前面地盤高より上方の土の重量の総和（kN）

γ_w　：水の単位重量（kN/m³）

h_w　：残留水位と前面水位との水位差（m）

(4) 円弧すべりの検討

軟弱地盤の場合には根入の安定の他に、矢板下端より下方の円弧すべりに対する検討を行わなければならない。計算は自立式矢板壁の計算に準ずる。

(5) 矢板の支点反力及び曲げモーメントの計算

① 仮想支点の位置

矢板に作用する最大曲げモーメントはタイ材取付け位置と仮想支点を支点とする単純梁として計算するが仮想支点の位置は表 1-3-2 の値によるものとする。

表 1-3-2 仮想支点の位置 〔河川例規集二・六〕

土　　質	基礎地盤からの深さ
よくしまった砂	0.1H
ゆるい砂	0.2H
粘土	0.3H

H：壁高

② 支点反力、曲げモーメント

支点反力及び曲げモーメントは図 1-3-3 の状態で計算を行う。

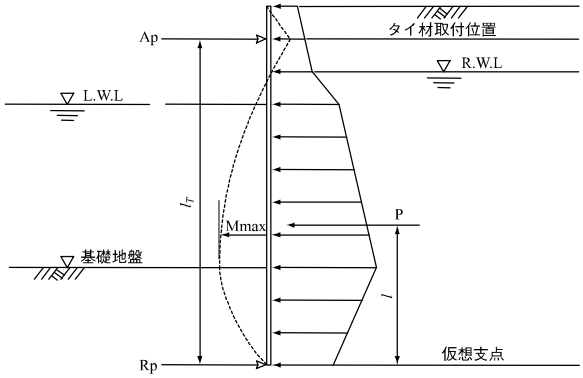


図 1-3-3 単純梁モデル

$$A_p = \frac{\ell}{\ell_T} \cdot P$$

$$R_p = P - A_p$$

ここに、 P ：合力（kN/m）

A_p ：タイ材取付点反力（kN/m）

R_p ：仮想支点反力（kN/m）

(6) 矢板断面の決定

最大曲げモーメントに対して鋼矢板の必要断面係数は、

$$Z_o = \frac{M_{\max}}{\sigma_a} \leqq Z$$

ここに、 Z ：鋼矢板の断面係数×ｅ（cm³/m）

e ：継手効率

Z_o ：鋼矢板の必要断面係数（cm³/m）

M_{max} ：最大曲げモーメント（N･mm/m）

σ_a ：許容応力度（N/mm²）

(7) タイ材の設計

① タイ材張力

$$T = A_p \cdot \ell \cdot \sec\theta$$

ここに、 T ：タイ材張力（kN）

A_p ：タイ材取付点反力（kN/m）

ℓ ：タイ材取付間隔（m）

θ ：水平面に対するタイ材の傾斜角

② タイ材断面

$$A_0 = \frac{T}{\sigma_a}$$

ここに、 A_0 ：タイ材の必要最小面積（cm²）

σ_a ：タイ材許容応力度（N/mm²）

A_0 は計算上の最小面積であるので、これで腐食代（直径２㎜）ネジ山等を考慮して、A_0 より大きい断面積を有するタイ材径を選定する。特に大きな地震等によりタイ材が切断された例があるので十分注意して決定しなければならない。

(8) 腹起しの計算

腹起しは、タイ材取付け位置を支点とした単純梁として設計することを原則とする。ただし、溝形鋼の長さが６m以上でタイ材間隔が２m以下の場合には連続梁と考え曲げモーメントを算出してもよい。

① 腹起しの最大曲げモーメント

単純梁の場合 $M = \dfrac{P \cdot \ell}{4}$ （kN･m）

連続梁の場合 $M = \dfrac{T \cdot \ell}{10}$ （kN･m）

ここに、M ：最大曲げモーメント（kN･m/m）

T ：タイ材張力（kN）

ℓ ：タイ材支点間距離（m）

② 腹起しの断面

腹起しは原則として溝型鋼２本１組として用い、溝形鋼１本の必要断面係数 Z_0 は

$$Z_0 = \frac{M}{2\sigma_a} \quad (\mathrm{cm}^3)$$

腹起しは矢板の前面側に設けることを原則とする。

(9) 控え工の設計

控え工は、タイ材をアンカーとし、受働土圧あるいは地盤の横方向反力でタイ材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、経済性等を考慮して選定する。

おもな構造形式には次の３種類がある。控え版の主な構造形式と特徴を表 1-3-3 に示す。

表 1-3-3　控え版の構造形式と特徴

項目 / 種類	構　　造	控え抵抗の種　　類	利　　点	欠　　点
①　控 え 版	法線方向に連続した鉄筋コンクリート製の版、ドライワークが可能な深さに据えられる	版前面の受働土圧	施工が容易	地震時の地表面付近での砂の流動化に対して危険である。
②　控 え 杭	ある間隔ごとに直杭を打ち込みその頂部に法線方向に連続した梁を設ける。杭として鋼杭が多い。	杭の横抵抗	根入れが深い場合には地震時の地表面付近での砂の流動化に対して安定である。	横方向の変位量が大きい。
③　控え矢板	法線方向に連続した矢板壁	矢板の横抵抗	本体の矢板壁と工種が同じであるため、施工が容易で工期も短くて済む。	横方向の変位量が大きい。

①　控え版

a.　控え版の大きさ

控え版は、図 1-3-4 に示すように控え版前面の受働土圧によって、タイ材張力及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、高さと設置深さを決定する。

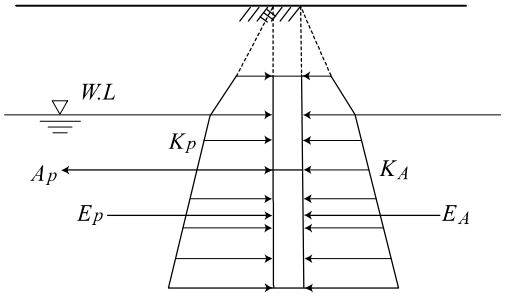


図 1-3-4　控え版に作用する外力

$$F_s = \frac{E_p}{A_p + E_A}$$

ここに、F_s　：安全率

E_p　：控え版に作用する受働土圧（kN/m）

A_p　：タイ材取付支点反力（kN/m）

E_A　：控え版に作用する主働土圧（kN/m）

表 1-3-4　安全率

	常　　時	地震時
安　全　率	2.5	2.0

b.　控え版の設置位置

控え版の設置位置は前面基礎地盤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とが地表面と交わらないようにする。

地表面以下で交わる場合には交点より上の鉛直面に作用する受働土圧は抵抗しないものとして設計する。（位置の検討にあたっては常時より地震時の方が長くなるので計算は地震時のみ行えばよい。）

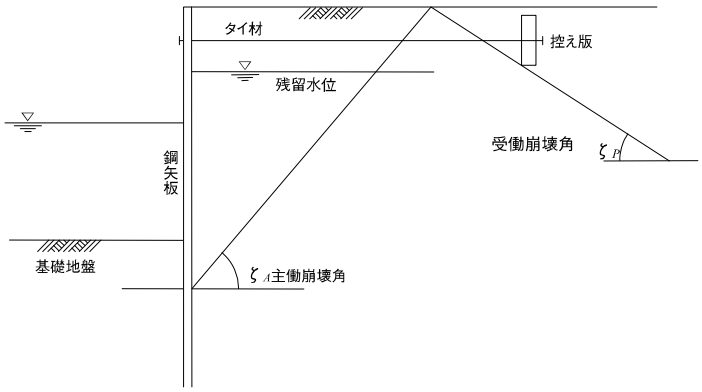


図 1-3-5　控え版の設置位置

c.　控え版の断面計算

控え版はタイ材張力と土圧による曲げモーメントに対して安全なように設計する。土圧は近似的に等分布荷重とみなし、水平方向には連続版、鉛直方向にはタイ材取付点を固定点とした片持版と仮定して、次式により最大曲げモーメントを求める。

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

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

ここに、　M_H ：水平方向の最大曲げモーメント（kN･m）

M_V ：延長１ｍ当たりの鉛直方向の最大曲げモーメント（kN･m/m）

T　：タイ材張力（kN）

ℓ　：タイ材間隔（m）

h　：控え版の高さ（m）

この場合 M_H に対しては､タイ材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　：タイ材取付位置の版厚（m）

②　控え杭　　〔仮設工指針 2-14〕

控え杭は算出したタイ材張力に対し、タイ取付位置を仮想地盤面とした半無限長の杭として設計する。

a.　控え杭の設置位置

控え杭は図 1-3-6 に示すとおり、土留め壁仮想支持点を起点とした背面側の主働すべり面と、控え杭タイ材取付点の下方 $1/\beta$ の位置を起点とした前面側の受働すべり面との交点が、タイ材位置以上となる位置に設けることを原則とする。

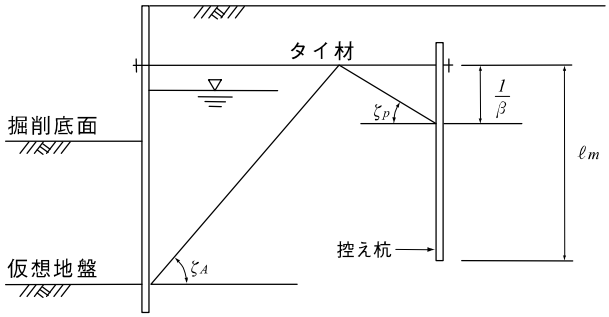


図 1-3-6　控え杭の設置位置

控え杭に発生する最大曲げモーメントは、

$$Mmax=0.3224・\frac{T}{\beta}$$

ここに、　　$\beta=\sqrt[4]{\frac{K_H・B}{4EI}}$　　（m^{-1}）

T：控え杭に作用する水平力（タイ材の引張力）（kN）

K_H：水平の横方向地盤反力係数（kN/m^3）で通常、$1/\beta$ の範囲の平均値とし、

第 3 編 1-2-2 3) (4)による。

B：杭幅（m）

E：控え杭のヤング係数（kN/m^2）

I：控え杭の断面二次モーメント(m^4)ただし、腐食代を考慮した値とする。

控え杭の根入長（ℓm）は次式により求める。ただし、根入長の計算においては腐食代は考慮しない。

$$\ell m=\frac{3.0}{\beta}$$　　（m）

タイ材・取付位置の変位 δ は

$$\delta=\frac{T}{2EI\beta^3}$$　（cm）

地形条件・用地境界等からやむを得ずタイ材位置以下で交差する場合は、この交点の深さを仮想地盤面として、控え杭を仮想地盤面より長さ h だけ突出した杭として設計する。

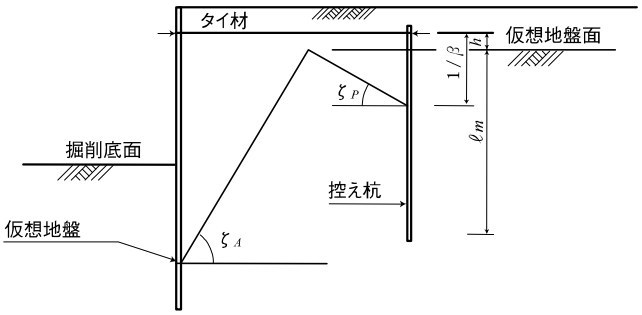


図 1-3-7　タイ材以下で交差する場合

控え杭の曲げモーメント及び変位は次式により算出してよい。

$$M_{\max} = \frac{T}{2\beta}\sqrt{(1+2\beta h)^2+1}\cdot\exp\left(-\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta h}\right)$$

$$\delta = \frac{(1+\beta h)^3+1/2}{3EI\beta^3}\cdot T$$

ここに、 $M_{\max}$ ：最大曲げモーメント（kN･m）

T ：控え杭に作用する水平力（タイ材の引張力）（kN）

h ：仮想地盤面からタイ材位置までの距離（m）

β ：杭の特性値（m^{-1}）

δ ：タイ材取付位置の変位（cm）

E ：控え杭のヤング係数（kN/m^2）

I ：控え杭の断面二次モーメント（m^4） ただし、腐食を考慮した値とする。

③ 控え鋼矢板

タイ材取付点から下の控え鋼矢板が長杭と見なしうる場合（2.5/β 以上）は、控え杭の計算に準じて矢板断面を決定する。

長杭とみなし得ない場合は図 1-3-8 のようにタイ材取付点から下 1.5/β まで土圧が作用するものとして控え版の計算に準じて設計する。控え鋼矢板にはタイ材取付点に腹起しを設ける。腹起しの計算は本編 1-3 (8)に準じて行うものとする。また、控え鋼矢板の大きさは本編 1-3(9)①に準じて行うものとする。

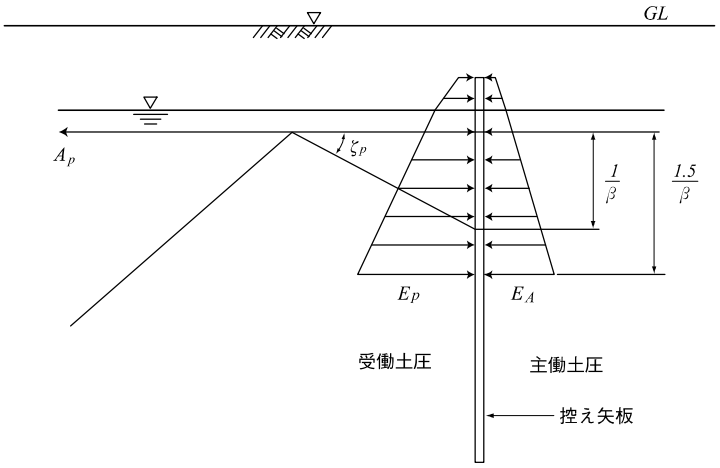


図 1-3-8 控え鋼矢板の仮想土圧

1-4　自立式鋼矢板(仮設)計算例

(1)　設計の手順

基本的には自立式親杭横矢板工法に準じて行うものとする。

従来、自立式土留めの設計は、受働土圧によるモーメントと主動土圧によるモーメントのつり合いを基本として根入れ長を求め、このときのつり合い位置を固定端として、断面算定を行っていた。しかし、この方法では、実際の土留め壁の挙動とは異なる場合もある。したがって、実際の挙動に近いと考えられる弾性床上の半無限長の杭として設計することとした。　〔仮設工指針 2-12〕

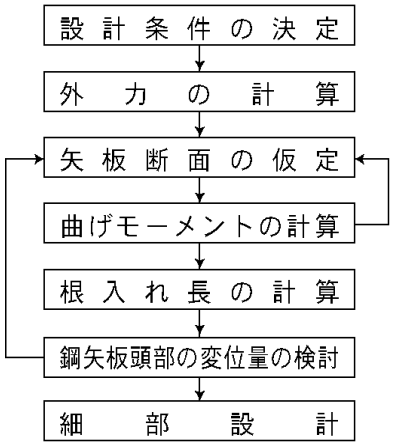


図 1-4-1　設計の手順

(2)　設計条件

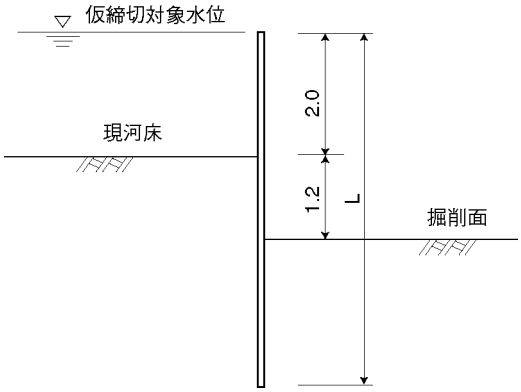


図 1-4-2 設計条件図

① 土質　　砂質土（ＳＭ）、 平均Ｎ値 19、 土の単位重量（飽和状態） $\gamma_{sat}=20\mathrm{kN/m^3}$

② 土の水中単位体積重量（γ'）

$\gamma'=\gamma_{sat}-9.0=20-9.0=11\mathrm{kN/m^3}$

③ 内部摩擦角（ϕ）

a.　Ｎ値の修正

Ｎ =15＋1/2（N'－15）

ここに　Ｎ：修正Ｎ値　　N'：実測Ｎ値

Ｎ =15＋1/2（N'－15）= 15＋1/2（19－15）= 17

b.　内部摩擦角

$\phi=15+\sqrt{15N}$　≦45°　ただし　N＞5

$\phi=15+\sqrt{15\times17}=31°$

④　粘着力（C）

設計上一般に考慮しない場合が多い。

⑤　水平方向地盤反力係数（K_H）

第 3 編 1-2-2 3) (4)より

$E_0=2800N=2800\times17=47600kN/m^2$

α は地震時の場合を用い 2.0 とする。

$$K_{H0}=\frac{1}{0.3}\alpha E_0=\frac{1}{0.3}\times2.0\times47600=3173kN/m^3$$

連続壁としてB_H=10 m、 η=1.0 とする。

$$K_H=\eta K_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4}=1.0\times317300\left(\frac{10}{0.3}\right)^{-3/4}=22870kN/m^3$$

⑥　鋼矢板の許容曲げ引張応力度（σ_S）

ＳＹ295、σ_S= 270 N/mm^2

⑦　許容変位量（δ）

自立式土留めの許容変位量は、杭頭部において自立高さの３%を目安とする。

⑧　継手効率（e）

変位の計算での断面二次モーメントは 45%、応力の計算での断面係数は 60%とする。

根入れ長の計算での断面二次モーメントは 100%とする。

(3)　外力の計算

①　土圧強度

主働土圧係数　　$K_A=\tan^2(45-\frac{\phi}{2})=\tan^2(45-\frac{31°}{2})=0.320$

土圧強度　　$P_n=K_A\cdot\gamma'\cdot h_1=0.320\times11\times1.2=4.22\ kN/m^2$

②　水圧強度

$P_W=\gamma_W\cdot h=10\times3.2=32.0\ kN/m^2$

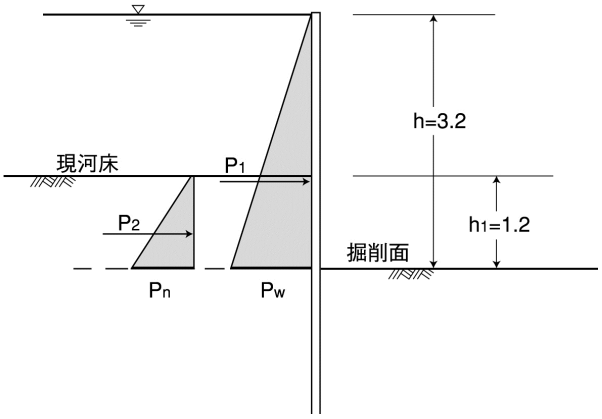


図 1-4-3　外力図

③ 荷重合力の作用点までの高さ

a. 土圧・水圧

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot P_W \cdot h = \frac{1}{2} \times 32.0 \times 3.2 = 51.20a$$

$$p_2 = \frac{1}{2} \cdot P_n \cdot h_1 = \frac{1}{2} \times 4.22 \times 1.2 = 2.53$$

$$\Sigma P_i = 53.73kN$$

b. アーム長（作用点までの距離）

$$a_1 = \frac{H}{3} = \frac{3.2}{3} = 1.07$$

$$a_2 = \frac{h_1}{3} = \frac{1.2}{3} = 0.40$$

c. モーメント

$M_1 = P_1 \cdot a_1 = 51.20 \times 1.07 = 54.8$

$M_2 = P_2 \cdot a_2 = 2.53 \times 0.40 = 1.01$

$$\Sigma Mi = 55.81 \ kN \cdot m$$

d. 水平力の作用高（掘削面より）

$$h_0 = \frac{\Sigma M_i}{\Sigma P_i} = \frac{55.81}{53.73} = 1.04m$$

(4) 矢板断面の仮定

仮設用使用のリース鋼矢板は市場性よりⅡ型以上とする。

鋼矢板Ⅱ型 $I'=8740\ cm^4/m$ $Z'=874\ cm^3/m$ を用いるものとする。

(5) 曲げモーメントの計算

① 最大曲げモーメント

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_H \cdot B}{4EI'e}} = \sqrt[4]{\frac{22870 \times 1.0}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.874 \times 10^{-4} \times 0.45}} = 0.923\ m^{-1}$$

$$M_{max} = \frac{P}{2\beta}\left\{\sqrt{(1+2\beta h_0)^2+1} \cdot \exp\left(-\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta h_0}\right)\right\}$$

$$= \frac{53.73}{2 \times 0.923}\left\{\sqrt{(1+2 \times 0.923 \times 1.04)^2+1} \cdot \exp\left(-\tan^{-1}\frac{1}{1+2 \times 0.923 \times 1.04}\right)\right\}$$

$$= 29.106 \times 3.086 \times 0.719 = 64.58\ KN \cdot m$$

② 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{Mmax}{Z' \cdot e} = \frac{64.58 \times 10^6}{0.874 \times 10^6 \times 0.6} = 123 < 270\ N/mm^2$$

(6) 根入れ長の計算

① 根入れ長さを決定する場合には、断面二次モーメントは α_I=1.0 とする。また、鋼矢板の特性値から求められる根入れ長は、$2.5/\beta'$ として計算する。

$$\beta' = \sqrt[4]{\frac{K_H \cdot B}{4EI'}} = \sqrt[4]{\frac{22870 \times 1.0}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.874 \times 10^{-4}}} = 0.756 \mathrm{m}^{-1}$$

$$\ell = \frac{2.5}{\beta} = \frac{2.5}{0.756} = 3.31 \mathrm{m}$$

② 最小根入れ長は３ｍ とする。

③ ボイリングに対する根入れ長さ （第３編 1-2-4 4） (4) ①より）

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 = 1.50 \times 0.95 = 1.43$$

F_s = 1.2 とする。

$$\ell_d = \frac{1.57 \cdot \lambda \cdot F_s \cdot h_w \cdot \gamma_w}{4\gamma'} = \frac{1.57 \times 1.43 \times 1.2 \times 3.2 \times 10}{4 \times 10} = 2.16 \mathrm{m}$$

④ 鋼矢板の必要長

以上から最大根入れ長は 3.31 ｍとなる。したがって鋼矢板の必要長は、

Ｌ =ｈ＋ℓ= 3.2＋3.31 = 6.51 ｍ≒ 6.5 ｍとする。

(7) 鋼矢板頭部の変位量

自立式土留の頭部における変位量は、３つの変位量を足し合わせて求める。

① 掘削底面での変位量

$$\delta_1 = \frac{(1+\beta h_0)}{2EI'e\beta^3} P = \frac{(1+0.923 \times 1.04)}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.874 \times 10^{-4} \times 0.45 \times 0.923^3} \times 53.73 = 0.009 \ \mathrm{m}$$

② 掘削底面でのたわみ角による変位量

$$\delta_2 = \frac{(1+2\beta h_0)}{2EI'e\beta^2} P \cdot H = \frac{(1+2 \times 0.923 \times 1.04)}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.874 \times 10^{-4} \times 0.45 \times 0.923^2} \times 53.73 \times 3.20 = 0.037 \ \mathrm{m}$$

③ 掘削底面以上の片持梁の変位量

集中荷重による片持梁として求める

$$p_2' = \frac{6\Sigma M}{H^2} = \frac{6 \times 55.81}{3.2^2} = 32.70$$

$$\delta_3 = \frac{p_2' H^4}{30EIe} = \frac{32.70 \times 3.2^4}{30 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.874 \times 10^{-4} \times 0.45} = 0.015$$

変位量の合計は、

$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$ = 0.009＋0.037＋0.015 ＝ 0.061 m ＜(3.2×0.03 ＝0.096)

1-5　鋼矢板二重式仮締切の液状化時の検討　〔二重式仮締切マニュアル〕

(1)　検討方針

施工位置が以下のすべての要件に該当する場合に、液状化の安定性に関する検討を行うのがよい。

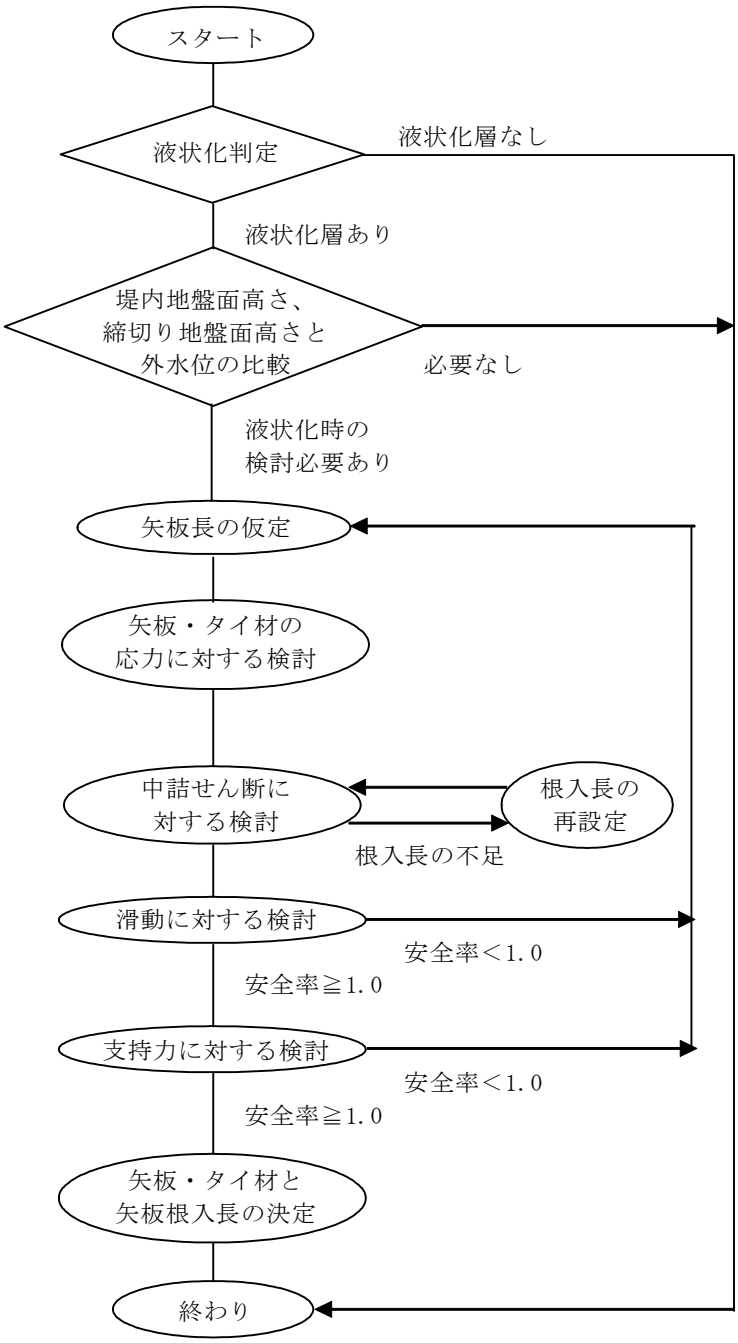
①　基礎地盤内に地震時に液状化すると判定される砂質土層が存在する場合。

②　堤内地が低いゼロメートル地帯等。

③　地震地に崩壊した場合に浸水による二次災害の可能性がある区間。

④　責任技術者が必要と認める場合。

(2)　検討の手順



〔二重式仮締切マニュアル〕

図 1-5-1　検討の流れ（フローチャート）

(3) 矢板長さに関する基本的方針

鋼矢板の先端は非液状化層に少なくとも 1m 程度の根入れをすることが望ましい。

(4) 設計用震度

液状化判定に用いる設計震度は、第 2 編 2-3-3 4）(4) 表 2-3-16 による値とする。

(5) 地盤の液状化判定

① 液状化抵抗率の検討位置については、原則として掘削地盤面ではない水平地盤部と締切内面の２断面とする。

② 液状化抵抗率 F_L の算定は、第 2 編 2-3-3 4）(5) ① に基づいて行うものとする。

③ 液状化抵抗率 F_L に応じた土層の分類

算定された水平地盤部での液状化抵抗率 F_L に応じて、土層を以下のように分類する。

F_L ＜1.0　　液状化層

1.0≦ F_L ＜1.3　　準液状化層

1.3≦ F_L　　非液状化層

このように分類した各土層において、矢板に作用する土圧、および土圧抵抗は表 1-5-1 のように取り扱うものとする。

表 1-5-1　矢板に作用する土圧・土圧抵抗

土圧分類	矢板に作用する土圧漸増成分、土圧振動部分	受働土圧、主動土圧
液状化層	考慮する	考慮しない
準液状化層	考慮しない	考慮しない
非液状化層	考慮しない	常時の強度定数を用いて考慮する

〔二重式仮締切マニュアル〕

(6) 液状化時の滑動に対する検討

① 液状化時の滑動に対する安定は、図 1-5-2 のモデルに従い、次式により照査する。滑動の照査は矢板根入れ下端部を照査面として行うこととする。

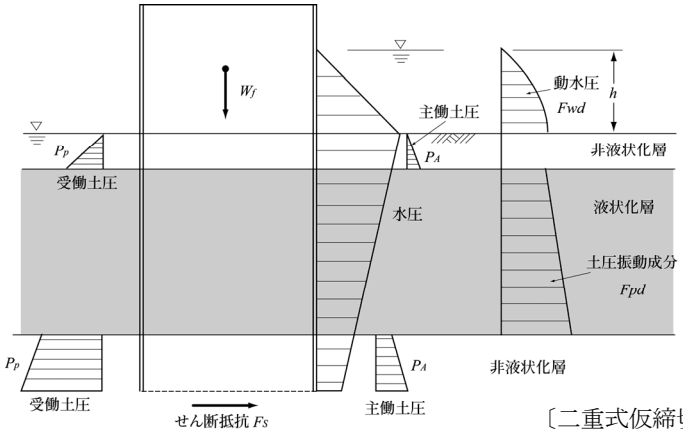
② 中間非液状化層を支持層とする場合には、支持層下面を照査面とした図 1-5-3 のモデルに従い照査も行うこととする。

$$F_s = F_r / F_d$$

ここに、　F_s ：安全率で第 3 編 1-2-3 3) (7) ② 表 1-2-26 に示す値とする。

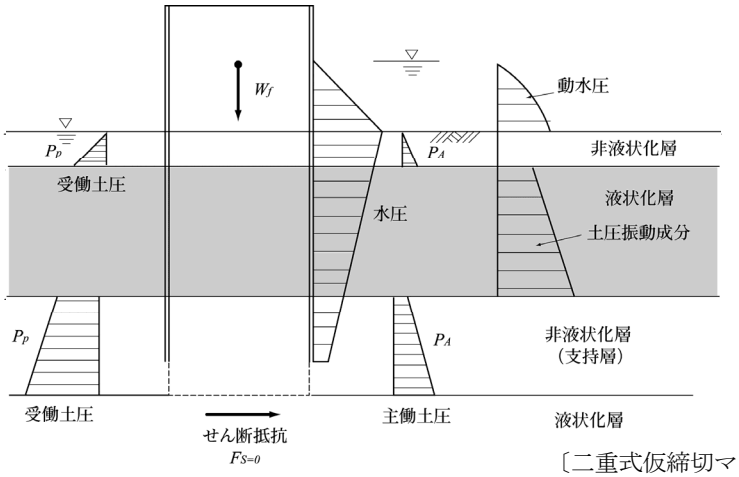
F_d ：壁体に作用する水平外力の総和（kN/m）

F_r ：滑動抵抗力の総和（kN/m）



〔二重式仮締切マニュアル〕

図 1-5-2　滑動照査モデル 1



〔二重式仮締切マニュアル〕

図 1-5-3　滑動照査モデル 2

$$F_d = F_w + F_{pA} + F_{wd} + F_{pd}$$

$$F_r = F_{pP} + F_s$$

$$F_s = c \cdot B + W_f \cdot \tan\phi$$

$$F_{wd} = (7/12) \cdot k_s \cdot \gamma_w \cdot h^2$$

ここに、　F_w　：水圧による外力（kN/m）

F_{pA}　：非液状化層の主働土圧による水平外力（kN/m）

F_{pP}　：非液状化層の受働土圧による水平抵抗力（kN/m）

F_s　：照査面での地盤の水平せん断抵抗力（kN/m）

F_{wd}　：地盤から上の矢板に作用する動水圧合力（kN/m）

F_{pd}　：液状化層中の矢板に作用する土圧振動成分合力で(10)②で計算される値とする。（kN/m）

c　：支持層の土の粘着力（kN/m²）

ϕ　：支持層の土の内部摩擦角（°）

B　：壁体幅（m）

k_s　：設計震度（液状化に対する設計震度による。）

W_f　：照査面から上の中詰土重量（kN/m）

ϕ　：照査面の地盤の内部摩擦角（°）

③　外水位を、平水位とする。

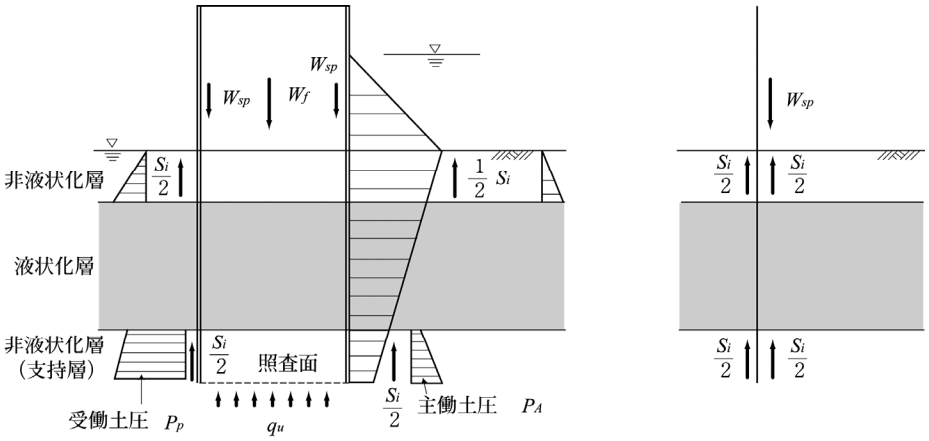
④　地震による慣性力は考慮しない。

⑤　地表面上での動水圧と液状化層での土圧振動成分を考慮する。

⑥　液状化層および準液状化層の土の強度をゼロとする。

(7)　液状化時の支持力に対する検討

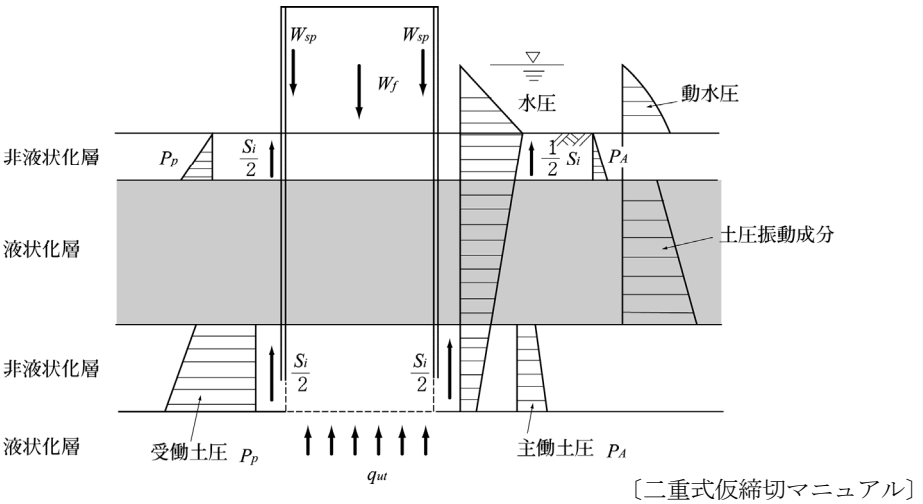
液状化時の支持力に対する安定は、図 1-5-4、図 1-5-5 の照査モデルに従って、締切全体の支持力安定性と矢板の支持力安定性の両方を照査する。



(a) 締切全体の支持力検討　　(b) 矢板の支持力検討

〔二重式仮締切マニュアル〕

図 1-5-4　十分に厚い非液状化層に支持される場合の安定照査モデル



〔二重式仮締切マニュアル〕

図 1-5-5　中間非液状化層に支持される場合の支持力の安定照査モデル

①　締切全体の支持力安定性

a.　十分に厚い非液状化層に支持させる場合

図 1-5-4（ａ）の照査モデルに従って矢板先端を結ぶ平面を照査面とし、所定の安全率を確保する。

$$F_s = \frac{Q_w + \sum S_i}{W_f + 2 \cdot W_{sp}}$$

$$Q_u = B_e \left\{ C \cdot N_c + \gamma_2 \cdot D_f \left(N_q - 1 \right) + 0.5 \gamma_1 \cdot B_e \cdot N_r \right\}$$

$$\sum S_i = \sum \left(C_i + \sigma'_{vi} \cdot K_o \cdot \tan \phi_i \right) h_i$$

ここに、 F_s ：安全率で第 3 編 1-2-3 3) (7) ③ 表 1-2-27 に示す値とする。

W_f ：中詰土の重量（kN/m）

W_{sp} ：単位幅当りの矢板の重量（kN/m）

Q_u ：十分に厚い支持層の照査面での支持力で、荷重の傾斜を考慮した値。（kN/m）

γ_1 ：設計地盤面から D_f 以上の深さの支持力地盤の土の単位体積重量（kN/m^3）

γ_2 ：現地地盤から D_f までの根入地盤の土の単位体積重量（kN/m^3）

B_e ：荷重の偏心を考慮したときの有効締切幅（$B_e = B - 2e$）（m）

e ：照査面での荷重の偏心量（m）

N_c, N_r, N_q ：支持力係数で、第 3 編 1-2-3 3) (7) ③図 1-2-36～1-2-38 に示す値とする。

D_f ：設計地盤面から照査面までの深さ（m）

C_i ：i 番目の非液状化層の土の粘着力（kN/m^2）

ϕ_i ：i 番目の非液状化層の土の内部摩擦角（°）

S_i ：非液状化層での矢板と土の間の摩擦力（kN/m）

σ'_{vi} ：i 番目の非液状化層での有効土被り圧（kN/m^2）

h_i ：i 番目の非液状化層の矢板長（m）

b. 中間非液状化層に支持させる場合

図 1-5-5 の照査モデルに従って根入れ下端部を照査面とし、所定の安全率を確保する。

$$F_s = \frac{Q_{u1} \cdot B_e + \sum S_i}{W_f + 2 \cdot W_{sp}}$$

$$Q_{u1} = C_{1q} \cdot N_c \cdot B_e$$

$$\sum S_i = \sum \left(C_i + \sigma'_{vi} \cdot K_o \cdot \tan \phi_1 \right) \cdot h_i$$

ここに、 Q_{u1} ：液状化層上面の支持力合力（安全側の配慮として Q_{u1}=0 としてもよい。）

B_e ：荷重の偏心を考慮したときの有効締切幅（$B_e = B - 2 \cdot e$）（m）

e ：液状化層上面を照査面としたときの荷重の偏心量（m）

C_{1q} ：液状化した土のせん断強度（kN/m/m）

N_c ：支持力係数。第 3 編 1-2-3 3) (7) ③ 図 1-2-37 に示す値とする。

② 矢板の支持力に対する検討

矢板の支持力に対する安定は、図 1-5-4（b）のモデルに従って照査する。

$$F_s = S / W_{sp}$$

$$S = \sum \left(C_i + \sigma'_{vi} \cdot K_o \cdot \tan \phi \right) \cdot h_i$$

ここに、 S ：非液状化層での矢板と土の間の摩擦力による矢板支持力（kN/m²）

σ'_{vi} ：i 番目の非液状化層での有効土被り圧（kN/m²）

h_i ：i 番目の非液状化層への矢板根入れ長（m）

W_{sp} ：単位幅当りの矢板の重量（kN/m）

(8) 液状化時の壁体せん断変形破壊に対する検討

① 安定性の照査

壁体幅は次式を満足するように算定する。照査は現地壁面から矢板先端までのうち最小安全率を与える照査面について検討する。

$$F_s \cdot M_d \leqq M_r$$

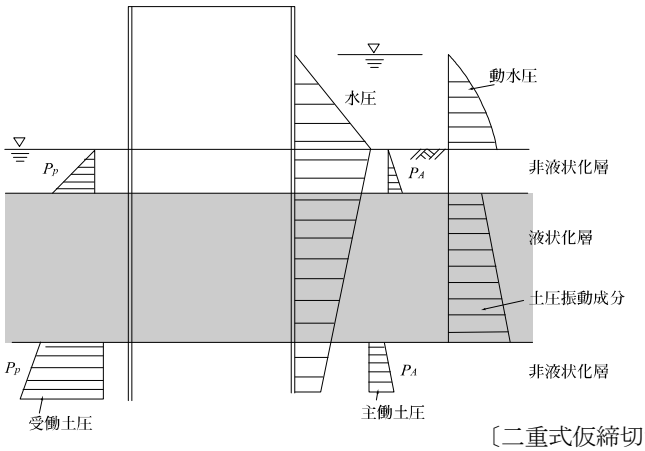
ここに、 F_s ：安全率　第 3 編 1-2-3 3) (7) ① 表 1-2-25 に示す値とする。

M_d ：照査面におけるせん断変形モーメント（kN·m/m）

M_r ：照査面におけるせん断抵抗モーメント（kN·m/m）

② せん断変形モーメントの計算

せん断変形モーメントは図 1-5-6 に示すように、地中部の根入れを考慮した状態で次式により計算する。



〔二重式仮締切マニュアル〕

図 1-5-6　せん断モーメントの計算モデル

$$M_d = M_w + M_{pA} - M_{pP} + M_{wd} + M_{pd}$$

ここに、 M_d ：照査面に関する変形モーメント（kN·m/m）

M_w ：水圧によるモーメント（安定照査のための水圧を用る。照査面から上の水圧荷重による照査面に関するモーメント）（kN·m/m）

M_{pA} ：支持層での主働土圧によるモーメント（照査面より上に作用する主働土圧の照査面に関するモーメント）（kN·m/m）

M_{pP} ：支持層での受働土圧によるモーメント（照査面から上に作用する受働土圧の照査面に関するモーメント）（kN·m/m）

M_{wd} ：地盤表面上の動水圧によるモーメント（kN·m/m）

M_{pd} ：液状化層の土圧振動成分によるモーメント（kN·m/m）

③　せん断抵抗モーメントの計算

$$M_r = M_{ro}(1 + d/H) + M_{sp}$$

ここに、　M_{ro}　：中詰土の基準せん断抵抗モーメント（kN･m/m）

d　：現地盤からの照査面深さ（m）

M_{sp}　：2 列の矢板が発揮する抵抗モーメント（kN･m/m）

a.　中詰土の基準せん断抵抗モーメント

$$M_{ro} = \frac{1}{6} \cdot \gamma_m \cdot R_m \cdot H_m^3$$

ここに、　$\gamma_m = \dfrac{\sum_i \gamma_i \cdot h_i}{\sum_i h_i}$

$H_m = H + d$　（m）

$\nu = B/H_m$

B　：壁体幅（m）

ϕ　：中詰土の内部摩擦角（°）

γ_m　：中詰土の換算単位体積重量（kN/m^3）

R_m　：中詰土のせん断による抵抗係数

b.　根入れ地盤が支持できる抵抗モーメント

M_{sp}　：2 列の矢板が発揮する抵抗モーメント（堤内側と堤外側の矢板の抵抗の小さい方で代表させ、２倍して評価。）

＝2 （M_{sp1} または M_{sp2} のうち小さい値）　（kN･m/m）

M_{sp1}　：矢板が発揮できる抵抗モーメント（$=\sigma_a \cdot Z_{sp}$）　（kN･m/m）

M_{sp2}　：照査面以深の根入地盤が支持できる抵抗モーメント（$=P_{pu} \cdot h_{pu}$）（kN･m/m）

σ_a　：使用矢板の許容応力度（N/mm^2）

Z_{sp}　：使用矢板の断面係数（継手効率を乗じた値）（m^3/m）

P_{pu}　：照査面下から矢板先端までの受働土圧の合力（kN/m/m）

h_{pu}　：P_{pu} の照査面からの作用距離（m）

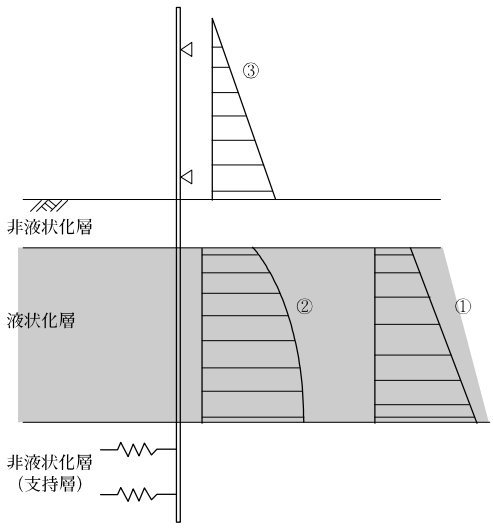
(9)　液状化時の矢板及びタイ材の応力に対する検討

液状化時における矢板及びタイ材の応力度を計算し、矢板及びタイ材を生じる応力が第 3 編 1-2-3 3) (3) ③表 1-2-21 に示す許容応力度以下である事を確認すること。

①　矢板及びタイ材の応力計算モデル

矢板及びタイ材の応力計算モデルを図 1-5-7 に示す。このモデルでは矢板を弾性梁とし、液状化層の土圧による応力と中詰土の主働土圧による応力を個別に計算した上で足し合わせる。

根入れ層以外の非液状化層、準液状化層では地盤ばねによる低抗は考慮しない。



①　液状化層土圧漸増成分

②　液状化層土圧振動成分

③　中詰土の静止土圧

④　中詰土の地震時主働土圧と静止土圧の差

〔二重式仮締切マニュアル〕

図 1-5-7　矢板及びタイ材の応力計算モデル

②　液状化層の土圧による応力の計算

図 1-5-7（a）に示すように、矢板をタイ材取付位置を支点とし、これと根入部の弾性地盤反力バネで支持される梁とする。この単純梁用モデルに作用する荷重は、(10) で述べる液状化層から矢板に作用する土圧（漸増部分、振動部分)、中詰土による静止土圧である。

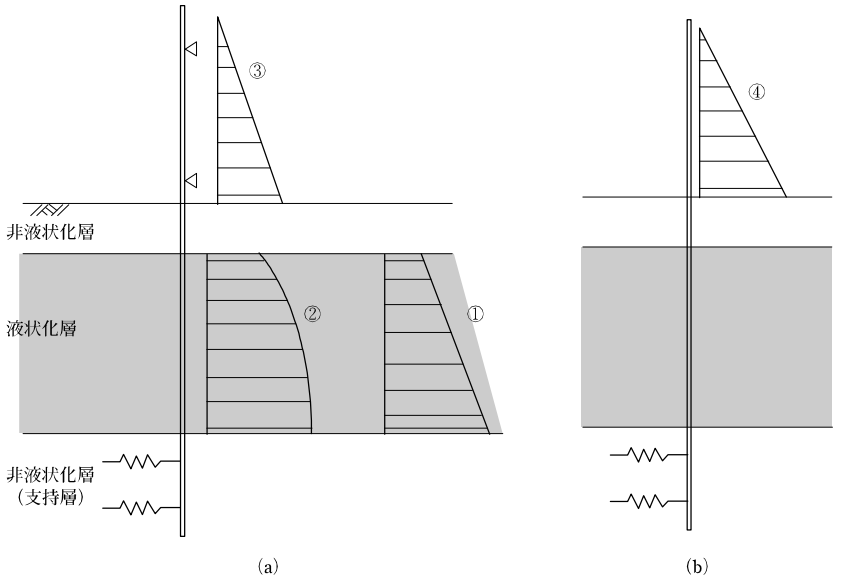
③　中詰土の主働土圧による応力の計算

図 1-5-7（b）に示すように、矢板を根入部の弾性地盤反力ばねで支持される片持梁とし、中詰土部分に地震時も主働土圧と静止土圧の差を作用させる。

④　支持層での受働土圧

支持層での矢板の受働土圧及び支持層での矢板の受働抵抗を本要領第 3 編 1-2-3 3) (6) ② 式(1-1)～(1-4)に従って計算する。これを図 1-5-8 に示すモデルで計算した支持層の地盤反力と比較し、地盤反力が受働抵抗以下となっていることを確認する。

支持層で受働抵抗が地盤反力以下の場合には、根入長を増加させなければならない。根入層以外の非液状化層、準液状化層では地盤ばねによる抵抗は考慮しない。



①　液状化層土圧漸増成分

②　液状化層土圧振動成分

③　中詰土の静止土圧

④　中詰土の地震時主働土圧と静止土圧の差

〔二重式仮締切マニュアル〕

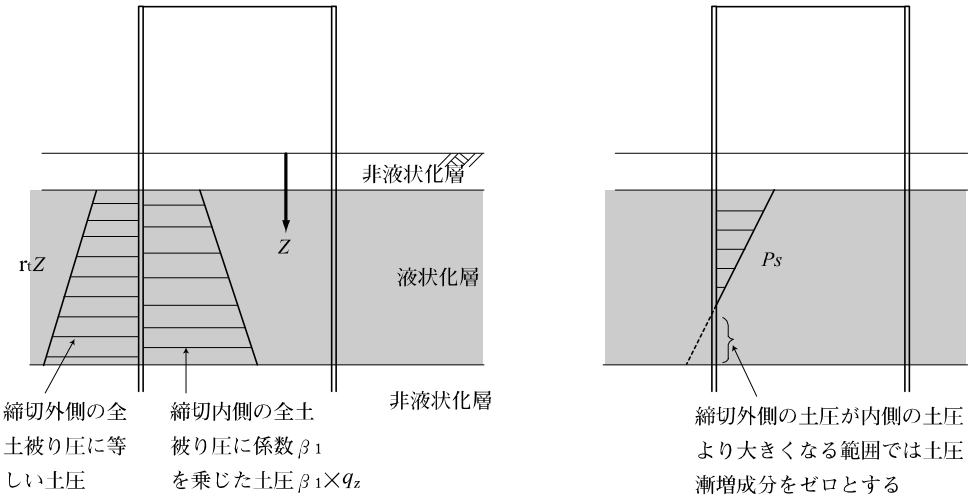
図 1-5-8　支持層での受働抵抗計算モデル

(10) 設計荷重

設計荷重は、液状化層土圧漸増成分、土圧振動成分、中詰め砂の土圧を考慮する。

① 土圧漸増成分

土圧漸増成分は図 1-5-9 に示すように、締切内側と外側の液状化層から鋼矢板に作用する土圧の差とし、液状化層内でのみ矢板に作用するものとする。



(a) 締切内側と外側の土圧　　(b) 内側と外側の土圧差

図 1-5-9　土圧漸増成分　　〔二重式仮締切マニュアル〕

$$P_s = \beta_1 \cdot q_Z - \gamma_t \cdot Z$$

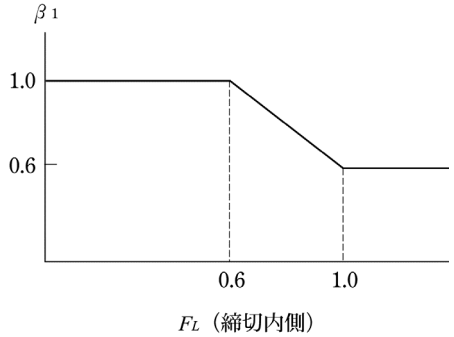
ここに、 P_s ：土圧漸増成分（kN/m²）

q_Z ：締切内側で、設置地盤面から Z の深さの全上載圧（kN/m²）

β_1 ：低減係数で図 1-5-10 によるものとする。

Z ：設置地盤面からの深さ（m）

γ_t ：土の単位体積重量で、地下水位以下では飽和単位体積重量（kN/m³）



〔二重式仮締切マニュアル〕

図 1-5-10　低減係数

② 土圧振動成分

鋼矢板に作用する液状化層の土圧振動成分は次式によるものとし、液状化層だけで作用させる。

$$P_d = \beta_2 \cdot P_{d\max} = \beta_2 \cdot K_s \cdot \gamma_{sat} \sqrt{h_d \cdot Z}$$

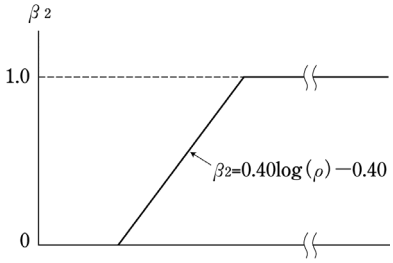
ここに、 P_d ：土圧振動成分（kN/m²）

h_d ：設置地盤面から最も下の液状化層下端までの深さ（m）

β_2 ：矢板の剛性、液状化層厚に応じた土圧振動成分に関わる低減係数で、矢板の相対剛性より次式及び図 1-5-11 により求める。

$$\beta_2 = 0.40 \log \rho - 0.40 \qquad 0 \leqq \beta_2 \leqq 1.0$$

$$\rho = \frac{E \cdot Z_a}{\gamma_{sat} \cdot h_{\lg}^{\,3}}$$



〔二重式仮締切マニュアル〕

図 1-5-11 低減係数

ここに、 ρ ：矢板の相対剛性

$h_{\lg}$ ：液状化層厚（m）

γ_{sat} ：土の飽和単位体積重量（kN/m³）

E ：矢板のヤング係数（kN/m²）

Z_a ：単位幅当りの矢板の断面係数（継手効率は考慮しない）（m³/m）

③ 中詰土の土圧

中詰土から矢板に作用する土圧は、地震時主働土圧と静止土圧の差であり、次式で求めるものとする。

$$P_l = P_{AE} - P_{KO}$$

ここに、 P_l ：中詰土の土圧（kN/m²）

P_{AE} ：地震時主働土圧（kN/m²）（震度は液状化に対する設計震度による）

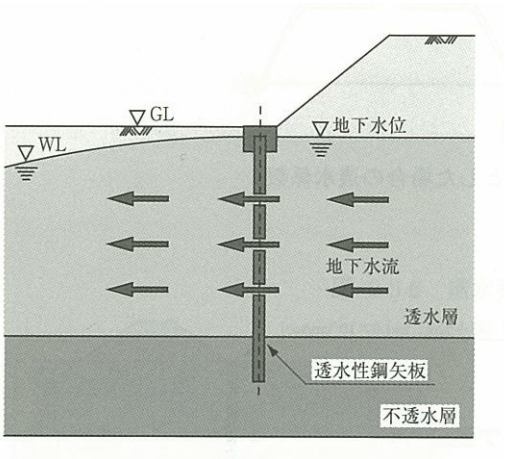
P_{KO} ：静止土圧（$K_o = 1 - \sin\phi$ として求めてよい）（kN/m²）

ϕ ：中詰土の内部摩擦角（°）

1-6　透水性鋼矢板の設計　　〔鋼矢板　設計から施工まで〕一部編集

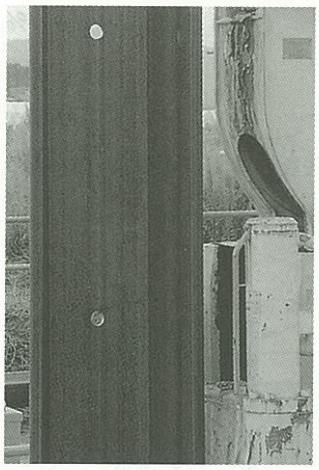
(1)　透水性鋼矢板とは

自然な水循環の観点から護岸部に透水性を確保する必要がある場所では、鋼矢板のウェブに透水用の小さな孔を設けることによって透水機能を付加し、図 1-6-1 のように自然の浸透状態に近づけることができる。この孔を設けた鋼矢板を、透水性鋼矢板(図 1-6-2)と呼ぶ。



〔鋼矢板　設計から施工まで〕

図 1-6-1　透水性鋼矢板を使用した場合の地下水流



〔鋼矢板　設計から施工まで〕

図 1-6-2　透水性鋼矢板

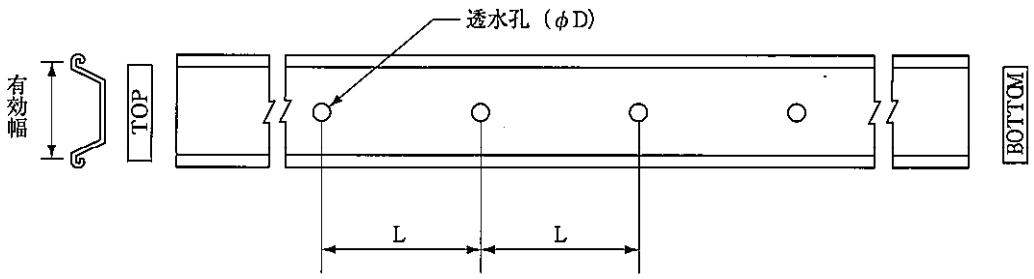
(2)　透水孔の配置

透水孔の配置は、地盤条件や使用条件に基づいて設定する。例として、孔間隔 L を 1m に固定し、鋼矢板壁の投影面積当たりの開孔率αが 0.5%以上となるように、透水孔を配置したものを表 1-6-1、図 1-6-3 に示す。

表 1-6-1　透水孔の設計例

有効幅(mm)	孔径(mm)	孔間隔(mm)	開孔率α(%)
600	65	1000	0.55
500	60	1000	0.57
900	80	1000	0.56

〔鋼矢板　設計から施工まで〕

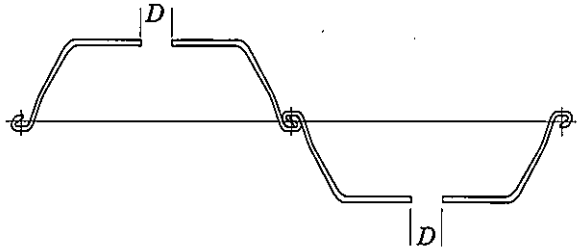


〔鋼矢板　設計から施工まで〕

図 1-6-3　透水孔の配置

(3) 透水性鋼矢板の断面性能

透水性鋼矢板を用いて設計する場合、図 1-6-4 に示すように断面欠損があるため、断面係数および断面二次モーメントの低減を考慮する必要がある。



〔鋼矢板　設計から施工まで〕

図1-6-4　透水孔がある部分の断面

(4) 応力度の照査

最大曲げモーメントは必ずしも透水孔位置で生じるとは限らないが、安全側となる断面欠損を考慮した断面係数を用いて応力照査を行う。なお、発生応力が大きい場合には、応力集中に対する確認が必要である。

$$\sigma = \frac{|M_{\max}|}{Z'}$$

ここに、　σ　　：応力度（N/mm²）

$M_{\max}$　：最大曲げモーメント（N・mm/m）

Z'　　：欠損断面の断面係数（mm³/m）

欠損断面の断面係数は、以下の式により算出する。

$$Z' = Z - Z_D$$

ここに、　Z　　：鋼矢板の断面係数（mm³/m）

Z_D　　：欠損断面係数（mm³/m）

$$Z_D = \frac{\frac{Dt^3}{12} + Dt\left(h - \frac{t}{2}\right)^2}{Bh}$$

ここに、　D　　：孔径（mm）

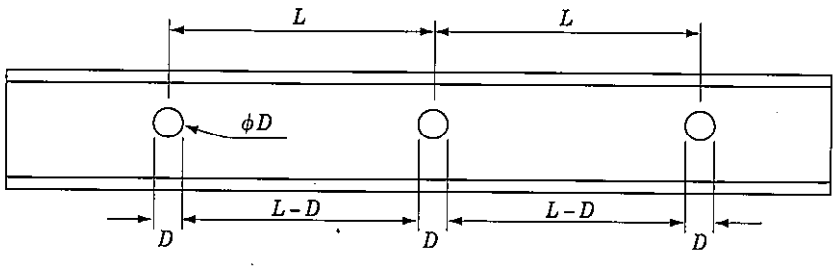
t　　：鋼矢板のウェブ厚さ（mm）

h　　：鋼矢板の有効高さ（mm）

B　　：鋼矢板の有効幅（m）

(5) 変位の照査

変位を照査する場合に必要な断面二次モーメントは全体の曲げ剛性で考える必要があり、図 1-6-5 に示すように孔のある区間は断面欠損を考慮する必要がある。よって、孔のある区間は剛性低下を考慮し、標準断面区間は剛性を 100%考え、それを比例配分して全体の曲げ剛性を算出する。この際、鋼矢板の断面欠損を全断面均一として以下の式により平均化した断面二次モーメントを算出する。



〔鋼矢板　設計から施工まで〕

図1-6-5　透水孔がある部分の断面

$$\tilde{I} = \frac{(I - I_D)D + I(L - D)}{L}$$

ここに、 $\tilde{I}$ ：平均化した断面二次モーメント（mm^4/m）

I ：標準断面区間の断面二次モーメント（mm^4/m）

I_D ：欠損断面二次モーメント（mm^4/m）

L ：孔の間隔（mm）

1-7　危機管理型ハード対策

1)　「危機管理型ハード対策」の基本的な考え方

堤防決壊までの時間を少しでも引き延ばすため、越水等による堤防の決壊過程を踏まえ、対策の効果や効率性を考慮し、「天端の保護」と「のり尻の補強」を実施する。

実施する対策は、現状の無対策状態と比較して、それぞれ以下の目的を有する。

「天端の保護」：堤防天端をアスファルトで保護し、堤防への雨水の浸透を抑制するとともに、越水した場合にはのり肩部の崩壊の進行を遅らせることにより、決壊までの時間を少しでも延ばす。

「のり尻の補強」：裏のり尻にブロック等を敷設し、越水した場合には深掘れの進行を遅らせることにより、決壊までの時間を少しでも延ばす。

2)　「危機管理型ハード対策」の施工

危機管理型ハード対策を施工する堤防は、計画断面に対して高さや幅が不足していることから、対策工の施工にあたっては、可能な限り現況断面外に施工することを考慮しつつ、個別河川や背後地の状況等を踏まえ、適切に対応すること。

(1)　天端の保護

①構造

・「天端の保護」は、堤防天端をアスファルトで被覆することを基本とする。

・被覆は、堤防天端から落ちる水流による洗掘箇所を堤体から遠ざけるためには、被覆幅が広い方が有利であるため、堤防天端全幅を基本とする。

・被覆構成は、当該河川で実施されている堤防天端の管理用通路の標準的な構造に準じるものとする。

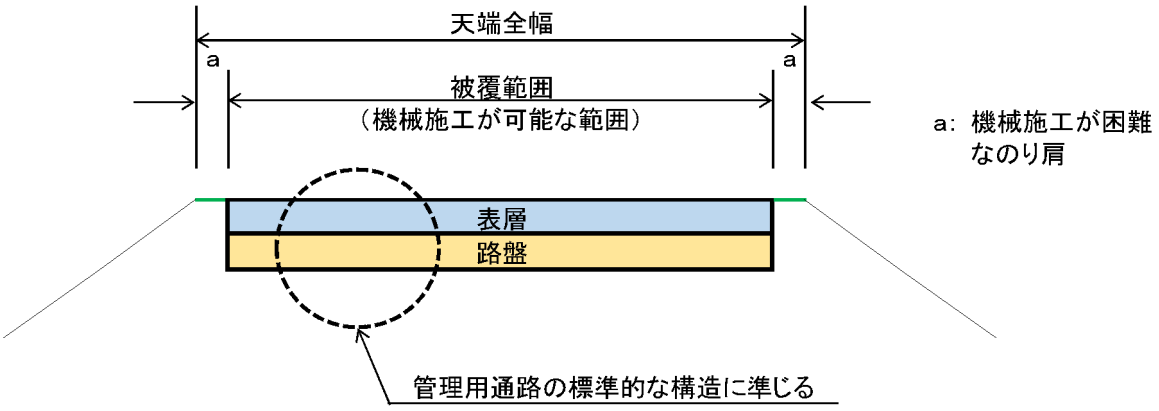


図 1-7-1　「天端の保護」基本構造イメージ図

②施工

・天端の機械施工が可能な範囲を被覆することを基本とする。なお、機械施工による被覆範囲が 2m 未満の場合は、越水時の転動を回避するため、可能な限り被覆幅を広くすること。

(2)　のり尻の補強

①構造

・「のり尻の補強」は、川裏のり面及び平場を合わせて、堤防のり面植生の侵食耐力より強い補強材（コンクリートブロックやかごマット等）で被覆することを基本とする。

・のり面は、表面粗度により流速を低減させるため、突起又はくぼみ等を有する補強材により、川裏のり尻から 2m を基本として被覆する。

・平場は、越流水を水平方向へ確実に流向変化させるとともに洗掘箇所を堤体から遠ざけるため、川裏のり尻から 1.5m を基本として被覆する。

・製品長によりのり長等は変わるため、基本はのり面 2.0m 以上、平場は 1.5m 以上とするが、官民境界まで 1.5m 以下の場合は基礎工＋堤脚水路の設置を基本とする。

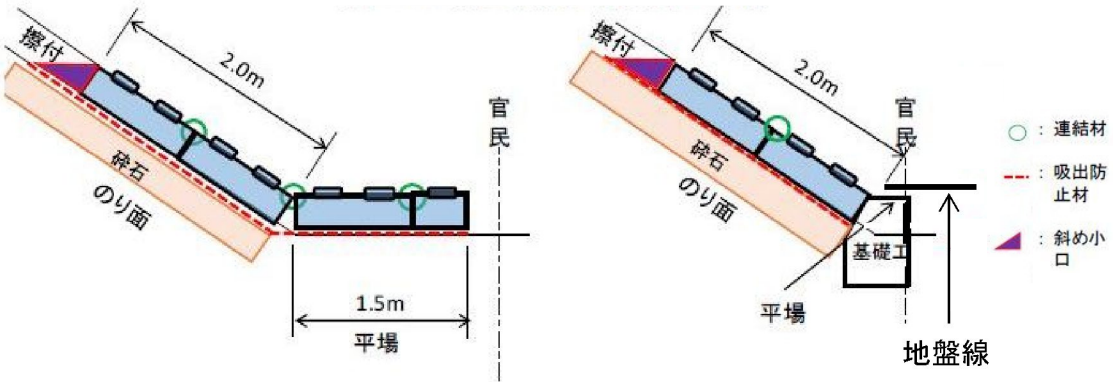


図 1-7-2　「のり尻の補強」基本構造イメージ図

・図 1-7-3 のように水路から基礎工までに土工部があるとそこが洗堀される恐れがあるため、基礎工から堤脚水路まではＣｏ等にて被覆するものとする。

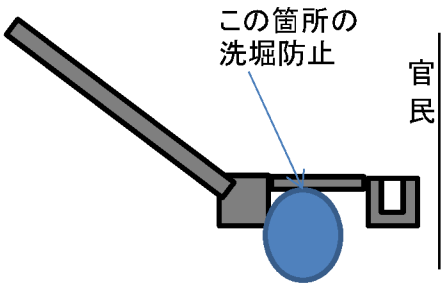


図 1-7-3　洗掘防止のための被覆イメージ図

②施工（共通）

a. のり尻の補強材は、縦断と横断の両方向に連結を行うなど群体構造とすることを基本とする。

b. 補強材を既設堤防断面内へ埋設する場合は、掘削した堤体土の重量以上とすること。

c. 平場の補強範囲直近に水路がある場合は、水路による洗掘増大の恐れがあるため、可能な限り補強幅を広くすること。

d. 越流水が、のり面植生の根の間隙を流下して補強材上端部に直接当たり、流れの乱れが生じることによって、堤防侵食を助長しないよう、補強材上端部に埋め込む控え厚程度の「斜め小口」を設置すること。（図-1-7-4）

斜め小口は基礎工の小さいもの等二次製品でも良い。

但し斜め小口と補強材とは間詰めか連結を行い、一体性を図るものとする。

※斜め小口の上端は、雨水が滞留することによって小口周辺の堤体土が緩まないように、堤防内側を若干低くし、雨水を砕石部に導くように勾配を設けるように仕上げる。

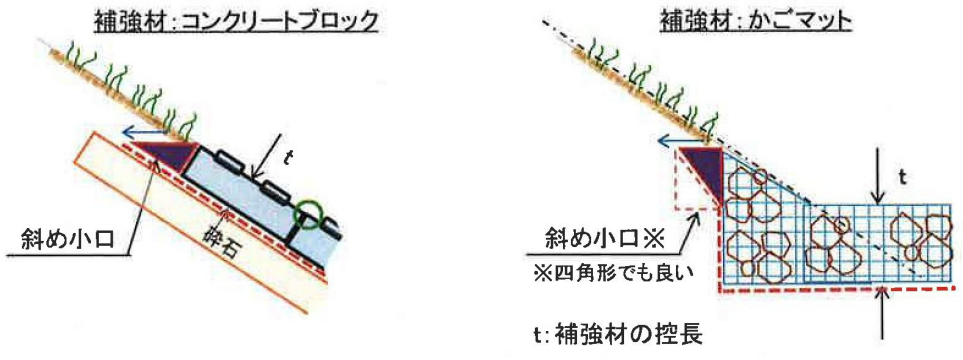


図 1-7-4　「斜め小口」設置イメージ図

e. のり面部に設置する補強材の突起又はくぼみ（粗度要素）の形状と高さの違いにより、対策前より洗掘が悪化する場合があるため、補強材の選定にあたっては留意すること。（表-1-7-1）

・基本は連結構造のコンクリートブロックを使用するものとする。

・あくまで堤防未完成区間における堤防決壊までの時間を少しでも遅らせるために設置するもので、完成堤防として整備した際にはブロックは撤去するため、今後備蓄材での利用等も視野に入れる必要が有る。

・但し浸透流解析等で排水の必要が有る箇所については、かごマットを使用する。

表 1-7-1　突起又はくぼみ（粗度要素）の形状別の高さの条件

粗度要素の形状	粗度要素の高さ(mm)
菱形	80 以下
矩形	100 以下
棒状	50 以下

注）上表以外にも、階段工などを用いる場合は半場補強も併せて実施することが望ましい。

f. のり面補強について、図 1-7-5 のように既設堤防断面内に埋め込み突起部を断面外とすることを基本とする。なお、基礎工についても埋め込むことを基本とする。

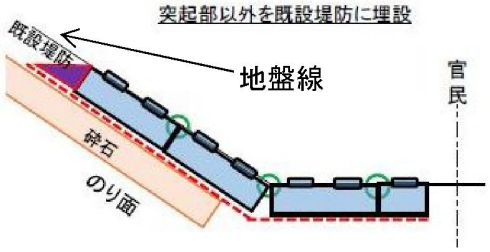


図 1-7-5　「斜め小口」設置イメージ図

g. 平場の地盤高と補強材（基礎工を含む）との高低差は、越水した流水作用による鉛直方向の侵食を抑制する観点から、可能な限り小さくすることが望ましい。（図 1-7-6）

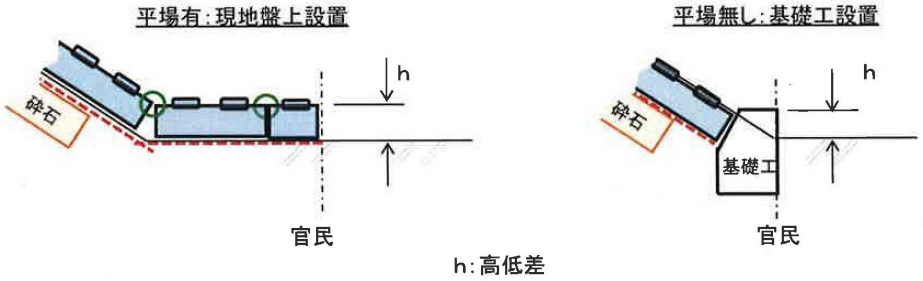


図 1-7-6　補強材と現地盤との高低差イメージ図

h. のり尻部に設置する基礎工は、越水した流水の流向を確実に水平方向に変換するため、天端幅 B は 30cm 以上を基本とし、可能な限り広くすること。（図 1-7-7）

i. のり尻部の洗掘が生じた場合においてものり尻部の耐力を高めるため、基礎工の設置深さ H は 30cm 以上を基本とし、可能な限り深くすること。（図 1-7-7）

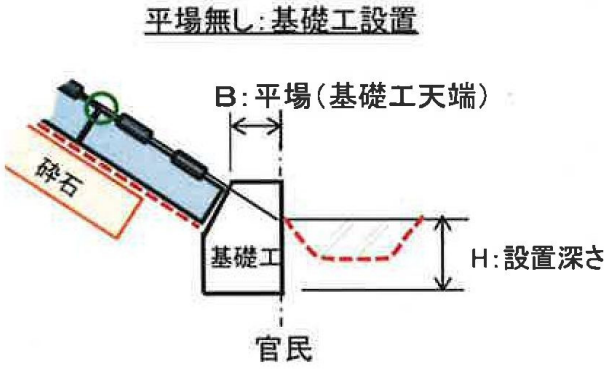


図 1-7-7　基礎工埋設イメージ図

j. 砕石設置における床掘については、堤防を掘削するため段切りを行い設置後の堤防となじむようにする。特に、床掘の最上端部については堤防のり面の途中になるため、しっかり締め固めないとそこから雨水等が進入する恐れがあるので注意すること。

③施工（コンクリートブロック、張コンクリート、階段工等の遮水性が高い補強材）

a. 補強工の施工によって、堤防の浸透に対する安全性に悪影響を与えないよう、連結部等に隙間が無いコンクリートブロック、張コンクリート、階段工等の遮水性の高い補強材をのり面に用いる場合は、砕石や吸出防止材、水抜きパイプ等を適切に敷設すること。

b. 既設堤防に補強材を完全に埋設させて設置すること、及び、覆土を既設堤防に直接擦りつけることは、埋戻土（盛土・覆土）の洗掘が原因となって既設堤防の侵食が先行する可能性があるので実施してはならない。（図 1-7-8）**また、出水時における漏水の確認をおこなうため覆土は行わない。（堤防除草も必要としない）**

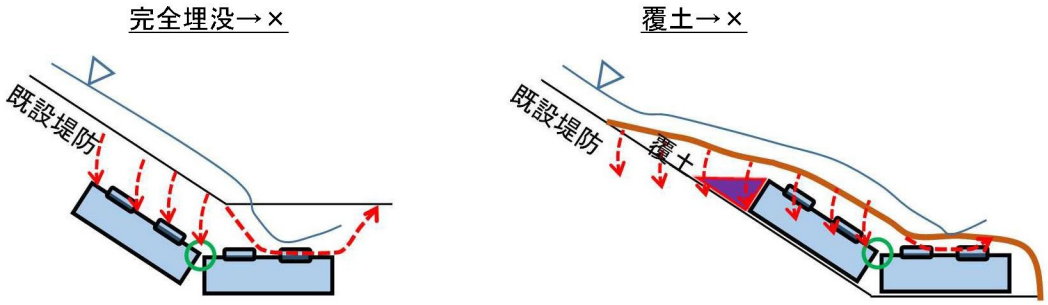


図 1-7-8　覆土による影響概念図

c. ブロック連結部については、堤防内からの排水を考慮しているため無処理とするが、ドレーン等排水施設を設置する場合はかごマット等の選定も検討する。

④施工（かごマット）

a. のり面と平行に斜め方向でかごマット等を敷設する場合は、勾配やかご構造（厚さ、中詰石の粒径）によっては、越流水により中詰石が移動する可能性があるため留意すること。

b. 堤体とかごマットの接続端部においては、かご等の変形により堤体土にゆるみが生じないよう留意すること。（図 1-7-9）

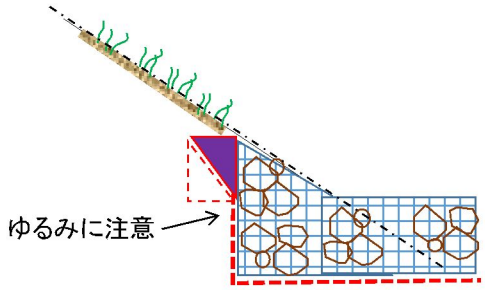


図 1-7-9　かごマット設置イメージ図

○参考文献

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
耐震性能照査指針（Ⅲ）	河川構造物の耐震性能照査指針・解説 －Ⅲ．自立式構造の特殊堤編－	H24.2	国土交通省
構造検討の手引き	河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）	H24.2	(財)国土技術研究センター
河川土工マニュアル	河川土工マニュアル	H21.4	(財)国土技術研究センター
鋼矢板 設計から施工まで	鋼矢板　設計から施工まで 2014	H26.10	(社)鋼管杭・鋼矢板技術協会
護岸・根固ガイドライン	護岸・根固工の設計ガイドライン	H6.12	(財)国土技術研究センター
土木工学ハンドブック	第四版　土木工学ハンドブック	H１.11	(社)土木学会
仮設工指針	道路土工　仮設構造物工指針	H11.3	(社)日本道路協会
土工要綱	道路土工要綱	H21.6	(社)日本道路協会
土質試験の方法と解説	土質試験の方法と解説　第一回改訂版	H16.8	(社)地盤工学会