

砂防施設設計要領

令和2年3月

国土交通省 中部地方整備局

第1編 総則

第2編 砂防基本計画(土石流・流木対策編)

第3編 土石流・流木対策施設設計

第4編 砂防基本計画(土砂・洪水氾濫対策計画編)

第5編 掃流区域における砂防施設設計

第6編 溪流保全工等その他の砂防施設

第7編 施工

第8編 管理

第9編 補足・参考資料

第1編 総則

1 目的	1 - 1
2 適用範囲	1 - 1
3 砂防基本計画	1 - 3
3-1 目的	1 - 3
3-2 砂防基本計画の種類・対象現象	1 - 4
3-2-1 砂防基本計画の細分類	1 - 4
3-2-2 対象現象が生じる時間スケール	1 - 5
4 砂防施設設計	1 - 5
5 用語の定義	1 - 6
6 計画一般	1 -12
6-1 土砂災害防止法	1 -12
6-2 公共工事のコスト縮減対策	1 -14
6-3 建設副産物のリサイクル	1 -15
6-3-1 リサイクル原則化ルール	1 -15
6-3-2 建設リサイクル推進計画2014	1 -17
6-3-3 グリーン購入法について	1 -19
6-3-4 間伐材の有効利用を通じた「自然を活かした川」の整備と森林整備の連携について	1 -20
6-4 溪流環境整備計画の策定について	1 -21
6-5 「砂防関係事業における景観形成ガイドライン」について	1 -21
6-6 直轄砂防管内の景観行政団体及び景観計画	1 -23
6-7 i-ConstructionとBIM/CIMの活用	1 -24
6-7-1 ICTの全面的な活用の推進に関する実施方針	1 -24
6-7-2 BIM/CIM活用	1 -25
7 設計一般	1 -28
7-1 砂防堰堤地点における地質調査	1 -28
7-1-1 地質調査のフローチャート	1 -28
7-1-2 地質調査の目的と方法	1 -28
7-2 土石流区間および掃流区間の区分	1 -31
7-3 設計計算に用いる数値	1 -32
7-4 数値基準	1 -39
7-4-1 調査	1 -39
7-4-2 計画	1 -39
7-4-3 設計	1 -40

第2編 砂防基本計画(土石流・流木対策編)

第1章 総説	2 - 1
1 計画策定の基本	2 - 1
2 砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)の目的	2 - 1
3 砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)の内容	2 - 1
4 砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)の適用	2 - 2
5 総説	2 - 2
第2章 土石流・流木対策計画の基本事項	2 - 4
1 計画策定の基本方針	2 - 4
2 保全対象	2 - 4
3 計画規模	2 - 5
4 計画基準点等	2 - 5
5 計画で扱う土砂・流木量等	2 - 6
5-1 計画流出土砂量	2 - 7
5-1-1 計画流出土砂量	2 - 7
5-1-2 計画流出土砂量の算出方法	2 - 8
5-2 計画流出流木量	2 - 13
5-2-1 計画流出流木量	2 - 13
5-2-2 計画流出土砂量の算出	2 - 13
5-3 計画許容流下量	2 - 18
5-3-1 計画流下許容土砂量	2 - 18
5-3-2 計画流下許容流木量	2 - 18
5-4 計画基準点における土石流ピーク流量	2 - 19
5-4-1 土石流ピーク流量の算出方法	2 - 19
5-5 清水の対象流量	2 - 22
5-6 土石流の流速と水深の算出方法	2 - 23
5-7 土石流の単位体積重量	2 - 26
5-8 土石流流体力	2 - 26
5-9 最大礫径	2 - 26
5-10 流木の最大長、最大直径	2 - 28
5-11 流木の平均長、平均直径	2 - 28
第3章 土石流・流木処理計画	2 - 29
1 土石流・流木処理計画	2 - 29
2 土石流・流木処理計画の策定の基本	2 - 30
3 平常時堆砂勾配および計画堆砂勾配	2 - 31
3-1 平常時堆砂勾配	2 - 31
3-2 計画堆砂勾配	2 - 31
4 計画捕捉量	2 - 32
4-1 計画捕捉土砂量	2 - 33
4-2 計画捕捉流木量	2 - 33
4-2-1 透過型及び部分透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量	2 - 33
4-2-2 不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量	2 - 34
4-2-3 副堰堤等に流木止め工を設置する場合	2 - 35
5 計画堆積量	2 - 36

5-1 計画堆積土砂量.....	2 -37
5-2 計画堆積流木量.....	2 -37
5-2-1 部分透過型砂防堰堤の計画堆積流木量.....	2 -37
5-2-2 不透過型砂防堰堤の計画堆積流木量.....	2 -37
6 計画発生(流出)抑制量.....	2 -38
6-1 計画土石流発生(流出)抑制量.....	2 -38
6-2 計画流木発生抑制量.....	2 -40
7 堰堤工における施設効果量の算出事例(参考).....	2 -41
第4章 土石流・流木対策施設配置計画	2 -43
1 総説.....	2 -43
2 土石流・流木対策施設の配置の基本方針.....	2 -43
3 土石流・流木対策施設の機能と配置.....	2 -44
4 土石流・流木捕捉工.....	2 -45
4-1 砂防堰堤の型式と計画で扱う土砂・流木量等.....	2 -45
4-2 砂防堰堤の型式の選定(透過型・部分透過型・不透過型).....	2 -47
4-3 透過型・部分透過型の種類と配置.....	2 -47
4-3-1 透過型および部分透過型の配置に関する基本的な考え方.....	2 -47
4-3-2 土石流捕捉のための砂防堰堤の設計及び配置上の留意事項.....	2 -48
4-3-3 透過型堰堤を配置する場合の留意事項.....	2 -49
5 土石流・流木発生抑制工.....	2 -50
5-1 土石流・流木発生抑制山腹工.....	2 -50
5-2 渓床堆積土砂移動防止工.....	2 -50
5-3 土石流導流工.....	2 -51
6 土石流堆積工.....	2 -52
6-1 土石流分散堆積地.....	2 -52
6-2 土石流堆積流路.....	2 -52
7 土石流緩衝樹林帯.....	2 -53
8 土石流流向制御工.....	2 -53
第5章 除石(流木の除去を含む)計画	2 -54
1 緊急除石(流木の除去を含む).....	2 -54
2 定期的な点検に基づく除石(流木の除去を含む).....	2 -54
2-1 管理除石量.....	2 -55
2-2 除石の頻度.....	2 -55
2-3 年平均堆砂量.....	2 -55
2-4 管理除石ライン.....	2 -56
第6章 小規模溪流における砂防基本計画(土石流・流木対策)	2 -57
1 総説.....	2 -57
2 土砂流木量等の調査・算出方法.....	2 -58
2-1 計画流出土砂量の算出方法.....	2 -58
2-2 最大礫径の算出方法.....	2 -58
2-3 流木の量、最大長、最大礫径、平均長、平均直径の算出方法.....	2 -59
3 土石流・流木処理計画.....	2 -59
3-1 施設の種類と効果.....	2 -59
3-2 土石流・流木処理計画.....	2 -59

第3編 土石流・流木対策施設設計

第1章 総説	3 - 1
1 施設設計の基本	3 - 1
2 総則	3 - 1
第2章 土石流・流木捕捉工の型式及び規模と配置	3 - 3
1 土石流・流木捕捉工の型式	3 - 3
2 土石流・流木捕捉工の規模と配置	3 - 3
第3章 不透過型堰堤	3 - 5
1 総説	3 - 5
2 設計順序	3 - 5
3 構造	3 - 5
4 設計流量	3 - 6
5 水通しの設計	3 - 6
5-1 水通しの位置	3 - 6
5-2 設計水深	3 - 7
5-2-1 最下流でない、もしくは最下流であっても土砂整備率100%とならない不透過型砂防堰堤	3 - 7
5-2-2 土砂整備率100%溪流となる最下流に計画する不透過型砂防堰堤	3 - 8
5-3 水通し断面	3 - 9
5-3-1 水通し幅	3 - 9
5-3-2 袖小口の勾配	3 - 9
5-3-3 余裕高	3 - 9
5-3-4 袖部を含めた水通し断面	3 - 10
6 本体の設計	3 - 11
6-1 天端幅	3 - 11
6-2 下流のり	3 - 12
6-2-1 越流部の下流のり	3 - 12
6-2-2 非越流部の下流のり	3 - 12
7 安定性	3 - 13
8 安定条件	3 - 13
9 設計外力	3 - 15
10 安定計算に用いる荷重	3 - 17
11 安定計算	3 - 21
11-1 安定計算に用いる諸数値	3 - 21
11-2 越流部の安定計算	3 - 22
11-3 非越流部の安定計算	3 - 26
11-4 非越流部における逆断面の設計	3 - 31
12 基礎の設計	3 - 31
12-1 基礎の根入れ	3 - 31
12-2 基礎地盤の安定	3 - 32
12-3 砂礫地盤のパイピングに対する安定	3 - 33
12-4 基礎処理	3 - 34
12-5 基礎処理の方法	3 - 34
12-5-1 地盤改良工法	3 - 34
12-5-2 改良体の設計	3 - 35

12-6 段切り(節約断面)	3 -36
12-7 カットオフ	3 -37
13 袖の設計	3 -40
13-1 袖の形状	3 -40
13-2 袖天端の勾配	3 -40
13-3 袖の嵌入	3 -41
13-4 袖の長さ	3 -41
13-5 袖の高さ	3 -42
13-6 袖部の端部処理(試行)	3 -42
13-6-1 袖部の端部処理の方針	3- 42
13-6-2 袖部対策工の設計について	3- 43
13-7 袖部の破壊に対する構造計算	3 -44
13-7-1 安全性の検討	3 -44
13-7-2 袖部の設計手順	3 -44
13-7-3 礫の衝撃力	3 -46
13-7-4 流木の衝撃力	3 -47
13-7-5 袖部の対処・補強	3 -48
13-8 袖折れ	3 -51
14 前庭保護工	3 -52
14-1 前庭保護工の設計	3 -52
14-2 副堰堤	3 -53
14-3 水叩き	3 -56
14-4 垂直壁	3 -58
14-5 側壁護岸	3 -59
14-6 護床工	3 -60
15 付属物の設計	3 -61
15-1 堤冠保護工	3 -61
15-2 間詰め工	3 -63
15-3 法面対策	3 -64
15-4 水抜き暗渠	3 -65
15-5 収縮継目	3 -66
15-6 袖小口の昇降施設	3 -67
15-7 型枠等	3 -67
第4章 透過型砂防堰堤	3 -68
1 総説	3 -68
2 設計順序	3 -68
3 構造	3 -68
4 設計流量	3 -69
5 水通しの設計	3 -69
5-1 水通しの位置	3 -69
5-2 設計水深	3 -69
5-2-1 最下流でない、もしくは最下流であっても土砂整備率100%とならない透過型砂防堰堤	3 -69
5-2-2 土砂整備率100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤	3 -69
5-3 水通し断面	3 -70

6 開口部の設定.....	3 -70
6-1 開口部の幅	3 -70
6-2 開口部の高さ	3 -71
6-3 開口部の底面	3 -71
7 透過部断面の設定.....	3 -72
8 本体の設計.....	3 -73
8-1 安定性.....	3 -73
8-2 安定条件.....	3 -73
8-3 越流部の設計.....	3 -74
8-4 非越流部の設計.....	3 -75
8-4-1 天端高.....	3 -75
8-4-2 上流のり.....	3 -75
8-4-3 下流のり.....	3 -75
8-4-4 袖部.....	3 -75
8-4-5 設計外力.....	3 -75
9 透過部の構造検討.....	3 -76
9-1 構造検討条件	3 -76
9-2 設計外力	3 -77
9-3 構造計算手法	3 -78
9-3-1 土石流の流体力及び堆砂圧に対する検討.....	3 -78
9-3-2 礫および流木の衝突に対する検討.....	3 -79
9-3-3 特に外力条件が厳しい現場での留意事項.....	3 -80
9-3-4 透過部の磨耗対策.....	3 -80
9-4 底版コンクリートの設計	3 -81
9-4-1 底版コンクリートの傾斜.....	3 -81
9-4-2 底版コンクリートの厚さ.....	3 -82
10 基礎の設計.....	3 -82
11 袖の設計.....	3 -82
12 前庭保護工の設計.....	3 -82
第5章 部分透過型堰堤.....	3 -83
1 総説.....	3 -83
2 設計順序.....	3 -83
3 構造.....	3 -83
4 設計流量.....	3 -84
5 水通しの設計.....	3 -85
5-1 水通しの位置.....	3 -84
5-2 設計水深.....	3 -84
5-3 水通し断面	3 -85
6 開口部の設定.....	3 -85
7 透過部断面の設定.....	3 -86
8 本体の設計.....	3 -86
8-1 不透過部の天端幅	3 -86
8-2 下流のり	3 -86
8-3 安定性.....	3 -86

8-4 安定条件.....	3 -87
8-5 越流部の設計.....	3 -87
8-6 非越流部の設計.....	3 -88
9 透過部の構造設計.....	3 -88
10 基礎の設計.....	3 -88
11 袖の設計.....	3 -88
12 前庭保護工の設計.....	3 -89
13 水抜き設計.....	3 -89
第6章 その他の土石流・流木対策施設.....	3 -90
1 土石流流木発生抑制工.....	3 -90
1-1 土石流・流木発生抑制山腹工.....	3 -90
1-2 渓床堆積土砂移動防止工.....	3 -90
2 土石流導流工.....	3 -90
2-1 断面.....	3 -90
2-2 法線形.....	3 -91
2-3 縦断形.....	3 -91
2-4 構造.....	3 -92
2-4-1 渓床.....	3 -92
2-4-2 湾曲部.....	3 -92
3 土石流堆積工.....	3 -93
3-1 型式の選定.....	3 -93
3-2 土石流分散堆積地.....	3 -93
3-2-1 形状.....	3 -93
3-2-2 計画堆砂勾配.....	3 -94
3-2-3 計画堆積土砂量.....	3 -94
3-2-4 構造.....	3 -94
3-3 遊砂地工.....	3 -95
3-3-1 平面形状.....	3 -95
3-3-2 縦断形状.....	3 -95
3-3-3 横断形状.....	3 -95
3-3-4 構造物のレイアウト.....	3 -95
3-4 沈砂地工.....	3 -97
3-4-1 平面形状.....	3 -97
3-4-2 縦断形状.....	3 -97
3-4-3 横断形状.....	3 -98
3-4-4 下流端砂防堰堤の構造.....	3 -99
3-5 土石流堆積流路.....	3 -99
3-5-1 除石.....	3 -99
4 土石流緩衝樹林帯.....	3 -100
5 土石流流向制御工.....	3 -102
第7章 小規模溪流対策施設.....	3 -103
1 総説.....	3 -103
2 規模と配置.....	3 -103
3 設計流量.....	3 -103

4	水通しの設計.....	3	-104
4-1	設計水深.....	3	-104
4-2	水通し断面.....	3	-104
4-2-1	水通し幅.....	3	-104
4-2-2	水通し断面.....	3	-104
5	本体の設計.....	3	-105
5-1	天端幅.....	3	-105
5-2	下流のり.....	3	-105
6	袖の設計.....	3	-106
6-1	袖の天端の勾配.....	3	-106
6-2	袖部処理.....	3	-106
7	前庭保護工.....	3	-106
8	除石.....	3	-107
第8章	その他の項目.....	3	-108
1	砂防堰堤の種類と特徴.....	3	-108
1-1	重力式コンクリート砂防堰堤.....	3	-108
1-2	鋼製砂防堰堤.....	3	-108
1-2-1	透過型砂防堰堤.....	3	-108
1-2-2	不透過型砂防堰堤.....	3	-109
1-3	砂防ソイルセメント堰堤.....	3	-109
1-3-1	分類.....	3	-109
1-3-2	適用範囲.....	3	-112
2	既設砂防堰堤の改良.....	3	-113
2-1	既存砂防堰堤のスリット化.....	3	-113
2-1-1	砂防計画上の既設砂防堰堤改良の必要性.....	3	-113
2-1-2	堆積土砂、湛水の流出による影響の予測.....	3	-113
2-1-3	既設砂防堰堤の機能保全.....	3	-113
2-1-4	留意事項.....	3	-113
2-2	嵩上げ堰堤の設計.....	3	-114
2-2-1	嵩上げの型式.....	3	-114
2-2-2	腹付けコンクリートの厚さ.....	3	-114
2-2-3	安定計算の手法.....	3	-115
2-2-4	新旧コンクリート打ち継目面の処理.....	3	-116
2-2-5	留意事項.....	3	-117
2-3	既設砂防堰堤を利用した鋼製流木捕捉工.....	3	-118
2-3-1	適用範囲.....	3	-118
2-3-2	付属施設の基本的考え方.....	3	-118
2-3-3	付属施設の計画捕捉流木量.....	3	-119
2-3-4	付属施設の設計.....	3	-120
3	山腹工.....	3	-123
3-1	山腹工の目的と種類.....	3	-123
3-2	山腹管理の基本.....	3	-123
3-2-1	山腹の整備・管理のあり方.....	3	-123
3-2-2	管理の主眼.....	3	-123

3-3 計画対象地域の調査.....	3 -123
3-3-1 計画対象地域の状況調査.....	3 -124
3-3-2 地質・土壌条件の調査.....	3 -125
3-3-3 気象条件の調査.....	3 -126
3-3-4 施工前の植生調査.....	3 -126
3-4 山腹工の計画.....	3 -126
3-4-1 工種の選定および配置.....	3 -126
3-4-2 山腹基礎工の計画.....	3 -127
3-4-3 山腹緑化工の計画.....	3 -129
3-4-4 山腹斜面補強工の計画.....	3 -131
3-5 山腹工の設計.....	3 -131
3-5-1 工種の特徴および選定方法.....	3 -131
3-5-2 山腹基礎工の設計.....	3 -134
3-5-3 山腹緑化工の設計.....	3 -138
3-6 山腹斜面補強工の設計.....	3 -147
3-7 山腹斜面における流木対策施設.....	3 -147

第4編 砂防基本計画(土砂・洪水氾濫対策計画編)

第1章 総説	4 - 1
1 計画の基本	4 - 1
2 砂防基本計画に関する基本的な事項	4 - 2
第2章 短期(一連の降雨継続期)土砂・洪水氾濫対策計画	4 - 4
1 総説	4 - 4
2 計画規模	4 - 4
3 保全対象・計画基準点等	4 - 4
4 計画で扱う土砂量	4 - 5
4-1 計画生産土砂量	4 - 5
4-2 計画流出土砂量	4 - 5
5 土砂処理計画	4 - 6
6 土砂生産抑制計画	4 - 7
7 土砂流送制御計画	4 - 7
8 砂防堰堤における計画流出抑制量・計画流出調節量	4 - 8
8-1 基本的な考え方	4 - 8
8-2 不透過型砂防堰堤の計画流出調節土砂量	4 - 8
8-3 透過型砂防堰堤の計画流出調節土砂量	4 - 8
8-4 連続するコンクリートスリット砂防堰堤の計画流出調節土砂量	4 - 9
9 環境保全との調整	4 - 9
10 砂防施設計画	4 - 2
10-1 砂防施設とその機能	4 - 10
10-2 溪流保全工の実施順序	4 - 10
第3章 短期(一連の降雨継続期)土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策計画	4 - 11
1 総説	4 - 11
2 計画規模	4 - 11
3 保全対象・計画基準点等	4 - 11
4 計画で扱う流木量	4 - 11
4-1 計画発生流木量	4 - 11
4-2 計画流出流木量	4 - 12
5 流木処理計画	4 - 12
5-1 計画の基本	4 - 12
5-2 流木対策施設配置計画	4 - 13
6 対策施設	4 - 13
6-1 流木発生抑制施設	4 - 13
6-2 流木捕捉施設	4 - 13
6-3 施設整備量(流木)	4 - 14
6-3-1 計画生産抑制流木量	4 - 14
6-3-2 計画捕捉流木量	4 - 15
第4章 中期(土砂流出活発期)土砂流出対策計画	4 - 16
1 総説	4 - 16
2 計画規模	4 - 16
3 保全対象・計画基準点等	4 - 16
4 計画で扱う流木量	4 - 16

5 中期土砂流出対策における土砂処理計画.....	4 -16
第5章 長期(土砂流出継続期)土砂処理計画.....	4 -17
1 総説	4 -17
2 計画規模	4 -17
3 保全対象・計画基準点等	4 -17
4 計画で扱う流木量	4 -17
5 長期土砂流出対策における土砂処理計画.....	4 -17

第5編 掃流区域における砂防施設設計

第1章 堰堤型式の分類	5 - 1
1 堰堤型式の分類	5 - 1
第2章 掃流区域における計画対象流量	5 - 2
1 清水流量	5 - 2
2 ピーク流出係数	5 - 2
3 洪水到達時間	5 - 3
3-1 小流域で山腹斜面を流下する時間が無視できない場合	5 - 3
3-2 建設省土木研究所で整理した公式	5 - 4
4 平均雨量強度	5 - 4
5 降雨の超過確率計算	5 - 4
第3章 土砂調節のための不透過型堰堤	5 - 6
1 総説	5 - 6
2 設計順序	5 - 6
3 構造	5 - 6
4 設計流量	5 - 7
5 水通しの設計	5 - 7
5-1 位置	5 - 7
5-2 水通し断面	5 - 7
6 本体の設計	5 - 9
6-1 天端幅	5 - 9
6-2 上下流のり勾配	5 - 9
6-3 安定条件	5 - 9
6-4 設計荷重	5 - 9
6-5 安定計算	5 - 10
7 基礎の設計	5 - 10
8 袖の設計	5 - 10
9 前庭保護工の設計	5 - 10
10 付属物の設計	5 - 10
11 その他の砂防堰堤（コンクリート重力式以外）	5 - 10
11-1 アーチ式コンクリート堰堤	5 - 10
11-2 鋼製砂防堰堤	5 - 11
11-2-1 枠構造	5 - 11
11-2-2 ダブルウォール構造	5 - 11
11-2-3 セル構造	5 - 11
11-3 砂防ソイルセメント堰堤	5 - 11
第4章 土砂調節のための透過型堰堤	5 - 12
1 総説	5 - 12
2 透過型砂防堰堤の選定	5 - 12
3 コンクリートスリット堰堤	5 - 13
3-1 堰堤の配置	5 - 13
3-2 透過部断面の計画	5 - 13
3-3 計画対象流量	5 - 13
3-4 水通し断面	5 - 14

3-5 透過部断面	5 -14
3-5-1 透過部断面の幅	5 -14
3-5-2 透過部断面の高さ（暗渠内空高、スリット高）	5 -14
3-6 連続するコンクリートスリット砂防堰堤の配置と透過部断面の形状決定方法	5 -16
3-7 本体の設計	5 -18
3-7-1 天端幅	5 -18
3-7-2 上下流のり勾配	5 -18
3-7-3 安定条件	5 -18
3-7-4 設計荷重	5 -18
3-7-5 安定計算	5 -18
3-8 基礎の設計	5 -18
3-9 袖の設計	5 -18
3-10 前庭保護工の設計	5 -19
4 スーパー暗渠砂防堰堤	5 -21
第5章 掃流区間における流木対策工	5 -23
1 洪水、土砂量の規模など	5 -23
2 流木捕捉工の設計	5 -23
2-1 透過部の高さ	5 -23
2-2 透過部における部材の純間隔	5 -25
2-2-1 掃流により移動する最大礫径	5 -25
2-2-2 透過部の部材の純間隔	5 -26
2-3 全体の安定性	5 -26
2-4 部材の安定性の検討	5 -27
2-5 透過部以外の設計	5 -27
3 流木発生抑止工の設計	5 -27

第6編 溪流保全工等その他の砂防施設

第1章 溪流保全工	6- 1
1 溪流保全工の基本.....	6 - 1
1-1 地域の治水上の安全の確保.....	6 - 1
1-2 溪流の生態系の保全.....	6 - 1
1-3 溪流保全工の整備の考え方.....	6 - 2
2 溪流保全工の構成.....	6 - 3
2-1 溪流保全工の整備のあり方.....	6 - 3
2-2 保全対象との関連.....	6 - 3
3 溪流保全工の計画手順.....	6 - 4
3-1 溪流保全工の基本方針.....	6 - 4
3-2 溪流保全工の計画手順.....	6 - 5
4 溪流保全工計画の基本方針.....	6 - 5
5 計画対象流量.....	6 - 6
6 平面計画.....	6 - 6
7 計画高水位.....	6 - 7
8 縦断計画.....	6 - 7
9 横断計画.....	6 - 8
9-1 計画幅.....	6 - 8
9-2 河道断面.....	6 - 8
9-3 余裕高.....	6 - 8
9-4 湾曲部の横断形状.....	6 - 9
9-5 支川処理.....	6 -10
10 砂防施設配置計画.....	6 -11
11 溪流保全工の設計方針.....	6 -12
12 床固工、階段状床固工群.....	6 -13
12-1 床固工の断面.....	6 -13
12-2 水通し断面.....	6 -13
12-3 床固工の方向.....	6 -14
12-4 袖の設置.....	6 -14
12-5 その他の留意点.....	6 -14
12-6 前庭保護工.....	6 -14
12-6-1 水叩き.....	6 -14
12-6-2 側壁護岸.....	6 -15
12-6-3 垂直壁.....	6 -15
12-6-4 護床工.....	6 -15
13 渓床保護工.....	6 -16
13-1 渓床について検討する場合.....	6 -16
13-2 渓床対策.....	6 -16
第2章 帯工	6- 17
第3章 護岸工	6- 18
1 護岸の型式.....	6 -18
2 護岸高.....	6 -19
3 護岸の根入れ.....	6 -19

4 護岸工と床固工(堰堤工)との取り付け.....	6 -20
5 根固工.....	6 -20
第4章 低堰堤工群	6- 21
1 堤高.....	6 -21
2 基礎.....	6 -21
3 水通し断面.....	6 -21
4 平面計画.....	6 -21
5 袖の設置.....	6 -21
6 その他の留意点.....	6 -21
7 前庭保護工.....	6 -21
第5章 溪畔林	6- 22
1 溪畔林の導入方法.....	6 -22
2 レクリエーションを目的とした溪畔林の導入手順.....	6 -22
第6章 魚道	6- 23
1 魚道の必要性.....	6 -23
2 魚道の構造.....	6 -23
3 魚道の形式.....	6 -23
4 魚道の設計.....	6 -26
4-1 設計手順.....	6 -26
4-2 魚道の形式・型の選定に当たり考慮すべき点.....	6 -27
4-3 魚道の形式・型の一次選定.....	6 -27
4-4 タイプの選定.....	6 -28
4-4-1 プールタイプ魚道と水路タイプ魚道の選定ポイント.....	6 -28
4-4-2 階段式魚道とバーチカルスロット式魚道の選定ポイント.....	6 -29
4-4-3 前面越流型とアイスハーバー型の選定ポイント.....	6 -29
4-4-4 勾配水路式魚道と斜路式魚道の選定ポイント.....	6 -30
4-5 魚道の形式・型の決定.....	6 -30
4-5-1 設計検証魚の設定.....	6 -30
4-5-2 設計対象河川流量の設定.....	6 -31
4-6 魚道の流況と設計流速.....	6 -32
4-6-1 魚道の流況.....	6 -32
4-6-2 設計流速.....	6 -32
4-7 魚道の諸元.....	6 -32
4-7-1 魚道勾配.....	6 -32
4-7-2 魚道延長.....	6 -32
4-7-3 落差.....	6 -32
4-7-4 幅員・プール長.....	6 -32
4-7-5 水深.....	6 -33
4-7-6 隔壁の形状.....	6 -33
4-7-7 魚道上流端・下流端の高さ.....	6 -34
4-8 降下魚及び魚以外への配慮.....	6 -34
4-8-1 降下魚への配慮.....	6 -34
4-8-2 魚以外への配慮.....	6 -34
4-9 付帯施設.....	6 -34

4-9-1 流量調節.....	6 -34
4-9-2 呼び水.....	6 -35
4-9-3 魚道内の休息プール.....	6 -35
4-9-4 土砂・転石対策.....	6 -35
4-10 その他の留意点.....	6 -35
4-10-1 景観への配慮.....	6 -35
4-10-2 複合式魚道.....	6 -36
4-10-3 魚道周辺への配慮.....	6 -36
第7章 水制工.....	6 -37
1 水制工の計画.....	6 -37
2 水制工の分類.....	6 -37
3 水制の方向.....	6 -37
4 水制の形状.....	6 -38
5 水制工の種類.....	6 -38
6 計画・設計.....	6 -38
6-1 配置.....	6 -38
6-2 地山への取り付け.....	6 -39
6-3 高さ.....	6 -39
6-4 長さ.....	6 -39
6-5 間隔.....	6 -39
6-6 形状.....	6 -39

第7編 施工

第1章 仮設工	7 - 1
1 転流工	7 - 1
1-1 対象流量	7 - 1
1-2 仮締切工	7 - 2
1-3 仮排水路工	7 - 3
1-3-1 仮排水トンネル方式	7 - 3
1-3-2 半川締切方式	7 - 3
1-3-3 樋工方式	7 - 3
2 水替工	7 - 4
3 工事用道路	7 - 4
3-1 林道規程	7 - 4
3-2 工事用道路設計	7 - 7
3-2-1 路面	7 - 7
3-2-2 掘削・盛土等	7 - 7
3-2-3 構造物前面の根入れ	7 - 8
3-2-4 工事場内道路	7 - 8
3-2-5 その他	7 - 9
3-3 安全施設の設置	7 - 9
4 仮橋工	7 - 10
5 仮設備	7 - 10
第2章 コンクリート打設計画	7 - 11
1 リフト高	7 - 11
2 コンクリート打設順序	7 - 11
3 打設する上での留意事項	7 - 13

第8編 管理

第1章 管理用(除石用)道路	8 - 1
1 道路規格等	8 - 1
1-1 道路規格	8 - 1
1-2 路面	8 - 1
1-3 自動車道の取付け	8 - 1
2 排水施設	8 - 2
2-1 側溝の種類	8 - 2
2-2 横断溝	8 - 2
3 切土・盛土の構造	8 - 2
3-1 切土の構造	8 - 2
3-1-1 切土法面勾配	8 - 2
3-1-2 法尻の余幅	8 - 3
3-1-3 切土法面の小段	8 - 3
3-1-4 法面の保護	8 - 3
3-1-5 切土の活用	8 - 3
3-2 盛土の構造	8 - 3
3-2-1 盛土法面勾配	8 - 3
3-2-2 盛土法面の小段	8 - 4
3-2-3 法面の保護	8 - 4
3-2-4 高路肩	8 - 4
3-2-5 構造物前面の根入れ	8 - 4
3-3 安全施設	8 - 4
3-3-1 設置箇所	8 - 4
3-3-2 留意点	8 - 5
3-3-3 標準断面図	8 - 5
第2章 砂防施設の用地	8 - 6
1 砂防堰堤	8 - 6
1-1 堰堤敷	8 - 6
1-2 堆砂敷	8 - 7
2 溪流保全工	8 - 7
3 管理用道路	8 - 8
4 その他	8 - 8
第3章 砂防施設の維持管理	8 - 9
1 全般	8 - 9
1-1 砂防構造物	8 - 9
1-2 溪畔林	8 - 9
1-3 溪床・溪岸	8 - 9
1-4 土地	8 - 9
2 土石流・流木対策施設	8 - 10
2-1 不透過型砂防堰堤	8 - 10
2-2 透過型砂防堰堤	8 - 10
2-3 土石流堆積流路	8 - 10
2-4 土石流緩衝樹林帯	8 - 10

2-5 土石流流向制御工	8 -10
2-6 流木対策施設(掃流区域)	8 -11
2-7 山腹保全工	8 -11
3 安全施設の設置	8 -12
3-1 設置基準	8 -12
3-2 構造	8 -12
第4章 除石(流木除去含む)	8 -14
1 管理道路	8 -14
2 除石方法	8 -14
3 除石の形状	8 -15
4 除石した土砂(流木)の仮置き・処分・再利用	8 -15
5 除石管理に関する施設構造	8 -16

第9編 補足・参考資料

1 跳水現象	9 - 1
1-1 平水路の跳水	9 - 1
1-2 路幅が同一の場合の跳水	9 - 1
1-3 水路幅が異なる場合の跳水	9 - 2
2 残留水圧	9 - 2
3 護床ブロック	9 - 3
4 掘削面の勾配の基準	9 - 3
4-1 労働安全衛生規制による掘削面の勾配の基準	9 - 3
5 水抜き暗渠の補強	9 - 4
5-1 円形断面の空洞部	9 - 4
5-2 短形断面の空洞部	9 - 4
6 水抜き暗渠からの流出量の計算	9 - 5
7 横収縮継目長	9 - 5
8 計画渓床勾配	9 - 6
9 積み護岸の示力線	9 - 8
9-1 示力線方式	9 - 8
9-2 限界高	9 - 8
10 積み護岸の基礎工	9 - 9
10-1 積み護岸の最下端に作用する軸力	9 - 9
10-2 基礎工に作用する力	9 - 9
10-3 滑動に対する安定	9 - 10
11 捨石工の根固工	9 - 10
12 砂防堰堤の種類と特徴	9 - 11
12-1 鋼製砂防堰堤 透過型砂防堰堤の種類と特徴	9 - 11
12-2 鋼製砂防堰堤 不透過型砂防堰堤の種類と特徴	9 - 13
13 既設砂防堰堤を利用した鋼製流木捕捉工	9 - 14
13-1 上流張出しタイプ	9 - 14
14 仮設応急対策工	9 - 15
14-1 ブロック堰堤を用いた応急対策工	9 - 15
14-2 強靱ワイヤーネット工（柔構造物）	9 - 16
15 コスト縮減施策例	9 - 16
15-1 計画手法の見直し	9 - 16
15-1-1 下流のり勾配	9 - 16
15-2 技術基準等の見直し	9 - 17
15-2-1 補強土壁工法	9 - 17
15-2-2 転石利用	9 - 17
15-2-3 現地発生材の利用	9 - 17
15-2-4 砂防工事における間伐材の利用	9 - 17
16 砂防堰堤における小水力発電設備	9 - 17

第1編 総則

第1章 総則

1 目的

この要領は、「建設省 河川砂防技術基準(案)同解説」及び「国土交通省 河川砂防技術基準同解説」を前提とし、「砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)平成28年4月」、「土石流・流木対策技術指針平成28年4月」等の指針、および研究紀要を取り込み作成したもので、実際に砂防事業に携わる技術者がその計画・設計を実施する際に、本書を参考とすることによって、各現場の状況に応じて適切な対応を行うことを目的として編集したものである。

なお、本書は管内における砂防事業が土石流・流木対策が中心となっている現状を踏まえ、本設計要領の活用を効率的にするため、「土石流・流木対策施設の計画、設計」について示した上で(第2編、第3編)、並列的に「掃流区間における砂防施設の計画、設計」についてとりまとめた構成となっている(第4編、第5編)。

2 適用範囲

- (1)本要領は、中部地方整備局において施工する直轄砂防施設の計画・設計に適用するものとする。
- (2)本要領は、現在制定されている関係法令、基準、指針等の運用として取りまとめたものである。計画・設計に示している数値は一般的なものを示しているので、使用するに当たっては、各現場の状況に応じて適切な数値を選定して行うものとする。
- (3)本要領を適用するに当たり、関係法令、基準、指針等の改訂が行われた場合にはそれらによるものとする。
- (4)本要領は全9編で構成されている。大きく土石流区間における計画・設計と、掃流区間における計画・設計、その他施設の計画・設計、施工・管理、その補足・参考資料の項目に分類されており、各土石流出形態に準じた内容でとりまとめられている。

【第1編 総則】

用語の定義、計画一般事項および各編に共通する設計一般事項についてとりまとめている。

【第2編 砂防基本計画(土石流・流木対策編)】

「砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)平成28年4月 国土技術政策総合研究所」を基本として、砂防基本計画(土石流・流木対策)について、中部地方整備局管内の統一的な考え方、運用値などをとりまとめている。

【第3編 土石流・流木対策施設】

「土石流・流木対策設計技術指針平成28年4月 国土技術政策総合研究所」を基本として、土石流・流木対策施設の設計について中部地方整備局管内の統一的な考え方、運用値などをとりまとめている。

【第4編 砂防基本計画(土砂・洪水氾濫対策計画編)】

「河川砂防技術基準 計画編 同解説」を基本として土砂・洪水氾濫対策計画についてとりまとめている。

【第5編 掃流区域における砂防施設】

掃流区域に設置する砂防堰堤、及び流木対策施設の設計についてとりまとめている。

【第6編 溪流保全工等その他の砂防施設】

砂防施設のうち溪流保全工、魚道等のその他の砂防施設の計画・設計についてとりまとめている。

【第7編 施工】

砂防施設の施工に必要な仮設工、工事用道路等についてとりまとめている。

【第8編 管理】

砂防設備の維持管理に必要な管理用道路、点検、用地等についてとりまとめている。

【第9編 補足・参考資料】

計画、設計に際しての補足、参考資料についてとりまとめている。

(5) 文中の「○○○※(○)」は、「第9編 補足・参考資料」に示す。

(6) 表示単位については、国際単位系 (SI) で示した。

(7) 本要領の作成に当たって参考とした主たる文献は下記のとおりである。

参 考 文 献	編集又は発行所名	発行年月
改定 解説・河川管理施設等構造令	日本河川協会	H12. 1
国土交通省河川砂防技術基準 調査編	国土交通省	H26. 4
国土交通省河川砂防技術基準 計画編	国土交通省	H16. 3 (H31. 3 一部改訂)
建設省河川砂防技術基準(案) 設計編	建設省	H9. 5
国土交通省河川砂防技術基準 維持管理編(砂防編)	国土交通省	H28. 3
砂防関係法令例規集	全国治水砂防協会	H28. 11
砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)	国土交通省砂防部	H28. 4
砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編) 解説	国土技術政策総合研究所	H28. 4
土石流・流木対策設計技術指針	国土交通省砂防部	H28. 4
土石流・流木対策設計技術指針解説	国土技術政策総合研究所	H28. 4
土石流危険渓流および土石流危険区域調査要領(案)	建設省河川局砂防部	H11. 4
流木対策指針(案)	建設省砂防部砂防課	H12. 7
透過型砂防堰堤技術指針(案)	建設省砂防部砂防課	H13. 1
スーパー暗渠砂防堰堤の計画と設計の手引き(案)	建設省砂防部砂防課	H10. 6
改訂版 砂防設計公式集(マニュアル)	全国治水砂防協会	S59. 10
鋼製砂防構造物設計便覧(平成 21 年版)	砂防・地すべり技術センター	H21. 9
砂防ソイルセメント施工便覧(平成28年版)	砂防・地すべり技術センター	H28. 9
現位置攪拌混合固化工法(ISM工法)設計・施工マニュアル	先端建設技術センター 他	H19. 3
砂防ソイルセメントの材料特性に関する調査	土木研究所	H18. 8
砂防流路工の計画と実際	池谷浩 著	S52. 8
護岸の力学設計法 改訂	国土技術研究センター	H19. 11

美しい山河を守る災害復旧基本方針	国土交通省	H30. 6
水理公式集 平成28年版	土木学会	H30
最新 魚道の設計 ー魚道と関連施設ー	ダム水源地環境整備センター	H10. 6
魚にやさしい溪流づくり ー越美山系の魚道ー	越美山系砂防事務所	ー
多目的ダムの建設	ダム技術センター	H17. 6
河川構造物設計要領	国土交通省中部地方整備局河川部	H28. 11
林道規程ー運用と解説ー	日本林道協会	H23. 8
道路土工ー擁壁工指針（平成 24 年度版）	日本道路協会	H24. 7
道路橋示方書・同解説（I 共通編）	日本道路協会	H29. 11
道路橋示方書・同解説（IV 下部構造編）	日本道路協会	H29. 11
道路設計要領（設計編）	国土交通省中部地方整備局道路部	H26. 3
砂防関係事業における景観形成ガイドライン	国土交通省砂防部	H19. 2
砂防計画論	全国治水砂防協会	S58. 12
砂防・地すべり設計実例	砂防・地すべり技術センター	S62. 4
土石流対策のための土石流災害調査法	池谷浩 著	S55. 11
土砂災害警戒避難ガイドライン	国土交通省砂防部	H27. 4
土木工事共通仕様書	国土交通省	H30. 3
砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法	中村二郎 編	S53. 11
砂防・地すべり・がけ崩れ・雪崩防止工事ポケットブック	池谷浩 他 著	H13. 5
砂防関係施設点検要領（案）	国土交通省砂防部保全課	H26. 9

3 砂防基本計画

3-1 目的

砂防基本計画は、流域等における土砂の生産及びその流出による土砂災害を防止・軽減するため、計画区域内において、土砂災害を引き起こすような有害な生産・流出土砂を合理的かつ効果的に処理するよう策定するものとする。

砂防基本計画は対象流域等における様々な形態、時間スケールの災害を引き起こす計画規模内のあらゆる土砂流出現象を対象とする。

（河川砂防技術基準（計画編）H31. 3 一部改正 基本計画編 第3章-1）

- ① 「土砂の生産」とは、豪雨、融雪、地震等による山腹や斜面の崩壊・侵食、土石流、地すべり、河床・河岸の侵食等の現象に伴う不安定土砂の発生をいう。
- ② 「土砂災害の防止・軽減」とは、山腹や斜面の崩壊・侵食、土石流の直撃等の直接的な土砂災害、および流出した土砂による貯水池の埋没や、溪床の上昇による洪水氾濫等の間接的な災害から、国民の生命、財産および生活環境、自然環境を守ることをいう。

3-2 砂防基本計画の種類・対象現象

3-2-1 砂防基本計画の細分類

砂防基本計画には、災害を引き起こす現象、現象が生じる時間スケール、保全対象の位置などの対策の目的に応じ、

- A. 短期（一連の降雨継続期）土砂・流木流出による土砂災害を防止・軽減するための計画（短期土砂・流木流出対策計画）対策計画
- B. 中期（土砂流出活発期）土砂流出による土砂災害を防止・軽減するための計画（中期土砂流出対策計画）対策計画
- C. 長期（土砂流出継続期）土砂流出による土砂災害を防止・軽減するための計画（長期土砂流出対策計画）対策計画
- D. 火山砂防地域における土砂災害対策計画（火山砂防計画）
- E. 深層崩壊・天然ダム等異常土砂災害対策計画

に細分されるものとする。

砂防基本計画と現象が生じる時間スケール、保全対象の位置などの対策の目的の関係は、図 1-3-1 に示すとおりである。

		保全対象の位置			
		土石流危険渓流等にある保全対象	扇状地・谷底平野にある保全対象	沖積平野にある保全対象	貯水池
対象とする期間	短期 (一連の降雨)	A. 短期(一連の降雨継続期)土砂流出による土砂災害対策計画			
		A-2. 土石流・流木対策計画	A-1. 土砂・洪水氾濫対策計画		A-3. 土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策計画
		E. 深層崩壊・天然ダム等異常土砂災害対策計画			
			B. 中期(土砂流出活発期)土砂流出対策		
	中期 (数年まで)		C. 長期(土砂流出継続期)土砂流出対策		
	長期 (10年以上)				

図 3-1 砂防基本計画と現象が生じる時間スケール、保全対象などの対策の目的の関係（火山砂防地域における土砂災害対策計画は除く）

図 2-3-1 砂防基本計画と現象が生じる時間スケール、保全対象などの対策の目的の関係（火山砂防地域における土砂災害対策計画は除く）

(河川砂防技術基準(計画編) H31.3 一部改正 基本計画編 第3章-1)

本設計要領においては、上記のうち「A. 短期(一連降雨継続期)土砂流出による土砂災害対策計画」について取り扱っており、「A-1. 土砂・洪水氾濫対策計画」、「A-3. 土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策計画」については第4編に、「A-2. 土石流・流木対策計画」については第2編にてとりまとめている。

3-2-2 対象現象が生じる時間スケール

対象とする現象が生じる時間スケールは短期、中期、長期の3期間に細分され、それぞれ、

- ・短期は、計画規模の現象が発生する一連の降雨継続期間
- ・中期は、短期の降雨により生産された土砂がその後の降雨により特に活発に移動する期間（流出土砂が定常状態に落ちつくまでの数年間）
- ・長期は、流出土砂量が短期土砂・流木流出を引き起こした降雨イベントの前に比べて定常的に流出土砂量が活発な状態が継続する期間（十年以上の期間）

とし、短期、中期、長期において対象とする土砂流出のイメージは図 1-3-2 に示すとおりである。

上記 A～E の 5 つの計画は、発生する災害の現象、対策の目的によっては、地域的に重なり合うことがある。このような場合は、発生する災害の現象等に応じ、計画として分けて策定するが、各々の計画間の整合が図られるよう相互調整を行う必要がある。

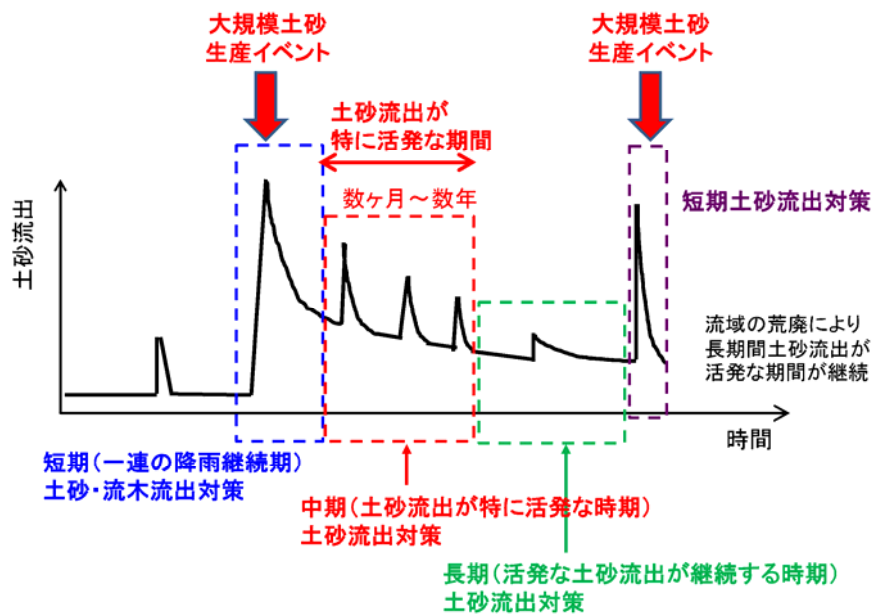


図 1-3-2 短期、中期、長期で対象とする土砂流出のイメージ

(出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」)

(河川砂防技術基準(計画編) H31.3 一部改正 基本計画編 第3章-1)

4 砂防施設設計

砂防堰堤等の砂防施設の設計は、土砂の流下形態により「土石流・流木対策施設」と「掃流区間における砂防施設」に分類される。これらは、それぞれ対象とする土砂流出・流下現象が違うことによる設計外力が異なるだけでなく、その機能目的等により設計手法も異なるものである。

土石流・流木対策施設については、「土石流・流木対策設計技術指針 解説 H28.4」を基本としている。「掃流区域における砂防施設」は掃流区域に計画・設置される施設であり、これについては「河川砂防技術基準」等によるもので、掃流区域においても流木対策施設は計画される。

本設計要領においては、「土石流・流木対策施設」を第3編に、「掃流区間における砂防施設」を第5編に、「溪流保全工等その他の砂防施設」を第6編にてとりまとめている。

5 用語の定義

本設計要領で用いている用語を以下で定義する。(順不同)

(1) 調査・計画に関する用語

1. 溪流

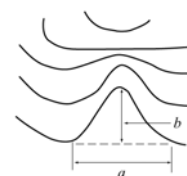
溪流とは、具体的には 1/25,000 地形図で谷型の地形をしているところとする。

2. 0 次谷

1 次谷と山腹の間を 0 次谷とする。(山腹斜面上の等高線に沿って凹地形を作り、それが山腹のある位置から 1 次谷まで連続している地形をいう。)

3. 1 次谷

同一等高線上で、 a (谷幅) $\leq b$ (奥行) になった地点を上流端として、下流側は別の 1 次谷以上の谷との合流点までの区間を 1 次谷とする。



4. とくしゃ地

主に乱伐等によって土壌が流亡して植生がなくなり、表面侵食の顕著な土地をいう。

5. せき悪林地 (瘠悪林地)

荒廃林地の一種で、乾燥・寡雨あるいは土地条件の悪化等によって森林植生および木の成長が阻害された低生産林地をいう。

6. 土砂流

河床勾配が、砂礫が水面まで分散して流れる下限の勾配よりも小さくなると、砂礫の輸送能力が小さくなり、自由表面近傍に清水流の層が形成され、その厚さは勾配の減少に伴い増加する。このような流れを土砂流あるいは層流状流動という。

7. 土石流

水量より土石の量が多く、水が土石を流すのではなく、水を含んだかゆ状の土砂が自身の力で移動する現象をいう。

8. 土石流危険溪流

土石流の発生の危険性があり、人家に被害を及ぼす恐れのある溪流を「土石流危険溪流」とし、これに人家はないものの今後新規の住宅立地等が見込まれる溪流 (一定の要件を満たしたものを) を含めたものを「土石流危険溪流等」という。

なお、土石流危険溪流は以下のように分類されている。

- ・土石流危険溪流Ⅰ ---- 溪流周辺の保全対象として、人家 5 戸以上、および、病院や福祉施設、駅、官公舎などの重要施設を有する溪流
- ・土石流危険溪流Ⅱ --- 保全対象として、人家 1~4 戸を有する溪流
- ・土石流危険溪流に準ずる溪流Ⅲ --- 人家等はないが、今後新規の住宅立地等が見込まれる溪流

9. 流砂系

流域最上流部の山腹斜面から海岸の漂砂域までを一貫した、土砂の移動領域をいう。

10. 掃流

砂礫が流れ方向の抗力や揚力の作用を受け、河床上を転動、滑動あるいは河床付近で小跳躍を繰り返しながら移動する現象。

11. 掃流力

河川の流れが河床面の土砂礫を押し流そうとする力で、流れによって河床に働く摩擦力をいう。

12. 安定勾配

平常時で洗掘も堆積も起こらないような溪床勾配（静的平衡勾配）をいう。

13. 洪水勾配

洪水後の堆砂面勾配（動的平衡勾配）をいう。

14. 最大礫径

巨礫の粒径分布に基づく累積値の95%に相当する粒径（ D_{95} ）をいう。

15. 計画基準点/補助基準点

計画基準点は、砂防計画で扱う土砂量・流木量を決定する地点であり、保全対象の上流に設ける。補助基準点は、流域内にて効率的に施設配置計画を行うため、支溪合流や主要施設地点等に設ける。

16. 水系砂防(土砂・洪水氾濫対策)

水系を対象に、土砂生産域（水源部での崩壊地等）から流出する土砂を抑制・調節し、下流への流出土砂をコントロールすることで洪水氾濫などの土砂災害を防止・軽減することによって、望ましい環境の確保と河川の治水上、利水上の機能の保全を図る水系一貫した対策を行うものである。

17. 移動可能土砂量

計画規模の年超過確率の降雨によって流域内から発生する可能性のある土砂量で、崩壊可能土砂量、移動溪床堆積土砂量からなる。

18. 運搬可能土砂量

計画規模の年超過確率の降雨量による流出において運搬できる土砂量をいう。

19. 許容河床変動高

洪水・土砂の氾濫や、護岸等人工構造物の破損が生じない程度の河床変動の高さをいう。

20. 計画捕捉量

土石流・流木対策により、「計画規模の土石流」および「土砂とともに流出する流木」を捕捉させる量である。計画捕捉量は、計画捕捉土砂量と計画捕捉流木量の和とする。

21. 計画堆積量

土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および「土砂とともに流出する流木」を堆積させる量である。

22. 調節土砂量

調節土砂量とは、一洪水期間中に砂防堰堤等の上流堆砂区域、および直下流区域において一時的に堆積し流出を抑制される土砂量をいう。

23. 計画発生(流出)抑制量

土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等の流出量を減少させる量である。

24. 計画流下許容量

計画基準点より下流において、災害を発生することなく流れる土砂・流木の量である。

25. 流木の捕捉

溪流内を流下する流木を砂防施設により停止、堆積させること、および山腹斜面に堆積した倒木、伐木等が溪流に流入するのを防止することをいう。

26. 計画堆砂勾配

土石流および土砂流を捕捉できる堆砂勾配をいう。

27. 整備率

整備率とは、対象とする計画超過量（計画流出量から計画流下許容量を引いたもの）に対して、現在流域に配置された砂防堰堤等の砂防施設によって処理できる量の割合で示す。

28. 除石（流木の除去含む）

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、堆積空間を確保するために実施する作業で、緊急除石（流木の除去含む）と定期的な点検（流木の除去含む）に基づく除石とがある。

定期的な点検に基づく除石（流木の除去含む）は、定期的に点検を行い、その結果、土石流・流木処理計画上必要としている計画捕捉量・計画堆積量を確保する必要がある場合に実施する。

緊急除石は、土石流発生後に捕捉状況について臨時点検を行い、必要に応じて次期出水に備えて緊急に実施する。

29. 清水流量

水みの流量をいう。

30. 土石流ピーク流量

土石流流下時における最大の流量。

(2) 施設・構造上に関する用語

1. 砂防設備

砂防設備と称するは、国土交通大臣の指定したる土地において、治水上砂防のため施設するものをいい、砂防工事と称するは砂防設備の為に施行する作業をいう。[砂防法 第1章 第1条]

2. 砂防施設

植生、構造物を含めて砂防のために用いられるものをいう。

3. 砂防構造物

砂防のために築造する人工構造物であり、砂防堰堤、床固工、帯工、護岸工、水制工、遊砂地工、導流工、山腹工、管理用通路等をいう。

4. 砂防堰堤

山脚の固定、溪床の縦侵食防止、溪床堆積物の流出防止、土砂の流出抑制・調節、土石流対策、流木対策等を目的とした施設をいう。

5. ハイ堰堤

堤高 15m 以上の堰堤をいう。（通常、砂防堰堤の堤高は、0.5m ピッチで設定される）

6. 透過型砂防堰堤

土石流（流木）を捕捉、または土砂流出総量および土砂流出のピークを調節し、かつ溪流の水利連続性を損なうことなく、中小洪水を含む平常時に土砂を流下させることを可能にする開口部を持つ砂防堰堤をいう。

7. 部分透過型堰堤

不透過型堰堤の一部(水通し下部部分)に透過部断面をもつ砂防堰堤。透過部で土砂流出量及び流出ピークを低減させるとともに、不透過部では土砂堆積による発生抑制効果を得ることができる。

8. 鋼製砂防堰堤

部分的に鋼材等を用いるタイプの堰堤で、鋼製枠堰堤、ダブルウォール堰堤、鋼製セル堰堤、鋼製格子形堰堤、鋼製スリット堰堤、鋼製スクリーン堰堤等がある。

9. コンクリートスリット砂防堰堤

砂防堰堤堤体に流水及び土砂を通過させる開口部を設けたもので、開口部が細長い形状(スリット)をしているものである。スリットは、流出する土砂により閉塞せず、洪水時には堰上げが生じるように設計する。なお、コンクリートスリット堰堤は、土砂調節のための透過型砂防堰堤として機能し、土石流区間に設置させる土石流捕捉のための透過型堰堤としては計画されない。

10. 連続するコンクリートスリット砂防堰堤

一つの溪流においてコンクリートスリット砂防堰堤を複数基、配置する場合を意味する。

11. 大暗渠砂防堰堤

土砂調節のための透過型砂防堰堤の一種で、砂防堰堤の堤体の一部に暗渠を設置し、洪水の堰上げにより流量を調節するものである。また、スーパー暗渠砂防堰堤は、砂防堰堤本体に大きな暗渠を1個または複数個有する砂防堰堤で開口部の形状は、半円、四角、馬蹄形等がある。

12. 横工

横工とは、河川を横断して設けられる工作物の総称で、床固工、帯工等がある。一般に床固工は高さが5m以下の砂防堰堤であり、帯工は原則として落差のない床固工である。

13. 床固工

床固工は、溪床の縦侵食防止、溪床堆積物の再移動防止により溪床を安定させるとともに、溪岸の侵食・崩壊などの防止を目的とし、調節機能は期待しない施設をいう。

14. 床固工群

床固工群は、機能・目的により階段状床固工群と低堰堤工群に分類される。

「階段状床固工群」とは、床固工を複数基階段状に施工する工法をいい、機能および目的は床固工と同じである。「低堰堤工群」とは、溪流内の拡幅部等を利用、あるいは造成して、扞止機能と調節機能の両方を目的として、複数の低堰堤(床固工)を互いに補完し合う間隔で、群として設置する工法をいう。(扞止：土砂そのものの移動・流出をさせないようにする)

15. 溪流保全工

溪流保全工は、その地域を取り巻く環境を考慮しながら、地域の治水上の安全を確保し、溪流の生態系の保全をはかるための溪流空間を対象とした空間整備のことであり、床固工・帯工、護岸工・水制工、溪畔林等で構成される。

16. 帯工

溪流保全工などにおいて縦侵食を防止するための横工をいう。

17. 止めの床固工

溪流保全工の最上流端に、流水の氾濫による生産土砂を抑制する目的のために設けられるものである。

18. 遊砂地工

遊砂地工は、掘削などにより溪流の一部を拡大して土砂などを堆積させることで流送土砂の制御を行う施設である。

19. 砂防樹林帯

樹林帯の立木等により、土石流または掃流土砂の流速を低減させて堆積させるための砂防施設をいう。

20. 水制工

水制工は、流水の流向を制御したり、流路幅を限定することにより、溪岸の侵食・崩壊を防止する施設。

21. 管理用道路

砂防設備の点検や除石等の維持管理に用いる道路。

22. 越流部・非越流部

砂防堰堤において、流水が流下する部分が越流部、流水が越流しない部分を非越流部という。

23. 透過部断面

透過部断面とは、平常時の土砂と水をスムーズに流し、かつ土砂調節のために洪水時に流水を堰上げを目的とした断面、または土石流を捕捉するために閉塞させる断面をいう。

24. 砂防ソイルセメント

砂防施設の構築に現地発生土砂を有効活用するために開発された。施工現場において現地発生土砂とセメント・セメントミルク等を攪拌・混合して製造するもので、砂防施設とこれに伴う附帯施設の構築及び地盤改良に活用する材料の総称。転圧タイプと流動タイプの工法がある。

25. こう石コンクリート

砂防堰堤の水通し天端部の摩耗、破壊保護のための堤冠仕上げを行う場合に用いられ、粗骨材のみで細骨材を用いないコンクリートをいう。

26. フローティング基礎

岩盤に着していない基礎をいう。

27. カットオフ

砂防堰堤の必要な基礎根入れを確保した上で、パイピングや下流洗堀対策として堰堤下流基礎端に設けられる止水壁をいう。

28. 節約断面

良好な岩盤基礎（CM級以上）で溪床勾配が一樣に急な場合、掘削量、コンクリート量を減じ経済性を高めるために、段切りをして堰堤の上流側堤体断面を節約することをいう。

29. グラウチング

堰堤の基礎地盤における遮水性の改良、弱部の補強等を目的として、地盤内の間隙に固化材料（セメントが一般的）と水の混合物を圧入する処理工法をいう。

30. 前庭保護工

砂防堰堤からの越流水が堰堤下流の河道（前庭部）を洗掘して堰堤基礎を破壊するのを防ぐための施設で、一般に副堰堤、垂直壁、水叩き、側壁工からなる。

31. 副堰堤

本堤下流に築造し、ウォータークッションを設けることにより落下の衝撃力を吸収緩和させ洗掘を防止しようとするもの。

32. 水褥池(ウォータークッション)

砂防堰堤下流にプールを造って落下水脈を貫入、拡散させて流水を減勢させるもの。

33. 垂直壁

砂防堰堤や床固工の水叩きに副堰堤を造らない場合、水叩き下流端に局所洗掘による水叩きの破壊を防止するもの。

34. 側壁工

砂防堰堤の水叩き部の両岸のり面に整備される擁壁で、越流部から水叩きへ落下する水が左右のり面を侵食して不安定化しないように保護する。

35. 水叩き工

砂防堰堤の前庭部にコンクリート盤を設け、堰堤天端からの落下水および落下砂礫の衝突エネルギーをこの盤により吸収緩和し、前庭部の基礎地盤の洗掘を防止するもの。

36. 袖

砂防堰堤において、水通し部に隣接する水通し天端以上となる左右の非越流部分。

37. 間詰工

砂防堰堤の上下流の岩盤余堀部、および堤体と岩盤線の空間をコンクリートで充填することを間詰めと称する。

38. 水抜き穴

施工時や上流水圧低減等のため堤体部に縦断的に設置される暗渠をいう。

39. 打継ぎ目

硬化したコンクリートに接して新たにコンクリートを打ち込むことによってできる新旧コンクリートの継ぎ目をいう。方向により、水平打ち継ぎ目と垂直打ち継ぎ目に分類される。

40. 残存型枠

コンクリート打設、養生後に取り外す必要のない型枠をいう。

41. 止水板

水密を要するコンクリートの継目に設けられる部材をいう。

42. 底版コンクリート

鋼製透過型砂防堰堤の部位の中で、透過部(鋼製部)で受けた外力を基礎地盤へ伝搬する目的で打設されるコンクリート床版。安定性を確保するための自重の大半を担う。

43. リダンダンシー

冗長性のこと。鋼製砂防構造物においては、設計荷重で配慮されなかった荷重(大きさ、幾何形状、種類)によって、構造物の一部が破壊した場合に、部材の破壊が構造物全体の致命的な破壊に至らない余裕度で、土石流による衝撃力等で土砂捕捉機能を喪失しない耐性の度合いを指す。

(3) 環境に関する用語

1. 溪流空間

溪流の溪床や溪岸、河岸段丘等、土砂の移動により攪乱を受け変動する不安定な土地、およびこれらの土地に生息する動植物の生息空間を示す。

2. 溪畔林

溪流空間に生育する植生全般で、土砂の移動により溪床が変動する不安定な土地に生育する植生、および溪流沿いに位置し、土地が変動する可能性は少ないが溪流に物理的、化学的、生物学的に影響を与える範囲に分布する植生を示す。

3. ミティゲーション

ミティゲーションとは、開発に伴う環境への影響を極力減少させるとともに、開発によって損なわれる環境をその場所または他の場所に復元または創造したりすることによって、環境への影響を可能な限りゼロに近づけるようするという考え方である。

6 計画一般

6-1 土砂災害防止法(土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律)

(1) 概要

既存の事業関連諸制度と相まって総合的な土砂災害対策を講じるため、土砂災害の恐れのある区域についての危険の周知、警戒避難体制の整備、住宅等の新規立地の抑制、既存住宅の移転促進等のソフト対策に関する新たな法制度である。

① 対象となる土砂災害

急傾斜地の崩壊、土石流、地すべり

② 土砂災害防止対策基本指針の作成

国土交通大臣は、以下の事項を定めた指針（「土砂災害防止対策基本指針」）を作成する。

- ・土砂災害防止のための対策に関する基本的な事項
- ・土砂災害防止のための基礎調査の実施についての指針
- ・土砂災害警戒区域、土砂災害特別警戒区域の指定についての指針
- ・土砂災害特別警戒区域内の建築物の移転等に関する指針

③ 土砂災害防止対策のための基礎調査

都道府県は土砂災害警戒区域の指定等のための対策に必要な基礎調査を実施する。

④ 土砂災害警戒区域(通称：イエローゾーン)の指定、警戒避難体制の整備

- a. 都道府県知事は、関係市町村長の意見を聴いて、土砂災害の恐れのある区域を土砂災害警戒区域として指定する。
- b. 関係市町村は、警戒区域ごとに土砂災害に係る情報伝達および警戒避難体制の整備を図る。

⑤ 土砂災害特別警戒区域(通称：レッドゾーン)の指定・住宅等の立地抑制等

- a. 都道府県知事は、関係市町村長の意見を聴いて、土砂災害により著しい危害が生じる恐れのある区域を土砂災害特別警戒区域として指定する。
- b. 開発行為の規制により、新たに住宅等が立地することを抑制する。
 - ・許可の対象：住宅宅地分譲、社会福祉施設等の建築のための開発行為

- c. 建築の構造規制により、土砂災害に対する安全性の確保を図る。
 - ・ 構造規制の対象：居室(居住、執務作業等のための使用する室)を有する建築物
- d. 勧告による移転者のため、融資、資金の確保等の支援措置を講ずる。

(2) 施行日

平成 13 年 4 月 1 日 (平成 17 年 7 月 1 日, 平成 27 年 1 月 18 日 一部改正)



(3) 指定状況

表 1-6-1 土砂災害警戒区域等の指定状況 (令和元年 12 月現在)

都道府県	土石流		急傾斜地		地すべり	
	土砂災害警戒区域	うち特別警戒区域	土砂災害警戒区域	うち特別警戒区域	土砂災害警戒区域	うち特別警戒区域
静岡県	4,745	3,046	11,944	11,060	175	0
愛知県	4,275	3,287	11,058	10,457	11	0
岐阜県	6,785	5,563	8,572	8,541	96	0
三重県	4,697	3,623	9,106	8,948	0	0
長野県	6,699	5,508	18,767	15,834	1,515	0
合計	27,201	21,027	59,447	54,840	1,797	0

6-2 公共工事のコスト縮減対策

(1) 中部地方整備局における公共工事コスト縮減対策

社会資本は長期にわたる国民の共有財産であり、限られた財政の中で社会資本の充実を図るためには、公共工事のコスト縮減に取り組むことが重要である。平成6年12月に「公共工事の建設費の縮減に関する行動計画」が策定され中部地方整備局においても、「中部のあすビジョン」に沿った事業展開の必要性、現場における課題やニーズを把握、地方整備局が行政機関等と連携した横断的な取り組みが必要であることから「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行動計画」を平成9年7月に策定した。

砂防事業のコスト縮減の取り組みとしては下記の施策が採用されており、今後とも技術開発等によりコスト削減を推進していくものとする。

表 1-6-2 中部地整におけるコスト縮減施策

施策分野	具体的施策
計画手法の見直し	・逆断面 ・内部コンクリート 等
技術基準等の見直し	・転石利用 ・補強土壁工法 ・現地発生材の利用 ・構造物に現地発生した粗石を投入し、コンクリートを低減 ・鋼製スリットえん堤に見直すことにより堤体コンクリート量を低減
設計手法の見直し	・節約断面の採用 ・残存型樁
技術開発の推進、新技術の活用	・残土利用 ・コンクリート塊利用 ・拡張レアー工法 ・砂防ソイルセメント工法

(2) 国土交通省公共事業コスト構造改善プログラム

平成9年度以降における、公共工事コスト縮減施策に関する主な通達、通知文等については、ホームページ等を参考にされたいが、平成20年3月に「国土交通省公共事業コスト構造改善プログラム」が示されているので、以下にその抜粋を示す。

1) 位置づけ

平成15年から19年度までの施策プログラムとして「国土交通省公共事業コスト構造改善プログラム」が策定され行動されてきたが、当プログラムは①工事コスト縮減、②事業のスピードアップによる効果、③将来の維持管理費の縮減に加え、(ア)民間企業の技術革新によるコスト構造の改善、(イ)施設の長寿命化によるライフサイクルコスト構造の改善、(ウ)環境負荷の低減効果等の社会的コスト構造の改善を評価する「総合コスト改善率」を設定し、平成20年度から5年間で、平成19年度と比較して15%の総合コスト改善率を達成することを目標とする。

2) 具体的施策

① 事業のスピードアップ

- ・構想段階からの合意形成手続きの積極的導入
- ・関係機関との調整による協議手続きの迅速化・簡素化
- ・事業評価の厳格な実施による透明性の向上
- ・重点的な投資や事業の進捗管理の徹底による事業効果の早期発現

- ・あらかじめ明示された完成時期を目標とした計画的な用地取得を実現
- ・用地取得業務の効率化のための民間活力の活用

② 計画・設計・施工の最適化

- ・技術基準類の見直し
- ・技術基準の弾力的運用（ローカルルールの設定）
- ・設計VEによる計画・設計の見直し
- ・工事における事業間連携等の推進
- ・建設副産物対策の推進
- ・公共工事等における新技術活用システム(NETIS)を通じた民間技術の活用
- ・ICTを活用した新たな施工技術（情報化施工）の普及を戦略的に推進
- ・産学官連携による技術研究開発の推進
- ・工事に伴うCO₂排出の抑制による地球温暖化対策の一層の推進
- ・社会的影響の低減（騒音・振動等の抑制、大気環境に与える負荷の低減、工事による渋滞損失の低減、事故の防止）

③ 維持管理の最適化

- ・産学官共同研究による維持管理技術の高度化
- ・施設の長寿命化を図るための技術基準類の策定
- ・公共施設の点検結果等にかかるデータベースの整備
- ・公共施設の健全度を評価するための指標の設定
- ・公共施設の長寿命化に関する計画策定の推進
- ・地域の事情や施設特性に応じた維持管理の推進

④ 調達の最適化

- ・CAL S/ECの活用による入札・契約の推進
- ・電子情報の共有化による建設工事の生産性の向上
- ・総合評価方式の推進
- ・多様な発注方式の活用
- ・企業の持つ技術力・経営力の適正な評価

6-3 建設副産物のリサイクル

砂防事業では、他建設事業同様にコスト縮減や環境への配慮、持続的な資材運用などに配慮し、建設副産物のリサイクルに留意することが必要である。

平成9年以降、建設副産物、リサイクルに関する通達や通知文が示されてきており、これらはホームページ等を参照されたいが、現行運用として「公共建設工事におけるリサイクル原則化ルール」、「建設リサイクル2014」が示されている。

以下にこれらの抜粋を示すので参考とする。

6-3-1 リサイクル原則化ルール（平成18年6月）

国土交通省の発注する建設工事において、以下の運用を行うこととする。この場合、経済性にかかわらず実施するものとする。

なお、以下の要件に該当しない建設工事においても可能な範囲で積極的に再生資源の利用および再資源化施設の活用を図ることとする。また、再資源化施設の活用の際には、所要の品質が安定的に確保される施設を活用することとする。

(1) 建設副産物の工事現場からの搬出

1) コンクリート塊、アスファルトコンクリート塊の工事現場からの搬出

建設工事に伴い発生したコンクリート塊、アスファルトコンクリート塊を廃棄物として工事現場から搬出する場合は、再資源化施設へ搬出する。

2) 建設発生木材(伐木・除根材を含む)の工事現場からの搬出

建設工事に伴い発生した木材を廃棄物として工事現場から搬出する場合は、原則として再資源化施設へ搬出する。

ただし、工事現場から 50km の範囲内に再資源化施設が無い場合、または以下の①および②の条件を共に満たす場合には、再資源化に代えて縮減(焼却)を行った上で最終処分することができる。

- ① 工事現場から再資源化施設までその運搬に用いる車両が通行する道路が整備されていない場合
- ② 縮減をするために行う運搬に要する費用の額が再資源化施設までの運搬に要する費用の額より低い場合

3) 建設汚泥の工事現場からの搬出

建設工事に伴い発生した建設汚泥を工事現場から搬出する場合は、原則として以下の①～③のいずれかの方法をとる。

- ① 建設汚泥処理土として再生利用させるため、他の建設工事現場に搬出する(搬出元の工事現場または搬出先の工事現場にて所要の品質を満たす建設汚泥処理土への改良が可能な場合に限る)
- ② 他の建設工事にて建設汚泥処理土として再生利用させるため、再資源化施設に搬出する
- ③ 製品化させる(建設汚泥処理土以外の形で再生利用させる)ため、再資源化施設に搬出する

ただし、①、③において工事現場から 50km の範囲内に他の建設工事現場や再資源化施設が無い場合、②において再資源化施設を経由した他の建設工事現場までの運搬距離の合計が 50km を越える場合、他の建設工事との受入時期および土質等の調整が困難である場合には、縮減(脱水等)を行った上で最終処分することができる。なお、①、②においては、各地方建設副産物対策連絡協議会等で調整済みの場合は、その調整結果を優先することとする。

4) 建設発生土の工事現場からの搬出

工事現場から建設発生土が発生する場合は、原則として、50km の範囲内の他の建設工事現場へ搬出する。なお、各地方建設副産物対策連絡協議会等で調整済みの場合は、その調整結果を優先することとする。また、他の建設工事との受入時期および土質等の調整が困難である場合は、別の処分場に搬出することを妨げない。

(2) 再生資源の利用

1) 再生骨材等の利用

工事現場から 40km の範囲内に再生骨材等を製造する再資源化施設がある場合、工事目的物に要求される品質等を考慮したうえで、原則として、再生骨材等を利用する。

2) 再生加熱アスファルト混合物の利用

工事現場から 40km および運搬時間 1.5 時間の範囲内に再生加熱アスファルト混合物を製造する再資源化施設がある場合、工事目的物に要求される品質等を考慮したうえで、原則として、再生加熱アスファルト混合物を利用する。

3) 建設発生土および建設汚泥処理土の利用

工事現場から50kmの範囲内に建設発生土または建設汚泥(建設汚泥が発生する工事現場または当該工事現場において所要の品質を満たす建設汚泥処理土への改良が可能な場合)を搬出する他の建設工事もしくは建設汚泥処理土を製造する再資源化施設がある場合、受入時期、土質等を考慮したうえで、原則として、建設発生土もしくは建設汚泥処理土を利用する。なお、各地方建設副産物対策連絡協議会等で調整済みの場合はその調整結果を優先することとする。

6-3-2 建設リサイクル推進計画

国土交通省は、これまで建設リサイクルや建設副産物の適正処理を推進するため、建設リサイクル推進計画を定期的に策定してきている。(2002, 2008, 2014)

本計画は、国や地方公共団体から民間事業者も含めた建設リサイクルの関係者が今後、中期的に建設副産物のリサイクルや適正処理等を推進することを目的としている。

以下に、参考として現時点での最新計画である「建設リサイクル推進計画 2014」の概要を示す。

<建設リサイクル推進計画 2014>

(1) 計画のポイント

- ・建設副産物の物流状況を毎年モニタリングし、現場分別・再資源化・再生資材利用が不十分な者に対して、その促進を要請。
- ・建設発生土の官民一体となったマッチングを強化し、その有効利用を促進。
- ・建設副産物の再資源化率等に関する平成30年度目標値を設定し、建設リサイクルを一層推進。

(2) 計画の位置づけ

国および地方公共団体のみならず、民間事業者を含めた建設リサイクルの関係者が今後中期的に建設副産物のリサイクルや適正処理等を推進することを目的として、国土交通省における建設リサイクルの推進に向けた基本的考え方、目標、具体的施策をとりまとめた計画

(3) 計画の対象

国土交通省が自ら実施する施策と併せて、地方公共団体、民間事業者等が実施する施策についても本計画の反映を要請

(4) 計画期間・目標設定

平成26年度～30年度の5ヵ年とし、平成30年度目標値を設定

(5) 主要課題とその対応

- ①将来的な建設副産物の発生量の増加への対応
 - ②地域ごとに異なる建設リサイクルに係る課題
 - ③循環型社会の形成に向けた建設リサイクル分野としての貢献
- 各課題への対応として、新たに取り組むべき重点施策(7項目16施策)を設定

(6) フォローアップ

- ・目標の達成状況及び取り組み・施策の実施状況は、毎年の建設副産物流の「モニタリング調査」や、従来からの「建設副産物実態調査等」により把握・評価
- ・フォローアップや取り組み、施策の具体化にあたっては、適宜「建設リサイクル推進施策検討小委員会」からご助言等を頂き、効果的な施策の実施を図る。

(7) 建設リサイクル推進計画 2014 の目標値

対象品目		平成24年度 目標 (推進計画2008)	平成24年度 実績	平成30年度目標	
アスファルト・コンクリート塊	再資源化率	98%以上	99.5%	99%以上	再資源化率が低下しないよう維持
コンクリート塊	再資源化率	98%以上	99.3%	99%以上	
建設発生木材	再資源化・縮減率	95%以上	94.4%	95%以上	引き続き目標達成を目指す
建設汚泥	再資源化・縮減率	82%以上	85.0%	90%以上	より高い数値目標を設定
建設混合廃棄物	排出率※1	—	3.9%	3.5%以下	指標を排出量から建設混合廃棄物排出率※1と再資源化・縮減率に変更
	再資源化・縮減率	—	58.2%	60%以上	
建設廃棄物全体	再資源化・縮減率	94%以上	96.0%	96%以上	より高い数値目標を設定
建設発生土	建設発生土有効利用率※3	—	—	80%以上	指標を利用土砂の建設発生土利用率※2から建設発生土有効利用率※3に変更

※1: 全建設廃棄物排出量に対する建設混合廃棄物排出量の割合

※2: 土砂利用量に対する現場内利用および工事間利用等による建設工事での有効利用量の割合

※3: 建設発生土発生量に対する現場内利用およびこれまでの工事間利用等に適正に盛土された採石場跡地復旧や農地受入等を加えた有効利用量の割合

(8) 建設リサイクル推進計画 2014 における施策一覧

3 新たに取組むべき重点施策(16施策)	
(1) 建設副産物物流のモニタリング強化 ①混廃・木材・汚泥の直接最終処分要因等のモニタリング実施 ②建設副産物物流モニタリング毎年実施 ③再生クラッシュランのストック状況等把握	(5) 現場分別・施設搬出の徹底による再資源化・縮減の促進 ①混廃中の現場分別可能な混入物の分別搬出徹底の要請 ②混廃・木材・汚泥の再資源化施設への搬出徹底の要請 ③再資源化・縮減率の高い優良な施設の把握・搬出推進
(2) 地域固有の課題解決の促進 ①建設副産物対策地方連絡協議会を中心とした地域固有の課題抽出・解決	(6) 建設工事における再生資材の利用促進 ①再生資材利用状況に関する指標導入・モニタリング結果に基づく利用徹底の要請 ②建設汚泥の先進的な利用事例(自ら利用、個別指定制度の活用、汚泥処理土利用など)の周知 ③再生資材の品質基準や保証方法の確立
(3) 他の環境政策との統合的展開への理解促進 ①木材焼却時の熱エネルギー回収の導入事例・効果の周知	(7) 建設発生土の有効利用・適正処理の促進強化 ①建設発生土の官民一体的なマッチング強化 ②内陸受入地での取扱い等情報を把握するシステムの構築 ③内陸受入地での不適切な取扱いによる土砂崩落等の公衆災害抑制促進 ④自然由来の重金属等を含む土砂等を適正に評価した場合の安全性の一般市民への理解促進
(4) 工事前段階における発生抑制の検討促進 ①事業の計画・設計段階における発生抑制対策の検討促進	
4 建設リサイクル推進にあたり引き続き取り組むべき施策(37施策)	
(1)情報管理と物流管理(2施策) (2)関係者の連携強化(3施策) (3)理解と参画の推進(4施策) (4)建設リサイクル市場育成(3施策) (5)技術開発等の推進(5施策) (6)発生抑制(3施策) (7)現場分別(4施策) (8)再資源化・縮減(2施策) (9)適正処理(4施策) (10)再使用・再生資材利用(7施策)	
上記53施策を着実に実行し、建設副産物の発生抑制・再資源化・再生利用・適正処理等の一層の推進を図る	

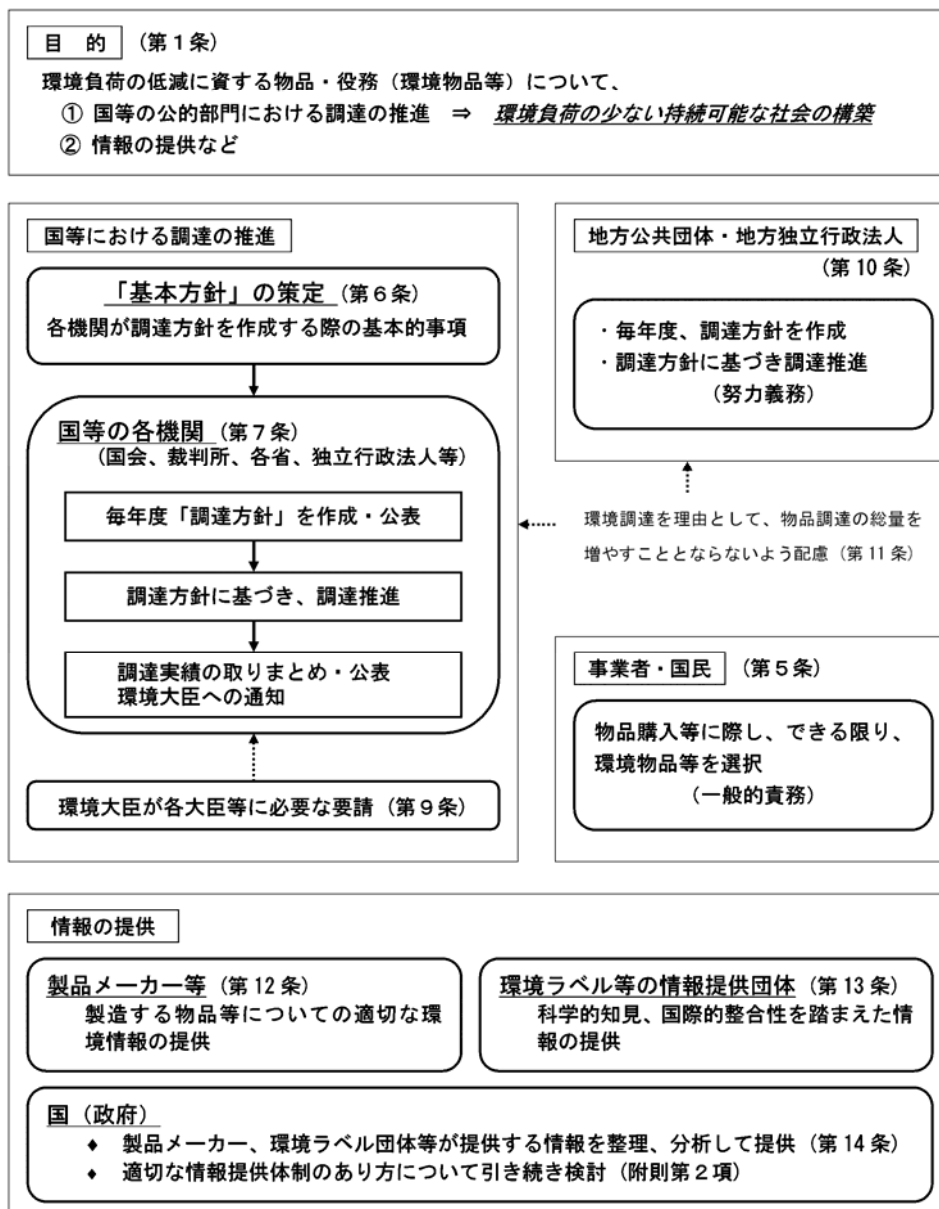
6-3-3 グリーン購入法について

国等による環境物品等の調達に関する法律（平成12年法律第100号。以下「グリーン購入法」という。）

この法律は、国、独立行政法人等および地方公共団体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、もって現在および将来の国民の健康で文化的な生活の確保に寄与することを目的とする。

グリーン購入法の仕組み

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）



6-3-4 間伐材の有効利用を通じた「自然を活かした川」の整備と森林整備との連携について

平成9年12月22日 河砂発第67号 [砂防関係法令例規集]

趣旨（抜粋）

森林は木材を生産するほか、水源のかん養、山地災害の防止、環境の保全等さまざまな機能を有し、国民が豊かな生活を営むうえできわめて重要な役割を果たしている。

こうした多様な機能を十分に発揮させるためには、適切に間伐を実施し森林を健全な状態に保つことが必要であるが、その間伐を推進するためには間伐材の積極的な利用を推進することが有効である。

一方、治水事業においては、「自然を活かした川」を目指した事業を推進することとしており、その一環として木材等自然の素材の活用にも取り組んでいるところである。

これらを踏まえ、都道府県林務担当部局（以下「林務部局」という。）と各地方建設局、北海道開発局および都道府県における河川事業担当部局および砂防担当部局（以下「土木部局」という。）は、お互いに連携して地域ごとに間伐材の需給情報を交換する場を整備し、地域で供給される間伐材の「自然を活かした川」の整備への有効利用を促進することを通じ、上流域の森林の適正な管理のみならず流域の豊かな河川環境の保全、整備を図る「森を育む川づくり」の推進に取り組むものとする。

なお、平成9年度以降において、間伐材の有効利用に関する主な通達、通知文等を以下に示すので参考にされたい。

○平成9年12月 建設省・林野庁通達

「間伐材の有効利用を通じた『自然を活かした川』の整備と森林整備の連携について」

○平成13年1月 法律施行

「国等による環境物品等の調達に関する法律（グリーン購入法）」

○平成13年2月 閣議決定

「環境物品等の調達の推進に関する基本方針（基本方針）」

○平成13年4月 国土交通省制定

「環境物品等の調達の推進を図るための方針（調達方針）」

○平成13年9月 河川局通達

「公共工事における間伐材の利用推進について」

○平成13年9月 道路局通達

「道路事業における間伐材の利用推進について」

○平成14年9月 企画・河川・道路・港湾空港部長通知

「工事看板等への間伐材の活用について」

○平成14年11月 中部地方整備局

「平成14年度特定調達品目調達ガイドライン（案）」

6-4 溪流環境整備計画の策定について

平成6年9月13日 河砂部発第10号 [砂防関係法令例規集]

(1) 趣旨

砂防事業を実施する上で、溪流および溪流周辺における自然環境・景観の保全と創造および溪流の利用等に配慮した事業を推進するために、溪流環境整備計画を策定するものである。

(2) 管内における溪流環境整備計画

管内で策定された溪流環境整備計画は次のとおりである。

- ◇ 木曾川溪流環境整備計画 平成18年3月 多治見砂防国道事務所
- ◇ 庄内川溪流環境整備計画 平成18年3月 多治見砂防国道事務所
- ◇ 揖斐川上流域の環境整備計画 平成8年3月 越美山系砂防事務所
- ◇ 安倍川溪流環境整備計画 平成10年3月 静岡河川事務所
- ◇ 狩野川溪流環境整備計画 平成11年3月 沼津河川国道事務所
- ◇ 富士山南西野溪環境整備計画 平成10年3月 富士砂防事務所
- ◇ 天竜川上流溪流環境整備計画 平成11年3月 天竜川上流河川事務所

6-5 「砂防関係事業における景観形成ガイドライン」について

平成19年2月 国土交通省 砂防部

(1) 目的と位置づけ

砂防関係事業に伴い、事業予定箇所およびその周辺において良好な景観を形成することを目的とし、本ガイドラインはこの達成のために、砂防関係事業者に携わる者が、何を、いかに、なすべきかを体系的に示すためのものである。

(2) 景観形成の基本的理念

「防災機能の確保」を基礎とし、「時間軸の考慮」と「地域の個性尊重」、この3つの基本理念に基づいて景観形成に取り組む。

① 防災機能の確保

国土の保全および国民の生命・財産の保全を目的とする砂防関係事業では、景観形成において防災機能の確保を基本理念の基礎とする。

② 時間軸の考慮

砂防施設は可能な限り長期にわたって機能を発揮することが要請されるため、砂防施設本体、砂防施設周辺における植生等の状況、周辺の土地利用状況、景観に対する認識の変化など長期にわたる時間の経過を考慮する必要がある。このため、時間軸の考慮を基本理念の一つとする。

③ 地域の個性尊重

砂防関係事業に係わる施設について、地域の個性を尊重しつつ良好な景観を保全・創出していくことを基本理念の一つとする。

(3) 景観形成の基本方針

基本理念に基づいて、施設の目的を具現化した形状として機能美を尊重するとともに、周辺の地形や植生などに調和させ、防災機能が景観形成に貢献していることを表現し、後世に残る砂防美として地域に定着させるものとする。

砂防美とは、土砂災害から守られているといった砂防本来の目的が、構造物の外形からも感じ取れる機能美のことである。

① 機能美の尊重

砂防施設は、施設に要求される性能に対して機能的に明確な形状で、生態系を含めた自然環境

にも配慮し、時間の経過とともに周辺環境に馴染む材料を選定し、砂防美にあふれるデザインとする。

② 砂防施設と周辺環境との調和

砂防関係事業における景観形成は、砂防施設が眺められることにより「安心感を与える」ことを基調とする。このため、砂防施設の配置及び規模は、施設本体や施設周辺における植生等の状況、周辺の土地利用状況、景観に対する認識の変化を考慮しつつ、地形の特徴を十分に活かして、生態系など周辺環境との調和を図るものとする。

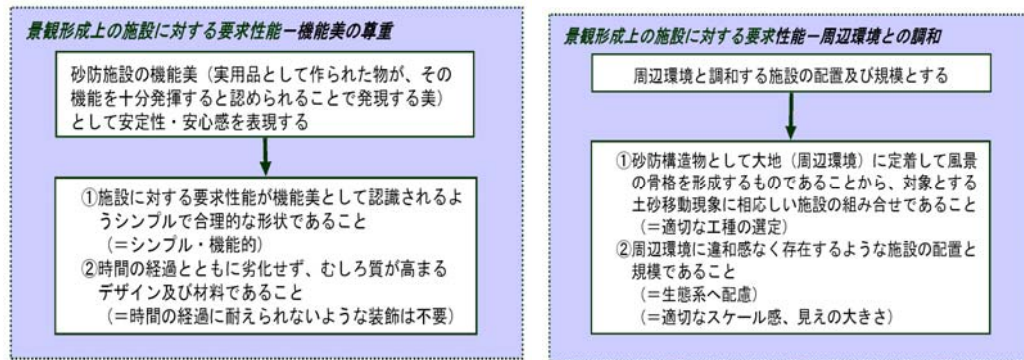


図 1-6-1 要求性能との関係

(4) 景観形成のための設計手順

「機能美の尊重」及び「周辺環境との調和」を計画上の要求事項とし、これが設計に反映されるよう設計の各段階において確認する。

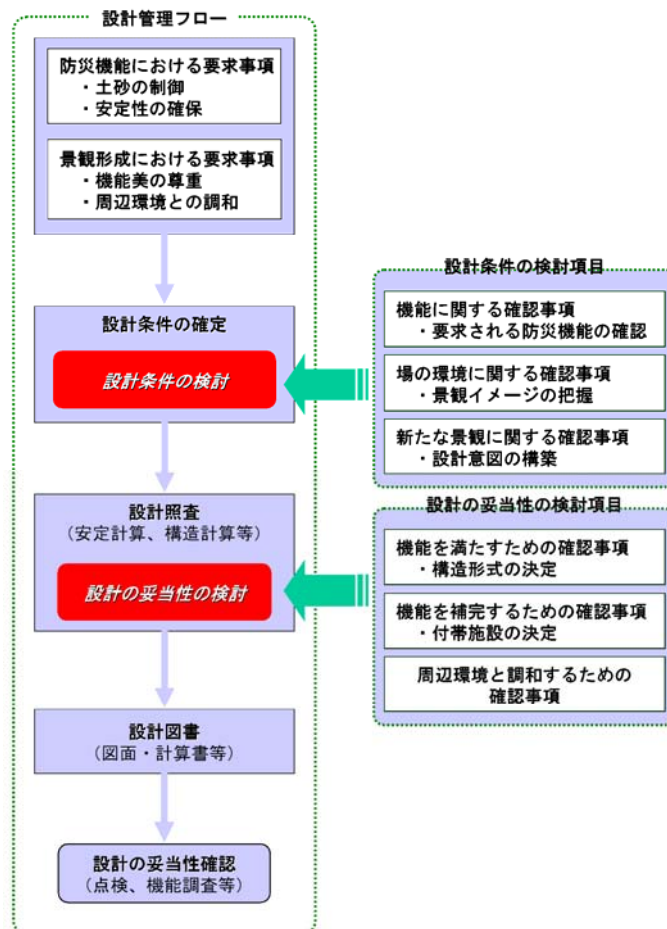


図 1-6-2 景観形成の設計手順

(5) 景観形成の配慮事項

調査、計画、設計、施工、管理の各段階において景観形成のための配慮事項を取り入れるものとする。

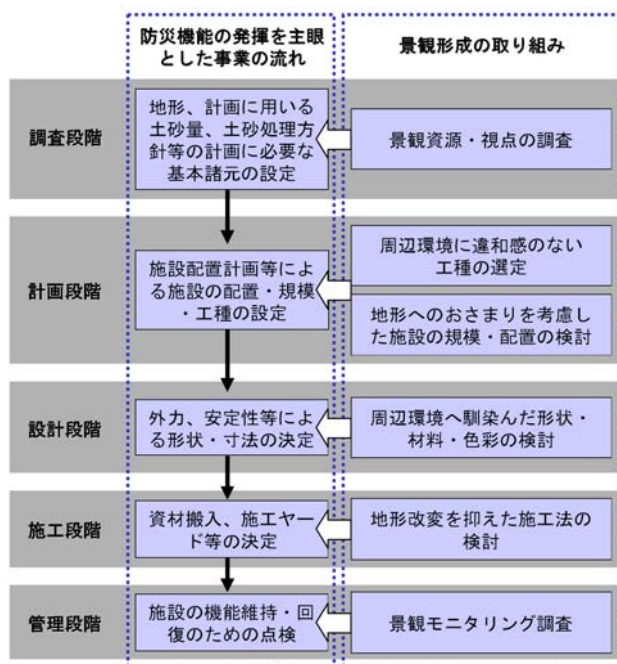


図 1-6-3 景観形成の配慮事項

6-6 直轄砂防管内の景観行政団体及び景観計画

直轄砂防管内に関連する景観行政団体及び、策定済みの景観計画について表 1-6-3、表 1-6-4 に示すが、砂防事業を計画、実施する際にはこれらを十分に配慮する。

表 1-6-3 直轄砂防管内に関連する景観行政団体

都道府県	市町村	都道府県	政令市	中核市	その他	市町村公示日	景観行政団体になった日
長野県		○				—	—
岐阜県		○				—	—
	多治見市				○	平成17年1月24日	平成17年2月25日
	中津川市				○	平成17年2月28日	平成17年3月30日
静岡県		○				—	—
	静岡市		○			—	—
	富士市				○	平成17年5月16日	平成17年6月15日
	沼津市				○	平成19年2月27日	平成19年4月1日
	富士宮市				○	平成19年6月29日	平成19年8月1日

表 1-6-4 直轄砂防管内に関連する市町村の景観計画

都道府県	市町村	都道府県	政令市	中核市	その他	策定(公示)年月日	施行年月日	景観計画の名称
長野県		○				平成17年12月22日	平成18年4月1日	長野県景観育成計画
岐阜県	多治見市				○	平成21年3月末(予定)	平成21年7月1日(予定)	多治見市風景づくり計画
	中津川市				○	平成19年7月1日	平成19年7月1日	中津川市景観計画
静岡県	静岡市	○				平成20年4月1日	平成20年10月1日	静岡市景観計画

6-7 i-Construction と BIM/CIM の活用

6-7-1 ICTの全面的な活用の推進に関する実施方針

国土交通省では、「ICTの全面的な活用（ICT土工）」等の施策を建設現場に導入することによって、建設生産システム全体の生産性向上を図り、魅力ある建設現場を目指す取組である i-Construction（アイ・コンストラクション）を進めており、平成 28 年 4 月に i-Construction 委員会における審議を踏まえ、「ICTの全面的な活用の推進に関する実施方針」が示されている。

以下にその抜粋を示す。

(1) ICTの全面的な活用を推進する工種

これまでの情報化施工やCIM（Construction Information Modeling / Management）試行に関する実績や技術の普及状況等を踏まえ、以下の工種について「ICTの全面的な活用」（以下、「ICT活用」という）の推進を図る。

ただし、その他の工種についても本省と協議のうえ、ICTの活用の推進を図る必要があると判断された工種については、積極的にその活用の推進を図る。

① ICT活用を推進する工種

工事工種体系ツリーにおける下記工種（レベル2）とする。

- ・河川土工、海岸土工、砂防土工
- ・道路土工
- ・舗装工
- ・付帯道路工

なお、CIMを活用する場合は、以下の工種に係る業務、工事において実施するものとする。

- ・橋梁
- ・トンネル
- ・ダム
- ・河川構造物（樋門・樋管）

(2) ICT活用の推進を図るための措置

- ① UAV等を用いた公共測量
- ② 土工・舗装工の3次元設計
- ③ CIM活用業務

CIM活用業務とは、調査・計画、設計業務の以下プロセスの各段階において、CIMを導入し、後工程のために必要なCIMモデル（対象とする構造物等の形状を3次元で表現した「3次元モデル」と「属性情報」を組み合わせたもの）を作成する業務である。

予備、概略・詳細設計業務の場合、以下の a)、b)の項目のうち、いずれか一つ以上の項目にCIMを活用する。

- a) 関係者間協議や情報共有
- b) フロントローディングを実施（設計案の比較検討、鉄筋干渉確認等）

④ ICT活用工事

ICT活用工事とは、以下に示す施工プロセスの各段階においてICTを全面的に活用する工事である。

- a) 3次元起工測量
- b) 3次元設計データ作成
- c) ICT建設機械による施工
- d) 3次元出来形管理等の施工管理
- e) 3次元データの納品

⑤ C I M活用工事

C I M活用工事とは、施工プロセスの各段階において、C I Mを導入し、C I Mを活用する工事である。

以下の a) から d) の項目うち、いずれか一つ以上の項目にC I Mモデルを活用する。

- a) 関係者間協議や情報共有
- b) 施工計画の検討
- c) 安全性に関わる検討
- d) 出来形管理等の施工管理

⑥ I C T活用、C I M活用に必要な経費の計上と評価

(3) I C T活用による建設現場での「生産性革命」

中部地方整備局では、上述した「I C Tの全面的な活用の推進に関する実施方針」に則り、建設現場の生産性向上を目指した取り組みを紹介している。

以下に、I C T活用による生産性向上のイメージを示す。



[i-Construction いまこそ建設現場の生産性向上を目指して (i-Construction 中部サポートセンター)]

図 1-6-4 I C T活用、C I M活用による生産性向上のイメージ

6-7-2 BIM/CIM 活用

(1)BIM/CIM の概念

BIM/CIM は、計画、調査、設計段階から 3 次元モデルを導入することにより、その後の施工、維持管理の各段階においても 3 次元モデルを連携・発展させて事業全体にわたる関係者間の情報共有を容易にし、一連の建設生産システムの効率化・高度化を図ることを目的としている。

(2)BIM/CIM の位置付け

建築分野での“BIM”(Building Information Modeling)を建設分野に拡大導入し、計画、調査、設計段階から 3 次元モデルを導入し、その後の施工、維持管理の各段階においても 3 次元モデルに

連携・発展させ、併せて事業全体にわたる関係者間で情報を共有することにより、一連の建設生産システムの効率化・高度化を図る。

CIMの概念

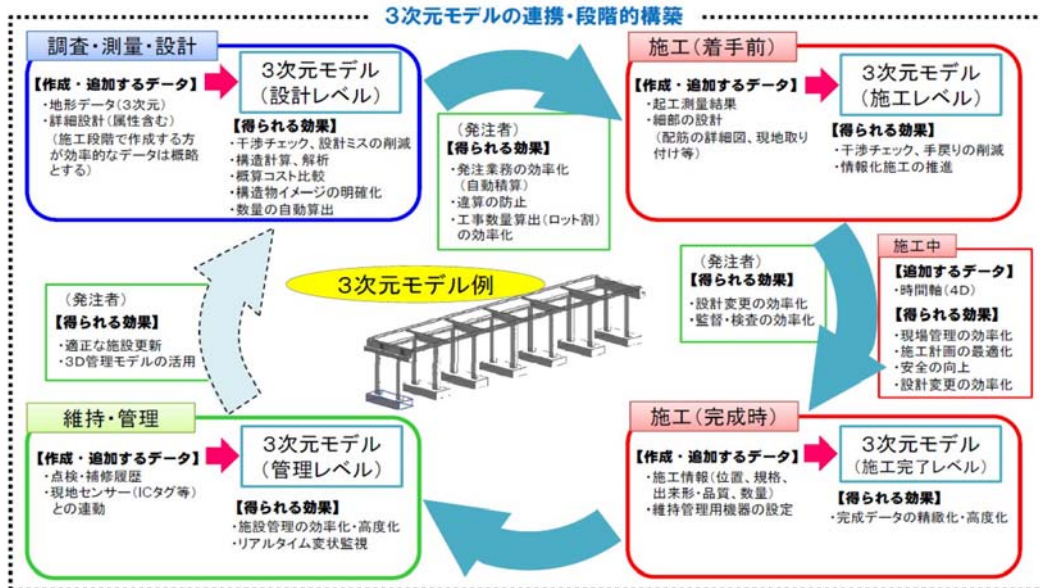
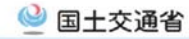


図 1-6-5 CIM の概念

(3) BIM/CIM に期待されていること

最新の ICT (Information and Communication Technology) 技術を活用して建設生産システムの計画、調査、設計、施工、管理の各段階において情報を共有することにより、効率的で質の高い建設生産システムを構築する。

ミスや手戻りの大幅な減少、単純作業の軽減、工程短縮等の施工現場の安全性向上、事業効率及び経済効果に加え、よりよいインフラの整備・維持管理による国民生活の向上、建設業界に従事する人のモチベーションアップ、充実感等の心の豊かさの向上が期待されている。

CIM導入による建設生産システムの生産性向上

H27.11.24

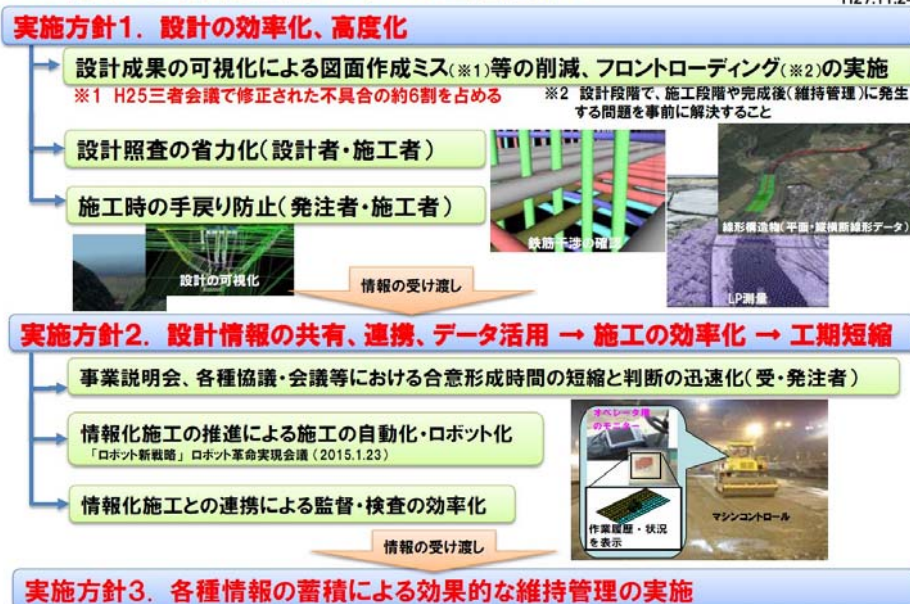


図 1-6-6 BIM/CIM 導入による建設生産システムの生産性向上のイメージ

[第8回 CIM 制度検討会資料 (CIM 制度検討会・平成 27 年 11 月 24 日)]

(4) CIM 導入ガイドライン

ICT 技術の全面的活用を図るため、平成 24 年度から CIM 試行事業が開始され、平成 27 年度までに 165 件の CIM 活用業務や CIM 活用工事が試行されてきた。

これらの試行は、「土工」、「河川」、「ダム」、「橋梁」、「トンネル」の 5 分野について、適用可能なプロセス・範囲に限定されたものであったが、CIM モデルの作成や活用に関する検証が行われ、これらによって得られた知見やソフトウェアなどの機能水準などを踏まえて、「CIM 導入ガイドライン(案)」が策定された。なお、砂防分野については、「国土交通省 BIM/CIM 導入推進委員会」により、ガイドラインが検討されている段階である。

表 1-6-5 CIM 導入ガイドラインの構成と適用

構成		適用
第 1 編 共通編	第 1 章 総則	公共事業の各段階（調査・設計、施工、維持管理）に CIM を導入する際に共通で適用する。
	第 2 章 測量	
	第 3 章 地質・土質	
第 2 編 土工編		道路土工及び河川土工・海岸土工・砂防土工・舗装工・付帯道路工を対象に、測量段階で UAV 等を用いた公共測量を行うこと、設計段階（土工・舗装工の 3 次元設計）で 3 次元データを作成すること、更には施工段階で 3 次元データを ICT 活用工事に活用する際に適用する。
第 3 編 河川編		河川堤防及び構造物（樋門、樋管等）を対象に CIM の考え方をういて調査・設計段階で CIM モデルを作成すること、作成された堤防・構造物モデルを施工時に活用すること、更には調査・設計・施工の堤防・構造物モデルを維持管理に活用する際に適用する。
第 4 編 ダム編		ロックフィルダム、重力式コンクリートダムを対象に CIM の考え方をういて調査・設計段階で CIM モデルを作成すること、作成された CIM モデルを施工時に活用すること、更には調査・設計・施工の CIM モデルを維持管理に活用する際に適用する。
第 5 編 橋梁編		橋梁の上部工（鋼橋、PC 橋）、下部工（RC 下部工（橋台、橋脚））を対象に CIM の考え方をういて調査・設計段階で CIM モデルを作成すること、作成された CIM モデルを施工時に活用すること、更には調査・設計・施工の CIM モデルを維持管理に活用する際に適用する。
第 6 編 トンネル編		山岳トンネル構造物を対象に CIM の考え方をういて調査・設計段階で CIM モデルを作成すること、作成された CIM モデルを施工時に活用すること、更には調査・設計・施工の CIM モデルを維持管理に活用する際に適用する。
第 7 編 機械設備編（素案）		機械設備を対象に CIM の考え方をういて設計段階で CIM モデルを作成すること、作成された CIM モデルを施工時に活用すること、更には設計・施工の CIM モデルを維持管理に活用する際に適用する。

各分野編（第 2 編から第 7 編）については、調査・設計・施工段階から 3 次元データ（第 2 編）、CIM モデル（第 3 編から第 7 編）を作成・活用する場合も適用範囲とする。また第 3 編から第 7 編について、上記に記載の工種、工法以外への参考とすることを妨げるものでない。

【改定履歴】

ガイドライン名称	年月	備考
CIM 導入ガイドライン（素案） 平成 28 年 8 月	平成 28 年度 CIM 試行業務・工事での評価版作成	国土交通省 CIM 導入推進委員会
CIM 導入ガイドライン（案） 第 1 編 共通編 平成 29 年 3 月	平成 29 年 3 月	初版発行
CIM 導入ガイドライン（案） 第 1 編 共通編 平成 30 年 3 月	平成 30 年 3 月	初版発行

[CIM 導入ガイドライン（案） 第 1 編 共通編 平成 30 年 3 月 国土交通省 CIM 導入推進委員会]

7 設計一般

7-1 砂防堰堤地点における地質調査

7-1-1 地質調査のフローチャート

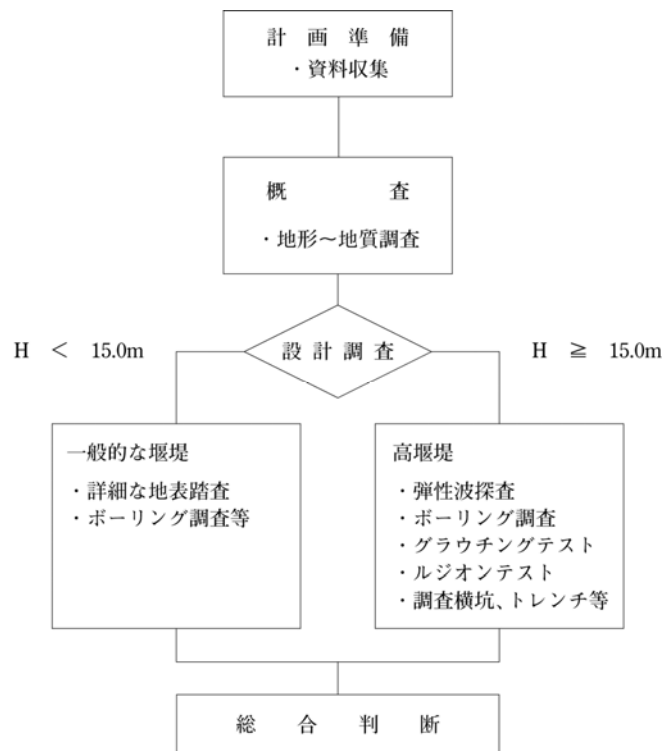
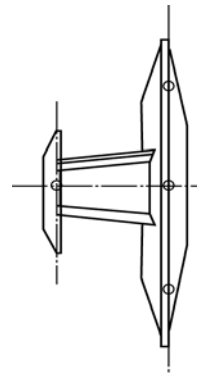


図 1-7-1 地質調査フローチャート

7-1-2 地質調査の目的と方法

- ① 予備設計、詳細設計および施工の各段階における地質調査の目的、方法、内容および成果品を表 1-7-1 に示す。設計段階、並びに構造物の規模、用途に応じて、調査方法を適切に組み合わせるものとする。調査の手法は、「河川砂防技術基準 調査編 H26.4 第 15 章」に準ずる。
- ② 弾性波探査およびボーリング調査等は、堰堤サイト周辺にグリッドを組み、これらの線上または格子点で実施するのがよい。
- ③ ボーリング調査位置は、少なくとも本堤の河床部（中心）に 1 ヶ所、左右岸袖部に各 1 ヶ所、副堰堤の河床部（中心）に 1 ヶ所程度とし、必要に応じ追加する。



H < 15m の堰堤の例

表 1-7-1 砂防堰堤における地質調査目的と方法

地質調査の目的		調査方法	調査内容	主な成果品
予備設計	対象流域の地形、地質の概要、問題点の予測、調査の効率化	・文献および資料収集・整理	災害履歴、地形、各種地質図、研究紀要、学会誌、地史等既往文献、空中写真判読	・地すべり跡地、崩壊地形等の分布図 ・断層等リニアメント図
	堰堤適地選定 計画、工事の可否判断	・地表地質踏査	岩相、岩質、地質構造、湧水、被覆物等	・地質断面図 ・地質平面図
		・簡易弾性波探査	概略の弾性波速度測定	・概略速度層断面図
		・スウェーデン式サウンディング	土の貫入抵抗を測定	・標準貫入試験の補助法
詳細設計	堰堤サイトの基本設計、施工条件の把握 基礎地盤の水理、地質特性の把握	・ボーリング (コア採取)	岩種、硬さ、風化、変質の程度、断層、破碎帯、亀裂	・ボーリング柱状図 ・地質断面図 ・岩質・岩級区分図
		・弾性波探査	岩石や地層の境界の位置および深さ	・速度層断面図
		・電気探査	地下水位探査	・地下水位図
		・ボーリング (注入試験)	透水試験 (ルジオンテスト) グラウチングテスト	・ルジオンマップ ・グラウチング配置図
	地盤の支持力すべり面の把握 および支持力の把握	・ボーリング	地盤の透水係数試験 標準貫入試験 (N値測定) 孔内載荷試験 (変形係数)	・基礎地盤の確認
		・サンプリングおよび室内試験	資料採取および圧縮強度等支持力試験	・安定解析および提体基礎工法の検討
原位置での地質状況の確認	・調査横坑～トレンチ	岩石の種類、硬さ、亀裂、風化、変質の程度 断層、破碎帯、湧水、漏水、堆積層の厚さ	・地質展開図 (調査横坑、トレンチ)	
施工時	原位置での支持力確認	・平板載荷試験	基礎底盤での支持力試験	・地盤支持力

※上記によらず、必要に応じて予備設計においてもボーリング調査を実施する。

(1) 岩級区分 [砂防設計公式集 3.1]

岩級区分は、岩片硬軟、あるいは風化の程度、割れ目の頻度、状態および夾在物の種類に基づいて岩盤を分類し、その良否を評価するものであり、地質調査結果および掘削岩盤面の状況を基に、堰堤堤着岩部の岩盤としての適否を決定する。

表 1-7-2 岩級区分

Class	岩 質
A	極めて新鮮な岩石で造岩鉱物は風化変質を受けていない。節理はほとんどなく、あっても密着している。色は岩石によって異なるが、岩質は極めて堅硬である。
B	造岩鉱物中は、雲母、長石類およびその他の有色鉱物の一部は風化して多少褐色を呈する。節理はあるが密着していて、その間に褐色の泥または粘土は含まないもの。
C _H	堅硬度、新鮮度はBとC _M の中間のもの。
C _M	かなり風化し、節理と節理に囲まれた岩魂の内部は比較的新鮮であっても、表面は褐色または暗緑黒色に風化し、造岩鉱物も石英を除き、長石類その他の有色鉱物は赤褐色を帯びる。節理の間には、泥または粘土を含んでいるか、あるいは多少の空隙を有し、水滴が落下する。岩魂自体は硬い場合もある。
C _L	C _M より風化の程度がはなはだしいもの。
D	著しく風化し、全体として褐色を呈し、ハンマーで叩けば容易に崩れる。更に風化したものでは、岩石は破状に破壊されて、一部土壌化している。節理はむしろ不明瞭であるが、ときには岩魂の性質は堅硬であっても、堅石の間に大きな節理の発達するものも含まれる。

表 1-7-3 岩級区分の細部判断要素

区分要素	現 象	Class
堅硬度	ハンマーで火花が出る程度	A, B
	ハンマーで強打して1回で割れる程度	B, C _H , C _M
	ハンマーで崩せる程度	C _M , C _L , D
割れ目の間隔	50cm 以上	A, B
	50~15cm	C _H , C _M , C _L
	15cm 以下	C _M , C _L , D
割れ目の状態	密着し割れ目に沿って風化の跡がみられない	A, B, C _H
	密着、割れ目に沿って多少風化変質し、その面に薄い粘土物質が付着する	B, C _H , C _M
	小さな(2mm程度)空隙を有する割れ目が発達しているか、あるいは割れ目に沿ってかなりの幅をもって風化変質し、割れ目には粘土物質を介在する	C _M , C _L
	開口状	C _L , D

表 1-7-4 ボーリングコアによる岩級区分

分 類	細区分の組合せ	摘 要
A	A-I	割れ目は新鮮
B	A-II (A-I)	
C	C _H A-II, III, B-I	割れ目は密着状態~開口状
	C _M A-III, B-II	
	C _L A-III, IV, V, B-III, IV, V	
D	Cクラスの全部の組合せ	割れ目開口状
E	表層堆積物	
F	断層・破砕体	粘土を伴う

表 1-7-5 岩級区分の細区分

風化, 硬さ	ボーリングコアの形状
A : 新鮮, 堅硬	I : 棒状 10cm 以上
B : やや風化, やや軟質	II : やや完全 10~5cm
C : 非常に風化, 非常に軟質	III : 半壊 5~3cm
	IV : 細壊 3~1cm
	V : 紛状 1cm 以下
	VI : 粘土状

7-2 土石流区間および掃流区間の区分

山地河川の土砂流送形態を土石流形態と掃流砂形態に大きく分けると、表 1-7-6 のようである。

一般には、溪床勾配が $\theta \geq 10^\circ$ (概ね $I=1/6$) を土石流発生流下区間、 $\theta = 2^\circ \sim 10^\circ$ (概ね $I=1/30 \sim 1/6$) が土石流堆積区間、 $\theta \leq 2^\circ$ (概ね $I=1/30$) が掃流区間であるとされているが、当該および近傍流域の既往土砂災害実態、河床堆積物調査に基づき土砂流送形態を区分することが望ましい。

表 1-7-6 溪床勾配の区分の目安 (θ : 溪床勾配)

溪床勾配	発生区分
$0^\circ \leq \theta < 2^\circ$ (1/30)	土砂流堆積区間
$(1/30) 2^\circ \leq \theta < 10^\circ$ (1/6)	土石流・土砂流堆積区間
$(1/6) 10^\circ \leq \theta < 15^\circ$ (1/4)	土石流流下堆積、土砂流流下区間
$(1/4) 15^\circ \leq \theta < 20^\circ$ (1/3)	発生区間、流下区間
$(1/3) 20^\circ \leq \theta$	発生区間

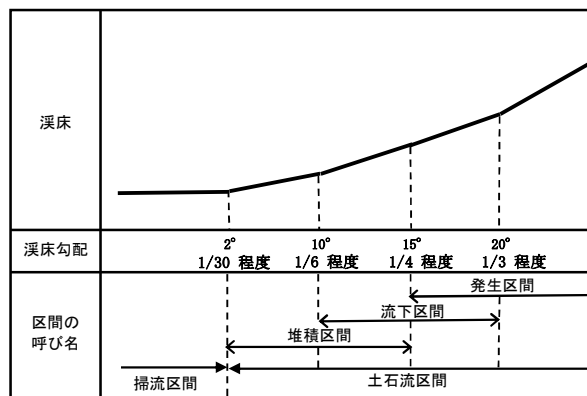


図 1-7-2 溪床勾配の区分の目安 (θ : 溪床勾配)

土石流発生区域の下限勾配、および上限勾配をそれぞれ次式のように与えている。

[水理公式集 平成 11 年版 第 2 編 3.4]

$$\tan \theta = \frac{(\sigma / \rho - 1) c_*}{(\sigma / \rho - 1) c_* + 2.4} \tan \phi \quad \dots\dots\dots (1) \quad \text{下限の勾配}$$

$$\tan \theta = \frac{(\sigma / \rho - 1) c_*}{(\sigma / \rho - 1) c_* + 1} \tan \phi \quad \dots\dots\dots (2) \quad \text{上限の勾配}$$

ここに、 c_* : 静止堆積層の砂礫の容積濃度

σ : 砂礫の密度 (kN/m^3)

ρ : 水の密度 (kN/m^3)

θ : 斜面あるいは溪床勾配

ϕ : 砂礫の内部摩擦角 ($^\circ$)

式(1)において、 $c_* = 0.6$ 、 $\sigma / \rho = 2.65$ 、 $\tan \phi = 0.8$ とすれば $\theta = 13.2^\circ$ となり、これよりも勾配が緩くなると土石流は形成されないことになる。

同様の値を式(2)に適用すれば $\theta = 21.7^\circ$ となり、これは、これよりも急な領域において表面流がわずかでも形成されると、堆積層が不安定になる限界を意味する。

7-3 設計計算に用いる数値

砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、必要に応じて実測により求めるものとする。

堰堤の重要度が高い場合は、原則として実測によるものとするが、それ以外の堰堤についてもできる限り実測によることが望ましい。

ただし、実測により求めることが困難な場合は、既設堰堤に用いられた数値か、下記に示す一般に用いられる数値を参考とすることができる。

(1) コンクリートの単位体積重量 (ρ_c)

堰堤用コンクリートの単位体積重量：22.56 (kN/m³)

(2) 流水の単位体積重量 (ρ_w) [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[Ⅱ]第3章 2.2]

流水の単位体積重量は表 1-7-7 を標準とし、異常な土砂流出を示す河川ではその状況に応じて定める。

表 1-7-7 流水の単位体積重量

堰堤高 (H) $\geq 15\text{m}$	9.81 (kN/m ³)
堰堤高 (H) $< 15\text{m}$	11.77 (kN/m ³)

※堰堤堤高 15m 未満の砂防堰堤における静水圧を計算する場合の水の単位体積重量は、揚圧力を考慮していないことから 11.77 (kN/m³)としている。

(3) 堆砂の見掛単位体積重量 (ρ_s) [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[Ⅱ]第3章 2.2]

堆砂の見掛単位体積重量：14.7～17.6 (kN/m³)

(4) 堆砂の水中単位体積重量 [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[Ⅱ]第3章 2.2、記号変更]

$$\rho_{s\lambda} = (1 - v) \rho_w$$

ここに、 $\rho_{s\lambda}$ ：堆砂の水中単位体積重量 (kN/m³)

ρ_s ：堆砂の見掛単位体積重量 (kN/m³)

ρ_w ：水の単位体積重量 (kN/m³)

v ：堆砂空隙率 (0.3～0.45 程度)

$$v = (\rho_{sa} - \rho_s) / \rho_{sa}$$

ρ_{sa} ：堆砂絶対単位体積重量 (kN/m³)

(5) 土圧係数 (C_e) [砂防設計公式集 3-5]

土圧係数はクーロンの土圧係数を用いてもよい。

$$C_e = \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)}$$

ここに、 ϕ ：堆砂の水中における内部摩擦角 (°)

表 1-7-8 土砂の水中における内部摩擦角

種別	状態	単位重量 (kN/m ³)	水中の単位重量 (kN/m ³)	内部 摩擦角 (°)	水中の 内部摩擦角 φ (°)
砂礫	—	15.7 ~18.6	9.8 ~12.7	35~45	35
砂利	—	15.7 ~19.6	9.8 ~11.8	30~40	30
炭がら	—	8.8 ~11.8	3.9 ~ 6.9	30~40	30
砂	しまったもの	16.7 ~19.6	9.8	35~40	30~35
	ややゆるいもの	15.7 ~18.6	8.8	30~35	25~30
	ゆるいもの	14.7 ~17.6	7.8	25~30	20~25
普通土	固いもの	16.7 ~18.6	9.8	25~35	20~30
	やや軟かいもの	15.7 ~17.6	7.8 ~9.8	20~30	15~25
	軟かいもの	14.7 ~16.7	5.9 ~8.8	15~25	10~20
粘土	固いもの	15.7 ~18.6	5.9 ~8.8	20~30	10~20
	やや軟かいもの	14.7 ~17.6	4.9 ~7.8	10~20	0~10
	軟かいもの	13.7 ~16.7	3.9 ~6.9	0~10	0
シルト	固いもの	15.7 ~17.6	9.8	10~20	5~15
	軟かいもの	13.7 ~16.7	4.9 ~6.9	0	0

(6) 揚圧力係数 (μ) [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[Ⅱ]第3章 2.2]

揚圧力係数：1/3~1.0 (一般に 1/3 を用いる場合が多い)

(7) 砂防堰堤の設計震度 (k)

設計震度は表 1-7-9 に掲げる値以上で、基礎地盤の状況等も勘案して決定する必要がある。
管内の地域は、強震帯地域区分(建設大臣告示第 1715 号)に相当する。

表 1-7-9 砂防堰堤の設計震度

堰堤の種類	地域の区分
	強震帯および中震帯地域
重力式コンクリート堰堤	0.12
アーチ式コンクリート堰堤	0.24

(8) 土石流の単位体積重量 (ρ_d) [砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 H28.4]

土石流の単位体積重量は、実測値、経験、理論的研究等により推定する。

$$\rho_d = \sigma_d \cdot C_d + \rho_w (1 - C_d)$$

ここに、ρ_d：土石流の単位体積重量 (kN/m³)

C_d：土石流濃度

σ_d：礫の単位体積重量 (kN/m³)

ρ_w：水の単位体積重量 (kN/m³)

(9) 無筋コンクリートの許容応力度 [道路土工 擁壁工指針 4-5-2]

表 1-7-10 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

応力度の種類	許容応力度	備 考
圧縮応力度	$\frac{\sigma_{ck}}{4} \leq 5.5$	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 A1113 の規定による)
曲げ引張応力度	$\frac{\sigma_{tk}}{7} \leq 0.3$	
支圧応力度	$0.3\sigma_{ck} \leq 6.0$	

コンクリートの許容曲げ引張応力度については、 $\sigma_{tk}/7$ のかわりに $\sigma_{ck}/80$ を目安にしてもよい。また、コンクリートのせん断応力度 τ_a は、「道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編」の表-4.3.1 の設計基準強度 40 以下のコンクリートが負担できる平均せん断応力度より得られる算出式 ($\tau_a = \sigma_{ck}/100 + 0.15$) を用いて求めた値以下としてよい。なお、この値には荷重の組合せによる割増しを行わないものとする。

(10) コンクリートのヤング係数 [擁壁工指針 4-4-5、コンクリート標準示方書 5.3.5]

表 1-7-11 コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

設計基準強度	18	21	24	27	30	40
ヤング係数	2.2×10^4	2.35×10^4	2.5×10^4	2.65×10^4	2.8×10^4	3.1×10^4

(11) 中詰材料 [鋼製砂防構造物設計便覧(H21年版) 2.3.5]

鋼製堰堤に使用中詰材料は堤体を構成する主たる材料であることから、その土質定数は実測によって求めるのが望ましいが、表 1-7-12 に一般的な値を示す。

表 1-7-12 中詰材料

種 類	単位体積重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (°)	備 考
割石 (一般のもの)	18	40	港湾の施設の技術上の基準・同解説より抜粋
割石 (もろいもの)	16	35	
切込砂利	18	30	
玉石	18	35	
碎石	17	35	砂防設計公式集より抜粋
砂 (しまったもの)	18	30	
普通土 (固いもの)	18	30	

(12) 側壁護岸の土の単位重量 [道路橋示方書 I 共通編 8.7、擁壁工指針 4.3]

側壁護岸の土圧の計算に使用する土の単位重量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 1-7-13 の値を用いてもよい。

表 1-7-13 土の単位重量(湿潤状態) (kN/m³)

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 $\omega_L < 50\%$)	18	

- 注 1) 地下水位以下にある土の単位重量は、それぞれ表中に示す値から 9 を差し引いた値としてよい。
 2) 碎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、大きさおよび間隙等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ついては、混合割合およ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。

(13) 擁壁の裏込め土の内部摩擦角 [道路土工 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 1-7-14 の値を用いてよい。

表 1-7-14 裏込め土の内部摩擦角

裏込め土・盛土の種類	せん断抵抗角 (ϕ)	粘着力 (C) 注2)
礫 質 土	35°	—
砂 質 土注1)	30°	—
粘性土 (ただし $\omega_L < 50\%$)	25°	—

- 注 1) 細粒分が少ない砂は、礫質土の値を用いてよい。
 2) 土質定数を上表から推定する場合は、粘着力 C を無視する。

(14) 側壁護岸の基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力 [道路土工 擁壁工指針 4-3]

土質試験などを行うことが困難な場合には、簡便に表 1-7-15 の値を用いてもよい。

表 1-7-15 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

せん断面の条件	支持地盤 の種類	摩擦係数 $\mu = \tan \phi_B$	付着力 C_B
岩または礫とコンクリート	岩 盤	0.7	考慮しない
	礫 層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に割栗 石または碎石を敷く場合	砂 質 土	0.6	考慮しない
	粘 性 土	0.5	考慮しない

注) プレキャストコンクリートでは、基礎底面が岩盤であっても摩擦係数は 0.6 を超えないものとする。

(15) 鉄筋コンクリート用棒鋼 [道路土工 擁壁工指針 4-5-3]

鉄筋の許容応力度は、直径 51 mm以下の鉄筋に対して表 1-7-16 の値とする。

表 1-7-16 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

応力度、部材の種類		鉄筋の種類	SD295A	SD345
		SD295B		
引張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合	1) 一般の部材	180	180
		2) 水中または地下水以下に設ける部材	160	160
	荷重の組合せに衝突荷重または地震の影響を含む場合の基本値		180	200
	鉄筋の重ね継手長または定着長を算出する場合の基本値		180	200
圧縮 応 力 度			180	180

(16) コンクリートの許容付着応力度 [道路土工 擁壁工指針 4-5-2]

表 1-7-17 コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度				
		21	24	27	30	40
付着応力度	異形棒鋼に対して	1.4	1.6	1.7	1.8	2.0

(17) 異形棒鋼の単位質量及び標準寸法 [道路橋示方書・同解説 I 共通編 9.1]

表 1-7-18 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) (mm)	公称断面積(S) (mm ²)	公称周長(l) (mm)
D 6	0.249	6.35	31.67	20
D10	0.560	9.53	71.33	30
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

(18) 透水係数 [建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説 調査編 第 17 章 2.7.3]

表 1-7-19 Creager (クレガー) による D_{20} と透水係数

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

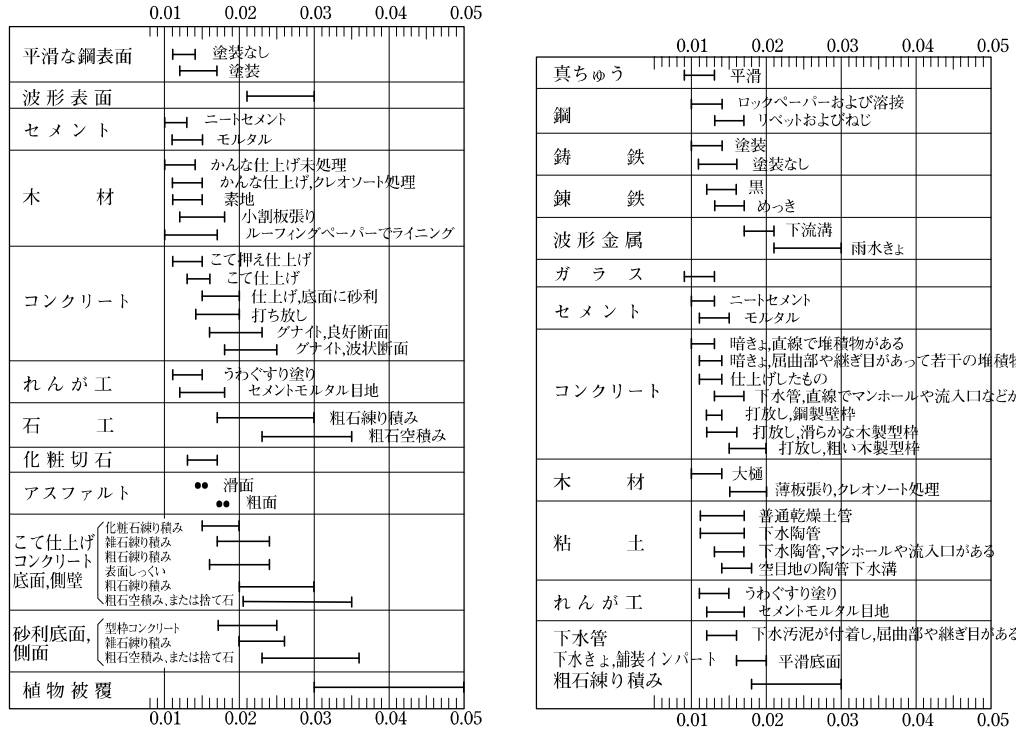
(19) 土粒子の密度 [道路土工要綱 1-3]

土粒子の比重値は大体 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はない。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。

(20) 粗度係数 [水理公式集 平成11年版 第2編 2.2]

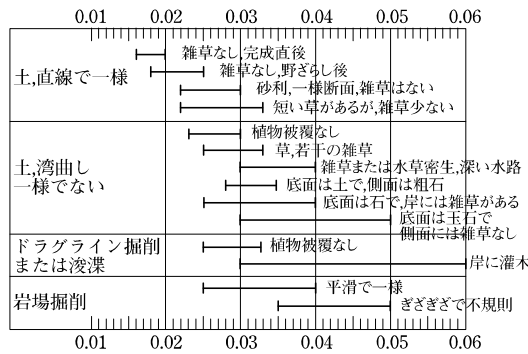
溪流保全工の2面張り(ブロック積み)は $n=0.030$ 、巨石(玉石)張り(積み)は $n=0.035$ を用いることを基本とするが、現地状況等を勘案して適切に設定する。

表 1-7-20 Manning(マニング)の粗度係数 n の概略値

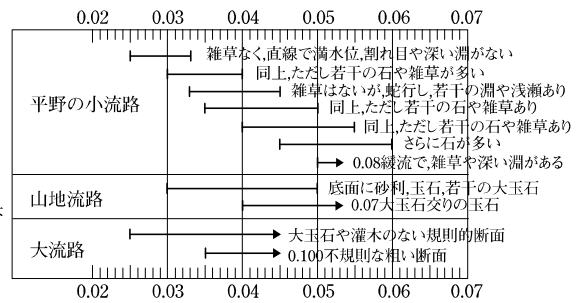


(a)自由表面をもって流れる暗渠

(b)ライニングするか、あるいは組み立てた水路



(c)掘削または浚渫水路 (築堤による水路改修河川を含む)



(d)自然流路 (人工のまったくない流路)

7-4 数値基準

7-4-1 調査

砂防調査に関する調査諸元については、以下に示す数値基準に準じる。

表 1-7-21 数値基準(調査)

項目	内容	単位		
調 査	流域面積	km ²	小数第4位四捨五入	〇.〇〇〇km ²
	溪流長	m	10m単位に四捨五入	〇〇m
	溪流幅	m	小数第2位四捨五入	〇.〇m
	不安定土砂堆積深	m	小数第2位四捨五入	〇.〇m
	最大礫径	m	小数第2位四捨五入	〇.〇m
	流木の長さ	m	小数第2位四捨五入	〇.〇m
	流木の径	m	小数第3位四捨五入	〇.〇〇m

7-4-2 計画

砂防計画に関する計画諸元については、以下に示す数値基準に準じる。

表 1-7-22 数値基準(計画)

項目	内容	単位		
計 画	計画流出量	m ³	1m ³ 単位切上げ	〇m ³
	計画流出土砂量	m ³	10m ³ 単位切上げ	〇〇m ³
	計画流出流木量	m ³	1m ³ 単位切上げ	〇m ³
	計画流下許容量	m ³	1m ³ 単位切捨て	〇m ³
	計画流下許容土砂量	m ³	1m ³ 単位切捨て	〇m ³
	計画流下許容流木量	m ³	1m ³ 単位切捨て	〇m ³
	計画捕捉量	m ³	1m ³ 単位切捨て	〇m ³
	計画捕捉土砂量	m ³	10m ³ 単位切捨て	〇〇m ³
	計画捕捉流木量	m ³	1m ³ 単位切捨て	〇m ³
	計画堆積量	m ³	1m ³ 単位切捨て	〇m ³
	計画堆積土砂量	m ³	10m ³ 単位切捨て	〇〇m ³
	計画堆積流木量	m ³	1m ³ 単位切捨て	〇m ³
	計画発生(流出)抑制量	m ³	1m ³ 単位切捨て	〇m ³
	計画土石流発生(流出)抑制量	m ³	1m ³ 単位切捨て	〇m ³
	計画流木発生(流出)抑制量	m ³	1m ³ 単位切捨て	〇m ³
	土石流対策整備率	%	小数第2位捨て	〇.〇%
	土砂整備率	%	小数第2位捨て	〇.〇%
	流木整備率	%	小数第2位捨て	〇.〇%
	現溪床勾配(1/n)の分母値	n	小数第2位四捨五入	〇.〇
	平均溪床勾配(1/n)の分母値	n	小数第2位四捨五入	〇.〇
平常時堆砂勾配(1/n)の分母値	n	小数第2位四捨五入	〇.〇	
計画堆砂勾配(1/n)の分母値	n	小数第2位四捨五入	〇.〇	

7-4-3 設計

土石流・流木対策施設を設計する際の各設計諸元については、以下に示す数値基準に準じる。

表 1-7-23 土石流対策施設設計における数値基準

項目	内容	単位		
設計	土石流水深	m	小数第3位四捨五入	0.00m
	土石流流速	m/s	小数第3位四捨五入	0.00m/s
	土石流ピーク流量	m ³ /s	小数第2位四捨五入	0.0m ³ /s
	清水流量	m ³ /s	小数第2位四捨五入	0.0m ³ /s
	土砂含有を考慮した流量	m ³ /s	小数第2位四捨五入	0.0m ³ /s
	土石流流体力(単位幅当り)	KN/m	小数第2位四捨五入	0.0KN/m
	堰堤の水通し幅	m	0.1m単位	0.0m
	設計水深	m	0.1m単位	0.0m
	安全率	-	小数第3位切捨て	0.00
	土石流の単位体積重量	KN/m ³	小数第3位四捨五入	0.00KN/m ³
	土石流中の砂礫の泥水単位体積重量	KN/m ³	小数第3位四捨五入	0.00KN/m ³
	礫・流木の衝撃力(単位幅当り)	KN/m	小数第2位四捨五入	0.0KN/m
	堰堤高	m	0.5m単位	0.0m
	堰堤の天端厚	m	0.1m単位	0.0m
	堰堤の上下流面法勾配(1:n)	-	0.05単位	1 : 0.00
	堰堤の水通し幅	m	0.1m単位	0.0m
	水叩き厚	m	0.1m単位切上げ	0.0m
	カットオフの高さ	m	0.1m単位	0.0m
	単独床固工の堤高	m	0.5m単位	0.0m
	本堤・単独床固工以外の施設の高さ	m	0.1m単位	0.0m

第2編 砂防基本計画(土石流・流木対策編)

第1章 総説

1 計画策定の基本

土石流・流木対策計画については、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」並びに「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 国土交通省国土技術政策総合研究所」（以下、「計画策定指針解説」と称す）に準じて策定することを基本とする。

また、これに加えて本設計要領に示される中部地方整備局管内での運用を踏まえるものとし、目的、流域状況（自然・社会環境等）、対策の合理性等を勘案した計画を策定する。

本編の記載構成については、**箱書き文**については「計画策定指針解説」に示される指針に当たる部分で、「計画策定指針解説」における解説部分、及び中部地方整備局管内での運用に関する内容についてそれ以降に続けて記載している。

なお、このように本設計要領は「計画策定指針解説」内容を含めた形で記載されるものの、同指針解説の原本について別途確認し、同指針に示される部分と管内運用部分を理解して準用することが望ましい。

2 砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）の目的

砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）（以下、「本指針」という）は、土石流および土砂とともに流出する流木等による土砂災害を防止するために、「河川砂防技術基準 計画編」に示されている技術的事項の標準に基づき、土石流対策および流木対策の基本的な考え方と同計画における必要最小限準拠すべき事項を示すものである。本指針は、土石流・流木対策に係わる技術の水準の維持と適正な推進が図られることを目的とする。

（「計画策定指針解説 P. 1」）

3 砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）の内容

本指針は、砂防基本計画（土石流・流木対策）の内、砂防設備による対策計画に関する技術的事項についての標準を示したものである。本指針は、第1節において砂防基本計画（土石流・流木対策）の基本的な考え方を概説し、第2節では土石流・流木対策計画の基本的事項、第3節では土石流・流木処理計画、第4節では土石流・流木対策施設配置計画の基本的事項、第5節では除石計画について示している。また、砂防設備の設計に関する技術的事項は別に定める「土石流・流木対策設計技術指針」により示すものとする。本指針の内容は、技術水準の向上などに応じて随時改定を行うものとする。

（「計画策定指針解説 P. 2」）

4 砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）の適用

本指針は、土石流・流木対策に係わる砂防計画の立案に適用するものであるが、これにより不合理となる場合においては、適用しないことができる。また、所期の目的を十分に達成するより適切な手法が存在する場合はその採用を妨げるものではない。

（「計画策定指針解説 P. 3」）

- ① 土石流・流木対策計画については、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」並びに「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 国土交通省国土技術政策総合研究所」（以下、計画策定指針）と称す）に準じて策定する。
- ② 本要領は、現在制定されている関係法令、基準、指針等の上位基準での諸元について、特に中部地方整備局管内の運用として取りまとめたものである。計画に示している数値は一般的なものを示しているため、使用するにあたっては、各現場状況に応じて適切な数値を選定して行うものとする。
- ③ 本要領を適用するにあたり関係法令、基準、指針等の改訂が行われた場合にはそれらによる。

5 総説

砂防基本計画（土石流・流木対策）は、土石流および土砂とともに流出する流木等による土砂災害から国民の生命、財産、生活環境および自然環境を守り、併せて国土の保全に寄与することを目的として策定するものとする。

策定においては、溪流内の現地調査等により溪流の状況、自然環境や保全対象地域の歴史・文化等の特性および経済性等を総合的に把握するものとする。

（「計画策定指針解説 P. 4」）

砂防基本計画（土石流・流木対策）は、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」に基づいて策定する。また、砂防基本計画（土石流・流木対策）は、土石流危険溪流の土石流や流木の発生履歴を含め、流域の社会環境、自然環境、文化・歴史等の地域特性や経済性等を総合的に評価したものでなければならない。

また、土石流危険溪流以外の土石流が発生および流下する恐れのある流域についても、同指針を準用することができる。ただし、その場合は、現地で想定される現象やその対策の目的が通常の土石流危険溪流の場合と同等と見なせるか否かを見極めた上で、準用することが重要である。

土石流の到達は、そのほとんどが 2° （概ね $1/30$ ）以上の勾配までであるが、到達区間は対象流域の過去の災害実態、溪床堆積土砂の状態、最大粒径等に基づき設定する。

なお、砂防基本計画（土石流・流木対策）は、図 1-5-1 の流れを参考に策定する。

- ① 各溪流における砂防基本計画策定にあたっては、近年実施した航空レーザ測量データや土石流危険溪流調査に基づく最新の溪流の状況、保全対象地域の特性等を総合的に把握するものとする。

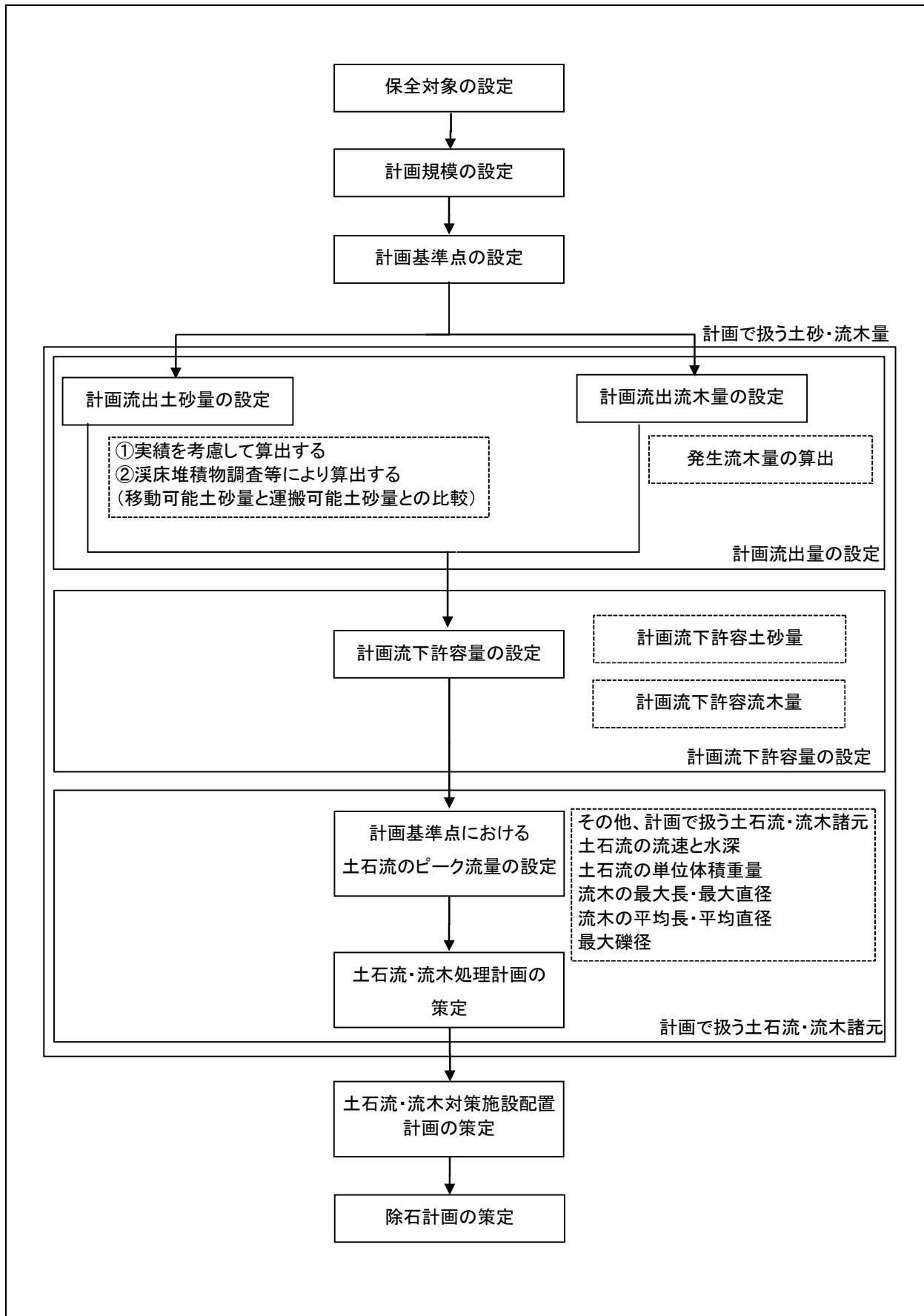


図 1-5-1 土石流・流木対策計画および土石流・流木施設配置計画、除石計画の策定の流れ

第2章 土石流・流木対策計画の基本的事項

1 計画策定の基本方針

土石流・流木対策計画は、土石流および土砂とともに流出する流木等による土砂災害の防止を目的として、土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するよう策定するものとする。

(「計画策定指針解説 P. 6」)

土石流・流木対策は、計画に基づく事業の完了によりその目的は達成される。しかしながら土石流および土砂とともに流出する流木等の破壊力や、流木が河道狭窄部や橋梁等を閉塞することで引き起こす土砂氾濫が与える被害から見て、その発生による人命・人家・公共施設等に対する影響は多大なものである。

したがって、事業の完了までの土石流および土砂とともに流出する流木等から人命・人家・公共施設等を保護するとともに、計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性の高いと判断される土石流（以下、「計画規模の土石流」という）を上回る土砂移動に対処するため、警戒避難体制の整備等のソフト対策を別途講ずる必要がある。

なお、流域において、大規模な崩壊、土石流の発生、地震、火山噴火による斜面の不安定化等の自然的要因又は開発等の人為的要因により大きな変化があった場合、あるいは、森林等の状況が大きく変化した場合には、必要に応じて、計画で扱う土砂・流木量等の見直しを行い、土石流・流木対策計画を改定する。

2 保全対象

土石流危険渓流における保全対象は、土石流危険区域内にある保全人口、保全人家、保全田畑、公共施設等とし、設定に際しては計画基準点からの方向、距離、溪床との比高を考慮して設定する。

(「計画策定指針解説 P. 7」)

保全対象は、「土石流危険渓流および土石流危険区域調査要領（案）」に基づき設定する。

なお、土石流危険渓流以外の土石流が発生および流下する恐れのある渓流において砂防設備を計画する場合は、本設計要領を準用する。

- ①土石流危険渓流および土石流危険区域調査要領（案）に基づき直轄管内で実施した土石流危険渓流に係る調査結果をもとに、保全対象を設定するものとする。なお、土石流危険渓流カルテは、次期総点検までの間は、土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律に基づく土砂災害警戒区域等の指定など、随時最新のデータを追加し、溪床や山腹及び保全対象人家の状況変化を把握するものとする。

3 計画規模

土石流・流木対策計画の計画規模は、流域の特性によって一般に流出土砂量あるいは降雨量の年超過確率で評価するものとする。

なお、本指針は、大規模な山腹崩壊土砂がそのまま土石流となるものや、崩壊または地すべり等により形成された天然ダムの決壊による土石流、および火山噴火に伴って融雪に起因する火山泥流、火口湖の決壊に起因する火山泥流を対象外とする。

(「計画策定指針解説 P. 8」)

原則として経験ならびに理論上、計画規模の年超過確率の降雨量（原則として 24 時間雨量又は日雨量の 100 年超過確率とする）に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流および土砂とともに流出する流木等の流出量等を推定し、算出する。

土石流・流木対策計画では、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等の流出量等は、当該溪流における過去の土石流量等の資料に基づいて定めることができる。

- ①計画規模は降雨量の年超過確率で評価するものとし、原則として 24 時間雨量又は日雨量の 100 年超過確率とする。ただし、狩野川水系直轄砂防事業における計画規模は、既往最大雨量規模を勘案し、24 時間雨量の 150 年超過確率とする。

4 計画基準点等

計画基準点は、計画で扱う土砂・流木量等を決定する地点である。計画基準点は、保全対象の上流に設けることを基本とする。

また、土石流・流木対策施設の設置地点及び、土砂移動の形態が変わる地点や支溪の合流部等において土石流・流木処理計画で、必要な場合は、補助基準点を設けるものとする。なお、土石流区間では、溪流の状況を踏まえ、発生・流下・堆積区間を適切に設定する。

(「計画策定解説 P. 9」)

土石流・流木対策計画では、一般には保全対象の上流の谷の出口、土石流の流下区間の下流端を計画基準点とする。なお、土石流の堆積区間に土石流・流木対策施設を設置する場合は、計画基準点を当該土石流・流木対策施設の下流に設けるものとし、土石流・流木対策施設の設置地点に補助基準点を設けることを基本とする。

土砂移動の形態が変わる地点は、図 2-4-1 を参考とする。

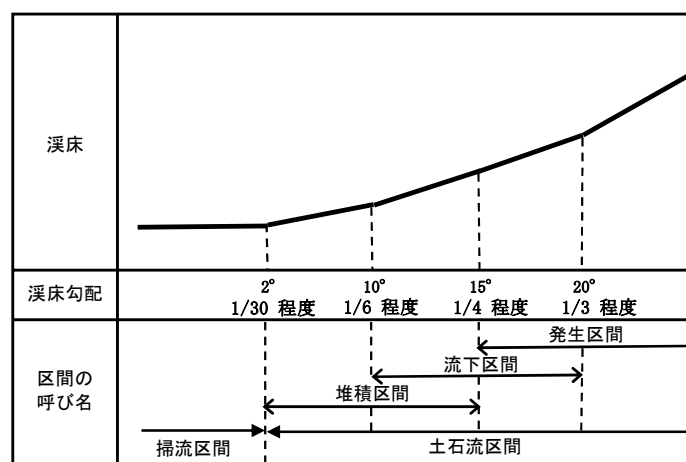


図 2-4-1 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

5 計画で扱う土砂・流木量等

計画で扱う土砂・流木量等は、計画流出量（計画流出土砂量・計画流出流木量）、計画流下許容量（計画流下許容土砂量・計画流下許容流木量）、土石流ピーク流量である。

（「計画策定指針解説 P. 10」）

「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を把握するために、計画基準点において、計画流出量、計画流下許容量、および、土石流ピーク流量を算出する。

計画流出量は、計画流出土砂量と計画流出流木量の和とする。

計画流下許容量は、計画流下許容土砂量と計画流下許容流木量の和とする。

計画で扱う土砂量・流木等の算出方法は、本設計要領に基づくものとする。

また、補助基準点、土石流・流木対策施設を配置する地点等における土砂量・流木等の算出方法も「第2編 第2章 5-1-2 計画流出土砂量の算出方法 5-2-2 計画流出流木量の算出」に基づくものとする。

なお、流木を含むことによる土石流ピーク流量、流速、水深、単位体積重量への影響は考慮しない。

また、河川砂防技術基準計画編基本計画編における用語と砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）における用語の対比表を表 2-5-1 に示す。

表 2-5-1 河川砂防技術基準計画編基本計画編と本指針の用語の対比

砂防基本計画策定指針 （土石流・流木対策編）	河川砂防技術基準 計画編基本計画編
—*	計画生産土砂量
計画流出土砂量	計画流出土砂量
計画流下許容土砂量	計画許容流出土砂量
計画流下許容流木量	—
計画土石流発生（流出）抑制量	計画生産抑制土砂量
計画流木発生抑制量	—
計画堆積土砂量	計画流出抑制土砂量
計画堆積流木量	—
—	計画流出調節土砂量
計画捕捉土砂量	—
計画捕捉流木量	—
計画流出流木量	計画基準点等に流出する流木量

※流出土砂量に含まれる

5-1 計画流出土砂量

5-1-1 計画流出土砂量

計画流出土砂量は、「計画規模の土石流」により、計画基準点まで流出する土砂量である。算出に際しては、土石流・流木対策施設が無い状態を想定する。

(「計画策定指針解説 P. 11」)

計画流出土砂量は、「第2編 第2章 5-1-2 計画流出土砂量の算出方法」で示した方法に基づき算出する。

その際、(式 2.5.2)、(式 2.5.4)における L_{dy11} および L_{dy12} は、計画基準点から上流域での、それぞれ該当する溪流もしくは流路の長さとする。

溪流の定義および1次谷の判定方法は、「土石流危険溪流および土石流危険区域調査要領(案)」に従うものとする。

計画基準点において算出した計画流出土砂量が $1,000\text{m}^3$ 以下の場合、計画流出土砂量を $1,000\text{m}^3$ とする。ただし、補助基準点において算出した流出土砂量には適用しない。

土石流ピーク流量を算出する際に用いる、1波の土石流により流出すると想定される土砂量の取扱いは、「第2編 第2章 5-4-1 土石流ピーク流量の算出方法(3-3)」に示すとおりとする。

火山山麓で特に火山が活動中の場合には、計画流出土砂量の見直しをその活動状況、流域の変化状況に応じて行う必要がある。

～～(参考) 小規模溪流における計画流出土砂量の取扱い～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～
小規模溪流において、簡易貫入試験を用いて移動可能土砂の厚さを計測する等の詳細な調査を行うことで、崩壊可能土砂量を含めた移動可能土砂量を精度良く把握できる場合もある。
その場合に限り、計画流出土砂量が $1,000\text{m}^3$ 以下であっても調査に基づく土砂量を採用することができる。なお、小規模溪流は以下の条件全てを満たすものをいう。

- ・流路が不明瞭で常時流水がなく、平常時の土砂移動が想定されない溪流
- ・基準点上流の溪床勾配が 10° 程度以上で流域全体が土石流発生・流下区間

- ①計画流出土砂量の算出にあたっては、「第1編 7 設計一般, 7-4 数値基準」に準じ「 10m^3 」単位で切り上げとする。
- ②流出土砂量の実績値がある場合においては、実績値を考慮して算出する。
- ③大規模な山腹崩壊土砂がそのまま土石流となるものや、崩壊または地すべり等により形成された天然ダムの決壊による土石流、および火山噴火に伴って融雪に起因する火山泥流、火口湖の決壊に起因する火山泥流等の発生が予想される場合には、別の方法で計画流出土砂量を決定する。
- ④小規模溪流における定義、計画流出土砂量等については、「第2編 第6章 小規模溪流における砂防基本計画(土石流・流木対策)」に準じる。

5-1-2 計画流出土砂量の算出方法

計画流出土砂量は、現地調査を行った上で、地形図、過去の土石流の記録等より総合的に決定する。原則として、流出土砂量は、流域内の移動可能土砂量と、「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量を比較して小さい方の値とする。

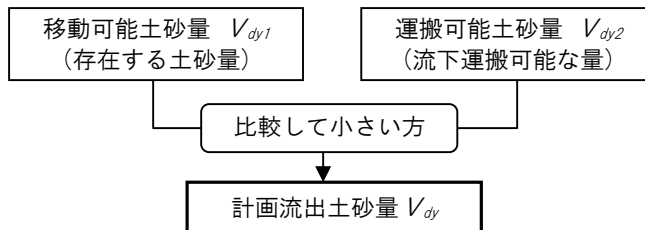
より詳細な崩壊地調査、生産土砂量調査および実績による流出土砂量調査が水系全体（土石流危険溪流を含む）で実施されている場合は、これらに基づき流出土砂量を決定してよい。

（「計画策定指針解説 P. 14～19」）

計画流出土砂量は水源崩壊地調査、溪流調査等の結果に基づき算出する。

ただし、流出土砂量の実績値がある場合においては、実績値を考慮して算出する。

計画流出土砂量は、以下のように、流域内の移動可能土砂量と、「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量を比較して小さい方の値となる。これは、土砂は流水とともに流れるものであり、存在する土砂量(移動可能土砂量)が多くと、それを流しうる水量（計画規模の土石流）が無ければ、その全てが流下しないと考えれば理解しやすい。



(1) 流域内の移動可能土砂量 (V_{dy1})

$$V_{dy1} = V_{dy11} + V_{dy12} \quad \text{----- (式 2.5.1)}$$

$$V_{dy11} = A_{dy11} \times L_{dy11} \quad \text{----- (式 2.5.2)}$$

$$A_{dy11} = B_d \times D_e \quad \text{----- (式 2.5.3)}$$

ここで V_{dy1} : 流域内の移動可能土砂量 (m^3)

V_{dy11} : 流出土砂量を算出しようとしている地点、計画基準点あるいは補助基準点から 1 次谷の最上流端までの区間の移動可能溪床堆積土砂量 (m^3)

V_{dy12} : 崩壊可能土砂量 (m^3)

A_{dy11} : 移動可能溪床堆積土砂の平均断面積 (m^2)

L_{dy11} : 流出土砂量を算出しようとしている地点、計画基準点あるいは補助基準点から 1 次谷の最上流端まで溪流に沿って測った距離 (m)

B_d : 土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅 (m)

D_e : 土石流発生時に侵食が予想される溪床堆積土砂の平均深さ (m)

移動可能溪床堆積土砂量を算出する際の B_d 、 D_e は現地調査および近傍溪流における土石流時の洗掘状況などを参考に推定する。 B_d 、 D_e を現地調査により推定する場合は図 2-5-2(1) に示すように溪流断面における溪岸斜面の角度の変化、土石流堆積物上に成育する先駆樹種と山腹地山斜面に成育する樹種の相違等を参考に山腹と溪床堆積土砂を区分して行う。

D_e の推定は図 2-5-2(1) における断面形状だけでなく、上下流における溪床の露岩調査を行い、縦断的な基岩の連続性を考慮して行う。

D_e の参考として、過去の土石流災害における事例を図 2-5-2(2) に示す。

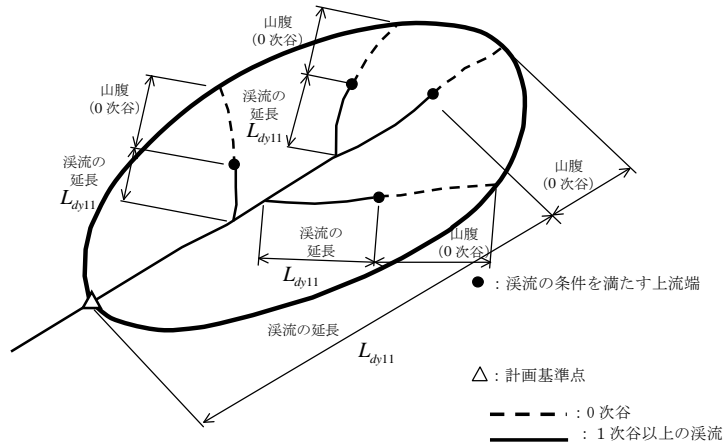


図 2-5-1 L_{dy11} のイメージ図

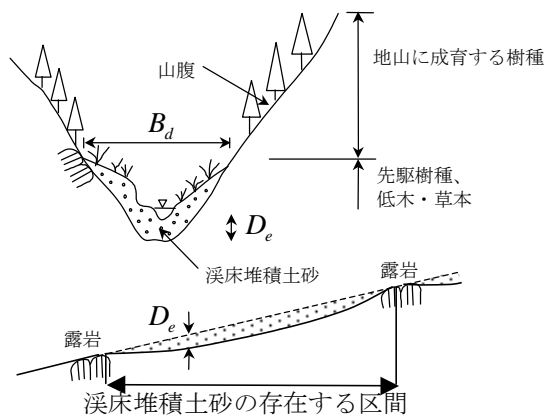


図 2-5-2(1) 侵食幅、侵食深の調査方法

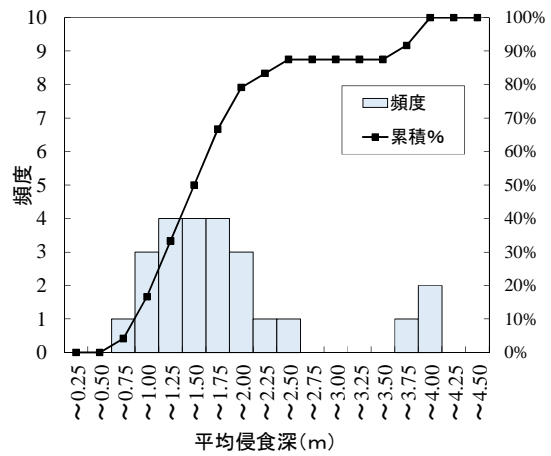


図 2-5-2(2) 平均侵食深の分布

(参考) 平均侵食深の調査の一例 (図 2-5-2(1)、(2)の詳細例)

地域	No.	発生年	月	都道府県	市町村	溪流名	集水面積 (km ²)	平均勾配 (°)	侵食幅		侵食深		土石流発生時の雨量	
									平均値 (m)	標準偏差 (m)	平均値 (m)	標準偏差 (m)	24時間雨量 (mm)	1時間雨量 (mm)
魚野川	1	2011	7	新潟県	南魚沼市	姥沢川 (登川支溪)	4.78	19.8	31.8	20.1	2.2	1.7	328.0	62.0
	2	2011	7	新潟県	南魚沼市	二子沢川 (登川支溪)	0.78	27.0	27.6	13.0	3.9	2.4	328.0	62.0
	3	2011	7	新潟県	南魚沼市	柄沢川 (登川支溪)	1.60	22.4	10.0	5.9	1.1	0.7	328.0	62.0
	4	2011	7	新潟県	南魚沼市	高棚川	0.82	23.6	15.9	7.0	3.7	2.2	321.2	58.3
	5	2011	7	新潟県	南魚沼市	土沢	0.69	18.4	24.9	13.6	1.3	0.6	307.0	58.0
藤原岳	6	2012	9	三重県	いなべ市	西之貝戸川	0.21	34.6	13.8	7.3	1.6	2.0	435.0	70.0
	7	2012	9	三重県	いなべ市	小滝川	1.39	25.3	22.6	5.8	3.9	2.0	435.0	70.0
阿蘇	8	2012	7	熊本県	阿蘇市	大門川	0.33	13.4	14.5	7.1	1.2	0.7	517.0	124.0
	9	2012	7	熊本県	阿蘇市	坂梨地区	0.09	19.3	42.2	19.3	1.6	1.3	517.0	124.0
	10	2012	7	熊本県	阿蘇市	塩井川 2	0.48	14.5	13.7	6.6	1.7	1.3	517.0	124.0
	11	2012	7	熊本県	阿蘇市	新所川 3	0.07	28.2	16.9	6.9	1.0	0.6	417.0	83.0
	12	2012	7	熊本県	阿蘇市	土井川	0.28	19.5	21.2	9.9	2.4	1.1	517.0	124.0
防府	13	2011	7	山口県	防府市	阿部谷川	0.53	15.0	16.0	5.7	1.9	0.9	266.0	60.0
	14	2011	7	山口県	防府市	八幡谷溪流	1.05	14.2	9.0	4.1	0.8	0.5	266.0	60.0
	15	2011	7	山口県	防府市	松ヶ谷川	2.13	7.1	12.4	5.8	0.7	0.4	266.0	60.0
	16	2011	7	山口県	防府市	神里川	0.03	20.5	25.1	7.6	1.6	0.5	256.0	56.0
	17	2011	7	山口県	防府市	上田南川	1.10	12.2	15.9	8.0	1.1	0.6	266.0	60.0
	18	2014	7	長野県	南木曾町	梨子沢	2.27	18.4	25.6	11.6	1.8	1.2	143.0	76.0
八木・緑井	19	2014	8	秋田県	仙北市	供養佛沢	0.03	16.5	41.7	10.3	1.3	0.9	189.0	58.0
	20	2014	8	広島県	広島市	I-1-9-299a	0.34	15.2	15.9	7.1	1.0	0.5	247.0	87.0
	21	2014	8	広島県	広島市	I-1-9-303	0.22	18.9	18.1	6.1	1.3	0.7	247.0	87.0
	22	2014	8	広島県	広島市	I-1-9-306	0.19	24.3	18.2	6.9	1.9	1.3	247.0	87.0
	23	2014	8	広島県	広島市	I-1-9-1006	0.03	18.8	18.9	5.4	1.3	0.5	247.0	87.0
	24	2014	8	広島県	広島市	I-1-9-1010隣1	0.04	26.1	12.9	10.0	0.8	0.6	290.0	115.0

崩壊可能土砂量 (V_{dy12}) の算出については、以下のいずれかの方法で算出するが、(1-1)に基づくことを基本とする。

なお、(1-1) による推定が困難な場合には、(1-2) の算出方法による。

(1-1) 崩壊可能土砂量 (V_{dy12}) を的確に推定できる場合

式(2.5.1)の V_{dy12} は、0次谷（常時表流水の無い谷）および溪流山腹の予想崩壊土砂量 (m^3) である。

0次谷とは、1/25,000 地形図あるいは大縮尺の地形図や航空レーザ測量結果を使用して等高線の凹み具合を眺めて、凹んでいる等高線群の間口よりも奥行が小なる地形とする。

崩壊可能土砂量の算出においては、地形・地質の特性および既存崩壊の分布、現地調査等を参考に、具体的な発生位置、面積、崩壊深を推定する。

崩壊可能土砂量の算出に関する現地調査として、現地踏査、簡易貫入試験を実施した事例がある。そのほかの現地調査手法としては、ボーリング調査等がある。

なお、崩壊土砂のかさ増は、原則として行わない。

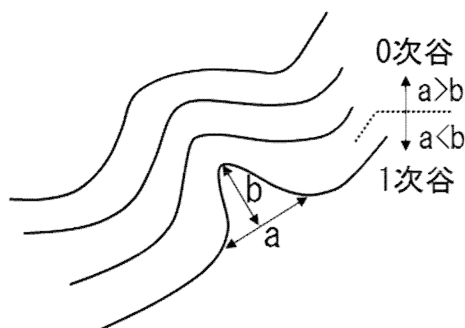


図 2-5-3 0次谷の地形

① 崩壊可能土砂量の算出には、以下のような各水系における既存崩壊実績の特性、降雨特性を考慮して、具体的な崩壊面積、崩壊深等を推定する。

- ・水系における既往最大の災害記録など、既存の砂防基本計画（水系砂防編）等の策定において用いた崩壊実績調査記録
- ・近年の中小出水時における水系内の崩壊実績調査記録

(1-2) 崩壊可能土砂量 (V_{dy12}) を的確に推定することが困難な場合

0次谷の崩壊を含めた次式で、崩壊可能土砂量を推定する。

$$V_{dy12} \cong \Sigma (A_{dy12} \times L_{dy12}) \text{ ----- (式 2.5.4)}$$

$$A_{dy12} = B_d \times D_e \text{ ----- (式 2.5.5)}$$

ここで、 A_{dy12} ：0次谷における移動可能溪床堆積土砂量の平均断面積 (m^2)

L_{dy12} ：流出土砂量を算出しようとする地点より上流域の1次谷の最上端から流域の最遠点である分水嶺（流域界）までの流路谷筋に沿って計った距離 (m) で支渓がある場合はその長さも加える。

土石流発生直後など現存する移動可能土砂量が少ない場合でも、山腹や溪岸の土砂生産が激しく、近い将来に移動可能土砂量が増加すると予想される場合には、これを推定して加える。

なお、流域最遠点とは流域界を指す。

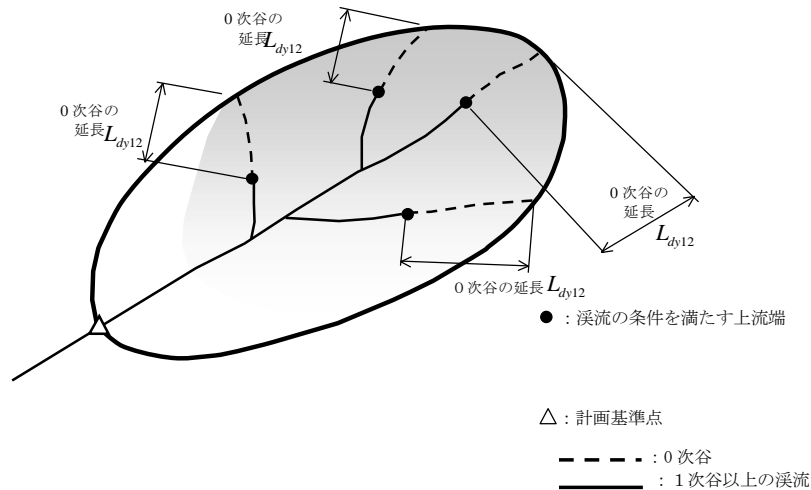


図 2-5-4 $L_{dy/2}$ のイメージ図

(1-3) 実測値に関するデータ収集のための調査

流出土砂量を実績値を考慮して算出するために、土石流発生時に流下状況について、調査する必要がある。土石流による流出土砂量に関する調査においては、現地調査に加えて、航空レーザ測量、無人航空機（ドローン等）による調査を用いる場合もある。特に、土石流発生前後の航空レーザ測量結果が得られる場合は、前後の調査結果の比較によって、流出土砂量を求める手法等もある。

(2) 「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量 (V_{dy2})

「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量は、計画規模の年超過確率の降雨量 ($P_p(\text{mm})$) に流域面積 ($A(\text{km}^2)$) を掛けて総水量を求め、これに流動中の土石流濃度 (C_d) を乗じて算定する。その際、流出補正率 (K_{f2}) を考慮する。

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \cdot P_p \cdot A}{1 - K_v} \left[\frac{C_d}{1 - C_d} \right] K_{f2} \quad \text{----- (式 2.5.6)}$$

C_d の算出方法は「第 2 編 第 2 章 5-4-1 土石流ピーク流量の算出方法, (1-2) 土砂濃度」を参照する。なお、式(2.5.6)は、 $10^\circ \sim 20^\circ$ に対する高橋の式であるが、それよりも緩勾配の範囲についても準用する。

P_p は地域の降雨特性、災害特性を検討し決定する。なお、一般には、24 時間雨量を用いる。

K_v は空ゲキ率で 0.4 程度とする。

K_{f2} は流出補正率で図 2-5-5 によって流域面積に対して与える。なお、 K_{f2} は流域面積によって異なるが、上限を 0.5、下限を 0.1 とすることを基本とする。

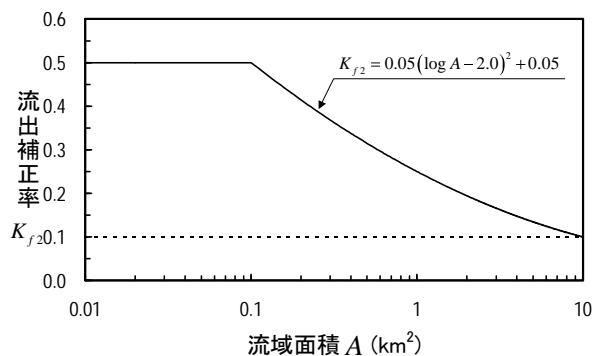


図 2-5-5 流出補正率

(3) 流出土砂量の最小値

- ①崩壊地調査、土石流危険渓流調査、地形図、過去の土石流災害痕跡調査等より算出した計画流出土砂量が $1,000\text{m}^3$ 以下の場合には、計画流出土砂量を $1,000\text{m}^3$ とする。
- ②ただし、小規模渓流において、簡易貫入試験を用いて移動可能土砂の厚さを計測する等の詳細な調査を行う等の場合に限り、計画流出土砂量が $1,000\text{m}^3$ 以下であっても調査に基づく土砂量を採用することができる。（「第2編 第6章小規模渓流における砂防基本計画(土石流・流木対策)」参照）
- ③流出土砂量の実績値がある場合においては、実績値を考慮して算出する。

(4) 補助基準点における流出土砂量

- ①補助基準点にて流出土砂量を算出する場合は、上記最小値を適用しない。（算出された流出土砂量が $1,000\text{m}^3$ 以下である場合、そのままの値を用いる。）
- ②補助基準点における計画流出土砂量は、計画基準点と同様に、移動可能土砂量と「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量(運搬可能土砂量)を比較して小さい方の値として算出する。
- ③しかし、下流の計画基準点との位置関係（流域面積の差）、現況溪床勾配等の違い等により、補助基準点での流出土砂量が計画基準点の計画流出土砂量を上回る場合もある（それぞれの地点で、移動可能土砂量と運搬可能土砂量との比較において異なる分類の土砂量で設定される等）。この場合は、補助基準点での計画流出土砂量は、計画基準点での計画流出土砂量の値を溪流延長もしくは流域面積比で按分換算して設定するものとする。

- ・計画基準点での流出土砂量が移動可能土砂量で設定される場合
→ 補助基準点上流の移動可能土砂量を計画流出土砂量とする。
- ・計画基準点での流出土砂量が運搬可能土砂量で設定される場合
→ 計画基準点と補助基準点での流域面積比により算出し計画流出土砂量とする。

5-2 計画流出流木量

5-2-1 計画流出流木量

計画流出流木量は、「計画規模の土石流」に含まれて、計画基準点まで流出する流木量である。算出に際しては、土石流・流木対策施設が無い状態を想定する。

(「計画策定指針解説 P. 12」)

計画流出流木量は、「第2編 第2章 5-2-2 計画流出流木量の算出」で示した方法に基づき算出する。

その際、(式 2.5.7) の L_{dy13} 、 B_d は、計画流出土砂量の算出時において求めた値((式 2.5.4), (式 2.5.5)と同じとする。

5-2-2 計画流出流木量の算出

計画流出流木量は、推定された発生流木量に流木流出率を掛け合わせて算出する。

(「計画策定指針解説 P. 20」)

計画流出流木率（発生した流木の谷の出口への流出率）は、土石流・流木対策施設が無い場合 0.8～0.9 程度であったとの報告がある。流出流木量は実立積で表現するものとし、流域に土石流・流木対策施設が無い状態を想定して算出する。

流出流木量を把握するために、流域現況調査、発生原因調査、発生場所・量、流木の長さ・直径等の調査、流出流木調査および流木による被害の推定調査を行う。

調査は、まず対象流域の流域現況調査を行い林相等の状況を把握する。次に、流域現況調査の結果を総合的に判断して、流木の発生原因を推定する。さらに、流木の発生量、発生場所等を推定するための調査および流下、堆積する流木の量、長さ、直径の推定調査を行う。

これらの結果から流木による被害の推定を行い、対象とする流木の量、長さ、直径等を決定する。

(1) 流域現況調査

流出流木量を算出しようとする地点より上流域における立木、植生及び倒木（伐木、用材を除く）を調査する。

具体には、既往文献による植生図、林層区分図、森林計画図等の文献や空中写真等のほか、現地踏査により流域内の立木、植生、倒木を調査する。

(2) 発生原因調査

流域現況調査結果を総合的に判断して、流木の発生原因を推定する。

流木の発生原因を推定することは、流木の発生場所、流木の量、長さ、直径および流木による被害等を推定する上で重要である。地形が急峻で脆弱な場合には、豪雨時に土石流や斜面崩壊が起こり易く、それに伴って地表を覆う樹木が溪流や河道に流入して流木となる。また、過去の流木災害の事例から流木の発生原因を推定することも有効な方法である。流木の発生原因を表 2-5-2 に示す。

表 2-5-2 流木の発生原因

流木の起源	流木の発生原因
立木の流出	①斜面崩壊の発生に伴う立木の滑落 ②土石流等の発生源での立木滑落・流下 ③土石流の流下に伴う溪岸・溪床の侵食による立木の流出
過去の発生した倒木等の流出	④病虫害や台風等により発生した倒木等の土石流等による流出 ⑤過去に流出して河床上に堆積したり河床堆積物中に埋没していた流木の土石流等による再移動
	⑥雪崩の発生・流下に伴う倒木の発生とその後の土石流等による下流への流出

(3) 流木の発生場所、発生量、長さ、直径等の調査

山腹斜面の現地踏査や、空中写真判読および過去の災害実態等をもとに、流木の発生原因を考慮して、流木の発生場所、発生量、長さ、直径等を調査する。

ただし、倒木、伐木、溪床に堆積している流木で、伐木、用材の流出等人為の加わったものは発生流木量には含めないものとする。

(3-1) 発生原因、場所

現地踏査や空中写真判読、また過去の災害実態を把握して、流木の発生原因、発生場所を推定する。

(3-2) 現況調査法による発生流木量の算出

推定された流木の発生原因・場所を基に流木の長さ、直径を調査し、発生流木量を算出する。

原則として流木の発生が予想される箇所が存在する樹木、流木等の量、長さ、直径を直接的に調査する方法（以下、「現況調査法」と呼ぶ。）を用いる。

この方法は、発生流木の対象となる範囲の樹木や流木の全てを調査する方法（以下、「全数調査法」と呼ぶ。）とそれらの代表箇所のいくつかをサンプル調査する方法（以下、「サンプリング調査法」と呼ぶ。）に分かれる。実際には、全数調査法では調査範囲が広範囲にわたる場合が多いため、現況調査法のうちのサンプリング調査法を用いる。

現況調査法では、崩壊および土石流にともない流木が発生する場所を推定する必要がある。土石流の発生、流下する範囲を推定する方法は原則として「第2編 第2章 5-1-2 計画流出土砂量の算出方法」を用いる。

この方法により降雨時に発生・流下する崩壊、土石流の範囲が推定されれば次に、崩壊や土石流の発生、流下範囲に存在する立木、倒木および過去に発生して溪床等に堆積している流木等の量（本数、立積）や長さ、直径を調査することにより発生流木量、その長さおよび直径を推定することができる。調査方法としては現地踏査による方法と空中写真判読による方法があり、一般には両者を併用する。

まず、地形図と空中写真を用いて予想される崩壊、土石流の発生区間・流下区間内の樹木の密度（概算）、樹高、樹種等を判読し、この結果をもとに崩壊、土石流の発生・流下範囲を同一の植生、林相となるようにいくつかの地域に区分する。

次に、それらの地域毎に現地踏査によるサンプリング調査（10m×10mの範囲）を行い、各地域の樹木の本数、樹種、樹高、胸高直径等を調査する方法が用いられる。この時、現地踏査では、以下の項目について調査を行う。

- 1) 密度あるいは本数：樹木、伐木、倒木、流木等の 100m² あたりの本数
- 2) 直径：樹木の胸高直径、伐木、倒木、流木の平均直径
- 3) 長さ：樹木の長さあるいは伐木、倒木、流木の長さ

発生流木量は下記の手順、式を用いて算出することができる。

崩壊および土石流の発生区間・流下区間が複数の林相からなる場合は、林相ごとに発生流木量(V_{mj})を求め合計する。式中の0次谷、崩壊地の幅および長さは「第2編 第2章 5-1-2 計画流出土砂量の算出方法」に準拠する。

$$V_{wy} = \frac{B_d \times L_{dy13}}{100} \times \Sigma V_{wy2} \quad \text{----(式 2.5.7)}$$

$$V_{wy2} = \pi \cdot H_w \cdot R_w^2 \cdot \frac{K_d}{4} \quad \text{----(式 2.5.8)}$$

ここで、 V_{wy} ：発生流木量(m^3)

B_d ：侵食が予想される平均溪床幅(m)

L_{dy13} ：発生流木量を算出する地点から流域最遠点である分水嶺までの流路に沿って測った距離(m)

V_{wy2} ：単木材積(m^3)

ΣV_{wy2} ：サンプリング調査 $100m^2$ 当たりの樹木材積($m^3/100m^2$)

H_w ：樹高(m)

R_w ：胸高直径(m)

K_d ：胸高係数(図 2-5-7 参照)

近年に航空レーザ計測データが取得された流域を対象とする場合は、同データを活用して、発生流木量の算出に必要な樹木の高さや本数(密度)などを求めることができる。

例えば、調査範囲が広範囲にわたる場合に、LPデータを活用して林相区分や発生流木量が算出された事例がある。

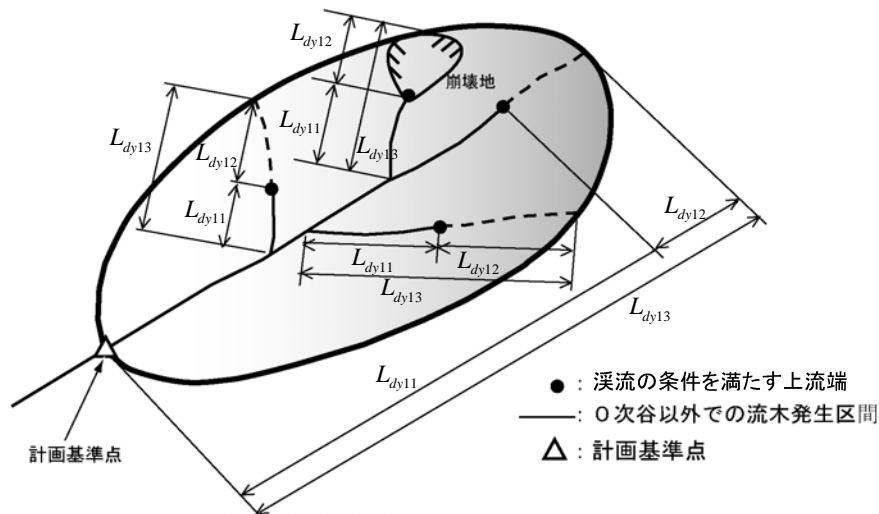
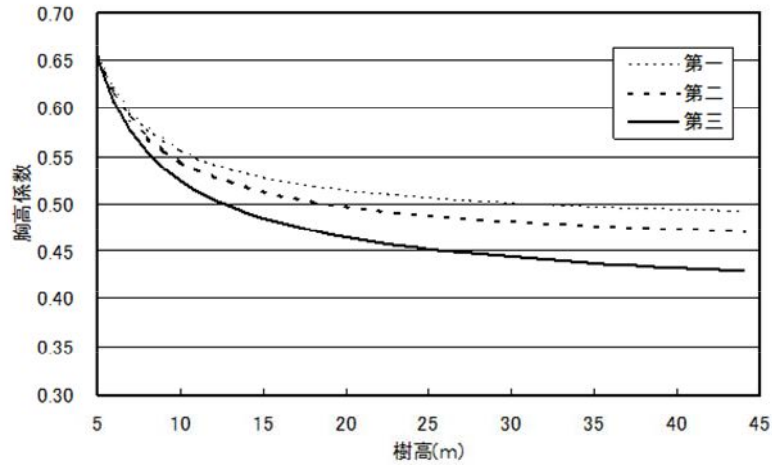


図 2-5-6 流木発生区間長さ(m)： L_{dy13}



(備考) 第一 エゾマツ、トドマツ
 第二 ヒノキ、サワラ、アスナロ、コウヤマキ
 第三 スギ、マツ、モミ、ツガその他の針葉樹および広葉樹

樹高 (m)	第一	第二	第三	樹高 (m)	第一	第二	第三
5	0.6550	0.6529	0.6517	25	0.5066	0.4874	0.4524
6	0.6191	0.6138	0.6064	26	0.5054	0.4859	0.4505
7	0.5954	0.5878	0.5759	27	0.5043	0.4846	0.4487
8	0.5786	0.5692	0.5538	28	0.5032	0.4833	0.4470
9	0.5660	0.5552	0.5371	29	0.5023	0.4822	0.4454
10	0.5562	0.5442	0.5238	30	0.5014	0.4811	0.4440
11	0.5483	0.5354	0.5131	31	0.5005	0.4801	0.4426
12	0.5421	0.5282	0.5042	32	0.4997	0.4791	0.4413
13	0.5365	0.5221	0.4966	33	0.4990	0.4782	0.4401
14	0.5320	0.5169	0.4902	34	0.4983	0.4773	0.4389
15	0.5281	0.5124	0.4846	35	0.4976	0.4765	0.4378
16	0.5247	0.5085	0.4796	36	0.4970	0.4758	0.4367
17	0.5217	0.5050	0.4753	37	0.4964	0.4750	0.4357
18	0.5191	0.5020	0.4714	38	0.4958	0.4743	0.4348
19	0.5167	0.4992	0.4679	39	0.4953	0.4737	0.4339
20	0.5146	0.4968	0.4647	40	0.4948	0.4731	0.4330
21	0.5127	0.4945	0.4618	41	0.4943	0.4725	0.4321
22	0.5110	0.4925	0.4591	42	0.4938	0.4719	0.4314
23	0.5094	0.4907	0.4567	43	0.4934	0.4714	0.4306
24	0.5080	0.4890	0.4545	44	0.4930	0.4708	0.4299

(備考) 第一 エゾマツ、トドマツ
 第二 ヒノキ、サワラ、アスナロ、コウヤマキ
 第三 スギ、マツ、モミ、ツガその他の針葉樹および広葉樹

・ 樹種別係数 a	---	第一種 : 0.9、第二種 : 0.8、第三種 : 0.625
・ 樹高	h	
・ 胸高係数	$b = a / (1 + a) \times (h / 1.2)^a / ((h / 1.2)^a - 1)$	

図 2-5-7 胸高係数

(出典 : 「嶺 一三(1958) 測樹 (朝倉書店) p 146 より図化」)

(3-3) 実績値に基づく発生流木量の算出

近傍に流木発生事例があり、これらの発生流木量に関するデータがある場合は、これから単位流域面積あたりの発生流木量 (V_{wy} (m^3/km^2)) を求め、下記の式で求めることができる。

$$V_{wy} = V_{wy1} \times A \text{ ----- (式 2.5.9)}$$

ここで、 A : 流域面積 (km^2) (溪床勾配が 5° 以上の部分の流域面積)

V_{wy} の値は図 2-5-8 より、針葉樹なら概ね $1,000 m^3/km^2$ 程度、広葉樹なら概ね $100 m^3/km^2$ 程度で包含できる。

参考として、過去に土石流とともに発生した流木の実態調査結果を図 2-5-8 に示す。

図は過去の災害実態調査結果をもとに、溪流の流域面積と針葉・広葉樹林別の流木発生量の関係を示したものである。

なお、実績値に基づく方法は、流域の大部分が針葉樹、広葉樹等の森林により覆われているといった条件の溪流に適用できる。

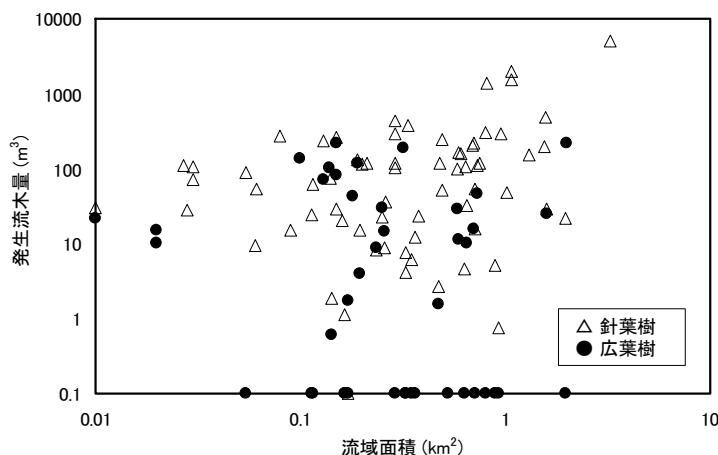


図 2-5-8 流域面積と発生流木量

(4) 流木流出率

流出率設定にあたって、参考となる実績(近傍流域含む)が無い場合には、流出率は 0.9 とする。ただし富士山火山砂防地域については、既往流出実績を基に流出率 0.8 とする。

(5) サンプル調査の方法(参考)

- ① サンプル調査地点の選定は、現存植生図や空中写真を用いて流域を同一植生で区分し、更に同一植生であっても現地調査より樹高、材齢、密度等が異なる区域が確認された場合には、流域を細分化し、少なくとも各区域内で1箇所以上のサンプル調査地点を設けることが望ましい。
- ② 0次谷等の崩壊想定箇所では、土砂の流出が想定される凹斜面部を含めた範囲で、樹種、材齢などが代表できる箇所をサンプル調査範囲とする。
- ③ 明瞭な流路が存在し、明らかに溪床部に現存の立木がない場合は、溪床内を含めず、侵食が想定される範囲の近傍斜面で立木を代表できる範囲とする。

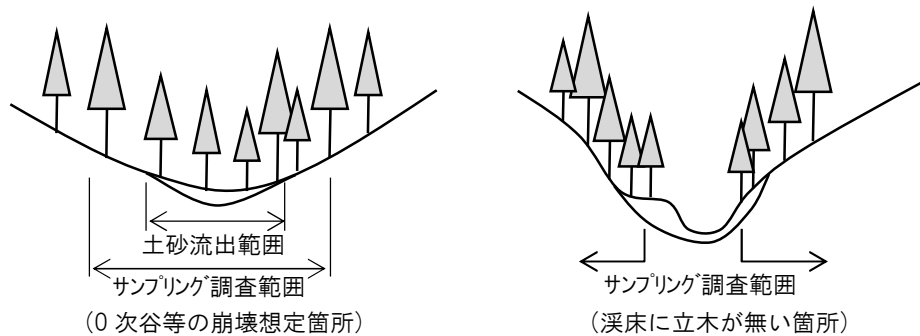


図 2-5-9 サンプル調査範囲(イメージ)

(6) 倒木調査の方法(参考)

- ① 比較的倒木が少ない場合は、全ての倒木の直径、長さを調査する。(全数調査)
- ② 倒木の分布状況が概ね一定と捉えることができる区間ではサンプル調査法を適用してもよい。サンプル区間長 L' での調査より算定された発生流木量を、倒木の分布がほぼ一樣と考えられる区間 L に展開して流木発生量を算出する。

5-3 計画許容流下量

5-3-1 計画流下許容土砂量

計画流下許容土砂量は、計画基準点より下流において災害を発生することなく流れる土砂量である。

(「計画策定指針解説 P. 13」)

計画流下許容土砂量は、原則として 0 とする。

ただし、下流において災害を発生させない土砂量で、土石流導流工により流下させることができる場合は、この土砂量を計画流下許容土砂量とすることができる。

5-3-2 計画流下許容流木量

計画流下許容流木量は計画基準点より下流で災害を引き起こさない流木量である。

(「計画策定指針解説 P. 13」)

計画流下許容流木量は、原則として 0 とする。

5-4 計画基準点における土石流ピーク流量

土石流ピーク流量は、「計画規模の土石流」が計画基準点を通過する際の流量の最大値とする。算出に際しては、土石流・流木対策施設が無い状態を想定する。

(「計画策定指針解説 P. 13」)

土石流ピーク流量は「第2編 第2章 5-4-1 土石流ピーク流量の算出方法」に基づき算出する。

5-4-1 土石流ピーク流量の算出方法

土石流ピーク流量は、流出土砂量に基づいて求めることを基本とする。ただし、同一流域において、実測値がある場合で別の方法を用いて土石流ピーク流量を推定できる場合は、その値を用いてよい。

(「計画策定指針解説 P. 25」)

(1) 流出土砂量に基づく土石流ピーク流量の設定

(1-1) 土石流ピーク流量

焼岳、桜島等で発生した土石流ピーク流量観測データに基づく土石流総流量とピーク流量の関係は図 2-5-10 に示すとおりである。平均的なピーク流量と土石流総流量の関係は式(2.5.10)で表される。

$$Q_{sp} = 0.01 \Sigma Q \quad \text{----- (式 2.5.10)}$$

$$\Sigma Q = \frac{C_* \cdot V_{dap}}{C_d} \quad \text{----- (式 2.5.11)}$$

ここで、 Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m^3/s)

ΣQ : 土石流総流量 (m^3)

V_{dap} : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量(空隙込み) (m^3) (下限値 1,000 m^3)

C_d : 土石流濃度

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6 程度)

V_{dap} は 1,000 m^3 を下限値とする。これは、「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-1 計画流出土砂量」の「(参考) 小規模溪流における計画流出土砂量の取扱い～」を適用する場合を除き、全ての土石流・流木対策施設の設計について適用する。

(1-2) 土砂濃度

土石流濃度は下記の平衡濃度式で求める。

$$C_d = \frac{\rho \cdot \tan \theta}{(\sigma - \rho) \cdot (\tan \phi - \tan \theta)} \quad \text{----- (式 2.5.12)}$$

ここで、 σ : 礫の密度 (2,600 kg/m^3 程度)

ρ : 水の密度 (1,200 kg/m^3 程度)

ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 ($^\circ$) (30 $^\circ$ ~ 40 $^\circ$ 程度、一般に 35 $^\circ$)

θ : 溪床勾配 ($^\circ$)

土石流ピーク流量を算出する際の溪床勾配は、1波の土石流により流出すると想定される土砂量を算出しようとしている地点の現溪床勾配とし、流下区間の下流端となると考えられる地点の勾配 (10 $^\circ$) 以上とする。

なお、現溪床勾配は、計画地点から概ね上流 200m 間の平均溪床勾配とすることを基本とし、計画施設設計前の地形より算出する。計画地点から上流の 200m 区間が溪床勾配を代表していないと考えられる場合は、当該溪流の状況に応じて区間を設定する。

計算値(C_d)が $0.9C_*$ よりも大きくなる場合は、 $C_d=0.9C_*$ とし、計算値(C_d)が 0.3 よりも小さくなる場合は $C_d=0.30$ とする。

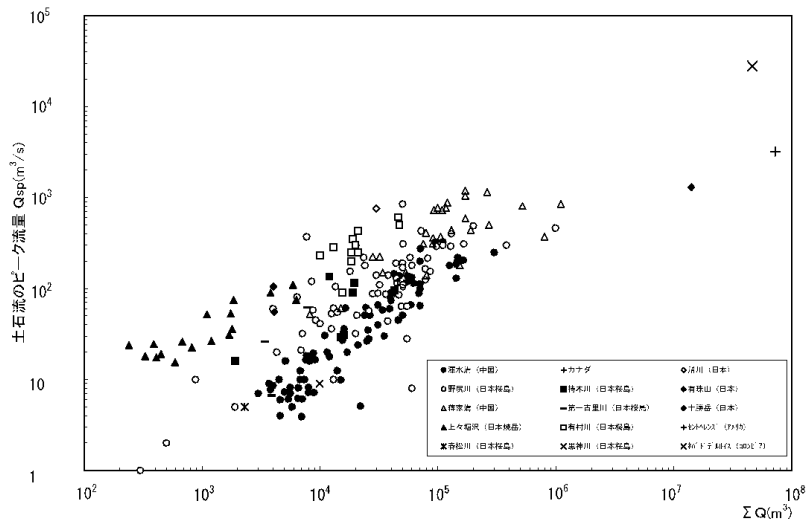


図 2-5-10 ピーク流量の相関

(3-3) 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量 V_{dap} (空隙込み)

これまでの災害実態調査から、全支溪から同時に土砂が流出する例は少なく、そのため土石流ピーク流量の最大値は1洪水期間に複数発生する土石流のうち、最大となる土砂量に対応したものとなる。

流出土砂量に基づく土石流ピーク流量を求める際の1波の土石流により流出すると想定される土砂量(V_{dap})は、施設の計画地点または土石流流下区間の下流端と考えられる地点より上流の範囲において、土石流・流木対策施設のない状態を想定して、溪流長、侵食可能断面積を総合的に判断して最も土砂量の多くなる「想定土石流流出区間」を設定し、この区間内における移動可能土砂量と運搬可能土砂量のうち、比較して小さい方の値とすることを基本とする。

なお、 V_{dap} を算出する土石流流出区間の下流端となる地点と、計画流出土砂量を算出する区間の下流端となる地点は異なる。

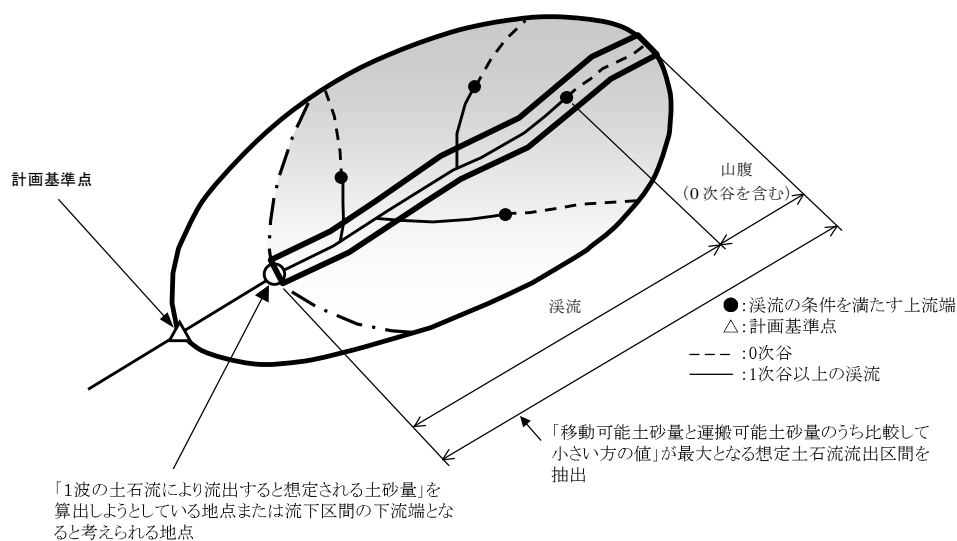


図 2-5-11 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量の算出のイメージ図

(3-4) 実測値に関するデータ収集のための調査

土石流ピーク流量を実績値を考慮して算出するために、土石流ピーク流量の実態について、調査する必要がある。実測により土石流のピーク流量を求める方法には、以下のような方法がある。

1) 流下痕跡からの推定

土石流の流下痕跡と流下断面が明らか場合は、土石流の流速と水深の推定により流速を求め、ピーク流量を試算する。

2) ビデオなどの映像解析によって求めた速度からの推定

土石流の流下状況を撮影したビデオがある場合はこれを解析し、流速を算出する。ビデオから流速を算出した地点において、現地調査を行い、流下断面を推定する。流下断面積に流速を乗ずることによってピーク流量を算出する。また、非接触型の水位計を用いて、水位を直接計測し、流下断面を推定する手法もある。

(3-5) 降雨量に基づく土石流ピーク流量の算出(参考)

土石流の発生過程には、①溪床堆積物が流水により強く侵食されて土石流になる、②山腹崩壊土砂がそのまま土石流になる、③山腹崩壊土砂が流れをせき止めて天然ダムを形成し、それが決壊して土石流になる、等が考えられる。

降雨量に基づく算出方法は①の場合の土石流ピーク流量を求めるものである。

土石流ピーク流量の算出方法を手順に従い示す。なお、(式 2.5.10) (経験式) および後述の (式 2.5.14) (理論式) で求めた土石流ピーク流量の大きさの関係は、流域面積、降雨量、流出土砂量によって変わる。計画流出土砂量の比流出土砂量が $100,000\text{m}^3/\text{km}^2$ で、24 時間雨量又は日雨量 $P_p=260(\text{mm})$ の場合は、流域面積 1km^2 以下では理論式の値は経験式の値に比較して小さな値を与える。土石流ピーク流量は下記より求める。

$$Q_{sp} = K_q \cdot Q_p \quad \text{----- (式 2.5.13)}$$

ここで、 Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m^3/s) K_q : 係数

Q_p : 計画規模の年超過確率の降雨量に対する清水の対象流量 (m^3/s)

土石流ピーク流量 Q_{sp} (m^3/s) は、水のみ対象流量 Q_p (m^3/s) との間に以下の関係があるとして求める。

$$Q_{sp} = \frac{C_*}{C_* - C_d} \cdot Q_p \quad \text{---- (式 2.5.14)}$$

(土石流ピーク流量の算出例)

$\sigma = 2,600(\text{kg}/\text{m}^3)$ 、 $\rho = 1,200(\text{kg}/\text{m}^3)$ 、 $\phi = 35^\circ$ 、 $\tan \theta = 1/6$ の場合、式(2.5.12)より $C_d \doteq 0.27$ となり 0.3 より小さくなるので $C_d = 0.30$ とし、(式 2.5.14) より $Q_{sp} = 2Q_p$ となる。

①土石流ピーク流量において、降雨量に基づく土石流ピーク流量の算出法については使用しない。

②流域の規模、荒廃状況によっては、土石流ピーク流量が $1,000(\text{m}^3/\text{s})$ 超の大きな値が算出されるケースがあり、砂防堰堤の施設設計が現地状況(谷幅や比高)にそぐわない場合もあり得る。この場合は砂防堰堤等の施設計画位置の変更や、別途方法による対策について検討したり、算出時の基本となる 1 波による土石流(溪床勾配 10° 以上)についての精査、堰堤工においては袖を含めて水通し断面を設定する等の対応を考える必要がある。

5-5 清水の対象流量

清水の対象流量は合理式により算出する。

(「計画策定指針解説 P. 29)

(1) 洪水到達時間

洪水到達時間は原則として、次式で求める。

$$T_f = K_{pl} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35} \text{ ---- (式 2.5.15)}$$

ここで、 T_f : 洪水到達時間 (分)

A : 流域面積 (km^2)

P_e : 有効降雨強度 (mm/h)

K_{pl} : 係数(120 とする)

(2) 平均降雨強度

洪水到達時間内の降雨強度は、次式のように 24 時間雨量から求める (物部式)。

$$P_a = \frac{P_{24}}{24} \left[\frac{T_f}{24} \right]^{K_{p2}} \text{ ----- (式 2.5.16)}$$

ここで、 P_a : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/h)

P_{24} : 24 時間雨量 (P_{24} が得られない場合は日雨量 (P_{day}) としてよい ($P_{24} \doteq P_{day}$))

K_{p2} : 定数 ($K_{p2} = -1/2$)

(3) 有効降雨強度

有効降雨強度は、次式により求める。

$$P_e = K_{fl} \cdot P_a \text{ ---- (式 2.5.17)}$$

ここで、 K_{fl} : ピーク流出係数

$K_{p2} = -1/2$ とすると、 T_f 、 P_e の式から有効降雨強度は以下の式になる。

$$P_e = \left(\frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \left(\frac{24 \cdot K_{fl}^2}{\frac{K_{pl}}{60} \cdot A^{0.22}} \right)^{0.606} \text{ ---- (式 2.5.18)}$$

(4) 清水の対象流量

降雨による清水の対象流量は次式のように合理式で求める。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot K_{fl} \cdot P_a \cdot A = \frac{1}{3.6} \cdot P_e \cdot A \text{ ---- (式 2.5.19)}$$

(5) ピーク流出係数

ピーク流出係数は、一般には表 2-5-3 に示す標準値とするが、流域状況(荒廃など)により適切な値を用いるものとし、地形状況が単一でない場合は面積荷重平均により値を算出して運用することとする。

特に、急峻な山地の場合に 0.9 を用いる場合は、荒廃が進行し、岩盤露出、裸地の割合が多い場合等に限る。

表 2-5-3 ピーク流出係数

		標準値
急峻な山地	0.75 ~ 0.90	0.85
三紀層山岳	0.70 ~ 0.80	0.75
起伏のある土地及び樹林	0.50 ~ 0.75	0.65
平坦な耕地	0.45 ~ 0.60	0.55
かんがい中の水田	0.70 ~ 0.80	0.75
山地河川	0.75 ~ 0.85	0.80
平地小河川	0.45 ~ 0.75	0.60
流域の半ば以上が平地である河川	0.50 ~ 0.75	0.65

5-6 土石流の流速と水深の算出方法

土石流の流速と水深は、理論式、経験式、実測値等により推定する。

(「計画策定指針解説 P. 30)

土石流の流速と水深は、土石流・流木対策施設が無い状態を想定して次のように算出する。

(1) 土石流ピーク流量に基づく土石流の流速・水深の設定

土石流の流速 U (m/s) は、焼岳、滑川、桜島の観測資料を整理した結果では、次の Manning 型の式で表わすことができると報告されている。

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \text{----- (式 2.5.20)}$$

ここで、 D_r : 土石流の径深 (m) (ここでは $D_r \doteq D_d$ (土石流の水深) とする)

θ : 溪床勾配 ($^\circ$) (表 2-5-4 に基づく)

K_n : 粗度係数 ($s \cdot m^{-1/3}$) (自然河道でのフロント部で 0.10)

土石流の流速および水深は、フロント部について求めるものとする。

土石流の水深 D_d (m) は、流れの幅 B_{da} (m) と土石流ピーク流量 (m^3/s) より、(式 2.5.20)、(式 2.5.21)、(式 2.5.22) 式を連立させて求める。

$$Q_{SP} = U \cdot A_d \quad \text{----- (式 2.5.21)}$$

ここで、 A_d : 土石流ピーク流量の流下断面積 (m^2)

なお、一般に計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断された土石流はピーク流量を流しうる断面一杯に流れると考えられるので、土石流の流下断面は図 2-5-12 の斜線部とする。

流れの幅 B_{da} (m) は図 2-5-12 に示す通りとし、土石流の水深 D_d (m) は次式で近似した値を用いる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \text{----- (式 2.5.22)}$$

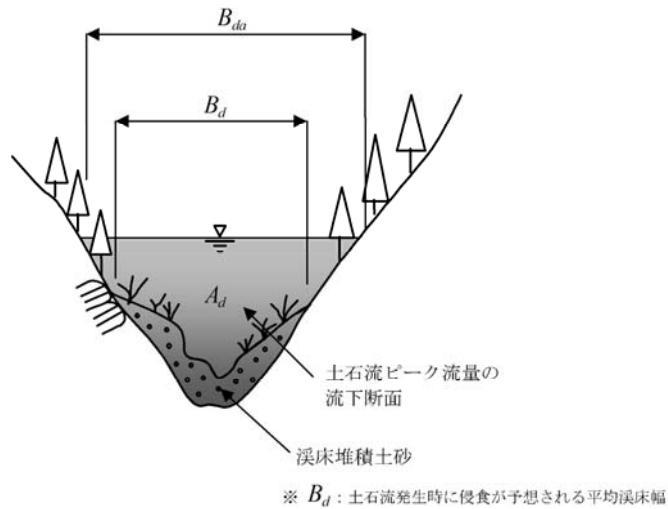


図 2-5-12 土石流の流下断面と流れの幅 B_{da} のイメージ

(2) 渓床勾配 θ の使い分け

土石流ピーク流量に係わる各計算値を求める際には、形状、設計外力として危険側を想定し算出することとし、以下の表に基づく。

表 2-5-4 渓床勾配の使い分け

項目	渓床勾配
本体及び袖部の安定計算と構造計算を行う際の設計外力を算出する場合の 土石流濃度 (C_d) 土石流の流速 (U) 土石流の水深 (D_d)	現渓床勾配 (θ_o)
土石流ピーク流量を通過させるための砂防堰堤の水通し断面を決定する場合の越流水深 (D_d)	計画堆砂勾配 (θ_p)

(3) 算出断面の留意事項

土石流の流速、水深の算出にあたっては、当該堰堤の位置から堆砂上流末端または土石流発生区間の下端までの区間で、任意に 3~5 箇所を抽出し、各断面を台形に近似した上で、3~5 箇所の断面の平均断面を用いる。ただし、断面形状が明らかに異なり、平均断面を用いることにより、堰堤の安定性の検討上、土石流の外力を過少評価するおそれがある場合は、過小評価とならないように留意する。

また、当該堰堤の位置から堆砂上流末端までの区間に比べて、堆砂上流末端より上流の区間の断面形状が著しく異なり、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合についても、過小評価とならないように留意する。

すなわち、図 2-5-13(a) の様に、広い断面では水深が低く外力が小さくなるが、狭くなった状況で堰堤に外力が加わる際には外力が変化するため過小評価のおそれがある。

同様に、図 2-5-13(b) の様に広い断面を設定してしまうと狭いところを流下してくる土石流がその勢いそのまま直進してくる可能性があり、過小評価のおそれがある。〔鋼製砂防構造物設計便覧〕

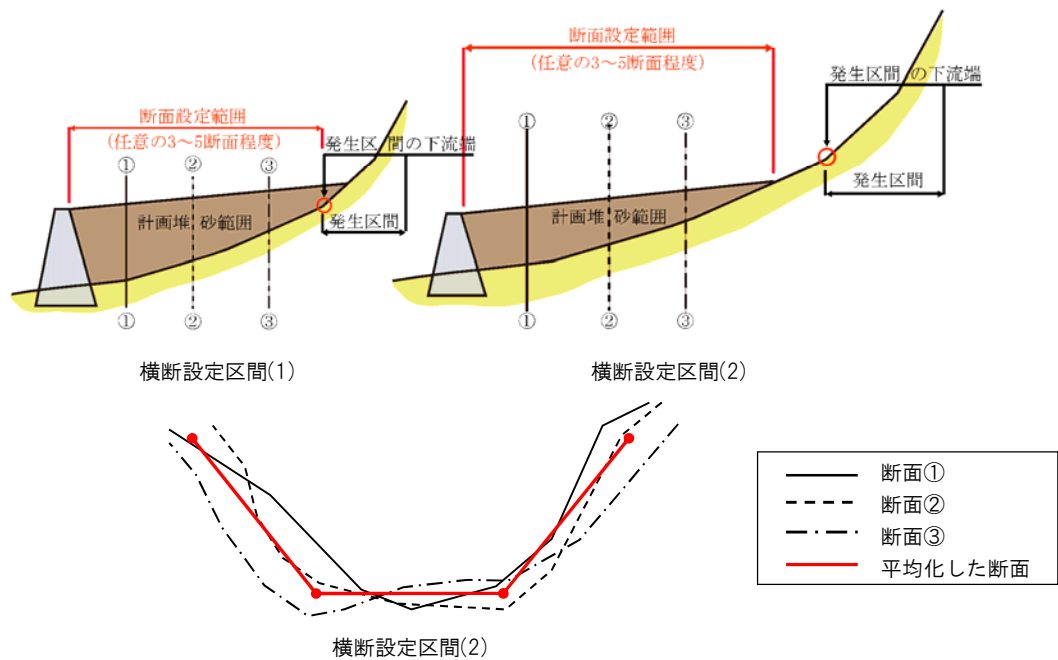


図 2-5-13 断面形状の設定方法

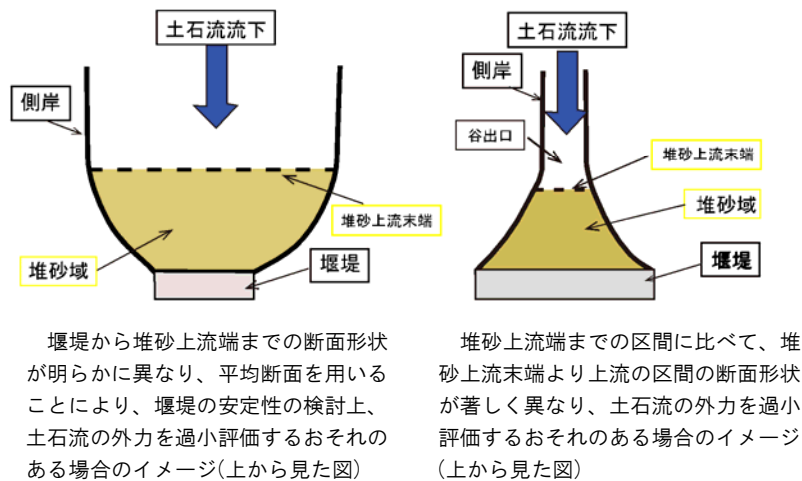


図 2-5-14 土石流の外力を過小評価するおそれのある場合のイメージ

(4) 実測値に関するデータ収集のための調査

土石流の流速の実績値を求める方法には、以下のような方法がある。

1) ビデオなどの映像解析により算出する手法

土石流の流下状況を撮影したビデオがある場合はこれを解析し、流速を算出することができる。

2) 湾曲部の流下痕跡からの推定する手法

土石流が溪流の湾曲部で偏流し、その場合の偏流高が現地で調査できる場合は、土石流導流工の湾曲部の設計方法に基づき、土石流の流速を求めることができる。

5-7 土石流の単位体積重量

土石流の単位体積重量は、実測値、経験、理論的研究等により推定する。

(「計画策定指針解説 P. 33)

土石流の単位体積重量 γ_d (kN/m³) は、土石流・流木対策施設が無い状態を想定して以下の式で求める。

$$\gamma_d = \{ \sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d) \} g \quad \text{----- (式 2.5.23)}$$

ここで、 g : 重力加速度 (9.81m/s²)

土砂濃度 C_d は、(式 2.5.12) により求める。

(参考) 土石流の単位体積重量の実測事例

土石流の単位体積重量把握に関する観測として、水位計、荷重計などを用いる手法があり、観測データが蓄積されつつある。

5-8 土石流流体力

土石流の流体力は、土石流の流速、水深、単位体積重量を用いて推定する。

(「計画策定指針解説 P. 34)

土石流流体力は、土石流・流木対策施設が無い状態を想定して次式で求める。

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2 \quad \text{---- (式 2.5.24)}$$

ここに、 F : 単位幅当りの土石流流体力 (kN/m)

U : 土石流の流速 (m/s)

C_d : 土石流の水深 (m)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

K_h : 係数 (1.0 とする)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

5-9 最大礫径

最大礫径は、現地調査結果から推定する。

(「計画策定指針解説 P. 35)

最大礫径は、土石流・流木対策設計技術指針における砂防堰堤の水通し断面、透過部断面、構造検討時の礫による衝撃力を算出する際に使用する。

最大礫径は、砂防堰堤計画地点より上流および下流各々200m間に存在する200個以上の巨礫の粒径を測定して作成した頻度分布に基づく累積値の95%に相当する粒径 (D_{95}) とする。

測定の対象となる巨礫は土石流のフロント部が堆積したと思われる箇所でも溪床に固まって堆積している巨礫群とし、砂防堰堤計画地点周辺の礫径分布を代表するような最大礫径を設定するよう留意する。

巨礫が200個以上存在しない場合は、計測の対象とする礫の範囲を巨礫、玉石(大礫)、砂利(中礫・細礫)の順で、計測した礫の数が200個になるまで計測の対象を拡大する。

また、角張っていたり材質が異なっていたり、明らかに山腹より転がってきたと思われる巨礫で、土石流として移動しないと予想されるものは対象外とする。

①巨礫の粒径は、その長軸径(a)、中軸径(b)、短軸径(c)を1cm単位で調査し、その平均値として10cm単位(四捨五入)で示す。

$$\cdot \text{平均礫径} = \sqrt[3]{a \cdot b \cdot c}$$

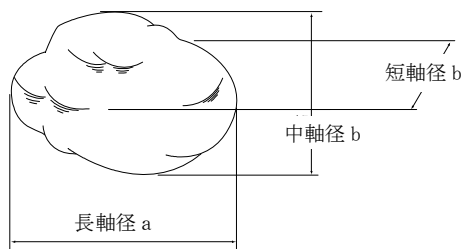


図 2-5-15 巨礫の礫径

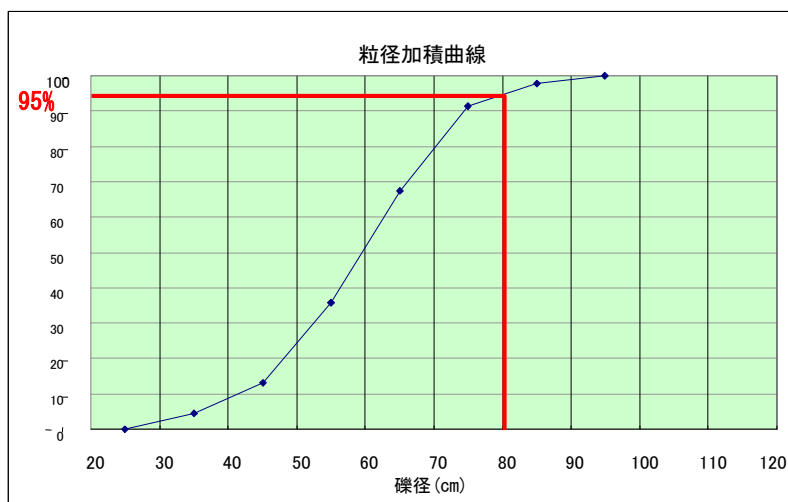


図 2-5-16 粒径加積曲線(最大礫径調査)

②特に外力条件が厳しい現場での最大礫径

特に外力条件が厳しい現場では、計画地点の状況や流域特性を十分調査し礫径を適切に設定する。その際、近隣の溪流において土砂流出の実績がある場合には、その時に流出した巨礫の礫径も参考とする。

特に外力条件の厳しい現場等の目安は以下の通りである。

- ・ 周辺の流域を含む過去の土砂移動実績等から、特に外力条件が厳しいと判断される箇所
- ・ 渓床勾配 $\geq 1/5$ かつ $D_{95} \geq 1.6\text{m}$ (ただし、既存の粒径調査で D_{95} が1.6m未満であっても、現地の状況を確認して1.6mを超えるおそれがあるときは再度調査して確認する。)

③礫径分布の反映

砂防施設に関する設計条件としての最大礫径の設定は上記判断によることによい。ただし、堰堤を透過構造とするかどうかの型式採用の判断については、礫径の頻度分布を参考に、透過部開口部の閉塞可能性、地域環境条件等を考慮して判断し、単に最大礫径の大きさのみで判断しないように留意する。

5-10 流木の最大長、最大直径

流木の最大長、および、最大直径は、流出流木量算出のための調査結果から推定する。なお、流木の最大長は土石流の平均流下幅を考慮するものとする。

(「計画策定指針解説 P. 36)

流木の最大長、最大直径は、土石流・流木対策設計技術指針における砂防堰堤の構造検討時に流木による衝撃力を算出する際に使用する。

流木の最大長は、流木捕捉工の部材純間隔の設定に使用する。

流木の最大長 L_{wm} (m) は、土石流の平均流下幅を「土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅」 B_d (m)、上流から流出する立木の最大樹高を H_{wm} (m) とすると、以下のように推定する。

$$H_{wm} \geq 1.3 B_d \text{ の場合 } L_{wm} \doteq 1.3 B_d$$

$$H_{wm} < 1.3 B_d \text{ の場合 } L_{wm} \doteq H_{wm}$$

流木の最大直径 R_{wm} (m) は、上流域において流木となると予想される立木の最大胸高直径（流木となることが予想される立木のうち、大きなものから数えて5%の本数に当たる立木の胸高直径）とほぼ等しいとして推定する。

また、流木となると予想される倒木（伐木、用材を除く）についても調査するものとし、最大直径が過小に見積もられないよう留意する。

5-11 流木の平均長、平均直径

流木の平均長、および、平均直径は、流出流木量算出のための調査結果から推定する。なお、流木の平均長は土石流の最小流下幅を考慮するものとする。

(「計画策定指針解説 P. 37)

流木の平均長 (L_{wa} (m)) は、土石流の最小流下幅を B_{dm} (m)、上流から流出する立木の平均樹高を h_{wa} (m) として以下のように設定する。

$$h_{wa} \geq B_{dm} \text{ の場合 } L_{wa} \doteq B_{dm}$$

$$h_{wa} < B_{dm} \text{ の場合 } L_{wa} \doteq h_{wa}$$

また、平均直径 R_{wa} (m) は、上流域において流木となると予想される立木の平均胸高直径とほぼ等しいとする。

第3章 土石流・流木処理計画

1 土石流・流木処理計画

土石流・流木処理計画は、計画基準点等において、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するよう土石流危険渓流ごとに策定するものである。

(「計画策定指針解説 P. 38」)

土石流・流木処理計画は、計画で扱う土砂量を、砂防設備等（以後、土石流・流木対策施設と呼ぶ）による計画捕捉量（計画捕捉土砂量、計画捕捉流木量）、計画堆積量（計画堆積土砂量、計画堆積流木量）、計画発生（流出）抑制量（計画土石流発生（流出）抑制量、計画流木発生抑制量）によって処理する計画である。

なお、「河川砂防技術基準 計画編 施設配置等計画編」における用語と本設計要領における用語の対比を表 3-1-1 に示す。

表 3-1-1 河川砂防技術基準計画編施設配置計画編と本設計要領における用語の対比

本設計要領	河川砂防技術基準 計画編 施設配置計画編
—※	土砂生産抑制計画
土石流・流木処理計画	土砂流送制御計画
—※	流木対策計画**

※土石流・流木処理計画に含まれる。

**土石流生産制御計画、土砂流送制御計画に含まれる。

2 土石流・流木処理計画の策定の基本

土石流・流木処理計画の策定にあたっては計画で扱う土砂・流木量等、土砂移動の形態、地形、保全対象等を考慮して、土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するよう土石流・流木対策施設を配置する。

なお、下流に災害等の問題を生じさせない土砂量で、土石流導流工により流下させることができる土砂量を計画流下許容土砂量とした場合は流出土砂の粒径等を十分考慮し、土石流導流工内の堆積によって氾濫等が生じないようにしなければならない。

(「計画策定指針解説 P. 39」)

土石流・流木処理計画は、「第2編, 第4章 土石流・流木対策施設配置計画, 4-1 砂防堰堤の型式と計画で扱う土砂・流木量等」を参考に「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等の計画流出量 (V)、計画流下許容量 (W)、土石流・流木対策施設の計画捕捉量 (X)、計画堆積量 (Y)、計画発生(流出)抑制量 (Z) との間に、式 (3.1.1) を満足するように策定する。

なお、式 (3.1.1) は、河川砂防技術基準計画編に示されている考え方に準じて、土石流・流木対策として新しく作成したものである。

$$V - W - (X + Y + Z) = 0 \quad \text{---- (式 3.1.1)}$$

$$V = V_d + V_w \quad \text{---- (式 3.1.2)}$$

$$W = W_d + W_w \quad \text{---- (式 3.1.3)}$$

$$X = X_d + X_w \quad \text{---- (式 3.1.4)}$$

$$Y = Y_d + Y_w \quad \text{---- (式 3.1.5)}$$

$$Z = Z_d + Z_w \quad \text{---- (式 3.1.6)}$$

ここで、 V_d : 計画流出土砂量 (m^3)

V_w : 計画流出流木量 (m^3)

W_d : 計画流下許容土砂量 (m^3)

W_w : 計画流下許容流木量 (m^3)

X_d : 計画捕捉土砂量 (m^3)

X_w : 計画捕捉流木量 (m^3)

Y_d : 計画堆積土砂量 (m^3)

Y_w : 計画堆積流木量 (m^3)

Z_d : 計画土石流発生(流出)抑制量 (m^3)

Z_w : 計画流木発生抑制量 (m^3)

3 平常時堆砂勾配および計画堆砂勾配

3-1 平常時堆砂勾配

平常時堆砂勾配は、土石流・流木対策施設により土石流捕捉前後に関わらず、平時の中小洪水等により堆積した土砂の勾配である。

- ① 平常時堆砂勾配は、既往実績を基に現溪床勾配の 1/2 を上限として設定する。
- ② また、地質条件（例えば、マサ土やシラス等）により計画堆砂勾配及び平常時堆砂勾配が緩勾配になることが知られている場合は既往実績によって地域別に決定する。
- ③ なお、現溪床勾配は、「第 2 編 第 2 章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-4-1(1-2) 土砂濃度」に示すように、計画地点から概ね上流 200m 間の平均溪床勾配とすることを基本とし、計画施設設計前の地形より算出する。

3-2 計画堆砂勾配

計画堆砂勾配は、土石流・流木対策施設等により土石流を捕捉できる堆砂勾配である。

- ① 計画堆砂勾配は、一般に既往実績等により土石流・流木対策施設を配置する地点の現溪床勾配の 1/2～2/3 倍とするが、土石流捕捉実績資料がある場合はそれを参照とする等、溪流の堆積土砂の質（粒径）や堆砂実態を踏まえて設定する。
- ② ただし、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木が、流下区間の勾配の下限值である 1/6 の勾配より急な勾配では堆積しないと考えられるため、計画堆砂勾配は 1/6 の勾配（ $\tan \theta$ ）を上限とする。

4 計画捕捉量

計画捕捉量は、土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を捕捉させる量である。

計画捕捉量は、計画捕捉土砂量と計画捕捉流木量の和とする。

(「計画策定指針解説 P. 40」)

計画捕捉量の考え方を図 3-4-1 に示す。

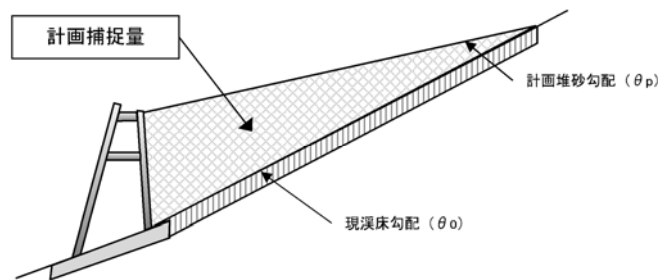
透過型砂防堰堤においては、現溪床勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間（図 3-4-1 に示す網掛けの空間）とする。

不透過型、部分透過型砂防堰堤においては、平常時堆砂勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間（図 3-4-1 に示す網掛けの空間）とする。

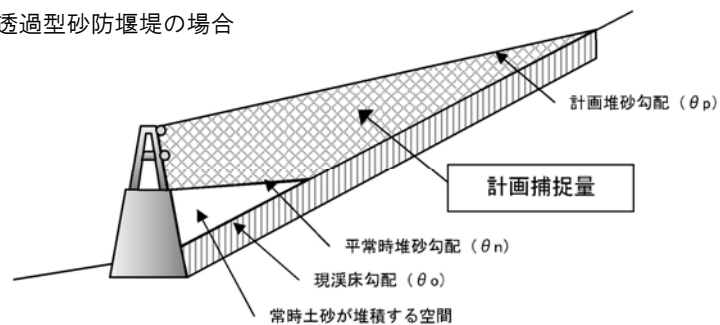
土石流により一時的に急勾配で堆積した土砂は、その後の流水の状況によっては、長期間でも必ずしも再侵食されないことを踏まえ、計画捕捉量は、図 3-4-1 に示す容量を除石（流木の除去を含む）により確保しなければならない。

なお、除石の考え方については「第 2 編 第 5 章 除石(流木の除去含む)計画」を参照とする。

・ 透過型砂防堰堤の場合



・ 部分透過型砂防堰堤の場合



・ 不透過型砂防堰堤の場合

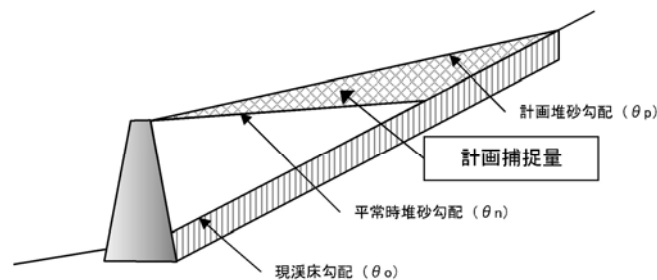


図 3-4-1 計画捕捉量の考え方

4-1 計画捕捉土砂量

計画捕捉土砂量は、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等のうち、土石流・流木対策施設により捕捉させる土砂量である。

(「計画策定指針解説 P. 42」)

計画捕捉土砂量は、透過型砂防堰堤では現溪床勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間のうち、除石によって確保される空間で捕捉させる土砂量である。

不透過型及び部分透過型砂防堰堤では平常時堆砂勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間のうち、除石によって確保される空間で捕捉させる土砂量である。(それぞれ、図 3-4-1 に示す網掛けの空間である)

なお、計画捕捉量の考え方については、後述の「第 2 編 第 3 章 土石流・流木処理計画 7 堰堤工における施設効果量の算出事例(参考)」を参照とする。

4-2 計画捕捉流木量

計画捕捉流木量は、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等のうち、土石流・流木対策施設により捕捉させる流木量である。

(「計画策定指針解説 P. 43」)

4-2-1 透過型及び部分透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量

透過型及び部分透過型砂防堰堤の計画流木捕捉量は(式 3.4.1) により算出する。

- ・透過型及び部分透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量

$$X_{wl} = K_{wl} \times X \text{ ----- (式 3.4.1)}$$

ここで、 X : 土石流・流木対策施設の計画捕捉量 (m³)

X_{wl} : 本堰堤の計画捕捉流木量 (m³)

K_{wl} : 計画捕捉量に対する流木容積率(計画捕捉量に占める計画流木捕捉量の割合)

透過型砂防堰堤及び部分透過型堰堤の K_{wl} は、本堰堤に流入が想定される計画流出量に対する流木容積率 (K_{w0}) とする。これは、透過型及び部分透過型堰堤の場合、土石流中の土石または流木を選択的に捕捉することなく、同時に捕捉すると考えられるためである。

部分透過型砂防堰堤の透過部の高さが低い場合、不透過部で生じた湛水により流木を捕捉できない可能性がある。このため、透過部の計画捕捉流木量と不透過部の計画堆積流木量の合計が計画捕捉流木量を上回る場合、部分透過型砂防堰堤が流木を捕捉・堆積させる量は透過部の捕捉量に相当する値を上限とする。

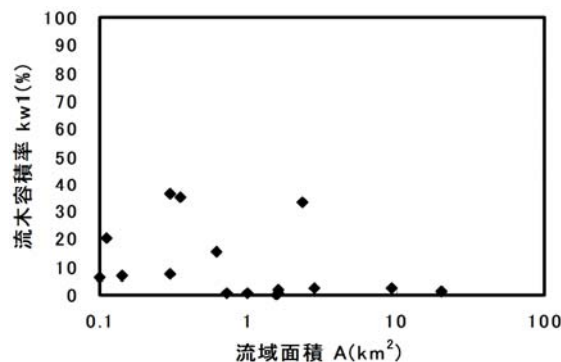


図 3-4-2 透過型砂防堰堤の流木容積率

4-2-2 不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量

不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量は、(式 3.4.2) と (式 3.4.3) から求められる値のうち、小さい方の値とする。

(式 3.4.2) は本堰堤の計画地点に流入が想定させる計画流出量に占める計画流出流木量の割合から、(式 3.4.3) は本堰堤の計画捕捉量に占める計画捕捉流木量の割合から計画捕捉流木量を求める方法である。

・不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量

$$X_{w1} = K_{w0} \times X \times (1 - \alpha) \quad \text{----- (式 3.4.2)}$$

$$X_{w1} = K_{w1} \times X \quad \text{----- (式 3.4.3)}$$

ここで、 X : 土石流・流木対策施設の計画捕捉量 (m^3)

X_{w1} : 本堰堤の計画捕捉流木量 (m^3)

K_{w0} : 本堰堤に流入が想定される計画流出量に対する流木容積率

α : 本堰堤からの流木の流出率 (0.5 程度)

K_{w1} : 計画捕捉量に対する流木容積率

(対象溪流において捕捉事例がない場合は、 $K_{w1}=2\%$ とする)

なお、 K_{w0} は、本堰堤の計画地点より上流の砂防堰堤等によって土砂・流木の発生抑制や捕捉等が見込まれる場合は、その量を差し引いて求める。

不透過型砂防堰堤からの流木の流出について、一定の条件のもとでの実験では、土石流の先頭部に集中して流下してきた流木が全体の半分程度、不透過型砂防堰堤から流出する傾向があると報告されており参考となる。

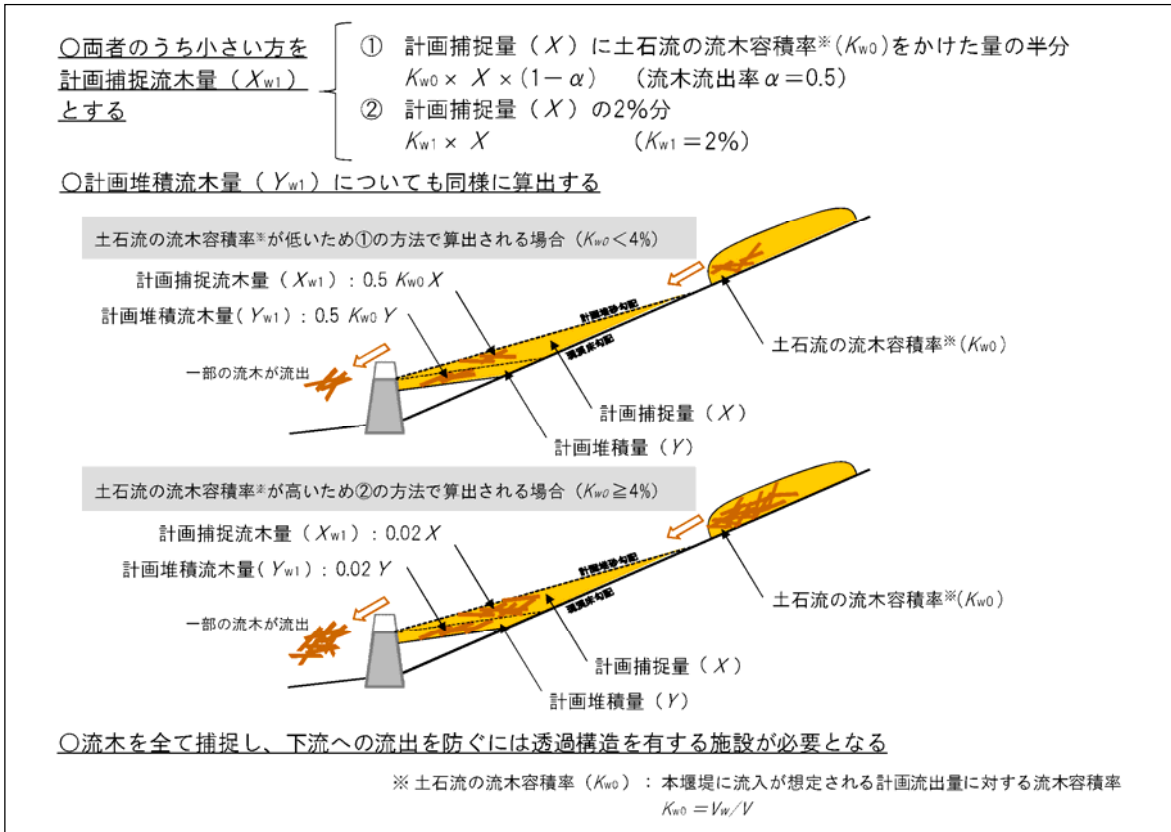


図 3-4-3 不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量のイメージ (砂防堰堤 1 基の計画の例)

なお、土石流・流木対策施設の計画地点に流入する計画流出流量から計画捕捉流量、計画堆積流量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以下となった場合、当該土石流・流木対策施設の計画捕捉流量は「0」とする。

また、土石流・流木対策施設の計画地点に流入する計画流出流量から計画捕捉流量、計画堆積流量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以上の場合、当該土石流・流木対策施設は

計画流木発生抑制量 → 計画堆積流量 → 計画捕捉流量
の順で計上する。

4-2-3 副堰堤等に流木止め工を設置する場合

流木処理計画は、本堰堤で捕捉することを原則とするが、地形条件制限や最大礫径が小さい等の理由で透過型砂防堰堤を配置できず、副堰堤等に流木止めを設置する場合は、(式 3.4.4)により計画捕捉流量を算出する。

- ・副堰堤の計画捕捉流量（副堰堤に流木止め工を設置する場合に限る）

$$X_{w2} = A_w \times R_{wa} \text{ ----- (式 3.4.4)}$$

ここで、 A_w ：流木止め工上流の湛水池の面積(m²)

R_{wa} ：流木の平均直径(m)

～～（参考）掃流区間の計画捕捉流量～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

掃流区間に設ける流木捕捉工の場合、流木については堆積状況が多様であるため、流木止めにより捕捉される流木の量は、計画上は流木が（一層で）全てを覆いつくすものとして算出する。

一方、捕捉される流木の投影面積は、流木の平均長さ(L_{wa})×流木の平均直径(R_{wa})の合計により算出される。

これらより、計画捕捉流量を捕捉するために必要な流木止め上流の堆砂地または湛水池の面積(A_w)は、次式により推定する。

$$A_w \geq \Sigma(L_{wa} \times R_{wa}) \text{ ---- (式 3.4.5)}$$

このとき、堆砂地または湛水池に堆積する流木実立積(V_{wc})は下記の式である。ただし、 V_{wc} は流木実立積のことで、「実」は空隙を含まない流木のみの体積を意味する。

$$V_{wc} \doteq A_w \times R_{wa} \text{ ----- (式 3.4.6)}$$

掃流区域においては流木は土砂と分離して流水の表面を流下すると考えられるので、不透過型砂防堰堤の流木捕捉効果は無いものとする。

～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

5 計画堆積量

計画堆積量は、土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を堆積させる量である。計画堆積量は計画堆積土砂量と計画堆積流木量の和とする。計画堆積量は、除石計画に基づいた除石により確保される空間である。

(「計画策定指針解説 P. 47」)

計画堆積量は、土石流・流木対策施設によって異なる。

不透過型、部分透過型砂防堰堤においては、現溪床勾配の平面と平常時堆砂勾配の平面との間で囲まれる空間のうち、除石により確保される空間(図 3-5-1 に示す灰色部の空間)とする。

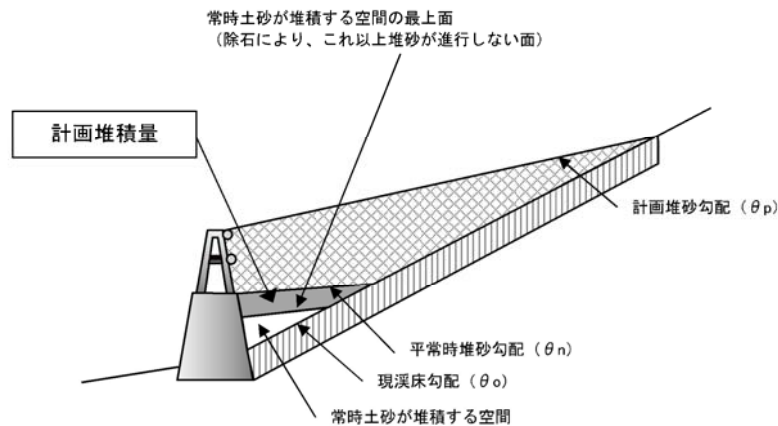
土石流堆積工においては、「第 2 編 第 4 章 土石流・流木対策施設配置計画 6 土石流堆積工」を参照のこと。

計画堆積量は、平常時の流水により堆積が進むことがあるため、土石流・流木処理計画において必要とする容量を除石(流木の除去を含む)等により確保しなければならない。

なお、除石の考え方については「第 2 編 第 5 章 除石(流木の除去を含む)計画」を参照する。

不透過型、部分透過型砂防堰堤における計画堆積量の考え方は、図 3-5-1 に示す通りである。

・部分透過型砂防堰堤の場合



・不透過型砂防堰堤の場合

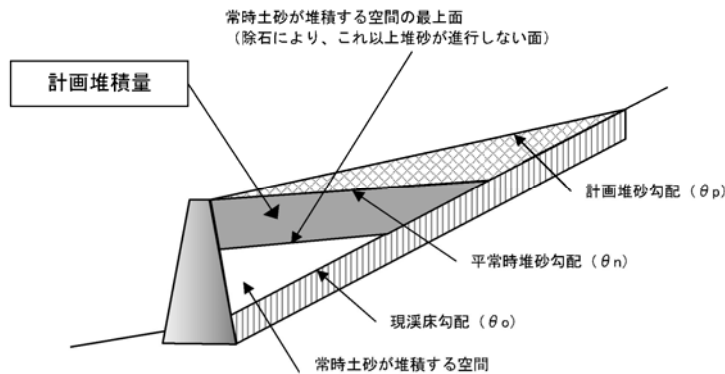


図 3-5-1 計画堆積量の考え方

5-1 計画堆積土砂量

計画堆積土砂量は、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等のうち、土石流・流木対策施設により堆積させる土砂量である。

(「計画策定指針解説 P. 49」)

計画堆積土砂量は、現溪床勾配の平面と平常時堆砂勾配の平面との間で囲まれる空間のうち、除石によって確保される空間(図 3-5-1 に示す灰色部の空間)で堆積させる土砂量である。

5-2 計画堆積流木量

計画堆積流木量は、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等のうち、土石流・流木対策施設により堆積させる流木量である。

(「計画策定指針解説 P. 50」)

計画堆積流木量を求める方法は、基本的には本設計要領「第2編 第3章 土砂・流木処理計画 4-2 計画捕捉流木量」を求める方法と同一とする。

5-2-1 部分透過型砂防堰堤の計画堆積流木量

部分透過型砂防堰堤の計画堆積流木量は(式 3.5.1)により算出する。

- ・部分透過型砂防堰堤の計画堆積流木量

$$Y_{wl} = K_{wl} \times Y \quad \text{----- (式 3.5.1)}$$

ここで、 Y : 土石流・流木対策施設の計画堆積量(m³)

Y_w : 本堰堤の計画堆積流木量(m³)

K_{wl} : 計画堆積量に対する流木容積率(計画捕捉流木量の考えに準じる)

5-2-2 不透過型砂防堰堤の計画堆積流木量

不透過型砂防堰堤の計画堆積流木量は、計画捕捉流木量と同様に(式 3.5.2)と(式 3.5.3)から求められる計画堆積流木量のうち、小さい方の値とする。

- ・不透過型砂防堰堤の計画堆積流木量

$$Y_{wl} = K_{w0} \times Y \times (1 - \alpha) \quad \text{----- (式 3.5.2)}$$

$$Y_{wl} = K_{wl} \times Y \quad \text{----- (式 3.5.3)}$$

ここで、 Y : 土石流・流木対策施設の計画堆積量(m³)

Y_{wl} : 本堰堤の計画堆積流木量(m³)

α : 本堰堤からの流木の流出率(0.5)(計画捕捉流木量の考えに準じる)

K_{w0} : 本堰堤で流入が想定される計画流出量に対する流木容積率

K_{wl} : 計画堆積量に対する流木容積率(計画捕捉流木量の考えに準じる)

なお、土石流・流木対策施設の計画地点に流入する計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以下となった場合、配置しようとしている土石流・流木対策施設の計画堆積流木量は「0」とする。

また、土石流・流木対策施設の計画地点に流入する計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以上の場合、配置しようとしている土石流・流木対策施設は、

計画流木発生抑制量 → 計画堆積流木量 → 計画捕捉流木量
の順で計上する。

6 計画発生(流出)抑制量

計画発生(流出)抑制量は、土石流・流木対策施設により、計画規模の土石流および土砂とともに流出する流木等の流出量を減少させる量である。

計画発生(流出)抑制量は計画土石流発生(流出)抑制量と計画流木発生抑制量の和とする。

(「計画策定指針解説 P. 52」)

計画発生(流出)抑制量は計画流出量(計画流出土砂量・計画流出流木量)を評価している区間に存在する移動可能溪床堆積土砂量、崩壊可能土砂量、流出流木量を対象とする。

6-1 計画土石流発生(流出)抑制量

計画土石流発生(流出)抑制量は土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」の流出量を減少させる土砂量である。

(「計画策定指針解説 P. 53」)

計画土石流発生(流出)抑制量は計画堆砂勾配の平面と現溪床が交わる地点から堰堤までの区間(図 3-6-1(1)・(2)に示す斜線部)に移動可能溪床堆積土砂が存在する場合に計上する。

これは、土石流の先頭部は平衡状態(侵食量と堆積量が等しい状態)で流れ下ると想定しており、そのため、土石流の先頭部が移動可能溪床堆積土砂の上を通過しても、土石流の先頭部の堆積量と移動可能溪床堆積土砂の侵食量が相殺され、結果的に現溪床は変化しないと考えるためである。

土石流によって運搬されてくる土砂等は計画堆砂勾配まで堆積するので、結果的に、計画堆砂勾配と現溪床の交点までに存在する移動可能溪床土砂相当分は下流に運搬されることはない。

- ① 計画発生(流出)抑制量は、計画堆積量を除石(流木の除去を含む)等により確保する場合においても、計画堆砂勾配を有する平面と現溪床が交わる地点から砂防堰堤までの区間に存在する溪床堆積土砂量を計上する。
- ② 透過型砂防堰堤においても、越流部の天端位置を通る計画堆砂勾配を有する平面と現溪床が交わる地点から堰堤までの区間で計上する。
- ③ 算出した計画流出土砂量が $1,000\text{m}^3$ 未満で $1,000\text{m}^3$ に割増した場合の計画土石流発生(流出)抑制量は、その増加割合に比例した数値としない。計画土石流発生(流出)抑制量の算定根拠となる移動可能溪床堆積土砂、崩壊可能土砂量の諸元(幅、延長等)の数値をそのまま計上する。

・ 土石流抑制工の場合

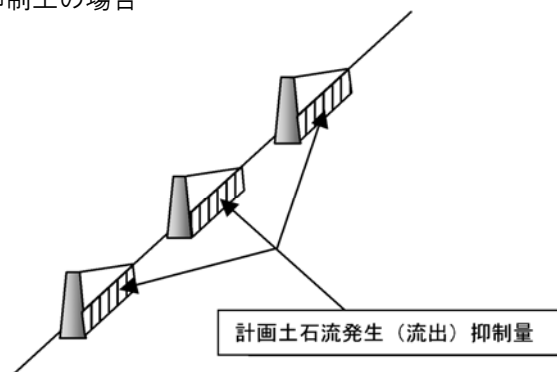
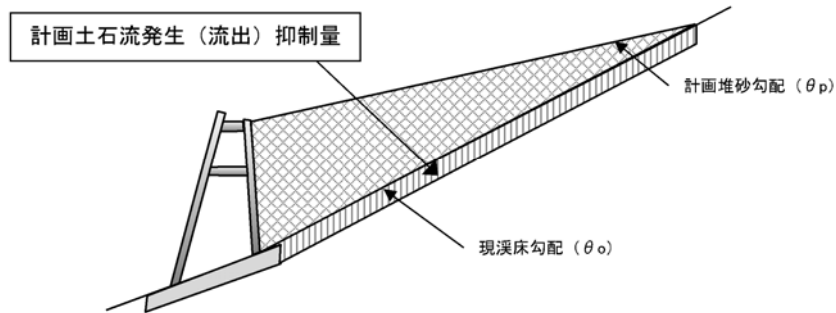
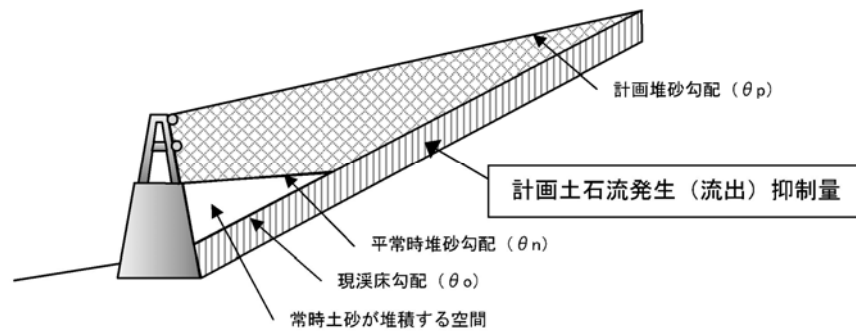


図 3-6-1(1) 計画土石流発生(流出)抑制量の考え方

- ・透過型砂防堰堤の場合



- ・部分透過型砂防堰堤の場合



- ・不透過型砂防堰堤の場合

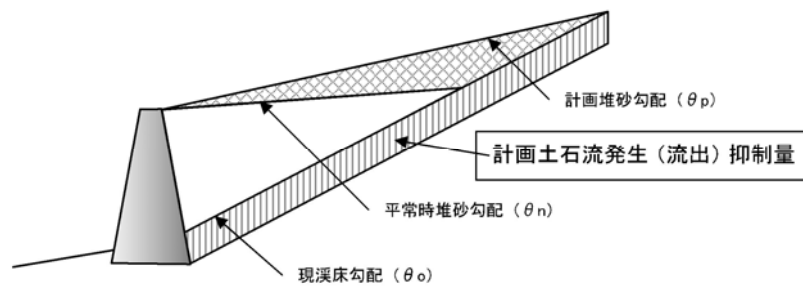


図 3-6-1 (2) 計画土石流発生(流出)抑制量の考え方

- ④ 計画土石流発生(流出)抑制量は、計画堆砂勾配を有する平面と溪床が交わる地点から砂防堰堤までの区間に存在する溪床堆積土砂量とする。計画流木発生抑制量は、平常時堆砂面より下に存在する倒木、流木等の量であり、土砂と流木とでそれぞれ計上する範囲が異なるので注意する。

6-2 計画流木発生抑制量

計画流木発生抑制量は土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木の減少量である。

(「計画策定指針解説 P. 55」)

計画流木発生抑制量は、計画流出流木量を評価している区間に存在する流出流木量を対象とする。計画流木発生抑制量は、平常時堆砂勾配の平面と現溪床が交わる地点から堰堤までの区間に存在する倒木、流木等の量について計上することができる。

このため、平常時堆砂面も有しない透過型堰堤では計画流木発生抑制量は計上されない。

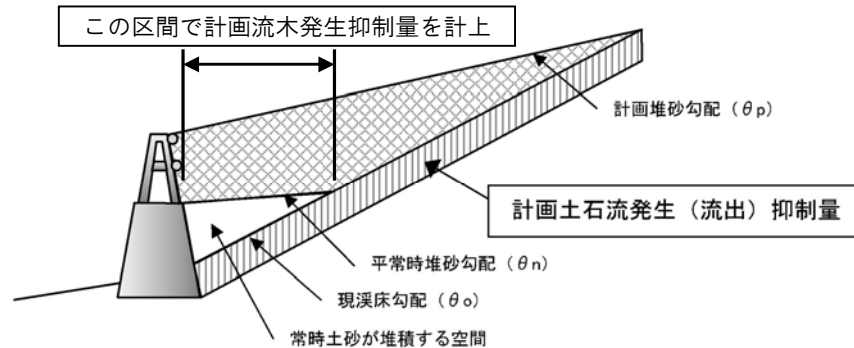
なお、計画流出流木量が発生流木量に流木流出率を乗じたものであることから、計画流木発生抑制量は、平常時堆砂勾配の平面と現溪床が交わる地点から堰堤までの区間の発生流木量に流木流出率を乗じた値となる。

土石流・流木対策施設の計画地点に流入する計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以下となった場合、当該土石流・流木対策施設の計画流木発生抑制量は「0」とする。

また、土石流・流木対策施設の計画地点に流入する計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以上の場合、当該土石流・流木対策施設は計画流木発生抑制量を計上した上で、

計画堆積流木量 → 計画捕捉流木量
の順で計上する。

・ 部分透過型砂防堰堤の場合



・ 不透過型砂防堰堤の場合

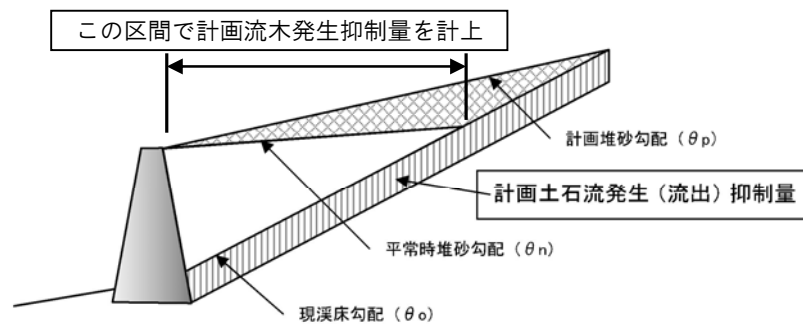
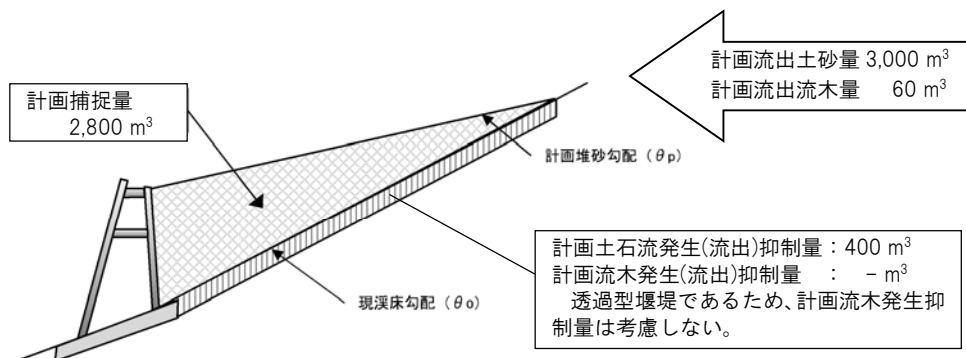


図 3-6-2 計画流木発生抑制量の考え方

7 堰堤工における施設効果量の算出事例(参考)

透過型堰堤、不透過型堰堤における施設効果量の算出事例を以下に示すので参考とする。

(参考：透過型堰堤の効果量算出の考え方)



ここで以下の考え方は、施設効果量を算出するためのもので流木容積率等は、捕捉空間への流入量を基本として算出される。

$$\begin{aligned}
 \blacksquare \text{流木容積率} &= (\text{計画流木量} - \text{計画流木発生抑制量}) / (\text{計画流出量} - \text{計画発生(流出)抑制量}) \\
 &= (60 - 0) / (3,000 + 60 - 400) \\
 &= 2.26 (\%)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \blacksquare \text{計画捕捉流木量} &= \text{計画捕捉量}^* \times \text{流木容積率} \\
 &= (3,000 - 400 + 60) \times 2.26\% = 60 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

※ここでは、計画捕捉空間に入る流出量(土砂+流木)とする

→ よって、同施設の計画捕捉流木量は 60m³、流木に対する効果量は 60m³ (60+0) となり、流木整備率は 60/60=100%となる。

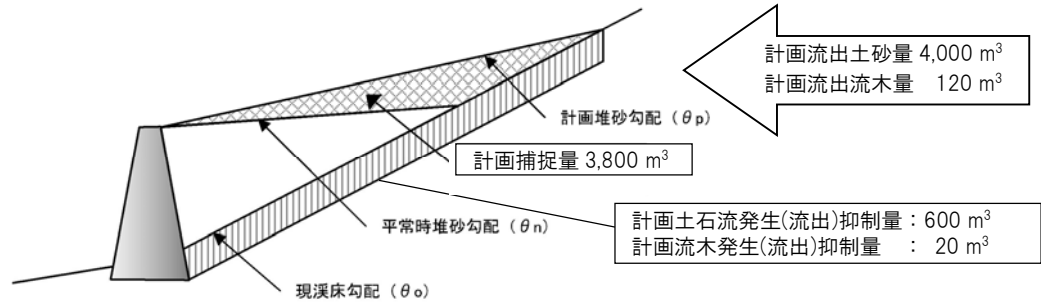
$$\begin{aligned}
 \blacksquare \text{計画捕捉土砂量} &= \text{計画捕捉量(空間量)} - \text{計画捕捉流木量} \\
 &= 2,800 - 60 \\
 &= 2,740 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

→ よって、同施設の計画捕捉土砂量は 2,740m³で、土砂に対する効果量は 3,140m³ (2740+400) となり、土砂整備率は 3,140/3,000=104.7%→100%となる。

$$\begin{aligned}
 \blacksquare \text{土石流整備率} &= \text{計画施設効果量} / \text{計画流出量} \\
 &= (3,140 + 60) / (3,000 + 60) = 104.7\% \rightarrow 100\%
 \end{aligned}$$

なお、計画捕捉土砂量は上記のものとして考えるが、土石流・流木処理計画においては、計画捕捉量から計画捕捉流木量を差し引いた値となる。(流木捕捉効果を優先する。)

(参考：不透過型堰堤の流木捕捉量の考え方)



■ 捕捉空間への流入量 = 計画流出量 - 計画発生(流出)抑制量

$$= (4,000 + 120 - 600 - 20)$$

$$= 3,500 \text{ m}^3$$

■ 流木容積率 = (計画流木量 - 計画流木発生抑制量) / (計画流出量 - 計画発生(流出)抑制量)

$$= (120 - 20) / (4,000 + 120 - 620)$$

$$= 2.86 \%$$

■ 計画捕捉流木量

① 計画捕捉量(X)に土石流の流木容積率(K_{wo})をかけた量の流出率 0.5 を考慮した分

$$\begin{aligned} \text{計画捕捉流木量} &= \text{計画捕捉量}^* \times \text{流木容積率} \times (1 - \alpha) \\ &= 3,500 \times 2.86\% \times (1 - 0.5) \\ &= 50 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

※ここでは、計画捕捉空間に入る流出量(土砂+流木)とする

② 計画捕捉容量の 2%

$$\begin{aligned} \text{計画捕捉流木量} &= \text{計画捕捉量}^* \times 2\% \\ &= 3,500 \times 2\% \\ &= 70 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

よって、計画捕捉流木量は①、②を比較し小さい方とし、 50 m^3 となる。

■ 流木効果量 = 計画捕捉流木量 + 計画流木発生(流出)抑制量

$$= 50 + 20$$

$$= 70 \text{ m}^3$$

以上より、計画流出流木量 120 m^3 に対し、 50 m^3 の流木対策が不足する。

(別途、副堤に流木止めを設置する等の対策が必要)

第4章 土石流・流木対策施設配置計画

1 総説

土石流・流木処理計画で設定した計画捕捉量、計画堆積量、計画発生（流出）抑制量を満たすように、土石流・流木対策施設を配置する。

（「計画策定指針解説 P. 56」）

計画で扱う土砂・流木量等処理するよう土石流・流木対策施設を配置する。合わせて自然環境や景観への影響等について十分配慮するものとする。

また、河川砂防技術基準計画編施設配置等計画編における用語と本指針における用語の対比表を表4-1-1に示す。

表 4-1-1 河川砂防技術基準計画編施設配置計画編と本設計要領における用語の対比

本設計要領		河川砂防技術基準 計画編 施設配置計画編
土石流・流木発生抑制工	土石流・流木発生抑制山腹工	山腹保全工、流木発生抑制施設
	渓床堆積土砂移動防止工	砂防堰堤、床固工、帯工 護岸工、渓流保全工 流木発生抑制施設
土石流・流木捕捉工		砂防堰堤、流木捕捉施設
土石流導流工		導流工
土石流堆積工		遊砂地工
土石流緩衝樹林帯		砂防樹林帯
土石流流向制御工		導流堤

2 土石流・流木対策施設の配置の基本方針

土石流・流木対策施設は、計画で扱う土砂・流木量等、土砂移動の形態、保全対象との位置関係等を考慮して、土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するように配置する。土石流・流木対策施設には主に、土石流・流木捕捉工を配置する。

（「計画策定指針解説 P. 57」）

土石流・流木捕捉工、土石流堆積工、土石流導流工、土石流・流木発生抑制工を組み合わせる施設の位置や砂防堰堤高等の形状を定める。

また、土石流・流木対策施設には主に土石流・流木捕捉工を配置するが、流域内が荒廃しているときなどは土石流・流木発生抑制工も適切に配置する。

これは一般（非火山）、火山山麓で同じであるが、火山山麓で特に火山が活動中の場合には、源頭部の対策が困難な場合が多い点異なる。また、火山山麓では、比較的大きな崩壊や大規模な泥流の発生を考慮して対策計画を立てなければならない場合もある。

なお、火山山麓で特に火山が活動中の場合、土地利用状況を考慮し、土石流緩衝樹林帯や土石流流向制御工とともに土石流導流工の併用も検討する。

- ① 計画基準点及び補助基準点での土砂、流木収支により、土石流・流木対策施設を配置するものとする。特に、渓流内に既存施設等がある場合は、補助基準点を適切に設置したうえで、施設配置を検討する。
- ② 流域内の荒廃が著しく土砂・流木生産抑制が効果的である場合には、土砂・流木発生域にて山腹保全工等の土石流・流木発生抑制山腹工を配置し、山腹崩壊・流木発生を抑制するものとする。

3 土石流・流木対策施設の機能と配置

土石流・流木対策施設は、①土石流・流木捕捉工、②土石流・流木発生抑制工、③土石流導流工、④土石流堆積工 ⑤土石流緩衝樹林帯 ⑥土石流流向制御工等がある。

(「計画策定指針解説 P. 58」)

土石流・流木対策施設の基本は、土石流・流木捕捉工である。

その他の対策施設として、土石流導流工、土石流堆積工、土石流緩衝樹林帯、土石流流向制御工、土石流発生抑制工等がある。

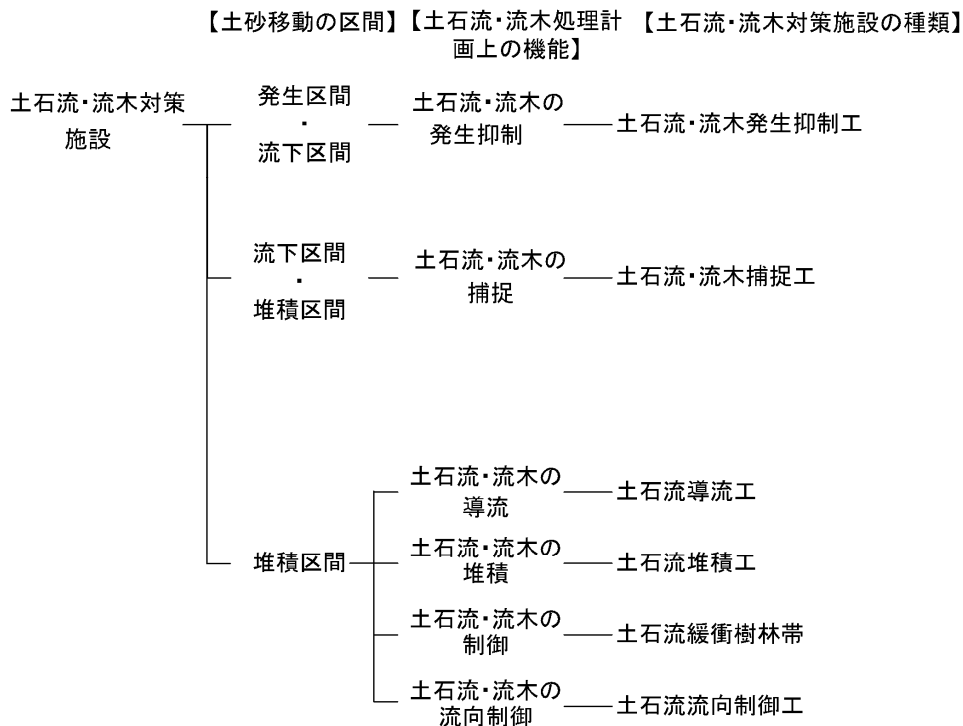


図 4-3-1 土石流・流木対策施設の種類

- ① 土砂移動の区間については、「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本的事項 4 計画基準点等」を参照のこと。なお、上記の「発生区間・流下区間」は「発生区間または流下区間」と判断してよい。

4 土石流・流木捕捉工

土石流・流木捕捉工は、土石流および土砂とともに流出する流木等を捕捉するための土石流・流木対策施設である。土石流・流木捕捉工として、砂防堰堤等を用いる。

(「計画策定指針解説 P. 59」)

土石流・流木捕捉工を計画・配置するにあたっては、想定される土砂および流木の流出現象として、土石流中の土石の粒径、土石流の濃度、流木の大きさ（長さ、太さ）、流木の多寡などを想定し、形式・形状を決める必要がある。

また、平常時堆砂勾配が現溪床勾配と大きく変化する場合や堆砂延長が長くなる場合は、堆砂地において土石流の流下形態が変化することに注意する必要がある。

土石流・流木捕捉工として、主として砂防堰堤を用いるが、分離堰堤（水抜きスクリーン）等も土石流・流木捕捉工として考え、砂防堰堤以外の土石流・流木捕捉工に本設計要領を準用することを妨げない。

4-1 砂防堰堤の型式と計画で扱う土砂・流木量等

砂防堰堤の型式には、透過型、部分透過型、不透過型がある。砂防堰堤に見込める計画で扱う土砂・流木量等は、型式に応じて計画捕捉量、計画堆積量、計画発生（流出）抑制量とする。

(「計画策定指針解説 P. 60」)

砂防堰堤が有する計画で扱う土砂・流木量等は図 4-4-1 (1)、(2) に示す計画捕捉量、計画堆積量、計画発生（流出）抑制量とする。

- ① 計画堆積量は、除石によりこれ以上堆砂が進行しない面(管理除石ライン)より上の平常時堆砂勾配までの間を計上する。
- ② 型式に応じた計画捕捉量、計画堆積量、計画発生（流出）抑制量の算出については、流域の全体施設配置計画検討段階においては簡便式（算出可能であれば平均断面法による算出）等によるが、予備設計、詳細設計段階においては溪流横断形状から平均断面法にて算出する。

計画堆積量を計画する場合の不透過型・部分透過型の横断面図

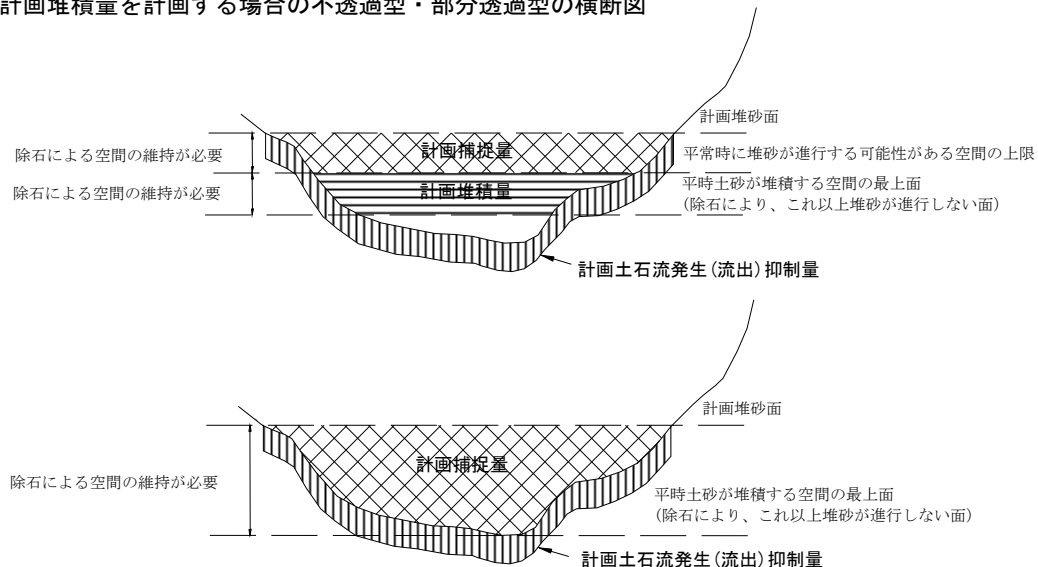
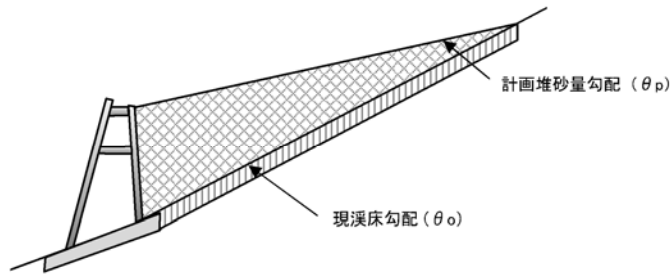


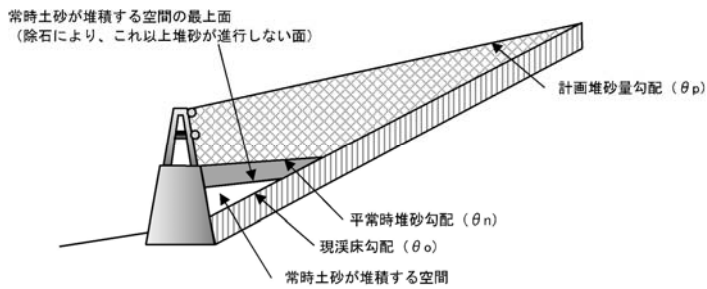
図 4-4-1 (1) 砂防堰堤の型式別の計画で扱う土砂・流木量等

(透過型)

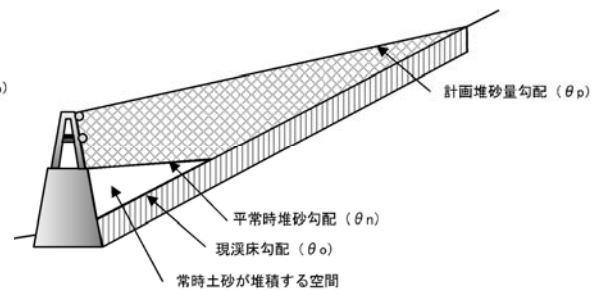


(部分透過型)

(計画堆積量を確保する場合
(常時土砂が堆積する空間がある場合))

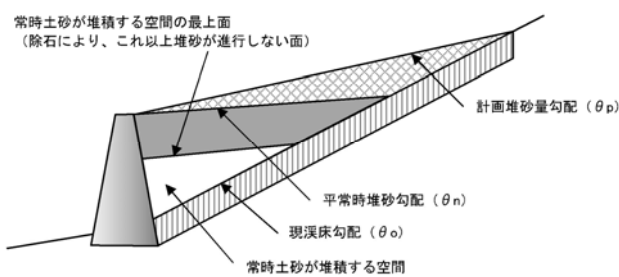


(計画堆積量を確保しない場合)

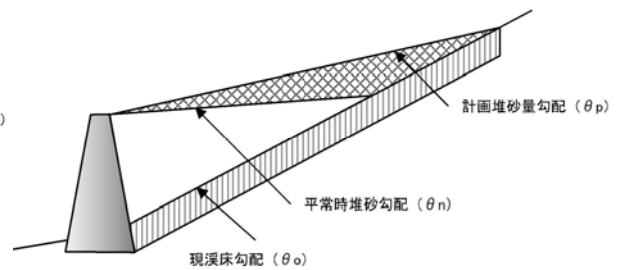


(不透過型)

(計画堆積量を確保する場合
(常時土砂が堆積する空間がある場合))



(計画堆積量を確保しない場合)



凡例

	: 計画捕捉量 (土砂量+流木量) (除石により計画捕捉量の空間を確保しなければならない)
	: 計画土石流発生 (流出) 抑制量 (土砂量)
	: 計画堆積量 (土砂量+流木量) (除石により計画堆積量の空間を確保しなければならない)
	: 常時土砂が堆積する空間

図 4-4-1 (2) 砂防堰堤の型式別の計画で扱う土砂・流木量等

4-2 砂防堰堤の型式の選定（透過型・部分透過型・不透過型）

砂防堰堤を配置する際には、対象とする流域の特性や想定される土石及び流木の流出現象を現地調査により十分把握した上で、経済性、地域環境等に配慮し、型式を選定する。なお、土砂とともに流出する流木等を全て捕捉するためには、透過構造を有する施設を原則とする。

（「計画策定指針解説 P. 63」）

発生区間に配置する砂防堰堤に求められる機能は、主として、土石流や流木の発生の抑制である。流下区間および堆積区間に配置する砂防堰堤には、主として以下の機能が求められる。

- ・土石流の捕捉
- ・土砂とともに流出する流木等の捕捉
- ・計画捕捉量・計画堆積量に相当する空間の維持
- ・平時の溪流環境（溪床の連続性）の保全

土砂とともに流出する流木等を全て捕捉するためには、透過構造を有する施設（透過型砂防堰堤、部分透過型砂防堰堤、流木捕捉工など）が必要となる。

そのため、計画流下許容流木量が 0 でない場合や流木対策を別途計画する場合などを除き、流木の捕捉のための砂防堰堤は、透過型または部分透過型砂防堰堤とすることを原則とする。

なお、土石流区間において流木捕捉工の設置が必要な場合は、副堰堤等に流木捕捉工を設置することができる。

また、型式によらず計画捕捉量の確保のためには除石（流木の除去を含む）計画の検討が必要となる。計画堆積量を計画する不透過型及び部分透過型砂防堰堤では、計画堆積量確保のための除石（流木の除去を含む）計画の検討が必要となる。

なお、除石（流木の除去を含む）計画については、「第 2 編 第 5 章 除石（流木の除去を含む）計画」を参照する。

- ① 砂防堰堤の型式の選定にあたっては、除石計画と十分に整合のとれたものとしなければならない。特に、定期的な除石実施の可能性、経済性に留意し、砂防堰堤の型式を選定するものとする。

4-3 透過型・部分透過型の種類と配置

土石流・流木捕捉工として用いる透過型及び部分透過型砂防堰堤は、計画規模の土石流を捕捉するため、その土石流に含まれる巨礫等によって透過部断面を確実に閉塞させるよう計画しなければならない。透過型及び部分透過型砂防堰堤を配置する際には、土砂移動の形態を考慮する。

（「計画策定指針解説 P. 64」）

4-3-1 透過型および部分透過型の配置に関する基本的な考え方

透過型及び部分透過型砂防堰堤は、土石流に含まれる巨礫等によって透過部断面が閉塞することにより、土石流を捕捉する。

また、透過部断面が確実に閉塞した場合、捕捉した土砂が下流に流出する危険性はほぼ無いため、土石流捕捉のための透過型及び部分透過型砂防堰堤を土石流区間に配置する。

なお、流水にせき上げ背水を生じさせて流砂を一時的に堆積させる目的の透過型及び部分透過型砂防堰堤は、洪水の後半に堆積した土砂が下流に流出する危険性があるため、土石流区間に配置しない。

4-3-2 土石流捕捉のための砂防堰堤の設計及び配置上の留意事項

透過型と部分透過型は土石流の捕捉に対して以下の条件を満たすことが必要である。

(1) 「計画規模の土石流」及び土砂とともに流出する流木によって透過部断面が確実に閉塞するとともに、その構造が土石流の流下中に破壊しないこと

堆積区間に透過型または部分透過型を配置するときは、透過部断面全体を礫・流木により閉塞させるように、土石流の流下形態等を考慮して施設配置計画を作成する。また、複数基の透過型を配置する場合には、上流側の透過型により土砂移動の形態が変化することに留意する。

(2) 中小規模の降雨時の流量により運搬される掃流砂により透過部断面が閉塞しないこと

透過型は中小の出水で堆砂することなく、計画捕捉量を維持することが期待できる型式である。ただし、透過型と部分透過型は、不透過型同様、土石流の捕捉後には除石等の維持管理が必要となることに留意する。

透過部断面を構成する鋼管やコンクリート等は、構造物の安定性を保持するための部材（構造部材）と土石流を捕捉する目的で配置される部材（機能部材）に分けられる。

機能部材は、土石流および土砂とともに流出する流木等を捕捉できれば、塑性変形を許容することができる。

また、土石流・流木の発生抑制が求められる場合で流木の捕捉機能を増大させたいとき、流出する粒径が細かい場合や勾配が緩く土砂濃度が低いことが想定される場合、谷出口付近において出水時（土石流以外の出水）の泥水等を下流路に導きたいときなどは、部分透過型の採用を検討する。

- ① 機能部材とは、鋼製透過型砂防堰堤の透過部断面に設置する部材のうち、土石流・流木を捕捉するために設置される部材である。構造部材とは、鋼製砂防堰堤を構成する部材の中で、力学的な抵抗力を必要とする部材で、鋼製透過型砂防堰堤においては、土石流や流木を捕捉した機能部材を支える部材であり、機能部材を兼用する場合もある。
- ② 「鋼製砂防構造物設計便覧」では、「計画段階で現地の pH を計測し、ph4 以下の酸性河川の場合には設置を避けるか、何らかの防錆処理を施す」とされているため、ph4 以下の酸性河川で塗装などの防錆処理ができない場合には透過型は採用不可とする。また、沿岸部や工業地域、火山地域など、塩分や亜硫酸ガスなどの影響が及び、錆を促進させるような場所においても同様である。
- ③ 最下流における透過型砂防堰堤を設置する場合において、保全対象との距離、レッドゾーン（土砂災害特別警戒区域）、下流接続水路の有無等による採用可否は規定せず、機能上の条件（礫径、水質等）を満足すれば「透過型」の配置が望ましい。
- ④ なお、前項「4-2 砂防堰堤の型式選定(透過型、部分透過型、不透過型)」に示される「透過型を1基は計画することが原則」というのは、「流木対策は透過型を原則とする」という意味であるため、粒径の小さい流域では、「不透過型堰堤＋流木止め」構造を採用することに問題はない。
- ⑤ 部分透過型において、スリット敷高よりも下部の除石を行うと、土石流発生時に先端の巨礫が除石により確保する空間に堆積してしまい、スリットが閉塞しない可能性があるので注意を要する。基本的に部分透過型についてはスリット敷高以下の除石による空間確保は行わないほうがよい。部分透過型は、堰堤上流での常時の溪床・溪岸固定等の抑制効果を期待する場合に有効である。

4-3-3 透過型堰堤を配置する場合の留意事項

(1) 上流河道が湾曲している場合

堰堤の直上流が湾曲していると土石流が堰堤に到達する前に湾曲部でほぐれるため、集合運搬で到達しない場合が考えられる。透過型砂防堰堤は、先端部に巨礫群のある砂礫型土石流に対して機能を発揮するので、溪流蛇行部、支川合流点で土石流がほぐれやすい地形では、土石流形態で流下しない場合が想定されるため、透過型砂防堰堤の配置には注意が必要である。

(2) 川幅が広い河道に設置する場合

開口幅の広い堰堤が土砂捕捉機能を発揮するには、開口部全面(水通し幅)が巨礫によって閉塞されることが条件となり、一部でもオープンな部分があるとそこから後続流による土砂の流出がおこる可能性がある。したがって、開口部全面を閉塞できるほど礫個数が溪床に存在するかどうか礫径調査時に併せて確認する。

土石流流下幅に対して川幅が十分広い場合には、スリット間隔を一律とせず複断面とするなど土石流が確実に開口部に到達するような工夫も考えられる。

(3) 透過型堰堤を連続配置する場合

上下流に連続して透過型砂防堰堤を計画する場合、下流の透過型砂防堰堤の機能は上流の透過型堰堤の効き方に影響を受ける。

このため、堰堤ごとに確実に到達するであろう礫径を対象礫径に設定する。

礫径調査は上流・下流堰堤別々に調査し、対象礫径を設定する必要があるが、特に土石流が上流で捕捉された場合は流下する土石流が減勢されており、流下形態は土石流(掃流状集合流動)もしくは掃流になり再び上下流堰堤間に点在する礫を巻き込んで砂礫型土石流になるかどうか、検討する必要がある。

(4) 上流を不透過型(既設)で下流を透過型(新規)で配置する場合

上流に未満砂の不透過型砂防堰堤がある場合、土石流の先端部は不透過型砂防堰堤で捕捉され、これを乗り越えた流れが下流の透過型砂防堰堤に到達することから、礫を捕捉できないものと考えられる。

また、上流の不透過型砂防堰堤が満砂している場合においても、不透過型堰堤に到達した土石流は堆砂域で土砂流に変化することが考えられるため、水通しから乗り越えて下流の透過型堰堤に到達するときは集合状態で流下していないものと予想される。

このため、下流の透過型堰堤が機能するためには、上流の砂防堰堤から越流してくる流れが下流に到達するまでに河床の礫を巻き込み、再び土石流の先端部を形成する必要がある。

上下流の堰堤の距離、支川合流の状況、河床に存在する礫などから再度、土石流状態になるかどうかの判断も必要である。

5 土石流・流木発生抑制工

土石流・流木発生抑制工は、土石流および土砂とともに流出する流木等の発生を抑えるための土石流・流木対策施設である。

(「計画策定指針解説 P. 66」)

土石流・流木発生抑制工には、山腹における土石流・流木発生抑制工(土石流・流木発生抑制山腹工)、溪床・溪岸における土石流・流木発生抑制工(溪床堆積土砂移動防止工)がある。

5-1 土石流・流木発生抑制山腹工

土石流・流木発生抑制山腹工は、植生または他の土木構造物によって山腹斜面の安定化を図る。

(「計画策定指針解説 P. 67」)

土石流および土砂とともに流出する流木等の発生する可能性のある山腹崩壊を防ぐために山腹保全工を施工する。

5-2 溪床堆積土砂移動防止工

溪床堆積土砂移動防止工は、床固工等で溪岸の崩壊、溪床堆積土砂の移動を防止する。

(「計画策定指針解説 P. 68」)

溪床堆積土砂の移動および溪岸の崩壊を防止するための土石流・流木対策施設で、床固工、護岸工等が考えられる。

溪岸(山腹を含む)の崩壊を防止するため、溪床堆積土砂移動防止工は除石(流木の除去を含む)を原則として行わない。

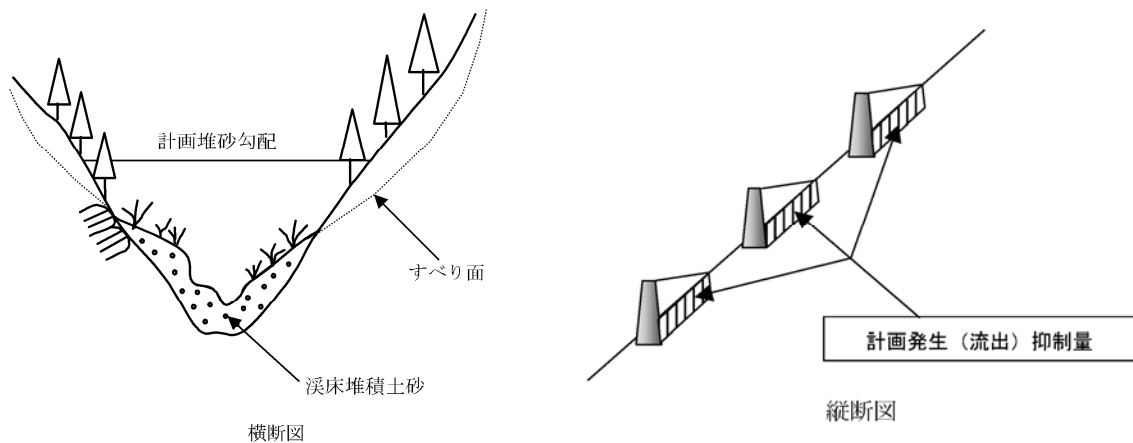


図 4-5-1 溪床堆積土砂移動防止工の計画で扱う土砂・流木量等のイメージ

- ① 溪床堆積土砂移動防止工における施設効果は、不透過型砂防堰堤の平常時堆砂勾配による堆積区間における計画発生(流出)抑制と同じ考え方とする(計画堆砂勾配までの区間は計上しない)。

5-3 土石流導流工

土石流導流工は土石流を安全な場所まで導流するもので、土石流ピーク流量に対応する断面とする。

(「計画策定指針解説 P. 69」)

土石流導流工は、流出土砂の粒径などを十分検討し、土石流導流工内で堆積が生じて、越流、氾濫しないように計画しなければならない。

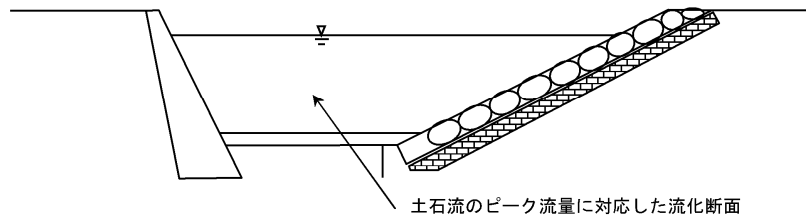


図 4-5-2 土石流導流工

- ① 土石流導流工は、土石流を安全な場所まで導流するもので、土石流ピーク流量に対応する断面とする。
- ② 土石流導流工は土石流を導流させるものでもあるが、当該区間にて、移動可能土砂量が計上されており、当施設にてこれを流出抑制する機能を有する場合には、計画発生(流出)抑制量を計上する。
- ③ 土石流流下に対応すべく、コンクリート、練石積(張)などの強固な構造による護岸とし、溪床洗掘にも対応すべく、状況により溪床部にも底張コンクリート等を設置する場合もある。

6 土石流堆積工

土石流堆積工は、土石流を減勢し堆積させるための土石流・流木対策施設であり、土石流分散堆積地と土石流堆積流路とがある。

(「計画策定指針解説 P. 70」)

土石流堆積工は、安全に土石流を堆積させるもので、その種類は、「土石流分散堆積地」と「土石流堆積流路」がある。

6-1 土石流分散堆積地

土石流分散堆積地は、流路を拡幅した土地の区域（拡幅部）のことで、拡幅部の上流端と下流端に砂防堰堤または床固工を配置したものである。

土石流分散堆積地は、土石流・流木処理計画に必要となる計画堆積量を堆積させることのできる空間を、流路の拡幅及び掘り込んで溪床勾配を緩くすることにより確保するものである。

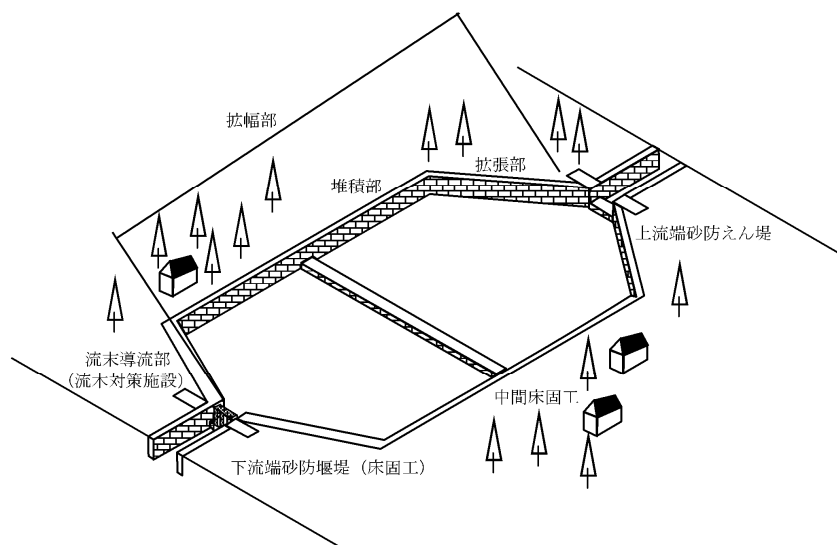


図 4-6-1 土石流分散堆積地

6-2 土石流堆積流路

土石流堆積流路は、背後地盤において宅地が発達している等の土地利用状況や谷底平野等の地形条件により、土石流分散堆積地のように流路の拡幅が困難な場合において、流路を掘り込んで溪床勾配を緩くすることにより、土石流・流木処理計画に必要となる計画堆積量を堆積させることのできる空間を確保するものである。

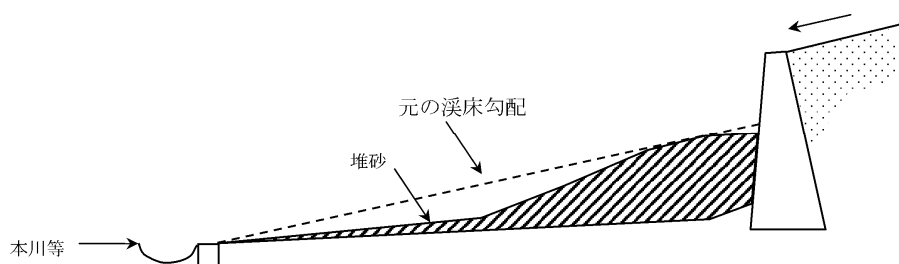


図 4-6-2 土石流堆積流路

7 土石流緩衝樹林帯

土石流緩衝樹林帯は、土石流の流速を低減させて堆積させるための土石流・流木対策施設である。

(「計画策定指針解説 P. 72」)

土石流緩衝樹林帯として、床固工、土石流導流堤等の土石流・流木対策施設と樹林、小規模な出水を処理する常水路、補助施設などを組み合わせて配置するものであり、土石流の堆積区間の末端部付近に配置する。

土石流緩衝樹林帯は、原則として扇状地上において土石流と保全対象物の間に緩衝区間として、土石流流向制御工等を組み合わせて設ける。

8 土石流流向制御工

土石流流向制御工は、土石流の流向を制御するための土石流・流木対策施設である。

(「計画策定指針解説 P. 73」)

計画基準点よりも下流で土砂を流しても安全な場所があり、下流に災害等の問題を生じさせずに安全な場所まで土砂を流下させることができる場合は、土石流の流向を土石流導流堤等により制御する。

第5章 除石（流木の除去を含む）計画

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、土石流等の発生後や定期的に堆砂状況等の点検を行い、必要に応じて除石（流木の除去を含む）等を行う。

また、土石流・流木処理計画上、除石（流木の除去を含む）が必要となる場合は、搬出路を含め、あらかじめ搬出方法を検討しておくものとする。

（「計画策定指針解説 P. 74」）

土石流・流木処理計画上、除石が必要となる場合は、搬出路の敷設等土砂及び流木の搬出方法や搬出土の受入先、除石（流木の除去を含む）の実施頻度等の除石（流木の除去を含む）計画を土石流・流木処理計画で検討する必要がある。なお、渓床堆積土砂移動防止工は除石（流木の除去を含む）を原則として行わない。

また、除石（流木の除去を含む）には、土石流発生後等の緊急的に実施する「緊急除石（流木の除去を含む）」と、定期的な点検に基づいて堆積した土砂および流木を除去する「定期的な除石（流木の除去を含む）」とがある。その基本的な考え方は、以下に示すとおりである。

なお、除石を実施する際に、透過部断面を閉塞した礫がほぐれて突発的に下流へ流出する危険があるため、除石は直下から行わず、原則として上流から実施する。

- ① 平常時堆砂勾配と計画堆砂勾配の間の空間は、除石による管理が必要である。土石流捕捉後に流水部の土砂はその後流出するが、横断的に堆砂した袖部側の捕捉土砂は基本的にその後流出しないものとする。
- ② 除石計画が困難な場合は、計画捕捉量・計画堆積量を土石流・流木処理計画に見込まない。
- ③ 計画捕捉量・計画堆積量を有していない施設であっても、土石流導流工のように土石流等の堆積によって越流、氾濫が懸念される場合や、土石流流向制御工のように堆積によって流向制御に支障をきたすことが懸念される場合には除石（流木の除去を含む）を実施する。

1 緊急除石（流木の除去を含む）

土石流発生等の出水により捕捉された土砂及び流木を緊急的に除石することは、砂防堰堤の計画捕捉量・計画堆積量を確実に確保する観点から重要である。

このため、土石流発生後等に土石流・流木対策施設の捕捉状況について臨時点検を行い、必要に応じて次期出水にそなえて緊急に除石（流木の除去を含む）を実施する。

2 定期的な点検に基づく除石（流木の除去を含む）

定期的な点検に基づく除石（流木の除去を含む）は、堆積する土砂及び流木等から主として、計画堆積量を確保するために行うものである。

土石流・流木対策施設について定期的に点検を行い、その結果、土石流・流木処理計画上で必要としている計画捕捉量・計画堆積量を確保する必要が生じた場合に除石（流木の除去を含む）を実施する。

2-1 管理除石量

除石管理を行う場合でも、中小洪水による土砂流出が発生するため、常時土砂が堆積する空間の最上面（除石により、これ以上堆砂が進行しない面）を常に維持しておくことは難しい。

このため、この常時堆砂空間の最上面以下の空間部分を「管理除石量」として位置づけ、定期的な除石を行うための基本量とする。

管理除石量は、施設の種類、規模、平常時の流出土砂量ならびに除石頻度などを勘案して設定するものとする。

具体的には、年平均堆砂量に設定する除石頻度を乗じて目安量を把握した上で、既存施設の管理除石量、および溪流の荒廃状況、施設配置状況を反映し、流域全体での管理除石量を考慮して設定する。

管理除石量は施設効果量に含めず、透過型堰堤には設定しなくてよい。（倒木、流木や礫落下等による平常時の偶発的な閉塞は、施設管理として別途に位置づけるものとする）

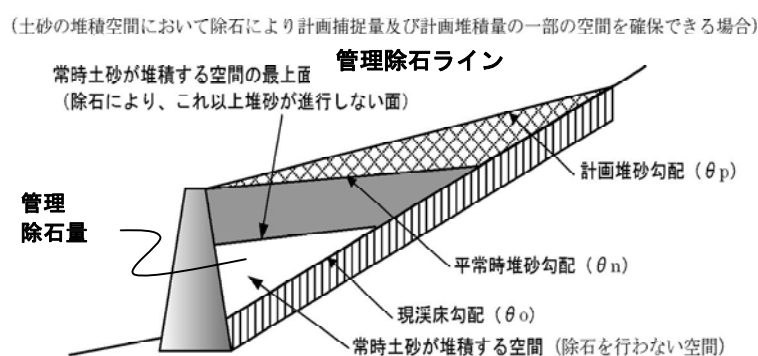


図 5-2-1 管理除石量の範囲

2-2 除石の頻度

計画・設計段階においては、管理除石量に対する除石作業頻度は、概ね数年～数10年に1回を目安とする。

除石頻度が多くなると事業費、処分先確保面で支障をきたすことになるので、過去の土石流発生実績や荒廃状況、ならびに除石作業のライフサイクルコスト等を十分踏まえて設定する。

2-3 年平均堆砂量

年平均堆砂量は、溪流特性として年間当たりの土砂流出量が把握されている場合（微地形変化量調査、土砂流出モニタリング結果や、堆砂測量等）には、既往実績値を用いるものとし、地形・地質が類似する近傍実績があればそれを基本に類推して用いてもよい。

実際には、詳細な堆砂測量等が実施されているケースは少ないため、毎年の施設点検の結果等を基に、施設完成後の状態を見て設定することが考えられる。

また、溪流（近傍溪流）の実績値がない場合には、同水系での近傍の貯水・電力ダムの堆砂実績（もしくは設計堆砂量の計画値）を基に算出することが考えられる。

ただし、貯水ダムの場合はシルト、細粒分の土砂堆積が含まれており、一方で砂防堰堤工の場合は水抜きもあり、湛水による滞留も無いため、比較的、シルト、細粒分については下流に流出する割合が貯水ダムに比べ大きい。この点から、一概に近傍の貯水ダムでの実績を用いると過大になる場合もあるので、除石頻度等を考慮して適切に判断することが必要である。

2-4 管理除石ライン

常時堆砂空間の最上面を「管理除石ライン」と位置づけ、巡視と定期的な除石によって常に管理除石ラインを維持することとし、管理除石ライン以下の堆砂量は施設効果量に計上しないものとする。

また、施工、除石直後においては実際には管理除石ライン以下に堆砂空間が確保されているが、同様に施設効果量に計上しない。

なお、「管理除石ライン」はあくまで施設計画上の位置づけであり、実際の運用面の除石管理としては「管理除石ゾーン」により維持管理を進めるものとする。

「管理除石ゾーン」としては、堆砂進行の状況を踏まえ「管理除石ライン」以内に1～数mの範囲に設定する。

第6章 小規模溪流における砂防基本計画(土石流・流木対策)

1 総説

小規模溪流は以下の条件を全て満たすものを基本とする。

- ・ 流路が不明瞭で常時流水がなく、平常時の土砂移動が想定されない溪流
- ・ 基準点上流の溪床勾配が 10° 程度以上で流域全体が土石流発生・流下区間
- ・ 支溪の合流がない溪流

(計画策定指針解説 P. 11)

(1) 想定される現象

土石流危険溪流であっても流路が不明瞭で常時流水がない小規模溪流は、谷形状を呈しているものの、流域の大半が 0 次谷ないしは斜面であると考えられる。そして、小規模溪流では、中小出水時の土砂流出の頻度や規模は小さいと考えられる。(図 6-1-1 小規模溪流のイメージを参照)

また、流路が不明瞭であるため、移動可能土砂の多くの部分が、本設計要領「第 2 編 第 2 章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-1-2 計画流出土砂量の算出方法」における 0 次谷内の崩壊可能土砂にあたると思われる。

基準点上流の溪床勾配が 10° 程度以上で流域全体が土石流発生・流下区間に属する小規模溪流では、流出する土石流の土砂濃度が高いことが考えられる。さらに、支溪の合流がない小規模溪流では、1 出水で複数回の土石流が発生することは考えにくい。そこで、小規模溪流においては、これらの想定される現象を踏まえた計画策定・設計を実施することが重要である。



図 6-1-1 小規模溪流のイメージ

(2) 調査結果の確実性

小規模溪流では溪流全域を詳細に調査可能な場合がある。

このような場合の移動可能土砂量や最大礫径に関する調査結果は通常の土石流・流木対策に関する調査に比べて調査結果の不確実性が小さいと考えられる。そこで、小規模溪流において、十分な調査が実施できた場合は、調査結果を踏まえ計画策定・設計することが可能となる。

(3) 適用範囲

従って、(1)の条件を満たし、十分な調査が実施できた場合は、流域面積や溪流長等の地形条件によらず、本調査結果を用いて土石流・流木対策を計画・設計しても良い。

ただし、支溪合流のある流域面積の大きい溪流内にある一単独支溪(0次谷)が上記条件を満たしているとしても、小規模溪流に該当しないので対策計画の立案は行わないこと。

2 土砂・流木量等の調査・算出方法

2-1 計画流出土砂量の算出方法

小規模溪流において、流出土砂量を算出しようとする地点から流域の最遠点である分水嶺までの流路谷筋を移動可能土砂の範囲として現地調査において設定する。

その上で、移動可能土砂の範囲のうち、崩壊可能土砂量を算出する領域において簡易貫入試験を用いて崩壊可能土砂の厚さを計測する等の詳細な調査を行うことで、崩壊可能土砂量を含めた移動可能土砂量を精度良く把握できる場合もある。その場合に限り、計画流出土砂量が 1,000(m³)以下であっても調査に基づく土砂量を採用することができる。

小規模溪流では、移動可能土砂の多くの部分が崩壊可能土砂にあたるため、簡易貫入試験を用いて崩壊可能土砂の厚さを計測するなど、崩壊可能土砂の層厚を算出することが移動可能土砂の算出に有効である。

なお、移動可能土砂量の算出方法以外の「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量および計画流出土砂量の算出方法は、本設計要領「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-1-2 計画流出土砂量の算出方法 (2)」に従う。

また、崩壊可能土砂の厚さの調査方法は簡易貫入試験と同程度以上の精度が確保できる調査方法であれば、その他の手法を用いることを妨げるものではない。また、対象溪流の近傍で崩壊可能土砂の厚さに関する調査、実績のデータの収集が十分に行われている場合はこれを用いてもよい。

2-2 最大礫径の算出方法

最大礫径は、天端幅、構造検討時の礫による衝撃力を算出する際に使用する。

最大礫径は、移動可能土砂の範囲における現地調査結果から推定することとし、天端幅、構造検討時の礫による衝撃力を算出するための最大礫径は、溪流内の移動可能土砂のうち、最大の礫径とする。

また、透過部断面の設計に用いる最大礫径は、本設計要領「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-9 最大礫径」に従い算出する。

小規模溪流では流域面積が小さい上、移動可能土砂の範囲も限られているため詳細な礫径調査が可能である。一方、小規模溪流では、面積が小さい上、流域全体が土石流の発生・流下域に属し、過去の土石流の堆積物が流域内に存在せず、巨礫が数多く存在するケースは少ない。巨礫の数が少ない場合、最大礫径と 95%礫径で差が大きい場合も考えられる。

そこで、「小規模溪流における土石流・流木対策施設の設計について」の本設計要領「第3編 第7章 小規模溪流対策施設 5-1 天端幅」に示すように、不透過型堰堤を設置する場合の越流部・非越流部および透過型堰堤の非越流部をコンクリート等で設置する場合の非越流部の天端幅の最小幅を 1.5(m)と小さくする一方で、天端幅は最大礫径の 2 倍を確保する。

一方、巨礫が通常の溪流同様、多く存在し、移動可能土砂の範囲の大半の巨礫の調査が困難な場合の最大礫径は、本設計要領「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-9 最大礫径」に従い算出する。

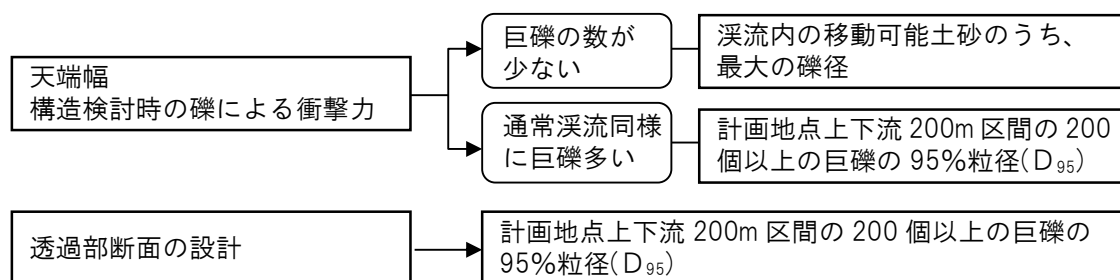


図 6-2-1 小規模溪流施設設計に用いる最大礫径

2-3 流木の量、最大長、最大礫径、平均長、平均直径の算出方法

計画流出流木量、流木の最大長、最大直径、平均長、平均直径の算出にあたっては、移動可能土砂量を算出した範囲の立木等について現地において調査する。

算出方法は、本設計要領「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-2 計画流出流木量」に従う。

3 土石流・流木処理計画

3-1 施設の種類と効果

小規模溪流対策施設は、土石流・流木捕捉工（砂防堰堤）を基本とする。

種類と効果は「第3編 第3章 土石流・流木処理計画」に準ずる。

3-2 土石流・流木処理計画

土石流および土砂とともに流出する流木を捕捉するための対策施設は、1基の施設で土石流・流木処理計画を満足することを基本とするが、地形等、現場条件を鑑み、適切に施設を配置する。

また、小規模溪流であっても、必要な流木対策は実施することとし、計画流下許容流木量が0でない場合や流木対策を別途計画する場合などを除き、土砂とともに流出する流木の捕捉のため対策施設は、透過構造を有する施設とすることを原則とする。

小規模溪流は、流域の規模が小さいことから、維持管理や経済性を考慮し、砂防堰堤1基で土石流・流木処理計画を策定することを基本とする。

第3編 土石流・流木対策施設設計

第1章 総説

1 施設設計の基本

土石流・流木対策施設の設計については、「土石流・流木対策設計技術設計」並びに「土石流・流木対策設計技術指針 解説 国土交通省国土技術政策総合研究所」（以下、「設計技術指針解説」と称す）に準じて策定することを基本とする。

また、これに加えて本設計要領に示される中部地方整備局管内での運用を踏まえるものとし、目的、流域状況（自然・社会環境等）、対策計画、合理性等を勘案した施設設計を行う。

本編の記載構成については、**箱書き文** については「設計技術指針解説」に示される指針に当たる部分で、「設計技術指針解説」における解説部分、及び中部地方整備局管内での運用に関する内容についてそれ以降に続けて記載している。

なお、このように本設計要領は「設計技術指針解説」内容を含めた形で記載されるものの、同指針解説の原本について別途確認し、同指針に示される部分と管内運用部分を理解して準用することが望ましい。

2 総則

土石流・流木対策施設は、砂防基本計画（土石流・流木対策）に基づき、必要な機能と安全性を有するように設計する。

（「設計技術指針解説 P. 1」）

土石流・流木対策設計技術指針（以後、「本指針」という。）は、砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）により策定した砂防基本計画（土石流・流木対策）に基づき、土石流・流木対策施設を設計する方法について記したものである。

溪流の特性は1つ1つ異なる上、区間ごとにも様相が違い、しかも時を経る中で変化して行くため、土石流・流木対策施設の配置・設計は、時間的変化を含めた溪流特性を現地調査・文献収集等によって把握した上で、その特性にあった機能を発揮するように行う。

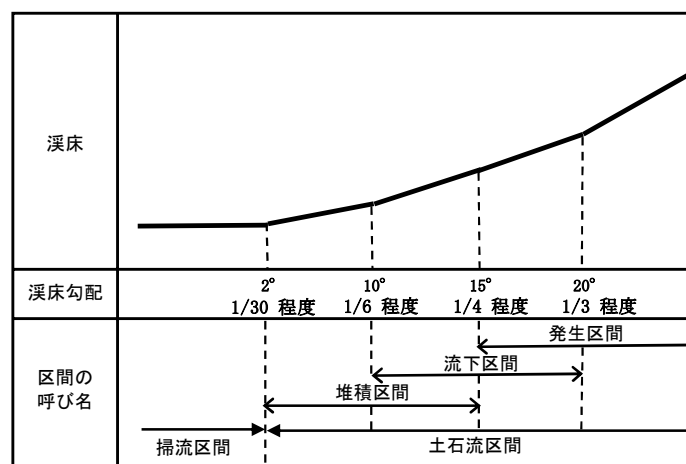


図 1-2-1 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

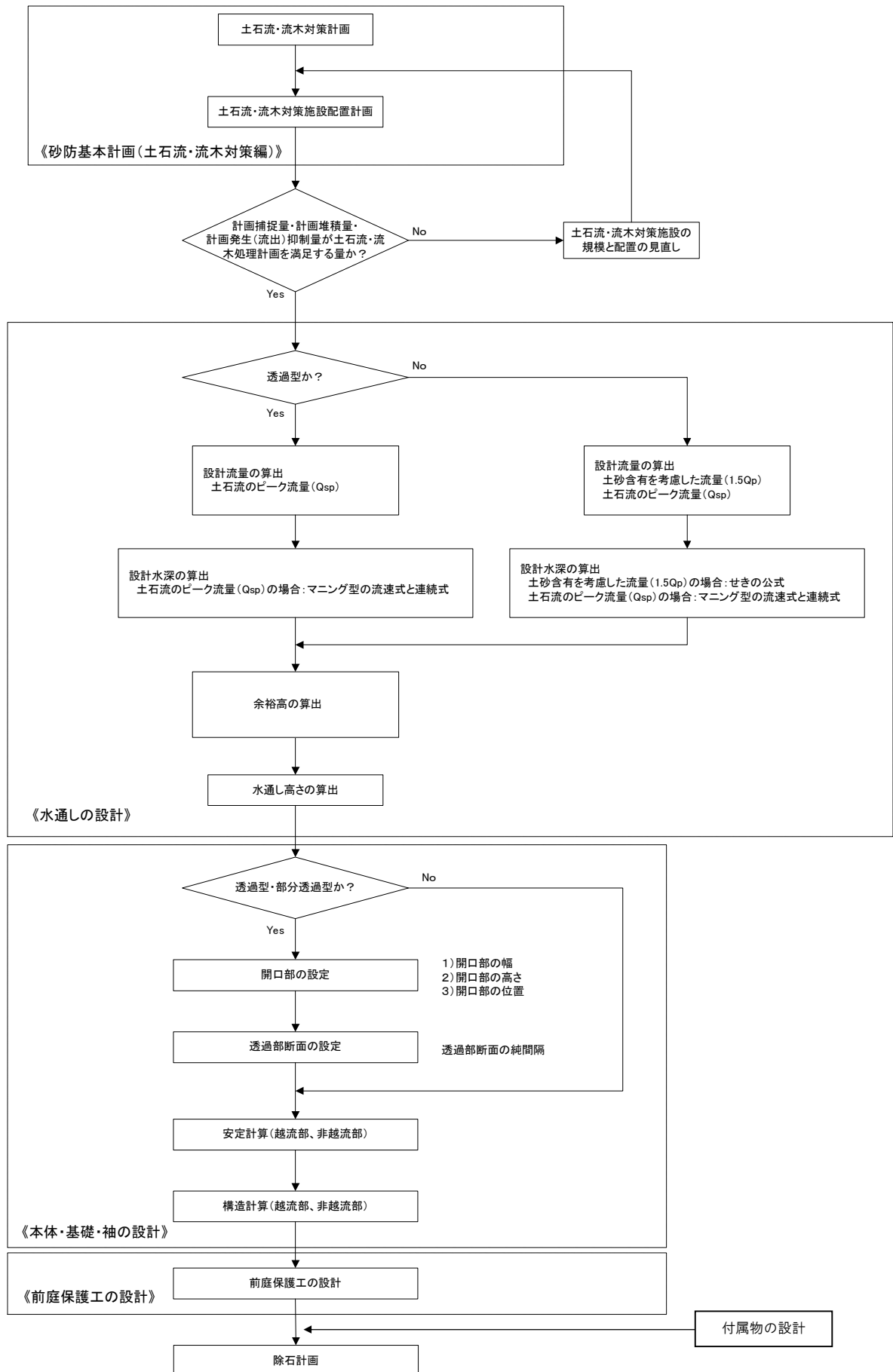


図 1-2-2 土石流・流木捕捉工設計の流れ

第2章 土石流・流木捕捉工の型式及び規模と配置

1 土石流・流木捕捉工の型式

土石流・流木捕捉工の型式には、透過型、部分透過型および不透過型がある。

(「設計技術指針 P. 3」)

土石流・流木捕捉工としての砂防施設は、型式に応じて設計を行う。

各々の機能は、「第2編 第4章 土石流・流木対策施設配置計画 4 土石流・流木捕捉工」を参照のこと。

2 土石流・流木捕捉工の規模と配置

土石流・流木捕捉工の規模と配置は、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」第3節に従って策定されたものを基本とするが、地形・地質等の現場条件を踏まえて決定する。

(「設計技術指針 P. 4」)

土石流・流木捕捉工の規模と配置は「第2編 第3章 土石流・流木対策計画」に従って策定された土石流・流木対策施設配置に基づき実施するものでなければならない。

土石流・流木捕捉工の設計段階において、現場条件を踏まえ、規模や配置を見直す必要が生じた場合は、土石流・流木対策施設配置計画を見直すものとする。

土石流・流木捕捉工の位置は地形・地質等を考慮し、適切に選定する。やむを得ず、溪流の湾曲部を選定する場合、土石流・流木捕捉工の上下流の流向に留意し、本体軸及び前庭部の保護等について検討するものとする。

(1) 堰堤の位置および方向

- ① 一般に堰堤計画箇所は、越流水による下流のり先の深掘れおよび両岸侵食による破壊防止のため、溪床および両岸に岩盤のある箇所、ならびに工費等の関係から、上流部の広がった狭窄部が望ましい。
- ② 溪床に岩盤のない場合は、その溪床の状況に応じて水叩き、あるいは副堰堤を計画して、下流のり先の保護を図らなければならない。
- ③ 支溪の合流がある場合には、主溪および支溪双方の工作物の基幹堰堤として役立つように合流点の下流部に計画するのが望ましい。
- ④ 主溪および支溪の一方が荒廃している場合には、荒廃溪流を優先して計画する。なお、この場合の堰堤位置は、堰堤の安全のため合流点に著しく近づけないことが肝要である。
- ⑤ 堰堤の方向は、堰堤地点の流心線に対して直角とし、下流の水衝部は局所的に対応するのが適当と考えられる。
- ⑥ 堰堤の計画箇所が、両岸の岩盤の関係、あるいは堰堤長の関係等で堰堤の方向を堰堤地点の流心線に直角に定め難く、かつ潜り堰となることがない場合には、副堰堤を計画し、副堰堤堤軸の方向を下流の流心線に直角に設定する。
- ⑦ 砂防堰堤を計画する溪流は一般に地質的に脆弱であるので、溪流両岸は地すべり及び崩壊の危険性のある所が多い。堰堤軸選定においては、施工時の基礎掘削により地すべり、崩壊を誘発しないように留意することが重要であり、地すべり及び崩壊の危険性のある箇所は可能な限り避ける。

(2) 階段状堰堤群の位置および方向

荒廃溪流において、縦侵食または、横侵食が著しい区域、あるいは溪岸崩壊の区域が長区間にわたる場合は階段状堰堤群を計画する。

通常、土石流・流木捕捉機能は期待せず、侵食防止による土石流・流木発生(流出)抑制効果を見込む。

- ① 階段状堰堤群においては、原則として1つの堰堤の堆砂線が現溪床と交わる点を上流堰堤の計画位置とする。この場合の堰堤の堆砂線は平常時堆砂勾配を用いるものとし、現溪床勾配の1/2を原則とする。
- ② 階段状堰堤群における各堰堤の方向は、原則として各堰堤水通しの中心点(水通し天端の下流端)において、計画箇所下流の流心線に直角に定めるものとし、各堰堤の水通し中心点は直上流堰堤の水通しの中心点における流心線上に定める。(図2-2-1参照)

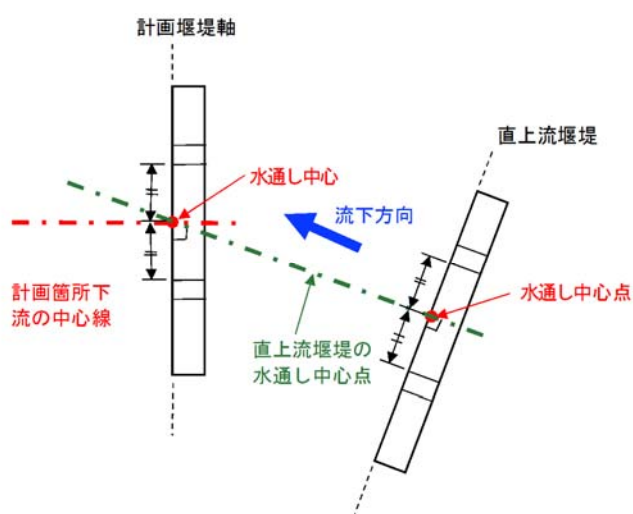


図 2-2-1 階段状堰堤における各堰堤の方向

(3) 小規模溪流における堰堤工の設計

小規模溪流における堰堤工の設計については、「第3編 第7章 小規模溪流対策施設」に準ずる。

第3章 不透過型砂防堰堤

1 総説

土石流・流木対策に用いられる不透過型砂防堰堤のうち、最も一般的なものは重力式コンクリート砂防堰堤である。

その他、不透過型堰堤のタイプとしては、コンクリート、砂防ソイルセメントのほか、鋼製砂防構造物としてダブルウォール構造、セル構造等がある。

当設計要領にて対象とするものはコンクリート、砂防ソイルセメントとし、鋼製砂防構造物の設計については、「鋼製砂防構造物設計便覧」による。

2 設計順序

砂防堰堤の設計順序は、堰堤サイトの地形、地質、目的とする機能、安全性および経済性等の各要素について考察し、水通し、本体および基礎の設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰め及び水抜き等の付属物の設計を行う。

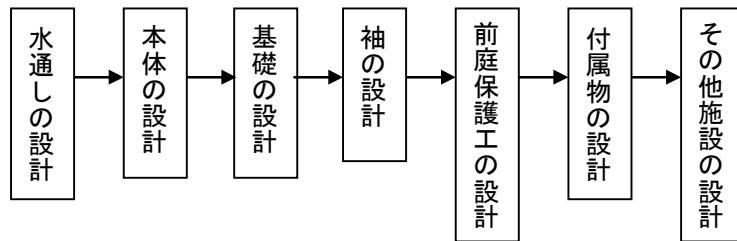


図 3-2-1 不透過型砂防堰堤の設計順序

3 構造

不透過型砂防堰堤の標準的構造と各部の名称は、図 3-3-1 のとおりである。

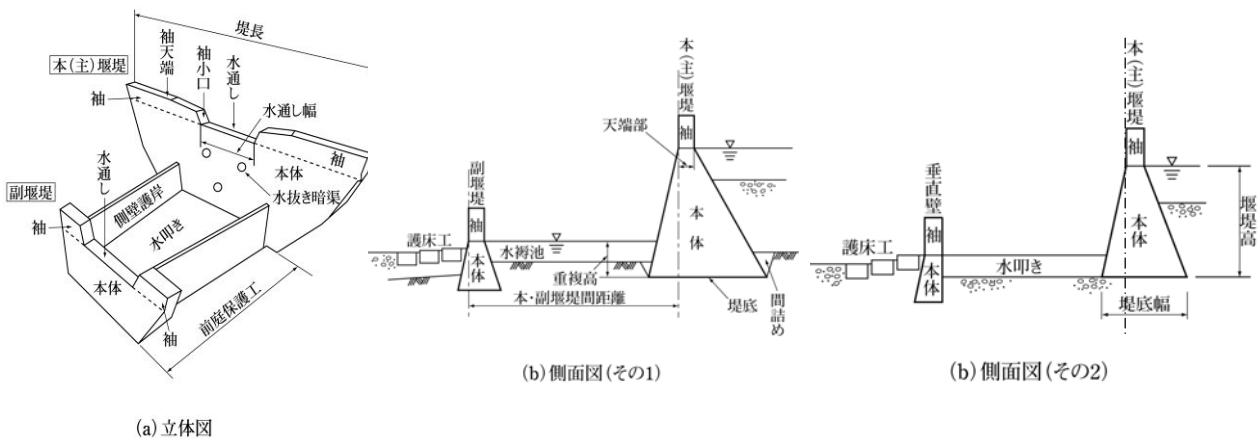


図 3-3-1 不透過型砂防堰堤の構造

4 設計流量

砂防堰堤の設計流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値から算出される「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）と、土石流ピーク流量（土石流時）とする。

（設計技術指針解説 P.8）

原則として、「土砂の含有を考慮した流量」は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値を用い、「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-5 清水の対象流量」に示した方法に基づき算出した清水の対象流量の1.5倍とする。

$$Q_{dp} = 1.5 \times Q_p$$

ここで、 Q_{dp} ：「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）（ m^3/s ）

Q_p ：清水流量（ m^3/s ）

土石流ピーク流量は、「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-4-1 土石流ピーク流量の算出方法」に基づき算出する。

- ① 既往最大の降雨量は、原則として24時間雨量又は日雨量とする

5 水通しの設計

5-1 水通しの位置

水通しの中心の位置は、原則として現溪床の中央に位置するものとし、堰堤上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向等を考慮して定め、以下の点に留意する。

- ① 下流溪流沿いに耕地、宅地、あるいは既設構造物のある場合は、流心および堰堤の方向も考慮して水通しの位置を決定する。
- ② 堰堤サイト上流の地形が屈曲している場合には、上下流部の流心を検討の上、位置を決定する。
- ③ 兩岸あるいは片岸に岩盤がなく砂礫層の地層である場合は、岩盤のある山側に寄せ水通しを設けるとよい。
- ④ 堰堤付近上流の山腹に崩壊地があるような場合には、これに流水の影響を与えないようにするため、できる限り水通しの位置を遠ざけるように配慮する。

5-2 設計水深

設計流量を流しうる水通し部の越流水深を設計水深として定める。

(設計技術指針 P.8)

設計水深は、設計流量を流しうる水通し部の越流水深を設計水深として定め、計画基準点において土砂整備率が100%となる最下流堰堤と、それ以外では異なる。

すなわち、土石流が当該施設を越流する可能性がある場合とそれ以外では、水通し断面の設定の考え方が異なり、土石流が越流しないとした場合は、土石流含有を考慮した流量のみを対象とする。

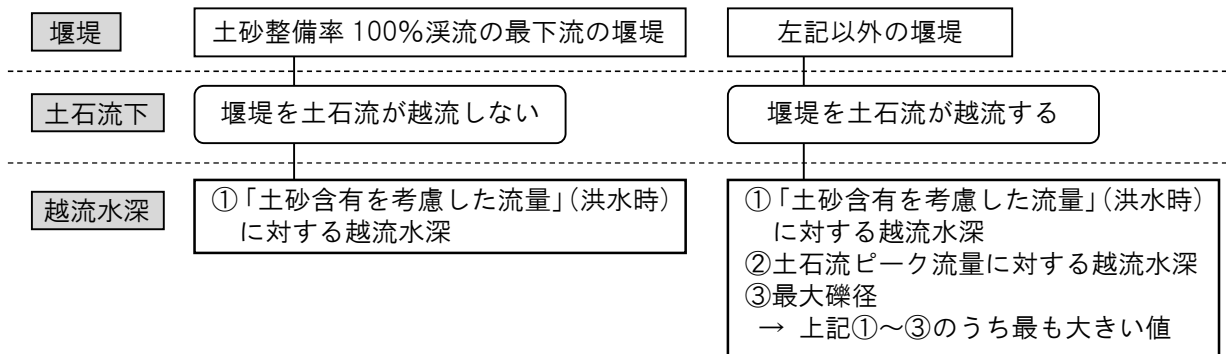


図 3-5-1 設計水深の分類

5-2-1 最下流でない、もしくは最下流であっても土砂整備率100%とならない不透過型砂防堰堤

最下流でない、もしくは当該施設で土砂整備率100%とならない不透過型砂防堰堤の設計水深は、以下の①～③の値の内、最も大きい値とする。

最大礫径は、「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-9 最大礫径」に示した方法に基づき算出される D_{95} に相当する礫径である。

- ①土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値
- ②土石流ピーク流量に対する越流水深の値
- ③最大礫径

① 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

土砂含有を考慮した流量に対する越流水深は、「河川砂防技術基準(案) 設計編Ⅱ 第3章」に示された(式3.5.1)により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) D_h^{3/2} \quad \text{----- (式 3.5.1)}$$

ここで、 Q : 土砂含有を考慮した流量 (m^3/s)

C : 流量係数 (0.6~0.66)

g : 重力加速度 ($9.81\text{m}/\text{s}^2$)

B_1 : 水通しの底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

D_h : 越流水深 (m)

$C=0.6$ 、袖小口勾配 $m_2=0.5$ の場合には、(式3.5.2)になる。

$$Q = (0.71 h_s + 1.77 B_1) D_h^{3/2} \quad \text{----- (式 3.5.2)}$$

② 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

土石流ピーク流量に対する越流水深は、計画堆砂勾配を用いて以下に示す方法に基づき算出する。

ここで用いる勾配は、土石流流体力を算出する際に用いる現況溪床勾配ではないので注意する必要がある。すなわち、土石流ピーク流量を通過させるための砂防堰堤の水通し断面を決定する場合の土石流の越流水深(Z)は、安定計算に用いる土石流流体力算出時の土石流の水深(D_d)とは異なる。

水通し断面は、設計流量を安全に流すのに十分な流下能力を有する必要がある、土石流ピーク流量に対する水通し断面は「土石流ピーク流量時の流下断面積(A)」以上である必要がある。

そのため、水通し断面を決定する際の水位は、「土石流ピーク流量を流しうる水通し部の『土石流の水深』」ではなく、「土石流ピーク流量を流しうる水通し部の『越流水深』」として定義する。

- 1) 越流水深(Z)を仮定し、水通し部の流下断面積(A_d)を算出する
- 2) 越流水深(Z)を仮定し、土石流の流速(U)を「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-6 土石流の流速と水深の算出方法」に示した方法により算出する
- 3) 水通し部の流下断面積(A_d)と土石流の流速(U)を乗じて、仮定した越流水深(Z)時の流量(Q)を算出する
- 4) $Q = Q_{sp}$ (土石流ピーク流量)となるときの越流水深(Z)を試行計算によって算出する

・土石流の流下断面積(A_d)

土石流の流下断面積は、以下の式によって算出する。

$$A_d = B_1 \cdot Z + m_2 \cdot Z^2 \quad \text{----- (式 3.5.3)}$$

ここで、 B_1 : 水通しの底幅 (m)

Z : 越流水深 (m)

m_2 : 袖小口勾配

・土石流の流速 (U)

$$U = \frac{1}{K_n} D_d^{2/3} (\sin \theta_p)^{1/2} \quad \text{----- (式 3.5.4)}$$

ここで、 K_n : 粗度係数 (自然河道ではフロント部で 0.10)

D_d : 土石流の水深 (m) = A / B_{da} (A : 流下断面積)

B_{da} : 土石流の流れの幅 (m) = $B_1 + 2 \cdot m_2 \cdot Z$

θ_p : 計画堆砂勾配 ($^\circ$) --- 現況溪床勾配の 2/3 (現況溪床勾配ではないので注意)

③ 最大礫径の値

最大礫径は、「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本的事項 5-9 最大礫径」に示した方法に基づき算出される D_{95} に相当する礫径である。

5-2-2 土砂整備率 100% 溪流となる最下流に計画する不透過型砂防堰堤

土石流・流木処理計画を満足する (整備率 100%) 溪流の最下流の堰堤 (副堰堤にて流木処理計画を 100% とする場合も含む) においては、水通し部の設計水深を「土砂含有を考慮した流量」(洪水時) を対象として定めることを基本とする。

その場合、水通し幅は、現況の川幅、下流の流路幅を考慮し、適切に決めることとする。

ただし、その場合であっても、下流の侵食対策については、袖部を越流する可能性についても考慮して実施する。

5-3 水通し断面

砂防堰堤の水通し断面は設計水深に余裕高を加えて決定することを原則とする。
なお、水通し幅は現溪床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。

(設計技術指針解説 P. 10)

5-3-1 水通し幅

水通し幅は現溪床幅程度を基本とし、3m以上を原則とし、設定にあたり以下の点に留意する。

- ① 流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、溪岸侵食など支障を及ぼさない範囲で、できる限り広く設定する。
- ② 水通し幅は溪床幅の許す限り広くして越流水深をなるべく小さくし、下流部の洗掘を軽減することが望ましいが、広すぎるために乱流する場合もあるので慎重に検討する。
- ③ 越流水深を小さくするために水通しの底幅を広くとり過ぎたり片側へ寄りすぎると、側壁護岸の取付けのために堰堤掘削が地山側に追い込むことになり、また、堰堤下流の流水幅が現地地形と比較して広くなり溪岸侵食が生じる。このような場合は、越流水深が大きくなっても構わないので水通し底幅を狭くして、堤体基礎の根入れは必要以上に取らないようにする。

5-3-2 袖小口の勾配

砂防堰堤の袖小口は原則として1:0.5またはこれより緩くする。

(設計技術指針解説 P. 18)

土石流・流木捕捉工の袖小口は、土石流や流木による破壊に対処するため、1:0.5またはこれより緩い勾配を設けるものとする。

5-3-3 余裕高

余裕高は、表3-5-1に基づいて設定する。ただし、余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、設計水深に対する余裕高の比が表3-5-2に示す値以下とならないようにする。

なお、溪床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

表 3-5-1 余裕高

設計流量	余裕高
200m ³ /s 未満	0.6m
200~500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s 以上	1.0m

表 3-5-2 溪床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

溪床勾配 (計画堆砂勾配)	(余裕高)/(設計水深)
1/10 以上	0.50
1/10~1/30	0.40
1/30~1/50	0.30
1/50~1/70	0.25

5-3-4 袖部を含めた水通し断面

「土石流ピーク流量に対する越流水深」あるいは「最大礫径」によって水通し断面を決定する場合において、地形等の理由により水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる（図 3-5-2 参照）。

ただしこの場合、設計水深は「土砂含有を考慮した流量」に対する越流水深の値とする。

なお、袖の安定性、下部の前庭保護工への影響、下流への洗堀防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の背面を保護する、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならない。特に直下流に人家等がある場合は、上記の点を配慮しなければならない。

また、流域面積が大きく、想定土石流流出区間における移動可能土砂量が大きい場合には、土石流ピーク流量が大きくなる。堰堤設置予定地点の谷幅が狭い場合には、設計水深や水通し高が大きくなり、溪流の状況によっては、水通し高が本堤の高さに匹敵するような場合も起こりうる。（図 3-5-2 参照）

このような場合には袖部を含めた断面によって土石流ピーク流量に対処して設計水深や水通し高を抑制することが求められる。

なお、袖部を含めた断面を用いても土石流ピーク流量に対処することができない場合には、堰堤施工予定地点の見直しや、その他の土石流・流木対策施設を含めた流域全体の施設配置計画を実施することも検討する。

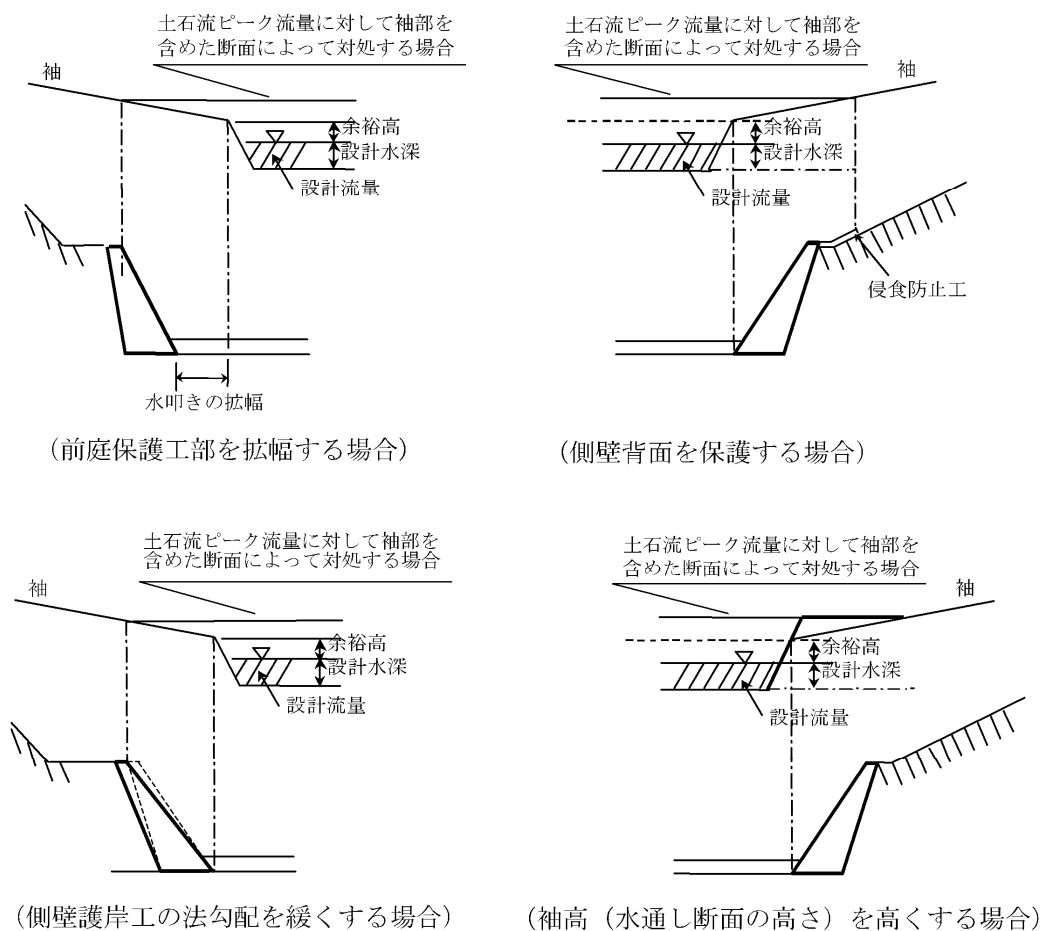


図 3-5-2 水通し断面

(土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面によって対応する場合の処置例)

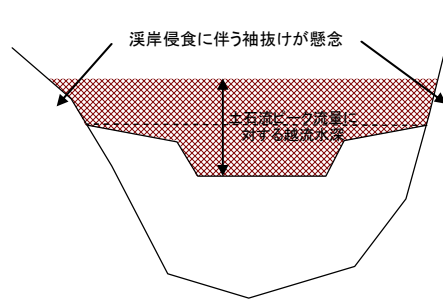


図 3-5-3 袖部を含めた断面を用いても土石流ピーク流量に対処できない場合

6 本体の設計

6-1 天端幅

本体の天端幅は、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

(設計技術指針解説 P. 12)

砂防堰堤の本体の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の磨耗等にも耐えるような幅とする必要がある。

本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。

ただし、天端幅は3m以上とし、必要とされる天端幅が4mを超える場合には別途緩衝材（緩衝効果を期待できる部材）や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認する。

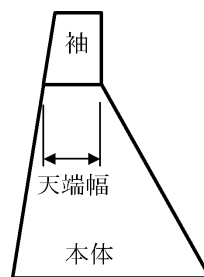


図 3-6-1 砂防堰堤側面図と部位名称

6-2 下流のり

砂防堰堤の下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにする。砂防堰堤の越流部における下流のりの勾配は一般に 1 : 0.2 とする。
なお、粒径が細かく、中小出水においても土砂流出が少なく流域面積の小さい溪流では、これより緩くすることができる。

(設計技術指針解説 P. 12)

6-2-1 越流部の下流のり

下流のり勾配を緩くする場合は、土砂が活発に流送され始める流速 U (m/s) と、堰堤高 H (m) より、(式 3.6.1) で求められる勾配よりも急にする。ただし、1 : 1.0 を上限とする。

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U \quad \text{---- (式 3.6.1)}$$

g : 重力加速度(9.81m/s²)

土砂が活発に流送され始める流速 U (m/s) は設計外力(「第3編 第3章 不透過型堰堤 9 設計外力」)で用いた流速の 50%程度とする。

堰堤高が高くなると L/H の値は小さくなるが、0.2 を下限とする。

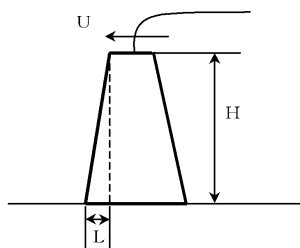


図 3-6-2 下流のり勾配

- ①下流のり勾配を緩くすることで、堤体下流つま先で基礎部の根入れが不足する場合がありますので留意する。
- ②土石流区間に整備する砂防堰堤のうち、除石により計画堆積量を確保する砂防堰堤は土砂流出が少ないものとして扱い、下流のり面を 1 : 0.2 より緩くすることができる。一般に下流のり勾配を緩くすると、堰堤断面が小さくなり経済性が向上することから、現地の状況を考慮して緩勾配化の可能性を検討する。

6-2-2 非越流部の下流のり

不透過型堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。

このため、越流部において、流下礫の衝撃や摩耗を考慮して、下流のり勾配が決定されるため、基本的には越流部と同一とすることが基本となる。

しかし、非越流部では、流下礫の衝撃及び摩耗を考慮する必要がないので、前項(式 3.6.1)に規定されずに下流のり勾配を緩くすることができるため、異なる下流のり勾配が設定されるが、この場合、越流部、非越流部を同一断面とする基本に基づき、非越流部は越流部の下流のり勾配に統一し、安定計算を行い形状決定する。

非越流部にて、下流のり勾配を緩くするのは、本設計要領「第3編 第3章 不透過型堰堤 12-3 非越流部逆断面の設計」に相当する場合のみとなる。

7 安定性

不透過型砂防堰堤は堤体全体が転倒、滑動、支持力に対して安定でなければならない。また、堤体を構成する部材は土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

(設計技術指針解説 P.5)

安定計算は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 8 安定条件」に示した方法に基づき実施する。

堤体は「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 9 設計外力」、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 4 設計流量」に示した方法に基づき安全な構造とするものとし、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 11-3 非越流部の安定計算」の非越流部の安定性についても留意する。

なお、鋼製の部材を他の部材と複合して用いる場合、それぞれの部材が一体となって設計外力に抵抗し、安全となるよう設計する。

また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

8 安定条件

土石流・流木捕捉工の不透過型砂防堰堤は、「9 設計外力」に示す外力について、その安定を保つため次の三つの条件を満たさなければならない。

1. 原則として、砂防堰堤の上流端に引張応力が生じないように、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること。
2. 砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
3. 砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

(設計技術指針解説 P.5)

滑動に対する安全率Nは、岩盤基礎の場合にはせん断強度（堤体又は基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度）を考慮しN=4.0とする。

砂礫基礎ではせん断強度を無視し、堰堤高が15m未満の場合を原則としてN=1.2、堰堤高が15m以上の場合は、N=1.5とする。

(条件1：転倒)

原則として、堰堤の上流端に引張応力が生じないように、堰堤の自重および外力の合力の作用点が堤底中央の底面幅 1/3 以内に入ること。

すなわち、偏心距離 e は次式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{6} \quad \text{----- (式 3.8.1)}$$

$$e = d - \frac{B}{2} \quad d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$$

ここに、 B ：堤底幅 (m)

d ：外力の合力作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

ΣM ：堤底の上流端を支点として単位幅当り断面に作用する外力のモーメントの合計 (kN・m/m)

ΣV ：単位幅当り断面に作用する鉛直外力の合計 (kN/m)

e ：合力の作用点の堤底中央からの偏心距離 (m)

(条件 2 : 滑動)

堤底と基礎地盤内との間および基礎地盤内で滑動を起こさないこと。

一般に Henny の式により確かめられる。

$$n \leq \frac{f \cdot v + t_0 \cdot \varrho}{H} \quad \text{---- (式 3.8.2)}$$

ここに、 n : 安全率

f : 摩擦係数 (表 3-12-2 参照)

v : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力 (kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力 (kN/m)

ϱ : せん断抵抗を期待できる長さ (m)

t_0 : 堤体または基礎地盤のうち、小さい方のせん断強度 (kN/m²)

(条件 3 : 支持)

・堤体および基礎地盤の破壊に対して安全であること。

堰体内に生じる最大応力が、材料の許容応力度を超えないとともに、地盤の受ける最大応力が地盤の許容支持応力度以内であること。

この場合の最大応力度の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。

基礎地盤が受ける応力は、合力の作用点が堤底中央の底面幅 1/3 以内にある場合、上・下流端の応力は次式より求められる。

$$\sigma_d = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad \sigma_u = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad \text{----- (式 3.8.3)}$$

ここに、 σ_u : 上流端応力 (kN/m²)

σ_d : 下流端応力 (kN/m²)

・堰体内に生ずる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。

堰体内に生じる最大応力度は、堰堤底部の下流面勾配の方向に発生する。

その大きさは次式で与えられるが、砂防堰堤ではこの条件が断面設計の際に問題になることはない。

[河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 [I] 第 2 章 5.3]

$$\sigma_{max} = (1 + n^2) \sigma_d \quad \text{----- (式 3.8.4)}$$

ここに、 σ_{max} : 堰堤内の最大圧縮応力 (kN/m²)

n : 下流面勾配

σ_d : 下流端応力 (kN/m²)

・地盤の受ける最大応力が地盤の許容支持応力度以内であること。

$$\sigma_d \leq q_a$$

ここに、 σ_d : 下流端応力 (kN/m²)

q_a : 地盤の許容支持力 (kN/m²) (表 3-12-1 参照)

・基礎地盤が砂礫の場合は、浸透破壊に対しても安定であること。

9 設計外力

不透過型砂防堰堤の設計で考慮する設計外力は、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧と「土石流及び土砂とともに流出する流木による荷重」（以後、「土石流荷重」という。）である。

土石流荷重は、土石流による流体力（以後、「土石流流体力」という。）と礫および流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるので砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみをとりあげ、礫および流木の衝突による力は必要に応じて、天端幅の設計等で考慮する。

（設計技術指針解説 P.6）

「河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ第3章2.2.1」に示した設計外力の組み合わせ（平常時、洪水時）に加えて、以下に示す土石流時における安定計算を実施し、いずれの組み合わせにおいても安定条件を満たさなければならない。

設計外力の組み合わせは砂防堰堤の自重の外は表3-9-1のとおりとする。

なお、本設計要領でいう、「設計外力（平常時、洪水時）」は河川砂防技術指針（案）設計編Ⅱ第3章でいう「安定計算に用いる荷重」によるものとする。

ただし、堰堤高15m未満の場合における設計外力は水の単位体積重量を $11.77(\text{kN}/\text{m}^3)$ とし算出する。

土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深（ D_d ）分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する（図3-9-1参照）。

土石流流体力は、 $D_d/2$ の位置に水平に作用させる。

堆砂圧は堆砂面上に土石流重量が上載荷重となり、この上載荷重による土圧 $C_e(\gamma_d - \gamma_w)D_d$ を加えた大きさとなる。

$$\gamma_s = C_* (\sigma - \rho) g \quad \text{-----} \quad \text{(式 3.9.1)}$$

$$\gamma_w = \rho g \quad \text{----} \quad \text{(式 3.9.2)}$$

ここで、 γ_s ：水中での土砂の単位体積重量(kN/m^3)

γ_w ：水の単位体積重量(堰堤高が15m未満の場合は $11.77\text{kN}/\text{m}^3$ 程度、堰堤高が15m以上の場合は $9.81\text{kN}/\text{m}^3$ 程度)。

C_* ：溪床堆積土砂の容積濃度

ρ ：水の密度 (kN/m^3)

σ ：礫の密度 (kNkg/m^3)

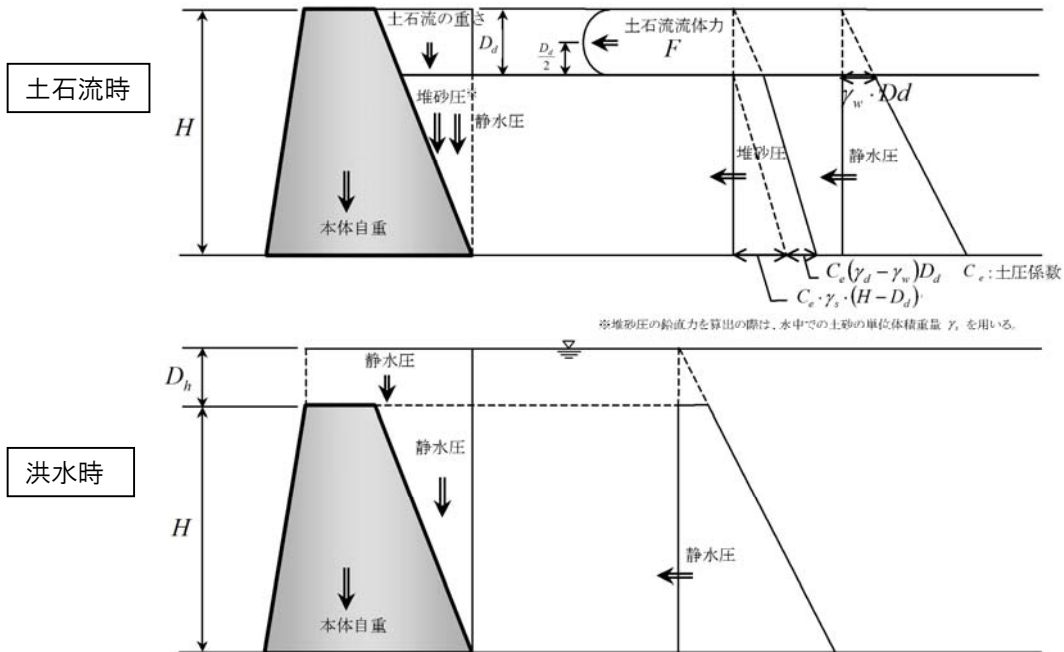
g ：重力加速度 (m/s^2) ($9.81\text{m}/\text{s}^2$)

土石流時の静水圧については、土石流流体力が堆砂面上で作用しているので、堆砂面下の部分だけ作用することになる。

表 3-9-1 不透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重を除く）

堰堤型式		平常時	土石流時	洪水時
不透過堰堤	堰堤高 15m 未満	/	静水圧 堆砂圧 土石流流体力	静水圧
	堰堤高 15m 以上		静水圧 堆砂圧 揚圧力 地震時慣性力 地震時動水圧	静水圧 堆砂圧 揚圧力 土石流流体力

※堰堤高 15m 未満の砂防堰堤は、兵庫県南部地震をはじめとして過去に発生した大きな地震において、砂防堰堤の機能を喪失し、被災が原因で周辺家屋等に直接的な災害や二次災害を起こすような重大な被害は生じていない。また、動的解析の結果、引張応力、圧縮応力および滑動に対して安全性は確保されていると判断される。



ここに、 C_e ：土圧係数

D_d ：現渓床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)

γ_d ：土石流の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_s ：水中での土砂の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_w ：水の単位体積重量 (堰堤高が 15m 未満の場合は 11.77kN/m^3 程度、堰堤高が 15m 以上の場合は 9.81kN/m^3 程度)。

図 3-9-1 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図 (H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

10 安定計算に用いる荷重

砂防堰堤の安定計算に用いる荷重は、堰堤の高さ、型式により選択するものとする。

(1) 自重

堤体の自重は、堤体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量を乗じて求められる。

$$W = V \cdot \rho_c \text{ ----- (式 3.10.1)}$$

ここに、 W ：単位幅当りの堰堤堤体の自重 (kN/m³)

V ：堤体の体積 (m³/m)

ρ_c ：堤体の単位体積重量 (kN/m³)

(2) 静水圧

静水圧は次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、平常時は一般に水通し天端高とし、洪水時は水通し天端高に越流水深を加算するものとする。

(静水圧)

$$\text{平常時 } P_{H1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot H^2 \text{ ----- (式 3.10.2)}$$

$$\text{洪水時 } P_{H1} + P_{H2} = 1/2 \cdot W_0 \cdot H^2 + W_0 \cdot h_s \cdot H \text{ ----- (式 3.10.3)}$$

(静水自重)

$$\text{平常時 } P_{v1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2 \text{ ----- (式 3.10.4)}$$

$$\text{洪水時 } P_{v1} + P_{v2} = 1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2 + W_0 \cdot h_s \cdot (b_1 + m \cdot H) \text{ ----- (式 3.10.5)}$$

ここに、 W_0 ：水の単位体積重量 (kN/m³)

H ：堰堤高 (m)

h_s ：越流水深 (m)

b_1 ：堰堤天端高 (m)

m ：堰堤上流面勾配

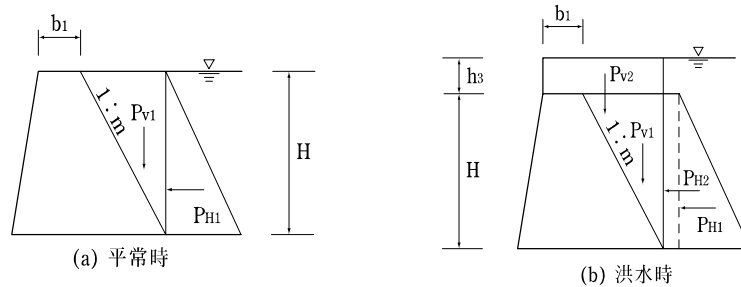


図 3-10-1 静水圧

(3) 堆砂圧

堆砂圧を算定するための堆砂面は、堆砂高が大きくなるほど安全側になるので一般には工事完成時に想定される堆砂高とする。ただし、完成後1年以内で満砂となる場合は堰堤高としてよい。

$$P_{eV} = 1/2 \cdot \rho_{sl} \cdot m \cdot h_e^2 \quad \text{----- (式 3.10.6)}$$

$$P_{eH} = 1/2 \cdot C_e \cdot \rho_{sl} \cdot h_e^2 \quad \text{----- (式 3.10.7)}$$

ここに、 P_{eV} ：堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

P_{eH} ：堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

C_e ：土圧係数

ρ_{sl} ：堆砂の水中単位体積重量 (kN/m³)

h_e ：堆砂高 (m)

m ：堰堤上流面勾配

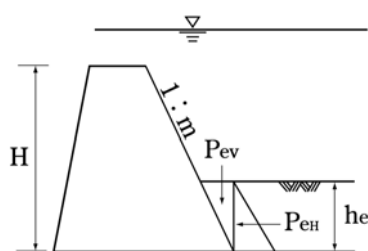


図 3-10-2 堆砂圧

(4) 揚圧力 [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] 第3章 2.2]

揚圧力は堰堤の堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表 3-10-1 を基準として計算する。

表 3-10-1 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端	下流端
岩盤	$(h_2 + \mu \Delta h) W_0$	$h_2 W_0$
砂礫盤	$h_1 W_0$	$h_2 W_0$

任意の点 X における揚圧力は次式による。

$$U_x = \left[h_2 + \mu \Delta h \left(1 - \frac{x}{l} \right) \right] W_0 \quad \text{----- (式 3.10.8)}$$

ここに、 h_2 ：堰堤下流側水深 (m)

ただし、水褥池がある場合は、洪水時：重複高+越流水深、

また、平常時、土石流時：重複高とし、水褥池がない場合は0とする。

h_1 ：堰堤上流側水深 (m)

Δh ：上・下流水位差 ($= h_1 - h_2$) (m)

μ ：揚圧力係数

x ：上流端から x 地点までの浸透経路長 (m)

l ：全浸透経路長 (m)

$l = b_2$ ただし、止水壁等を設ける場合は $l = b_2 + 2d$ とする

b_2 ：底幅 (m)

d ：止水壁の長さ (m)

W_0 ：水の単位体積重量 (kN/m³)

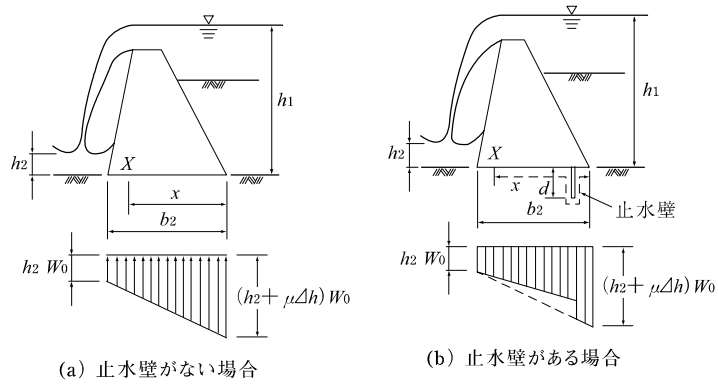


図 3-10-3 揚圧力の分布

(5) 地震時慣性力

地震時慣性力は、堰体に水平方向に作用するものとし、堰体の自重に設計震度を乗じた値として次式により求められる。

$$I = k \cdot W \quad \text{----- (式 3.10.9)}$$

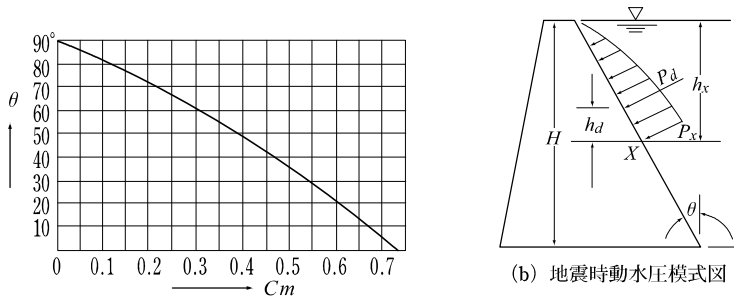
ここに、 I : 単位幅当りの堰体堰体に作用する地震時慣性力 (kN/m)

k : 設計震度

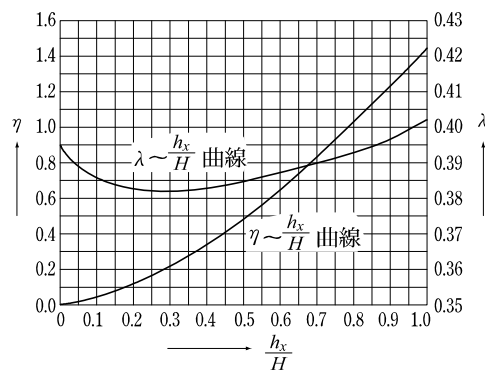
W : 単位幅当りの堰体堰体の自重 (kN/m)

(6) 地震時動水圧

地震時動水圧は、堰体堰体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、その値は次式により求められる。



(a) C_m の値



(c) η および λ の値

図 3-10-4 地震時動水圧の係数

a. 堰堤上流面が傾斜している場合の式 (Zanger の式)

$$P_x = C \cdot W_0 \cdot k \cdot H \quad \text{----- (式 3. 10. 10)}$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left\{ \frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H} \right)} \right\} \quad \text{----- (式 3. 10. 11)}$$

$$P_d = 1/2 \cdot \eta \cdot W_0 \cdot k \cdot H_2 \cdot \sec \theta \quad \text{----- (式 3. 10. 12)}$$

$$h_d = \lambda \cdot h_x \quad \text{----- (式 3. 10. 13)}$$

ここに、 P_x : x 地点の地震時動水圧 (kN/m²)

P_d : 貯留水面から x 地点までの全地震時動水圧 (kN/m²)

W_0 : 貯留水の単位体積重量 (kN/m²)

k : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

h_x : 貯留水面から X 地点までの水深 (m)

C_m : C が最大となるとき (P_x が最大となるとき) の C の値

(図 3-10-4(a) 参照)

$$C_m \doteq 0.733 - 0.005752 \cdot \theta - 0.000026 \cdot \theta_2$$

θ : 堰堤上流面の鉛直に対する傾斜角

h_d : x 地点から P_d の作用点までの高さ (m)

C : 圧力係数

η 、 λ : 図 3-10-2 から求められる係数

Zanger の式に用いられる係数 η 、 λ の式を次に示す。

$$\eta = 1.45206483 - \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) + \frac{1}{3} \cdot \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right)^3 - \frac{1}{2} \left\{ \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) \sqrt{\frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right)} + \sin^{-1} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) \right\} \quad \text{---- (式 3. 10. 14)}$$

$$\lambda = \left[0.25 - 1.45206483 \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right)^2 - \frac{1}{12} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right)^4 \right. \\ \left. - \frac{1}{6} \sqrt{\left\{ \frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right) \right\}^3} + \frac{1}{2} \left\{ \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) \sin^{-1} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right)} \right\} \right] / \eta / \frac{h_x}{h_0} \quad \text{---- (式 3. 10. 15)}$$

表 3-10-2 η 、 λ の値

h_x / H	η	λ	h_x / H	η	λ
0	0	0	0.50	0.5154	0.3858
0.01	0.0010	0.3938	0.55	0.5981	0.3868
0.03	0.0058	0.3903	0.60	0.6843	0.3879
0.05	0.0129	0.3883	0.65	0.7736	0.3892
0.10	0.0390	0.3855	0.70	0.8656	0.3906
0.15	0.0749	0.3841	0.75	0.9599	0.3922
0.20	0.1190	0.3835	0.80	1.0561	0.3938
0.25	0.1706	0.3832	0.85	1.1538	0.3956
0.30	0.2287	0.3833	0.90	1.2526	0.3975
0.35	0.2928	0.3836	0.95	1.3521	0.3995
0.40	0.3623	0.3842	1.00	1.4521	0.4017
0.45	0.4367	0.3849			

b. 堰堤上流面が鉛直の場合の式 (Westergaard の近似式)

$$P_x = \frac{7}{8} W_0 \cdot k \cdot \sqrt{H \cdot h_x} \quad \text{----- (式 3.10.16)}$$

$$P_d = \frac{7}{12} W_0 \cdot k \cdot H^2 h_x^{\frac{3}{2}} \quad \text{----- (式 3.10.17)}$$

上流面が鉛直に近い場合は、本式を適用しても差し支えない。なお、Westergaard の近似式より Zangar の式による値の方が小さい。

11 安定計算

不透過型堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。

11-1 安定計算に用いる諸数値

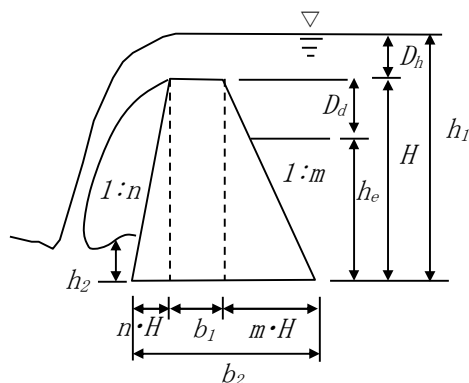
砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、「第1編 2 数値基準」に示す値を運用し、その他数値は下記を用いる。

ただし、既設改良等において現堤体を利用する等の場合は、当初設計の値もしくは実測値等を用いることにより。

- ・コンクリートの単位体積重量 ----- 22.56 (kN/m³)
- ・流水の単位体積重量 (堤高 < 15m) ----- 11.77 (kN/m³)
- ・流水の単位体積重量 (堤高 ≥ 15m) ----- 9.81 (kN/m³)
- ・堆砂見かけ単位体積重量 ----- 17.65 (kN/m³)
- ・土圧係数 (C) ----- 0.3
- ・重力加速度 ----- 9.81 (m/s²)

11-2 越流部の安定計算

越流部の安定計算は、表 3-11-1、表 3-11-2、表 3-11-3 に示す設計外力に対し、堤体自重を組み合わせるものとする。



H : 堰堤高 (m)

b_1 : 水通し天端幅 (m)

b_2 : 堤体幅 (m) $b_2 = b_1 + (m + n) \cdot H$

m : 上流のり勾配

n : 下流のり勾配

D_d : 土石流水深 (m)

h_1 : 上流側水深 (m) $h_1 = H + D_h$

h_2 : 下流側水深 (m)

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (m)

h_e : 堆砂深 (m)

ρ_c : 堤体コンクリートの単位体積重量 (kN/m^3)

ρ_* : 流水 (泥水) の単位体積重量 (kN/m^3)

$H < 15\text{m}$ の時 $\rho_* = \rho_n$

$H \geq 15\text{m}$ の時 $\rho_* = \rho_w$

P_s : 堆砂の水中における単位体積重量 (kN/m^3)

P_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m^3)

P_f : 土石流中の砂礫の泥水中単位体積重量 (kN/m^3) $\rho_f = \rho_d - \rho_n$

C_e : 土圧係数

μ : 揚圧力係数

k : 設計震度

図 3-11-1 不透過型砂防堰堤の安定計算諸元

表 3-11-1 不透過型砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（越流部：洪水時）

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作用線までの距離(L)	モーメント (M=VL+HL)	堰堤高	
							H < 15m	H ≥ 15m
堤体の自重	W							
	W ₁	$\frac{1}{2} \rho_c m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} m H$	(+)		
	W ₂	$\rho_c b_1 H$	(+)		$m H + \frac{1}{2} b_1$	(+)	○	○
	W ₃	$\frac{1}{2} \rho_c n H^2$	(+)		$m H + b_1 + \frac{1}{3} n H$	(+)		
静水圧	P							
	P _{V1}	$\frac{1}{2} \rho_w m H^2$	(+)		$\frac{1}{3} m H$	(+)		
	P _{V2}	$\rho_w m D_h H$	(+)		$\frac{1}{2} m H$	(+)	○	○
	P _{V3}	$\rho_w b_1 D_h$	(+)		$m H + \frac{1}{2} b_1$	(+)		
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \rho_w H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)		
	P _{H2}	$\rho_w D_h H$		(+)	$\frac{1}{2} H$	(+)		
堆砂圧	P _e							
	P _{eV}	$\frac{1}{2} \rho_s m h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} m h_e$	(+)	×	○
	P _{eH}	$\frac{1}{2} C_e \rho_s h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} h_e$	(+)		
揚圧力	U							
	U ₁	$\frac{1}{2} \rho_w \mu b_2 (H + D_h - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} b_2$	(-)	×	○
	U ₂	$\rho_w b_2 h_2$	(-)		$\frac{1}{2} b_2$	(-)		
合計			V	H		M		

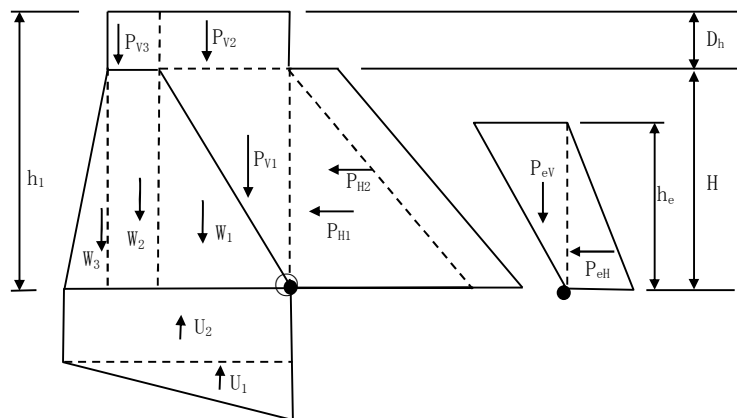


図 3-11-2 不透過型砂防堰堤の荷重図（越流部：洪水時）

表 3-11-2 不透過型砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（越流部：土石流時）

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作用線までの距離 (L)	モーメント (M=VL+HL)	堰堤高	
							H<15m	H≥15m
堤体の自重	W							
	W ₁	$\frac{1}{2} \rho_c m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} m H$	(+)	○	○
	W ₂	$\rho_c b_1 H$	(+)		$m H + \frac{1}{2} b_1$	(+)	○	○
	W ₃	$\frac{1}{2} \rho_c n H^2$	(+)		$m H + b_1 + \frac{1}{3} n H$	(+)		
静水圧	P							
	P _{V1}	$\frac{1}{2} \rho_w m (H - D_d)^2$	(+)		$\frac{1}{3} m (H - D_d)$	(+)	○	○
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \rho_w (H - D_d)^2$		(+)	$\frac{1}{3} (H - D_d)$	(+)	○	○
	P _{H2}	$\rho_w D_d (H - D_d)$		(+)	$\frac{1}{2} (H - D_d)$	(+)		
堆砂圧	P _e							
	P _{eV1}	$\frac{1}{2} \rho_s m (H - D_d)^2$	(+)		$\frac{1}{3} m (H - D_d)$	(+)	○	○
	P _{eH1}	$\frac{1}{2} C_e \rho_s (H - D_d)^2$		(+)	$\frac{1}{3} (H - D_d)$	(+)	○	○
	P _{eH2}	$C_e \rho_s D_d (H - D_d)$		(+)	$\frac{1}{2} (H - D_d)$	(+)		
揚圧力	U							
	U ₁	$\frac{1}{2} \rho_w \mu b_2 (H - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} b_2$	(-)	×	○
	U ₂	$\rho_w b_2 h_2$	(-)		$\frac{1}{2} b_2$	(-)		
土石流の重さ	P _d							
	P _{d1}	$\rho_d D_d m (H - D_d)$	(+)		$\frac{1}{2} m (H - D_d)$	(+)	○	○
	P _{d2}	$\frac{1}{2} \rho_d m D_d^2$	(+)		$m (H - D_d) + m \frac{D_d}{3}$	(+)	○	○
流体力	F	$\alpha (\rho_d / g) D_d U^2$		(+)	$(H - D_d) + D_d / 2$	(+)	○	○
合計			V	H				

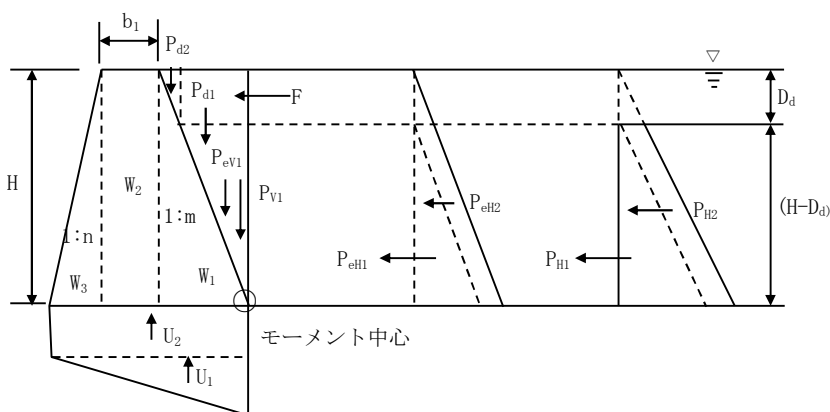


図 3-11-3 不透過型砂防堰堤の荷重図（越流部：土石流時）

表 3-11-3 不透過型砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（越流部：平常時）

設計荷重	記号	計 算 式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (L)	モーメント (M=VL+HL)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \rho_c m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} m H$	(+)
	W_2	$\rho_c b_1 H$	(+)		$m H + \frac{1}{2} b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \rho_c n H^2$	(+)		$m H + b_1 + \frac{1}{3} n H$	(+)
静水圧	P					
	P_{V1}	$\frac{1}{2} \rho_w m H^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \rho_w H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
堆砂圧	P_e					
	P_{eV}	$\frac{1}{2} \rho_w m h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} m h_e$	(+)
	P_{eH}	$\frac{1}{2} C_e \rho_w h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} h_e$	(+)
揚圧力	U					
	U_1	$\frac{1}{2} \rho_w \mu b_2 (H - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} b_2$	(-)
	U_2	$\rho_w b_2 h_2$	(-)		$\frac{1}{2} b_2$	(-)
地震時慣性力	I					
	I_1	$\frac{1}{2} K \rho_c m H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)
	I_2	$K \rho_c b_1 H$		(+)	$\frac{1}{2} H$	(+)
	I_3	$\frac{1}{2} K \rho_c n H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)
地震時動水圧	P_d					
	P_{dV}	$\frac{1}{2} \eta C_w K \rho_w m H^2$	(+)		$\lambda m H$	(+)
	P_{dH}	$\frac{1}{2} \eta C_w K \rho_w H^2$		(+)	λH	(+)
合 計			V	H		M

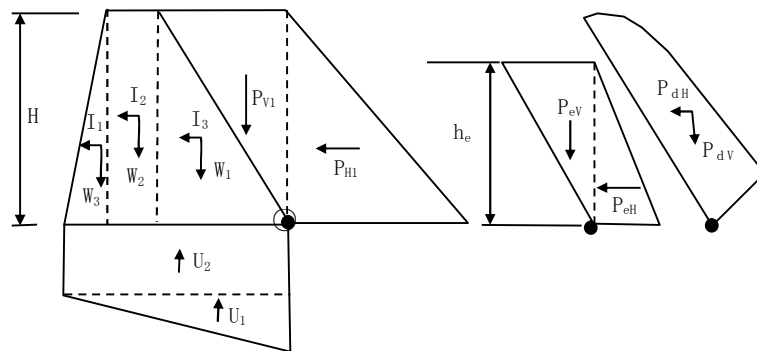


図 3-11-4 不透過型砂防堰堤の荷重図（越流部：平常時）

11-3 非越流部の安定計算

非越流部の本体の断面は、非越流部にかかる設計外力に対して、越流部と同様の安定性を確保する。

(設計技術指針解説 P. 15)

不透過型堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。ただし、基礎地盤の条件が越流部と異なるなど特段の事情がある場合にはこの限りではない。

非越流部の安定計算は、越流部と同じ堰堤高Hとなる断面において、袖を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行うことを基本とする。

安定条件は「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 8 安定条件」に、設計外力は「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 9 設計外力」に従うが、その作用位置は図 3-11-5 に従う。

ただし、「5-3-4 袖部を含めた水通し断面」のように土石流ピーク流量を袖部を含めて対応する水通し断面とする場合は、次の(a)、(b)のとおり堆砂面を想定したうえで、複数の断面で安定計算を行う。

(a) 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとしても土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回らない場合は、水通し天端まで堆砂した状態で安定計算を実施する。

(b) 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとする土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回る場合は、袖部を上回らないように堆砂面を下げ、全土石流流体力が、堰堤(袖部を含む)に作用するとして、安定計算を実施する。

なお、安定計算を実施する断面の位置としては、(i)～(iii)が考えられるが、その他、現地の条件や堰堤の大きさ等を勘案して検討位置を設定する。

(i) 袖小口の断面

(ii) 土石流の水深と袖部の高さが一致する断面

(iii) 図 3-11-6 に示すように、非越流部の地盤状況が越流部と異なり、支持に対して安定性が確保できないと想定される断面

上記の断面に対して実施した安定計算結果より、最も厳しい断面形状を採用する。

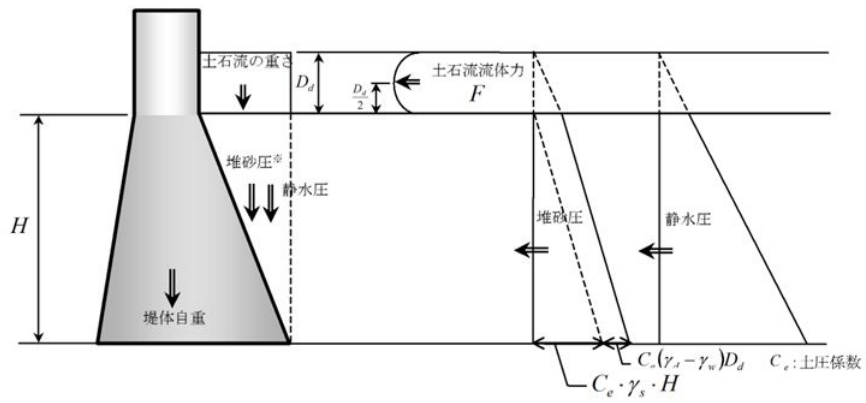
ただし、最も厳しい断面形状を本堤全体に適用することで、堤体全体で非常に不経済(概ね断面形状割合で1割以上の差)となる場合には、

- ・部分的な基礎処理により対応
- ・越流部と非越流部との断面形状を別々に設定

などの対応案と比較検討し、合理的な断面形状を決定する。

例えば、図 3-11-6 にて、断面①のほうが堤高が高く基礎地盤が岩盤で強固であるものの、断面②では堤高はそれより低いが、基礎地盤が土砂で許容支持力が小さいケース等がある。

この場合には②断面のほうが断面形状が大きくなる可能性があるが、その断面形状を①断面に反映させると施設全体では過大になる。形状にもよるが、岩盤以深に基礎面を求めるか、部分的な地盤改良により対処することで、断面①での形状を採用し、堤体全体で効率的な形状の設定が可能となる。



※堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量 γ_s を用いる。

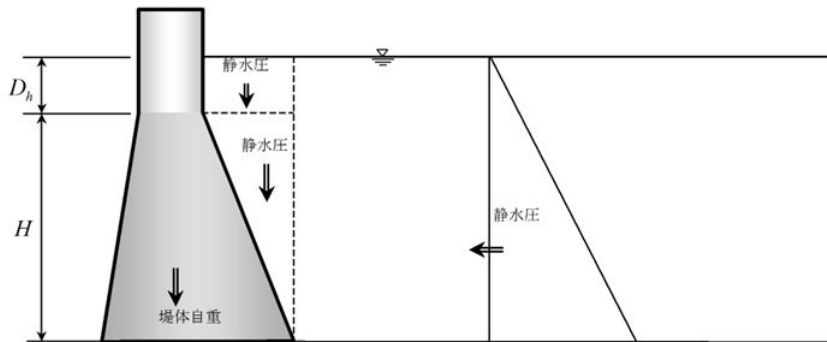


図 3-11-5 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図
 (HK15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

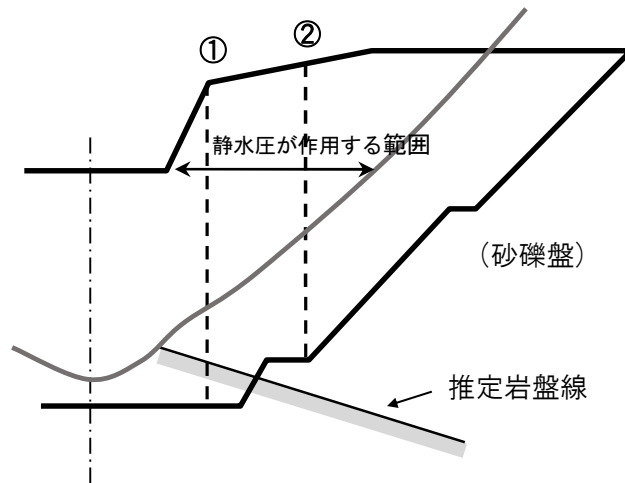
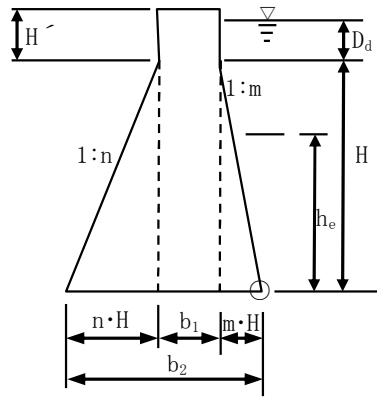


図 3-11-6 非越流部の照査断面の考え方



H : 堰堤高 (m)

H' : 水通しの高さ (越流水深+余裕高) (m)

b_1 : 水通しの天端幅 (m)

b_2 : 堤体幅 (m) $b_2 = b_1 + (m + n) H$

m : 上流のり勾配

n : 下流のり勾配

D_d : 土石流水深 (m)

h_e : 堆砂深 (m)

ρ_n : 泥水の単位体積重量 (kN/m³)

ρ_s : 堆砂の水中における単位体積重量 (kN/m³)

(ただし、土石流時では堆砂の泥水中における単位体積重量とする。)

ρ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

ρ_f : 土石流中の砂礫の泥水中単位体積重量 (kN/m³) $\rho_f = \rho_d - \rho_n$

C_e : 土圧係数

α : 土石流流体力係数

図 3-11-7 非越流部の安定計算

表 3-11-4 砂防堰堤の単位当り断面に作用する力（洪水時）

設計荷重	記号	計 算 式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (L)	モーメント (M=VL+HL)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \rho_c n H^2$	(+)		$mH + b_1 + \frac{1}{3} \cdot nH$	(+)
	W_2	$\rho_c b_1 (H + H')$	(+)		$mH + \frac{1}{2} b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \rho_c m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} mH$	(+)
静水圧	P					
	P_{V1}	$\rho_n m H D_h^2$			$\frac{1}{2} mH$	
	P_{V2}	$\frac{1}{2} \rho_n m H^2$	(+)		$\frac{1}{3} mH$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \rho_n (H + D_h)^2$		(+)	$\frac{1}{3} (H + D_h)$	(+)
合計			V	H		M

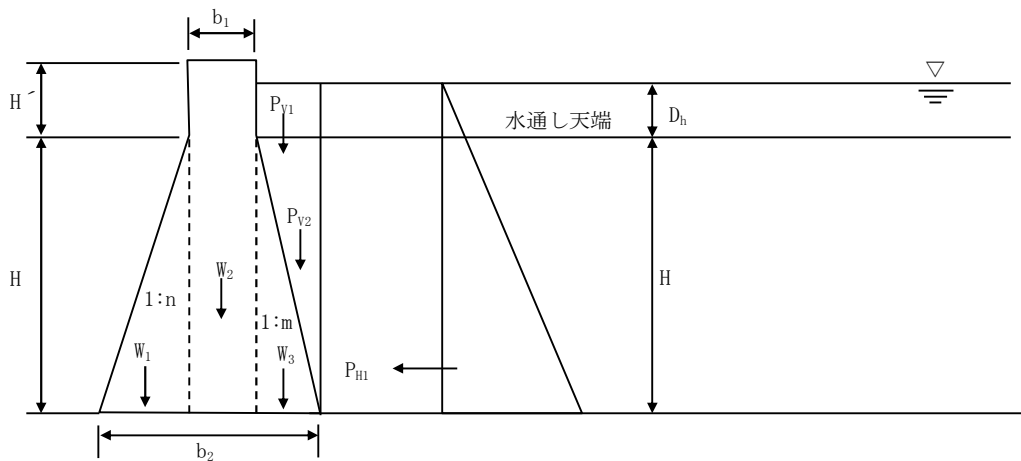


図 3-11-8 不透過型堰堤の荷重図（非越流部：洪水時）

表 3-11-5 不透過型砂防堰堤の単位当り断面に作用する力（非越流部：土石流時）

設計荷重	記号	計 算 式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離 (L)	モーメント (M=VL+HL)
堤体の自重	W					
	W ₁	$\frac{1}{2} \rho_c n H^2$	(+)		$mH + b_1 + \frac{1}{3} nH$	(+)
	W ₂	$\rho_c b_1 (H + H')$	(+)		$mH + \frac{1}{2} b_1$	(+)
	W ₃	$\frac{1}{2} \rho_c m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} mH$	(+)
静水圧	P					
	P _{V1}	$\frac{1}{2} \rho_n m H^2$	(+)		$\frac{1}{3} mH$	(+)
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \rho_n H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)
	P _{H2}	$\rho_n D_d H$		(+)	$\frac{1}{2} H$	(+)
堆砂圧	P _e					
	P _{eV1}	$\frac{1}{2} \rho_s m H^2$	(+)		$\frac{1}{3} mH$	(+)
	P _{eH1}	$\frac{1}{2} C_e \rho_s H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)
	P _{eH2}	$C_e \rho_f D_d H$		(+)	$\frac{1}{2} H$	(+)
土石流の 自重	P _d					
	P _d	$\rho_d D_d m H$	(+)		$\frac{1}{2} mH$	(+)
流体力	F	$\alpha \frac{\rho_d}{g} D_d U^2$		(+)	$H + \frac{1}{2} D_d$	
合計			V	H		M

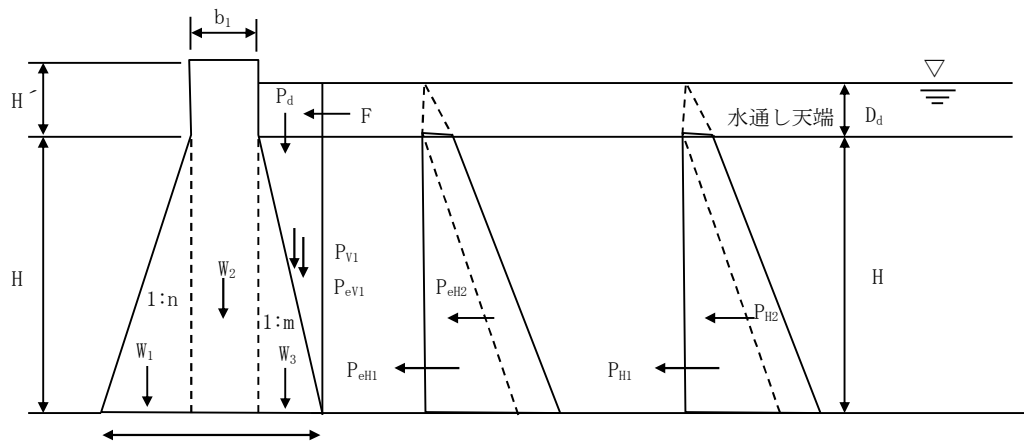


図 3-11-9 不透過型堰堤の荷重図（非越流部：土石流時）

11-4 非越流部における逆断面の設計

非越流部が越流部に比べて著しく長い場合や、越流水深が大で袖部を補強する必要がある場合などでは、安全性・経済性・施工性を考慮して下流のり勾配を緩くすることができる（逆断面）。

- ①非越流部の断面を越流部の断面と変える場合は、平常時、洪水時の安定性のほか、15m以上の堰堤については、未満砂で湛水していない状態のときに下流側から地震時慣性力が作用する状態についても安全性を有する断面とする。
- ②非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性および施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリート全容量の1割以上の低減を目安として検討する場合が多い。
- ③非越流部の上流法勾配の最急勾配は1:0.2とする。

12 基礎の設計

砂防堰堤の基礎は岩着することが望ましいが、岩着が望めない場合にはフローティング基礎としても良い。但し、その場合、砂防堰堤の堰堤高は15m未満であることを原則とする。

（設計技術指針解説 P. 13）

砂防堰堤の基礎は、安全性から岩着することが望ましいが、土石流・流木対策計画、および、土石流・流木対策施設配置計画に基づく砂防堰堤の計画位置において岩着が望めない場合は、フローティング基礎としても良いものとする。ただし、砂防堰堤の高さは15m未満であることを原則とする。

砂防堰堤の堤高は0.5mピッチであるため、通常の砂防堰堤の最大堤高は14.5mとなる。

本体の基礎は、所要の支持力ならびにせん断摩擦抵抗力を有し、浸透水等により破壊しないようにしなければならない。

なお、支持地盤が軟弱地盤または、所定の支持力が得られない場合においては、基礎処理を施すものとする。

12-1 基礎の根入れ [河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 [II] 第3章 2.6]

- ①基礎地盤は、原則として岩盤とする。高さ15m以上の砂防堰堤（ハイ堰堤）の基礎岩盤は、 C_M クラス以上の岩盤を原則とし、 C_L 、 D のような風化岩盤においては、岩盤下層の追加調査を行って基礎処理が必要か否かを検討する。
- ②砂防堰堤は、貯水ダムとは異なり土砂捕捉・堆積が目的となるため、通常、堤高14.5m以下とする場合が多い（砂防堰堤の堤高は0.5mピッチ）。この場合において、やむえない場合として砂礫基礎とすることができ、原則として均一な地層を選定しなければならない。
- ③本体基礎の根入れは、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して、岩盤の場合で1~2m以上、砂礫地盤の場合は2~3m以上とする。なお、溪床勾配が急な場合や、横断的に最深河床高、経年的な河床変化等を考慮して、堰堤下流での根入れ確保に留意する。
- ④堤軸に直交する掘削面は、水平であることを原則とする。極端な下流下がり掘削面になると、底面に対して堤体自重はせん断成分を有することになるので注意が必要である。

12-2 基礎地盤の安定 [河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編 [Ⅱ] 第3章 2.6]

地盤の支持力、せん断摩擦抵抗力は、必要に応じて基礎地盤において載荷試験およびせん断試験を実施して確認する。試験が実施できない場合は、近傍の数値を採用するか、下記に示す一般的な数値を参考にして決定する。

(1) 地盤の支持力 [砂防設計公式集 3-6]

表 3-12-1 の値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化の程度、固結の程度等により加減して用いる。

表 3-12-1 地盤の許容支持力

岩盤		砂礫地盤	
区分	許容支持力 (kN/m ²)	区分	許容支持力 (kN/m ²)
硬岩(A)	6,000	岩塊玉石	600
中硬岩(B)	4,000	礫層	400
軟岩(C _H)	2,000	砂質層	250
軟岩(C _M)	1,200	粘土層	100

(2) せん断摩擦抵抗力

① 基礎地盤 [砂防設計公式集 3-6]

表 3-12-2 の値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化の程度、固結の程度等により加減して用いる。

表 3-12-2 基礎地盤のせん断強度・内部摩擦係数

岩盤			砂礫地盤		
区分	せん断強度 (kN/m ²)	内部摩擦係数	区分	せん断強度 (kN/m ²)	内部摩擦係数
硬岩(A)	3,000	1.2	岩塊玉石	300	0.7
中硬岩(B)	2,000	1.0	礫層	100	0.6
軟岩(C _H)	1,000	0.8	砂質層	—	0.55
軟岩(C _M)	600	0.7	粘土層	—	0.45

② 堤体打継面

堤体打継面のせん断摩擦安全率の検討を必要とする場合のコンクリート打継面のせん断強度 τ_0 および内部摩擦係数 f の値は、一般に打継面の強度低下を考慮してせん断強度は圧縮強度の 1/7~1/10、内部摩擦係数は 0.65~1.0 が用いられる。 [多目的ダムの建設 第3巻 設計I編 第21章 3.2]

12-3 砂礫地盤のパイピングに対する安定

基礎地盤と構造物底面の接触面に沿う洗掘がパイピングの原因であると仮定し、基礎地盤に加わる平均水頭勾配 i (上下流の水位差 Δh /接触面に沿って進むクリープ長 λ) の値が限界値より小さい場合には安全であるとする方法を用いる。

(1) Lane (レーン) のクリープ比 (R_{c1}) による方法

水平透水係数を k_h 、垂直 (45度より急) 透水係数を k_v とすると、クリープ線の水平方向の単位長さ当たりの水頭損失は垂直方向の 1/3 倍程度であり、ウェイトを付けたクリープ比の考え方を用いる。

$$R_{c1} \leq \frac{1/3 \cdot \lambda + 2d + e_1 + e_2}{\Delta h} \quad \text{---- (式 3.12.1)}$$

(2) Bligh (ブライ) のクリープ比 (R_{c2}) による方法

$$R_{c2} \leq \frac{\lambda + 2d + e_1 + e_2}{\Delta h} \quad \text{---- (式 3.12.2)}$$

ここに、 e_1 : 砂防堰堤底上流端から堆砂天端までの浸透路長 (m)

e_2 : 水叩き底面から天端までの浸透路長 (m)

Δh : $h_1 - h_2$ (堰堤上下流基盤面からの水位差) (m)

d : 止水壁部分 ($>45^\circ$) の長さ (m)

λ : クリープ総長 (m)

表 3-12-3 レーン及びブライのクリープ比

基礎の構成材料	R_{c1}	R_{c2}
非常に細かい砂あるいはシルト	8.5	18
細砂	7.0	15
中粒砂	6.0	—
粗砂	5.0	12
細砂利	4.0	—
中砂利	3.5	—
砂・砂利混合物	—	9
玉石を含んだ粗砂利	3.0	4~6
若干の玉石および砂利を含んだ転石	2.5	—
柔らかい粘土	3.0	—
中軟粘土	2.0	—
堅い粘土	1.8	—
非常に堅い粘土または硬質地層	1.6	—

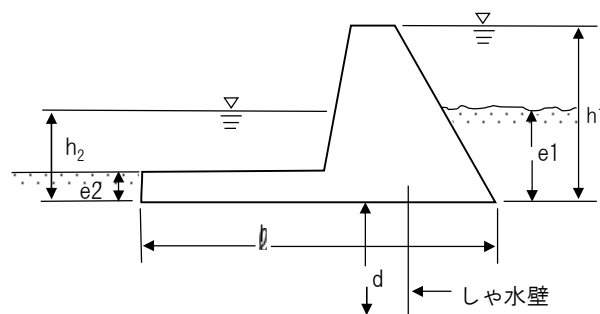


図 3-12-1 パイピング

12-4 基礎処理 [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [Ⅱ] 第3章 2.6]

基礎地盤が所要の強度を得ることができない場合は、想定される現象に対応できるよう適切な基礎処理を行うものとする。

(1) 地盤支持力、せん断摩擦抵抗力の改善

(岩盤基礎の場合)

- ・ 所定の強度が得られる深さまで掘削する。
- ・ 堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させる。
- ・ グラウチングによって、岩盤の均等化、支持力の増加を図る。
- ・ 基礎の一部に弱層、風化層、断層等の軟弱層を挟む場合は、軟弱部をプラグで置き換え、場合によってはグラウチング処理を行なう。

(砂礫基礎の場合)

- ・ 堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させる。
- ・ 基礎杭工法、ケーソン工法等により改善を図る。
- ・ ベントナイトやセメントの混合による土質改良を行う。
- ・ 砂防ソイルセメント工法(転圧タイプ、流動タイプ)等により地盤改良を行う。

(2) 透水および堰堤下流の洗掘に対しての補強

- ① 堰堤安定上透水性に問題がある場合は、カーテングラウチング等の遮水工により改善する。一般には、カーテングラウチングの目標ルジオン値は水抜き暗渠がある場合、10ルジオン未満で計画されている。[砂防設計公式集 3-6]
- ② パイピングに対しては、浸透路長が不足する場合は堤底幅を広くするか、遮水壁(鋼矢板等)、カットオフ等を設けて改善を図る。
- ③ 堰堤下流部の洗掘に対しては、堰堤基礎を必要な深さまで下げるか、カットオフ、コンクリート水叩き、あるいは水褥池(すいじょくち)等を設けて対処するのが一般的である。

12-5 基礎処理の方法

砂礫基礎を地盤改良する場合は、以下の内容とする。

12-5-1 地盤改良工法

地盤改良工法には、多様な工法(固結工法、置換工法、脱水工法、突き固め工法、群杭工法等)があるが、砂防堰堤の地盤支持力の増加させるためにはセメント系地盤改良工法を主とし、以下に示す工法による。特に、山間部に設置される砂防堰堤では砂防ソイルセメント工法の実績が多くなっている。砂防ソイルセメント工法の設計については「砂防ソイルセメント施工便覧 平成28年版 砂防・地すべり技術センター」を参照すること。

- ・ 浅層混合処理工法
- ・ 深層混合処理工法
- ・ 砂防ソイルセメント工(転圧タイプ、流動タイプ)

12-5-2 改良体の設計

(1) 目標強度

改良体の目標強度は、対象とする地盤の改良材の要求性能に合わせて適切に設定する。

$$\text{目標強度(設計基準強度)} \geq \text{最大圧縮応力} (\sigma_{\max}) \times \text{安全率}(n) \text{ ---- (式 3.12.3)}$$

安全率(n)は、基礎処理については $n=3$ とする。

(2) 配合強度

改良体の配合強度は、改良体により構築された構造物が目標強度（設計強度）を満足するように適切に設定する。

$$\text{配合強度} \geq \text{目標強度} \times \text{割増係数}(k) \text{ ----- (式 3.12.4)}$$

割増係数(k)は、現地での実施工における発現強度のばらつきを考慮して設定する必要がある。

このばらつきの要因は、実施工時の攪拌混合や締固めの作業精度の影響によるもので、各工法・各現場で異なることが予想されるため、以下により割増係数(k)を決定することを基本とする。

- ・浅層・深層混合処理、砂防ソイルセメント流動タイプ) : 2.0程度
- ・砂防ソイルセメント転圧タイプ : 1.5

(3) 改良範囲

① 縦断横断方向

縦断方向の改良範囲は本堤上下流端から応力分散角を考慮した範囲とし、応力分散角は $30^\circ \sim 35^\circ$ とする場合が多い(「H24 道路土工 擁壁工指針 P.135」を参考)。

また、横断方向の改良範囲は基盤(岩盤)までとするが、地層分布により適切に設定する。

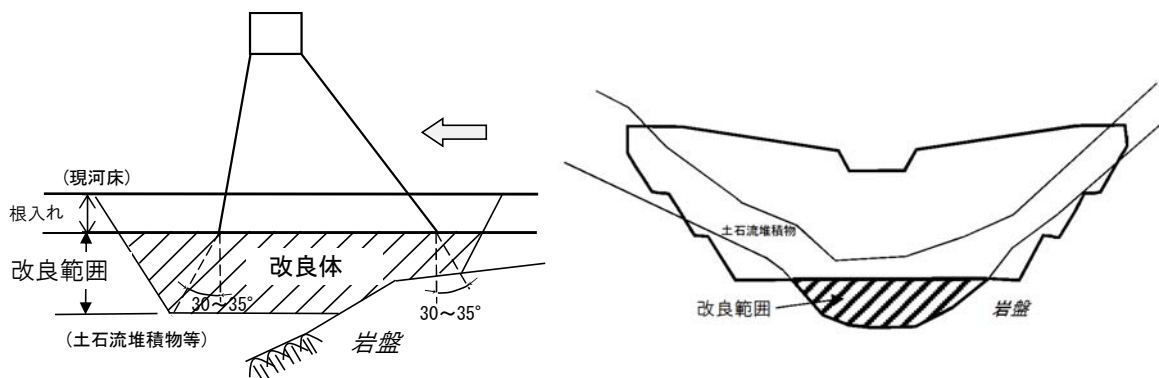
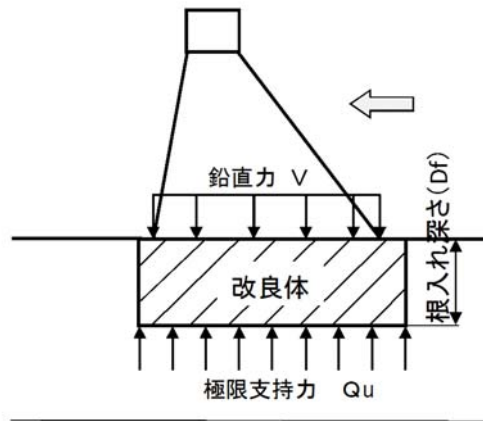


図 3-12-2 地盤改良の範囲

② 深さ方向

深度方向の改良範囲は、改良する地盤の許容支持力が満足する深度まで改良する。

算定に用いる許容支持力は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」の基礎底面地盤の極限支持力とし、この場合、許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力に対し、安全率3を確保する。



$$\frac{\text{極限支持力 } Q_u}{\text{鉛直力 } V + \text{改良体 } V_1} \geq 3 \quad (\text{安全率})$$



安全率3以上となる 極限支持力 Q_u のときの 根入れ D_f を改良深さとする

図 3-12-3 深さ方向の地盤改良の範囲

12-6 段切り (節約断面)

溪床勾配が一様に急勾配で良好な岩盤基礎 (C_{II} 級以上) の場合、図 3-12-4 のように段切りをしてコンクリート量、掘削量を減じる目的で岩盤の一部を残すことがある。

- ① 段切り部は堤高に含める。
- ② 砂礫基礎においては、コンクリート量を減じる目的でこのような形状をとることは避けるべきである。
- ③ 段切り幅を小さくすると、滑動抵抗の低下、堤体内最大応力が大きくなるので、段切り幅 (b) は堤敷長 (B) の 50%以上とするのが望ましい。

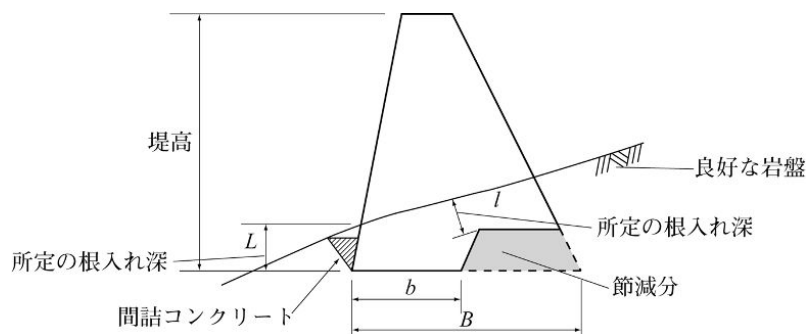


図 3-12-4 段切り (節約断面) 模式図

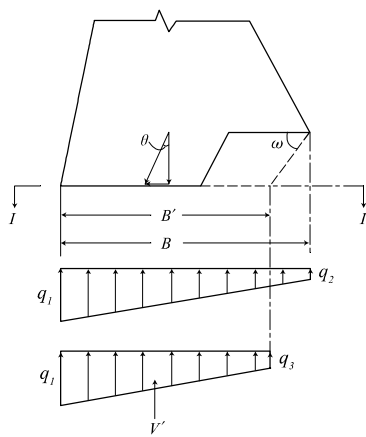
④ 段切りによる安定計算は次の手法により検討する。

- a. 基礎反力および転倒に対する安定は、図 3-12-5 に示す仮想底面 I - I の基礎幅 (B) によって行う。
- b. 滑動に対する安定は、図 3-12-5 に示す底面幅 (B') に生じる鉛直力 (V') により算出される滑動抵抗によって全水平力を負担するものとする。

$$\omega = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - \theta \quad \text{----- (式 3.12.5)}$$

$$V' = \frac{(q_1 + q_3)}{2} B' \quad \text{----- (式 3.12.6)}$$

$$n \leq \frac{f \cdot V' + \tau_0 \cdot B'}{H} \quad \text{----- (式 3.12.7)}$$



- ここに、 ω : すべり角 (°)
 ϕ : 地盤の内部摩擦角 (°)
 θ : 荷重の傾斜角度 (°)
 q : 基礎反力 (kN/m²)
 V' : 鉛直力 (kN/m)
 B' : 仮想底面幅 (m)
 n : 滑動安全率
 H : 水平力 (kN/m)
 τ_0 : 地盤のせん断強度 (kN/m²)
 f : 地盤の内部摩擦係数

図 3-12-5 基礎反力図 (段切り(断面節約))

12-7 カットオフ

カットオフは、砂防堰堤の必要な基礎根入れを確保した上で、パイピングや堰堤下流洗掘の対策として設けられる。なお、前庭保護工との取り合いを目的としたカットオフは適用しない。

- ① カットオフの幅 b は、カットオフ部の応力集中を避けるために堤敷長 B の 20% 程度とすることが必要であり、施工性を考慮してその幅を決めるものとする。
- ② カットオフの高さは h = 3(m) 以内としている例が多い。
- ③ カットオフは堤体を含めず、本体の安定計算上は堤体として扱わない。

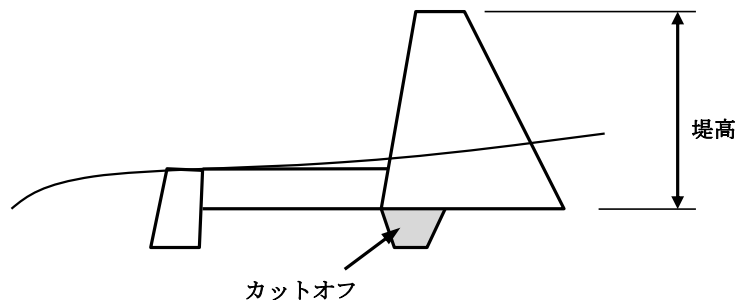
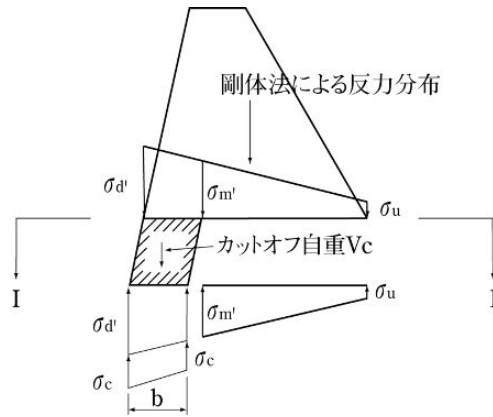


図 3-12-6 カットオフ模式図 (パイピング対策)

④カットオフの安定計算は以下の手法により行う。

a. 基礎反力

カットオフを設けた場合の基礎反力は、カットオフより上側（図 3-12-7 I-I 断面）ではカットオフのない形状で算出した縁応力を用い、カットオフ部ではカットオフなしの応力にカットオフの自重を加えた応力を用いる方法(加算法)とする。



ここに、
 V_c : カットオフの自重 (kN/m)
 $\sigma_d = \sigma_{d'} + \sigma_c$: カットオフ下流端応力 (kN/m²)
 $\sigma_m = \sigma_{m'} + \sigma_c$: カットオフ上流端応力 (kN/m²)
 $\sigma_c = V_c / b$: カットオフの自重の応力 (kN/m²)

図 3-12-7 カットオフの反力分布図

b. 滑動に対する安定

カットオフを設けた場合の滑動安全率は、堤体上流端～カットオフ上流端～カットオフ下流端を結ぶ折れ線をすべり面とし、各すべり面で Henny の式を適用する「折れ線すべり法」により求める（図 3-12-8 参照）。

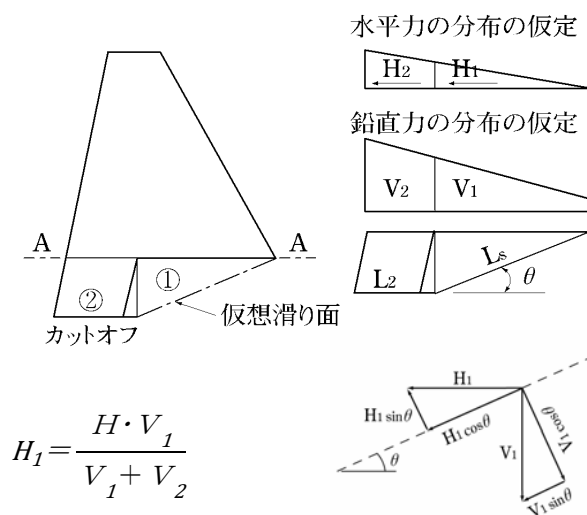


図 3-12-8 折れ線すべり法模式図

- 水平力および鉛直力の滑り面座標系への変換

$$H_s = H_1 \cdot \cos \theta + V_1 \cdot \sin \theta \quad \text{----- (式 3. 12. 8)}$$

$$V_s = V_1 \cdot \cos \theta - H_1 \cdot \sin \theta \quad \text{----- (式 3. 12. 9)}$$

ここに、 H_s : 滑り面座標系の水平力 (kN/m)
 V_s : 滑り面座標系の鉛直力 (kN/m)
 θ : 滑り面と水平面のなす角度 (°)
 H_1 : 重力座標系の水平力 (kN/m)
 V_1 : 重力座標系の鉛直力 (kN/m)

- 折れ線すべりによる滑動安全率 (n)

$$n = \frac{f(V_s + V_2 + V_c) + \tau(L_s + L_2)}{H_s + H_2} \quad \text{----- (式 3. 12. 10)}$$

ここに、 H_s : 滑り面①の水平力 (kN/m)
 H_2 : 滑り面②の水平力 (kN/m)
 V_s : 滑り面①の鉛直力 (kN/m)
 V_2 : 滑り面②の鉛直力 (kN/m)
 L_s : すべり面①の長さ (m)
 L_2 : 滑り面②の長さ (m)
 V_c : カットオフの自重 (kN/m)
 f : 地盤の内部摩擦係数
 τ : 地盤のせん断強度 (kN/m²)

13 袖の設計

堰堤の袖は、洪水を越流させないことを原則とし、想定される外力に対して安全な構造として設計するものとする。

13-1 袖の形状

袖天端幅は水通し天端幅と同一を基本として、構造上の安全性(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 13-7 袖部の破壊に対する構造計算」)も考慮して定め、次の四つの条件を満たす形状とする。

- ①袖部の上流のり勾配は直とすることを原則とする。
- ②袖部の下流のり勾配は直または、本体の下流のり勾配に一致させる。
- ③袖部の下流のり勾配を本体の下流のり勾配に一致させた場合、袖部天端幅は1.5mを下限とする。
- ④本項で後述する設計外力(袖部の荷重、土石流衝撃力(あるいは流木衝撃力)、土石流流体力の組み合わせ)に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。

13-2 袖天端の勾配

袖の天端は、現溪床勾配程度の勾配をつけることを基本とする

(設計技術指針解説 P. 19)

袖の天端に勾配をつける区間の長さは原則として地山までとするが、地形上、袖の天端に勾配をつける区間の長さが長くなる場合は、現地状況等に応じて適切な長さで打ち切るものとする。

- ① 袖天端の勾配は、洪水時に異常な土砂流出が発生すると堆砂地上流端を頂点とする扇状堆積により流出が二分されたり、袖部に異常な堆積が生じ、その上を水が流下する恐れがあるため経験的に勾配をつけている。

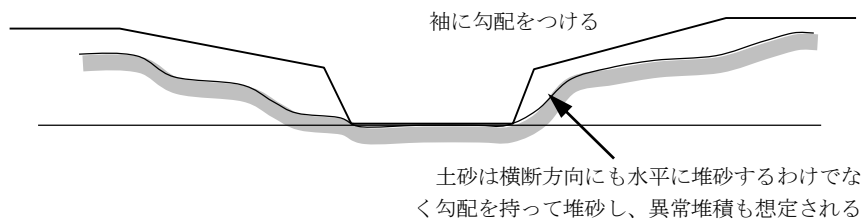


図 3-13-1 袖勾配の考え方

- ② 袖天端の勾配は両岸に向かって上り勾配とし、現溪床勾配程度の勾配とする。(平常時、計画堆砂勾配としないこと)
- ③ 袖天端の勾配は左右とも同勾配を原則とする。勾配を付けにくい場合には、所要の勾配線を包絡するように階段状または水平とする。

13-3 袖の嵌入(かんにゅう)

掘削は堰堤の基礎として適合する地盤を得るために行われるもので、袖部においても本体基礎の根入れと同様に、基礎地盤への嵌入による支持、固定、滑動、洗掘に対する抵抗力の改善、安全度の向上を目的としている。

- ① 袖の両岸への嵌入は、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して、岩盤部で1~2m、土砂部で2~3mの嵌入とする。特に、砂礫地盤の場合は必要に応じて上下流に土留擁壁を施工して袖の嵌入部の安定を図る。
- ② 袖の嵌入は、地形・地質条件等により掘削が困難で所定の嵌入ができない場合においても、嵌入の目的にかなった工法で対処するものとする。
- ③ 袖嵌入に際し、掘削小段による堤体段切り部と水通し天端の位置(高さ)を同じにしない。

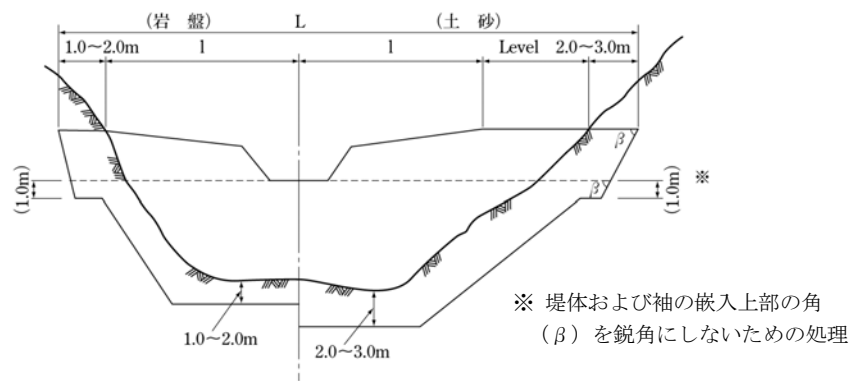


図 3-13-2 袖の嵌入

13-4 袖の長さ

- ① 袖の勾配部は原則として地山までとし、短いほうに合わせて左右岸は同じ長さとする。
- ② 左右岸の袖の長さが著しく異なり、極端に袖高が高くなる場合は左右岸の同じ長さまで勾配をつけ、あとは水平もしくは緩勾配とする。袖の水平区間の設置は、土石流捕捉時の流木含む異常堆砂に対するリスクを伴うため、下流への被災影響を考慮して適切に設定することが必要である。
- ③ 勾配のある袖の最大長さは、袖勾配の分母の数字を距離に読み替えた程度とする事例が多い。

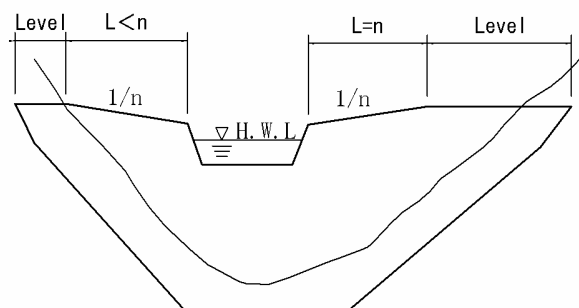


図 3-13-3 袖天端の長さ と 勾配

- ④ 小規模溪流対策施設については水平を基本とし、後項「第3編 第7章 小規模溪流対策施設」に準じる。

13-5 袖の高さ

- ① 袖に勾配を付けて上げる最低高は 0.5m とする。
- ② 屈曲部における堰堤の凹岸側の袖高は、偏流（水位上昇）を考慮して定める。

[河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 [II] 第3章 2.7]

水位上昇式は、常流区域では Grashof（グラシヨー）の簡易式、射流区域では knapp（ナップ）の式が用いられている。

（常流区域）… Grashof（グラシヨー）の簡易式

$$\Delta h = \frac{V^2}{g} \{2.303(\log R_2 - \log R_1)\} \quad \text{----- (式 3.13.1)}$$

（射流区域）… knapp（ナップ）の式

$$\Delta h = \frac{B \cdot V^2}{g \cdot R} \quad \text{----- (式 3.13.2)}$$

ここに、 Δh : 水位上昇高 (m) : 平均流速 (m/s)
 R_1, R_2 : 曲率半径の内側、外側 (m) R : 中心線の曲率半径
 B : 流路幅 (m) g : 重力加速度 (9.81m/s²)

なお、常流と射流の区分は次式のフルード数 (Fr) によって判定する。

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad \begin{array}{l} Fr \leq 1 \cdots \text{常流} \\ Fr > 1 \cdots \text{射流} \end{array} \quad \text{----- (式 3.13.3)}$$

ここに、 h : 等流水深 (m)

13-6 袖部の端部処理（試行）

現場状況（施工時も含む）により、以下の条件の場合においては袖部対策工を検討してもよい。（試行）

13-6-1 袖部端部処理の方針

河川砂防技術基準（案）設計編においては、砂防堰堤の袖の両岸への嵌入は、ダム基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行うこととしている。基準に則り砂防堰堤の袖部を地山に岩着する場合、地山へ嵌入するために大規模な掘削をせざるを得ないことがある。

このような場合には、掘削量が多大となり、斜面の不安定化による崩落、転石の危険性が増大することで、施工中の安全確保が困難になるほか、高所かつ広範囲の法面処理が必要となるなど、施工が困難となる恐れがある。

また、広範な掘削範囲による他の構造物への影響、自然環境や景観に対する影響等の問題が生じることがある。

このため、砂防堰堤の袖部処理については、地山へ嵌入することを原則としつつも、以下の観点から、袖部嵌入に伴う地山掘削により、安全性や施工性に大きな影響が生じ、工事の安全確保等が困難になる場合は、大規模な掘削を行わない袖部処理（袖部対策工）を実施してもよい。

（検討の観点）

- ・ 急斜面の切土に伴う工事の安全確保
- ・ 袖部の掘削に伴う斜面の安定性への影響
- ・ 袖部の掘削に伴う道路等、他の構造物への影響
- ・ 自然環境や景観保全への影響

13-6-2 袖部対策工の設計について

袖部対策工の設計にあたっては、袖部の嵌入及び間詰工等が本来有している機能が十分に確保されるよう、以下の事項について留意して検討を行う。

(1) 袖部対策工の形状

袖部の地山斜面を掘削せずに行う袖部対策工は、砂防堰堤の上下流に設けるものとする。袖部対策工の厚さ(幅)は、従来の嵌入深程度を確保し、下流方向に嵌入深の1倍以上、上流方向に3倍以上確保することを基本とする(図3-13-4参照)。

(2) 袖部対策工の施工材料

袖部対策工の施工材料は、現場における施工性、流域の状況等を考慮し、コンクリートまたは砂防ソイルセメントとする。

袖部対策工を砂防ソイルセメントとする場合には、砂防ソイルセメントを堰堤本体に使用する場合と同程度の強度を確保する。

(3) 越流・侵食に対する対応

流水や土石流が袖部を越流し、袖部対策工の損壊につながるおそれがある場合には、袖部対策工の天端を袖の天端よりも1m程度高くすることにより対応を図る。

また、砂防ソイルセメントを材料とする場合、袖部対策工の表面侵食を防止するため、流水が頻繁に作用する範囲には、コンクリート護岸、巨石張り等による被覆の必要性を検討する。

(4) 施工上の留意点

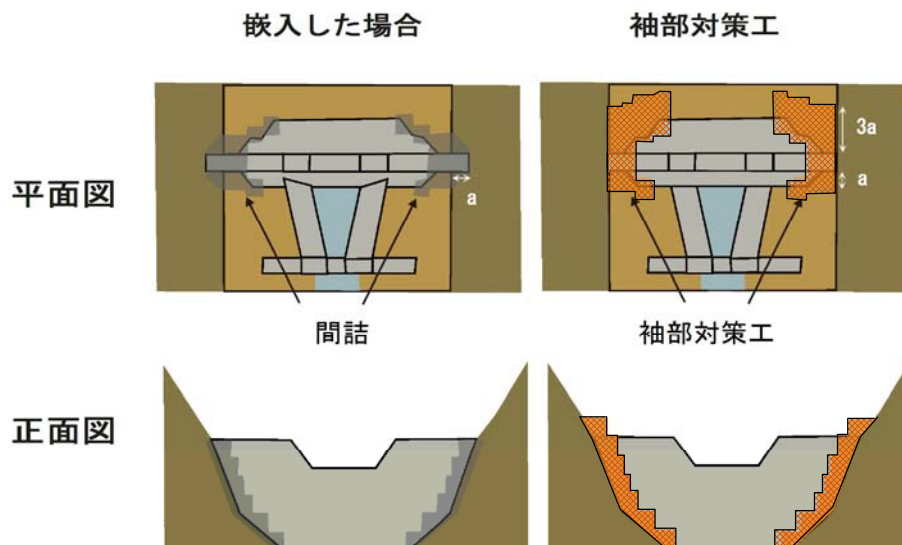
袖部対策工の施工は、砂防堰堤本体と同時に施工するものとする。

また、袖部対策工を施工する際には、施工箇所の地山の表土(風化が著しく、また、落葉や腐植を含み空隙に富む層)を除去する。

(5) その他の留意事項

袖部対策工の部分は砂防堰堤の堤体外として扱い、安定計算には含めない。

袖部は、原則、地山と接するものとし、袖部対策工の考え方を拡大・発展させ、本来堤体としての設計、施工されるべき部分の一部を袖部対策工で置き換える(地山と袖部の間を埋める)ような設計方法については適用外とする。



13-7 袖部の破壊に対する構造計算

砂防堰堤の袖部は礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたものに対して安全な構造とする。

(設計技術指針解説 P. 17)

13-7-1 安全性の検討

袖部の破壊に対しては、前項「13-1 袖の形状」の条件を満たすべく安全性を確保する。

検討に用いる設計外力は以下に示す三種類とし、それらが袖部に作用する位置は図 3-13-5 に示す通りとする。

- ・ 袖部の自重
- ・ 土石流流体力
- ・ 礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較して大きい衝撃力

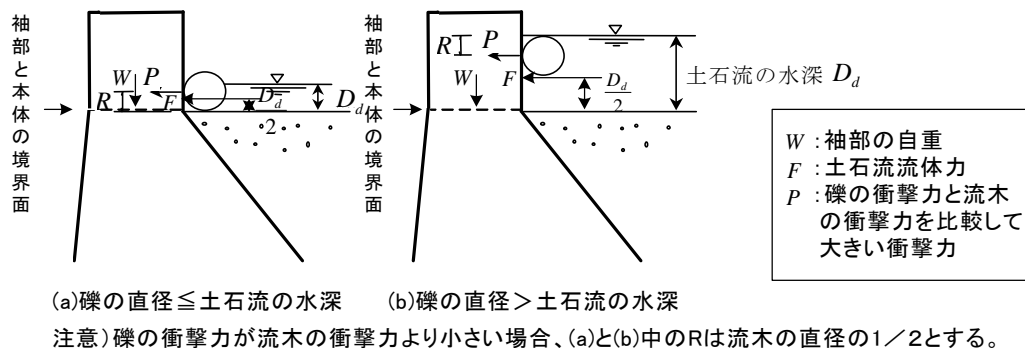


図 3-13-5 袖部と本体の境界面及び設計外力とその作用点

礫の衝撃力および流木の衝撃力の算定にあたり、それらの速度は土石流の流速と等しいとし、礫径は最大礫径、流木の直径は最大直径、流木の長さは最大長とする。

また、礫および流木は図 3-13-5 に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面の近傍で衝突するものとする。

土石流の水深が礫径および流木径より小さい場合は、礫および流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする。土石流の流速と水深は「第 2 編 第 2 章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-6 土石流の流速と水深の算出方法」に基づき算出するものとする。

安全性の検討については、袖部のせん断に対する検討、引張・圧縮に対する検討となる。

13-7-2 袖部の設計手順

安全性の検討に際して袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が 4 未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が 4 以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を拡げる (図 3-13-7) か、あるいは、袖部の上流側に緩衝材等を設置して衝撃力を緩和する。なお、緩衝材により袖部を保護する場合、緩衝材の緩衝効果は試験により確認することが望ましい。

また、袖部破壊の主因である衝撃力は短期荷重であるため、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下とする。

なお、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせるものとし、それらの鉄筋あるいは鉄骨は袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。

これら安全性の検討に関する、袖部の設計手順について図 3-13-6 に示す。

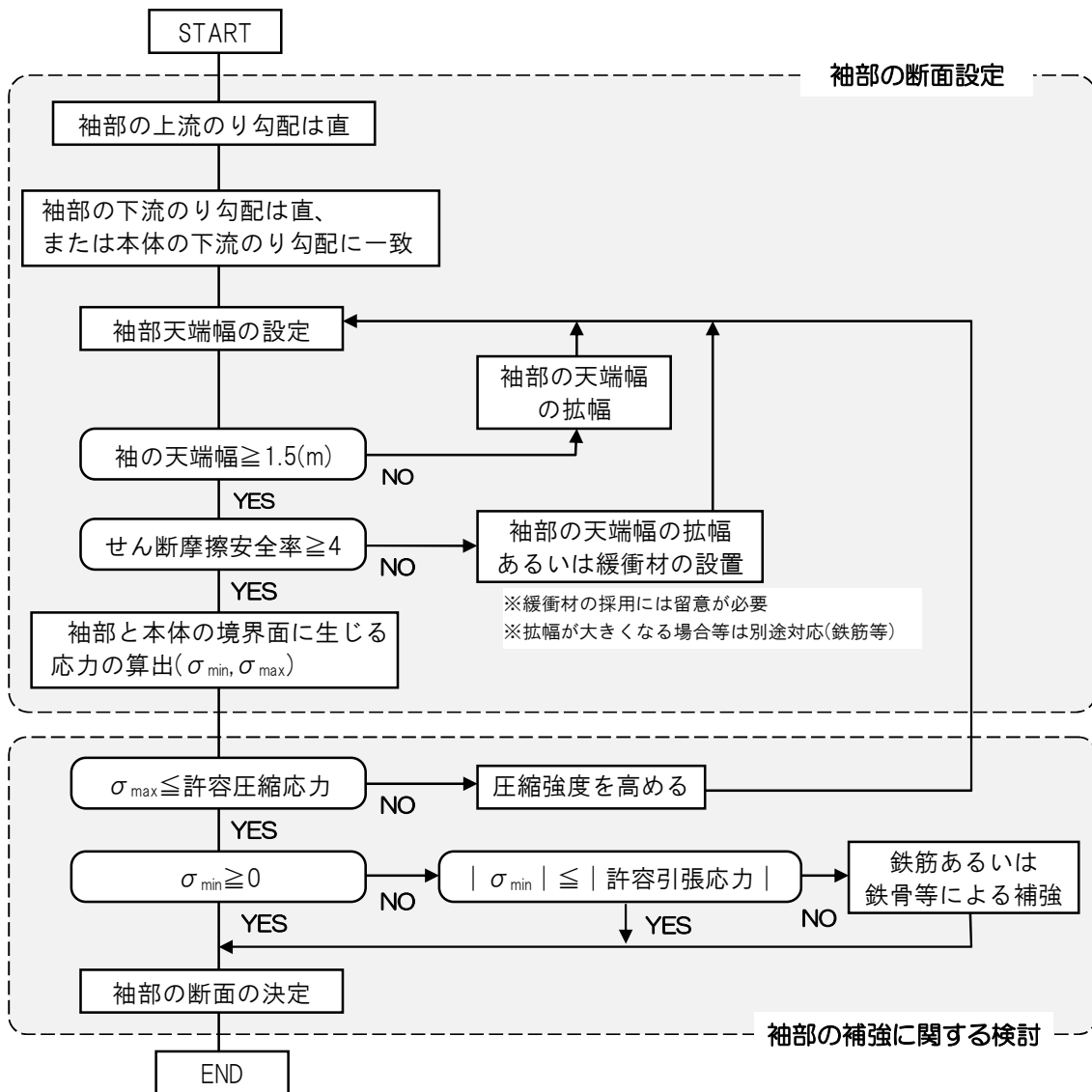


図 3-13-6 袖部の設計手順

13-7-3 礫の衝撃力

礫の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての礫の衝撃力を設定する。

(設計技術指針解説 P. 63)

$$\left. \begin{aligned} P &= \beta \cdot n \alpha^{3/2}, & n &= \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}} \\ K_1 &= \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}, & K_2 &= \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} \\ \alpha &= \left(\frac{5U^2}{4n_1 n}\right)^{2/5}, & n_1 &= \frac{1}{m_2} \\ \beta &= (E + 1)^{-0.8}, & E &= \frac{m_2}{m_1} U^2 \end{aligned} \right\} \text{----- (式 3.13.4)}$$

ここで、 E_1, E_2 : コンクリートおよび礫の弾性係数 (N/m²)

ν_1, ν_2 : コンクリートおよび礫のポアソン比

m_2 : 礫の質量 (kg)

R : 礫の半径 (m)

π : 円周率 (=3.14)

U : 礫の速度 (m/s)

α : へこみ量 (m)

K_1, K_2 : 定数

β : 実験定数

m_1 : 袖部ブロックの質量 (kg)

また、礫の速度は土石流流速と等しいとし、礫径は最大礫径とする。

～～ (参考) 礫およびコンクリートの物理定数の例～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

礫の弾性係数 $E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.81 \text{N/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu_2 : = 0.23$

コンクリートの終局強度割線弾性係数^{*} $E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81 \text{N/m}^2$

コンクリートのポアソン比 $\nu_1 = 0.194$

※礫の衝突によりコンクリート表面にへこみが発生するので、コンクリートは破壊に至る平均的な変形係数(終局強度変形係数)を用いる。この係数値はコンクリート弾性係数の約 1/10 である。

～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

13-7-4 流木の衝撃力

流木の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての流木の衝撃力を設定する。

(設計技術指針解説 P. 65)

土石流区間において、流木捕捉工の袖部等がコンクリート構造のとき、袖部等の構造や部材の安定性を検討する際に用いる流木の衝突により堤体が受ける衝撃力の算定にあたっては、礫の衝突による衝撃力の算定式を準用するものとする。

流木の最大長、最大直径は「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-10 流木の最大長、最大直径」による。

$$\left. \begin{aligned}
 P &= \beta n \alpha^{3/2} & n &= \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_3)^2}} \\
 K_1 &= \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} & K_3 &= \frac{1 - \nu_3^2}{\pi E_3} \\
 \alpha &= \left(\frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right) & n_1 &= \frac{1}{m_3} \\
 \beta &= (E + 1)^{-0.8} & E &= \frac{m_3}{m_1} V^2
 \end{aligned} \right\} \text{---- (式 3.13.5)}$$

ここで、 E_1, E_3 : コンクリートおよび流木の弾性係数 (N/m²)

ν_1, ν_3 : コンクリートおよび流木のポアソン比

m_3 : 流木の質量 (kg) R : 流木の半径 (m)

π : 円周率 (=3.14) V : 流木の速度 (m/s)

α : へこみ量 (m) K_1, K_3 : 定数

β : 実験定数 m_1 : 袖部ブロックの質量 (kg)

表 3-13-1 主要樹種の弾性定数、ポアソン比

(改定4版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所監修 2004年 P.134より抜粋)

樹種	密度 (kg/m ³)	ヤング係数 E_L ($\times 10^9$ N/m ²) E_L	ポアソン比 ν_{LR}
スギ	330	7.35	0.40
エゾマツ	390	10.79	0.40
アカマツ	510	11.77	0.40
ブナ	620	12.26	0.40
キリ	290	5.88	0.40
ミズナラ	700	11.28	0.40
ケヤキ	700	10.30	0.40
イチイガシ	830	16.18	0.40
ニセアカシア	750	12.75	0.50

流木の弾性係数(ヤング係数)、ポアソン比は実測されたデータがないが、便宜的に木材の弾性定数(表3-13-1)の値を用いる。木材の強度的性質には異方性があり、木材の繊維方向と、その直角方向とでは、強度が大きく異なるため、各数値の扱いに注意を要する。ここでは、木材の繊維方向(流木の長さ方向)に荷重がかかった場合に対する各数値を用いた。

13-7-5 袖部の対処・補強

堰堤袖部の設計は、前項「13-1 袖の形状」に示す①～④の条件を満たす構造とする必要があり、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 13-7-2 袖の設計手順」に示す考え方により、せん断に対する安全性に対応する必要となった場合には、鉄筋、袖天端の拡幅（堰堤上流側）、上流側に緩衝材の設置により対処する。

袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせる等の補強を必要とする。

(1) 袖天端幅の拡幅

袖部を上流側に出して袖の天端幅を広げる。

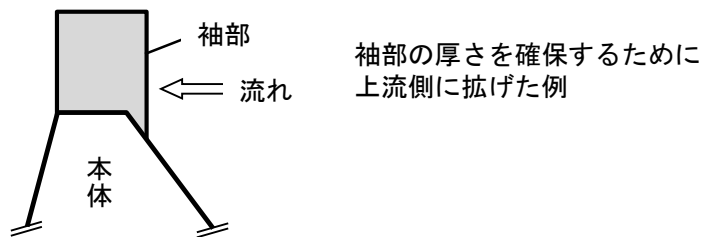


図 3-13-7 袖部の断面

(2) 上流側への緩衝材の設置

上流側の緩衝材については、盛土に連石張りで保護する等の工夫がある。

上流側への緩衝材の設置については、構造検討の手法が明確になっていないこと、また、連続する土石流に対して、一波目の土石流にて損傷等した場合、2波以降の土石流に対応できなくなる事等を想定し、極力、採用しないものとする。

単一流路の溪流など、連続する土石流の可能性が低い場合の採用に限る。

また、採用する際には、上流側の捕捉量の減少にも繋がるので留意しなければならない。

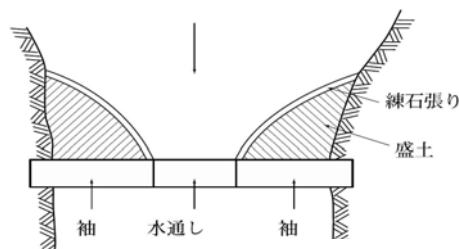


図 3-13-8 上流側への緩衝材の設置

(3) 鉄筋による補強

鉄筋による補強においては、袖部を片持ち梁と考えてその安定を検討し、単位幅当たりに必要な鉄筋量は袖部に働く単位幅当たりの最大曲げモーメントから算出する。

また、鉄筋に働く付着応力が鉄筋の付着応力度を上回らないことはもちろん、コンクリート部に働くせん断応力度がコンクリートの許容せん断応力度以下でなければならない。

a. 袖部のせん断に対する検討

前述の設計外力に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率の検討を行う。一般に Henny の式により確かめられる。

$$n \leq \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot l}{H} \quad \text{---- (式 3.13.6)}$$

ここに、 n : 安全率 ($n=4$)

f : 摩擦係数 ($f=0.7$)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力 (kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力 (kN/m)

l : せん断抵抗を期待できる長さ (m)

τ_0 : コンクリートのせん断強度 (kN/m²)

---- 許容せん断応力度ではないので注意する

(参考) コンクリートのせん断強度

ダムコンクリートについて、せん断強度は圧縮強度のおよそ 1/5 である。

• $\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ の場合 ---- $\tau = 13,800/5 = 2,760$ (kN/m²)

• $\sigma_{ck} = 21\text{N/mm}^2$ の場合 ---- $\tau = 16,150/5 = 3,230$ (kN/m²)

b. 袖部の引張・圧縮応力に対する検討

袖部破壊の主因である衝撃力は短期荷重であるため、袖部と本体の境界面上に生じる圧縮応力は原則として材料の許容圧縮応力以下とする。

袖部と堤体の境界面上に生じる圧縮応力が材料の許容圧縮応力を上回る場合、材料の強度を増加させる、袖部の天端幅の拡幅や緩衝材等を設置するなどの対策を講じる必要がある。

① 応力度の計算

$$\sigma_c = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad X = \frac{B \cdot |\sigma_{c'}|}{\sigma_c + |\sigma_{c'}|} \quad \text{---- (式 3.13.7)}$$

ここに、 σ_c : コンクリート断面の縁圧縮応力度 (kN/m²)

$\sigma_{c'}$: コンクリート断面の縁引張応力度 (kN/m²)

ΣV : 鉛直力 (kN)

ΣM : 単位幅あたり断面に作用する荷重のモーメントの合計 (kN・m)

B : 袖部と堤体の境界面の長さ

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{1}{2} B$$

(参考) コンクリートの許容圧縮応力度

コンクリートの許容圧縮応力度は、短期荷重(50%割増)を考慮する。

$\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ の場合 ---- $\sigma_{ca} = 4,500 \times 1.5 = 6,750$ (kN/m²)

$\sigma_{ck} = 21\text{N/mm}^2$ の場合 ---- $\sigma_{ca} = 5,250 \times 1.5 = 7,875$ (kN/m²)

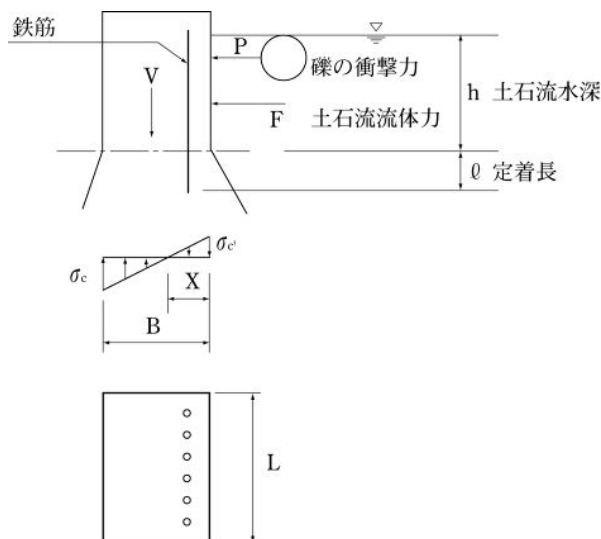


図 3-13-9 引張応力度を生じる袖

②鉄筋量の計算

鉄筋の断面積は、断面に生じた全引張り応力度を鉄筋の許容引張り応力度で除して得られる値とすればよい。 [道路橋示方書・IV 下部構造編]

$$A_s = \frac{X \cdot \sigma_c \cdot L}{2 \times 1.5 \sigma_{sa}} \quad \text{----- (式 3.13.8)}$$

ここに、
 A_s : 鉄筋量 (cm²)
 L : ブロック単位幅 (cm)
 X : 中立軸までの距離 (cm)
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

※短期荷重のため 50%の割り増しを考慮する。

③鉄筋量の定着長

$$l = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{oa}} \phi \quad \text{---- (式 3.13.9)}$$

ここに、
 l : 付着応力度より求まる定着長 (mm)
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²) ※短期荷重のため 50%の割り増し
 τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²) ※短期荷重のため 50%の割り増し
 ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

④鉄筋補強の設計

- ・袖部の安定計算にあたっては、最小ブロックで設計する事例も見られるが、補強鉄筋の設計(主筋径・定着長)を打継目毎の各ブロックにおいて設計するものとする。
- ・配力筋については、用心鉄筋の考え方に準じ、D₁₃を 30cm 間隔で配筋する。
- ・使用する鉄筋の種類は、SD345 を標準とする。

- ・配力筋は施工性（上流側からの施工は、かぶりが30cmであるため、狭小作業となる）および、かぶり（30cm）を確実に確保する点からも主筋の下流側に配筋することを基本とする。
- ・かぶりについては、砂防堰堤が流水による摩耗の恐れがある構造物であることから、耐摩耗性、鉄筋の耐防錆を考慮し30cmを標準とする。
- ・主筋の定着長は、鉄筋コンクリートの付着より算定される定着長および鉄筋径(20φ以上)より算定される定着長の大きい方（10cmラウンド）とする。
- ・主筋は、計算により算出することとし、径D13以上、配置間隔は300mm以下を標準とする。この際、配置間隔については、小さいほど有効であるから、施工性などが確保できる範囲で、できるだけ細径の鉄筋を分散して配置するよう配筋を計画することとする。
- ・鉄筋量を算出する際には、コンクリートの引張許容応力度は原則として0(kN/m²)とし考慮しないものとする。
- ・配筋範囲については、施工目的に施工する止水板同様、不測の出水を考慮し、袖天端までとする案、土石流水深までとする案、応力計算による必要範囲とする案等が考えられるが、土石流の形態は不測であり「天端+30cm」まで配筋するものとする。

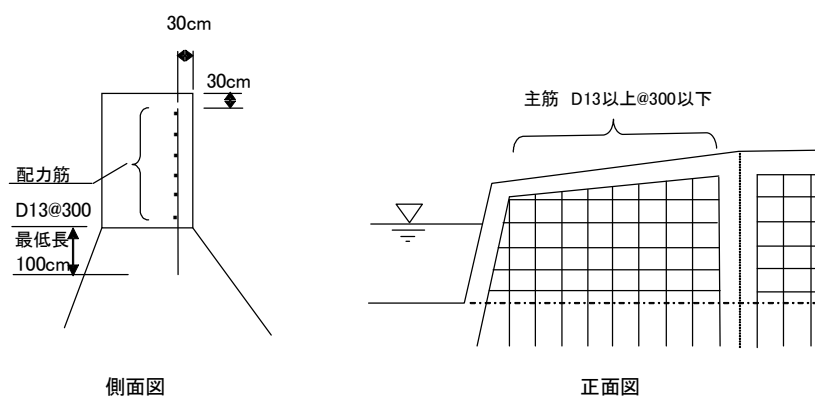


図 3-13-10 配筋概要図

13-8 袖折れ

- ① 袖は直線とすることを原則とするが、地形の状況から袖部が著しく長くなる場合は、上流側に袖を折ることができるものとし、地形条件により適切に配置する。袖折れ角度は現地の状況を勘案して設定する。
- ② 袖部の折れ点には収縮継目を設けない。
- ③ 袖折れ部の袖天端勾配は、堰堤上流の横断方向の堆砂形状、H. W. L、余裕高を袖折れ部に投影した高さ以上となる様に、施工性も考慮して一定の勾配を設定する。
- ④ 一般に、下流に折れ曲がるようなブロックの場合に設計上問題となることが多く、上流端に鉛直方向の引張り応力を生じさせないためには、合力の作用点の位置がミドルサードの条件よりもさらに中央になければならないことになる。

14 前庭保護工

砂防堰堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘による本体の破壊を防がなければならない。

(設計技術指針解説 P. 21)

前庭保護工は、設計流量（水通し断面の決定に用いた流量）を用いて設計する。

土石流が袖を越流すると予想される場合は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 図3-5-3」に示すように土石流の越流を考慮した構造とし、水叩き厚、水叩き長の設計は、土石流ピーク流量に対する越流水深を用いる。

副堰堤の下流のり勾配は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 6-2 下流のり」の考え方に従う。

副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同じとすることを基本とする。ただし、副堰堤に流木対策施設を設置する場合は、余裕高は見込まないものとする。

構造は設計流量に対して、河川砂防技術基準（案）設計編第3章に従い決定する。

副堰堤に設置される流木対策施設の設計は、掃流区間における流木対策施設の設計を準用する。

14-1 前庭保護工の設計

前庭保護工は、堰堤からの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘、および下流の河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるよう設計する。

- ① 前庭保護工は、副堰堤、水叩き、垂直壁、側壁護岸、護床工等からなる。
- ② 砂防堰堤からの越流水の減勢のためには、一般に副堰堤を設けることにより水褥池(すいじょくち)を形成した減勢工を用いることが多い。
- ③ 前庭保護工の選定フローを図3-14-1に示す。

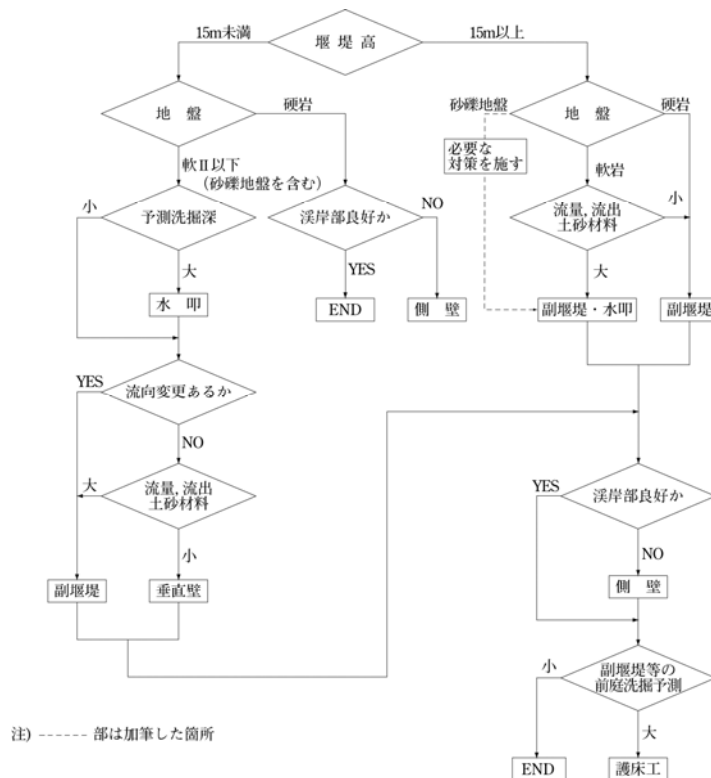


図 3-14-1 前庭保護工選定フロー

- a. 堰堤基礎およびその下流が、硬岩で亀裂が少なく、また砂礫基礎であっても、予測最大洗掘深より堰堤基礎が深く、かつ兩岸の崩壊および下流洗掘に対しても支障がなければ水叩きを設置する必要はない。
- b. 堰堤高が 15m 以上の場合は、硬岩基礎であっても副堰堤を設置して前庭部を保護するのが一般的である。
- c. 砂礫基礎の場合は、副堰堤と水叩きを併用して下流の保護を図る場合が多い。

14-2 副堰堤

副堰堤の位置および天端の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘および下流河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるよう定める。

- ① 副堰堤の水通し、本体、基礎、袖の設計は本堰堤に準ずる。ただし、袖勾配は原則として水平とする。なお、最下流堰堤で土砂整備率 100% の場合等も本堤に準じる。
- ② 副堰堤は、本堤に準じ安定計算により形状を決定するが、本副堤間に側壁護岸を設置する場合は非越流部に土石流が衝突しないため、非越流部での安定計算に土石流による設計外力を含めなくてよい。ただし、本体部を通過する土石流の重さは上載荷重として加える。また、同様に、袖部の破壊に対する安全性も考えない。
- ③ 副堰堤の位置および天端高を求めるには、経験式や半理論式を用いるが、地形的条件により必要に応じて模型実験を実施して総合的に検討するものとする。(副堰堤下流の局所洗掘深の変化を調べたその結果、半理論式で与えられる副堰堤の位置と高さが最も局所洗掘深を小さくすることが確認された。)

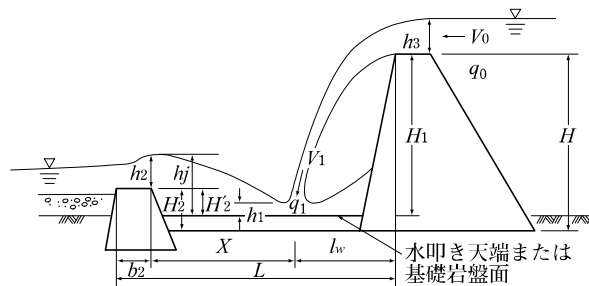


図 3-14-2 副堰堤の位置及び高さ

- a. 副堰堤の位置
(経験式)

$$L = (1.5 \sim 2.0) (H_1 + h_3) \quad \text{----- (式 3.14.1)}$$

ここに、 L : 本・副堰堤間の長さ (m)
(本堰堤天端下流端から副堰堤天端下流端までの長さであり、0.5m 単位で切り上げる。)

H_1 : 水叩き天端 (または、基礎岩盤面) からの本堰堤の高さ (m)

h_3 : 本堰堤の越流水深 (m)

係数は低堰堤で 2、高堰堤で 1.5 としている場合が多い。

(半理論式)

$$L \geq \ell_w + X + b_2 \quad \text{---- (式 3.14.2)}$$

ここに、 ℓ_w : 水脈飛距離 (m) b_2 : 副堰堤の天端幅 (m)

$$\ell_w = V_0 \left\{ \frac{2 \left(H_1 + \frac{1}{2} \cdot h_3 + \ell_w \cdot I \right)}{g} \right\}^{1/2} \quad \text{---- (式 3.14.3)}$$

ここに、 V_0 : 本堰堤の越流部流速 (m/s) (= q_0 / h_3)
 q_0 : 本堰堤の越流部単位幅当たり流量 (m³/s)
 h_3 : 本堰堤の越流水深 (m)
 g : 重力加速度 (9.81m/s²)
 I : 水叩き勾配

$$X = (4.5 \sim 5.0) h_j \quad \text{----- (式 3.14.4)}$$

ここに、 X : 跳水距離 (m)

h_j : 跳水対応水深 (m) (水叩き天端面または、基礎岩盤面から副堰堤の越流水面までの高さで、水叩きの形状が直線で等幅の水平水路上の跳水は次式より求める)

$$h_j = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right) \quad \text{---- (式 3.14.5)}$$

ここに、 V_0' : 水脈落下地点流速 (m/s) = $\sqrt{2g(H_1 + h_3 + \ell_w \cdot I + V_0'^2)}$
 V_1 : 跳水前の水叩き上の流速 (m/s) = $V_0' (1 + \cos \theta) / 2$
 θ : 水脈の水面への突入角度 (°) = $\tan^{-1}(g \cdot \ell_w / V_0'^2)$
 h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m) = q_1 / V_1
 q_1 : 水脈落下地点の単位幅当たり流量 (m³/s)
 F_1 : 水脈落下地点の跳水前のフルード数 = $V_1 / \sqrt{g \cdot h}$

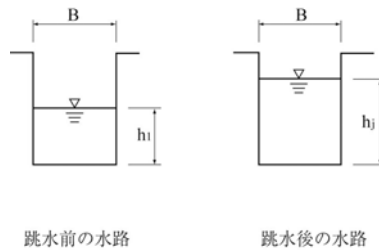


図 3-14-3 水叩き幅が等幅の水平水路の跳水

b. 副堰堤の高さ (図 3-14-2 参照)

1. 経験式

$$H_2 = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) H \quad \text{---- (式 3.14.6)}$$

ここに、 H_2 : 本・副堰堤の重複高 (本堰堤底高と副堰堤天端高の差) (m)
 H : 本堰堤の堰堤堤高 (m) (カットオフのある場合は、堤高Hにカットオフ高を加えた高さとする。)

式中の係数は、堰堤高 20m 程度の高さまでの経験から出されたもので係数は堰堤高が低くなるほど 1/3 をとるのがよい。[砂防設計公式集 3-8]

Ⓜ. 半理論式

$$H_2' = h_j - h_2 \quad \text{---- (式 3.14.7)}$$

ここに、 H_2' : 水叩き天端(または基礎岩盤面)より副堰堤天端までの高さ (m)
 h_j : 水叩き天端面(または基礎岩盤面)からの副堰堤の越流水面までの高さ (m)
 h_2 : 副堰堤のせきの公式によって求められる越流水深 (m)
 (一般に本堰堤の越流水深と同一としている。)

④ 副堰堤下流の渓床へのとりあい

渓床勾配がきついなど、第1副堰堤水通し天端と下流渓床との落差が著しく大きい場合には、その対策としては、第2副堰堤、水叩きに勾配を付けた水褥池のない垂直壁、カットオフ等の検討を行うものとする。

⑤ 屈曲部における水通し

屈曲部における副堰堤、側壁には下記のような問題がある。

(水理的問題)

- ・ 水流が副堰堤袖部・側壁に衝突しジャンプする
- ・ ジャンプによる下流、斜面の崩壊誘発
- ・ 副堰堤袖部・側壁の耐久力の低下
- ・ 落水水・落下砂礫が直接側壁に衝突する

(施工上の問題)

- ・ 側壁の施工が困難

側壁を設置しない場合は問題にならないが、設置する場合は、本堰堤の落水水が緩和されにくく、そのまま副堰堤へ誘発され、上記の問題が顕著に現れる。

対策として、副堰堤袖部の嵩上げ、副堰堤水通しの拡幅が考えられるが、洪水時の挙動を考えると後者の方が適している。また、前庭保護工は、落水水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるように設計しなければならない。

この場合特に、副堰堤下流渓岸洗掘防止のため護岸設置について検討する

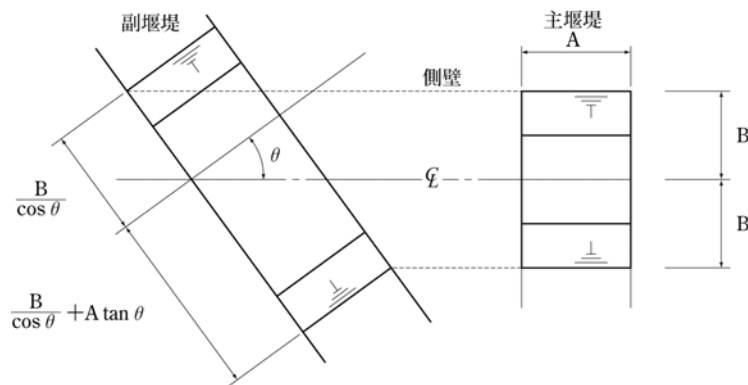


図 3-14-4 側壁がある場合の屈曲部における副堰堤水通しの拡幅

⑥ 間詰め、収縮継目、堤冠保護工は本堰堤に準ずる。

⑦ 副堰堤の下流のり勾配は、越流部、非越流部において同一勾配とする。

14-3 水叩き

水叩きは、堰堤下流の溪床の洗掘を防止し、堰堤基礎の安定および兩岸の崩壊防止に対する所要の効果が十分発揮されるとともに、落下水、落下砂礫の衝突および揚圧力に対して安全なものとなるよう設計する。

(1) 水叩きの構造

水脈落下点周辺の衝撃圧に対する河床保護工としては、一般に河床面をコンクリートで完全に被覆する方法がとられる。洗掘の原因は衝撃圧の変動成分であり、この成分が岩盤の割れ目を緩め揚圧力の作用も加わって岩盤を洗掘する結果になるので、コンクリート床版はこのような岩盤洗掘の原因となる割れ目を表面に露出させないために設けるものである。

[多目的ダムの建設 設計Ⅱ編 第29章 9.5]

(2) 水叩きの長さ

水叩きの長さは、落下後の水流が現況河川の水利条件に戻るまでの長さで、かつパイピングに対して安全である長さとする。

水叩きの長さを求める式は副堰堤の位置を求める式を参考とする。

(3) 水叩きの厚さ [砂防設計公式集 3-8]

水叩きの厚さは、水通しより落下する流水の質（砂礫や転石を含むか否か）、水叩き上の水褥池（すいじょくち）の有無、および水叩きの基礎地盤によって左右される。

水叩きの厚さを求める場合は、経験式を参考にして必要な厚さを求め、特に地盤が不良な場合は、揚圧力から求める式で求めた必要な厚さと比較して、厚さが不足するときにはこれを増加させるか、遮水壁等によって揚圧力等を減少させる。

一般に水叩きの厚さは、特殊な場合を除いて1.0m～3.0m以下とし、10cm単位切り上げとして設定する。

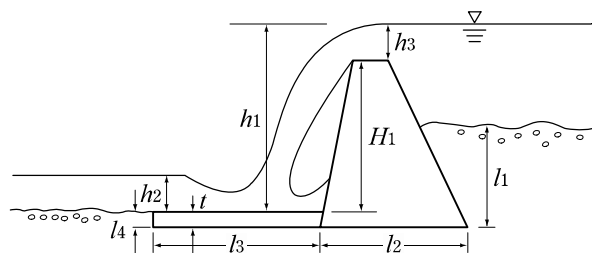


図 3-14-5 水叩きの暑さ

a. 経験式

水叩きの厚さは洗掘深に比例するとして求められた式であり、摩耗に関して重要な要素と考えられる礫の大きさや流砂量は含まれていない。

$$t = \alpha (0.6 H_1 + 3 h_3 - 1.0) \text{ ----- (式 3.14.8)}$$

ここに、 t : 水叩きの厚さ (m)

α : 水褥池がある場合=0.1、水褥池がない場合=0.2

H_1 : 水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ (m)

h_3 : 本堰堤の越流水深 (m)

b. 揚圧式から求める式

(①式) [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] 第3章 2.8]

次式による水叩きの厚さは、高い堰堤に対しては過大に算出される傾向がある。

$$t \geq F_s \cdot \frac{(\Delta h - \Delta u) \cdot W_0}{W_c - W_0} = 0.998 \Delta h \left(1 - \frac{l'}{l}\right) \quad \text{----- (式 3.14.9)}$$

ここに、 t : 水叩き厚(m)

W_c : 水叩きコンクリートの単位体積重量(kN/m³)

Δh : 上下流水位差 ($h_1 - h_2$) (m)

h_2 : 堰堤下流の跳水後の水叩き天端からの水深(m)

Δu : 堰堤堤底下流端までの損失揚圧力(m)

l : 総浸透経路長 ($l_1 + l_2 + l_3 + l_4$) (m)

l' : 堰堤堤底下流端までの浸透経路長 (m)

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

F_s : 安全率 (F_s は一般に 4/3 が用いられている)

(②式)

揚圧力を水叩きの重量で抵抗すると考え、堰堤底の揚圧力Uを求める次式を用いる。

通常は、水叩きの上にさらに水等の抵抗力も考慮できることから安全率を考慮しなくても対応可能と考える。

$$U = W_c \cdot t = \left\{ h_2 + \mu \cdot \Delta h \left(1 - \frac{l_x}{l}\right) \right\} W_0 \quad \text{----- (式 3.14.10)}$$

$$t = \frac{W_0}{W_c} \left\{ h_2 + \mu \cdot \Delta h \left(1 - \frac{l_x}{l}\right) \right\} = 0.426 \left\{ h_2 + \mu \cdot \Delta h \left(1 - \frac{l_x}{l}\right) \right\} \quad \text{----- (式 3.14.11)}$$

ここに、 l_x : 水叩き厚を求める位置までの浸透経路長(m)

μ : 揚圧力係数

(4) 水叩きの勾配

① 水叩き勾配は、下流への流速を緩和するため水平を原則とする。

② やむを得ず勾配を付ける場合は 1/10 程度の勾配とし、垂直壁と併用の場合を原則とする。

14-4 垂直壁

副堰堤を設けない場合は、水叩き下流端に洗掘防止のため垂直壁を設ける。

- ① 垂直壁の位置は副堰堤の位置決定に準じる。
- ② 垂直壁の水通し天端高は、現溪床面と同じか、または低くし水叩き末端面の高さに合わせる。
- ③ 垂直壁には、原則として袖を設け、袖勾配は水平とする。
- ④ 垂直壁の根入れの深さは、その付近の河状を調査して決定されるものであり、近傍の類似河川の実態を調査して定める。下流の状況にもよるが水叩き下面より 1.5m 以上とする。
- ⑤ 直壁の天端幅は、水叩きの厚さと同程度とすることが一般的であるが、最小幅を 1.0m 以上とし、最大幅は本堰堤天端幅以下とすることが望ましい。
- ⑥ 垂直壁の上流のり勾配は特別な場合を除いて直としてよい。また下流のり勾配は安定計算から求めるものとするが、通常は 1:0.2 である。

14-5 側壁護岸

側壁護岸は、堰堤の水通し天端より落下する流水によって、本堰堤と副堰堤、または垂直壁との間において発生する恐れのある側方侵食を防止しうる構造として設計する。

- ① 側壁護岸の天端の高さは、下流端を副堰堤および垂直壁の袖天端と同一とする。天端の縦断勾配は、水叩き勾配と同一また副堰堤の場合は水平が標準で、背後地の状況によって必要に応じて高くする。
- ② 側壁護岸の基礎の平面位置は、堰堤から対象流量が落下する位置より後退させる。

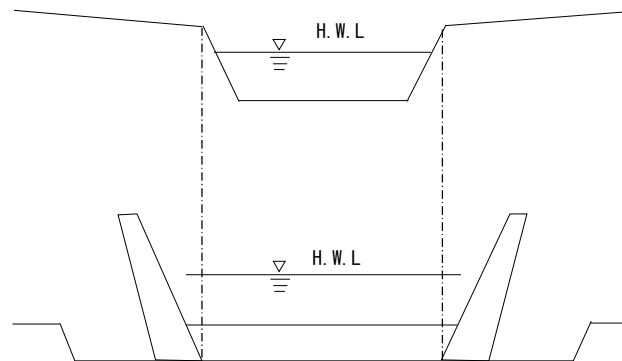


図 3-14-6 側壁護岸基礎の位置

- ③ 側壁護岸は、一般には側壁護岸が受け持つ土圧のみに対して安全な構造としている。このため護岸背後が盛土の場合は、自然の背後地盤より締まり具合が悪いのが普通で、護岸の変位およびはらみ出しによる破壊を防ぐ意味で自立した護岸とするのが一般であるが、これ以外の箇所ではもたれ式護岸も用いられる。

④ 表のり勾配は 1:0.5、天端厚は 0.5m が多い。

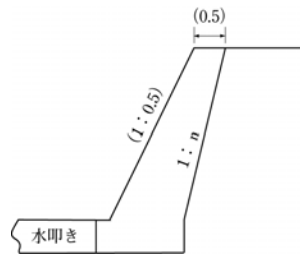


図 3-14-7 もたれ式側壁護岸 (例)

- ⑤ 側壁護岸の安定に関する照査は、「道路土工—擁壁工指針」を準用する。
- 荷重の組合せおよび安全率は表 3-14-1 による。
 - 側壁護岸が一般車両の通行する道路の擁壁を兼用する場合には、表 3-14-1 に示した荷重の組合せおよび安全率は用いずに、「道路土工—擁壁工指針」に準拠して設計を行う。
 - 側壁護岸に作用する土圧は、「試行くさび法」により算定するものとする。
 - 側壁護岸の前面土、および水叩きによる抵抗力は考慮しないものとする。
 - 側壁護岸の高さが $H \geq 8m$ の場合は地震時を考慮するものとする。
 - 側壁護岸が残留水圧の影響を受ける場合には、安定照査に考慮するものとする。
 - 通常は「盛土部擁壁」として設計する。背後に地山岩盤斜面が接近する場合で土砂埋め戻しする場合のみ「切土部擁壁」とする。
 - 擁壁の背後がコンクリート、砂防ソイルセメント等で埋め戻しており、安定している場合には安定照査は不要とする。
 - 管理用道路が併設する場合は、自動車輪荷重等の上載荷重を考慮する。
 - 安定計算は、側壁高、荷重条件を考慮し、最も厳しい断面にて行い形状決定する。
 - 左右岸ともに安定計算を実施するが、兩岸の断面形状の統一を図る必要はない。

表 3-14-1 側壁護岸の荷重の組合せと安全率

護岸高	残留水圧 ※(7)	CASE	荷 重						安全率※					
			自重	土 圧		水 圧		地震時 慣性力	載荷重 kN/m ²	転倒 (注1)	滑動 (注2)	支持力 (注3)		
						前面水位	背面水位							
8m 以下	考慮 しない	常時	○	○	-	×	-	-	×	△	10	1/6	1.2	3.0
	考慮 する	常時	○	○	水位より下の土砂の単位体積重量は 9kN/m ³ を差引いてよい	○ 危険側を採用	最低水位または河床高 常時水位	地下水位 洪水位と前面水位との水位差の1/3~2/3を前面水位に加えた水位	×	△	10	1/6	1.2	3.0
8m 以上	考慮 しない	常時	○	○	-	×	-	-	×	△	10	1/6	1.2	3.0
		地震時	○	○	(地震時土圧)	×	-	-	○	×	-	1/3	1.0 [※]	2.0
	考慮 する	常時	○	○	水位より下の土砂の単位体積重量は 9kN/m ³ を差引いてよい	○ 危険側を採用	最低水位または河床高 常時水位	地下水位 洪水位と前面水位との水位差の1/3~2/3を前面水位に加えた水位	×	△	10	1/6	1.2	3.0
		地震時	○	○	(地震時土圧)	○	常時水位	地下水位	○	×	-	1/3	1.0 [※]	2.0

注1:偏心距離eの底盤幅Bに対する乗数
 注2:滑動に対する抵抗力/滑動力の安全率
 注3:地盤の極限支持力度に対する安全率
 ○…考慮する
 △…必要に応じて考慮する
 ×…考慮しない
 ※「地震」と「側壁前面の水叩き工が破損している状態」が同時に発生する確率は極めて低いと考えられること、ローダムについては本堤も地震時の検討を実施しないことを鑑み、滑動に対する安全率を常時よりも低減した
 ※側壁背面の土地利用等を考慮して総合的に決定すること

- ⑥ 側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、水叩きのない場合は、上流端は本堰堤の基礎底面を下限とし、下流端は溪床勾配を考慮して上流端から水平とするか下り勾配とするのが一般的である。
- ⑦ 裏込材は、岩盤部以外について必要に応じて実施し、20～30cm 厚とする。
- ⑧ 側壁護岸の水抜きは、原則として常時湛水が予想される水位以下には設けないものとする。
 - ・水抜きパイプは、コンクリート擁壁では、10m²に1ヶ所以上とする。
- ⑨ 側壁護岸の施工目地は、10m 毎に設置することを標準とする。
- ⑩ 垂直壁取り付け部は水通り幅にすりつけるものとする。副堰堤方式で水通り部と溪岸との間が広い場合には、溪岸に沿って護岸を設けてよい。

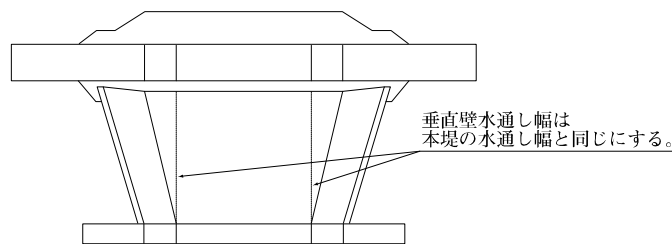


図 3-14-8 側壁護岸の取り付け（標準）

14-6 護床工

副堰堤、垂直壁下流が砂礫地盤で、流速、水深が大きい場合や副堰堤の落差が大きい場合などは、必要に応じて河床粗度になじむ材料を用いた護床工を設置する。

捨石工、沈床工、布団籠工、異形コンクリートブロック等が用いられる。

- ① 跳水終了後の整流および下流河床とのすり付けのために設置される護床工の設置範囲は、下流側計画高水時の水深の3～5倍程度の長さが望ましい。
[河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 [I] 第1章 6.3.2]
- ② 護床工の異形コンクリートブロック重量は「河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 [I] 第1章 4.3」によるものとし、安全性を配慮して単体として計算する。

15 付属物の設計

15-1 堤冠保護工

水通し部は、通常流水の他に洪水流や土石流が流下し、細粒土砂や石礫により摩耗や欠損されることが考慮される場合には、これを防止するため堤冠部を保護するものとする。保護の範囲と主な工法は次のとおり、河床材料や土砂流出状況に応じて適切な堤冠保護工を採用する。

※狩野川砂防(沼津河川国道事務所管内)においては、平常時からの土砂流出が少なく、河床材料も細かいため、堤冠保護工は設けていない。

(1) 膠石(こうせき)コンクリート工 (ガラス質コンクリート工)、富配合コンクリート工

- ① 膠石(こうせき)コンクリート (ガラス質コンクリート) は粗骨材とセメントで構成され、特に耐久性に優れており広く用いられている。
- ② 富配合コンクリートは、単位セメント量を比較的多くして配合(300kg/m³)したコンクリートであり、通常のコンクリートよりも密実にしたものである。
- ③ 一般に残存型枠のコンクリートは耐摩耗性を有していないことから、堤冠コンクリートの必要範囲に、残存型枠は使用しないものとする。
- ④ 堤冠保護の範囲は図 3-15-1 のとおりである。

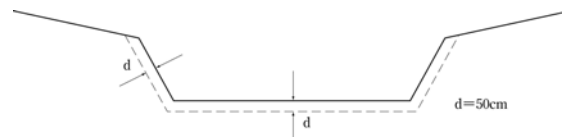


図 3-15-1 堤冠保護の範囲

表 3-15-1 コンクリート配合表

種別	コンクリートの種類	呼び強度 N/mm ²	スラブ cm	粗骨材 最大寸法 mm	セメント の種類	水セメント 比% 以下	単位 セメント量 kg	空気量 %	JISの 有無	摘要
膠石コンクリート	普通	—	—	80	BB	(34)	600以上		—	
				40						
富配合コンクリート	"	—	5	80	"	(40)	300以上	(4.0)	—	
				40						

(2) 張石工 [砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法]

- ① 良質、緻密、堅固な石材で張石をする。
- ② 石材はすべて流水方向に長手使いとする。特に上下流端は大きな石材とする。
- ③ コンクリートと一体にするためにエポキシ系の接着剤を用いる。

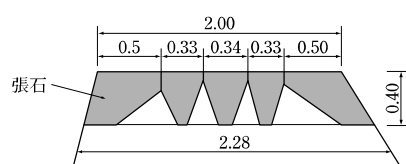


図 3-15-2 張石工(例)

- (3) 鉄材コンクリート（ノジュリコンクリート工）〔砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法〕
鉄粉とセメントで構成される。

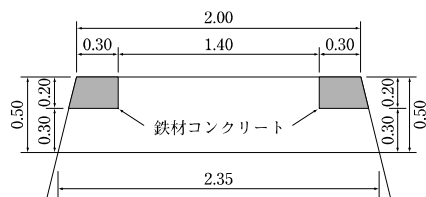


図 3-15-3 鉄筋コンクリート工(例)

- (4) 鋼板保護工〔砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法〕
厚さ 9.0mm 程度の鋼板で保護する工法。

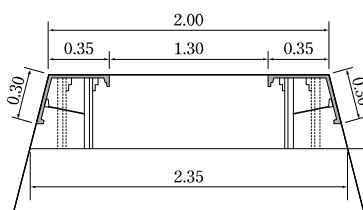


図 3-15-4 鉄板工(例)

- (5) ラバースチール
ゴムと鉄板の複合による。

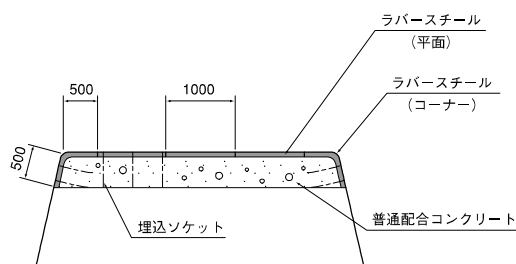


図 3-15-5 ラバースチール(例)

15-2 間詰工

基礎の根入れ部および袖の嵌入部における余掘部は間詰めにより保護しなければならない。地形により階段状に打ち上げるか、直線上に打ち上げる。

間詰めは、下流側では落水による岩盤の洗掘防止、上流側においては基礎の嵌入と岩着の意義を大きくし、岩盤の風化防止、浸透水の防止に役立つものである。

- ① 間詰めコンクリートは、本体と同配合で同時に打設するものとし、その施工高（最小厚さ）は、水通しまでは上流側で1m以上とするが、岩質・堤高を考慮して2m程度までとすることができる。下流側では岩盤線までとする。また、水通し天端より上側については上下流とも岩盤線までとする。ただし、岩盤の掘削深が深い箇所の間詰めの施工高は、岩盤線までとはせず地質・堤高を考慮して2m程度までとする。

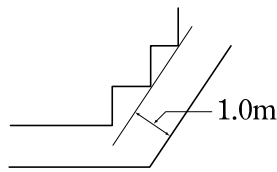


図 3-15-6 間詰工概念図

- ② 基礎の根入れ部および袖の嵌入部の間詰めは、岩盤の場合はコンクリート、土砂盤の場合は土留擁壁を設けて土砂で埋め戻すのが一般的である。ただし、袖天端より上部斜面については、のり面保護対策を行えば埋め戻さなくともよいものとする。
- ③ 土留擁壁の高さは、安全性を考慮して5m程度以内とする。土留擁壁を高くする必要がある場合は、数段に分割して擁壁の天端と上段の擁壁下部との間は植栽等で被覆する。
- ④ 土留擁壁の根入れ深さは、地表面から支持地盤までの深さとし、原則として50cm以上は確保するものとする。河床部については一般的に1mとしている。
- ⑤ 袖部の地山斜面が土砂の場合は、流水による侵食作用、および減水時に浸透水が残留してすべり破壊を起こす恐れがあるが、のり面の安全性を照査し安全性が確保できれば土留擁壁を設けなくともよい。

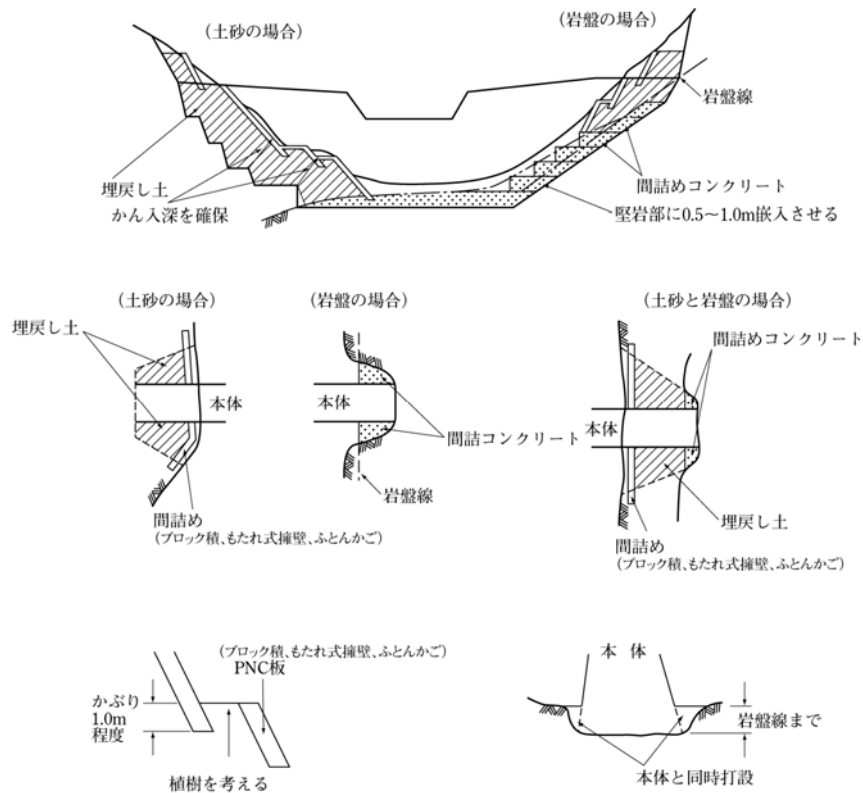


図 3-15-7 間詰工法の例 [砂防、地すべり設計実例より一部修正]



間詰工事例

15-3 法面對策

- ① 永久に残る法面は、できるかぎり植生の復元を検討する。
- ② 堰堤敷敷部の掘削面において、岩の風化や応力解放による緩みが懸念される箇所については、仮設のモルタル吹付を検討する。
- ③ 堤敷外の掘削勾配は、完成後に残るのり面の安定を基準にして決められる。この場合の勾配は最急傾斜面の方向で取らなければならないことから、堰堤の横断方向で掘削断面を決めた場合には、平面図に掘削コンターを描いて最急勾配で安定をチェックする必要がある。

[多目的ダム建設 第5巻 施工編 第35章 4]

15-4 水抜き暗渠

砂防堰堤には必要に応じて水抜き暗渠を設ける。水抜き暗渠はその目的により適切な大きさ、形状、数量および配置とする。以下に水抜き暗渠の設置目的を示す。

(1) 目的

- ① 堰堤施工中の流水の切替えと、後年の補修時の施工をも容易にする。
- ② 堆砂後の水圧軽減効果。

(2) 配置・形状

- ① 水抜き暗渠の設置範囲は、側壁等に悪影響を与えないよう水通し底幅以内に設置する。
- ② 水抜き暗渠の配置は、原則として上下千鳥配置とし、最上段の水抜き暗渠は水通し天端から2m以上上下げる。また、横収縮継目からは1m程度離すものとする。最下段の水抜き暗渠は、施工中の切替えに使用することを考慮して位置を定める。

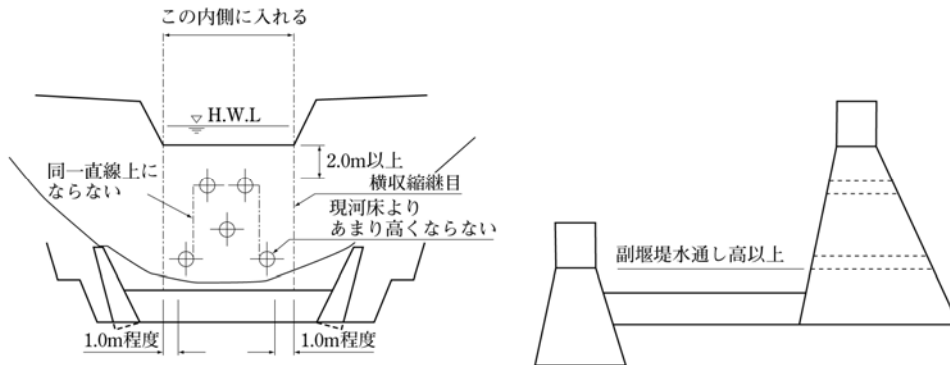


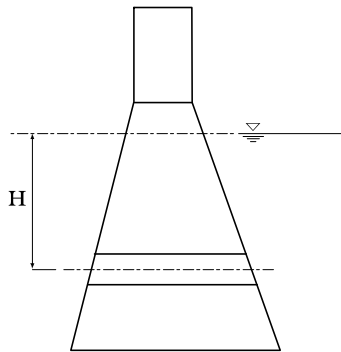
図 3-15-8 水抜き暗渠位置

- ③ 水抜き暗渠の大きさは、0.5～1m(幅)程度が一般的でその形状は角形または、ヒューム管を用いた円形のものを用いられている。
- ④ 水抜き箇所には堰堤構造上応力の集中を起ししやすい。このため、水抜き暗渠の設計に当たっては、慎重に対処するとともに必要に応じて鉄筋等により補強しなければならない。
- ⑤ 流木・ゴミ・細砂等によって一時的に閉塞していた水抜き暗渠が抜けて堆積土砂が突出した事例がある。対策としては以下の事例が報告されている。
 - ・ H鋼や鋼製桁を用いた工法
 - ・ コンクリート蓋やコンクリートブロック等のコンクリート製品を用いた工法
 - ・ 現地にある巨石、大型土嚢、布団籠、カゴマット等を用いた工法
 - ・ 各種工法を組み合わせた工法
 - ・ 当該堰堤をスリット化する(砂防計画問題ないことを十分確認する)
- ⑥ 河川砂防技術基準(案)に記述されている水抜きの目的のうち、流出土砂量の調節は大暗渠を除いて期待できないし、また期待すべきではない。堆砂後の水圧軽減効果は、砂防堰堤本堤の設計には反映されないが、袖部および基礎部の処理を補完する程度の効果はあると考えられる。

⑦ 水抜き暗渠からの流出量

$$Q = a \sqrt{\frac{2gH}{K_L}} \quad \text{----- (式 3.15.1)}$$

$$K_L = \left(f_0 + f' \frac{L}{R} + f_0 \right) \quad \text{----- (式 3.15.2)}$$



- Q_e : 暗渠からの流出量 (m³/s)
- f_e : 流入損失係数 (角端=0.5)
- f' : 摩擦損失係数 ($=2g n^2 / R^{1/3}$)
- f_0 : 流出損失係数 (=1.0)
- n : コンクリートの粗度係数 (0.012~0.020 程度)
- R : 暗渠断面の径深 (m)
- a : 暗渠の断面積 (m²)
- H : 暗渠重心からの水深 (m)
- g : 重力加速度 (9.81m/s²)
- L : 暗渠長 (m)

図 3-15-9 水抜き暗渠の流出量

⑧ 水褥池がある場合の副堰堤には、水抜き暗渠を設置しない。

15-5 収縮継目

コンクリートの温度ひび割れの発生を防止して砂防堰堤の安全、水密性、耐久性を確保するため、収縮継目を設ける。

(1) 横収縮継目

横収縮継目は、堰堤軸方向の収縮によるひび割れを防止するために、堰堤軸直角方向に設ける。

- ① 継目間隔は、ひび割れ防止、プラント能力、基礎の状況、堰堤の水通し、水抜き暗渠等を考慮して適切な間隔を定めるものであり砂防堰堤では9~15m程度としている。
- ② 袖小口の中には収縮継目を設けないものとする。
- ③ 水通し部には、できる限り横収縮継目を設けないことが望ましい。
- ④ 横収縮継目は掘削のりの中には設けないことが望ましい。
- ⑤ 砂防堰堤はその構造と目的上漏水しても影響は少ないものと思われるが、下流面での水の吹き出しによる美観上の問題や、水の凍結膨張による本体コンクリートへの影響から横収縮継目には止水板を設けるものとする。上流面からは50cmとする。ただし、残存型枠を使用する場合には60cmとすることができる。なお、天端からは50cm下がりまでとする (図 3-15-10 参照)。

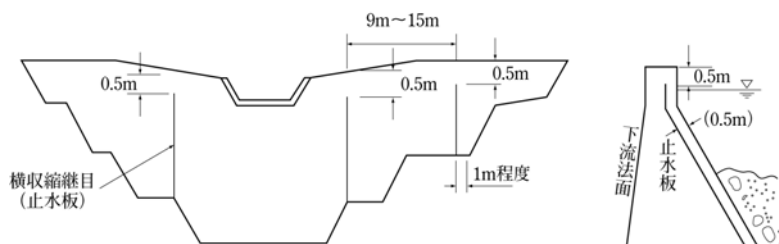


図 3-15-10 横収縮継目、止水板の設置例

(2) 縦収縮継目

縦収縮継目は、規模の大きな砂防堰堤において堰堤軸平行方向の収縮によるひび割れを防止するために、堰堤軸に対して平行に設けるものである。鉛直もしくは斜めの場合がある。

- ① 縦収縮継目は規模の大きな堰堤で大ブロック打設を行わない限り必要ないが、打設能力等の関係で施工上必要なものについては、クラック発生を防止するために一体化となるような施工を行う必要がある。施工方法で対応できないものについては、ジョイントの形状やグラウトにより一体化を図るものとする。
- ② 縦収縮継目は、堤体のほぼ中央付近で上流のり面からの幅 $b = 5\text{ m}$ 以上の位置でリフトの高さに合わせて設ける。ただし、ブロックの大きさは、日打設量の上限をこえないようにする。
- ③ 縦収縮継目の先端については、継目の先端から上部に向かってクラックが進行しないように、分割管、鉄筋で補強する場合がある。
- ④ 長期間にわたる施工中の土砂流出による埋没を考慮して、上流ブロック先行打設が一般的である。

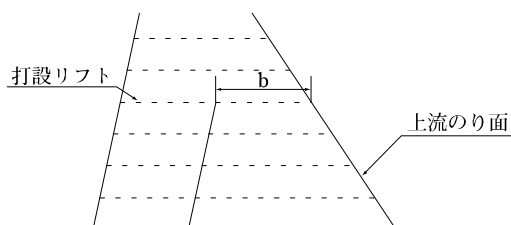


図 3-15-11 縦収縮継目の位置（上流ブロック先行例）

15-6 袖小口の昇降施設

砂防堰堤の袖部および水通し部の巡視点検を目的とし、水通し天端と袖部天端を行き来するのに必要な昇降施設を左右岸袖小口に設置する。

ただし、必ずしも左右岸袖小口に設置する必要がない場合には、片岸のみに設置する。

昇降施設は巡視点検員が安全に昇降することが可能な構造とする。

15-7 型枠等

- ① 残存化粧型枠の使用については、現地状況を踏まえ、化粧の必要性を検討した上で必要な範囲に使用すること。
- ② 残存型枠・残存化粧型枠を使用する場合、堤体上下流面においては、断面外使用とする。ただし、残存型枠を「内部型枠」として使用する場合は、断面内使用を認める。
- ③ 水通し部の側面においては、普通型枠を使用することとする。

第4章 透過型砂防堰堤

1 総説

土石流・流木対策に用いられる透過型砂防堰堤は、開口部を有するため平常時の流出土砂を流下させ空容量を確保し、土石流時には流下する礫・流木によって透過断面を閉塞して流出土砂を抑止することを目的としている。

透過型砂防堰堤には、鋼管フレーム構造、セル構造（開口部を有するもの）があるが、本設計要領にて扱うものは鋼管フレーム構造部を対象としたものである。

なお、鋼製砂防構造物の設計については、「鋼製砂防構造物設計便覧」による。

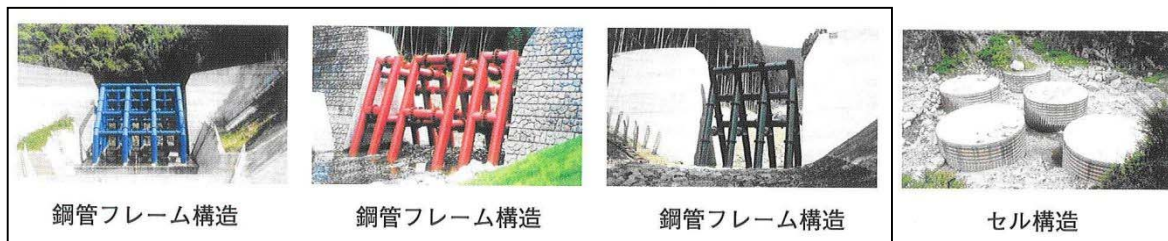


図 4-1-1 透過型砂防堰堤の分類（代表的な事例）

2 設計順序

透過型砂防堰堤の設計順序は、不透過型堰堤と同様であるが、これに開口部、透過部断面の設定のほか、本体設計において透過部構造の検討が必要となる。

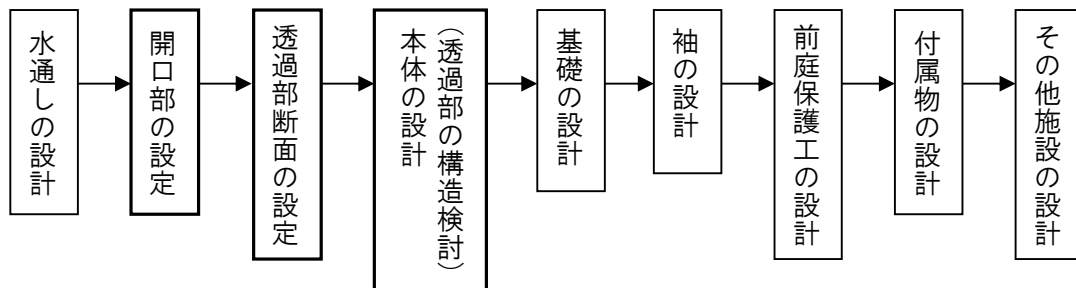


図 4-2-1 透過型砂防堰堤の設計順序

3 構造

透過型砂防堰堤の標準的構造と各部の名称は、図 4-3-1 のとおりである。

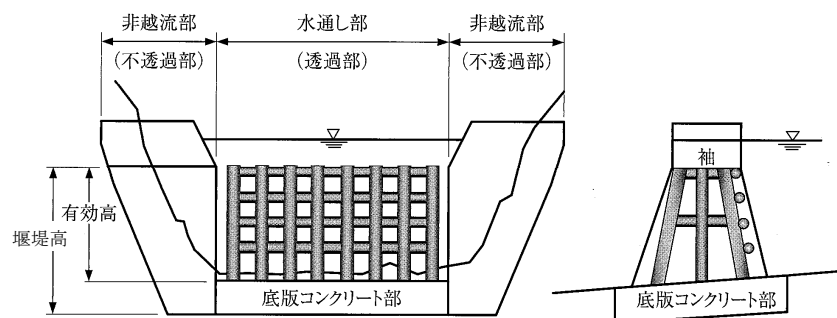


図 4-3-1 透過型砂防堰堤の構造

4 設計流量

砂防堰堤の設計流量は、水通し断面を設計する際に用いる対象流量のことで、土石流ピーク流量とする。

(設計技術指針解説 P. 24)

土石流ピーク流量は、「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項, 5-4-1 土石流ピーク流量の算出方法」に示した方法に基づき算出する。

5 水通しの設計

5-1 水通しの位置

水通しの位置は、不透過型砂防堰堤同様に、本設計要領「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-1 水通しの位置」による。

5-2 設計水深

設計流量を流しうる水通し部の越流水深を設計水深として定める。

(設計技術指針解説 P. 24)

設計水深は、設計流量を流しうる水通し部の越流水深を設計水深として定め、計画基準点において土砂整備率が100%となる最下流堰堤と、それ以外では異なる。

すなわち、土石流が当該施設を越流する可能性がある場合とそれ以外では水通し断面の設定の考え方が異なる。土石流が越流しないとした場合、土石流含有を考慮した流量のみを対象とする。

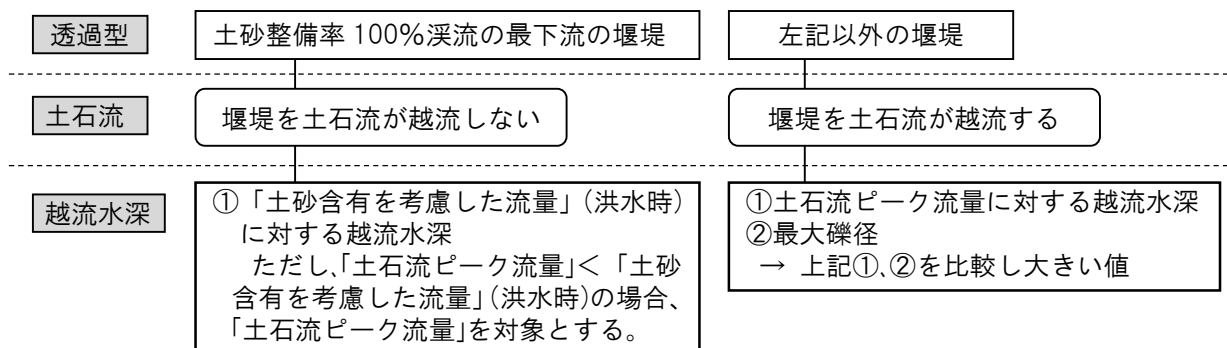


図 4-5-1 設計水深の分類(透過型)

5-2-1 最下流でない、もしくは最下流であっても土砂整備率 100%とならない透過型砂防堰堤

最下流でない不透過型の設計水深は、以下の①～②の値の内、最も大きい値とする。

- ①土石流ピーク流量に対する越流水深の値(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-2 設計水深」参照)
- ②最大礫径(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-2 設計水深」参照)

5-2-2 土砂整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤

土石流・流木処理計画を満足する(整備率 100%) 溪流の最下流の堰堤においては、不透過型砂防堰堤の場合と同様に、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-2 設計水深」のとおり設計水深や水通し部等の検討を行う。

ただし、この場合であっても、「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)より小さい場合は、「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする。

5-3 水通し断面

水通し断面は、原則として不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部（スリット部）閉塞後も安全に土石流ピーク流量を流し得る断面とする。

(設計技術指針解説 P. 29)

透過部が土石等により完全に閉塞した場合に土石流ピーク流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とする。

余裕高は考慮しなくても良い。

なお、地形などの理由により水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる。

水通しの幅、袖小口の勾配については、本設計要領「第3編 第3章 不等透過型砂防堰堤 5-3 水通し断面」に準じる。また、土砂整備率 100%となる最下流堰堤で「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)を設計水深とした場合でも、透過型堰堤として余裕高は考慮しない。

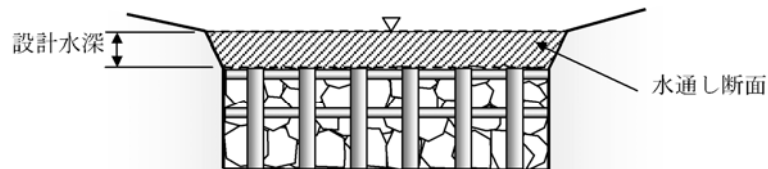


図 4-5-2 透過型堰堤の水通し断面 (斜線部)

6 開口部の設定

透過型砂防堰堤の開口部の幅、高さ、位置は、土石流や流木を効果的に捕捉できるように設定する。

(設計技術指針解説 P. 29)

6-1 開口部の幅

開口部の幅は、透過型の機能を十分生かせるようにできるだけ広くとる。

土石流を効果的に捕捉するためには、堰堤上流の貯砂空間を土石流が発生するまでの間、できるだけ空けておくことが重要であり、そのためには開口部を適切に設定する必要がある。

開口部を狭くしすぎると、中小洪水により土砂、流木が堆積しやすく、土石流対策としての貯砂空間が減じられるおそれがある。

したがって、透過型堰堤の開口部の幅は、現地形の谷幅に配慮して土石流が流下すると判断される谷幅程度に設定するものとする。

ただし、最下流に設置する場合、常時流水の有無も踏まえ、下流河道や保全対象への影響に配慮して谷幅より狭くすることもある。

また、土石流流下幅に対して川幅が十分広い場合には、鉛直部材純間隔や開口部底面を一律とせず、複断面とするなど、土石流が確実に開口部に到達するような工夫も考える。

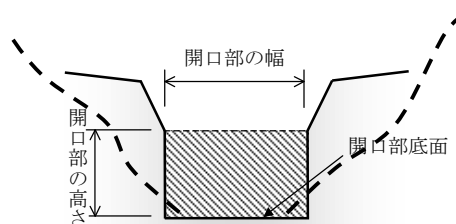


図 4-6-1 透過型砂防堰堤の開口部 (斜線部)

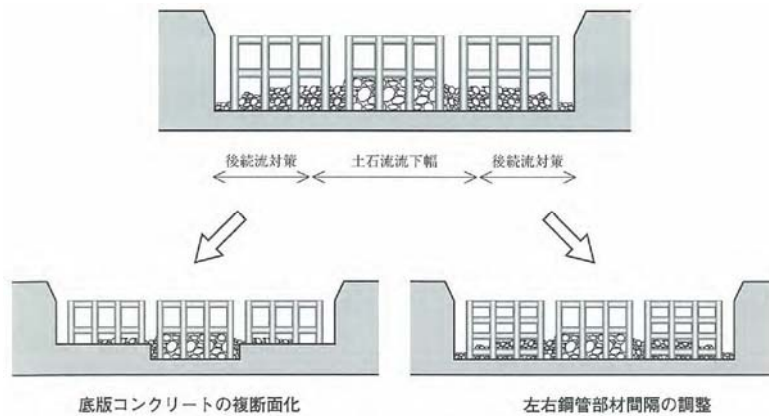


図 4-6-2 透過型砂防堰堤の開口部（川幅が広い場合）

（出典：「鋼製砂防構造物設計便覧」）

6-2 開口部の高さ

開口部の高さは、土石流や洪水の水深以上を確保し計画捕捉量により決定する。

すなわち、透過型砂防堰堤の開口部の天端高は、通常の砂防堰堤と同様に水通し天端高となる。

上流の土砂堆積物の状況や周辺地形等を十分に調査し、計画に合致した施設の規模から決定する。

6-3 開口部の底面

開口部の底面は、未満砂の状態ですべての流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。

透過型砂防堰堤では中小洪水では礫を捕捉しないため、平常時の流量は水通し部ではなく開口部底面（底版コンクリート天端）を流下する。このため、開口部底面の位置は、河道の連続性や兩岸の侵食に配慮して、開口部底部の位置を溪床最深部に合わせる。

7 透過部断面の設定

透過型砂防堰堤の透過部断面は、土石流の最大礫径、および施設の目的等により決定する。

(設計技術指針解説 P. 30)

土石流捕捉のための透過型砂防堰堤は、透過部断面の純間隔(図 4-7-1 参照)を適切に設定することにより、土石流を捕捉する機能、および、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。

したがって、透過部断面の設定は、土石流の流下形態や最大礫径(D_{95})、流域内の既施設配置状況、堰堤高等に十分留意する必要がある。

水平純間隔は最大礫径(D_{95})の 1.0 倍程度に設定する。

土石流の水深より高い透過型砂防堰堤を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径(D_{95})の 1.0 倍程度に設定し、土石流の捕捉を確実にする。

最下段の透過部断面高さは土石流の水深以下程度とする。ただし、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する(表 4-7-1 参照)。

なお、水平純間隔及び鉛直純間隔は、実験(図 4-7-2 参照)によると、土砂容積濃度が高い場合、最大礫径(D_{95})の 1.5 倍より小さければ、透過部断面が閉塞することが分かっているため、機能上、必要な場合、1.5 倍まで広げることができる。

機能上、必要な場合とは、例えば、流下区間に複数基透過型砂防堰堤を配置する時の上流側の透過型砂防堰堤の水平純間隔及び鉛直純間隔を広げることにより効果的に土石流に対処できる場合等である。

なお、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせた上で、土石流を捕捉する機能として以下の条件の全てを満たす場合には、溪流の状況等に応じて上記以外の方法で透過部断面を設定することができる。

- ① 土石流の水深以下の透過部断面が土石流に含まれる巨礫等により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の流下中にも保持されること。
- ② 土石流の水深よりも高い位置の透過部断面が土石流の後続流により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の後続流の流下中にも保持されること。

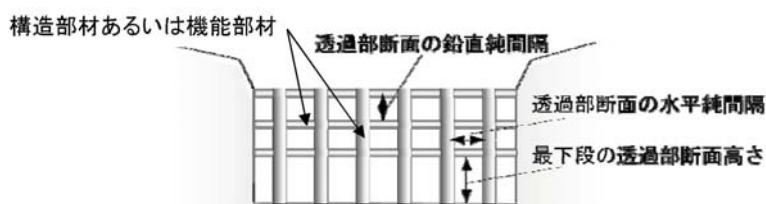


図 4-7-1 透過部断面の純間隔

表 4-7-1 透過型砂防堰堤における透過部断面の設定について

機能	水平純間隔	鉛直純間隔	最下段の透過部断面高さ
土石流の捕捉	$D_{95} \times 1.0$ ※1	$D_{95} \times 1.0$ ※1	土石流の水深以下 *2

※1 水平純間隔・鉛直純間隔を最大礫径(D_{95})の 1.5 倍まで広げることができる。

※2 最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する。

～～（参考）透過部の閉塞（実験結果）～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

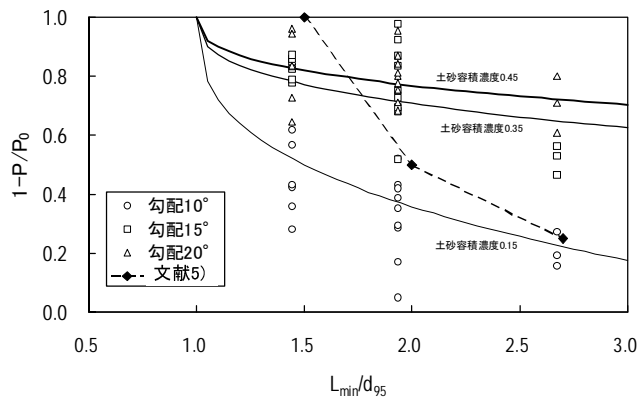


図 4-7-2 土石流のピーク流砂量の変化

透過部断面の幅（鋼管純間隔）とピーク流砂量の減少率の関係（ P ：有施設時のピーク流砂量、 P_0 ：無施設時のピーク流砂量、 L_{min} ：格子型砂防堰堤の鋼管間隔のうち最も小さい間隔であるが、文献のプロットに対しては透過部断面の幅、 d_{max} ：最大礫径）。

土石流に含まれる土石等の容積濃度が低くなると、ピーク流砂量が減少する割合（減少率）は小さくなることから、透過部断面が閉塞しにくくなることが分かる。

～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

（設計技術指針 P. 32）

※文献：「渡辺正幸、水山高久、上原信司（1977）：土石流対策砂防施設に関する検討、新砂防 115 号、p. 40

8 本体の設計

8-1 安定性

透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ堤体を構成する部材が土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

（設計技術指針解説 P. 22）

透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。

そのため、透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。

また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

8-2 安定条件

透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

（設計技術指針解説 P. 22）

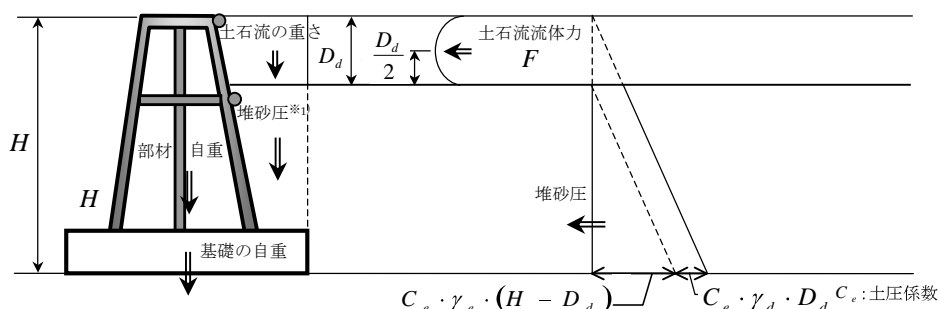
透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。（「第 3 編, 第 3 章 不透過型堰堤, 8 安定条件」参照）

8-3 越流部の設計

透過型砂防堰堤の設計外力は基本的には不透過型砂防堰堤の設計外力と同様とするが、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。

(設計技術指針解説 P. 22)

- ① 透過部分には砂礫および水が無い状態で自重を算定する。
- ② 図 4-8-1 に示す堆砂圧および流体力を外力として堤体全体の安定性、部材の安全性を検査する。土石流の重さが上乗荷重となるので堆砂圧は台形分布となる。



※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量 ($\gamma_e = C_e \sigma g$) を用いる。

図 4-8-1 透過型堰堤の安定性に対する設計外力 (土石流時)

- ③ 透過部がコンクリート部材の場合、堤体自重は越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積 (V_c) と、越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (W_{rc}) を用いて計算する。なお、越流部の堤体ブロックとは、水通し幅分の堤体部分を指すものであり、施工目地によるブロックではないことに注意する。

$$\gamma_{rc} = W_{rc} / V_c \quad \text{--- (式 4.8.1)}$$

ここで、 γ_{rc} : 見かけのコンクリート単位体積重量 (kN/m^3)

W_{rc} : 越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (kN)

V_c : 越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積 (m^3)

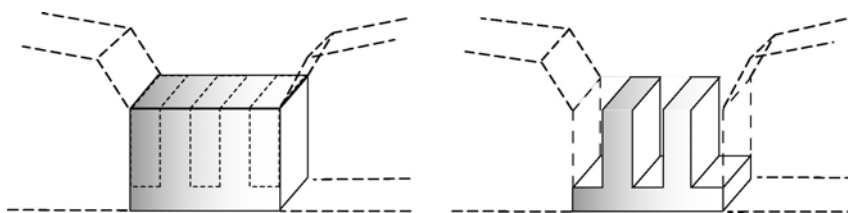


図 4-8-2 スリット部における水通しの堤体積

- ④ 透過型砂防堰堤は、表 4-8-1 により所定の安全率を満足させるものとする。

表 4-8-1 透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力 (自重を除く) (越流部)

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満	/	堆砂圧 土石流流体力	/
堰堤高 15m 以上		堆砂圧 土石流流体力	

※ 15m 以上の透過型砂防堰堤において、透過部の安定条件は 15m 以下の場合と同様とする。
また、非越流部については、一般的に上流側ののり勾配が急な場合が多いため、未満砂の状態のときに下流側から地震慣性力が作用する状態についても安全性を検討する。

8-4 非越流部の設計

非越流部の本体の断面は、安定計算により合理的に決定する。

(設計技術指針解説 P. 33)

透過型砂防堰堤の非越流部の安定条件及び設計外力の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする
(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 11-3 非越流部の安定計算」参照)。

8-4-1 天端幅

袖天端の幅は、本来はその砂防堰堤に想定される外力に対して安全であり、かつ、管理上に支障のない幅で決定されるべきものである。

このため、コンクリート不透過断面を採用する場合、衝突する最大礫径の2倍を原則として、必要とされる天端幅が4mを超える場合には、別途天端緩衝材や盛土による保護、鉄筋による補強を行う。

8-4-2 上流のり

砂防堰堤として計画する経済的な断面を原則とするが、土砂及び流木の捕捉上、支障がないように、また、地震にも配慮して非越流部の上流のり勾配は1:0.2~0.3程度とする。

8-4-3 下流のり

下流のりは、堰堤満砂後も越流水により叩くことがないため力学的に安定で経済性(掘削量、材料)を考慮して逆断面を採用している。

したがって下流のり勾配は、上流部のり勾配を定めたあと、安定計算によって安全で最も経済的になるよう定める。

8-4-4 袖部

袖部については、本設計要領「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 13-7 袖部の破壊に対する構造計算」による。なお、逆断面の場合、袖は直とする。

8-4-5 設計外力

透過型砂防堰堤の場合、未満砂の状態では開口部が存在することから、満水状態は考慮せず満砂後の土石流時の安定計算を行う。このとき堆砂面下は飽和されているものと想定し、水の単位堆積重量は堤高が15(m)未満の場合には $11.77 \text{ (kN/m}^3)$ 、15m以上の場合は $9.81 \text{ (kN/m}^3)$ を用いる。

表 4-8-2 透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力(自重を除く)(非越流部)

機能	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満		静水圧、堆砂圧 土石流流体力、土石流の重さ	
堰堤高 15m 以上	地震時慣性力	静水圧、堆砂圧 土石流流体力、土石流の重さ 揚圧力	

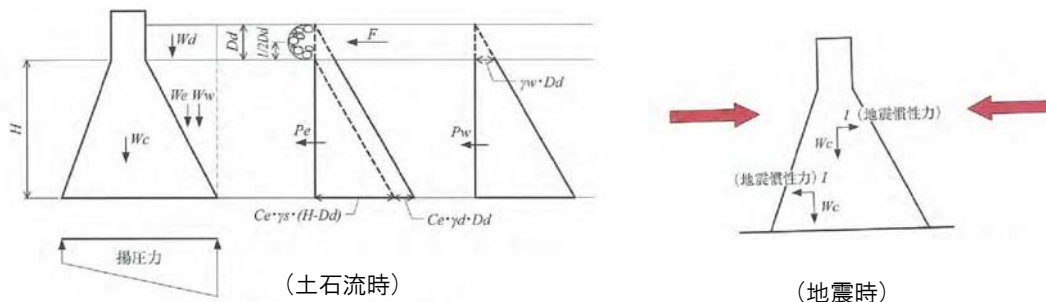


図 4-8-3 非越流部の設計外力

9 透過部の構造検討

9-1 構造検討条件

透過部の部材は、設計外力に対し安全でなければならない。一部の部材が破損したとしても砂防堰堤全体が崩壊につながらないように、フェールセーフの観点から、できるだけ冗長性（リダンダンシー）の高い構造とする。

（設計技術指針解説 P.26）

透過部の部材の強度の安全を確認しなければならない。また、土石流のように不確定要素が大きく、不確実な事象でありながら甚大な被害を与える土砂移動現象に対しては、一部の部材の破損が砂防堰堤全体に影響しないよう、冗長性の高い構造とする。

構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりである。

- ① 土石流流体力および堆砂圧に対する、各部材強度の検討
- ② 温度変化による温度応力に対する、各部材強度の検討
- ③ ①および②の力に対する、接合部の強度の検討
- ④ 礫・流木の衝撃力による、各部材の強度の検討

また、土石流を捕捉する目的で配置される部材（機能部材）のうち、構造物の形状を保持するための部材（構造部材）に相当しない場合には、土石流中の石礫を捕捉できれば目的を達成するため、塑性変形を許容することができる。

なお、流域の外力条件が厳しい現場においては、以下の点に留意する必要がある。

- ・特に外力条件が厳しい現場では、計画地点の状況や流域特性を十分調査して礫径を適切に設定する。その際、近隣の溪流において土砂流出の実績がある場合には、そのときの流出した巨礫の礫径も参考とする。（「9-3-3 特に外力が厳しい現場での留意事項」参照）
- ・特に外力条件が厳しい現場において、極めて大きい礫が流下する可能性があるると判断される場合、その礫が衝突しても、砂防堰堤全体として捕捉機能が失われることとならない構造の設計に配慮する。（「9-3-3 特に外力が厳しい現場での留意事項」参照）

9-2 設計外力

構造検討で考慮する設計外力は、自重、土石流流体力、堆砂圧、温度応力とする。

(設計技術指針解説 P. 27)

構造検討を行う設計外力の組み合わせを表 4-9-1 に示す。

(1) 土石流時

土石流時は短期荷重であることから、これまでの実績を考慮して許容応力度を 1.5 倍割増すものとする。また、土石流捕捉後は堆砂圧が長期間作用することから満砂時の許容応力度の割増しは行わない。

土石流の流下時の安定計算は、土石流の流体力を鋼製部の天端付近に作用すると想定して行う。

これは堆砂圧を考慮すれば外力が大きくなるケースとなるからである。

しかしながら、透過型砂防堰堤は、未満砂の状態で土石流が発生するケースが多く、構造計算においては、未満砂で土石流が作用した方が部材に大きな応力が発生する場合もある。

このため、土石流流体力が大きい場合には、必ず天端付近に土石流流体力を作用させるケースだけでなく、未満砂の荷重ケースについても検討することが望ましい。

(2) 温度変化時

温度変化に対しては、一般的に許容応力度を 1.15 倍割増すものとする。なお、温度応力が大きくなる場合は、部材断面が温度応力で決定されないような断面形状とするか、施設延長を分割するものとする。

鋼材の骨組が不静定構造で施設延長が長い場合には、安定計算に用いる荷重の他に温度変化による影響が考えられる。温度応力に対しては、一般的に許容応力度を 1.15 倍割増すものとする。

なお、温度応力が大きく安定計算で用いる荷重で決定される鋼材断面より大きくなる場合は、部材断面が温度応力で決定されないような断面形状とするか、施設延長を分割するものとする。この検証のため、このケースでは自重以外の荷重は加えず、温度応力による影響のみについて検討する。

(3) ①、②の力に対する接合部の強度

透過型砂防堰堤の構造計算にあたっては、部材の発生応力と接合部の強度について、土石流時及び満砂時の設計外力の組み合わせに対して安全でなければならない。さらに、部材で構成される構造物が不静定構造となっている場合には、温度変化時の設計外力の組み合わせに対して安全を確認しておかなければならない。

(4) 礫・流木の衝撃力による、各部材の強度

透過部の部材の設計においては、表 4-8-1 (本設計要領「第 3 編 第 4 章 透過型砂防堰堤 8-3 越流部の設計」) の他に、土石流流体力が構造物に偏心して作用する偏心荷重と、礫や流木の衝撃力による荷重とに対して安全であるように設計する。

表 4-9-1 構造検討で考慮する設計外力の組み合わせ

ケース	土石流時	満砂時	温度変化時
自重	○	○	○
土石流流体力	○		
堆砂圧	○	○	
温度応力			○
許容応力度の割増係数	1.5	1	1.15

(5) 上流の流心に対して偏心する場合

湾曲部における砂防堰堤軸は、下流河道に対して概ね直角が望ましいが、捕捉機能から上流に対してもできるだけ偏心しないよう考慮する。上流の流心に対して偏心する場合には、想定される土石流の流心と堰堤軸の角度(θ_{f2})を想定し、さらに余裕角(θ_{f3})を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度(θ_{f1})を設定する。(図4-9-1参照)また、湾曲部に設置する場合には、内湾側が土石流の先頭部に含まれる石礫で閉塞せず、後続流が通過してしまう可能性にも留意する。

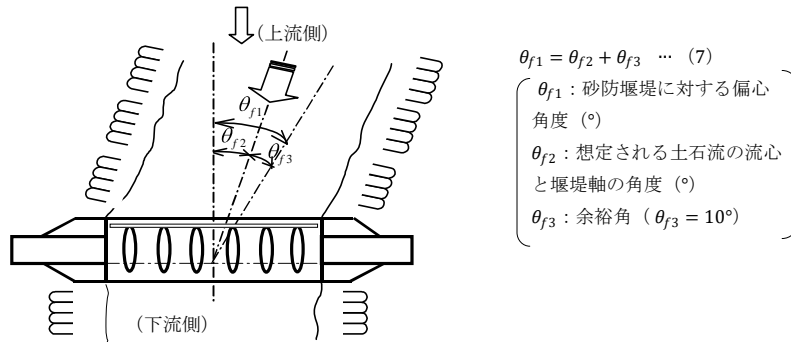


図4-9-1 透過部材に対する偏心加重（溪流の湾曲部に砂防堰堤を設定する場合）

9-3 構造計算手法

透過部の構造計算手法は、「鋼製砂防構造物設計便覧」によるものとし、構造計算によって鋼製部の安全性を照査する。

以下に構造計算手法について示すが、具体の鋼製スリット構造計算は、各種型式における「建設技術審査証明(砂防技術) 一般財団法人 砂防・地すべり技術センター」等を参照とする。

- 1 「9-2 設計外力」に示す荷重の組み合わせに対して、最も大きな応力が発生するときの部材力を算定する。この部材力に対して、各部材の応力度の照査、継ぎ手部の照査及び底板コンクリートの照査を行う。この場合の計算は、許容応力度法によることとし、また、土石流の面外荷重に対して強度が劣る構造物に対しては、その面外荷重に対して安全であることを確認するものとする。
- 2 想定される礫や流木の衝突により構造物に重大な破損が生じないように礫や流木の衝突に対して構造体及び部材が安全であることを確認する。

9-3-1 土石流の流体力及び堆砂圧に対する検討

透過型砂防堰堤の安定計算は、重力式堰堤として外力に抵抗するものとしている。このため、構造物の前提条件として、土石流流体力等に対して鋼管フレームの各部材が確実に連結して過度に変形しないこと、および鋼管フレームを通して底板コンクリートに確実に荷重が伝達される構造になっていることを確認する必要がある。

よって、モデル化した構造に水平外力が静的荷重として作用するものとして、弾性力学に基づいた通常の許容応力度法によって各部材に発生する応力・継手部の強度・底板コンクリートの鋼管埋込み部の細目について照査し、その安全を確認しておかなければならない。

また、透過部を構成する部位の配置や連結方法によっては強度に方向性がでてくるため、面外荷重に対して強度が劣る構造物に対しては、面外荷重に対しても安全であることを確認しなければならない。

9-3-2 礫および流木の衝突に対する検討

礫および流木の衝突に対する検討は、上記の許容応力度法で決定された部材断面に対して塑性力学に基づいた解析法によって、礫および流木の運動エネルギーが100%伝達され、これを構造物の変形によって吸収するものとし、その変形が所定の変形量以内であることを確認することとする。

この検討の際に、载荷条件やエネルギー吸収については次のように考える。

- a. 原則として最大礫径が1個、設計外力算定時の流速で最も危険な点に衝突するものとし、衝突に伴うエネルギー損失は無視する。
- b. 構造物のエネルギー吸収は、衝突点付近の局部変形と構造系全体の変形の和で行われるものとする。
- c. 平均的な礫径が多数個衝突する場合については、変形が弾性範囲を超える状態に至った場合にはその変形が累積していくものとしてエネルギー吸収を算定する。

上述の変形量の設定は、鋼製透過型砂防堰堤の骨組構造型式や部材の交換の可能性などにより一律に規定することは難しい。ここでは、鋼製透過型砂防堰堤としての機能を喪失しない範囲として次の二つの条件のどちらか一方を満足していることを確認する。このときの許容最大変形量は構造物の特性を考慮して決めるものとする。

(1) 相当大きな塑性変形を生じても土石流捕捉後の堆砂圧に対抗しうる状態

例えば、構造全体の許容最大変形量を構造高に対して規定する方法がある。実験では構造頂部の水平方向の許容最大変形量が構造高の2%と提示されている。

この許容最大変形量は、形状寸法、部材諸元、基礎部の支持方法等により一律に決定することはできないが、施設の使用目的や作用荷重を考慮して、適当と判断される礫の衝突位置を想定し決定する。

(2) 部材の局部に大きな変形を生じても、構造系全体としては耐荷力を失っていない状態

例えば、部材(中空鋼管)に発生する最大局部変形量を規定する。実験では外径600φの鋼管で許容塑性変形量 $20\delta_E$ が提示されている。

$$D/t \leq 40 \text{ のとき } \delta < \delta_E \text{ ----- (式 4.9.1)}$$

ここで、 D : 鋼管外径(mm)

t : 鋼管の板厚(mm)

δ : たわみについての構造の一部の変形

δ_E : 部材降伏状態のたわみ

また、部材(中空鋼管)に発生する塑性回転角で照査する方法も提案されている。

$$\theta_{P, \max} \leq \theta_{pa} = 1.355 / (D/t) \text{ ----- (式 4.9.2)}$$

ここで、 D : 鋼管外径(mm)

t : 鋼管の板厚(mm)

$\theta_{P, \max}$: 部材に発生する最大塑性回転角

θ_{pa} : 許容塑性回転角

上記の許容値である $20\delta_E$ および θ_{pa} は部材の終局状態を表すもので、何らかの安全率を考慮すべきものであるが、その安全率の決定は現在のところ難しい。

ここでは、安全率を1.0として部材が崩壊しないかどうかを照査する。

照査方法として塑性変形量と塑性回転角のどちらを採用するかは、構造物の特性や計算の容易性などを考慮して選択するものとする。

③ 透過部断面間の本体の安定性の検討

透過部断面間の本体の安定性は、透過部断面間の本体に加わる曲げ応力度（ σ ）が許容引張応力度（ σ_a ）を超えないことを確認する。

なお、検討の結果、透過部断面間の本体が安定しない場合は複スリットではなく単スリットを採用するものとする。

$$\sigma = \sigma_2 + \sigma t > 0 \text{ ならば OK} \quad \text{---- (式 4.9.3)}$$

ここに、 σ : 合成曲げ応力度 (kN/m²)

9-3-3 特に外力条件が厳しい現場での留意事項

特に外力条件が厳しい現場、極めて大きい礫の目安は以下のとおりである。

(1) 「特に外力条件が厳しい現場」等の目安

- ・ 周辺の流域を含む過去の土砂移動実績等から、特に外力条件が厳しいと判断される箇所。
- ・ 渓床勾配 $\geq 1/5$ かつ 最大礫径 (D_{95}) $\geq 1.6\text{m}$

※事例は少ないが、過去実績より、「特に外力条件が厳しい現場」においては、相対水深(h/d)が少なくとも0.6以上となる礫(想定される土石流水深の1.7倍程度の礫)については、土石流発生時に移動する可能性があると考えられる。

(2) 「極めて大きい礫」の目安

- ・ 2辺平均の径が概ね3(m)以上の礫。

※「極めて大きい礫」の調査方法は、 D_{95} の設定のために実施する巨礫粒径調査のデータを参考にしてもよい。

これら、条件に該当する場合は以下の点に留意する。

- ・ 極めて大きい礫を対象として、部材諸元を設計したり、一部の部材が破損しても構造物全体としての機能を保持できる構造(例えば、下流部材で捕捉面(最上流部材)を支える構造など)を設計することなどが考えられる。
- ・ 下流部材を設計する場合に、設計規模の礫が越流しても大きな損傷が生じないような構造とする。例えば、越流の際に天端部の部材に損傷が生じないよう、流下方向に対して凹凸とならない天端形状などが考えられる。
- ・ 構造物で対応することが困難な巨礫の流下が想定される場合には、当該巨礫をあらかじめ破碎するなどの発生源対策や、渓床勾配の緩い地点に砂防堰堤の設置位置を変更して衝撃力を小さくするなどの対応が考えられる。

9-3-4 透過部の摩耗対策

- ① 礫が連続的に衝突する部材については必要に応じて緩衝等の処置をとるものとする。
- ② 透過部断面には流れが集中するため、中小出水時の土砂流出によって損耗が見込まれるので、透過部断面の側面および底面は巨石張り、巨石積み等で十分な耐摩耗性を確保する。
- ③ 酸性溪流で鋼製構造物を用いる場合には、腐食厚を見込むとともに防食も施す。酸性溪流でない場合でも、特に巨礫が直接衝突する上流側の最前列の主要部材については、衝撃および摩擦を考慮した部材とする。

9-4 底版コンクリートの設計

底版コンクリートの厚さは、基礎根入れを考慮して開口部が閉塞された状態と閉塞されない状態の両方で安定であるように設定する。

鋼製透過型砂防堰堤でも土石流流体力や堆砂圧に抵抗し地盤に荷重を伝達するには重さが必要となる。この役目を果たしているのが底版コンクリートであり、骨組構造で受けた荷重を地盤へ伝達するとともに、滑動に抵抗する重さとして働く。

このため、安定計算により底版コンクリートの大きさを決定し、また、底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を越えないことを照査する。

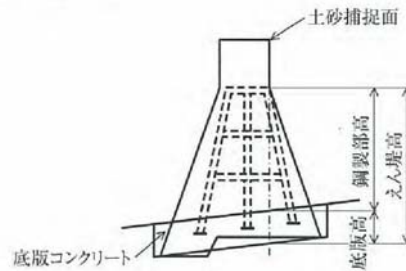


図 4-9-2 底版コンクリートの形状

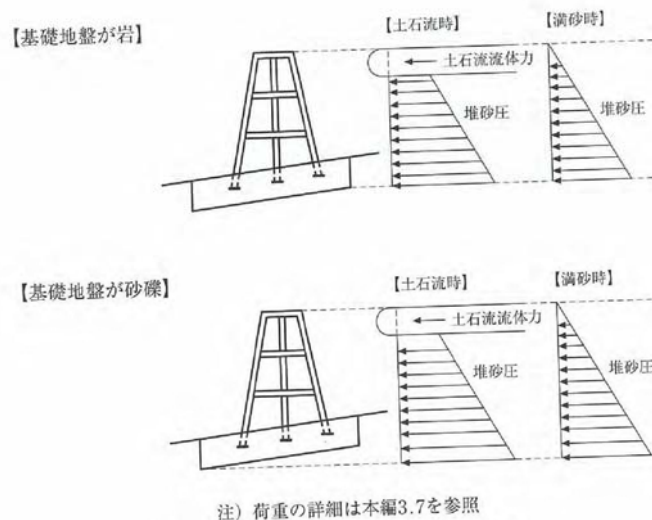
9-4-1 底版コンクリートの傾斜

土石流を捕捉するまでは、底版コンクリート天端(開口部底面)を流水が通過することになる。

このため、底版コンクリートの幅(上下流方向)、堰堤の上下流の堆砂状況、流量等に配慮し、底版コンクリートを溪床勾配に合わせて傾斜させてもよい。溪床勾配が急な場合、下流端の洗掘に配慮して底版勾配を溪床勾配より緩くすることができる。

また、底版コンクリート底面を階段状に整形することにより滑動抵抗が向上するため、基礎地盤、施工性等により底版形状も工夫する。

砂防堰堤の基礎は、安全性から岩着することが望ましいが、砂防堰堤の計画位置において岩着が望めない場合は砂礫基礎としても良いものとする。ただし、安定計算に用いる堆砂圧は水平外力として作用させることから、砂礫地盤の場合には底版底面の下端部から作用させることになる(岩着の場合には底版底面上端部から作用させる)。



注) 荷重の詳細は本編3.7を参照

図 4-9-3 基礎地盤の違いによる作用加重

9-4-2 底版コンクリートの厚さ

底版コンクリートの厚さは、基礎地盤に応じた根入れ深を確保するとともに、底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を越えない厚さとするが、引張が発生する場合には配筋等により過度な掘削を避けることとする。

また、底版コンクリートは設計外力に対して自重として抵抗し、堰堤の安全性を確保するため安定上必要な厚さとする。

一般に、鋼製部（透過部）と底版コンクリートが一体に働くように鋼管柱を底版コンクリートに埋込む形式が多く採用されている。鋼管の埋込深さは鋼管外径以上が必要であることから底版の厚さはその2倍以上となる。

この鋼管理込部に発生する応力に対して、底版コンクリート内の押し抜き（引き抜き）せん断及び支圧に対して照査し、許容値内に収まっていることを確認することとする。鋼管理込と異なる構造の場合、これと同等の安全性を保証することとする。

10 基礎の設計

堰堤の基礎地盤は、十分な支持力を有するとともに下流洗掘等に対しても安全なものではない。堰堤の基礎として問題がある場合は、適切な基礎となるよう設計し処理しなければならない。

設計は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 12 基礎の設計」に準ずる。

11 袖の設計

鋼製透過型砂防堰堤袖部の設計は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 13 袖の設計」に準ずる。

12 前庭保護工の設計

前庭保護工は、砂防堰堤本体の安定性が維持できるよう現地の地質、地形等を考慮して必要に応じて計画する。

(設計技術指針解説 P. 34)

透過型砂防堰堤の場合には、通常の流水は河床沿いに設置前とほとんど変わらずに流下するものであり、前庭保護工を必要としないと考えられる場合が多い。

しかし、捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合、および透過部下端と溪床面との間に落差を生じる構造などには、不透過型砂防堰堤に準じた前庭保護工を必要とする。

減勢工や副堰堤については、その必要性を十分考慮して計画する。

副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

なお、以下のような場合については前庭保護工を必要とする。

- ①土石流が越流部の底版（開口部の底面）外に落下すると想定される場合
- ②捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合
- ③透過部下端と溪床面との間に落差を生じる構造の場合
- ④本堤下流の溪岸の状況及び背面の土地利用の状況から、溪岸侵食を防止する必要がある場合
- ⑤下流の現況河道の状況から、流向制御を行う必要がある場合
- ⑥堰堤天端からの落下流水の乱れ等により、直下の保全対象(家屋等)に影響を及ぼす場合

前庭保護工の設計は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 14 前庭保護工」に準ずる。

第5章 部分透過型砂防堰堤

1 総説

部分透過型堰堤は、透過部で土石流を捕捉する構造であり、透過部は土石流流下、捕捉に対して安全な構造を有していなければならない。

部分透過型は、土石流・流木の発生抑制が求められる場合で流木の捕捉機能を増大させたいとき、流出する粒径が細かい場合や勾配が緩く土砂濃度が低いことが想定される場合、谷出口付近において出水時（土石流以外の出水）の泥水等を下流路に導きたいときなどは、部分透過型の採用される場合が多い。

なお、不透過型堰堤において流木対策量が不足し、副堰堤等に流木止めを設置しても対応できない場合は、本堤に流木止めを設置することになり、外観的には部分透過型堰堤と同様な型式となる。

この場合、本堤に流木止めを設置することで土石流・流木整備率が100%となるケースでは、透過部での土石流捕捉機能を期待せず、流木捕捉のみに対応した構造となるため、本章で示す部分透過型堰堤とは異なることに留意する。

なお、鋼製砂防構造物の設計については、「鋼製砂防構造物設計便覧」による。

2 設計順序

部分透過型砂防堰堤の設計順序は、透過型砂防堰堤と同様である。

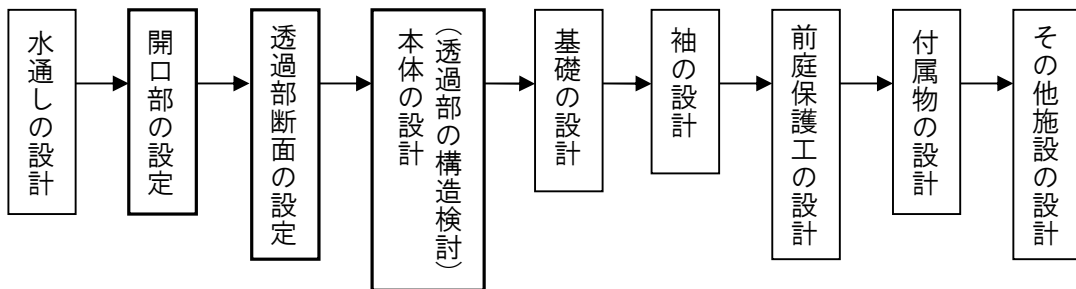


図 5-2-1 部分透過型砂防堰堤の設計順序

3 構造

部分透過型砂防堰堤の標準的構造と各部の名称は、図 5-3-1 のとおりである。

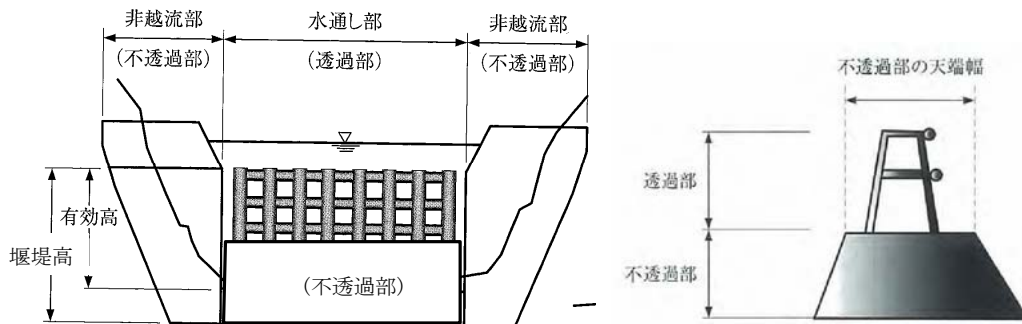


図 5-3-1 部分透過型砂防堰堤の構造

4 設計流量

設計流量は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 37)

部分透過型砂防堰堤の設計流量の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 4 設計流量」参照)。

すなわち、砂防堰堤の設計流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値から算出される「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)と、土石流ピーク流量(土石流時)とする。(透過型砂防堰堤の場合は、土石流ピーク流量とするので留意する)

5 水通しの設計

5-1 水通しの位置

水通しの位置は、不透過型砂防堰堤同様に、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-1 水通しの位置」による。

5-2 設計水深

設計水深は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 37)

部分透過型砂防堰堤の設計水深の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-2 設計水深」参照)。

なお、部分透過型砂防堰堤において、「土石流ピーク流量」に対しては、水通し断面にて設定することになるが、「土砂含有を考慮した流量」に対する越流水深の算出にあたっては、図5-5-1に示すように透過部(開口部)を含めた断面を用いる。(後述、図5-8-2を参照)

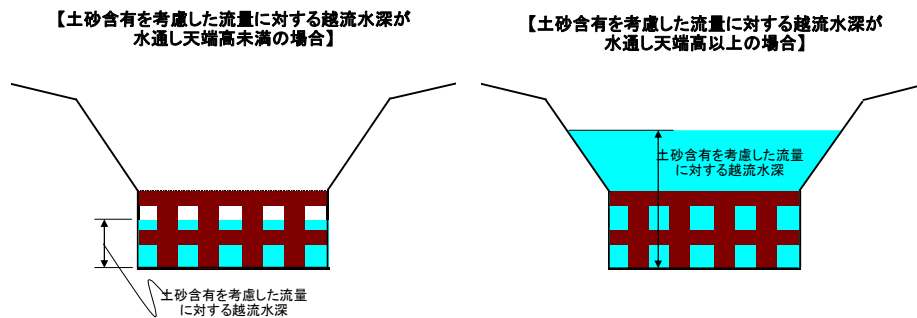


図 5-5-1 部分透過型砂防堰堤における「土砂含有を考慮した流量」に対する越流水深

5-3 水通し断面

水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 39)

部分透過型砂防堰堤の水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする（「第3編 第4章 透過型砂防堰堤 5-3 設計水深」参照）。

すなわち、透過部が土石等により完全に閉塞した場合に「土石流ピーク流量」を流し得る十分な水通し断面を有する構造とし、余裕高は考慮しない。

ただし、部分透過型の機能を考えると、水通し断面は、図5-5-2に示すように、①「土砂含有を考慮した流量」に対する越流水深、②「土石流ピーク流量」に対する越流水深、および③「最大礫径」の値において、最も標高が高くなる値より形状決定する。なお、いずれのケースにおいても余裕高は考慮しない。

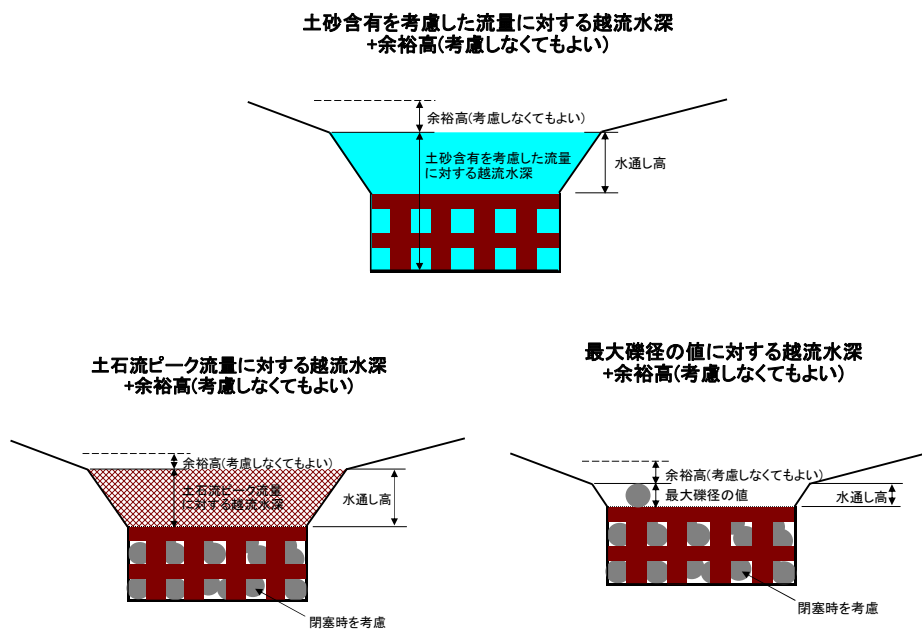


図5-5-2 部分透過型砂防堰堤における水通し断面の設定方法

なお、土砂整備率100%の最下流施設である場合は、「土砂含有を考慮した流量」のみを対象とするが、この場合は透過堰堤同様に開口部を含めない断面での水深を設定する。ただし、この場合でも「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする。（「第3編 第4章 透過型砂防堰堤 5-2-2 土砂整備率100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」参照）

6 開口部の設定

開口部の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 39)

部分透過型砂防堰堤の開口部の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする（「第3編 第4章 透過型砂防堰堤 6 開口部の設定」参照）。

7 透過部断面の設定

透過部断面の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 39)

部分透過型砂防堰堤の透過部断面の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする（「第3編 第4章 透過型砂防堰堤 7 透過部断面の設定」参照）。

8 本体の設計

8-1 不透過部の天端幅

不透過部の天端幅は、礫および流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

(設計技術指針解説 P. 39)

不透過部の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍以上を原則とする。
ただし、不透過型砂防堰堤に準じ、不透過部の安全性を考慮し、不透過部の天端幅は3m以上とする。

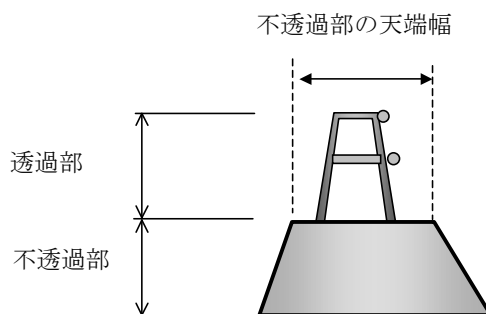


図 5-8-1 部分透過型砂防堰堤越流部側面図

8-2 下流のり

下流のりは、不透過型堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 40)

部分透過型砂防堰堤の下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする（「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 6-2 下流のり」参照）。

8-3 安定性

部分透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ堤体を構成する部材が土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

(設計技術指針解説 P. 35)

部分透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。そのため、透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。

また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

8-4 安定条件

部分透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 35)

部分透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤に準ずる。(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 8 安定条件」参照)。

8-5 越流部の設計

部分透過型砂防堰堤の設計外力は、基本的には、不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部の構造に応じた設計外力が作用するものとする。

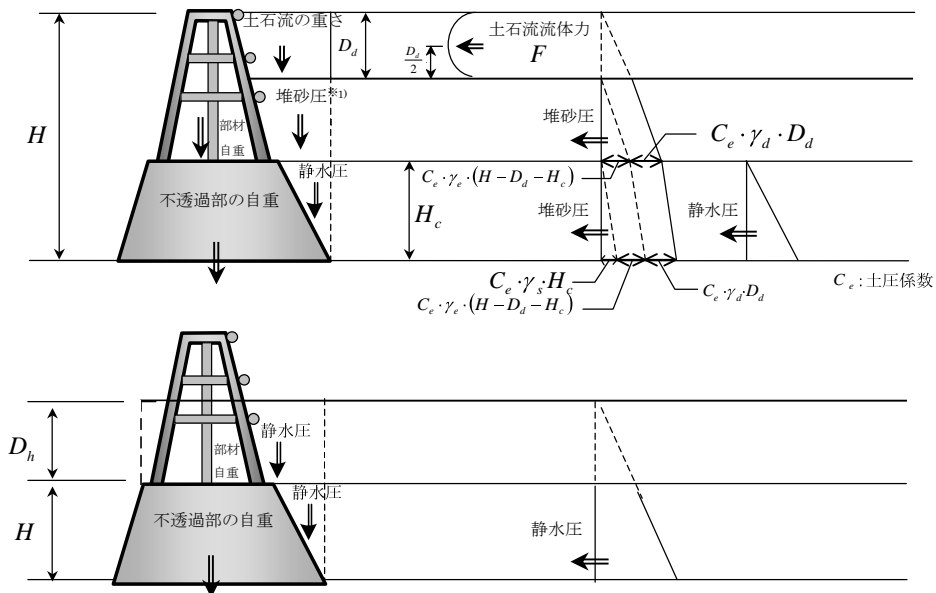
(設計技術指針解説 P. 35)

安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表 5-8-1 のとおりとする。

表 5-8-1 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力 (自重を除く)

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満		静水圧、堆砂圧 土石流流体力	静水圧
堰堤高 15m 以上		堆砂圧 土石流流体力	静水圧、堆砂圧 揚圧力

安定計算に用いる設計外力は図 5-8-2 に示すように透過部と不透過部に作用させる。



※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量 γ_s を用いる。
 ※2) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量 γ_e を用いる。

図 5-8-2 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力
 ($H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

透過部の自重は透過部分に砂礫および水が詰まっていないものとして算出する。
 なお、洪水時に透過部を越流する水の自重は静水圧として不透過部に作用させる。

8-6 非越流部の設計

非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 42)

部分透過型砂防堰堤の非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする（「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 11-3 非越流部の安定計算」）。

9 透過部の構造検討

透過部の構造検討は透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 38)

部分透過型砂防堰堤の部材および構造は、透過型砂防堰堤と同様に検討する（「第3編 第4章 透過型砂防堰堤 9 透過部の構造検討」参照）。

10 基礎の設計

基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 40)

部分透過型砂防堰堤の基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする（「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 12 基礎の設計」参照）。

11 袖の設計

部分透過型砂防堰堤の袖の設計は、不透過型砂防堰堤と同様とする。（「第3編, 第3章 不透過型砂防堰堤, 14 袖の設計」参照）。

12 前庭保護工の設計

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 43)

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

水叩きの長さや厚さは、洪水による洗掘の場合と捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合を想定し、両者のうち、より厳しい条件で設計を行うものとする。

設計に用いる水叩きの天端からの高さは、洪水時は水叩き天端から不透過部の天端高まで、土石流時は水叩き天端から透過部の天端高までとする。

減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

なお、以下の点に注意する必要がある。

①副堰堤の水通し断面

部分透過型砂防堰堤の副堰堤は土石流時だけでなく洪水時においても設計流量に対する流下能力を有しなければならない。また、部分透過型の本堰堤の水通し断面が土石流ピーク流量に対する越流水深から決定し、副堰堤(不透過型)の水通し断面が「土砂含有を考慮した越流水深+余裕高」より決定した場合等は、本堰堤と副堰堤の水通し断面は異なる。(部分透過型堰堤では、本堤水通し断面には余裕高は考慮しない)

なお、土砂整備率 100%の最下流施設となる副堤については「土砂含有を考慮した流量」を対象として不透過型堰堤に準じて設計する。

②越流水深

部分透過型堰堤の前庭保護工は、①開口部を含めた断面における「土砂含有を考慮した流量に対する越流水深」と、②水通し断面での「土石流ピーク流量に対する越流水深」の2つの現象を対象として副堰堤の位置や水叩き工の厚さ等を決定する必要がある。

13 水抜き設計

水抜きは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 41)

部分透過型砂防堰堤の水抜きは、不透過型砂防堰堤と同様とする。(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 15 付属構造物の設計」参照)。

第6章 その他の土石流・流木対策施設

1 土石流・流木発生抑制工

1-1 土石流・流木発生抑制山腹工

土石流・流木発生抑制山腹工は、植生または他の土木構造物によって山腹斜面の安定化を図る工法である。

(設計技術指針解説 P. 45)

土石流・流木発生抑制山腹工には、主として山腹保全工等があり、土石流となる可能性のある山腹崩壊を防ぐ。

1-2 溪床堆積土砂移動防止工

溪床堆積土砂移動防止工は、床固工等によって溪床堆積物の移動を防止する工法である。

(設計技術指針解説 P. 46)

溪床堆積土砂移動防止工には、主として床固工等があり、溪床や溪岸の堆積物の移動を防止する。原則として床固工の上流側を天端まで埋戻し礫及び流木の衝撃力を直接受けない構造とする。

また、袖部の上流側についても土砂を盛る等の処置を行い土石流による破壊をできるだけ避けるものとする。設計外力については「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 9 設計外力」を参考とし土石流荷重は考慮せず、静水圧のみを対象とする。

溪床堆積土砂移動防止工としての床固工等の水通し断面は「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-3 水通し断面」によるが、水通し幅は地形を考慮してできるだけ広くとる。

土石流ピーク流量に対しては、余裕高は原則として考慮しなくてよい。

その他の設計は、コンクリート製では、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤」で示す不透過型砂防堰堤の構造に準ずる。

2 土石流導流工

土石流導流工は、土石流を安全な場所まで導流するものである。(「第2編, 第4章 土石流・流木対策施設配置計画, 5-3 土石流導流工」参照)

このため、溪流保全工とは異なり、あくまで土石流が流下することを前提にした断面、構造とする。

2-1 断面

土石流導流工の断面は、土石流の流量と水深を考慮し、これに余裕高を加えたものとする。なお、堆積遡上により氾濫しないように注意する。

(設計技術指針解説 P. 47)

土石流導流工は、安全な場所まで土石流を導流するよう、土石流・流木捕捉工の砂防堰堤を1基以上設けた後、または土石流堆積工を設けた後それらに接続するよう計画する。

計画流量は、溪流全体の施設配置計画において施設により整備される土砂量の計画流出土砂量に対する比だけ土石流ピーク流量が減少すると仮定して決定する。ただし、計画規模の年超過確率の降雨量から求められる清水の対象流量に10%の土砂含有を加えた流量を下まわらないものとする。

土石流導流工の幅は、土石流の最大礫径の2倍以上、または原則として3m以上とする。

なお、計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流が上流域で十分処理される場合は通常の溪流保全工(河川砂防技術基準計画編施設配置等計画編第3-2章参照)を計画するものとする。

余裕高は次の通りとする。

表 6-2-1 余裕高

流 量	余裕高(ΔD_d)
200m ³ /s以下	0.6m
200~500m ³ /s	0.8m
500~2000m ³ /s	1.0m

ただし、河床勾配による次の値以下にならないようにする。

表 6-2-2 余裕高と水深の比

計画河床勾配	余裕高/水深($\Delta D_d / D_d$)
1/10 以上	0.5
1/10~1/30	0.4

2-2 法線形

土石流導流工の法線形はできるかぎり直線とする。

(設計技術指針解説 P. 48)

土石流は直進性をもっているため、導流工の法線形は直線とするのが望ましい。

地形および土地利用等の理由によりやむを得ず屈曲させる場合は円曲線を挿入するものとし、その湾曲部曲率半径は下記の式で求め、中心角 30° 以下とする。

$$B_r / \theta_{r(IN)} < 0.1 \text{ ----- (式 6.2.1)}$$

ここで、 B_r : 流路幅 (m)

$\theta_{r(IN)}$: 湾曲部曲率半径 (m)

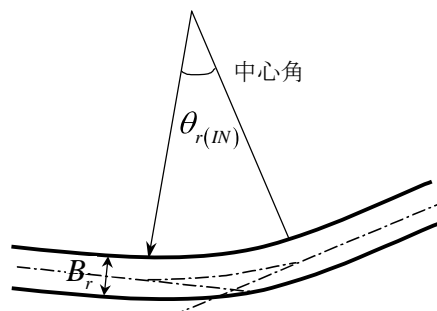


図 6-2-1 土石流導流工湾曲部の法線形

2-3 縦断形

土石流導流工の縦断形は、急な勾配変化をさける。なお、土砂の堆積遡上が予想される場合は、これに対して安全な構造とする。

(設計技術指針解説 P. 49)

土石流導流工は、安全な場所まで導流させることが必要なため、急な勾配変化を設けることにより土砂が堆積しないようにする。

また、流末において土砂の堆積遡上が予想される場合は、これに応じた護岸高を設定する等、安全な構造とする。

なお、土石流導流工では 1/30 より緩い勾配では土石流が停止・堆積してしまうため、計画勾配が 1/30 より緩い勾配では計画しない。

2-4 構造

2-4-1 溪床

掘込み方式を原則とする。

(設計技術指針解説 P. 50)

土石流導流工は、安全上、掘込み方式を原則とする。

現地状況により掘込み方式とすることが困難な場合には、土石流などの流向を制御し安全に下流域に導流堤を設置することができる。

2-4-2 湾曲部

湾曲部では外湾部の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

(設計技術指針解説 P. 51)

理論値、実測値、実験結果等により水位上昇を推定し、これを安全に流せる構造とする。

土石流では、外湾の最高水位 $D_{d(OUT)max}$ は、 $D_d + 10 \cdot (B_r \cdot U^2) / (\theta_r \cdot g)$ にもなることがあるが、一般に土石流導流工や流路工が施工される扇状地では、土石流および清流でそれぞれ下記の式で求める。

$$\text{土石流} \quad : \quad D_{d(OUT)max} = D_d + 2 \frac{B_r \cdot U^2}{\theta_r \cdot g} \quad \text{---- (式 6.2.2)}$$

$$\text{清流 (射流)} : \quad D_{d(OUT)max} = D_d + \frac{B_r \cdot U^2}{\theta_r \cdot g} \quad \text{---- (式 6.2.3)}$$

ここに、 D_d : 直線部での水深 (m)

B_r : 流路幅 (m)

U : 平均流速 (m/s)

θ_r : 水路中央の曲率半径 (m)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

3 土石流堆積工

土石流堆積工には、土石流堆積流路と土石流分散堆積地とがあり、土石流を減勢し堆積させる。

土石流堆積後は自然の流水により排砂し、堆砂容量を回復することは困難であるので除石工が必要である。

したがって、土石流堆積工の設計においては、堆積を促進するための施設に加えて幹線道路からの侵入道路と計画河床への坂路、および坂路入口の門扉や車止め、搬出土の受入先等の設計を行うものとする。

3-1 型式の選定

土石流堆積工の型式選定においては、予定地域の河道幅、周辺の土地利用状況、保全対象との距離、必要容量、および下流河道の土砂輸送能力を考慮し、表 6-3-1 の各々の特性を考慮して選定する。

表 6-3-1 土石流堆積工の選定

型 式	土石流堆積流路	土石流分散堆積地	
		遊 砂 地	沈 砂 地
現況河道幅	現況の広い河道を持つ溪流に適する。	現況河道幅は捕捉能力に影響しない。	
周辺土地利用	—	河道周辺に利用度の低い区域が広く分布する。	
保全対象との距離	保全対象との間にバッファゾーンは不要。	保全対象が離れており、遊砂地との間にバッファゾーンが設置できる場合に適用できる。	保全対象との間にバッファゾーンは不要。
下流河道の土砂輸送能力	下流河道の土砂輸送能力が比較的大きい場合に適用できる。	—	下流河道の土砂輸送能力が著しく低い場合に適する。
計画堆砂量	—	計画堆砂量が大きい場合でも事業費は低コストとなる。	計画堆砂量が大きい場合は、掘削量が多くなり、工事費が高くなるとともに、掘削土の処理が必要となるので適さない。

3-2 土石流分散堆積地

3-2-1 形状

土石流分散堆積地の形状は土石流の流動性および地形の特性を把握し適切な形状とする。

(設計技術指針解説 P. 52)

過去の土石流の規模、流下・氾濫特性、類似溪流の発生事例を基に分散堆積地の形状を定める。

土石流分散堆積地は、土石流を広く分散し堆積させるもので、扇状地等の自然状態でも土石流の堆積しやすい地域に計画される。また、土石流を拡散させるために広い面積を必要とするので、土地利用状況から広いスペースが利用できる場合に計画する。

3-2-2 計画堆砂勾配

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は現溪床勾配の $1/2 \sim 2/3$ の勾配を基準とする。

(設計技術指針解説 P. 53)

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は現溪床勾配の $1/2 \sim 2/3$ の勾配を基準とする。

なお、適応可能な実績値がある場合は、それを用いてよい。

3-2-3 計画堆積土砂量

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は計画堆砂勾配で堆砂した状態について求める。

(設計技術指針解説 P. 54)

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は、本設計要領「第3編 第6章 その他の土石流・流木対策施設 3-2-2 計画堆砂勾配」で設定した計画堆砂勾配で土砂が堆積した状態における量を算出する。

土石流分散堆積地の容量は、予測される堆積土砂量をもとに決定するが年1回程度の除去作業で機能が回復できる容量以上とすることが望ましい。

計画堆砂土砂量は、必要に応じて、平面2次元土砂氾濫シミュレーション等により、施設効果検証を行う。

3-2-4 構造

土石流分散堆積地の上、下流端には砂防堰堤または床固工を設け、堆砂地内には必要に応じて護岸、床固工を設ける。

(設計技術指針解説 P. 55)

土石流分散堆積地は上下流端の砂防堰堤（床固工）、拡散部、堆積部および流末導流部からなる。

上流端砂防堰堤（床固工）は堆積地勾配を緩和するために掘り込みを原則とするので、上流端の現溪床との落差を確保するために設置する。

下流端砂防堰堤（床固工）は拡散した流れを制御し河道にスムーズに戻す機能を持つ。

堆積容量を増大するために堆積部に床固工を設置することがある。

土石流分散堆積地の幅 (B_2) は上流部流路幅 (B_1) の5倍程度以内を目安とする。

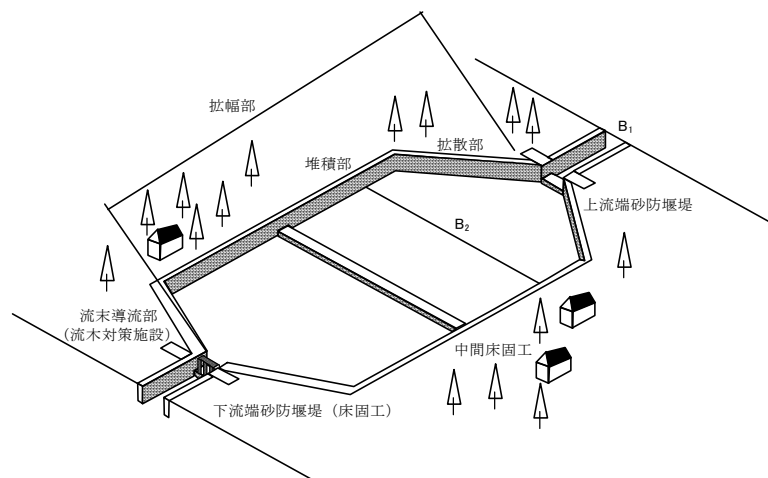


図 6-3-1 土石流分散堆積地

なお、土石流分散堆積地には、遊砂土工および沈砂土工があり、その形式は下記のとおりである。それぞれの型式の構造については、以降に示す。

①遊砂土工

導流堤および床固工により取り囲んだ空間の現地形上および一部掘削により溪床勾配を緩くするとともに、堆砂容量を確保して土石流を捕捉する。

②沈砂土工

扇状地等の溪流周辺に広い空間が確保できる場合に、現河道を拡幅、掘下げて堆砂容量を確保し土石流を捕捉する。上下流端の砂防堰堤または床固工および両岸の護岸工から構成される。

3-3 遊砂土工

3-3-1 平面形状

過去の土石流氾濫実績および土石流堆積物の外縁を包絡するようにして、可能な限り広い範囲を遊砂地とする。

上流河道からの流入部は拡散部として漸拡し、遊砂地下流河道への流出部は漸縮するとつくり形の平面形状とする。

3-3-2 縦断形状

土石流を拡散することにより、堆積促進させるものであるので計画溪床勾配は現溪床勾配とすることを原則とする。堆積容量を確保するために掘削する場合には、計画溪床勾配は洪水時に侵食されない勾配とする。

この計画溪床勾配は、河床材料の粒径、周辺河道の安定勾配等を参考に決定するが、参考となるデータがない場合に現溪床勾配の1/2の勾配とする。

3-3-3 横断形状

平面形状の設定で示したように、過去の土石流氾濫実績および古い土石流堆積物の範囲で、できる限り広い幅を確保する。

3-3-4 構造物のレイアウト

遊砂地に計画する構造物は導流堤および床固工を基本とし、その配置は、拡散部、堆積部、および流末導流部に分けて下記の考えに基づき実施する。

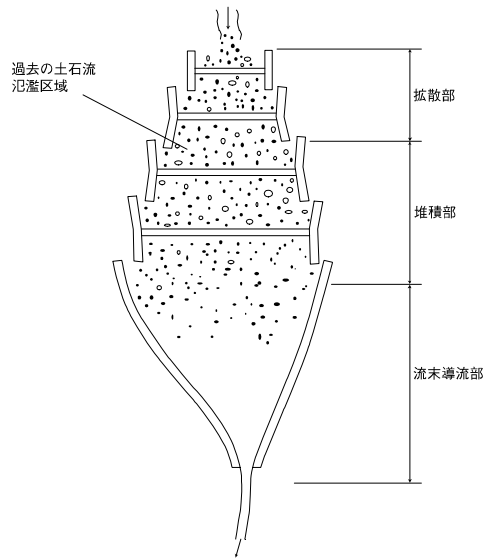
(1) 導流堤

拡散部、堆積部は、漸拡する遊砂地外縁に沿って霞堤状に配置する。拡散部には土石流を拡散させるために、床固工、帯工を設置する。また、堆積部には土石流を拡散するため、および堆砂容量を増大するために床固工を設置する。

(2) 流末導流部

流末導流部は漸縮する遊砂地の外縁に沿って、流下する土砂、水の漏出を防止するために連続堤を配置する。流末導流部は下流河道が現況で複数となっている場合は、原則として各々の河道へすりつく流末処理部を設ける。

流末導流部を現河道にすりつけるために、掘込み式の沈砂地とすることができる。



遊砂地工

図 6-3-2 遊砂地の構造物のレイアウト

3-4 沈砂地工

3-4-1 平面形状

沈砂地は土石流を拡散、溪床勾配緩和により、堆積させるものであるため、現河道を拡幅および掘込みを行う平面形状とする。

- ① 上流端は堆積地勾配を緩和するために掘込みとするので、上流端の現溪床との落差を確保するための上流端砂防堰堤（床固工）、その下流に拡散部、堆積部が位置し、最下流端には拡散した流れを制御し河道へ流水をスムーズに戻す機能を持つ下流端砂防堰堤（床固工）を設置する。
- ② 沈砂地の形状は、有効に拡散できない上流の隅部を削除した将棋駒形を基本とする。堆砂容量を増大するために、堆積部に中間床固工を配置することがある。
- ③ 流入部の幅を急に広げると流入部付近に沈砂して、土砂の堆積が上流に進行し上流流路の河積を減じて流水の氾濫をきたすことになるので、拡散部の角度 θ は経験上 30° 程度がよいとされている。また、堆積部の最大幅は、上流部流路幅の5倍程度以内を目安とする。堆積部の長さは必要堆積量から決定する。〔河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕 第3章 8.1〕

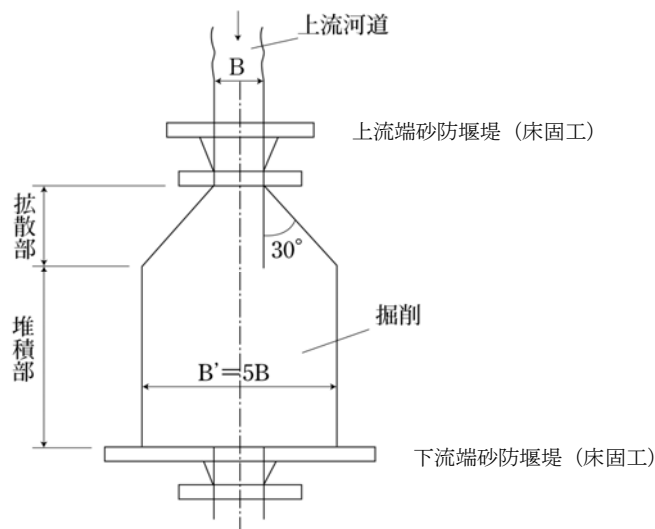


図 6-3-3 沈砂地の平面形状（将棋駒形の例）

3-4-2 縦断形状

沈砂地は扇状地等の平地に設けるので、堆砂容量を確保するために現地形を掘込む。掘削上流端には、上流河道の落差を処理するために床固工を配置することがある。

- ① 沈砂地の計画溪床は、流出する土石流の流動特性、現溪床勾配を考慮して、土石流が有効に堆積するように定める。
 - a. 土石流の流動性が高く、現溪床勾配が急な場合は、現溪床勾配の $1/2$ を計画溪床勾配とする。
 - b. 土石流の流動性が低く、現溪床勾配が緩い場合は、堆砂が上流端に集中しないように、下流砂防堰堤の直上流に緩勾配または水平区間を設け、その上流側は現溪床勾配とする。
 - c. 土石流時以外の洪水時等において河床侵食の恐れがある場合は帯工を設置する。

② 下流端砂防堰堤位置における掘込み（計画溪床）は必要堆砂容量、平時の土砂の通過、排水を考慮する必要がある場合は下記のように定める。

- a. 平時の土砂を通過させる場合は、計画溪床は最深溪床と同じ高さとする。
- b. 沈砂地への湛水をなくす場合は、原則としては、平時の湛水を防ぐため a. に同じとする。ただし、前庭部区間における現溪床勾配を考慮して下記の掘込み以下とすることができる。

$$\Delta H = L \cdot I_0 \quad \text{----- (式 6.3.1)}$$

ここで、 ΔH : 最深溪床からの掘込深(m)

L : 前庭部長(m)

I_0 : 現溪床勾配

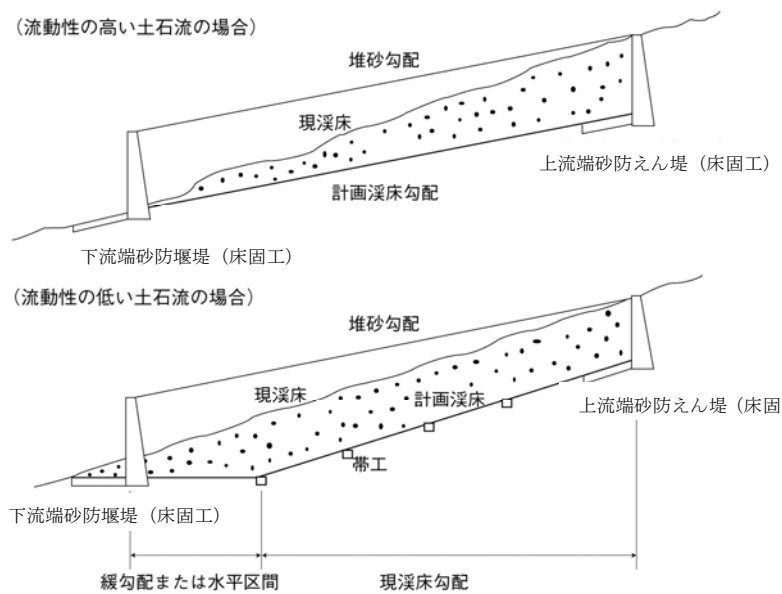


図 6-3-4 沈砂地の縦断形状

3-4-3 横断形状

掘削は地山土質の安定勾配による切土を原則とし、長大法面を形成しないようにする。計画高水位以下は、護岸工を施工し必要に応じて根固工を設置する。護岸高以上は植生による法面保護工を用いる。

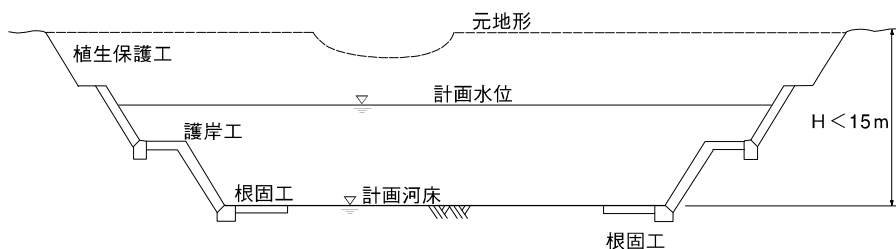


図 6-3-5 沈砂地の横断形状の例

3-4-4 下流端砂防堰堤の構造

- ① 下流端砂防堰堤の透過・不透過の形式は、下流河道の土砂輸送能力、保全対象との距離、平時の土砂流出状況、下流への土砂供給の必要性を考慮して決定する。下流河道の土砂輸送能力が大きく、保全対象との距離があり、平時の土砂流出による堆砂進行を抑制するために透過型とする場合でも、閉塞型の透過型砂防堰堤とする。
- ② 下流端砂防堰堤は平常時の湛水を防ぐために、現溪床近くを最下段として、適切な間隔で水抜孔を設置する。
- ③ 下流河道断面が小さい場合で、下流端砂防堰堤設計水位を小さくするため水通し幅が広がる場合は、前庭部を漸縮して下流河道幅にすりつける。漸縮により水位の堰上げが発生しないように、漸縮角は 20° 以下とする。



沈砂地工

3-5 土石流堆積流路

土石流を扇状地内の流路に積極的に堆積させる。また、護岸工等により溪岸侵食を防止する。

(設計技術指針解説 P. 56)

流路に土石流を積極的に堆積させるために、流路勾配の緩和、流路断面の拡幅により、土砂輸送能力を低下させる。ただし、土石流発生以前の常時の流量において土砂が堆積するようでは、土石流発生時での堆積容量が減少する。従って、常時の流出土砂量（土砂混入濃度）を想定し、これが堆積しない程度まで流路勾配を緩くするものとする。土石流堆積流路は下記の条件の場合に適している。

- a. 土地利用の状況から流路の拡幅が困難な場合（土石流分散堆積地が設置できない場合）。
- b. 現況河道幅が広く、土石流の堆積スペースとして利用できる場合

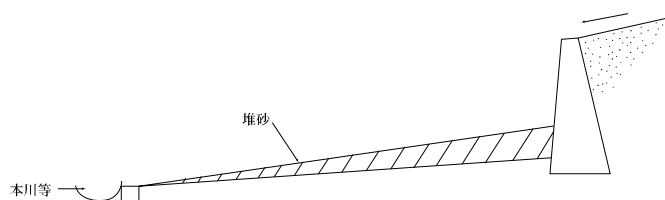


図 6-3-6 土石流堆積流路

3-5-1 除石

土石流等により土石流堆積流路内に土砂が堆積した場合は、すみやかにこれを除石する。

(設計技術指針解説 P. 57)

除石の基本的な考え方は、「第 2 編 第 5 章 9 除石(流木の除去含む)計画」によるものとする。

4 土石流緩衝樹林帯

土石流緩衝樹林帯は、土石流堆積区間で土石流の流速を低減させる目的で土石流堆積区間末端部付近に設定する。

堆砂空間の構造は、現在の地形を考慮し下流端に床固工等を配置し、小規模な出水を処理する常水路、導流堤、樹林、補助施設等からなる。

(設計技術指針解説 P. 58)

(1) 利用樹種

導入する樹種は、計画区域内または近傍の類似条件下の場所に存する樹種を参考に選定する。

(2) 樹林の密度等

①樹林の密度は樹木の生育上必要な最小限の間隔を確保した上で、樹林帯区域内の流速を減じ十分な土砂の堆積効果が得られる密度を目標とする。

②樹木は流体力により倒れないように検討する。

(3) 効果量

効果量は整備後の樹林帯を考慮した粗度係数を求め土砂の堆積量を掃流砂量計算等により算定し、計画区域内の渓床の不安定土砂量と併せたものを効果量とする。

計画平均堆積深は、0.3～0.5m程度とする。

(4) 樹林帯の保育

土石流緩衝樹林帯の機能を維持確保するために樹林帯の保育を行い、必要に応じ下刈、補植等を行う。

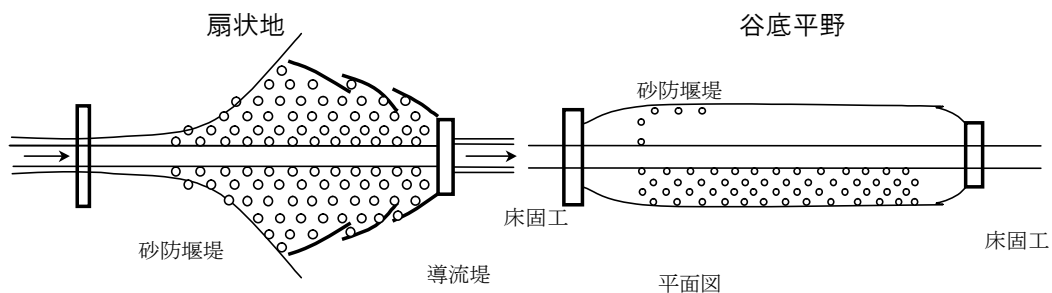


図 6-4-1 土石流緩衝樹林帯

(5) 堆砂空間の範囲

堆砂空間の範囲は、土石流危険渓流においては土石流想定氾濫区域内の必要な範囲とする。土石流危険渓流以外の渓流においては、洪水または土砂の氾濫区域を想定してそのうちの必要な範囲とする。

(6) 緩衝樹林帯の位置付け

樹木等は砂防計画上の砂防施設として位置づける。

砂防林は水理的に非常に大きな粗度の集団と見なすことができるので砂防林の存在により砂防林内とその周辺の流速が減少し流れが減勢される。その結果、土砂の輸送能力が減少し土砂は堆積し、下流への土砂流出が防止または軽減される。

(7) 樹林倒伏の判断

樹木は流体力により倒れないようにするものとし、倒伏限界モーメントと流水によるモーメントを比較して倒伏の判断を行う。[河川における樹木管理の手引き（財）リバーフロント整備センター]

①倒伏限界モーメント

$$M_c = 2.5 \cdot D^2 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad \text{----- (式 6.4.1)}$$

ここに、 D ：胸高直径(cm)

②流水による外力モーメント

$$M_d = 1/2 \cdot \rho \cdot C_D \cdot S \cdot V^2 \cdot L \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad \text{---- (式 6.4.2)}$$

ここに、 ρ ：水の密度 (1,000 kg/m³)

C_D ：樹木の抗力係数 (=1.2)

S ：流水中の樹木の投影面積 (m²)

V ：流速 (m/s)

L ：流水の作用中心の地表面からの高さ (m)

(8) 補助施設

- ① 砂防林による流出土砂の捕捉効果を更に期待したい場合、また流向を制御したい場合には流下方向に直角に透過型の簡易構造物（補助工）を検討する。
- ② 地盤が弱く樹木が根から容易に転倒されると予想される場合には、上流側に上載荷重を与える補強工を検討する。
- ③ 流砂、流木による損傷または堆砂によって樹木が容易に枯死すると予想される場合には保護工を検討する。

5 土石流流向制御工

土石流導流堤等により土石流の流向を制御するもので、越流を生じない十分な高さとするとともに、表のり先の洗掘に注意する。

(設計技術指針解説 P. 59)

(1) 導流堤の法線形状

計画基準点よりも下流で土砂を流しても安全な場所があり、下流に災害等の問題を生じさせずに安全な場所まで土砂を流下させることができる場合は、土石流の流向を土石流導流堤等により流向を制御し、安全な場所まで導流する。

流向制御工の法線は土石流直撃による越流を防止するために、流れに対する角度(θ_c)は $\theta_c < 45^\circ$ とする。

土石流の流向を 45° 以上変更する場合、導流堤を複数に分割し、霞堤方式に配置する。

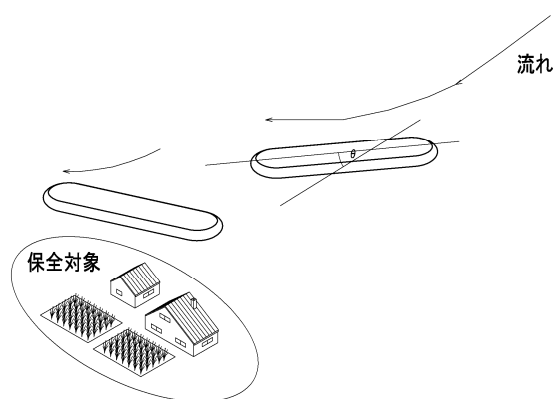


図 6-5-1 土石流導流堤の法線

(2) 土石流導流堤の高さ

流向制御工天端は原則として現溪床勾配と平行とする。

高さは土石流の水深に余裕高を加えたものとする。(「2 土石流導流工 2-1 断面」参照)

土石流の速度および水深は、「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本的事項 5-6 土石流の流速と水深の算出方法」に従い求める。

(3) 導流堤の法面保護および法先の洗掘対策

導流堤の表法はコンクリート、石積み、コンクリートブロック積み、鋼矢板等による護岸により土石流の侵食から防護する。

法先は護岸工の根入れ、コンクリートブロック等による根固め工、および根固水制工等により洗掘に対して安全な構造とする。

(4) 除石

土石流流向制御工における除石は、「第2編 第5章 9 除石(流木の除去含む)計画」によるものとする。

第7章 小規模溪流対策施設

1 総説

本章は、「第2編 第6章 小規模溪流における砂防基本計画(土石流・流木対策)」に示す小規模溪流対策施設を設計する際に適用することとし、ここで明記されていない事項については、本設計要領による堰堤工(不透過型、透過型、部分透過型)の設計に従うこととする。

なお、小規模溪流に設置する場合であっても、土砂とともに流出する流木を捕捉するための対策施設は、透過構造を有する施設が原則であることに留意する。

2 規模と配置

小規模溪流対策施設の規模と配置は、本設計要領「第2編 第4章 土石流・流木対策施設配置計画 3 土石流・流木対策施設の機能と配置」を基本とするが、地形・地質等の現場条件を踏まえて決定する。

- ① 位置は、確実な土石流の捕捉が求められることから、堰堤軸は極力堰堤上流からの土石流流下方向に直角を基本として設定する。小規模溪流対策では、下流流路が未整備または排水側溝程度の狭小水路で、流路線形も溪流に沿ったものでない場合が多い。土石流の流下区間は短く、地形斜面に直線的に土砂崩壊、流出に至るため、下流流路接続に配慮するより土石流捕捉の確実性を優先させる。
- ② また、谷出口の溪床勾配急変点に計画するよりも、極力、地形条件を勘案して上流側の捕捉空間に緩勾配区間が設けられる位置に計画する。小規模溪流では、対象とする土石流量が少なく、また地形的に溪床勾配が急である場合が多く、急峻地形に施設配置するよりも僅かでも捕捉空間を広く確保できる位置に施設配置すると堤高低減に効率的である。
- ③ 不透過型堰堤とする場合は、平常時の土砂移動が想定されないことを前提としているため、除石により計画捕捉量の空間を確保する除石管理型とし、施設規模を小さくすることも考える。特に、計画堆砂勾配が1/6より急になる場合は、計画堆砂勾配が平常時堆砂勾配と同じになり、除石管理をしない限り捕捉量が確保されない。

3 設計流量

小規模溪流の砂防堰堤は、「土石流・流木処理計画を満足する溪流の最下流の砂防堰堤」に相当するため、型式によらず、次項に示す「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)を対象とする。

4 水通しの設計

4-1 設計水深

型式によらず、「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)の越流水深とする。

越流水深については、本設計要領「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-2 設計水深」に準じ、以下による。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) D_h^{3/2} \quad \text{----- (式 7.4.1)}$$

ここで、 Q : 土砂含有を考慮した流量 (m^3/s)

C : 流量係数(0.6~0.66)

g : 重力加速度($9.81\text{m}/\text{s}^2$)

B_1 : 水通しの底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

D_h : 越流水深 (m)

m_2 : 袖小口勾配

$C=0.6$ 、 $m_2=0.5$ の場合には、(式 7.4.2)になる。

$$Q = (0.71 h_3 + 1.77 B_1) D_h^{3/2} \quad \text{----- (式 7.4.2)}$$

4-2 水通し断面

4-2-1 水通し幅

水通し幅は、3m 以上とすることを基本とし、現溪床幅、下流の状況を考慮し、適切に決める。

ただし、小規模溪流では、常時流水があるような流路がない場合が多い。

そこで、現溪床幅の想定にあたっては、地形上の谷底の幅をとることを基本とし、常時流水の有無について考慮する必要はない。

4-2-2 水通し断面

小規模溪流対策施設の水通し断面は、設計水深に余裕高を加えて決定することを基本とする。

一方、袖の天端の勾配を水平にした場合であって、袖部から流水があふれた場合に、下流に直接的な被害が及ぶおそれがある箇所においては、土石流ピーク流量から土石流中の土砂及び土砂と同時に堰堤に捕捉される水の量を除いた流量(土石流捕捉後の水量)についても検討する。

すなわち、土石流捕捉後の水量による越流水深が水通しの設計水深に余裕高を加えて決定した水通し高より大きい場合は、土石流捕捉後の水量が流下可能な水通し断面を確保(ただし、この場合は余裕高は見込まない)することが望ましい。

$$\begin{aligned} & \text{土石流ピーク流量から土石流中の土砂と同時に堰堤に捕捉される水の量を除いた流量} \\ & = \text{土石流ピーク流量}(Q_{SP}) \times (1 - (\text{土石流の土砂濃度 } C_d) / (\text{河床の土砂濃度 } C_*)) \end{aligned}$$

なお、この土石流ピーク流量の土砂濃度から逆算される清水ピーク流量については、土石流を全て捕捉した後を想定したものであり、満流状態での越流を想定する。

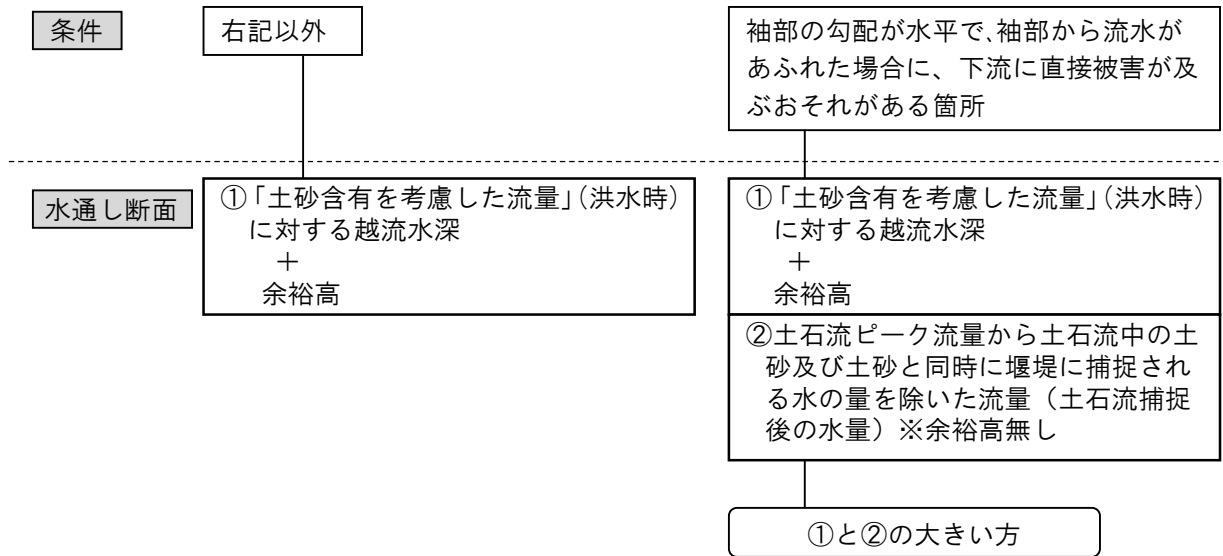


図 7-4-1 水通し断面の設定

5 本体の設計

5-1 天端幅

天端幅は、計画地点の河床構成材料、流出形態、対象流量等を考慮して決定するものとし、流域内の大半の巨礫の調査が可能であった場合は、衝突する最大礫径の 2 倍を原則とするが、1.5(m) 以上とする。

小規模溪流においては、流域内の大半の巨礫の調査が可能となることから、最大礫径の算出結果の確実性は高いと考えられるため、透過型堰堤の非越流部をコンクリート等で設置する場合の非越流部の天端幅は衝突する最大礫径の 2 倍を確保する。ただし、天端幅は最低でも 1.5(m) を確保する。

不透過型堰堤を設置する場合であっても、越流部および非越流部の天端幅は透過型堰堤の非越流部をコンクリート等で設置する場合と同様とする。

天端幅の衝撃力を算出するための最大礫径は、溪流内の移動可能土砂のうちの最大の礫径とし、詳細な現地調査により設定することを基本とする（「第 2 編 第 5 章 小規模溪流における砂防基本計画（土石流・流木対策）2-2 最大礫径の調査法」）。

なお、天端幅を 1.5(m) とするのは、小規模溪流における越流流量は小さいものの、コンクリート構造としての施工性等も含めた最低厚を確保する必要があるためである。

5-2 下流のり

下流のり勾配は 1:0.2 より緩くすることができ、経済的な断面となるように下流のり勾配を決定する。

小規模溪流では土石流による総流出土砂量が小さく、土石流として流下する巨礫の数は一般的には少ない。このため、小規模溪流では、本設計要領「第 3 編 第 3 章 不透過型砂防堰堤 6-2 下流のり」に示す「粒径が細かく、中小出水においても土砂流出が少なく流域面積の小さい溪流」に該当し、経済性を考慮して、透過型堰堤の非越流部をコンクリート等で設置する場合の非越流部下流のり勾配は 1:0.2 より緩くすることができる。

なおこの場合、「第 3 編 第 3 章 6-2 越流部の下流のり」に示される(式 3.6.1)は適用する必要はないが、経済断面とした上で地形条件、根入れ、下流流路接続等も考慮して上下流のり勾配を設置する。

また、不透過型堰堤を設置する場合であっても越流部および非越流部の下流のり勾配は透過型堰堤の非越流部をコンクリート等で設置する場合と同様とする。

6 袖の設計

6-1 袖の天端の勾配

袖の天端の勾配は、水平以上を基本とする。

小規模溪流では詳細な現地調査に基づき計画流出土砂量を算出するため、土石流本体が越流するおそれは小さいことも考慮に入れ、袖の天端の勾配を水平ないしは通常より緩い勾配にすることを検討する。

なお、流水が越波し下流部の洗堀が懸念される場合は、必ず、袖部の直下に洗堀対策(盛土、ブロック、張りコンクリート等)を施すことが望ましい。

6-2 袖部処理

袖部処理は、本設計要領「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 13-6 袖部の端部処理(試行)」に準じて、袖部処理を行うことができる。

谷地形が発達していない小規模溪流では、地山に袖部を陥入させると大規模な掘削が必要となり、掘削斜面の安定性に対し影響が大きくなると考えられる。そこで、小規模溪流ではできるだけ大規模な掘削を行わない袖部処理を検討することを基本とする。

なお、流水や土石流が袖部外側に回り込むことによる地山の侵食を防止するため、構造物を工夫する必要があることに留意する。

7 前庭保護工

透過型堰堤については、構造物下流が土石流発生時の後続流によって侵食され構造物の安定性が損なわれないように、必要に応じて水叩き等で処理する。

不透過型堰堤で前庭保護工を設置する場合は、水叩き長は、半理論式による水脈飛距離等を最小限確保し、土石流による本堰堤の下流側の侵食に対応する必要がある。

前庭保護工は垂直壁を用いることを基本とし、垂直壁の袖についても「6-2 袖部処理」を準用する。

また、前庭保護工の下流端は既設流路と接続するなど現地状況に応じて対処する。

小規模溪流では基準点上流の溪床勾配が 10° 程度以上で流域全体が土石流発生・流下区間にあたるため、土石流の土砂濃度が高く、急激な河床低下は生じにくいと考えられる。さらに、小規模溪流では土石流として流下する巨礫の数は一般的には少ない。そこで、小規模溪流における前庭保護工は、経済性を考慮し上記の通りとする。

また、小規模溪流においては、十分な流下能力を有する下流流路が整備されていない場合が考えられる。このような場合であっても、少なくとも、流量規模の小さい出水時の泥水を安全に下流に流下できるように流路を下流の既設流路に接続することが望ましい。

- ① 水叩き厚は、設計水深と有効落差により経験式により算出するが、水叩き長は半理論式における水脈飛距離を最小限確保しながら、水叩き幅と同等以上の距離とし、10cm 単位で設定する。半理論式は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 14-2 副堰堤」に準じる。
- ② 下流接続水路の状況によっては垂直壁には水通しを設けず、下流水路への接続を考慮した柵構造として対応する。

8 除石

小規模溪流対応型施設が十分機能を発揮するよう、定期的及び豪雨後、すみやかに堆砂状況等の点検を行い、必要に応じて除石（流木の除去を含む）を行う。

小規模溪流対策施設での捕捉空間の維持は重要であり、常時流水が無い溪流を対象にしているため、水抜き穴の閉塞の可能性は低いものの、礫落下や立木・倒木等により不意に閉塞してしまい堆砂進行を助長させることになってはならない。

また、定期的な点検と維持管理を確実にを行い、除石（流木の除去を含む）を前提として施設の効果量を見込む場合、小型クレーン等を施設下流に据え付ける等、小規模な重機搬入にて効率的な土砂・流木除去を行う方法等をあらかじめ検討しておく。（点検用管理用道路の設置、施設直下の重機設置スペースの確保等）

第8章 その他の項目

1 砂防堰堤の種類と特徴

1-1 重力式コンクリート砂防堰堤

堤体の自重によって、これに作用する水圧、土圧などの外力に抵抗し安定を保つ形式の堰堤で、土石流対策として使用される砂防堰堤のうち、最も一般的で実績も多い砂防堰堤である。

1-2 鋼製砂防堰堤

土石流対策として使用される鋼製砂防堰堤は、「透過型」と「不透過型」に分類される。

型式の選定に当たっては、特徴、地形、経済性、施工性、製品搬入の難易、耐久性、維持管理等を考慮しながら総合的な判断により選定を行う。

1-2-1 透過型砂防堰堤

透過型の鋼製砂防堰堤には、「鋼管フレーム構造」と「セル構造（開口部のあるもの）」の2つのタイプが開発されている。そのうち、土石流区間に使用される透過型式の鋼製砂防堰堤は「鋼管フレーム構造」が一般的である。

なお、透過型式の透過型砂防堰堤の「合わせ位置」については、各製品の仕様、規模、粒径等によって異なることから注意を要する。

(1) 鋼管フレーム構造

透過型の鋼管フレーム構造の堰堤は、様々な型式が開発されており、平成30年度現在、土石流・流木捕捉を目的として主に土石流区間に設置する「格子形」、「B型」、「J-スリット」、「CBBO型」、「T型」等と、流木捕捉を目的として主に掃流区間および土石流区間の副堤で使用する「A型」、「h型」、「Δ型」、「D-スリット」等がある。さらに、既設砂防堰堤の改良・補強の際に設置される「N型」等がある。（各型式別の特徴等は、「第9編 補足・参考資料14 砂防堰堤の種類と特徴」に示す。）

なお、設計は「鋼製砂防構造物設計便覧 平成21年版（財）砂防・地すべり技術センター」に準じて行うものとする。

(2) セル構造（開口部のあるもの）

鋼製セグメントで構成された鋼製殻に土砂を中詰めしたセルを1函1函所定の間隔で独立して配置した重力式堰堤である。

透過型セル構造の砂防堰堤の土砂・流木捕捉機構は、鋼管フレーム構造の堰堤が直接的な閉塞効果によっているのに対して、セル構造では堰上げ・堰止め等の水理的な減勢効果によっている点が基本的に異なっている。したがって、開口部の幅は相対的に大きくとれ、機械土工で除石作業を容易に行うことができる。

1-2-2 不透過型砂防堰堤

土石流区間に設置される不透過型式の鋼製砂防堰堤には、「ダブルウォール構造」と「セル構造（開口部のないもの）」の2つのタイプがある。

なお、下記のような中詰め材に土砂を用いる砂防堰堤の場合は、常時流水があるなど流域規模が大きい場合、中詰め材を砂防ソイルセメントを用いて固化するなど部分的な損傷が全体に拡大しないように配慮し、冗長性（リダンダンシー）の確保を行った設計・計画とする。

(1) ダブルウォール構造

上・下流面に鋼矢板やエキスパンドメタルなどによってパネル壁面材を設けて中詰めを行い、上・下流面壁材の間をタイロッドで連結した構造。

容器となる鋼材部には、水平力に対抗する機能を全く期待していないため、中詰め材のせん断変形に対する抵抗が確実に期待できるように設計・施工することが必要である。（特徴等は、「第9編 補足・参考資料 14 砂防堰堤の種類と特徴」に示す。）

設計は、「鋼製砂防構造物設計便覧 平成21年版（財）砂防・地すべり技術センター」に準じて行うものとする。

(2) セル構造（開口部のないもの）

不透過型のセル構造は、鋼製セグメント（直線鋼矢板、鋼板）で構成された鋼製殻の中に現地発生土砂を中詰めしたセルを、隙間無く配置した重力式砂防堰堤。ダブルウォール構造と同様に中詰め材のせん断抵抗のみ評価している。（特徴等は、「第9編 補足・参考資料 14 砂防堰堤の種類と特徴」に示す。）

設計は「鋼製砂防構造物設計便覧 平成21年版（財）砂防・地すべり技術センター」に準じて行うものとする。

1-3 砂防ソイルセメント堰堤

砂防ソイルセメント堰堤の設計は、「砂防ソイルセメント施工便覧（財）砂防・地すべり技術センター」や、「原位置攪拌混合固化工法（ISM工法）設計・施工マニュアル（財）先端建設技術センター ISM工法研究会」に準じる。

1-3-1 分類

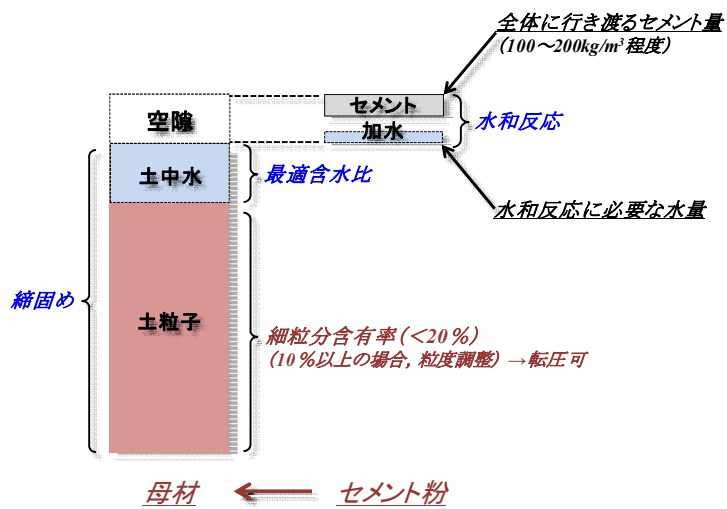
砂防ソイルセメントを用いた工法は、大礫を除去する以外には粒度調整をしない現地発生土砂を施工現場において攪拌混合し、砂防施設とこれに伴う附帯施設の構築及び地盤改良を行う工法である。

振動ローラ転圧による施工、ツインヘッド等による施工という施工方法の違いから、「転圧タイプ」、「流動タイプ」に大別される。

(1) 砂防ソイルセメント転圧タイプ

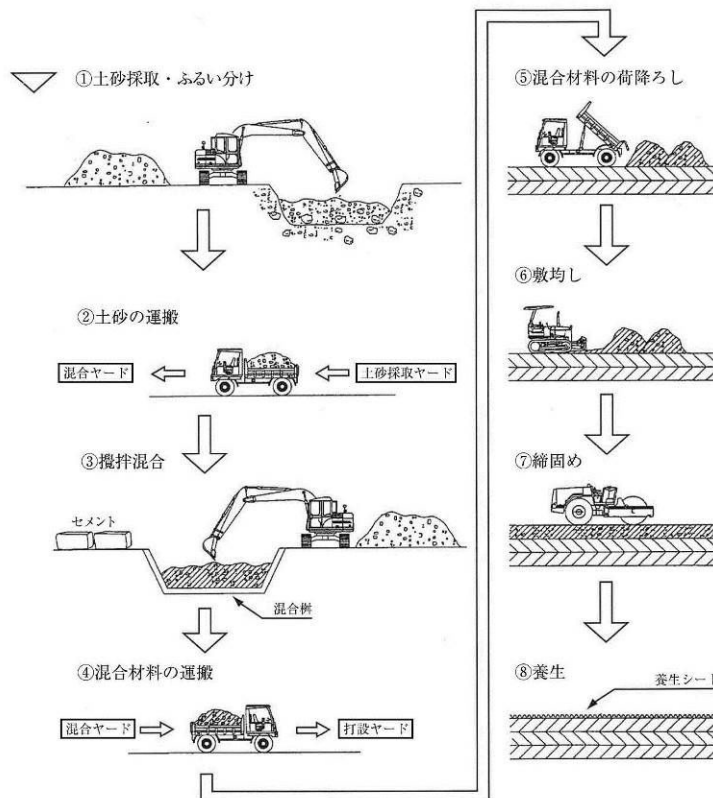
砂防ソイルセメント転圧タイプは、現地発生土砂とセメントを混合し、振動ローラで締固め構造物を構築する工法である。締固める工法であるため、自然含水比が低く、砂質系の土粒子間に空隙の多い土砂が適している。また、転圧ができないような粘性土においても粒度調整することにより、細粒分含有率と含水比を下げることによって転圧タイプに使用することが可能である。

施工方法は、現場において発生した掘削残土にセメントを添加し、バックホウ（スケルトンバケット）で混合して施工箇所へ小運搬し、小型ブルドーザ等で敷均し、小型振動ローラで締固めを繰返し盛立てる。



出典：「砂防ソイルセメント施工便覧(H28年版)」

図 8-1-1 転圧タイプの材料構成



出典：「砂防ソイルセメント施工便覧(H28年版)」

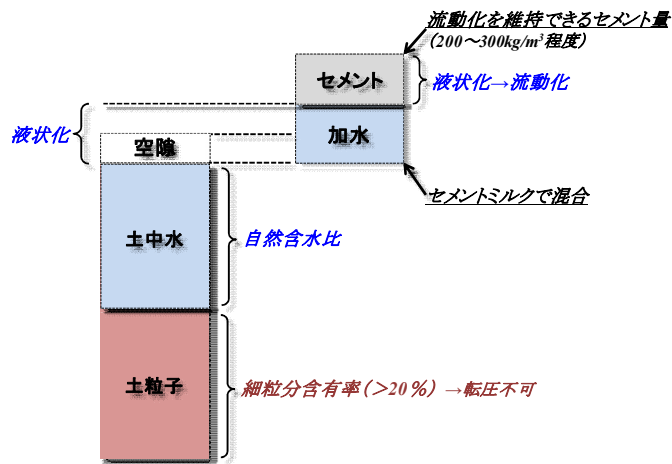
図 8-1-2 転圧タイプの標準的な施工方法

(2) 砂防ソイルセメント流動タイプ

掘削土のうちの大礫を除いた現地発生土砂を埋戻し、ツインヘッドやバックホウを用いてセメントミルクと攪拌・混合し、所要の強度を有する構造体を構築する工法である。粘性土のように自然含水比が高く、転圧が難しい土砂にも適用可能である。

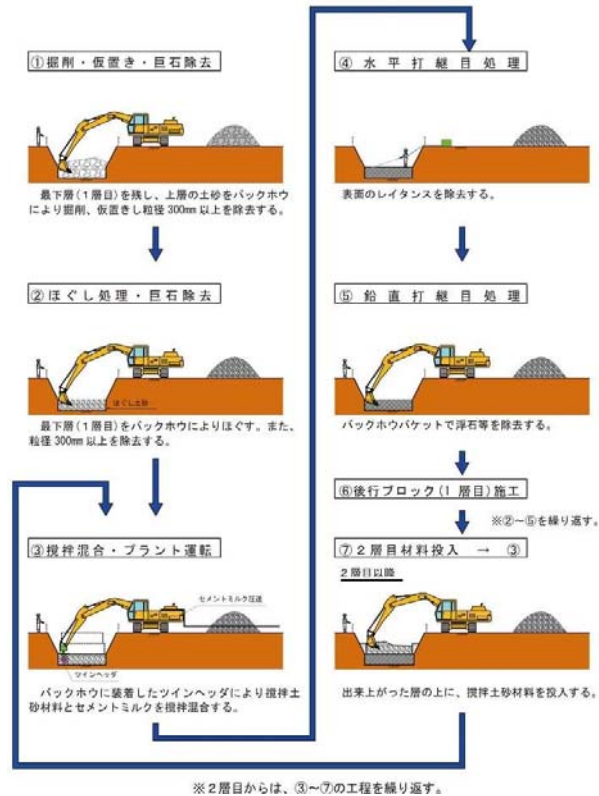
ツインヘッドを用いて攪拌・混合する場合、礫径 $\phi 300\text{mm}$ 以上の攪拌が出来ないため、 $\phi 300\text{mm}$ 以上の礫は除去する必要がある。ただし、バックホウ混合の場合は、 $\phi 300\text{mm}$ 以上の礫を含む土砂に対しても攪拌・混合は可能である。

施工方法は、構造物を築堤する現位置において、現地の河床砂礫とプラントから圧送されるセメントミルクをバックホウやバックホウに装着したツインヘッドを用いて攪拌混合し、所定の強度を有する混合体を現位置に形成する。



母材 ← セメントミルク 出典：「砂防ソイルセメント施工便覧(H28年版)」

図 8-1-3 流動タイプの材料構成



出典：「砂防ソイルセメント施工便覧(H28年版)」

図 8-1-4 流動タイプの標準的な施工方法

1-3-2 適用範囲

砂防ソイルセメントは、砂防堰堤内部のみならず、袖部、水叩き・側壁などの前庭保護工や、護岸工、間詰工、人工地山といった付帯構造物においても適用することが可能である。

表 8-1-1 対象施設及び適用部位の例

種別	適用部位	適用箇所		現場強度
砂防堰堤 ※1 床固工	本体	内部	適切な外部保護材により保護した内部材として、要求性能（強度、重量）を満たす部位に用いることができる。	2.0N/mm ² 以上
	袖部	内部	満砂後も流水や土石流が直接作用する部位であるため、本体と同様に扱う。	
	水叩き	内部	本堤水通しからの落下水が直接作用する部位であるため、表面をコンクリート等の耐久性のある材料で保護する必要がある。	
	側壁護岸	内部	流水等が直接作用する箇所に設置される場合、表面（外部）を適切な外部保護材により保護する必要がある。また、背面の埋戻し材料として使用することで、背面土圧の軽減を図ることができる。	
	間詰工 土留工 緩衝材 袖部対策工 人工地山	外部 内部	流水等が直接作用する箇所に設置される場合、表面（外部）を適切な外部保護材により保護する必要がある。なお、常時の流水作用を受けない箇所においては、外部にも使用できる。	
導流堤 導流工	本体	外部 内部	流水等が直接作用する箇所に設置される場合、表面（外部）を適切な外部保護材により保護する必要がある。なお、常時の流水作用を受けない箇所においては、外部にも使用できる。	適宜 ※2
基礎工	構造物の基礎		構造物の基礎が脆弱な箇所に、支持力増強を目的として使用できる。	
付帯施設	路床・路盤材等		工事用道路等の路床・路盤の安定処理として使用できる。	

【備考】

※1 本表に示す砂防堰堤は 15m未滿、擁壁・護岸は高さ 8m未滿を対象とし、これを越える施設については別途検討を行う。

※2 基礎工、付帯施設の要求強度については、適切な指針・基準等を適用し設定するものとする。

出典：「砂防ソイルセメント施工便覧」

2 既設砂防堰堤の改良

以下に示す砂防堰堤の改良は、コンクリート重力式砂防堰堤に限ることとする。

2-1 既設砂防堰堤のスリット化

砂防計画上あるいは総合土砂管理の観点から必要な場合は、既設の不透過型砂防堰堤の一部を開削し、透過型砂防堰堤化することができる。ただし、貯留されている土砂および水の流出に起因する土砂災害、溪流環境への影響、既存堤体の安定および補強については十分検討したうえで施工するものとする。

2-1-1 砂防計画上の既設砂防堰堤改良の必要性

以下の2つの観点から総合的に判断して透過型砂防堰堤に改良することが必要な場合がある。

(1) 土砂整備率の向上

既設砂防堰堤による土砂整備率が低く、かつ適切な堰堤サイトが無い場合には、既設不透過型砂防堰堤を開削し透過部を設置し改良することにより、土砂整備率を効率的に上げることができる。

(2) 総合土砂管理の観点からの既設砂防堰堤改良の必要性

下流河道の河床変動および溪流魚遡上、降下の遮断等の問題がある水系において、既設砂防堰堤の改良による効果があると考えられる場合には、透過型への改良を行う。

2-1-2 堆積土砂、湛水の流出による影響の予測

既に堆砂および湛水している砂防堰堤を透過型に改良する場合、貯留しているものが流出した場合には、下流河道の河床上昇、氾濫の問題だけでなく、濁水、臭い、溪流に生息する動植物への影響が考えられる。従って、これらの影響の評価を慎重に行う必要がある。

2-1-3 既設砂防堰堤の機能保全

不透過型砂防堰堤は、流出土砂の調節または土石流の捕捉以外に、土砂生産抑制または土石流発生抑制効果を持っている。既設砂防堰堤を透過型砂防堰堤化すると前者は増大するが、逆に後者は減少することを考慮して、流域全体としての既設砂防堰堤の機能が低下しないものでなければならない。

2-1-4 留意事項

- ① 山脚または溪岸の固定効果や、溪床勾配緩和効果が目的として位置づけられている堰堤については計画しない。
- ② 減水時に堰堤から流出する土砂を安全に堆積させる空間を確保する。
- ③ 下流に対して常時の流出土砂を増加させることによるメリットを確認する。
- ④ 現堆砂面より深くスリットを設ける場合、流出する土砂あるいは有機分が下流に与える影響の度合を考慮して適切な対策を講じる。
- ⑤ 複数のスリットを設ける場合、透過部断面間の本体が偏心荷重等に対して安全であるかを確認する。

2-2 嵩上げ堰堤の設計

2-2-1 嵩上げの型式

嵩上げ工法は大別すると①下流面腹付け工法と②上流面腹付け工法に分類でき、両工法の特徴は次の通りである。

- ① 下流面腹付け工法は、貯砂池は現状のまま簡易な水替えで施工可能であり施工上有利であるが、主応力の方向と継目の方向が同方向となり応力上良好とはいえない。
- ② 上流面腹付け工法は、施工上貯砂池内の堆砂を掘削除去し、施工箇所を確保するため転流が必要となる。応力上は、主応力の方向と継目が直交するため下流面腹付けに対して有利となる。

2-2-2 腹付けコンクリートの厚さ

- ① 腹付けコンクリートの最小腹付け厚さは通常コンクリート打設においては、最低厚 1.5m を基本とするが、これにより難しい場合は別途考慮する。
- ② 安定計算上、必要な腹付け厚さは 10cm 単位で決定する。
ただし、嵩上げ高さは 50cm 単位とする。

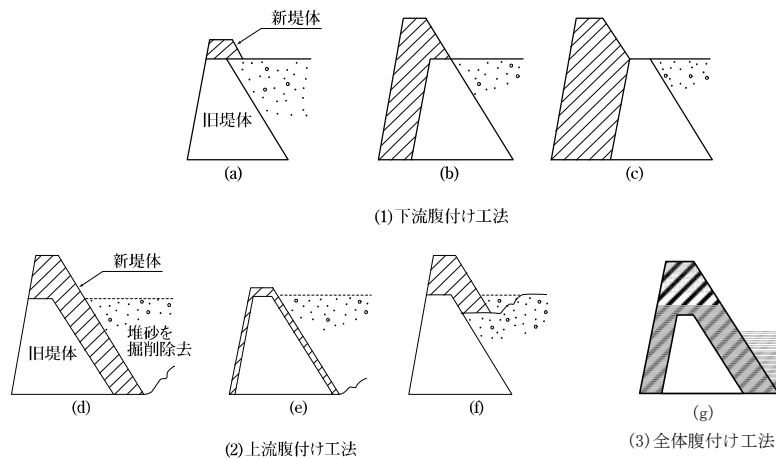


図 8-2-1 砂防堰堤の嵩上げの形式

- ③ 図 8-2-1 の(a)及び(f)は、嵩上げによる作用荷重の増分を旧堤体で受けもつものである。
(e)は、(d)に比較して打継目の処理面積が広がるため、老朽化した下流面保護を目的として利用されることが多い。これまでの実績では、(b) (c) (e)の例が多く占めている。

2-2-3 安定計算の手法

嵩上げ堰堤の安定計算手法としては、次の2方法が用いられている。

このうち、貯水ダムでは通常「嵩上げ公式」を用いているが、砂防堰堤では「一体構造」による計算事例が多い。

- ① 「嵩上げ公式」方式は、嵩上げ後の堤体岩着部の応力は、既設堰堤の応力と嵩上げによって新たに生じた荷重による新堰堤の応力との和となる。嵩上げ堰堤の断面は、この重ね合せた応力が堤体の上流端で0若しくは圧縮となるように決定される。

[垣谷正道：嵩上げ堰堤の安定計算について、日本発送電工第1202号，1946]

[多目的ダムの建設 第4巻 設計Ⅱ編 第26章 2.1]

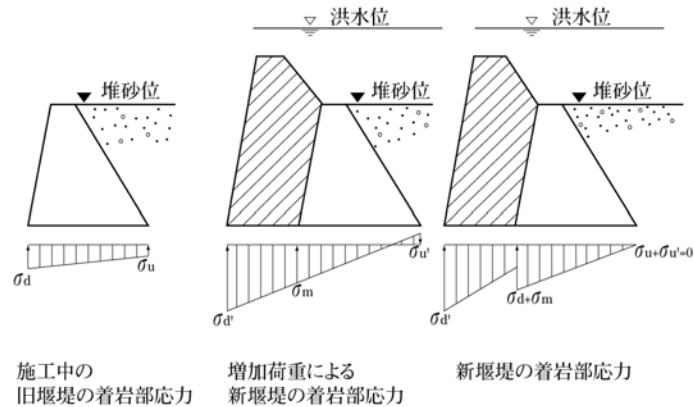


図 8-2-2 下流腹付け「嵩上げ公式」方式の概要

- ② 「一体構造」方式は、嵩上げ後の断面で安定計算を行う。

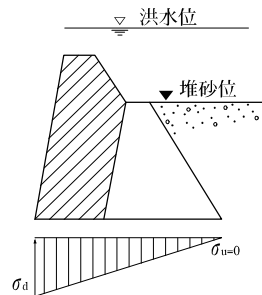


図 8-2-3 下流腹付け「一体構造」方式の概要

2-2-4 新旧コンクリート打ち継目面の処理

- ① 旧堰堤付着面はチッピングを行って、新旧コンクリートの付着を確実に期するものとする。風化が進行している場合には、はつりを考慮する。
- ② 打設面には、半割り管によるドレーン孔を格子状に配置し、旧堰堤からの漏水によって新コンクリートに水圧が作用しないようにすることが望ましい。
また、ドレーン孔は状況の許す限り低位置まで配置しておくことが望ましい。
[砂防・地すべり設計実例 1.6]
- ③ 旧コンクリート側に鉄筋を挿し筋して、せん断力を確実に伝達するようにする。

a. 鉄筋量

コンクリートの打ち継目面の強度低下率を考慮して、コンクリートのせん断応力度の不足分について鉄筋量を算出するものとする。

$$A_s = \frac{\tau' \cdot \gamma}{\tau_a} \quad \text{-----} \quad (\text{式 8.2.1})$$

ここに、 A_s : 1m²当たりの鉄筋量 (cm²/m²)
 τ' : コンクリートのせん断許容応力度 (N/mm²)
 τ_a : 鉄筋の許容せん断応力度 (N/mm²)
 γ : 打ち継目面の強度低下率 (=0.5程度)

b. 挿し鉄筋長 (片側)

$$L = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{0a}} \cdot \phi \quad \text{-----} \quad (\text{式 8.2.2})$$

ここに、 L : 挿し鉄筋長 (mm)
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)
 τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)
 ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

- ④ 既設堰堤の堤体幅が薄い場合等、挿し鉄筋のために必要となる削孔によって、既設堰堤の強度を低下させる恐れがある場合には、コンクリート打継用接着剤の使用等も検討する。
- ⑤ 上下流面とも腹付けするタイプの全体腹付け工法の場合においては、天端面のみ鉄筋を挿し筋し、上下流面は挿し筋を行わず、はつりのみとする。
ただし、上下流面の腹付け範囲が異なる場合は従来どおりとする。

2-2-5 留意事項

- ① 既設堰堤の両岸部の地山嵌入が岩盤である場合、間詰めコンクリートが設置される等しているため、袖嵌入部での腹付け補強を行わない場合もある。
- ② 堰堤を嵩上げする場合、堰堤の有効高が高くなるため、前庭保護工の位置が変更となることから、前庭保護工の改良も考慮した対策に留意すること。
- ③ 挿し鉄筋については、施工性、新旧コンクリート面での剪断応力の発生方向より、既設堤体面に垂直方向に配置すること。

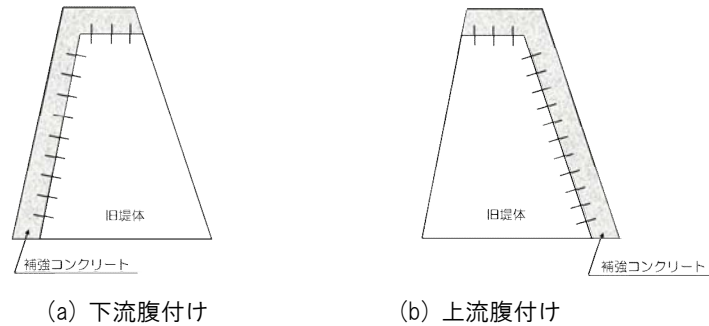


図 8-2-4 挿し鉄筋

2-3 既設砂防堰堤を利用した鋼製流木捕捉工

流木捕捉効果を高めるために既存砂防堰堤を活用した方法として、下記のものがある。

- ① 既存砂防堰堤を切り欠く、または嵩上げし、鋼管等の透過構造の部材を設置することで、透過型砂防堰堤、または部分透過型砂防堰堤へ改良する方法
- ② 前庭保護工に流木捕捉工を設置する方法
- ③ 既設の不透過型砂防堰堤の水通しに流木を捕捉するための付属施設を設置する方法

上記①の場合の計画、設計にあたっては「3編 4章 透過型砂防堰堤」、または「3編 5章 部分透過型砂防堰堤」、嵩上げの設計にあたっては、本設計要領「3編 8章 その他の項目 2-2 嵩上げ堰堤の設計」を準用するものとする。

また、上記②の場合の計画、設計にあたっては、本設計要領「3編 3章 不透過型砂防堰堤 14 前庭保護工」を準用するものとする。

一方、現場状況等により、上記①が困難な場合や、上記②では必要な流木捕捉量が確保できない場合は、上記③を適用することとする。

上記③に該当する方法として、「既設の不透過型砂防堰堤の水通し天端に直接流木捕捉工を設置する方法」と「既設の不透過型砂防堰堤の水通し部上流に流木捕捉工を張出して設置する方法（上流張出しタイプ）」が考えられる。後述の「上流張出しタイプ」は、計画及び設計の考え方が確立されていないため、参考資料として巻末に示す。

「水通し天端に直接流木捕捉工を設置するタイプ」における計画及び設計の考え方については、以降を参考とする。

2-3-1 適用範囲

本項は、既設の不透過型砂防堰堤の水通しに、流木を捕捉することを目的とした透過構造の付属施設（以降、「付属施設」という。）を設置する場合に適用する。ただし、次の(ア)～(エ)の条件を全て満たす場合に限り適用する。

(ア) 土石流の捕捉を目的とした、溪流の土砂整備率 100%を満たす最下流の堰堤であること。

(イ) 堰堤高が 15m 未満であること。

(ウ) 下記 2-3-2 に従って設計した付属施設の高さが、設置しようとする堰堤の水通し断面の高さを超えないこと。

(エ) 洪水時（土石流は発生していない状況）に多量の流木が流出するおそれのない流域に設置されている堰堤であること。

※「洪水時（土石流は発生していない状況）に多量の流木が流出するおそれのない流域」とは、洪水時の流木発生源となる溪畔林が少ない流域や、流域面積が小さく洪水流の水深が小さい流域を想定している。

2-3-2 付属施設の基本的考え方

不透過型砂防堰堤では、土石流発生時に土砂と一体となって流下してきた流木の一部が、土砂と分離して浮遊し下流へ流出するおそれがある。本項における付属施設は、このような現象が発生した際に、既設の不透過型堰堤では捕捉できない流木を捕捉することを目的として設置するものとする。

2-3-3 付属施設の計画捕捉流木量

付属施設が捕捉することのできる流木量の上限值は、付属施設の高さで水平に湛水が生じた場合の湛水面を流木が一層で堆積すると仮定して算定する（図 8-2-5）。

付属施設の計画捕捉流木量は、計画流出流木量のうち既設の不透過型堰堤では捕捉できない流木量と、上述の付属施設が捕捉することのできる上限値とを比較し、小さい方とする。

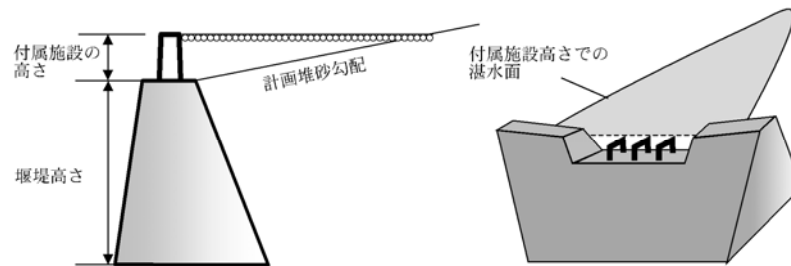


図 8-2-5 付属施設が捕捉することのできる流木量の上限值の算出の考え方

計画捕捉流木量を算出する湛水面の勾配を水平と設定するのは、以下の理由による。

土石流危険渓流に設置される土石流・流木対策の砂防堰堤では透過部の幅である流下幅 B_s は、水通し幅と合わせ現溪床幅で設計されたと考えられる。土石流捕捉後、堆砂敷は現溪床よりも河床が上昇し、堆砂敷全体の幅は現溪床幅に比べ大きく広がると考えられる。堆砂敷の幅で広がった流水が B_s に流入することにより、せき上げが生じ、その湛水面は水平になると想定される（図 8-2-6）。

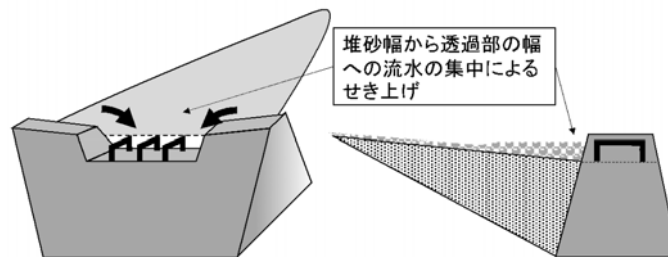


図 8-2-6 土石流危険渓流での不透過型砂防堰堤の流木止めでのせき上げのプロセス

また、仮に透過部高さの水深が堆砂敷全体で生じ、水面に勾配が生じるような状況を考えると、設計流量を流すのに必要な透過部の幅（＝流下幅 B_s ）のみならず、堆砂敷全体の幅でせき上げ後の水深の流れが生じている状態であり、設計よりも多分に大きな流量を想定する現象となる（図 8-2-7）。

このような状態を想定して水面で計画捕捉流木量を計上する場合は、過大な量を計上することになると考えられる。

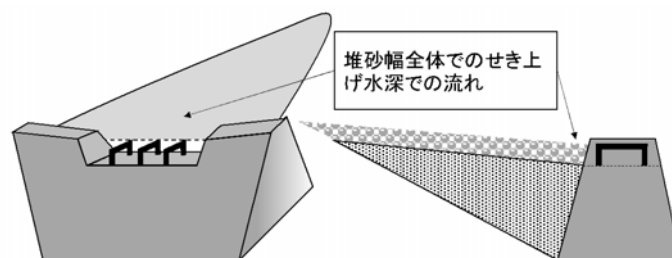


図 8-2-7 勾配を有していると仮定した場合の流れ

なお、効果量や湛水面については十分に知見が蓄積されていない。今後、捕捉事例など知見が蓄積に伴い実態に合わせた見直しを行うものとする。

※ 鋼製砂防構造物設計便覧(平成 21 年度版)に掲載された図 8-2-8 の考え方(勾配が元河床の 1/2)は、本川河道のような掃流区間で透過部の幅が河道幅とおおむね一致する箇所(図 8-2-9)において適用されるものと考えられる。

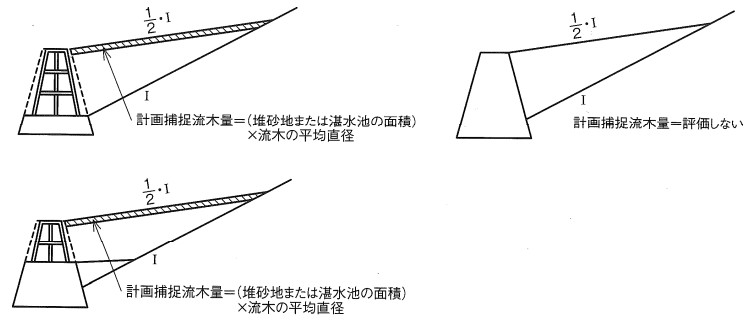


図 8-2-8 勾配を有していると仮定した場合の流れ

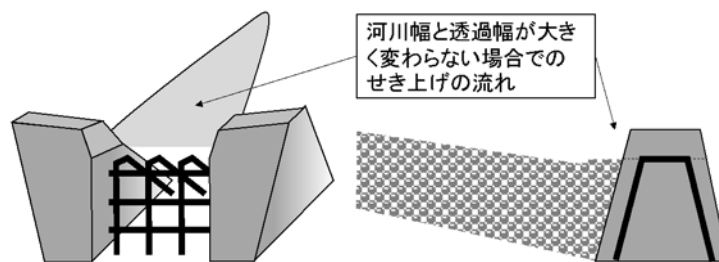


図 8-2-9 掃流区間の流木捕捉工のせき上げのプロセス

2-3-4 附属施設の設計

(1) 附属施設の高さ

本設計要領「第 5 編 第 5 章 掃流区間における流木対策工 2-1 透過部の高さ」に準じて設計を行う。

(2) 透過部における部材の間隔

本設計要領「第 5 編 第 5 章 掃流区間における流木対策工 2-2 透過部における部材の純間隔」に準じて設計を行う。

(3) 安定性の検討

1) 砂防堰堤の安定性

付属施設を設置した砂防堰堤の堤体の安定計算は、本設計要領「3編, 3章 不透過型砂防堰堤, 12-1 越流部の安定計算」に準じて行うものとするが、①土石流時、②土石流捕捉後の湛水時、③洪水時における設計外力に対して行い、いずれにおいても安定条件を満たさなければならない。その際に、付属施設の総重量を水通しの幅全体に均等にかけて、安定計算を実施する。

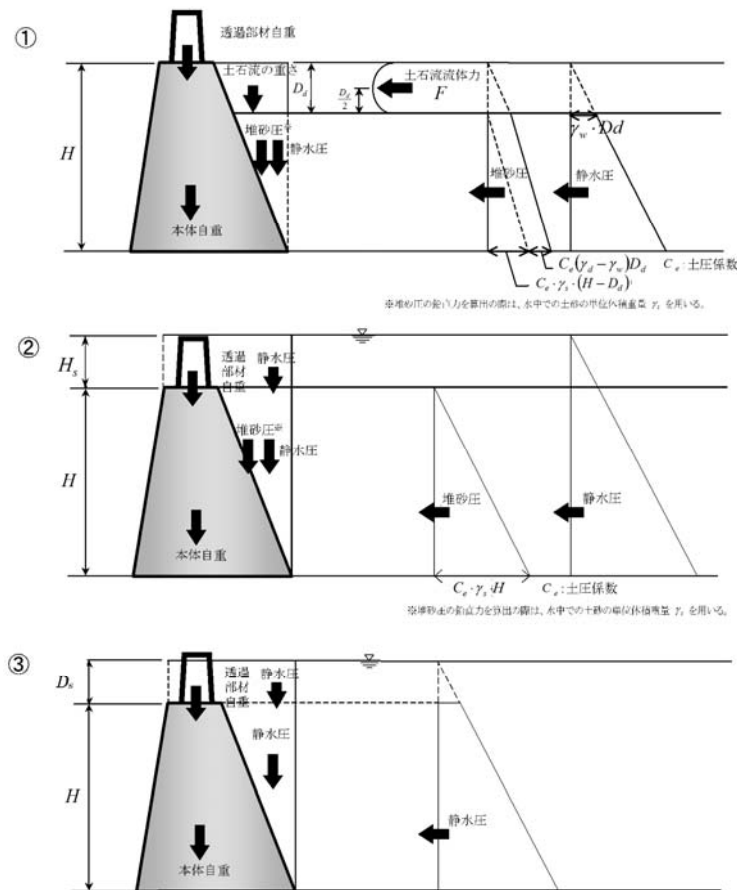
① 土石流時の設計外力は、本設計要領「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 12-1 越流部の安定計算」に準じるものとする。

(図 8-2-10①)

② 土石流捕捉後の湛水時の設計外力は、土石流により不透過部の天端まで堆砂した状態に加え、土砂と分離して浮遊した流木が付属施設を閉塞させ付属施設の高さまで湛水した状態を想定し、不透過部天端までの堆砂圧および付属施設天端までの静水圧を考慮する (図 8-2-10②)。

③ 洪水時の設計外力は、洪水流が付属施設によりせき上げて付属施設を透過している状態を想定し、不透過部天端までの静水圧を考慮する。(付属施設にかかる静水圧は考慮しない。)

(図 8-2-10③)



※) H : 堰堤高 (付属施設の高さは含まない)

D_d : 土石流の水深

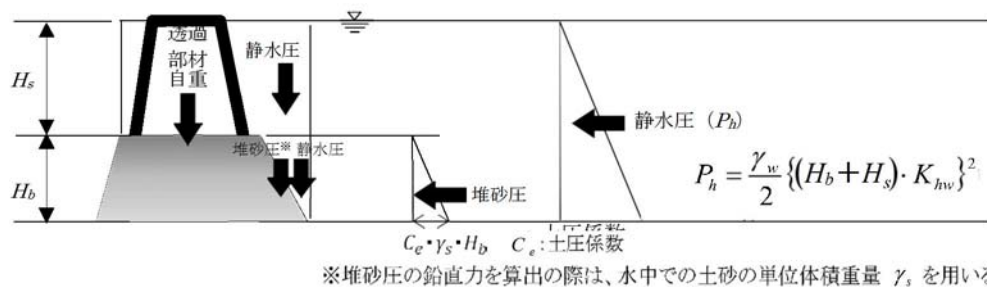
H_s : 付属施設の高さ

D_s : 付属施設によるせき上げを考慮した洪水流の水深

図 8-2-10 付属施設を設置した不透過型砂防堰堤の越流部の設計外力図

(4) 付属施設の安定性

付属施設の安定計算は、土石流捕捉後の湛水時における設計外力に対して行うものとし、土石流により基礎部まで堆砂した状態に加え、土砂と分離して浮遊した流木が付属施設を閉塞させ付属施設の高さまで湛水した状態を想定し、基礎部への堆砂圧および付属施設天端までの静水圧を考慮する（図 8-2-11）。ここで、基礎部とは、不透過型砂防堰堤の一部とし、堰堤の天端から付属施設の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目までの高さ（ H_b ）を基礎部と扱うものとする。



- ※) H_b : 基礎部（堰堤の天端から付属施設の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目まで）の高さ
 K_{hw} : 透過部の閉塞密度に応じた静水圧係数 ($K_{hw}=1.0$)

図 8-2-11 付属施設の設計外力図

(5) 部材の安定性の検討

本設計要領「第 5 編 5 章 掃流区間における流木対策工 2-4 部材の安定性の検討」に準じて設計を行う。

(6) 付属施設以外の設計

1) 水通し

付属施設を設置した砂防堰堤の前庭保護工については、流水は付属施設を透過するものと想定し、既設堰堤の高さを堰堤高として、本設計要領「第 3 編 第 3 章 不透過型砂防堰堤 5-3 水通し断面」に準じて設計するものとする。

2) 前庭保護工

付属施設を設置した砂防堰堤の前庭保護工については、流水は付属施設を透過するものと想定し、既設堰堤の高さを堰堤高として、本設計要領「第 3 編 第 3 章 不透過型砂防堰堤 15 前庭保護工」に準じて設計するものとする。

3 山腹工

3-1 山腹工の目的と種類

山腹保全は、山腹において山腹工を行い、山腹を砂防の見地から良好な状態で保持する概念をいう。山腹工は、山腹の崩壊地やとくしゃ地に植生を導入し、表土の風化、侵食、崩壊の拡大を防止して、土砂生産の抑制を図ることを目的とするものである。また、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工、山腹斜面補強工に大別される。

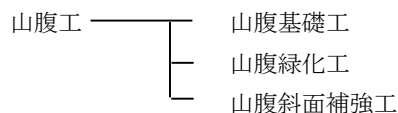


図 8-3-1 山腹保全工の体系図

3-2 山腹管理の基本

山腹の整備・管理については、その主たる実施内容に応じた管理期（モニタリング）を設定し、それぞれに応じた適切な管理を継続する必要がある。

3-2-1 山腹の整備・管理のあり方

土砂生産防止の目的からの山腹の整備・管理のあり方としては、3つの段階に大きく分けられる。

- ① 荒廃した斜面からの激しい土砂生産を速やかに抑制すること。
- ② 土砂生産が抑制された状態が維持されること。
- ③ 人為的な維持管理を行わなくても土砂流出ポテンシャルが周辺斜面と同等以下になること。

3-2-2 管理の主眼

植物群落の維持の観点に合わせて、管理の主眼を整理すると以下ようになる。

第Ⅰ期：土木的施工と表流水の集中を抑制できるまでの初期植物群落による被覆の完了

第Ⅱ期：植生の持つ土砂生産抑制効果の維持と植生遷移の進行

第Ⅲ期：植生遷移状況と土砂生産ポテンシャルに対するモニタリング

3-3 計画対象地域の調査

山腹工の計画にあたっては、計画区域及びその周辺の地形、地質、土壌、気候、植生及び他の砂防設備との関連などを十分に調査し、適正な工種を選定する。

3-3-1 計画対象地域の状況調査

対象地域の状況調査は、荒廃、災害などに関する詳細な調査や資料の収集などを行い、現況を明らかにする必要がある。また、施工後の成果などについても、あらかじめ予測しておくことも必要である。岩質な斜面の安定・不安定要素、施工調査時における検討事項は表 8-3-1 および表 8-3-2 を参考とする。

表 8-3-1 岩質斜面の安定・不安定要素

要素	安定要素	不安定要素	
風化	進 度 代表岩	硬岩で風化進度の遅いもの 玄武岩, 安山岩, 花崗岩, チャー ト等	軟岩で風化進度の早いもの 蛇紋岩, 砂岩, 泥岩, 凝灰岩, 花崗 岩等
	過 程 形 態	風化して岩塊から砂になる傾向 節理が発達してゆくもの	粘土, シルト, 泥になるもの 全体が風化してゆくもの
節理	間 隙 間 隔	間隙が小さいもの 間隙が大きいもの	間隙が大きいもの 間隙が小さいもの
	状 態	規則正しいもの	規則正しくないもの
走 向, 傾 斜		斜面に対し走向が著しく異なっている場合 斜面に対し受け盤となる場合	走向が接近している場合 流れ盤となる場合 (斜面勾配より少し緩傾斜→危険大)
		層理が密着し, 土砂が無い場合	層理に土砂が有る場合
湧 水, 流 下 水		斜面からの湧水が無い場合 斜面外上方からの流下水が無い場合	湧水が有る場合 流下水が有る場合

表 8-3-2 施工地の調査・検討事項

調査項目	注意すべき事項	検討すべき事項
1. 地 形	地形, 地質, 植生図等による検討と相違点の発見	・地形に応じた傾向, 予測 ・施工性
	露岩部, 類岩部, 崩土, 流土, 雨裂, 断層, 崖錐, 地すべり地帯, 段兵, 湧水地, ダム等, 新造物の場所と規模	・周囲の環境との調和
2. 林層, 樹種	どんな林層が多いか	・林層, 樹種による土質, 気象 土層の厚さ, 硬度, 水分, 風向, 風力
	どんな樹種があるか	・配合種, 肥料, 自然環境(植物社会)
3. 斜 面 形	正面形——凸形か, 凹形か	・凹部への集水程度と排水処理方法
	横断形——斜面(勾配地質別チェック)	・ラウンジング ・地質別勾配の適否
4. 地質と地質	凹部では土層の厚さ, 崖錐か堆積土か	・凹部と両袖部ではすべり面の予測と工法
5. 色と変色	変色箇所	・浸透水と溶解物 ・化学成分
	乾天時と降雨直後(斜面外にも注意)	・凹部ではすべり面となりやすい
6. 湧 水 箇 所	湧水場所, 湧水量, 色, 土砂の有無	・乾天時と降雨直後の比較 ガリ発生箇所, 崩壊, 地層, 流入箇所
		・排水方法, 処置方法
7. 斜 面 上 方 査	亀裂の有無, 上方の地形, 表面水の流路	・のり肩処理 ・承水路 ・切取り土量
		・流入水箇所 ・総合判断
8. そ の 他	周辺住民からの情報収集	・災害事例と復旧手段の考察と検討

3-3-2 地質・土壌条件の調査

計画対象地域の地質構造について、基岩の種類、節理、層理、片理の有無、程度や風化の遅速、程度などの状況を調査し、工種の選定、基礎工の配置などの基礎資料とする。

(1) 地質条件

地質条件は、地形、荒廃の原因、形態などに関連することが多い。

切土で斜面が非常に長大になる場合や安定性に慎重な配慮が必要と判断される場合は、物理探査、ボーリング調査などが実施されるが、土質や岩石試験は特に必要な場合のみ実施される。

主な調査の種類と内容は表 8-3-3 のとおりである。

表 8-3-3 調査内容と方法の適用基準

調査項目	注意すべき事項	検討すべき事項
1. 地形	地形、地質、植生図等による検討と相違点の発見 露岩部、類岩部、崩土、流土、雨裂、断層、崖錐、地すべり地帯、段兵、湧水地、ダム等、新造物の場所と規模	・地形に応じた傾向、予測 ・施工性 ・周囲の環境との調和
2. 林層、樹種	どんな林層が多いか どんな樹種があるか	・林層、樹種による土質、気象 土層の厚さ、硬度、水分、風向、風力 ・配合種、肥料、自然環境（植物社会）
3. 斜面形	正面形——凸形か、凹形か 横断形——斜面（勾配地質別チェック）	・凹部への集水程度と排水処理方法 ・ラウンジング ・地質別勾配の適否
4. 地質と地質	凹部では土層の厚さ、崖錐か堆積土か	・凹部と両袖部ではすべり面の予測と工法
5. 色と変色	変色箇所、形と範囲	・浸透水と溶解物 ・化学成分 ・凹部ではすべり面となりやすい
6. 湧水箇所	乾天時と降雨直後（斜面外にも注意） 湧水場所、湧水量、色、土砂の有無	・乾天時と降雨直後の比較 ・ガリ発生箇所、崩壊、地層、流入箇所 ・排水方法、処置方法
7. 斜面上方踏査	亀裂の有無、上方の地形、表面水の流路	・のり肩処理 ・承水路 ・切取り土量 ・流入水箇所 ・総合判断
8. その他	周辺住民からの情報収集	・災害事例と復旧手段の考察と検討

(2) 土壌条件

地質条件が基礎工計画の資料として調査されるに対して、土壌条件に関する調査は植生工程の選定、植物の選択、施工後の生育状況を推定するなどの判断資料として用いられる。

① 土性

土性の表現には幾つかの方法があるが、この調査では導入植物の生育適性の判断に活用するものである。

土性区分は、粘質土、粘性土、礫質土、軟岩、硬岩などに分けられる。

② 土壌硬度

土壌硬度は、植生工法の適工種を決定する場合に最も基本となる調査である。

切土斜面、崩壊地山では、植生工の施工前に原則として土壌硬度を測定し、工法の検討をする必要がある。

土壌硬度は、山中式土壌硬度計を用い測定される。測定指数 10mm 以下、10～25mm、25～30mm、30mm 以上の各段階に区分し、生育基盤の改善目安とする。

(3) 土壌酸度

土壌酸度は、pH 値によって植物の適性を判断する。pH が 3 以下を強酸性、4～6 を弱酸性、7 を中性、8～10 を弱アルカリ性、11 以上を強アルカリ性に区分される。

3-3-3 気象条件の調査

気象条件は、植物の生育や分布を規制するものである。したがって植物の導入、選定には大切な調査項目の一つである。

気象条件に関する調査項目には、次のようなものがある。

- ① 気温に関する事項：年平均気温、温量指数、積算寒度、凍結指数など
- ② 雨に関する事項：年平均降水量、最大降雨量（時間、日量、月量、連続量など）、最小降水量（寡雨期）
- ③ 雪に関する事項：降雪期間、最多積雪深など
- ④ 霜などに関する事項：降霜期間（初霜、終霜など）
- ⑤ 凍上に関する事項：土壌凍結期間、凍結深など

気温に関する調査および観測は、施工対象地で実測することが望ましいが、実際問題として困難である。したがって最寄りの観測値の活用やその値によって推定することが多い。

3-3-4 施工前の植生調査

施工対象地域に適応する樹種や草種の選定、導入方法、生育状態などを施工前に把握するために実施する事前調査である。以下の項目等について調査を実施する。なお、これらは施工後の対策として十分活用される。

- ① 植生分布や構成状態
- ② 群落の植生回復に対する強弱
- ③ 植物の有無（苗木、種子など）
- ④ 利用植物の分布
- ⑤ 既施工地の植物生育状況
- ⑥ 先駆種の密度と生育

3-4 山腹工の計画

3-4-1 工種の選定および配置

山腹工は、各々の工種の機能が相互に有効に働くように、工種の配置、組み合わせを考慮する。

(1) 山腹工の工種

山腹工は、A. 「山腹斜面の安定化や侵食の防止を図る山腹基礎工」 B. 「崩壊地又はとくしゃ地において植生を導入して緑化を図る山腹緑化工」 C. 「崩壊地や崩壊の恐れのある山腹斜面において崩壊抵抗力を高める山腹斜面補強工」に分けられる。

- A. 山腹基礎工として代表的なものは、谷止工、のり切工、土留工、水路工、暗渠工
- B. 山腹緑化工として代表的なものは、柵工、積苗工、筋工、伏工、実播工、植生基盤工、植栽工、等高線壕工、保育工
- C. 山腹斜面補強工として代表的なものは、排水工、のり面保護工、擁壁工、アンカー工、杭工

(2) 地帯分類別留意点

表 8-3-4 地帯分類の留意点

地帯分類	留意点
積雪地帯	なだれのため山腹工は困難であることから主として溪間工事を行う。山腹工を行う場合には、階段幅を広くし、柵工等を併用する。
凍上地帯	溪流工事を十分に行い、山腹工は階段切り付けを避け、伏工、柵工等を行う。 溪流工事に重点を置き、山腹工は排水工等を十分に行う。
多雨破碎帯 多雨第三、四紀層地帯	溪流工事は少なくし、低い谷止工、護岸工等を行うこと。山腹工は排水工を主とし、伏工等はなるべく簡素化する。
多雪第三、四紀層地帯	多雨第三、四紀層地帯に準じて行うが、山腹工にはなだれ防止の工法も併用する。
多雨火山堆積物地帯	地表水処理の水路工に重点を置く、被覆工は、軽いものおよび全面被覆工法とする。
かう 寡雨花崗岩地帯	山腹工事に重点を置き、全面被覆を図る。

3-4-2 山腹基礎工の計画

山腹基礎工は、斜面の安定を検討するとともに、基礎施設および緑化施設の安定を検討して計画する。

(1) 谷止工

谷止工は、とくしゃ地および崩壊地内の侵食溪に計画する。

(2) のり切工

のり切工は、とくしゃ地および崩壊地斜面の全部あるいは一部が急な場合は、その急な部分および起伏の多い斜面について計画する。

(3) 土留工

土留工は、崩壊斜面長が長い場合、あるいは、のり切土量が多い場合および他の工作物の基礎となるような個所に計画する。

- ① 位置および高さは、山脚から頂点までの全体の勾配が自然で無理のない勾配となるように計画しなければならない。
- ② 断面は、背面土圧、転石、温度変化等に対して安全なものとする。
- ③ 基礎は堅固な地山でなければならない。やむを得ず地盤の軟弱な個所に設ける場合は、基礎処理を行わなければならない。

(4) 水路工

水路工は、以下の条件の場合に計画する。

- A. 斜面長が長い場合
- B. 斜面に起伏がある場合
- C. 崩壊地周辺から水が集まる場合
- D. 暗渠工によって集水された水を表流水とする必要のある場合

(5) 暗渠工

地下水が多く、再崩壊の恐れが多い箇所、およびのり切土砂を大量に堆積せざるを得ない箇所には暗渠工を計画する。

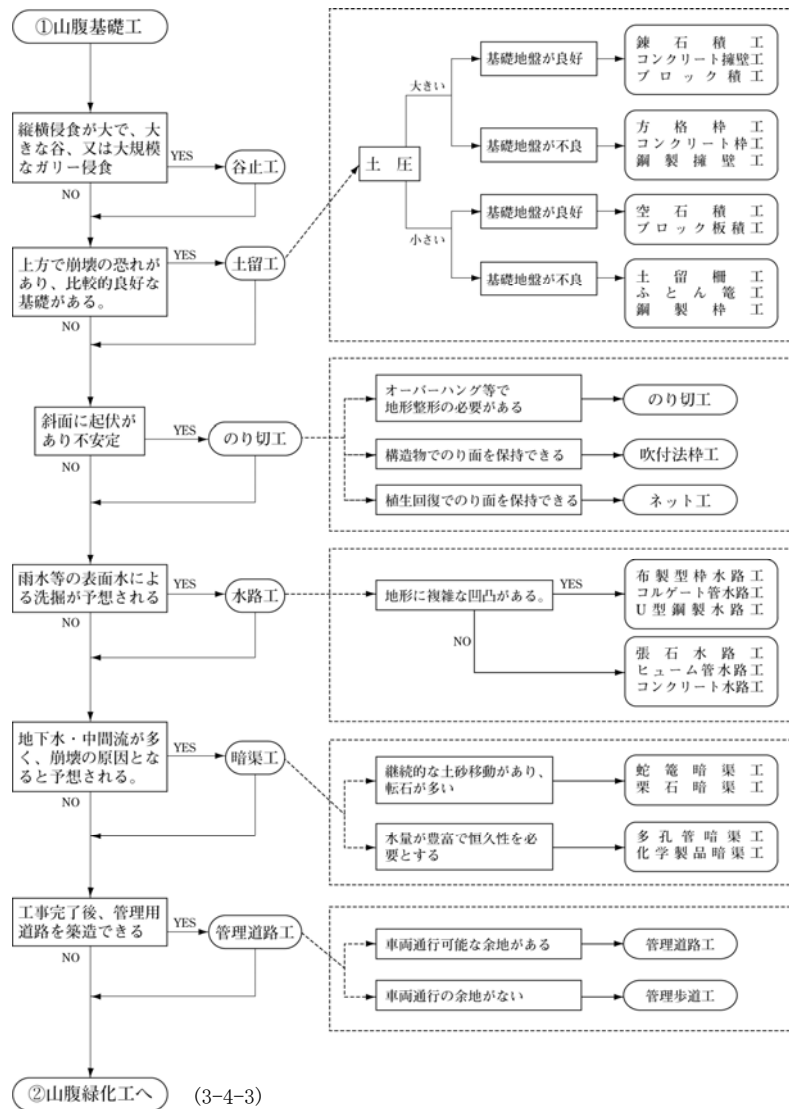


図 8-3-2 山腹基礎工の選定フロー（案）

3-4-3 山腹緑化工の計画

山腹緑化工は、近隣の自然環境を調査し、植生の復元目標を十分検討して計画する。

(1) 柵工

柵工は、山腹斜面表土の流出の恐れがある個所で、かつ植生導入が可能な箇所において計画する。

(2) 積苗工^{つみなえ}

積苗工は、地山が露出した寡雨、乾燥の激しい箇所に計画する。

(3) 筋工

筋工は、下記を目的として計画する。なお、筋工の配置は、斜面勾配、筋工の種別等によって決める。

- a. 比較的表土の深い地味良好な箇所。
- b. 崩壊地の地山部に雨水の分散と山腹傾斜侵食防止。
- c. 植生の早期導入を図る。

(4) 伏工^{ふせ}

伏工は、土質が軽しょうで、かつそのまま放置した場合、以下の条件の場合に計画する。

- A. 雨、凍上、霜柱および風等によって侵食の恐れがある場合。
- B. 斜面に種子を実播する際、その種子の流亡、乾燥等を防ぐ場合。

(5) 実播工^{じっばん}

実播工は、斜面長が短く、かつ緩やかで土壌条件の良好な箇所に単独または他の工種と併用し、早期に緑化することを目的として計画する。

(6) 植生基盤工

① 植生基盤工は、以下の条件の場合に斜面を早期に緑化することを目的として計画する。

- a. 斜面が急勾配あるいは斜面長が長く基礎工で斜面を保持できない場合。
- b. 斜面の状況から植生の養育期間の保守管理ができない場合。

② 植生基盤工では、以下の条件を検討し、現地条件に適合する工種を計画する。

- a. 土壌の種類および厚さ
- b. 斜面勾配
- c. 雨や積雪および凍上等の気象条件

③ 実播工および植生基盤工に用いる樹種および草本類の種子は、適地、適種を原則として、以下の条件に適合するものとして4～6種類を計画する。

- a. 成長力が旺盛でよく繁茂するもの。
- b. 根張りがよく、土壌緊縛度の大きいもの。
- c. せき悪地、乾燥、寒害、害虫等に対して適応性、抵抗性が大きいもの。
- d. 土壌改良効果の大きいもの。
- e. 近隣の植生に適合するか、または遷移が期待できるもの。

(7) 植栽工

植栽工は、斜面を早期に緑化することを目的として計画する。樹種の選定は、適地、適木を原則として、前項 ③. a, b, c, d の条件に適合するものとし、土壌条件の悪い個所では、原則として2～4種類を組み合わせる。

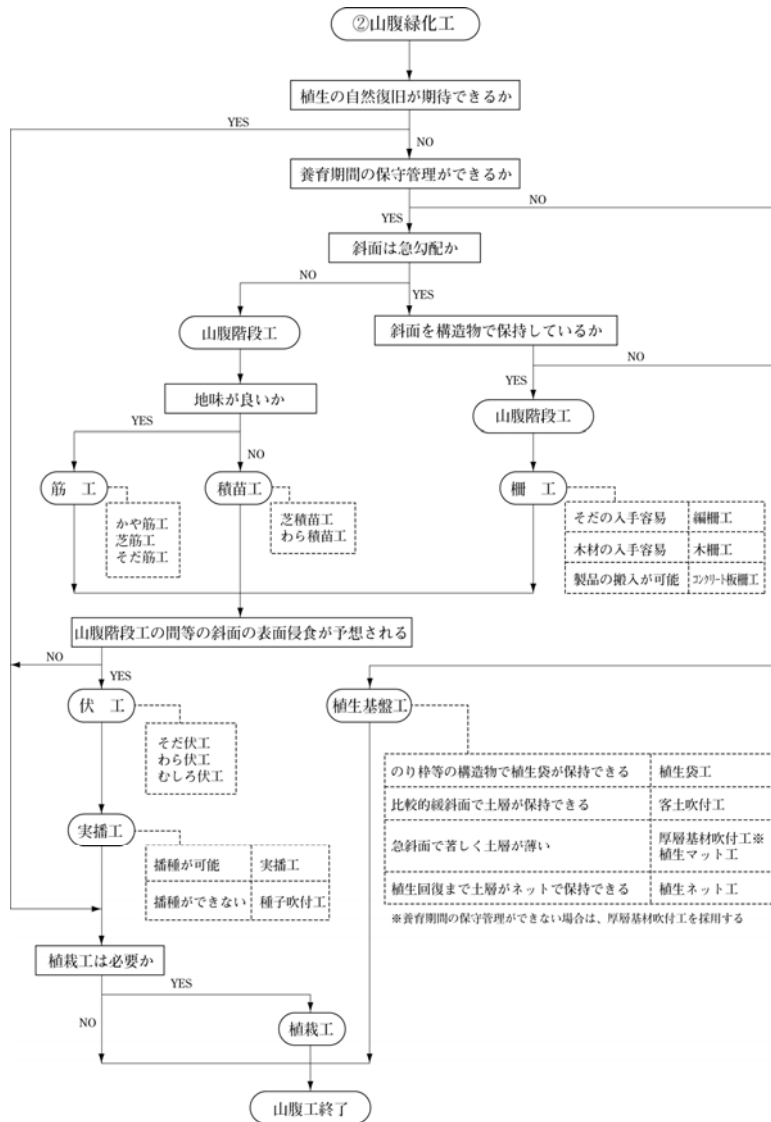


図 8-3-3 山腹緑化工の選定フロー（案）

3-4-4 山腹斜面補強工の計画

山腹斜面補強工は、崩壊地が保全対象に近く、地形等から植生の生育環境を整えることが不適切で、崩壊地拡大防止のために斜面土塊の安定を早急に図る必要がある場合に計画する。

- ① 崩壊地が保全対象に近かったり、急傾斜地であったりする場合は、山腹斜面にコンクリート法枠や鉄筋を挿入して斜面そのものの崩壊抵抗力を高める。
- ② 風化した岩盤の崩壊や深層の崩壊跡地は、コンクリート法枠工を主体とし植生工をのり枠の間に行う。
- ③ 深層崩壊によって拡大が予測される場合は、アンカー工や地下水排除工を用いることを考える。

3-5 山腹工の設計

3-5-1 工種の特徴および選定方法

山腹工の設計にあたっては、その目的とする機能が十分発揮できるように考慮し、安全性、維持管理等についても考慮する。

(1) 植生の復元

植生の復元とは、とくしゃ地あるいは崩壊地に植生を導入し、表土の風化、侵食、崩壊の拡大を防止して、土砂生産の抑制を図ることを目的とするものである。

植生復元のための工種は、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工に大別される。

A. 山腹基礎工の工種

山腹基礎工とは、のり切工事等を行った後の堆積土の安定を図るとともに、山腹排水路を設け、雨水による侵食を防止することにより、施工対象地を将来林地とするための基礎作りを行う工法である。

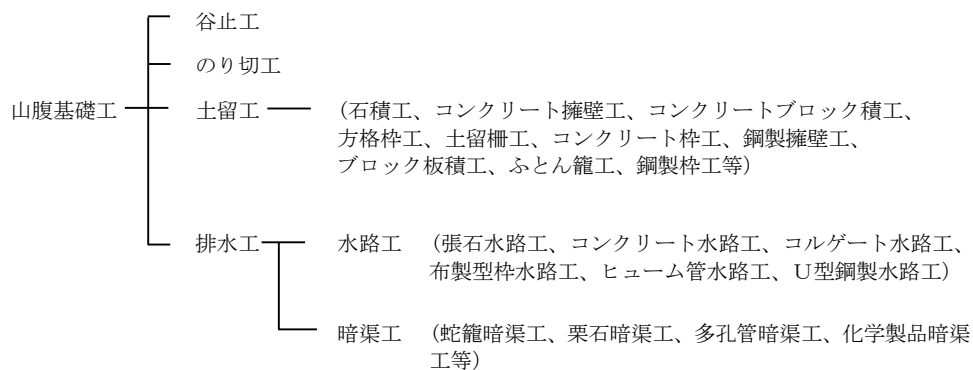


図 8-3-4 山腹基礎工の工種（例）

B. 山腹緑化工の工種

山腹緑化工は、施工対象地に直接植生を導入して緑化を図る工法である。

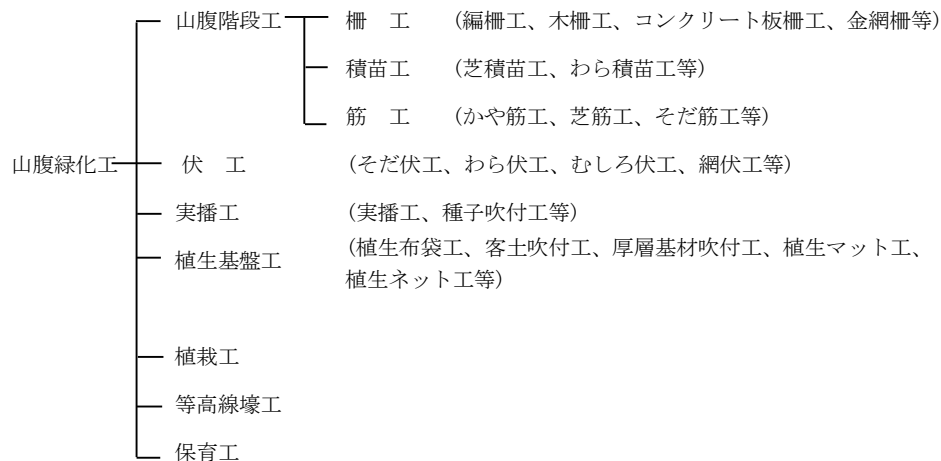


図 8-3-5 山腹緑化工の工種 (例)

C. 植生復元のための工種は、一般には次の基準により選定する。

a. 地質および気象等の環境別工種

表 8-3-5 地質および気象等の環境別工種

地質区分 気象	中、古生層地帯	第三、第四紀層地帯	花崗岩地帯	火山堆積物地帯
一般地帯	溪流工事に重点をおき、山腹工時には土留工を最小限度とする。	崩壊面の土壌は比較的良好であり、積極的に植生の導入を図る。	客土的要素を持つ山腹緑化工を十分に行う。斜面は侵食されやすいため、被覆を完全に行う。	地形が急峻であるため、基礎工事によって地形を修正する。全面被覆工を必要とする箇所もある。
多雨地帯 (年間降水量 2000mm 以上)	山腹工事に重点を置くが、山腹基礎工を少なくし、山腹緑化工に主力を注ぐ。	山腹基礎工を十分に行う必要がある。	一般地帯に準ずる。	シラス地帯（南九州）がこれに相当する。のり切りは垂直とし、客土的効果のある緑化工を行う。
かう 寡雨地帯 (年間降水量 1500mm 以下)	一般に荒廃が軽微であり、簡単な筋工等でよい。	山腹緑化工とし、一気に実施する。山腹基礎工は、比較的簡易とすることができる。	山腹基礎工は最小限とし、山腹面の緑化に重点を置く。（特に客土的緑化工）	
多雪地帯	なだれを考慮した山腹工事を必要とする。	山腹排水路の施工密度を高くし、完全排水に努める。	なだれを考慮した山腹緑化工を必要とする。	
凍上地帯	各種の伏工と植生によって地表を被覆し、温度低下を防止する。階段工は破壊されやすいため、できる限り施工をさける。			

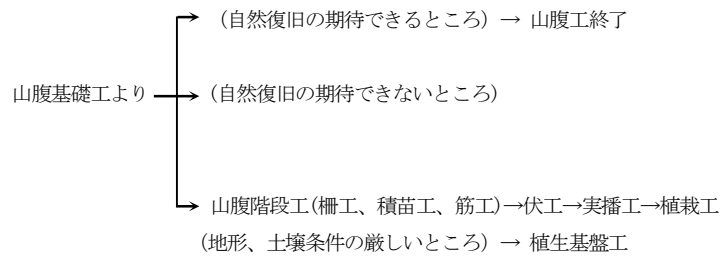
b. 工種の選定

- イ. 主に乱伐等によって土壌が流亡し植生がなくなり、表面侵食が行われている箇所(とくしゃ地)では、植生を主体とする山腹緑化工に重点をおいて設計する。
 - ロ. 山腹の一部の崩落地(崩壊地)においては、土砂の安定を図るため工作物を主体とする山腹基礎工に重点を置いて設計する。
 - ハ. 山腹工では、工事完了後の施設と植生の管理のため、必要に応じて管理道路を設計する。
- ニ. 植生復元のための設計は次の順序で行う。

・ 山腹基礎工

谷止工→土留工→のり切工→水路工→暗渠工→管理道路工→山腹緑化工へ

・ 山腹緑化工



(2) 山腹斜面補強工

山腹斜面補強工は、地形条件等から植生の導入が困難な場所において、崩壊地拡大防止のために斜面土塊の安定を図る工法であり、斜面の地形、地質、地表水、地下水の状態等の自然条件を変化させることによって斜面の安定を図る抑制工と、構造物によって斜面の崩落、または滑働を抑制する抑止工とに分類される。

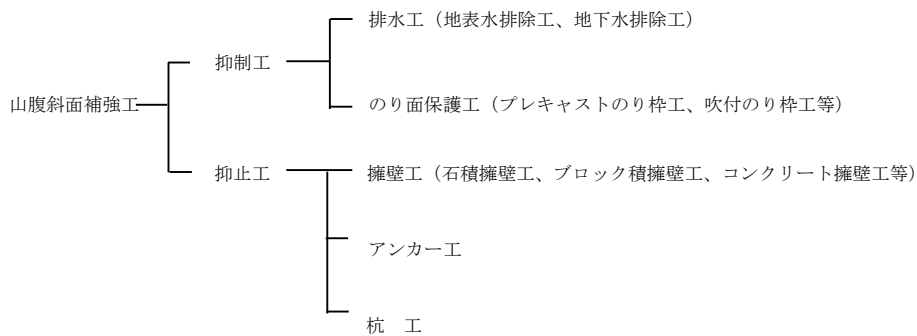


図 8-3-6 山腹斜面補強工の工種 (例)

3-5-2 山腹基礎工の設計

山腹基礎工は、山腹斜面の安定と、基礎工自体および上部に計画する緑化工の安定を図ることのできる構造とするため、地形、地質、気象等の条件を考慮して設計する。

(1) 谷止工

谷止工は、侵食の規模の大きい山腹斜面において侵食を防止し、また他の工作物の基礎とする工法である。

- ① 谷止工の位置は保全対象山腹の直下流部とするのを原則とする。
- ② 高さは山脚の侵食を防止し得る高さとする。
- ③ 天端幅は、流水の量、流送土砂の形態等の条件から適切と認められる場合は、本設計要領「3編, 3章 不透過型砂防堰堤, 6-1 天端幅」より薄くすることができる (P3-12 参照)。
- ④ 方向、構造ならびに断面計算は本設計要領「3編, 3章 不透過型砂防堰堤, 6-1 天端幅」に準ずる。

(2) のり切工

のり切工は、山腹斜面に不規則な起伏や急峻な斜面があつて、放置すれば将来斜面の安定を保つことができないと予想される場合、起伏を整正し緩斜面として安定した斜面を造る工法である。

- ① のり切面の直高が高い場合には原則として上部を急傾斜に、下部を緩傾斜にするものとするが、のり切勾配は1:1.5を標準とする。
- ② のり切が大規模で掘削土砂が多量な場合は、斜面の安定を図るため押え盛土を実施する場合もある。押え盛土の基礎は、一般に施工地付近に石材が多い場合は石積工とし、石材の乏しい場合は柵工とする。

(3) 土留工

土留工は、堆積地の傾斜が急な場合、堆積土砂の安定を図り、上部に施工する山腹工の支えとする工法である（図 8-3-6 参照）。

土留工は使用する材料によって、ブロック板積工、コンクリート擁壁工、鋼製擁壁工、コンクリートブロック積工、石積工、ふとん籠工、鋼製ふとん籠工、コンクリート枠工等に分けられる。

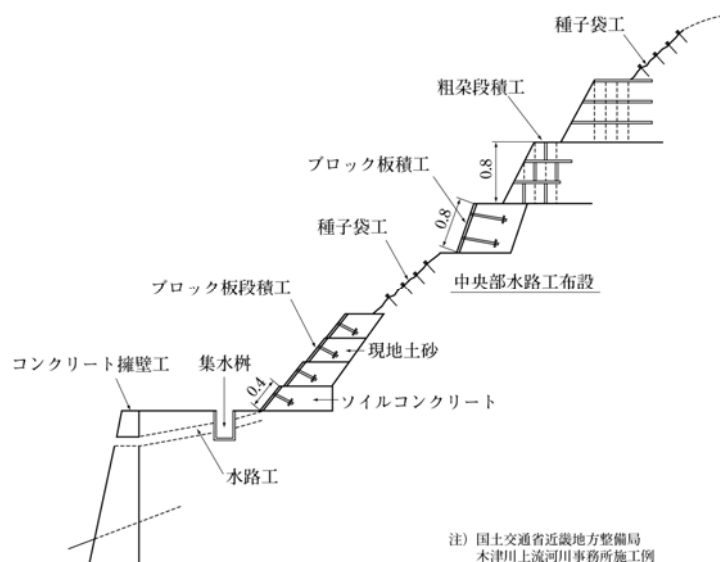


図 8-3-7 土留工を主とした山腹工（施工例）断面図

- ① ブロック板積工は、軽量であるため運搬が容易で、かつ施工性に優れているが、土圧の大きな場所には適当でない（図 8-3-8 参照）。
- ② コンクリート擁壁工、鋼製擁壁工、コンクリートブロック積工および補強土壁工法は、一般土木工事に準じて使用するものとするが、比較的土圧の大きな個所に使用することができる。また、近年、利用されている間伐材を用いた木製擁壁工もあるが、土圧が小さく、腐食しても良い箇所での利用を基本とする。
- ③ 石積工には、空石積工と練石積工があり、空石積工は高さ 2m を限度とし、のり勾配は 1:0.5 より急にしないことを標準とする。練石積工は高さ 3m を限度とし、のり勾配は 1:0.3 より急にしないことを標準とする（図 8-3-9 参照）。
- ④ ふとん籠工は、永久工作物でなく、原則として高さ 2m 以下とし、止杭は、腐朽しにくい樹種を使用し、一般に杭間隔は 2m を標準とする（図 8-3-10 参照）。
- ⑤ 鋼製ふとん籠工は、ふとん籠を鋼製の枠に入れ強度を高めたもので、比較的土圧の大きな個所に使用することができる。鋼製ふとん籠工は、一般に高さ 8m を限度とし、のり勾配は 1:0.5 を最急勾配とすることを標準とする。1 個当たりの大きさは、(幅)2m×(奥行)2m×(高)1m を標準とする。

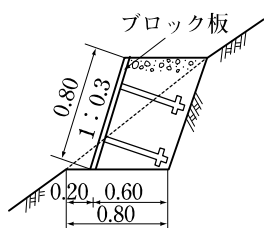
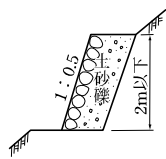
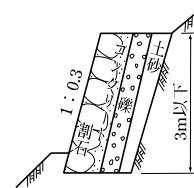


図 8-3-8 ブロック板積工



(a) 空石積工



(b) 練石積工

図 8-3-9 石積工

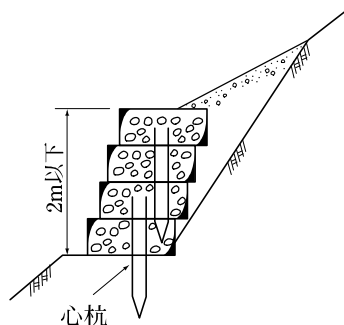


図 8-3-10 ふとん籠工

(4) 水路工

水路工は流水による斜面の侵食を防止する工法であり、流水を速やかにかつ安全に計画対象区域外へ排水しうる構造として設計する。

水路工の種類は、使用材料によってコルゲート、張石、ヒューム管、コンクリート水路、布製型枠水路等に分けられる。

- ① 水路工の設計では勾配の急変を避けるとともに徐々に緩勾配に計画することとし、崩壊地帯の地盤に十分埋め込み、周囲の流水を集めやすいように配慮する。
- ② 水路工の位置は、斜面の凹部で最も効果的に集排水ができる位置を選定する。
- ③ 通水断面は、最大流量を安全に流し得るよう十分に余裕を持たせる。
- ④ 水路工の末端部は、土留工あるいは谷止工等で固定しなければならない。水路長が長い場合には、水路長 20～30m ごとに帯工を設けて水路の安定を図る。

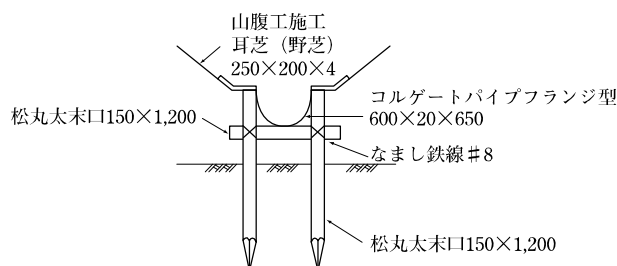


図 8-3-11 コルゲート水路工 (例 単位mm)

表 8-3-6 水路工の種類別

種 別	適 用 箇 所
コンクリート	流量の多い常水のある箇所 流量の多い幹線水路
練 張	流量の多い幹線水路 自然水路を固定する箇所
コルゲート管水路	地すべり地等フレキシブル性が求められる箇所
張 芝	緩勾配で常水はなく、流量は少なく、土砂の流送のない箇所で、芝の生育に適する土壌の箇所
土 の う	常水はなく、流量は少なく、土砂の流送のない箇所で、芝の生育に適する土壌の箇所

出典：「治山技術基準解説 総則・山地治山編」 林野庁監修 平成 21 年 4 月発行

(5) 暗渠工

暗渠工は、斜面の安定に対して悪影響をおよぼす恐れのある地下水を排除するための工法であり、湿潤な所や湧水の生ずる所などの地下水を最も容易に排水できるように配慮する。

- ① 暗渠工は、原則として不透水層の上に設けるものとし、速やかに地下水を地表面に導き、排水しうる構造として設計する。
- ② 暗渠工の使用材料としては、蛇籠、栗石、多孔管、化学製品等がある。
蛇籠暗渠工は、地盤が不安定で変動しても有効に働くようにするために使用するもので、一般に円筒型蛇籠を用いる。

栗石暗渠工は、地下水が多い場合に用いられ石径 5～15cm のものを使用している。最近では多孔管および化学製品等を使用することもある。

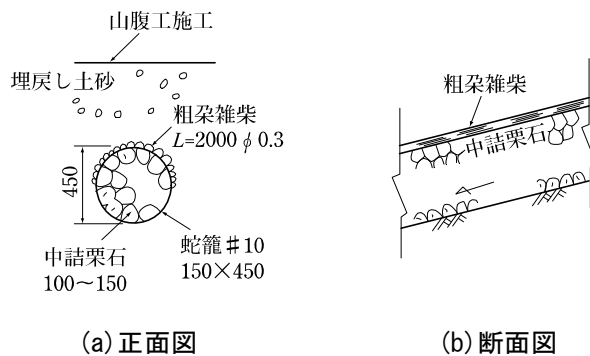


図 8-3-12 蛇籠暗渠工(例)

3-5-3 山腹緑化工の設計

山腹緑化工は、斜面表層の侵食防止、表土の流出防止、斜面の安定化を図れるよう設計し、周辺自然植生との調和を検討して植生回復を図るものとする。

山腹緑化工の工法は、地形、地質、土壌、気象等の条件に応じて選定する。

(1) 山腹階段工

山腹階段工は、山腹斜面を階段状に整形することにより、斜面の表土の流出を防止して植栽床を形成する。柵工、積苗工、筋工の3種類の工法がある。

A. 柵工

階段状に柵を設け背面に埋土する工法である。

使用材料によって、木柵工、編柵工、コンクリート板柵工、金網柵工等がある。

- a. 施工地付近に山芝や石材が乏しく、山腹斜面の土層が比較的厚く植生の導入が容易な個所において用いるものとする。
- b. 柵工は原則として切取り部で使用するものとし、高さは50cm程度を標準とする。

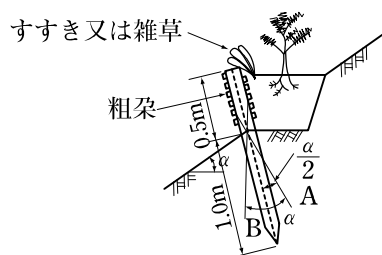


図 8-3-13 編柵工 (例 単位m)

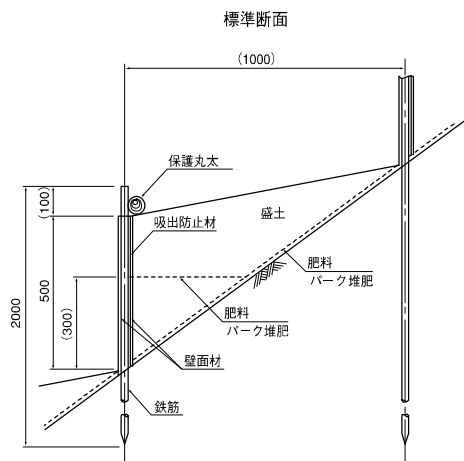


図 8-3-14 木柵工の例 (大谷崩山腹工)

表 8-3-7 柵工の種類

細 別	材 料	適 用 の 範 囲	特 徴 等	
木柵工	板、丸太、木杭	斜面勾配が緩で、すみやかに植生で土壌が固定できる場合	杭材、壁材は、腐朽して地山に還る	
編柵工	帯梢、木杭	斜面勾配が緩で、すみやかに植生で土壌が固定できる場合	杭材、壁材は、腐朽して地山に還る	
2次製品を用いた柵工	コンクリート板柵工	コンクリート板、H形鋼	植生の生立による背面土の固定に比較的長期を要する場合	
	合成樹脂柵工	合成樹脂網、木杭、角材、鋼材	すみやかに植生で、土壌が固定できる場合 埋設編柵が必要な場合	網に種肥の展着が可能
	金網柵工	鉄線ネット、木杭、特殊鋼線フレーム	植生の生立による背面土の固定に比較的長期を要する場合	強度は低く、衝撃に弱い
	鋼板柵工	鋼板、鋼管	すみやかに植生で、土壌が固定できる場合	透水性に欠け、衝撃に弱い
	エキスパンドメタル柵工	エキスパンドメタル、H形鋼	植生の生立による背面土の固定に比較的長期を要する場合	強度及び耐久性に優れている
	鋼製枠柵工	平鋼材フレーム、合成網	植生の生立による背面土の固定に比較的長期を要する場合	杭を使用しない

出典：「治山技術基準解説 総則・山地治山編」 林野庁監修 平成 21 年 4 月発行

B. 積苗工

地山に階段状の段切を行って芝またはわらを積み、土砂で埋め戻す工法であり、使用材料によって芝積苗工、わら積苗工等に分けられる。

- a. 積苗工を行う場合の段切は、直高 1.5m 程度ごとに幅 1m 程度の小段を設けるのを標準とする。
- b. 芝積苗工は、寡雨、乾燥地帯の荒廢地の積苗工として代表的なものであり、芝の供給可能な場所に適する。わら積苗工は、芝積苗工の主材料である芝の不足場所に設けるものとする（図 3-5-12 参照）。
- c. 段積苗工は、積苗工を斜面において階段状に連続して設ける工法で、主に堆積土砂の上に施工する。

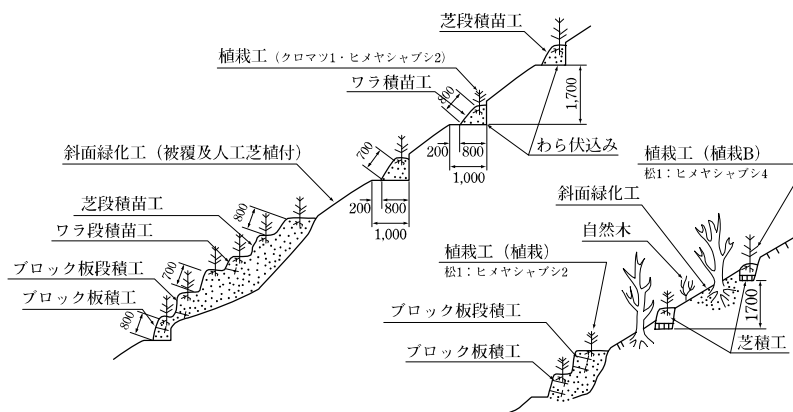


図 8-3-15 積苗工を主とした山腹工（施工例）断面図

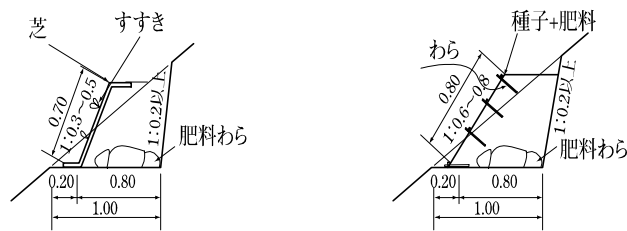


図 8-3-16 積苗工 (例)

C. 筋工

筋工は、筋状に植生を行う工法である。使用材料によって、かや筋工、芝筋工、そだ筋工等に分けられる。

- a. かや筋工は、一般に直高 1.0~1.5m、階段幅 0.4~0.6m、かやを 1m 当たり 0.2~0.3 束で施工する。また、地味のよい比較的傾斜の緩やかな堆積土の地帯でかやの成長が期待できる個所では、階段を設けない場合もある (図 8-3-17 参照)。
- b. 芝筋工は、とくしや地帯の雨水による侵食の少ない箇所に、かや筋工の代わりとして施工される (図 8-3-18 参照)。
- c. そだ筋工は、比較的水分の多い所でそだの入手しやすい箇所に施工される。一般にそだ筋工は、直高 1.0~1.5m 程度、階段幅 0.6~0.8m 程度、そだの積高 40cm 程度、そだの長さ 40cm 程度、そだ束の径 10cm 程度とし、その束の間にかや株あるいは多年生草を埋め込みそだの腐朽に備える (図 8-3-19 参照)。

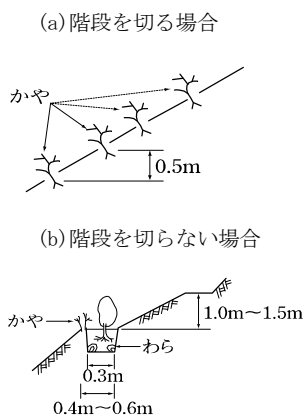


図 8-3-17 かや筋工

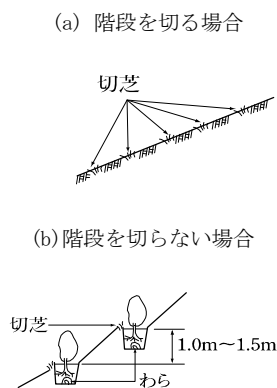


図 8-3-18 芝筋工

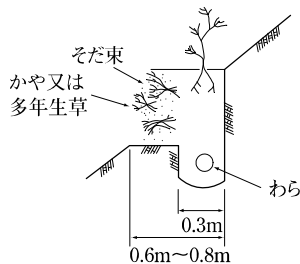


図 8-3-19 そだ筋工

表 8-3-8 筋工の種別

種別	材料	適用範囲
石筋工	石	石礫、湧水があり、他の工種では不適当な箇所 石礫の整理が必要な箇所
そだ筋工	そだ	そだ筋背面の埋め土や、挟み土に良好な土壌が使用でき、 そだの採取が容易な箇所
積苗工	切芝	寡雨地帯。はげ山地帯。シラス地帯
丸太筋工	丸太	地盤が軟弱な箇所で、丸太及び埋め土等に適した土壌が 容易に入手できる場合
萱筋工	カヤ	崩壊斜面の傾斜が急で、広い階段の切り付けが困難な場合
芝筋工	切芝	崩壊地周辺部からの降雨水が流入し易く、他の筋工では、 崩壊斜面のガリーの発生を防止できない場合
二次製品	植生袋 その他	土壌条件の悪い箇所。基盤層が露出したり、土壌の理化学 性が悪い堆積土層等。他の筋工等では緑化が困難あるい は不適切な箇所

出典：「治山技術基準解説 総則・山地治山編」 林野庁監修 平成 21 年 4 月発行

(2) 伏工

伏工は、降雨、凍上、霜柱等によるのり面の表面侵食や崩壊を防止するため、そだ、わら、網等の材料を用いてのり面を覆い保護する工法である。のり面の表面侵食を防止する工法で、使用材料が腐朽するまでにのり面を安定させるため、草木の種子を播種することが望ましい。使用材料によって、そだ伏工、わら伏工、むしろ伏工、網伏工等がある。

- ① そだ伏工は、一般に比較的面積の小さなくしゃ地、または積苗工、筋工等ののり面に用いられ、そだの入手が容易で止杭が確実に打ち込める個所に用いる。一般に、そだ伏工は、そだを横に並べ、1m 以内ごとに縦木（押木）を設置し、止杭によって固定する（図 8-3-20 参照）。
- ② 網伏工は、緩傾斜で軟弱な山腹に適している。網目の大きさは普通縦径 2m、横径 4m の菱形とし、接合点およびそだの中間を竹串または杭により固定する。網目には、施工地に適した根の繁茂する苗木を植栽することもある（図 8-3-21 参照）。
- ③ わら伏工、むしろ伏工は、直接播いた草木の種子の流亡防止を目的とし、施工地の立地条件が比較的良い場所に用いる場合もある（図 8-3-22 参照）。

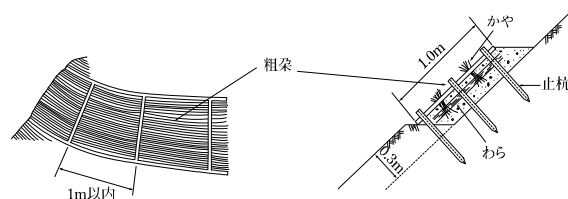


図 8-3-20 そだ伏工

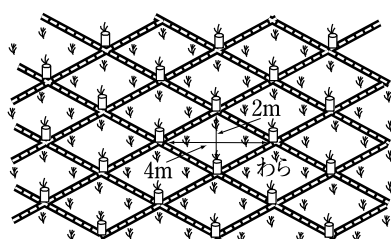


図 8-3-21 網伏工

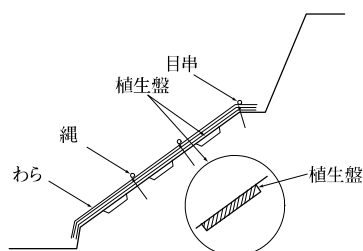


図 8-3-22 わら伏工

表 8-3-9 伏工の種類

種別	材料	適用箇所
そだ伏工	そだ	凍上等による階段間斜面の侵食や崩落を防止する必要がある場合で、使用資材の入手が容易で、かつ、止め杭等が打込みやすい箇所
むしろ伏工	むしろ	凍上等が著しい斜面、寡雨地帯、表土が軽くて荒い地帯
わら伏工	わら	斜面が比較的緩やかな寡雨地帯 表土が軽くて荒い地帯
二次製品	むしろ 化学繊維類等のシート、マット	材料の特性に合わせて適用する

出典：「治山技術基準解説 総則・山地治山編」 林野庁監修 平成 21 年 4 月発行

(3) 実播工

実播工は、山腹斜面に草木の種子を直接播くことにより早期に緑化を図る工法である。

- ①山腹斜面が緩やかで土壌条件の良好な箇所に用いる。
- ②急傾斜地で用いる場合は、一般に伏工等により肥料の流亡を防ぐことに留意する必要がある。
- ③使用する草木類は周囲の植生状況を考慮し、単一なものに片寄らず生育期間の異なる草木を選択することを原則とし、乾燥地、瘠地（やせち）に耐えるもの、根系、地上茎がよく繁るもの、再成力が多年生であるもの。草丈が低く広がり性の大きいもの、秋から早春にかけて成長するものを用いる。なお、外来種を使用する場合は周囲の植生状況を十分検討するものとする。実播工に用いる草木は、表 8-3-11 を標準とする。

表 8-3-10 主要山腹砂防用草木類

区分	種名	成長期間	特性	耐湿性	耐寒性	耐暑性	耐乾性	耐酸性	求肥
在来種	シバ類	多年生	地上茎を這わず	強	強	強	強	強	小
	スゲ類	同	根が丈夫、常緑	強	強	中	弱	強	小
	ササ類	同	常緑	強	中	中	中	強	小
	メドハギ	同	瘠地、乾燥地に強い	強	強	強	強	強	小
	イタドリ	同	個体が大きく成長が早い	強	強	強	強	強	小
	ヨモギ	同	気象、土壌に適応性が高い	強	強	強	強	強	小
	カリヤスモドキ	同	繁殖力が強い	強	強	強	強	強	小
	ススキ	同	株立ち、繁殖力が強い	中	中	強	強	強	小
外来種	ケンタッキー 31 フェスク	多年生	適応性大、常緑	強	強	中	中	強	大
	クリヒソクレットフェスク	同	寒冷地に適する	強	強	強	強	強	中
	オチャートグラス	同	耐陰性が特に強い	強	強	強	強	強	大
	ケンタッキーブルグラス	同	寒さに強い	強	強	弱	弱	強	中
	ウイピングラブグラス	同	他の草を圧倒する	弱	弱	強	強	強	小
	パミュダグラス	同	高温でないと発芽しない	弱	弱	強	強	強	小
	パビアグラス	同	暑さや乾燥に強い	強	弱	強	強	強	中
	ホワイトクローバー	同	稲科の草と混播する。	強	強	弱	弱	中	小
	イタリアライグラス	1～2年	冬期施工の助長種	強	強	弱	弱	強	大

表 8-3-11 在来草木の発芽率、粒径等 (参考)

草本名	発芽率 (%)	平均粒数 (万粒/kg)
ヨモギ	50~80	高 350~400 治 410
ヤマヨモギ (オオヨモギ)	50~80	高 150~200
オトコヨモギ	40~70	高 140~180 治 130
イタドリ	20~60	高 50~60 治 54
オオイタドリ		高 50~60
カヤ (スキ)	20~70	高 850~870 治 870
イワノガリヤス	40~80	高 350
ノシバ	30~80	本田ひとし 1.610~1.850
メドハギ	60~80	高 60~70

(注) 高は高速道路調査会 (1972)、地は治山調査会 (林野庁監修1970) による。

出典:「治山技術基準解説 総則・山地治山編」 林野庁監修 平成 21 年 4 月発行

表 8-3-12 外来草木の発芽率、粒径等 (参考)

種名	純度 (%)	発芽率 (%)	単位粒数 (粒/g)
バミューダグラス	97	85	3,530
ケンタッキーブルーグラス	85	80	3,850
クリーピングレッドフェスク	96	80	1,130
チューイングフェスク	96	80	1,130
トールフェスク	97	85	440
オーチャードグラス	85	80	1,180
イタリアンライグラス	98	90	490
ペレニアルライグラス	98	90	500
レッドトップ	90	80	11,000
サンドラブグラス	70	65	3,500
チモシー	99	85	2,710
リードキャナリーグラス	96	60	1,200
マウンテンブROOM			300 三原進
サブタレミアンクローバ	99	90	150
ホワイトクローバ	96	90	1,500
ラジノクローバ			1800 林業試験場
レッドクローバ			720 林業試験場

(新田伸三、小橋澄治 1968)

出典:「治山技術基準解説 総則・山地治山編」 林野庁監修 平成 21 年 4 月発行

表 8-3-13 木本植物の発芽率、粒径等 (参考)

種名	発芽率 (%)	単位粒数 (粒/g)	備考
エニシダ	40~70	9~10	外来
イタチハギ (クロバナエンジュ)	50~90	3~4	〃
マルバハギ	40~80	14~15	在来
ヤマハギ	50~80	15~16	〃
アキグミ	40~60	5~6	〃
オオバヤシャブシ	20~60	70~80	〃
ヤシャブシ (ミネバリ)	30~60	75~80	〃
ヒメヤシャブシ (ハゲシバリ)	20~50	100~110	〃
ヤマハンノキ	40~60	130	〃
ミヤマハンノキ	30~50	70~75	〃
シモツケ	10~20	800~850	〃
ウツギ	10~15	1,500~1,600	〃
タニウツギ	40~70	400~450	〃
オオシマザクラ		森0.79	〃
アカマツ	30~60	10~12	〃
クロマツ	20~50	8~10	〃

(注) 北村文雄、堀江保夫 (1975)、森は森林家必携 (1965) による。

出典:「治山技術基準解説 総則・山地治山編」 林野庁監修 平成 21 年 4 月発行

(4) 植生基盤工

植生基盤工は、急傾斜地や高標高の山腹斜面で表土の厚さが薄い場合に、植生基盤を造成して植生を導入する工法である（図 8-3-23 参照）。

使用する工法によって、客土吹付工、厚層基材吹付工、植生マット工、植生布袋工、植生ネット工等に分けられる。

- ① 客土吹付工は、種子と肥料を混ぜた土を斜面に吹付ける工法であり、比較的緩傾斜面で土層が保持できる箇所に用いられる。
- ② 厚層基材吹付工は、植物を生育させるための培地、すなわち生育基盤材に種子と肥料を混ぜて、大型吹付機械で斜面に吹付ける工法である（図 8-3-24 参照）。
- ③ 植生マット工は、厚層基材吹付工の生育基盤材、種子および肥料をマットまたはシートとして製作し、直接のり面にアンカーで張り付ける工法である（図 8-3-25 参照）。
- ④ 植生袋工は、合成樹脂製の袋の中に草木の種子と肥料を入れたものをのり面に並べる工法である。法枠工と併用して用いることが多い。
- ⑤ 植生ネット工は、金網の代わりに合成樹脂製のネットを利用し、ネットに草木の種子や肥料を取り付ける工法である。比較的緩傾斜面に用いられる。

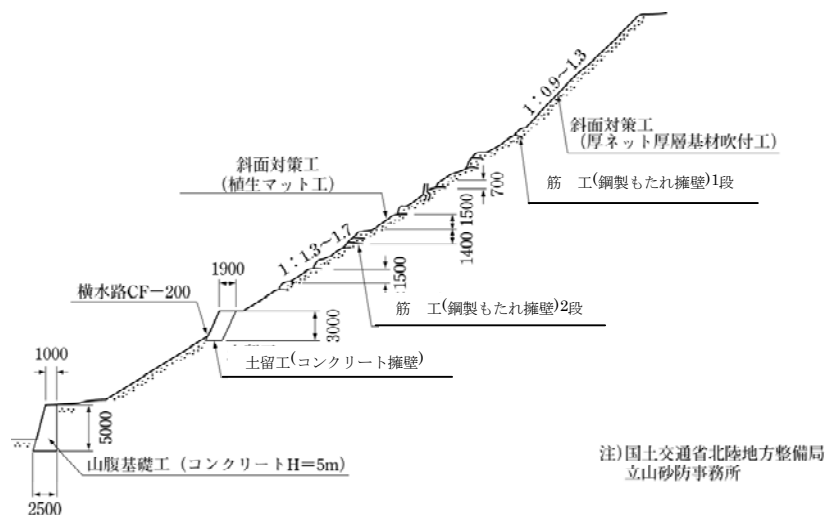


図 8-3-23 植生基礎工を主とした山腹工（施工例）

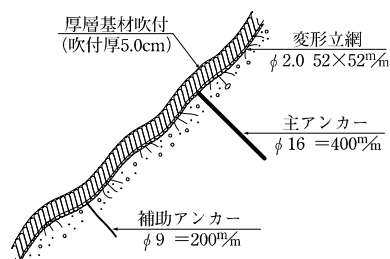


図 3-5-24 厚層基材吹付工（例）

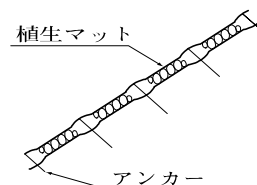


図 3-5-25 植生マット工

(5) 植栽工

植栽工は、樹木の苗木を直接地山に植え込んで緑化を図る工法である。

表 8-3-14 主要山腹砂防用樹木類

種名	適応性	造林方法	特性							
			活着力	根系の発達	耐瘠悪性	耐乾性	耐湿性	耐寒暑	耐陰性	耐酸性
アカマツ	潮風に弱いため内陸に用いる	植栽、播種	良	良	大	大	小	大	小	—
クロマツ	最も一般的である	同	良	良	大	大	中	大	小	—
ハンノキ	乾燥に強い	植栽	良	良	大	大	大	大	小	大
ヤマハンノキ	高冷地に適する	同	良	良	大	大	大	大	中	大
ウツギ	崩壊地、乾燥地に適する、成長が早い	植栽	良	良	大	大	大	大	小	大
カエデ	岩盤、傾斜に強い、耐寒、雪、陰性が大	植栽、播種	良	良	大	大	大	大	中	—
ヤシヤブシ	崩壊地に適する、成長が早い	植栽	良	良	大	大	小	大	中	大
ナラ	土壌が選ばず、寒さに強い	同	良	良	大	大	大	大	小	—
ツツジ	傾斜に強い、耐寒、雪性が大	同	良	良	大	大	大	大	中	—
イタチハギ	適応性が最も高い	(さし木、枝まき、播種)	良	良	大	大	小	大	小	中
ヤマモモ	暖地に適する	植栽	不	良	大	大	小	中	大	大
ヤマハギ	瘠地、乾燥地、硬質地でよく生育する	同	良	不	大	大	小	大	小	—

- ① 周囲の自然環境を考慮し、乾燥地、瘠悪地に耐えるもの、根系の発達が旺盛で速やかに大地に固定するもの、萌芽力の旺盛なもの、諸種の害（病虫害、寒気、干害、温度変化）に対して抵抗力の大きいものを用いる。
- ② 植栽工に用いる樹木は、表 8-3-14 を標準とする。
- ③ 植栽本数は原則として、土地堆積地区等の土壌条件の比較的良好な地区では、1ha 当たり 3000～5000 本、地山露出地区では 1ha 当たり 8000～12000 本とする。
- ④ 植栽にあたっては、原則として施肥を行う。

(6) 等高線壕(ごう)工 [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] 第 3 章 7.12]

等高線壕工は、とくしや地等の荒廃地に等高線に沿った溝を設け、斜面に降った雨水、雪等を山腹に滞留、吸収させ、草木の生長を可能ならしめて土砂の流出を防止する工法である。

- ① 溝は等高線に沿って水平に掘るものとし、間隔は 6～12m を標準とする。溝には 6～12m 間隔で間仕切土堤を設けるものとし、その堤高は谷側の溝の土堤より 10cm 程度低くする。溝の断面は山腹の傾斜、表土の状態を考慮し、貯留水が越流しないよう十分な断面とする。
- ② 溝が比較的大規模な (0.6×0.6m 以上) 谷を横断する場合は、溝の横断前後に谷側の堤防と同高の間仕切堤を設けることを標準とする。

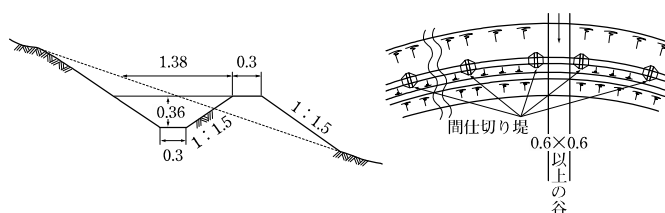


図 8-3-26 等高線壕工 (例)

(7) 保育工 [砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法]

保育工は、山腹工施工後の植生状況が良好になるよう実施する。

- ① 植栽後主木が被圧されたり、肥料切れを起こしたり、病虫害に侵される場合は、間伐、追肥等を行う。
- ② 山腹工は、他の砂防工事と異なり活物を主材料として、安定した森林を造成することが目的となるので、工事を実施した後の活物の生長に対して十分に保育する。
- ③ かつて施工された山腹工で、生長の思わしくない林地においては土の膨潤化、追肥、裸地、斜面の侵食防止を図る。

3-6 山腹斜面補強工の設計

山腹斜面補強工は、斜面安定性の向上を図る抑制工および構造物のもつ抑止力によって斜面の安定性を図る抑止工を適切に組み合わせて、崩壊地の拡大防止を達成するよう設計する。

設計にあたっては、「河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕第5章 急傾斜地崩壊防止施設の設計」および「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編」に準ずるものとする。



昭和 61 年時



平成 14 年時

大谷崩山腹工の状況（昭和 58 年着手）

3-7 山腹斜面における流木対策施設

(1) 流木流出現象

山腹斜面に流木対策施設を設置する場合は、土砂の生産および過去に倒木となり堆積した木の流出を対象現象とするものであるから、設計においては土石流量および洪水流量等は設定しない。

(2) 流木捕捉工の設計

流木捕捉工の安定性の検討に当たっては、透過部が閉塞され上流に流木および土砂が堆積した状態を想定して設計する。

山腹斜面における流木捕捉工は、過去に発生した倒木を対象とすること、斜面では土石流および洪水が集中して流下することがないこと等の理由から、設計荷重は堆砂圧だけを考慮し、全体および部材の安定性を検討する。

(3) 流木発生抑止工の設計

流木発生抑止工は急傾斜地崩壊防止施設に準じて設計する。

第4編

砂防基本計画(土砂・洪水氾濫対策計画編)

第1章 総説

1 計画の基本

土砂・洪水氾濫対策計画については、「河川砂防技術基準 計画編 平成 31 年 3 月改定版」（以下、「河川砂防技術基準」という）に準じて策定することを基本とする。

また、これに加えて本設計要領に示される中部地方整備局管内での運用を踏まえるものとし、目的、流域状況（自然・社会環境等）、対策計画、合理性等を勘案した計画を行う。

本編の記載構成については、箱書き文については「河川砂防技術基準」に示される内容を示しており、中部地方整備局管内での運用、補足に関する内容については、それ以降に続けて記載している。

ただし、土砂・洪水氾濫対策計画、いわゆるこれまで水系砂防として取扱われてきた計画については、流域特性を反映し、地形、土砂・流木流出の条件等により多様な検討方法が考えられ、一概に規定の考え方とせず、適宜、適切に対応することが必要である。運用、補足説明については、基本的な考え方、これまで管内運用をしてきた内容を一部示すものであり、基本的な事項ではあるが、これに必ずしも規定されることはないことに留意する。

2 砂防基本計画に関する基本的な事項

砂防基本計画は、流域等における土砂の生産及びその流出による土砂災害を防止・軽減するため、計画区域内において、土砂災害を引き起こすような有害な生産・流出土砂を合理的かつ効果的に処理するよう策定するものとする。砂防基本計画は対象流域等における様々な形態、時間スケールの災害を引き起こす計画規模内のあらゆる土砂流出現象を対象とする。

砂防基本計画には、災害を引き起こす現象、現象が生じる時間スケール、保全対象の位置などの対策の目的に応じ、

- A. 短期（一連の降雨継続期）土砂・流木流出による土砂災害を防止・軽減するための計画（短期土砂・流木流出対策計画）対策計画
- B. 中期（土砂流出活発期）土砂流出による土砂災害を防止・軽減するための計画（中期土砂流出対策計画）対策計画
- C. 長期（土砂流出継続期）土砂流出による土砂災害を防止・軽減するための計画（長期土砂流出対策計画）対策計画
- D. 火山砂防地域における土砂災害対策計画（火山砂防計画）
- E. 深層崩壊・天然ダム等異常土砂災害対策計画

に細分されるものとする。

砂防基本計画と現象が生じる時間スケール、保全対象の位置などの対策の目的の関係は、図 2.1.1 に示すとおりである。

		保全対象の位置			
		土石流危険渓流等 にある保全対象	扇状地・谷底平野 にある保全対象	沖積平野にある 保全対象	貯水池
対象とする期間	短期 (一連の降雨)	A. 短期(一連の降雨継続期)土砂流出による土砂災害対策計画			
		A-2. 土石流・流木 対策計画	A-1. 土砂・洪水氾濫対策計画		A-3. 土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策計画
		E. 深層崩壊・天然ダム等異常土砂災害対策計画			
中期 (数年まで)		B. 中期(土砂流出活発期)土砂流出対策			
長期 (10年以上)		C. 長期(土砂流出継続期)土砂流出対策			

図 1-1-1 砂防基本計画と現象が生じる時間スケール、保全対象などの対策の目的の関係
(火山砂防地域における土砂災害対策計画は除く)

対象とする現象が生じる時間スケールは短期、中期、長期の3期間に細分され、それぞれ、

- ・短期は、計画規模の現象が発生する一連の降雨継続期間
- ・中期は、短期の降雨により生産された土砂がその後の降雨により特に活発に移動する期間（流出土砂量が定常状態に落ちつくまでの数年間）
- ・長期は、流出土砂量が短期土砂・流木流出を引き起こした降雨イベントの前に比べて定常的に流出土砂量が活発な状態が継続する期間（十年以上の期間）

とし、短期、中期、長期において対象とする土砂流出のイメージは図 2. 1. 2 に示すとおりである。

上記A～Eの5つの計画は、発生する災害の現象、対策の目的によっては、地域的に重なり合うことがある。このような場合は、発生する災害の現象等に応じ、計画として分けて策定するが、各々の計画間の整合が図られるよう相互調整を行う必要がある。

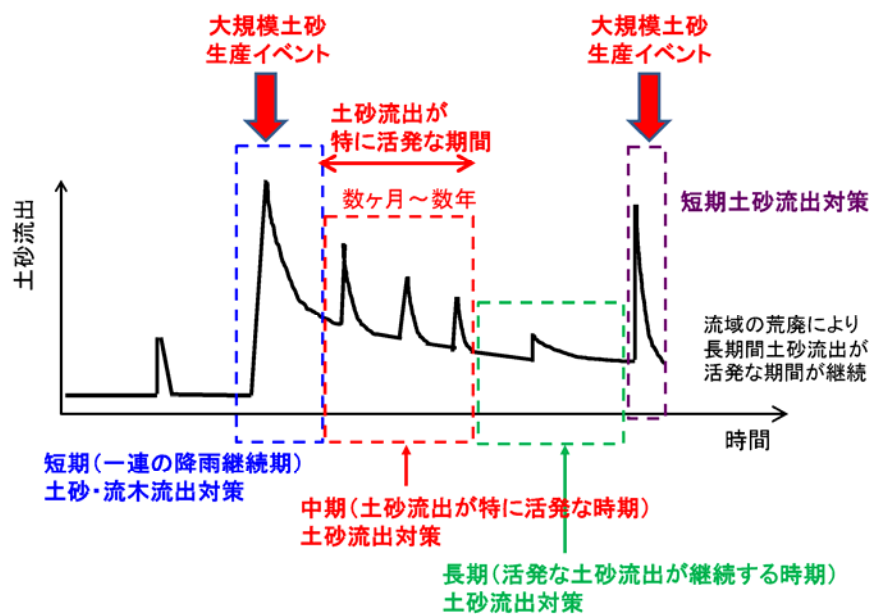


図 1-1-2 短期、中期、長期で対象とする土砂流出のイメージ

(出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」)

上記のように、砂防計画は災害を引き起こす現象、現象が生じる時間スケール、保全対象の位置などの対策の目的に応じ、A～Eの5分類よりなる。

従来の水系砂防計画については、

(短期) --- 「A-1 短期(一連の降雨継続期) 土砂・洪水氾濫対策計画」

「A-3 短期(一連の降雨継続期) 土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策計画」

(中期) --- 「B 中期(土砂流出活発期) 土砂流出対策」

(長期) --- 「C 長期(土砂流出継続期) 土砂流出対策」

となる。

第2章 短期(一連の降雨継続期)土砂・洪水氾濫対策計画

1 総説

土砂・洪水氾濫対策計画の策定に当たっては、計画規模の土砂移動現象が発生しうる一連の降雨による土砂・洪水氾濫によって、被害が生じるおそれのある扇状地、谷底平野、沖積平野等に位置する保全対象を抽出・設定し、有害な土砂を合理的かつ効果的に処理するための土砂処理計画を策定することを基本とする。

(出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」)

2 計画規模

土砂・洪水氾濫対策計画における対象降雨による計画規模の決定に当たっては、既往の災害等における土砂移動現象の発生状況などを勘案し設定することを基本とする。

対象降雨は保全対象ごとに降雨の量、時間分布及び空間分布の3要素について定めることを基本とする。なお、既往災害から決める場合であって、複数の対象降雨が候補となる場合、複数の降雨条件について解析を行うことを基本とする。

(出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」)

計画規模は、水系ごとに既往の災害、計画区域等の重要度、事業効果等を総合的に考慮して定めるものとし、一般には対象降雨の降雨量の年超過確率で評価して定めるものとする。

3 保全対象・計画基準点等

土砂・洪水氾濫対策計画では、計画規模の土砂移動現象が発生しうる一連の降雨による土砂・洪水氾濫で被害が生じるおそれのある主たる保全対象を抽出・設定することを基本とする。

計画基準点は、土砂・洪水氾濫対策計画で対象とする計画区域の最下流地点又は河川計画との関連地点、保全対象の上流地点、土砂の生産が見込まれる地域の最下流地点などに設けるものとする。

なお、土砂の移動形態が変わる地点、支川内の保全対象の上流地点、本川と支川との合流点等の土砂移動の状況を把握する必要がある場合には、複数の地点に補助基準点を設けるものとする。

(出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」)

計画基準点は、砂防基本計画で扱う土砂量等を決定する地点である。

- ① 計画基準点は、砂防計画で対象としている計画区域の最下流地点又は河川計画との関連地点、保全対象の上流地点、土砂の生産が見込まれる地域の最下流地点などに設ける。
- ② 砂防基本計画を明確にするため、また計画区域全体の土砂処理計画の整合を図るため、計画基準点は地域の特性が十分表現できるような地点に設ける必要がある。
- ③ なお、土砂の移動形態が変わる地点、支川内の保全対象の上流地点、本川と支川との合流点等の土砂移動の状況を把握する必要がある場合には、補助基準点を設けるものとする。
- ④ 流木処理計画においては、上記の他、別途、橋梁部、河道の屈曲、狭窄部等の地形条件や、氾濫、保全対象の位置等を踏まえ、流木対策上の補助基準点等を設ける。

4 計画で扱う土砂量

土砂・洪水氾濫対策計画では、計画で扱う土砂量として計画生産土砂量と計画流出土砂量を設定することを基本とする。

計画生産土砂量は、計画区域の現況調査資料、既往の災害資料、類似地域の資料等を用いて過去の実績に基づき経験的に設定する手法と、数値計算など解析的に設定する手法若しくはそれら両者を組み合わせた手法を適切に選択し、設定することを基本とする。

計画生産土砂量を設定するに当たっては、土砂の量及び質（粒径）、土砂生産の形態、生産される場所、発生タイミングを想定した上で設定することを基本とする。

計画流出土砂量は、流出解析、河床変動計算によって設定することを基本とする。

なお、生産土砂量に関する調査については、河川砂防技術基準（調査編）の「砂防調査」を参考にする。

（出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防（土砂災害等対策）計画」）

4-1 計画生産土砂量

計画生産土砂量とは、山腹および溪岸における新規崩壊土砂量、既崩壊拡大見込み土砂量、既崩壊残存土砂量のうち崩壊等の発生する時点で河道に流出するものおよび溪床等に堆積している土砂量のうち2次侵食を受けるものをいう。

計画生産土砂量は、計画基準点ごとに、その上流流域を対象として、土砂の生産形態別に、流域内に生産抑制のための施設が無い状態で算定する。

また、土砂の生産形態別に対象区域内のその母体となる土地面積等を調査しながら、以下の点を参考として数値計算・解析に適切に反映させる等、留意する。

- ・豪雨型小規模崩壊では山腹面積に豪雨時等における既往の新規崩壊面積比、平均崩壊深、河道流出率、土量の変化率を乗じて算出する。
- ・とくしゃ地など崩壊地では、その面積と土砂流出の実測資料により算出する。
- ・河床堆積土砂の2次侵食では現堆積状況と既往の土砂災害等での河床変動資料により算出する。
- ・地すべり型大規模崩壊では地すべりの前兆的微地形、亀裂の分布等から推定される範囲および類地の崩壊深、河道流出率、土量の変化率により算出する。

4-2 計画流出土砂量

計画流出土砂量とは、計画生産土砂量のうち土石流または計画規模の降雨による流水の掃流力等により運搬され計画基準点に流出する土砂量であって、既往の土砂流出、流域の地形、植生状況、河道の調節能力等を考慮して定めるが、流出解析、河床変動計算によって設定する。

また、以下の点について留意する。

- ①土石流区域における計画流出土砂量は、「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本的事項 5 計画で扱う土砂量・流木量等」によるものとする。
- ②掃流区域で、地すべり型大規模崩壊の発生が予想されない場合は、次の値を参考とする。

表 2-4-1 掃流区域の流出土砂量参考値

地質分類	流出土砂量 (m ³ /km ² /1 洪水)
花崗岩地帯	45,000～ 60,000
火山噴出物地帯	60,000～ 80,000
第 3 紀層地帯	40,000～ 50,000
破碎帯地帯	100,000～125,000
その他の地帯	20,000～ 30,000

注 1) 標準流域面積 10km²、年超過確率 1/50 の場合であり、1/100 の場合は 1.1 倍とする。

注 2) 流域面積が標準の 10 倍の場合には数値は 0.5 倍、1/10 倍の場合は 3 倍程度として用いることができる (建設省河川局砂防部調べ)。

5 土砂処理計画

土砂・洪水氾濫対策計画における土砂処理計画は、生産土砂量の調査、流出解析、河床変動計算、氾濫解析に基づき策定することを基本とする。

(出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第 3 章 砂防(土砂災害等対策)計画」)

土砂・洪水氾濫対策計画は、土砂処理の対象となる土砂量を合理的かつ効果的に処理するために策定するものである。

土砂処理計画は、それぞれ土砂生産抑制計画、土砂流送制御計画からなり、これらの計画はいずれも相互に関連するものである。

土砂処理計画の策定にあたり、当該計画基準点 (あるいは補助基準点) において、土砂生産抑制計画に必要な計画生産抑制土砂量と、土砂流送制御計画に必要な計画流出抑制土砂量及び計画流出調節土砂量を定めるが、生産土砂量の調査、流出解析、河床変動計算、氾濫解析に基づき策定する。

すなわち、土砂処理計画の目標は、単に生産・流出土砂量すべてに対して 0 とするのではなく、河床変動計算、氾濫解析に基づき合理的に土砂処理効果が発揮できるものとする。

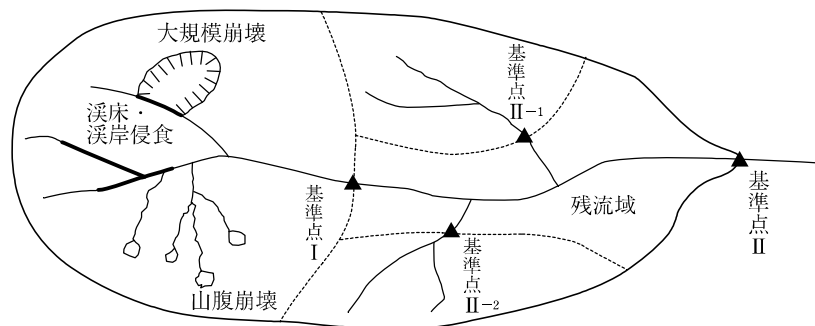


図 2-5-1 砂防基本計画系統図

6 土砂生産抑制計画

土砂・洪水氾濫対策計画における土砂生産抑制計画は、生産土砂量の調査、流出解析、河床変動計算、氾濫解析により、砂防設備による土砂生産抑制効果の保全対象への影響・効果を評価して定めることを基本とする。

また、砂防設備による土砂生産抑制効果については、砂防設備の規模及び地形、地質、植生の状況並びに地盤の安定状況などの調査により定めることを基本とする。

(出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」)

土砂生産抑制計画は、降雨等による山腹の崩壊、地すべり、溪床・溪岸の侵食等を砂防施設で抑制することによって、土砂生産域の荒廃を復旧するとともに、新規荒廃の発生を防止し、有害な土砂の生産を抑制するための計画である。

計画の策定にあたっては、土砂生産域の状況、土砂の生産形態、土砂の流出形態、保全対象等を考慮し、計画生産抑制土砂量を山腹工、砂防堰堤等に合理的に配分する。

7 土砂流送制御計画

土砂・洪水氾濫対策計画における土砂流送制御計画は、流出解析・河床変動計算・氾濫解析により、砂防設備による保全対象への影響・効果を評価して定めることを基本とする。

(出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」)

土砂流送制御計画は、捕捉・調節機能を有する砂防設備によって有害な土砂の流出を制御し、無害であり、かつ下流が必要としている土砂を安全に流下させるための計画である。

計画の策定に当たっては、土砂の流出形態、土砂量・粒径、保全対象、地形、河床勾配、河道等の現況等を考慮して、計画流出抑制土砂量、計画流出調節土砂量を砂防堰堤等に合理的に配分するものとする。

また、以下の点に留意し、流出解析・河床変動計算・氾濫解析に反映し評価する。

- ・土砂流送制御計画は、河道を対象に策定する。
- ・計画流出抑制土砂量には、砂防堰堤等の施設に固定的に貯留できる土砂量のうち未堆砂の容量を見込む。除石工を計画する場合には、除石により未堆砂となった容量を見込むことができる。
- ・計画流出調節土砂量には、一般に砂防堰堤等の施設に固定的に貯留された土砂の安定勾配と洪水時に想定される土砂の堆砂勾配との間の量を見込む。
- ・透過型砂防堰堤の設置等により、土砂捕捉・調節機能の増大を図った場合には、その効果量を適切に評価する。

8 砂防堰堤における計画流出抑制量・計画流出調節量

8-1 基本的な考え方

土砂・洪水氾濫対策計画における型式別の砂防堰堤の計画流出抑制量・計画流出調節量の基本的な考え方を次項以降に示すが、土砂処理計画が数値計算(河床変動計算、氾濫計算等)によるため、一概に施設毎の効果はこれにより定量的に算出されるわけではない。

河道、氾濫等の場の条件や土砂粒径、時系列による降雨・流出量、施設の配置等の様々な要因により、数値計算にて各施設効果が多様に決定されることに留意する必要がある。

8-2 不透過型砂防堰堤の計画流出調節土砂量

(1) 堆砂勾配

堆砂の安定勾配、および洪水勾配は、現地の溪流の状況や近隣の類似流域における値を参考にし、定めるものとするが、具体的な数値計算にて時系列に設定されるものである。

(2) 計画流出調節土砂量

不透過型砂防堰堤の調節土砂量は、堆砂の安定勾配 (i_1) と洪水勾配 (i_e) との間の堆砂容量で定める(図 2-8-1 参照)。一般には、計画貯砂能力の 10~20%程度としている。

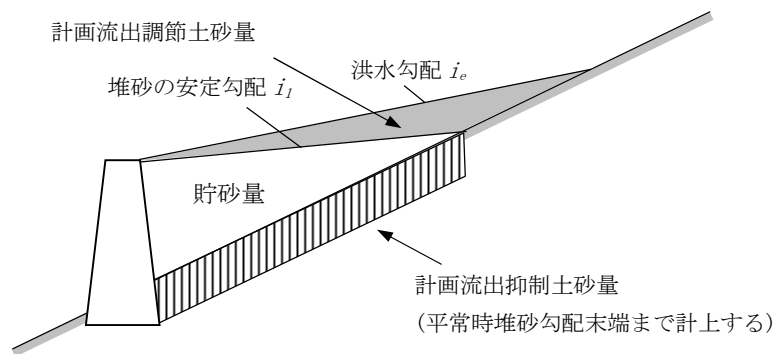


図 2-8-1 不透過型砂防堰堤の計画流出抑制土砂量・計画流出調節土砂量

8-3 透過型砂防堰堤の計画流出調節土砂量

(1) 堆砂勾配

- 出水時前半からピークにかけて堰上げが生じると、堆砂区間内に水中安息角 $\theta = 30^\circ \sim 35^\circ$ で砂防堰堤上流側から堆砂肩が形成される。
- 堆砂肩の前面は砂防堰堤の上流側に達し、上流に向けて現溪床の 1/2 勾配で堆砂面が形成される。

(2) 計画流出調節土砂量として評価する土砂量

- 洪水後半に堰上げが解消すると堆砂肩が崩れて土砂は高濃度で堰堤から流出する。
- 堰堤から流出する土砂は、下流の溪流の土砂輸送能力が小さく、流量も小さい場合には堰堤下付近に堆積する。そこで、洪水後半に堰堤から流出し、堰堤の下流付近へ堆積する土砂量も透過型砂防効果と考え、堰上げが生じているときの最大堆砂時の土砂量を計画流出調節土砂量として評価する(図 2-8-2 参照)。

c. 計画流出調節土砂量の算出

既往の水理実験によれば、堆砂肩の高さは次式によって求めることができる。

$$Z_s = \left\{ \frac{F_r^2}{2} \left(\frac{1}{\sqrt[3]{r^2}} - 1 \right) + \frac{\sqrt[3]{r}}{r} - 1 \right\} \left(\frac{n \cdot Q}{B_s \cdot \sqrt{i}} \right)^{0.6} \quad \text{----- (式 2.8.1)}$$

ここに、 Z_s : 堆砂の高さ (m)

F_r : 堆砂肩位置での等流水深に対するフルード数

γ : 流水幅縮小率 (= B_d / B_s)

B_d : 堰堤地点での流れの幅 (m)

B_s : 堆砂肩位置での流れの幅 (m)

i : 計画堆砂勾配

n : マニングの粗度係数

Q : 計画洪水流量 (m³/s)

d. 計画流出抑制土砂量

土砂調節のための透過型砂防堰堤で、透過部断面の底面の高さが、最深溪床高よりも高い部分については、計画流出抑制土砂量を評価する。この場合、洪水時勾配にて一旦貯留した土砂は1出水中の後期に流出してしまうため、計画流出抑制量は計画堆砂勾配以下の部分については見込まない。また、透過部断面の底面高さが溪床と同じ高さである場合は評価しない。

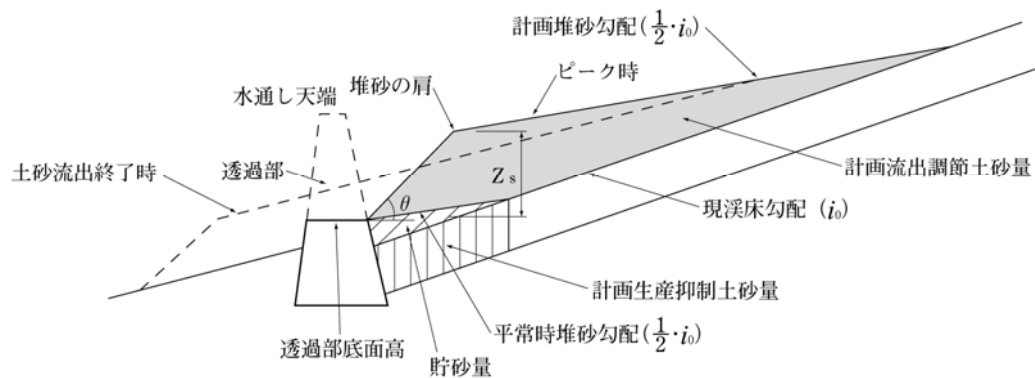


図 2-8-2 透過型砂防堰堤における計画流出抑制土砂量・計画流出調節土砂量

8-4 連続するコンクリートスリット砂防堰堤の計画流出調節土砂量

水理模型実験もしくは数値計算に基づいて評価するものとし、洪水前の河床と出水期間中の河床を比較し、その最大堆積量とする。

9 環境保全との調整

環境保全との調整は「第1編 総則 6-4 溪流環境整備計画の策定について」によるものとする。

10 砂防施設計画

10-1 砂防施設とその機能

主な砂防施設配置計画と砂防の工種は次のとおりとなる。

表 2-10-1 主な砂防施設配置計画と砂防の工種

砂防施設配置計画の区分	土砂生産・流送の場	砂防の工種
土砂生産抑制施設配置計画	山腹	山腹基礎工,山腹緑化工,山腹斜面補強工,山腹保育工
	渓床・渓岸	砂防堰堤,床固工,帯工,護岸工,溪流保全工
土砂流送制御施設配置計画	溪流・河川	砂防堰堤,床固工,帯工,護岸工,水制工,溪流保全工,導流工,遊砂地工

10-2 溪流保全工の実施順序

溪流保全工は、上流からの土砂の流下を十分防止する設備ができた後に着手することが原則である。溪流保全工の実施に際しては溪流上流部の荒廃状況を検討しなければならない。

(1) 上流部が荒廃している場合

- a. 砂防工事が未施行 ---- 溪流保全工の着手には時期が早すぎる。
- b. 砂防工事が施工中 ---- 上流の砂防工事が計画流出土砂量に対し、原則として 50%以上（土砂生産抑制、流出土砂抑制・調節量を含める）完了した後に溪流保全工を実施するものとする。
- c. 砂防工事施工済み ---- 溪流保全工の実施可

ただし、小規模な溪流で谷出口基幹堰堤など単基施設で土砂整備率が 100%確保でき、かつその取り付けにおいて短い区間でのすり付け目的の溪流保全工設置を行う場合で、かつ短期間での同時施工としたほうが施工上優位となる場合などにおいては、保全対象や溪流荒廃状況を十分に考慮した上でこの限りでない。

(2) 上流部の荒廃が比較的少ない場合

下流部の屈曲あるいは乱流がはなはだしく、侵食の著しい場合は、溪流保全工の計画を必要とすることが多いが、この場合も今後の荒廃に対処するため、上流の砂防工事が計画流出土砂量に対し原則として 50%以上完了した後に溪流保全工を計画する。

第3章 短期(一連の降雨継続期)土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策計画

1 総説

土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策計画は、土砂・洪水氾濫対策計画を策定する流域のうち、流木の発生・流出による被害が予想される流域を対象に、流木を砂防設備等により合理的かつ効果的に処理するよう定めることを基本とする。

(出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」)

2 計画規模

土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策計画の計画規模は、流域の特性、過去の降雨特性、当該溪流における過去の土砂移動現象の発生状況等を総合的に考慮して、土砂・洪水氾濫対策計画と整合するように定めることを基本とする。

(出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」)

3 保全対象・計画基準点等

土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策計画で対象とする保全対象は、土砂・洪水氾濫時に流出する流木によって被害が生じるおそれのある扇状地、谷底平野、沖積平野等に位置する人家、インフラ、ライフライン等のほか、流木が橋梁、ボックスカルバート等を閉塞させて生じる土砂・流木等の氾濫範囲に位置する人家、インフラ、ライフライン等である。

流木の流出を抑制することにより、橋梁の流失による交通途絶、ダム等の構造物機能の低下や港や海岸への流木の集積による被害の防止に資する場合は、これらの公共施設も保全対象とする。

土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策計画の計画基準点は、一般に保全対象のある地域の上流に設けるものとし、土砂流出対策の施設を有効に活用した流木対策施設の配置とするため、土砂・洪水氾濫対策の計画基準点等と同一の地点とすることを基本とする。

(出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」)

4 計画で扱う流木量

土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策計画で扱う流木量として計画発生流木量、計画流出流木量を設定することを基本とする。

計画発生流木量および計画流出流木量は、対象区域の現況調査資料、既往の災害資料、類似地域の資料等を用いて定めることを基本とする。

算定にあたっては、河川砂防技術基準調査編の「流域・水系における流木調査」を参考にする。
なお、伐木、用材の流出等、人為的に発生したものは計画の対象に含めない。

(出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」)

計画発生流木量および計画流出流木量の算出にあたっては、「河川砂防技術基準 調査編 第17章 砂防調査 第9節 流域・水系における流木調査」のほか、以下を参考とする。

4-1 計画発生流木量

発生流木量とは、流木対策計画で扱う計画流木量算定の基礎となる流木量で、山腹斜面崩壊や土石流の発生・流出に伴って山腹や溪岸などから発生・流出する流木量を指す。

流木発生量は、計画基準点ごとにその上流域を対象として、流域内に流木発生抑制のための砂防施設(流木発生抑制工)がない状態で算出する。

水系砂防計画における発生流木量は、土石流・流木対策計画と同様に現地サンプリング調査等から、山腹や溪岸・溪床に現存する立木を起源として発生する流木量(V_{ga})に、河道に堆積している流木・倒木を起源として発生する流木量(V_{gb})を加えて算出する。

特に、立木を起源として発生する流木は、斜面崩壊の発生、侵食との関連性を踏まえ設定する。

$$V_g = V_{ga} + V_{gb} \quad \text{----- (式 3.4.1)}$$

ここで、 V_g : 計画流木発生量(m^3)

V_{ga} : 山腹や溪岸・溪床に現存する立木を起源として発生する流木量(m^3)

V_{gb} : 流木・倒木を起源として発生する流木量(m^3)

4-2 計画流出流木量

計画流出流木量は、流木発生量のうち土石流または流水により運搬されて計画基準点に流出する流木量を指す。

水系における流木対策計画には許容流木量の概念は導入されておらず、また流出調節の概念もない。計画流木量は、流域内に流木の発生抑制、捕捉のための砂防施設がない状態で算出する。

計画流出流木量は、山腹、溪岸の立木を起源とする流木と河道内に現存する流木・倒木を起源とする流木量に流木流出率を乗じて算出する。

$$V = f \times (V_{ga} + V_{gb}) \quad \text{----- (式 3.4.2)}$$

ここで、 V : 計画流出流木量(m^3)

f : 流木流出率(0.8~0.9程度。ただし、富士山火山砂防地域を除いて土石流区域は0.9とする)

5 流木処理計画

土砂・洪水氾濫時に流出する流木の対策計画における流木処理計画は、計画流出流木量の流木の流出によって生じる被害を防止・軽減するためを砂防設備等により合理的かつ効果的に流木を処理するよう定めることを基本とする。

なお、計画の策定に当たっては、土砂・洪水氾濫対策における土砂処理計画、土石流・流木処理計画と整合を図ることを基本とする。

(出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」)

5-1 計画の基本

流木処理計画は、水系砂防計画、土石流対策計画等において定めた計画土砂量等を踏まえ、土砂処理計画と整合を図り、砂防設備等を適切に配置し、合理的かつ効率的に処理するよう計画するものとする。

流木対策には、大きく流木の発生防止を目的とするものと、発生した流木を河道で捕捉し下流への流出を防止するものがある。流木対策計画では、それぞれの土砂の発生やその流出形態に応じた流木の挙動を考慮し、土砂・洪水氾濫対策計画、土石流対策計画等における施設と整合を図り、計画を策定する必要がある。

流木処理計画にあたっては、流木対策上の補助基準点等における流木流出量を設定し、流木対策施設の配置により適切に処理するものとする。

なお、流域において森林等の状況が大きく変化した場合には、必要に応じて、計画で対象としている流木量の見直しを行い、流木処理計画を改定する。

5-2 流木対策施設配置計画

流木対策施設配置計画は、流木対策計画に基づき、土砂の生産・流送に伴い流木が発生、流下する区間において、土砂の発生やその流下形態に応じた流木の挙動を考慮し、計画流木量に応じて、流木対策施設を適切に配置するように策定するものとする。

流木対策施設は、大別して、流木の発生防止を目的とする流木発生抑制施設と発生した流木を溪流などで捕捉し、下流への流出防止を目的とする流木捕捉施設からなる。

なお、流木対策施設は、土砂生産抑制施設配置計画、土砂流送制御施設配置計画などで配置する砂防設備との整合を図るものとする。

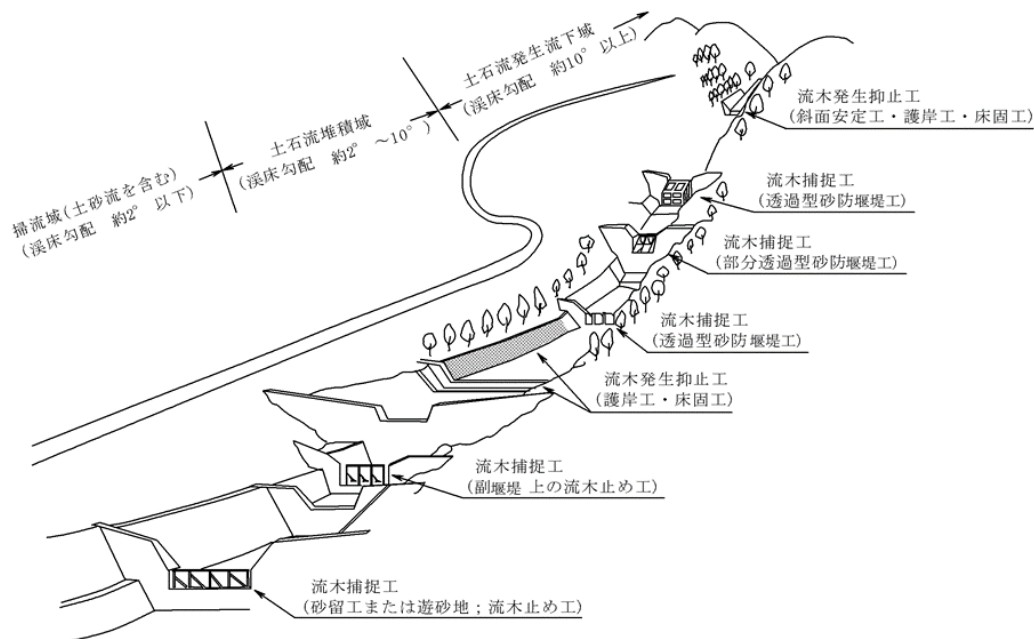


図 3-5-1 流木対策施設の種類

6 対策施設

6-1 流木発生抑制施設

流木発生抑制施設は、山腹、溪岸・溪床などを保護して土砂の生産を防止することにより、土砂とともに流出する流木の発生を防止・軽減する施設であり、土砂及び流木の発生源に計画するものとする。

流木発生抑制のための施設には、主に崩壊地などの流木・土砂の生産源地域に設ける山腹保全工等、土石流が発生、流下する区間に設ける山腹保全工、砂防堰堤、床固工、護岸工等、及び主に溪流の土砂が掃流形態で運搬される区間に設ける溪流保全工、護岸工等がある。

6-2 流木捕捉施設

流木捕捉施設は、土砂とともに流出する流木を捕捉する施設であり、倒木が堆積した山腹の斜面、あるいは土砂及び流木の流下する溪流において計画するものとする。なお、土石流区間と掃流区間とは、施設の捕捉機能に違いがあることに留意し計画する。

流木捕捉施設は、土石流区間では土砂と流木を一体で捕捉するが、掃流区間では流木を土砂と分離して捕捉する。

流木捕捉のための施設には、山腹等に堆積した倒木が溪流に入るのを防止するために山腹に設

ける流木止め工、土石流区間に設ける透過型砂防堰堤、部分透過型砂防堰堤等、また、掃流区間での不透過型砂防堰堤の副堰堤や遊砂地工下流端などに設置される流木止工、透過型砂防堰堤等がある。

(1) 土石流区間

土石流区間では、土石流・流木処理計画と整合を図ることを基本とし、土砂と流木とを一体として捕捉する流木捕捉工を計画する。工種には、不透過型・透過型・部分透過型砂防堰堤工等がある。土石流区間に流木捕捉を兼ね備えた不透過型、部分透過型、透過型砂防堰堤および副堤に設ける流木止め工のいずれを採用するかは、溪床幅、溪床勾配や最大礫径等の流域特性を踏まえ適切な施設を選定する。

(2) 掃流区間

掃流区間では土砂と流木とが分離して流下するため、これらを別々に捕捉する下記に示す工種の流木捕捉工を計画する。

- a. 不透過型砂防堰堤＋副堰堤等に設置する流木止め工
- b. 透過型砂防堰堤
- c. 砂溜工を含む遊砂地＋流木止め工

なお、工種を選定に関する留意事項を以下に述べる。

- ・ 流木捕捉は、本堤直下に位置する副堰堤や垂直壁の上に流木止めを設けたり、もしくは下流に別に床固工等の透過型の構造物を設置することで行う。
- ・ 掃流区間に位置する不透過型砂防堰堤の流木捕捉能力は0とする。
- ・ 遊砂地、砂溜工の床固上や砂防堰堤の副堰堤上に流木止めを設ける場合は、結果的に工種が部分透過型となる場合がある。

6-3 施設整備量（流木）

施設整備量として、山腹における計画生産抑制流木量、河道における計画生産抑制流木量及び計画流出抑制流木量、計画捕捉流木量を算出する。

6-3-1 計画生産抑制流木量

計画生産抑制流木量は、計画土砂生産抑制量と同様、平常時堆砂区間に存在する立木、倒木で堆砂面内に埋没することで流出が抑制される量を算出する。

すなわち、流木発生抑止工によって結果的に生産が抑制された土砂の上に立っている木は流出しないと考え、計画生産抑制流木量は、計画発生流木量に流木流出率を乗じて算定され、算出した堆砂面内に埋没する立木、流木に流木流出率を乗じたものとなり、下記のように算出する。

$$\begin{aligned} \text{(計画生産抑制流木量)} &= \\ &\quad \text{(対策により崩壊・侵食が抑制される面積に対応する流木発生量)} \times \text{(流木流出率)} \end{aligned}$$

- ・ 護岸工や流路工の場合

$$\begin{aligned} \text{(計画生産抑制流木量)} &= \text{(施工延長)} \times \text{(立木のある崩壊・侵食抑制幅)} \\ &\quad \times \text{(単位面積あたりの材積蓄積量)} \times \text{(流木流出率)} \end{aligned}$$

なお、土石流区間に設置される砂防堰堤の流木発生抑制量は「第2編 第3章 土石流・流木処理計画 6-2 計画流木発生抑制量」を参照とする。

6-3-2 計画捕捉流木量

掃流区間における流木は、土砂と分離し水面に浮いた状態で流下してくる。そのため、不透過型堰堤まで流下してきた流木は、砂防堰堤を越流する流水とともに下流へ流出すると想定される。したがって、不透過型堰堤における流木捕捉量は考慮しない。

ただし、掃流区間で流木の捕捉のみを目的として設置される流木止め工では、図 3-6-1 に示すように流木止め工上流の湛水面積に平均流木径を乗じたものを流木捕捉量として見込むことができる。

なお、土石流区間に設置される砂防堰堤の流木発生抑制量は「第 2 編 第 3 章 土石流・流木処理計画 4-2 計画捕捉流木量」を参照とする。

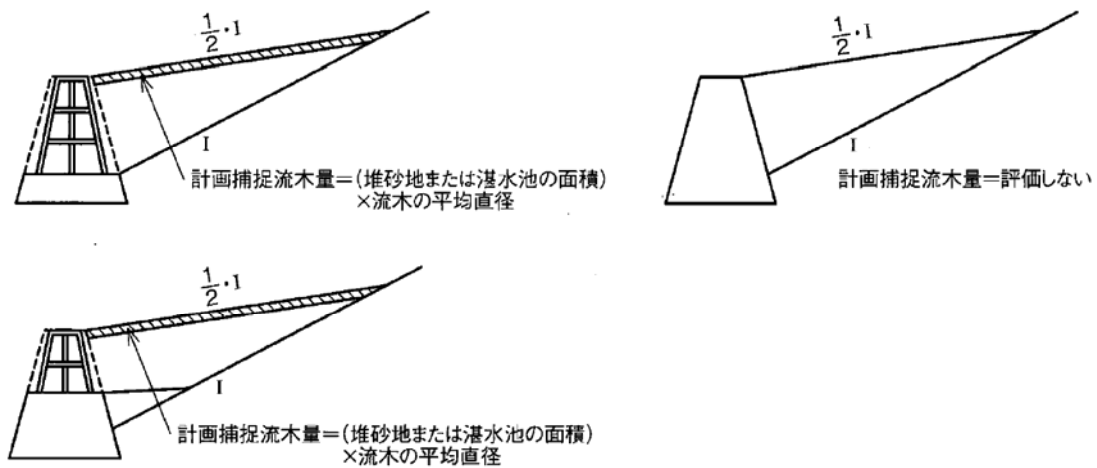


図 3-6-1 掃流区間における流木捕捉量

第4章 中期(土砂流出活発期)土砂流出対策計画

中期は、短期の降雨により生産された土砂がその後の降雨により特に活発に移動する期間（流出土砂が定常状態に落ちつくまでの数年間）である。

中期(土砂流出活発期)土砂流出対策は、中期（土砂流出活発期）土砂流出による土砂災害を防止・軽減するための対策計画である。

1 総説

中期土砂流出対策計画の策定にあたっては、大規模土砂生産現象発生後の土砂流出が活発な概ね数年間における降雨による土砂流出によって、被害が生じるおそれのある扇状地、谷底平野、沖積平野等に位置する保全対象に対する有害な土砂を合理的かつ効果的に処理するための土砂処理計画を策定することを基本とする。

（出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」）

2 計画規模

中期土砂流出対策計画の計画規模は、流域の特性、過去の降雨特性、当該溪流における過去の土砂移動現象の発生状況等を総合的に考慮して定めることを基本とする。

（出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」）

3 保全対象・計画基準点等

中期土砂流出対策における保全対象・計画基準点等は、「第4編 第2章短期(一連の降雨継続期)土砂・洪水氾濫対策計画」に準じて定めることを基本とする。

（出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」）

4 計画で扱う土砂量

中期土砂流出対策計画では、計画で扱う土砂量として計画流出土砂量を設定することを基本とする。計画流出土砂量は、大規模な土砂生産後、それ以前の土砂流出状況より土砂流出が活発な期間における平均的な数ヶ月から数年間の流出土砂量とする。

（出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」）

5 中期土砂流出対策における土砂処理計画

中期土砂流出対策計画では、事前対策と大規模土砂生産が生じた後に実施する緊急的な対策を組み合わせた土砂処理計画を策定することを基本とする。

また、中期土砂流出対策の土砂処理計画の効果評価は、河床変動計算に基づいて行うことを基本とする。

（出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」）

第5章 長期(土砂流出継続期)土砂流出対策計画

長期は、流出土砂量が短期土砂・流木流出を引き起こした降雨イベントの前に比べて定期的に流出土砂量が活発な状態が継続する期間（十年以上の期間）である。

長期(土砂流出継続期)土砂流出対策は、長期（土砂流出継続期）土砂流出による土砂災害を防止・軽減するための対策計画である。

1 総説

長期土砂流出対策計画の策定にあたっては、長期間継続的に生じる土砂流出によって、被害が生じるおそれのある扇状地、谷底平野、沖積平野等に位置する保全対象に対する有害な土砂を合理的かつ効果的に処理するための土砂処理計画を策定することを基本とする。

（出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」）

2 計画規模

長期土砂流出対策計画の計画規模は、流域の特性、過去の降雨特性、当該溪流における土砂流出状況等を総合的に考慮して定めることを基本とする。

（出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」）

3 保全対象・計画基準点等

長期土砂流出対策における保全対象・計画基準点等は、本設計要領「第4編 第2章短期(一連の降雨継続期)土砂・洪水氾濫対策計画」に準じて定めることを基本とする。

（出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」）

4 計画で扱う土砂量

長期土砂流出対策計画で扱う土砂量は、大規模土砂生産後から数年経過した後の恒常的に流出する平均的な年流出土砂量とする。

（出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」）

5 長期土砂流出対策における土砂処理計画

長期土砂流出対策における土砂処理計画は、土砂生産抑制計画によることを基本とする。

（出典：「河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第3章 砂防(土砂災害等対策)計画」）

第5編 掃流区域における砂防施設設計

第1章 堰堤型式の分類

1 堰堤型式の分類

掃流区域の砂防堰堤型式は、大きく不透過型と透過型があり、設計手法、構造等により以下のように細分類される。

不透過型は重力式コンクリート堰堤が一般的であるが、現地発生材の流用や施工工期、コストの面から、近年、砂防ソイルセメントが多くなっている。また、透過型についてはコンクリートスリット堰堤が一般的である。

現地条件（地形、自然・社会環境等）や施工性等も考慮して、堰堤型式は選定する必要がある。また、これら砂防堰堤に流木捕捉工が追加された型式もある。

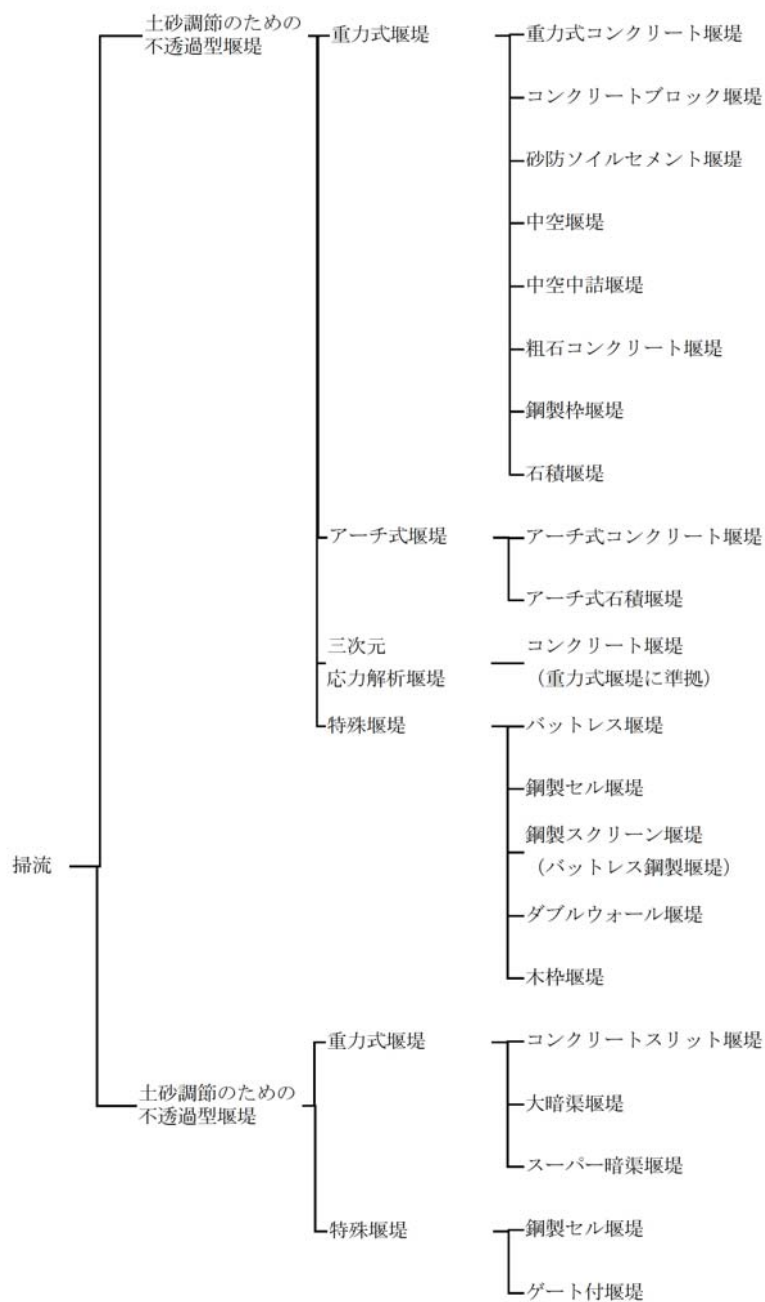


図 1-1-1 不透過型砂防堰堤の分類

第2章 掃流区域における計画対象流量

1 清水流量 [河川砂防技術基準(案)同解説 計画編 第2章 2.8]

上流にダム等の洪水調節施設計画の無い河川で、流域面積が比較的小さく、かつ流域に貯留現象が無く、または貯留現象を考慮する必要が無い河川においては、一般に以下に示す合理式法(ラショナル式)によって清水流量を求める。

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f_p \cdot r \cdot A = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A \quad \text{--- (式 2.1.1)}$$

ここに、 Q_P : 清水流量(合理式によるピーク流量) (m^3/s)

f_p : ピーク流出係数

r : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km^2)

r_e : 降雨継続時間内の平均有効雨量強度 ($= f_p \cdot r$) (mm/h)

2 ピーク流出係数 [河川砂防技術基準(案)同解説 調査編 第5章 2.2]

ピーク流出係数は、流域の地被、植生、形状、開発状況などを勘案して決定し、一般には表 2-2-1 に示す標準値とするが、流域状況(荒廃など)により適切な値を用いるものとし、地形状況が単一でない場合は面積荷重平均により値を算出して運用する。

特に、急峻な山地の場合に 0.9 を用いる場合は、荒廃が進行し、岩盤露出、裸地の割合が多い場合等に限る。

表 2-2-1 河川の流出係数

		標準値
急峻な山地	0.75 ~ 0.90	0.85
三紀層山岳	0.70 ~ 0.80	0.75
起伏のある土地及び樹林	0.50 ~ 0.75	0.65
平坦な耕地	0.45 ~ 0.60	0.55
かんがい中の水田	0.70 ~ 0.80	0.75
山地河川	0.75 ~ 0.85	0.80
平地小河川	0.45 ~ 0.75	0.60
流域の半ば以上が平地である河川	0.50 ~ 0.75	0.65

3 洪水到達時間

掃流区域における洪水到達時間は、過去の実測値、近傍等で参考となる類似砂防堰堤の経験値および、流域の特性に応じた値を用いる。

3-1 小流域で山腹斜面を流下する時間が無視できない場合

合理式法において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 t_1 と、河道内の洪水伝播時間 t_2 (流下時間) の和とするものとする。

(1) 流入時間 (t_1)

流入時間は流域内で河道に到達するまでの平均流下時間をいう。

一般には次の値を標準として定めてもよい。

なお、流域面積が $2(\text{km}^2)$ に満たない場合、流下時間を考慮しないで流入時間のみとする。

表 2-3-1 流入時間

流域	流域面積(km^2)	流入時間(分)
山地流域	2	30
特に急斜面流域	2	20

(2) 流下時間 (t_2)

a. クラーヘン (Kraven) 式 [河川砂防技術基準 (案) 同解説 調査編 第 5 章 2.2]

$$t_2 = L / W \quad \text{----- (式 2.3.1)}$$

ここに、 t_2 : 流下時間 (s)

L : 流路長 (m) (常時河谷の形をなす最上流点までを考える。)

W : 洪水流出速度 (m/s)

I : 流路勾配

表 2-3-2 流路勾配と洪水流出速度

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

b. ルチーハ (Rziha) (バイエルン地方公式) [河川砂防技術基準 (案) 同解説 調査編 第 5 章 2.2]

$$t_2 = L / W \quad \text{----- (式 2.3.2)}$$

$$W = 20(H / L)^{0.6} \quad \text{----- (式 2.3.3)}$$

ここに、 t_2 : 流下時間 (s)

W : 洪水流出速度 (m/s)

L : 流路長 (m) (常時河谷の形をなす最上流点までを考える。)

H : 同上の流路高低差 (m)

- ① 勾配が途中で急変しているような場合は、到達時間を勾配毎に分けて、加え合わせるようにするのがよい。ただし、適用範囲は流路平均勾配 $H / L > 1/20$ とする。[砂防設計公式集 3-3]
- ② Rziha 式は、流下時間を求める式として計画策定に用いる場合、通常の流域では過小な値を与えることから一般に Kraven 式による場合が多い。[河川砂防技術基準 (案) 同解説 計画編 第 2 章 2.8]

3-2 建設省土木研究所で整理した公式

$$\text{都市流域} \quad T=2.40 \times 10^{-4} (L/\sqrt{S})^{0.7} \quad \text{----- (式 2.3.4)}$$

$$\text{自然流域} \quad T=1.67 \times 10^{-3} (L/\sqrt{S})^{0.7} \quad \text{----- (式 2.3.5)}$$

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 ：流域最遠点から流量計算地点までの平均勾配

ただし、この公式の適用範囲は、都市流域で流域面積 $A < 10\text{km}^2$ 、 $S > 1/300$ 、自然流域では、 $A < 50\text{km}^2$ 、 $S > 1/500$ である。

4 平均雨量強度

合理式に用いる洪水到達時間内の平均雨量強度は、原則として確率別継続時間降雨強度曲線により求めるものとする。

- ① 確率別継続時間降雨強度曲線は、時間雨量資料が多く、降雨の傾向が計画地域とほぼ同様と考えられる雨量観測所のものを用いる。
- ② 流域平均降雨量は、流域内に観測所が多い時には算術平均法、ティーセン法、等雨量線法、観測所が少ない時には代表係数法によって計算するものとする。「河川砂防技術基準(案)同解説 調査編 第5章 2.1」

5 降雨の超過確率計算

(1) 確率紙による簡略推定

確率または確率水水量を簡略に推定する場合には、確率水水量は確率紙を利用できるものとする。確率紙を使用する場合は、試料のプロット位置を与える代表的な方法として、ワイブル (Weibull) プロット (またはトーマス (Thomas) プロットという) およびヘイズン (Hazen) プロットがあり、いずれを用いてもよい。

(2) 分布関数式による確率計算

分布関数式による確率計算水水量の分布を表現する主な分布関数式には、正規分布、極値分布、ガンマ分布等があり、その選定にあたっては資料の種類や資料抽出法を考慮して適切な分布形を選定する。

(3) 確率降雨強度式

降雨の特性は地域的に変化することから、降雨強度式は地域ごとに定めることが多い。また、多くの水文資料から求められた適合度のよい簡単なものが望ましい。

(3)-1 時間雨量資料から求める場合

$$r = a / (t^n + b) \quad ; \text{Cleveland (クリーブランド) 型} \quad \text{----- (式 2.5.1)}$$

$$r = a / t^n \quad ; \text{Sherman (シャーマン) 型} \quad \text{----- (式 2.5.2)}$$

$$r = a / (t + b) \quad ; \text{Talbot (タルボット) 型} \quad \text{----- (式 2.5.3)}$$

$$r = a / (t^{0.5} \pm b) \quad ; \text{久野・石黒型} \quad \text{----- (式 2.5.4)}$$

ここに、 r ：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

それぞれの式による適合度の判定は標準偏差(σ)を計算して求める。

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(I_i - I)^2}{N}} \quad \text{----- (式 2.5.5)}$$

ここに、 I_i : 観測値
 I : 計算値
 N : 資料数

(3)-2 24 時間雨量から求める場合 [砂防設計公式集 3.3]

①物部式

$$r = \frac{P_{24}}{24} \left(\frac{24}{t_p} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{----- (式 2.5.6)}$$

上式は、短時間の豪雨または狭範囲の場合は適用し難い。[物部水理学 P355]

②川上式

$$r = \frac{P_{24}}{24} \left(\frac{30.0}{t_p + 6.0} \right) \quad \text{----- (式 2.5.7)}$$

③飯塚式

$$C_t = \frac{34710}{t^{1.35} + 1502} \quad \text{----- (式 2.5.8)}$$

(3)-3 洪水比流量包絡線 [水理公式集 平成 11 年版 第 1 編 3.2]

角屋らは合理式と角屋の到達時間式と DA (降雨一面積) 関係式、DD (降雨強度－継続時間曲線) の関係式より次式を提案しているので清水流量の参考とする。

$$q = K \cdot A^{-0.06} \cdot \exp(-0.04A^{0.45} - 1) \quad \text{----- (式 2.5.9)}$$

ここに、 q : 最大洪水比流量 ($\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2$)
 A : 流域面積 (km^2)
 K : 地域係数 (長野県 : 20、関東・中部・近畿 : 32)

第3章 土砂調節のための不透過型堰堤

1 総説

本章は、水系砂防計画で計画された砂防堰堤のうち、掃流区域に計画される不透過型砂防堰堤について示したものである。

掃流区域に堰堤は土砂調節を目的とし、土石流区域とは異なり、堰堤上流を除石管理することで施設効果量を確保(維持)することはしない場合が多い。

なお、土石流危険渓流に関わらず、土砂・洪水氾濫対策計画において土石流区域に計画される砂防堰堤については、本設計要領「第3編 第3章 不透過型堰堤」に準じる。

2 設計順序

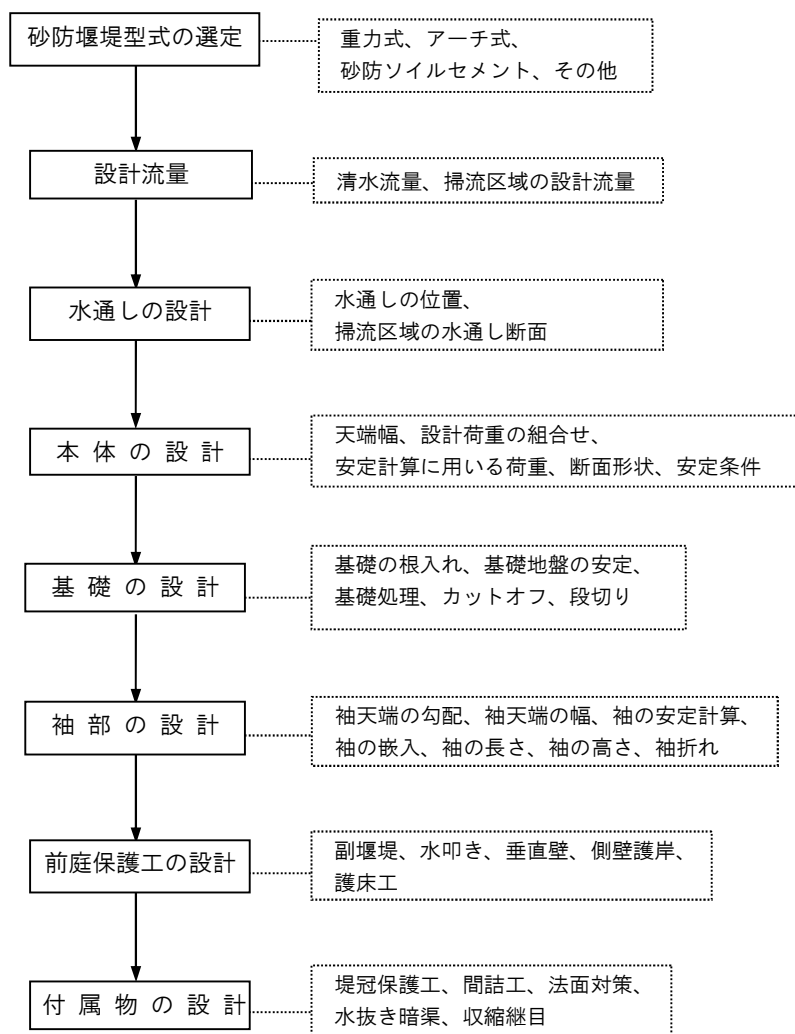


図 3-2-1 不透過型砂防堰堤の設計順序

3 構造

「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 3 構造」を参照とする。

4 設計流量

掃流区域における砂防堰堤の設計流量は、降雨量の年超過確率 1/100 程度の規模、もしくは既往最大雨量のうち、どちらか大きい値によって計算したもの（清水流量）に、土砂混入率を考慮した値とする。

掃流区域では、一般に 10～30%の土砂混入率がとられていることが多いが、過去の実測値、近傍等参考となる類似砂防堰堤の経験値、および流域の特性に応じた値を用いる。

この土砂混入率を合理式により算出した清水流量に乗じて設計流量とする。

$$Q_s = (1 + \alpha) \cdot Q \quad \text{----- (式 3.4.1)}$$

ここに、 Q_s ：計画対象流量 (m^3/s)

Q ：清水流量 (m^3/s)

α ：土砂混入率 (10～30%程度)

5 水通しの設計

5-1 位置

水通しの中心位置は、原則として現溪床の中央に位置するものとし、堰堤上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向等を考慮して定めるものとする。

[河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編 [II] 第3章 2.4]

- ① 兩岸あるいは片岸に岩盤がなく砂礫層の地層である場合は、岩盤のある山腹側に寄せ、水通しを設けるとよい。
- ② 下流溪流沿いに耕地、宅地、あるいは既設構造物のある場合は、流心および堰堤の方向をも加味して水通しの位置を決定するとよい。
- ③ 堰堤サイト上流の地形が屈曲している場合には、上下流部の流心を検討の上、位置を決定する。
- ④ 堰堤付近上流の山腹に崩壊地があるような場合には、これに流水の影響を与えないようにするため、できる限り水通しの位置を遠ざけるように配慮する。

5-2 水通し断面

水通しの形状は原則として台形とし、その形状は次によるものとする。

[河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編 [II] 第3章 2.4]

- ① 水通し幅は、現溪床幅および将来計画断面との整合をも考慮して定めるものとし、溪床幅の許す限り広くして越流水深をなるべく小さくし、下流部の洗掘を軽減することが大切であるが、広すぎるために乱流する場合があるので慎重に検討する。
- ② 流域面積が小さい場合には、流量が少なくなるが、流木等を考慮して水通しの最小幅は3mとする。
- ③ 越流水深は、袖部の安定性、堰堤前庭部保護等に対処するため、原則として3m程度以下にすることが望ましい。
- ④ 袖小口の勾配は、一般に5分とする場合が多い。

⑤ 越流水深

対象流量に応じた越流水深は次式により算定する。

a. せきの公式

堰堤上流部を貯水池と仮定し、接近流速を無視した場合、せきの越流公式より算定する。

$$Q = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (3B_1 + 2B_2)} \cdot h_3^{\frac{2}{3}} \quad \text{---- (式 3.5.1)}$$

ここで、 Q : 土砂含有を考慮した流量 (m³/s)

C : 流量係数 (0.6~0.66)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

B_1 : 水通しの底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

h_3 : 越流水深 (m)

m : 袖小口勾配

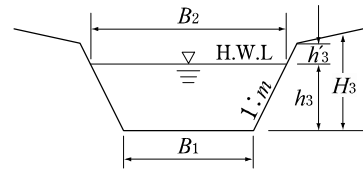


図 3-5-1 水通し断面

$C=0.60$ 、 $m=0.5$ の場合には次式となる。

$$Q = (0.71 \cdot h_3 + 1.77 B_1) \cdot h_3^{3/2} \quad \text{---- (式 3.5.2)}$$

[河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 [II] 第3章 2.4]

b. 平均流速公式

堰堤完成までに満砂が十分予想される場合は、平均流速公式 (マニング流速公式) による越流水深を採用する。[砂防・地すべり防止 急傾斜地崩壊防止施工法 2.3]

⑥ 水通しの高さは、対象流量を流しうる水位に表 3-5-1 の余裕高以上の値を加えて定める。

[河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 [II] 第3章 2.4]

表 3-5-1 余裕高

計画対象流量	余裕高
200 m ³ /s未満	0.6 m
200 m ³ /s以上 500 m ³ /s未満	0.8 m
500 m ³ /s以上 2000 m ³ /s未満	1.0 m

[解説・河川管理施設等構造令 第3章 第20条]

6 本体の設計

6-1 天端幅〔河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕 第3章 2.5〕

砂防堰堤の天端幅は、堰堤サイト付近の河床構成材料、流出土砂形態、対象流量等の要素を考慮して決定する。

- ① 砂防堰堤の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過土砂の摩耗等に耐えるような幅とする必要がある。
- ② 重力式コンクリート堰堤の天端幅は、一般に表に示す値を用いている。

表 3-6-1 天端幅

天端幅 (m)	1.5 ~ 2.5	3.0 ~ 4.0
河床構成材料	砂混じり砂利～玉石混じり砂利	玉石～転石
流出土砂形態	流出土砂量の比較的に少ない地区 ～ 常時流出土砂の流出が多い地区	小規模の土石流発生地区 ～ 大規模の土石流常襲地区

6-2 上下流のり勾配

- ① 越流部の下流のり勾配は、越流土砂による損傷を極力受けないようにし、1:0.2を基本とする。
- ② 非越流部の断面は、越流部と同じとする。
- ③ 非越流部の断面を越流部と変える場合の、下流のり勾配は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 6-2-2 非越流部の下流のり」を参照とし、安定計算により決定する。
- ④ 非越流部の下流のり勾配は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 6-2-2 非越流部の下流のり」を参照とする。

6-3 安定条件

地形、地質および流出形態を考慮し、堤体および基礎地盤の安全性が確保できるように設計する。安定条件については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 8 安定条件」を参照とする。

6-4 設計荷重〔河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕 第3章 2.2〕

砂防堰堤断面の安定計算に用いる設計荷重の組合せは、自重のほかは表 3-6-2 のとおりとするのが一般的である。

堰堤高 15.0 m 未満では一般に長時間貯水状態にあることは想定されないので洪水時のみ検討する。15.0 m 以上の堰堤は、平常時、洪水時いずれか大きいのり勾配を採用する。

表 3-6-2 設計荷重の組み合わせ

堰堤高	平常時	洪水時
15m未満	—	静水圧
15m以上	静水圧、堆砂圧、揚圧力、 地震時慣性力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、揚圧力

安定計算に用いる荷重は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 10 安定計算に用いる荷重」を参照とする。

6-5 安定計算

安定条件については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 11 安定計算」に準じる。

7 基礎の設計

基礎の設計については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 12 基礎の設計」に準じる。

8 袖の設計

袖の設計については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 13 袖の設計」を参照とする。
ただし、土石流区域における堰堤と異なり、以下の点に留意する。

- ① 袖天端の勾配は、上流の計画堆砂勾配と同程度かそれ以上とする。
- ② 土石流流下による礫、流木の衝撃力、流体力における破壊に対する構造計算は行わない。

9 前庭保護工の設計

前庭保護工の設計については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 14 前庭保護工の設計」を参照とする。

10 付属物の設計

付属物の設計については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 15 付属物の設計」を参照とする。

11 その他の砂防堰堤(コンクリート重力式以外)

11-1 アーチ式コンクリート堰堤

(1)天端幅 [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] 第3章 2.5]

天端幅は、「6-1 天端幅」における表 3-11-1 によるものとするが、構造上から必要となる堤頂部のアーチリング厚から定める場合もある。

(2)設計荷重の組合せ [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] 第3章 2.2]

安定計算に用いる荷重の組合せは、自重の他は表とおりとする。

表 3-11-1 設計荷重の組合せ

	平常時	洪水時
アーチ式 コンクリート堰堤	静水圧、堆砂圧、揚圧力、 地震時慣性力、地震時動水圧、 温度荷重	静水圧、堆砂圧、揚圧力、 温度荷重

- ① 温度荷重は、収縮継目グラウチング後に予想される堤体の内部温度の変化に基づき決定する。
- ② 堆砂圧は、満砂時についても考慮する必要がある。

(3)断面決定

アーチ式堰堤の断面決定は、ネッツリー法、試算荷重法等を用いて計算する。

11-2 鋼製砂防堰堤

型式の選定に当たっては、特徴、地形、経済性、施工性、耐久性、維持管理等を考慮しながら総合的な判断により選定を行う。

掃流区間に設置される不透過型式の鋼製砂防堰堤には、「枠構造」、「ダブルウォール構造」、「セル構造（開口部のないもの）」等のタイプがある。


11-2-1 枠構造

枠堰堤は、形鋼や鋼管で形成されたフレーム（枠）の各面を、L形鋼・平鋼・棒鋼などでスクリーン状にカバーして、中に割石を中詰する構造である。

鋼製自在枠・鋼製続枠の2種類があるが、それぞれ重力式構造として安定であることの他に、水平力に対する抵抗要素を枠骨組構造の強度または中詰め材のせん断抵抗性としており、施設の計画、設計に当たっては事前に各型式の特徴を把握する必要がある。

なお、設計は「鋼製砂防構造物設計便覧」に準じて行うものとする。

表 3-11-2 枠構造の特徴

枠堰堤	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none">・枠構造は、ジョイント部に工夫を加え、可とう性に富み、沈下等の変位にも追従でき透水性にも配慮された形式となっている。・組み立て、中詰め作業に大型機械を要せず人力が中心でも施工可能である。・中詰め材は、原則として玉石、割石であり排水性の良好なものを選定する必要がある。・表面材の内側に、網およびマット材を張ることにより砂礫等を中詰め材に使用できる。この場合は、転圧を十分に行うことが必要である。

11-2-2 ダブルウォール構造

「第3編 第8章 その他の項目 1 砂防堰堤の種類と特徴」を参照。

11-2-3 セル構造

「第3編 第8章 その他の項目 1 砂防堰堤の種類と特徴」を参照。

11-3 砂防ソイルセメント堰堤

「第3編 第8章 その他の項目 1-3 砂防ソイルセメント堰堤」を参照。

第4章 土砂調節のための透過型堰堤

1 総説

砂調節のための透過型砂防堰堤は、洪水を堰上げることによる流出土砂量およびそのピーク流出土砂量の低減、中小洪水時および平常時における溪流の連続性の確保を目的とする。

なお、土砂調節のための透過型及び部分透過型砂防堰堤は洪水の後半に堆積した土砂が下流に流出する危険性があるため、土石流区間に配置しない。

2 透過型砂防堰堤の選定

施設設計においては、対象とする土砂流出特性、下流河道の特性および溪流に求められる連続性を考慮して、適切な種類の透過型砂防堰堤を選定する。

大暗渠砂防堰堤やスーパー暗渠堰堤を計画する際は、別途、協議によるものとする。

なお、掃流区間には土石流捕捉のための鋼製スリット砂防堰堤は原則として設置しない。

土石流捕捉のための鋼製スリット砂防堰堤は、一般に開口部が大きく流水の堰上げが生じにくいいため、土砂が各個運搬される掃流区間では土砂が捕捉できず効果が発揮されないためである。

(1) コンクリートスリット砂防堰堤

コンクリートスリット砂防堰堤は、コンクリート砂防堰堤の堤体に流水および土砂を透過させる開口部を設けたもので、開口部の形状が細長い形状（スリット）をしているものである。

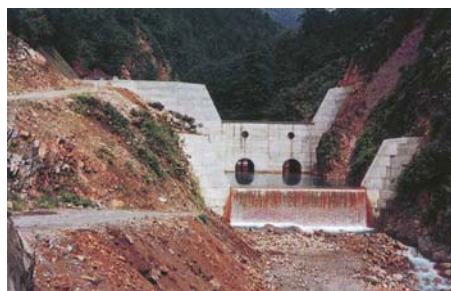
スリットは、流出する土砂により閉塞せず、洪水時には堰上げが生じるように設計される。



事例：根尾川ヌクミ谷 コンクリートスリット堰堤（土砂調節）

(2) 大暗渠砂防堰堤

コンクリート砂防堰堤の堤体の一部に大断面の暗渠を設置したもので、洪水の堰上げによって流砂量を調節するものである。



事例：黒部川 祖母谷大暗渠砂防堰堤（円型）
（国土交通省 北陸地方整備局 黒部河川事務所）

(3) スーパー暗渠砂防堰堤

スーパー暗渠砂防堰堤は、砂防堰堤本体に大きな暗渠を1個または複数個有する砂防堰堤で、開口部の形状は半円、四角、馬蹄形等がある。



事例：浦川スーパー暗渠砂防堰堤
(国土交通省 北陸地方整備局 松本砂防事務所)

3 コンクリートスリット堰堤

3-1 堰堤の配置

土砂調節のための透過型砂防堰堤は、原則として掃流区域に設置する。

- ① 掃流区間に設置されたコンクリートスリット砂防堰堤は、洪水後半の減水期にスリットから多量の土砂が流出し、堰堤下流部に堆積するので、下流の堰堤あるいは下流河道内において安全に堆積させるよう計画する。
- ② 保全対象が近い場合には、その区間が河床上昇を生じ、土砂・洪水氾濫を引き起こすことが予想されるので、下流の保全対象の安全を確保できる位置に透過型砂防堰堤を設置することを原則とする。
- ③ 保全対象の直上流に設置する場合には、透過型砂防堰堤直下流の溪床勾配を緩和する遊砂地、不透過型砂防堰堤を設置する等、出水後半に土砂が急激に流出しないように十分留意する。
- ④ コンクリートスリット砂防堰堤を連続して配置する場合は、その配置と透過部断面の大きさについて、河床変動計算あるいは水理模型実験による検討を経て決定する。

3-2 透過部断面の計画

(1) 縦断方向

透過部断面の底面高は溪流の連続性を考慮して、原則として最深溪床高程度とする。

データが得られる場合は、過去5年程度の最深河床にも対応できるように透過部底面高を計画する。

(2) 横断方向

溪流の連続性ならびに、兩岸の安定を確保できる位置に透過部断面を設置する。

この場合、土砂流の堆積に支障をきたさないよう注意する。

3-3 計画対象流量

「第5編 第2章 掃流区域における計画対象流量」に準じる。

3-4 水通し断面

水通し断面は設計流量を安全に流下させる断面とし、余裕高を考慮して設定する。

「第5編 第3章 掃流区域における不透過堰堤 5 水通しの設計」に準じる。

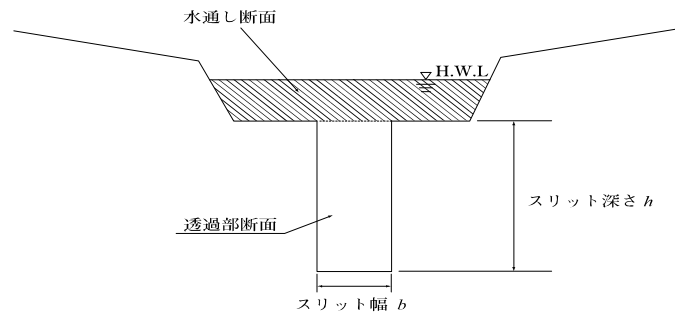


図 4-3-1 コンクリートスリット砂防堰堤の水通し断面と透過部断面

3-5 透過部断面

3-5-1 透過部断面の幅

透過部断面は、平常時の土砂と水をスムーズに流し、土砂調節のために洪水時に流水を堰上げることが目的とした断面とする。

- ① 透過部断面の幅の設定にあたっては、水理計算や水理模型実験等により、堰上げおよび土砂流出ピークの調節が起こることが確認できる幅以下とする。
- ② スリット幅は最大石礫が閉塞しない幅 ($b > 2.0 d_{max}$) 以上とする。

ここに、 b : スリット幅 (m)

d_{max} : 石礫の最大径 (m)

- ③ 複数のスリットを計画するときのスリット1個の幅は、除石作業やスリット底部の補修作業のしやすさを考慮すると、3m程度より狭くしない方が得策である。

[土木研究所資料 第2851号 1990年1月 スリットを有する砂防ダムの土砂調節機能に関する検討]

- ④ 流木の見込まれる溪流では、流木によって閉鎖されることを前提に別途、流木対策も検討する。

3-5-2 透過部断面の高さ (暗渠内空高、スリット高)

- ① 土砂流出のピークが到達する前から湛水し、堰上げることが調節効果を大きくするため、計画対象流量より小さい流量で堰上げが生じるように設計するのが望ましい (30年超過確率流量を用いている事例がある)。
- ② 透過部断面の底面の高さは、堰上げが起こりうる透過部断面の水位以下とする。溪床の上昇、下降が著しい溪流にあっては、過去5年程度の溪床変動も考慮する。
- ③ スリットの敷高を副堰堤の高さより低く計画すると、土砂の流出を阻害する恐れがあるので、スリットの敷高は副堰堤の天端より高く計画する。
- ④ 魚類が遡上できるように透過型砂防堰堤を計画する場合は、透過部底面全体が現溪床以下になるように設定するか、魚道機能を有する構造を透過部底面に設けるなどの対策が必要である。

- ⑤ 堆砂肩は、砂防堰堤の近傍で流れが堰上げられて減勢された状態で形成されるので、安定した跳水を生じさせるのに必要なスリットの深さが必要である。このようなスリットの深さは、「第4編 第2章 水系砂防計画における土砂処理計画 8-2 透過型砂防堰堤の計画流出調節土砂量」で求められる堆砂肩の高さ (Z_s) と、堆砂肩での水深 (h_s) の和より大きくなるように計画する。

[土木研究資料 第2851号 1990年1月スリットを有する砂防ダム土砂調節機能に関する検討]

$$h \geq Z_s + h_s \quad \text{----- (式 4.3.1)}$$

ここに、 Z_s : 堆砂肩の高さ

h_s : 堆砂肩での水深

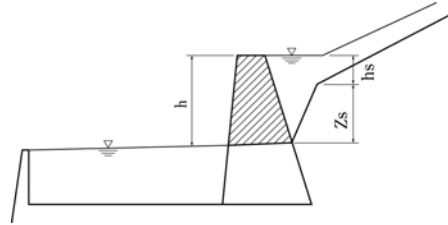


図 4-3-2 スリットの深さの最大値

- ⑥ スリット部を流下する流量

[土研資料 第2034号 スリットを有する砂防ダムの水理実験報告書 建設省土木研究所 砂防研究室]

- ・スリット天端を越流しない場合 ($h \leq H$)

$$Q = \frac{2}{15} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (3B_1 + 2B_2)} \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad \text{----- (式 4.3.2)}$$

$B_2 = B_1 = b$: スリット幅、 $H = h$: スリット部の水深、スリット数を n とすると、

$$Q = n \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot b} \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad \text{----- (式 4.3.3)}$$

スリット幅 b に対して流量係数 μ を示すと、図 4-3-3、4 のようになる。

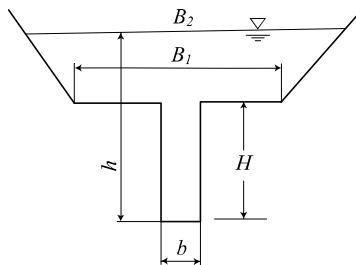


図 4-3-3 スリットの諸元

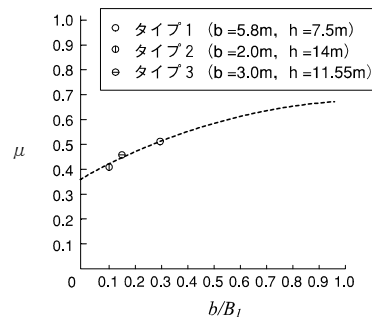


図 4-3-4 流量係数 μ と (b/B_1) の関係図

- ・スリット天端を越流する場合 ($h > H$)

$$Q = n \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot b} \cdot h^{\frac{3}{2}} + \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (3B_1 + 2B_2)} \cdot (h - H)^{\frac{3}{2}} \quad \text{----- (式 4.3.4)}$$

ここに、 C : 越流時の流量係数 (=0.6)

μ : スリット幅に対する流量係数

- ⑦ 透過部断面の水深

透過部断面での水深 (h_3) は、暗渠・スリットの壁面勾配を垂直として以下に示す逆台形堰の越流式によって求める。

$$h_3 = \left(\frac{3Q}{2 \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{----- (式 4.3.5)}$$

ここに Q : 透過部の流量で設計対象流量より小さい流量 (m^3/s) h_3 : 透過部断面での水深 (m)

3-6 連続するコンクリートスリット砂防堰堤の配置と透過部断面の形状決定方法

(1) 連続するコンクリートスリット砂防堰堤を配置するケース

- ① 上流側のコンクリートスリット砂防堰堤の規模が小さく、計画で対象とした出水期間中に満砂する場合。
- ② 上流側のコンクリートスリット砂防堰堤と新たに計画する下流側のコンクリートスリット砂防堰堤の間において、支川からの土砂流出、山腹崩壊、溪岸侵食等によって、新たに土砂生産がある場合。

(2) 留意点

コンクリートスリット砂防堰堤は出水期間中の河床変動が許容河床変動高に収まるように配置する（図 4-3-5 参照）。

- ① 許容河床変動高は、砂防基本計画で対象としている区域の中に存在する護岸、横工、橋梁などの河川構造物が河床変動を伴って被災しない程度の河床高の変動範囲として定める。
- ② 許容河床変動高の最低位は河川構造物の基礎部上面より高く設定する。
- ③ 許容河床変動高の最高位は設定するハイドログラフの洪水が氾濫することなく流れるのに十分な断面を確保できるように設定する。

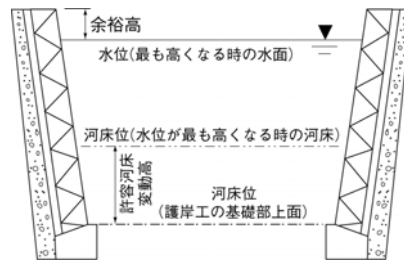


図 4-3-5 許容河床変動高の概念

(3) 配置と透過部断面の大きさ

連続するコンクリートスリット砂防堰堤の配置と透過部断面の大きさは、河床変動計算、もしくは、水理模型実験によって決定する。

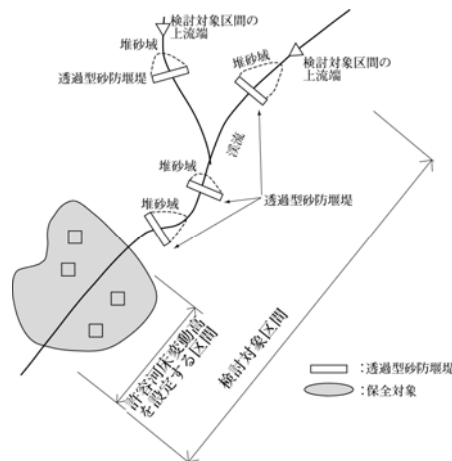


図 4-3-6 検討対象区間と許容河床変動高を設定する区間

(4) 連続するコンクリートスリット砂防堰堤の計画流出調節土砂量

- ① 連続するコンクリートスリット砂防堰堤の計画流出調節土砂量は、水理模型実験もしくは数値計算に基づいて評価するものとし、洪水前の河床と出水期間中の河床を比較し、その最大堆積量とする（図 4-3-7 参照）。

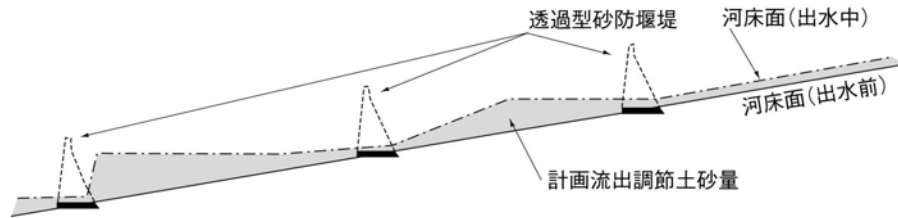


図 4-3-7 コンクリートスリット砂防堰堤群の流出調節土砂量

- ② 参考値として、単体のコンクリートスリット砂防堰堤の計画流出調節土砂量を個々のコンクリートスリット砂防堰堤で計算する。

③ 検討条件

連続する透過型砂防堰堤の流出土砂調節量を評価するためには、降雨、ハイドログラフ（流量の時系列グラフ）、セディグラフ（流砂量の時系列グラフ）と流砂の質を設定する

③-1 ハイドログラフとセディグラフの設定地点

ハイドログラフとセディグラフは、検討対象区間の上流端を計算開始点として設定する。
検討対象区間で支川がある場合、その支川で上流側にも上流端を設定する。

③-2 降雨の設定

降雨は過去に発生した災害における降雨を参考にして設定する。
当該流域における観測資料がない場合には、隣接する流域等の観測資料を用いても良い。

③-3 ハイドログラフの設定

ハイドログラフは、ある河道断面を通過する溪流の流れ（土砂と水の体積）の時間変化を示したグラフであり、対象とする降雨から流出解析を行って設定する。

③-4 セディグラフの設定

セディグラフはハイドログラフのうち土砂成分を示したグラフであり、ハイドログラフに対して平衡給砂として計算する。対象とする土砂は掃流砂、および浮遊砂とする。

支川から新たに土砂生産が加わる場合のタイミングは、ハイドログラフの前半、ハイドログラフがピークを示す付近、ハイドログラフの後半等の時期を想定する。

③-5 土砂の質（粒径・比重）の設定

土砂の質（粒径・比重）は連続してコンクリートスリット砂防堰堤を計画する区間、およびその上流域において河床材料調査や砂防堰堤の堆砂について土質試験等を行い設定する。

河床変動計算で推定する場合で、粒径別の掃流砂量を計算する時には、5つ程度の粒径階に分類し、それぞれの粒径階において掃流砂量を計算するための代表粒径を設定する。

(5) 堆砂空間の確保

連続するコンクリートスリット砂防堰堤を配置する場合においても、コンクリートスリット砂防堰堤の下流側には、出水後半に土砂が流出することを考慮して、堆砂空間を確保する。

3-7 本体の設計

3-7-1 天端幅

コンクリートスリット堰堤の天端幅は、「第5編 第3章 土砂調節のための不透過型堰堤 6-1 天端幅」に準じる。

3-7-2 上下流のり勾配

コンクリートスリット堰堤の上下流のり勾配は、「第5編 第3章 土砂調節のための不透過型堰堤 6-2 上下流のり勾配」に準じる。

ただし、コンクリートスリット堰堤の下流のりは勾配を緩くした標準断面（逆断面形状）とすることができる。

3-7-3 安定条件

安定条件については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 8 安定条件」を参照とする。

3-7-4 設計荷重

荷重の種類及び計算は重力式コンクリート砂防堰堤と同じであり、スリット部の静水圧、堆砂圧、水重及び堆砂重も作用するとして計算する。

スリット砂防堰堤はスリットが閉塞しないようにスリット形状を定めているが、流木により閉塞される可能性を考えて、閉塞された部分の水圧等が周辺の堤体に作用すると考える。

3-7-5 安定計算

コンクリートスリット砂防堰堤は重力式コンクリート砂防堰堤に比較して本堤のスリット部分の重さがなくなり、堤体が軽くなる。

したがって、安定計算は図4-3-8に示すように、水通し幅分の堤体部分のブロック単位でスリット部分の自重を除いて行う（施工目地によるブロックではない）。

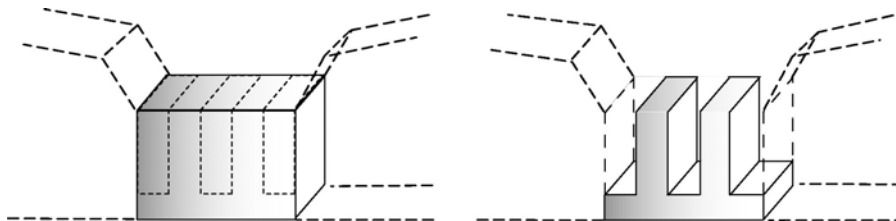


図 4-3-8 スリット部における水通しの堤体積

3-8 基礎の設計

基礎の設計については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 12 基礎の設計」に準じる。

3-9 袖の設計

袖の設計については、「第5編 第3章 土砂調節のための不透過型堰堤 8 袖の設計」に準じる。

3-10 前庭保護工の設計

コンクリートスリット砂防堰堤の前庭保護工の設計を以下に示す。

[土木研究所資料 第 2835 号 1990 年 3 月 スリット砂防ダム前庭保護工に関する水理模型実験報告]

(1) 落水脈の飛距離 (l_w)

落水脈の飛距離は、スリット部での流速を限界流速とし、

$$V_0 = \sqrt{g \cdot h_c} \cong \sqrt{g \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot h_3\right)} = \sqrt{2g \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot h_3\right)} \quad \text{として与え半理論式で求める。}$$

$$l_w = V_0 \left\{ \frac{2 \left(H_1 + \frac{1}{3} \cdot h_3 + l_w \cdot I \right)}{g} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \text{----- (式 4.3.6)}$$

ここに、 V_0 : スリット部の流速 (m/s)

l_w : 水脈中点までの飛距離 (m)

h_c : 限界水深 (m)

h_3 : スリット天端からの本堰堤越流水深 (m)

H_1 : スリット数までの高さ (m)

I : 水叩きの勾配

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

(2) 落水脈の水面への突入流速 (V_0')、跳水前の水叩き上の流速 (V_1)、および射流水深 (h_1)、水脈の水面への突入角度 (θ)

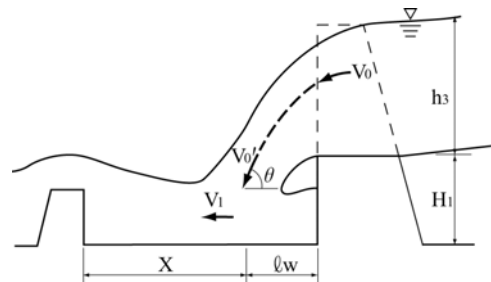


図 4-3-9 スリット砂防堰堤の前庭保護工

$$V_0' = \sqrt{2g \left(H_1 + h_3 + l_w \cdot I + V_0^2 \right)} \quad \text{----- (式 4.3.7)}$$

$$V_1 = V_0' (1 + \cos\theta) / 2 \quad \text{----- (式 4.3.8)}$$

$$h_1 = \frac{Q_1}{b \cdot V_1} \quad \text{----- (式 4.3.9)}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{g \cdot l_w}{V_0^2} \right) \quad \text{----- (式 4.3.10)}$$

ここに、 V_1 : 跳水前の水叩き上の流速 (m/s)

h_1 : 跳水前の射流水深 (m)

V_0' : 落水脈の水面への突入流速 (m/s)

θ : 水脈の水面への突入角度 (°)

Q_1 : スリット部の流量 (m³/s)

b : スリット幅 (m)

(3) 跳水対応水深 (h_j)

跳水対応水深は、跳水前後の水脈幅の変化を考慮した次式に、副堰堤の有効幅（跳水に対して有効に作用する副堰堤幅）を考慮することにより計算される。

$$\left(\frac{B_j}{B_1}\right)^2 \left(\frac{h_j}{h_1}\right)^3 - (2F_1^2 + 1) \left(\frac{B_j}{B_1}\right) \left(\frac{h_j}{h_1}\right) + 2F_1^2 = 0 \quad \text{----- (式 4.3.11)}$$

ここに、 B_1 ：跳水前の水脈幅 (m)

B_j ：跳水後の水脈幅 (m) (3次元壁面噴流の実験図を用いることとするが、実験を行って検討する必要がある)

h_1 ：跳水前の射流水深 (m)

h_j ：跳水対応水深 (m)

F_1 ：跳水前のフルード数

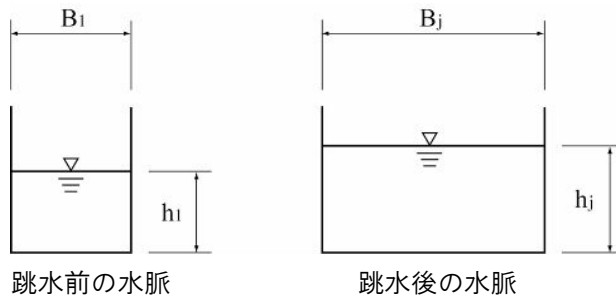


図 4-3-10 水脈幅が異なる水平水路の跳水

(4) 跳水長 (X)

$$X = (4.5 \sim 5.0) h_j \quad \text{----- (式 4.3.12)}$$

ここに、 h_j ：跳水対応水深 (m)

(5) 副堰堤の位置 (L)

$$L \geq l_w + X + b_2 \quad \text{---- (式 4.3.13)}$$

ここに、 b_2 ：副堰堤の天端幅 (m)

(6) 副堰堤越流水深 (h_2)

「第5編 第3章 5水通しの設計」によって求めた越流水深とする。

$$h_2 = \left(\frac{15 \cdot Q}{2C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (3B_1 + 2B_2)}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{----- (式 4.3.14)}$$

(7) 副堰堤の水叩き天端より堤天端まで高さ (H_2')

$$H_2' = h_j - h_2 \quad \text{----- (式 4.3.15)}$$

h_j ：跳水対応水深

h_2 ：副堰堤越流水深

4 スーパー暗渠砂防堰堤 [スーパー暗渠砂防堰堤の計画と設計の手引き (案)]

スーパー暗渠砂防堰堤とは、砂防堰堤本体に大きな暗渠を1個または複数個有する砂防堰堤のことをいい、下流に土砂災害を発生させる出水や土砂の流出を抑制し、平常時や中小洪水時の流水や土砂をできるだけ自然の状態で下流に流すことを目的とする。

(1) スーパー暗渠砂防堰堤の機能

スーパー暗渠砂防堰堤は、流域の状況により二つの異なる機能が求められている。本要領の以下の項目は、機能1に対する計画、設計について記述する。

(機能1)

天然ダムの決壊、大規模な崩壊による土石流化等により計画対象流量以上の流量の発生が予想される場合に、想定されるピーク流量を計画対象流量まで減少させる(超過現象対応)。

なお、想定されるピーク流量については、過去の天然ダムの事例等を参考にして学識経験者の意見等を踏まえて決定する。

(機能2)

下流に土砂堆積による災害を発生させない中小出水による土砂を阻害することなく通過させ、下流の改修状況に見合った規模以上の土砂流出のみを抑制する。これにより、平時には土砂を含む物質が下流に供給され、自然環境への影響を極力抑え、河道内に生息する魚類、昆虫、動物の往来が可能となる。

(2) 暗渠の形状

暗渠の形状は、半円、四角、馬蹄形等がある。コンクリート製の場合は鉄筋による補強の施工性等から適当な形状を選択する。

(3) 暗渠の大きさ、配置

- ① 想定される超過現象時に、砂防堰堤からの流出流量が、下流の計画対象流量以下となる大きさとする。
- ② 川幅など河道の形状と構造物としての安定性、施工性、建設コスト等から配置(形状、個数、位置)を決定する。
- ③ 暗渠が複数になる場合、大きさ、形状は必ずしも同一である必要はない。
- ④ 暗渠の大きさは、数値実験(シミュレーション)により目的とする機能が発揮できることを確認し決定する。
- ⑤ 暗渠の形状、位置が上下流の流れに与える影響、水位と流量の関係は、水理模型実験等により確認する。

(4) 暗渠底面の高さ

- ① 暗渠の底面の高さは、堰堤設置前の溪床高と同じか、または低く設置し、平時の溪床が堰堤の上下流で連続したものとなるようにする。なお、溪床勾配が急な場合には、上下流で連続性を確保するため、底面に縦断勾配を持たせてよい。
- ② 複数の暗渠を用いる場合には、各々の暗渠の底面の高さは同一である必要はない。

(5) 天端の高さ

想定される超過現象時に、計画対象流量まで制御できる必要十分な高さとする。計画洪水時には原則として天端を越流することはないが、超過現象時には越流することもある。

(6) 水通しの大きさ、形状

水通しは、平時は越流しないため、通行できるようにしてよい。車両を通行させる場合は縦断勾配、幅員については林道規程を参考にする。

(7) 堰堤下流のり勾配

平時は流水が越流しないため緩勾配としてよい。上流のり勾配とともに経済的な勾配を選択する。

(8) 土砂調節機能

土砂調節機能は、時間の要素を加えた砂防計画で砂防効果として評価するため、流量と流砂量のハイドログラフを想定して検討する。

砂防計画上の評価（整備率）としては、暗渠底面の高さを基準とする土砂扞止効果のみを評価し、調節量は評価しない。

(9) 外力および安定計算

外力、安定の条件は従来の砂防堰堤に準じて行う。ただし、開口部には水圧はかからないものとする。

また、安定計算においては、暗渠部、非暗渠部で条件が大きく異なることになるので、原則として断面で検討するのではなく、施工方法を考慮してブロックで計算する。

(10) 前庭保護工

平時は落水が生じないため、水叩き、副堰堤等の前庭保護工は原則として施行しなくてよい。さらに、根固めブロックなども必要としないように暗渠の底面高さを決定するのが望ましい。

(11) 土砂抑制機能の向上

下記のような場合は必要に応じて、土砂流出抑制機能を補う鋼製の棧、格子等の設置を検討する。なお、このような補助的な部材を設置した場合には、流木、ゴミの除去等の管理を必要に応じて行う。

① 下流の改修が進んでおらず、河道の疎通断面が部分的に不十分な区間がある場合。

② 暗渠の大きさにより、多量の土砂流出時に十分土砂流出をコントロールできない場合。

第5章 掃流区間における流木対策工

1 洪水、土砂量の規模など

掃流区間河道内あるいはその付近に流木対策施設を設置する場合は、洪水、土砂流の規模等を考慮して洪水や土砂流が安全に流下するように設計する。

(設計技術指針解説 P. 67)

豪雨時に発生する洪水の規模等（ピーク流量、流速、水深、含砂率）は、原則として河川砂防技術基準計画編、河川砂防技術基準（案）調査編第5章、同第6、河川砂防技術基準（案）設計編第3章に基づいて検討する。

洪水および土砂流の流速、水深等は土砂を含んだ流量を用いて Manning 式等により算出するものとし、流木を含むことによる流速、水深等への影響は考慮しないものとする。

なお、流木の流速は洪水、土砂流の表面流速にほぼ等しいと考えられるので平均流速の約 1.2 倍として計算する。

2 流木捕捉工の設計

2-1 透過部の高さ

流木捕捉工の透過部の高さは、流木止めによるせき上げを考慮した水位に流木の捕捉に必要な高さを加えた値以上とする。

(設計技術指針解説 P. 68)

透過部は転石により閉塞しないように設計するものとし、透過部の高さは流木止めによるせき上げを考慮した水位に流木捕捉に必要な高さを加えた高さ以上とする。

その概念を図 5-2-1 に示すとともに、これらの決定の手順を以下に示す。

$$H_s = D_s + \Delta H_s \text{ ---- (式 5.2.1)}$$

ここで、 D_s : 流木止めによる堰上げを考慮した水位 (m)

ΔH_s : 流木捕捉に必要な高さ (m)

H_s : 流木止め (透過部) の高さ (m)

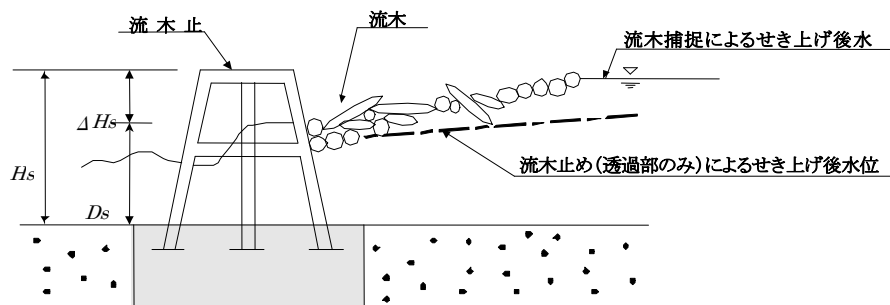


図 5-2-1 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ (H_s) の模式図

(1) 堰上げ水位の計算

① 堰上げ前の水深 D_{ho} 、平均流速 U_h

開水路形状：土砂混入流量によりマンニング式等により求める。

堰形状：土砂混入流量により堰の公式で求める。

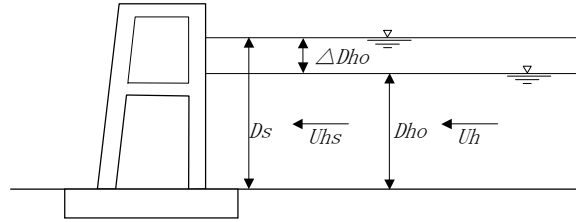


図 5-2-2 流木止めによる堰上げ水位

② 流木捕捉工による堰上げ高

掃流区間に流木捕捉工を設置する場合には、大部分の流木は土砂流、洪水の表面を流下するため、これを捕捉するための流木捕捉工の高さは流木捕捉工による堰上げを考慮した土砂流や洪水の水位よりも高いことが必要である。

なお、縦部材のみによる堰上げの水位は次式により算定できる。

$$\Delta D_{ho} = K_m \cdot \sin \theta_m \cdot \left(\frac{R_m}{B_p} \right)^{\frac{4}{3}} \cdot \frac{U_h^2}{2g} \quad \text{----- (式 5.2.2)}$$

ここで、 ΔD_{ho} ：流木捕捉工縦部材による堰上げ高(m)

K_m ：縦部材の断面形状による係数

(鋼管で $K_m \doteq 2.0$ 、角状鋼管で $K_m \doteq 2.5$ 、H形鋼では $K_m \doteq 3.0$ を用いる)

θ_m ：縦部材の下流河床面に対する傾斜角(度)

R_m ：縦部材の直径(m)

B_p ：縦部材の純間隔(m)

U_h ：上流側の流速(m/s)

③ 堰上げ後水深 (D_s)

$$D_s = D_{ho} + \Delta D_{ho} \quad \text{----- (式 5.2.3)}$$

$$U_{hs} = \frac{Q}{D_s \cdot B_s} \quad \text{----- (式 5.2.4)}$$

ここで、 Q ：設計流量(m³/s)、 U_{hs} ：堰上げ後の平均流速(m/s)、 B_s ：流下幅(m)

(2) 流木捕捉工の高さ (H_s)

土砂礫等による閉塞はないものとし流木捕捉工の高さは、堰上げ高を加えた水深 D_s に流木の捕捉に必要な高さ ΔH_s を加えたものとする。

ΔH_s は流木捕捉時の流木のせり上りを考慮して、少なくとも最大流木径の 2 倍を確保する。

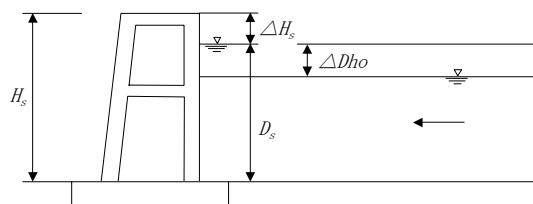


図 5-2-3 閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

2-2 透過部における部材の純間隔

流木捕捉工の透過部における部材の純間隔は、透過部が転石で閉塞しない条件と流木を捕捉する条件とを満足するものとする。

(設計技術指針解説 P. 71)

2-2-1 掃流により移動する最大礫径

掃流区間を流下する最大礫径は限界掃流力による移動限界礫径を参考に次の方法により求める。

(1) 平均粒径に対する移動限界摩擦速度の2乗 U_{*cm}^2

$$U_{*cm}^2 = 0.05 \cdot (\sigma / \rho - 1) \cdot g \cdot d_m \quad \text{---- (式 5.2.5)}$$

ここで、 d_m : 河床材料の平均粒径 (m)

σ : 砂礫の密度、一般に 2,600~2,650 (kg/m³)

ρ : 泥水の密度、一般に 1,000~1,200 (kg/m³)

g : 重量加速度 (m/s²)

(2) 摩擦速度の2乗

$$U_*^2 = g \cdot D_{h0} \cdot I \quad \text{---- (式 5.2.6)}$$

ここに、 D_{h0} : 水深 (m), I : 河床勾配

(3) 摩擦速度比の2乗 U_*^2 / U_{*cm}^2

①、②の値を用いて求める。

(4) 付図の縦軸 U_*^2 / U_{*cm}^2 が、③の U_{*ci}^2 / U_{*cm}^2 に等しい点に対する d_i / d_m を求める。

$$\frac{d_i}{d_m} > 0.4 : \frac{U_{*ci}^2}{U_{*cm}^2} = \left\{ \frac{1.0 \cdot g_{10}^{19}}{1.0 \cdot g_{10}^{19} \cdot \left(\frac{d_i}{d_m}\right)} \right\}^2 \left(\frac{d_i}{d_m}\right) \quad \text{---- (式 5.2.7)}$$

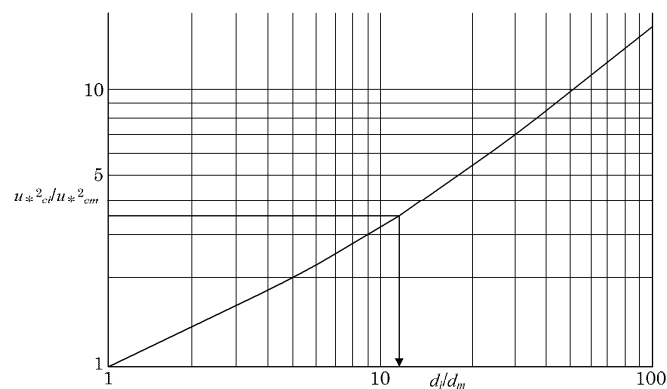


図 5-2-4 粒径別限界掃流力

(5) 現地の最大転石と比較して、小さい方を最大粒径とする。

2-2-2 透過部の部材の純間隔

透過部が転石により閉塞しないために上で求めた最大転石が下記の条件を満足するように部材純間隔を設定する。

$$B_p \geq 2d_i \text{ ----(式 5.2.8)}$$

ここで、 B_p ：透過部の純間隔(m)、 d_i ：最大転石径(m)

流木を捕捉するために部材の純間隔は下記の式を満足する値とし、折損して流下した流木によるすり抜け等に留意する。

$$1/2 L_{wm} \geq B_p \text{ ----(式 5.2.9)}$$

ここで、 L_{wm} ：最大流木長(m)

2-3 全体の安定性

流木捕捉工の安定性の検討に当たっては、流木捕捉工が流木等により完全に閉塞された状態でも安定であるように設計する。

(設計技術指針解説 P.73)

掃流区間における流木捕捉工の安定性の検討は、原則として「建設省河川砂防技術基準(案)、計画編 第12章 砂防施設計画、設計編 第3章 砂防施設の設計」によるものとする。

なお、単独で設置される流木捕捉工の基礎部も含めた堰堤の高さは、堰堤高さ5m以下(床固工程度)を原則とするが、堰堤高さ5mを超える場合は、以下の点に留意し検討するものとする。

- ・流木捕捉工の透過部の高さを出来るだけ低くするように水通し幅を広く取り水深を低くする。
- ・基礎厚が基礎天端と下流河床面に大きな落差が生じる場合や流木捕捉工の高さが高く越流水に大きな落差が生じる場合には、前庭保護工を検討し安定を確保する。

掃流区間において、流木捕捉工が流木で閉塞された状態の場合は、図5-2-5に示すように静水圧が作用する。この場合、静水圧(P_h)の大きさは透過部の閉塞密度(K_{hw})に影響を受ける。ここでは完全に閉塞された状態を想定して $K_{hw}=1.0$ の静水圧(泥水の単位体積重量 $\gamma_w=11.77\text{kN/m}^3$)とする。

掃流区間の透過型流木捕捉工の場合、礫による捕捉が生じないように設計するので、堆砂圧は考慮しない。

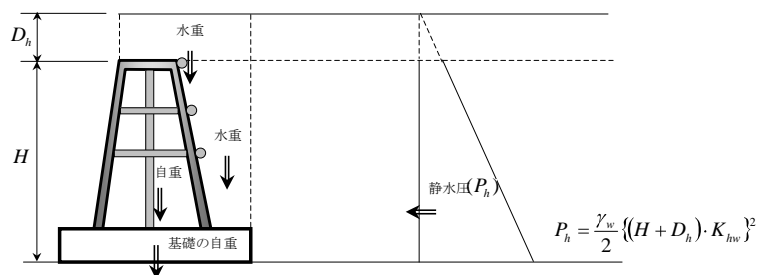
$$P_h = 1/2 \cdot \gamma_w \{ (H + D_h) \cdot K_{hw} \}^2 \text{ ---- (式 5.2.10)}$$

ここで、 K_{hw} ：透過部の閉塞密度に応じた静水圧係数(=1.0)

γ_w ：泥水の単位体積重量(kN/m^3) (11.77 kN/m^3)

H ：堰堤高(m)

D_h ：越流水深(m)



※1) K_{hw} ：透過部の閉塞密度に応じた静水圧係数 ($K_{hw} = 1.0$)

図 5-2-5 掃流区域の流木捕捉工の閉塞状況

表 5-2-1 流木対策施設（掃流区間）の設計外力（自重を除く）

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 5m 以下 (基礎含む)			静水圧

2-4 部材の安定性の検討

掃流区間の流木捕捉工の透過部を構成する部材は、水圧および流木と礫の衝突に対して安全であるように設計する。

(設計技術指針解説 P. 75)

土石流区間の流木捕捉工と同様に、透過部の構成断面は小さく重力式構造ではないので、部材の構造計算を行い、安全性を検証する。

流木と礫の衝突による衝撃力は、「第3編 第3章 不透過型堰堤 13-7-3 礫の衝撃力, 13-7-4 流木の衝撃力」によるものとする。

掃流区間において、透過部材の構造計算に用いる設計外力としての流木の衝撃力の算定にあたっては、流木の衝突の計算における流速は表面流速を用いるものとし、下記の式で求める。

流木は長軸が水流の方向と平行に流下し衝突する場合は想定して衝撃力を計算する。

$$U_{ss} = 1.2 \cdot V_s \quad \text{---- (式 5.2.11)}$$

ここで、 U_{ss} : 表面流速 (m/s)

V_s : 平均流速 (m/s)

2-5 透過部以外の設計

流木捕捉工の各部の構造の検討に当たっては、流木捕捉工が流木等により閉塞された状態においても安定であるように設計する。また、流木の衝突による衝撃力に対する安定も検討する。

(設計技術指針解説 P. 76)

流木捕捉工の各部の構造（水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、袖の構造、前庭保護工）の検討は、原則として「河川砂防技術基準計画編、河川砂防技術基準(案) 設計編第3章」によるものとする。

即ち、流木捕捉工の各部の構造の検討にあたっては、流木止め（透過部）の上流側が流木等により安全に閉塞されて水が透過できない状態を想定して、不透過型砂防堰堤とみなして水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、前庭保護工を設計する。流木捕捉工は副堰堤等にも設置することができる。

流木捕捉工の水通し断面は、透過部への流木の閉塞による土砂流・洪水流の越流に備えて原則として透過部の上に設ける。

透過構造の天端から透過する水を考慮し、余裕高は見込まないものとする。

3 流木発生抑止工の設計

掃流区域の流木発生抑止工は溪岸侵食抑制機能を効率的に発揮し、洪水に対して安全であるように設計する。

(設計技術指針解説 P. 77)

掃流区域の流木発生抑止工は、護岸工および流路工と同じ位置に同様の機能を持つように設置する。よって、設計は「河川砂防技術基準(案) 設計編 第3章」に従うものとする。

第6編 溪流保全工等その他の砂防施設

第1章 溪流保全工

1 溪流保全工の基本

溪流保全工は、安全に土砂や洪水を流下させることを目的とし、さらに、現況の溪流を極力改変しないように計画、施工を行い、治水上の安全の確保と溪流の生態系の保全を図るものである。

掃流区域だけでなく、土石流対策堰堤から下流への接続流路として計画される場合もある。



溪流保全工

1-1 地域の治水上の安全の確保

(1) 土砂災害の防止

洪水流の乱流、および溪床の過度の変動、溪岸侵食等により土砂災害が発生する可能性がある地域については、砂防施設を適切に配置して土砂災害を防止し、地域の安全を確保する。

(2) 緩衝的な空間の確保

- ① 保全対象が溪流に隣接して存在すると、豪雨時等の出水時に被災する可能性が高くなることから、溪流と保全対象にある程度の緩衝的な空間を確保する。
- ② 対策例として、溪流空間を緩衝的な空間（土砂の滞留空間）として活用することで土砂災害の危険性を軽減することが可能であることから、溪流空間を広く確保して土地利用の誘導を図る。
- ③ 土地利用上、緩衝的な空間を確保することができない場合は、洪水流を安全に流下させることに重点を置くものとする。

1-2 溪流の生態系の保全

(1) 溪流空間の確保

溪流空間は、溪流の溪床や溪岸、河岸段丘等、土砂の移動により攪乱を受けて、その地域に特有の植生環境、生息環境が形成され、景観を創り出している。溪流空間として確保することが可能な地域については、溪畔林等を含めて積極的にこれらの空間を取り込むものとする。

(2) 溪流空間の多様性・連続性の保全

- ① 溪流空間の多様性、連続性を保全するために自然溪流においては、現在の地形を極力改変しないように配慮する。
- ② 既に砂防施設の整備がなされている場合は、溪流の多様性、連続性を創造することも考慮して基本方針を設定する。

(3) 砂防施設の材料

- ① 砂防施設は生態系に対する影響を最小限に抑え、溪流の多様性、連続性の保全に配慮するものとし、施設に求められる機能に応じて透水性の高い材料や植生等が侵入しやすい材料、景観を選択肢に含めて材料選定を行うものとする。
- ② 土砂や木材などの自然材料を用いようとする場合には、あくまでもその現場または現場周辺で砂防工事等によって生じた土砂、伐採木、または流通している自然材料もその地域に生息している植生の範囲にとどめるものとする。

1-3 溪流保全工の整備の考え方

(1) 溪流保全工の基本方針の明確化

- ① 対象とする地域における各種の要請(治水上の安全、生態系の保全、溪流の利用等)について、どのような整備が望まれているか明らかにし、その地域における溪流保全工の基本方針を明確化する。
- ② 溪流環境整備計画がすでに策定されている場合には、その方針に基づき設定する。
(「第1編 6-4 溪流環境整備計画の策定について」参照)

(2) 整備の方針

溪流保全工は、土地利用形態、保全対象の分布等、溪流の特性等を踏まえ、その場に応じた整備の考え方を明確化する。(保全対象の隣接に関しては図 1-10-1 を参照)

① 保全対象が隣接していない地域

保全対象が溪流に隣接していない空間では、保全対象に影響がない程度に河床変動を許容するため、溪流空間を積極的に取り入れて土砂の滞留空間を確保する。

② 保全対象が隣接している地域

保全対象が隣接しており、洪水や過度な河床変動によって土砂災害の危険性が高い空間では、洪水流の安全な流下を図るものとする。

(3) 溪流空間の確保

- ① 溪流保全工における溪流空間は、洪水や土砂の一時的な滞留の場として防災的に機能する空間かつ日常的には生態系の保全に寄与する空間として整備する。
- ② 整備にあたっては、滞筋の変遷など過去の溪流の移り変わりを把握し、現在の土地利用状況を勘案しながら、空間を確保する。

(4) 溪畔林の利用

- ① 溪流保全工における溪畔林は、砂防法上の砂防設備に準ずるものとして位置づける。
- ② 溪畔林は、現存するものを保全することを基本とし、新たな植栽は行わないものとする。
- ③ 溪畔林を砂防設備として活用するにあたっては、必ず砂防構造物(床固工、帯工、水制工等)を併用するものとし、また流木災害が発生しないように留意する。

(5) レクリエーションの場としての活用

溪流保全工の整備にあたって人とのふれあいの場としての要請が高い場合には、溪流の利用を計画に反映させるものとする。その場合には、地域の要求等を十分に把握してこれらの要請に配慮する。

(6) 維持管理の実施

溪流空間は時間的・空間的に常に変動する場であり、これらの影響を受けて溪流空間の河床の状態、動植物も変化する。また、各種の砂防施設もこれらの変動の影響を受けて機能が低下する可能性がある。溪流保全工の機能を発揮させるため、定期的に監視（モニタリング）を行い適切な維持管理を実施するものとする。

2 溪流保全工の構成

- ① 溪流保全工は、洪水流の乱流、および河床高の過度の変動を抑制するための施設（床固工、帯工等）、溪岸侵食を防止するための施設（護岸工、水制工等）、細粒土砂を堆積させるため等の施設（溪畔林等）などで構成することを基本とする。
- ② 溪流保全工は、砂防施設（溪畔林を含む）と溪流空間がもつ土地利用誘導的な緩衝地帯（バッファゾーン）等の機能を活用しながら、溪流を総合的に整備するものであり、治水上の課題を解決するために必要となる砂防施設を溪流空間に適切に配置する。
- ③ 砂防施設の配置にあたっては、溪流の多様性、連続性を損なうことにならないよう配置し、溪流の生態系の維持についても配慮する。

2-1 溪流保全工の整備のあり方

- ① 土地利用形態、保全対象の分布、溪流特性を勘案して、洪水流の安全な流下を図ることが必要である空間、河床高の変動をある程度許容して、現在の地形をなるべく改変せずに溪流の多様性、連続性を保全することが可能な区間を分けるものとする。
- ② 溪流空間を積極的に活用する区間については溪流空間を砂防指定地によってその範囲を確保し、その空間全体で土砂処理を検討する。

2-2 保全対象との関連

(1) 保全対象が隣接していない地域

- ① 現在の溪流の状態をなるべく改変しないように整備する。
- ② 床固工、帯工、護岸工、水制工、溪畔林等を溪流空間内の特性に合わせて適切に配置し、防災的な効果とともに溪畔林と動植物の生息範囲が有する溪流の多様性、連続性を確保する。

(2) 保全対象が隣接している地域

洪水流を安全に流下させ、洪水の乱流や過度な河床変動を抑制するために、床固工、帯工、護岸工、水制工を適切に配置する。

3 溪流保全工の計画手順

溪流保全工の計画は、溪流保全工の基本方針を明確にし、溪流保全工を計画する空間を設定して、基本方針に基づいて溪流の空間整備を行うものである。

3-1 溪流保全工の基本方針

- ① 溪流保全工の基本方針とは、その地域の自然、社会条件をもとに、治水上の課題、自然環境、その地域において要請される各種事項を把握して設定する。
- ② 溪流保全工の整備の最も重要な基本方針は地域の治水上の安全の確保であり、その実施にあたっては溪流の生態系の保全にも配慮する。
- ③ 当該地域の生活と溪流のつながり、すなわち、溪流と人の関わりにも配慮する。
- ④ 健全な溪流の生態系を維持していくためには、溪流の物質運搬、流路変動等の攪乱を受ける不安定な立地、魚類等の水生生物の生息空間を極力損なわないようにしなければならない。
- ⑤ 溪流保全工の計画は以下のミティゲーションの考え方を適用する。
 - a. 回避：護岸や床固工を設置しないで、下流に導流堤や遊砂地をつくる。
 - b. 最小化：護岸や床固工の規模を抑える。透水性の高い材料を用いる。
 - c. 代償：瀬淵や魚類の産卵床、特殊な生物の生息場を別に創造する。
 - d. 修復・回復：工事によって改変した地形等を工事前の状況にもどす。

(ミティゲーション)

- ・回避 —— ある行為またはその部分的な行為をしないことによりすべての影響を回避する。
- ・最小化 —— ある行為またはその実施の程度または規模を制限することにより影響を最小化する。
- ・修正 —— 影響を受けた環境を修復、再生または回復することにより影響を修正する。
- ・低減 —— ある行為の期間中の保存および維持により時を経て生じる影響を低減または除去する。
- ・代償 —— 代価的な資源または環境で置き換えるか、またはそれを提供することにより、影響を代償する。

- ⑥ 回避、最小化については以下の事項について配慮する。
 - イ. 構造物の配置を極力抑えるものとする。
 - ロ. 横断形状を全て矩形断面のように画一的に固定するのではなく、ある程度は変動するような余裕を確保する。
 - ハ. 背後地の状況等を勘案して洪水流や土砂の滞留区間を設定できる場合には、溪畔林等を含めてその空間を積極的に取り組むなど、現況の溪流の平面、縦断、横断形状を尊重しながら、溪流空間の持つ緩衝地帯的な機能を有効に活用して土砂処理を行い、環境への影響を最小限に留める。
 - ニ. 数年や数十年に一度起こり得るような発生頻度の高い自然攪乱を抑制しすぎないように配慮する。
- ⑦ 代償については、流路の整備によって失われる環境（魚類の産卵床、瀬淵、特殊な生物の生息場等）を別に確保する。
- ⑧ 修復・回復については、施工などによって地形を改変した場合には、復元レベルを明確に設定して、このレベルに達するように環境を復元する。

3-2 溪流保全工の計画手順

溪流保全工の計画手順を図 1-3-1 に示す。

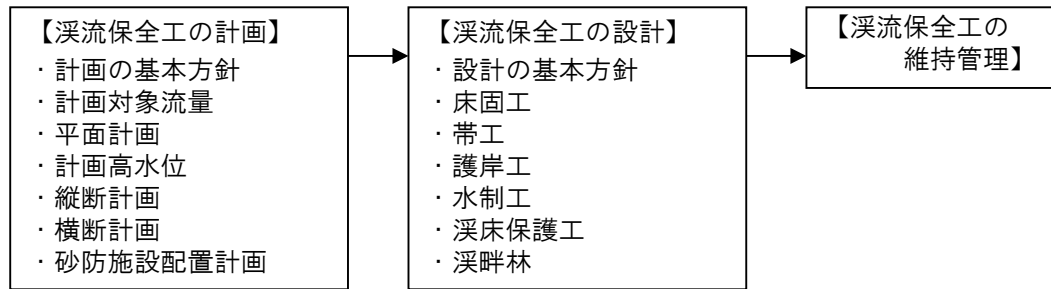


図 1-3-1 溪流保全工の計画手順

4 溪流保全工計画の基本方針

溪流保全工の計画は、地域の安全の確保、溪流の生態系の保全等、溪流保全工に求められる機能を発揮できるように、溪流空間内に砂防施設（床固工、帯工、護岸工、水制工等）を適切に配置する。

(1) 基本方針の設定

- ① 保全対象が隣接していない地域では、現在の溪流を極力改変しないように配慮するものとし、溪流の多様性・連続性を十分確保した上で、溪岸・溪床侵食による土砂流出抑制を行い、下流への有害土砂流出を防止する。
- ② 保全対象が隣接している地域で土地利用が進行している都市部や郊外では、洪水流の乱流および溪床高の変動、溪岸侵食等により被災する可能性があるため、洪水流を安全に流下させることで土砂災害を防止する。

(2) 溪流の多様性・連続性の保全

溪流の生態系を保全するためには、溪流の多様性・連続性を維持することが必要である。従って、自然溪流においては、溪流の横断形状や縦断形状を改変せずになるべく現況を維持する。

(3) 溪流保全工の対象範囲（砂防指定地）

- ① 溪流の多様性・連続性を維持するために、溪流の溪床や溪岸や河岸段丘等、土砂の流出により攪乱を受けて変動する不安定な立地を溪流保全工の対象範囲として設定することが望ましい。
- ② 溪流保全工の対象範囲は溪流空間を基本とし、溪畔林調査や土地利用調査等から溪流空間の変遷を把握して、現在の土地利用状況を勘案しながらできる限り広範囲に設定し、砂防指定地として管理していくものとする。
- ③ 溪流保全工の対象範囲には管理用通路を含めて設定する。

5 計画対象流量

計画対象流量は、過去の災害履歴、計画対象流域の大きさ、対象となる地域社会の経済的重要性、想定される災害等から総合的に判断する。

- ① 計画対象流量は、基本的に対象降雨量を設定し、この年超過確率で評価する。参考に河川の計画規模の標準は表 1-5-1 のとおりである。一般に、河川の重要度は 1 級河川の主要区間においては A 級～B 級、1 級河川のその他の区間および 2 級河川と都市河川においては C 級、一般河川は重要度に応じて D 級あるいは E 級が採用されている場合が多い。

表 1-5-1 河川重要度と計画の規模

河川の重要度	計画規模 (対象降雨の降雨量の超過確率年) [※]
A 級	200 以上
B 級	100 ～ 200
C 級	50 ～ 100
D 級	10 ～ 50
E 級	10 以下

[河川砂防技術基準(案)同解説 計画編 第2章 2.4] ※年超過確率の逆数

- ② 計画対象流量は対象降雨量の規模から合理式法(ラショナル式)で算出した「第5編 第2章 掃流区域における計画対象流量 1 清水流量」に土砂混入率を考慮した値とする。
- ③ 土砂混入率は、「第4編 第2章 水系砂防計画における土砂処理計画 11 溪流保全工の実施順序」に準じて次の数値を目安とする。
- 砂防工事が施工中、および屈曲、乱流防止の場合 --- 土砂混入率 10%
(上流の砂防工事が計画流出土砂量に対し原則として 50%以上完了している。)
 - 砂防工事が施工済みの場合 ---- 土砂混入率 5%

6 平面計画

溪流の多様性・連続性を考慮して、自然河道の平面形状を尊重しながら設定するものとするが、屈曲が著しく治水安全上好ましくない場合には、法線形を緩くする。

また、やむを得ず反曲線を設ける場合には、曲線部と反曲線部には計画河幅の 6 倍以上の直線部を設けることが望ましい。

$$10 \sim 20 \leq R/B, \quad \theta \geq 60^\circ \quad \text{---- (式 1.6.1)}$$

ここに、 R : 曲線半径 (m), B : 計画河幅 (m), θ : 湾曲度 ($^\circ$)

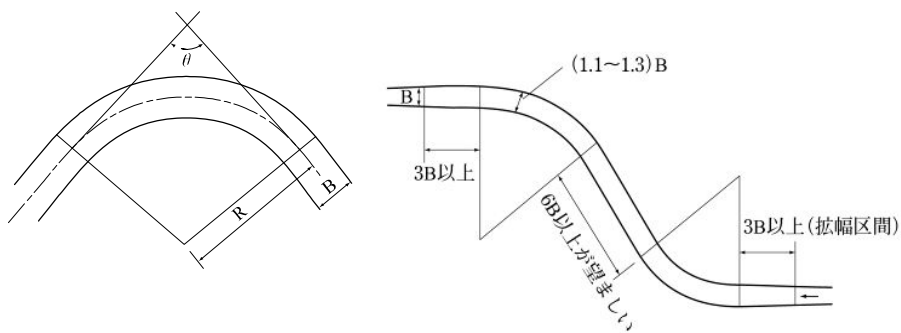


図 1-6-1 湾曲部の法線形

7 計画高水位

計画高水位は、計画する溪床面から縦断形および横断形と相互に関連して決定するものとし、周辺の地形状況をもとに設定する。

- ① 計画高水位は、与えられた対象流量をもとに流れが等流であると仮定して基本的にはマンニング式より求める場合が多いが、急流河川等では水面のうねり、跳水、過度な河床変動、蛇行位置の変化による水位変動が大きいので、不等流計算を行って水位の変動を把握して計画高水位を設定することを基本とする。ただし、急流河川でも、河川幅や流量規模が小さい小規模な溪流保全工の場合、等流計算（マンニング式）により計画高水位を設定することも可能である。なお、不等流計算は、「河川砂防技術基準（案）同解説 調査編 第6章 4.2」によるものとする。
- ② 横断計画を自然状態とした場合には、溪床の状態をもとに断面を区分して各々の粗度係数を設定して計画高水位を求め、横断計画に反映させる。

8 縦断計画

溪流の多様性・連続性を考慮して、自然河道の縦断形状を尊重しながら勾配の変化をあまり急激に行なわないように設定するものとする。

勾配の変化点においては、その上下流で掃流力 ($u_* = \sqrt{g \cdot H \cdot I}$) が 50% 以上の変化をしないように勾配ならびに水深を設定するものとする。

(1) 保全対象が隣接している地域

保全対象が隣接しており、勾配の変化点で局所的洗掘が著しい箇所、また、支川が合流している地点においては、洗掘、堆積等に留意して、床固工等の落差工を設けることを原則とするが、構造物の規模・材料・施工方法については、設置場所の特性を十分勘案してなるべく溪流空間の生態系に影響がないように検討する。なお、縦断規制すべきポイント以外は、自然にまかせる。

(2) 保全対象が隣接していない地域

治水上の問題が生じない限りにおいて自然河道の縦断形状を尊重する。

9 横断計画

断面形状は、対象流量、流路の縦断勾配、平面形状、背後地の土地利用状況、溪畔林の分布特性や構造特性等、溪流の多様性、連続性を考慮して定める。

9-1 計画幅

現況の河道断面を尊重するものとし、原則として溪床整正は行わないものとし、河道断面はできるだけ広く設定する。

(1) 保全対象が隣接している区間

通常流水が流下する幅として必要な河道幅は、レジューム理論による次式から求められる幅とし、この幅を下回らないように配慮する。

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2} \quad \text{----- (式 1.9.1)}$$

ここに、 B ：河幅 (m)， Q ：流量 (m^3/s)， α ：係数

表 1-9-1 α の値

流域面積 A (km^2)	α の値
$A \leq 1.0$	2~3
$1.0 < A \leq 10.0$	2~4
$10.0 < A \leq 100$	3~5
$100 < A$	3~6

(2) 保全対象が隣接していない区間

溪流保全工による計画幅を確保しつつ、現在の溪流の状態を維持する。

9-2 河道断面

河道断面は掘込み方式（築堤のない河道）を採ることを原則とし、築堤工は本川との取付部分等に限るものとする。

護岸天端を背後地盤と同高以下にすることが原則であるが、やむを得ない場合でも、計画高水位は背後地盤高を越えないようにする。

9-3 余裕高 [砂防指定地内の河川における橋梁等設置基準(案) 砂防関係法令例規集]

- ① 河川としての余裕高は原則として、計画対象流量によって決定するものとし、表 1-9-2 の数字を下回ってはならない。ただし、余裕高は溪床勾配によって変化するものとし、計画高水位 (H) に対する余裕高 (ΔH) との比 ($\Delta H/H$) は表 1-9-3 の値以下とならないようにする。

表 1-9-2 余裕高

計画対象流量	余裕高
200 m^3/s 未満	0.6m
200 m^3/s 以上 500 m^3/s 未満	0.8m
500 m^3/s 以上 2000 m^3/s 未満	1.0m

表 1-9-3 溪床勾配と余裕高の比

勾配	~1/10	1/10~ 1/30	1/30~ 1/50	1/50~ 1/70	1/70~ 1/100	1/100~ 1/200
$\Delta H/H$	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10

- ② 橋梁の桁下高は計画護岸高（計画高水位に河川としての余裕高を加えたもの）に流木の流出等を考慮した余裕高を加算した高さ以上とする。橋梁としての余裕高は0.5(m)を原則とする。

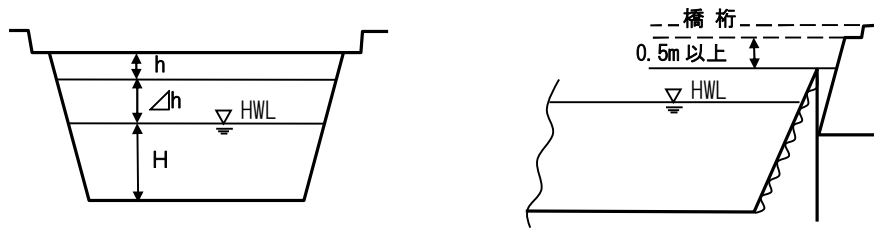


図 1-9-1 橋梁の桁下余裕高

9-4 湾曲部の横断形状

湾曲部の横断形状については外カーブ側には、水のせり上がり現象が発生し、また内カーブ側には土砂の堆積現象が発生するため、断面を十分確保する必要がある。

水位上昇式は、常流区域では Grashof (グラシヨー) の簡易式、射流区域では knapp (ナップ) の式が用いられている。

なお、湾曲部とは、曲率半径 R と河幅 B の比が 5 以下の場合とする。

① 常流区域 (グラシヨー式)

$$\Delta h = \frac{V^2}{g} \{2.303(\log R_2 - \log R_1)\} \quad \text{----- (式 1.9.2)}$$

② 射流区域 (ナップ式)

$$\Delta h = \frac{B \cdot V^2}{g \cdot R} \quad \text{----- (式 1.9.3)}$$

ここに、 Δh : 水位上昇高 (m)

V : 平均流速 (m/s)

R_1 、 R_2 : 曲率半径の内側、外側 (m)

R : 中心線の曲率半径

B : 流路幅 (m)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

なお、常流と射流の区分は次式のフルード数 (F_r) によって判定する。

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad \begin{array}{l} F_r \leq 1 \cdots \text{常流} \\ F_r > 1 \cdots \text{射流} \end{array} \quad \text{----- (式 1.9.4)}$$

ここに、 h : 等流水深 (m)

9-5 支川処理

- ① 本川と支川がともに土砂の流出が少なく、溪床勾配、計画高水位が同じような溪流の場合には（両方の掃流力が同じ場合）、合流点下流の河幅は本川、支川の合計とすることが望ましい。
- ② 支川の掃流力が本川を大きく上回り、合流点に土砂が堆積する場合には、支川の合流点上流で土砂処理を行うなどして対応する。
- ③ 支川が合流する場合には、支川の流路勾配が急で射流となる時があり、たとえ、洪水のピーク到達時間がずれたとしても、射流から常流に移る際に支流からの跳水現象により本川の護岸をのりこえる危険があるので十分に注意する。そこで直角に流入させることを避け、緩和曲線などの法線計画をもって合流処理をすることが望ましい。

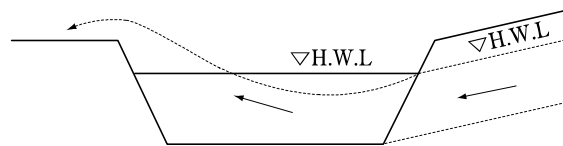


図 1-9-2 支川合流の影響

- ④ 本川に支川が流入することによる洗掘、堆積を防ぐため、支川の縦断勾配は原則として本川に合わせた勾配とする。そのため、合流点直上流部の支川に落差工を設け、支川の縦断勾配を修正して合流させるなど、合流点付近の縦断勾配、平面形状等十分検討する必要がある。

[河川砂防技術基準 設計編 [II] 第3章 6.3]

10 砂防施設配置計画

溪流保全工の基本方針を達成するため、対象とする範囲内の各場所において必要とされる諸機能が発揮されるように、各種砂防施設（床固工、帯工、護岸工、水制工、溪床保護工、溪畔林）を適切に組合せて配置する。

① 溪流保全工における砂防施設配置計画のイメージを図 1-10-1 に示す。

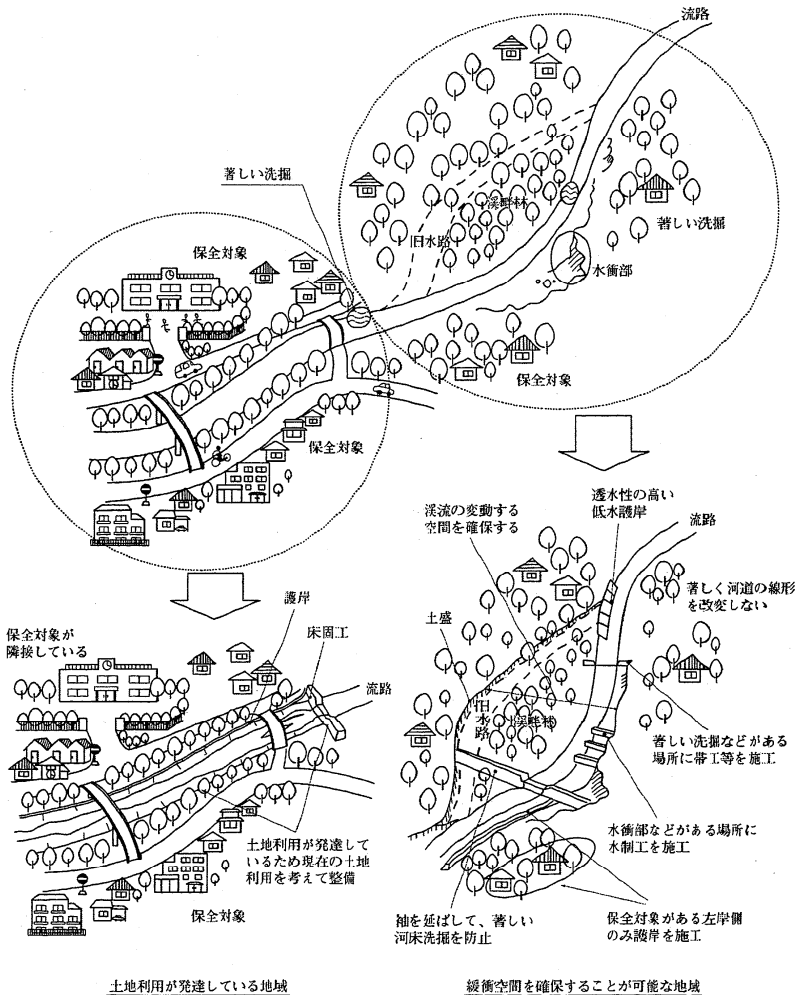


図 1-10-1 砂防配置計画イメージ図

- ② 保全対象が隣接していない区間においては、なるべく流路を固定するのではなく、河床変動や攪乱をある程度許し、溪床の微地形の発達を促す。
- ③ 溪流空間内に溪畔林が生育しており、これらを防災的に活用する場合には、床固工や帯工、護岸工等を併用し、流木化の防止も含めて一体的に整備することを原則とする。

- ④ 溪流保全工の横工（床固工、帯工等）の間隔は、一般に次式を用いるものとするが、設置は溪流の特性をもとに現地に合わせて決定することを基本とする。

a. 床固工の間隔

$$L = \frac{m \cdot n}{m - n} \cdot h_r \quad \text{----- (式 1.10.1)}$$

ここに、 L ：床固工の間隔（m）

h_r ：床固工の有効高（m）

n ：現在の溪床勾配の分母（ $1/n$ ）

m ：計画溪床勾配の分母（ $1/m$ ）

計画された溪流保全工が過度の乱流または偏流防止を目的としている場合には、次式を用いる。

$$L = (1.5 \sim 2.0) \cdot B \quad \text{----- (式 1.10.2)}$$

ここに、 L ：床固工の間隔（m）

B ：溪流保全工の計画幅（m）

b. 低堰堤工群の間隔

上流側床固工（低堰堤）の設置位置は、下流側床固工（低堰堤）の水通し天端高より平常時堆砂勾配で引いた線が現在地盤高と交わる位置よりも下流側になるように、床固工（低堰堤）の間隔を設定する。

事例によると（有効落差÷溪床勾配）の2倍程度を床固工（低堰堤）間隔としている例が多い。ただし、溪床の局所洗掘が起こる恐れのある場合には、床固工（低堰堤）の間に帯工を必要に応じて設置する。

c. 帯工の間隔

帯工は、一つの勾配がかなり長い距離で続き、縦侵食の恐れがある場合、中間に帯工を設ける。

この帯工の間隔は通常その勾配を表す分数の分母の数字を距離に読み替えた程度を原則とする。

11 溪流保全工の設計方針

- ① 溪流保全工の設計は、計画した砂防施設に求められる所定の機能が発揮されるように設計する。
- ② 景観デザインの視点を含めてその地域の生態系と地域の文化や風土にふさわしい砂防施設を設計するものとし、施設の構造や使用する材料についても設置場所に求められる所定の安全度と強度を有するよう検討を行うとともに景観にも配慮する。
- ③ 地域における景観計画や、溪流環境整備計画等が示されている場合には、十分これらとの整合を図る。

12 床固工、階段状床固工群

床固工は、縦侵食を防止して溪床を安定させ、溪床堆積物の再移動防止、溪岸の侵食又は崩壊等の防止を図るとともに、護岸等の工作物の基礎保護の目的のため施工するものである。

[河川砂防技術基準（案）同解説 計画編 第13章 3.1]

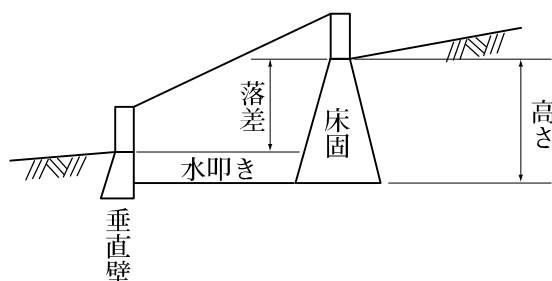


図 1-12-1 床固工

12-1 床固工の断面

- ① 床固工の断面決定は、原則として砂防堰堤に準じて安定計算をする。ただし、土石流区域において完成直後に床固工上流を埋戻すものについては土石流流体力は考慮しないものとする。
- ② 床固工の高さ(全高)は通常の場合 5m 程度以下とし、水叩きおよび垂直壁を設けるときの落差 3.5～4.5m が限度である。
- ③ 床固工の高さが 5m 程度以上を必要とする場合、および床固工を長区間にわたって設ける必要がある場合は、階段状床固工群を計画するのが適当である。
- ④ 掃流域における床固工の天端幅は 1.5～2.5(m) の範囲内とし、下流のりは 2 分を標準とするが、土砂流出が少ない場合で前のり部の損傷の恐れが少ないものはこれより緩くすることができる。
- ⑤ 土石流区域における床固工の天端幅については、「第 3 編 第 3 章 不透過型堰堤 6 本体の設計」を参考にしてもよい。

12-2 水通し断面

- ① 水通し断面は、計画対象流量をもとに設定する。
- ② 溪流保全工の最上流端に位置する止めの床固工は、砂防堰堤と同様に上流側に貯水することを考慮して、せきの流量公式より水通し断面を決定する。
- ③ 流路幅が護岸等により、ほぼ一定に計画されている場合の床固工の水通し断面はマンニングの流速公式と計画流量とから求められる流水の断面積に余裕高を考慮して決定する。
- ④ 床固工が一連の施設ではなく単独に配置されている場合で、床固工の水通し幅よりも溪流保全工の計画幅の方が大きく、床固工上流部に流水が滞留する場合には、せきの越流公式を用いて水通し断面を決定する。
- ⑤ 水通し断面の設定にあたっては、治水上に問題がない限りにおいて、現況の溪流の横断形状を反映させて（水通しに高低差のある横断形状）、溪床の微地形の発達を促すように配慮する。

12-3 床固工の方向

単独床固工の方向は、必ず計画箇所下流の流心線に対して直角とする。

階段状床固工群にあっては、直上流床固工の水通し中心点における下流流心線上に床固めの中心点がある様、各床固めの水通し位置を定めるものとする。

12-4 袖の設置

- ① 袖天端幅は、水通し天端幅と同一を標準とする。
- ② 床固工の袖は十分に地盤内に嵌入することが望ましく、護岸等を設置しない床固工については、溪流保全工の対象とする範囲の両端まで袖を確保する。

12-5 その他の留意点

- ① 最上流端の床固工の水通し部は、せきの断面として設計されるが、護岸工等を併用して流路を一定幅に確保している区間では開水路の断面として設計されるため、その間に取合わせ部が必要となる。取合わせ部は水理条件を急変させないよう適当な長さとする。
- ② 射流域において床固工の袖を流路内に出すと、そこで水位が上昇して越流する可能性があるため、射流域での流路内にはできるだけ袖を出さないようにする。
- ③ 止めの床固工の水通し高さは、現況溪床高より高くし、流水が完全に集水できる位置とする。
- ④ 床固工の堤長が 15m 程度を越えるような場合は横収縮継目を設ける。

12-6 前庭保護工

床固工には原則として前庭保護工（水叩き、側壁護岸、垂直壁）を設けるものとする。

12-6-1 水叩き

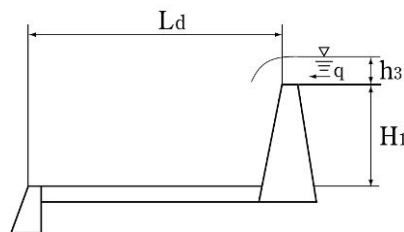


図 1-12-2 水叩き工

① 水叩きの長さ

a. 経験式

水叩きの長さは次式により設定し、越流水深（ h_3 ）が大きいほど長くする。

$$L_d = (2 \sim 3) \cdot (H_1 + h_3) \quad \text{----- (式 1.12.1)}$$

ここに、 L_d : 水叩き長 (m)

H_1 : 水叩き天端からの床固工の天端高さ (m)

h_3 : 越流水深 (m)

b. 半理論式

「第 3 編, 第 3 章 不透過型堰堤, 15 前庭保護工」を準用する。

$$L_d = I_w + X \quad \text{----- (式 1.12.2)}$$

ここに、 X : 跳水距離 (m), I_w : 水脈飛距離 (m)

- ② 水叩きの厚さは一般に 1m を標準とし、揚圧力に耐えうる重量（構造）のものとする。
- ③ 水叩きは摩耗するため、斜勾配で施行すると床固工の底抜けやそれに起因する床固工の破壊につながる可能性があるため、水叩きは原則的に水平として設計する。
- ④ 水叩きは基本的にコンクリート構造とするが、堅い巨礫がある場合はそれらを用いてもよい。
- ⑤ 水叩きの縦断形状は、魚類の遡上等、流水の減勢等を考慮して、下流の溪床よりも掘り込んでウォータークッション化する等の工夫を図ることが望ましい。
- ⑥ ウォータークッション化する場合は、最低 1m 厚を目安にしつつ、水褥地のある計算式を用いて水叩き厚を低減してもよい。[解説・河川管理施設構造令 第 4 章 第 33 条 第 2 項]

12-6-2 側壁護岸

- ① 側壁を床固工に取り付ける場合は、落下水脈に叩かれないように側壁基礎を水通し肩から垂直に下ろした線より後退させるものとする(図 1-12-3)。
- ② 側壁護岸は水叩き部においては落下水が越流しないような十分な高さを有することが必要であり、床固袖天端と垂直壁袖天端を結んだ高さを一般とする。

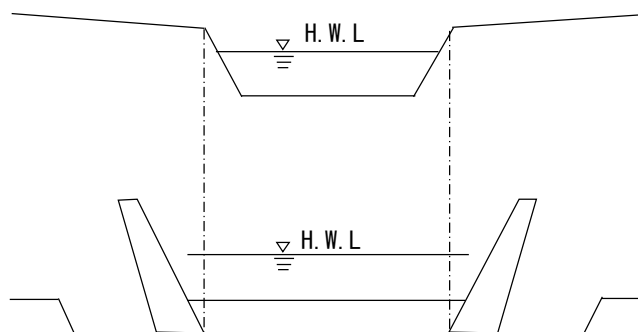


図 1-12-3 側壁護岸基礎の位置

12-6-3 垂直壁

- ① 垂直壁の天端幅は、1m 程度を標準とし、上流のりは直、下流のりは砂防堰堤に準じて安定計算から求めるものとする。
- ② 垂直壁の高さはその溪流の性質、特に計画流量、河床粒度・河床変動および床固工の落差などをよく把握して、垂直壁下流側の洗掘に配慮して（通常 2～3m）根入れを設定するものとする。

12-6-4 護床工

垂直壁下流側には、必要に応じて護床工を設ける。

護床工の長さは「第 3 編 第 3 章 不透過型堰堤 15 前庭保護工」を準用する。

13 渓床保護工

渓流保全工においては、前項「3-1 渓流保全工の基本方針」に則り、渓床固定（三面張り）は原則として行わないものとする。

ただし、渓床が著しく洗掘され治水上の問題が生ずる場合には、渓床を洗掘から保護する対策を実施するものとする。この場合、コンクリート張りおよびコンクリートブロック等、永久的に一定の河床変動が許容されない構造や植生等が侵入しにくくなる構造は極力避ける。

13-1 渓床について検討する場合

以下の場合については、渓床保護の対策を行ってもよいものとする。

- ① 渓床勾配が急で常時出水（生起確率 1/1~1/5 程度）による掃流力がその地点の粒径（90%粒径）による限界掃流力よりも大になる場合（ $u_*^2 > u_{*c}^2$ ）。

$$u_*^2 = g \cdot h \cdot I \quad \text{----- 掃流力} \quad \text{(式 1.13.1)}$$

$$u_{*c}^2 = 0.05(\sigma/\rho - 1) g \cdot d_{90} = 80.9 d_{90} \quad \text{----- 限界掃流力} \quad \text{(式 1.13.2)}$$

ここに、 h ：平均水深（cm） I ：渓床勾配 d_{90} ：粒径（90%粒径）（cm）
 σ ：砂礫の密度（2.60~2.70）（g/cm³）
 ρ ：泥水の密度（1.0~1.2）（g/cm³）
 g ：重力加速度（980cm/s²）

- ② シラス、火山灰堆積地帯等、特殊な地質で直接流水がこの地質に接することにより崩壊、岸決壊等が生じるため、流水が接触することを防止する必要がある場合とする。

13-2 渓床対策 [砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法 2.2、2.3]

- ① 縦断勾配計画の際に勾配緩和、河幅拡大等を考慮して、掃流力を小さくすることを検討する。
- ② 一般的には計画渓床幅が狭く流域面積が 2(km²)以下の小規模な溪流では、厚さ 0.3m 程度のコンクリート張りが採用されている例が多いが、磨耗の著しい火山地帯では厚さ 0.5~0.7m としている溪流もある。
- ③ 長い渓床固定区間では適当に帯工等を設け、地下水路の発達を防ぐ必要がある。一般には、計画渓床勾配の分母の数の 2 倍程度を距離に読み替えて設置する場合が多い。また、渓床固定下流端には少なくとも帯工を設け吸出し防止を図るものとする。
- ④ 渓床固定（三面張）の位置は、「ブロック積=計画河床-コンクリート厚」とする。渓床固定のコンクリート天端位置は計画河床と同じ高さとし、コンクリート底の位置に護岸工基礎天端を合わせる。なお、三面張の場合は、渓床固定の目的での帯工は配置されない場合がある。

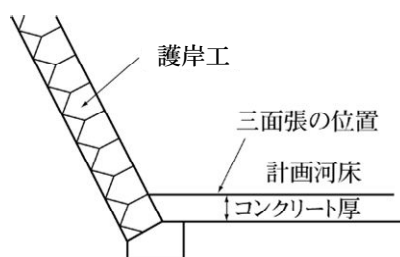


図 1-13-1 三面張の位置

第2章 帯工

帯工は縦侵食を防止するための施設である。単独床固工の下流および床固工群の間隔が大きいところで、縦侵食の発生、あるいはその恐れがあるところに計画する。

設計にあたっては治水上問題がない限りにおいて、設置場所の特性に応じて柔軟な設計を行う。

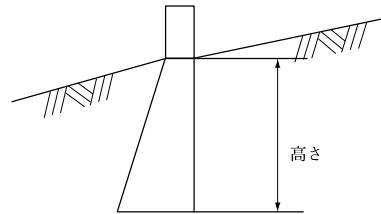


図 2-1-1 帯工

- ① 帯工の設計は、原則的には垂直壁の項を参照して計画する。
- ② 河道の微地形が発達するように計画断面が複断面化している場合については、複断面に対応した横断形状を持った帯工とするなど対応を図るものとする。
- ③ 帯工は溪床の過度の洗掘を防止するために施工されるものであり、一般に高さは2m程度である。また天端高は計画溪床高として落差はつけないものとする。
- ④ 帯工の断面決定に際しては、天端幅は0.5～1.5m程度とし、上流のりは垂直、下流のりは砂防堰堤に準じて安定計算から求めるものとするが通常は2分とする。

第3章 護岸工

護岸工は、溪岸の侵食・崩壊防止、山脚の固定、河道の横侵食防止等を目的とした施設である。

設計にあたっては、治水上問題がない限りにおいて、堤外地へ繋がる一連の植生等溪流環境の連続性への影響を考慮して、透水性の高い材料や護岸表面に植生が侵入しやすいものを使用する。

1 護岸の型式

一般に溪流においてはコンクリート護岸、練ブロック積護岸、練石積護岸、および自然石等の練積護岸を計画する。空積護岸は一般に溪流には不適當である。

なお、治水上問題のない限りにおいては、多自然型護岸を計画する。採用にあたっては、地域の状況、経済性を考慮して選定する(護岸の力学設計法 参照)。

- ① コンクリート護岸はもたれ式が多く用いられる。安定に関する照査は、「道路土工－擁壁工指針」によるものとする。
- ② 護岸の前のり勾配は、原則として1:0.3より緩い勾配とし、溪床勾配が急なほど摩耗防止のため急勾配とすることが望ましい。一般には1:0.5程度を採用することが多い。
- ③ 自然石および石積、ブロック積護岸の安定に関する照査は、次式に示す示力線の方程式によることができる。

$$H = \frac{3 \cdot \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta \cdot \tan \theta}{F_s \cdot K_{AH} \cdot \gamma} - \frac{3q}{\gamma} \quad \text{----- (式 3.1.1)}$$

ここに、 H : 限界高 (m)

K_{AH} : 水平主働土圧係数 (試行くさび法により算出する)

q : 上載荷重 (kN/m²)

γ_s : ブロックの単位体積重量 (kN/m³)

γ : 背面土の単位体積重量 (kN/m³)

F_s : 安全率=1.5

b : ブロックの控え厚 (ブロックの控え厚+裏込コンクリート) (m)

θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (°)

- ④ 自然石および石積、ブロック積護岸の基礎構造については図 3-1-1 を参考にして決定し、安定計算を行い安全な構造とする。

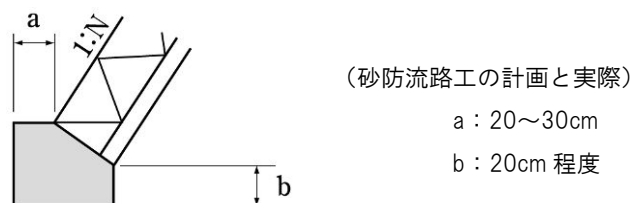


図 3-1-1 コンクリート基礎構造 (例)

- ⑤ 護岸工の施工継目は、コンクリート護岸では 10(m)、石積・ブロック積護岸では 20(m)程度の間隔を標準とし、構造は「フラット型」とする。

2 護岸高

- ① 護岸工の天端高は、計画高水位に余裕高を加えた高さとするのが原則である。
- ② 護岸高は、一般に溪流部では河床変動が激しいので河床変動の上昇を考慮した高さの確保が必要である。また、垂直壁直下流においては、跳水による水位上昇が起こりやすいため十分な高さを確保する。

3 護岸の根入れ

- ① 砂礫基礎の護岸工の根入れは、計画溪床高または最深溪床高のいずれか低い方より 1(m) 以上の根入れを原則とする（図 3-3-1 参照）。河床変動をある程度許容する箇所（淵を造る場合）については、これよりも深く設定する。

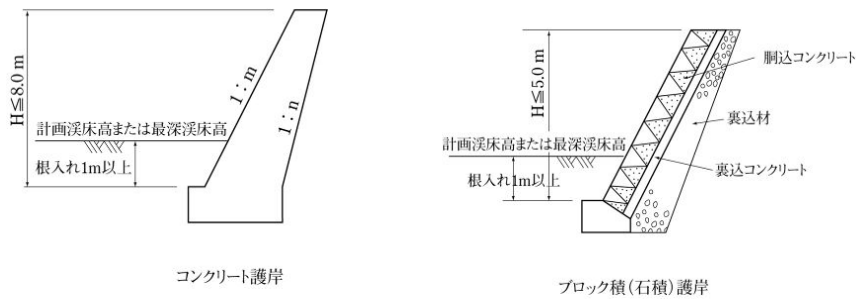


図 3-3-1 砂礫基礎護岸の例

- ② 護岸基礎部に岩盤がある場合は、岩盤の質、護岸基礎部の前面のかぶり等を考慮して設定する。一般的には、0.5~1m 程度の根入れをする（図 3-3-2 参照）。

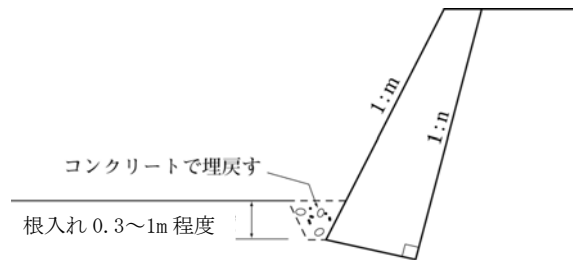


図 3-3-2 岩盤基礎護岸の例

- ③ 垂直壁等の下流に接続する護岸基礎の底面は、垂直壁等の基礎底面と一致させることを原則とする（図 3-3-3 参照）。ただし、護床工を設置する場合にはこの限りでない。

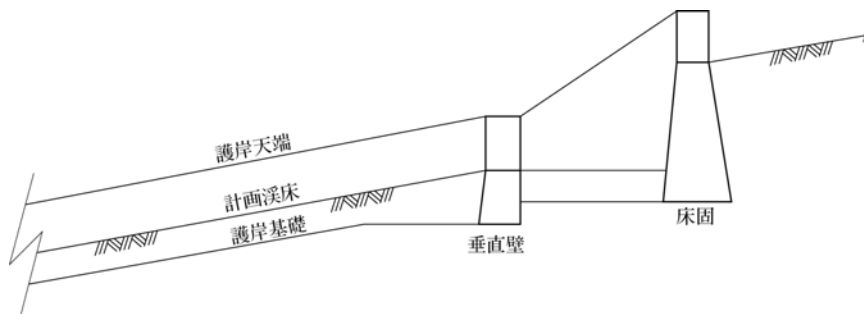


図 3-3-3 垂直壁下流の基礎

4 護岸工と床固工（堰堤工）との取り付け

- ① 堰堤および床固工上流に計画する護岸工天端は、堰堤および床固工の袖天端と同高または、それ以上の高さに取り付けなければならない。
- ② 護岸工と床固工の取り付けは、床固工袖小口に一致させ、床固工直下で広げられた河幅は垂直壁の水通し部で元の流下断面に戻す（図 3-4-1 参照）。

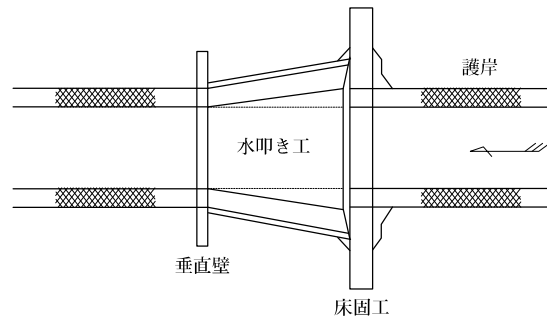


図 3-4-1 護岸工と床固工の取り付け

- ③ 堰堤および床固工上流に取り付ける護岸の根入れは原則として水通し天端高より 1.0m 以上下げるものとする（図 3-4-2 参照）。

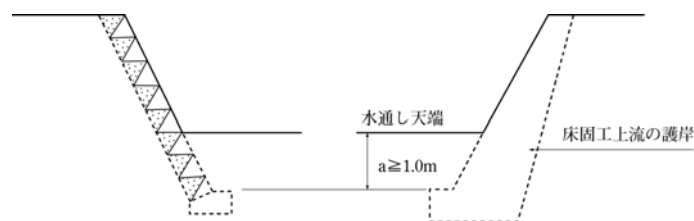


図 3-4-2 床固工上流護岸の基礎

5 根固工

- ① 根固工は、自重と粗度により流水による護岸の基礎の洗掘を防止するもので、その構造は屈とう性のあるものでなければならない。根固工の材料は、コンクリートブロック、捨石工等がある。
[河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 [II] 第3章 4.6]
- ② 根固工の上面高は、計画河床高以下とする。

第4章 低堰堤工群

低堰堤工群は、縦断規制による土砂の洗掘・流出の抑制のみでなく、溪流内の拡幅部等を利用、あるいは遊砂地を造成して流出土砂を調節することを目的として、複数の低堰堤（床固工）を互いに補完し合うような間隔で設置する工法である。

扇状地の土砂扞止や、遊砂機能の増大のために用いられる事例が多い。

1 堤高

個々の床固工の有効落差は、原則として1～2m程度とし、根入れ深さを加えたものを堤高とする。

2 基礎

床固工の基礎は原則として砂礫層でよい。

3 水通し断面

水通し幅は、兩岸斜面の崩壊や侵食が起きないように注意しながらできるだけ広くとる。また、平水流量が少ない溪流で、環境上の配慮が必要な場合などは、水通しを複断面にすることができる。

4 平面計画

流路幅は、計画地点の地形を考慮に入れて、できるだけ広くとることが望ましい。また、床固工の方向は、拡幅部全体の形状に合わせた法線形にしたがって、原則として各床固工の計画箇所下流における流心線に直角方向とする。

5 袖の設置

「第3編 第3章 不透過型堰堤 13 袖の設計」に準ずる。

6 その他の留意点

「第6編 第1章 溪流保全工 12-5 その他の留意点」に準ずる。

7 前庭保護工

低堰堤工群では、流水が分散され洗掘量が低減されるため基本的には有効落差が1～2m程度であり前庭保護工は必要ないが、根入れ深さが極端に深くなり不経済な場合は、前庭保護工を設置することができる。

第5章 溪畔林

溪畔林は、土砂や洪水の一時的な滞留区間として洪水の減勢等を図ることを目的に整備するものである。

溪畔林は砂防構造物と併用するものとし、現存の植生をできる限り排除しないことを原則とする。

1 溪畔林の導入方法

(1) 溪流空間の確保（回復型、創造型）

溪畔林の生育基盤となる溪流空間を確保するものとする。そのためには、流水で常に攪乱を受ける場所では、溪畔林を導入することができないため、常には流水にさらされず、中小洪水時にある程度冠水し、攪乱を受ける程度に透水性の高い護岸等を設置する。

(2) 植栽（創造型）

レクリエーションの目的から早急に溪畔林の造成が必要とされる場合、溪畔域の確保に加え、植栽を行うものとする。導入にあたっては、溪流の特性を十分に把握し、維持管理等を実施しながら慎重に対応する。

2 レクリエーションを目的とした溪畔林の導入手順

溪畔林調査の結果に基づき導入する場合は、以下に示した手順で検討する。

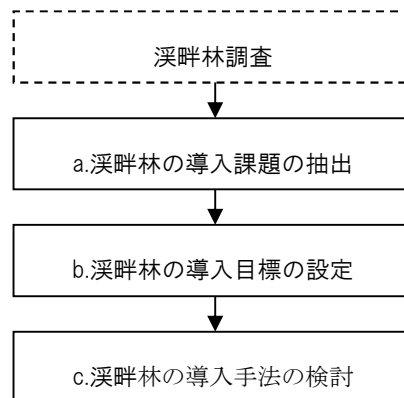


図 5-2-1 溪畔林の導入手順

(1) 溪畔林の導入課題の抽出

レクリエーション機能を効果的に発揮させていくための溪畔林の導入上の課題を整理する。

(2) 溪畔林の導入目標の設定

求められるレクリエーション機能を整理して、溪畔林の導入目標を設定する。

(3) 溪畔林の導入手法の検討

目標達成のための効率的な導入手法を選択する。導入の考え方としては、回復型と創造型の2つがある。

- ・回復型

自然の力によって導入を図るものであり、基本的には現在の溪畔林の生育環境を保全、確保する。

- ・創造型

植栽を行い、レクリエーションの場としての溪畔林を創造するものである。

第6章 魚道

砂防堰堤、および床固等を設ける場合において、魚類等の遡上を確保するため必要に応じて魚道を設ける。魚道については、掃流区域だけでなく土石流区域においても計画、設置される。

1 魚道の必要性

魚道の必要性は水系ごとに策定されている「溪流環境整備計画の策定について」に基づき実施する。

[参考文献 「魚にやさしい溪流づくりー越美山系の魚道ー（越美山系砂防事務所）」]

2 魚道の構造

魚道の規模、形式は、滯筋等の河床の変動状況、適当な魚道の流量、魚道において対象とする魚種の習性等を適切に判断し、また、直上流部および直下流部における通常予想される水位変動の範囲内で魚道が機能するような構造とする。

また、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。

[法例規集、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]

3 魚道の形式 [河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 [I] 第1章 7.2.8.3]

[最新 魚道の設計 （財）ダム水源地環境整備センター]

魚道には以下に示す形式があるが、我が国で最も実績があり遡上効率が高いと評価されている階段式魚道を基本として考えることが望ましい。

表 6-3-1 魚道のタイプ分け

魚道タイプ	我が国における代表的な魚道形式
プールタイプ	階段式魚道 バーチカルスロット式魚道 ハーフコーン式魚道 棚田式魚道 潜孔式魚道
水路タイプ	デニール式魚道（標準型、舟通し型） 粗石付き斜路式魚道 粗石付き斜曲面式魚道 緩勾配バイパス水路式魚道（人工河川式魚道）

(1) プールタイプ魚道

隔壁によって形成されるプールを連続させることによって魚の休憩池を確保しながら高度を稼ぐタイプ、隔壁の上端部を丸形にすることが必要である。

① 階段式

隔壁には大型魚用に切り欠きを設ける場合が多い。水位コントロールが難しく越流水深が大きくなる場合にはアイスハーバー式が検討されるが、潜孔は流れを乱す場合があり基本的に必要ない。

② 潜孔式

隔壁下部に魚が遡上できる潜孔があるもの、わが国での実績は少ない。

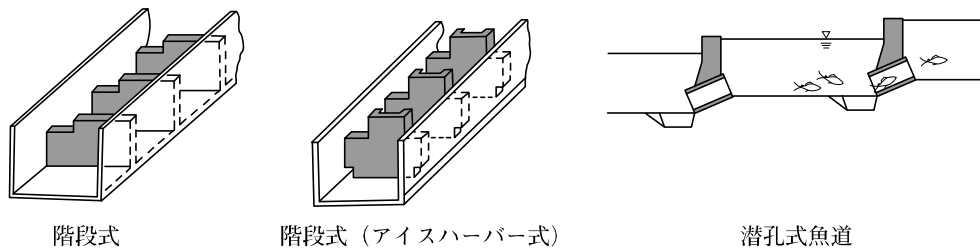


図 6-3-1 プールタイプの魚道の例

(2) 水路タイプ

一定勾配の水路を連続させるタイプ。基本的にはプール部分がなく止水部分がないもの。

① 緩勾配水路式

緩勾配により水流を弱めるタイプ。経費が高くつく。

② 粗石付斜路式

粗石により水流を緩めるタイプ。粗石の適正な配置が大変難しい上、水位変動に対する適応範囲が狭い。

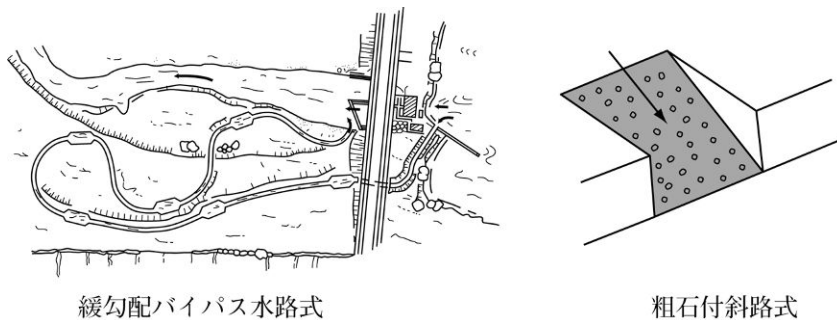


図 6-3-2 水路タイプ魚道の例

(3) 阻流版式魚道

水路式であるが、流れを制御する隔壁等により止水部分を設けたもの。

① デニール式

異形阻流版により流速を弱めるタイプ、阻流版付近で強い渦が発生するため小さい魚の遡上は困難である。

② パーチカルスロット式

隔壁の深い切り欠きによって水流を逃がし、隔壁の陰に魚の休憩場所を設けるタイプ、複雑な強い流れが形成されるため勾配の急な部分には望ましくない。

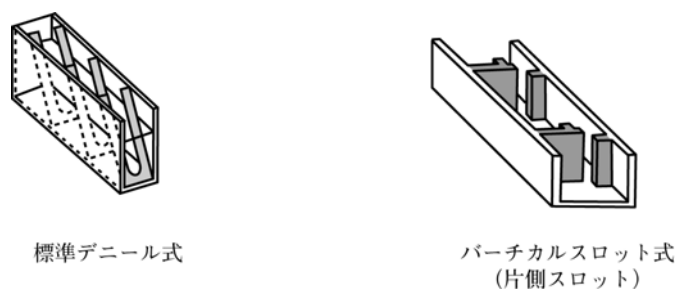


図 6-3-3 阻流版式魚道の例



形式：階段式魚道（呼び水水路付き）
湯舟沢床固工魚道



形式：アイスハーバー改良型階段式魚道
倉見砂防堰堤魚道



本堤：階段式魚道
副堰堤：階段式魚道（呼び水水路付き）
坂内砂防堰堤 魚道



形式：たて型壁面魚道
山の谷第一砂防堰堤

魚道の事例

4 魚道の設計

4-1 設計手順

魚道の設計作業の一般的な流れは、図 6-4-1 に示す通りである。

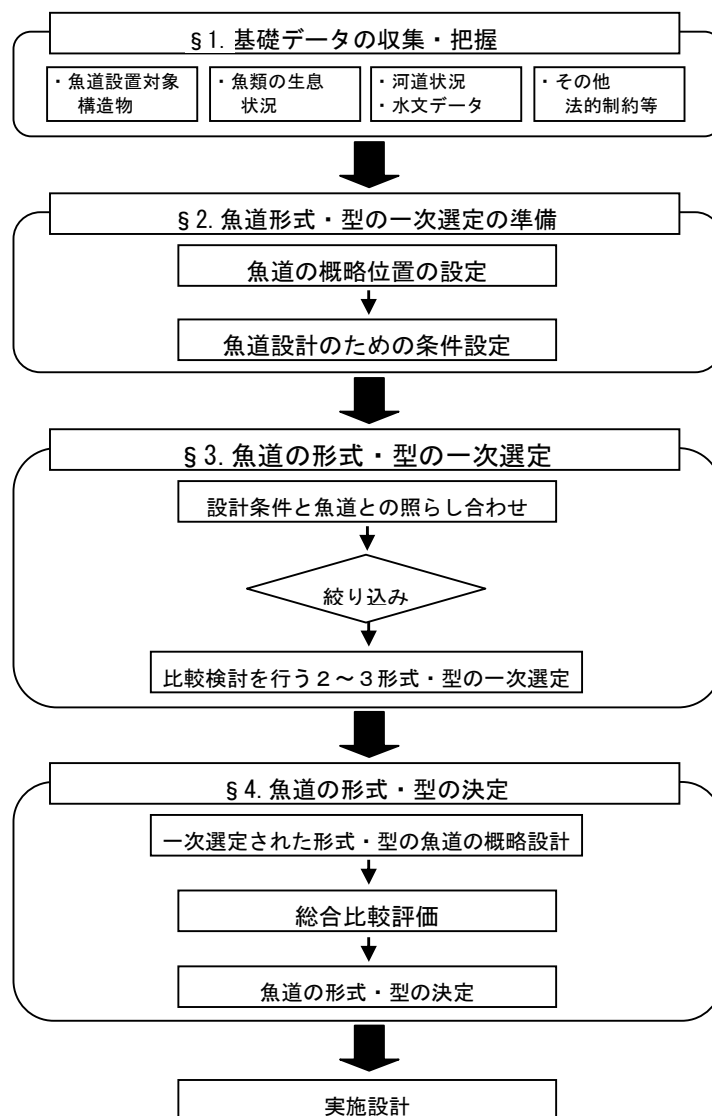


図 6-4-1 魚道の設計作業の一般的な流れ

4-2 魚道の形式・型の選定に当たり考慮すべき点

魚道の形式・型の一次選定に当たり、一般に考慮すべき条件としては表 6-4-1 のようなものがある。このうち、特に 2) の重点対象魚種、4) の落差（想定される魚道勾配）、9) の確保できる流量などは、選定の各段階において重要なポイントとなる場合が多い。

表 6-4-1 魚道の形式・型の選定に当たり考慮すべき条件

考慮すべき条件	備考
1) 本体施設の諸元	構造・運用方法・舟運利用の有無
2) 設置場所の対象魚種・重点対象魚種	遊泳力、遊泳形態、サイズ、利用時期
3) 設置場所周辺の河川形態	縦断形状、横断形状、平面形状
4) 設置場所の落差	落差により想定される魚道勾配、流速
5) 設置場所の水位変動幅	上流側水位、下流側水位
6) 設置場所の河床変動状況	濡筋の位置の変化
7) 設置場所の土砂・ゴミ・流木等堆積状況	
8) 魚道のために確保できるスペース	位置、広さ、延長
9) 魚道のために確保できる流量	河川の流量、取水量
10) 魚道のために確保できる予算	経済性
11) 維持管理体制	流量調節施設、メンテナンス
12) 施工のしやすさ	施工ヤード
13) 土砂流入への対応	土砂流入した場合の維持管理、土砂が流入した場合でも機能する構造)
14) その他	付加できる補助施設、近隣施設との関係、地水上の問題、景観上の問題、他の生物との関係、法的規則、水温など

4-3 魚道の形式・型の一次選定

魚道の形式・型の一次選定は、本体施設の諸元、設置場所の対象魚種・重点対象魚種、河川形態、落差、水位変動幅、河床変動状況、土砂等堆積状況等と各魚道の特徴とを照らし合わせ、魚道の「タイプ」から具体の「形式」「型」へと選定の絞り込みを行い、概略設計及び総合比較評価を行うための数案の「形式」「型」を選定する。

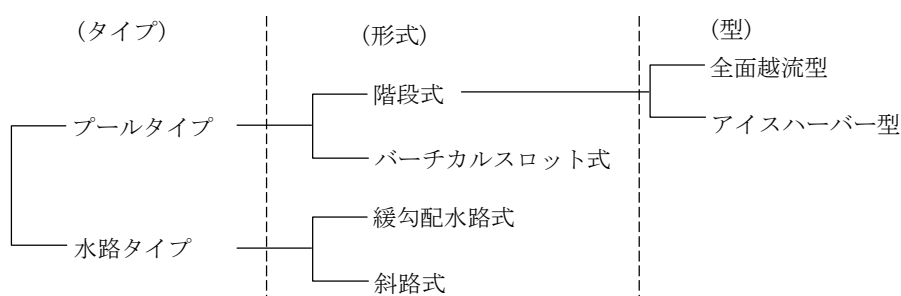


図 6-4-2 魚道の分類

4-4 タイプの選定

4-4-1 プールタイプ魚道と水路タイプ魚道の選定ポイント

表 6-4-2 プールタイプ魚道 or 水路タイプ魚道 選定のポイント

		プールタイプ魚道	水路タイプ魚道
代表的な魚道形式		階段式 バーチカルスロット式 など	緩勾配水路式 斜路式
魚道タイプの定義		魚道内流速を制御し対象とする魚類が遡上可能な流況を創出する魚道のうち、隔壁と隔壁との間に形成されるプールにより減勢するタイプの魚道	魚道内流速を制御し対象とする魚類が遡上可能な流況を創出する魚道のうち、水路内に設置した粗度により減勢するタイプの魚道
選定のポイント	勾配	魚道勾配が 1/10 以下で選定可能	魚道勾配が 1/20 以下で選定可能
特徴・留意点等		<ul style="list-style-type: none"> 急勾配（高落差）への対応性が比較的高い（特に階段式魚道）。 土砂やゴミが溜まりやすい（特にプール水深が深い場合、維持管理に工夫が必要）。 	<ul style="list-style-type: none"> 土砂やゴミが溜まりにくい（維持管理が容易）。 自然に近く景観性に配慮できる余地がある。 急勾配（高落差）への対応性が低い（工夫が必要）。 魚道内で鳥の捕食の対象となりやすい(対策が必要)。 土石の流下等の外力によって破壊される可能性は低い。

「プールタイプ魚道」か「水路タイプ魚道」かを選定するポイントは、魚道勾配（総落差と魚道延長により決まる値）である。

原則として、水路タイプ魚道は魚道勾配が 1/20 以下、プールタイプ魚道は魚道勾配が 1/10 以下で選定が可能である。

魚道勾配が緩やかな場合は、魚道全体の流速が遅くなるため、水路タイプ魚道、プールタイプ魚道のいずれも選定可能で、魚道勾配が急な場合は水路タイプ魚道では魚道全体の流速が速くなるため遡上が困難となる。

一方、プールタイプ魚道では、ある程度魚道勾配が急な場合でも連続したプールが魚の遡上に必要な休息場を常に提供するため遡上が可能である。

4-4-2 階段式魚道とバーチカルスロット式魚道の選定ポイント

表 6-4-3 階段式魚道 or バーチカルスロット式魚道 選定のポイント

		階段式魚道	バーチカルスロット式魚道
代表的な魚道の型		全面越流型 アイスハーバー型 など	-
魚道形式の定義		プールにより魚道内流速を減勢するタイプの魚道のうち、隔壁頂部を水が越流する形式の魚道	プールにより魚道内流速を減勢するタイプの魚道のうち、隔壁に設けられた鉛直スリットを水が流下する形式の魚道
選定のポイント	魚種	重点対象魚種に大型魚以外を含む場合にも選定可能（大型魚を含む場合は越流水深の確保が必要）	重点対象魚種が大型魚のみの場合に選定可能（小型魚や底生魚等に対しては石礫を敷き詰めるなどの工夫が必要）
	水位	施設上流側の水位変動幅が小さな場合に選定可能（水位変動幅：25cm以下が目安） （水位変動幅が大きな場合は流量調節施設などの設置が必要）	施設上流側の水位変動幅がある程度大きな場合にも選定可能（水位変動幅が25cm以上でもある程度対応可能）
	配勾	魚道勾配が1/10以下で選定可能	魚道勾配が1/20以下で選定可能
	流量	魚道のために確保可能な流量が少ない場合にも選定可能	魚道のために確保可能な流量が多い場合に選定可能
特徴・留意点等		<ul style="list-style-type: none"> 実績が多く情報が豊富である。 一般的に施工費用が安い。 	<ul style="list-style-type: none"> 水位変動への対応性が比較的高い。 プール内に土砂が堆積しにくい（ただし、転石などがスロット部につまり閉塞すると魚道として機能しなくなるため、維持管理に工夫が必要）。 同一条件で比較すると、階段式魚道に比べて施工費用が高い。

4-4-3 前面越流型とアイスハーバー型の選定ポイント

表 6-4-4 全面越流型 or アイスハーバー型 選定のポイント

		全面越流型	アイスハーバー型
魚道の型の定義		隔壁頂部を水が越流する形式の魚道うち、非越流部がない細部構造をもつ魚道	隔壁頂部を水が越流する形式の魚道うち、非越流部がある細部構造をもつ魚道
選定のポイント	延長形状	魚道延長が短く、かつ形状が直線の場合に選定可能（魚道延長が長い場合、休憩プール等の設置が必要）	魚道延長が長い場合や形状が直線的でない場合にも選定可能
特徴・留意点等		<ul style="list-style-type: none"> 国内での実績が多く、情報が豊富である。 構造が単純で、施工性が良い。 プール底部に静穏域が形成されにくく、魚道延長が長くなるような場合には、休憩プールの設置やプール底部に石礫を敷き詰めるなどの工夫が必要となる。 	<ul style="list-style-type: none"> セイシュなど強い横波が発生しにくい。 同規模の魚道では、全面越流型に比べて、少ない魚道流量で機能する。 全面越流型に比べて、ゴミが溜まりやすい（維持管理に工夫が必要）。 流量が多い場合、越流部の流れが全面越流型に比べて不安定になりやすい（左右の越流部の高さを変えるなど工夫が必要）。 隔壁に非越流部があり、その下流に休憩場所となる静穏域が形成され、また魚道底部の流況も比較的安定しているため、底生魚など遊泳力の弱い魚類でも各プールで休憩しながら遡上することが可能。

4-4-4 勾配水路式魚道と斜路式魚道の選定ポイント

表 6-4-5 緩勾配水路式魚道 or 斜路式魚道 選定のポイント

		緩勾配水路式魚道	斜路式魚道
代表的な魚道の型		-	粗石付き斜路型 など
魚道形式の定義		粗度により魚道内流速を減勢するタイプの魚道のうち、勾配が緩い魚道	粗度により魚道内流速を減勢するタイプの魚道のうち、勾配がやや急で大きな粗度を設けた形式の魚道
選定のポイント	魚種	重点対象魚種に特に遊泳力の弱い魚類を含む場合にも選定可能	重点対象魚種に特に遊泳力の弱い魚類を含まない場合に選定可能
	勾配	魚道勾配が 1/80 以下で選定可能	魚道勾配が 1/20 以下で選定可能
特徴・留意点等		<ul style="list-style-type: none"> ・遊泳魚、底生魚、エビ・カニ類など多種多様な生物に対応し、特に遊泳力の弱い稚魚なども遡上可能。 ・自然河川と類似した遡上環境の創出が可能。 ・一般に魚道延長が長い（設置場所の確保、魚道出入口の位置調整、施工コスト縮減など工夫が必要）。 ・水深が浅く、魚道延長が長い場合は水温が上昇しやすい。 	<ul style="list-style-type: none"> ・粗度の形状、密度、配置により流況が複雑に変化する。このため、流量や流況の推定精度が低い。 ・低落差の固定堰等において、全断面化が可能。 ・土石の流下などの外力によって破壊される可能性が低い。

4-5 魚道の形式・型の決定

一次選定された魚道の型、数案について、以下の設計条件を踏まえながら、魚道本体や付帯施設の規模を得るための概略設計を実施する。概略設計の結果をもとに、経済性、施工性、維持管理の容易性等の総合比較評価を行い、望ましい魚道形式・型の決定を行う。

- (1) 設計検証魚の選定
- (2) 設計対象河川流量の設定
- (3) 設計対象河川流量に基づいた上下流水位の設定

4-5-1 設計検証魚の設定

重点対象魚種について魚の遊泳力、体長や体高などを既往調査結果や既往知見をもとに整理する。

これらの情報をもとに重点対象魚種から、魚道内流速や必要水深、細部構造などの設計条件を与えるための代表魚である設計検証魚を選定する。

設計検証魚は、以下の 3 項目の設計条件を設定するための魚である。

- ・魚道内の目標とする流速の設定 →重点対象魚種のうち最も遊泳力の弱い魚を基本とする。
- ・魚道に必要な水深の設定 →重点対象魚種のうち最も体高の高い魚を基本とする。
- ・魚道細部構造や配慮事項の設定 →重点対象魚種のうち遊泳形態が特徴的な底生魚・甲殻類等。

魚類の遊泳速度は、巡航速度と突進速度がある。

巡航速度は、比較的長時間（30 分～数時間）疲労することなく持続的に泳ぐ速度である。突進速度は、1～数秒間瞬発的に出すことができる速度である。

魚道内ではさまざまな流速が発生している。遡上経路のうち、最速の流速が発生している箇所（例えば、階段式魚道の越流部など）を遡上できるかどうかを判断するには、突進速度と比較する。突進速度では通過できない長い区間（例えば、長い斜路式魚道、緩勾配水路式魚道など）を遡上できるかどうかを判断するには、巡航速度と比較する。

魚の体長を B_L (cm) とすれば、巡航速度 = $2 \sim 3 B_L$ (cm/s)、突進速度 = $10 B_L$ (cm/s) の程度である。ただし、サケ科の魚では、巡航速度 = $3 \sim 4 B_L$ 程度であり、アユにおいては、巡航速度 = $5 \sim 7 B_L$ 、突進速度 = $12 \sim 18 B_L$ 程度であるとも言われている。

一般に、この比は、稚魚のほうが成魚よりも小型の魚のほうが大型魚よりも大きくなる傾向にある。

表 6-4-6 漁種別の遊泳力

魚種別の遊泳力			
魚種	体長 (cm)	巡航速度 (cm/s)	突進速度 (cm/s)
アユ	14.4	110	178
ニジマス	17.2	80	170
コイ	15.3	70	150
ブルーギル	10.3	55	120
アユ	6.6	40	120
キンギョ	10.1	35	113
ウナギ	9.0	15	80
クサフグ	2.3	15	30
ゴンズイ	4.9	15	36
コトヒキ	2.1	13	47
ドジョウ	7.1	10	112
グッピー	3.0	10	30
グッピー	0.88	8	16
カワムツ	0.80	8	16.5
キス	0.76	6	17

出典)「魚類生理学」 恒星社厚生閣

4-5-2 設計対象河川流量の設定

設計対象河川流量は、重点対象魚種の遡上・降下時期に魚道が最も機能するように この時期の河川流況をもとに設定する。

- ・設計対象河川流量の下限値
 - 重点対象魚種の遡上から降下時期の期間における低水流量相当程度の流量 (発生頻度 75%)
- ・設計対象河川流量の上限値
 - 重点対象魚種の遡上から降下時期の期間における豊水～平水流量相当程度の流量。 (発生頻度 26%から 50%)

下限値を低水流量相当の流量としたのは、渇水流量を設計対象河川流量に含めた場合、水位差の総範囲が大きくなり不経済となるためである。

豊水流量：1年を通じて 95日はこれを下らない流量 (発生頻度 26%)
 平水流量：1年を通じて 185日はこれを下らない流量 (発生頻度 50%)
 低水流量：1年を通じて 275日はこれを下らない流量 (発生頻度 75%)
 渇水流量：1年を通じて 355日はこれを下らない流量 (発生頻度 97%)

4-6 魚道の流況と設計流速

4-6-1 魚道の流況

魚道内の流況は、遡上魚が方向を見失うことがないように、また、必要以上に体力を消耗しないように安定させる。

階段式魚道の場合、隔壁から水が落ち込むことによる多量の気泡（白泡）の発生や、横波、縦波及び渦流等が発生する場合には魚が遡上しにくいので留意する。

4-6-2 設計流速

遊泳力の弱い魚種に配慮し、対象とする魚種の遊泳力に基づき設定する。

また、構造の工夫や形式の異なる魚道の併設等により、全体として多様な流速場を創出し、魚が選好する流速帯を選べるように配慮する。

魚道内の最大流速は、対象とする魚種のうち最も遊泳力の弱い魚の突進速度以下になるように設定することを基本とするが、流速が極端に遅い場合には、魚が遡上意欲を欠くという知見もあるため、適度な流れが必要である。

遊泳力が様々な魚種を対象とする場合には、魚道内に多様な流速場を創出し、魚が遡上経路を選べるように配慮する。

流速の設定に際しては、遡上魚が突進速度を継続できる時間（スタミナ）も考慮する。

なお、階段式魚道の場合、隔壁から落ち込む流れの最大流速により魚の遡上の可否が決まるが、この流速は隔壁の落差に支配されるため、この落差に留意する。

4-7 魚道の諸元

4-7-1 魚道勾配

魚道勾配は魚道を設置する施設の落差と確保できる魚道延長により決定される。

勾配は、既往の実験結果等から、階段式魚道では1/10～1/20程度が適切であるという知見が得られている。また、隔壁を設けず粗石により流速を抑える粗石付き斜路式魚道では、1/20以下の勾配を必要とし、逆に水路タイプのデニール式魚道は、一般的にやや急な勾配（1/10以上）まで対応可能とされている。

4-7-2 魚道延長

魚道延長は、魚道形式によって魚が一度に容易に遡上できる距離（延長）が異なるため一概には言えないが、一般的には維持管理や施工コスト及び魚食性鳥類による食害を考慮すると、必要な勾配を確保できる範囲内でなるべく短くすることが望まれる。

4-7-3 落差

プールタイプ魚道のプール間落差は、施設の落差、魚道延長及びプールの個数により決定される。プール間落差については、階段式魚道の場合、既往の実験結果等から10～20 cm程度が適切とされている。

4-7-4 幅員・プール長

魚道の幅員は大きいほど良いというものではなく、魚の遡上経路に合った適切な幅に設定する。幅の広い魚道は規模が大きくなり、流量や大きな施工費用を必要とするため、河床（濬筋）の安定しない場所に全断面魚道を設置する等の場合を除き、必要以上に幅員を大きくしない。

なお、プール長が短く、プールが横長の場合には、横波が増幅されて流れが乱れることがあるため留意する。

4-7-5 水深

魚道の水深は、最浅部（階段式魚道の場合は隔壁越流部）において、対象とする魚が遊泳可能な水深（体高の2倍以上が目安）が確保されていることが基本である。

また、サギ類等、陸上の捕食者による食害を避けるためには、水路タイプの魚道ではある程度の水深が必要である。

ただし、プールタイプ魚道の場合は、プール水深が深すぎると鉛直方向の渦流が発生し、魚（特に遊泳魚）が遡上方向を見失う場合があるため留意する。また、浅すぎると減勢効果が低下するため、適切な流況及び流速に留意する。

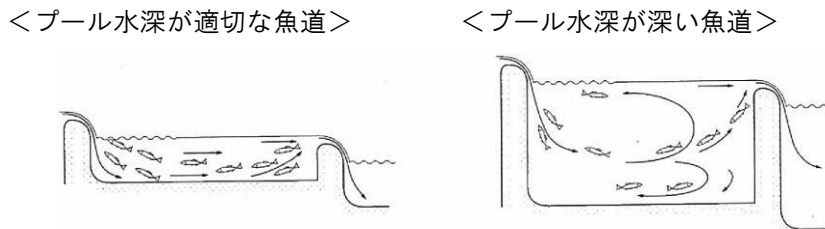


図 6-4-3 プールタイプ魚道

4-7-6 隔壁の形状

階段式魚道においては、隔壁天端の断面形状が直角型の場合、下流側に剥離した流れ（隔壁との間に空隙が生じる流れ）が発生して魚の遡上が困難となるため、天端の断面形状を傾斜型やR型等として剥離した流れの発生を抑える。

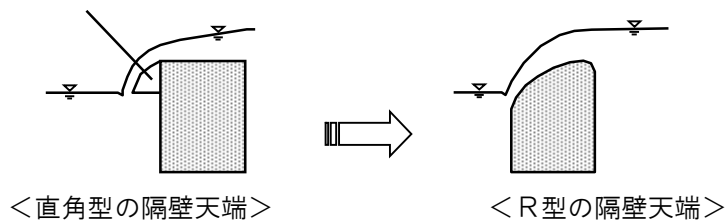


図 6-4-4 隔壁天端の形状

また、隔壁の厚さについては、厚さが増すほど斜面距離が長くなり魚の遡上が困難となるため、強度にもよるが20～30cm程度が一般的である。なお、厚さが薄すぎる場合には剥離した流れが発生するため留意する。

隔壁部の切り欠きは、魚道内の流況を安定させるためには、水平部対切り欠き幅の比は4：1または5：1程度、切り欠き位置は全ての隔壁で同じ側に設けることが適切との知見がある。

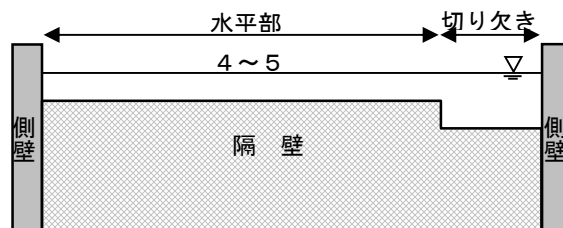


図 6-4-5 切り欠き幅の比

4-7-7 魚道上流端・下流端の高さ

魚道上流端・下流端の敷高は、それぞれ横断施設の下流側及び上流側の水位変動を踏まえて決定する。基本的には対象とする魚種の遡上時期の水位に合わせるが、洪水後の復帰遡上等、季節に係わりがない遡上もあるため、年間を通じた水位変動も考慮する。

上流端の高さは、基本的には上流側の低い水位に合わせる。

下流端は、河床の洗掘等に備えて根入れ等を行う。

対応させる水位の範囲は、対象河川の水位変動により異なるが、極端に流量が多い時には魚は遡上しないとされているため、上流端の高さは基本的には低い水位に合わせる。

また、農業用の施設の場合は、灌漑期と非灌漑期で水位が大きく変化する場合が多いため、高さの異なる魚道上流端を2箇所設ける等して、水位変動に対応させることもある。

なお、魚道下流端は将来的な河床の洗掘等にも備え、十分な根入れ等を行う。

4-8 降下魚及び魚以外への配慮

4-8-1 降下魚への配慮

設計に際しては、遡上魚だけでなく降下魚にも配慮する。

回遊魚は海域と河川を行き来するため、必ず降下もある。ただし、遡上時と降下時には体の大きさが異なるものが多く、例えば、アユでは稚魚が遡上し、仔魚が降下する。

従来、魚道設計においては、魚の遡上が重視され（このため、魚道の下流端を入口、上流端を出口と呼ぶことが多い）、降下について配慮されるようになったのは近年になってからである。

魚の降下は魚道を利用する場合もあるし、出水時に堤体を越えて降る場合もある。また、アユの仔魚のように、遊泳力がほとんどないために水流に乗って降下するものもある。このため、設計に際しては、魚の種々の降下様式にも配慮する。

4-8-2 魚以外への配慮

河川を行き来する生物は魚ばかりではない。テナガエビやモクズガ二等の甲殻類、オオサンショウウオ等の両生類等にも河川内を大きく移動するものがある。

従って、魚以外の生物の生活史や分布・移動範囲を把握し、生活史が完結できるように配慮する。

4-9 付帯施設

4-9-1 流量調節

必要に応じて、魚道上流端の角落し、機械式の流量調節ゲート、流量調節柵及び溢流式魚道等により魚道流量を調節する。

魚道上流側の水位変動が大きい場合には、魚道流量を安定させるために流量調節機能を持たせることを検討する。

階段式魚道等の場合、よく用いられるのは魚道上流端に角落しを設け、ここに厚板や木柱を落とし込んで流量を調節する手法である。この場合、角落し部に剥離した流れが発生しないように、厚板や木柱の天端の断面形状を傾斜型やR型とする。

角落しの他にも機械式の流量調節ゲート、流量調節柵及び溢流式魚道等、様々な流量調節の手法が開発されており、対象とする魚道の特徴や施工条件に合わせて適切な手法を選定する。

4-9-2 呼び水

呼び水水路は、魚の遡上経路とは異なる位置に魚道を設置せざるを得ない場合において、魚道下流端に魚を誘導するために設置する。呼び水の流速は一般的に魚道流速の2倍以上が必要とされているため、一般的に魚道流速の2倍以上とする。

呼び水の流速が遅い場合には魚の誘導効果が低下するだけでなく、呼び水水路内に魚が迷入することもあるため、流速は適切に保つとともに、水路の下流端に落差を設けて迷入を防止する等の工夫が必要である。

なお、呼び水は上中流部においては強い流れを発生させ、魚に上流を感知させて魚道へ誘導するが、汽水域では、魚は流速差よりも塩分差を感知して遡上するため、河口堰等の感潮域における呼び水には強い流れは必要としない。

4-9-3 魚道内の休息プール

横断施設の落差が大きいため、魚道延長を長くする場合には、魚道の途中で魚の休息用プールを設置する。

休息プールは魚が休息できるように他のプールよりも勾配を緩くし、容積も大きく確保する。休息プールを設置する間隔についてはとくに基準はないが、階段式魚道では既往の実験結果等から20～30m程度が目安とされている。

4-9-4 土砂・転石対策

魚道への土砂や礫の流入により、流れの乱れ等が生じ、魚道機能が低下する場合がある。このため、土砂の移動が大きい場所では土砂対策を講ずる。

土砂対策の手法には、土砂の流入を防ぐ、あるいは流入した土砂を排砂するという考え方があり、前者ではグレーチング蓋等による流入の防止、後者では魚道上流端に土砂吐を設ける等の手法がある。

4-10 その他の留意点

4-10-1 景観への配慮

魚道は魚の移動経路の確保を第一の目的とするが、周辺環境との景観上の調和にも配慮する。

魚道側壁や床等は、コンクリート面よりも施工地周辺の水辺環境に合わせた自然石張り等とするほうが、景観上及び機能的に好ましい場合がある。

なお、魚道の側壁や床に自然石を用いる場合には、以下の事項に留意する。

① 設計図面

自然の河川にみられるような石の大きさの組み合わせや配置を設計図面で正確に表現することは困難である。無理に図面に落とそうとはせず、設計の意図（流れが乱れないように配置したい・・・等）を分かりやすい言葉で記す工夫が必要である。

② 材料の調達

使用する自然石には、なるべく施工地の周辺で産するものを用いる。その際、石材の採取に伴う環境への影響に留意するとともに、石材のリサイクルも積極的に取り入れる。

③ 景観上の配慮

河川の中流域や下流域において、本来上流域でみられるような大岩を設置したり、暗色系の魚道に白色の石を敷き詰めること等は、不自然な外観につながるため留意する。

④ 自然石の配置

魚道は、自然河川とは異なり勾配が急となる場合が多いため、自然石のみで構成する魚道では流れが乱れて魚の遡上が困難になる場合がある。このため、自然石の利用に際しては、コンクリートブロックの併用等、ケースバイケースの検討が必要である。

4-10-2 複合式魚道

複数形式の魚道を組み合わせた複合式魚道では、各形式の長所が生きるように留意する。

魚道の設置スペースが限定される条件下において、多様な魚種や水位変動等に対応させる目的から、複数の魚道形式を組み合わせた複合式魚道が開発されている。

例えば、バーチカルスロット式魚道と舟通しデニール式魚道を組み合わせ、平水～高水位時にはバーチカルスロット式、低水位時にはデニール式魚道が機能する魚道がある。

複合式魚道は、例えば高水位時に流れが干渉し合ってそれぞれの長所を相殺する場合があるため、互いの流れが影響し合わないよう留意する。

4-10-3 魚道周辺への配慮

魚道周辺への配慮：魚道を陸域と水域との移動経路として利用する生物もあるため、これにも配慮する。

魚道は河岸部に設置されることが多いが、河岸部は河川を横断的に見た場合、水域と陸域とが接する移行帯に当たる。

両生類（サンショウウオ類やカエル類等）や爬虫類（カメ類等）には陸上と水中を行き来するものが多いため、それらにとって移行帯は重要な移動経路となる。

第7章 水制工

水制工は、流水や流送土砂をはねて溪岸構造物の保護や溪岸侵食の防止を図るものと、流水や流送土砂の流速を減少させて縦侵食の防止を図るものがある。

設計にあたっては、流送土砂形態、計画対象流量、河床材料、河床変動等を考慮し、その目的とする機能が発揮されるようにするとともに、安全性、維持管理面等についても考慮する。

[河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [Ⅱ] 第3章 5.1]

1 水制工の計画

荒廃溪流においては、次のような場合には水制工を計画する。

- ① 流水の流向を制御して、溪岸の侵食・崩壊を防止する。
- ② 流勢を緩和して、土砂の堆積を図り、溪岸を保護する。
- ③ 流路幅を限定し、溪岸の侵食・崩壊を防止する。

2 水制工の分類

流水が水制の天端を越流するか否かによって越流水制と不越流水制に分けられる。

砂防工事としての水制は、一般に不越流水制を計画するのが原則である。

3 水制の方向

水制の方向が流心に対して直角であるか、上向きであるか、下向きであるかによって以下のように分類される。

- ① 直角水制
- ② 上向き水制
- ③ 下向き水制

溪流において流水が水制を越流した場合、下向き水制では岸に向かって偏流し、上向き水制では溪流の中心に向かって偏流が生じる。従って、溪流においては一般に越流しても偏流の生じることがない直角水制が多く用いられる。

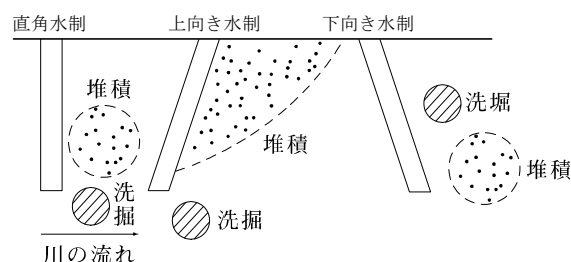


図 7-3-1 水制工の方向

4 水制の形状

水制工の形状には以下のものがある。

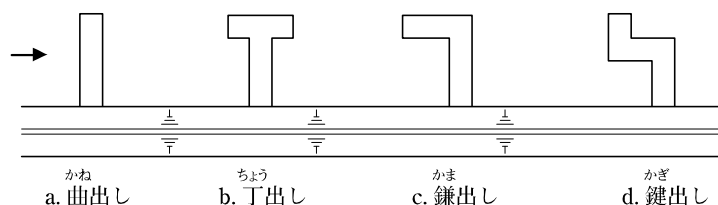


図 7-4-1 水制工の形状

- ① 溪流に対して、直角方向に一直線に出したものを「曲出し」といい、その先端に縦工を付したものを「丁出し」、その先端を折り曲げて縦工横工に兼用するものを「鎌出し」、さらにこの縦工の突端に短い横工を付したものを「鍵出し」という。
- ② 荒廢溪流には一般に「曲出し」が使用されるが、砂礫堆積地帯において河幅員を限定する場合には「丁出し」を用いることがある。

5 水制工の種類

水制工には、その使用材料によって次のような種類のものがあり、対象とする溪流の特性に併せて適切な種類を選定する。

- a. コンクリート水制
- b. コンクリートブロック水制
- c. 枠水制
- d. 沈床水制
- e. 杭打ち水制
- f. かご水制

- ① コンクリート水制は不越流水制の代表的な水制で、砂防溪流での施工はこの水制が多い。
- ② 急流河川 (1/200 程度) で使用され、比較的よい結果を得ているものにコンクリートブロック水制がある。

6 計画・設計

6-1 配置

- ① 崩壊地が短区間の場合にはその上流端に不越流の下向き水制を一箇所設けることによって、流水を崩壊地から遠ざけ、その拡大を防止することがある。しかし、このように水制を設けた場合には対岸が水衝部となることが多いことから、対岸は岩盤のような強固な地盤であることが必要である。
- ② 崩壊地が長区間にわたる場合は直角水制を用い、その天端は完全な不越流とするか、あるいは流心に向かって傾斜させる。通常、勾配は 1/10~1/100 の下り勾配をつける。〔河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 [II] 第 3 章 5.2〕
- ③ 砂礫堆積地で河幅が広く、乱流、偏流によって溪岸侵食、堆砂礫の移動の顕著な場合には兩岸の水制頭部をお互に対向させ、不越流直角水制とすることが望ましい。

6-2 地山への取り付け

- ① 溪流においては、水勢が激しいために流水が水制に衝突する場合、根部において渦流を生じ溪岸は侵食を受けやすいことから、根部は強固な地山であることが望ましい。
- ② 強固な地山でない場合は溪岸嵌入部の掘削跡は確実な間詰めを行うか、あるいは元付護岸工を施工しなければならない。
- ③ 荒廃溪流において、元付護岸工の上下流端は流水が裏に回ることを防止するために、溪岸に十分巻き込んでおくことが特に必要である。

6-3 高さ

溪流における水制は不越流水制とする場合が多く、従って、流水の衝突によって洪水位が上昇するため、水制の高さは砂防堰堤、床固工の袖の余裕高と同様に考えるものとする。

6-4 長さ

荒廃溪流に設けられる水制は緩流河川の水制と異なり、その作用は顕著でかつ複雑であるから、特に長さの問題は慎重に検討する。

- ① 溪流では一般的に河幅が狭いことが多く、その上流勢が激しいことから水制は多少短すぎるぐらいの方がよい。その後の河状をよく見極めた後に漸次延長して計画の長さまで施工する。
- ② 水制長の決定は、溪流内の状況を十分に調査して流水の法線を決定し、水制の先端をこれに合わせるように計画する。

6-5 間隔

水制工の間隔は、主として水制の長さ、種類、流水の方向、溪床勾配、形状等を考慮し、上流の先端から流水が溪岸に達する前に下流側の水制で受けるように決定する。

水制間隔が広すぎると横流を生じ、水制域内の護岸工および溪岸を破壊することがあるため、水制工間隔は慎重に決定するものとする。

- ① 直線部においては水制長の2.5～3.0倍とする。
- ② 凹部においては水制長の2倍程度、凸部においては水制長の3倍以上とする。

6-6 形状

荒廃溪流における水制頭部は流水および転石の衝撃を最も強く受けることから堅固に造る必要があり、特に洗掘防止のために頭部を長く、深く溪床に掘り入れるのがよい。

第7編 施工

第1章 仮設工

1 転流工

転流工の選定に当たっては、堰堤の型式、工事期間、河川の流況、地形および河床堆積物の厚さ、実績等を考慮して決定するものとする。

1-1 対象流量

転流工の対象流量は、同一水系内の近傍工事の実績等、従来運用の算出方法を基に設定する。ただし、これにより設定判断が困難な場合は、以下による算出方法を参考とする。

(1) 対象流量の設定方法

各水系の代表地点(基準地点等)における出水期、および非出水期の堰堤型式別の年超過確率流量(雨量)を算定し、計画洪水流量(計画降雨量)との比(α)を求める。

対象流量は、当該工事地点における計画流量「第5編 第2章 掃流区域における計画対象流量」に α を乗じて求める。

- ① 対象流量は年1回確率流量とする。
- ② 工事期間が出水期、および非出水期における、年1回確率流量と計画洪水流量との比は表1-1-1を参考とする。
- ③ 転流工設置期間が出水期、および非出水期の両方にかかる場合は出水期の値を採用する。

表 1-1-1 計画流量の比と工事期間(参考)

河川名	α		工事期間	
	出水期	非出水期	出水期	非出水期
天竜川	15%	5%	4月～9月	10月～3月
安倍川	19%	6%	5月～10月	11月～4月
木曾川	25%	9%	6月～9月	10月～5月
庄内川	22%	9%	6月～9月	10月～5月
狩野川	15%	5%	5月～10月	11月～4月
揖斐川	25%	10%	4月～9月	10月～3月
富士砂防	11%	3%	4月～9月	10月～3月

(参考) 対象流量の確率

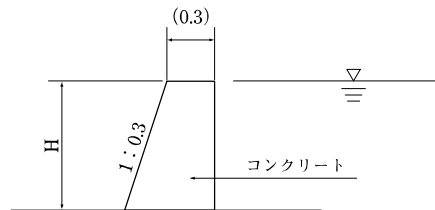
治水ダムの対象流量は、一般にフィルダムでは15～20年確率流量、重力式コンクリートダムでは年1～2回確率流量、アーチダムでは2～1.5年確率流量を対象とするのが普通である。 [多目的ダムの建設 施工編 第32章 4-1]

- ④ 河川合流部に関わる溪流保全工については、合流先河川における河道計画、出水期、非出水期の設定や河川側の仮設流量設定規模等を勘案し設定することが望ましい。
- ⑤ なお、上記のように安易に計画流量の比で設定するのではなく、周辺環境に関わる重要度、実績等を十分に勘案し設定することが望ましい。

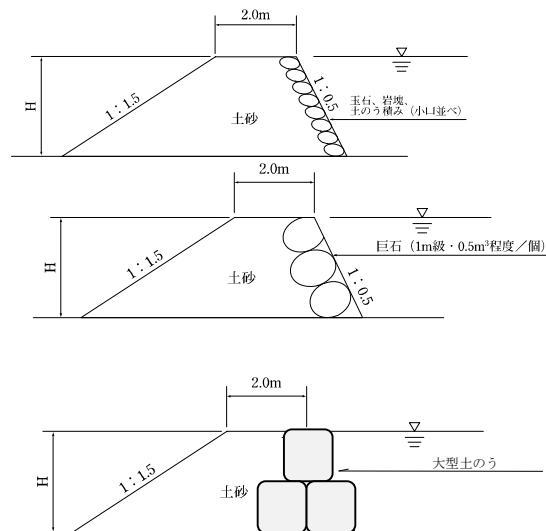
1-2 仮締切工

- ① 仮締切工に余裕高は見込まないものとする。
- ② 仮締切の構造は現地発生材を用いた築堤構造を基本とし、最小天端幅は2mとする。
- ③ 構造物上に設置する場合のコンクリート擁壁構造の天端幅は、壁高 $H \leq 2.5\text{m}$ の場合0.3m程度とし、壁高 $H > 2.5\text{m}$ の場合は安定計算より決定する。
- ④ 管内では以下のような構造の仮締切が使用されている。

(水衝部及び構造物上で通水場所に余裕が無い場合)



(水衝部で通水場所に余裕がある場合)



(水衝部および構造物上以外で通水場所に余裕がある場合)

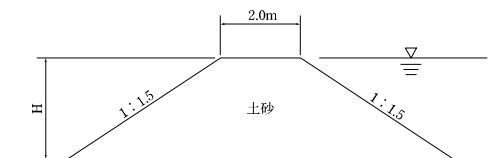


図 1-1-1 仮締切の施工例

1-3 仮排水路工

1-3-1 仮排水トンネル方式

仮排水トンネルは、堰堤地点の上・下流に河川を横断して設置した締切とその間を結ぶトンネルによって流水を迂回させる方法である。

- ① 水路トンネルの対象流量は出水期の対象流量を基本とする。
- ② 水路トンネル方式の流水疎通能力の水理計算は、「多目的ダムの建設 第5巻 施工編 第23章 4.3 仮排水路の水理」に準じて行う。
- ③ 水路トンネルは、洗掘による補修が困難なため出口流速を $V=10\text{m/s}$ 以下で流下させるのが望ましい。

1-3-2 半川締切方式

半川締切は、河川の片側を締切り、この締切範囲内の掘削、および堤体工の施工を行い既設部分に転流し締切を実施した後、未施工部分を施工する方法である。

- ① 平面形状における、取付け角度は上流側 30° 以下、下流側 45° 以下程度を標準とするが現場状況を考慮して決定するものとする。[河川構造物設計要領(H28.11) 第3編 仮設工等 第1章 仮設工 1-2-3 仮締切工 ⑤平面形状]
- ② 設計断面における流量の疎通能力は Manning 公式(等流水深)を用いる。

$$Q=1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A \quad \text{----- (式 1.1.1)}$$

ここに、 Q ：対象流量(m^3/s)， n ：粗度係数， R ：径深(m)
 I ：溪床勾配， A ：断面積(m^2)

1-3-3 樋工方式

樋工方式は、堰堤地点上・下流に河川を横断して設置した締切りの間を樋により結び、流水を一時的に処理した後、河床部を施工し堤体内に施工暗渠を設け流水を切替えてから樋付近の施工を行う方法である。

- ① 樋は $1\text{m} \times 1\text{m}$ の大きさ程度を基本とするが、余裕をもって対象流量が流下可能で維持管理面を考慮できれば、これより小さい断面でもよい。あまり大きな樋断面とすると、樋を支える支柱の規模も大きくなるため留意する。
- ② 仮締切同様に余裕高は考慮しないが、流水疎通能力に対し製品規格内で余裕を持たせる等に配慮する。
- ③ 設計断面における流量の疎通能力は、Manning 公式(等流水深)を用いるものとする。樋工の材料としては、ヒューム管、コルゲート、塩ビ管、暗きょ排水管(高密度ポリエチレン管等)、鋼製等が使用されている。
- ④ 施工暗渠は、水抜き暗渠を利用して施工中の流水の切り替えを行うものであるが、水抜き暗渠を複数箇所利用しても対応できない様な仮排水対象流量が大きい場合には、施工に必要な暗渠を設ける。施工暗渠については、完成後、閉塞することを前提とする。

2 水替工

水替工は、掘削に伴って浸透してくる浸透水および湧水を排水するものであり、対象水位は平常流量に対する水位をもって計算するものとする。

設計にあたっては、「河川構造物設計要領(H28.11) 第3編 仮設工等 第1章 仮設工1-3 排水工」を参照とする。

3 工事用道路

工事用道路工は、本体構造物を施工するにあたって、工事施工場所へ入るための進入路である。

設計にあたっては、「林道規程 日本林道協会」を基本とし、施工現場の状況に応じて、次に示す内容を参考に設定する。なお、これによらない場合は、「道路設計要領－設計編－2014年3月 国土交通省中部地方整備局」を参考とする。

3-1 林道規程

林道規程に示される縦横断計画等について以下を参考とし、工事用道路としては「林道2級」を準用する。

(1) 設計車両(林道規程第9条)

設計車両は、普通自動車を対象とする。ただし、鋼製スリット等の搬入においてセミトレーラの通行が必要な場合は別途留意する。

区分		設計車両					
1級及び2級		普通自動車					
3級		小型自動車					

第9条 自動車道の設計に当たっては、次の表の左欄に掲げる自動車道の区分に応じ同表の右欄に掲げる自動車が、安全かつ円滑に通行することができるようにするものとする。

諸元(メートル)	長さ	幅	高さ	前 端 オーバ ハンク	軸 距	後 端 オーバ ハンク	最小回 転半径
設計車両							
小型自動車	4.7	1.7	2	0.8	2.7	1.2	6
普通自動車	12	2.5	3.8	1.5	6.5	4	12

2 設計車両の種類ごとの諸元は、それぞれ次の表に掲げる値とする。

この表において、次の各号に掲げる用語の意義は、それぞれ当該各号に定めるところによる。

- 1 前 端 オーバハンク
車体の前面から前輪の車軸の中心までの距離をいう。
- 2 軸 距
前輪の車軸の中心から後輪の車軸の中心までの距離をいう。
- 3 後 端 オーバハンク
後輪の車軸の中心から車体の後面までの距離をいう。

(2) 幅員(林道規程第10条)

自動車幅員は3.0mとする。

区 分		車線の幅員 (メートル)	車道幅員 (メートル)
1 級	2車線のもの	2.75	—
	1車線のもの	—	4.0
2 級		—	3.0
3 級		—	2.0又は1.8

第10条 車線及び車道の幅員は、次の表の左欄に掲げる自動車道の区分に応じ、同表の車線の幅員の欄及び車道幅員の欄に掲げる値とする。

(3) 設計速度(林道規程第 11 条)

設計速度は 30(km/h)または 20(km/h)を基本とする。

(設計速度)
 第 11 条 設計速度は、次の表の左欄に掲げる自動車道の区分に応じ、同表の設計速度欄の左欄に掲げる値とする。
 ただし、地形の状況その他の理由によりやむを得ない場合には、同表の設計速度の欄の右欄に掲げる値とすることができるものとする。

区 分		設 計 速 度 (キロメートル/時間)	
1 級	2車線のもの	40 又は 30	20
	1車線のもの	40、30 又は 20	—
2	級	30 又は 20	—
3	級	20	—

(4) 路肩(林道規程第 12 条)

路肩の幅員は 0.50m とし、地形状況その他の理由によりやむを得ない場合には 0.25m とする。

(路 肩)
 第 12 条 路肩の幅員は、次の表の左欄に掲げる区分に応じ、路肩幅員の欄の左欄に掲げる値とする。
 ただし、長さ 50 メートル以上の橋若しくは高架の自動車道に係るものである場合、林道の利用形態がもっぱら森林施業の実施である場合又は地形の状況その他の理由によりやむを得ない場合には、同表の路肩幅員の欄の右欄に掲げる値まで縮小することができるものとする。

区 分		路 肩 幅 員 (メートル)	
1 級	2車線のもの	0.75	0.50
	1車線のもの	0.50	0.25
2	級	0.50	0.25
3	級	0.50 又は 0.30	0.25

2 保護路肩の幅員は、0.5 メートル以下で必要最小限度とする。

【細部運用】

- (1) 通常の路肩の幅員(2車線 0.75 m、1車線の1級及び2級 0.5 m、3級 0.5 又は 0.3 m)により難い場合は、次の事項を考慮して路肩の幅員を決定するものとする。
- ① 設計速度に対する平面線形、縦断線形等を踏まえた実際の走行速度の度合い
 - ② 除雪の必要がある場合の地形、除雪量等
 - ③ 自動車、自転車、歩行者等の交通量
 - ④ 路肩部分の堅軟
- (2) 路肩の構造は、自動車の荷重に耐え得るものとし、舗装する場合にあっては、路肩外縁に舗装止め又は縁石などを設けて路肩部分も舗装し、路面水を集水することが望ましい。
 また、路肩は原則として車道面と同じ高さとするが、トンネル又は長さ 50 m 以上の橋及び高架の自動車道においては、0.25 m 以下の一段高い構造とし、地覆をかねたものとすることができる。
- (3) 次のような地形条件にあっては、路肩の縮小について検討する。
- ① 10 m 以上の切取りの高が連続する区間の山側路肩
 - ② 路側構造物を設け防護柵を設置する場合
 - ③ 山側に擁壁等を設置する場合
- また、次のような箇所にあつては、側溝等の施設を路肩内に設けることを検討する。
- ① 10 m 以上ののり面高の切土が連続する箇所
 - ② 5 m 以上の岩石のり面で落石等のおそれがない箇所
 - ③ その他法的規制等のある箇所
- なお、側溝等の施設を設ける場合の路肩は、自動車荷重に耐えられ、かつ、走行できる構造でなければならない。
- (4) 保護路肩は、建築限界内には含まないものとする。

(5) 曲線半径(林道規程第 15 条)

曲線半径は 15m 以上とし、地形状況その他の理由によりやむを得ない場合には 12m まで縮小することができる。

(曲線半径)
第 15 条 車道の曲線部の中心線の曲線半径(以下「曲線半径」という。)は、当該自動車道の設計速度に応じ、次の表の曲線半径の欄の各区分欄の左欄に掲げる値以上とする。
 ただし、地形の状況その他の理由によりやむを得ない場合には、交通安全施設等を設置して、同表の曲線半径の欄の各区分欄の右欄に掲げる値まで縮小することができるものとする。

設計速度(キロメートル/時間)	曲線半径(メートル)							
	1 級				2 級		3 級	
	2車線のもの		1車線のもの					
40	60	50	60	40	—	—	—	—
30	30	25	30	20	30	20	—	—
20	20	—	15	—	15	12	15	6
15	—	—	—	—	12	—	12	6

(6) 縦断勾配(林道規程第 20 条)

縦断勾配は 9%とするが、地形の状況その他の理由によりやむを得ない場合は 12~14%とする。さらに、設計速度 20(km/h)の場合に延長 100m 以内に限り、16%とすることができる。

(縦断勾配)
第 20 条 縦断勾配は、次の表の左欄に掲げる自動車道の設計速度に応じ、同表の縦断勾配の欄の各区分欄の左欄に掲げる値以下とする。
 ただし、地形の状況その他の理由によりやむを得ない場合には、交通安全施設等を設置して、同表の縦断勾配の欄の各区分欄の右欄に掲げる値以下(設計速度 20 キロメートル/時間については、延長 100 メートル以内に限り同表の縦断勾配の欄の各区分欄の右欄()内に掲げる値以下)とすることができるものとする。

設計速度(キロメートル/時間)	縦断勾配(パーセント)							
	1 級				2 級		3 級	
	2車線のもの		1車線のもの					
40	7	10	7	10	—	—	—	—
30	9	12	9	12	9	12	—	—
20	9	12	9	14	9	14	9	14

(7) 待避所(林道規程第 29 条)

待避所は 500m 間隔に車道幅員 5.0m 以上、有効長 20m を設けるものとするが、周辺地形状況、施工計画に応じ効率・合理的となる様に適宜設定する。幅員、有効長もこれに規定せず、地形条件に合わせたものとして設定してもよい。

(待避所及び車廻し)
第 29 条 待避所は、自動車道の区分に応じ、次の規格により設けるものとする。

区 分	間 隔 (メートル)	車道幅員 (メートル)	有効長 (メートル)
1 級	300 以内	5.0 以上	20 以上
2 級	500 以内	5.0 以上	20 以上
3 級	500 以内	4.0 以上	10 以上

2 車廻しを特に設ける場合には、車道幅員を 10 メートルまで拡張することができるものとする。

3-2 工事用道路設計

砂防施設築造のために必要となる工事用道路の構造等に関する一般的な技術的基準を定め、合理的な計画および設計を行うことを目的とし、本設計は工事用道路を新設または改良する場合に適用する。

3-2-1 路面

路面は、特別の場所を除くほか、砂利道を標準とし平坦かつ均一で十分な支持力を持たせるように仕上げる。

路面舗装をしてもよい特別の場所とは、次のとおりとする。

なお、路盤厚は（再生クラッシャーラン RC40-0）10cm、アスファルト舗装厚 5cm を標準とする。

（路面舗装をしてよい場所）

- ・ 舗装道路と交差している砂利道の取付部
- ・ 民家に隣接している場所
- ・ 下記の場合は、下り坂路の走向の安全性および洗掘等による工事道路維持を考慮してアスファルト路面等を施工できる。
- ・ 縦断勾配 14% 以上の場合
- ・ 縦断勾配 9% 以上で、曲線半径が 15m 以下の場合

3-2-2 掘削・盛土等

(1) 切取り勾配

道路掘削の切取り勾配は表 1-3-1 の値を標準とする。

表 1-3-1 切取り勾配

土質の区分	切取り勾配
土 砂	1:0.8~1:1.5
軟 岩	1:0.5~1:1.2
硬 岩	1:0.3~1:0.8

(2) 切取小段

切土高が 7 m を越える場合には 1 m (硬岩・中硬岩)、および 1.5 m (軟岩・土砂) の小段を設け、10% の排水勾配を付することを標準とする。

なお、小段が 2 箇所以上となる場合は奇数段毎に排水溝を設けることが望ましい。この場合、排水溝敷は小段幅に含むものとする。

また、切土高が 10 m 以下であれば小段を省略することができる。

(3) 盛土勾配

道路の盛土のり勾配は、盛土高が 5 m 以下は 1:1.5、盛土高が 5 m より高い場合は 1:1.8 を標準とする。ただし、地形の状況その他の理由によりやむを得ない箇所について、保護工法（コンクリート枠工等）を採用する場合はこの限りではない。

(4) 盛土小段

盛土高が 5 m を越える場合は 1.5m 以上の小段を設け、10% の排水勾配を付することを標準とする。

なお、小段が 2 箇所以上となる場合は奇数段毎に排水溝を設けることが望ましい。

(5) 段切り

盛土をする現地盤の横断方向の地表勾配が急な場合（約 1:4 以上）には除草、伐根、腐蝕土を除去した後に段切を設けることができる。

(6) のり面保護

切取のり面が不安定で崩落等の危険のある箇所については、当該地域の地形、地質、気象条件、隣接する物件を考慮して、緑化工、モルタル吹付工、落石防止網工等の適切なのり面保護工を施工する。

3-2-3 構造物前面の根入れ

もたれ擁壁の構造物の根入れは地表から水平に表 1-3-2 の値を標準とする。

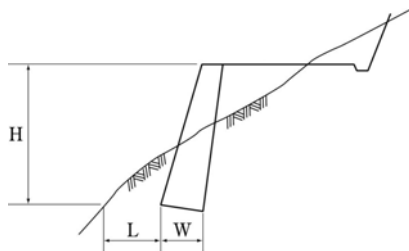


図 1-3-1 構造物前面の根入れ

表 1-3-2 L の値 (m)

H (m)	軟岩以上	土砂
$H \leq 5$	0.6W 以上	1.0W 以上
$H > 5$	1.0W 以上	1.2W 以上

[道路設計要領-設計偏-(H26.3) 第 4 章 土工, 4-2 擁壁工]

3-2-4 工事場内道路

工事場内道路にあっては、工事の進捗に応じ、取り除かれるものも多いため、その目的を達する範囲内で、極力最小幅員でかつ簡易な構造とする。

ただし、比較的長期に使用される道路にあっては、工事の円滑性、作業能率等を考慮して適切な構造とする。

- ① 幅員は 4.0m（車道 3.0m＋路肩 0.5m×2）を標準とするが、現場の状況等により必要に応じ考慮することができる。
- ② 縦断勾配は、持上げを主体とする工事の場合 10%、また、持下げを主体とする工事の場合 12% を標準とする。
- ③ 盛土勾配は、1:1.5 を標準とするが、現地の状況に応じ考慮する。
- ④ 路面に切込砕石等が必要な場合は巾 3.0m とし、必要厚さは 0~20 cm 程度を標準とするが、現地の状況により別途考慮することができる。
- ⑤ 大型重機の搬入、資材運搬車両の台数により、必要に応じて待避所を設置することができる。

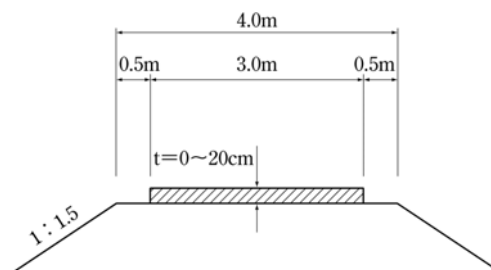


図 1-3-2 標準横断面図

3-2-5 その他

(1) 使用後の道路の帰属等

使用後の工事用道路は、可能な限り地方公共団体等に帰属させ、地元利用者の安全確保のための管理をさせることが望ましい。従って、計画当初に各関係機関と協議して将来の帰属等について明確にする。

(2) 資材搬入

環境保全等を考慮して、現道より工事現場への資材運搬としては、モノレール、ヘリコプターおよび架空索道についても総合的な費用の比較と利便さを検討する。

(3) 経過措置・適用除外

施工区間から延長工事を行う場合においては、その目的、使用期間、安全性等を考慮し、妥当性が認められないと判断した場合には上記の設計を適用しないことができる。

これにより難い特別な理由がある場合は関係課と協議した上で適切に設定することとする。

3-3 安全施設の設置

砂防施設築造のために必要となる工事用道路で、工事車輛等の通行に危険と思われる箇所に防護柵等を設置し、安全を図る。

なお、指定仮設としての工事用道路の新設、現道改良に適用し、任意仮設の工事用道路および場内道路は以下を適用しない。

(1) 安全施設

防護柵等とは路側施設を対象とし、ガードパイプを標準とする。

(2) 設置場所

- ・道路が切り立った絶壁となっている区間
- ・路側高が高く法勾配が急な区間

設置の目安は法勾配 i と路側高さ h が、図 1-3-3 に示す斜線範囲内にある区間とする。

なお、このうち二重斜線の範囲については、路外の危険度が特に高い区間として車両用防護柵を設置することが必要である。単斜線の範囲は、車両が路外に逸脱した場合に乗員に被害を及ぼすおそれがあると考えられる区間の目安を示したもので、路外の危険度が高い区間と考えられる。

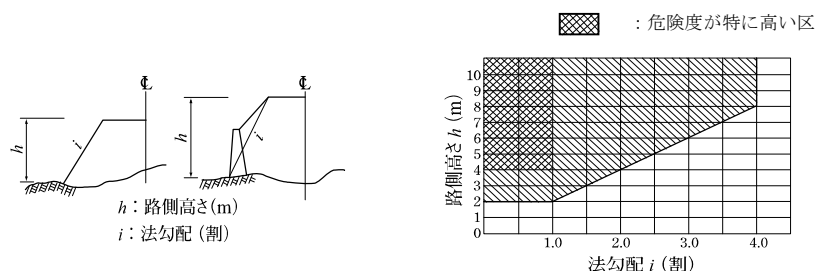


図 1-3-3 法勾配と路側高さの関係(「防護柵の設置基準・同解説」)

- ・水深が大きな河川に接近しており危険な区間
(水深 2m 以上の水面に接近しており車両が水中に突入するおそれのある区間)
- ・幅員、線形、横断勾配との関係で危険な区間 (急勾配で曲率半径が小さい場合)
- ・地形上気象の影響を受け、凍結によるスリップ等が考えられ危険な箇所 (濃霧による視界の不良、路面の凍結によるスリップ等が考えられ路外逸脱の危険のある区間)

(3) 安全施設の帰属および維持管理

本工事期間中の安全施設の維持管理は、起業者が行う。

本工事完成後、原形に復旧せず地方公共団体等に帰属する場合は、一体施設として引き継ぐものとし道路管理者の責任で管理する。

4 仮橋工

工事用車両などの通行に供するものであり、設計にあたっては、「河川構造物設計要領(H28.11) 第3編 仮設工等 第1章 仮設工 1-5 仮栈橋」に準拠する。

5 仮設備

(1) 打設方法

一般には、ラフテレーンクレーン打設を標準とするが、現場の条件より明らかにラフテレーンクレーン打設が不適當、または大規模堰堤の場合は、ケーブルクレーン打設とすることができる。

(2) 濁水対策

砂防工事にあたり漁業権等を十分尊重し、漁業に被害を及ぼすと予想される場合は、濁水防止の沈殿池、シルトフェンス等を計画する。また、実施にあたっては関係機関(漁業組合等)と事前に協議し施工方法及び施工箇所等を検討し実施する。

なお、漁業権に係わるものだけでなく、取水等による耕作など、下流への濁水影響が懸念される場合には、関係機関、利用者等と確認の上、適切に対応するものとする。

第2章 コンクリート打設計画

1 リフト高

- ① 1リフトの高さは、0.75m以上、2m以下を標準とする。
- ② 旧コンクリートが0.75m以上～1.0m未満のリフトの場合は3日(中2日)、1m以上～1.5m未満のリフトの場合は4日(中3日)、1.5m以上～2m以下のリフトの場合は5日(中4日)に達した後でなければ新コンクリートを打継いではない。
- ③ 岩盤上または、やむを得ず長い日数にわたって打止めておいたコンクリートに打継ぐ時は0.75m～1mのリフトを数リフト打つのが良い。
- ④ 隣り合ったブロックの打上がり高さの差は、上下流方向で4リフト、軸方向で8リフト以内とする。

2 コンクリート打設順序

副堰堤や水叩き、側壁のある砂防堰堤の施工は次の順序で行うことを基本とするが、複数年施工等の工程計画、河幅の広さ、流水の有無、仮締切・転流方法、下流からの施工性等を勘案し、各現場条件に対して、出水による被災想定等も考慮した合理的な打設順序とする。

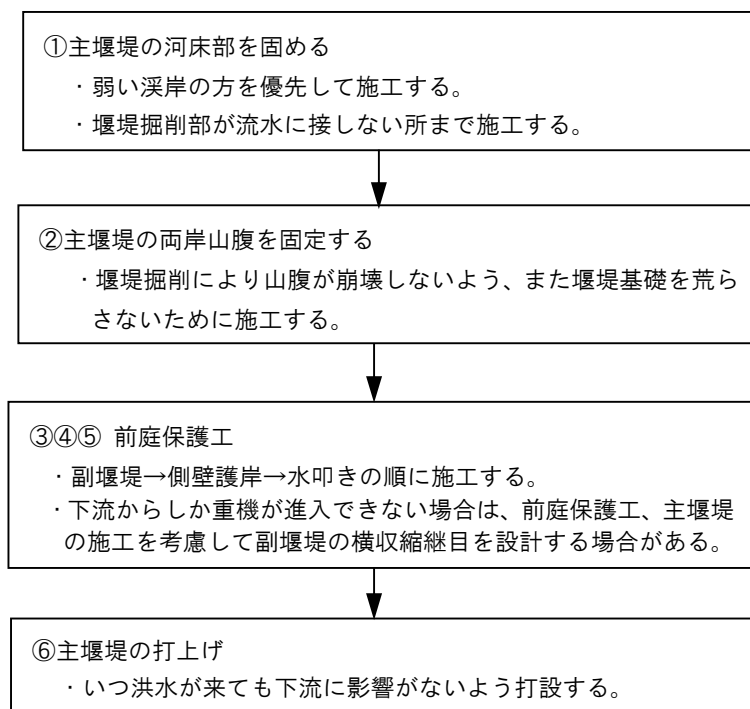
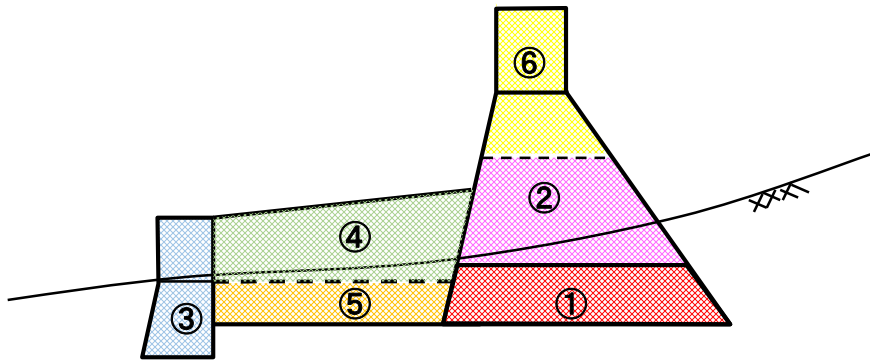


図 2-2-1(1) 打設順序



① → ② → ③ → ④ → ⑤ → ⑥の順が望ましい

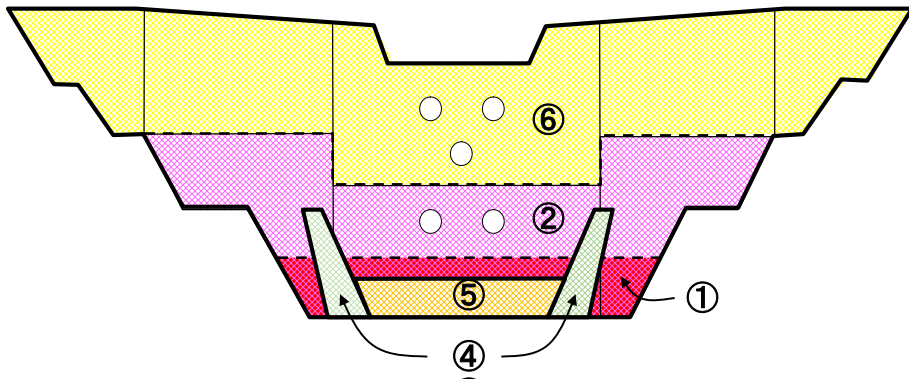


図 2-2-1 (2) 打設順序

3 打設する上での留意事項

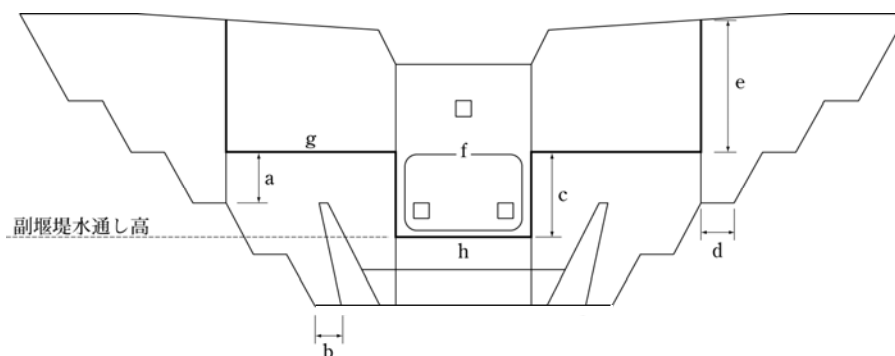


図 2-3-1 砂防堰堤正面図

- ① a. 上部リフトの型枠設置を容易にするために1リフト以上とする。
- ② b. リフト高は、地盤状況により以下を目安とする。
 - ・土砂の場合 --- 側壁の型枠施工を考え1m程度とする。
 - ・岩の場合……間詰の打設を考え0.5m程度とする。
- ③ c. 施工中の土砂流出を考慮し、水通り高以上の高さとしておく。
- ④ d. コンクリート打設作業の容易を考慮し1m以上とする。
- ⑤ e. 隣接ブロックの高低差は上下流方向で4リフト、軸方向で8リフト以内とする。
- ⑥ f. 計画洪水流量以上の河積とする。
- ⑦ g. 前庭保護工を施工する前には、側壁天端より上へ打設しておくこと。
- ⑧ h. 暫定時の水通り高さ
 - ・副堰堤水通り高以上で、現溪床高程度とする。
 - ・水抜き暗渠付近では、できる限りコンクリートを打ち止めないこと。
(長時間打設しない場合の打ち止めの高さは、暗渠の径以上とする。)
 - ・前庭保護工が完成するまでには、有効堰堤高は現河床より上げない。
 - ・前庭保護工を半川縮切で施工する場合は、水抜き暗渠より下で打ち止め、樋工で施工する場合は、水抜き暗渠より上で打ち止めた方が施工しやすい。

第8編 管理

第1章 管理用(除石用)道路

管理用道路は、砂防施設が十分機能を発揮するよう、定期的および土石流発生後等においてすみやかに堆砂状況・破損状況等の点検を行い、必要に応じて除石（流木の除去を含む）作業・補修作業等を実施するため、砂防施設の堆砂域付近まで接続される道路である。

一般道等他の道路が利用できないときには管理用道路を新設する必要がある。

管理用道路の設計は、完成後に他機関へ所管替えを実施しない場合には「林道規程 日本林道協会」および「林道必携 技術編 日本林道協会」によるほか、以降に示す内容による。

また、ここで示される内容によりがたい場合は「道路設計要領－設計編－ 2014年3月 国土交通省中部地方整備局」等を参考に、現場状況にあった設計を適切に行う。

なお、既設道路の付け替えや、平常時の管理を他機関へ移管する場合などは、運用状況を踏まえつつ関係機関との協議により所定の道路規格を確保する必要がある。

以下は、砂防施設において除石計画に基づく管理用道路の構造等に関する一般的な技術的基準を定め、合理的で実効性のある計画および設計を行うことを目的とする。この設計(案)は、管理用道路を新設、または改良する場合に適用する。

1 道路規格等

1-1 道路規格

管理用道路は、管理車両および重機等の工事車両が通行することから、道路規格は「林道規程」による。

- ・自動車道の区分：林道2級
- ・設計車両：普通自動車
- ・設計速度：20 または 30km/h

1-2 路面

管理用道路の路面は、原則として砂利道を標準とし、平坦かつ均一で十分な支持力を持たせるよう仕上げるものとする。ただし、以下の場合は路面舗装するものとする。

路面舗装はアスファルトコンクリート舗装による簡易舗装とし、路盤厚（RC-40～0）10cm、アスファルト舗装厚5cmを標準とする。

ただし、道路認定されたもので、管理協定の締結されているものはこの限りでない。

- ・舗装道路と交差している砂利道の取付部。
- ・民家に隣接している場所。
- ・原則として縦断勾配が7%を超える砂利道は、縦断勾配の程度、降雨の状況等に応じ、路面侵食防止を図るものとする。

1-3 自動車道の取付け

他の道路との分岐点付近の縦断勾配は、車両が容易に一時停止、発進ができるよう、縦断勾配をできるだけ緩やかにしておくこととし、少なくとも8m以上の区間は、なるべく2.5%以下とすることが望ましい。

2 排水施設

排水施設は、路面や法面等の地表水、地下水、流入水を適切に排水するため、上昇水、雨水、融雪水、地下水、流入水などの態様と、道路施設との関連を十分に考慮して、最も現地に適応したものを設置するものとする。

2-1 側溝の種類

側溝の種類を選定にあたっては、現地の土質、縦断勾配、気象等の諸条件をもとに、以下により選定する。

表 1-2-1 側溝の種類

<ul style="list-style-type: none"> ・ 侵食、洗掘等の恐れのない箇所 ・ 舗装計画のない砂利道 	原則として素掘側溝
<ul style="list-style-type: none"> ・ 砂、砂質土、シルト等の土質で、侵食、洗掘の恐れのある箇所 	製構造物による側溝、種子散布工または張芝等で被覆した植生工の側溝とすることができる。
<ul style="list-style-type: none"> ・ 舗装道および路面安定処理工を実施した路線 	原則としてL型側溝
<ul style="list-style-type: none"> ・ 多雨または豪雪地域の箇所、縦断勾配が急で洗掘の恐れのある箇所 ・ 多量の通水が常時または一定期間ある箇所、斜面 ・ 切土法尻に設置された構造物等の基礎が侵食、洗掘等の恐れのある箇所 	U型またはL型側溝とすることができる。
<ul style="list-style-type: none"> ・ 小動物への配慮が求められる箇所 	必要に応じて傾斜付側溝とすることができる。

2-2 横断溝

路面水の排水等に用いる横断溝は、原則として切土箇所に設けるものとし、やむを得ず盛土箇所に設ける場合は、その流末を盛土外に導水する。

横断溝の設置間隔は、砂利道においては50m～100mに1箇所程度に設置する等、路面の状態等に応じて必要な間隔で設置する。

3 切土・盛土の構造

3-1 切土の構造

切土の構造は、法面および路面における土質、岩質の性状、気象条件等に適合して、安定したものであるほか、施工性、経済性、事後における維持管理等に適したものとする。

3-1-1 切土のり面勾配

切土法面勾配は、以下を標準とし、現地の自然条件、切土高、法面保護工の種類、施工性、既往の実績等を勘案の上、増減する。

表 1-3-1 切土のり面勾配

土質区分	切土法面勾配
普通の土砂	1 : 0.8
緊結度の高い土砂	1 : 0.6
岩石	1 : 0.3

3-1-2 法尻の余幅

切土法尻等の余幅は、法面の土質、岩質、勾配、切取高等の諸条件を考慮して、特に必要な場合以外は設けないものとする。

ただし、L型およびU型側溝等の据え付けに必要な床掘相当分の余幅を設けることができる。

なお、素掘側溝の場合は、余幅は設けない。

3-1-3 切土法面の小段

切土法面の小段は、原則として設けないものとする。ただし、以下のような場合には設置を検討するものとする。

- ・土砂の切土高が10mを超え、法面剥落の恐れのある場合。
- ・落石対策工等の基礎とする場合。

小段の寸法は、設置目的によって決定するものとするが、幅は1.0m（硬岩・中硬岩）、および1.5m（軟岩・土砂）を標準とする。設置高は5～10m程度ごとを標準とする。

また、小段排水工を設けない小段にあつては、10%の排水勾配を付するものとする。

3-1-4 法面の保護

切土法面が不安定で崩落等の危険のある箇所については、当該地域の地形、地質、気象条件、隣接する物件等を考慮して、植生工、モルタル吹付工、法枠工、落石防止網工等の適切な法面保護工を施工する。

3-1-5 切土の活用

道路掘削および砂防施設の掘削によって発生した土石は、土質、土量等に応じ、盛土、埋戻し土等に用いるほか、以下のような構造物等の材料とし、現地における有効かつ積極的な活用を図るものとする。

- ・岩石は路盤材詰石材、基礎材、裏込材、法面保護材等に使用する。
- ・良質の土石は土圧軽減および安定対策とし、溝渠類の被覆土、裏込材等、擁壁・橋台等の背面土および落石防止土堤、補強土擁壁、枠組擁壁、高路肩等の材料に使用する。
- ・壤土または粘性土等は、土羽土または止水材等に使用する。

3-2 盛土の構造

盛土の構造は、所定設計輪荷重を支持するとともに、盛土を通じて広く基礎地盤に伝達し、これに対応した安定的工法等をもとに、施工性、経済性、事後における維持管理等に適したものとする。

3-2-1 盛土法面勾配

盛土法面勾配は1：1.5を標準とし、交通荷重、基礎地盤、盛土材料、気象条件、隣接物件、法面保護工の種類、既往法面勾配の実態、施工法、安定計算結果等によって決定する。

また、法尻付近における基礎地盤の傾斜がおおむね次の値より急な場合、または既往の実績等をもとに、盛土高10m程度以下に限り1：1.2とすることができる。

なお、この場合は、必要に応じて法面保護工を設けるものとする。

表 1-3-2 盛土のり勾配

盛土	礫混じり土	その他
基礎地盤の傾斜(割)	3.0	2.0

3-2-2 盛土法面の小段

盛土高が5mを超える箇所は、原則として盛土法面に小段を設けるものとする。ただし、小段が盛土の安定を明らかに阻害する恐れのある次のような箇所は設けないことができる。

- ・雨水等の法面流下によって、小段から侵食を生ずる箇所。
- ・雨水等の盛土内浸透を助長する箇所。
- ・厚さ1.0m程度以下の薄層の盛土箇所。

また、小段排水工を設けない小段にあつては、10%の排水勾配を付するものとする。

3-2-3 法面の保護

盛土法面には、原則として植生工による法面保護を行うものとする。

盛土材料が植生に不適當な破碎岩等で植生を必要とする場合は、法面に厚さ30cm程度の土羽土を用いるものとする。

3-2-4 高路肩

曲線半径が30m程度以下の曲線部で、縦断勾配が7%程度以上の場合、または路面水が法面に溢流する恐れのある箇所は、高路肩またはこれに代わるL型側溝等を設けることができる。

高路肩は、建築限界外に高さ0.1m～0.2m程度の盛土、またはこれに代わる土のうを用いるものとする。

3-2-5 構造物前面の根入れ

「第7編 第1章仮設3-2-3 構造物前面の根入れ」を参照とする。

3-3 安全施設

管理車両や工事車両による交通事故防止、車両通行における危険防止を目的に、必要に応じて防護柵等の安全施設を設けるものとする。

ここで、防護柵等とは路側施設を対象とし、その型式はガードパイプを標準とする。

3-3-1 設置箇所

防護柵の設置箇所は、原則として以下のような現地条件の路側で、交通の実態から車両の乗り上げ防護上、特に必要と認められる最小区間を選定する。

- ・自然斜面、盛土、構造物等と関連した法面勾配 (i) と路側高 (h) が次図に示した斜線の範囲内にある区間。(路側高4m以上かつ法面勾配1.0以下の区間では特に危険度が高い区間である。)

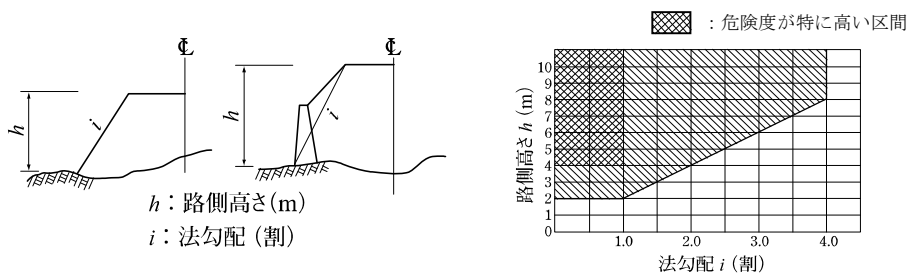


図 1-3-1 法勾配と路側高さの関係(「防護柵の設置基準・同解説」)

- ・法面および法尻付近に突出した岩石、激しい凹凸等のある区間。
- ・河川、湖沼、水路等に接する区間。
- ・鉄道、道路、人家等に接する区間。
- ・橋梁、高架、トンネル等の前後の区間。
- ・気象状況その他、交通安全上特にその効果があると認められる区間。

上記の「気象状況その他、交通安全上特にその効果があると認められる区間」とは、次のような区間である。

- ・屈曲部の曲線半径において、例外値を適用した区間。
- ・屈曲部の所定拡幅量を縮減する区間。
- ・縦断勾配の例外値を適用した区間。
- ・濃霧による視界不良、路面の凍結によるスリップ等が考えられ、路外逸脱の恐れのある区間。

3-3-2 留意点

- ・管理用道路の終点は上流堆砂敷となるため、洪水や土石流発生時に流水や土石流により道路が破壊されないようにする。
- ・管理用道路は、砂防施設の維持管理に必要な最低限の機能しか有しないため、一般車両の通行は原則として禁止するものとし、公道からの進入口にはゲートや施錠可能な門扉等により進入防止を図る。
- ・管理用道路は、堰堤天端上に設置しないことを基本とする。やむを得ない場合は、盛土 50cm 以上をとり、堤体に直接接しないようにする。
- ・溪流保全工に近接して土中式ガードレールを設置する場合は、ガードレールの安定性を確実に確保するよう支柱支持に留意し、車両衝突時に護岸等への衝突荷重が影響しないようにする。

3-3-3 標準断面図

標準断面図を以下に示すが、河道内の条件(水衝部で強固な保護が必要か等)や、地質の条件により、最も信頼性のある経済的な断面形状を現場状況に応じて設定する必要がある。

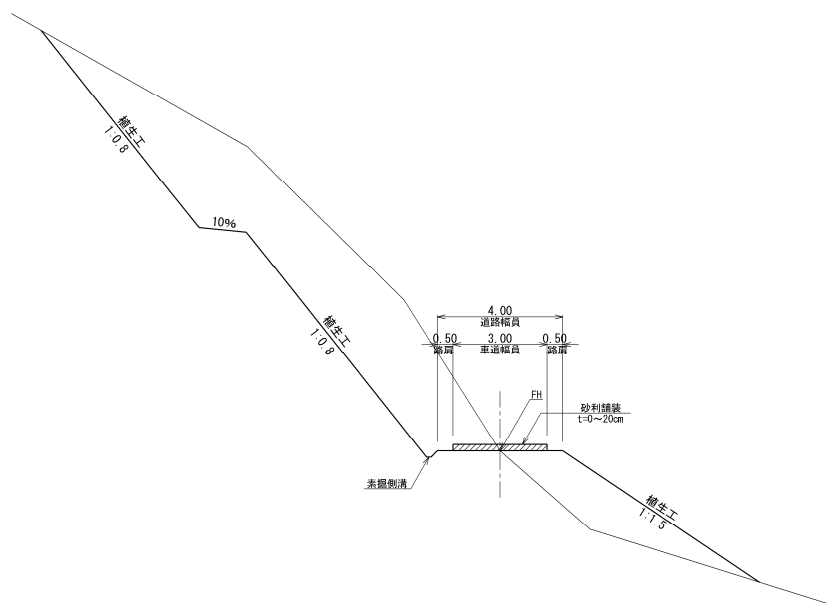


図 1-3-2 管理用道路標準断面図

第2章 砂防施設の用地

砂防事業の実施に伴う砂防堰堤、および溪流保全工、管理用道路の用地の範囲は下記によることを原則とする。

1 砂防堰堤

1-1 堰堤敷

堰堤敷は、掘削線の突出点を結ぶ線から表 2-1-1 の値を標準とする。

ただし、地形、地質、気象条件等、これによりがたい場合は適宜決定する。

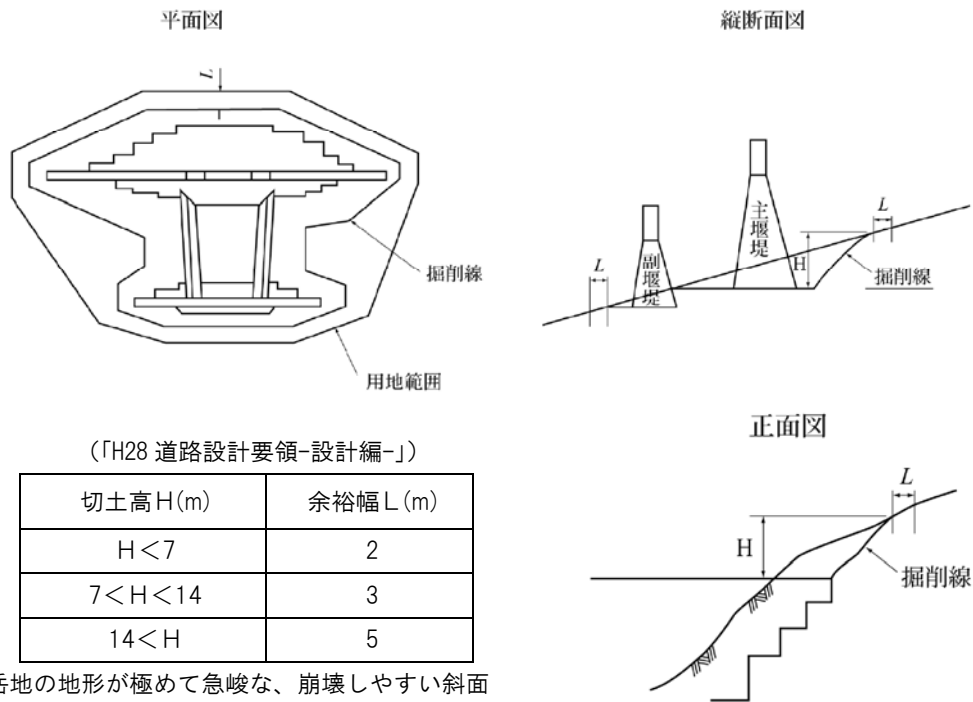


図 2-1-1 堰堤敷

1-2 堆砂敷

堆砂敷は、不透過型砂防堰堤については「計画堆砂線+計画高水位+余裕高」とする。

透過型砂防堰堤及び部分透過型堰堤は「計画堆砂線+計画高水位」とするが、計画高水位が現地盤に接する位置から2mの範囲とする。なお、余裕高は必要に応じて、計画高水位から袖高までとすることができる。

また、計画堆砂線は、掃流区域の堰堤においては洪水勾配、土石流区域の堰堤においては計画堆砂勾配とする。

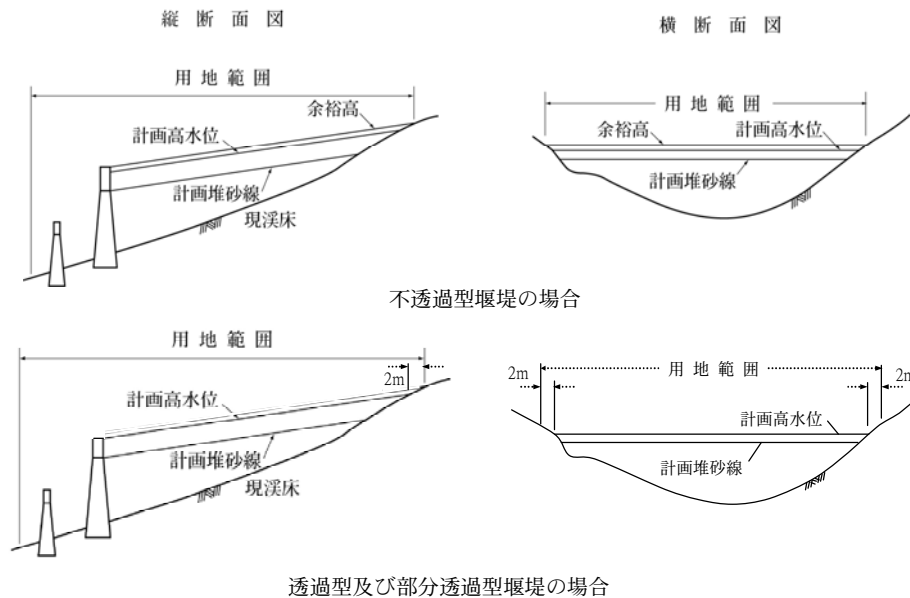


図 2-1-2 堆砂敷

2 溪流保全工

施設管理必要幅は、現地状況および車両通行等を考慮して決定する。

一般的に溪流保全工は掘込み式であり、点検、巡視等を踏まえ、少なくとも護岸肩より1mの必要幅を設定する。また、車両通行等を考慮する場合、片岸どちらかに護岸肩より3m程度の管理幅を設けることが多い。

将来の補修、および災害復旧工事等を考慮する場合に、地元の協力が得られる場合は、施設管理必要幅に余裕幅として、施工必要幅(掘削影響範囲)を加える。

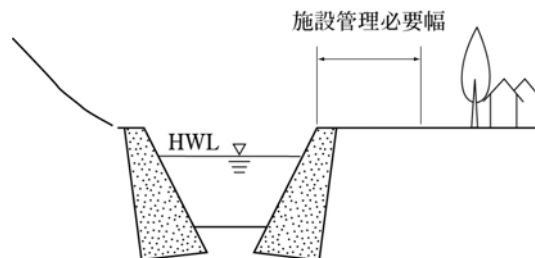


図 2-2-1 溪流保全工

3 管理用道路

砂防施設における管理用道路の用地は、切土・盛土、擁壁等の構造物を包括する範囲に設定する。

なお、完成後の関係機関への移管等をしない場合、砂防指定地に含めるものとする。

完成後に関係機関へ移管する場合には、協議確認の上、その管理境界を明確にしたうえで、砂防指定地との境界を設定する。

4 その他

① 指定仮設備等の敷地ならびに工事用道路の用地については、借地とし原形復旧することが原則である。

② 国有林内の河川敷地の取扱いについて

国有林内の河川敷地のうち河川工事の施工に必要なもの等については、両者協議の上、農林水産省から国土交通省へ所管換をするものとする。

[砂防関係法令規集 昭和 10 年 3 月 16 日建設省河政発第 29 号]

③ 付替道路は、袖天端上には載せないものとする。やむを得ず袖天端上に載せる場合には、道路管理者との権限が不明確となるため予め維持・管理等の事項について充分協議して行うものとする。

第3章 砂防施設の維持管理

1 全般

1-1 砂防構造物

- ① 砂防構造物の点検は、出水期前（年1回程度）、また一定規模の出水後速やかに行うものとする。点検にあたっては、点検台帳を作成し情報を整理・保管する。
- ② 点検によって、砂防構造物に摩耗や破損または変形等が認められ、その機能が損なわれると判断された場合には、速やかに補修・修繕をはかるものとする。なお、破損の程度が大きく、補修・修繕の緊急性が高い場合には、応急的な対策を施すなど対応を図るものとする。

1-2 溪畔林

- ① 溪畔林の流失・遷移・導入および生育状況等の変化について点検を行うものとする。なお、溪畔林の点検時期、点検記録の管理は上記「1-1 ①」に準ずる。
- ② 溪畔林は自然の状態とすることを原則とするが、レクリエーションとしての溪畔林が流失、または枯死した場合には溪畔林を導入（回復または創造）する。
- ③ 溪畔林が流失して流木災害が発生すると予想された場合には、溪畔林の伐採および砂防構造物の設置を検討する。

1-3 溪床・溪岸

溪床・溪岸の侵食・堆積状況の点検を行うものとする。なお、点検時期、点検記録の管理は「1-1 ①」に準ずる。

1-4 土地

土地の管理（空間管理）は、不法占用、不法採取、不法投棄を防止して、溪流空間の土砂処理機能の確保、環境的な影響の防止など公有地を適正に維持するために行うもので、住民等への注意喚起を行うとともに定期的（出水期前は必ず）にパトロールを行い、異常の発見・措置を行う。

2 土石流・流木対策施設

2-1 不透過型砂防堰堤

定期的および出水後速やかに堆砂状況等の調査を行ない、必要に応じ除石等の処置を講ずる。

定期除石に関しては、別途定めた除石管理ラインを目安に捕捉機能に支障をきたすと判断される場合に実施する。

(1) 定期巡視

管理除石ラインを確認するため、出水期後、出水期前には必ず巡視を行い、平常時土砂による堆砂状況を確認し、必要に応じ管理除石（定期的な除石）を行う。

(2) 緊急巡視

顕著な降雨、出水等があった場合、すみやかに土砂(流木)の捕捉状況を確認し、必要に応じ作業計画をすみやかに立案し、緊急除石を行う。

(3) 除石作業時の留意点

① 除石の順序

作業性を考慮し、原則として上流から実施する。

② 濁水対策

除石作業時には濁水発生が予想されるため、下流への影響を事前に調査し、その影響を勘案した上で、必要であれば沈砂地、滞留池の設置や濾過材などを設置し、適切な濁水対策を行い周辺環境へ配慮することとする。

③ 土石流対策

緊急除石時は、土砂流出後であり上流の荒廃が懸念され、土砂流出に対して不安定な状況となっている。天候などに注意を払い、土石流発生に対する避難準備、発生予知を確実に行って、二次的な災害発生の未然防止に努める。

2-2 透過型砂防堰堤

① 流木等によって閉塞しないよう管理する。

② 定期的、および出水後速やかに堆砂状況等の調査を行い、必要に応じて除石等の処置を講ずる。

③ 透過型堰堤に対して除石を実施する際には、透過部断面を閉塞した礫がほぐれて突発的に下流へ流出する危険があるため、除石は直下から行わず、原則として上流から実施する。その他、除石作業時の留意点などは不透過型堰堤に準じる。

2-3 土石流堆積流路

土石流等により土石流堆積流路内に土砂が堆積した場合は速やかにこれを除石する。

2-4 土石流緩衝樹林帯

土石流緩衝樹林帯の機能を維持確保するため、必要に応じ下刈、補植等の維持管理を行う。

2-5 土石流流向制御工

土石流発生後、必要により除石を実施する。

2-6 流木対策施設（掃流区域） [流木対策技術指針（案）]

(1) 流域の状況変化の点検と調査

- ① 定期的な調査を行う。
- ② 対象流域の流木発生源の森林等の状況が、当初の計画と大きく変化したり、大きな変化が予想される場合には補足調査を行い、必要に応じて流木対策施設の増設等の処置をとる。

(2) 流木対策施設の点検、補修と流木の除去

- ① 流木対策施設について定期的にあるいは出水後に点検を行い、流木止めに流木等が詰まっている場合には取除いたり、鋼製流木止めに著しい部材変形等が生じている場合には、その補修等必要の対策をとる。
- ② 出水後に溪岸や溪床に流出して堆積している流木の内、次回の出水で更に下流へ流出して災害を引き起こす可能性のあるものについては除去する。
- ③ 流木捕捉工に捕捉された流木、土砂、ゴミ等は必要に応じて除去する。

2-7 山腹保全工

初期導入植生の育成期間においては、適宜巡視点検を行って植生生育状況を確認する。導入した植生が生育不良なとき、または施工した基礎工、緑化工、斜面補強工が破損したときは速やかに追播、追肥、補植、補修等の処置を講ずる。

- ① 山腹工に用いる肥料は各々の工種、土性等に最も適し、しかも薬害の無いものを選定する。以下の条件を満たすものを原則とする。
 - ・効果が早く、長期的に肥効の残るもの
 - ・滅亡し難いもの
 - ・他の成分と結合し難いもの
 - ・使用に便利なもの
- ② 追肥は年に1回、3年間を標準とするが、植生の生育状況によって、これを増減し、または肥料の種類などを変える必要がある。
- ③ 植生の生育不良、剥落などによる裸地化、および施設の破損などが発見された場合は、速やかに修復の対策をたて、または新たな計画によって再施工を行って、所定の目的を達するよう努める。
- ④ 施工後一定の時期、期間を定めて、植生の生育状況、遷移状況、裸地の有無、施設の破損の有無等を調査し、記録しておくものとする。
- ⑤ 斜面安定補強工の維持管理については、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 第14章 施設の維持管理」を参考とする。
- ⑥ 山腹施工地では、植生の育成期間の巡視点検や施設の維持管理が必要であるため、管理用道路を設置することを原則とする。管理用道路の幅員は管理作業を行う人が資材を持って登り降りできる幅として1～1.5mを標準とする。
- ⑦ 縦断勾配の厳しい個所には、階段や手摺り等を設けて安全に配慮する。

3 安全施設の設置

円滑な管理を行うことを目的とし、砂防設備には安全施設を設置する。

3-1 設置基準

(1) 設置箇所

- ① 砂防設備が家屋、公共施設等に近接または接している箇所で安全施設が必要と認められる箇所とする。
 - a 家屋、公共施設等とは次に示すものとする。
 - ・家屋、工場、学校、神社等で倉庫は除く。
 - ・遊歩道、登山道等。
 - ・国道、地方道、林道、私道等で工事用道路は除く。
 - ・公園、キャンプ場、遊園地等。
 - ・上記に属さないもので不特定多数の人等の進入が予想されるもの。
 - b 接近または接してとは次による。

前項の施設より 10m 以内に砂防設備があること。
 - c 必要と認める箇所とは次の条件を満足することを原則とする。
 - ・不特定多数の人等の進入が容易であること。
 - ・砂防堰堤等の場合袖部から侵入が予想される場合。
 - d 設置区分

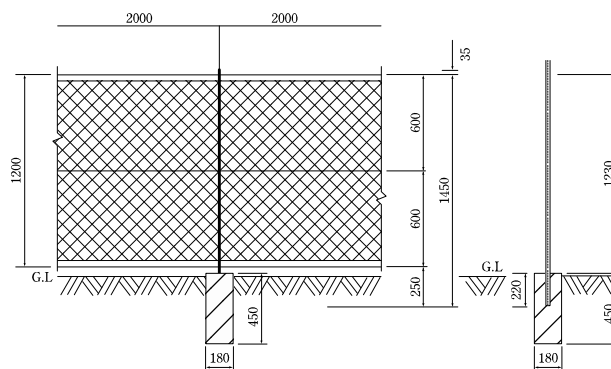
フェンス、標識および標示板を標準とするが前項 c に該当する場合は、ガードレール等(ガードロープ、ガードパイプ、車止等を含む)、標識および標示板とすることができる。
- ② 安全施設はフェンス、標識および標示板とし、設置箇所に適合したものとする。
- ③ 設置位置は、管理地内の最適な位置を原則とする。
- ④ 設置延長基数は、設置箇所の状況に適合したものとする。

3-2 構造

堅固で耐久性に富み、環境を損なうことなく維持管理に支障のない構造とし、次を標準とする。

(1) フェンス

鋼製フェンスの高さ 90cm 以上とするが必要に応じ疑木柵等とすることができる。鋼製フェンスは下図を標準とする。



注) 1.金網はビニル被覆とする。
2.鋼線はワイヤロープとすることができる。

図 3-3-1 フェンス[参考図]

(2) ガードパイプ等

道路管理者と協議し決定する。

(3) 標識、標示板

アルミニウム合金厚さ 2mm を標準とする。

標識、標示板は下図を標準とし、注意を促す文字または絵とする。

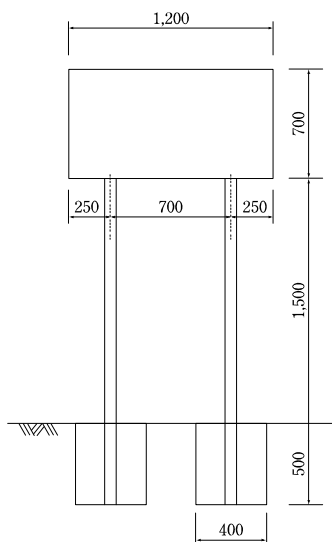


図 3-3-2 標識、標示版(参考図)

- 注) 1. 標識、標示板の材質は JISH4000A5052-H34 アルミニウム合金板厚 2mm とする。
2. 標識、標示板のリブの材質は、JISH4100A6063S-T5 アルミニウム合金押出型材とする。
3. 支柱の材質 JISG3444STK400 一般構造用炭素鋼管で被膜樹脂 φ76.3mm×t2.8mm とする。
4. 標識、標示板の地は、銀白 A、文字は青 C とする。ただし、文字のうち注意、砂防堰堤、床固、危険等は赤 B とする。
- A: スコッチライト #2000 タイプ 同等品以上
- B: ハイインテンシティー #2800 タイプ 同等品以上
- C: スコッチライト透明プロセカター #700 タイプ 同等品以上

(4) 安全施設の帰属および維持管理

施工後の安全施設は原則として砂防設備の附属施設とし、その維持管理を行うものとする。

第4章 除石(流木の除去含む)

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、土石流等の発生後や定期的に堆砂状況等の点検を行い、必要に応じて除石(流木の除去を含む)等を行う。

また、土石流・流木処理計画、除石(流木の除去を含む)が必要となる場合は、搬出路を含め、あらかじめ搬出方法を検討しておくものとする。

(設計技術指針解説 P. 61)

土石流・流木処理計画、除石が必要となる場合は、搬出路の敷設等土砂及び流木の搬出方法や搬出土の受入先、除石(流木の除去を含む)の実施頻度等の除石(流木の除去を含む)計画を土石流・流木処理計画で検討する必要がある。

なお、溪床堆積土砂移動防止工は除石(流木の除去を含む)を原則として行わない。

また、除石(流木の除去を含む)には、土石流発生後等の緊急的に実施する「緊急除石(流木の除去を含む)」と、定期的な点検に基づいて堆積した土砂および流木を除去する「定期的な除石(流木の除去を含む)」とがある。その基本的な考え方は、「第2編 第5章 除石(流木の除去含む)計画」を参照のこと。

1 管理用道路

土石流・流木対策施設の堆砂が進行した場合、管理用道路高と堆砂面の比高差が小さくなることから、小規模の土工によって堆砂面への進入が可能となることが予想される。

そのため、地形条件等の理由から速やかに管理用道路の施工が可能な場合には、予め管理用道路の計画・設計を行っておき、事後に管理用道路を施工して除石(流木の除去を含む)を行うことも考えられる。

2 除石方法

除石作業はバックホウ、ブルドーザー等を用いて掘削作業を行い、ダンプトラックによる搬出を基本とする。

このため、捕捉・堆積した土砂のある堰堤上流側へアプローチする管理道路を予め設置しておくことが望ましく、既設道路がある場合にはできる限りこれを利用する。定期的な除石を行う場合には管理除石ラインまでのアプローチを考慮しておく。

このほか地形状況等によっては、不整地運搬車(クローラダンプ)や索道、モノレール、クレーン(施設下流から小型バックホウを堆砂敷へ吊上げ搬入して除石を行い、直接、クレーンにて下流側に土砂搬出)等、状況に応じて適切に除石方法を選定する。

また、除石方法については、1回の除石作業費用に着目せず、初期投資費用とそれ後の除石費用を考慮して、土石流頻度を踏まえたライフサイクルコスト的な考え方をもって適案を選定することが望ましい。

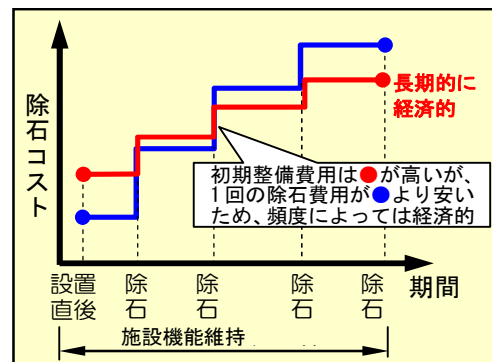


図 4-2-1 除石費用のライフサイクルコストの考え方

3 除石の形状

堆砂土砂を掘削する際、堆砂前の現況溪床状態にそのまま戻すことはできない。

作業上、横断形状的には現況河道の両側岸部から 3m 程度の幅を確保し、土砂性状にもよるが掘削勾配は 1:1.0 以上を確保する。

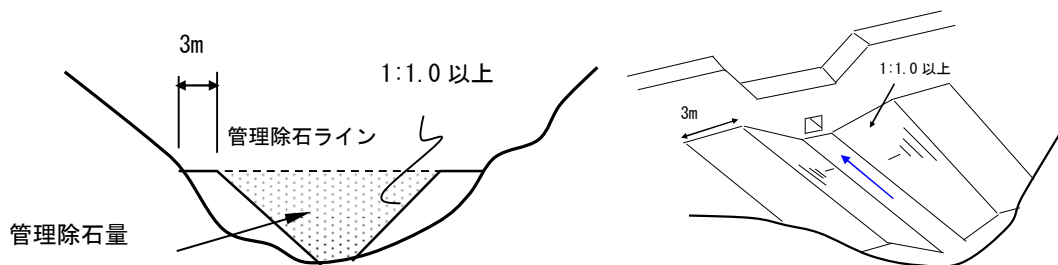


図 4-3-1 徐石の掘削横断形状

4 除石した土砂(流木)の仮置き・処分・再利用

(1) 仮置き

除石については、対象とする土砂の質が礫主体であるか、水分を多く含んだ泥質状のものであるのかを把握し、土砂仮置きの必要性を十分に見極める。

礫主体の場合は、直接受入先に搬出することも可能であるが、泥質状のものは流木や水分の分離を考慮して、現場近傍に仮置きし、土砂搬出を行い易いように処理しなければならない。

仮置き場（ストックヤード）は予め別途確保しておくか、堆砂域が広大であれば、堆砂域の一部を仮置き場として利用して効率的な作業を行うように努める。

状況によっては、密閉式ダンプの使用も考慮しなければならない。



堆積土砂(礫主体)



堆積土砂（泥質土主体）

(2) 受入先

搬出土砂の受入先は、コスト面を考慮してできる限り近傍、もしくは同一水系内に予め明確にしておくことが望ましい。

実際の除石作業時における社会状況、情勢にもよるものの、できる限り他工事箇所への流用（砂防ソイルセメントや道路造成など）や他事業への流用なども恒久的に位置づけることが可能であれば、積極的に活用する。

(3) 再利用

除石した土砂、流木については、仮置き後、適切な処理を行い再利用を行うよう配慮する。再利用方法としては、砂防ソイルセメントや道路・宅地造成工事、養浜材、建設資材（碎石、玉石、鉱山資源等）等への流用が考えられる。

5 除石管理に関する施設構造

① 管理除石ラインのマーキング

管理除石ラインを目視、確認し易くするため、堤体上流側に管理除石ゾーン(管理除石ライン±2m)をペイントマーキングする。その他、必要に応じ堆砂範囲においても擁壁部にポイントマーキングしたり、杭を設置するなどし、視認性に配慮する。この際、著しく景観を損なわないような配慮も必要である。

② 水抜き穴の河床付近への設置

水抜き穴を河床部付近に設けることにより、湛水防止や平常時土砂の堆砂進行を遅らせることで、巡視や維持管理頻度の軽減を図る。

河床部に設ける水抜き穴は、平常時流量が上流に湛水することなく自然流下可能なようできる限り大きく設定したり、設置数を増やすことが望ましいが、流下礫径等を踏まえて適切に設定する。

河床に水抜き穴を設けると、流水が流れやすく連続することになり、生態系にとっては良好な環境となる一方で、流木等による閉塞可能性も高まることになるので、上流部には簡易的なスクリーンを設ける等し、閉塞に対する対策を行うことも必要である。

③ 管理用道路から除石(流木の除去を含む)箇所への進入坂路

堰堤水通し天端より低い位置に、定期的な除石に対する管理除石ラインが設定されている場合には、この位置までアプローチできる進入坂路(もしくは索道等)を設置しておく。この際、坂路方向は流水方向に下り勾配とすることを基本とし、いわゆる河川での逆坂路は設けない。

ただし、地形的な制約や内湾側で坂路によるせり上がり等の影響が少なく、保全対象への直接的な影響が無い場合においてはこの限りではない。

④ 管理除石用の小堤設置

管理除石量は、堰堤直上流の河床部から必ずしも確保する必要はない。除石作業がし易い、除石作業面へのアプローチが行い易い状況であれば、堆砂末端に小堤を設け、それによる土砂捕捉機能を管理除石として管理していくことも考えられる。

なお、小堤については、平常時流出土砂用の管理施設であるため、永久構造物とするか否かの判断により、土石流流体力の考慮を考える必要がある。

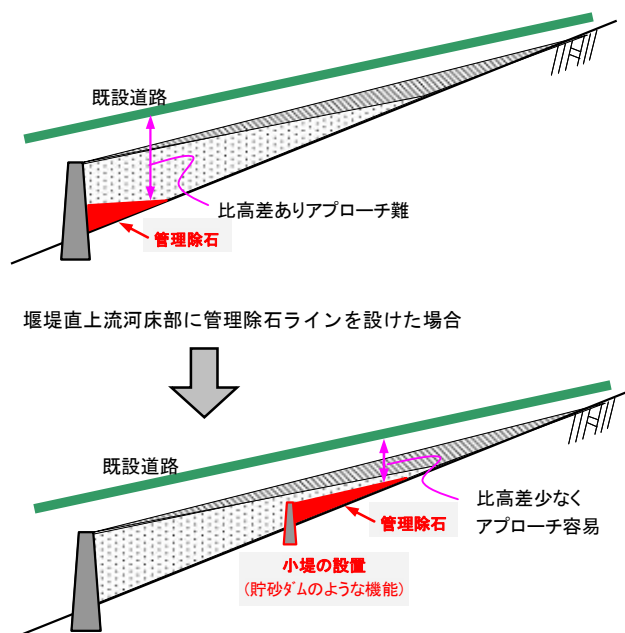


図 4-5-1 小堤設置

第9編 補足・参考資料

第9編 補足・参考資料

1 跳水現象 …… P.3-54

1-1 平水路の跳水

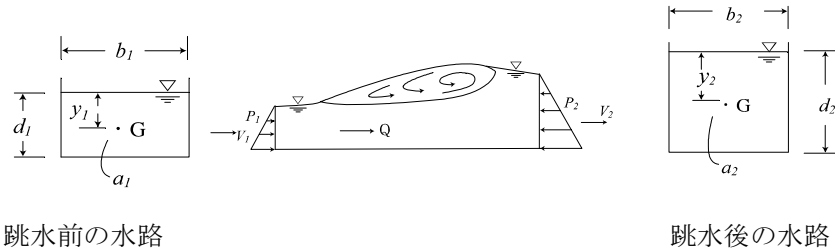


図 1-1-1 水叩き跳水計算諸元

水路床および壁面に働く摩擦損失は小さいとして無視し、運動量の差は静水圧の差に等しいとする。

$$\begin{aligned} \frac{\rho Q}{g}(V_1 - V_2) &= P_2 - P_1 = \rho y_2 a_2 - \rho y_1 a_1 \\ g(y_2 a_2 - y_1 a_1) &= Q(V_1 - V_2) \\ Q = a_1 V_1 = a_2 V_2 \text{ より } V_2 &= \frac{a_1 V_1}{a_2} \\ g(y_2 a_2 - y_1 a_1) &= a_1 V_1 \left(V_1 - \frac{a_1 V_1}{a_2} \right) = a_1 V_1^2 \left(1 - \frac{a_1}{a_2} \right) \\ \therefore V_1^2 &= \frac{g(y_2 a_2 - y_1 a_1)}{a_1 \left(1 - \frac{a_1}{a_2} \right)} \cdots \cdots \textcircled{1} \end{aligned}$$

1-2 路幅が同一の場合の跳水

$y_2 = \frac{d_2}{2}$ 、 $y_1 = \frac{d_1}{2}$ 、 $a_2 = b d_2$ 、 $a_1 = b d_1$ として、①式に代入する。

$$V_1^2 = \frac{g \left(\frac{d_2^2}{2} b - \frac{d_1^2}{2} b \right)}{b d_1 \left(1 - \frac{b d_1}{b d_2} \right)} = \frac{g d_2 (d_2 + d_1)(d_2 - d_1)}{2 d_1 (d_2 - d_1)} = \frac{g d_2}{2 d_1} (d_2 + d_1)$$

$$d_2^2 + d_2 d_1 - \frac{2}{g} d_1 V_1^2 = 0$$

$$d_2 = \frac{-d_1 + \sqrt{d_1^2 + 4 \frac{2}{g} d_1 V_1^2}}{2} = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2}{g} d_1 V_1^2}$$

$$F_1^2 = \frac{V_1^2}{g d_1} \text{ より } V_1^2 = F_1^2 g d_1 \text{ を代入すると}$$

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + 2 F_1^2 d_1^2} = -\frac{d_1}{2} + \frac{d_1}{2} \sqrt{8 F_1^2 + 1}$$

$$\therefore \frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{8 F_1^2 + 1} - 1)$$

1-3 水路幅が異なる場合の跳水

$$y_2 = \frac{d_2}{2} \quad y_1 = \frac{d_1}{2} \quad a_2 = b_2 d_2 \quad a_1 = b_1 d_1 \quad \text{として①式に代入する。}$$

$$g \left(\frac{d_2}{2} b_2 d_2 - \frac{d_1}{2} b_1 d_1 \right) = V_1^2 b_1 d_1 \left(1 - \frac{b_1 d_1}{b_2 d_2} \right)$$

$$g \cdot b_2 d_2^2 - g \cdot b_1 d_1^2 - 2 V_1^2 b_1 d_1 \left(1 - \frac{b_1 d_1}{b_2 d_2} \right) = 0$$

$$F_1^2 = \frac{V_1^2}{g d_1} \quad \text{より、} \quad V_1^2 = F_1^2 g d_1$$

$$b_2 d_2^2 - b_1 d_1^2 - 2 F_1^2 b_1 d_1^2 \left(1 - \frac{b_1 d_1}{b_2 d_2} \right) = 0$$

$$\frac{1}{b_1 d_1^2} \text{ をかけると、} \quad \frac{b_2 d_2^2}{b_1 d_1^2} - 1 - 2 F_1^2 \left(1 - \frac{b_1 d_1}{b_2 d_2} \right) = 0$$

$$\left(\frac{d_2}{d_1} \right) \left(\frac{b_2}{b_1} \right) \text{ をかけると、} \quad \left(\frac{b_2}{b_1} \right)^2 \left(\frac{d_2}{d_1} \right)^3 - \left(\frac{d_2}{d_1} \right) \left(\frac{b_2}{b_1} \right) - 2 F_1^2 \left(\frac{d_2}{d_1} \right) \left(\frac{b_2}{b_1} \right) + 2 F_1^2 = 0$$

$$\therefore \left(\frac{b_2}{b_1} \right)^2 \left(\frac{d_2}{d_1} \right)^3 - (2 F_1^2 + 1) \left(\frac{b_2}{b_1} \right) \left(\frac{d_2}{d_1} \right) + 2 F_1^2 = 0$$

- ここに、 d_1 : 跳水前の射流水深 (m) d_2 : 跳水後の常流水深 (m)
 V_1 : 水脈落下地点の流速 (m) F_1 : 跳水前のフルード数
 G : 断面の重心 b_1 : 跳水前の水脈幅 (m)
 b_2 : 跳水後の水脈幅 (m) γ : 水の単位体積重量
 g : 重力加速度

2 残留水圧 …… P. 3-59

護岸背面の水位と前面水位との間に水位差が生ずる場合には、残留水圧を考慮するものとする。

護岸等が水密な場合や、裏込めなど背後の透水性が小さい場合には、前面の水位変化に対して裏込め等の水位変化が遅れ、護岸にはその水位差による水圧が作用する。

設計ではこの差に相当する水圧が護岸等に作用するものとする。これを残留水圧という。また、背面の地盤が高く降雨等により地下水水位が高くなる場合も同様の圧力が作用する。

[河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 [II] 第7章 2.5]

①常時の水位条件は、A. B. のいずれか危険な方とする。

- 前面水位は最底水位または河床高と同高、背面水位は背面地下水水位とする。
- 前面水位は底水位、背面水位は洪水位と前面水位との水位差の 1/3~2/3 を前面水位に加えた水位とする。

[河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 [II] 第7章 2.5]

②地震時の水位条件は、前面水位は底水位、背面水位は背面地下水水位とする。

3 護床ブロック …… P.6-60

護床工ブロックは、突起が少なく比較的抵抗の小さい平坦なブロックの安定性がよいという実験結果が得られている。また、砂防堰堤下流に護床ブロックを設ける場合は、経験的に最低 8 tf 程度の重量は必要かと思われる。

異形コンクリートブロックの場合は次式による。

[河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 [I] 第 1 章 4.3 5(1)]

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

ここに、W : 根固工の所要重量 (N)

ρ_w : 水の密度 (kg/m³)

ρ_b : ブロックの密度 (kg/m³)

β : 係数 (単体の場合は 1.0)

a : 部材の形状等によってきまる係数

V_d : 代表流速 (m/s)

g : 重力加速度 (m²/s)

(計算例)

$\rho_w = 1,000 \text{ kg/m}^3$ 、 $\rho_b = 2,350 \text{ kg/m}^3$ 、 $a = 0.54$ (平面型)

$V_d = 5.0 \text{ m/s}$ とすると、

$$W = 0.54 \left(\frac{1,000}{2,350 - 1,000} \right)^3 \frac{2,350}{9.8^2} \left(\frac{5.0}{1.0} \right)^6 = 84,000 \text{ N} = 84 \text{ kN}$$

4 掘削面の勾配の基準 …… P.3-41, 7-7

4-1 労働安全衛生規則による掘削面の勾配の基準

(1) 労働安全衛生規則 第 356 条の基準

- a. 崩壊又は岩石の落下の原因となるき裂がない岩盤からなる地山。
- b. 掘削面に奥行きが 2m 以上の水平な段があるときは、当該段により区切られるそれぞれの掘削面をいう。

地山の種類	掘削面の高さ	掘削面の勾配	参考
岩盤又は堅い粘土 からなる地山	5m未満	90度以下	直
	5m以上	75度以下	1:0.27以下
その他の地山	2m未満	90度以下	直
	2m以上 5m未満	75度以下	1:0.27以下
	5m以上	60度以下	1:0.58以下

5 水抜き暗渠の補強 …… P. 3-65

5-1 円形断面の空洞部

図に示すように無限板内の半径 r なる円孔に鉛直荷重 σ が作用しているとき円孔周辺 y 軸上に生じる応力 σ_x は次式で与えられる。

$$\sigma_x = \frac{\sigma}{2} \left(\frac{r^2}{y^2} - 3 \frac{r^4}{y^4} \right)$$

引張応力から圧縮応力に変わる点は、

$\sigma_x = 0$ と おいて $y = \sqrt{3} \cdot r$ が得られる。

総引張面積は、

$$T_A = \int_r^{\sqrt{3}r} \sigma_x \cdot d_y = \frac{\sigma}{2} \left[-\frac{r^2}{y} + \frac{r^4}{y^3} \right]_r^{\sqrt{3}r} = \frac{\sigma \cdot r}{3\sqrt{3}} \doteq 0.2 \sigma \cdot r \quad (\text{KN/m})$$

鉄筋量は、 $A_s = T / \sigma_{sa}$ (cm^2/m)

ここに、 T : 引張力 T (N/m)

σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度 (N/mm^2)

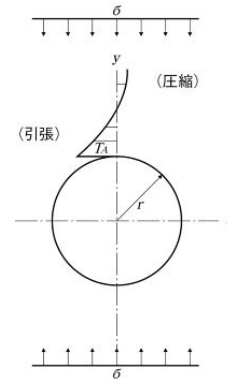


図 5-1-1 円形空洞部の応力分布図

5-2 矩形断面の空洞部 [土木技術資料 28-10 (1986)]

応力集中は空洞頂(底)部(C, D)では堤軸方向の最大引張応力が生じ、側部(A, B)では上下方向の圧縮応力が增大する。

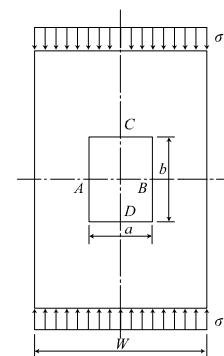
図の空洞頂部における堤軸方向の応力分布を示す応力分布は、空洞部の高さにはほとんど影響されず、空洞部の軸のみに影響されている。

図の空洞部周辺の総引張力を示す矩形孔の形状 (b/a) による差異は、あまりなく、無次元した総引張力 $T/(\sigma_0 \cdot W)$ と空洞幅 a/W は、ほぼ比例関係にあるといえる。

したがって空洞幅が大きいほど総引張力 T は大きくなり、これを近似的に表すと以下のとおりとなる。

総引張面積 ----- $T_A = 0.2 \sigma_0 \cdot a$ (kN/m)

総鉄筋量 ----- $A_s = T / \sigma_{sa}$ (cm^2/m)



ここに、

σ_0 : 空洞部がない場合の応力 (N/cm^2)

W : ブロック幅 (cm)

a, b : 矩形孔の幅、高さ (cm)

図 5-2-1 矩形断面の空洞部

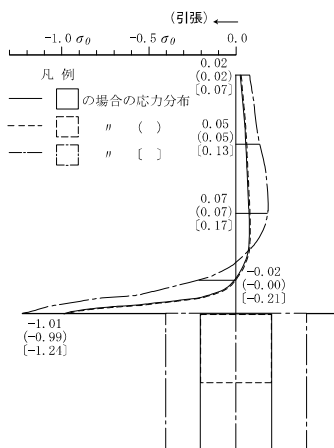


図 5-2-2 空洞頂部における堤軸方向応力

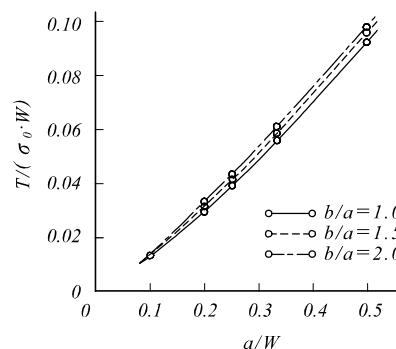


図 5-2-3 空洞部周辺の総応力

6 水抜き暗渠からの流出量の計算 …… P. 3-66

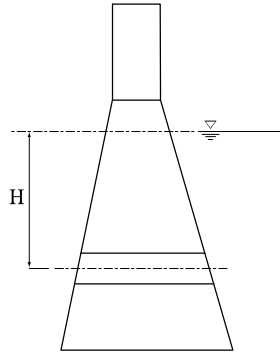


図 6-1-1 水抜き暗渠の流出量計算諸元

$$H = h_e + h_f + h_0 = f_e \frac{V^2}{2g} + f' \frac{L}{R} \cdot \frac{V^2}{2g} + f_0 \frac{V^2}{2g} = \frac{V^2}{2g} \left(f_e + f' \frac{L}{R} + f_0 \right)$$

ここで、 $\left(f_e + f' \frac{L}{R} + f_0 \right) = K_L$ 、 $V^2 = \left(\frac{Q}{a} \right)^2$ とおくと、 $H = K_L \cdot \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{a} \right)^2$

$$\therefore Q = a \sqrt{\frac{2gH}{K_L}}$$

ここに、 $h_e = f_e \frac{V^2}{2g}$: 流入による損失水頭

$h_f = f' \frac{L}{R} \cdot \frac{V^2}{2g}$: 摩擦による損失水頭

$f' = \frac{2gn^2}{R^{1/3}}$: 摩擦損失係数

$h_0 = f_0 \frac{V^2}{2g}$: 流出による損失水頭

H : 設計水深 (m) a : 暗渠の断面積 (m²) L : 暗渠長 (m)
R : 暗渠断面の径深 (m) n : 粗度係数

7 横収縮継目長 …… P. 3-66

人工冷却（クーリング）の行われない砂防堰堤のブロック割りは、ひび割れ防止の点より 15m 以下が適当であり、また短すぎる場合は縦継目型枠の増大等のため 9~15m が一般に計画されている。

なお、アーチ式コンクリート堰堤、三次元コンクリート堰堤のような収縮継目グラウチングのための開口を得るダムは、15m とするのがよい。

8 計画溪床勾配 …… P.6-7

計画溪床勾配は、現況における安定区間の勾配や流入土砂濃度に応じた動的平衡勾配および流入土砂がない場合に形成される静的安定勾配などを参考に、現溪床勾配を緩和する方向で設定する。

[第四版 土木工学ハンドブックⅡ 第49編 第2章]

- ① 動的平衡勾配は、流砂量公式に土砂濃度を与えて求める。洪水時の最も大きい土砂濃度で形成される動的平衡勾配で、床固工の天端高、護岸の天端高を、最も小さい静的勾配で床固工や護岸の基礎高をチェックし、計画溪床勾配を最終決定する。現溪床勾配が1/50より緩くなると計画溪床勾配は現溪床勾配と同じにとっている場合が多い。

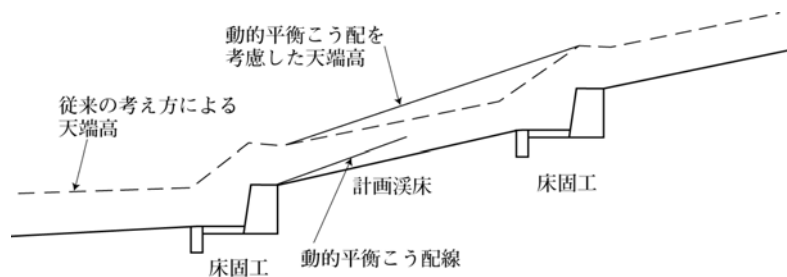


図 8-1-1 計画天端の考え方

- ② 動的平衡勾配は、流砂量公式に土砂濃度を与えて求める。(簡易法)

$$\frac{q_B}{u_* d_m} = 10 \left\{ \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)g \cdot d_m} \right\}^2$$

…Kalinske・Brown (カリンスキ・ブラウン) の全流砂量公式の場合

ここに、 q_B : 単位幅当たりの流砂量 = $\{C_d/(1-C_d)\} \cdot q$ (m^3/s)

q : 単位幅流量 (m^3/s)

C_d : 土砂濃度 (5~10%程度)

u_* : 摩擦速度 ($=\sqrt{g \cdot H \cdot I}$)

g : 重力加速度 (m/s^2)

H : 計画高水位 (m)

I : 計画溪床勾配

d_m : 溪床材料の平均粒径 (m)

σ : 砂の密度 (kN/m^3)

ρ : 水の密度 (kN/m^3)

カリンスキ・ブラウンの公式より、

$$q_B = \frac{10 \cdot u_*^5}{(\sigma/\rho - 1)^2 \cdot g^2 \cdot d_m} = \frac{10(g \cdot H \cdot I)^{5/2}}{(\sigma/\rho - 1)^2 \cdot g^2 \cdot d_m}$$

$$I = \left\{ \frac{(\sigma/\rho - 1)^2 \cdot g^2 \cdot d_m \cdot q_B}{10(g \cdot H)^{5/2}} \right\}^{2/5} \quad \dots\dots\dots \text{動的平衡勾配}$$

(計算例)

$$q = 7.6 \text{ m}^3/\text{s}, H=1.5\text{m}, I=1/50, d_m = 0.05\text{m}, C_d = 5\% \text{ とすると、}$$
$$q_B = \{0.05/(1-0.05)\} \times 7.6 = 0.40 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$I = \left\{ \frac{(2.65/1.0-1)^2 \times 9.8^2 \times 0.05 \times 0.40}{10(9.8 \times 1.5)^{5/2}} \right\}^{2/5} = \left(\frac{5.229}{8,285.0} \right)^{2/5} = 0.052$$

となり、動的平衡勾配は約 1/20 となる。

- ③ 静的平衡勾配は、掃流力と限界掃流力の釣り合い式から求められる。限界掃流力は一般的には岩垣の式を用いる。

$$\text{掃流力} \dots\dots u_*^2 = g \cdot H \cdot I$$
$$\text{限界掃流力} \dots\dots u_{*c}^2 = 0.05(\sigma/\rho - 1)g \cdot d_m = 80.9d_m$$

$$u_*^2 = u_{*c}^2 \text{ より、}$$

$$I = \frac{80.9d_m}{g \cdot H}$$

ここに、
I : 静的平衡勾配
d_m : 砂礫の平均粒径 (cm)
H : 水深 (cm)
g : 重力加速度 (=980cm/s²)

(計算例)

$$d_m = 0.05\text{m}, H = 1.5\text{m} \text{ とすると}$$

$$I = \frac{80.9 \times 5}{980 \times 150} = 2.8 \times 10^{-3}$$

となり、1/360 程度まで溪床低下の起こる可能性がある。

9 積み護岸の示力線 …… P. 6-18

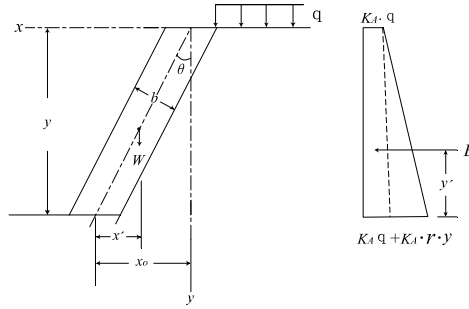


図 9-1-1 積み護岸の示力線計算諸元

$$E = K_{AH}(2q + \gamma \cdot y) \frac{y}{2} = K_{AH} \left(q \cdot y + \frac{1}{2} \gamma \cdot y^2 \right)$$

$$y' = \frac{K_{AH} \cdot q \cdot y \frac{y}{2} + K_{AH} \cdot \gamma \cdot y \cdot y \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} y}{K_{AH} \left(q \cdot y + \frac{1}{2} \gamma \cdot y^2 \right)} = \frac{\frac{1}{2} q \cdot y^2 + \frac{1}{6} \gamma \cdot y^3}{q \cdot y + \frac{1}{2} \gamma \cdot y^2}$$

$$W = \gamma_s \cdot y \cdot b \cdot \sec \theta \quad W \cdot x' = E \cdot y' \text{ より}$$

$$x' = \frac{E \cdot y'}{W} = \frac{K_{AH} \left(\frac{1}{2} q \cdot y + \frac{1}{6} \gamma \cdot y^2 \right)}{\gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta}$$

$$x_0 = x' + \frac{1}{2} y \cdot \tan \theta = \frac{K_{AH} \left(\frac{1}{2} q \cdot y + \frac{1}{6} \gamma \cdot y^2 \right)}{\gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta} + \frac{1}{2} y \cdot \tan \theta = \frac{K_{AH} (3q \cdot y + \gamma \cdot y^2)}{6 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta} + \frac{1}{2} y \cdot \tan \theta$$

9-1 示力線方程式

$$x_0 = \left(\frac{F_s \cdot K_{AH} \cdot \gamma}{6 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta} \right) y^2 + \left(\frac{F_s \cdot K_{AH} \cdot q}{2 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta} + \frac{1}{2} \tan \theta \right) y$$

9-2 限界高

$x_0 = y \cdot \tan \theta$ とすると

$$\tan \theta = \left(\frac{F_s \cdot K_{AH} \cdot \gamma}{6 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta} \right) y + \left(\frac{F_s \cdot K_{AH} \cdot q}{2 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta} + \frac{1}{2} \tan \theta \right)$$

$$y = \frac{6 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta}{F_s \cdot K_{AH} \cdot \gamma} \cdot \left(\frac{1}{2} \tan \theta - \frac{F_s \cdot K_{AH} \cdot q}{2 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta} \right)$$

$$= \frac{3 \gamma_s \cdot b \cdot \sec \theta \cdot \tan \theta}{F_s \cdot K_{AH} \cdot \gamma} - \frac{3q}{\gamma}$$

- ここに、
- K_{AH} : 水平主働土圧係数
 - γ_s : ブロックの単位体積重量 (kN/m³)
 - F_s : 安全率
 - θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (°)
 - x_0 : 深さにおける示力線の位置 (m)
 - y : 壁天端からの長さ (m)
 - q : 上載荷重 (KN/m²)
 - γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)
 - b : ブロックの控え厚 (m)

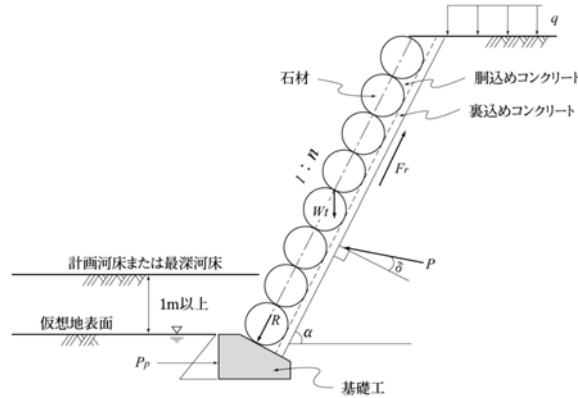


図 10-1-1 積み護岸と基礎工照査モデル図

10-1 積み護岸の最下端に作用する軸力

$$R = W_t \cdot \sin \alpha + P \cdot \sin \delta - F_r$$

ここに、R：積み護岸の最下端に作用する軸力 (kN)

W_t ：石積の自重と胴込および裏込めコンクリートの和 (kN)

P：土圧 (kN)

q：上載荷重 (kN/m²)

F_r ：石積護岸に作用する滑動抵抗力 (kN)

$$F_r = W_t \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi$$

α ：護岸が水平となす角 (°)

δ ：土圧作用面の壁面摩擦角 (°)

ϕ ：裏込め土の内部摩擦角 (°)

土圧作用面の壁面摩擦角

擁壁の種類	検討種類	摩擦角の種類	常時 壁面摩擦角 δ	地震時 壁面摩擦角 δ
重力式・もたれ式 など	安定性 部材応力	土と コンクリート	$\phi/3$	0
片持ばり式・控え壁式 など	安定性	土と土	ϕ	$\phi/2$
	部材応力	土と コンクリート	$\phi/3$	0

[道路橋示方書 I 共通編 2.2.6 より、道路土工—擁壁工指針]

10-2 基礎工に作用する力

a. 軸力 (R) および基礎の自重 (Wb)

b. 前面の受働土圧を考慮する場合

擁壁の設計では前面埋め戻し土による受働土圧を無視するのが一般的である。やむを得ず擁壁前面土の抵抗力を考慮する場合にはクーロン土圧公式を用いて、地表面より 1m 深く仮想地表面を設定して、仮想地表面から下に受働土圧 (Pp) を考慮する。[道路土工—擁壁工指針]

10-3 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\mu \cdot \Sigma V + 0.5P_p}{\Sigma H}$$

ここに、 ΣV : 基礎下面における全鉛直荷重 ($= R \cdot \sin \alpha + W_b$) (kN)

ΣH : 基礎下面における全水平荷重 ($= R \cdot \cos \alpha$) (kN)

μ : 基礎底面と地盤の間の摩擦係数 (P. 1-25 表 1-7-5 参照)

P_p : 受働土圧 (kN)

11 捨石工の根固工…… P. 6-20

[河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 [I] 第1章 第4節 4.3]

捨石工は、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り、単独の部材の安定に関する照査を行う。具体的手法としては、アメリカ工兵隊の基準にある捨石径の算定方法に基づいて照査するとよい。すなわち、部材に作用する掃流力が部材 (自然石) の移動限界を超えないものとして代表流速 V_0 と部材の大きさの関係を次式により定める。

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 \cdot 2g[\rho_s/\rho - 1]} V_0^2$$

ここに、 V_0 : 代表流速 (m/s)

D_m : 石の平均粒径 (m)

ρ_s : 石の密度 (kg/m³)

ρ : 水の密度 (kg/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

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の場合は、 $E_1=1.2$ 、乱れが大きい流れの場合は、 $E_1=0.86$ という値が示されている。

上式は水平面上の捨石について与えられるものであり、捨石を斜面角度 θ のり面に設置する場合には、粒径 D_m に対して斜面の補正係数 K を乗じた値 $K \cdot D_m$ を捨石径とする。

$$K = \frac{1}{\cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}}} \text{ ---- レーン (Lane) の式}$$

ここに、 ϕ は石材料の水中安息角 (自然石で 38° 程度、碎石では 41° 程度) である。

(計算例)

代表流速 $V_0 = 5.0$ m/s

斜面角度 $\theta = 2^\circ$ (1/30)

石の密度 $\rho_s = 2.6$ t/m³

水の密度 $\rho = 1.0$ t/m³

$E_1 = 0.86$ (乱れが大きい流れの場合)

$$D_m = \frac{1}{E_1^2 \cdot 2g(\rho_s/\rho - 1)} V_0^2 = \frac{1}{0.86^2 \times 2 \times 9.8 \times (2.6/1.0 - 1)} \times 5.0^2 = 1.1 \text{ m}$$

$$K = \frac{1}{\cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}}} = \frac{1}{\cos 2^\circ \sqrt{1 - \frac{\tan^2 2^\circ}{\tan^2 38^\circ}}} = 1.00$$

従って、捨石径は $K \cdot D_m = 1.00 \times 1.1 = 1.1$ m となる

12-1 鋼製砂防堰堤 透過型砂防堰堤の種類と特徴

以下に、土石流区間に使用される透過型の鋼管フレーム構造の各型式の特徴について示す。

表 12-1-1 鋼管フレーム構造の特徴、適用範囲 (1/3)
: 土石流区間 (土石流・流木対策用)

格子形-2000C(格子形鋼製砂防堰堤含む)	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> 格子形-2000C(格子形鋼製砂防堰堤)は、約φ600mmもしくは約φ500mmの鋼管を立体格子状に組み合わせた剛結構造物であり、大規模な土石流に対しても安全な透過型堰堤である。 一部の部材が破損しても堰堤全体が崩壊しない、冗長性の高い構造である。 底板コンクリートを現河床勾配に合わせて施工することで、河道の連続性を保つことができ、魚道の設置も容易である。 格子型-2000Cは、下段部と上流部に分けて段階施工が可能である。 下段部と上流部に分けて段階施工が可能である。このため、鋼製部と非越流部のある高さまで施工すれば、早期に効果を発揮することができる。
鋼製スリット堰堤B型	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> 土石流の衝突角度が流心方向とずれても安定度の高い構造物とした、立体フレームタイプ。 礫および流木の衝突に対しては、礫や流木の運動エネルギーを鋼管のへこみおよび全体の塑性変形で吸収する。
J-スリット堰堤	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> 上流側部材を1:0.5、下流側部材を1:0.2とする鋼管で構成された三角フレーム構造。 土石流の捕捉は、適切な間隔に設定した最上流側縦・横部材にて行い、集合運搬で流下してくる先頭部の巨礫を捕捉することで、後続流をも捕捉する機能を有する。 部材の安全性は、土石流流体力及び堆砂に対し、許容応力度法にて照査を行い、巨礫の衝突に対しては構成部材である鋼管の凹みとたわみ変形により照査する。
CBBO(CrossBeamButtressOpenDam)型砂防堰堤、HBBO ⁺ (Horizontal Beam Buttress Open Dam plus)型砂防堰堤	
写真	特徴
 <p>CBBO型砂防堰堤↑</p> <p>HBBO+型砂防堰堤→</p>	<ul style="list-style-type: none"> CBBO型は、土石流捕捉のための機能部材として、着脱可能な横ビームをメインに、その直前面にそれをクロスさせる形で、縦に鋼管ビームを配し、それを背後で支える構造部材として、直線形鋼矢板による鋼殻をまとったコンクリート扶壁を組み合わせた構造。 HBBO⁺型は、機能部材のうち縦ビームを最下段のみに配置することで、一連の設計施工の合理化を計ったCBBO型の改良タイプであり、開口部最下段より上段の縦ビームを割愛する代わりに、横ビームの間隔をD₉₅×0.75以下に配置している。 機能部材と構造部材の接合に高力ボルトや溶接などを一切用いず、直線鋼矢板の嵌合継手を活用することによって、設計施工の便宜を図るとともに、機能部材の着脱・交換を容易にしている。 構造部材の中核を占める扶壁構造体は、コンクリートを併用した合成鋼構造とし、高力ボルトや溶接等による接合手段を極力排除することによって設計施工の単純合理化を図っている。 HBBO+型は、土石流・流木対策設計技術指針(平成28年4月)が定める透過部断面構造ではないが、CBBO型と同様の土石流捕捉機能が確保される構造である。
鋼製スリット堰堤T型	
図面	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> 梁材および柱材から成る鋼管フレームは、基礎コンクリートおよび左右岸の非越流部コンクリート(複径間の場合はバットレスコンクリート)の3面で支持された平面格子構造。 梁材の両端部は、左右岸の非越流部コンクリートに予め埋め込まれた鞘管内へ挿入する構造とすることにより、施工性、メンテナンス性が向上し、温度応力の影響を受けないため部材断面を小さくすることで、また破損部材の交換作業が容易となる。

表 12-1-2 鋼管フレーム構造の特徴、適用範囲 (2/3)
: 土石流区間 (既設堰堤の流木対策用)

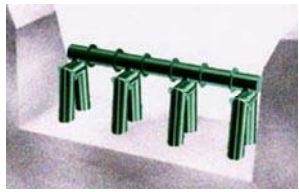




N型流木捕捉工	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> ・土石流危険渓流等における流木対策を目的に開発された流木捕捉工であり、既設砂防堰堤の本堤上に設置し流木捕捉機能を有する。 ・安定度の高い構造とするため、各フレームを横梁で連結し、また砂防堰堤の天端に設置しやすくなるための脚の間隔を狭くしている。 ・土石流危険渓流での設置となることから、土石流流体力や礫の衝突荷重にも耐えられる構造となっており、流木および礫の衝突に対しては、フレーム全体の変形により吸収する。

表 12-1-3 鋼管フレーム構造の特徴、適用範囲 (3/3)
: 掃流区間および土石流区間の副堰堤 (流木対策用)

鋼製スリット堰堤A型	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> ・A形状のフレームをコンクリート基礎に固定したものである。 ・流木または礫の運動エネルギーをフレーム全体の変形による吸収する。 ・横梁材がないため、捕捉礫・流木の除去が容易である。

h型流木捕捉工	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管による平面格子とバットレスの組合せ構造である。 ・基礎はコンクリートに根入れされた構造で、着脱不可。 ・各部材は支保工無しで自立し、部材の接合はボルト締めである。

△型流木止	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート充填鋼管による頭部連結および形鋼による底部連結構造。 ・頭部の連結は鋼板で囲んだヘッドフレーム部分が鉄骨とコンクリートによるSRC構造となっている。 ・鋼管部材のボルト連結部は、コンクリートに埋め込まれており、耐衝撃性に優れる。 ・単体の△型同士は、天端をストラットフレームで連結してあるため、流木や礫などが、流れ方向から偏心して衝突した際にも、十分な抵抗性能を有する。

流木捕捉工 D-スリット	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> ・基本形状は、鋼管で構成された三角フレーム構造。 ・断面形状を三角形状とすることで、荷重伝達が軸力構造となり、経済的な部材設計を可能とした。 ・部材の安定性は、静水圧に対して許容応力度法にて設計を行い、礫および流木の衝突に対しては鋼製部材である鋼管の凹みとたわみ変形により照査する。

12-2 鋼製砂防堰堤 不透過型砂防堰堤の種類と特徴…… P. 3-109

以下に、土石流区間に使用される不透過型の鋼製砂防堰堤の各型式の特徴について示す。

表 12-2-1 ダブルウォール構造の特徴、適用範囲



ダブルウォール堰堤	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> ・上流面、下流面に鋼矢板やエキスパンドメタルなどによるパネル壁材を設けて中詰めを行い、上・下流壁面材を自在性のあるジョイント部をもつタイロッドで連結した構造。 ・密に配置されたタイロッドにより、中詰材が補強された補強土フィル堰堤的な特徴をもち、堰堤全体の屈とう性に優れている。 ・堤体内に中間枠がなく、ブルドーザーやローラが堤体内を自由に走れるため、転圧が十分にでき施工速度も速い。 ・中詰材には現地発生土を使用でき、掘削土を再利用することで土砂運搬費の削減や環境面でも有利である。

表 14-2-2 セル構造の特徴、適用範囲

不透過型セグメントセル堰堤	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none"> ・セル構造の砂防堰堤は、鋼製セグメント(直線鋼矢板、鋼板)で構成された鋼製殻の中に、現地で発生する砂や礫を中詰めた構造。 ・セルの構造としては、鋼矢板セグメントセル式と鋼板セグメントセル式がある。 ・鋼矢板セグメントセル式は、短尺に分割した高張力継手を有する直線型鋼矢板を爪の嵌合のみの単純作業で組み立てていくボルトレス構造。 ・鋼板セグメントセル式は、鋼板を曲げ加工したパネルを順次円形状にボルトで組み立てる構造。

13既設砂防堰堤を利用した鋼製流木捕捉工…… P. 3-118

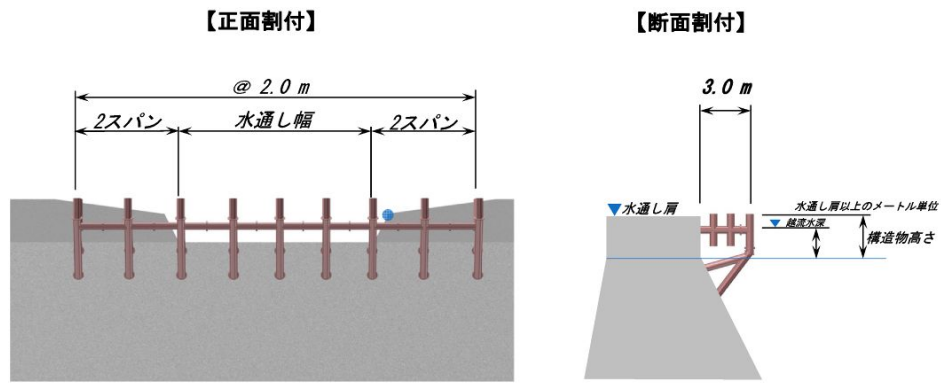
13-1 上流張出しタイプ

[sabo, vol. 123 技術ノート「鋼製砂防構造物について⑨ 流木捕捉工」,
(財)地すべり・技術センター 嶋 丈示]

既設砂防堰堤（本堤）を利用した鋼製流木捕捉工として、本堤に極力手を加えず、本堤の水通しの機能も損なわず、流木捕捉効果を付加する一つの工法として、本堤水通し部上流に張り出して設置する「上流張出しタイプ」がある。

不透過型砂防堰堤の水通しに直接流木捕捉工を設置する場合、既設の不透過型では水通し幅が狭い場合が多いため、常時流水により閉塞しやすくなる。

一方、「上流張出しタイプ」は、本堤水通し部の上流側に流木捕捉工を配置することで、流木捕捉効果が十分発揮できるように、流木捕捉工の幅を水通し幅より広く設けることができる。



※越流水深は土砂含有を考慮した流量により算出した値を用いる

図 13-1-1 上流張出しタイプ（既設堰堤堆砂敷未満砂タイプ） 概略図

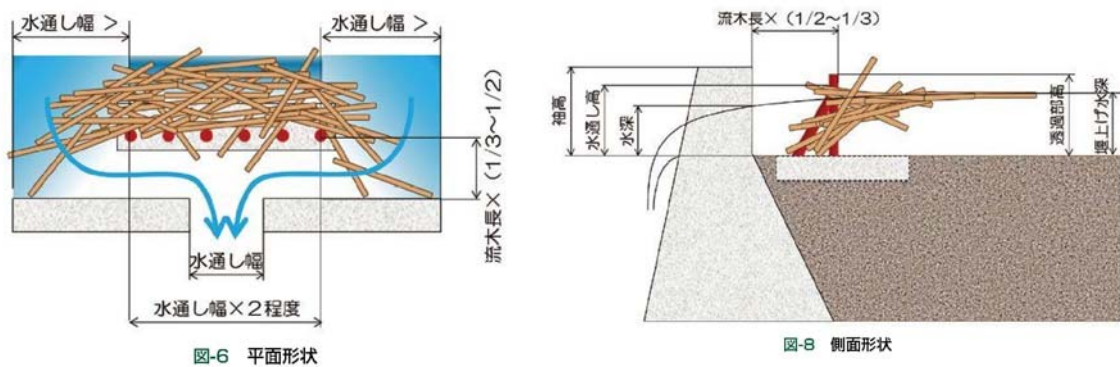


図 13-1-2 上流張出しタイプ（既設堰堤堆砂敷満砂タイプ） 概略図

14 仮設応急対策工

噴火時やその後の降雨に伴う土石流などの二次被害を防ぐため、また、土石流災害直後における緊急対策の砂防工事現場における安全確保のために、緊急的にブロック堰堤の設置や、柔構造物が仮設対策工として利用されている。

14-1 ブロック堰堤を用いた応急対策工

コンクリートブロックを用いた砂防堰堤について、緊急的にブロック堰堤を設置する際には、流水により堰堤の基礎及び下流側が侵食または洗掘されて、ブロック堰堤が変形して流出することがないように、下記の対応を行う。

- ① ブロック堰堤を施工する際には、堰堤基礎及び下流側の地盤状況を確認し、原則として侵食防止のため、堰堤基礎及び下流側にコンクリートやソイルセメントを敷設し、ブロック堰堤が変形して流出することがないように、適切な対策を行うこと。
- ② 特に、下流側についてはコンクリート部の下流端付近で侵食が発生しやすいことから、コンクリートやソイルセメントの敷設は、下流側に十分な延長を確保すること。



図 14-1-1 ブロック堰堤破損状況（事例）

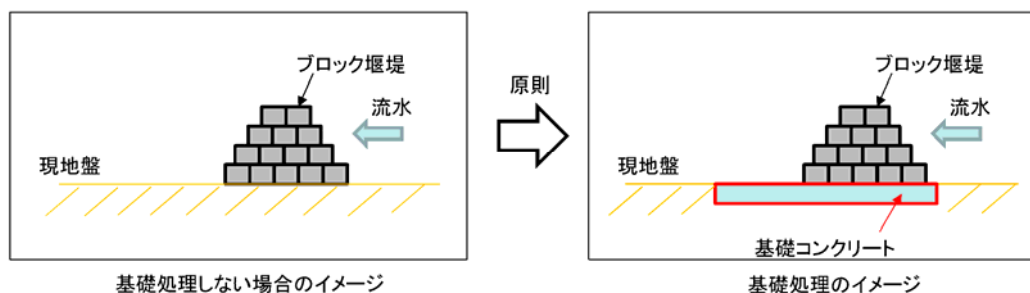


図 14-1-2 基礎処理 イメージ図

14-2 強靱ワイヤーネット工（柔構造物）

強靱ワイヤーネット工は、柔構造物としての特長をいかして、変形量を大きく許容することで、土石流・流木の衝撃力を吸収する能力を高める工法である。設置時の河床掘削が少なく、構造部材は軽量であるため現地搬入と設置が容易であり、短期間で設置が可能である。

一般に仮設構造物として使用されており、土石流災害直後の復旧工事の安全確保対策や砂防工事現場の安全対策として活用されている。

平成 30 年西日本豪雨災害や平成 26 年南木曾土石流災害等の応急対策工として実績がある。



写真 16-2-1 強靱ワイヤーネット工(事例)

15 コスト縮減施策例

15-1 計画手法の見直し

15-1-1 下流のり勾配

従来の砂防堰堤は下流側が急勾配で設計されている。これを見なおし、砂防堰堤のうち流出土砂の粒径が小さく、土砂の流出が少ない場合で、前のり部の損傷の恐れが少ないものについては前のりを緩勾配とすることにより、同じ外力に対して堤体積の小さい砂防堰堤を施工することが可能となる。

ただし、土石流区域に設置される堰堤では、下流のりを緩くする条件があるので留意する。（「第3編 第3章 不透過型堰堤 6-2 下流のり」参照）

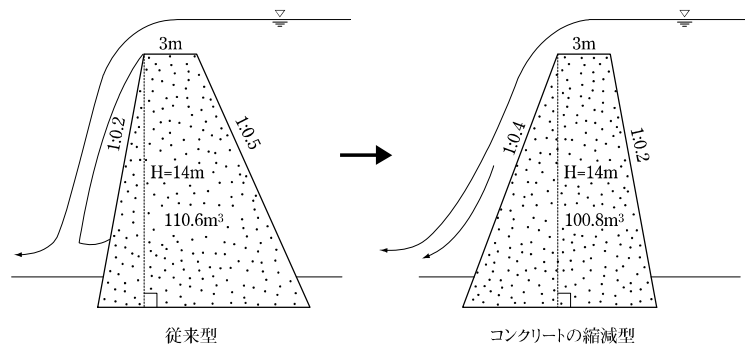


図 15-1-1 砂防堰堤断面図

15-2 技術基準等の見直し

15-2-1 補強土壁工法

ジオテキスタイル等（合成高分子材料を用いて造られた透水性をもつ土木用繊維製品と関連製品）を用いた補強土工法であり主として道路工事等において盛土補強工法（法面勾配 1 : 1.0 より緩い盛土に適用）、補強土壁工法（法面勾配 1 : 1.0 より急な盛土に適用）に用いられている。

設計については、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル(改訂版) 土木研究センター」を参考にされたい。



15-2-2 転石利用

現地から転石を採取し中詰めとして活用して、コンクリート量を節約した砂防堰堤。（一般的に「新粗石コンクリート工法」と呼ばれる）



15-2-3 現地発生材の利用

中詰め材として現地の土砂礫を用いた鋼製砂防堰堤（ダブルウォール堰堤）。（土石流区域の堰堤工とする場合は、中詰め材を砂防ソイルセメント等により固化することが必要である）



15-2-4 砂防工事における間伐材の利用

- ① 柵工の天端に間伐材を利用した施工例 ② 間伐材を利用した水路工の施工例



- ③ 間伐材を利用した砂防堰堤の施工



16 砂防堰堤における小水力発電設備

近年の環境負荷、二酸化炭素排出量軽減の推進策として、砂防堰堤における小水力発電のための設備が考えられるようになってきている。

持続的に流水が存在する溪流に設定されている砂防堰堤においては、その流水落下を利用した発電が可能であり、水力発電の発生電力は、2地点間の標高差（落差）と流れる水の量（流量）の関係により決定され、次式によりどれだけの電力を発生させる可能性があるのか計算できる。

$$[\text{発生電力(kw)}] = 9.8 \times [\text{流量(m}^3/\text{s)}] \times [\text{落差(m)}]$$

小水力発電設備については、電力供給先のニーズ、地形的な状況や、維持管理等を考慮した上で、設置可能性について検討することとする。

なお、砂防堰堤における小水力発電に関しては、「既設砂防堰堤を活用した小水力発電ガイドライン(案) 平成22年2月 国土交通省砂防部保全課」を参照とする。