

## 第2編 設計編

## 第2編 設計編

第1章 土石流・流木対策堰堤（土石流・流木捕捉工）	2-1
第1節 総説	2-1
1.1 設計手順	2-1
1.2 堰堤型式の選定	2-4
1.3 透過型・部分透過型の種類と配置	2-7
1.4 堤体構造の種類	2-8
第2節 設計の基本	2-9
2.1 位置	2-9
2.1.1 一般	2-9
2.1.2 位置選定	2-9
2.1.3 階段状堰堤群の位置選定	2-9
2.2 方向	2-10
2.2.1 堰堤の方向	2-10
2.2.2 階段状堰堤の方向	2-11
2.2.3 堰堤軸	2-11
2.3 高さ	2-11
2.4 計画堆砂勾配	2-12
2.5 計画捕捉量	2-13
2.6 計画発生（流出）抑制量	2-13
第3節 不透過型砂防堰堤の構造	2-14
3.1 安定計算に用いる荷重	2-14
3.2 安定計算に用いる数値	2-22
3.3 設計流量	2-23
3.4 設計水深	2-24
3.5 本体の設計	2-26
3.5.1 水通しの位置	2-26
3.5.2 水通し断面	2-26
3.5.3 安定条件	2-29
3.5.4 設計外力	2-33
3.5.5 断面形状	2-34
3.5.6 安定計算	2-42
3.6 基礎の設計	2-46
3.6.1 基礎地盤の安定	2-46
3.6.2 基礎の根入れ	2-46
3.6.3 基礎処理	2-48
3.6.4 カットオフの構造	2-53

3.7	袖の設計	2-54
3.7.1	袖部の安定計算	2-54
3.7.2	袖部の補強	2-59
3.7.3	袖天端勾配	2-61
3.7.4	袖天端幅	2-63
3.7.5	袖の嵌入	2-63
3.7.6	袖折れ堰堤の設計	2-65
3.8	前庭保護工の設計	2-68
3.8.1	前庭保護工	2-68
3.8.2	副堰堤工	2-69
3.8.3	水叩き	2-73
3.8.4	垂直壁	2-76
3.8.5	護床工	2-78
3.8.6	側壁護岸工	2-80
3.8.7	取付護岸工	2-83
3.9	付属物の設計	2-83
3.9.1	水抜き暗渠	2-83
3.9.2	間詰工	2-84
3.9.3	伸縮目地（本堤、副堤、床固工、垂直壁）	2-88
3.9.4	伸縮及び構造物間の目地（側壁護岸及び水叩き）	2-90
第4節	透過型堰堤の構造	2-91
4.1	越流部の安定性	2-91
4.1.1	安定条件	2-91
4.1.2	設計外力	2-92
4.1.3	設計流量	2-93
4.1.4	設計水深	2-93
4.2	透過部の構造検討	2-94
4.2.1	構造検討条件	2-94
4.2.2	構造部材の種類と適用条件	2-95
4.2.3	設計外力	2-97
4.3	本体構造	2-98
4.3.1	水通しの位置	2-98
4.3.2	水通し断面	2-98
4.3.3	開口部の設定	2-99
4.3.4	透過部断面の設定	2-99
4.3.5	部材及び構造	2-101
4.4	基礎の設計	2-101
4.5	非越流部の安定性および構造	2-102

4.6	前庭保護工	2-102
第5節	部分透過型堰堤の構造	2-103
5.1	越流部の安定性	2-103
5.1.1	安定条件	2-103
5.1.2	設計外力	2-103
5.1.3	設計流量	2-104
5.1.4	設計水深	2-104
5.2	透過部の構造検討	2-105
5.2.1	構造検討条件	2-105
5.2.2	設計外力	2-105
5.3	本体構造	2-105
5.3.1	水通しの位置	2-105
5.3.2	水通し断面	2-105
5.3.3	開口部の設定	2-105
5.3.4	透過部断面の設定	2-106
5.3.5	不透過部の天端幅	2-106
5.3.6	下流のり	2-106
5.3.7	基礎	2-106
5.4	非越流部の安定性および構造	2-107
5.5	前庭保護工	2-107
第6節	除石（流木の除去を含む）	2-108
第7節	砂防堰堤の改築	2-109
7.1	適用	2-109
7.2	基本条件の検討	2-109
7.3	コンクリート腹付けの設計	2-109
<b>第2章</b>	<b>その他の土石流対策施設</b>	<b>2-110</b>
第1節	土石流導流工	2-110
1.1	断面	2-110
1.2	法線形	2-111
1.3	縦断形	2-111
1.4	構造	2-111
第2節	土石流堆積工	2-113
2.1	土石流堆積流路	2-113
2.2	土石流分散堆積地	2-114
第3節	土石流緩衝樹林帯	2-116
第4節	土石流流向制御工	2-117
第5節	土石流・流木発生抑制工	2-118

5.1	溪床堆積土砂移動防止工	2-118
5.2	土石流発生抑制山腹工	2-118
第6節	維持管理	2-118
<b>第3章</b>	<b>流砂調整堰堤</b>	2-119
第1節	総説	2-119
1.1	設計手順	2-119
1.2	堰堤型式の選定	2-119
第2節	設計の基本	2-119
2.1	位置	2-119
2.1.1	一般	2-119
2.1.2	位置選定	2-119
2.1.3	階段状堰堤群の位置選定	2-119
2.2	方向	2-120
2.2.1	堰堤の方向	2-120
2.2.2	階段状堰堤の方向	2-120
2.2.3	堰堤軸	2-120
2.3	高さ	2-120
2.4	計画堆砂勾配	2-121
2.5	計画貯砂量	2-121
第3節	安定計算に用いる荷重及び数値	2-122
3.1	安定計算に用いる荷重	2-122
3.2	安定計算に用いる数値	2-122
第4節	不透過型堰堤の設計	2-123
4.1	水通しの設計	2-123
4.1.1	水通しの位置	2-123
4.1.2	水通し断面の決定	2-123
4.2	本体の設計	2-123
4.2.1	安定条件	2-123
4.2.2	断面形状	2-124
4.2.3	安定計算	2-125
4.3	基礎の設計	2-125
4.3.1	基礎地盤の安定	2-125
4.3.2	基礎の根入れ	2-125
4.3.3	基礎処理	2-125
4.3.4	カットオフの構造	2-126
4.4	袖の設計	2-126
4.4.1	袖天端勾配	2-126

4.4.2	袖天端幅	-----	2-127
4.4.3	袖の嵌入	-----	2-127
4.4.4	袖折れ堰堤の設計	-----	2-127
4.5	前庭保護工の設計	-----	2-127
4.5.1	前庭保護工	-----	2-127
4.5.2	副堰堤工	-----	2-127
4.5.3	水叩き	-----	2-128
4.5.4	垂直壁	-----	2-128
4.5.5	護床工	-----	2-128
4.5.6	側壁護岸工	-----	2-128
4.5.7	取付護岸工	-----	2-129
4.6	付属物の設計	-----	2-129
4.6.1	水抜き暗渠	-----	2-129
4.6.2	間詰工	-----	2-129
4.6.3	伸縮目地	-----	2-129
第5節	透過型堰堤の構造	-----	2-130
5.1	透過型砂防堰堤の効果量	-----	2-130
5.2	安定性の検討	-----	2-130
5.3	本体の設計	-----	2-130
5.3.1	水通しの位置	-----	2-130
5.3.2	水通し断面	-----	2-131
5.3.3	開口部の設定	-----	2-131
5.3.4	部材及び構造	-----	2-131
5.4	基礎の設計	-----	2-131
5.5	非越流部の安定性及び構造	-----	2-131
5.6	前庭保護工	-----	2-131
<b>第4章</b>	<b>床固工</b>	-----	<b>2-132</b>
第1節	総説	-----	2-132
第2節	基礎構造	-----	2-132
2.1	位置	-----	2-132
2.1.1	一般	-----	2-132
2.1.2	位置の選定	-----	2-133
2.2	方向	-----	2-133
2.3	高さ	-----	2-134
2.4	溪床勾配	-----	2-134
2.4.1	一般	-----	2-134
2.4.2	計画勾配	-----	2-135

2.4.3	階段状床固工	-----	2-135
第3節	床固工の設計	-----	2-136
3.1	安定計算に用いる荷重及び数値	-----	2-136
3.2	水通しの設計	-----	2-136
3.3	本体の設計	-----	2-137
3.4	基礎の設計	-----	2-137
3.5	袖の設計	-----	2-138
3.6	前庭保護工	-----	2-138
3.6.1	一般	-----	2-138
3.6.2	水叩き	-----	2-138
3.6.3	垂直壁	-----	2-140
3.6.4	側壁護岸	-----	2-140
3.7	谷止工及び単独床固工の構造	-----	2-141
3.8	水抜き暗渠	-----	2-142
<b>第5章</b>	<b>護岸工</b>	-----	2-143
第1節	総説	-----	2-143
第2節	基本構造	-----	2-143
2.1	位置	-----	2-143
2.1.1	選定Ⅰ	-----	2-143
2.1.2	選定Ⅱ	-----	2-144
2.1.3	選定Ⅲ	-----	2-144
2.2	種類の選定	-----	2-144
2.3	法線	-----	2-145
2.4	勾配	-----	2-145
2.4.1	計画溪床勾配	-----	2-145
2.4.2	天端勾配	-----	2-145
第3節	護岸工の構造	-----	2-146
3.1	一般	-----	2-146
3.2	高さ	-----	2-147
3.3	根入れ	-----	2-147
3.4	根固工	-----	2-148
<b>第6章</b>	<b>水制工</b>	-----	2-149
第1節	基本構造	-----	2-149
1.1	位置	-----	2-149
1.1.1	一般	-----	2-149
1.1.2	水衝部	-----	2-149

1.2	方向	-----	2-150
第2節	水制工の設計	-----	2-150
2.1	水制工の形状	-----	2-151
2.2	本体及び根固工	-----	2-151
<b>第7章</b>	<b>溪流保全工</b>	-----	2-152
第1節	総説	-----	2-152
第2節	計画条件	-----	2-152
2.1	一般	-----	2-152
2.2	上流端処理	-----	2-152
2.3	土砂含有率	-----	2-153
2.4	橋梁等横断構造物	-----	2-153
2.5	溪床	-----	2-154
2.6	勾配の変化点	-----	2-154
2.7	計画条件	-----	2-154
2.8	水利	-----	2-155
第3節	実施の順序	-----	2-155
第4節	溪流保全工の設計	-----	2-156
4.1	法線	-----	2-156
4.2	計画高水位	-----	2-157
4.3	縦断形	-----	2-160
4.3.1	一般	-----	2-160
4.3.2	計画縦断勾配	-----	2-160
4.4	計画断面（横断形）	-----	2-164
4.4.1	一般	-----	2-164
4.4.2	計画幅	-----	2-165
4.4.3	湾曲部の横断形	-----	2-166
4.4.4	合流点における計画幅	-----	2-168
第5節	溪流保全工における護岸	-----	2-170
5.1	一般	-----	2-170
5.2	護岸構造	-----	2-170
5.3	底張工	-----	2-172
5.4	合流点処理	-----	2-174
5.5	上流端処理（止工）	-----	2-174
5.6	護岸と床固の平面形状	-----	2-175
5.7	底張り部の末端処理	-----	2-175
第6節	溪流保全工における床固工	-----	2-175
6.1	一般	-----	2-175



6.2	計画位置	2-176
6.3	間隔と高さ	2-176
6.4	床固工の重複高	2-177
6.5	構造	2-177
第7節	帯工	2-180
7.1	位置（間隔）	2-180
7.2	構造	2-181
第8節	管理用道路幅	2-182
<b>第8章</b>	<b>山腹工</b>	2-183
第1節	山腹工の設計	2-183
1.1	山腹工の工種	2-183
1.2	山腹工の工種の選定	2-184
1.2.1	地質及び気象等の環境別工種	2-184
1.2.2	荒廃形態別の工種	2-184
1.3	谷止工	2-189
<b>第9章</b>	<b>砂溜工</b>	2-190
第1節	砂溜工の計画	2-190
1.1	目的	2-190
1.2	設計方針	2-190
1.3	設計の順序	2-190
第2節	砂溜工の設計	2-191
2.1	位置	2-191
2.2	形状	2-191
2.3	容量	2-191
2.4	構造	2-192
<b>第10章</b>	<b>鋼製砂防構造物</b>	2-193
第1節	鋼製砂防構造物の概要	2-193
1.1	鋼製砂防構造物の設計にあたっての留意事項	2-193
1.2	鋼製砂防構造物の定義	2-194
第2節	鋼製砂防構造物の材料	2-199
2.1	鋼材	2-199
2.2	ソイルセメント	2-202
2.3	中詰材	2-202
2.4	許容応力度の割増し	2-203

第3節	腐食しろ	-----	2-204
第4節	余裕しろ	-----	2-204
第5節	土石流に対する安全性を照査するために用いる礫径	-----	2-206
<b>第11章</b>	<b>流木対策施設</b>	-----	2-207
第1節	設計の基本	-----	2-207
第2節	流木対策施設の工種選定	-----	2-209
第3節	土石流区間における流木対策施設	-----	2-211
3.1	土石流の規模等	-----	2-211
3.2	流木捕捉工の設計	-----	2-211
3.2.1	構造物全体の安定性の検討	-----	2-211
3.2.2	各部の構造	-----	2-213
3.2.3	部材の安全性の検討	-----	2-213
3.3	流木発生抑止工の設計	-----	2-214
第4節	掃流区間における流木対策施設	-----	2-214
4.1	洪水、土砂流の規模等	-----	2-214
4.2	流木捕捉工の設計	-----	2-214
4.2.1	透過部の高さ	-----	2-214
4.2.2	透過部における部材の純間隔	-----	2-216
4.2.3	全体の安定性の検討	-----	2-218
4.2.4	部材の安全性の検討	-----	2-219
4.2.5	透過部以外の設計	-----	2-219
4.3	流木発生抑止工の設計	-----	2-219
第5節	副堰堤及び垂直壁における流木捕捉工の設置	-----	2-220
第6節	既設の不透過型堰堤の水通しにおける流木捕捉工の設置	-----	2-222
6.1	適用範囲	-----	2-222
6.2	付属施設の基本的考え方	-----	2-222
6.3	付属施設の計画捕捉流木量	-----	2-222
6.4	付属施設の設計	-----	2-223
6.4.1	付属施設の高さ	-----	2-223
6.4.2	透過部における部材の間隔	-----	2-223
6.4.3	安定性の検討	-----	2-223
6.4.4	部材の安定性の検討	-----	2-225
6.4.5	付属施設以外の設計	-----	2-225
第7節	山腹斜面における流木対策施設	-----	2-226
7.1	流木流出現象	-----	2-226
7.2	流木捕捉工の設計	-----	2-226

7.3	流木発生抑止工の設計	2-226
<b>第12章</b>	<b>その他の施設</b>	2-227
第1節	安全施設	2-227
1.1	安全防護柵	2-227
1.2	侵入防止柵	2-228
第2節	提銘板	2-228
2.1	堰堤工	2-228
2.2	床固工等	2-229
第3節	標柱標識	2-229
第4節	用地境界杭	2-234
第5節	排水工	2-235
第6節	浸透水対策工	2-237
第7節	階段工及び斜路工	2-238
第8節	工事用道路	2-239
第9節	堰堤管理のための管理用道路	2-240
<b>第13章</b>	<b>補償工事</b>	2-242
第1節	総説	2-242
第2節	橋梁工	2-242
第3節	取水工	2-248
3.1	堰堤工	2-248
3.2	溪流保全工	2-250
第4節	昇降路工	2-253
第5節	付替道路	2-254
5.1	堰堤工	2-254
5.2	溪流保全工	2-255
<b>第14章</b>	<b>用地補償</b>	2-256
第1節	総説	2-256
第2節	堰堤工	2-256
2.1	堰堤敷	2-256
2.2	堆砂敷	2-256
第3節	溪流保全工	2-258
第4節	その他	2-258

## 第1章 土石流・流木対策堰堤（土石流・流木捕捉工）

### 第1節 総説

#### 1.1 設計手順

砂防堰堤の設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、かつ、その機能が長期間保持されるよう安全性を考慮するとともに、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

#### 解説

土石流・流木対策堰堤の設計に当たっては、本指針に基づくが、本指針に定められていないものについては、「河川砂防技術基準 計画編」、「河川砂防技術基準（案）設計編、調査編」、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」、「土石流・流木対策設計技術指針」によるものとする。

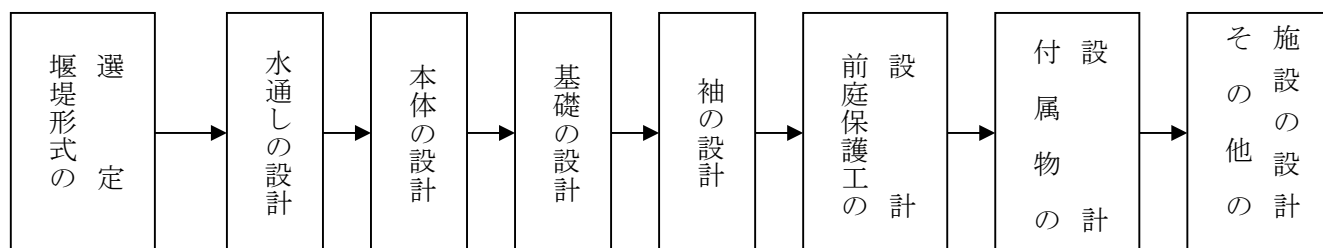
砂防堰堤の機能としては、山脚固定、縦侵食防止、河床堆積物流出防止、土石流の抑制または抑止、流出土砂の抑制及び調節等が考えられる。また、その堰堤の安全性は経済性と一体となって考えなければならないが、その堰堤に想定される外力に対して安全な構造となるようにしなければならない。

なお、砂防堰堤の一般的な設計順序、各部の名称は、次のとおりである。

#### 1. 設計の順序

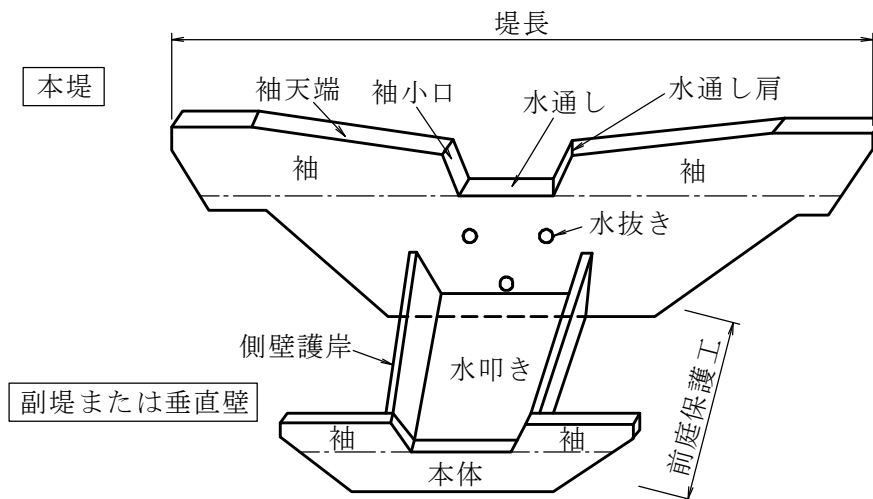
砂防堰堤の設計の順序は、堰堤サイトの地形、地質等を把握し、堰堤の目的に対する適合性、経済性及び安全性等の各要素について考察し、堰堤型式の選定に必要な概略設計を行った後、堰堤型式を決定する。次に決定された堰堤型式について、水通し、本体及び基礎の実設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰や水抜き等の付属物の設計を行う。その他の施設は、必要に応じて設計を行う。

図 2-1-1 砂防堰堤の設計順序

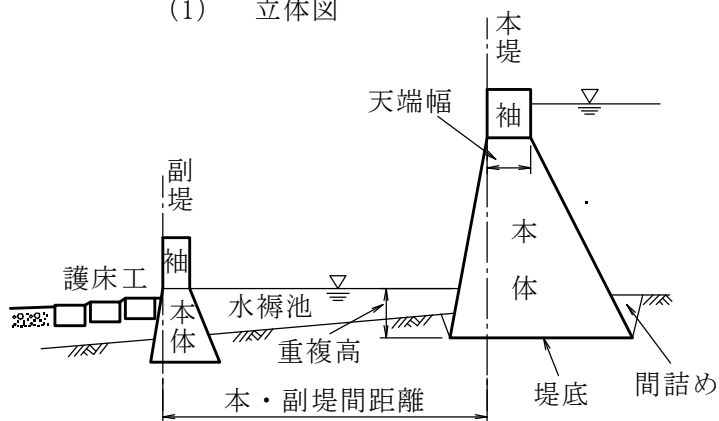


2. 各部の名称

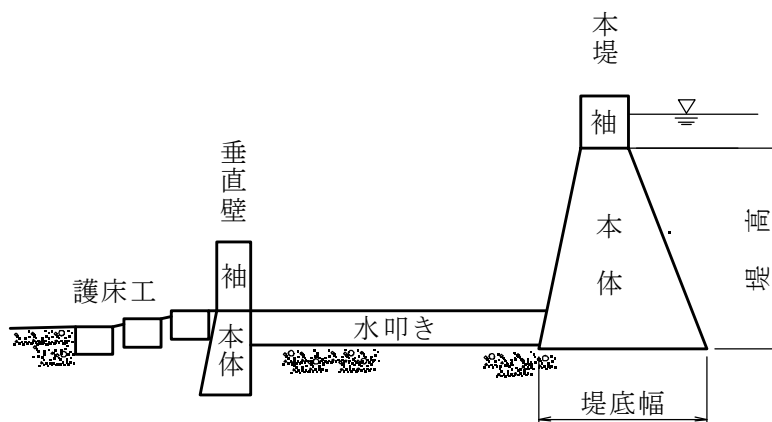
砂防堰堤の各部の名称は次のとおりである。



(1) 立体図



(2) 側面図(その1)



(3) 側面図(その2)

図 2-1-2 砂防堰堤各部の名称

3. 数値基準

砂防堰堤等の構造寸法に用いる数値基準は次のとおりである。ただし、現場条件によりこれにより難い場合は変更することができる。

表 2-1-1 構造寸法に用いる数値基準

種類	項目	単位	備考
堰堤・副堰堤	堰堤高	0.5m	
	堰堤長	1m	
	水通し天端幅	0.1m	
	本副堰堤距離	0.1m	切上げ
	水叩厚	0.1m	切上げ
	水通し高	0.1m	切上げ
	水通し底幅	0.5m	
	上下流面法勾配	1:0.05	
	水通し天端標高	0.1m	
	袖天端勾配	1/0.1	
垂直壁・床固工	高さ	0.1m	
	長さ	0.1m	
	水通し天端幅	0.1m	
	本副堰堤距離	0.1m	切上げ
	水叩厚	0.1m	切上げ
	水通し高	0.1m	切上げ
	水通し底幅	0.5m	
	上下流面法勾配	1:0.05	

## 1.2 堰堤型式の選定

砂防堰堤の形式は、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、選定する。

### 解説

堰堤形式の選定は、図 2-1-3 を基本とするが、下記事項に留意し、形式選定を行うこと。

#### （1）砂防堰堤に求められる機能

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。

- ・土石流および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（除石のし易さ、頻度）
- ・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（不透過型堰堤の副堤の流木捕捉工等）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、本指針第1編第3章 1.4 除石（流木の除去を含む）計画を参照する。

#### （2）土石流・流木捕捉工の形式選定における留意点

- ・溪流の礫径が、透過型堰堤または部分透過型堰堤の適用範囲より小さい場合は、不透過型堰堤を計画することができるが、前庭保護工の副堰堤または垂直壁に流木捕捉工を計画することを原則とする。流木量が多く、前庭保護工の流木捕捉工のみでは流木の整備率 100%が満足できず、やむを得ず堰堤水通し部に流木捕捉工を計画する場合は、治山砂防課と事前協議すること。

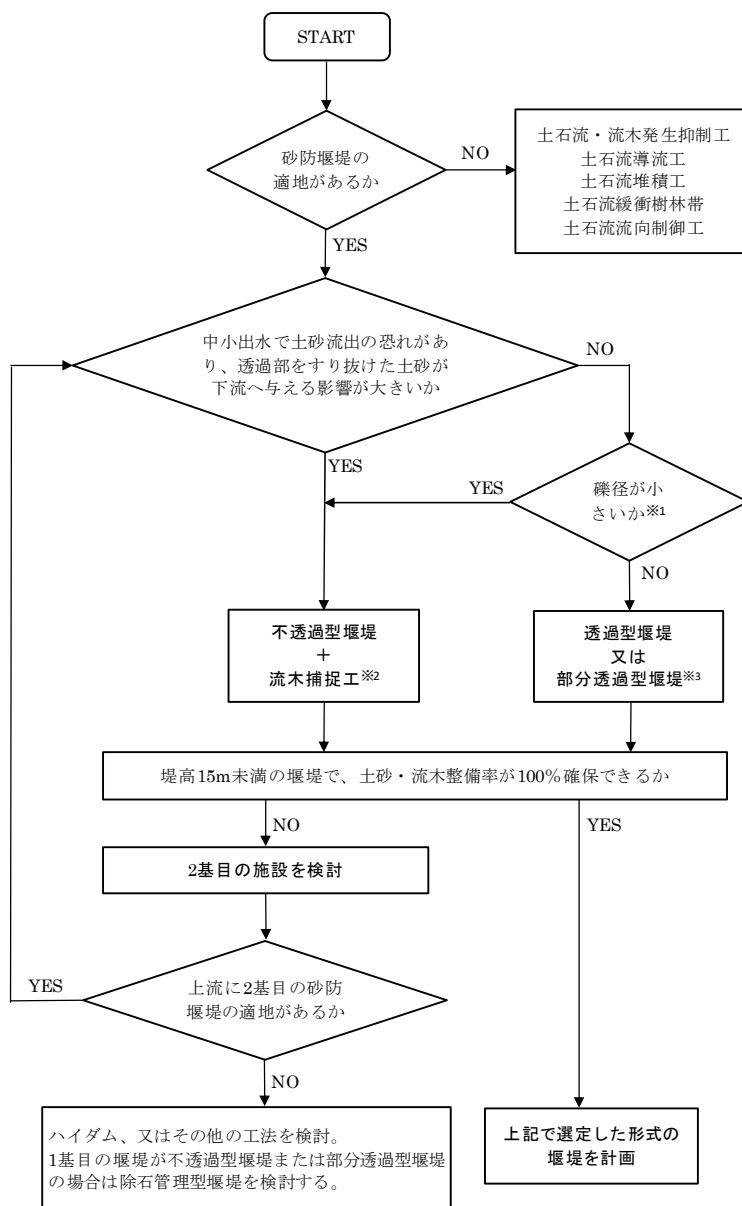
なお、透過型堰堤または部分透過型堰堤の適用範囲外となる礫径は、令和4年7月の各スリットメーカーへの聞き取りの結果、現時点で捕捉可能な最小礫である 0.3m より小さい径とする。このときの礫径は、平均溪床勾配が 1/6 以上の場合は最大礫径(D<sub>95</sub>)、1/6 より緩い場合は最多礫径(D<sub>80</sub>)を適用する。

- ・堰堤の堤高は 15m 未満を基本とし、堤高 15m 未満の堰堤 1 基で、土石流・流木対策整備率が 100%未満となる場合は、2 基目の堰堤の検討を行う。1 基目の堰堤の上流に 2 基目の堰堤の適地がない場合は、ハイダムまたはその他の施設の検討を行う。

## 第1章 土石流・流木対策堰堤（土石流・流木捕捉工）

- ・部分透過型堰堤および不透過型堰堤は、原則、非管理型堰堤とするが、堤高 15m 未満の非管理型堰堤 1 基で、土石流・流木対策整備率が 100%未満となる場合は、管理型堰堤の検討を行ってもよい。この場合、堆砂空間の確保を行うための計画除石の検討を行うこと。
- ・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（コンクリートスリット堰堤）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。





※1 令和4年7月の各スリットメーカーへの聞き取りの結果、現時点で捕捉可能な最小礫は0.3mであることから、以下の通りとする。

平均溪床勾配:  $I \geq 1/6$  の場合、最大礫径( $D_{95}$ )が0.3m未満

平均溪床勾配:  $I < 1/6$  の場合、最多礫径( $D_{80}$ )が0.3m未満

※2 不透過型堰堤の流木捕捉工は、前庭保護工への設置を原則とするが、流木量が多く、前庭保護工の流木捕捉工のみでは流木の整備率100%が満足できず、やむを得ず堰堤水通し部に流木捕捉工を計画する場合は、治山砂防課と事前協議すること。

※3 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。

図 2-1-3 堰堤形式選定フロー図

### 1.3 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。

#### 解説

#### (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。

#### (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。

1.4 堤体構造の種類

砂防堰堤の堤体構造は、最新の技術情報を収集し、経済性等の比較検討を行い選定する。

解説

砂防堰堤の堤体構造は、コンクリート重力式以外の鋼製砂防堰堤が多数開発されている。堤体構造は、経済性のみならず冗長性、施工性、維持管理性、現地の適応性を考慮して比較検討を行い、選定する。代表的な鋼製砂防構造形式を表 2-1-2 に示すが、現場条件により他の適用可能な構造形式を検討してよい。なお、内部材に砂防ソイルセメントを用いない鋼製砂防堰堤は、内部材の流出により本体機能の影響を及ぼす恐れがあるため、土石流対策堰堤には原則採用しない。

内部材に砂防ソイルセメントを用いる構造形式は、本指針第1節第7章第8節 8.2 に示す調査を実施し、砂防ソイルセメントの適応が可能と判断された場合に検討を行う。

表 2-1-2 代表的な鋼製砂防構造物の概要

構造物名	概 要
<p>INSEM-ダブルウォール</p> 	<p>壁面材を多段タイロッドで連結したダブルウォール構造に、中詰材として砂防ソイルセメントの INSEM 材を使用した砂防堰堤。</p> <p>タイロッドを用いることにより、中詰め材は 1.5N/mm<sup>2</sup> 程度の低強度ものが使用可能である。</p> <p>下流壁面材は、現場の条件に合わせてコンクリートブロック（擬石模様）、エキスパンドメタル（緑化）、軽量鋼矢板から選択が可能。</p>
<p>SB ウォール</p> 	<p>軽量鋼矢板やコンクリートブロックで構築した外壁に、中詰材として砂防ソイルセメントの INSEM 材を使用した砂防堰堤。</p> <p>中詰め材は 3N/mm<sup>2</sup> 程度の高強度のものを使用する。</p> <p>外部保護材に景観性の高い修景コンクリートの設置を標準としており、その他現場条件により間伐材の活用、自然石張、植生等の修景が可能。</p>
<p>JS ウォール</p> 	<p>波型鋼板パネルやコンクリートブロックで構築した外壁に、中詰材として砂防ソイルセメントの INSEM 材を使用した砂防堰堤。</p> <p>中詰め材は 3N/mm<sup>2</sup> 程度の高強度のものを使用する。</p> <p>下流外部保護材は、現場の条件に合わせてコンクリートパネルと波型鋼板パネルから選択が可能。</p>

## 第2節 設計の基本

### 2.1 位置

#### 2.1.1 一般

堰堤計画箇所は、溪床及び兩岸に岩盤が存在することが最も好ましいが、目的によっては砂礫層上に計画しなければならない場合がある。この場合には前庭部の保護を十分に考えなければならない。

#### 解説

一般に堰堤計画箇所は、越流水による下流法先の深掘れ、及び兩岸侵食による破壊防止のため、溪床及び兩岸に岩盤のある箇所、並びに工費の関係から、上流部の広がった狭窄部が望ましいのであるが、このような条件に常に恵まれるとは限らない。目的によっては、例えば河床堆積物流出防止の目的の堰堤等では、不利な条件のもとで計画しなければならない場合がある。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、下流法先の保護を図らなければならない。

この際、浸透水のパイピング現象による水叩きの破壊、副堰堤・垂直壁直下流の洗掘等を十分考慮して計画する必要がある。

#### 2.1.2 位置選定

堰堤を設計する場合、支溪の合流点付近においては、一般に両方の溪流の基礎堰堤として役立つように、合流点の下流部に堰堤の位置を選定する。

#### 解説

支溪の合流がある場合には、主溪及び支溪双方の工作物の基礎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が、主溪及び支溪の一方が荒廃しているような場合には、荒廃溪流を優先して計画する。なおこの場合の堰堤は、堰堤の安全のため、合流点に著しく近付けないことが肝要である。

#### 2.1.3 階段状堰堤群の位置選定

階段状堰堤群においては、原則として一つの堰堤の計画堆砂線が現溪床を切る点を上流堰堤の計画位置とする。

#### 解説

荒廃溪流において、縦侵食又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に堰堤群を計画する。

この場合、堰堤の堆砂線は、計画堆砂勾配を用いるのが普通で、縦断面図において最下流の堰堤から始めて順次計画勾配線を引いていくと計画位置はおのずから決まるが、その位置の堰堤サイトとしての適否、基礎根入等を考える必要がある。

## 2.2 方向

### 2.2.1 堰堤の方向

堰堤の水通しを越流する水流は、一般的に水通し天端下流端の線すなわち堰堤軸に直角に落下するから、堰堤の方向は水通し中心点において計画箇所下流の流心線に直角に定めることを原則とする。

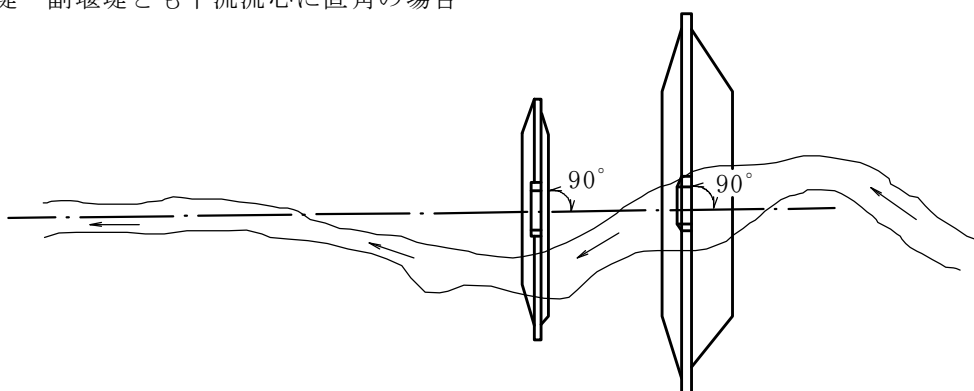
#### 解説

堰堤の水通しを越流する水流は、水通し天端下流端の線、すなわち、堰堤の方向線に直角に落下する。

ゆえに、堰堤計画箇所の下流の状況によって決定された流心線上に水通し中心を置き、この点において下流流心線に直角に設定した線が堰堤の方向である。

堰堤の計画箇所が、例えば兩岸の岩盤の関係、あるいは堰堤長の関係などで堰堤の方向を下流の流心に直角に定め難く、かつ潜り堰となることのない場合には、副堰堤を計画し、副堰堤の方向を下流の流心線に直角に定めることができる。この際、本堰堤の基礎に岩盤があっても副堰堤による方向修正の必要がある場合が多い。

#### 1 主堰堤・副堰堤とも下流流心に直角の場合



#### 2 主堰堤を下流流心に直角にできない場合

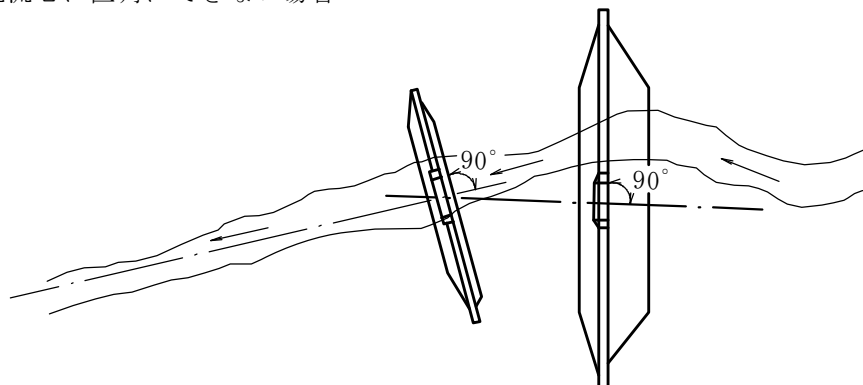


図 2-1-4 堰堤の方向の決定

## 2.2.2 階段状堰堤の方向

階段状の堰堤群における各堰堤の方向は、原則として各堰堤の水通しの中心点（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、各堰堤の水通しの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ものとする。

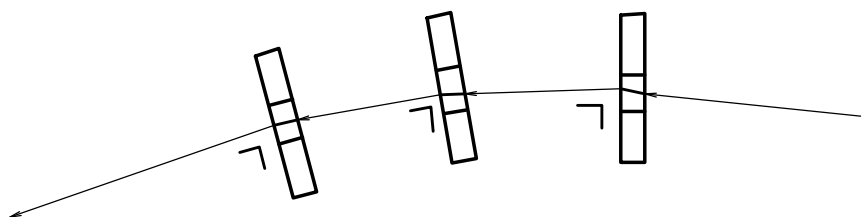


図 2-1-5 階段状堰堤の方向の決定

## 2.2.3 堰堤軸

堰堤軸は直線を原則とし、稜線の上流側に決定する。

堰堤サイト下流で山脚が逃げる場合、等高線に直角となる様、袖部を折り曲げ堤長を減ずることができる。

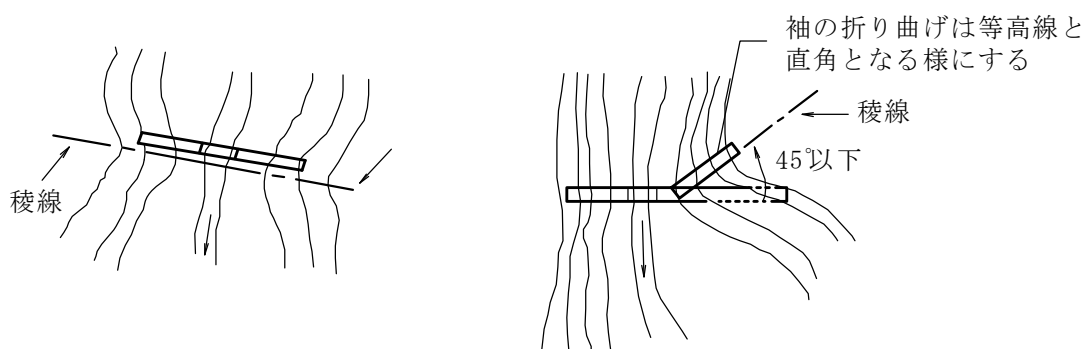


図 2-1-6 堰堤軸

## 2.3 高さ

1. 堰堤の高さは、溪流の土砂生産抑制計画より定めなければならない。
2. 堰堤の高さは、目的及び施工箇所の状態に応じて定める。
3. 堰堤の高さの決定に際しては、基礎の地質を十分に調査しなければならない。特に堰堤の高さが15m以上となる場合には岩盤調査を併せて実施しなければならない。ここでいう岩盤調査とは、地質の良否、支持力、透水性、断層の有無、走向節理などに関する調査をいう。（砂防調査参照）
4. 堰堤の高さについては、貯砂量と工費との関係についても検討する必要がある。

解説

流出土砂の貯留、調節を目的とする堰堤はなるべく高く計画し、溪床の侵食を防ぐものは低堰堤を単独又は階段的に計画し、崩壊地の下部には崩壊の原因である山脚の侵食を阻止する高さに堰堤を計画すべきもので、溪床に堆積する砂礫の流出防止のためには、現況溪床高が目標であるが、高さの決定にあたっては目的を明確にするとともに計画箇所を十分に調査しなければならない。

また、高堰堤を計画する場合、基礎の地質調査、例えば、地質の良否、支持力等を十分に調査して良好な堰堤サイトを選択するものとし、岩盤の状態によっては十分基礎処理を施さなければならない。

2.4 計画堆砂勾配

堰堤の堆砂勾配は、ほとんど水平に近い勾配から現溪床勾配程度の勾配の間で変化するが、土石流発生時に確実に土石流を捕捉できる勾配を計画堆砂勾配として定義する。

解説

計画堆砂勾配は、一般に既往実績等により砂防堰堤地点の現溪床勾配の  $1/2$  から  $2/3$  の間の勾配とする。鳥取県では  $2/3 \theta_0$  とする。ただし、 $1/6$  の勾配 ( $\tan \theta$ ) を上限とする。不透過型砂防堰堤および部分透過型砂防堰堤の平常時堆砂勾配は既往実績を基に現溪勾配の  $1/2$  までとする。地質条件により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。

透過型砂防堰堤および部分透過型砂防堰堤は、不透過型砂防堰堤と同じ堆砂や勾配で形成されるとする。土石流時は閉塞し、その後は不透過型と同じ機能となるので、計画堆砂勾配等は不透過型と原則として同じとする。

なお、部分透過型の平常時堆砂勾配は透過部下面を基点とする。

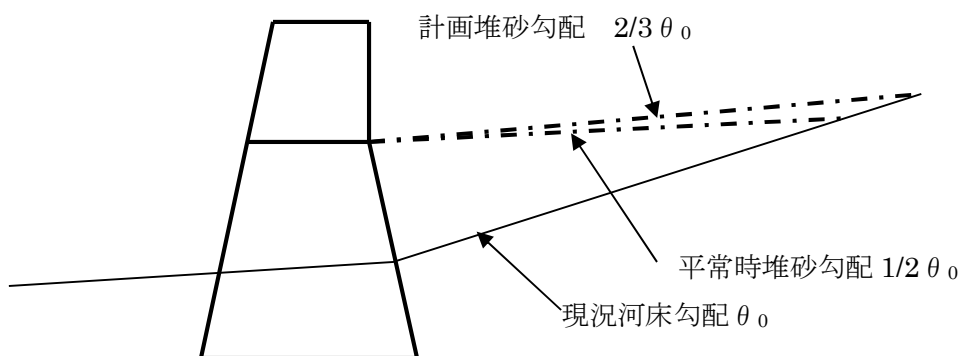


図 2-1-7

## 2.5 計画捕捉量

計画捕捉量は、本指針第1編第2章 2.7.2による。

## 2.6 計画発生（流出）抑制量

計画発生（流出）抑制量は、本指針第1編第2章 2.7.4による。



### 第3節 不透過型砂防堰堤の構造

#### 3.1 安定計算に用いる荷重

不透過型砂防堰堤の設計で考慮する荷重は、自重、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。）があり、堰堤の型式、高さにより選定するものとする。

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。

#### 解説

河川砂防技術基準（案）設計編第3章砂防施設の設計による設計外力の組み合わせによる検討と、以下に述べる土石流時における安定計算についての両方を検討し、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。

土石流流体力を考慮した堰堤断面の安定計算に用いる荷重の組み合わせは、重力式コンクリート堰堤では自重のほかは表 2-1-3 のとおりとする。ただし、土石流時の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  $11.77\text{kN/m}^3$  とする。

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 2-1-8 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、堆砂圧は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。ここに、 $C_e$ ：土圧係数、 $D_d$ ：現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深（m）、 $\gamma_d$ ：土石流の単位体積重量（ $\text{kN/m}^3$ ）、 $\gamma_s$ ：水中での土砂の単位体積重量（ $\text{kN/m}^3$ ）、 $\gamma_w$ ：水の単位体積重量（堰堤高が 15m 未満の場合は  $11.77\text{kN/m}^3$  程度、堰堤高が 15m 以上の場合は  $9.81\text{kN/m}^3$  程度）。

$$\gamma_s = C_* (\sigma - \rho)g \quad \cdots (2-1-1)$$

$$\gamma_w = \rho g \quad \cdots (2-1-2)$$

ここで、 $C_*$ ：溪床堆積土砂の容積濃度、 $\rho$ ：水の密度（ $\text{kg/m}^3$ ）、 $\sigma$ ：礫の密度（ $\text{kg/m}^3$ ）、 $g$ ：重力加速度（ $\text{m/s}^2$ ）（ $=9.81\text{m/s}^2$ ）である。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 2-1-3 設計荷重の組合せ

	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	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	静水圧、堆砂圧、 揚圧力

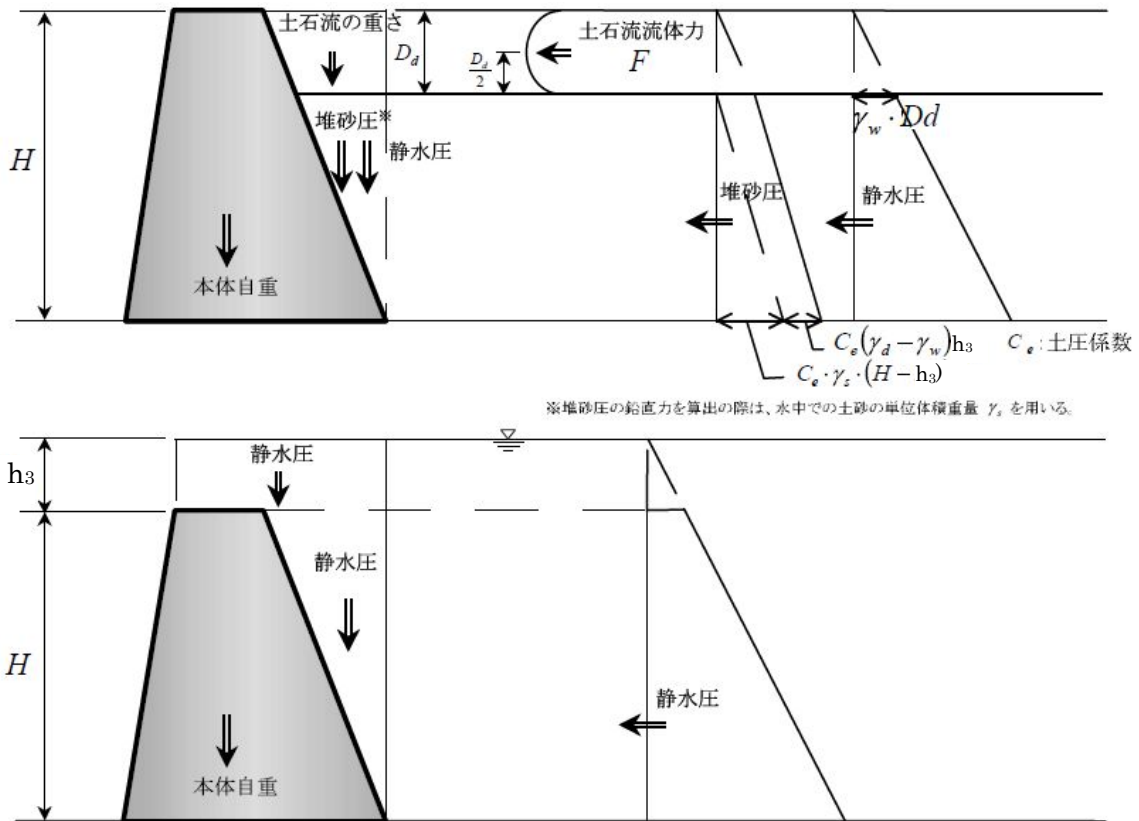


図 2-1-8 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図  
( $H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

1. 自重

$$W = W_c \cdot A \quad \dots (2-1-3)$$

$W$  : 単位幅当たりの堰堤堤体の自重 (kN)

$W_c$  : 堤体築造に用いるコンクリート単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$A$  : 堰堤堤体単位幅当たりの体積 (m<sup>3</sup>)

解説

堰堤用コンクリートの単位体積重量は原則として実際に使用する材料および配合で試験を行って定めるものであるが、試験を行わずに設計する場合のコンクリート単位体積重量は 22.56 kN/m<sup>3</sup> とする。

2. 静水圧

$$P = W_o \cdot h_w \quad \dots (2-1-4)$$

$P$  : 水深  $h$  の点における静水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_o$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h_w$  : 水面からの任意の点の水深 (m)

解説

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、また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。なお、堰堤高が 15m 以上のときには、 $W_o=9.81\text{kN/m}^3$ 、堰堤高が 15m 未満の時には  $W_o=11.77\text{kN/m}^3$  を標準として計算するが、土砂流出の多い河川では流水に見合った静水圧を検討して用いる。

3. 堆砂圧

$$P_{ev} = W_{sl} \cdot h_e \quad \dots (2-1-5)$$

$$P_{eH} = C_e \cdot W_{sl} \cdot h_e \quad \dots (2-1-6)$$

$P_{ev}$  : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{eH}$  : 堆砂圧の水平分力 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_{sl}$  : 水中堆砂単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) で  $W_{sl} = W_s - (1-v) \cdot W_o$  で示される。

$h_e$  : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

$C_e$  : 土圧係数

$W_s$  : 堆砂見掛け単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$v$  : 堆砂空隙率  $v = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$

$W_o$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$W_{sa}$  : 堆砂絶対単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

解説

- (1) 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 ( $h$ ) は堰堤完成時に想定される堆砂面とする。
- (2) 土圧係数 ( $C_e$ ) は 0.3~0.6 で示される。土圧係数をクーロンの土圧論で考えれば、

$$C_e = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad \dots (2-1-7)$$

であり、堆砂面がほぼ平坦  $i=0^\circ$  ( $i=15^\circ$  ぐらいまでは  $\cos 15^\circ = 0.9659 \approx 1$  と仮定できる) とすれば、

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad \dots (2-1-8)$$

で示される。

ここで、水中の内部摩擦角  $\phi$  を  $35^\circ$  とすると  $C_e = 0.27 \approx 0.3$  となる。

設計に用いる場合の  $C_e$  の採用に当たっては既往施設の堆砂状況を考慮して定めるべ

きである。参考に表 2-1-4 を示した。

表 2-1-4 土砂の水中における内部摩擦角

種別	状態	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	水中の単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 (度)	水中の内部摩擦角 φ(度)
砂礫	—	16~19	10~13	35~45	35
砂利	—	16~20	10~12	30~40	30
炭がら	—	9~12	4~7	30~40	30
砂	しまったもの	17~20	10	35~40	30~35
	ややゆるいもの	16~19	9	30~35	25~30
	ゆるいもの	15~18	8	25~30	20~25
普通土	固いもの	17~19	10	25~35	20~30
	やや軟らかいもの	16~18	8~10	20~30	15~25
	軟らかいもの	15~17	6~9	15~25	10~20
粘土	固いもの	16~19	6~9	20~30	10~20
	やや軟らかいもの	15~18	5~8	10~20	0~10
	軟らかいもの	14~17	4~7	0~10	0
シルト	固いもの	16~18	10	10~20	5~15
	軟らかいもの	14~17	5~7	0	0

(3) 堆砂見掛けの単位体積重量

河川砂防技術基準（案）設計編第3章砂防施設の設計によると 15~18 (kN/m<sup>3</sup>) である。一般に土砂の粒径が大きいほど、堆砂後の経過年が長いほどその値が大きいと考えられ、また粘土含有量も大きな影響を与えている。アメリカ合衆国開拓局（Bureau of Reclamation）で採用されている値は、玉石・礫・砂の混入の場合 16.7~18.3 である。

設計で用いる水中堆砂単位体積重量（ $W_{s1}$ ）は

$$W_{s1} = W_s - (1 - \nu) \cdot W_0 \quad \dots (2-1-9)$$

$W_s$  : 堆砂見掛け単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$W_0$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

である。

したがって、河川砂防技術基準（案）設計編第3章砂防施設の堆砂見掛け単位体積重量 15~18kN/m<sup>3</sup>、空隙率 0.3~0.45 より上式で水中堆砂単位体積重量を求めることができる。

ただし、河川の実態調査によれば空隙率は 0.25 程度といった例がある。

〔計算例〕

$$W_{s1} = 18 - (1.0 - 0.3) \times 9.81 \div 11.13 \text{ kN/m}^3$$

$$W_{s1} = 15 - (1.0 - 0.3) \times 9.81 \div 8.13 \text{ kN/m}^3$$

4. 揚圧力

揚圧力は、堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、任意の点における揚圧力は次式により算定する。

$$U_x = \left[ h_2 + \mu \cdot \Delta h \left( 1 - \frac{x}{l} \right) \right] W_0 \quad \dots (2-1-10)$$

$U_x$  : X地点の揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

$h_2$  : 堰堤下流側水深(m)

$\mu$  : 揚圧力係数 (一般に  $\mu = 1/3$  とする)

$\Delta h$  : 堰堤上流側水深( $h_1$ )と下流側水深( $h_2$ )との差(m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

$h_1$  : 堰堤上流側水深(m)

$x$  : 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)、 $l = b_2$ で示される。

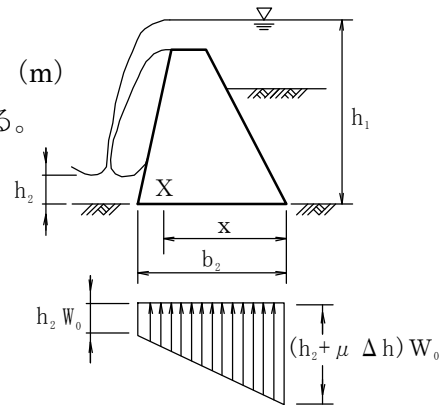
ただし止水壁等を設ける場合は

$l = b_2 + 2d$ とする。

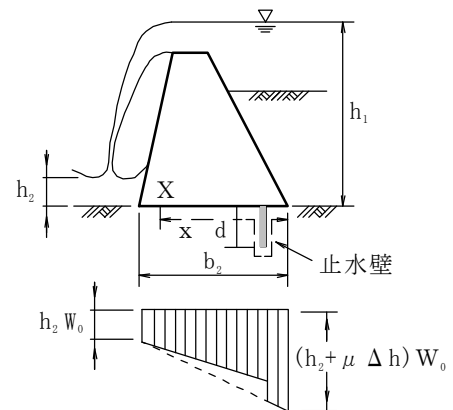
$b_2$  : 堤底幅 (m)

$d$  : 止水壁の長さ (m)

$W_0$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)



(a) 止水壁等がない場合



(b) 止水壁等がある場合

表 2-1-5 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端 (kN/m <sup>2</sup> )	下流端 (kN/m <sup>2</sup> )
岩盤	$(h_2 + \mu \cdot \Delta h)W_0$	$h_2 \cdot W_0$
砂礫地盤	$h_1 \cdot W_0$	$h_2 \cdot W_0$

図 2-1-9 揚圧力の分布

5. 地震時慣性力

$$I=K \cdot W \quad \dots (2-1-11)$$

I：堰堤堤体に水平方向に作用する地震時慣性力（kN）

K：設計震度

W：単位幅当たりの堰堤堤体の自重（kN）

表 2-1-6 設計震度 (K)

堰堤の種類	強震帯および中震帯地域（鳥取県）
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	0.15

出典：建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ

6. 地震時動水圧

地震時動水圧は、堰堤の堤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る。

算定式は、Zangar の式と Westergaard の近似式がある。Zangar の式は堰堤の上流面が、傾斜している場合に、Westergaard の近似式は堰堤の上流面が鉛直か鉛直に近い場合に用いる。砂防堰堤の場合、一般に堰堤の上流面が傾斜しているので Zangar 式を用いることが多い。なお、Westergaard の近似式より Zangar の式による値の方が小さい。

(1) Zangar の式

$$P_x = C \cdot W_o \cdot K \cdot h_o \quad \dots (2-1-12)$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[ \frac{hx}{ho} \left( 2 - \frac{hx}{ho} \right) + \sqrt{\frac{hx}{ho} \left( 2 - \frac{hx}{ho} \right)} \right] \quad \dots (2-1-13)$$

$$P_d = \eta \cdot \frac{C_m}{2} W_o \cdot K \cdot h_o^2 \cdot \sec \theta \quad \dots (2-1-14)$$

$$h_d = \lambda \cdot hx \quad \dots (2-1-15)$$

(2) Westergaard の近似式

$$P_x = \frac{7}{8} W_o \cdot K \sqrt{h_o \cdot hx} \quad \dots (2-1-16)$$

$$P_d = \frac{7}{12} W_o \cdot k \cdot h_o^{1/2} \cdot hx^{3/2} \quad \dots (2-1-17)$$

$$h_d = \frac{2}{5} hx \quad \dots (2-1-18)$$

Zangar の式に用いられる係数  $\eta$ 、 $\lambda$  の式及び数値と  $C_m$  の近似式を次に示す。

$$\eta = 1.45206483 - \left( 1 - \frac{hx}{ho} \right) + \frac{1}{3} \left( 1 - \frac{hx}{ho} \right)^3 - \frac{1}{2} \left\{ \left( 1 - \frac{hx}{ho} \right) \sqrt{\frac{hx}{ho} \left( 2 - \frac{hx}{ho} \right)} + \sin^{-1} \left( 1 - \frac{hx}{ho} \right) \right\} \quad \dots (2-1-19)$$

$$\lambda = \left[ 0.25 - 1.45206483 \left( 1 - \frac{hx}{ho} \right) + \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{hx}{ho} \right)^2 - \frac{1}{12} \left( 1 - \frac{hx}{ho} \right)^4 - \frac{1}{6} \sqrt{\left\{ \frac{hx}{ho} \left( 2 - \frac{hx}{ho} \right) \right\}^3} + \frac{1}{2} \left\{ \left( 1 - \frac{hx}{ho} \right) \sin^{-1} \left( 1 - \frac{hx}{ho} \right) + \sqrt{\frac{hx}{ho} \left( 2 - \frac{hx}{ho} \right)} / \eta / \frac{hx}{ho} \right\} \right] \quad \dots (2-1-20)$$

ここに、

$P_x$  : X 地点の地震時動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_d$  : 貯留水面から X 地点までの全地震時動水圧 (kN)

$W_o$  : 貯留水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$K$  : 設計震度

$h_o$  : 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)

$C_m$  : 図 2-1-11 から求められる係数

$$C_m \doteq 0.733 - 0.005752 \cdot \theta - 0.000026 \cdot \theta^2$$

$\theta$  : 度数表示の度数

$h_d$  : X 地点から  $P_d$  の作用点までの高さ(m)

$\eta \cdot \lambda$  : 図 2-1-12 から求められる係数

$C$  : 圧力係数

一般には、 $h_o = h_x$  として全地震時動水圧を求める。その場合、Zangar の式における  $\eta$  及び  $\lambda$  は各々  $\eta = 1.45$ 、 $\lambda = 0.402$  となる。

(注)  $H \geq 15.0m$  の堰堤

越流部の計算・・・裏法勾配が 1 割近くなる為、Zangar の式を使用する。  
非越流部の計算（逆断面）・・・裏法勾配が直に近い為、Westergaard の式を使用する。

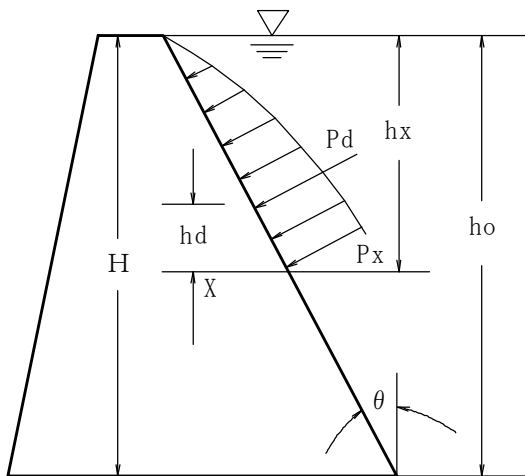


図 2-1-10 地震時動水圧模式図

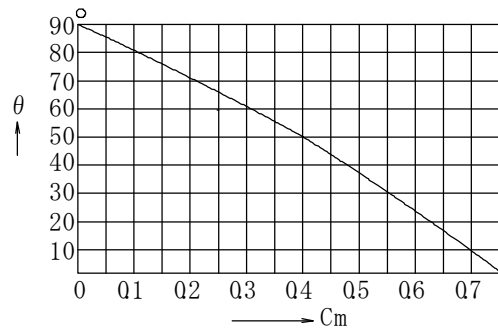


図 2-1-11 地震時動水圧の係数(C<sub>m</sub>)

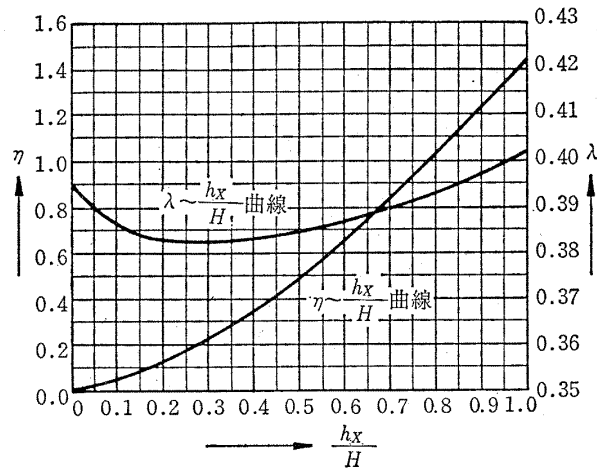


図 2-1-12 地震時動水圧の係数（ $\mu$ 、 $\lambda$ ）

表 2-1-7  $\eta$ 、 $\lambda$  の値

$h_x/h_o$	$\eta$	$\lambda$	$h_x/h_o$	$\eta$	$\lambda$
0	0	0	0.50	0.5154257578	0.3857722306
0.01	0.0010410603	0.3937850148	0.55	0.5981257361	0.3867892714
0.03	0.0057678747	0.3902710196	0.60	0.6843367127	0.3879414691
0.05	0.0129198455	0.3882878923	0.65	0.7736397481	0.3892229781
0.10	0.0390296202	0.3855282436	0.70	0.8656276231	0.3906303112
0.15	0.0748978743	0.3841469007	0.75	0.9599023071	0.3921618691
0.20	0.1190838881	0.3834645473	0.80	1.0560729477	0.3938176084
0.25	0.1706196052	0.3832277484	0.85	1.1537542449	0.3955988557
0.30	0.2287494199	0.3833115632	0.90	1.2525650816	0.3975081516
0.35	0.2928356610	0.3836449051	0.95	1.3521273391	0.3995491877
0.40	0.3623142754	0.3841837392	1.00	1.4520648309	0.4017267833
0.45	0.4366707642	0.3848993124			

$$C_m \doteq 0.733 - 0.005752 \cdot \theta - 0.000026 \cdot \theta^2$$

ただし  $\theta$  は度数表示の角度である。

7. 土石流流体力

堆砂面を堰堤水通し高さより設計土石流水深に等しい高さまで下げた位置に設定し、これより下に静水圧、堆砂圧を与え、堆砂面より上に土石流の流体力を与えて検討する。（図 2-1-13 参照）

流体力は、

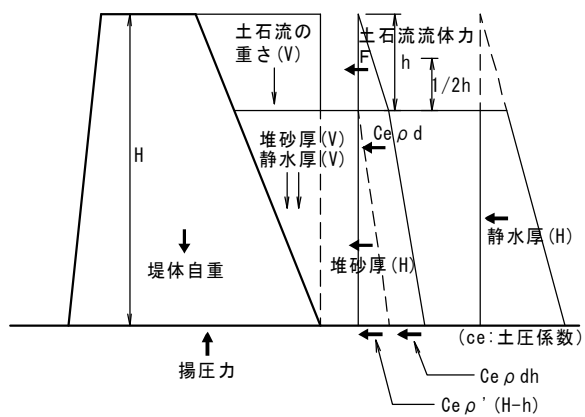


図 2-1-13



$$F = \alpha \frac{\rho_d}{g} h U^2 \quad \cdots(2-1-21)$$

ここに、

F：単位幅当りの土石流の流体力（kN/m）

U：堰堤地点における土石流の平均流速（m/s）

h：設計土石流水深の値（m）

g：重力の加速度（9.81m/s<sup>2</sup>）

α：係数（1.0 とする）

ρ<sub>d</sub>：土石流の単位体積重量（kN/m<sup>3</sup>）

なお、土石流流体力は h/2 の位置に、水平に作用させる。

### 3.2 安定計算に用いる数値

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。

解説

砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、堰堤の重要度が高い場合は原則として実測により求めることとし、その他の堰堤は既設の砂防堰堤等に用いられた数値か、下記に示す一般に用いられている数値を参考とすることができる。ただし、堰堤の断面を安全かつ経済的に設計するためには、できる限り実測により求めるべきである。

1. 堰堤用コンクリートの単位体積重量：22.56kN/ m<sup>3</sup>
2. 流水の単位体積重量(W<sub>0</sub>)：9.81～11.77 kN/ m<sup>3</sup>  
 ただし、堰堤高(H)≧15m のとき 9.81kN/ m<sup>3</sup>  
 堰堤高(H)<15m のとき 11.77kN/ m<sup>3</sup>  
 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。
3. 堆砂見掛単位体積重量(W<sub>s</sub>)： 15～18kN/ m<sup>3</sup>
4. 堆砂空隙率(ν)：0.3～0.45
5. 土圧係数(C<sub>e</sub>)：0.3～0.6
6. 揚圧力係数(μ)：1/3～1.0（一般に 1/3 を用いる場合が多い）
7. コンクリートの許容応力度  
 重力式堰堤 圧縮：4N/mm<sup>2</sup>、剪断：0.5N/mm<sup>2</sup>

解説

- (1) コンクリート標準示方書(土木学会編)によると、無筋コンクリートの許容圧縮応力は偏心軸方向荷重を受ける場合を含み、

$$\sigma_{ca} = \frac{\sigma_{ck}}{4} \leq 5.4\text{N/mm}^2 \quad \cdots(2-1-22)$$

で示されている。ここではσ<sub>ck</sub> コンクリートの設計基準強度である。重力式コンクリ

ート堰堤の場合、設計基準強度は  $18\text{N/mm}^2$  なので、 $\sigma_{ca}=4.5\text{N/mm}^2$  となる。

- (2) 許容剪断応力度は無筋コンクリートでスラブの場合、設計基準強度  $18\text{N/mm}^2$  のとき  $0.8\text{N/mm}^2$  となっている。一般の堰堤の設計においては打設面の強度低下を考慮して、剪断強度としてコンクリートの圧縮強度  $1/7\sim 1/10$  値を用いている。砂防堰堤の場合にもこの考え方をあてはめると、 $0.56\sim 0.39\text{N/mm}^2$  となる
- (3) 許容引張応力度は原則として認めないが、非越流部の一部において生じる場合もあり、このような場合は  $0.1\text{N/mm}^2$  以下となるように堰堤本位を補強することもある。

### 3.3 設計流量

砂防堰堤の設計流量は、24 時間雨量、または日雨量の 100 年超過確率、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。

#### 解説

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、本指針第1編第6章 2.2 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。土石流ピーク流量は、本指針第1編第6章 2.3 に示した方法に基づき算出する。

### 3.4 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。

解説

設計水深は①から③の値の内、最も大きい値とする。ただし、土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の不透過型堰堤においては、水通し部の設計を①のみを対象として定める。

#### 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、次式により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_3^{3/2} \quad \dots (2-1-23)$$

Q：土砂含有を考慮した流量（m<sup>3</sup>/s）

C：流量係数（0.60～0.66）

g：重力の加速度（9.81m/s<sup>2</sup>）

B<sub>1</sub>：水通し底幅（m）

B<sub>2</sub>：越流水面幅（m）

h<sub>3</sub>：越流水深（m）

m<sub>2</sub>：袖小口勾配

C=0.6, m<sub>2</sub>=0.5 の場合には、次式となる。

$$Q \doteq (0.71h_3 + 1.77B_1) h_3^{3/2} \quad \dots (2-1-24)$$

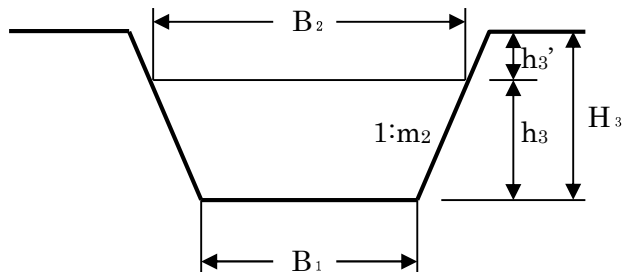


図 2-1-14 水通し

#### 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、本指針第1編第6章 2.4 に示した方法に基づき算出する。

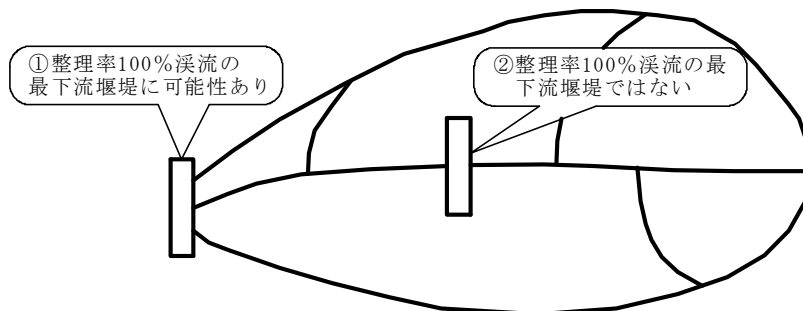
#### ③ 最大礫径の値

最大礫径は、本指針第1編第2章 2.6.5 に示した方法に基づき算出する。

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、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。

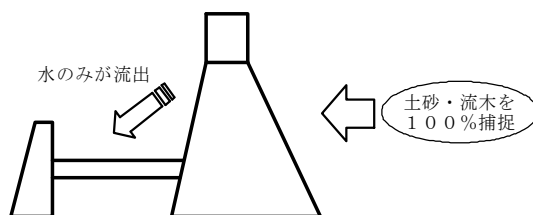
土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の堰堤の定義は、図 2-1-15 に示す。

（1）配置位置による判断



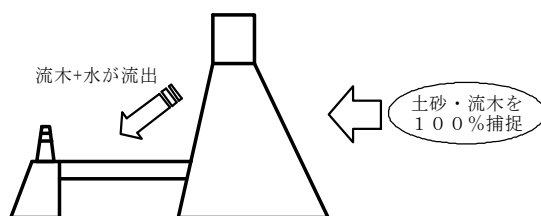
（2）最下流に計画する堰堤の配置による判断

① 堰堤本体で土砂及び流木を100%捕捉する場合 ⇒ 整備率100%の最下流堰堤



② 堰堤本体で土砂を100%捕捉し、流木捕捉工で流木を100%捕捉する場合

⇒ 整備率100%の最下流堰堤



③ 下流に溪流保全工を設置する場合 ⇒ 整備率100%の最下流堰堤ではない

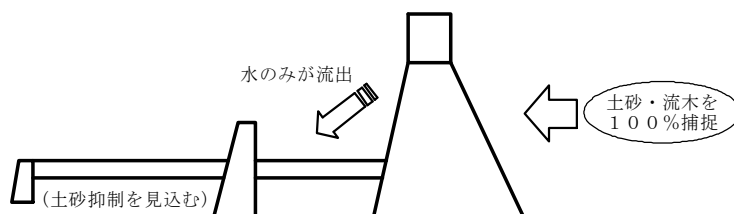


図 2-1-15 整備率 100%溪流の最下流堰堤の判断図

### 3.5 本体の設計

#### 3.5.1 水通しの位置

水通しの位置は、原則としてその中心が現河床の中央に位置するように定めるものとし、堰堤上下流の地形、地質、溪岸の状態、流木の方向を考慮して定めなければならない。

##### 解説

堰堤築造箇所下流法先部の両岸及び溪床が良質な岩盤である場合には、どこに水通しを設けても差支えないが、両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、軽しような地盤をさけなければならない。一方は山腹から溪床にかけて岩盤が存在し、他方は砂礫層の地層の場合は岩盤のある山腹側に寄せ、水通しを設ける場合もある。また、下流溪流沿いに耕地、宅地、あるいは既設工作物のある場合は、流心及び堰堤の方向をも加味して、水通しの位置を決定すべきである。さらに、堰堤サイト上流の地形が湾曲しているような場合には、上流部の流心を検討のうえ位置を定める。

堰堤付近上流の山腹に崩壊地があるような場合には、これに水流の影響を与えないため、できる限り水通しの位置を遠ざける等の配慮が必要である。

#### 3.5.2 水通し断面

堰堤の水通しは、対象流量を流し得る十分な断面を有するものとする。  
 水通し断面は、原則として逆台形とする。  
 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。  
 水通しの高さは、設計水深に余裕高を加えて決定することを原則とする。

##### 解説

上流流域面積が小さい場合には流量は小さくなるが、土石流、流木等を考慮して水通しの最小幅は3.0mとする。水深は、普通2.0m以下とするが、堰堤下流法先の岩盤が良好な場合は3.0mまでとする。やむを得ず3.0m以上にしなければならない場合は、前庭保護工の検討を十分にしなければならない。

##### 1. 水通しの高さ（通常の場合）

水通しの高さの算定は、次式により求めることができる。

$$H_3 = h_3 + h_3' \quad \dots (2-1-25)$$

$H_3$  : 水通しの高さ(m)

$h_3$  : 越流水深(m)

$h_3'$  : 余裕高(m)

##### 2. 余裕高

余裕高は、表 2-1-8 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 2-1-9 に示す値以下とに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 2-1-8 余裕高

設計流量	余裕高
200m <sup>3</sup> /sec 未満	0.6m
200～500m <sup>3</sup> /sec	0.8m
500m <sup>3</sup> /sec 以上	1.0m

表 2-1-9 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	(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

### 3. 袖小口の勾配

袖小口の勾配は、一般に 5 分を標準とする。しかしながら、土石流に対処する砂防堰堤では、袖小口の破壊に対処するため 1 割とする場合もある。

### 4. その他

「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 2-1-16 参照）。但し、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、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗掘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。

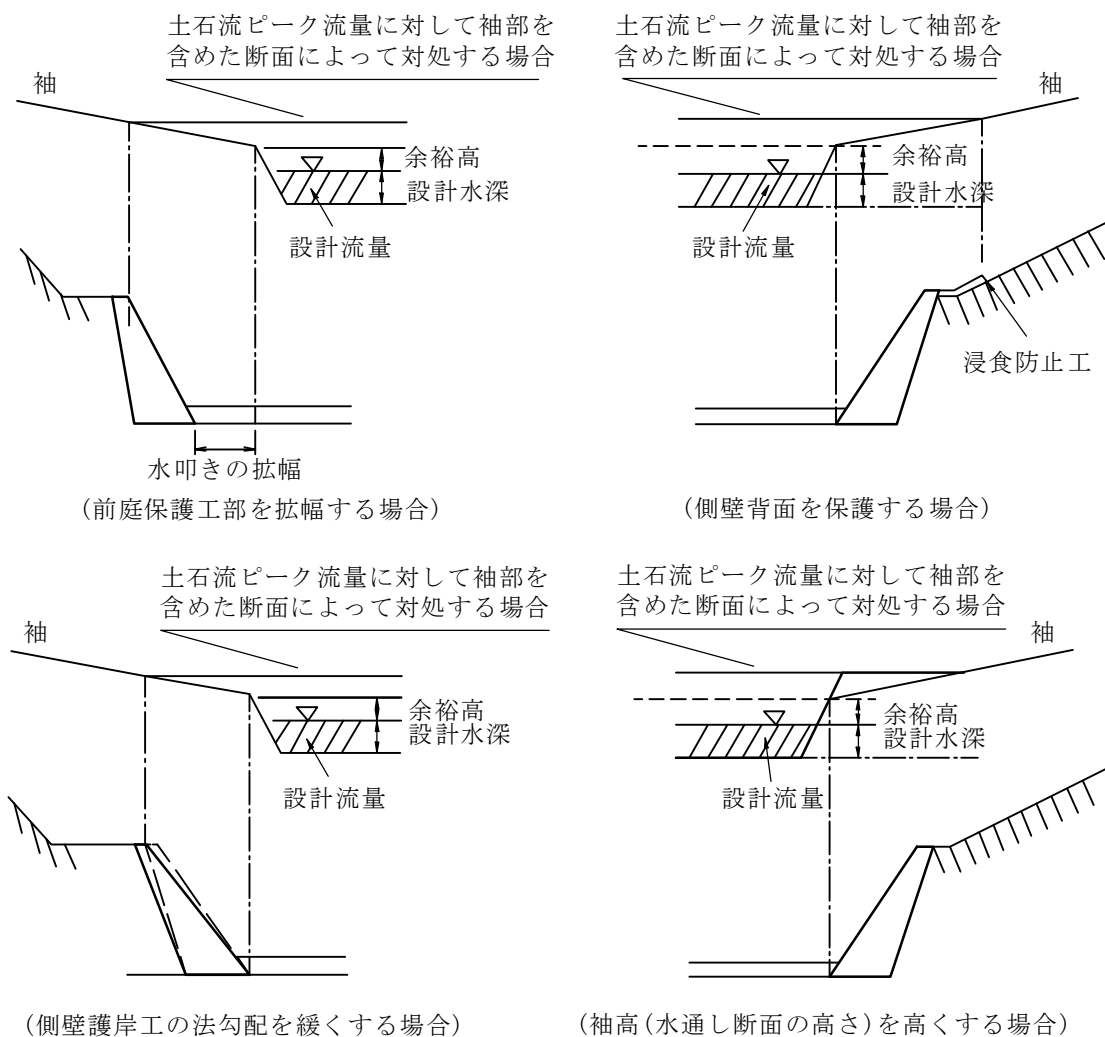


図 2-1-16 水通し断面

(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)

### 3.5.3 安定条件

重力式コンクリート堰堤は、地形、地質及び流出土砂形態を考慮し、堤体及び基礎地盤の安定性が確保できるように設計するものとする。

堤体の安定計算においては、次の条件を満足するものとするものとする。

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、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、地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。また、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。

#### 解説

- (1) 堰堤堤底において引張応力を生じさせないよう、堰堤の自重及び外力の合力が堤底の中央 1/3 以内に入るようにしなければならない。このようにすることにより、同時に転倒に対する安全性も確保される。この場合の安定計算に用いる荷重は、原則として本指針第2編第1章 3.1 表 2-1-3 を採用する。

$$x = \frac{M}{V} \quad \cdots(2-1-26) \quad \sigma = \frac{V}{b_2} \left( 1 \pm \frac{6e}{b_2} \right) \quad \cdots(2-1-27)$$

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2 \quad \cdots(2-1-28)$$

$x$  : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

$M$  : 堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計(kN・m)

$V$  : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN)

$H$  : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計(kN)

$b_2$  : 堤底幅(m)

$\sigma$  : 堤底の上流端または下流端における垂直応力(kN/m<sup>2</sup>)

$e$  : 荷重の合力と作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

$$0 \leq x \leq b_2$$

砂防堰堤は転倒しない。

$$1/3 \cdot b_2 \leq x \leq 2/3 \cdot b_2$$

砂防堰堤は転倒せず、かつ堤底に引張応力を生じない。



- (2) 堰堤のいかなる部分に対しても滑動に対して安全でなければならない。堰堤の堤体と基礎地盤との接触面における滑動に対する安全性は、一般に次式により確かめられる。

$$n \leq \frac{f \cdot V + \tau_0 l}{H} \quad \dots (2-1-29)$$

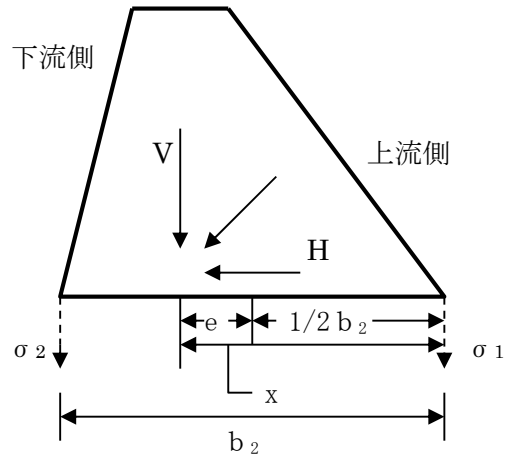


図 2-1-17 砂防堰堤断面に作用する力

n : 安全率（一般に岩盤基礎の場合は、剪断強度が大きくまた十分な圧縮強度が得られるため高い堰堤とすることが多く、堰堤の規模等を考慮して  $n=4.0$  としている。しかし、砂礫基礎においては剪断強度が小さいため一般に式の  $\tau_0$  を無視して計算する 경우가多く、また高い圧縮強度が期待できないため堰堤高 15m 未満とするのが原則で、 $n=1.2$  としているが、堰堤高 15m 以上とする場合は堰堤の規模等を考慮し  $n=1.5$  としている。）

f : 摩擦係数（表 2-1-10 参照）

V : 単位幅当たり断面に作用する垂直力 (kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力 (kN/m)

$\tau_0$  : 堤体又は基礎地盤のうち小さいほうの剪断強度 (kN/m<sup>2</sup>)（表 2-1-10 参照）

l : 剪断抵抗を期待できる長さ(=堤底幅( $b_2$ )) (m)

表 2-1-10 地盤の剪断強度 (kN/ m<sup>2</sup>) ・ 内部摩擦係数 ・ 許容支持力 (kN/ m<sup>2</sup>)

岩 盤				砂 礫 層			
区 分	剪断強度	内部摩擦係数	許容支持力	区 分	剪断強度	内部摩擦係数	許容支持力
硬 岩(A)	3000	1.2	6000	岩塊玉石	300	0.7	600
中硬岩(B)	2000	1.0	4000	礫 層	100	0.6	400
軟岩(Ⅱ)(C <sub>H</sub> )	1000	0.8	2000	砂質層	—	0.55	250
軟岩(Ⅰ)(C <sub>M</sub> )	600	0.7	1200	粘土層	—	0.45	100

出典：改訂版砂防設計公式集 マニュアル P.118

※これは砂防における岩級区分であり、道路トンネル技術指針など他基準に示される岩級区分と異なる場合があることに留意すること。

- (3) 堤体及び基礎地盤の破壊に対する安全性についての検討は次による。

- ① 堤体破壊に対しては、堤体の任意の箇所の最大圧縮及び引張応力度が、その許容圧縮及び引張応力度を超越しないことが必要である。
- ② 基礎地盤の破壊に対しては、堤体底面の最大圧縮応力度が、基礎地盤の許容支持応力

度を超過しないことが必要である。この場合の最大圧縮応力度の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。

前項(1)で求めた  $\sigma$  の値が、堰堤堤体および基礎地盤の許容応力より小さければ破壊に対して安全である。

なお、基礎地盤が砂礫の場合は、①②のほかにクイックサンド及びパイピングに対する安全をも検討する必要がある。

イ) 限界掃流力による方法

ダルシーの法則

$$Q = k \cdot A \cdot i \quad \dots(2-1-30)$$

Q : 土中の透水において、ある断面積 A の中を流下する量(cm<sup>3</sup>/sec)

k : 透水係数(cm/sec) (表 2-1-12、表 2-1-13 参照)

i : 動水勾配(H/L)

A : 断面積(cm<sup>2</sup>)

$$v = \frac{Q}{A} = k \cdot i \quad \dots(2-1-31)$$

v : 流速(cm/sec)

$$v_s = \frac{Q}{A_s} = k \cdot i \cdot \frac{A}{A_s} = \frac{k \cdot i}{n} \quad \dots(2-1-32)$$

v<sub>s</sub> : 実際の流速(cm/sec)

A<sub>s</sub> : A 断面中の間隙の面積(cm<sup>2</sup>)

n : 空隙率 (表 2-1-14 参照)

この v<sub>s</sub> が、表 2-1-11 の値より小であれば、パイピングは発生しない。

表 2-1-11 粒子の径と限界流速(Justin の式による)

粒子の直径(mm)	限界流速(cm/sec)	粒子の直径(mm)	限界流速(cm/sec)
5.00	22.86	0.10	3.23
3.00	17.71	0.08	2.89
1.00	10.22	0.05	2.29
0.80	9.14	0.03	1.77
0.50	7.23	0.01	1.02
0.30	5.60		

出典：砂防設計公式集 マニュアル P.119

表 2-1-12 透水係数の概略値

k (cm/sec)	10 <sup>3</sup>	10 <sup>2</sup>	1	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>
土砂の種類	きれいな砂利	きれいな砂 きれいな砂と砂 利の混合					非常に細かい砂、シル トなど					不透水性の土、 粘土など

出典：砂防設計公式集 マニュアル P.120

表 2-1-13 土の粒径による透水係数の概略値

	粘土	シルト	微細砂	細砂	中砂	粗砂	小砂利
粒径(mm)	0~0.01	0.01~0.05	0.05~0.10	0.1~0.25	0.25~0.50	0.50~1.0	1.0~5.0
k(cm/sec)	$3 \times 10^{-5}$	$4.5 \times 10^{-4}$	$3.5 \times 10^{-3}$	$1.5 \times 10^{-2}$	$8.5 \times 10^{-2}$	$3.5 \times 10^{-1}$	3.0

出典：砂防設計公式集 マニュアル P.120

表 2-1-14 地層種類ごとの有効空隙率の概略値

地層	空隙率(%)	保水率(%)	有効空隙率(%)	地層	空隙率(%)	保水率(%)	有効空隙率(%)
沖積礫層	25	10	15	洪積砂礫層	30	10~15	15~20
細礫層	35	20	15	砂層	35~40	5~10	30
砂丘砂層	30~35	10~15	20	ローム層	50~70	30~50	20
泥粘土質層	45~50	30	15~20	泥層粘土層	50~70	45~60	5~10

出典：砂防設計公式集 マニュアル P.120

ロ) ブライの式、レーンの式による方法

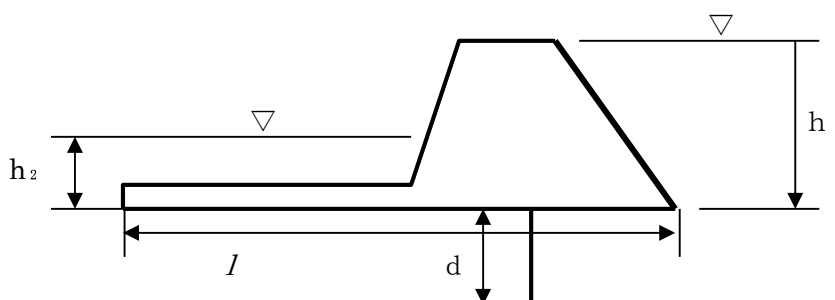


図 2-1-18 パイピング

ブライの式

$$C_c \leq \frac{1+2d}{\Delta h} \quad \dots(2-1-33)$$

$C_c$  : ブライの式のクリープ比 (表 2-1-15)

$l$  : クリープ総長(m)

$2d$  : 止水矢板等による浸透径路長(m)

$\Delta h$  : 堰堤上下流の水位差

$$\Delta h = h_1 - h_2 \quad \dots (2-1-34)$$

$h_1$  : 堰堤上流の基礎面からの水位(m)

$h_2$  : 堰堤下流の基礎面からの水位(m)

上記の式のうち、大きいクリープ線長を採用する。

レーンの式

$$C_w \leq \frac{1/3+2d}{\Delta h} \quad \dots(2-1-35)$$

$C_w$  : レーンの式の加重クリープ (表 2-1-15)

表 2-1-15 クリープ比

基礎の構成材料	Cc	Cw	基礎の構成材料	Cc	Cw
微細砂またはシルト	18	8.5	中 砂 利	—	3.5
細 砂	15	7.0	砂・砂利混合物	9.0	—
中 砂	—	6.0	玉石混じり粗砂利	4.0~6.0	3.0
粗 砂	12	5.0	玉石と砂利	—	2.5
細 砂 利	—	4.0			

出典：砂防設計公式集 マニュアル P.121

### 3.5.4 設計外力

砂防堰堤の設計で考慮する外力は、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荷重である。

土石流荷重は、礫の衝突による力と流体力がある。前者は局部的に、後者は構造物全体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流体力のみをとりあげ、礫の衝突による力は必要に応じて、部材の設計等で考慮する。

#### 解説

「河川砂防技術基準（案）設計編第3章砂防施設」の設計による外力の組み合わせによる検討と、以下に述べる土石流流体力を考慮する場合についての両方を検討し、両方に対して安全でなければならない。

土石流流体力を考慮した堰堤断面の安定計算に用いる荷重の組み合わせは重力式コンクリート砂防堰堤では自重の他は次表のとおりとする。ただし、堰堤高 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 11.77kN/m<sup>3</sup>とする。

表 2-1-16 不透過型砂防堰堤の設計外力

	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	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	静水圧、堆砂圧、 揚圧力

土石流荷重は堤体に最も危険な状態を想定するものとし、堆砂圧が土石流の水深分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堤を直撃したケースを想定する。

堆砂面より下に静水圧、堆砂圧を与えて検討する。

流体力は、下記の式で求める。

$$F = \alpha \frac{\rho_d}{g} h U^2 \quad \dots (2-1-36)$$

ここに、

$F$ ：単位幅当りの土石流の流体力(kN/m)

$U$ ：堰堤地点における土石流の平均流速(m/s)

$h$ ：本指針第1編第6章2.4の設計土石流水深の値(m)

$g$ ：重力加速度(9.81m/s<sup>2</sup>)

$\alpha$ ：係数（1.0とする）

$\rho_d$ ：土石流の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>) である。

土石流流体力は  $h/2$  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るので、堆砂圧はこの上載荷重による土圧  $C_e \cdot \rho_d \cdot h$  を加えた大きさとなる。

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ため、堆砂面下の部分だけ作用することになる。

地震時慣性力、地震時動水圧、揚圧力は河川砂防技術基準(案)設計編第3章砂防施設の設計による。

### 3.5.5 断面形状

#### (1) 天端幅

堰堤の天端は、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう、天端の幅及び構造を決定する。

解説

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。

しかし、アーチ式コンクリート堰堤では、構造上から必要となる堤頂部のアーチリング厚から天端幅を定める場合もある。

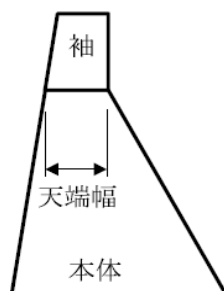


図 2-1-19 砂防堰堤側面図（事例）と部位名称

(2) 下流法勾配

堰堤の下流法面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにする。堰堤の越流部における下流法勾配は一般に 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の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。

解説

下流法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、堰堤高さ  $H$  (m) より次式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。

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} \cdot U \quad \dots (2-1-37)$$

流速  $U$ (m/s) は堰堤設計外力（本指針第2編第1章 3.1）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。

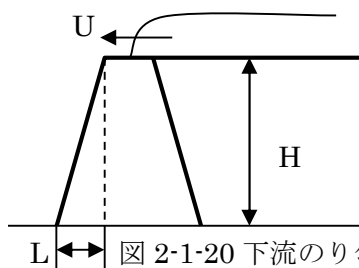


図 2-1-20 下流のり勾配

したがって、下流法勾配は流出土砂の衝撃、粒径、流速及び上流の溪床勾配や土石流の発生頻度、上流の整備状態を十分に勘案し緩くするかどうかを検討する。

(3) 上流法勾配

上流法勾配は、本指針第2編第1章 3.5.3 での安定条件を満足する断面形状を検討により構造上の安全性を確保し、施工性等を考慮して決定するものとする。

解説

重力式コンクリート堰堤の断面形状は、一般に、作用する荷重の合力の作用線が堤底の中央 1/3 以内に入るように堰堤形状を定める方法が用いられており、この方法では上流面が鉛直に近いほど有利である。しかし、越流部においては落下砂礫の衝撃及び磨耗を考慮する必要がある、下流面を鉛直に近い形状としなければならない。

重力式コンクリート堰堤の上流法勾配を求める場合は、次式を参考として安定計算により定めることができる。

なお、次式には堰堤の上流面が傾斜している場合の Zanger の地震時動水圧の式を組み込むべきであるが、式の性質上上流法勾配(m)が定まらなければ組み込めなため、便宜上 Westergaard の近似式を組み込んでいる。Zanger の式による地震時動水圧は Westergaard の近似式による場合より小さく、このため上流面が傾斜している場合は、過大な値となることを考慮して安定計算に用いる法勾配を決定する必要がある。

【越流部断面の上流法勾配を求める式】

①  $H < 15m$  の堰堤の場合 … (2-1-38)

$$(1 + \alpha)m^2 + \{2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta\}m - (1 + 3\alpha) + \alpha\beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0(A式)$$

②  $H \geq 15\text{m}$  の堰堤の場合

$$\{(1+\alpha-\omega)(1-\mu)+\delta(2\varepsilon^2-\varepsilon^3)\}m^2+[2(n+\beta)\{1+\delta\varepsilon^2-\mu(1+\alpha-\omega)-\omega\}+n(4\alpha+\gamma)+2\alpha\beta-\gamma K]m-(1+3\alpha)-\mu(1+\alpha-\omega)(n+\beta)^2-\delta C_e \varepsilon^3-\gamma K(n+3\beta)-7/10 \cdot K\{2(1+\alpha)^3-(1+\alpha)^{1/2}(2\alpha^{5/2}+5\alpha^{3/2})\}+\alpha\beta(4n+\beta)+\gamma(3n\beta+\beta^2+n^2)-\omega(\beta+n)^2=0 \quad (\text{B式}) \quad \cdots (2-1-39)$$

m : 上流法勾配	n : 下流法勾配(0.2)	b <sub>1</sub> : 水通し天端幅(m)
H : 堰堤高	h <sub>2</sub> : 下流側水深(m)	h <sub>3</sub> : 越流水深(m)
He : 堆砂深	K : 設計震度	C <sub>e</sub> : 土圧係数
μ : 揚圧力係数	α : h <sub>3</sub> /H	β : b <sub>1</sub> /H
ε : He/H	ω : h <sub>2</sub> /H	γ : Wc/Wo
δ : W <sub>s1</sub> /W <sub>o</sub>		

Wc : 堤体コンクリートの単位体積重量(22.56kN/m<sup>3</sup>)

W<sub>s1</sub> : 堆砂の水中における単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

W<sub>o</sub> : 流水の単位体積重量(11.77 kN/m<sup>3</sup>)

注) この式において、洪水時の場合は  $K=0$ 、平常時の場合は  $h_3=0$  とし、15m 以上の堰堤については、平常時及び洪水について計算を行い、安全側の断面を採用する。

堰堤高 15m 以上の越流部断面（平常時）の上流法勾配を修正する式において、 $h_3=0$  とし  $m$  を仮定する。

$$am^2 + bm + c = 0 \quad \cdots (2-1-40)$$

仮定した  $m$  より仮の値  $\theta$  を求める。

$$\theta = \tan^{-1} m \quad (\text{C式}) \quad \cdots (2-1-41)$$

$\theta$  に対する  $C_m$  を求める。（本指針第2編第1章 3.1 図 2-1-11 参照）

$$\text{近似式 } C_m = 0.733 - 0.005752 \cdot \theta - 0.000026 \cdot \theta^2 \quad (\text{D式}) \quad \cdots (2-1-42)$$

$\eta$ 、 $\lambda$  を求める。（本指針第2編第1章 3.1 図 2-1-12 参照）

求めた  $C_m$ 、 $\eta$ 、 $\lambda$  を次式に代入し、 $m$  を求める。

$$\{\alpha + (2-3\lambda)\eta C_m K\}m^2 + \{b + 2(\beta+n)\eta C_m K\}m + c + 7/10 \cdot K\{2(1+\alpha)^3 - (1+\alpha)^{1/2}(2\alpha^{5/2} - 5\alpha^{3/2})\} - 3\eta\lambda C_m K = 0 \quad (\text{E式}) \quad \cdots (2-1-43)$$

$\eta$ 、 $\lambda$  : 地震時動水圧の係数

$C_m$  : 地震時動水圧の最大圧力係数

この結果、求めた  $m$  の値を  $m$  の仮の値として、 $C_m$  で代入する  $m$  と求める  $m$  が概略一致するまで、繰り返し計算する。

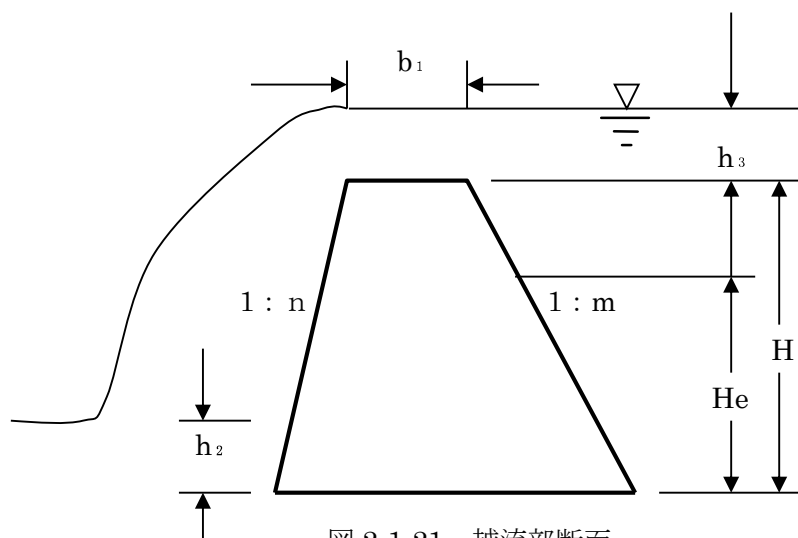


図 2-1-21 越流部断面

(4) 非越流部断面

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、越流部と同様の安定性を確保する。非越流部断面は、原則として越流部の本体断面と同一とすることを基本とする。

解説

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。安定条件は本指針第2編第1章 3.5.3、設計外力は本指針第2編第1章 3.5.4 に従うが、その作用位置は図 2-1-24 に従う。ただし、第2編第1章 3.5.2(4)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とき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)～(ii)が考えられるが、その他、場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



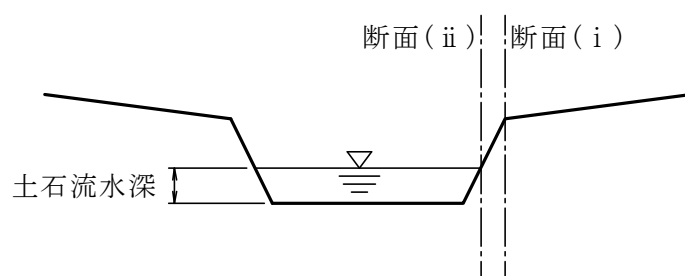
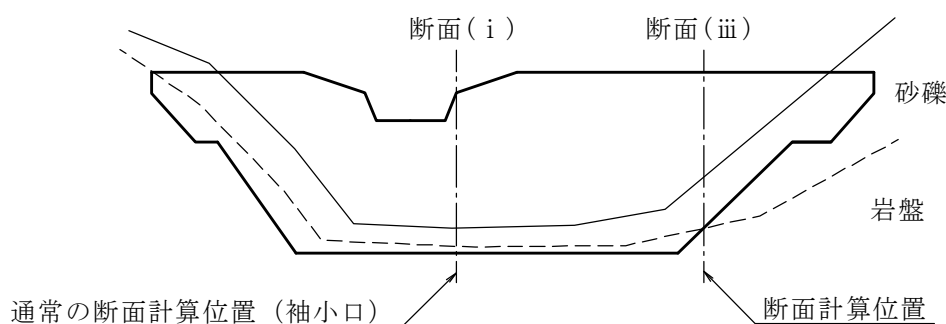


図 2-1-22 非越流部安定計算の断面位置



通常の断面位置と支持地盤が異なる（弱くなる）場合は、堰堤高が最大となる断面で安定計算を行う。

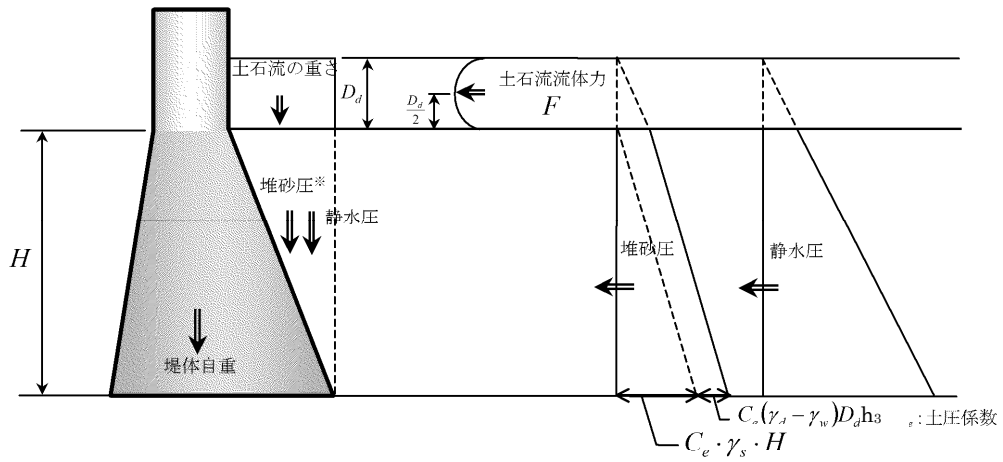
図 2-1-23 非越流部安定計算の断面位置の事例

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時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確保する必要がある。

非越流部では、落下砂礫の衝撃および磨耗を考慮する必要がない場合は、下流法勾配を緩くすることができる。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。また、このほかに非土石流発生地帯であることや洪水時の流勢が弱く異常出水においても袖部を越流する恐れがない等の条件も注意する必要がある。

なお、非越流部の形状を越流部と変える位置は、越流部に最も近い位置で行うのが経済的であるが、安全上目地部を避け越流部に最も近い目地と次の目地の中央付近で行うことが望ましい。非越流部は、堰堤上流面を鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく渇水期に空虚に近い状態となる堰堤では、下流側から働く地震時慣性力に安定を欠く恐れもあり、上流面に多少の法勾配を付ける必要がある。

したがって、非越流部は地形や用地問題などを十分に配慮し、堤長が 100m 以上になる場合や本堤コンクリート量が 10% 以上低減できる場合において、越流部断面と変えるかどうかの検討を行う。



※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  $\gamma_s$  を用いる。

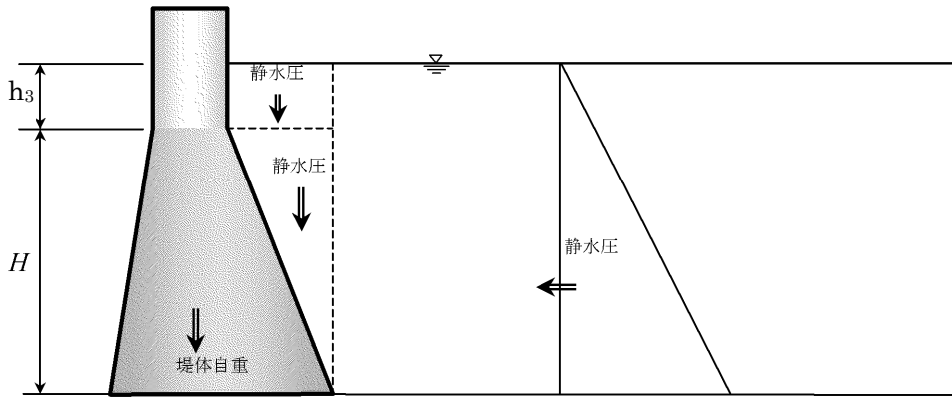


図 2-1-24 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図  
 ( $H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

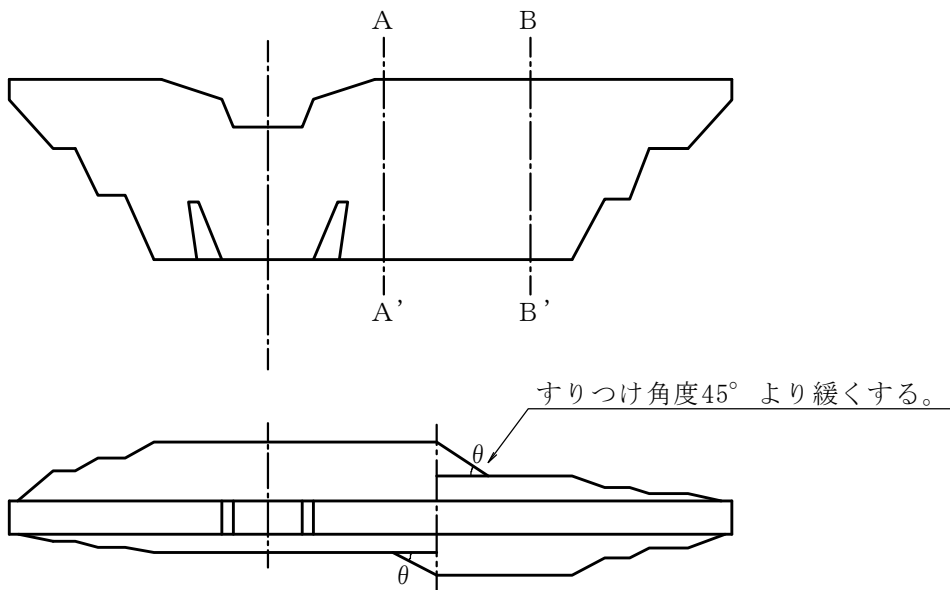


図 2-1-25

【非越流部断面の下流法勾配を求める式】

①  $H < 15\text{m}$  の堰堤の場合

$$\gamma n^2 + [\{2(1+2\alpha) + \gamma\}m + \beta\gamma(3+4\tau)]n + (1+\alpha)m^2 + \{2\beta(1+2\alpha - \gamma\tau)\}m + \beta^2\gamma(1+\tau) - (1+\alpha)^3 = 0$$

②  $H \geq 15\text{m}$  の堰堤の場合

$$\dots (2-1-44)$$

$$\begin{aligned} & \{\gamma - \mu(1+\alpha)\}n^2 + [\{2(1+2\alpha + \varepsilon^2\delta) + \gamma\}m + \gamma\{\beta(3+4\tau) - K\} - 2\mu(1+\alpha)(m+\beta)]n + \\ & \{(1+\alpha)(1-\mu) + \delta(2\varepsilon^2 - \varepsilon^3)m^2 + [2\beta\{1+2\alpha - \gamma\tau + \varepsilon^2\delta - \mu(1+\alpha)\} - \gamma K]m + \beta^2\{\gamma(1+\tau) - \mu(1+\alpha)\} \\ & - 3\gamma K\beta(1+\tau)^2 - (1+\alpha)^3\left(1 + \frac{7}{5}K\right) - \varepsilon^3\delta C_e = 0 \quad \dots (2-1-45) \end{aligned}$$

$H_2$  : 袖高 (m)                       $\tau$  :  $H_2/H$

その他の記号は、(3) の越流部断面の上流法勾配を求める式と同じである。

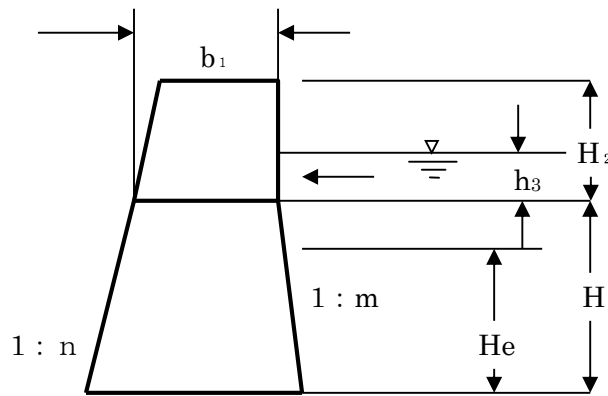


図 2-1-26 非越流部断面

A~A'断面 (正規断面)

B~B'断面 (逆断面)

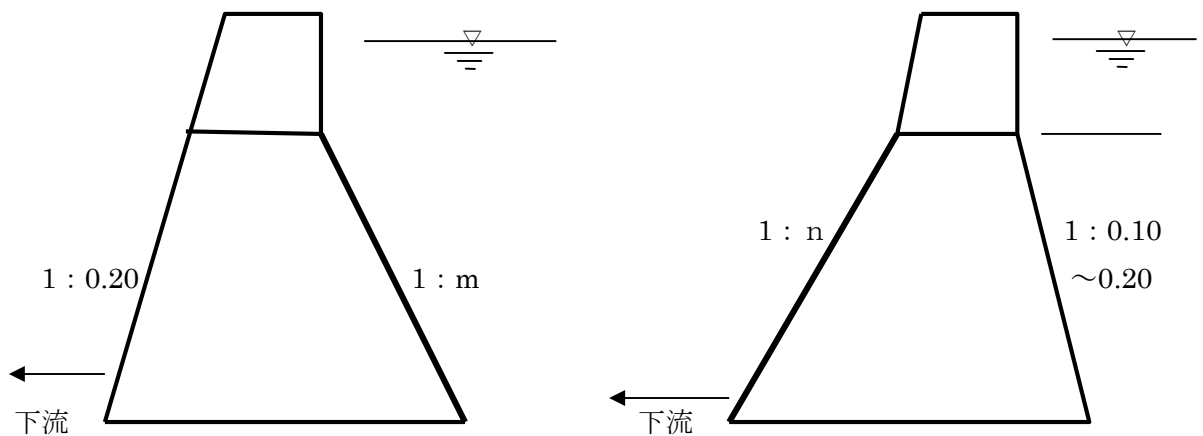


図 2-1-27

逆断面の上流法勾配は1分から2分で検討する。

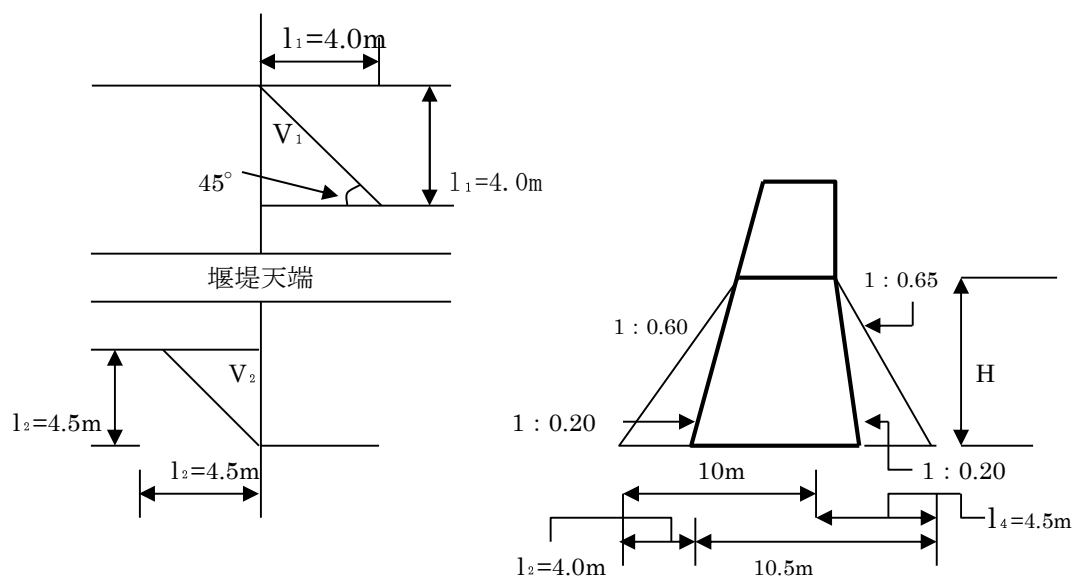


図 2-1-28

コンクリートは三角すいの容積計算で決まる。

$$V_1 = \frac{1}{2} \cdot l_1^2 \cdot H \times \frac{1}{3} = \frac{1}{6} \times l_1^2 \cdot H = \frac{1}{6} \times 4^2 \times 10 \doteq 26.67 \text{ m}^3 \quad \dots (2-1-46)$$

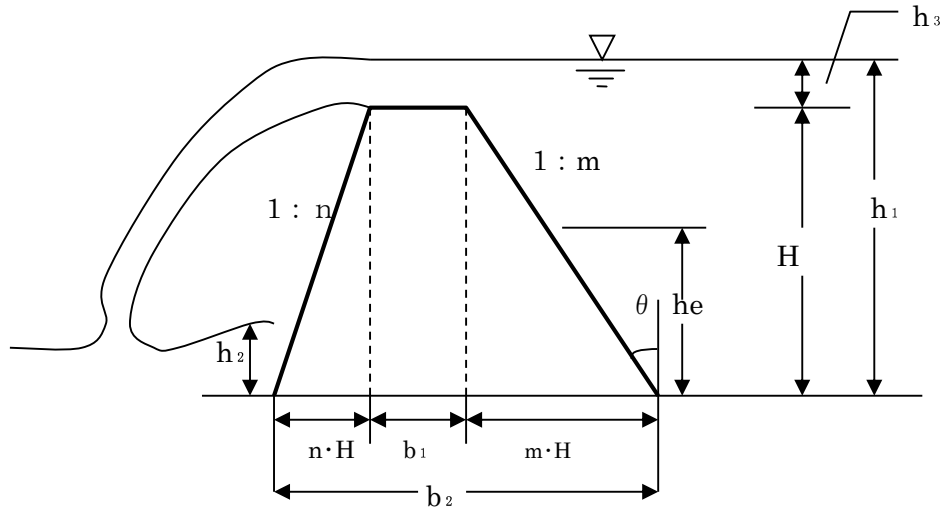
$$V_2 = \frac{1}{2} \cdot l_2^2 \cdot H \times \frac{1}{3} = \frac{1}{6} \times l_2^2 \cdot H = \frac{1}{6} \times 4.5^2 \times 10 \doteq 33.75 \text{ m}^3 \quad \dots (2-1-47)$$

故に  $V = V_1 + V_2 = 22.67 + 33.75 = 60.42 \text{ m}^3$

3.5.6 安定計算

安定計算は、本指針第2編第1章3.1表2-1-3に示す設計荷重を組み合わせるものあり、下記のように整理して行うものとする。

解説



H : 堰堤高(m)

$b_1$  : 水通し天端幅(m)

$b_2$  : 堤底幅(m)      $b_2 = b_1 + (m+n) \cdot H$

m : 上流法勾配      $m = \tan \theta$

n : 下流法勾配

$h_1$  : 上流側水深(m)      $h_1 + H + h_3$

$h_2$  : 下流側水深(m)

$h_3$  : 越流水深(m)

$h_e$  : 堆砂深 (m)

$W_c$  : 堤体コンクリートの単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$W_o$  : 流水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$W_s$  : 堆砂の水中における単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$W_d$  : 土石流の水中における単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$C_e$  : 土圧係数

$\mu$  : 揚圧力係数

K : 設計震度 (地震係数)

$\alpha$  : 土石流流体力係数

$\eta$   
 $C_m$  } 本指針第2編第1章3.1-6参照  
 $\lambda$  }

図 2-1-29 砂防堰堤の安定計算

表 2-1-17 砂防堰堤の単位幅当たり断面の作用する力（平常時  $h_3=0$ ）

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 ( $M=V \cdot l$ + $H \cdot l$ )
堤体の自重	W					
	$W_1$	$1/2 \cdot Wc \cdot m \cdot H^2$	(+)		$2/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	$W_2$	$Wc \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$	(+)
	$W_3$	$1/2 \cdot Wc \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + 1/3 \cdot n \cdot H$	(+)
静 水 圧	P					
	$P_{v1}$	$1/2 \cdot Wo \cdot m \cdot H^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	$P_{H1}$	$1/2 \cdot Wo \cdot H^2$		(+)	$1/3 \cdot H$	(+)
堆 砂 圧	$P_e$					
	$P_{ev}$	$1/2 \cdot Ws \cdot m \cdot he^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot he$	(+)
	$P_{eH}$	$1/2 \cdot Ce \cdot W_{s1} \cdot he^2$		(+)	$1/3 \cdot he$	(+)
揚 圧 力	U					
	$U_1$	$1/2 \cdot Wo \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H - h_2)$	(-)		$1/3 \cdot b_2$	(-)
	$U_2$	$Wo \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2 \cdot b_2$	(-)
地 震 時 慣 性 力	I					
	$I_1$	$1/2 \cdot K \cdot Wc \cdot m \cdot H^2$		(+)	$1/3 \cdot H$	(+)
	$I_2$	$K \cdot Wc \cdot b_1 \cdot H$		(+)	$1/2 \cdot H$	(+)
	$I_3$	$1/2 \cdot K \cdot Wc \cdot n \cdot H^2$		(+)	$1/3 \cdot H$	(+)
地 震 時 動 水 圧	$P_d$					
	$P_{dv}$	$1/2 \cdot \eta \cdot Cm \cdot K \cdot Wo \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\lambda \cdot m \cdot H$	(+)
	$P_{dH}$	$1/2 \cdot \eta \cdot Cm \cdot K \cdot Wo \cdot H$		(+)	$\lambda \cdot H$	(+)
合 計			V	H		M

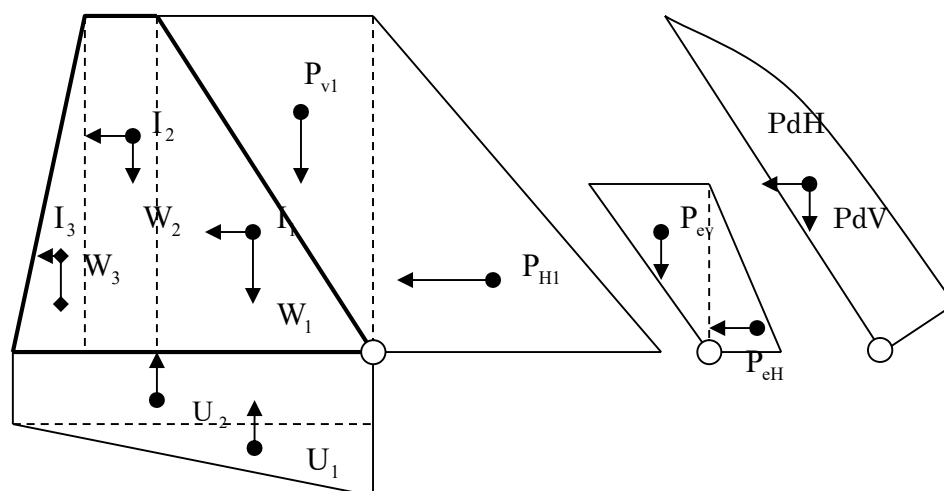


表 2-1-18 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（洪水時）

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=V · l +H · l)
堤体の自重	W					
	W <sub>1</sub>	$1/2 \cdot Wc \cdot m \cdot H^2$	(+)		$2/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	W <sub>2</sub>	$Wc \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$	(+)
	W <sub>3</sub>	$1/2 \cdot Wc \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H \cdot b_1 + 1/3 \cdot n \cdot H$	(+)
静 水 圧	P					
	P <sub>v1</sub>	$1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	P <sub>v2</sub>	$W_0 \cdot m \cdot h_3 \cdot H$	(+)		$1/2 \cdot m \cdot H$	(+)
	P <sub>v3</sub>	$W_0 \cdot b_1 \cdot h_3$	(+)		$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$	(+)
	P <sub>H1</sub>	$1/2 \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$1/3 \cdot H$	(+)
	P <sub>H2</sub>	$W_0 \cdot h_3 \cdot H$		(+)	$1/2 \cdot H$	(+)
堆 砂 圧	P <sub>e</sub>					
	P <sub>ev</sub>	$1/2 \cdot W_{s1} \cdot m \cdot he^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot he$	(+)
	P <sub>eH</sub>	$1/2 \cdot Ce \cdot W_{s1} \cdot he^2$		(+)	$1/3 \cdot he$	(+)
揚 圧 力	U					
	U <sub>1</sub>	$1/2 \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H + h_3 - h_2)$	(-)		$1/3 \cdot b_2$	(-)
	U <sub>2</sub>	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2 \cdot b_2$	(-)
合 計			V	H		M

堰堤高 15m 未満の場合は堤体の自重 W 及び静水圧 P を用いる。

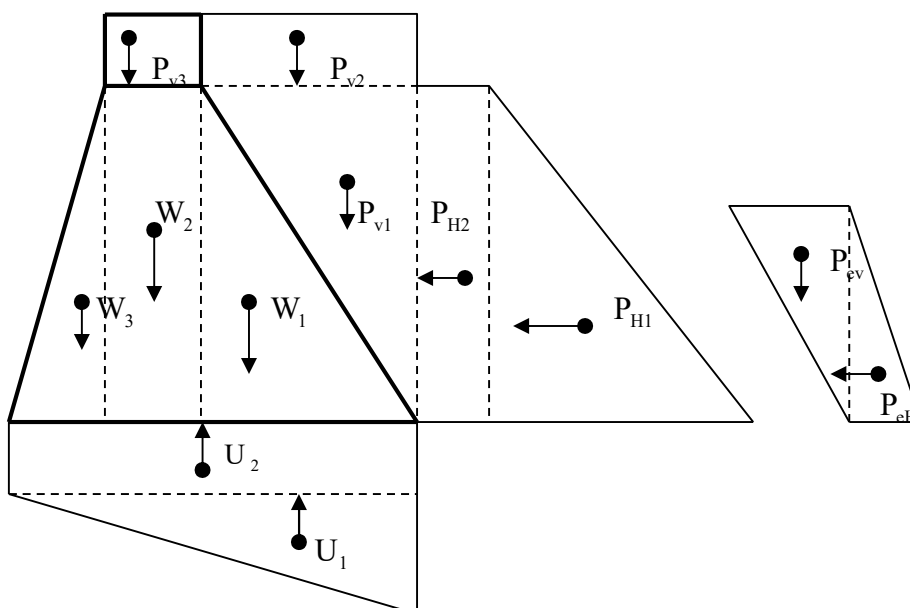
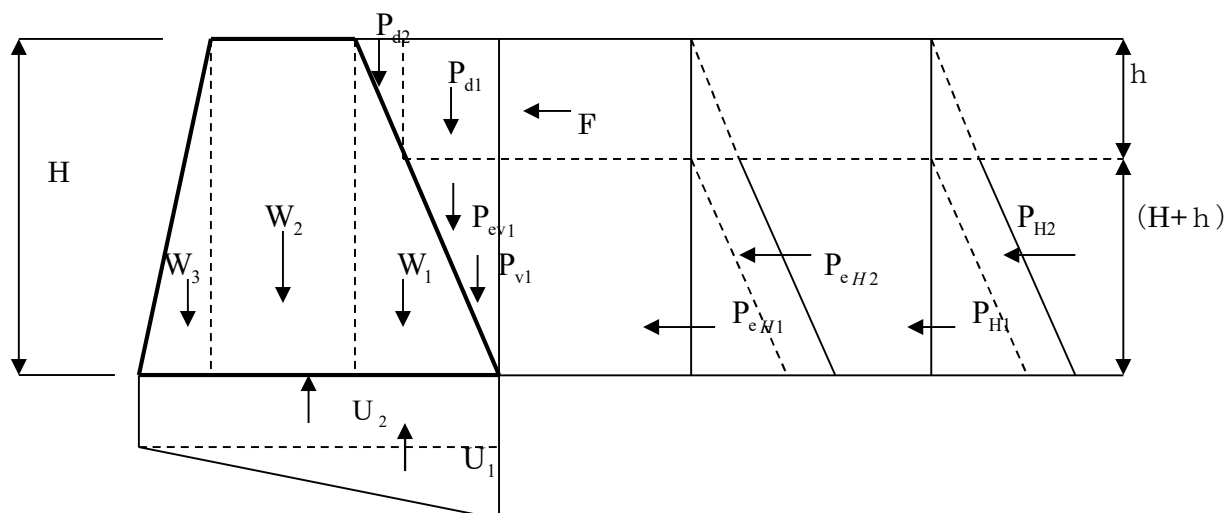


表 2-1-19 砂防堰堤の単位幅当たりの断面に作用する力（土石流時）

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=V・l +H・l)
堤体の自重	W					
	W <sub>1</sub>	$1/2 \cdot Wc \cdot m \cdot H^2$	(+)		$2/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	W <sub>2</sub>	$Wc \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$	(+)
	W <sub>3</sub>	$1/2 \cdot Wc \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + 1/3 \cdot n \cdot H$	(+)
静 水 圧	P					
	P <sub>v1</sub>	$1/2 \cdot Wo \cdot m \cdot (H-h)^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot (H-h)$	(+)
	P <sub>H1</sub>	$1/2 \cdot Wo \cdot (H-h)^2$	(+)		$1/3 \cdot (H-h)$	(+)
	P <sub>H2</sub>	$Wo \cdot h \cdot (H-h)$		(+)	$1/2 \cdot (H-h)$	(+)
堆 砂 圧	P <sub>e</sub>					
	P <sub>ev1</sub>	$1/2 \cdot Ws_1 \cdot m \cdot (H-h)^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot (H-h)$	(+)
	P <sub>eH1</sub>	$1/2 \cdot Ce \cdot Ws_1 \cdot (H-h)^2$		(+)	$1/3 \cdot (H-h)$	(+)
	P <sub>eH2</sub>	$Ce \cdot Wd \cdot h \cdot (H-h)$		(+)	$1/2 \cdot (H-h)$	(+)
揚 圧 力	U					
	U <sub>1</sub>	$1/2 \cdot Wo \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H-h_2)$	(-)		$1/3 \cdot b_2$	(-)
	U <sub>2</sub>	$Wo \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2 \cdot b_2$	(-)
土石流重量	P <sub>d</sub>					
	P <sub>d1</sub>	$Wd \cdot h \cdot m \cdot (H-h)$	(+)		$1/2 \cdot m \cdot (H-h)$	(+)
	P <sub>d2</sub>	$1/2 \cdot Wd \cdot m \cdot h^2$	(+)		$m \cdot (H-h) + m \cdot h/3$	(+)
流 体 力	F	$\alpha \cdot (Wd/g) \cdot h \cdot U^2$		(+)	$(H-h) + h/2$	(+)
合 計			V	H		M





### 3.6 基礎の設計

#### 3.6.1 基礎地盤の安定

基礎地盤は、原則として岩盤とする。

解説

砂防堰堤の基礎地盤は、安全性等から岩盤が原則である。しかしながら、計画上やむを得ず砂礫基礎とする場合は、できる限り堰堤高 15m 未満に抑えけるとともに、原則として均一な地層を選定しなければならない。

##### 1. 地盤支持力

堰堤からの鉛直力に対して、基礎となる地盤が十分な支持力を有しているか否かの判定は、堰堤の揚圧力を無視した鉛直力の最大値が、地盤の許容支持応力度以内に収まっているか否かによって行うが、砂礫基礎は均一な支持力を有しているとは限らないので、必要に応じて載荷試験を実施し、地盤反力の底面分布の関係より支持力を推定するものとする。

##### 2. 剪断摩擦抵抗力

堰堤からの水平力に対して、基礎となる地盤が十分な剪断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かの判定は堤体が受ける水平力に、安全率を乗じた値以上の剪断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かによって行うが、堰堤破壊の主原因は基礎地盤の剪断抵抗力及び摩擦抵抗力の不足に起因するケースが多いため、必要に応じて剪断試験を実施し、剪断強度や摩擦係数を確かめなければならない。

##### 3. その他の地盤強度

堰堤の基礎となる地盤は、浸透水によるパイピングや越流水による洗掘、侵食等を生じさせないようにするためにも岩盤基礎とすることが望ましいが、やむを得ず砂礫基礎とする場合は、それぞれの状態に対処できるようにしなければならない。

#### 3.6.2 基礎根入れ

堰堤の基礎の根入れは、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定めるものとする。

解説

基礎の根入れ深さは表 2-1-20 の基準値以上とするが、軟岩～硬岩であっても風化や亀裂の程度により土砂・砂礫の基準値とすることができる。

表 2-1-20 堰堤基礎地盤根入れの基準値

土 質	根入れ基準値	摘 要
土砂・砂礫	2.0m 以上	河床堆積物も根入れ深さに見込むことはできる。
軟岩 I, II	1.5m 以上	極めて亀裂が多く風化の進んでいる軟岩は土砂と考える。
中硬岩、硬岩	1.0m 以上	

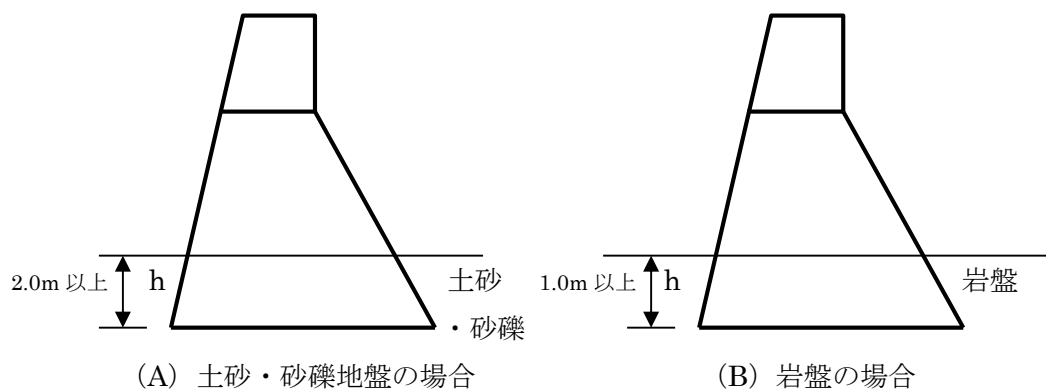


図 2-1-30 根入れ

岩盤の上に土砂が載っている場合には、次の等値換算係数を適用する。

表 2-1-21 等値換算係数

土質	等値換算係数
土砂・砂礫	1.0
軟岩 I, II	1.3
中硬岩以上	2.0

(注) 表 2-1-21 に示す等値換算係数は、各地盤の 1.0m 厚が土砂の何 m に相当するかを示す値である。

したがって、一般に堰堤の基礎根入れ  $h$  は次式を満足しなければならない。

$$(H_1) + 1.3 (H_2) + 2 (H_3) \geq 2.0\text{m}, (H_1) + (H_2) + (H_3) = h$$

ここに  $(H_1)$  : 土砂・砂礫の厚さ、  
 $(H_2)$  : 軟岩 I 及び II の厚さ  
 $(H_3)$  : 中硬岩以上の厚さ

3.6.3 基礎処理

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。

解説

堰堤の基礎処理は、想定されるそれぞれの現象に対処できる工法から、経済性、施工性等も考慮して選定し設計しなければならないが、堰堤の規模や基礎の状態により工法も著しく異なるため、幾つかの工法を比較検討して適切な工法を選定し、その工法に合った設計法により設計する必要がある。一般に用いられている工法としては、次のようなものがある。

1. 地盤支持力、剪断摩擦抵抗力の改善

岩盤基礎の場合は、所定の強度が得られる深さまで掘削するか、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるかあるいは、グラウト、岩盤PS工等により改善を図る方法等がある。また、基礎の一部に弱層、風化層、断層等の軟弱部を挟む場合は、軟弱部をプラグで置き換えて補強するのが一般的である。

砂礫基礎の場合は、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、基礎杭工法、ケーソン工法等により改善を図る方法がある。

砂礫基礎の場合は、堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、置換工法、地盤改良工法、基礎杭工法、ケーソン工法等により改善を図る方法がある。

表 2-1-22 地盤支持力・せん断抵抗力改善の一般的な工法

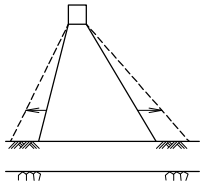
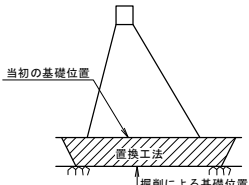
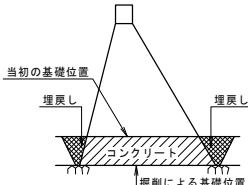
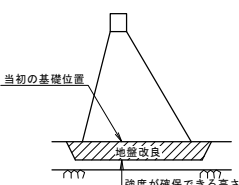
工 法	応力分散	置換工法 (良質土または碎石)	通常打設	地盤改良
概 要 図				
工法の概要	堤底幅を広くし、応力を分散させる。	所定の強度が出る深さまで掘削して、良質土に置き換える。	所定の強度が出る深さまで掘削して、コンクリートを打設する。	所定の強度が出る深さまで地盤改良を行う。
適用基礎地盤	・N 値 30 未満の地盤	・土石流堆積物 ・N 値 30 未満の地盤 ・必要強度が足りない地盤	・土石流堆積物 ・N 値 30 未満の地盤 ・必要強度が足りない地盤	・土石流堆積物 ・N 値 30 未満の地盤 ・必要強度が足りない地盤
参 考	・堰堤規模が大きくなる。	・用地制約等により広い範囲の掘削が困難な場合は適用し難い。	・用地制約等により広い範囲の掘削が困難な場合は適用し難い。	・現位置での改良や現地発生土の有効利用が可能な工法がある。 ・有機物を多く含む土砂では適用し難い。

表 2-1-23 砂礫層が深い場合の基礎工法比較一覧表

工法	全断面岩着工	インテグレーション工法	薬液注入工法	鋼矢板工法	ケーソン工法	イコス工法
略図						
止水効果 地盤支持力	止水効果および地盤支持力問題ない	効果確認の方法および永続性は信頼できないが空隙を完全に充てんすれば完全止水、地盤強化の効果がある。	効果確認の方法、永続性については信頼できないが空隙を充てんすれば完全止水である。併せて地盤強化の効果がある。	くいの先端において玉石のため裂傷を受けることがあり局部的に浸透路ができて浸食されるおそれがある。	効果の確認可能	壁体完全施工にすれば完全に止水、周辺地盤に与える影響は全くない。
効果に対する信頼性	最も確実、信頼性あり	不確実	不確実	最も不確実	比較的確実	確認はできない
施工に対する難易性	施工全般に困難	削孔が数多く困難	削孔が数多く困難、注入材無効流出がある	打込み不可能	玉石等の障害排除に難	孔壁崩落防止に技術を要する
長所	最も信頼性が望める	基礎支持力の増加が見込まれる		経済的である	効果、施工比較的確実	経済的である
短所	最も高価、施工困難	高価、注入高価判定が難しい	高価、注入効果不確実	施工不可能となる可能性が大、打込み可能でも地中で裂ける	やや高価	効果は構造に不安がある

2. その他の改善

堰堤の安定上透水性に問題がある場合は、グラウト等の止水工により改善を図る。また、パイピングに対しては、浸透径路長が不足する場合は堰堤堤底幅を広くするか、止水壁、カットオフ等に設けて改善を図るのが一般的である。

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、あるいは水褥池を設けて対処するのが一般的である。

3. 地盤改良における地盤改良の載荷重と載荷面積

砂防堰堤における地盤改良は、道路土工擁壁工指針に則ることとする。

道路土工擁壁工指針に則って改良強度・厚さを決め、安定計算時の地耐力検討は従来と同じ三角形分布の応力の最大値で検討する。

- ① 砂防堰堤底面での最大応力（三角形分布の最大値）によって改良強度を決める。
- ② 次に、軟弱地盤が厚い場合は、堰堤底面の合力を等分布荷重に置き換えて、荷重の分散と改良地盤下の地耐力を考慮して、改良厚さを決める。軟弱地盤が薄い場合は、全層改良とする。

#### 4. 地盤改良の載荷重と載荷面積

地盤改良各工種で定められた安全率、割増係数、目標強度等の諸数値を適用する。

「砂防ソイルセメント施工便覧(平成28年度版)」(以下「施工便覧」という。)はISM工法、CSG工法、INSEM工法、砂防CSG工法(これらの工種を、以下「砂防ソイルセメント」という。)のみに適用する。

##### (a) 安全率

(砂防ソイルセメント)：安全率4。

(その他の地盤改良)：工種毎に定めがなければ安全率3。

##### (b) 目標強度

(砂防ソイルセメント)：施工便覧に示された要求性能による目標強度は、砂防ソイルセメントのみに適用する。砂防ソイルセメントの目標強度の決定方法については、①「最大圧縮応力度による目標強度」と、②「施工便覧に示された要求性能による目標強度の下限値」の大きい値とする。

(その他の地盤改良)：工種毎に定めがなければ、①「最大圧縮応力度による目標強度」とする。

#### 5. グラウトによる改善

岩盤基礎のグラウチングは、止水目的と岩盤自体の補強、力学的弱さの改良として計画される。グラウチングの計画は、堰堤の規模(主として高さ)構造、地盤の状況等に基づいて行われるが、効果の判定は非常にむずかしく、グラウチングの前後の調査を十分行って判定しなければならない。

##### (a) グ라우チングの計画と実施に当たって注意すべき事項

(ア) 地質柱状図によって岩盤の硬さ、割れ目、透水性等について分布を知っておかなければならない。

(イ) グ라우チングによって処理すべき範囲と孔間隔、孔長の決定をしておく。

岩盤のあまりよくない堰堤は、数多くのカーテンあるいはコンソリデーションのグラウチングが堰堤全体の工程を左右することもあり、どちらかという本体工事の遅れにつながり、工程計画が複雑になる。

一般の治水・利水堰堤等高堰堤においては、カーテングラウトの目標値は1~2ルジオン、透水係数は $10^{-5}$ であるが、砂防堰堤では高さ、水抜き孔等の関係より目標値を多少下げて(10ルジオン未満)計画されている。

##### (b) カーテングラウト

砂防堰堤においては堰堤上流のフィレット的間詰めより行い、岩盤の中に連結したグラウトカーテンを作り、水圧を持った浸透流を防止するもので、グラウト孔の深さ、孔の間隔、配列等は堰堤の高さ、岩盤状況によって定める。

グラウト深を定める式にはいろいろあって

$$d = \alpha \cdot H_{\max} \quad \cdots (2-1-48)$$

d : 孔深 (m)

$H_{\max}$  : 堰堤最大高 (m)

$\alpha$  : 定数 (0.5~1.0)

$$d = H/3 + C \quad \cdots (2-1-49)$$

d : 孔深 (m)

H : 孔位置での堰堤高 (m)

C : 定数 (5~10m)

等である。

カーテングラウト孔は1列または数列孔を千鳥に配置し、孔間隔は1.0~3.0mとした例が多いが、砂防堰堤ではせいぜい2列ぐらいである。

(c) コンソリデーショングラウト

岩盤の強化、支持力の増加などの目的によって行われるもので、堰堤基礎の全面とか軟弱部分で注入深、注入間隔等を適当に変化させて、なるべく均等な岩盤が保たれるように計画する。また、堰堤の種類によっては荷重の集中する部分に対し特に強化することもある。

コンソリデーショングラウトは、カーテングラウトよりは注入深は浅く計画される。また、低圧ではあるが注入による岩盤、打設されたコンクリートの持ち上がり等の恐れがあるので注意が必要であり、2~3リフト打設後行うように設計する。

6. 水通し部における基礎部の長さの割増

主堰堤基礎部は、落水水による洗掘等を考慮し、水通し肩線垂直に下ろした線から余裕をもった長さとする。なお、水通し部における基礎部の長さの割り増しは、図 2-1-31 を標準とする。

表 2-1-24 基礎部の長さの割り増し

	砂 礫	軟岩 (I) (II)	中硬岩、硬岩
A	2.0m 以上	1.5m 以上	1.2m 以上
B	1.5m 以上	1.2m 以上	1.0m 以上

なお、A、B の値は、表 2-1-24 により決定のこと。

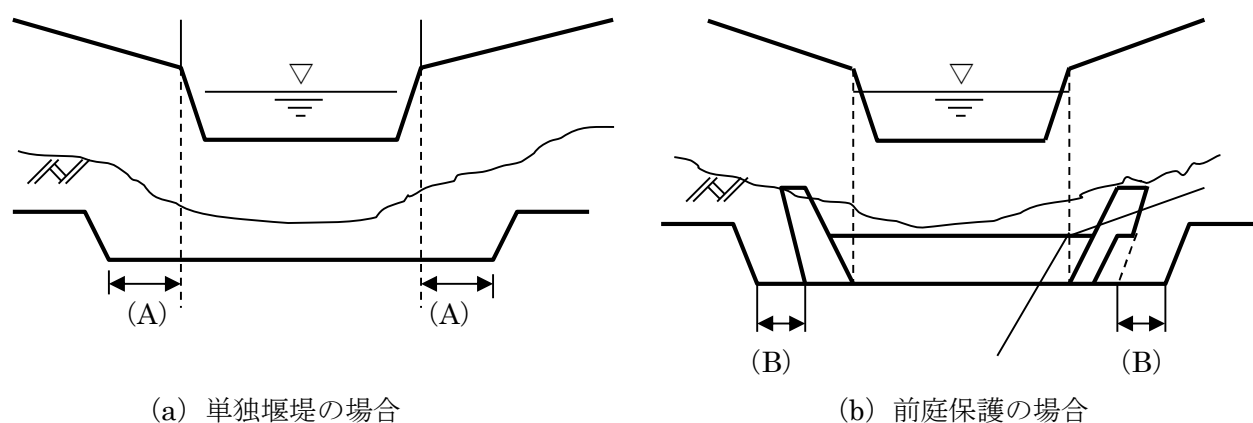


図 2-1-31 基礎部の長さの割増

3.6.4 カットオフの構造

カットオフは、遮水を目的とする場合、下流部の洗掘から基礎部を保護する場合等に計画する。カットオフは、その目的を明確にし計画を行う。

解説

① 遮水を目的で設置する場合

パイピングに対する検討を実施して計画する。

$h$  : パイピング防止に必要な深さ

$H$  : 軟岩 I, II            1.0m 以上  
           中硬岩以上        0.5m 以上

$b_1$  :  $h < 2.0m$  の場合    2.0m 程度  
            $h \geq 2.0m$  の場合   2.5m 程度

$n$  : 土質による掘削勾配

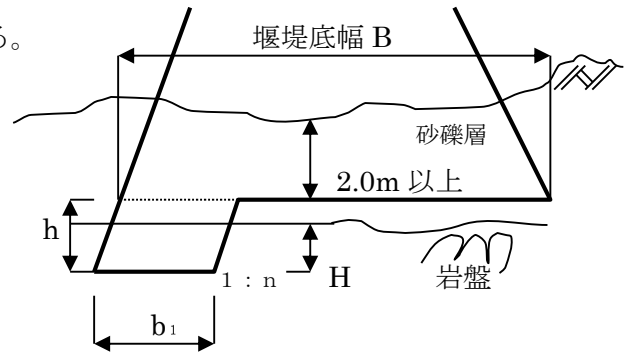


図 2-1-32

② 下流の洗掘に対する保護を目的で設置する場合

基礎が中硬岩・硬岩で、前庭保護工として水叩きを設置しない場合。

$h$  : 1.0m を標準とする。

$b_1$  : 2.0m を標準とする。

ただし、 $b_2 \geq B/3$  の場合は  $b_2 = B/3$  として  $b_1$  を決定する。

$n$  : 土質による掘削勾配

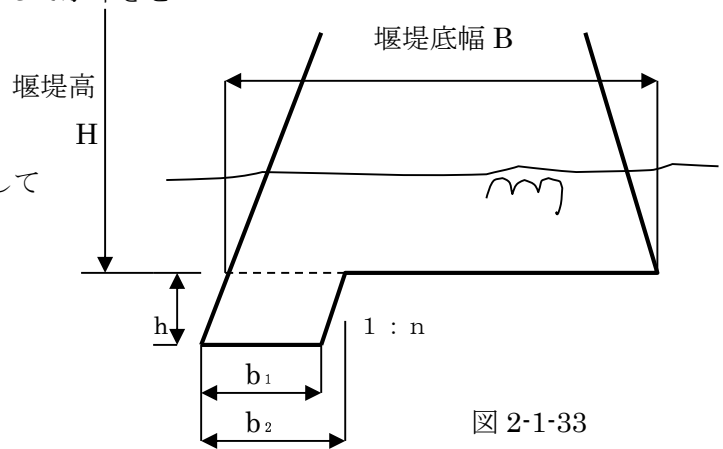


図 2-1-33

③ 断面節約を目的で設置する場合

岩着基礎の場合で、軟岩 II 程度以上の良質な岩盤に検討する。

$h, h'$  : 土質による所定の根入れ深さ

$b_1$  :  $2.0 \leq b_1$  かつ  $b_1 \geq B/3$

$n$  : 土質による掘削勾配

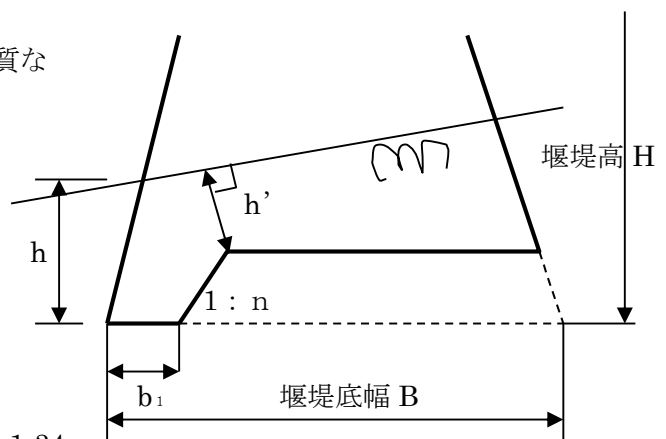


図 2-1-34



### 3.7 袖の設計

堰堤の袖は、洪水等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。なお、その構造は次によるものとする。

1. 袖天端の勾配は、上流の現溪床勾配程度とする。
2. 袖は、原則として同勾配で地山に嵌入させるものとし、山際では水平とする。
3. 袖の両岸への嵌入は、堰堤基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行う。
4. 屈曲部における堰堤の袖高は、偏流を考慮して定める。

#### 解説

袖天端の幅は、本来はその堰堤に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が、一般には水通し天端幅と同一かそれより若干小さいのが通常である。

#### 3.7.1 袖部の安定計算

特に流出土砂による衝撃を考慮する必要がある箇所等においては、水通し天端まで計画堆砂勾配で堆砂した状態を考え、土石流流体力及び礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方を水平に作用させて、堰堤材料の許容応力に対する安定計算を行う。

#### 解説

水通し天端まで計画堆砂勾配で堆砂した状態を考え、土石流流体力及び土石流衝撃力を水平に作用させて安定計算を行なう。

下流法勾配を本体下流法勾配に一致させ、上流法勾配は直を原則とする。ただし、下流法勾配を本体の下流法勾配に一致させた場合、袖部の天端幅は 1.5m を下限とする。また、下流法勾配を寝かせた逆断面の場合、上下流とも直としてもよい。

袖部天端幅は本堤の天端幅に一致させるか、あるいは 1.5m を下限とする。また、必要に応じて鉄筋等による補強を行なう。

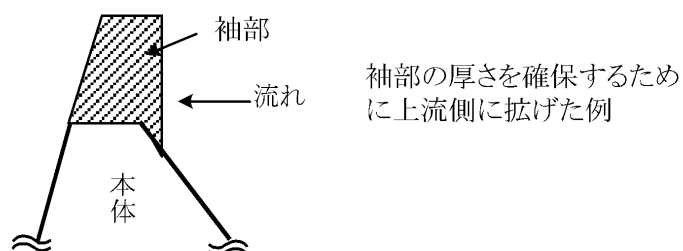


図 2-1-35 袖部の断面

(1) 安定条件

本項で後述する設計外力に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。

上記の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2-1-36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

上記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2-1-36)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。

なお、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とする。また、礫および流木は図2-1-36に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面に浮いて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本指針第1編第6章2.4に示した方法に基づき算出するものとする。

(2) 安定計算

① 礫の衝撃力

袖部の1ブロックに衝突する巨礫の作用時間は、1/100～1/1,000秒オーダーであり極めて短時間であるので同時に複数個の巨礫が衝突しないものと仮定して安定計算を行う。

礫の衝突により堤体の受ける衝撃力(P)は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。マスコンクリートでは、次式で力(P(kg))が推定できる。

$$P = \beta \cdot n \alpha^{3/2} \quad \dots (2-1-50), \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}} \quad \dots (2-1-51)$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} \quad \dots (2-1-52), \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} \quad \dots (2-1-53)$$

$$\alpha = \left( \frac{5U^2}{4n_1 n} \right)^{2/5} \quad \dots (2-1-54), \quad n_1 = \frac{1}{m_2} \quad \dots (2-1-55)$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8} \quad \dots (2-1-56), \quad E = \frac{m_2}{m_1} U^2 \quad \dots (2-1-57)$$

ここで、

$E_1, E_2$  : コンクリート及び礫の弾性係数 (kg/m<sup>2</sup>)

$\nu_1, \nu_2$  : コンクリート及び礫のポアソン比

$M_2$  : 礫の質量 (kg)

$R$  : 礫の半径 (m)

$\pi$  : 円周率 (=3.14)

$V$  : 礫の速度 (m/sec)

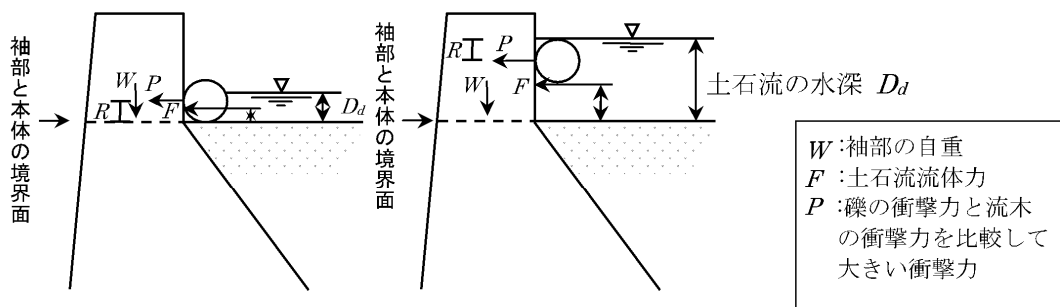
$\alpha$  : へこみ量 (m)

$K_1, K_2$  : 定数

$\beta$  : 実験定数

$m_1$  : 袖ブロックの質量(kg)

である。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。また、礫は図 2-1-35 に示すように水通し天端まで堆積した状態 (計画堆砂勾配) で、土石流水面に浮いて衝突するものとする。土石流水深が礫径より小さい場合は、礫は堆砂面上を流下して衝突するものとする。



(a) 礫の直径  $\geq$  土石流の水深 (b) 礫の直径  $<$  土石流の水深

注意) 礫の衝撃力が流木の衝撃力より小さい場合、(a)と(b)中のRは流木の直径の1/2とする。

図 2-1-36 袖部と本体の境界面および設計外力とその作用点

(参考) 礫及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  $\nu_1 = 0.194$

・礫の衝突速度による補正

マスコンクリートに礫が衝突した場合、衝突速度が大きくなるとマスコンクリートに作用する衝撃力は小さくなるのが知られているので、前述の衝撃力  $P$  を図 2-1-37 に従って実際に袖部のコンクリートに作用する衝撃力  $P_R$  を計算する。

$$P_R = \beta P \quad \dots (2-1-58)$$

ここに、

$P_R$  : 補正後の土石流衝撃力 (kN)

$P$  : 礫の衝撃力 (kN)

$\beta$  : 補正係数 (図 2-1-37)

$$\beta = (E + 1)^{-0.8} \quad \dots (2-1-59)$$

$E$  : 係数 ( $\text{m}^2/\text{sec}^2$ )

$$E = \frac{M_2}{M_1} V^2 \quad \dots (2-1-60)$$

$M_1$  : 打設ブロックごとの袖部コンクリートの質量 (kg)

$M_2$  : 礫の質量 (kg)

$V$  : 衝突速度 (土石流ピーク流量時のフロント部の流速)

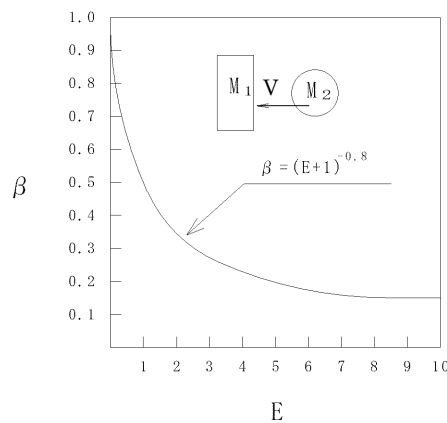


図 2-1-37 礫の衝突速度と衝撃力の補正係数

(水山、伊巻：砂防ダムに対する土石流衝撃力実験、土木技術資料 Vo122-No.11 の一部を改変)

・単位幅当りの土石流衝撃力

$$P_1 = P_R / L \quad \dots (2-1-61)$$

ここに、 $P_1$  : 単位幅当りの衝撃力 (kN/m)、 $L$  : 打設ブロックの平均長 (m)

②流木の衝撃力

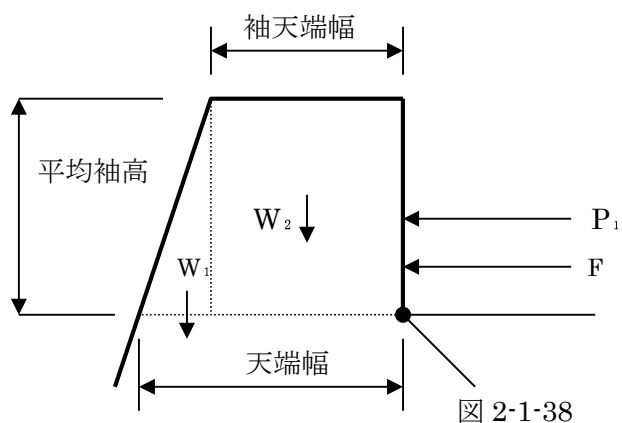
流木の衝撃力は、流木の諸数値を用いて、礫の衝撃力と同様の方法で検討する。なお、流木の物理定数については、「改訂4版木材工業ハンドブック 森林総合研究所監修」に準じる。

③土石流衝撃力

単位幅あたりの礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較し、大きい方を袖部の安定計算に用いる土石流衝撃力とする。

④安定検討

滑動、破壊に対する安定検討を行う。



$W_1$ 、 $W_2$  : 袖部自重 (k N/m)  
 $P_1$  : 土石流衝撃力 (k N/m)  
 $F$  : 土石流流体力 (k N/m)

図 2-1-38

### 3.7.2 袖部の補強

前項の安定計算結果、袖部の安定が確保できない場合には、鉄筋等により補強を行わなければならない。

解説

鉄筋による補強においては、袖部を片持梁と考えてその安定を検討する。単位幅当りに必要な鉄筋量は、袖部に生じる単位幅当りの最大曲げモーメントから算出する。

また、鉄筋に生じる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、コンクリート部に生じる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。

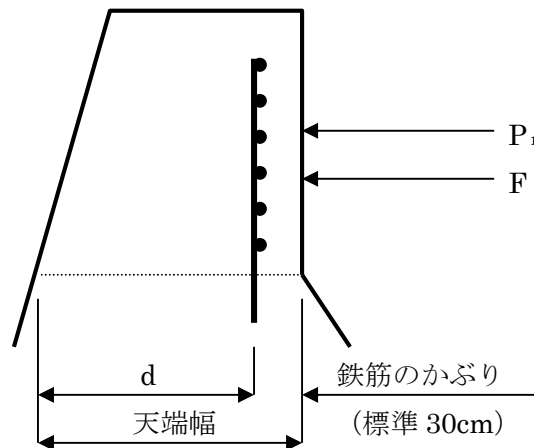


図 2-1-39

(1) 単位幅当りの必要鉄筋量

$$As = \frac{M_{\max}}{\sigma_{sa} \cdot \frac{7}{8} \cdot d} \quad \dots (2-1-62)$$

$$M_{\max} = P_1 \times D_{95} / 2 + F \times h / 2 \quad \dots (2-1-63)$$

ここに、

$As$  : 単位幅当りに必要な鉄筋量 (cm<sup>2</sup>/m)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (kN・m)

$\sigma_{sa}$  : 鋼材の許容応力度に短期強度を考慮して 1.5 倍したもの (=234N/mm<sup>2</sup>)

$P_1$  : 単位幅当りの衝撃力 (kN/m)

$F$  : 土石流流体力 (kN/m)

$d$  : 水通し下流面から補強部材までの距離 (m)

(2) 鉄筋に働く付着力

$$\tau_0 = \frac{S_{\max}}{U \cdot \frac{7}{8} \cdot d} < \tau_{oa} \quad \dots (2-1-64)$$

$$S_{\max} = P_1 + F \quad \dots (2-1-65)$$

ここに、

- $\tau_0$  : 鉄筋に働く付着応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{oa}$  : 異形鉄筋の付着応力度 (=2.1N/mm<sup>2</sup>)
- $S_{\max}$  : 最大せん断力 (kN/m)
- U : 引張鉄筋周長の総和 (cm)

(3) コンクリートに働くせん断応力度

$$\tau = \frac{S_{\max}}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot d} < \tau_a \quad \dots (2-1-66)$$

ここに、

- $\tau$  : 鉄筋に働く付着応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_a$  : コンクリートの許容せん断応力度 (=0.4 N/mm<sup>2</sup>)
- b : 袖の単位幅 (=1.0m)

(4) 許容応力度等 (コンクリートの設計基準強度  $\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ )

- ・鋼材(SD295A)の許容引張応力度  $\sigma_{sa} = 156\text{N/mm}^2$   
『コンクリートの設計基準強度  $\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$  未満の場合は、 $\sigma_{sa} = 156\text{N/mm}^2$  以下とする。;(コンクリート標準示方書)』
- ・短期強度を考慮し 1.5 倍する  $\sigma_{sa} = 156 \times 1.5 = 234\text{N/mm}^2$   
(土石流の衝撃力のみを配慮することから短期荷重として 50%の割り増しをする。)
- ・異形鉄筋の付着応力度  $1.4\text{N/mm}^2$

表 2-1-25 許容付着応力度

単位 : N/mm<sup>2</sup>

鉄筋の種類	設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )				
	18	21	24	27	30
異形鉄筋	1.4	1.4	1.6	1.7	1.8

- ・短期強度では  $1.4 \times 1.5 = 2.1\text{N/mm}^2$
- ・コンクリートの許容せん断応力度  $0.4\text{N/mm}^2$

表 2-1-26 鉄筋コンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

部材の種類	設計基準 強度	曲げ圧縮	せん断	
			はりの場合	スラブの場合
鉄筋コンクリート	18	7	0.4	0.8
	24	9	0.45	0.9

- ・短期強度では  $0.4 \times 1.5 = 0.6 \text{ N/mm}^2$
- ・鉄筋の定着長 (道路橋示方書参照)

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_0} \cdot D \quad \dots (2-1-67) \quad \text{と } 20D \text{ の大きい値}$$

ここに、D : 鉄筋の直径 (cm)

D13 (公称直径 12.7mm) の場合では

$$l_a = \frac{234}{4 \times 2.1} \times 12.7 = 354 \text{ mm}$$

$$20 \cdot D = 20 \times 12.7 = 254 \text{ mm}$$

以上より、定着長は 260mm とする。

### 3.7.3 袖天端勾配

袖の両岸は、洪水流等の外力をしばしば受けるとともに、異常な洪水や土石流により越流する場合も考えられ、これによる袖部の破壊あるいは下流部の洗掘は堰堤の本体の破壊の原因になりやすい。このため、袖はこれらに対処するため十分な袖勾配をつける。

袖勾配は、現溪床勾配程度もしくはそれより急な勾配をつけることを原則とする。

解説

袖の勾配長は、地山までを基本とする。

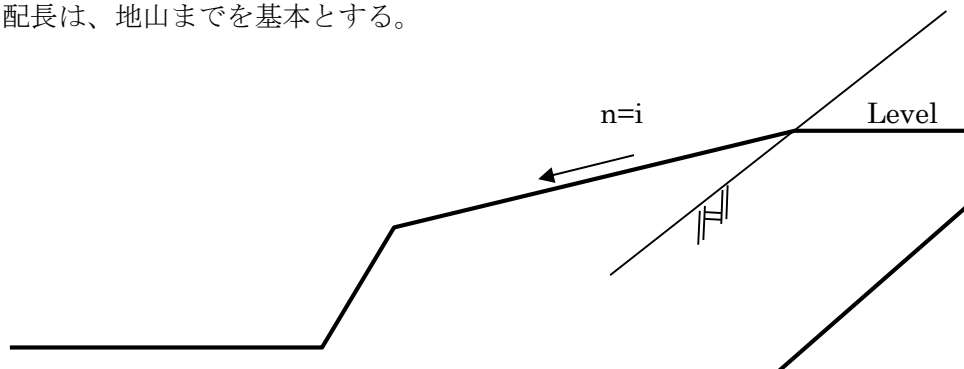


図 2-1-40

n : 袖勾配

i : 現況溪床勾配程度もしくはそれより急勾配



1. 袖部の嵩上げ高

0.5m ≤ h ≤ 2.0m とする。

但し、屈曲部における嵩上げ高は、グラシヨーの式より求めた値を参考に決定する。

$$h = \frac{V^2}{g} \times 2.303 \times (\log R_2 - \log R_1) \quad \dots (2-1-68)$$

V : 水路曲線部の平均流速(m/s)

g : 重力加速度(9.81m/s<sup>2</sup>)

R<sub>1</sub> : 水路内側の曲率半径(m)

R<sub>2</sub> : 水路外側の曲率半径(m)

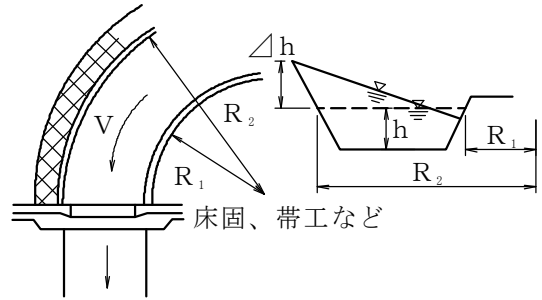


図 2-1-41 湾曲部の嵩上げ

2. 袖が長くなる場合の処理

袖が長くなる場合は、袖高で 5m もしくは長さで 15m に達した地点から水平とする (図 2-1-42 参照) ことを基本とするが、現場条件等によりこれにより難しい場合は、理由を整理の上、15m未満とすることができる。

なお、袖天端は左右のどちらか低い方に合わせ、同一の高さとする。

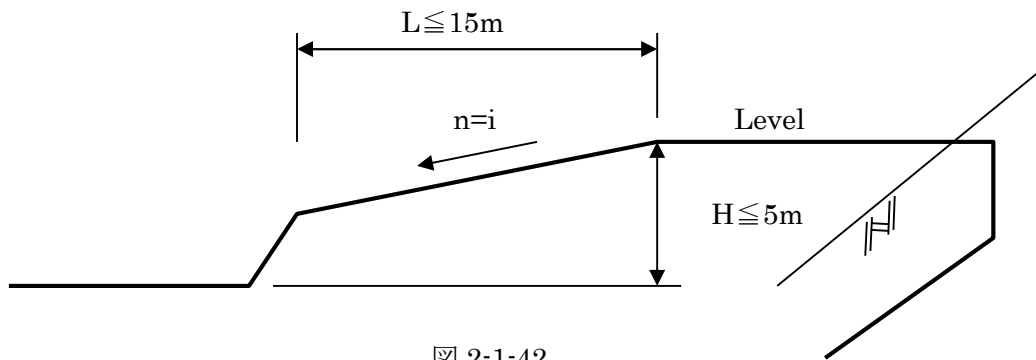


図 2-1-42

### 3.7.4 袖天端幅

袖天端の幅は、本来はその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、水通し天端幅と同一かそれより若干小さくし、下限値を1.5mとする。

解説

袖天端幅は、水通し高や袖勾配の関係で袖高が高くなり1.5m未満になる場合がある。この場合には、不足分を上流側に腹付けを行うものとする。

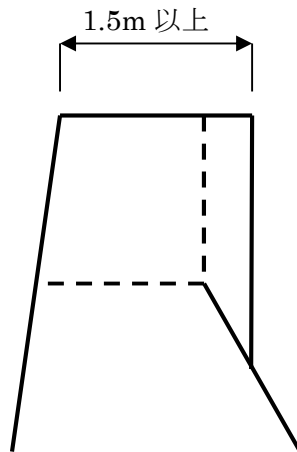


図 2-1-43 上流側の腹付け

### 3.7.5 袖の嵌入

袖の嵌入の深さは、本体と同程度の安定性を有する地盤までとし、特に砂礫地盤の場合には必要に応じて上下流に土留擁壁を施工して袖の基礎の安定を図るべきである。

解説

袖の嵌入は、土質に応じた深さとする。

なお、鳥取県では人工地山を構築することによる嵌入深さの低減は、原則行わないものとする。

表 2-1-27 袖の嵌入深の標準

方 法	A 部	B 部
土 砂	3.0m 以上	2.0m 以上
軟岩 I, II	2.5m 以上	1.5m 以上
中硬岩、硬岩	2.0m 以上	1.0m 以上

岩盤の上に土砂が載っている場合には

$$A : T_1 + 1.2T_2 + 1.5T_3 \geq 3.0m$$

$$B : T_1 + 1.3T_2 + 2.0T_3 \geq 2.0m$$

\*C が 2.0m 以上となる場合は、上部 1.0m は垂直にとり、その下部は土質により安定勾配をとる。

ここに、 $T_1$  : 土砂の厚さ

$T_2$  : 軟岩 I 及び II の厚さ

$T_3$  : 中硬岩以上

第1章 土石流・流木対策堰堤(土石流・流木捕捉工)

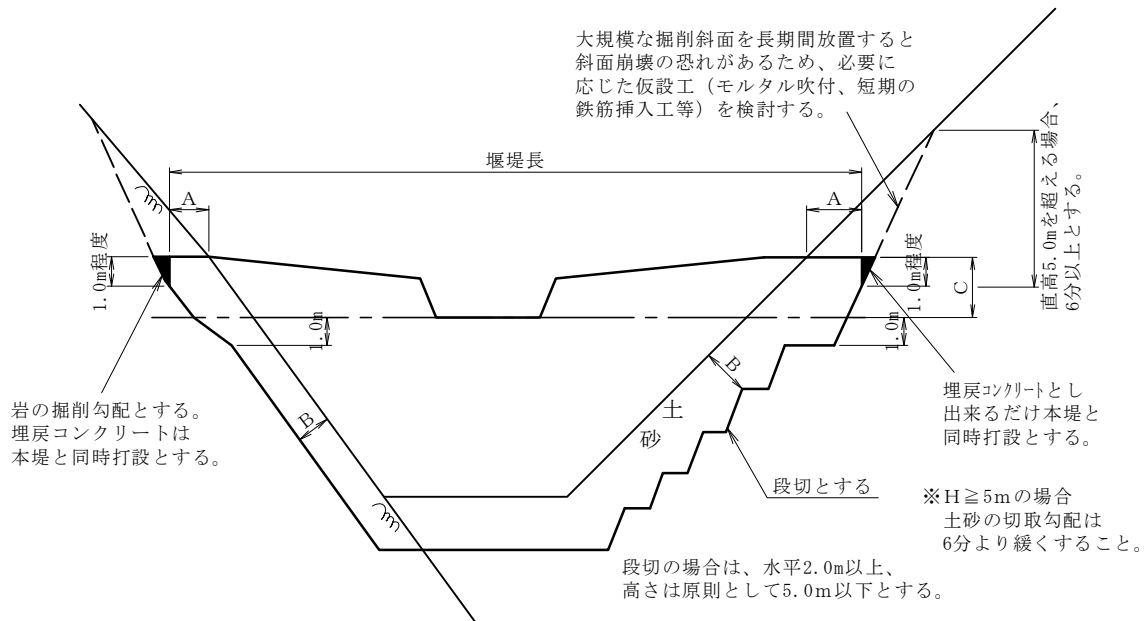


図 2-1-44

また、袖部地山嵌入部の形状は、地山の土質により労働安全衛生規則に準ずる。

表 2-1-28 段切勾配

最急勾配	土質	段切勾配		備考
		段切勾配	段切勾配	
	土砂	5m 未満	1 : 0.5	粘性土の場合は、現地状況による。
		5m 以上	1 : 0.6	
	礫混り土、転石混り土	5m 未満	1 : 0.5	
		5m 以上	1 : 0.6	
	軟岩 I・II	5m 未満	1 : 0.2	極めて亀裂が多くて風化の進んでいる軟岩は土砂と考える。
		5m 以上	1 : 0.3	
	中硬岩・硬岩	5m 未満	1 : 0.1	
		5m 以上	1 : 0.3	

### 3.7.6 袖折れ堰堤の設計

1. 堰堤サイトの直下流の地形が谷状から急に開けて袖長が長くなる場合は、経済性を考慮して上流側に袖を折ることを検討する。(折れ角度は $45^{\circ}$ 以下とする。)
2. 折れ部より袖端部までの袖勾配は、次式より算出し、山際においては水平とする。
3. 袖部の折れ点には、継手工を設けず、少なくとも3.0m以上離し、袖部の軸方向に直角に設ける。

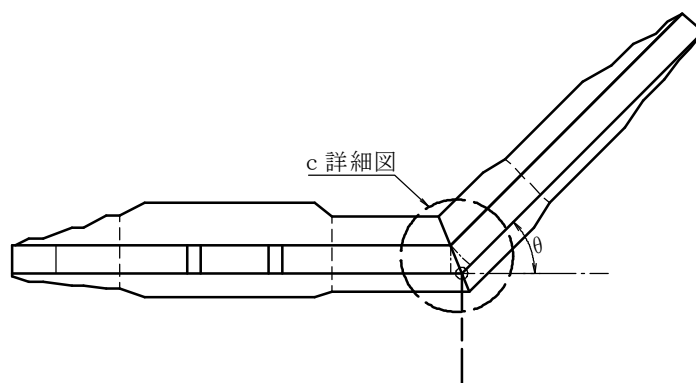
#### 解説

砂防堰堤の袖部は折らないことを基本とする。

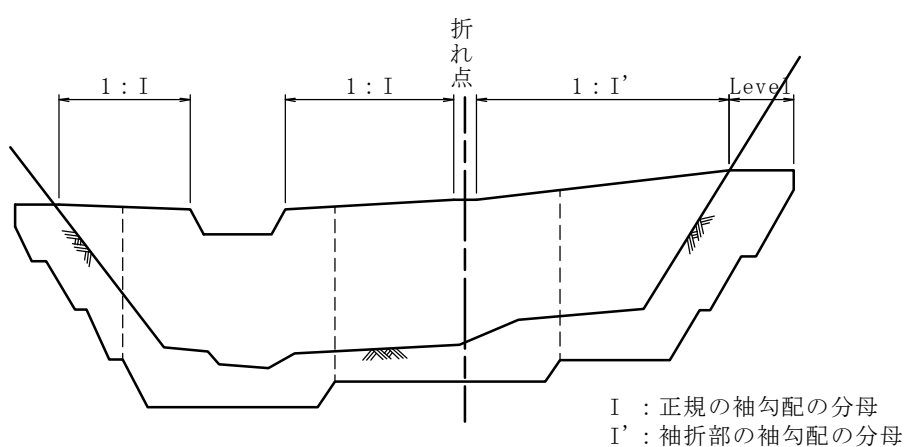
地形的要因に加え、現場条件が以下に示す場合は袖折れを検討するものとし、治山砂防課へ事前協議を行うこと。

- ① 上流域の用地取得が困難、または上流域に既設構造物がある等で、やむを得ず谷出口付近に堰堤を配置する場合。
- ② 上流の袖折れを必要としない位置に堰堤を配置したとき、堰堤高15m未満の砂防堰堤1基で土石流・流木整備率が100%未満となる場合。
- ③ 上流の袖折れを必要としない位置に堰堤を配置したとき、溪床勾配が急勾配で工事用道路または管理用道路の設置が困難である場合。

a 平面図



b 正面図  
(下流側)



c 詳細図

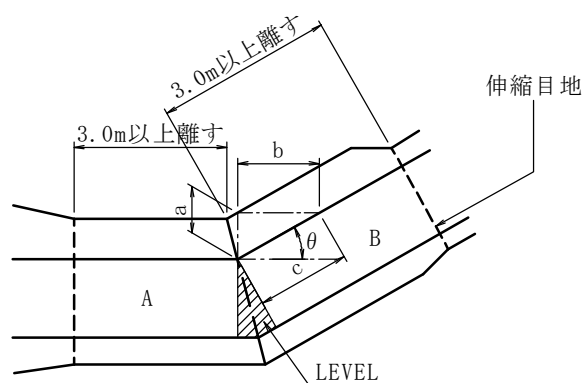


図 2-1-45

注 A, B間のブロックは3.0m以上を一体として打設すること。

袖折部の袖勾配 I' は、堰堤軸方向の袖勾配 I と堰堤軸に直角方向堆砂勾配との合成勾配として考える。

(例) 袖勾配の計算

土石流対策堰堤では、

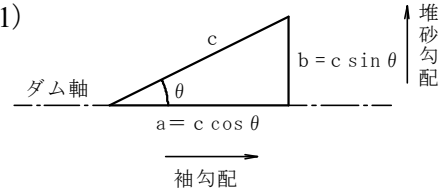
$$a \times \frac{1}{I} + b \times \frac{1}{2I} = \frac{2a+b}{2I} = \frac{c \cdot (2 \cos \theta + \sin \theta)}{2I} \quad \dots (2-1-69)$$

$$\text{高低差は } \therefore \frac{1}{I'} = \frac{\frac{c(2 \cos \theta + \sin \theta)}{2I}}{c} = \frac{2 \cos \theta + \sin \theta}{2I} \quad \dots (2-1-70)$$

$$\therefore I' = \frac{2I}{2 \cos \theta + \sin \theta} \quad \dots (2-1-71)$$

その他の堰堤では地質に関わりなく

$$\therefore I' = \frac{I}{\cos \theta + \sin \theta} \quad \dots (2-1-72)$$



【袖折れ堰堤割増しコンクリート (V') 及び型枠 (A') の算出法】

図 2-1-46

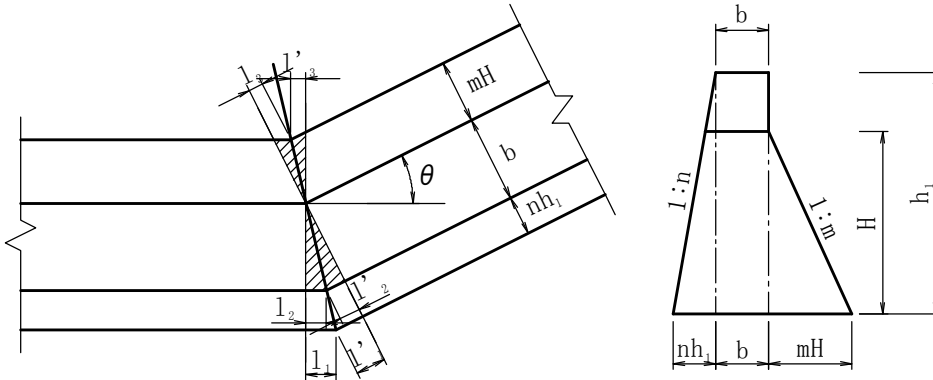


図 2-1-47

(イ) コンクリート

$$V' = l_2 b h_1 + \frac{1}{3} n h_1^2 (2l_2 + l_1) - \frac{1}{3} l_3 m H^2 \quad \dots (2-1-73)$$

注1. 式の誘導

$$l_1 = l_1' = (b + n h_1) \tan \frac{\theta}{2} \quad \dots (2-1-74)$$

$$l_2 = l_2' = b \tan \frac{\theta}{2} \quad \dots (2-1-75)$$

$$l_3 = l_3' = m H \tan \frac{\theta}{2} \quad \dots (2-1-76)$$

$$\begin{aligned} V' &= \frac{1}{2} l_2 b h_1 + \frac{1}{2} l_2' b h_1 + \frac{1}{6} n h_1^2 (2l_2 + l_1) + \frac{1}{6} n h_1^2 (2l_2' + l_1') - \frac{1}{6} l_3 m H^2 - \frac{1}{6} l_3' m H^2 \\ &= \frac{1}{2} l_2 b h_1 + \frac{1}{2} l_2 b h_1 + \frac{1}{6} n h_1^2 (2l_2 + l_1) + \frac{1}{6} n h_1^2 (2l_2 + l_1) - \frac{1}{6} l_3 m H^2 - \frac{1}{6} l_3 m H^2 \\ &= l_2 b h_1 + \frac{1}{3} n h_1^2 (2l_2 + l_1) - \frac{1}{3} l_3 m H^2 \quad \dots (2-1-77) \end{aligned}$$

(ロ) 型枠

$$A' = (l_1 + l_2) \cdot h_1 \sqrt{1 + n^2} - l_3 \cdot H \sqrt{1 + m^2} \quad \dots (2-1-78)$$

### 3.8 前庭保護工の設計

#### 3.8.1 前庭保護工

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及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ものとする。

#### 解説

前庭保護工は副堰堤及び水褥池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工等から成る。

砂防堰堤を越流する水脈は、一般に高段からの自由落下であり、水脈の落下地点における衝突水圧等により堰堤基礎部が洗掘される。一方衝突した水脈は下流へ高流速で流下するため、現況河川の水利条件にもどる地点まで河床低下が生じる。このため堰堤基礎と下流の河床への悪影響をなくす目的で、前庭保護工を設けて対処している。

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、本指針第2編第1章 3.5.2 図 2-1-16 に示すように土石流の越流を考慮した構造とする。

副堰堤の下流のり勾配は、本指針第2編第1章 3.5.5 (2) 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。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土石流時の設計外力は、部分透過型における設計外力を準用する（本指針第2編第1章 5.1.2 図 2-1-87）。また、土石流の諸元は本堰堤の設計に用いた値とするが、土石流の波高、流速等の計算に用いる渓床勾配は計画堆砂勾配とする。

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を形成した減勢工を用いることが多い。

表 2-1-29 前庭保護工法の適用区分表

高さ	地質	工 法	摘 要
H ≥ 15m	砂礫	副堰堤+水叩工	堰堤高再検討
	岩	副堰堤+水叩被覆工	良質な岩盤で大きな洗掘がない場合 (風化防止のため、水叩厚 0.5m を標準とする。)
		副堰堤+水叩工	
H < 15m	砂礫	垂直壁+水叩工	
		副堰堤+水叩工	・水叩厚を計算式で算出して t > 2.5m となる場合 ・流送砂礫の径が大
	岩	垂直壁+水叩工	
		副堰堤+水叩工	・水叩厚を算出して t > 2.5m となる場合 ・流送砂礫の径が大 ・極端に岩質が脆弱

3.8.2 副堰堤工

副堰堤の位置及び天端の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘及び下流河床低下の防止に対する効果が十分発揮されるよう定めるものとし、副堰堤の水通し、本体、基礎部、袖の設定は主堰堤に準じて行うものとする。

ただし、袖天端勾配は、水平を原則とする。

解説

副堰堤を計画する場合は、堰堤高 15m 以上の場合、垂直壁工法では水叩厚が 2.5m を超える場合、あるいは流送砂礫の径が大きく水叩工のみではもたない場合に計画する。

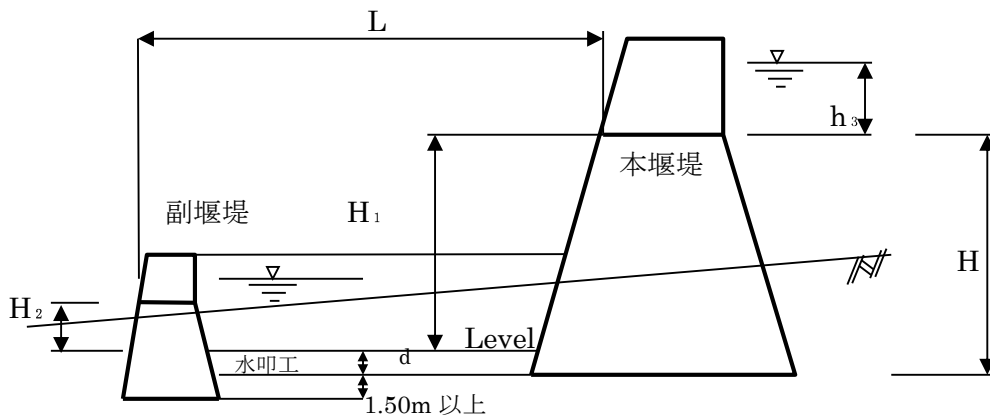


図 2-1-48 副堰堤と水叩工の併用

(注) ウォータークッション内の側壁工には、水抜孔を設けないこと。

副堰堤は、原則本堰堤と平行に設置する。ただし、地形の状況等によりこれにより難しい場合は、図 2-1-50 のとおりとすることができる。

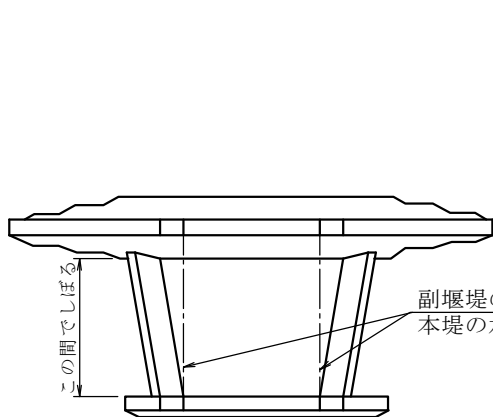


図 2-1-49 副堰堤平面図 (標準)

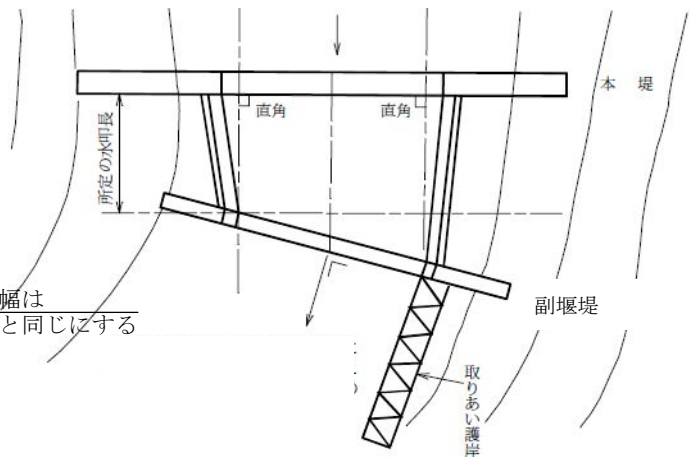


図 2-1-50 副堰堤平面図 (湾曲部)



1. 副堰堤の位置を求める式

(1) 経験式 (堤高 20m 未満)

$$L = \alpha (H_1 + h_3) \text{ [10cm 単位で切上げ]} \quad \dots (2-1-79)$$

L : 本、副堰堤間の長さ

(本堰堤天端下流端から副堰堤天端下流端までの長さ) (m)

H<sub>1</sub> : 水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ(m)

h<sub>3</sub> : 本堰堤の越流水深 (m)

α : 係数であり 1.5~2.0 の範囲とする。α は下記の式を参考に決定することができるが、鳥取県では α=1.5 を標準とする。

$$\alpha = 2.0 - \frac{1}{34}(H_1 - 3) \quad \dots (2-1-80)$$

(2) 半理論式 (堤高 20m 以上)

$$L \geq 1 + X + b_2 \quad \dots (2-1-81)$$

l : 水脈飛距離

$$l = V_0 \left\{ \frac{2(H_1 + \frac{1}{2}h_3)}{g} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \dots (2-1-82)$$

V<sub>0</sub> : 本堰堤越流部流速(m/s)

$$V_0 = \frac{q_0}{h_3} \quad \dots (2-1-83)$$

q<sub>0</sub> : 本堰堤越流部単位幅当たり流量(m<sup>3</sup>/s)

h<sub>3</sub> : 本堰堤の越流水深(m)

H<sub>1</sub> : 水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ(m)

g : 重力の加速度(9.81m/s<sup>2</sup>)

X : 跳水の距離(m)

$$X = \beta hf \quad \dots (2-1-84)$$

β : 係数 (4.5~5.0)

hf : 水叩き天端又は基礎岩盤面から副堰堤の越流水面までの高さ(m)

$$hf = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \quad \dots (2-1-85)$$

h<sub>1</sub> : 水脈落下地点の跳水前の射流水深(m)

$$h_1 = q_1 / V_1 \quad \dots (2-1-86)$$

q<sub>1</sub> : 水脈落下地点の単位幅当たり流量(m<sup>3</sup>/s)

V<sub>1</sub> : 水脈落下地点流速(m/s)

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 + h_3)} \quad \dots (2-1-87)$$

$F_1$  : 水脈落下地点の跳水前のフルード数

$$F_1 = V_1 / \sqrt{gh_1} \quad \dots (2-1-88)$$

$b_2$  : 副堰堤の天端幅(m)

2. 副堰堤の天端の高さを求める式

(1) 経験式

$$H_2 = (1/3 \sim 1/4)H \quad \dots (2-1-89)$$

$H_2$  : 本、副堰堤の重複高 (本堰堤堤底高と副堰堤天端高の差) (m)

$H$  : 本堰堤の堰堤高(m)

(2) 半理論式

$$H_2' = hf \cdot h_2 \quad \dots (2-1-90)$$

$H_2'$  : 水叩き天端高 (又は基礎岩盤面) より副堰堤天端高までの高さ(m)

$h_2$  : 副堰堤の堰の公式によって求められる越流水深 (一般に本堰堤の越流水深と同一としている。) (m)

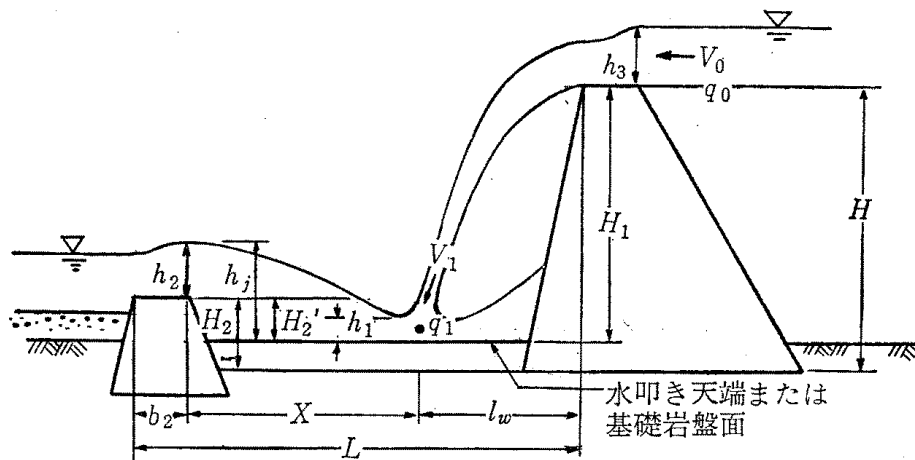


図 2-1-51 副堰堤の位置及び高さ

3. 水叩きに勾配をつける場合

$$L = \frac{\alpha(H_1 + h_3)}{1.0 - (1.5 \times I)} \quad \dots (2-1-91)$$

I : 水叩き勾配

$\alpha$ については、1.5を標準とする。

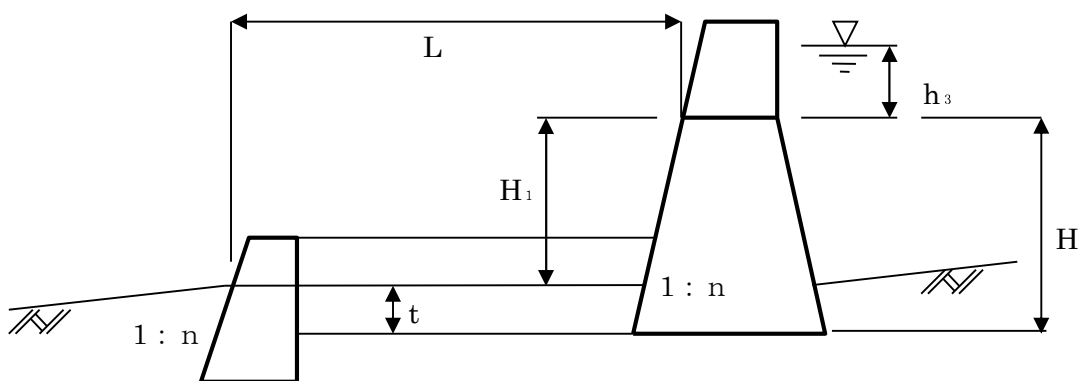


図 2-1-52

4. 多段式 (2段、3段目・・・) の場合

$$L_1 = 2.0 (H_1 + h_3)$$

$\alpha$ については、2.0~3.0の範囲であり、鳥取県では2.0を標準とする。

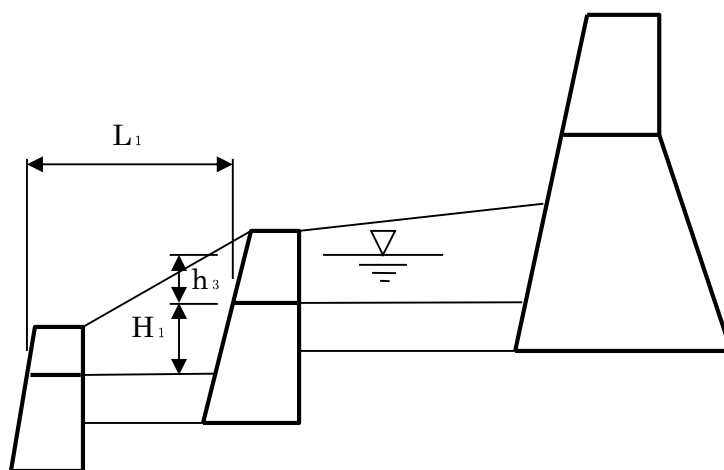


図 2-1-53

水叩きに勾配をつける場合は次式により求める。

$$L_1 = \frac{2.0(H_1 + h_3)}{1.0 - (2.0 \times I)} \quad \dots (2-1-92)$$

### 3.8.3 水叩き

水叩きは、堰堤下流洗掘を防止し、堰堤基礎の安定及び両岸の崩壊に対する効果が十分発揮されるよう設計するものとし、堰堤を越流して落下してくる衝突水及び流送砂礫に対して安全なものとすると同時に、揚圧力に対しても十分耐えるものとしなければならない。  
副堰堤を設けない場合は、必ず水叩き下流端に垂直壁を設けなければならない。

解説

1. 砂防堰堤の基礎及び下流側河床が硬岩でき裂が少ないと、水叩きを設けない場合もあるが、例え前庭部が岩盤であっても、き裂の有無、岩質等十分調査のうえ水叩きの必要性について検討しなければならない。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。砂礫基礎の場合は副堰堤と水叩きを併用して前庭部の保護を図る。
2. 水叩きの縦断勾配は Level を原則とするが、溪床勾配が急でやむを得ず勾配をつける場合には現河床勾配の1/2より緩くすること。なお、最大水叩勾配は1/10までとする。  
又、水叩工計画の際、垂直壁工下流で現溪床と落差が生じる場合には2段落差を検討すること。
3. 水叩きの長さは、落下水は射流から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。一般的には、副堰堤の位置を定める式により水叩きの長さが決まる。
4. 水叩きの厚さについては、次に示す経験式と揚圧力から求める式があるが、一般には経験式を用いるものとする。地盤が不良な場合の厚さについては、経験式で必要な厚さを求めた後、揚圧力に対して必要な厚さとを比較して厚さが不足するときはこれを増加させるか、または基礎地盤処理によって減少させるよう努める。

(1) 経験式[10cm単位で切上げ]

- ① 砂礫地盤で水褥池がない場合

$$t = 0.2 (0.6H_1 + 3h_3 - 1.0)$$

$H_1$ の代わりに  $H$  を用いると次式になる。

$$t = 0.2 (0.6H + 3h_3 - 1.0) / 1.12$$

- ② 砂礫地盤で水褥池がある場合

$$t = 0.1 (0.6H_1 + 3h_3 - 1.0)$$

$H_1$ の代わりに  $H$  を用いると次式になる。

$$t = 0.1 (0.6H + 3h_3 - 1.0) / 1.06$$

$t$  : 水叩きの厚さ(m)

$H$  : 堰堤高(m)

$H_1$  : 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)

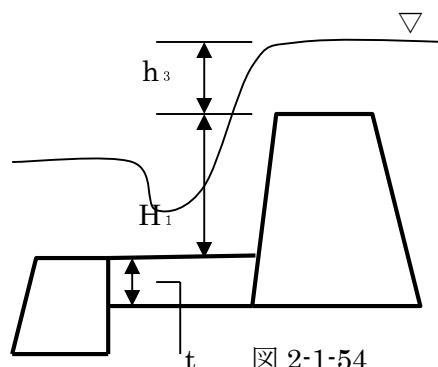


図 2-1-54

表 2-1-30 水叩き厚標準表（水褥池がない場合）

	土 砂	軟岩 I, II	最小厚さ	中硬岩以上	最小厚さ
$H_1 \geq 5m$	経 験 式	$t \times 70\%$ 以上	0.5m 以上	$t \times 40\%$ 以上	0.3m 以上
$H_1 \leq 10m$	$0.7m \leq$	〃	0.7m 以上	〃	0.5m 以上
$H_1 < 15m$	$t \leq 3.0m$	〃	1.0m 以上	〃	0.6m 以上

$H_1$  : 有効落差

\* 硬岩で極めて良質で洗掘の恐れのないものについては、このかぎりではない。

○岩盤の場合の水叩き厚さは、砂礫地盤の水叩き厚さの 7 割程度とする。

○砂礫及び岩盤の場合はいずれも厚さ  $t$  は切上げて 10cm 単位とし、最小厚は砂礫地盤の場合 0.7m 程度、岩盤の場合 0.3m 程度とする。

○一般に水叩きの厚さは 3.0m 以下とする場合が多いので、計算結果が 3.0m を越えるときは 3.0m とする。

表 2-1-31 水叩厚基準表（水褥池がある場合）

	土 砂	軟岩 I, II	最 小 厚	中硬岩以上	最 小 厚
$10m < H < 15m$	経 験 式	$t \times 70\%$	0.7m	$t \times 40\%$ 以上	0.5m
$15m \leq H \leq 20m$	(t)	〃	0.7m	〃	0.5m

\* 硬岩が極めて良質で風化防止だけを考慮するものは最小値 0.50m 程度を適用する。

(2) 揚圧力から求める式

$$t > \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h - \Delta u}{Wc - 1} \quad \dots (2-1-93)$$

$Wc$  : 水叩きコンクリートの単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$\Delta h$  : 上下流水差(m)  $\Delta h = h_1 - h_2$

$h_1$  : 堰堤上流の水叩き天端高からの水深(m)

$h_2$  : 堰堤下流の跳水後の水叩き天端高からの水深(m)

$\Delta u$  : 堰堤堤底下流端までの損失揚圧力(m)

$$\Delta u = \frac{l'}{l} \Delta h \quad \dots (2-1-94)$$

$l$  : 総浸透径路長(m) (図 2-1-55)

$l'$  : 堰堤堤底下流端までの浸透径路長(m) (図 2-1-55)

4/3 : 安全率

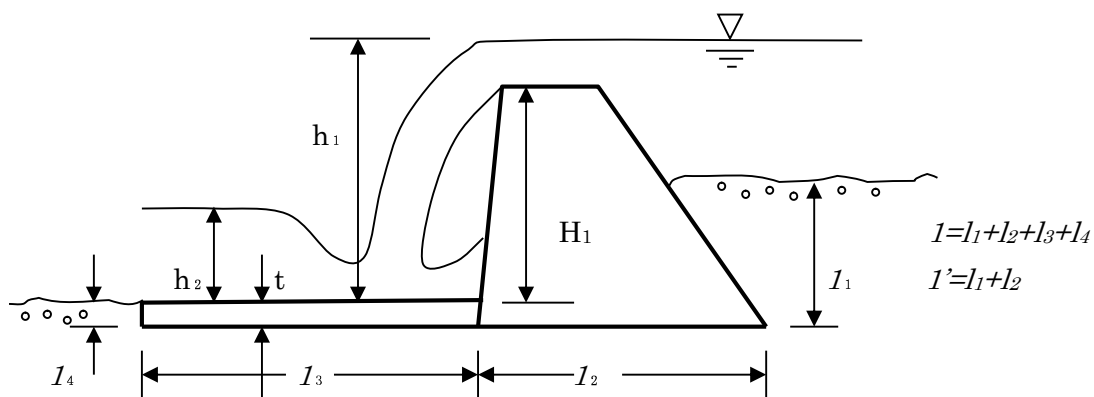


図 2-1-55

前記(2)は水叩きの下部に作用する揚圧力に対して、水叩きの重量で抵抗させる条件から求める。高い堰堤に対しては過大に算出される傾向がある。

5. 水叩きの上流幅は、堰堤取付部では本堤水通し肩から下した鉛直線とし、垂直壁取付部では垂直壁水通し断面に合わせることを原則とする。

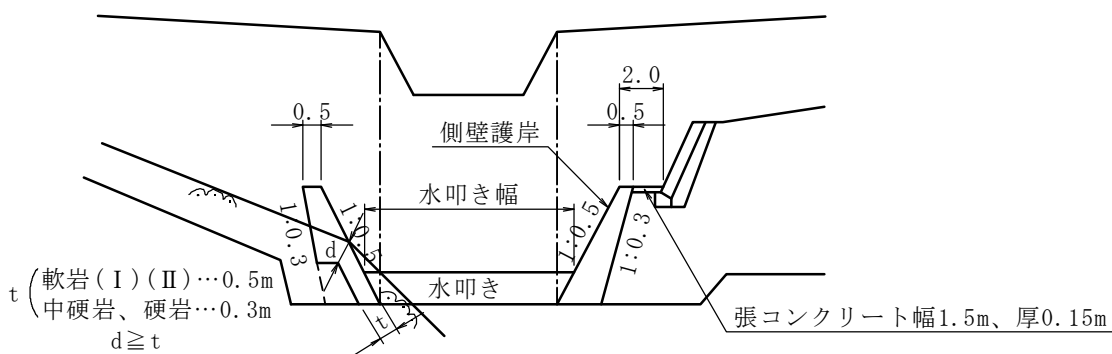


図 2-1-56 水叩工正面図

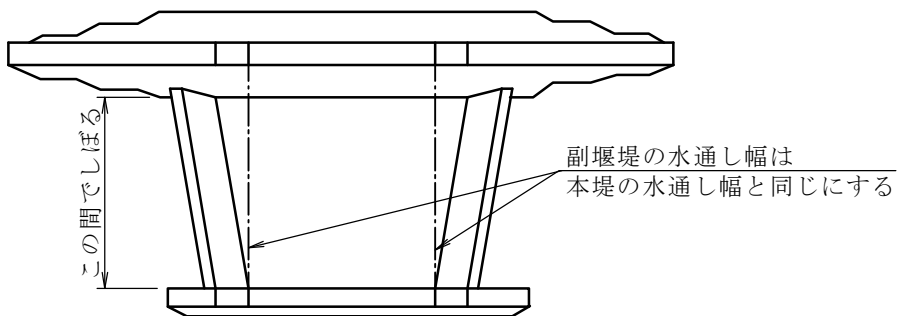


図 2-1-57 水叩工平面図

3.8.4 垂直壁

1. 垂直壁には、必ず袖を設けなければならない。
2. 袖の天端勾配は、LEVELとする。
3. 水通し断面は、主堰堤の水通し断面とする。
4. 水通し天端厚は、最小厚 70cm、最大厚 2.0m とする。  
但し、垂直壁に落差がつく場合の天端厚は、最小厚 1.5m とする。
5. 下流法勾配は 1 : 0.2、上流法勾配は直とする。
6. 根入れの深さは、水叩き下端より 1.5m 以上（土砂）を標準とする。
7. 垂直壁の水通し天端は、溪床面より高めないことを原則とする。

解説

垂直壁は、堰堤と同じ考えをもって取扱うべきで、必ず袖を設けて両岸に取付けるものとする。

水叩工法を採用する場合の工事箇所は、溪床が軽しような場合であるから、堰堤下流法先が洗掘されると同様、水叩きの前面が洗掘されることは必定と見なければならない。

よって、水叩き先端を根入れするため水叩きに接続して垂直壁を設置するが、さらに下流の洗掘を防ぐ意味において、天端は必ず計画溪床高以上に出さないよう設計することを原則とする。

断面及び構造等すべて堰堤に準ずるが、高さ、すなわち根入れ深さは、堰堤と同様、十分溪床の状態を調査して定めなければならないのであって、理論的に決定することは困難である。

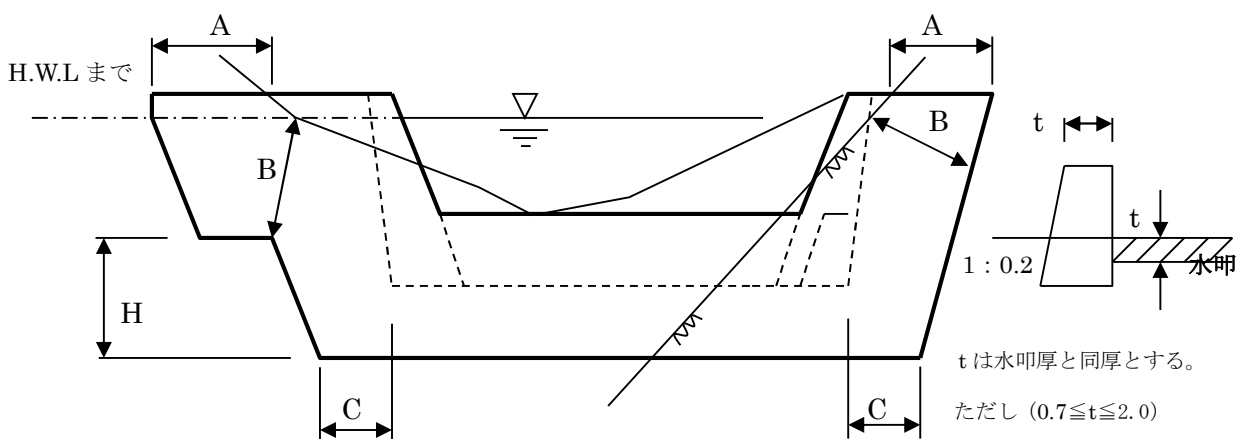


図 2-1-58 垂直壁構造図

表 2-1-32 嵌 入 値

	A	B	C
土 砂	2.0m 以上	2.0m 以上	1.5m 以上
軟岩 (I) (II)	1.5m 以上	1.5m 以上	1.2m 以上
中硬岩, 硬岩	1.0m 以上	1.0m 以上	1.0m 以上

第1章 土石流・流木対策堰堤（土石流・流木捕捉工）

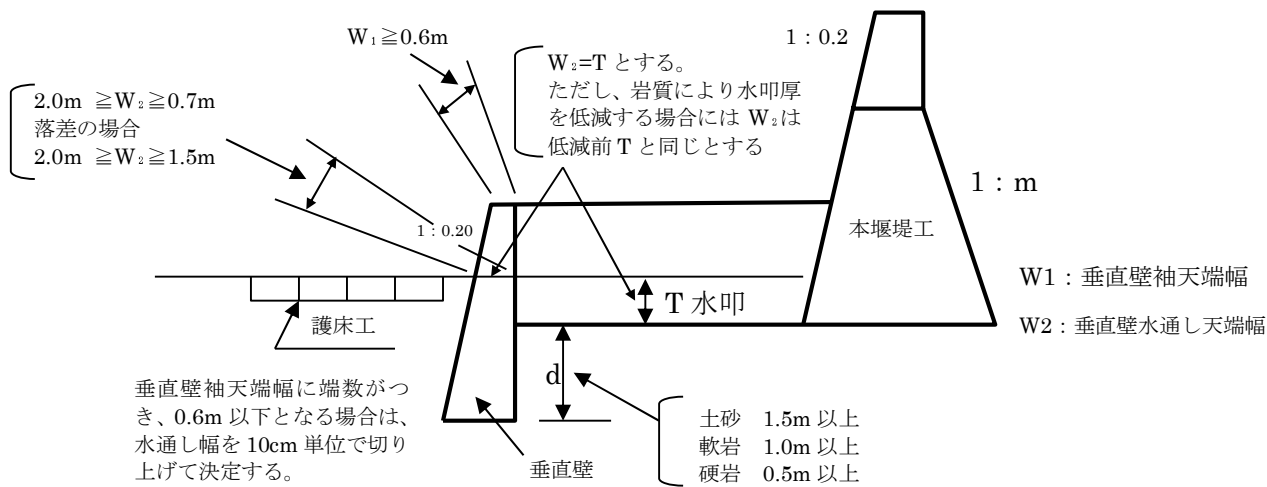


図 2-1-59

- (注) 1. 多段差の場合や落差が生じる場合の垂直壁は、副堰堤に準じて別途安定計算（転倒、滑動、支持）を行い決定する。なお、安定計算に用いる設計外力は静水圧と土圧とする。
2. 連続する落差工の水通し幅は、下流の垂直壁までを本堤の水通し幅と同じ幅とする。（図 2-1-58 参照）

垂直壁は、原則本堰堤と平行に設置する。ただし、地形の状況等によりこれにより難しい場合は、図 2-1-61 のとおりとすることができる。

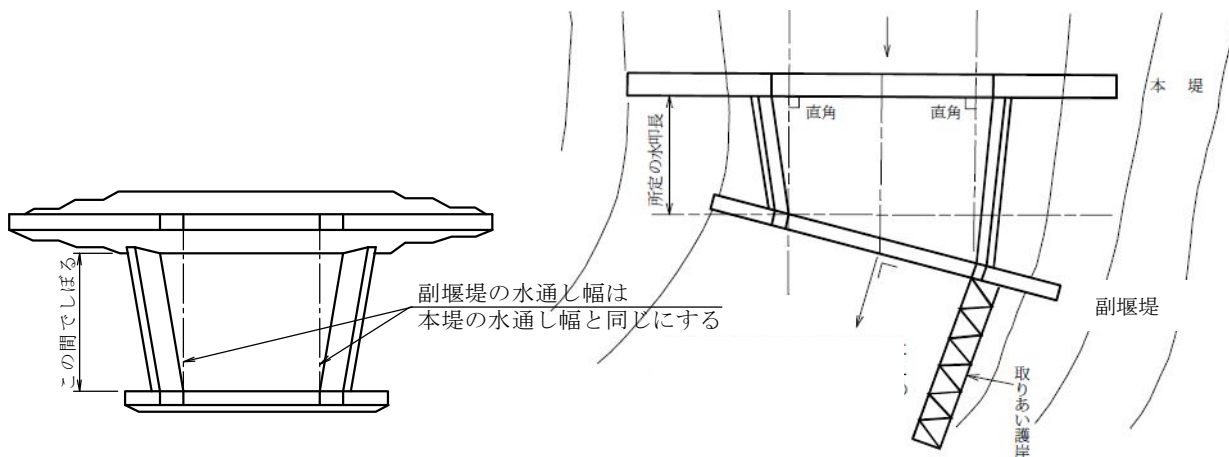


図 2-1-60 垂直壁平面図（標準）

図 2-1-61 垂直壁平面図（湾曲部）



堰堤水通し断面の渓流保全工のしぼりは、第二垂直壁より下流で床固工又は帯工等を設置の上、しぼること。（落差工直下でのしぼりは行わない）

取合部の延長は20～30mを基本とするが、保全対象の直上流に堰堤を設ける場合など、やむを得ず延長が20m以上確保できない場合においても、流心線に対して取付角度は11°以下とすること。

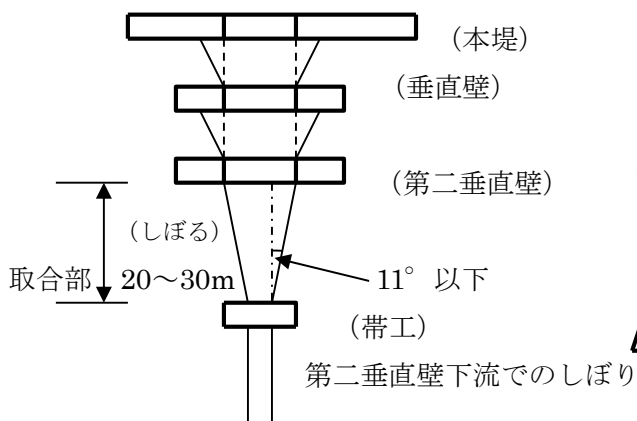


図 2-1-62

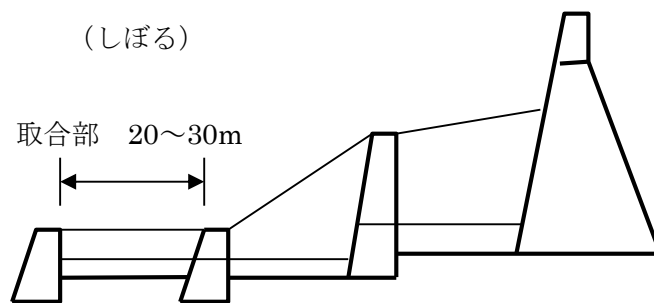


図 2-1-63

### 3.8.5 護床工

副堰堤と併用しない水叩き工は、水叩き末端には必ず垂直壁を設け、その直下流には必要に応じて護床工を設けなければならない。

解説

護床工の設置は、河床の材料、勾配、洪水の多少により総合して決定しなければならないが、現地の状況に適合するように適切な護床工を選択するものとする。通常は、カーテンブロック、フトン籠等を使用する。

#### 1. 施工延長

次式によって算出した長さとする。

$$l=(2.0+0.2)H+H+0.5=3.2H+0.5 \quad \dots (2-1-95)$$

$l$ ：護床工の敷設延長（m）

$H$ ：垂直壁水通し部からの根入れ（m）

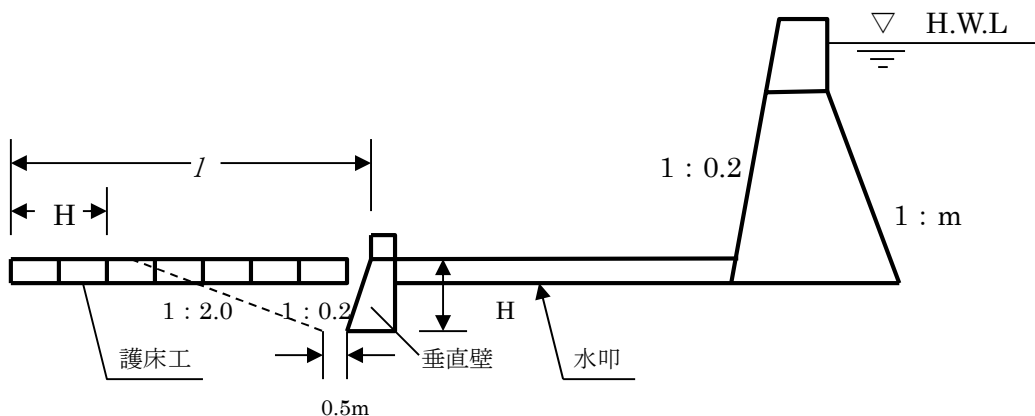


図 2-1-64 護床工図

2. 護床工における必要重量等の安定計算

護床工に用いる材料の安定計算は、『河川砂防技術基準（案）設計編 I：根固工の流体力に対する力学的安定性の照査法』に準拠するものとする。

①滑 動：部材に作用する流体力が底面摩擦力を上回った場合にすべりだす現象である。根固工の上流端や河床変動に伴い変形して突出した部材、凹凸の大きなコンクリートブロックなど、流れの作用を全面的に受ける部材に生ずる。たとえば、根固工上流端部の異形ブロック層積み工、異形ブロック乱積み工などの破壊現象にみられる。

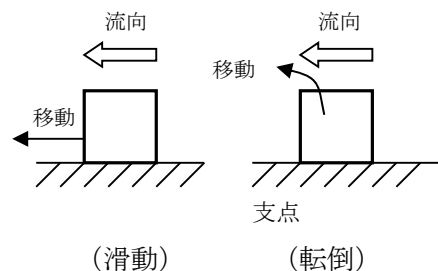


図 2-1-65

②転 倒：流体力の作用によって一点を支点として部材がめくれ、回転する現象をさす。たとえば、根固工上流端部の異形ブロック層積み工、異形ブロック乱積み工などの破壊現象にみられる。

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

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

表 2-1-33 根固工の破壊形態

破壊形態	設置状態	安定性の照査モデル
滑動、転動	層積み	「滑動・転動—層積み」モデル
滑動、転動	乱積み	「滑動・転動—乱積み」モデル
掃 流	乱積み	「掃流—乱積み」モデル
掃 流	籠詰め	「掃流—籠詰め」モデル
掃 流	中詰め	「掃流—籠詰め」モデル

参考として、「滑動・転倒—層積み」モデルの計算式を以下に示す。

$$W > \alpha \left( \frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \frac{\rho_b}{g^2} \left( \frac{V_d}{\beta} \right)^6 \quad \dots (2-1-96)$$

W : 根固工の所要重量

V<sub>d</sub> : 代表流速（湾曲、洗掘等を考慮した流速である）

ρ<sub>b</sub> : ブロックの密度

ρ<sub>w</sub> : 水の密度

α, β : 係数

表 2-1-34 異形コンクリートブロックの係数の参考値

ブロックの種別	模型ブロックの比重	α	β
対象突起型	ρ <sub>d</sub> / ρ <sub>w</sub> = 2.22	1.2	1.5
平面型	ρ <sub>d</sub> / ρ <sub>w</sub> = 2.03	0.54	2.0
三角錐型	ρ <sub>d</sub> / ρ <sub>w</sub> = 2.35	0.83	1.4
三点支持型	ρ <sub>d</sub> / ρ <sub>w</sub> = 2.25	0.45	2.3
長方形	ρ <sub>d</sub> / ρ <sub>w</sub> = 2.09	0.79	2.8

### 3.8.6 側壁護岸工

側壁護岸は、堰堤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する。

解説

1. 側壁の位置は、主堰堤取付部では図 2-1-66 によるものとし、副堰堤取付部では水通し袖部より後退させ、垂直壁部では水通し袖部に合わせるものとする。
2. 側壁護岸は、もたれ擁壁（前法勾配 5 分、裏法勾配 3 分、天端幅 50cm）を標準とする。護岸背後に盛土（切土斜面）がある場合は、道路土工擁壁工指針の多段ブロック積（石積）

擁壁のやむを得ない場合を適用し、上段積擁壁の悪影響（载荷重、排水）が下段擁壁（最下段は側壁護岸のもたれ擁壁）に及ばないようにし、標準構造のもたれ擁壁で擁壁の安定条件を満足するような構造にしなければならない。擁壁形状は本指針第4編第4章を参照するものとするが、設計条件がそれに該当しない場合は、最新の「道路土工 擁壁工指針（社）日本道路協会」に準拠して安定計算を行う。なお、切土法面が岩盤で自立するのであれば、この方針によらなくてもよい。

→下段積擁壁（最下段は側壁護岸のもたれ擁壁）と上段積擁壁の間に2 m以上の小段を設け、この小段には防水処置を行うものとする。

また、標準構造のもたれ擁壁（前法勾配5分、裏法勾配3分、天端幅50cm）で、擁壁高や地質条件により擁壁の安定条件を満足できない場合は、擁壁天端幅の増厚、裏法勾配の急勾配化等、安定条件を満足するような断面としなければならない。なお、代表的な断面や条件における検討結果については、本指針第4編第4章に掲載する。

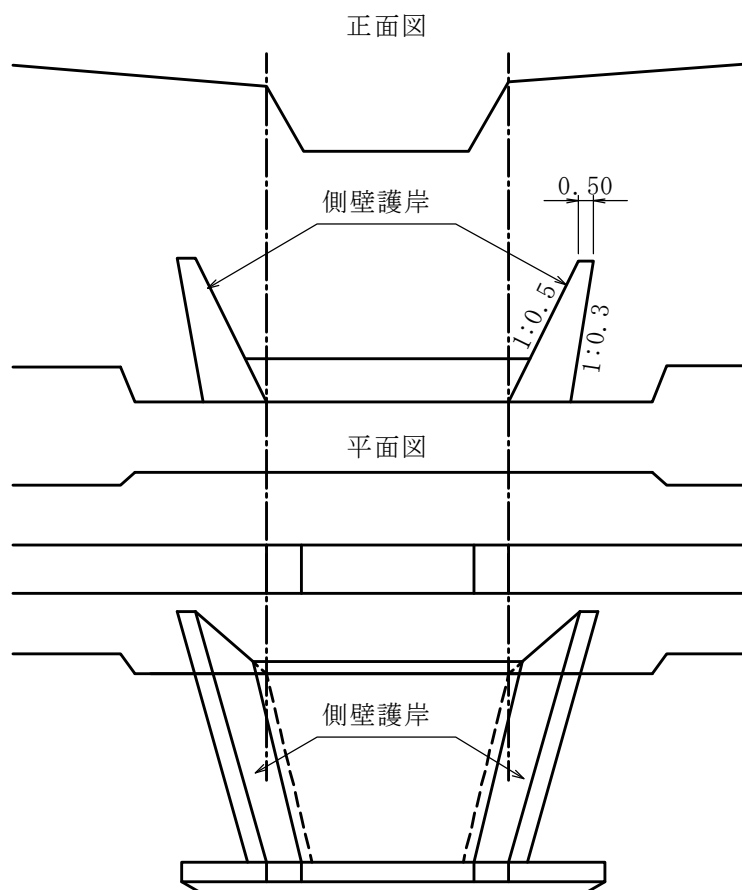


図 2-1-66 本堰堤部側壁標準位置図

3. 側壁の高さは、落水による被災を考慮し、主堰堤部では垂直部より1.0m程度高さを上げるものとする。ただし、ウォータークッションの場合の側壁は、主堰堤下流と副堰堤部を同高とする。なお、現地の状況によっては背後地盤との関係を考慮してこれ以上高くすることも可能である。

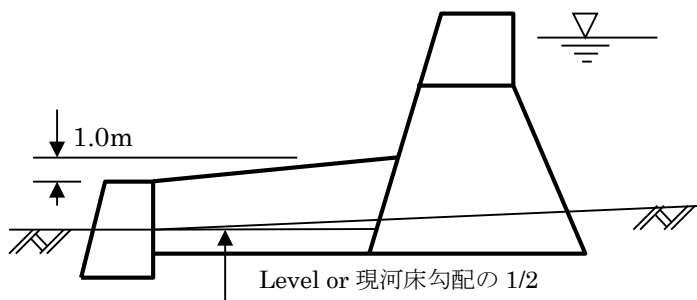


図 2-1-67 側壁高さの標準

4. 水抜パイプは原則として  $2\text{m}^2$  程度に 1 箇所設置する。パイプは千鳥配列とし、一段目は平水位より 0.20m 程度上に入れる。一般に天端から高さの  $1/3$  より上に設ける必要はない。

パイプは内径  $\phi 50\text{mm}$  程度の水抜孔（硬質塩ビパイプ VP50）とし、背後には吸い出し防止材を設置する。

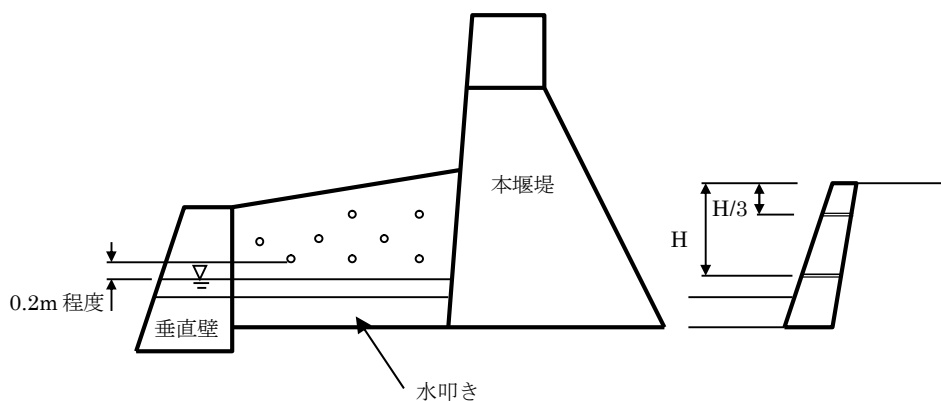


図 2-1-68 水抜きパイプ

5. 多段式（2 段、3 段・・・）の場合  
側壁の高さは、上流部天端まで高さを上げる（図 2-1-63）。  
側壁厚は、天端厚 0.5m とする。

### 3.8.7 取付護岸工

取付護岸工は、堰堤直下流の流路法線を整備するためのもので、必要最小限度長として計画する。

解説

- 溪流保全工の計画がある場合は、流量計算の上法線等を決定のこと。
- 護岸工が破壊しないようなめらかに現況溪岸へ取付ける。
- 護岸工に近い溪床において洗掘を生じる恐れがある場合は、根固工等によって、保護する。
- 取付護岸工の取付角度は、流心線に対して  $11^\circ$  以下とする。

### 3.9 付属物の設計

#### 3.9.1 水抜き暗渠

堰堤には、必要に応じ水抜き暗渠を設ける。  
水抜き暗渠は、その目的により大きさ、数及び配置を定めるものとする。

解説

1. 砂防堰堤における水抜きの目的は、
  - (1) 施工中の流水の切り替え
  - (2) 堆砂後浸透水を抜いて水圧を軽減する。
  - (3) 洪水流量、流砂量の調節
 等である。

これら目的によってその効果を十分発揮するような大きさ、数及び配置を決定すべきである。

ただし、施工中の流水の切替を目的とする場合は流水を切替しやすいように、配置、大きさを決定するべきである。

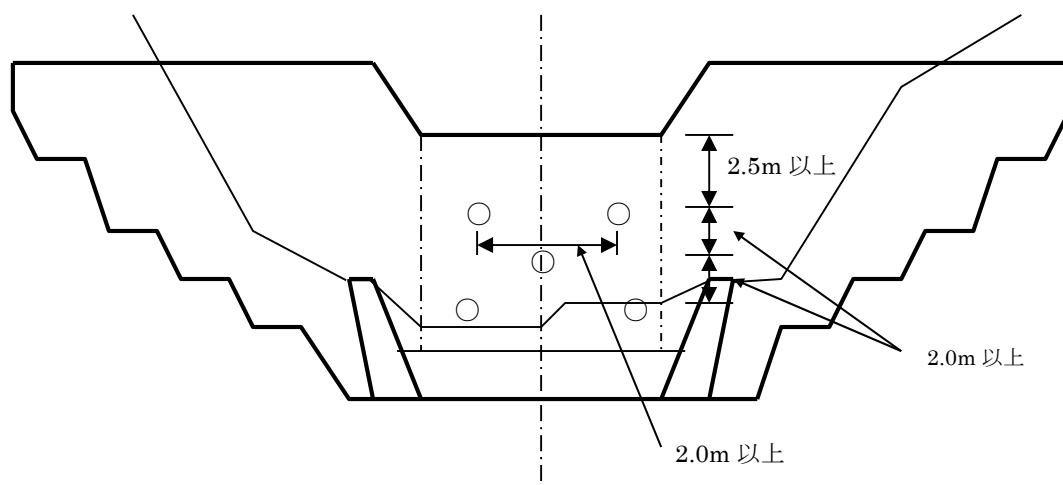


図 2-1-69 水抜き暗渠の設置例

2. 水抜き暗渠の位置は、下記を標準とする。
- (1) 下段水抜きは、在来溪床付近に設ける。
  - (2) 上段水抜きは、水通し天端から 2.5m 以上離して設ける。
  - (3) 水平に 2 箇所以上設ける場合は、縦横とも 2.0m 以上離して設ける。
  - (4) 水通し中心線で対称となるよう千鳥に配置する。（なるべく縦一直線上には配置しない。）
  - (5) 水抜きの位置は、水通し下幅の範囲内とする。
  - (6) 水抜きの形状は、円形とし内径 0.50m のヒューム管を標準とする。

### 3.9.2 間詰工

堰堤の上下流の余掘部を所定の高さまで、基礎部及び嵌入部を間詰により保護しなければならない。

#### 解説

間詰とは堰堤の基礎及び袖部を地山に嵌入させるため、掘削した部分を十分に締固めながらもとの地盤線(地山線)までに埋戻すことをいう。しかし、埋戻した部分は注意して締固めをしても、もとの地山と比較して、弱部となるため、これらの埋戻した表面を保護する目的でコンクリート又は、積ブロック等で被覆するものとする。

間詰が不完全な場合、あるいは湧水排水処理が不十分な場合、浸透水又は洪水時の流水により袖部の崩壊や袖抜け等が生じ、堆積土砂の流出、更には堰堤倒壊の危険をはらんでいる。したがって、間詰の計画施工に当たっては、これらのことをふまえて、十分注意して行わなければならない。

#### (ア) 地山が土砂の場合

地山が土砂の場合は、ブロック積(張)工により埋戻し面または、地山線に沿い、袖の嵌入深を確保するような位置に設ける。間詰の両端は、堰堤と地山にしっかり接続させる。特に堰堤上流側については、基礎部より袖の上部までブロック積(張)工を連続させることを原則とする。ブロック積(張)工には、2m<sup>2</sup>程度に 1 箇所水抜孔（硬質塩ビパイプ VP50）を設置する。

#### (イ) 地山が岩盤の場合

岩盤を切込んだ場合、岩盤線までコンクリートで完全に埋戻すものとし、施工は本体コンクリートと同時に行うものとする。

#### (ウ) 地山が土砂と岩盤の場合

表土が比較的厚い場合であるが、堰堤の基礎及び袖部が岩盤に十分嵌入されているものについては、(イ) の岩盤の場合と同様の処置をするものとし、それ以外の場合は(ア)の土砂の場合に準ずる。しかし、この場合でも、岩盤と一体化を図るためにも間詰コンクリートを施工すること。

表 2-1-35 間詰工の標準適用区分

地 質	適 用 区 分	下 流 側	上 流 側
土 砂	地山の勾配が1割未満	積ブロック工 (控え 35cm)	積ブロック工 (控え 35cm)
	地山の勾配が1割以上1割5分未満	張ブロック工 (控え 35cm)	張ブロック工 (控え 35cm)
	地山の勾配が1割5分以上	植生工	植生工
岩		間詰コンクリート	間詰コンクリート
土砂と岩	表土が薄い場合 表土厚<50cm	間詰コンクリート	間詰コンクリート
	表土が厚い場合 表土厚≥50cm	間詰コンクリート とブ ロ ッ ク	間詰コンクリート とブ ロ ッ ク

上表は、一応の目安であり、現地の土質状況等を十分に勘案の上、上表により難しい場合には『道路土工；のり面工・斜面安定工指針』を参考にすること。

(参考)

現場状況に応じて、ブロックに替えて布製型枠工法やジオセル工法等を用いることもできる。以下に、施工事例を示す。

ただし、土石流の影響がある堰堤上流側の袖天端から下側への採用は行わないこととする。

《布製型枠工法施工事例》



《ジオセル工法施工事例》





（袖上部の対策）

袖上部の対策は、施工性や施工規模を十分考慮し、法枠工や積ブロック工等、又は安定勾配による切土と法面对策（植生工・モルタル吹付工等）など、法面保護を検討すること。

間詰工・袖上部の対策（参考図）

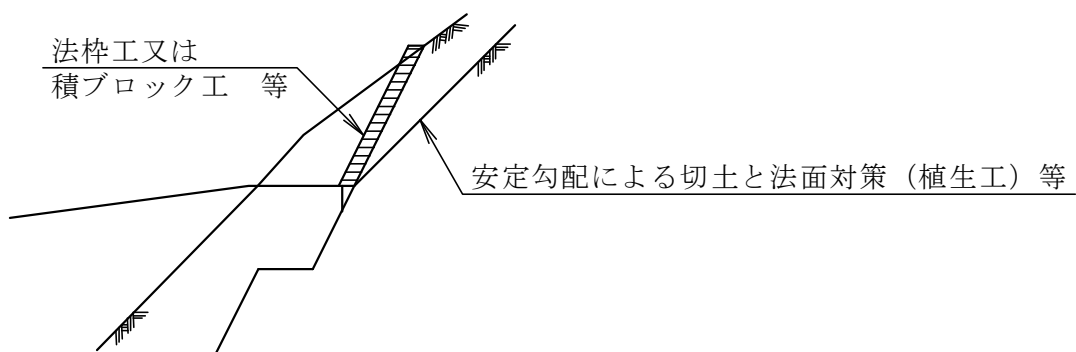


図 2-1-70 土砂の場合

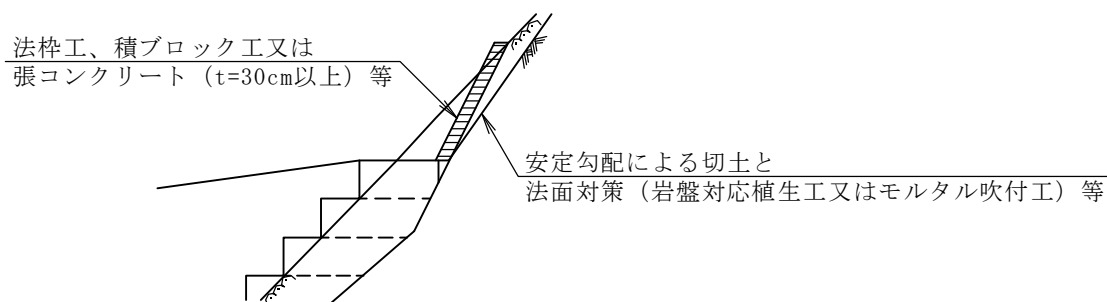


図 2-1-71 岩質の場合

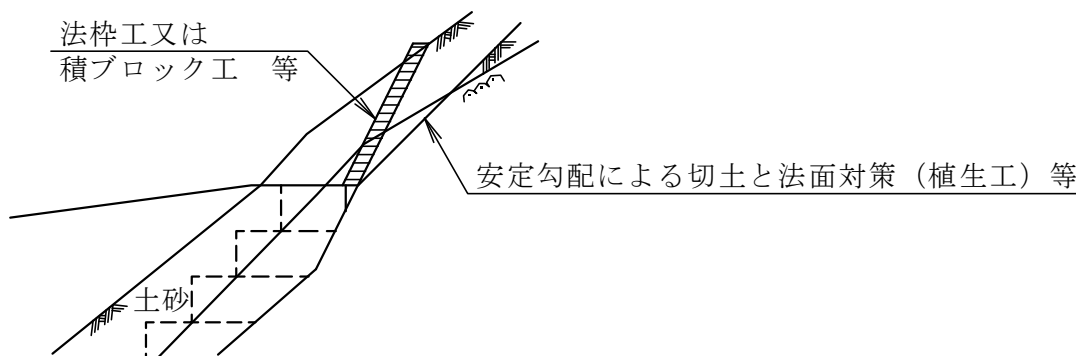
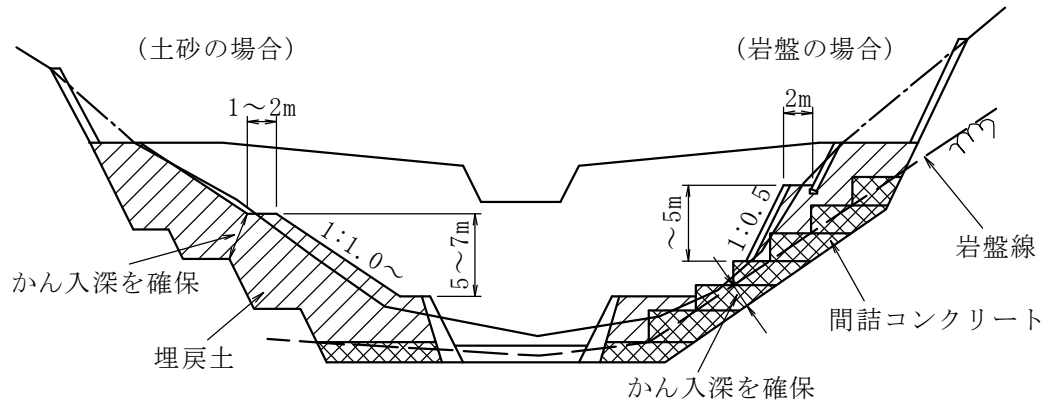


図 2-1-72 土砂と岩盤の場合



積ブロックは、「道路土工 擁壁工指針」に準じ、直高5m以下毎に幅2mの小段を設ける。1割以上の法勾配の間詰工は、「道路土工 盛土工指針」に準じ、直高5~7m毎に幅1~2mの小段を設ける。

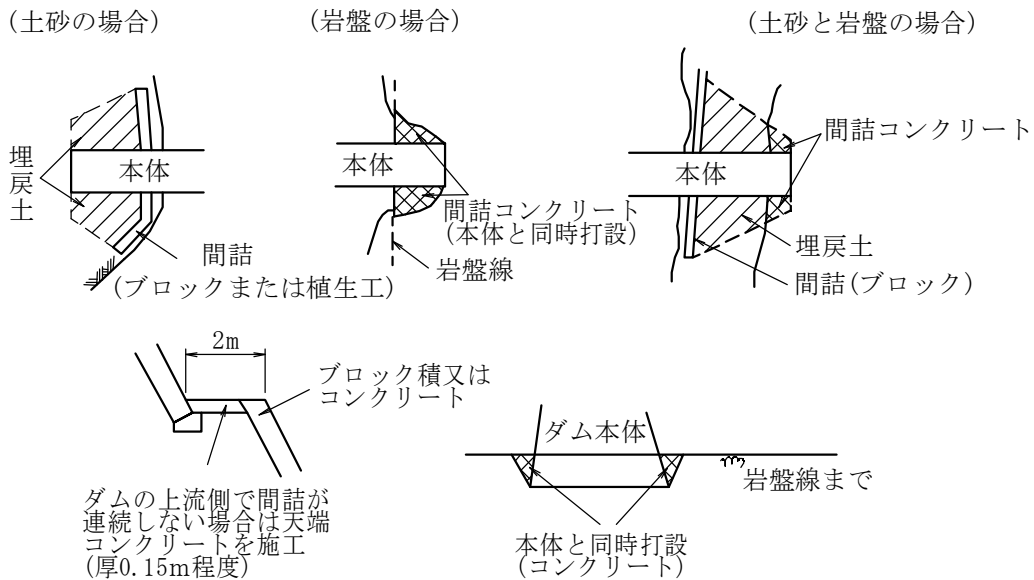


図 2-1-73 間詰工

岩盤の場合、間詰めを怠ると下流法先基礎は、落下する越流水のため洗掘のきっかけとなり、両岸嵌入部においては、特に風化を促進して数年後にはせっかく嵌入した袖部がほとんど露出して嵌入の意義がなくなることとなるため、余掘部に間詰工を計画し保護するものとする。

計上数量は、平均断面×所要延長とし、袖部の施工は階段状とする。なお、コンクリート打設は、本体と同時施工を原則とする。この場合、基礎部の型枠は控除し、又、袖嵌入部の型枠についても控除し、間詰工部分は別途計上する。

また、土砂の場合、あるいは岩盤が軟弱な場合には、堰堤の接岸部の上下流に間詰コンクリートにかわる工法として間詰め護岸(壁)を設置する。この場合、上流側の間詰工は水通し天端の鉛直線より山側とする。

3.9.3 伸縮目地（本堤、副堤、床固工、垂直壁）

堰堤軸直角方向のひびわれに対処するため、堰堤の延長が長くなる場合には 10m 程度毎に 1箇所 の伸縮目地を設けるものとし（※）、設計図書に明示する。  
 その位置は、原則として水通し部をさげ、水通し肩より 3.0m 以上離れた位置に設ける。

※出典：コンクリート構造物ひび割れ抑制対策マニュアル（令和4年4月：鳥取県）

解説

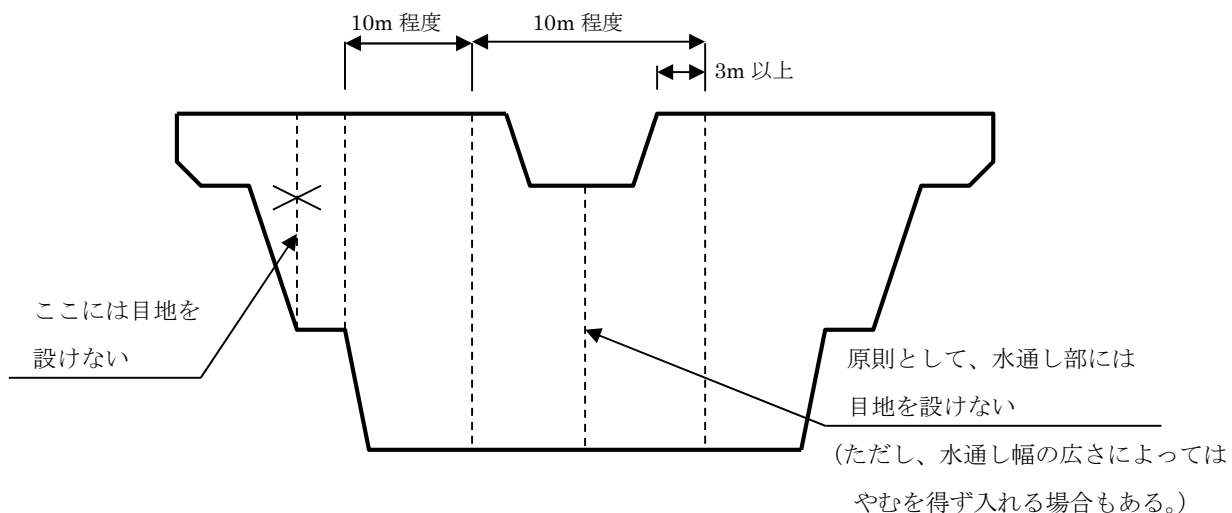


図 2-1-74 伸縮目地

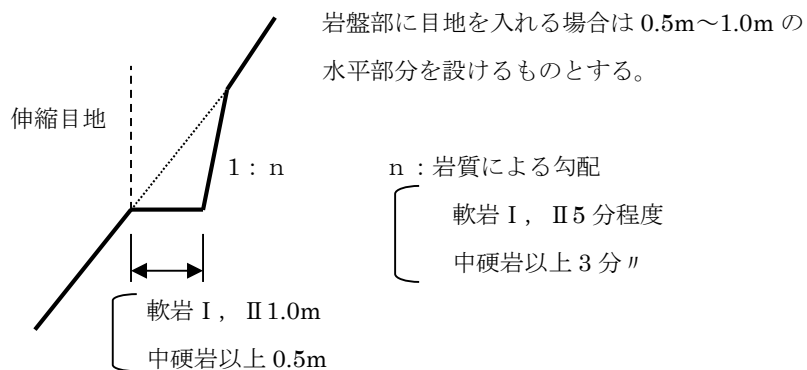


図 2-1-75 岩盤部の目地

○止水板

伸縮継目からの漏水防止として必ず止水板を設置するものとする。  
 その位置は、上流側法面より 0.5m で法面に沿わせて設ける。  
 なお、目地材は入れない。また、打ち継ぎ処理（チップング等）もしない。

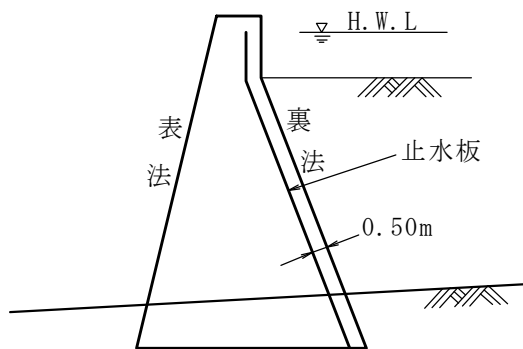


図 2-1-76

止水板設置図

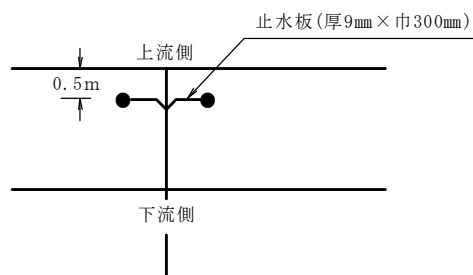


図 2-1-77

・やむを得ず水通部に伸縮目地を設ける場合

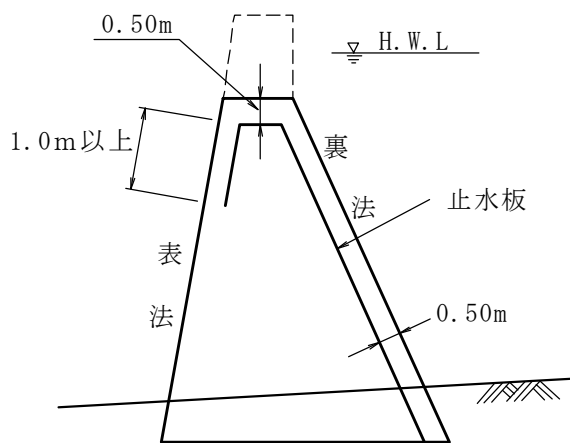


図 2-1-78

### 3.9.4 伸縮及び構造物間の目地（側壁護岸及び水叩き）

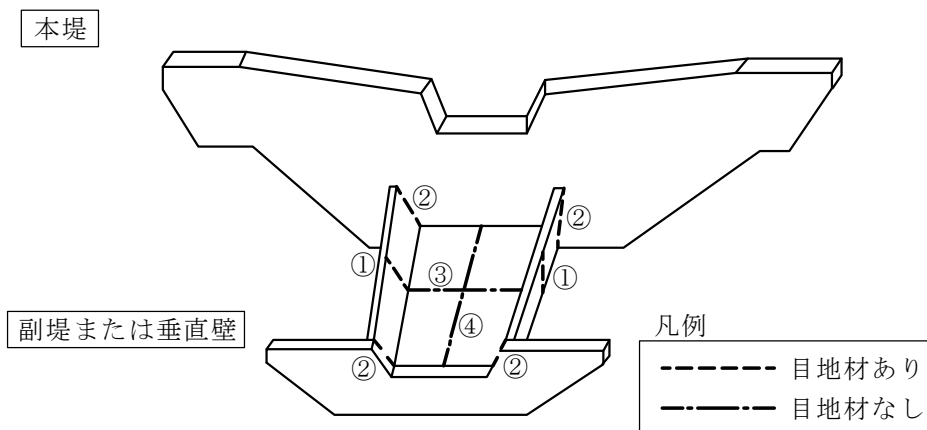
側壁護岸及び水叩きのひびわれに対処するため、側壁護岸及び水叩きの延長が長くなる場合には、10m 程度毎に1箇所、伸縮目地を設けるものとする（※）。その位置は、側壁護岸及び水叩きとも同じ位置に設ける。なお、止水板は入れない。側壁護岸内部の伸縮目地及び側壁護岸と水叩きを除く本堤、副堤、床固工及び垂直壁の各部接地面における構造物間の目地については、目地材（瀝青系目地材料厚は1cm）を入れるが、水叩き内部の伸縮目地及び水叩きと他の構造物間の目地については、目地材は入れない。打ち継ぎ処理（チップング等）もしない。側壁護岸内部及び水叩き内部に設ける伸縮目地は、設計図書に明示する。

※出典：コンクリート構造物ひび割れ抑制対策マニュアル（令和4年4月：鳥取県）

#### 解説

砂防堰堤各部の挙動はそれぞれ異なること、そして延長が長くなればひび割れが発生する可能性が増すことから、伸縮目地及び構造物間に目地を設ける必要がある。ただし、水叩きについては、目地材が流水や土石による摩耗等により喪失し、水叩きに損傷が生じる可能性があることから、水叩き内部の伸縮目地及び水叩きと他の構造物間の目地については、目地材は設置しないこととする。

なお、水叩きについて、堰堤袖直角方向については、原則として目地を設けない。ただし、水通し幅の広さによってはやむを得ず入れる場合もある。



- ① 側壁護岸内部に設ける伸縮目地（目地材あり：設計図書に明示する）
- ② 側壁護岸と水叩きを除く本堤、副堤、床固工及び垂直壁の各部接地面に設ける構造物間の目地（目地材あり）
- ③ 水叩き内部に設ける伸縮目地（目地材なし：設計図書に明示する）
- ④ 水叩き内部で、堰堤袖直角方向に設ける伸縮目地（目地材なし：設けないことを基本とするが、水叩き幅が20m以上となる場合は設けることもできる）

図 2-1-79 伸縮及び構造物間の目地（側壁護岸及び水叩き）位置図

## 第4節 透過型堰堤の構造

### 4.1 越流部の安定性

透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒及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。

#### 解説

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。

#### 4.1.1 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。

#### 解説

##### (1) 安定条件

##### ① 全体の安全性

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。

##### ② 透過部の部材の安全性

透過部を構成する断面は小さく、重力式構造と異なる場合が多いので、堤全体としては安全でも、部材が破壊することが考えられる。従って、部材の構造計算を行い、材料の強度に対して安全であることを確かめる必要がある。

透過型鋼製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解析してその安全を確認しておかなければならない。さらに、骨組が不静定構造となっている場合には、温度変化による影響のみについて検討する。

また、礫及び流木の衝突による変形によって、部材の座屈を引き起こし全体破壊に到ることが予想されるので、礫及び流木の衝突荷重に対する安全性についての検討も行うこととする。

透過型砂防堰堤の場合には、堰堤高は原則として15m未満とし、所定の安全率1.2を満足させるものとする。

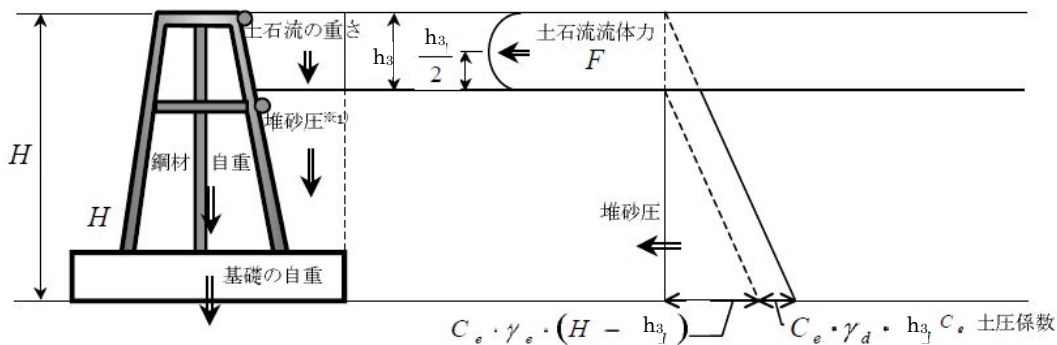
15m以上の透過型砂防堰堤の設計外力は原則として河川砂防技術基準（案）及び土石流・流木対策設計技術指針に基づくが、採用にあたっては実験等により十分検討を行うこととする。

4.1.2 設計外力

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。

解説

- ① 堆砂圧は土石流が上載されるものとして台形分布とする。
- ② 透過部分（スリット部分）には砂礫及び水は詰まっていない状態で自重を算定する
- ③ 透過型鋼製スリット堰堤のように透過率の高い場合においても、図 2-1-80 に示す堆砂圧および流体力を外力として堤体全体の安全性、部材の安全性を検討する。土石流自重が上載荷重となるので堆砂圧は台形分布となる。
- ④ 基礎コンクリートが厚い場合、基礎天端まで水位があるものとして静水圧を作用させる。



※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量 ( $\gamma_e = C_e \sigma g$ ) を用いる。

図 2-1-80 設計外力（土石流時）

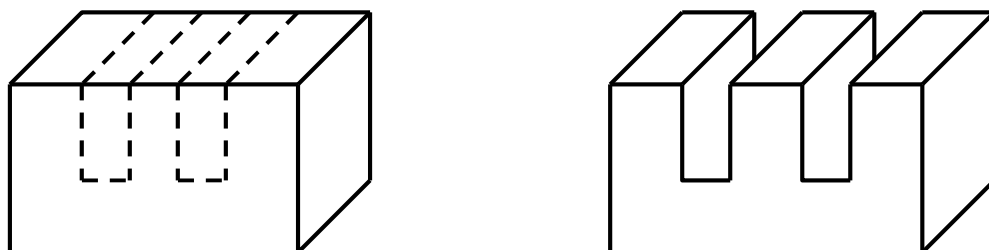
- ⑤ コンクリートスリット砂防堰堤の場合、設計外力、安定条件等は、不透過型砂防堰堤に準じて行なうものとする。但し、堤体自重は水通し部の堤体ブロック全体の重量と、スリット部を含んだ水通し部のブロックの体積より算出した容積の単位体積重量を用いて計算する。（図 2-1-81 を参照）

$$\gamma_{rc} = W_{rc} / V_c \quad \dots (2-1-97)$$

$\gamma_{rc}$  : 見かけのコンクリート単位体積重量

$W_{rc}$  : スリット部を除いた堤体重量

$V_c$  : スリット部を含む堤体積



スリット部を含む水通しの堤体積 ( $V_c$ )    スリット部を除いた水通し堤体積 ( $W_{rc} / \gamma_{rc}$ )

図 2-1-81 スリット部における水通しの堤体積

⑥ 透過型砂防堰堤は、表 2-1-36 により所定の安全率を満足させるものとする。

表 2-1-36 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		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。

#### 4.1.3 設計流量

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。

解説

土石流ピーク流量は、本指針第1編第6章 2.3 に示した方法に基づき算出する。

#### 4.1.4 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。

解説

設計水深は、①と②を比較し、大きい値とする。ただし、土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の透過型堰堤においては、設計水深は①と③を比較し、小さい値とする。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。

①土石流ピーク流量に対する越流水深の値

（本指針第2編第1章 3.4 参照）



②最大礫径の値

（本指針第2編第1章3.4参照）

③土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

（本指針第2編第1章3.4参照）

## 4.2 透過部の構造検討

### 4.2.1 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。

#### 解説

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・流木の衝突による、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。
- ・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とは判断される場合、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。

#### 4.2.2 鋼製部材の種類と適用条件

透過部に鋼製部材を用いる場合は、最新の技術情報を収集し、経済性等の比較検討を行い選定する。

##### 解説

鋼製砂防構造物は、屈壊性や浸透性などの機能面、工期短縮や通年施工あるいは省力化などの施工面等でコンクリート構造物では得にくい特色があり、これらの特長を生かしてこれまでに数多くの製品が開発されてきている。適用にあたっては、最新の技術情報を収集し、経済性等の比較検討を行い、選定する。なお、選定する鋼製部材は、土石流の捕捉実績があり、信頼性が確認された構造とする。

表 2-1-37 に、代表的な鋼製部材の種類と適用条件、表 2-1-38 に各鋼製部材の概要を示す。

表 2-1-37 鋼製部材の種類と適用条件（透過型砂防堰堤）

主たる部材	種類	名称	設計可能形状	
			鋼製高（透過高）	スリット純間隔
鋼材	鋼管フレーム型 砂防堰堤	格子型 2000C 格子型鋼製砂防堰堤	8.0m～20m 級まで	0.5m 以上
		鋼製スリット堰堤 AB 型	2.0m～15.0m 未満	0.4m 以上
		鋼製スリット堰堤 B 型	2.0m～15.0m 未満	0.4m 以上
		鋼製スリット堰堤 T 型	2.0m～12.0m	0.4m 以上
		J-スリット堰堤	2.0m～12.5m	0.4m 以上
鋼材と コンクリート	バットレス型 砂防堰堤	CBBO 型砂防堰堤	2.0m～12.5m	0.3m 程度以上
		HBBO <sup>+</sup> 型砂防堰堤	2.0m～12.5m	0.3m 程度以上

※設計可能形状は、令和4年7月メーカーから聞き取り。

※着色部の構造形式は、旧型であるため採用にあたっては注意が必要。

表 2-1-38 鋼製砂防構造物の概要

構造物名	概要
<p>格子形-2000C 格子形鋼製砂防堰堤</p> 	<p>格子形-2000C（格子形鋼製砂防堰堤含）は立体格子型フレーム形状（ラーメン+斜材による構造）で、高さに応じて上下流方向の柱本数を増減する特徴があり、ハイダム対応も可能である。</p> <p>高い冗長性を有し、大規模な土石流や背の高い堰堤、また最下流堰堤に用いても安全を確保できる。そして、それを証明する豊富な土石流・流木の捕捉実績を有している。</p>
<p>鋼製スリット堰堤 AB 型 鋼製スリット堰堤 B 型</p> 	<p>鋼製スリット堰堤 B 型およびその改良型の AB 型は、櫓（やぐら）状の独立したユニット形式である。</p> <p>流れ方向・堰堤軸方向につなぎ梁を結合した冗長性（リダンダンシー）の高い立体フレーム構造であり、偏心荷重（面外荷重）に対しても安全性が高い。</p>
<p>鋼製スリット堰堤 T 型</p> 	<p>鋼管製の梁材と柱材で構成された鋼製フレームを砂防堰堤の非越流部コンクリート間、または開口部内に設置されたバットレスコンクリート間に配置した平面格子構造（直面）の鋼製透過型砂防堰堤である。</p>
<p>J-スリット堰堤</p> 	<p>土石流の捕捉面を最上流側縦・横材とし、基本形状は縦・横材純間隔を最大礫径 D95 の 1.0 倍以下に設定する。また、基礎の形式はコンクリート基礎とする。なお、透過部鋼製部の形状を構造上合理的な△フレームとし、上流側部材の凹み変形と梁のたわみ変形にて土石流の礫・流木の衝突エネルギーを吸収する。</p> <p>有効高さが 8m を超える場合は、越流落下礫に対する対策として底を設ける。</p>
<p>CBBO 型砂防堰堤 HBBO+ 型砂防堰堤</p> 	<p>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、その直前面にそれと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鋼殻をまとったコンクリート扶壁（バットレス）による、構造部材と機能部材を完全に分離形成した立体構造の閉塞型透過型堰堤である。</p> <p>HBBO+型は、機能部材のうち縦ビームを最下段のみに配置した新たな透過部断面の設定方法によって、一連の設計施工の合理化を図った CBBO 型の改良タイプである。</p>

出典：流木捕捉工設計事例集（令和 2 年 9 月）

### 4.2.3 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。

解説

構造検討を行う設計外力の組み合わせを表 2-1-39 に示す。

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。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。

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。

透過部の部材の設計においては、表 2-1-36 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。

さらに、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（ $\theta_{e2}$ ）を想定し、さらに余裕角（ $\theta_{e3}$ ）を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度（ $\theta_{e1}$ ）を設定する。

（図 2-1-81 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。

表 2-1-39 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

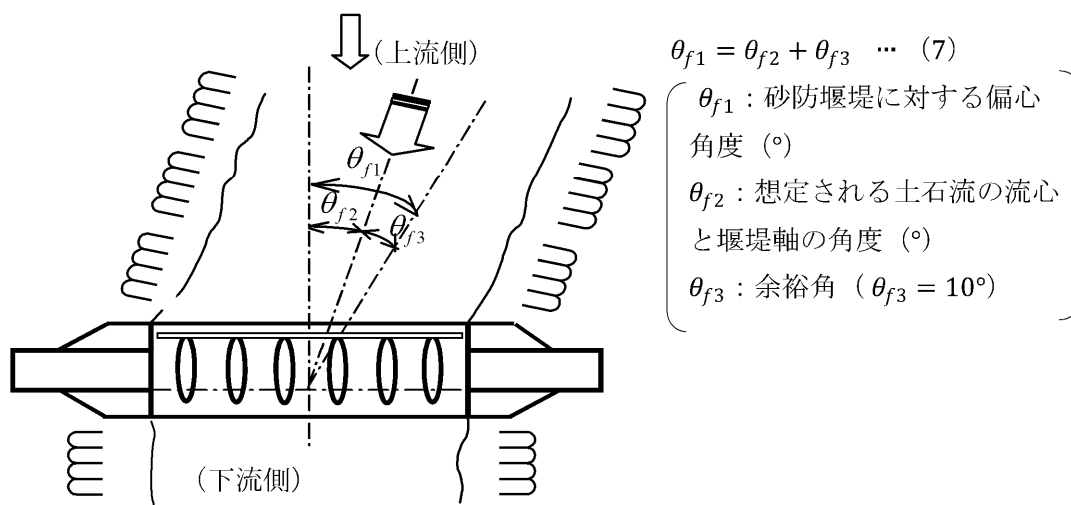


図 2-1-82 透過部材に対する偏心荷重（溪流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合）

### 4.3 本体構造

#### 4.3.1 水通しの位置

不透過型堰堤と同様とする。（本指針第2編第1章 3.5.1 参照）

#### 4.3.2 水通し断面

原則として不透過型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せる断面とする。（本指針第2編第1章 3.5.2 参照）

#### 解説

透過型堰堤の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よい。ただし、土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の透過型堰堤においては、土石流ピーク流量と土砂含有を考慮した流量を比較し、小さい方の流量を流し得る断面とする。

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。

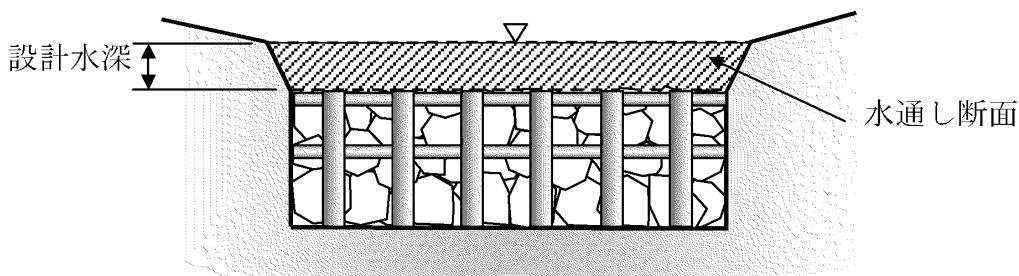


図 2-1-83 水通し断面（斜線部）

### 4.3.3 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。

解説

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。ただし、最下流に設置する場合、下流河道や保全対象への影響を配慮して谷幅よりも狭くしている例もある。

なお、開口部の幅は、「本章 3.5.2 水通し断面」の水通し幅の最小幅である 3m 以上を原則とする。

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。

なお、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。

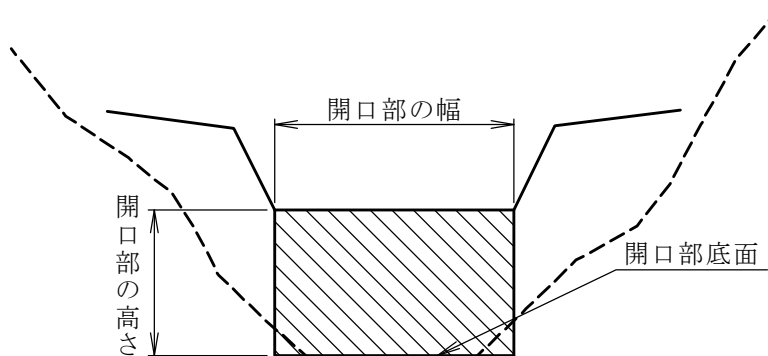


図 2-1-84 透過型砂防堰堤の開口部（斜線部）

### 4.3.4 透過部断面の設定

透過型砂防堰堤の透過部断面は、土石流の礫径、および施設の目的等により決定する。

解説

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 2-1-85 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（ $D_{95}$ ）、最多礫径（ $D_{80}$ ）、流木長、流況、流域内の既施設配置状況等に十分留意する必要がある。

水平純間隔は、土石流の流下区間においては最大礫径（ $D_{95}$ ）の 1.0 倍程度、土石流の堆積区間においては最多礫径（ $D_{80}$ ）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、鉛直純間隔も土石流の流下区間においては最大礫径（ $D_{95}$ ）の 1.0 倍程度、土石流の堆積区間においては最多礫径（ $D_{80}$ ）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、最大礫径（ $D_{95}$ ）の 1.5 倍程度以下、かつ、平時の水深よりも高く設定するものとする。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 2-1-40 参照）

実験（図2-1-86参照）によると、土砂容積濃度が高い場合においては、水平純間隔及び鉛直純間隔が最大礫径（ $D_{95}$ ）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、水平純間隔及び鉛直純間隔を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。

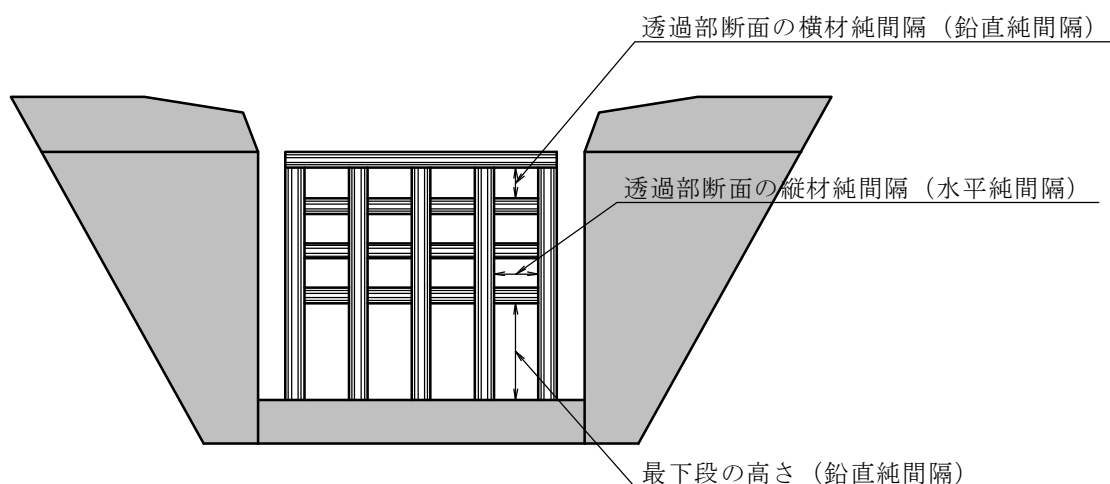


図2-1-85 透過部断面の純間隔

表2-1-40 透過型砂防堰堤における透過部断面の設定について

平均溪床勾配	水平純間隔	鉛直純間隔	最下段の透過部断面高さ
$1/6 \leq I$	$D_{95} \times 1.0$ ※1	$D_{95} \times 1.0$ ※1	$D_{95}$ の1.5倍程度以下※2、 かつ、平常時の水深よりも高く ※3
$1/30 \leq I < 1/6$	$D_{80} \times 1.0$ ※1	$D_{80} \times 1.0$ ※1	

※1 上述の通り、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 土石流堆積区間など土石流フロント部が形成されにくいと推定される場合には、最下段の透過部の高さを $D_{95}$ の1倍程度とする。

※3 上述の通り、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）

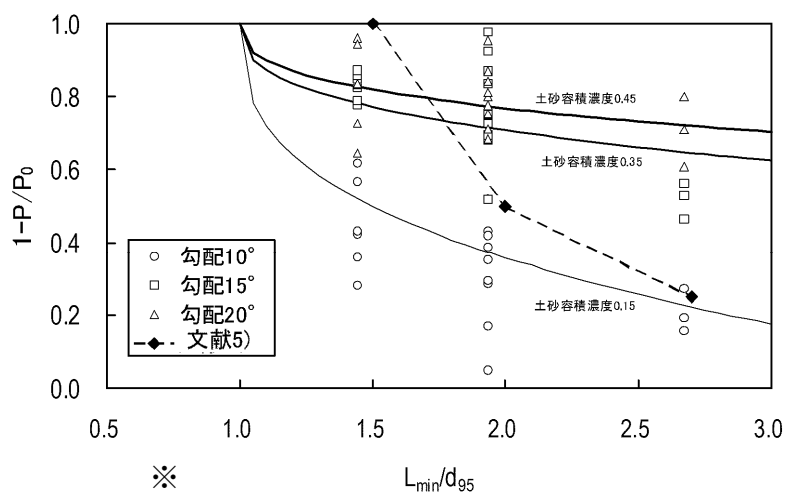


図 2-1-86 土石流のピーク流砂量の変化

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。

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

#### 4.3.5 部材及び構造

透過型砂防堰堤は土石流発生時に長時間砂礫の衝突をくり返し受ける可能性があるため、摩耗や一部の破損が構造物全体に致命的な影響を及ぼさないように部材、構造を選択する。

解説

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などの処置をとることとする。

#### 4.4 基礎の設計

不透過型堰堤と同様とする。本指針第2編第1章3.6に準ずる。

解説

コンクリート透過型堰堤の基礎は、不透過型と同様とする。また、鋼製スリット堰堤の基礎は、鋼製砂防構造物便覧等に準拠する。



#### 4.5 非越流部の安定性および構造

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。

##### 解説

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（本指針第2編第1章 3.5.5（4）参照）。

上流法勾配は、「新編 鋼製砂防構造物設計便覧（令和3年版）」p.133に準拠して1:0.2～0.3程度とする。

下流法勾配は、上流法勾配を定めたあと、安定計算によって安全で最も経済的になるよう定める。

#### 4.6 前庭保護工

透過型堰堤の前庭保護工は、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。

##### 解説

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ことが多い。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、及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、その必要性を十分吟味して計画する。

なお、副堰堤又は垂直壁の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。余裕高の考え方は、本指針第2編第1章 3.5.2を参照。

透過型堰堤において、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とは、以下の2条件を満たす場合である。

- ① 天端を越えて下流へ落下する後続流の落下点が透過部底版の外（下流側）にある。
- ② 透過部底版が、き裂の少ない硬岩に岩着していない。

上記を言い換えると、後続流が越流しても、透過部底版内に落下する場合や、透過部底版が、き裂の少ない硬岩に岩着している場合には、洗掘が起こる可能性は低いと考えられる。つまり、天端を越えて下流へ落下する後続流の落下点が底版内になるよう底版長を計画すれば、前庭保護工は不要となる。透過部の構造形式（堤高、底版長）や土石流の流速・流量、また河床の状態によって、前庭保護工の必要性が変わるので、箇所毎に検討が必要である。

天端を越えて下流へ落下する後続流の落下点については、本指針第2編第1章 3.5.5（2）下流法勾配の考え方を準用する。

## 第5節 部分透過型堰堤の構造

### 5.1 越流部の安定性

部分透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒及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。

解説

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、部分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。

#### 5.1.1 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。

解説

(1) 安定条件

① 全体の安全性

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。

③ 透過部の部材の安全性

部分透過型砂防堰堤の透過部の部材の安全性は透過型砂防堰堤と同様とする。

#### 5.1.2 設計外力

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。

解説

① 安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表 2-1-41 のとおりとする。

表 2-1-41 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	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	静水圧、堆砂圧、 揚圧力

② 安定計算に用いる設計外力は図 2-1-87 に示すように透過部と不透過部に作用させる。

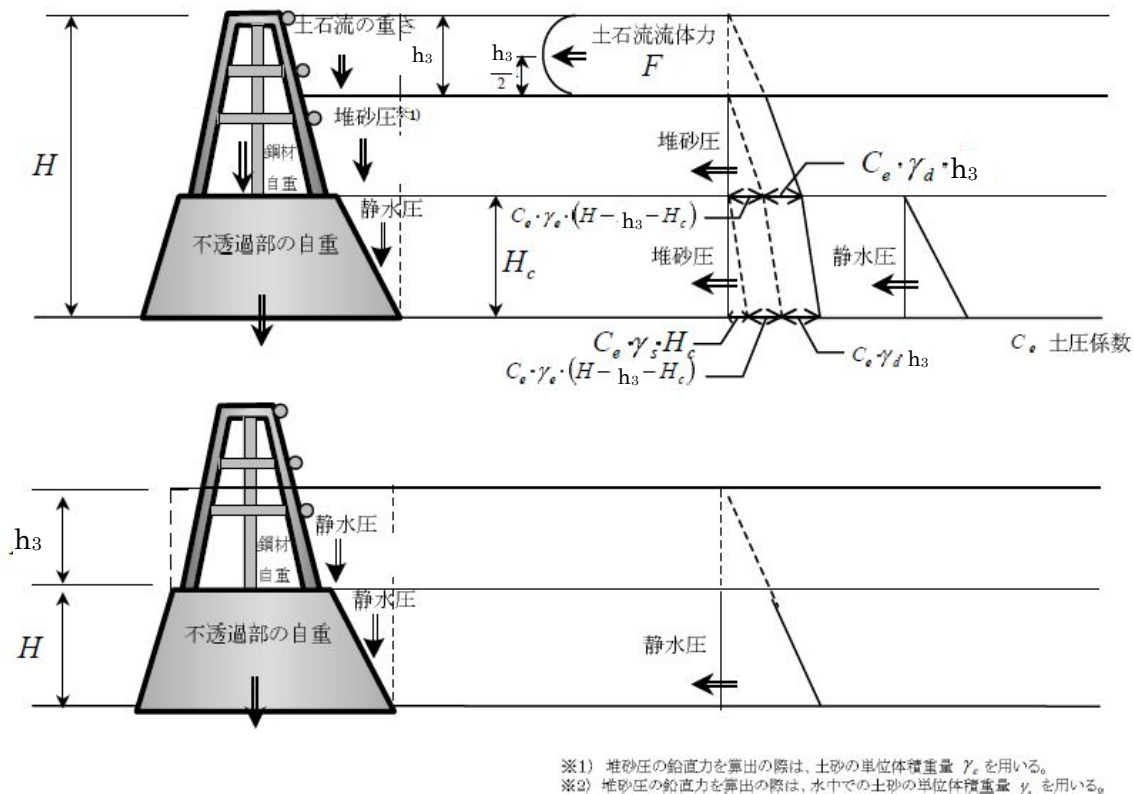


図 2-1-87 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力  
( $H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

③ 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。

### 5.1.3 設計流量

設計流量は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

解説

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。

(本指針第2編第1章 3.3 参照)

### 5.1.4 設計水深

設計水深は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

解説

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。

(本指針第2編第1章 3.4 参照)

## 5.2 透過部の構造検討

### 5.2.1 構造検討条件

透過部の構造検討は透過型砂防堰堤と同様とする。

解説

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。

（本指針第2編第1章4.2参照）

### 5.2.2 設計外力

構造検討で考慮する設計外力は、透過型砂防堰堤と同様とする。

## 5.3 本体構造

### 5.3.1 水通しの位置

不透過型堰堤と同様とする。（本指針第2編第1章3.5.1参照）

### 5.3.2 水通し断面

水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする。

解説

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。

（本指針第2編第1章3.5.2参照）

### 5.3.3 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。

解説

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。

（本指針第2編第1章4.3.3参照）

### 5.3.4 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。

解説

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。

（本指針第2編第1章 4.3.4 参照）

### 5.3.5 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。

解説

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。

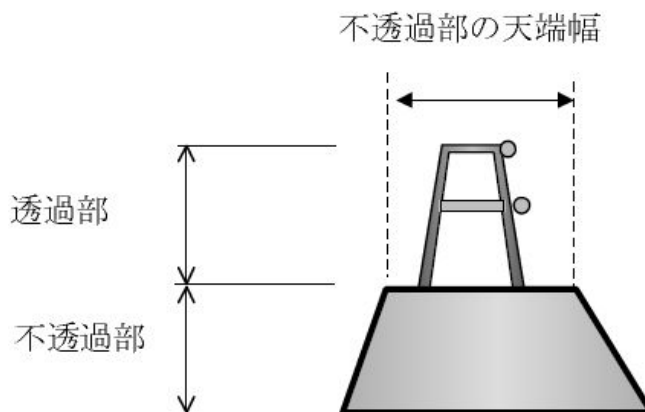


図 2-1-88 部分透過型砂防堰堤越流部側面図（例）

### 5.3.6 下流のり

下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

解説

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。

（本指針第2編第1章 3.5.5 (2) 参照）

### 5.3.7 基礎

基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

解説

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

（本指針第2編第1章 3.6 参照）

#### 5.4 非越流部の安定性および構造

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。

##### 解説

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。  
（本指針第2編第1章3.5.5（4）参照）

#### 5.5 前庭保護工

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。

##### 解説

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。

（本指針第2編第1章3.8.参照）

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。なお、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。

## 第6節 除石（流木の除去を含む）

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、定期的および豪雨後、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。

また、除石（流木の除去を含む）を前提とした施設の効果量を見込む場合は、堆砂後の除石（流木の除去を含む）のため、管理用道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。

### 解説

土石流・流木捕捉工は計画捕捉量および計画堆積量が大きいかほど効果が大きいので、定期的または出水後に堆砂状況を調査する。

定期的および出水の後に堰堤堆砂状況の調査を行い、必要に応じて除石・除木の処置を講ずる。また、土石流発生後は、施設の被害について必要に応じて点検を行い、破損等に対し必要な処置を講ずる。

透過型砂防堰堤や部分透過型砂防堰堤については、流木等によって透過部断面が閉塞しないよう管理する。

## 第7節 砂防堰堤の改築

### 7.1 適用

本手法は、既設堰堤の天端幅が土石流対策堰堤として必要とする幅（3.0m）を満たしていない場合において、本堤に腹付けコンクリートを実施する箇所の設計に適用する。

### 7.2 基本条件の検討

現地調査、地形図、およびボーリング調査等で得られた結果をまとめ、設計条件を整理し、現状での安定計算を実施して、本堤の断面を決定する。

なお、ボーリング調査等の結果から、堤体材料が粗石コンクリートなど強度が低い材料の場合、改築を行うことが困難であることが予想されるため、堰堤新設なども検討する必要がある。

### 7.3 コンクリート腹付けの設計

下流側の腹付けでは、既設の前庭保護工などの改修を検討する必要がある。また、上流側の腹付けでは、土砂が堆砂している場合は掘削を伴う。腹付け位置の決定は、経済性のみならず、現地の状況や施工性を考慮する必要がある。なお、腹付けコンクリート量によって、追加買収等の必要性があることに留意する。

安定計算は、本指針に準じて行うものとするが、腹付け工法で実施する場合、堰堤新築の際の安定計算（滑動・転倒・地盤支持・袖部の検討）のほかに、増し打ち部材の検討・新旧コンクリート一体化の検討・ひび割れ対策の検討などの項目を追加して検討し、改築された堰堤が一体の構造物として機能することを確認する。腹付けを実施する場合、一体化を図るための用心鉄筋の配置については、一例を図 2.1.89 に示す。鉄筋径および定着長を算出する計算については、一例を「本指針第4編第5章コンクリート腹付けの設計」に示す。

また、腹付けを行う範囲は、既設堰堤形状と同等とし、根入れ長や嵌入長が不足している場合においても既設堰堤以上の嵌入を行わないことを基本とする。

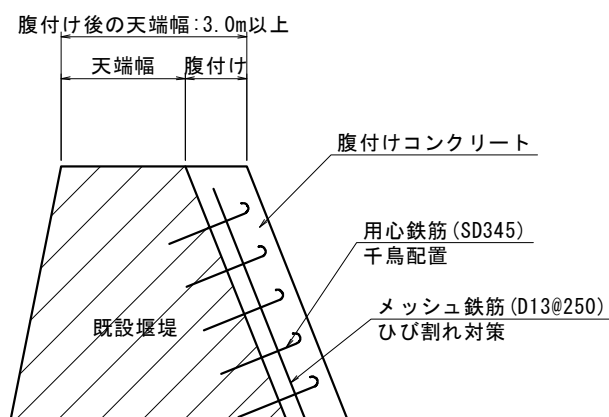


図 2.1.89 腹付けコンクリート検討の一例



第2章 その他の土石流対策施設

第1節 土石流導流工

1.1 断面

土石流導流工の断面は、土石流の流量、水深（本指針第1編第6章2.4参照）を考慮し、これら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。

解説

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（本指針第2編第7章参照）を計画するものとする。

余裕高は次のとおりとする。

表 2-2-1

流 量	余裕高 (ΔH)
200m <sup>3</sup> /s 以下	0.6m
200~500m <sup>3</sup> /s	0.8m
500~2000m <sup>3</sup> /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 2-2-2

勾配	ΔH/H
1/10 以上	0.5
1/10~1/30	0.4

ここで、H：水深 (m) である。

## 1.2 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。

解説

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。地形及び土地利用等の理由によりやむ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  $30^\circ$  以下とする。

$$B_r / \theta_{r(IN)} \leq 0.1 \quad \cdots (2-2-1)$$

ここで、 $B_r$ ：流路幅、 $\theta_{r(IN)}$ ：湾曲部曲率半径を示す。

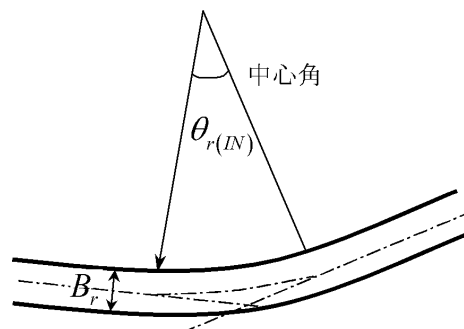


図 2-2-1 土石流導流工湾曲部の法線形

## 1.3 縦断形

土石流導流工の縦断図は、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。

解説

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。

## 1.4 構造

### (1) 溪床

堀込み方式を原則とする。

(2) 湾曲部

湾曲部では外湾側の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

解説

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。

土石流： $D_{d(OUT)max} = D_d + 2 \cdot (B_r \cdot U^2) / (\theta_r \cdot g) \dots \dots \dots (2-2-2)$

清水（射流）で、

$$D_{d(OUT)max} = D_d + (B_r \cdot U^2) / (\theta_r \cdot g) \dots \dots \dots (2-2-3)$$

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）

$\theta_r$ ：水路中央の曲率半径（m）

$g$ ：重力の加速度（9.81m/s<sup>2</sup>）である。

## 第2節 土石流堆積工

### 2.1 土石流堆積流路

#### (1) 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。

#### 解説

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、土砂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。したがって、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。

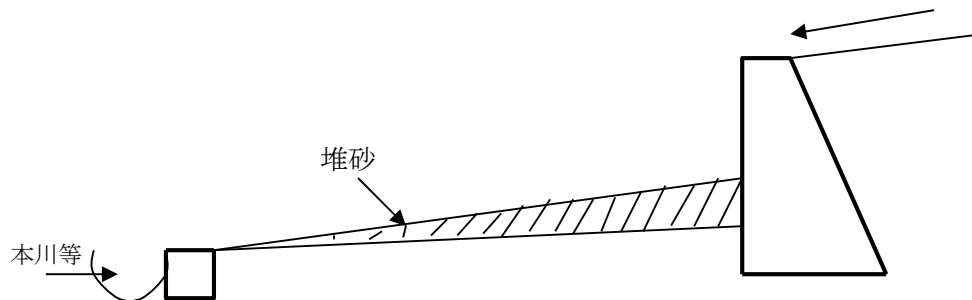


図 2-2-2 土石流堆積流路

#### (2) 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には、すみやかにこれを除石する。

## 2.2 土石流分散堆積地

### (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。

#### 解説

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。

土石流の流動性が低く、溪床勾配が急勾配なほど土石流は拡散しにくいので、分散堆積地の形状は細長い形状とする。土石流及び溪床勾配の特性が逆の場合は、巾広の形状とする。

### (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。

#### 解説

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) 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。

#### 解説

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は、「(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。

### (4) 構造

土石流分散堆積地の上、下流端には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。

#### 解説

土石流分散堆積地は上下流端の砂防堰堤（または床固工）、拡散部、堆積部及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( $W_2$ )は上流部流路幅 ( $W_1$ ) の 5 倍程度以内を目安とする。

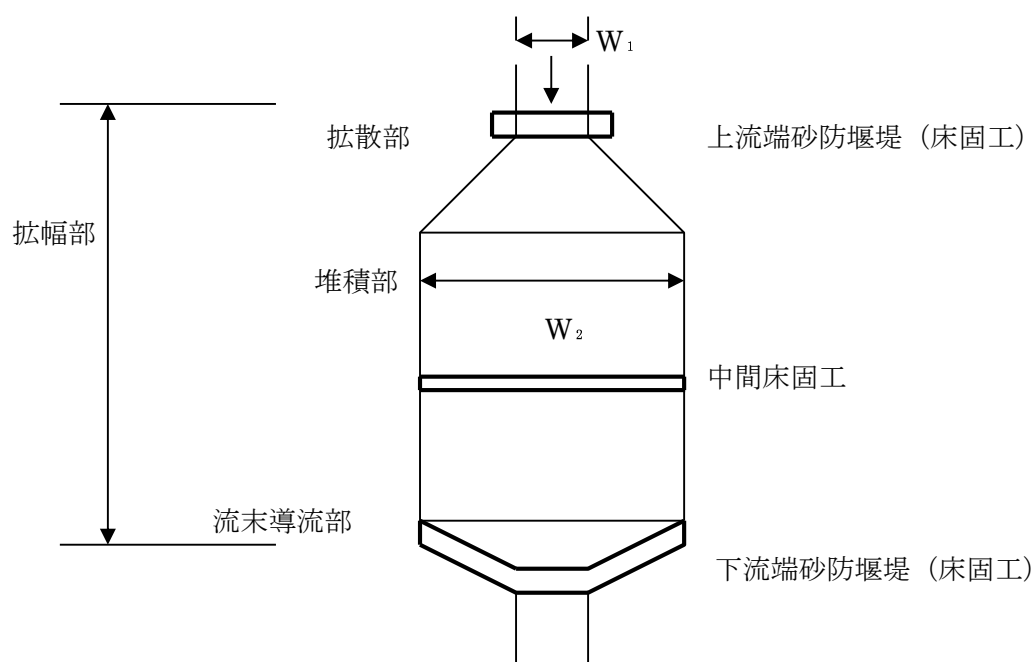


図 2-2-3

(5) 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。堆砂後の除石のため、除石方法、搬出方法、土捨場をあらかじめ検討しておく。

解説

除石方法及び搬出方法の検討においては、濁水、騒音、粉塵対策を考慮する。

第3節 土石流緩衝樹林帯

土石流緩衝樹林帯は、土石流堆積区域で土石流の流速を低減させる目的で土石流堆積区域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。

解説

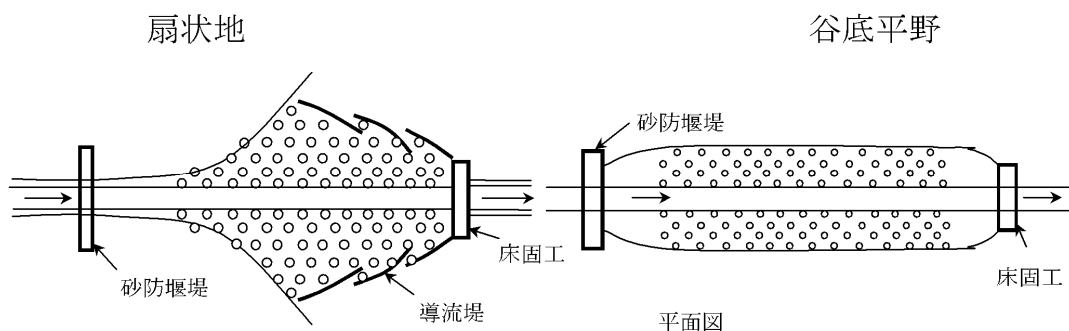


図 2-2-4 土石流緩衝樹林帯

1. 利用導入樹種

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成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、計画区域内の溪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樹林帯の保育を行い、必要に応じて下刈、補植等を行う。

第4節 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、表法先の洗掘に注意する。

解説

(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( $\theta$ )は $\theta < 45^\circ$ とする。土石流の流向を $45^\circ$ 以上変更する場合、および保全対象の分布が広く導流堤が長くなる場合は導流堤を複数に分割し、霞堤方式に配慮する。

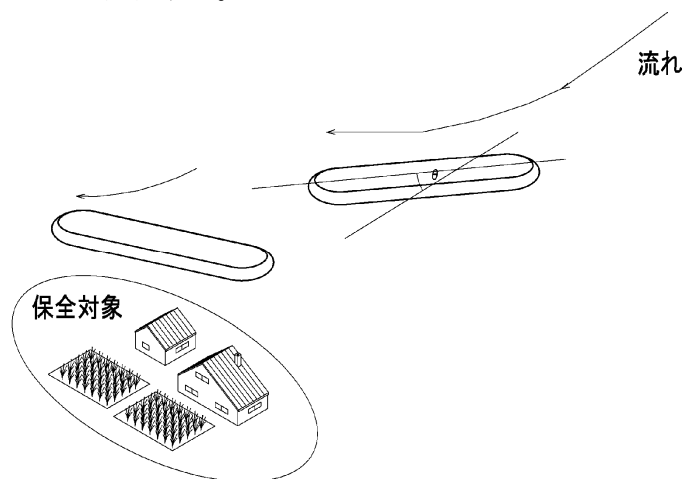


図 2-2-5 土石流導流堤の法線

(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する。高さは土石流の水深に余裕高を加えたものとする。(本指針第2編第2章 1.1 参照)

土石流の速度および水深は本指針第1編第6章 2.4 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、及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

土石流発生後、必要により除石を実施する。



## 第5節 土石流・流木発生抑制工

### 5.1 溪床堆積土砂移動防止工

床固工等で溪床堆積物の移動を防止する工法である。

#### 解説

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しない構造とする。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本指針第2編第1章 3.1 を参考とし、土石流荷重を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にはコンクリート製、鋼製枠製等がある。水通し断面は本指針第2編第1章 3.5.2 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本指針第2編第1章第3節不透過型砂防堰堤に準ずる。

### 5.2 土石流発生抑制山腹工

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はかる。

#### 解説

土石流とな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ものとする。山腹保全工は「山腹保全工の手引き（案）」に基づいて行なう。

## 第6節 維持管理

土石流対策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、必要に応じて除石等を行なう。

#### 解説

土石流捕捉工は貯砂容量が大きいほど効果が大きいので、不透過型堰堤では、定期的または出水後に堆砂状況を調査する。

透過型砂防堰堤についても、流木等によって閉塞しないよう管理する。

定期的及び出水の後に堰堤堆砂状況の調査を行い、必要に応じ除石等の処置を講ずる。

土石流発生後は、施設の被害を必要に応じ点検を行い破損等に対し必要な処置を講ずる。

## 第3章 流砂調整堰堤

### 第1節 総説

#### 1.1 設計手順

砂防堰堤の設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、かつ、その機能が長期間保持されるよう安全性を考慮するとともに、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

(本指針第2編第1章1.1に準じる。)

#### 1.2 堰堤型式の選定

堰堤の型式には、重力式コンクリート堰堤、アーチ式コンクリート堰堤等があり、その選定に当たっては、地形、地質等の自然条件、施工条件、地域条件等を考慮しなければならない。

(本指針第2編第1章1.2に準じる。)

### 第2節 設計の基本

#### 2.1 位置

##### 2.1.1 一般

堰堤計画箇所は、溪床及び両岸に岩盤が存在することが最も好ましいが、目的によっては砂礫層上に計画しなければならない場合がある。この場合には前庭部の保護を十分に考えなければならない。

(本指針第2編第1章2.1.1に準じる。)

##### 2.1.2 位置選定

堰堤を設計する場合、支溪の合流点付近においては、一般に両方の溪流の基礎堰堤として役立つように、合流点の下流部に堰堤の位置を選定する。

(本指針第2編第1章2.1.2に準じる。)

##### 2.1.3 階段状堰堤群の位置選定

階段状堰堤群においては、原則として一つの堰堤の計画堆砂線が現溪床を切る点を上流堰堤の計画位置とする。

(本指針第2編第1章2.1.3に準じる。)

## 2.2 方向

### 2.2.1 堰堤の方向

堰堤の水通しを越流する水流は、一般的に水通し天端下流端の線すなわち堰堤軸に直角に落下するから、堰堤の方向は水通し中心点において計画箇所下流の流心線に直角に定めることを原則とする。

(本指針第2編第1章2.2.1に準じる。)

### 2.2.2 階段状堰堤の方向

階段状の堰堤群における各堰堤の方向は、原則として各堰堤の水通しの中心点（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、各堰堤の水通しの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ものとする。

(本指針第2編第1章2.2.2に準じる。)

### 2.2.3 堰堤軸

堰堤軸は直線を原則とし、稜線の上流側に決定する。

堰堤サイト下流で山脚が逃げる場合、等高線に直角となる様、袖部を折り曲げ堤長を減ずることができる。

(本指針第2編第1章2.2.3に準じる。)

## 2.3 高さ

1. 堰堤の高さは、溪流の土砂生産抑制計画より定めなければならない。
2. 堰堤の高さは、目的及び施工箇所の状態に応じて定める。
3. 堰堤の高さの決定に際しては、基礎の地質を十分に調査しなければならない。特に堰堤の高さが15m以上となる場合には岩盤調査を併せて実施しなければならない。ここでいう岩盤調査とは、地質の良否、支持力、透水性、断層の有無、走向節理などに関する調査をいう。(本指針第1編第7章参照)
4. 堰堤の高さについては、貯砂量と工費との関係についても検討する必要がある。

(本指針第2編第1章2.3に準じる。)

## 2.4 計画堆砂勾配

堰堤の堆砂勾配は、現況河床勾配の  $1/2$  を原則とする。ただし、現況の河床勾配が急で流出土砂の粒径が大きく、かつ流出土砂量の多い場合は、現況河床勾配の  $2/3 \sim 3/4$  程度を採用する。

解説

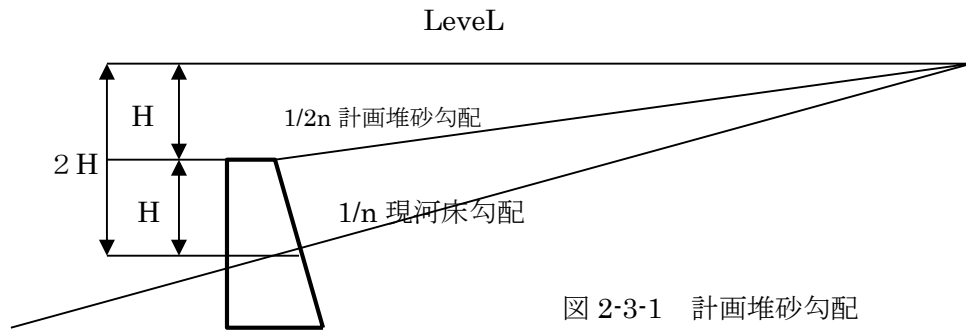


図 2-3-1 計画堆砂勾配

## 2.5 計画貯砂量

1. 堆砂勾配は、現河床勾配の  $1/2$  を原則とする。ただし、現況の河床勾配が急で流出土砂の粒径が大きく、かつ流出土砂が多量の場合は、 $2/3 \sim 3/4$  程度を採用することがある。
2. 貯砂量の計算は、計画堰堤地点より上流の貯砂横断面により算出する。

解説

貯砂横断の方向は、流心線に直角とする。ただし、屈曲が著しく横断線が交差する場合は、貯砂後の仮想流心線に直角とする。

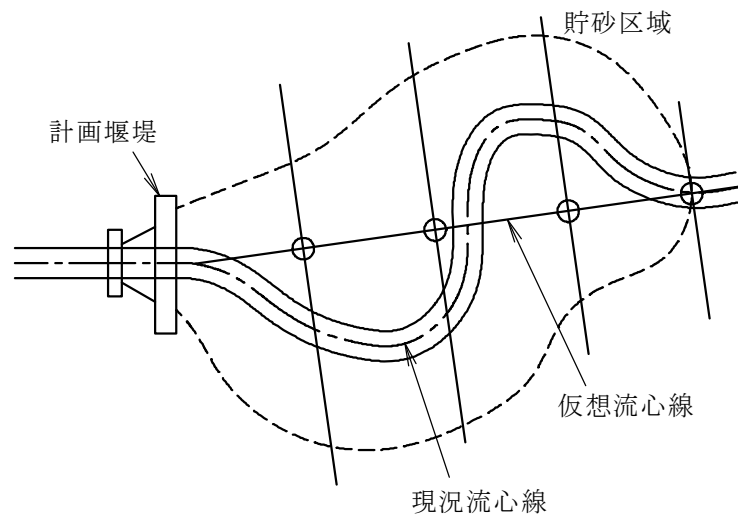


図 2-3-2 貯砂横断方向

### 第3節 安定計算に用いる荷重及び数値

#### 3.1 安定計算に用いる荷重

堰堤の設計で考慮する荷重は、自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧があり、堰堤の型式、高さにより選定するものとする。

解説

安定計算に用いる荷重の組み合わせは、重力式コンクリート堰堤では自重のほかは次表のとおりとする。

表 2-3-1 設計荷重の組合せ

	平 常 時	洪 水 時
堰堤高 15m未満		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

自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧の算出は、本指針第2編第1章3.1に準じる。

#### 3.2 安定計算に用いる数値

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。

(本指針第2編第1章3.2に準じる。)

## 第4節 不透過型堰堤の設計

### 4.1 水通しの設計

#### 4.1.1 水通しの位置

水通しの位置は、原則としてその中心が現河床の中央に位置するように定めるものとし、堰堤上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向を考慮して定めなければならない。

(本指針第2編第1章3.5.1に準じる。)

#### 4.1.2 水通し断面の決定

堰堤の水通しは、対象流量を流し得る十分な断面を有するものとする。

水通し断面は、原則として逆台形とする。

水通し幅は、現溪床幅を考慮し、水流による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の著しい支障を及ぼさない範囲において、できる限り広くし、3m以上を原則とする。

水通しの高さは、計画水位の上に、余裕高の値を加えて定める。

#### 解説

水通しの高さ、余裕高、袖小口勾配は、本指針第2編第1章3.5.2に準じる。

## 4.2 本体の設計

### 4.2.1 安定条件

重力式コンクリート堰堤は、地形、地質及び流出土砂形態を考慮し、堤体及び基礎地盤の安全性が確保できるように設計するものとする。

堤体の安定計算においては、次の条件を満足するものとするものとする。

1. 原則として、堰堤の堤底端に引張応力が生じないように、堰堤の自重及び外力の合力の作用線が堤底中央の1/3以内に入ること。
2. 堤底と基礎地盤内との間及び基礎地盤内で、滑動を起こさないこと。
3. 堰堤内に生じる最大応力度が、材料の許容応力度を超えないとともに、地盤の受ける最大圧力が地盤の許容支持応力度以内であること。また、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。

(本指針第2編第1章3.5.3に準じる。)

### 4.2.2 断面形状

#### (1) 天端幅

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ものとするが、2.0mを標準とする。

解説

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、水通し部では通過砂礫の摩耗等にも耐えるような幅とする必要がある。

重力式コンクリート堰堤の天端幅は、一般に表2-3-2の値を参考として決定する。しかし、アーチ式コンクリート堰堤では、構造上から必要となる堤頂部のアーチリング厚から天端幅を定める場合もある。

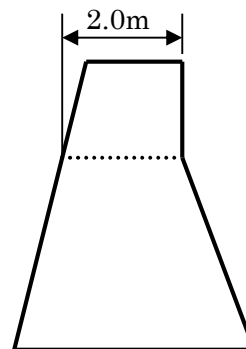


図 2-3-3

表 2-3-2 天 端 幅

項目 \ 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

#### (2) 下流法勾配

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。堰堤の越流部における下流のり勾配は一般に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の流出が少ない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。

(本指針第2編第1章 3.5.5 (2) に準じる。)

#### (3) 上流法勾配

上流法勾配は、本指針第2編第3章 4.2.1 での安定条件を満足する断面形状を検討により構造上の安全性を確保し、施工性等を考慮して決定するものとする。

(本指針第2編第1章 3.5.5 (3) に準じる。)

(4) 非越流断面

非越流部断面は、原則として越流部断面と同一とする。

非越流部の断面を越流部と変える場合は、平常時、洪水時の安全性のほか、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時に下流側から地震時慣性力が作用する状態について安全性を確保する必要がある。

(本指針第2編第1章3.5.5(4)に準じる。)

4.2.3 安定計算

安定計算は、本指針第2編第3章3.1の表2-3-1に示す設計荷重を組み合わせで行うものであり、本指針第2編第1章3.5.6に準じて行うものとする。

4.3 基礎の設計

4.3.1 基礎地盤の安定

基礎地盤は、原則として岩盤とする。

(本指針第2編第1章3.6.1に準じる。)

4.3.2 基礎根入れ

堰堤基礎の根入れは、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定めるものとし、岩盤の場合で1m以上、砂礫地盤の場合は2m以上とする。

(本指針第2編第1章3.6.2に準じる。)

4.3.3 基礎処理

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。

(本指針第2編第1章3.6.3に準じる。)



#### 4.3.4 カットオフの構造

カットオフは、遮水を目的とする場合、下流部の洗掘から基礎部を保護する場合等に計画する。カットオフは、その目的を明確にして計画を行う。

(本指針第2編第1章 3.6.4 に準じる。)

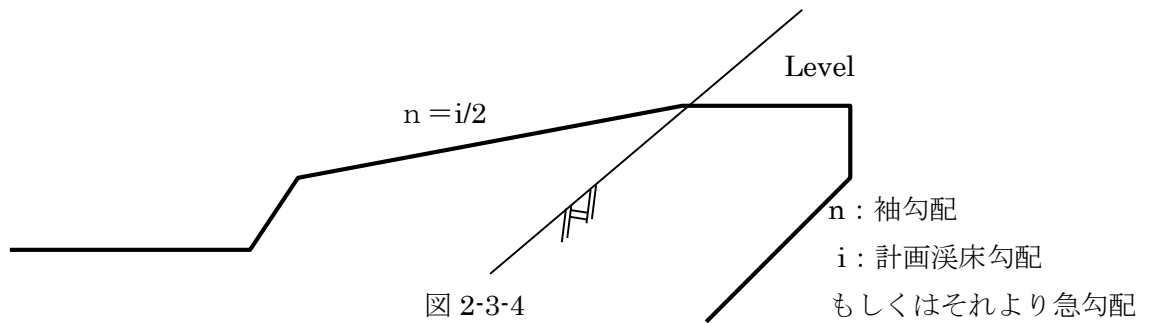
#### 4.4 袖の設計

##### 4.4.1 袖天端勾配

袖の両岸は、洪水流等の外力をしばしば受けるとともに、異常な洪水や土石流により越流する場合も考えられ、これによる袖部の破壊あるいは下流部の洗掘は堰堤の本体の破壊の原因になりやすい。このため、袖はこれらに対処するため十分な袖勾配をつける。

袖勾配は、計画溪床勾配の 1/2 程度もしくはそれより急な勾配をつけることを原則とする。

解説

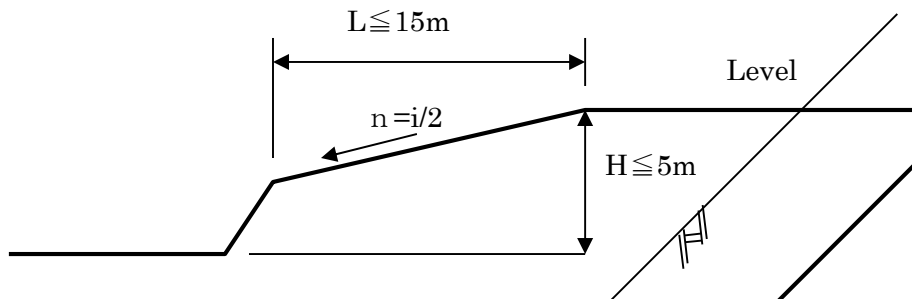


##### 1. 袖部の嵩上げ高

本指針第2編第1章 3.7.3 に準じる。

##### 2. 袖が長い場合の処理

袖が長くなる場合は、袖高で 5m もしくは長さが 15m に達した地点から水平とする。



#### 4.4.2 袖天端幅

袖天端の幅は、本来はその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、水通し天端幅と同一かそれより若干小さくし、下限値を2.0mとする。

(本指針第2編第1章3.7.4に準じる。)

#### 4.4.3 袖の嵌入

袖の嵌入の深さは、本体と同程度の安定性を有する地盤までとし、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基礎の安定を図るべきである。

(本指針第2編第1章3.7.5に準じる。)

#### 4.4.4 袖折れ堰堤の設計

1. 堰堤サイトの直下流の地形が谷状から急に開けて袖長が長くなる場合は、経済性を考慮して上流側に袖を折ることを検討する。(折れ角度は45°以下とする。)
2. 折れ部より袖端部までの袖勾配は、次式により算出し、山際においては水平とする。
3. 袖部の折れ点には、継手工を設けず、少なくとも3.0m以上離し、袖部の軸方向に直角に設ける。

(本指針第2編第1章3.7.6に準じる。)

### 4.5 前庭保護工の設計

#### 4.5.1 前庭保護工

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及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ものとする。

(本指針第2編第1章3.8.1に準じる。)

#### 4.5.2 副堰堤工

副堰堤の位置及び天端の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘及び下流河床低下の防止に対する効果が十分発揮されるよう定めるものとし、副堰堤の水通し、本体、基礎部、袖の設定は主堰堤に準じて行うものとする。

ただし、袖天端勾配は、水平を原則とする。

(本指針第2編第1章3.8.2に準じる。)

#### 4.5.3 水叩き

水叩きは、堰堤下流洗掘を防止し、堰堤基礎の安定及び両岸の崩壊に対する効果が十分発揮されるよう設計するものとし、堰堤を越流して落下してくる衝突水及び流送砂礫に対して安全なものとすると同時に、揚圧力に対しても十分耐えるものとしなければならない。

副堰堤を設けない場合は、必ず水叩き下流端に垂直壁を設けなければならない。

(本指針第2編第1章 3.8.3 に準じる。)

#### 4.5.4 垂直壁

1. 垂直壁には必ず袖を設けなければならない。
2. 袖の天端勾配は、LEVEL とする。
3. 水通し断面は、主堰堤の水通し断面とする。
4. 水通し天端厚は、最小厚 70cm、最大厚 2.0m とする。  
但し、垂直壁に落差がつく場合の天端厚は、最小厚 1.5m とする。
5. 下流法勾配は 1 : 0.2、上流法勾配は直とする。
6. 根入れの深さは水叩き下端より 1.5m 以上（土砂）を標準とする。
7. 垂直壁の天端は、溪床面より高めないことを原則とする。

(本指針第2編第1章 3.8.4 に準じる。)

#### 4.5.5 護床工

副堰堤と併用しない水叩き工は、水叩き末端には必ず垂直壁を設け、その直下流には必要に応じて護床工を設けなければならない。

(本指針第2編第1章 3.8.5 に準じる。)

#### 4.5.6 側壁護岸工

側壁護岸は、堰堤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する。

(本指針第2編第1章 3.8.6 に準じる。)

#### 4.5.7 取付護岸工

取付護岸工は、堰堤直下流の流路法線を整備するためのもので、必要最小限度長として計画する。

(本指針第2編第1章 3.8.7 に準じる。)

#### 4.6 付属物の設計

##### 4.6.1 水抜き暗渠

堰堤には、必要に応じ水抜き暗渠を設ける。

水抜き暗渠は、その目的により大きさ、数及び配置を定めるものとする。

(本指針第2編第1章 3.9.1 に準じる。)

##### 4.6.2 間詰工

堰堤の上下流の余掘部を所定の高さまで、基礎部及び嵌込部を間詰により保護しなければならない。

(本指針第2編第1章 3.9.2 に準じる。)

##### 4.6.3 伸縮目地

堰堤袖直角方向のひびわれに対処するため、堰堤の延長が 20m以上となる場合にはおおむね 10m～15m毎に 1箇所伸縮目地を設けるものとする。

その位置は、原則として水通し部をはずし、水通し肩より 3.0m以上離れた位置に設ける。

(本指針第2編第1章 3.9.3 に準じる。)

## 第5節 透過型堰堤の構造

### 5.1 透過型砂防堰堤の効果量

透過型砂防堰堤の効果量は、土砂調節機能に応じて評価する。

(本指針第2編第1章2.6に準じる。「ただし、土石流を土砂流に読み替える。」)

### 5.2 安定性の検討

#### (1) 安定条件

透過型砂防堰堤は提体全体が滑動、転倒及び支持力に対して安定であるとともに、透過部を構成する部材が材料の強度に対して安全でなければならない。

(本指針第2編第1章4.1.1に準じる。)

#### (2) 設計外力

基本的には、不透過型堰堤の設計外力と同様とするが、透過構造であるため堆砂面下の静水圧は見込まず、堆砂圧を与える。

#### 解説

透過部分（スリット部分）には砂礫及び水は詰まっていない状態で自重を算定する。

また、透過型鋼製堰堤の場合は、下表により所定の安全率を満足させるものとする。

表 2-3-3

堰堤高さ	設計荷重	安全率
15m未満	堆砂圧及び自重	1.2

なお、温度荷重を考慮すべき場合もある。

15m以上の透過型堰堤の設計外力は河川砂防技術基準（案）に基づくが、採用にあたっては実験等により十分検討を行うこととする。

なお、コンクリート・スリット堰堤の場合の設計外力、安定条件等は、不透過型堰堤に準じて行うものとする。

### 5.3 本体の設計

#### 5.3.1 水通しの位置

不透過型堰堤と同様とする。本指針第2編第1章4.3.1に準ずる。

### 5.3.2 水通し断面

原則として不透過型堰堤と同様とするが、透過部閉塞後（スリット部）も安全に土石流を流せる断面とする。

（本指針第2編第1章4.3.2に準じる。「ただし、土石流を土砂流、土石流ピーク流量を計画高水流量に読み替える。」）

### 5.3.3 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。

（本指針第2編第1章4.3.3に準じる。「ただし、土石流を土砂流に読み替える。」）

### 5.3.4 部材及び構造

透過型砂防堰堤は土石流発生時に長時間砂礫の衝突をくり返し受ける可能性があるもので、摩耗や一部の破損が構造物全体に致命的な影響を及ぼさないように部材、構造を選択する。

（本指針第2編第1章4.3.4に準じる。「ただし、土石流を土砂流に読み替える。」）

## 5.4 基礎の設計

不透過型堰堤と同様とする。本指針第2編第1章4.4に準ずる。

## 5.5 非越流部の安定性及び構造

不透過型堰堤と同様とする。本指針第2編第1章4.5に準ずる。

## 5.6 前庭保護工

透過型堰堤の前庭保護工は、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。

（本指針第2編第1章4.6に準じる。）

第4章 床固工

第1節 総説

床固工の設計に当たっては、その目的が達成されるようにするとともに、安全性及び将来の維持管理等についても考慮するものとする。

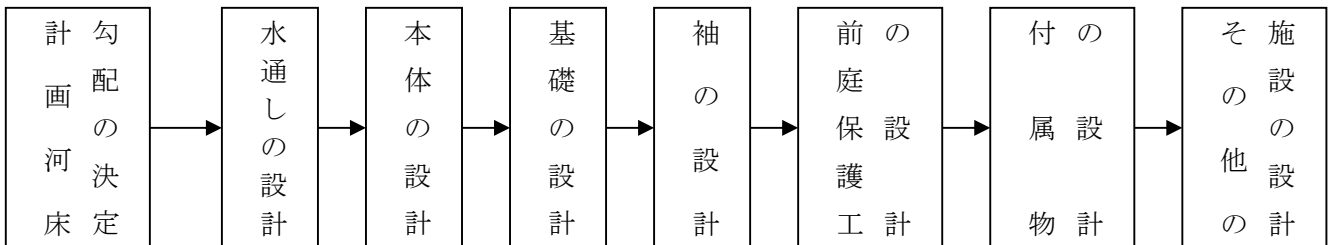
解説

床固工の機能としては、縦侵食を防止して河床の安定を図り、河床堆積物の流出を防止し、山脚を固定するとともに、護岸等の工作物の基礎を保護することが考えられる。床固工の規模、位置の選定に当たっては、これらを十分検討し決定しなければならない。

一般に床固工の高さは5m以下であり、計画河床勾配のもとに階段状に設置されることが多い。

床固工の構造及び安定計算は、不透過型砂防堰堤(本指針第2編第1章3.5)に準ずるものとし、その設計順序は図2-4-1に示すとおりであり、床固工完成後には、侵食や堆積の起こらない計画河床勾配を決定し、それに必要な床固工の位置や高さ等について検討する。更に、本体等の設計に必要な事項について概略検討し、水通し、本体、基礎、袖、前庭保護工、間詰め等の付属物の設計を行う。

図2-4-1 床固工の設計順序



第2節 基礎構造

2.1 位置

2.1.1 一般

床固工の位置は、次の事項を考慮して計画するものとする。

1. 溪床低下の恐れのある個所に計画する。
2. 支溪が合流する場合は、合流点下流に計画する。
3. 工作物の基礎を保護する目的の場合には、それらの工作物の下流部に計画する。
4. 溪岸の決壊、崩壊、及び地すべりなどの箇所においては、原則としてその下流に計画する。

解説

床固工は、縦侵食を防止して溪床を安定せしめるものである。

特に工作物の破壊する原因が基礎の洗掘である場合、また溪岸の決壊、崩壊、及び地すべりなどが縦侵食により、あるいは縦侵食と横侵食の両作用によって起こる場合は、当然それらの下流に設置すべきもので、この際工作物及び崩壊などの延長が長く、したがって、洗掘区間の長い場合の床固工は、1基では不足で、数基を階段上に設ける必要がある。

### 2.1.2 位置の選定

床固工の位置は、次の条件を考慮して選定する。

1. 溪流の屈曲部においては、屈曲区間を避けてその下流に計画するのがよい。
2. 溪流の幅員が広く乱流のはなはだしい箇所に向けて整流を行う。

#### 解説

溪流の屈曲部の下流部とか溪床幅の大なる区間は乱流となりやすい。ここに設ける床固は水流の方向を修正して曲流による洗掘を防止あるいは緩和するもので、流路整備の効果をあげるため、河状に応じて階段状に床固工群を計画する場合が多い。

### 2.2 方向

1. 床固工の方向は、原則として計画箇所下流部の流心線に直角とする。
2. 床固工を階段状に計画する場合の各床固工の方向は原則として各計画箇所下流の流心線に直角とし、各床固水通しの中心点はその直上流の床固水通しの中心点における流心線上に定めるものとする。

#### 解説

床固工における水通しの越流水は理論上床固工の方向に直角に放射されるものである。床固工水通し天端下流端中心を床固工の中心点と定める理由もここにある。床固工の方向を定めるに当たっては、水通しの幅一杯に越流する洪水流が、床固工上下流部両岸、あるいはそこにある工作物に衝撃を与え、害を及ぼさないよう注意しなければならない。したがって、方向は単独床固工にあっては下流の流心線に直角とし、また階段状の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の水通し中心点があるよう各床固に水通し位置を定めるのである。

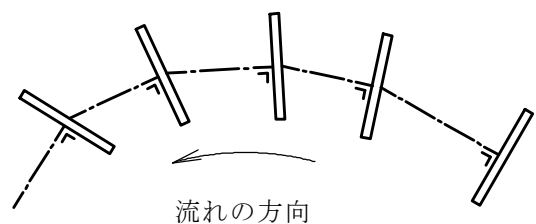


図 2-4-2 床固工の方向



## 2.3 高さ

1. 床固工の高さは通常の場合 5m 程度以下とし、水叩き及び垂直壁を設けるときの落差 3.5～4.5m が限度である。
2. 床固工の高さ（水叩き及び垂直壁を設置する場合を含む）が、5m 程度以上を必要とする場合及び床固工を長期間にわたって設ける必要のある場合は、階段状に計画するのが適当である。

### 解説

床固工は原則として縦侵食を防いで溪床を安定せしめ、あるいは維持し、更に工作物基礎の洗掘を防止するのが目的であるから、高さを規定することは困難であるが、5m 程度以下が普通で高いものを必要としない。また、床固工の施工箇所は沿岸の地形から高いものは施工困難の場合が多い。

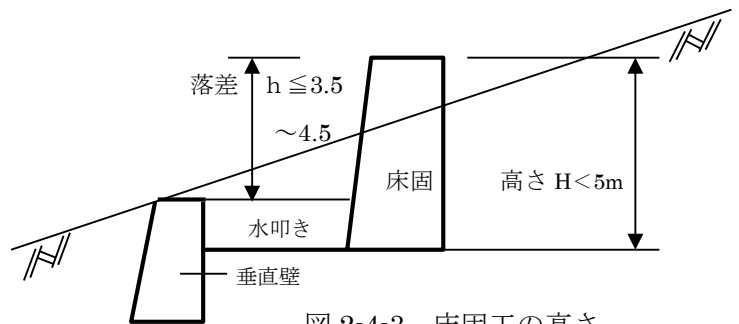


図 2-4-3 床固工の高さ

したがって、床固工 1 基によって安定し得る溪床の延長には限度があり、相当長区間にわたって縦侵食が行われ、あるいは溪流沿いの工作物の延長が長い場合には、階段状に床固工群を計画する必要があるが起ってくる。

## 2.4 溪床勾配

### 2.4.1 一般

1. 床固工は、一般に溪流の上流部が安定している場合の、あるいは荒廃していても砂防工事の進行した後の下流部において、溪床の縦侵食が行われると予想される所に計画するもので、床固工によって新しく溪床勾配が形成されることが多い。
2. 床固工によって形成される溪床勾配は、上流部の状態がよく、流下する砂礫の形状が小さいほど緩となることに注目すべきである。

### 解説

溪流の上流部が荒廃しているときは、盛んに砂礫が流送されて下流部溪床が上昇する傾向が強く、縦侵食を伴わないのが普通で、床固工の施工は時間が早過ぎるか、又はその必要がない。

このような場合はまず上流部に砂防工事を施工する。上流部が荒廃していない場合には、下流部に縦侵食が起こって床固工の必要が生じてくる。すなわち上流から土砂の流送が全くないか又はわずかの場合に縦侵食が行われるから、この部分に設ける床固の上流には現勾配と異なった溪床勾配が形成され、しかも上流部の状態がよければよいほど、また砂防工事が進行すればするほど、形成される勾配も小さな値をとるものである。

### 2.4.2 計画勾配

1. 溪流の溪床勾配は、流量すなわち流速及び水深と溪床の抵抗力によって定まるもので、したがって、床固工の上流溪床の計画勾配はこれを考慮して、侵食と堆積の起こらない、その流路に適合したもので定めなければならない。
2. 床固工下流法先は越流水流によって深掘され、溪床が低下するから、階段状床固工群間の計画勾配決定に当たっては特にこの点に注意を要する。
3. したがって、階段状床固工群において、基礎は下流床固工の計画溪床勾配線以下に根入れをしなければならない。

#### 解説

床固工の計画勾配は、一応現溪床勾配の  $1/2$  程度を目途として計画するものとする。

一般に階段床固においては、下流床固の計画縦断線が旧溪床勾配と交る点の 2 倍の位置が上流床固の計画位置とする。

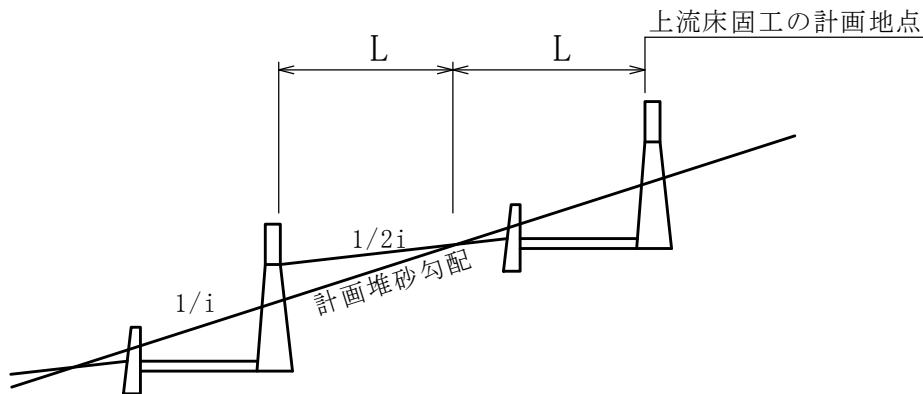


図 2-4-4 床固工縦断計画

### 2.4.3 階段状床固工

階段状床固工群施工区間においては、溪床勾配の屈折と曲流部の深掘によって起こる溪床勾配の局部的変動に注意しなければならない。

#### 解説

溪流の溪床勾配は下流になるに従って緩やかとなるのが普通で、これによるはっきりした勾配の屈折が階段状床固工群施工区間に存在するか否かを特に注意し、それが存在する場合には床固工の高さと数を検討のうえ、床固工間の計画勾配がほぼ一致するようにしなければならない。また、曲流部の外側は水流によって溪床が深掘されるのが普通であるから、深掘程度の推定に努め、これが溪床勾配に与える変動を検討する必要がある。

第3節 床固工の設計

3.1 安定計算に用いる荷重及び数値

床固工の安定計算に用いる荷重及び数値は、不透過型砂防堰堤に準じて設計するものとし、安定計算に用いる設計外力は静水圧と土圧とする。なお、洪水時で水通し天端まで満砂している状態を想定する。

(本指針第2編第1章3.1及び3.2参照)

3.2 水通しの設計

床固工の水通し断面は、不透過型堰堤に準じて設計するものとするが、護岸工との組合せによるいわゆる溪流保全工内の床固工は、溪流保全工断面に合わせて計画することとなる。

(本指針第2編第1章3.5.2参照)

解説

溪流保全工内の床固工等の場合の水通しの高さは、対象流量を流し得る水深をマンシングの流速公式から求め、これに本指針第2編第1章3.5.2表2-1-8及び表2-1-9の余裕高以上の値を加えて求めることができる。

$$Q = VA \quad \dots (2-4-1)$$

Q : 対象流量(m<sup>3</sup>/s)      P : 潤辺(m)

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \dots (2-4-2)$$

V : 水通し天端の流速(m/s)    h<sub>3</sub> : 越流水深(m)

$$R = \frac{A}{P} \quad \dots (2-4-3)$$

n : マンシングの粗度係数      B<sub>1</sub> : 水通し底幅(m)

$$A = h_3(B_1 + m_2 h_3) \quad \dots (2-4-4)$$

R : 径深(m)      m<sub>2</sub> : 袖小口勾配 (1 : m<sub>2</sub>)

$$P = B_1 + 2h_3 \sqrt{1 + m_2^2} \quad \dots (2-4-5)$$

I : 床固工上流河床勾配

A : 対象流量流過断面積 (m<sup>2</sup>)

ただし、越流水深(h<sub>3</sub>)が、水通し底幅に対して著しく小さいか、又は、概略値を求める場合は次式を用いる場合もある。

$$h_3 = \left( \frac{nQ}{B_1 I^{1/2}} \right)^{3/5}$$

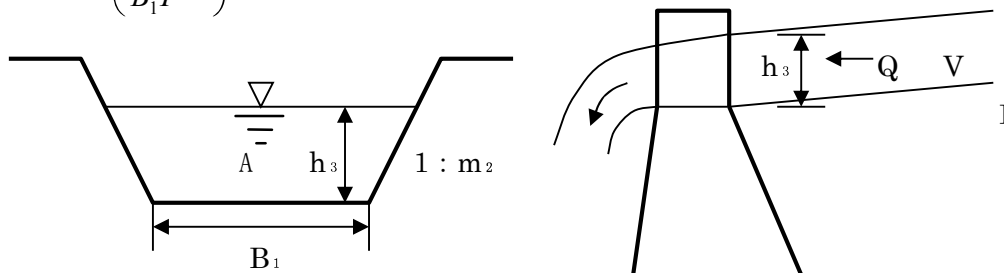


図2-4-5 マンシングの流速公式による越流水深

なお、余裕高については、曲流部の凹岸は凸岸に比べ水位が上昇するものであるから、上記余裕高に次式により算定した増高分(h)を加えたものとする。

グラシヨアの式

$$h = \frac{v^2}{g} \times 2.303 \times (\log R_2 - \log R_1) \quad \cdots (2-4-6)$$

h：所要嵩上高(m)

V：水路曲線部の平均流速(m/s)

g：重力加速度(9.81m/s<sup>2</sup>)

R<sub>1</sub>：水路内側の曲率半径(m)

R<sub>2</sub>：水路外側の曲率半径(m)

### 3.3 本体の設計

床固工の本体は、不透過型堰堤に準じて設計するものとする。  
(本指針第2編第1章3.5参照)

解説

床固工は、一般に重力式コンクリート形式が採用されるが、地すべり地や軟弱地盤等の特殊な条件の場合には枠床固工、ブロック床固工、鋼製床固工等を採用することがある。その場合は使用する部材及び安定を確かめたうえで現地条件に応じた断面等を決定するものとする。本体の水通し天端幅は、単独床固工で2.0mを標準とし、溪流保全工内の床固工については1.0～1.5mの範囲で定める。

### 3.4 基礎の設計

床固工の基礎は、不透過型堰堤に準じて設計するものとする。  
(本指針第2編第1章3.6参照)

解説

基礎がシルトや細砂の場合は、特に透水によるパイピング等に注意する必要がある。また、粒度や締まり具合のいかんによっては、地震時に流動化現象を起こす恐れがある。粘土の場合は、締まり具合や含水比によっては、圧密沈下や剪断破壊を起こすことがあり、荷重に対する支持力や締め固まりの状況等について十分注意を払う必要がある。

土砂地盤の基礎処理等は、砂礫基礎の場合の基礎処理等を準用するものとする。

### 3.5 袖の設計

床固工の袖は、不透過型堰堤に準じて設計するものとする。  
(本指針第2編第1章3.6参照)

#### 解説

袖勾配は、単独床固工の場合、砂防堰堤に準ずるのを原則とするが、一定計画のもとに設置される床固群の場合は、最上流の床固のみ袖勾配を設け、それより下流の床固には設けないのが普通である。

### 3.6 前庭保護工

#### 3.6.1 一般

床固工の前庭保護工は、不透過堰堤に準じて設計するものとする。  
(本指針第2編第1章3.8.1参照)

#### 解説

床固工は、原則として前庭保護工を設けるものとする。

#### 3.6.2 水叩き

床固工設置箇所の基礎が砂礫層から成る場合は、原則として水叩きを設けるものとする。

#### 解説

水叩の縦断勾配は LEVEL を原則とするが、渓床勾配が急でやむを得ず勾配を付ける場合は計画縦断勾配までとする。

床固工は、単独であると階段状であるにかかわらず、洪水の越流によって下流法先が洗掘される。基礎が砂礫層であれば洗掘が生じ、床固工の破壊の原因となるから洗掘防止工法を施す必要があり、その代表工法が水叩き工法である。

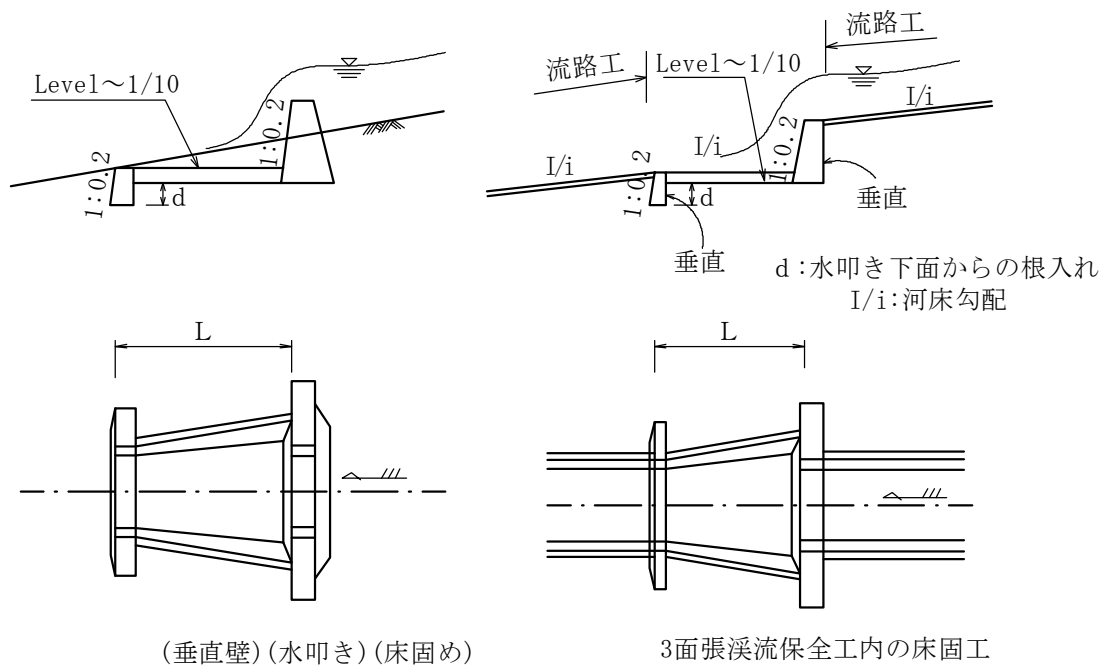


図 2-4-6 床固工構造図

1. 水叩きの長さ (L)

堰堤工に準じて水叩きの長さは、次式によるものとする。

$$L = \alpha(H_1 + h_3)$$

L : 床固天端下流端から垂直壁天端下流端までの長さ (m)

$H_1$  : 水叩き天端からの床固工の高さ (m)

$h_3$  : 床固工の越流水深 (m)

$\alpha$  : 係数であり 2.0~3.0 の範囲とする。 $\alpha$  は下記の式を参考に決定することができるが、鳥取県では  $\alpha=2.0$  とする。

$$\alpha = 2.0 - \frac{1}{34}(H_1 - 3) \quad \cdots (2-4-7)$$

2. 水叩きの厚さ (t)

堰堤工に準じて水叩きの厚さは、次式によるものとする。

$$t = 0.2 (0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) \quad \cdots (2-4-8)$$

3. 水叩きの勾配

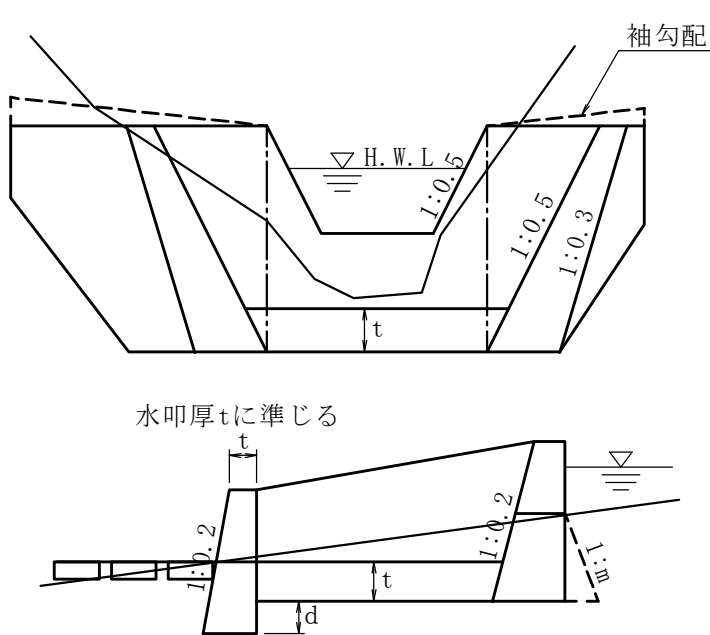
単独床固工は、堰堤工に準じ水平を原則とするが、やむを得ず勾配をつける場合でも 1/10 を限度とする。

3.6.3 垂直壁

1. 垂直壁の方向は、床固の方向に準ずる。
2. 垂直壁の天端高は、溪床面より高めないことを原則とし、根入れの深さは基礎が洗掘されない深さとする。この場合、水叩き下部より **1.5m** を標準とする。  
 なお、下流洗掘のおそれのある場合は護床工を設けなければならない。
3. 垂直壁の断面は、一律に下流法  $1:0.2$  とし上流法は垂直とする。
4. 垂直壁の水通し天端幅は、水叩き厚を標準とする。
5. 袖天端の勾配は、水平を原則とする。

3.6.4 側壁護岸

1. 天端の垂直壁への取付けは、垂直壁水通し肩と同高に取付けることを原則とし、上流は床固工本体の袖天端に合わせるものとする。
2. 基礎は、水叩き基礎に一致させなければならない。ただし、水叩きのない場合は、地形、地質を考慮して決定する。
3. 垂直壁の水通し袖小口へ側壁護岸の法面を接続させる場合は、垂直壁水通し袖小口勾配と一致させることを原則とする。
4. 床固工本体へ取付ける側壁護岸の法面及び法先は、床固の水通し肩より後退させなければならない。
5. 側壁護岸の天端幅は **0.5m** を標準とする。

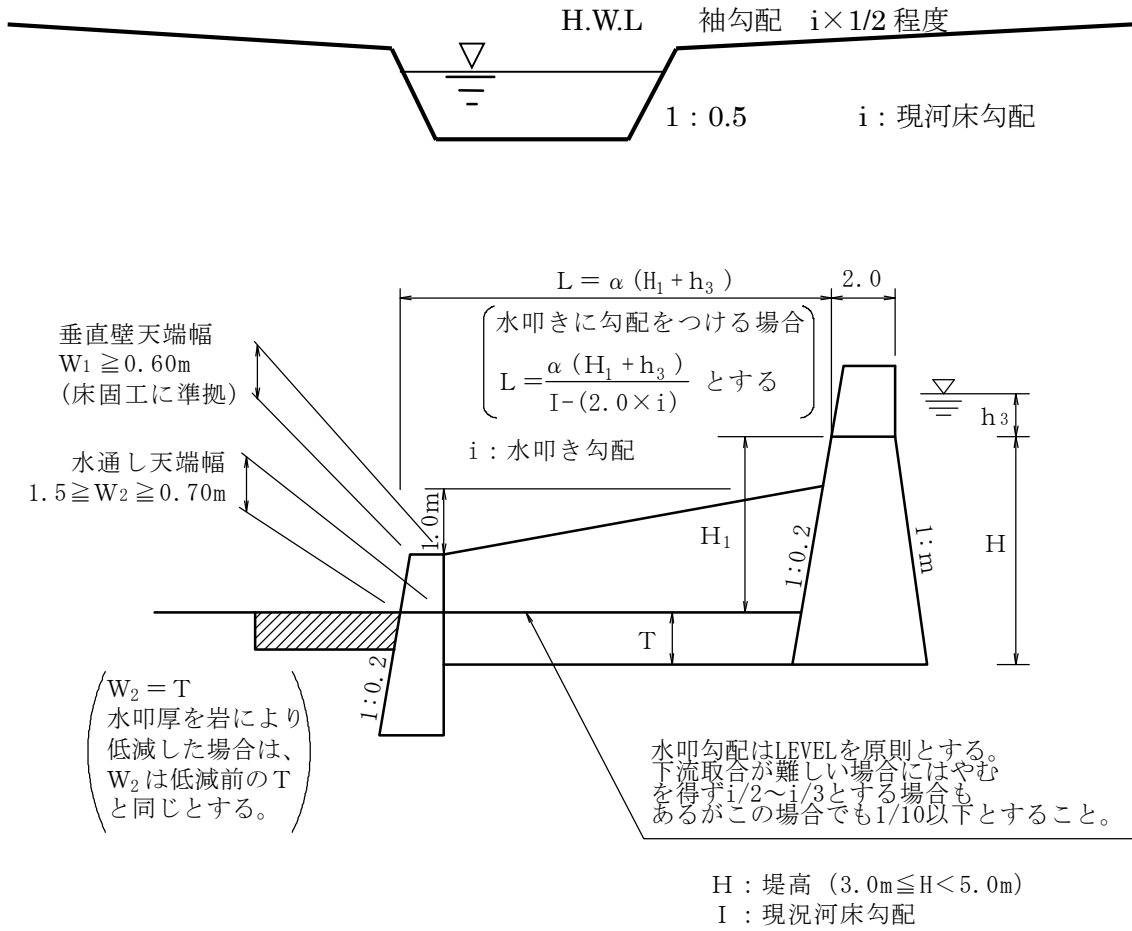


単独床固工、溪流保全工上流端の床固は砂防堰堤の袖勾配に準ずる。その他は、水平とする。

t : 水叩き厚  
 d : 水叩き下面からの根入れ

図 2-4-7 床固工構造図

3.7 谷止工及び単独床固工の構造



- ※本堤の構造は、不透過型堰堤に準拠する。(本指針第2編第1章第3節 参照)
- ※垂直壁の天端幅及び根入れ(水叩き下面から)は、溪流保全工における床固工に準拠する。(本指針第2編第7章 6.5 参照)
- ※水叩厚は、不透過型堰堤に準拠する。(本指針第2編第1章 3.8.3 参照)
- ※多段落としの場合は、堰堤工に準拠する。(本指針第2編第1章 3.8 参照)

図 2-4-8

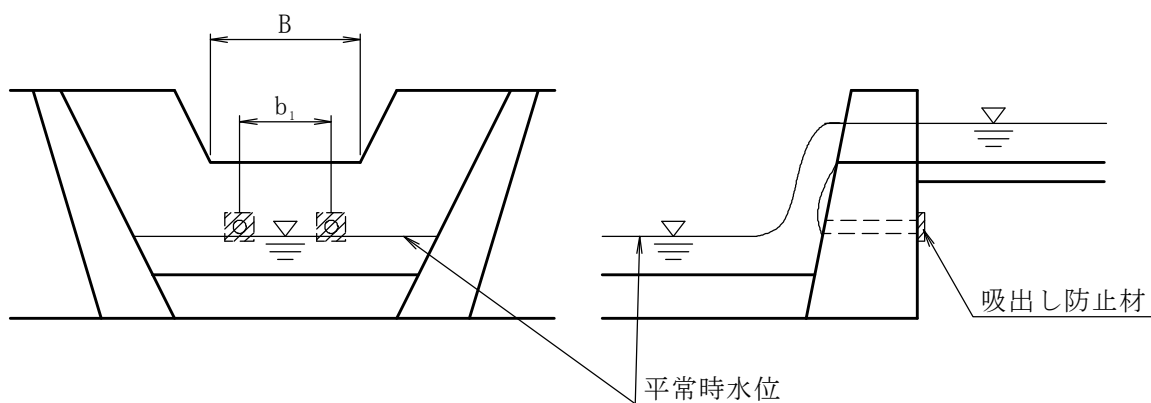


### 3.8 水抜き暗渠

地下水の多い流域での床固工や、床固工上流側にコンクリートによる底張工の、実施箇所については、水抜き暗渠を設けるものとする。

解説

水抜き暗渠は、硬質塩化ビニール管（呼び径 100 mm程度）を使用し、床固工上流側の開口部に吸出し防止材を付するものとする。水抜き暗渠の位置および構造は図 2-4-9 を参考とする。



$b_1$  : 1.0~2.0m 程度

注1) 水抜きの高さは平常水位より上に設ける。

注2) 水抜きは一般に 2 箇所設けるものとするが、B が広い場合は 3 箇所以上設けてもよい。

図 2-4-9 水抜き暗渠の位置および構造

## 第5章 護岸工

### 第1節 総説

護岸の設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、流勢、流送土砂等の外力に対して安全堅固にするとともに、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

#### 解説

護岸の機能としては、山脚の固定、溪岸崩壊防止、横侵食防止等が考えられる。

護岸は、流勢による河岸の決壊や崩壊を防止するためのものと、流水の方向を規制してなめらかな流向にすることを目的としたものがあり、特に後者は洪水時に土砂や転石等の衝撃を受けやすいので、安全性に十分留意するものとする。

護岸の破壊は、局所洗掘や両端の巻き留め付近の決壊によることが多く、設計に当たっては、これらにも十分留意するものとする。

護岸の設計順序は、護岸の形式および種類の選定に必要な設置箇所の地形、河状、その護岸の目的に対する適合性、安全性、経済性等の各要素について考察し、形式・種類の選定を行った後、本体、基礎、根固工、水抜きや吸出し防止、隔壁等の付属物の順序で設計を行うのが一般的である。

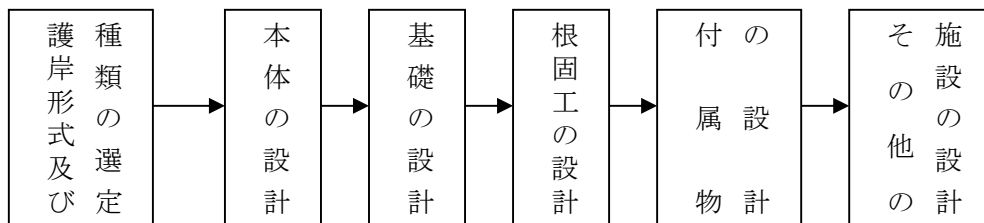


図 2-5-1 護岸の設計順序

### 第2節 基本構造

#### 2.1 位置

##### 2.1.1 選定 I

溪流において、水流あるいは流路の湾曲によって、水衝部あるいは凹部溪岸山腹の崩壊の増大又は崩壊の恐れがある場合、この部分に護岸工を計画する。

#### 解説

山腹の横侵食を防止して崩壊しやすい溪岸斜面の支持及び根固めの目的を持って直接に護岸を計画するのも一方法であるが、導流護岸又は流路の変更を図ってこれら危険な箇所に直接水流が激突するのを避ける方法が良策である場合が多い（図 2-5-2 参照）。ただし、流路の付替えは短区間内の場合が適切であって、長区間にわたり付替えた流路が直線に近付くとかえってこのため溪床勾配が急となって流速が増すから注意を要する。

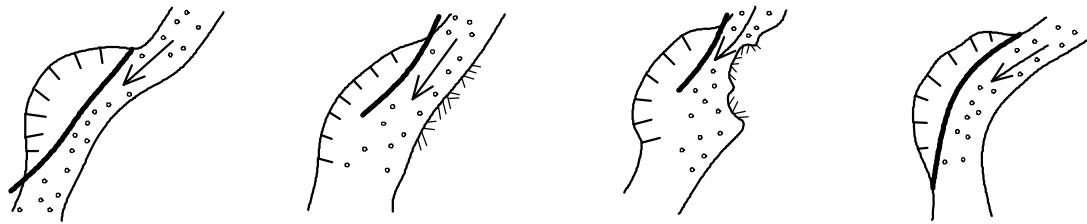


図 2-5-2 護岸工の位置

### 2.1.2 選定Ⅱ

溪流下流部の土砂堆積地、又は耕作及び住宅地などの区域において、溪岸が決壊し若しくはその恐れがある場合、護岸工を計画する。

#### 解説

溪流の下流部は上流に比べれば溪床勾配が緩であっても一般河川に比べればなお急であって、屈曲部はもちろん直流部においても溪岸が決壊しやすく、これを保護するため護岸工を必要とするのであるが、この地域の決壊は長区間にわたり、しかも乱流の作用によって両岸が交互に侵食を受けることが多いから、護岸工も両岸に施工する必要がある場合が多い。

### 2.1.3 選定Ⅲ

溪岸の決壊又は崩壊防止のためには、床固工あるいは堰堤工のほか、なお山脚の根固に護岸工を必要とする場合が多い。

#### 解説

溪流の屈曲部等において、水流の激突によって凹部に決壊又は崩壊の起こる場合、縦侵食と横侵食が相関連して作用するのが普通であるから崩壊箇所の下流部に床固あるいは堰堤を計画するのであるが、これによって縦侵食を防止してもなお横侵食がやまない場合、床固工又は堰堤上流部の崩壊の脚部に護岸工を計画して決壊または崩壊を防ぐ必要がある場合が多い。

## 2.2 種類の選定

一般に溪流においては、コンクリート護岸工、コンクリートブロック護岸工又は石積み護岸工を計画する。ただし、石積み護岸工及びコンクリートブロック護岸工を用いる場合は練積みとする。空積み護岸は一般に溪流には不適當である。

#### 解説

一般に溪流は流速が大きいため容易に基礎が洗掘され、また水流が土砂及び転石を含むことが多く護岸の受ける衝撃も大きいから、簡単な工作物ではすぐに破損する恐れがある。これを防ぐためにはコンクリート、コンクリートブロック又は石積みによらなければならない。

コンクリートブロック及び石積みには胴込めコンクリートを用い、更に強度を必要とする場合には裏込コンクリートを用いなければならない。空石積みは破損の恐れのない場合を除いて用いてはならない。

## 2.3 法線

1. 護岸工の法線は、河床、流向、出水状況等を勘案し、できる限りなめらかにしなければならない。
2. 法線は、計画高水流量以上を流しうるよう、十分な河積を確保できるよう考慮しなければならない。

解説

1. 護岸法線の湾曲がはなはだしい場合は、流水により護岸の基礎部が洗掘されやすく、また偏流して護岸天端を越流する恐れもあり、下流に対する影響も大きいいため、法線は地形の許すかぎり湾曲を緩和する必要がある。
2. 法線の決定により河積を狭めた場合には、河床整理等を行い十分な余裕を見込み、通水断面の確保を図らなければならない。また、溪流沿いの山腹が流水の激突によって崩壊を生じ、その後絶えず土石が崩落しているような箇所には設ける護岸工の法線は、崩落土砂が堆積するに必要な余地を与えるよう崩壊山脚から遠ざける必要がある。

## 2.4 勾配

### 2.4.1 計画溪床勾配

護岸工施工区間の計画溪床勾配については、堰堤の堆砂勾配、床固工及び溪流保全工計画溪床勾配を参考にして決定する。

解説

計画溪床勾配は、護岸工の天端及び基礎の縦断勾配と基礎根入深さを決定する重大要素であるから、慎重に検討しなければならない。

溪流曲線部の凹岸及び水衝部に護岸工を施工するときは、施工前に比べて護岸寄りの溪床が洗掘されやすく、溪流の横断面と溪床勾配に変化を与えるから注意を要する。

### 2.4.2 天端勾配

1. 護岸工の天端勾配は、原則として計画溪床勾配と同一とする。
2. 堰堤及び単独床固工の上流に施工する護岸工の天端勾配は、堰堤及び単独床固工の調節作用を考慮して決定するものとする。

解説

護岸工の天端勾配は、曲線部の嵩上げ、護岸背後の地形、河床変動、及び取付け等により

部分的に変化するが、原則として計画溪床勾配と同一とする。

堰堤上流に施工する護岸工は、満砂後も土砂の調節作用をするので、河床変動を考慮して天端勾配を決定しなければならない。

### 第3節 護岸工の構造

#### 3.1 一般

1. 護岸には、流勢による溪岸決壊、または崩壊を防止するためのものと、流水の方向を規制してなめらかな流向にすることを目的としたものがある。特に后者は、洪水時に土砂や転石などから、衝撃を受け易いので、十分留意しなければならない。
2. 護岸工の形式には、自立式とモタレ式があり、護岸の背後に盛土を行う場合は自立式が一般である。
3. 護岸工の法勾配は、溪床勾配が急なほど急勾配とする。一般には法勾配 1 : 0.5 程度が採用されている。
4. 護岸工の上下流端は、原則として堅固な地盤に取付けなければならない。

解説

護岸工の型式には自立式とモタレ式があり、護岸工の背面の地形、地質条件等によって選定される。なお、護岸工の法勾配は、一般に 1 : 0.5 程度を採用する人が多い。

一般に砂防河川に用いる護岸工は、コンクリート、コンクリートブロック、石材等であるが、これらの採用に当っては、安全性、経済性等を考慮して選定する必要がある。

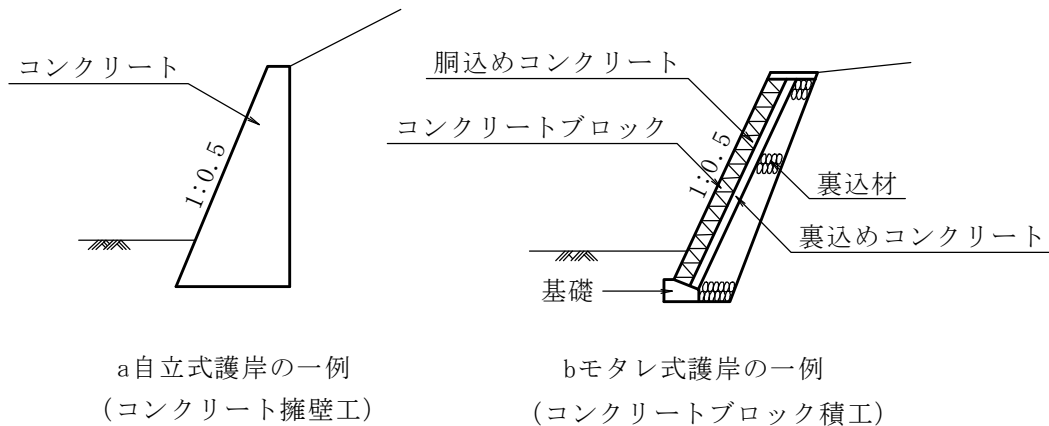


図 2-5-3 護岸工の型式

### 3.2 高さ

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. 溪流の曲線部における凹岸の護岸は、強固に計画するとともに、特に天端高を増さなければならぬ。
3. 堰堤工及び床固工上流に計画する護岸工天端は、堰堤及び床固工の袖天端と同高又はそれ以上の高さに取り付けなければならない。

#### 解説

河川堤防においては、洪水時の風浪、うねり、跳水等による一時的な水位上昇、流木等を考慮し流量に応じて余裕高を設置するが、砂防を対象とする急溪流（一般に溪床勾配 1/100 以上）においては特に流木、巨礫等の混入により上記の現象が著しいため、十分な余裕を見込み（計画高水位＋余裕高）、護岸を施さなければならない。

溪流曲線部の流速が大きくなると、横断面において両岸に水位の差を生じ、凹岸は凸岸に比べて水位が上昇するものであるから、凹部の溪流は特に護岸を強固に施工する必要があるばかりでなく、天端高を高める必要がある。

堰堤工及び床固工の袖高は水通しにおける計画高水位以上にとってあるから、この天端と同高又は、それ以上に護岸工の天端を取り付けることが必要であって、これを怠ると高水流が護岸を越流して床固工あるいは堰堤の袖の地山取り付け部分が決壊する恐れがある。同時に堰堤及び床固工における袖の角部の破損を防止するために、原則として急流部では袖と護岸の両法面を一致して取り付け、水流に対する突出を避けなければならない。

### 3.3 根入れ

護岸の根入れは、洪水時に起こると考えられる河床洗掘、既往の洗掘等を考慮して、その深さを定めるものとする。

#### 解説

護岸の決壊の原因は、基礎の洗掘によることが多く、特に急勾配の溪流においてはこの作用が顕著であるため、根入れを十分に行う必要がある。

基礎の洗掘に対して、根入れを深くするか根固工で対処するかは、現地の状態をよく把握して安全かつ経済的に決めるものとする。

また、護岸を単独で計画する場合は、現河床の最深部より深くすべきである。計画河床が定めてある場合は、それより 1.0m 以上根入れを行う。

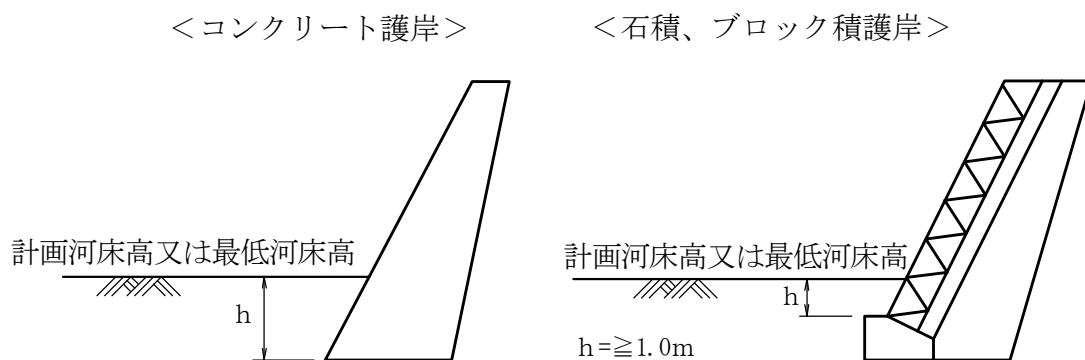


図 2-5-4 護岸工の根入れ

### 3.4 根固工

根固工は、護岸の基礎の洗掘を防止し得る構造として設計するものとする。

#### 解説

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、その構造は屈撓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、捨石等がある。

なお、根固工の必要重量等の算定は、本指針第2編第1章 3.8.5 に準じる。

第6章 水制工

第1節 基礎構造

1.1 位置

1.1.1 一般

1. 水制工は、一般に溪流の下流部又は砂礫円錐地帯の溪床幅が大で溪床勾配の急でない箇所に計画する。
2. 直線に近い区域で兩岸に水制を計画する場合は、水制の頭部を対立させ、その中心線の延長が中央で交わるように位置を定める。

解説

水制工は一般に溪流の下流部、あるいは砂礫円錐地帯の乱流区域に計画することが多く、かかる区域では左右兩岸対称の位置に計画して各水制頭部間の新水路河床を水流で低下させ、同時に水制間に土砂を堆積せしめ、流路が固定するにおよんで水制頭部を導流工あるいは護岸工で連結させ、整備を完了するものである。

1.1.2 水衝部

溪流上流部においても、溪流沿いの水流の衝撃に起因する崩壊の脚部等に水制を設け、水流を遠ざけて崩壊の増大を阻止する。

解説

荒廃溪流の上流部においては、水制工を計画することはまれであるが、有利な場合が相当ある。すなわち、短区間の崩壊地においては、崩壊の上流端に下向き非越流水制を一つ計画し、水流を崩壊の脚より遠ざけることによって、崩壊の増大を防止することができる。また、崩壊地が長区間にわたる場合は、多数の非越流水制を計画するのである。一般に崩壊箇所に対しては片岸のみ計画する場合が多い。

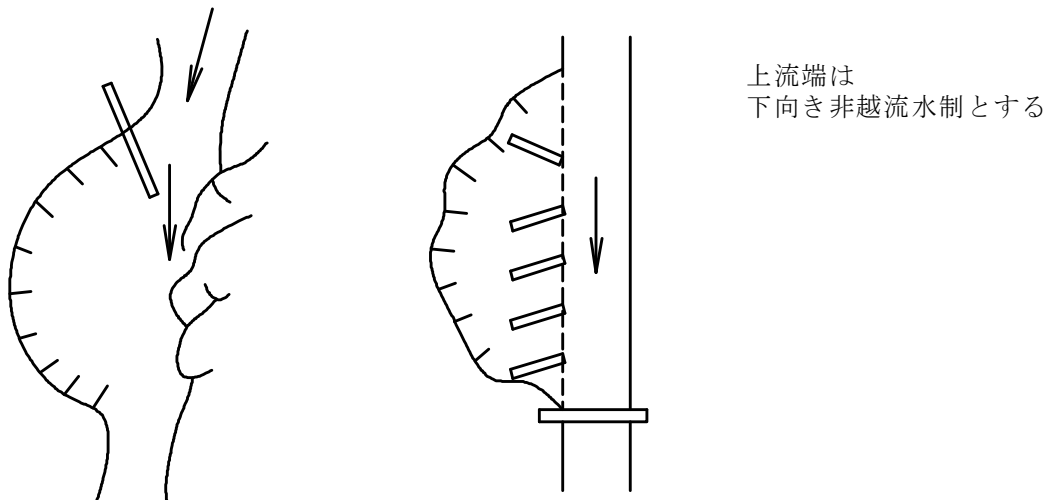


図 2-6-1 崩壊地に計画する水制工



1.2 方 向

溪流においては上向き水制が有利であるが、普通は直角水制を用いることが多い。流線又はその接線に対して  $70^{\circ} \sim 90^{\circ}$  の間の角度が適当である。

解説

直角水制において水制間の中央に土砂の堆積を生じ、頭部における溪床の洗掘は比較的弱く、下向き水制においては水制間の砂礫堆積は直角水制より少なく、また頭部の洗掘は最も弱い。上向き水制の場合は水制間の砂礫の堆積は溪岸が水制に沿い前二者よりもはるかに多いが、頭部の洗掘作用は最も強い。溪流において水流が水制を越流する場合、直角水制においては偏流を生ずることはないが、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する。したがって、一般には越流下向き水制はできる限り避けるべきである。

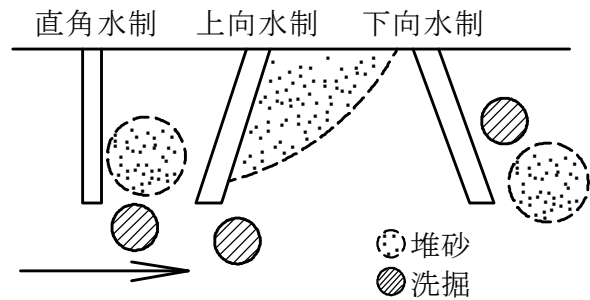


図 2-6-2 水制の向きと堆積・洗掘

第2節 水制工の設計

水制工の設計に当たっては、流送土砂形態、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、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

解説

水制工の目的としては、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り、所要の機能と安全性の確保について十分考慮するものとする。

水制工の形式は、その構造により透過、不透過に分類され、また、高さにより越流・非越流に分けられる。

水ハネ、土砂ハネを目的とする場合は非越流、不透過水制工を用い、流速減少を目的とする場合は越流、透過水制工を用いるのが一般的である。

砂防施設として用いる水制工は、一般に急流河川に設置する 경우가多く、このため、水制工を水ハネ、土砂ハネを主目的に設置する場合は、水制工の強度及び維持管理面から相当困難が予想される。仮に目的を達成したとしても、その下流の水衝部等の河状を一変させる恐れがあるので、護岸との併用で流速を減少させる根固水制工として採用されている事例が多い。

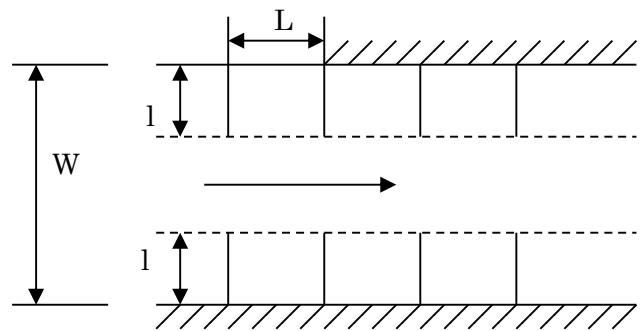
2.1 水制工の形状

水制工の長さ、高さ、間隔は、水制工の目的、河状、上下流及び対岸への影響、構造物自体の安全性を考慮して定めるものとする。

解説

一般に水制工は、単独の水制工で流水に抵抗させるより、水制工群として一定区間に設けて各水制に均等に抵抗させて流速を低減させるほうが急流荒廢河川では効果的である。

一般には水制工の長さを短くし水制工と護岸を併設したほうが、維持、工費上からも経済的となる場合が多く、その長さは川幅の1割以下としている例が多い。また、水制群では、上流側を短くし水勢における負担を軽くするとともに、水制工天端に、河心に向かって1/10~1/100の下り勾配を付けるのが通常である。



- l : 水制長 ( $1 < w/10$ )
- L : 水制間隔  $L=(1.5\sim 2.0) l$
- W : 川幅

図 2-6-3 水制の長さ及び間隔

水制工の高さは、維持管理及び河川に与える不測の影響を考慮して低くする場合が多く、平均低水位上0.5~1.0m程度としている。また、水制工の間隔は、水制工高の10倍程度及び水制工長の1.5~2.0倍程度を目途として、水制の高さ、長さとの関係等から経済性も考慮して定める必要がある。

なお、水制工のもと付けについては、護岸と水制工を併設する場合は流水が水制と護岸の間を流下しない構造とし、水制工単独の場合は十分根入れを行うとともに、もと付け付近に流水が向かわない構造とする必要がある。

2.2 本体及び根固工

本体は、自重で水流に抵抗するものでなければならない。また、根固工は、本指針第2編第5章3.4に準じて設計するものとする。

解説

一般に砂防施設を設ける溪流は、急流でかつ河床材料の粒径が大きいため、水制の強度の面から杭打ち水制工は避けるべきで、むしろ自重で流水等に抵抗できるような工法を用いるべきであり、一般にコンクリート不透過水制が多く用いられる。

透過水制工を採用する場合は、堤頂部まで外力が働いても安全でなければならない。

水制工の基礎は、一般には河床の砂礫であり、洗掘を受けやすく、特に水制の先端は局所洗掘による基礎の破壊の原因となりやすい。このため水制工には、原則として根固工を併設する。

## 第7章 溪流保全工

### 第1節 総説

溪流保全工は、溪流流路に沿ったある程度の区間や幅を対象に計画されるため、溪流空間の広い範囲へ影響を及ぼす。このため、溪流保全工の計画や設計にあたっては、面、縦断、横断的な環境特性を把握した上で、法線計画や、縦断及び横断計画等の基本諸元の検討段階から、環境への影響を考慮した対策を検討する。

#### 解説

溪流保全工は、溪流下流の比較的保全対象に接近した区域が計画対象となる場合が多く、景観や空間利用についても配慮する必要がある。また、長い区間や広い区域が計画の対象となるため、生態系にも面的な影響を与えることとなる。

これは、単一的な視点だけでなく、溪流の有する複雑かつ多様な生態系の保全を考慮することが必要である。例えば、魚類を保全する場合には、魚類の移動空間に配慮した流路の整備を行うだけでなく、その餌になる水生昆虫の生息環境や、昆虫のすみ家、隠れ家になる植生も保全する必要がある。

生態系の保全として、瀬と淵の形成等は溪流保全工の計画における根幹的な部分で関与する。このため、溪流保全工における生態系対策は重要であり、生態系の保全を考慮することは景観や空間利用にも寄与することとなる。

### 第2節 計画条件

#### 2.1 一般

溪流保全工は、一般に床固工と護岸工を併用して計画することを原則とする。

#### 2.2 上流端処理

溪流保全工計画区域の上流端には、原則として堰堤若しくは床固工を施工するものとする。

#### 解説

溪流保全工の上流端には溪流保全工を施工する溪流の上流の荒廃状況、砂防工事の進捗状況を問わず、万一の土砂流出に対応するため、流出土砂抑制・調節効果を持つ堰堤若しくは床固工の施工を必要とする。この堰堤若しくは床固工は遮水機能をも有するよう袖の嵌入等は十分考慮して計画することが必要である。

2.3 土砂含有率

溪流保全工の計画に考慮する対象流量は、既に砂防工事が進捗しているものであるため、原則として、土砂含有率の減少した洪水流を対象とする。

解説

溪流保全工の計画における土砂の含有率については、本指針第2編第7章第3節「実施の順序」に準じて、表2-7-1を目途とする。

表 2-7-1 土砂含有率

溪流の荒廃状況	土砂含有率
上流砂防工事が未完了の場合 屈曲、乱流防止の場合	0.10
上流砂防工事が完了している場合 上流砂防工事を施工中であり、施工中の事業により当該溪流対策が完了する場合。	0.05

2.4 橋梁等横断構造物

溪流保全工の計画に当たっては、橋梁、配水管等の横断構造物はなるべく少なくするものとする。

解説

やむを得ず設置する場合には上流からの流木等による破損等を考慮して、河川としての余裕高に0.5m加えた高さ（図2-7-1参照）をとることが望ましい。

橋梁等の横断構造物は、洪水時に流木等が詰まって災害の原因となりやすいため必要最小限とすることが望ましく、統廃合を図る。

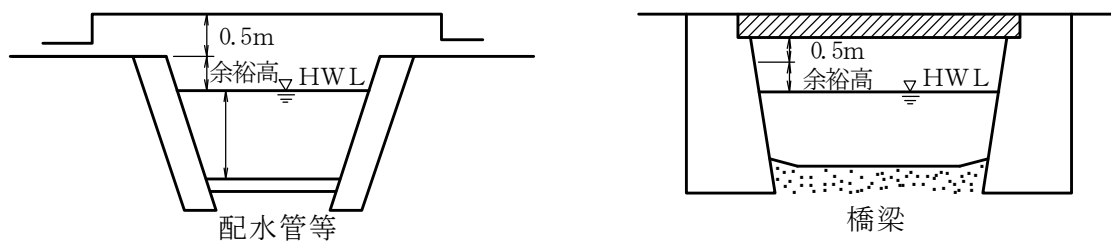


図 2-7-1 横断構造物の桁下余裕高

溪流保全工の上部を横過する構造物は、流水のはね上がりによる落下や詰まりを防止するため、落差工の上下流15m程度（最小5.0m）は設置を避けるほうが望ましい。

2.5 溪床

溪流保全工は、原則として底を張らない構造とするものとする。ただし、溪流保全工を計画する区間において、その河床を構成する粒径に対する限界流速が計画勾配と計画水深によって生ずる流速より小さくなる場合には水路を三面張りとしてもよい。

解説

溪流保全工を計画する際には、原則として底を張らない構造とする。溪床勾配等で、河床の抵抗力より掃流力がまさる場合においても、勾配緩和等計画段階で検討しできるだけ三面張りは避けること。しかし勾配緩和・河幅拡大等を考慮しても、なおかつ掃流力のほうが河床の抵抗力より大なる場合には三面張りとすることを考慮すること。長い三面張り区間では適当に垂直壁を設け、地下水路の発達を防ぐ必要がある。

2.6 勾配の変化点

勾配変化のある場合はその折点に床固工を計画し、帯工によって勾配を変化させないことを原則とする。

解説

溪流保全工に勾配の変化を与える場合、上流の勾配による流れの物理的な影響をできる限り下流に及ぼさないために、勾配の変化点は床固工を施工し落差を設けることが原則である。

また、一つの勾配がかなり長い距離で続く場合、中間における護岸の基礎洗掘を防ぐ意味で、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を距離に読み替えた程度を原則とする。

2.7 計画条件

溪流保全工の余裕高は、原則として計画流量によって決定するものとする。

表 2-7-2

計画流量	余裕高
200m <sup>3</sup> /s	0.6m
200~500m <sup>3</sup> /s	0.8m
500m <sup>3</sup> /s 以上	1.0m

ただし、余裕高は河床勾配によっても変化するものとし、計画高水位(H)に対する余裕高( $\Delta H$ )との比( $\Delta H/H$ )は下表の値以下とならないようにすること。

表 2-7-3

勾配	~1/10	1/10~1/30	1/30~1/50	1/50~1/70	1/70~1/100	1/100~1/200
$\Delta H/H$ 値	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10

解説

勾配の急な溪流では、河床変動、土砂流出等が起こり易く、流速が大きい関係もあって水面変動が大きい。このため大きな余裕高が必要となる。また、これは河幅との関係もあり、同一流量でも河幅が広ければ、計画高水位の水深が小さくなり、規定の余裕高で十分安定となる。

そこでこれら計画水位(H)と余裕高( $\Delta H$ )との比をとり、これらの値の下限値を勾配別に規定したものである。

## 2.8 水利

扇状地に溪流保全工を計画する場合、地下水、伏流水等に影響を及ぼす恐れがあるので、溪流保全工周辺の水利用に関しては、十分事前調査を実施すること。

解説

三面張り及び掘込み河道の溪流保全工を施工することによって施工前の伏流水、地下水が遮断され、あるいは水位が低下し流域周辺の水利用(湧水、揚水等)に著しく影響を及ぼすことがあるため、あらかじめ扇状地における水の挙動について十分に調査しなければならない。

## 第3節 実施の順序

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

- (1) 砂防工事が未施工・・・溪流保全工の着手には時期が早過ぎる。
- (2) 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。
- (3) 砂防工事施工済み・・・溪流保全工の実施可

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ものとする。

解説

溪流保全工完成後に上流から土砂の流入が多いと人家集落等の中で土砂災害を発生させる原因となる。そこで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。

鳥取県では、上流の砂防工事が進捗し、整備率で50%以上完了した後に溪流保全工に着手するものとする。

第4節 溪流保全工の設計

溪流保全工の設計の当たっては、機能、目的を考慮し、安全性、経済性について検討を行い、対象流量を安全に流下させるとともに、維持管理面及び周辺の水利用、地下水位、自然環境についても配慮して行うものとする。

解説

溪流保全工の設計は、地形、地質、流送土砂形態等の流域を含めた自然条件及び流路の変遷等その溪流の特性を調査し、それに適合した計画を立てる必要がある。また、施設の安全性、背後地域に対する施設の重要性等について配慮した設計が必要である。

溪流保全工の設計においては、形状、勾配、構造物、河床材料等を考慮し、計画流量に対する計画高水位等により試算を行い、修正を繰り返して、適切に設計する必要がある。模型実験は、溪流保全工の対象とする地域の社会的、経済的重要性や想定される被害の質、量等を勘案したうえで、必要に応じて実施するものとする。なお、溪流保全工の設計順序は、次のとおりとするのが一般的である。

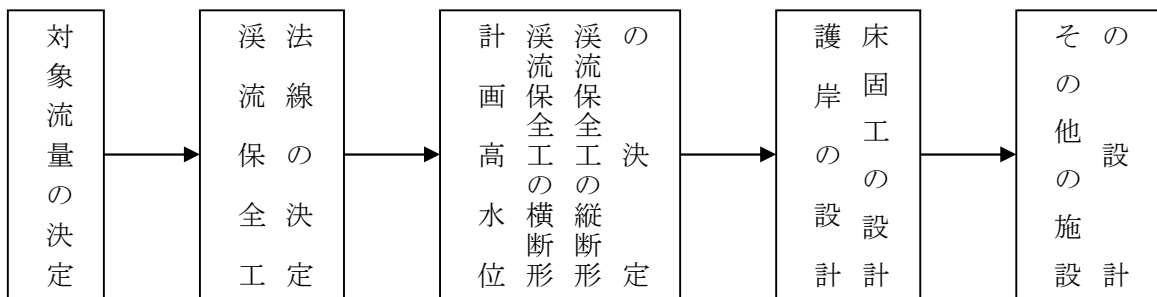


図 2-7-2 溪流保全工の設計順序

4.1 法線

1. 溪流保全工の法線は、現在及び過去の流路の変遷を良く調査して、できる限りなめらかに設計し、鋭い湾曲はさけなければならない。
2. 地形、地質上やむを得ず鋭い湾曲部を設ける場合は、曲りの内側の法線は後退させ、湾曲部の水衝を緩和させることが望ましい。
3. 本川と支川の合流については、それらの中心線がなるべく鋭角で合流するよう計画しなければならない。

解説

溪流保全工の法線は、流水のスムーズな流下をはかるため、また、将来における維持のため直線に近いことが望ましいのであるが、土地利用の盛んな溪流の下流部及び砂礫円錐地帯においては、法線の規正が困難な場合が多く現流路に沿って計画法線を決定しなければならない場合が多いが、用地取得の困難さを理由として、屈曲の著しい現流路に沿うことは避け

るべきで、あくまでも溪流保全工本来の目的を忘れてはならない。

地形や土地利用上から曲線部を設ける場合は、原則として曲線半径と計画河幅の比を 10～20 以上、湾曲部を 60° 以上とする。やむを得ない場合であっても曲線半径と計画河幅（B : H.W.L での幅）の比を 5 以上とすること。

また、やむを得ず反曲線を設ける場合であっても、曲線部と反曲線部の間には計画河幅（B : H.W.L での幅）の 6 倍以上の直線部を設けることが望ましい。

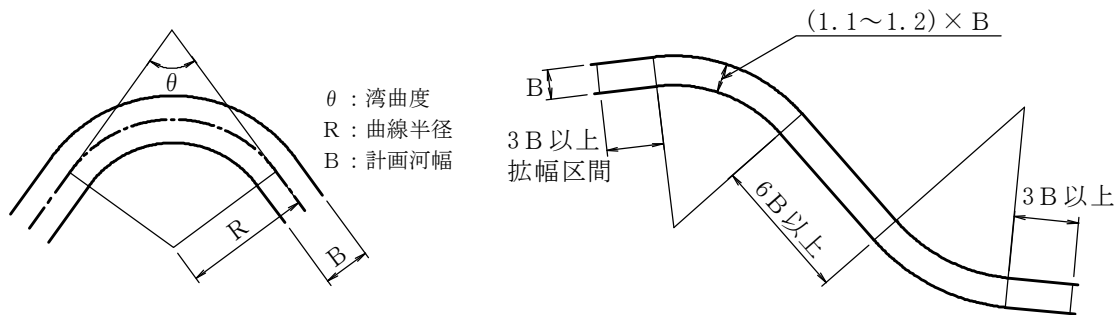


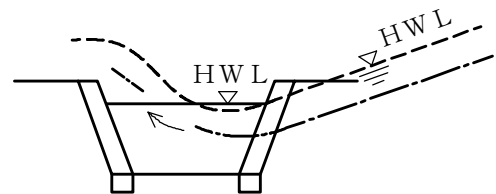
図 2-7-3 法線

土石流流下区間または堆積区間に設ける溪流保全工は、土石流の流下方向に直線とし、土地利用や用地取得の困難さ等を理由として屈曲させることは極力避けなければならない。

溪流保全工を必要とする区間に支川が流入する場合は、十分な支川処理を必要とする。

一般に支川の方が、流路勾配が急な場合が多く射流となるケースがある。これに対して本川の方は常流とすることが原則であるから、たとえ洪水のピーク到達時間がずれていたとしても射流から常流に変わる際に跳水現象を起こし、対岸のり上げる危険性がある。このため、支川の流量等が本川に比べ無視できる程度のもを除き、本川にスムーズに合流させなければならない。

特に、合流する支川が比較的大きく、本川への影響が大なるときは十分注意する必要がある。



支川からの跳水により本川の護岸をのりこえる危険がある。

図 2-7-4 支川の影響

#### 4.2 計画高水位

計画高水位は、計画河床の維持の面から縦断形及び横断形と相互に関連して決定するものとする。

##### 解説

溪流保全工は掘り込み方式が原則であるので、周辺の地形条件を考慮して決定する。

計画水深は、等流計算に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、



河床変動、蛇行位置の変化等による水位の変動が大きいので、模型実験を必要とする場合もある。

三面張りおよび掘り込み河道の溪流保全工を施工することによって施工前の伏流水、地下水が遮断され、あるいは水位が低下し流域周辺の水利用(湧水、揚水等)に著しく影響を及ぼすことがあるため、あらかじめ扇状地における水の挙動について十分に調査しなければならない。

計画高水位は与えられた対象流量をもとに決定する。流れが等流であると仮定すると、 Manningの式から計画高水位  $h$  が得られる。なお、流速が  $5\text{m/s}$  を越えないように断面を決定することが望ましい。

実際は与えられた河幅(溪流保全工幅)  $B$  のもとに  $h$  を仮定して  $Q$  を計算し、これが与えられた対象流量に近似するまで (2%程度) 繰り返して計算を行い、 $h$  を決定する。

$$Q = A \cdot V \geq Q' \quad \dots (2-7-1)$$

$Q$  : 計画流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$Q'$  : 対象流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$A$  : 溪流保全工流過断面積 ( $\text{m}^2$ )

$$A = h(b + m_2 h)$$

$V$  : 土砂混入時の流速 ( $\text{m/s}$ )

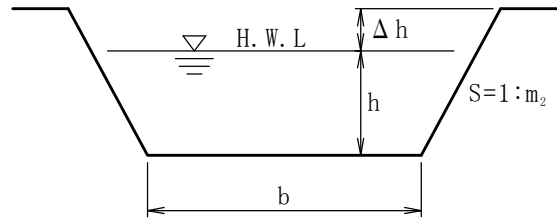


図 2-7-5 計画断面

$$V' = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \dots (2-7-2)$$

$V'$  : 平均断面流速 ( $\text{m/s}$ )

$n$  : 粗度係数 (表 2-7-4 参照)

三面張りの場合  $n = 0.025$

その他  $n = 0.030$

$R$  : 径深 (m)  $[=A/P]$

$P$  : 潤辺 (m)

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m_2^2} \quad \dots (2-7-3)$$

$I$  : 計画河床勾配

$$V = V' \cdot \frac{\gamma}{\gamma + \alpha \cdot (d - \gamma)} \quad \dots (2-7-4)$$

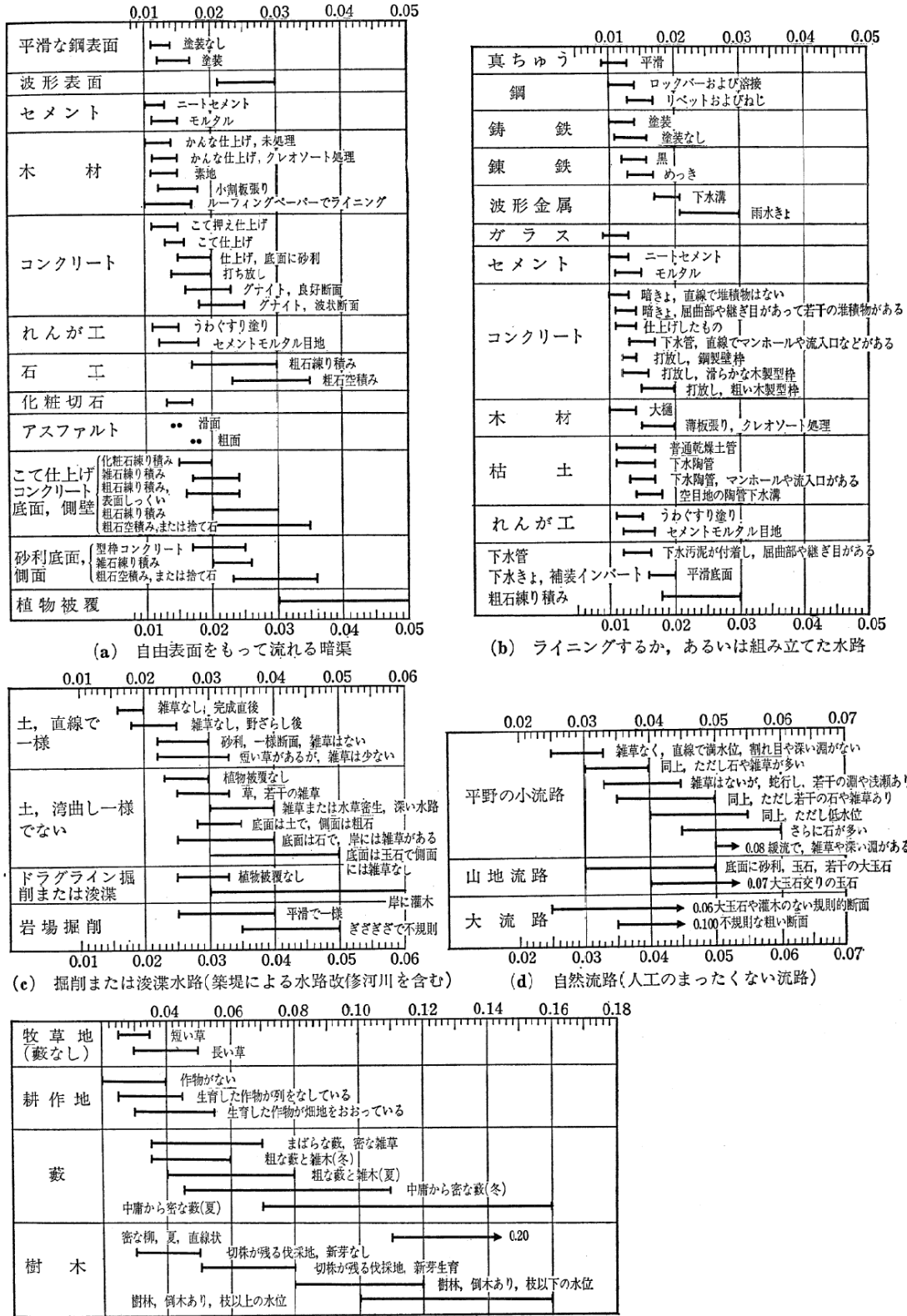
$\gamma$  : 清水の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ ) [通常  $9.81 \text{ kN/m}^3$ ]

$d$  : 土石の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ ) [通常  $23.5 \sim 25.5 \text{ kN/m}^3$  で  $d = 25.5 \text{ kN/m}^3$ ]

$\alpha$  : 土砂混入率 (本指針第1編第6章第5節の表 1-6-11 参照)

なお、余裕高は河床勾配によっても変化するものとし、計画水位(h)に対する余裕高( $\Delta h$ )との比( $\Delta h/h$ )は表 2-7-3 の値以下とならないようにすること。

表 2-7-4 マニングの粗度係数



### 4.3 縦断形

#### 4.3.1 一般

溪流保全工の縦断形は、河床の安定を考慮するとともに掘り込み方式(余裕高が地盤以下)が原則であるので、周辺の地形条件や将来の維持管理等も勘案して決定するものとする。地形の状況により部分的に掘り込み方法とならない場合においても、HWLが現況地盤以下となるよう縦断線形を計画する。

なお、溪流保全工の上端及び下端において、河床勾配が急変しないようにし、支川が合流している地点においては、洗掘、堆積等に留意して設計するものとする。

#### 解説

溪流保全工を計画する溪流は、一般には急流であり、河床勾配を河床材料のみで安定させることができない場合が多く、床固工、帯工等を用いるか、場合によっては河床をコンクリート等で覆って河床の安定を図っている。

河床勾配を求める方法として、動的平衡計算と静的平衡計算がある。掃流砂量を求める式としては、アインシュタイン式、土研式等があり、これらに水流の基礎方程式を当てはめて計算する。

計画河床を河床材料のみで安定させるか、護岸工及び減勢工で安定させるかは、河床勾配、河床高及び横断形にも関連があるのみならず、平面形にも関係する。このため、計画河床勾配と河床高は試算的に求めて、他の横断形等を検討したうえで最終的に決定される。

計画縦断勾配は、一般的には現在の溪流の河床変動の資料より局所的な変動を除き大局的な安定を確かめたうえで、現在の河床勾配を採用するのが将来の維持管理上最も望ましい。河床変動の資料がない場合は、類似した河川の実績等を参考として求める場合もある。

溪流保全工の計画河床高は、現況より低くすることが通例であり、この場合は、上下流端に床固工あるいは堰堤等により落差を設けるとともに、下流端には、洗掘、堆積等が起きないように必要に応じて河床を修正して護岸工等を設けるのが普通である。

また、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併せた勾配とする。このため、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。

#### 4.3.2 計画縦断勾配

溪流保全工の河床勾配を変化させる場合には上流部より下流部にかけて次第に緩勾配になるように計画する。

河床勾配は掃流力が50%以上変化しないよう定める。

#### 解説

勾配の変化を余り急激に行うと変化点付近に洗掘や堆積の現象が生じ溪流保全工の維持に

困難を生ずる場合もあるので、勾配の変化点においては、その上下流で掃流力が50%以上の変化をしないように勾配並びに水深を決めるのが望ましい。

1. 計画縦断勾配の決定方法

一般的には現在の溪流の河床変動の資料より局所的な変動を除き大局的な安定を確かめたうえで、現河床勾配の1/2から現河床勾配の間で決定するのが一般的である。(1/10～1/100)河床変動の資料がないときは掃流力計算を行うが既往の実績例を参考にして求める場合もある。一般に計画勾配が1/30より急勾配の場合は底張工を検討する。

(1) 掃流力計算による方法

① 動的平衡勾配の検討

$$U_*^2 = g \cdot R \cdot I \quad \cdots (2-7-5)$$

$U_*$  : 摩擦速度 (掃流力)  
 $R$  : 径深  
 $I$  : エネルギー勾配

② 静的平衡勾配の検討

$$U_*^2 c = 80.9 \cdot d \quad \cdots (2-7-6)$$

$U_* c$  : 限界摩擦速度 (限界掃流力)  
 $d$  : 砂礫の平均粒径 (cm)

$U_*^2 c \geq U_*^2$  となるように縦断勾配を決める。

[計算例]

河床勾配 1/30、計画水深 1.5m、河床を構成している砂礫の平均粒径 3cm の溪流の場合  
 掃流力： $U_*^2 = g \cdot h \cdot I$  (近似式を  $R=h$  とする)  $=9.81 \times 1.5 \times 1/30 = 0.490$  ( $m^2/s^2$ )

限界掃流力： $U_*^2 c = 80.9 \cdot d = 80.9 \times 3 = 242.7$  ( $cm^2/s^2$ )  $=0.024$  ( $m^2/s^2$ )

故に  $U_*^2 > U_*^2 c$  となり河床礫が移動するため上記の計画の様な場合は河床勾配を緩とするか計画水深を小さくする又は、床張工等の配慮が必要となる。

(2) 既往の実績・・・現河床勾配の1/2から現河床勾配を目安とする。

河床変動の資料がない場合には、類似した河川の実績を参考とする。

一般には、現況河川において縦侵食が激しい場合は、現河床勾配の1/2を目安とし、横侵食、蛇行等が主体となって土砂生産されている場合は、現河床勾配の2/3程度を目安としている。

2. 溪床勾配を変化させる方法

溪流保全工の溪床勾配を変化させる場合、勾配の変化をあまり急激に行うと変化点付近で洗掘や堆積が生じ、溪流保全工の維持に困難を生ずるだけでなく、大きな災害の原因ともなりうる。勾配の変化点においてはその上下流で、掃流力が50%以上の変化をしないように勾配並びに水深をきめることを原則とする。又、勾配の変化点は落差工を計画し、帯工で変化させてはならない。

掃流力を 50%以上変化させないとは、上流を基準として  $U_{*A}^2/U_{*B}^2 = \frac{gR_A I_A}{gR_B I_B} \leq 2$  のことである。

一般的には、 $I_A \geq 1/30$  の場合  $u_{*A}^2/u_{*B}^2 \leq 2$

$I_A < 1/30$  の場合  $u_{*A}^2/u_{*B}^2 \leq 1.5$

程度を目安に計画するとよい。

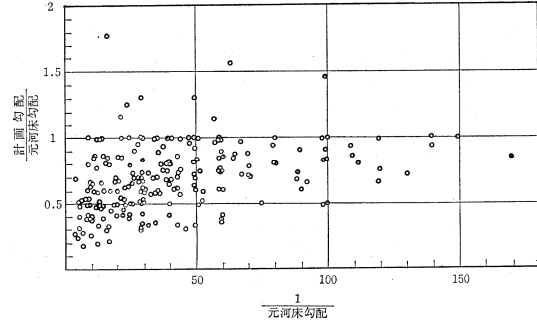


図 2-7-6 元河床勾配と計画勾配との関係

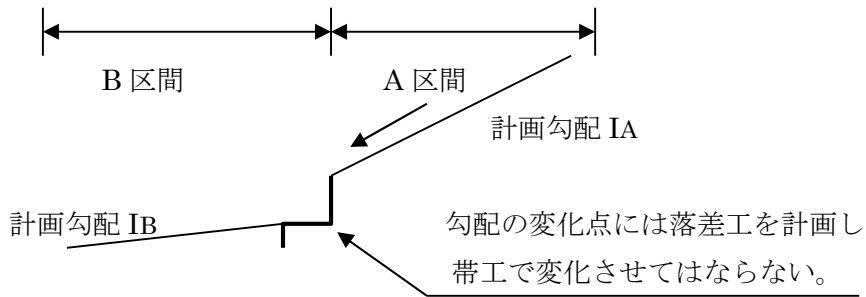


図 2-7-7

[計算方法]

掃流力を  $U_*^2 = g \cdot R \cdot I$  で表わし近似的に  $R=H$  として

$$A \text{ 区間の掃流力 } U_{*A}^2 = g \cdot H_A \cdot I_A$$

$$B \text{ 区間の掃流力 } U_{*B}^2 = g \cdot H_B \cdot I_B$$

$$\frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} = \frac{g \cdot H_A \cdot I_A}{g \cdot H_B \cdot I_B} \leq 2$$

ここで計画水深を同じにとれば

$$H_A = H_B \quad I_A/I_B \leq 2 \text{ となり}$$

縦断勾配の比による検討で変化点の勾配の決定ができる。

[計算例]

(例 1) A 区間の  $R_A = 1.4\text{m}$ 、 $I_A = 1/50$

B 区間の  $R_B = 1.2\text{m}$ 、 $I_B = 1/60$  とすると

$$\frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} = \frac{g \cdot H_A \cdot I_A}{g \cdot H_B \cdot I_B} = \frac{9.81 \times 1.4 \times 1/50}{9.81 \times 1.2 \times 1/60} = 1.4 \leq 1.5 \text{ となり OK}$$

(例 2) A 区間  $I_A = 1/50$ 、B 区間  $I_B = 1/80$  で水深は、 $H_A = H_B$  とする。(但し  $R \neq H$ )

$$\frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} = \frac{g \cdot H_A \cdot I_A}{g \cdot H_B \cdot I_B} = \frac{I_A}{I_B} = \frac{1/50}{1/80} = 1.6 > 1.5 \text{ となり OUT}$$

したがって  $\frac{I_A}{I_B} < 1.5$  となるよう  $I_B$  を決定する。

$I_B = 1/50 / 1.5 = 1/75$  勾配  $I_B$  は 1/75 より急勾配で決定する。

3. 計画河床高の決め方

計画河床高は現河床より下に切り込ませる。溪流保全工は完全掘込型式を原則として計画河床を決定する。但し現河道から遠く離れて捷水路を計画する場合（図 2-7-8）の現河床は新水路と現河道の交点を結んだ高さを現河床高として考えてよい。

砂防工事としての溪流保全工は、通常勾配が急で流速が大きいため築堤方式では破堤、決壊等の危険性が高く、いったん破堤した場合の被害が著しいので安全性を高めるため掘り込み方式を採用することを原則とする。但し築堤工は本川との取付部分等に限るものとする。また地形上やむを得ず盛土となる場合でも余裕高程度とし、部分的なものにとどめる。

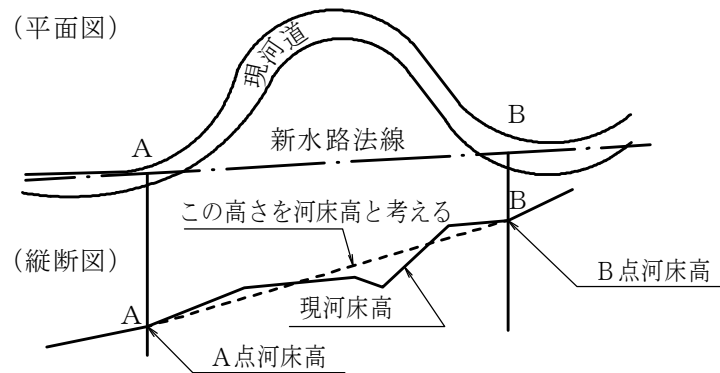


図 2-7-8

4. 支川の合流する溪流保全工の縦断勾配は、本川の支川による洗掘、堆積を防ぐため、本支川が同一勾配かつ同一河床高で合流させることを原則とする。但し、支川の流量が小さい場合 ( $Q'/Q \leq 0.1$  かつ  $Q' \leq 3\text{m}^3/\text{s}$ ) は、本川の河床高より支川の河床高を高くしてもよい。

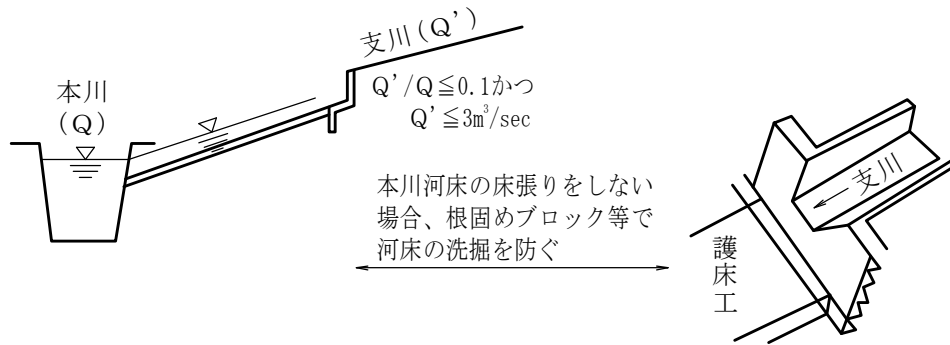


図 2-7-9 支川の流域面積が本川よりかなり小さい場合

$Q'/Q \leq 0.1$  または  $Q' \leq 3\text{m}^3/\text{sec}$  の場合

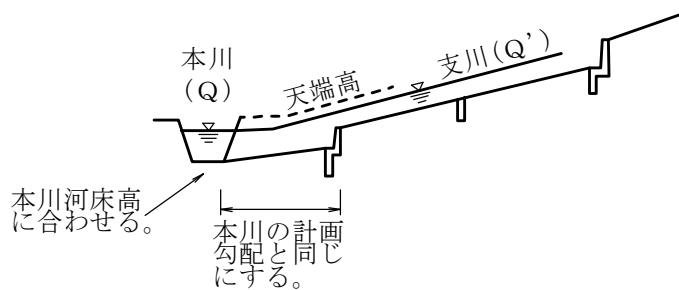


図 2-7-10 本・支川の流域面積の差の少ない場合

#### 4.4 計画断面（横断形）

##### 4.4.1 一般

溪流保全工の計画断面は、原則として単断面とし、その計画幅は、対象流量、溪流保全工の縦断勾配、平面形状、地形、地質、背後地の土地利用状況等を考慮して定めるものとする。

##### 解説

溪流保全工を設ける溪流は、一般に急流であり、溪流保全工を低水敷と高水敷に分けて複断面にすると、計画断面を維持させることが困難であり、単断面とする場合が多い。しかし、高水敷の利用等を考えなければならない場合は、河床材料、流出土砂等の河状をよく調査したうえで決定するものとする。

河幅が広く乱流、異常堆積の恐れがある場合は複断面を採用する。またその付近が現在遊休地のような状態であれば、現存する天然林を活用した緩衝帯を置いたりすることが望ましい。さらに自然の拡幅部は、不慮の土砂流出に備え、遊砂地として利用することが望ましい。

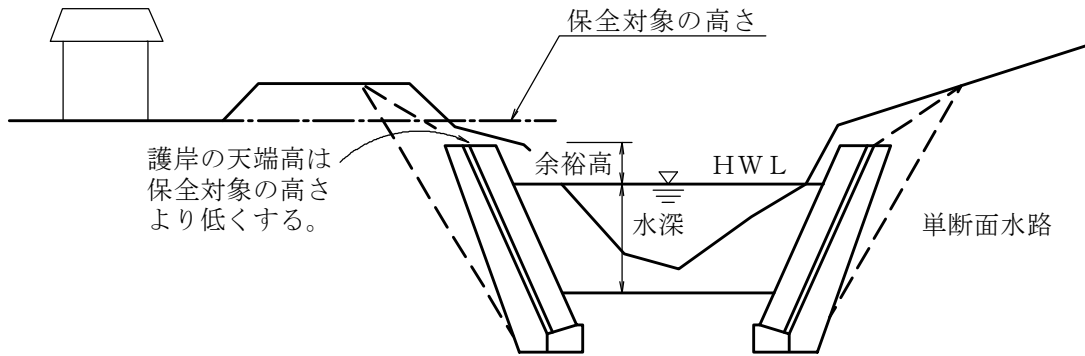


図 2-7-11 単断面水路

4.4.2 計画幅

流路工の計画断面は現河道幅を十分考慮し、現状より河幅が狭小にならないようにする。

解説

現河道幅をせばめることは、河川の機能を破壊するだけでなく計画高水流量に対する水深が大となるので、構造上危険サイドとなる。そのため最小限現河道幅を活かした計画断面とすることが好ましい。

河幅  $B$  と流量  $Q$  に関しては

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2} \dots (2-7-7)$$

$B$  : 河幅 (m) (底幅)

$Q$  : 流量 (m<sup>3</sup>/sec)

$\alpha$  : 係数

表 2-7-5  $\alpha$  の値

流域面積の大きさ (km <sup>2</sup> )	$\alpha$ 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

で表わされる関係がある。 $\alpha$  の値は流量の大きさによって異なる。

溪流保全工の計画幅は、河床勾配、流送土砂、河床材料、河川の粗度および平面形状に密接に関係しており、対象流量を安全に流下させるためには流路工全体の計画の中で検討する必要がある。

一般には、他の条件を同一にすれば、溪流保全工幅を狭めることにより水深および流速は大となり、河床材料のみでは河床の維持が困難となる。また逆に広くすることは、堆積による河床上昇、用地

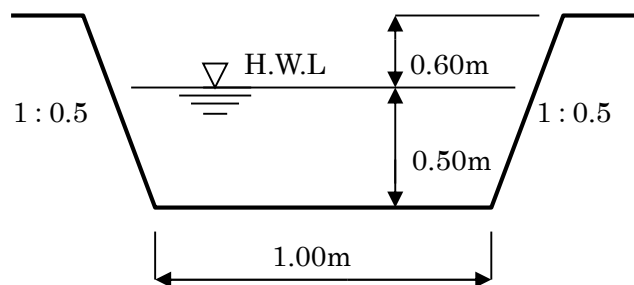


図 2-7-12 最小計画断面



取得面積の増加等となって制約を受ける。

したがって、溪流保全工の計画幅は、河床の安定性を主眼におき、構造物の有無、背後地の土地利用等を考慮して決定するものとする。また、溪流保全工を計画する場合の最小幅は、流木等を勘案し、小流域における計算断面が図2-7-12の断面より小さい場合でも、下幅1.0m、水深0.5mとして計画する。

#### 4.4.3 湾曲部の横断形

溪流保全工の湾曲部では湾曲の状況、上下流の河道及び地形等の状況に応じて溪流保全工幅の拡大または凹部天端工の嵩上を考慮する。又湾曲部では外カーブ側に洪水が集中して流下するため強度の洗掘力が働く。そのため湾曲区間において洗掘防止を計画する。

解説

##### 1. 溪流保全工の湾曲部における条件

###### (1) 曲線半径と河幅の比

$R/B > 10$  とする。

###### (2) 湾曲度 ( $\theta$ )

$\theta > 60^\circ$

但し溪流保全工の法線決定の際、湾曲部において地形、湾曲の状況、上下流の河道、その他の状況により前記の(1)あるいは(2)を満足出来ない場合は、溪流保全工幅の拡大又は凹部天端高の嵩上げを検討する。

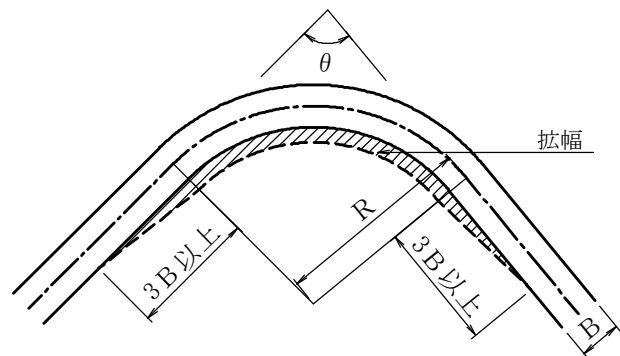


図 2-7-13

##### 2. 湾曲部の拡幅

(1) 湾曲部では河幅を内側に拡幅し、その取付長さは河幅の3倍以上の区間で行う。拡幅の程度は下の表を目安とする。

$R/B < 10$ 、 $\theta < 60^\circ$  の計画は避ける。

表 2-7-6

R/B	$\theta$	拡幅率
$5 < R/B < 10$	$\theta > 60^\circ$	20%
$R/B > 10$	$\theta < 60^\circ$	20%

###### (2) 摺りつけ区間（平面形状）

やむをえず反曲線とならざるをえない場合は、曲線の連続を避け2つの曲線の間に直線区間を設ける。

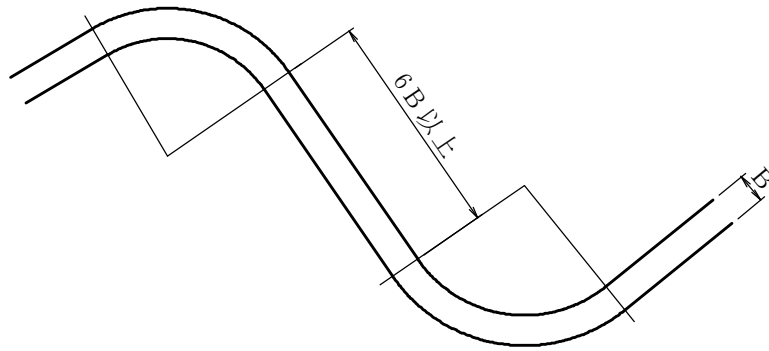


図 2-7-14

3. 湾曲部の天端嵩上げもしくは、三面張りの水路床横断勾配

湾曲部の凹岸では洪水の際に水位が上昇するので、護岸は凸岸部より高くする必要がある。

ナップによれば、静水面を仮定したとき、水路外側壁における水面高と静水面との差  $h$  は次式で表わされる。

$$h = b \cdot v^2 / r \cdot g \quad \dots (2-7-8)$$

$b$  : 水路幅 (m)

$v$  : 水路曲線部の平均流速 (m/s)

$r$  : 水路中心線曲率半径 (m)

このほかグラシヨ一の式

$$h = (v^2 / g) \times \{2.303(\log R_2 - \log R_1)\} \quad \dots (2-7-9)$$

$R_1$  : 水路内側の曲線半径 (m)

$R_2$  : 水路外側の曲線半径 (m)

があるがほとんど同様の値を与える。

三面張りの場合は、このような曲がりによる水位差を消去し、流れが曲線水路に沿って安定して流れるようにするため、水路床に横断勾配を付ける。ただしこの横断勾配を水路曲線の始点に急に設けても流れはかえって不安定になるので、適当な緩和区間を必要とする。

横断勾配 (カント) は次式で表わされる。

$$\tan \phi = v^2 / r \cdot g \quad \dots (2-7-10)$$

$\phi$  : 水路上の傾斜角 (度)

$v$  : 水路曲線部の平均流速 (m/s)

$r$  : 水路中心線の曲線半径 (m)

なお極端な S 字形の曲線や、流れが水路外側に偏ってしまうような急な曲がりの場合にはこれらの式は適用できない。この場合は法線形を改めなければならない。

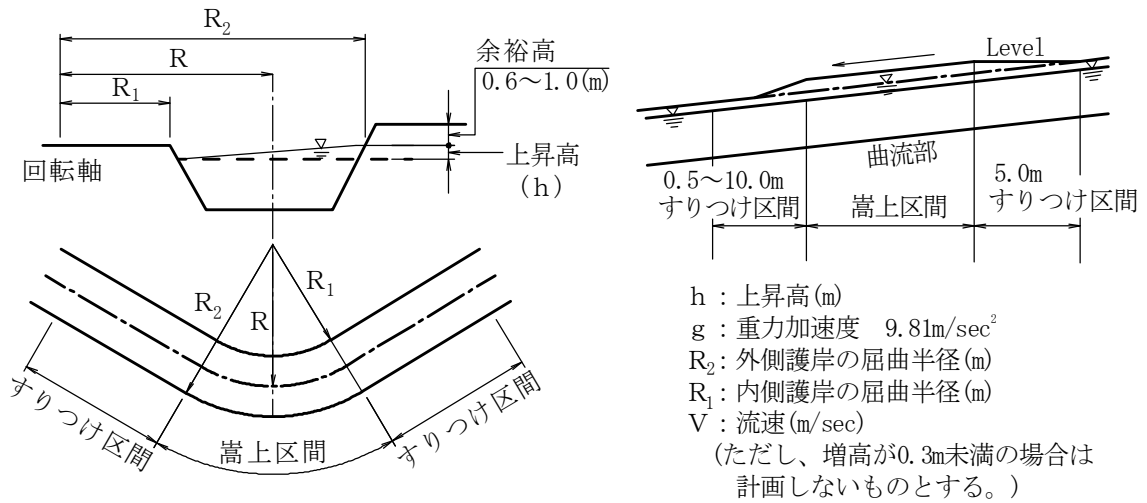


図 2-7-15 湾曲部の天端嵩上げ

4. 湾曲部の基礎洗掘防止

曲線部の外カーブ側は、洪水時には流水が集中して流下するため強度の洗掘力が働く。そこで直線部の護岸工よりも構造的に強固なものとする必要がある。特に二面張りの場合には根入れの深さを考慮する等洗掘に対処する構造とする。

拡幅あるいは、天端嵩上げの必要がある湾曲部においては、河床幅の  $1/2 \sim 1/3$ 、最高限度  $4.0\text{m}$  の範囲内で護床工を計画する。

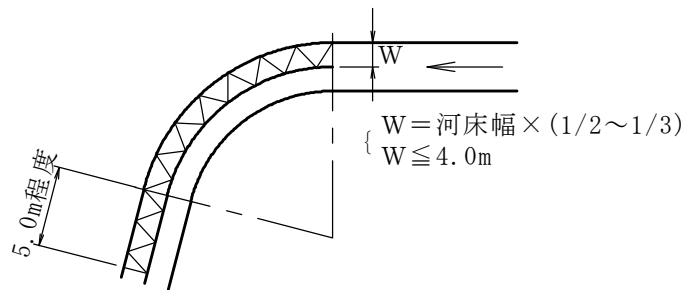


図 2-7-16

4.4.4 合流点における計画幅

合流点下流の溪流保全工幅は本川、支川の形状を考慮して決定する。

解説

1. 本川、支川とも土砂の流出が少なく、河床勾配、計画高水位が同じような河川の場合には（両方の掃流力が同じ場合）、合流点下流の溪流保全工幅は本川、支川の各流路幅の和をもって計画幅とすることがよい。（図 2-7-17 (A)）

これは、本・支川が同一勾配、同一水深の場合に適用できるものである。そして、これらの計画河幅は水深と勾配から決められる。もちろん合流点の下流に横工を設ける必要がある。

2. 本川に対し支川の掃流力の方が大きい場合には、合流点下流に土砂の堆積が生じ断面の不足をおこす危険がある。このような場合は  $a_3$  は  $a_1+a_2$  よりも小さくして、掃流力を大きくすることが土砂堆積を防止する1つの方法で、極端な場合には  $a_3 \doteq a_1$  とすることもある。  
 (図 2-7-17 (B))

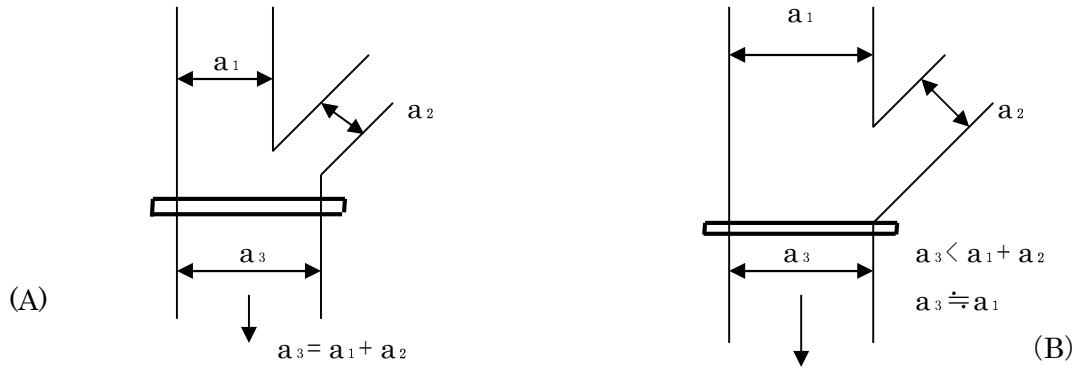


図 2-7-17 本川と支川の河幅

## 第5節 溪流保全工における護岸

### 5.1 一般

溪流保全工における護岸は、本編第5章に準じて設計するものとする。

なお、溪流保全工における護岸は、溪流保全工を設置する地域の溪岸の崩壊を防止するとともに、床固工の袖部を保護するために設けられるものであり、床固工にすり付けるとともに、床固工直下の護岸は、床固工から対象流量が落下する位置より後退させるものとする。

#### 解説

護岸の破壊は、洗掘による護岸基礎部の破壊や土砂の吸出しによって生じていることが多い。そこで護岸の根入れ深は、洗掘による河床変動に対応できるように考えて、一般的には床固工天端等河床固定点から上流の静的平衡勾配を検討し、それに基づいて決定している。

また、砂礫堆等が形成された場合や、床固工の直下流、湾曲部外湾側では、河床変動が大きいため、必要に応じて根固工を併用する等の考慮が必要となる。溪流保全工の護岸は、一般にモタレ式が用いられ、その法勾配は5分を標準とする。

### 5.2 護岸構造

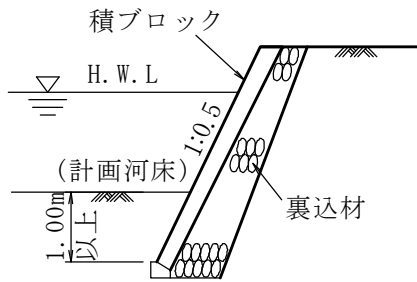
護岸工の構造は、原則として次によらなければならない。

1. 天端高は、溪流保全工断面計画によるものとし、曲線の外カーブ側の護岸高は内カーブ側の護岸高より高めなければならない。
2. 護岸工の法勾配は、1:0.5を標準とする。
3. 現河床材料では計画河床の維持が困難な場合、また計画幅が狭く護岸基礎の掘削が全幅に及ぶ場合などには底張工を計画する。
4. 護岸工には、10m以下に1箇所伸縮目地を計画する。
5. 護岸の水抜きは、2.0m<sup>2</sup>程度に1箇所の割合で設置しなければならない。
6. 護岸の基礎根入れは、1.0m以上とする。
7. 護岸の基礎洗掘のおそれのある場合は、根固工を計画するものとする。根固め工を設けた場合の護岸の基礎コンクリート天端は、根固め工下面とする。

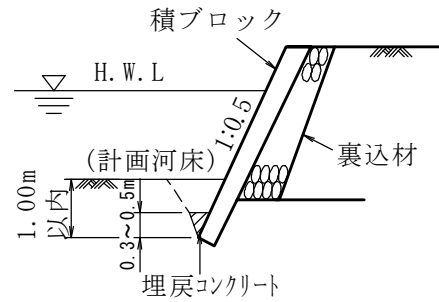
#### 解説

1. 湾曲部の横断形については、本指針第2編第7章4.4.3に準ずる。
2. 護岸の法勾配は1:0.5を標準とする。

a) 基礎地盤が土砂の場合



b) 基礎地盤が岩盤の場合



※軟岩Ⅰの場合 H=0.50m  
軟岩Ⅱ以上の場合 H=0.30m

図 2-7-18 護岸一般図

3. 伸縮目地の間隔は、10m 以下で設けるものとし、目地材(エラストイト厚 10mm 等)を入れる。

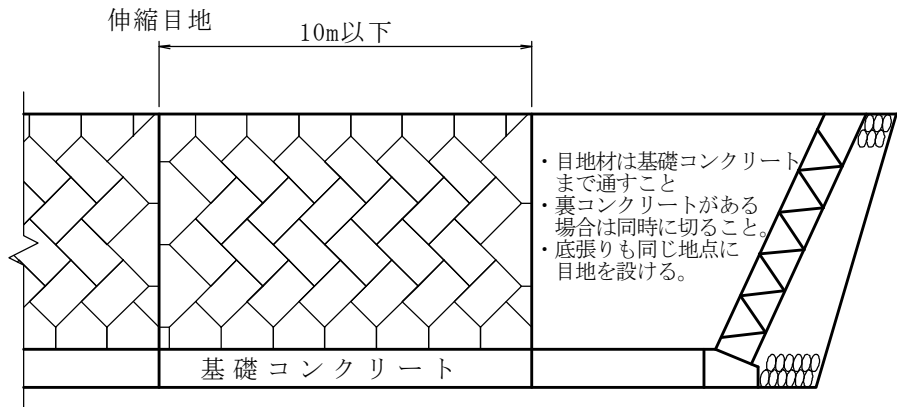


図 2-7-19 伸縮目地の設置

4. 水抜孔は、内径φ50mm 程度（硬質塩ビパイプ VP50）を標準とする。  
5. 護岸の根入れは 1.0m 以上を原則とし、下図を標準とする。

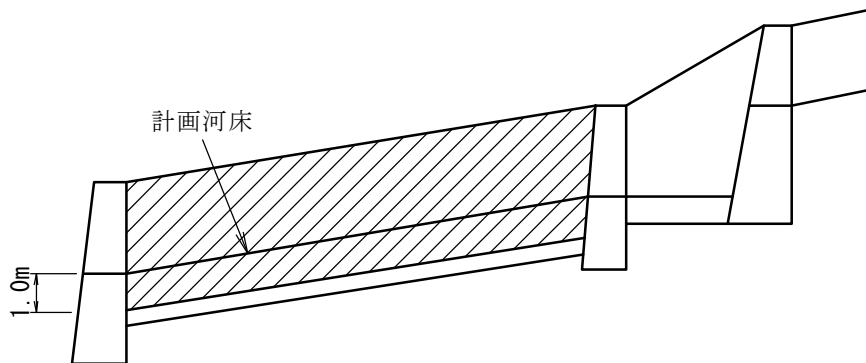


図 2-7-20 床固工、帯工下流の護岸根入れ

6. 護岸における根固工の重量等の算定は、本指針第2編第1章 3.8.5 に準じる。

5.3 底張工

溪流保全工を計画する際には、原則として底を張らない構造とする。溪床勾配等で、河床の抵抗力より掃流力がまさる場合においても、勾配緩和等計画段階で検討し、できるだけ三面張りは避ける。しかし、勾配緩和、河幅拡大等を考慮してもなおかつ掃流力の方が河床の抵抗力より大なる場合には、三面張りとするを考慮する。底張りは、流勢及び摩耗に耐える構造とする。

解説

1. コンクリート底張工

(a) コンクリート三面張

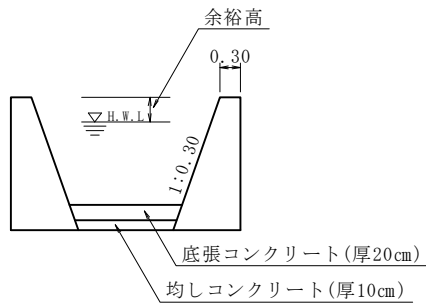


図 2-7-21

(b) ブロック石積三面張

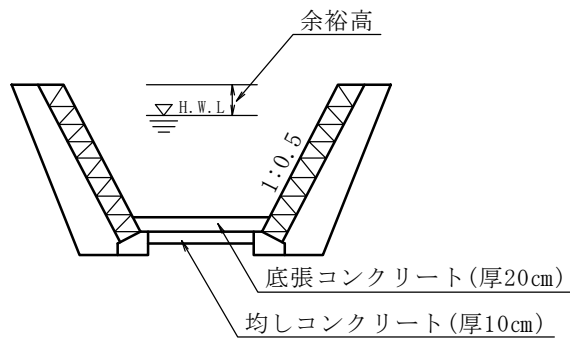


図 2-7-22

2. ブロック底張工

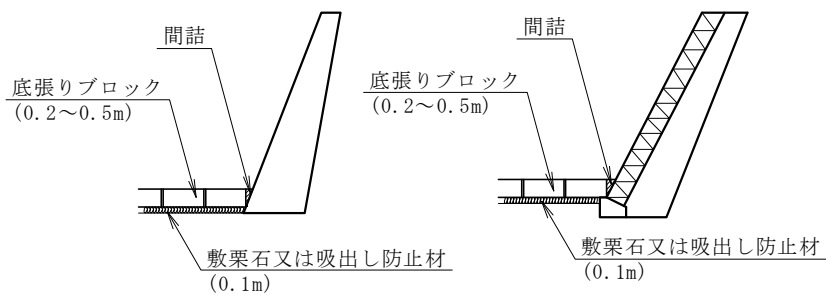


図 2-7-23

- ① 三面張り溪流保全工から二面張り溪流保全工に移行する部分では、流速の差により二面張り溪流保全工の上流端付近の護岸基礎部分に洗掘が生ずる恐れがあり、護床工、減勢工を必要とする場合がある。また、三面張り下流端には、少なくとも帯工を設け、吸出しの防止を図る。
- ② 溪床に岩盤が露出する場合は、底を張らないが、岩盤によって流水に接すると侵食されやすい岩質（き裂が多かったり風化しやすい軟岩Ⅰ、砂岩等）もあり、三面張りとしなければならない場合もある。

岩盤が露出した場合

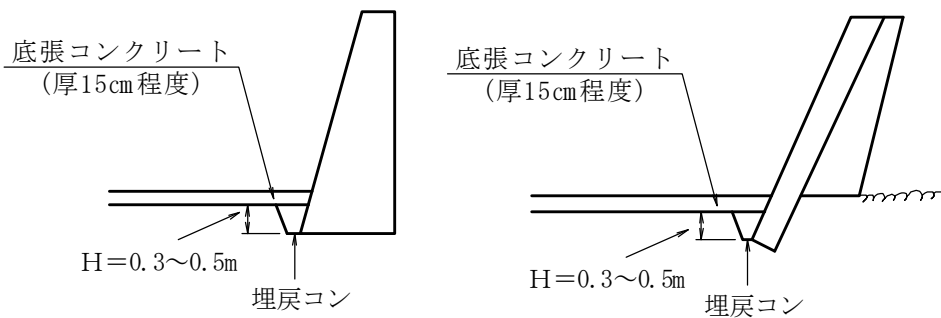


図 2-7-24

- ③ 三面張り溪流保全工の場合、浸透水対策工として、底張工底部の伏流水による底張りの破壊を防止する目的の伏流水排除工と、地下水補給を目的とする流水浸透工がある。伏流水排除工は、排除しやすいよう床固工上流部に設ける。流水浸透工は、流水が浸透しやすいよう帯工上流部に設ける。なお、伏流水排除工として床固工本堤に水抜き孔を設置する場合は、第4章 3.8 水抜き暗渠を参照する。

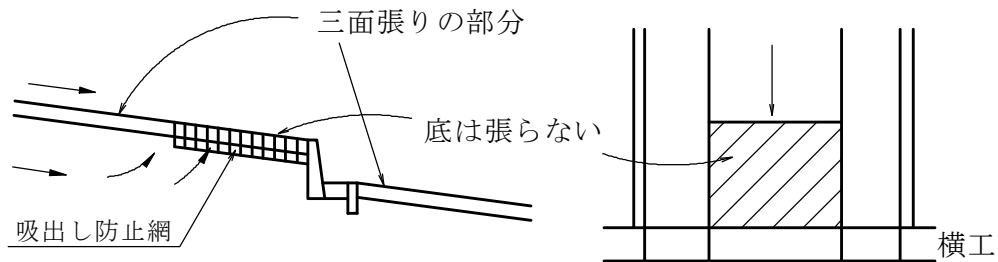


図 2-7-25 伏流水排除工

三面張工法採択の基準

1. 現河床材料では、計画河床の維持が困難な場合。（掃流力>河床抵抗）
2. 計画幅が狭く、護岸基礎の掘削が全幅に及ぶ場合。
3. 一般には計画河床の勾配が 1/30 より急勾配の場合、及び計画河床幅が 3.5m 未満の場合に三面張りとして計画する。



ブロック底張工採択の基準

1. 地下水の涵養が必要な箇所
2. 計画幅が狭く、護岸基礎の掘削が全幅に及ぶ場合。
3. 計画河床勾配が 1/30 より緩やかな場合。

5.4 合流点処理

1. 改修済の河川に合流させる場合は、本川築堤高をレベルにバック堤処理を計画する。
2. 未改修である河川に合流させる場合は、原則として BHWL 影響区間は河川計画時に河川サイドで計画・施工するものとし、暫定工法として計画する。

5.5 上流端処理（止工）

溪流保全工の上流端で堰堤と直結する場合、原則として堰堤の水通し断面は堰の公式によって計算し、溪流保全工の断面は流量公式によって計算するものとして、その間の結合は副堰堤または垂直壁より下流でなじみよくすり付けるものとする。

解説

堰堤工の水通し断面は、通常特に低堰堤を除いて、水理学上の堰の公式によって計算するものとし、溪流保全工の開水路による計画断面とのすり付けは、副堰堤または垂直壁より下流で調節するものとする。

ただし、堰堤の副堰堤または垂直壁に溪流保全工を取付ける場合は、超過流出土砂が堰堤に安全に貯留されることが必要条件であり、堰堤自体が調節効果、縦横侵食防止等の目的を持つ場合であればそのような堰堤と溪流保全工の直結は、土砂災害をまねく恐れが生ずるので、堰堤と溪流保全工の間には、適当な長さの土砂調節区間を設けることが望ましい。

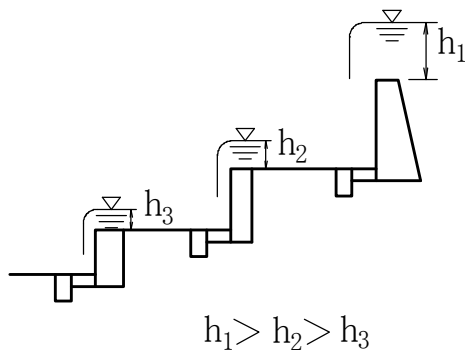


図 2-7-26 すり合わせによる水位の変化

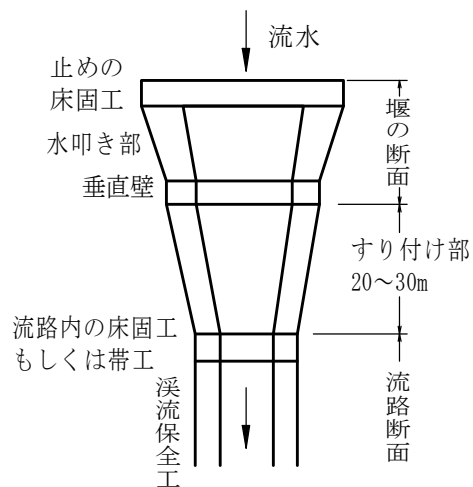


図 2-7-27 床固工からのすり合わせ例

### 5.6 護岸と床固の平面形状

護岸と床固の平面形状は、下記を標準とする。

1. 床固工の袖小口と護岸は、一致させるものとする。
2. 床固工本体直下で広げられた河幅は、垂直壁の水通し部で元の河幅に戻すことを原則とする。

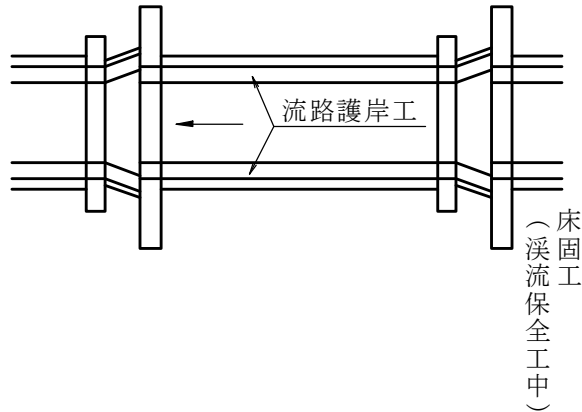


図 2-7-28 溪流保全工の平面形状

### 5.7 底張り部の末端処理

三面張り溪流保全工から、二面張り溪流保全工に移行する部分では、流速の差により二面張りの溪流保全工の上流端付近の護岸基礎部分に洗掘が生ずる恐れがあり、護床工・減勢工を考慮するものとする。また、三面張り下流端には少なくとも帯工を設け、吸出しの防止を図るものとする。

解説

三面張り溪流保全工から、二面張り溪流保全工に移行する場合、河床に深掘れが生ずる恐れがある場合がある。この場合には両者の流速、勾配、水深等を考慮して、必要であればブロック等による護床工・減勢工を施工して、河床の維持・流速の調節を図るものとする。

## 第6節 溪流保全工における床固工

### 6.1 一般

溪流保全工における床固工は、河床の洗掘を防ぎ、河床勾配を緩にして河床を安定させ、計画河床高の維持を図るために設けられる。

溪流保全工を計画する溪流は、一般には、河床勾配が急であり、河床材料のみでは、河床の維持が困難な場合が多い。そのため、床固を設置し落差工として河床勾配を緩にして、河床材料のみで維持するのが一般には得策となるため、溪流保全工の横断形、縦断形等総合的に検討して床固工の位置の選定をしなければならない。

## 6.2 計画位置

床固工の計画位置は、できる限り曲線部を避け、直線部に計画するものとし、次の地点には原則として計画しなければならない。

1. 溪流保全工計画区域の上下流端
2. 計画河床勾配の変化点
3. 法線形を維持するため必要とする地点（特に幅員が広く乱流が甚しい地点の整流を行う）
4. 支川の合流する場合、合流点下流地点
5. 溪流保全工の底張りの上、下流端
6. 工作物の基礎を保護するため、それら工作物の下流部

## 6.3 間隔と高さ

床固工の間隔は、設定された法線形及び計画河床勾配を維持するため、床固工の高さと床固工の間隔をそれぞれ相互に組合せて検討を行い決定する。

解説

床固工は、それぞれの目的とした位置に計画しなければならない。間隔については、次式による。

$$l = \frac{m \cdot n}{m - n} \cdot h \quad \dots (2-7-11)$$

$l$  : 床固工の間隔

$h$  : 床固工の落差

$n$  : 現在の溪床勾配の分母 ( $1/n$ )

$m$  : 計画溪床勾配の分母 ( $1/m$ )

適用範囲（床固工の落差を一定とする場合で、同一計画河床勾配とする区間）

河床勾配  $1/10 \sim 1/100$ 、流域面積  $20 \text{ km}^2$ 以下、 $B$  : 溪流保全工幅 (m)、 $l$  : 床固工の間隔 (m)

また、経験的には、

$$1/30 > 1/m > 1/60 \text{ のとき} \quad l = (1.0 \sim 2.0) \cdot m$$

$$1/60 > 1/m \text{ のとき} \quad l = (1.0 \sim 1.5) \cdot m$$

$m$  : 静的平衡勾配の分母 ( $1/m$ )

$l$  : 横工の間隔（床固工もしくは帯工）

床固工は、万が一護岸工が破壊した場合、構造物の被害を最小限にとどめる役割をも持っているから、やむを得ず溪流保全工の一部を築堤とする場合であっても、床固工は現在の地盤に収まる所に位置を設定することが原則である。

6.4 床固工の重複高

溪流保全工における床固工（帯工を含む）は相互に十分な重複高をとるものとし、隣接する床固工の天端と基礎工が少くとも同高でなければならない。ただし、三面張の場合はこの限りではない。

解説

溪流保全工における床固工群は、階段床固工であるから、溪床が転石の累積、あるいは、それに近い場合は、隣接する床固工の水通しと基礎高を水平としてもさしつかえないが、溪床が砂、あるいは砂利層からなる場合は、床固基礎は前庭洗掘対策のため、下流床固工の水通し天端と重複させなければならない。

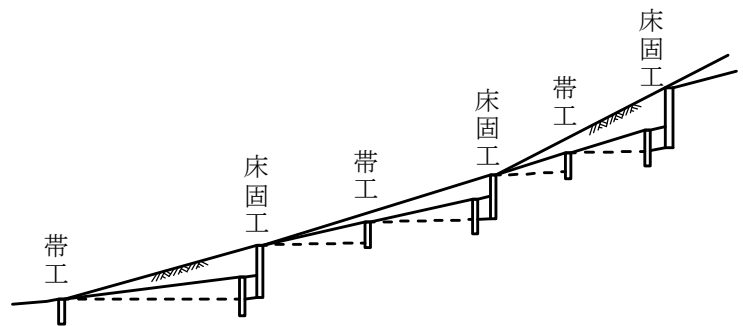


図 2-7-29 床固工の重複高

6.5 構造

床固工の落差高は連担地で 2.0m 以下、その他の地域で 3.0m 以下を標準とする。  
 本堤の下流法勾配は 2 分、上流法勾配は安定計算により求めるものとする。安定計算は、不透過型砂防堰堤に準じるものとし、安定計算に用いる設計外力は静水圧と土圧とする。なお、本項での対象とする床固工は、溪流保全工内の床固工であり、溪流保全工の最上流で堰堤工に直結しない床固工は単独床固工とし、本編第 4 章に準じるものとする。

解説

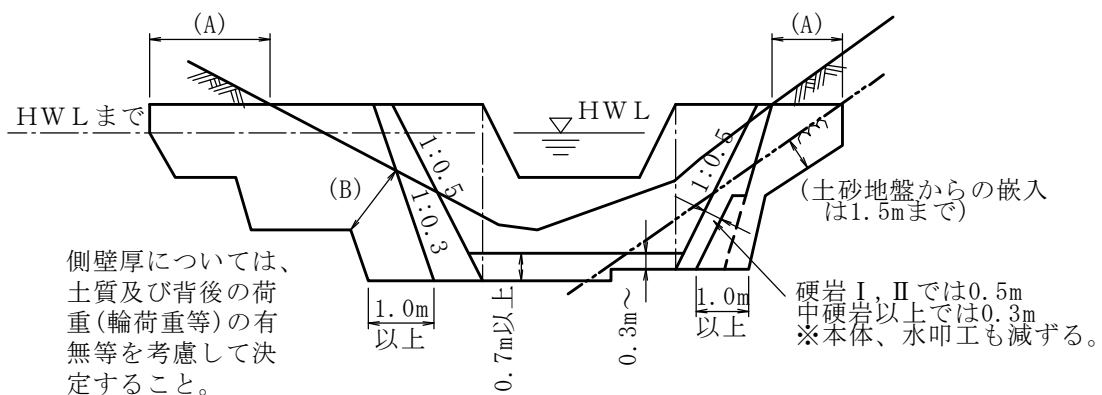


図 2-7-30 床固工本体、側壁、水叩きの嵌入深の標準図

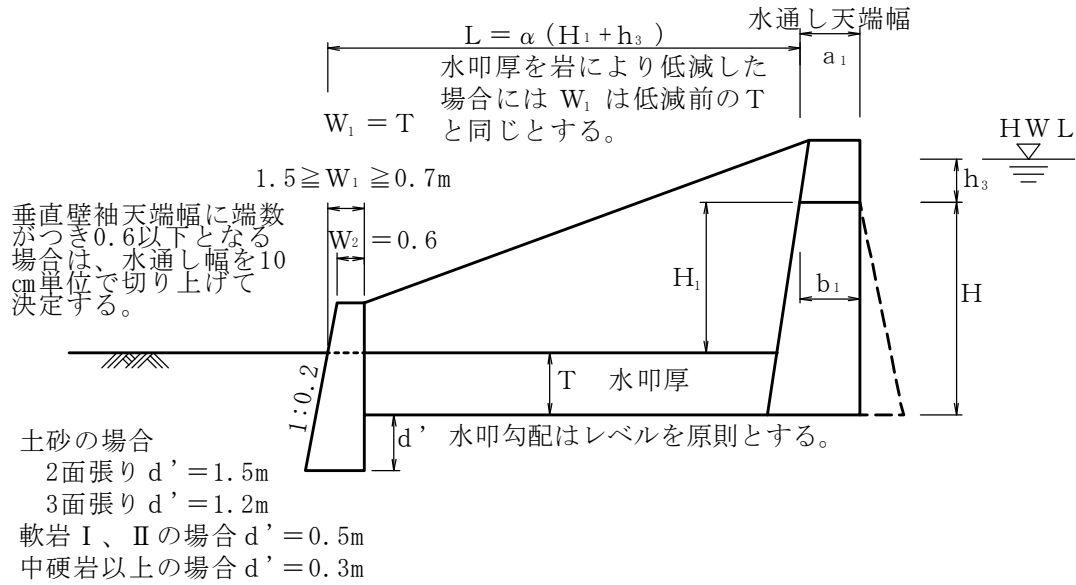


図 2-7-31 側面図

1. 天端幅

表 2-7-7 天端幅

名称	(a) 水通し天端幅	(b) 袖天端幅
本堤	(a <sub>1</sub> ) 1.0m~1.5m (1.5mを標準とする) <sup>注)</sup>	(b <sub>1</sub> ) 最小幅 0.6m
垂直壁	$W_1 = T$ とする。(ただし、この場合の $T$ は低減前のものとする。) また $W_1 \geq 0.7\text{m}$ とする。	
側壁	0.5m を標準とする。	

注) 川幅が 1.5m より狭い場合は、1.0m を最低とし最下流部の計画断面により決定。

2. 嵌入深

嵌入深については、本堤、垂直壁ともに下表を標準とする。

表 2-7-8 嵌入深

土質	(A)	(B)
土 砂	2.0m 以上	1.5m 以上
軟岩 I、II	1.5m 以上	1.0m 以上
中硬岩以上	1.0m 以上	0.5m 以上

岩盤の上に土砂が載っている場合には

(A) :  $T_1 + 1.3T_2 + 2.0T_3 \geq 2.0\text{m}$

(B) :  $T_1 + 1.5T_2 + 3.0T_3 \geq 1.5\text{m}$

ここに、 $T_1$  : 土砂の厚さ、 $T_2$  : 軟岩 I、II の厚さ、 $T_3$  : 中硬岩以上の厚さ

3. 水叩長

$$L = \alpha (H_1 + h_3) \text{ [10cm 単位で切上げ]} \quad \dots (2-7-12)$$

$\alpha$  : 2.0~3.0 の範囲内であり、鳥取県では、下記を標準とする。

表 2-7-9  $\alpha$  の適用

$\alpha$	適用条件
2.5	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 三面張り</li> <li>・ 川幅が 5.0m 以上かつ越流水深 (<math>h_3</math>) &gt; 落差工 (<math>H_1</math>)</li> </ul>
2.0	上記以外

4. 水叩厚

土砂の場合 :  $T=0.2 (0.6H_1 + 3h_3 - 1)$  [10cm 単位で切上げ]  $\dots (2-7-13)$

軟岩 I、II の場合 : 土砂の場合の 70% 以上

中硬岩以上 : 0.3m とする。ただし、極めて良質で洗掘の恐れのないものについてはこのかぎりではない。

5. 水抜き穴

伏流水排除工として、現場状況に応じて床固工本堤に水抜き穴を設置する。

(本指針第2編第4章 3.8 参照)

側壁工の水抜き穴については、不透過型堰堤に準じる。

(本指針第2編第1章 3.8.6 参照)

6. 護床工

溪流保全工内の床固工には、二面張りでかつ岩着でない場合、原則として護床工を設置する。

(a) 敷設延長

護床工の敷設延長を求めるには、ブライの公式等があるが、一般的には  $L = (\text{落差高 } H_1 + \text{越流水深 } h_3) \times 3$  を目安とする。

(ブライの公式)

$$L = 0.67C_0\sqrt{H_bq} \quad \dots (2-7-14)$$

$L$  : 水叩きの長さ+下流側護床工の長さ (m)

$C_0$  : 浸透路係数 (表 2-7-10 による)

$H_1$  : 水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの長さ (有効落差) (m)

$H_b$  : 湧水時下流側水位から床固工本堤の水通し天端までの高さ (m)

一般に水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さを取り、 $H_b = H_1$ とする。  
 $q$  : 単位幅流量 ( $m^3/s/m$ )

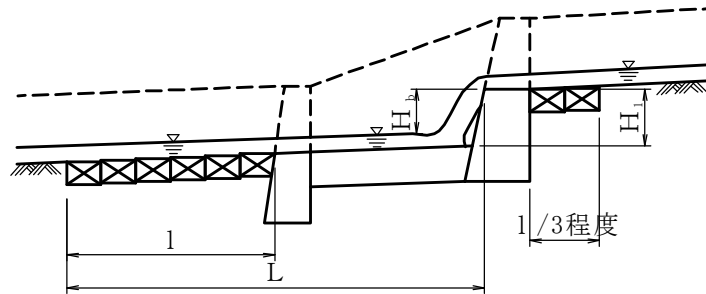


図 2-7-32 護床工の範囲

(注) 上流部の護床工は、横工付近の法線、河床材料等十分調査し必要に応じて計上する。

表 2-7-10 浸透路係数  $C_0$

土 質	$C_0$
砂・砂利交り土	9
玉石交り土	5

(b) 必要重量等の算定

護床工の必要重量等の算定は、本指針第2編第1章 3.8.5 に準拠する。

第7節 帯工

7.1 位置 (間隔)

帯工は、落差のない床固工で単独床固工の下流、及び階段状床固工群の間隔が大きく、なお縦侵食のおそれがある場合に計画するもので、その間隔は次による。

1. 二面張りの場合・・・計画河床勾配(1/i)の分母(i)を m に読みかえた距離に 1 箇所割で計画する。
2. 三面張りの場合・・・ $2 \times i$  を m に読みかえた距離に 1 箇所割で計画する。
3. 隣接する床固工の間に等間隔で計画する。
4. 単独帯工、あるいは現河床維持を目的とする帯工は、縦侵食の行われている箇所、あるいはその恐れのある箇所に計画する。

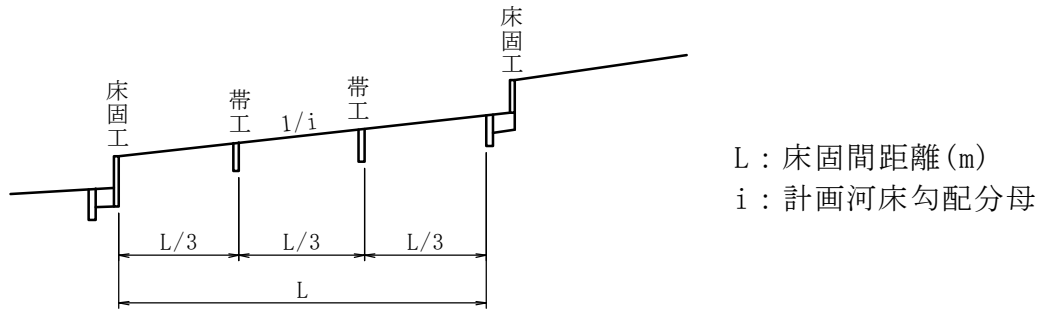


図 2-7-33 帯工位置図 (  $L = 3i$  のとき )

7.2 構造

1. 帯工の構造は、溪流保全工の床固工の垂直壁に準ずる。
2. 帯工の袖の嵌入は、護岸表法肩より 2.0m を標準とする。
3. 帯工下流部は、必要により護床工を計画するものとし、長さは計画水深の 3 倍程度とする。

解説

帯工の構造は次図のとおりとする。

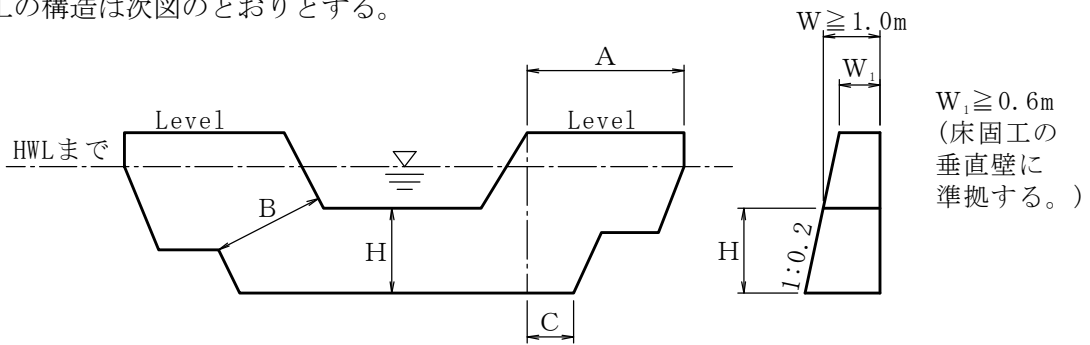
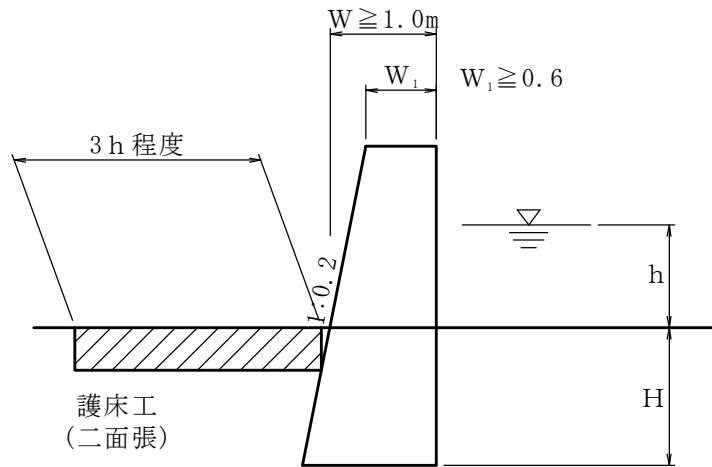


図 2-7-34 帯工

表 2-7-11 嵌入深さの標準

	A	B	C	H	
				2 面 張	3 面 張
土 砂	2.0m 以上	1.5m 以上	1.0m 以上	1.5m	1.0m
軟岩 I	1.5m 以上	1.0m 以上	1.0m 以上	1.0m	0.8m





$W_1$ の厚さは、床固工(溪流保全工の中)の垂直壁と同等とすること。

図 2-7-35 側面図

### 第8節 管理用道路幅

溪流保全工及び護岸工等には必要最小限の範囲で管理幅（道路）を確保するものとする。  
 なお、最大幅員は3.0mとする。

解説

管理幅は、砂防設備を維持管理するために必要な幅とする。

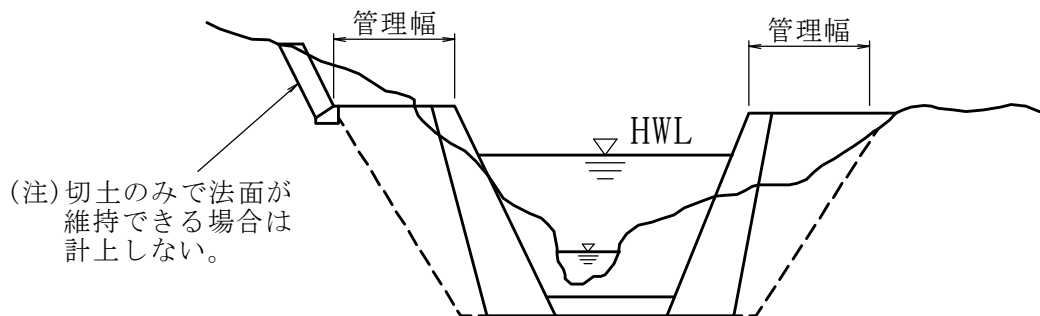


図 2-7-36 管理幅

一般には、次に示す基準を参考に定めるものとする。

1. 河幅が 5m 未満・・・両岸とも 1m 以上
2. 河幅が 5m 以上 10m 未満・・・片岸を 3m、対岸を 1m 以上
3. 河幅が 10m 以上・・・両岸とも 3m

※河幅は計画高水位における水面幅

出典：改定 解説・河川管理施設等構造令 p154～155

第8章 山腹工

第1節 山腹工の設計

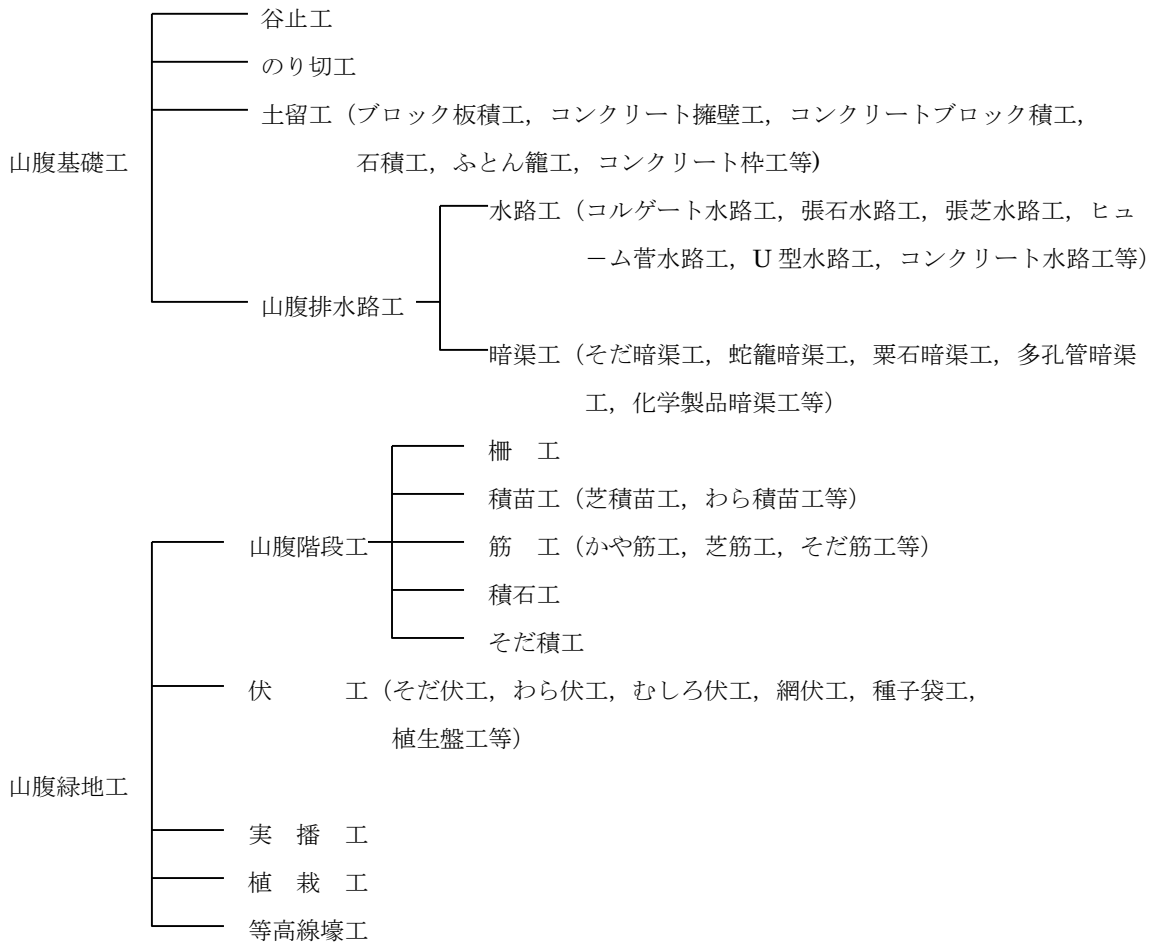
山腹工の設計に当たっては、その目的である機能が十分発揮できるよう考慮し、安全性、経済性、維持管理等についても考慮するものとする。

解説

山腹工とは、とくしや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。

山腹工の工種は、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工に大別される。山腹基礎工とは、のり切工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。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。それぞれのなかに含まれる代表的な工種は、次のとおりである。

1.1 山腹工の工種



## 1.2 山腹工の工種の選定

### 1.2.1 地質及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、山腹工事で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、植生の導入を積極的に図る	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所もある
多雨地帯 (年間降水量 2,000mm以上)	山腹工事に重点をおくが、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
寡雨地帯 (年間降雨量 1,500mm以下)	一般に荒廃は軽微であり、簡単な筋工等でよい	山腹緑化工とし、一般に実施する。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	山腹排水路工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、できる限り施工を避ける。			

### 1.2.2 荒廃形態別の工種

設計順序にそって工種の選定を検討すると、次のようになる。

#### 1. とくしゃ地

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地工に重点をおいて設計する。

#### 2. 崩壊地

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おいて設計する。

## 第8章 山腹工

山腹工の設計は、次の順序で行う。ただし、( ) 内は主として使用される工種である。

### 1. とくしゃ地

谷止工→土留工（ブロック板積工）→のり切工→山腹階段工（積苗工、筋工）→伏工（そだ伏工、わら伏工、種子袋工、植生盤工）→植栽工

### 2. 崩壊地

谷止工→土留工（コンクリート擁壁工、コンクリートブロック積工）

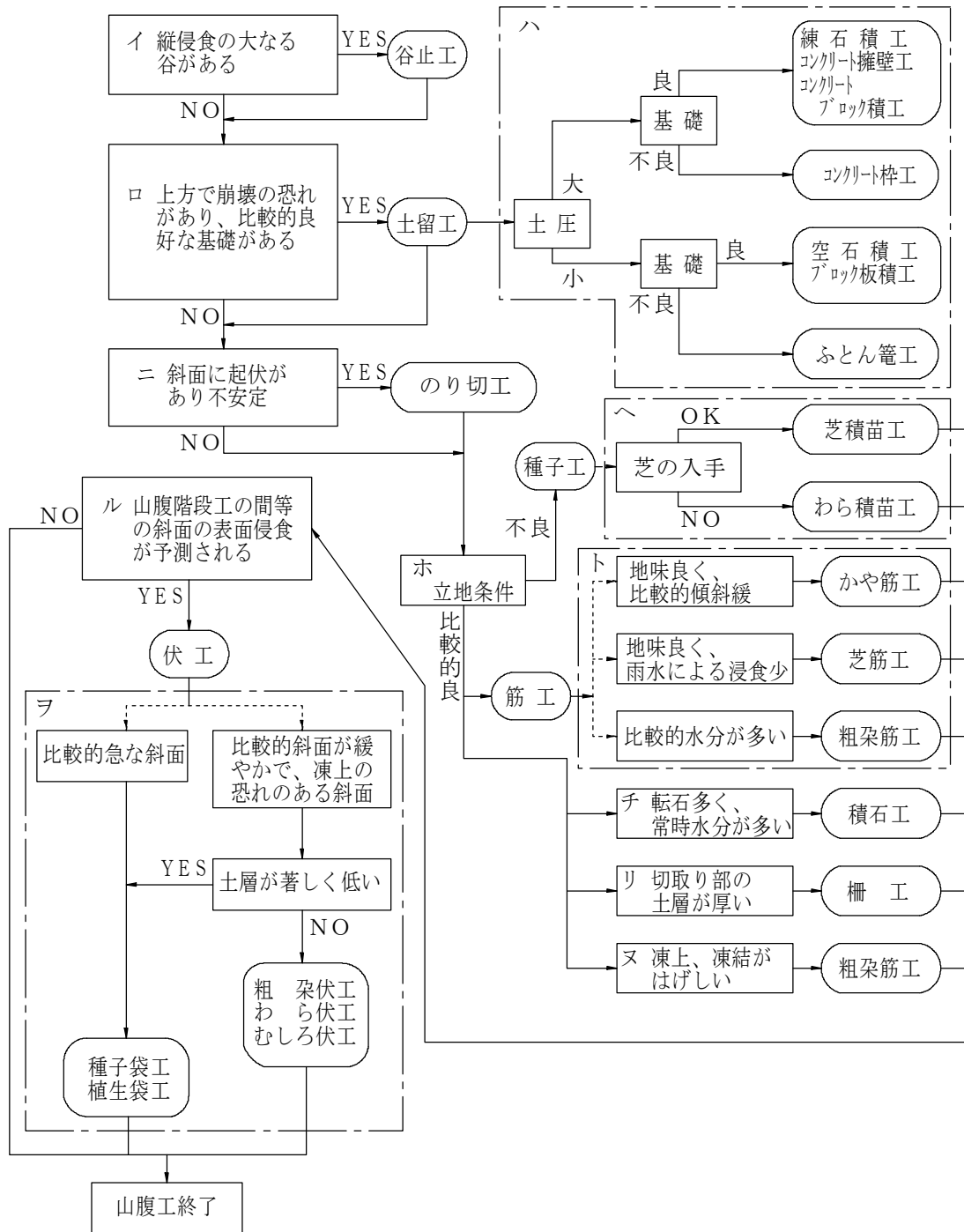
〔自然復旧の期待できる所〕

山腹工終了

〔自然復旧の期待しにくい所〕

山腹排水路工（コルゲート水路工、そだ暗渠工）→山腹階段工（積苗工、筋工）→伏工→植栽工

(1) とくしや地



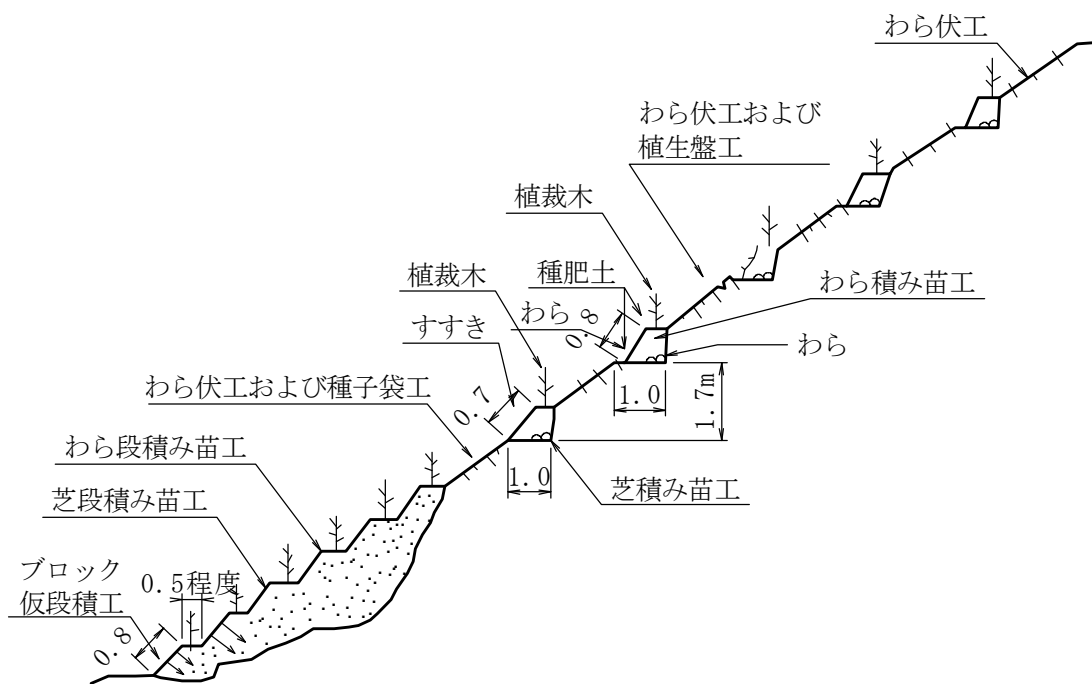
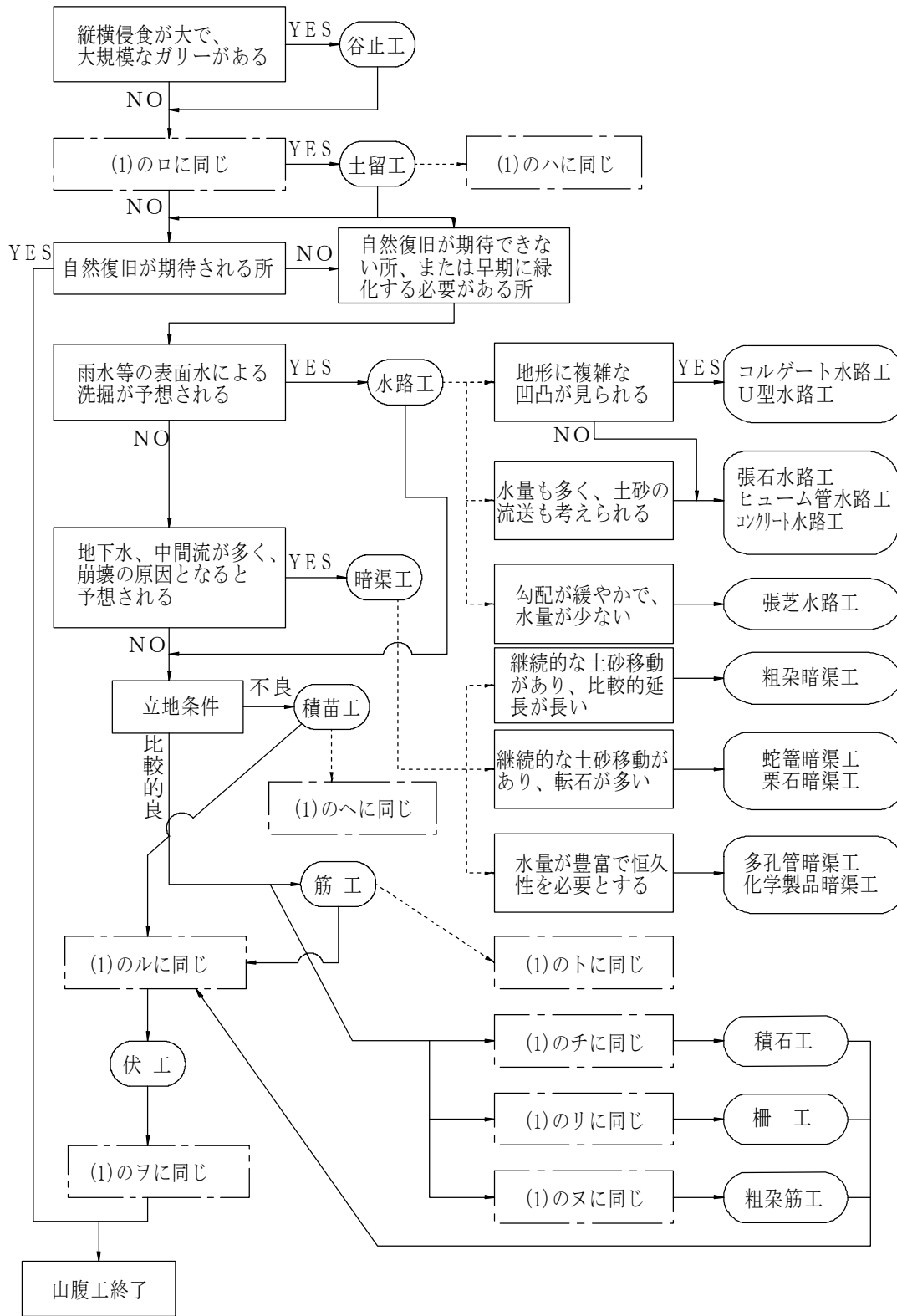


図 2-8-1 とくしゃ地 (施工例) 断面図 (単位 : m)

(2) 崩壊地



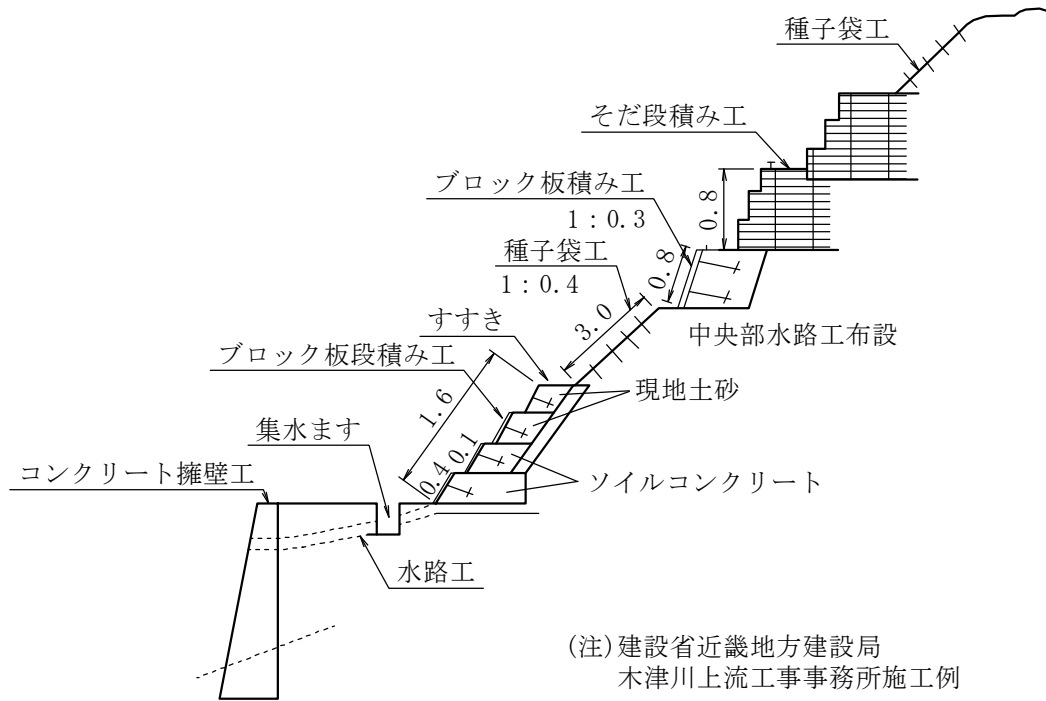


図 2-8-2 崩壊地（施工例）断面図（単位：m）

### 1.3 谷止工

谷止工は、砂防堰堤に準じて設計するものとする。

解説

谷止工は、侵食の規模の大きいとくしゃ地及び崩壊地において侵食の防止及び他の工作物の基礎とする工法である。

谷止工の設計は、砂防堰堤に準ずるものとするが、天端幅については、流水の量、流送土砂の形態等の条件から適切と認められた場合は、薄くすることができる。



## 第9章 砂溜工

### 第1節 砂溜工の計画

#### 1.1 目的

砂溜工は、上流域の砂防工事で、下流流路の許容流砂量まで流出土砂量を減じることができない場合に設けるもので、その設計に当たっては、流域の地形、地質、植生、河床勾配、土砂流出形態等を考慮し、その目的が十分に達成されるようにするとともに、安全性、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

#### 解説

上流山地がはげ山であって、植生被覆が行われない場合、またはシラス地帯や花崗岩の風化したマサ地帯などの砂防堰堤による土砂抑制が期待できない場合などで、砂溜工を計画する。なお、砂溜工は将来の土砂搬出も考慮して位置及び容量を計画しなければならない。砂溜工は、流路の一部を拡大して土砂礫を堆積させるもので、土石流の常襲地、扇状地、溪流保全工の上端に設ける場合が多い。

#### 1.2 設計方針

1. 天井川区間には砂溜工を設置しないものとする。
2. 土石流発生を直接防止する工事等を施工後、砂溜工を計画するものとする。
3. 砂溜工の計画貯砂量は、必要に応じて除石を行い、その機能回復量を見込むものとする。

#### 1.3 設計の順序

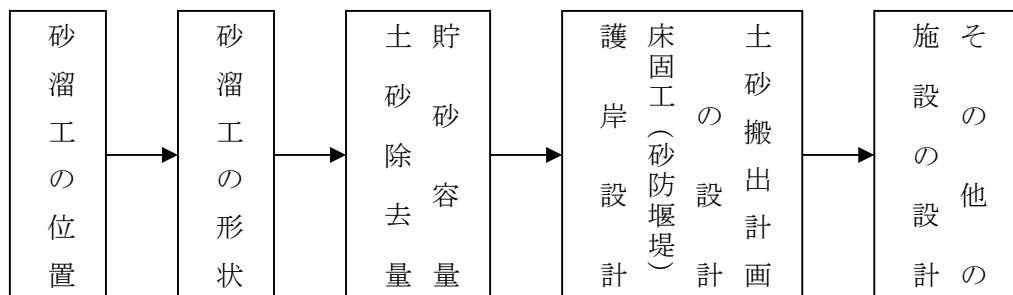


図 2-9-1 砂溜工の設計順序

## 第2節 砂溜工の設計

### 2.1 位置

砂溜工の目的に応じた位置を選定するとともに、堆積土の搬出も考えなければならない。

解説

砂溜工の位置は縦断勾配の変化点付近が望ましい。

下流部が天井川で土砂の流下を許さないような場合、河川が扇状地に入る付近に設ける。

なお、下流河川が未改修であり、上流部に砂溜工の設置場所がない場合で本川の流水を阻害するおそれの大きい場合は合流点付近に計画する。

### 2.2 形状

砂溜工の形状は地形の特性を把握して適切な設計をするものとする。

解説

砂溜工の平面形状は、地形の特性を考慮して設計するが、角形、将棋駒形、とっくり形、胃袋形がある（図 2-9-2 参照）。

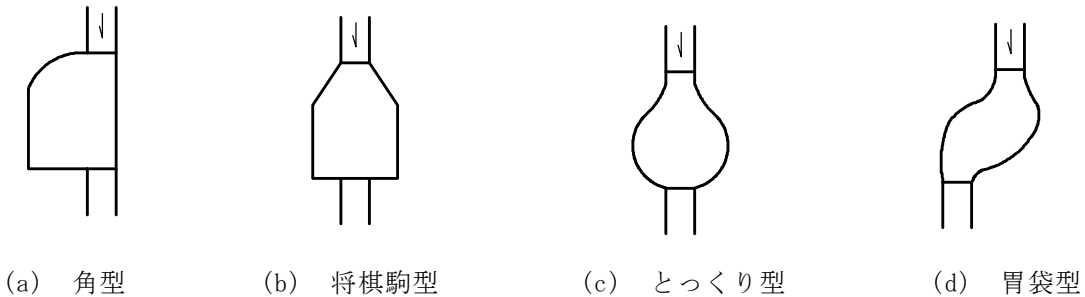


図 2-9-2 砂溜工の平面形状

### 2.3 容量

砂溜工の容量は、流域の条件や流出土砂量及び搬出計画を検討の上、地形上より決定する。

解説

砂溜工の容量は、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く、堆積土砂の除去作業の便を考慮して、搬出路その他の施設の設計を行う。

2.4 構造

砂溜工の上下流に堰堤、または床固工を設けるとともに、溪岸を石積、またはコンクリートで護岸工を設ける。

解説

砂溜工内の堆積土砂の掘削、除去により上・下流及び溪岸に支障を及ぼさないよう、必要に応じて上下流部に砂防堰堤工又は床固工を仕切として設け、溪床の維持を図る。また、流入部の幅を急に広げると流入部付近に沈砂し、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。溪流の状況、施設位置等によって異なるが、拡幅の角度 $\theta$ は経験上 $30^\circ$ 程度が適当とされている(図2-9-3参照)。

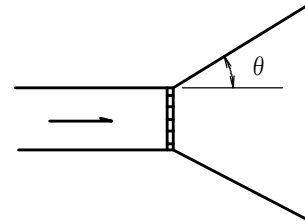
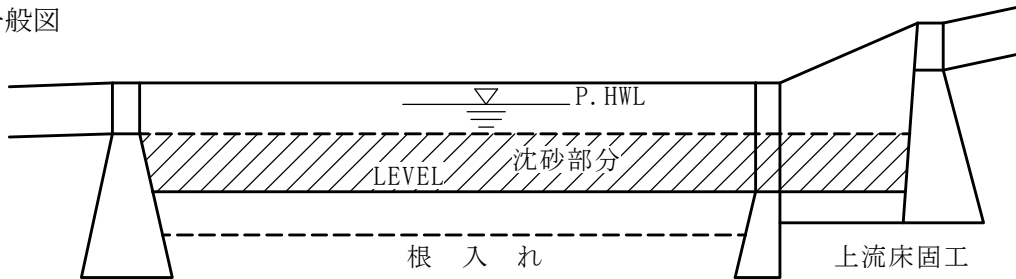
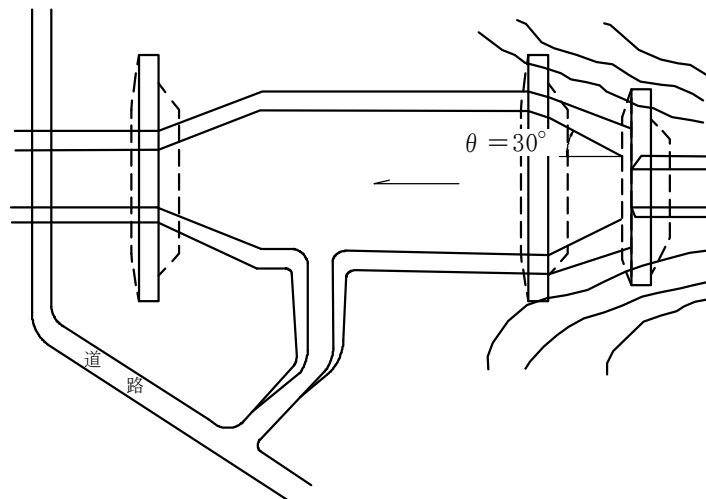


図 2-9-3 砂溜工の拡幅角度

a) 一般図



b) 平面図



c) 横断面図

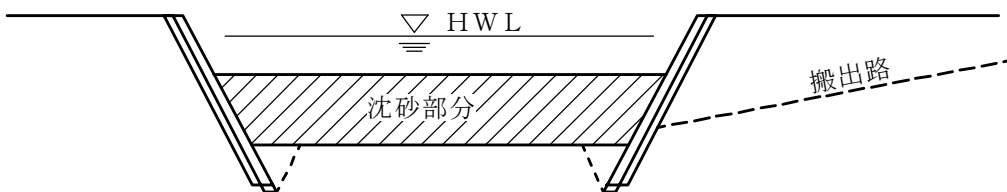


図 2-9-4 砂溜工計画一般図

## 第10章 鋼製砂防構造物

鋼製砂防構造物を設計する際には、「新編・鋼製砂防構造物設計便覧 令和3年版」を参照する。

### 第1節 鋼製砂防構造物の概要

#### 1.1 鋼製砂防構造物の設計にあたっての留意事項

鋼製砂防構造物は、砂防施設計画に基づき設計する。設計にあたっては、必要な機能と安全性を有し、構造物としての一体性が保証されなければならない。

また、施工中を含めた構造上の特性と、溪流の土砂移動の特性を考慮するなど、単に経済性のみの比較ではなく、保全対象の重要度、各構造の実績を踏まえ、構造形式を選定する。特に、一部の破損が構造全体に致命的な影響を及ぼさないように、部材及び構造を選定する。

#### 解説

鋼製砂防構造物は、大別して透過型砂防堰堤と不透過型砂防堰堤に分類される。いずれの形式であっても、その目的とする流出土砂の抑制及び調節、土石流及び洪水による外力に抵抗する機能を安全かつ合理的に実現できるように設計しなくてはならない。また、維持管理面にも十分配慮し設計することを原則とする。

ここで、砂防構造物に鋼構造を適用するにあたって注意しなければならない事項を以下に示す。

- ① 鋼材の腐食にあたっては、通常腐食しろを見込むことで対処しているが、河川水が強酸性の場合には、腐食の進行が速いので河川水に直接触れないように防食対策が必要である。
- ② 砂礫混じりの流水による摩耗や石礫等の衝突についても余裕しろを設け、鋼材の摩耗や礫の擦痕による局所的な断面変化に対して安全性を確保しなければならない。
- ③ 一般に、鋼製砂防構造物は重力式コンクリート砂防堰堤と同様に自重によって安定性を確保するとともに、材料の強さ、すなわち、耐荷力を利用する構造物なので、例えば巨石の衝突等に対して部材が破壊しないように設計する必要がある。
- ④ 一般に、鋼製不透過型堰堤は、全体的な沈下には追従し得ても局部的な支持力喪失に対する抵抗性に欠ける場合がある。したがって、局部破壊のおそれのある構造物では、基礎部の洗掘等に対する対策について十分配慮しておかななければならない。

## 1.2 鋼製砂防構造物の定義

鋼材は、鋼管、鋼板、鋼矢板、形鋼、鋼線、鉄筋など使い方や性質が異なるが、これら鋼材を主たる材料とし、土石流荷重などの外力に対して鋼材を中心に抵抗する砂防構造物を鋼製砂防構造物と定義する。

- (1) 鋼製透過型砂防堰堤は、水通し幅を広く取り、その下方を開口し、そこに土石流中の石礫や流木を捕捉する目的で鋼管等を縦横に配置することで、水と土砂を分離させようとするものである。また、平常時の土砂は下流に供給されるため、土石流を捕捉するまでの間は上流側の捕捉容量を確保した状態を維持できる。
- (2) 鋼製不透過型砂防堰堤は、形鋼や鋼矢板などを外壁材として、この中に現地発生土砂を詰め、堆砂圧や流体力などの外力に対して、中詰め土砂のせん断抵抗により安定性を保持するものである。施設の土砂捕捉機能は、重力式コンクリート砂防堰堤と同様である。

### 解説

鋼製砂防構造物は、構造面では鋼材の特徴である靱性を活かした屈撓性や耐荷性能、機能面では高強度を活かした透過構造がもたらす捕捉機能、施工面では現地施工における工程短縮や省力化等、コンクリート構造物では得にくい特色があり、これまでにこれらの特長を活かした数多くの製品が開発されてきている。

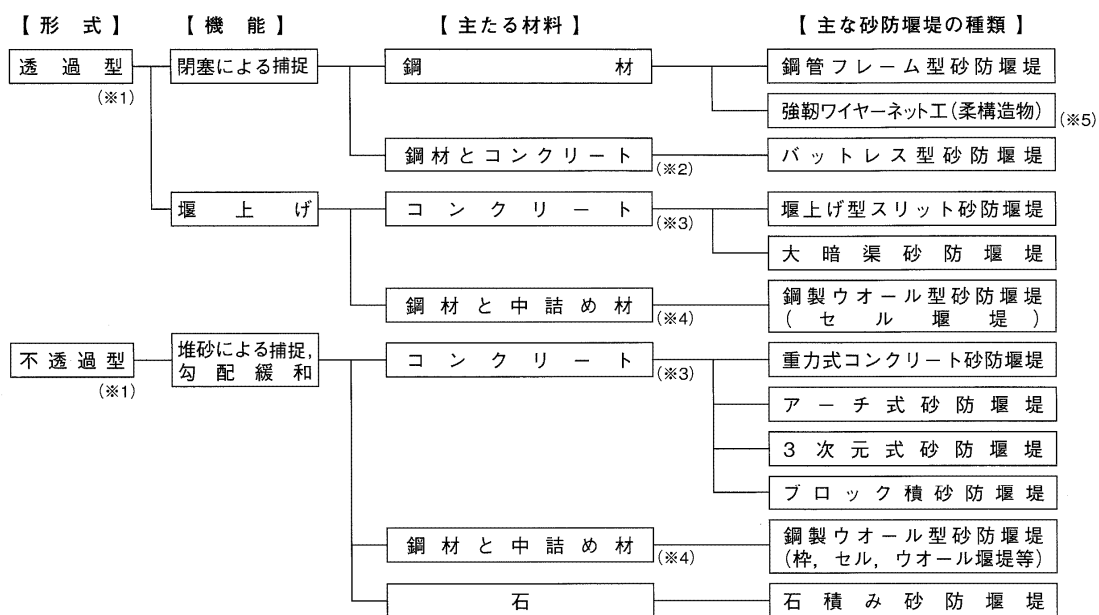
鋼製透過型砂防堰堤は、広い透過部を有するため平常時の流出土砂は流下させ、土石流発生まで透過型砂防堰堤の計画捕捉量を確保し、洪水時には流下する巨礫や流木によって透過断面を閉塞して流出土砂を抑止することを目的としている。

鋼製不透過型砂防堰堤は、重力式コンクリート砂防堰堤と同様に不安定土砂の移動を抑制して河道の安定や山脚の固定を図るものである。

鋼製砂防堰堤の機能及び材料による分類を以下に示す。

#### (1) 区間及び機能による分類

これまでに施工された砂防堰堤は、国土交通省砂防部より、「砂防堰堤の分類（平成 29 年 3 月 27 日）」（図 2-10-1）として整理されている。砂防堰堤は、透過型と不透過型に大別される。透過型は、さらに閉塞型と堰上げ型に分類される。この中で、鋼製砂防堰堤の位置づけを機能面から整理したものを図 2-10-2 に、材料面から整理したものを図 2-10-3 に示す。これらの図は、機能と材料の一般的な使い方を基に分類したもので、現地条件や構造物の仕様によっては、この分類から外れて施工されている堰堤も数多くある。



- (※1) 両者の中間的な分類として部分透過型がある。なお、この他に流木止めがあるが、必要に応じて砂防堰堤にその機能を付加する場合と、堰堤とは別に単体で設置するものがある
- (※2) 土石流等を捕足する部材(鋼材)と、それを支持する部材(コンクリート)からなる構造のもの
- (※3) コンクリートには、砂防ソイルセメント施工便覧(H28年版)に基づく設計基準強度3.0N/mm<sup>2</sup>を満足する砂防ソイルセメントを含む。砂防ソイルセメントは重力式砂防堰堤に用いられる
- (※4) 中詰め材には、砂防ソイルセメント施工便覧(H28年版)に基づく設計基準強度3.0N/mm<sup>2</sup>を満足する必要のない砂防ソイルセメントや、土砂、割石が用いられる
- (※5) 一般に仮設構造物として使用されているが、海外においては砂防堰堤として設置している例があるため、本分類に掲載している

図 2-10-1 砂防堰堤の分類

鋼製透過型砂防堰堤は、透過部に鋼管フレームを組み込んで石礫を捕捉するため、閉塞型に分類され、土石流中の石礫及び流木を効率良く捕捉できる施設として位置づけられている。また、掃流区間においては洪水期に流送される流木を多量に捕捉することができる。

鋼製不透過型砂防堰堤は、鋼矢板や形鋼を外部材に用い、この中に砂防ソイルセメントや栗石を詰めることで重力式砂防堰堤として活用され、施工の優位性のある現地で採用されている。また、緊急・応急対応として、ダブルウォール・セルには土砂を内部材として用いることができる。

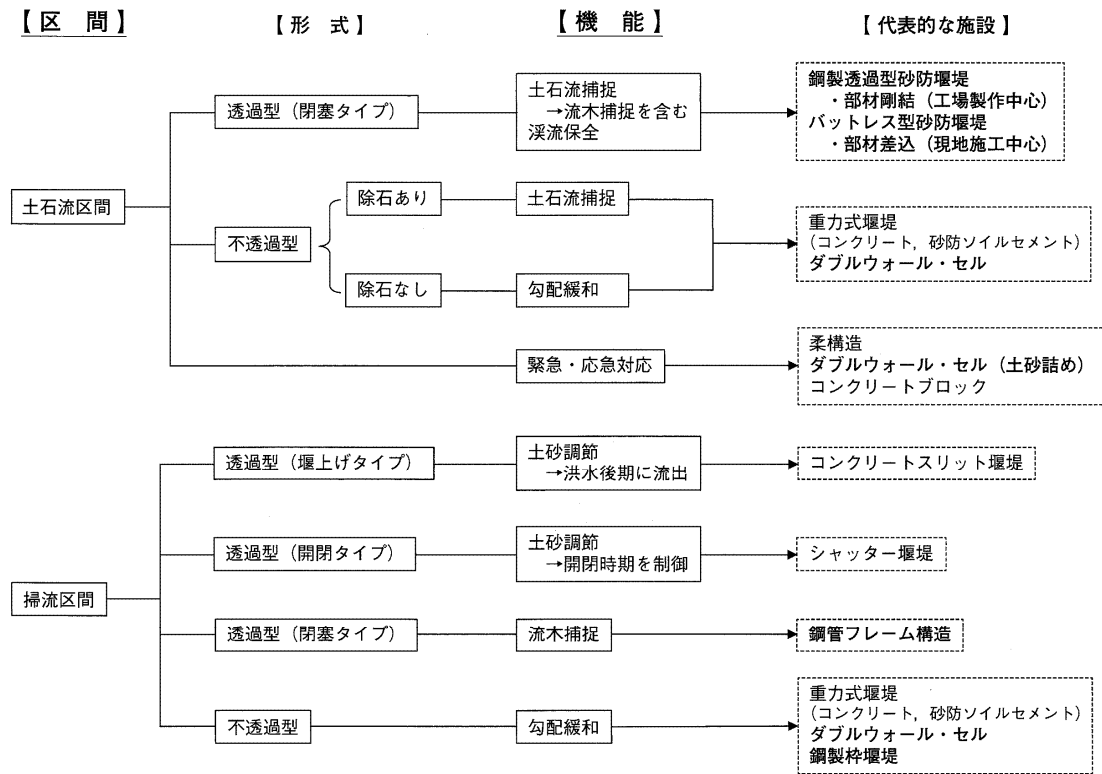


図 2-10-2 区間及び機能による主な砂防堰堤の分類

(2) 形式及び材料による分類

「鋼材」のうち、「鉄筋」は鉄筋コンクリートにしか使わないので、主たる材料の「コンクリート」に、また、「鋼矢板」はソイルセメントの外壁材に使うので主たる材料の「ソイルセメント」に含まれるものとしている。「鋼板」は鋼製透過型砂防堰堤の接合に用いられるが、フレーム構造は「鋼管」で構成される。「形鋼」は鋼製枠堰堤のフレームに用いられるが、内部材である栗石で抵抗している。このため、「鋼材」で主要材料として使用されているのは、「鋼管」と「鋼線 (ワイヤー)」と言える。

「ブロック」の材料はコンクリートであるが、使用方法から「石」に区分した。

「ソイルセメント」は土砂とセメントの混合で、性状から「転圧タイプ」「流動タイプ」「低強度ソイルセメント」に分類できる。材料の性質を考えれば「転圧タイプ」「流動タイプ」は「ソイルセメント」である。「低強度ソイルセメント」は、「土砂」の範疇となるが、現状では土砂のみで堰堤を構築することはなく、鋼矢板を外壁とした中詰め材に使用している。

「粗石コンクリート」は石とコンクリートの 2 種類の材料からなるが、練り石積の発展と考え「石」の範疇とした。

「ゴム」は緩衝効果を期待した補助材なので主たる材料とはしていない。

「木」は化粧型枠として用いられることもあるが、木製堰堤は朽ちることを考えれば木自体で外力に対応するものではないため主たる材料とはならない。

上記を踏まえると、主たる材料は「鋼材」「コンクリート」「土砂」の 3 つに大別でき、「鋼

材」はその使い方や性質からは鋼管、②鋼線の 2 つ、「コンクリート」は使い方の違いから③コンクリート、④ブロックの 2 つ、「土砂」は粒径と改良に集約すれば⑤ソイルセメント、⑥土砂、⑦石の 3 つに整理できる。

- ① 鋼管：鋼管フレームで透過形状を形成した剛性の高い構造で、鋼管部材の間隔で土石流・流木を捕捉する。
- ② 鋼線：大変形によるエネルギー吸収で土石流・流木を捕捉する。鋼管、形鋼、鋼矢板とは使い方や設計方法が異なる。
- ③ コンクリート：打継ぎ目処理により一体性を確保した重力式コンクリート砂防堰堤で、最も一般的な砂防堰堤の構成材料。コンクリートの補強に鉄筋を用いることがある。
- ④ ブロック：ブロックのかみ合わせで安定性を確保する。設計方法は通常の重力式コンクリート砂防堰堤とは異なり、石積み堰堤に近い。
- ⑤ ソイルセメント：土砂をセメントで固化する重力式堰堤で、外部材にブロック、鋼矢板などを使うが、ソイルセメントのみで自立できるところが土砂や低強度ソイルセメントと異なる。
- ⑥ 土砂：盛土形成して堰堤として使うが、このままでは耐久性がないので、ダブルウォールやセルなど鋼材を外壁材に用いて中詰め材に使用する。低強度ソイルセメントは外壁材が必要であり、使用方法及び性質から土砂の改良であるため、土砂に分類される。
- ⑦ 石：石積堰堤が現存するが、現在では施工されていない。鋼製枠堰堤は形鋼で作った器に栗石を詰めることから石積堰堤に分類される。

図 2-10-3 は、主な砂防堰堤の材料①～⑦と、以下の項目 a～f を考慮して分類したものである。

- a 「鋼管フレーム形砂防堰堤」は、鋼管同士を溶接またはフランジ接合で剛結した立体フレームを底版コンクリートに固定したラーメン構造である。鋼管フレームの最上流面で土石流中の石礫や流木を捕捉する。
- b 「バットレス型堰堤」は、「鋼管フレーム型砂防堰堤」と同様に最上流面を構成する鋼管で土石流中の石礫や流木を捕捉するが、最上流面の部材コンクリート扶壁で支えるバットレス構造である。
- c 「柔構造物」は、施設ではなく構造なので、これを使った砂防堰堤の一般名称は「ワイヤーネット堰堤」とした。
- d 「堰上げ型スリット堰堤」は「コンクリートスリット堰堤」に区分される。「鋼製枠堰堤」や「ソイルセメント」を使ったスリット堰堤もある。
- e 「鋼製ウォール堰堤」は「セル」「ダブルウォール」を含む一般名称であり、「土砂+鋼矢板」に区分される。
- f 「シャッター堰堤」は開閉方式が色々あるので確定した構造はないが、「堰上げ型スリット堰堤」に区分される。



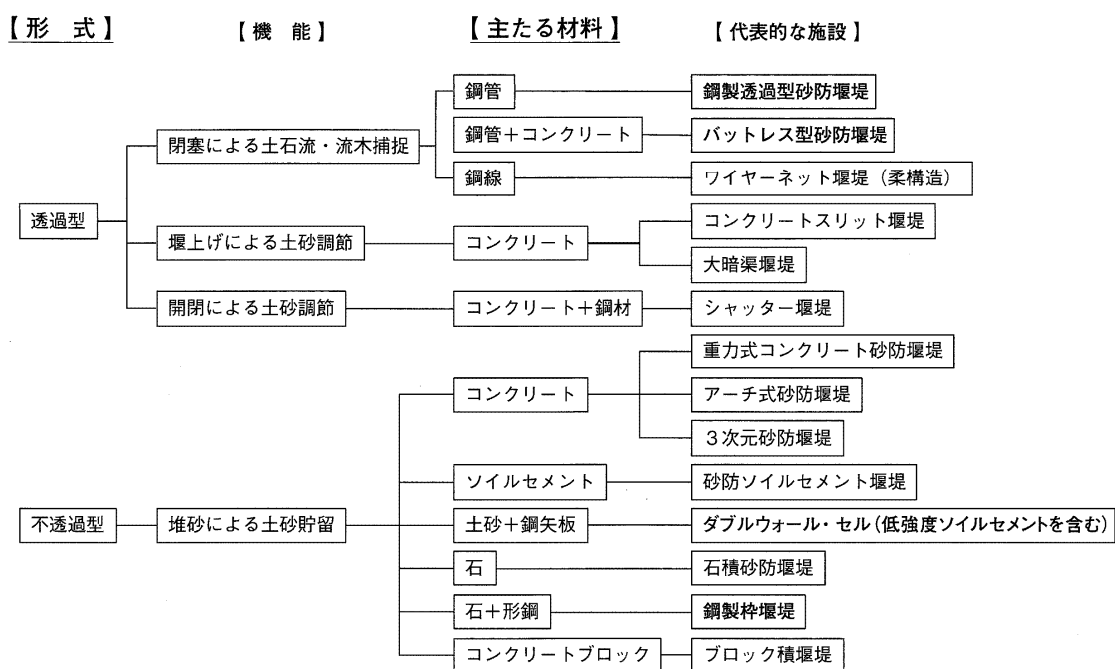


図 2-10-3 形式及び材料による主な砂防堰堤の分類

## 第 2 節 鋼製砂防構造物の材料

### 2.1 鋼材

鋼材は、日本工業規格（JIS）に適合するものであれば使用することができる。ただし、JIS 規格以外のものは、十分な検討を行い適正に評価するものとする。  
鋼材の許容応力度は「道路橋示方書・同解説」に準じた値を用いる。

#### 解説

鋼製透過型砂防堰堤に使用する鋼材を以下に示す。ここに記載されていない鋼材で JIS 規格のものは使用しても差し支えない。JIS 規格以外のものは材料試験など、適正な性能を有していることを証明する必要がある。

設計に用いる一般的な鋼材の物理定数は次のとおりである。

鋼材の単位重量：77.0kN/m<sup>3</sup>

弾性係数：E=2.0×10<sup>5</sup>N/mm<sup>2</sup>

鋼及び鋳鋼のポアソン比：ν=0.30

表 2-10-1 一般的な鋼材（JIS）

鋼材の種類	規 格	鋼材記号
1.構造用鋼材	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材	SS400、SS490
	JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材	SM400、SM490、SM490Y
	JIS G 3114 溶接構造用対候性熱間圧延鋼材	SMA400、SMA490
2.鋼管	JIS G 3444 一般構造用炭素鋼管	STK400、STK490
	JIS G 3466 一般構造用角形鋼管	STKR400、STKR490
	JIS G 5201 溶接構造用遠心力鋳鋼管	SCW490-CF
3.接合用鋼材	JIS B 1180 六角ボルト	
	JIS B 1181 六角ナット	
	JIS B 1251 ばね座金	
	JIS B 1256 平座金	
	JIS B 1186 摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット	F8T、F10T
4.棒鋼	JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼	SR235、SD295A SD295B、SD345
	JIS G 3109 PC 鋼棒	
5.鋼矢板	JIS A 5528 熱間圧延鋼矢板	SY295、SY390
	JIS A 5528 溶接用熱間圧延鋼矢板	SYW295、SYW390

表 2-10-2 規格とする鋼材 (JIS 以外)

規 格	鋼材記号
トルシア形高力ボルト六角ナット平座金のセット (日本道路協会)	S10T

(1) 構造用鋼材及び鋼管の許容応力度

構造用鋼材及び鋼管の許容応力度は、表 2-10-3 に示す値とする。

表 2-10-3 構造用鋼材及び鋼管の許容応力度 (単位 : N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類	鋼種	SM400、STKR400 SS400,STK400	SM490,STK490 STKR490
	軸方向引張応力度 (純断面につき)		140
軸方向圧縮応力度 (総断面積につき)		$\frac{l}{r} \leq 18: 140$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92:$ $140 - 0.82 \left( \frac{l}{r} - 18 \right)$ $\frac{l}{r} > 92: \frac{1200000}{6700 + (l/r)^2}$	$\frac{l}{r} \leq 16: 185$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79:$ $185 - 1.2 \left( \frac{l}{r} - 16 \right)$ $\frac{l}{r} > 79: \frac{1200000}{5000 + (l/r)^2}$
曲げ引張応力度 (純断面積につき)		140	185
曲げ圧縮応力度 (総断面積につき)		140	185
軸方向及び曲げモーメントを 受ける部材の照査		(1) 軸方向が引張の場合 $\sigma_t + \sigma_{bt} \leq \sigma_{bt}$ かつ $-\sigma_t + \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (2) 軸方向が圧縮の場合 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0$	
せん断応力度 (総断面積につき)		80	105

上表における記号は次のとおりである。

l : 部材の有効座屈長 (cm)

r : 部材総断面の断面二次半径 (cm)

$\sigma_t$ ,  $\sigma_c$ : 断面に作用する軸方向引張力による引張応力度及び軸方向圧縮による圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{bt}$ ,  $\sigma_{bc}$ : 断面に作用する曲げモーメントによる最大引張応力度及び最大圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{ta}$ ,  $\sigma_{ca}$ : 許容引張応力度及び弱軸に関する許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{ba}$ : 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

鋼製透過型砂防堰堤は、主要部材に鋼管を使用しているため、局部座屈に対する照査や軸方向応力度とせん断応力度を同時に受ける部材の応力度の照査が必要と考えられる。こ

のため、「道路橋示方書・同解説」を参考にして許容応力度を定めるのがよい。

(2) 溶接部の許容応力度

溶接部の許容応力度は、表 2-10-4 に示す値とする。なお、強度の異なる鋼材を接合する場合は、強度の低い鋼材の値を用いるものとする。

表 2-10-4 溶接部の許容応力度 (単位 : N/mm<sup>2</sup>)

溶接の種類		応力度の種類	SS400	SM490	SY490Y	SY295
			SM400		SM520	
			SMA400		SMA490	
工場溶接	突合わせ溶接	圧縮	140	185	210	180
		引張	140	185	210	180
		せん断	80	105	120	100
	すみ肉溶接	せん断 <sup>注1)</sup>	80	105	120	100
現場溶接		原則として工場溶接と同じ値とする				

注 1) すみ肉溶接の設計は、すべてせん断力によるものとする。

現場溶接が実施される場合は、現地が山間部であることから工事現場の状況や溶接時の諸条件などに留意し、諸試験を実施した上で適切な応力を定めるものとする。

(3) アンカーボルトの許容応力度

アンカーボルトの許容応力度は、表 2-10-5 に示す値とする。

表 2-10-5 アンカーボルトの許容応力度 (単位 : N/mm<sup>2</sup>)

種類	応力度の種類	SS400	SS490	S35CN
			S30CN	
アンカーボルト	せん断	80	105	110

(4) 鋳鍛造品の許容応力度

鋼製砂防堰堤に鋳鍛造品は使用した例はないが、将来の加工及び施工の合理化のために使用される可能性を踏まえ、鋳鍛造品の許容応力度を表 2-10-6 に示す。

表 2-10-6 鋳鍛造品の許容応力度 (単位 : N/mm<sup>2</sup>)

鉄鋼材の種類 応力度の種類	鍛鋼		鋳鋼	炭素鋼		鋳鉄	
	SF490A	SF540A	SC450	S30CN	S35CN	FC150	FC250
軸方向引張応力度 (純断面積につき)	140	170	140	170	190	40	60
軸方向圧縮応力度 (総断面積につき)	140	170	140	170	190	80	120
曲げ引張応力度 (純断面積につき)	140	170	140	170	190	40	60
曲げ圧縮応力度 (総断面積につき)	140	170	140	170	190	80	120
せん断応力度 (純断面積につき)	80	100	80	100	110	30	50
支圧応力度 (ヘルツ公式で計算 する場合)	600	700	600	670	720	450	650

## 2.2 ソイルセメント

ソイルセメントは「砂防ソイルセメント施工便覧」に規定されたものを用いることを標準とする。

### 解説

土砂にソイルセメントを混ぜることで、中詰材の沈下防止や締固めの施工性が大幅に改善されるなど、合理的な設計・施工が可能となる。検討する場合には、「砂防ソイルセメント施工便覧 (平成 28 年版)」に準拠する。

## 2.3 中詰材

中詰材には強度が大きく、変形性の小さい材料を用いるのがよい。その土質定数は原則として実測値を用いる。

### 解説

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 2-10-7 に一般的な値を示す。

表 2-10-7 中詰材料

種 別	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	せん断抵抗角 (度)	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」(平成 30 年度版)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:(社) 全国治水砂防協会、昭和 59年10月」より抜粋
砂 (しまったもの)	18	30	
普通土 (固いもの)	18	30	

鋼製不透過型砂防堰堤の中詰材には、石礫を用いる場合と現地発生 of 土砂等を用いる場合がある。石礫の場合は、一般に、碎石・河床礫では円礫(玉石)状と角ばった採石状の形状のほかに、材質や粒度分布によって性質が異なるので、適切な値を採用することが望ましい。また、土砂材料の場合には、有機成分が少なく、細粒分含有率が小さい方を敷均し締固め施工が容易であり、締固め後の強度も大きい。

中詰材として主に土砂を用いる場合には、確実な流出防止対策を講じておかなければならない。この対策として吸出し防止材を利用する場合、その材料の強度、耐久性が十分に保証されており、また、万一の場合に備えて難燃性であることが望ましい。

安定計算において、中詰材の単位体積重量の値が低めに設定されている場合、滑動及び転倒については安全側となるが、基礎地盤の支持力に対しては、危険側となる場合があるので、設計値に用いる場合、その数値が適切であるか注意が必要である。

#### 2.4 許容応力度の割増し

数種類の外力の組み合わせを考慮するときには、荷重の組み合わせにより割増しした値を許容応力度とすることができる。

構造物の安全維持のためには、想定外力のばらつき、設計計算法の誤差、使用材料のばらつき、製作、架設、保守等に含まれる不確定要素などを考慮して設計する必要がある。これらのすべての条件を確率的に評価して設計法に導入することは不可能であるが、地震、土石流あるいは温度変化を考慮するときには、許容応力度を割増ししてもよい。

STK490 の降状応力を 3200N/mm<sup>2</sup>、許容応力を 1900N/mm<sup>2</sup> とすると、温度応力の安全率は 1.5 なので 2100N/mm<sup>2</sup> (3200/2100≒1.5) となる。割増係数に直すと 2100/1900≒1.15 となり、温度応力の割増しは 1.15 となる。

表 2-10-8 許容応力度の割増し係数

荷重・外力の組合せ	割増し係数
地震または土石流を考えた場合	1.50
温度変化を考えた場合	1.15

### 第3節 腐食しろ

錆の発生による鋼材の有効断面厚の低減を考慮して腐食しろを設け、鋼製砂防堰堤の耐久性を高めるものとする。

- (1) 腐食しろは、酸性河川を除き片面 0.5mm とする。
- (2) ただし、小経礫の捕捉を目的とした機能部材で、破損により取替えを前提に設計された部材は腐食しろを設けなくてもよい。

#### 解説

##### (1) 腐食しろ

腐食しろは、酸性河川を除き片面 0.5mm とする。ただし小経礫の捕捉を目的とした機能部材は、取り替えを前提とすることで腐食しろを設けなくてもよい。なお、pH4 以下の酸性河川や土の比抵抗値が  $20\Omega \cdot m$  未満の粘性土地盤では、別途腐食対策を検討する。

ただし、土砂捕捉機能を補助する目的で配置される機能部材で、取り替えを前提とした構造の場合は、腐食しろを設ける必要はない。

鋼材の錆に対しては、あらかじめ錆の進行しにくいところを選び、かつ発錆による板厚減も見込んで計画・設計する。鋼製砂防構造物は、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かしらの防錆処理を施し、各部材は錆による板厚の減少を考慮した設計を行う。

### 第4節 余裕しろ

現地の土砂移動実態を考慮して鋼材の有効断面積（厚さ）に余裕しろを設け、想定外の外力や局所的な損傷に対して鋼製砂防構造物の安全性を高める。

- (1) 土石流の直撃を受ける最上流面を構成する鋼管部材の余裕しろは、3.5mm 設けるものとする。ただし、鋼管のへこみ変形で礫衝突を緩和する目的で配置された鋼管部材は、構造全体で安全性に寄与するのであれば、必要に応じて 1.5mm まで下げてもよい。また、取り替え前提の部材は考慮しなくてもよい。
- (2) 底版付近の鋼管柱の余裕しろは、礫衝突や流砂中の砂礫による摩耗を考慮して 3.5mm 設けるものとする。
- (3) 満砂後の天板からの越流礫が衝突する可能性のある鋼管部材の余裕しろは、礫の衝突頻度、部材位置などを考慮して 1.5~3.5mm の間で設定する。また、取り替え前提の部材は考慮しなくてもよい。
- (4) 継手部の余裕しろは、礫の衝突頻度、部材位置などを考慮して、1.0mm に設定する。

表 2-10-9 部位に対する腐食しろ及び余裕しろ

	形 式	部 位	腐食しろ ※1	余裕しろ		
				通常	緩和条件	
土石流	透過型	最上流部材	0.5mm	3.5mm	へこみを許容した機能部材の場合 1.5mm まで下げてもよい。取り替え前提の部材は 0.0mm でもよい。	
		底版近傍の部材		3.5mm	摩耗や損傷を緩和する対策を施した場合には 1.5mm まで下げてもよい。	
		越流礫の衝突する部材		3.5mm	機能部材で外れても他の部材で補える場合や取り替え前提の部材は 0.0mm でもよい。	
		その他の部材		1.5mm	—	
		継ぎ手部材		1.0mm	—	
	不透過型	天板部材		0.5mm	3.5mm	—
		上流のり面部材			0.0mm	—
		下流のり面部材				
掃流	透過型	最上流部材	0.5mm	1.5mm	砂礫の摩耗以外に礫衝突も考慮する場合 3.5mm とする。取り替え前提の部材は 0.0mm でもよい。	
		底版近傍の部材				
		越流礫の衝突する部材				
		その他の部材		1.5mm		—
		継ぎ手部材		1.0mm		—
掃流	不透過型	天板部材	0.5mm	1.5mm	—	
		上流のり面部材				
		下流のり面部材		0.0mm		—

※1 ただし、取り替えを前提とした部材については、腐食しろを見込まなくてもよい。



第 5 節 土石流に対する安全性を照査するために用いる礫径

礫衝突に対する安全性の照査には、礫径調査から求めた礫径をもとに構造及び部材の要求性能に応じた礫径を選定する。

- (1) 土石流の流下区間に設置する場合、土石流により直撃する礫は  $D_{100}$  または  $D_{95}$  を選択する。
- (2) 土石流の堆積区間に設置する場合、土石流により直撃する礫は  $D_{95}$  を選択する。
- (3) 満砂後の越流に対する部材に直撃する礫は  $D_{80}$  を用いる。

解説

礫衝突に対する構造及び部材の照査については、礫径調査から求めた礫径をもとに構造及び部材の要求性能に応じた礫径を適切に選定する必要がある。

土石流に対する安全性を照査するために用いる礫径は、渓床勾配に応じて表 2-10-10 に示す値とする。

表 2-10-10 安全性照査に用いる礫径

渓床勾配の目安	最上流堰堤	2 基目以降	越流礫
$1/3(20^\circ) \leq I$	$D_{100}$		$D_{95}$
$1/6(10^\circ) \leq I < 1/3(20^\circ)$	$D_{100}$	$D_{95}^{**}$	$D_{80}$
$1/30(2^\circ) \leq I < 1/6(10^\circ)$	$D_{95}$		$D_{80}$

※最上流の堰堤から 200m 以上離れている場合には、礫径調査の範囲が異なるため、その区間の礫径調査対象の最大礫径である  $D_{100}$  を選定する。

11 章 流木対策施設

第 1 節 設計の基本

流木対策施設は、流木対策上必要な機能を有するとともに、土石流、洪水等の流下に対しても安全であるよう設計する。透過型の流木対策施設においては、構造物全体の安全性および部材の安全性の検証が必要である。

設計に当たっては、設置位置が山腹斜面か土石流区間か掃流区間かに応じて、それぞれ適切な方法により検討を行う。

解説

(1) 流木対策施設の機能と設計条件

流木対策施設は、本来の目的である流木発生の抑止や流木捕捉の機能を十分に発揮するように設計するとともに、土石流、洪水の流下に対しても安全であるように設計する。

溪流において、上流で流木が土石流と一体となって流下する区間（土石流区間）と、下流で粒径の大きな土砂と流木が分離した状態で流れる区間（掃流区間）とでは流木の流れの形態が異なるので、流木対策施設に求められる設計条件が異なる。従って、流木対策施設の設計に当たっては設置位置がいずれに属するかをまず検討しなければならない。とくに、流木捕捉工に関しては、土石流区間では土砂と一体で捕捉せざるを得ないが、掃流区間では流木を土砂と分離して捕捉するものであるため、捕捉効果、設計外力が異なる。

流木対策施設を設計の観点から区分すると以下の分類となる。

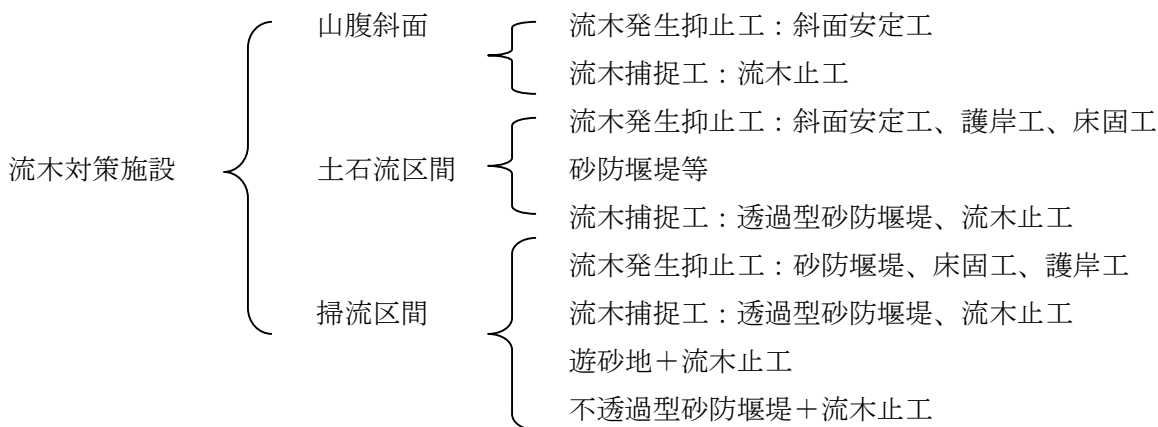


図 2-11-1 流木対策施設の種類

(2) 土石流区間及び掃流区間の区分

土石流到達区間は、一般には河床勾配  $I \geq 2^\circ$ （概ね 1/30）とするが、当該および近傍流域の既往災害実態、溪床堆積物調査に基づき土砂移動形態を区分することが望ましい。火山砂防地域や土石流の頻発する地域では既往災害データが得られやすいので、これらの実績に基づき区分する。

(3) 設計基準類

流木対策施設の構造設計においては下記のように他の砂防施設の設計基準類を準用して行なう。

- ①土石流区間における流木捕捉工の設計に当たっては、原則として「土石流・流木対策技術指針 第 2 節 2.1 土石流・流木捕捉工」に基づくものとする。
- ②土石流区間における流木発生抑止工としての護岸工、導流堤の設計に当たっては、原則として「土石流・流木対策技術指針 第 2 節 2.3 土石流導流工」を準用する。
- ③掃流区間における流木捕捉工の設計に当たっては、原則として「建設省河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第 3 章 砂防（土砂災害等対策）計画、計画編 施設配置等計画編 第 3 章 砂防等施設配置計画、設計編 第 3 章 砂防施設設計」に基づくものとする。
- ④掃流区間における流木発生抑止工としての護岸工、流路工の設計に当たっては、原則として「建設省河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第 3 章 砂防（土砂災害等対策）計画、計画編 施設配置等計画編 第 3 章 砂防等施設配置計画、設計編 第 3 章 砂防施設の設計」を準用する。
- ⑤流木発生抑止工として床固工を用いる場合には、原則として流木や巨礫の衝突による衝撃力および土石流の流体力を直接受けしない構造とする。従って、床固工に作用する設計外力としては静水圧のみを考慮する。その他の設計に関しては、土石流区間の場合には「土石流・流木対策技術指針 第 2 節 2.1.3 不透過型砂防えん堰堤の構造」を、また掃流区間では「建設省河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第 3 章 砂防（土砂災害等対策）計画、計画編 施設配置等計画編 第 3 章 砂防等施設配置計画、設計編 第 3 章 砂防施設の設計」を準用する。
- ⑥斜面安定工として擁壁工等を設計する場合には、斜面上に存在する樹木の重量等を考慮して、斜面の安定性を適切に評価する。斜面安定工の計画、設計に当たっては「建設省河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第 3 章 砂防（土砂災害等対策）計画、計画編 施設配置等計画編 第 3 章 砂防等施設配置計画、設計編 第 5 章 急斜地崩壊防止施設の設計」を準用する。

第 2 節 流木対策施設の工種選定

流木対策施設は求められる機能に対して最も効果的で、配置位置の設計条件に対して安全な工種を選定する。

解説

(1) 流木発生抑止工

流木発生抑止工としては砂防堰堤、床固工、護岸工、および斜面安定工等が用いられる。これら施設の機能および特徴は「建設省河川砂防技術基準 計画編 基本計画編 第 3 章 砂防（土砂災害等対策）計画、計画編 施設配置等計画編 第 3 章 砂防等施設配置計画、設計編 第 3 章 砂防施設設計」、および「土石流・流木対策技術指針」に示している。流木発生抑止工の設計工種選定においては、現地の流木発生原因、地形・地質および施工等に適した工法を選択する。

(2) 流木捕捉工

流木捕捉工としては様々な工種が開発されている。

各工種はそれぞれ特徴を有しているので、流木捕捉工計画地点の設置位置、土砂・流木の流下形態、堰堤高、施工条件等に適したものとする。

表 2-11-1 に、代表的な流木捕捉工の種類と適用条件、表 2-11-2 に各鋼製部材の概要を示す。

表 2-11-1 流木捕捉工の種類と適用条件

主たる部材	種類	名称	設計可能形状
			鋼製高（透過高）
鋼材	鋼管フレーム型 流木捕捉工	鋼製スリット堰堤 A 型	2.0m～5.0m
		流木捕捉工 D-スリット	2.0m～5.0m
鋼材と コンクリート	その他	△型流木止め	2.0m～5.0m
		SSS 型流木止	2.0m～5.0m

※設計可能形状は、メーカーから聞き取り（令和 4 年 7 月）。

※着色部の構造形式は、旧型であるため採用にあたっては注意が必要。

表 2-11-2 流木捕捉工の概要

構造物名	概要
<p>鋼製スリット堰堤 A 型</p> 	<p>鋼管を使用した 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り、フレーム高さ 2～5m のものが一般的である。</p> <p>鋼管内部にコンクリートを充填することにより、衝撃に対する安全性を高めている。</p> <p>流木または礫の運動エネルギーに対し、フレーム全体の変形により吸収する構造である。</p>
<p>流木捕捉工 D-スリット</p> 	<p>断面を三角フレームとし、頭部を連結した構造である。掃流区間および土石流区間の副堰堤上に設置する流木捕捉工である。</p> <p>堰堤幅も小さく、基礎コンクリート量が削減できる。</p>
<p>Δ型流木止め</p> 	<p>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である。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。</p> <p>メインフレームに鋼管を使用し、コンクリートを充填しているため、衝撃抵抗力が高い。</p>
<p>SSS 型流木止</p> 	<p>直立鋼管柱と底版コンクリートからなる流木止である。</p> <p>構造には従来の円形鋼管砂充填構造と、それを改良した角型鋼管コンクリート充填構造 (CFT) がある。</p> <p>支持材とアンカー材で底版コンクリートに固定した基礎鞘鋼管に鋼管柱を差し込んで設置する。鋼管柱にはコンクリートを充填する。</p>

出典：鋼製砂防構造物設計便覧（平成 21 年版）

### 第 3 節 土石流区間における流木対策施設

#### 3.1 土石流の規模等

土石流区間に流木対策施設を設置する場合には、流木と一体となって流下してくる土石流の規模等を考慮して設計する。

解説

土石流の規模等（計画流出土砂量、ピーク流量、流速、水深、単位体積重量）は、原則として「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）第 2 節 2.5 計画で扱う土砂・流木量等」に基づいて算出する。なお、流木を含む土石流の量は、土砂量、水量に計画流木量を加えるものとし、流木を含むことによるピーク流量、流速、水深、単位体積重量への影響は考慮しないものとする。

#### 3.2 流木捕捉工の設計

##### 3.2.1 構造物全体の安定性の検討

流木捕捉工の安定性の検討に当たっては、洪水流の場合と土石流の場合でそれぞれ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。

解説

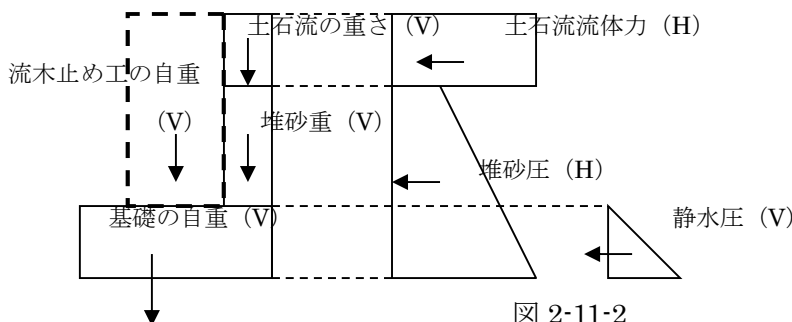
土石流区間における流木捕捉工の全体構造の安定性の検討は、原則として「土石流・流木対策技術指針 第 2 節 2.1 土石流・流木捕捉工」等に基づいて行うものとし安全率は 1.2 とする。すなわち、最も厳しい荷重条件は図 2-11-2 に示す組み合わせである。

基礎上面が計画河床高と同等又はそれより低い場合は、基礎の上下流面に作用する静水圧がバランスすると考えて、設計外力として静水圧を考慮しない。

（鋼製透過型流木捕捉工）

鋼製透過型砂防堰堤の安定計算に用いる荷重の組み合わせ

堰堤高さ	設計荷重
15m 未満	土石流流体力 堆砂圧 静水圧（基礎部）



(コンクリート透過型流木捕捉工)

コンクリート透過型砂防堰堤の安定計算に用いる荷重の組み合わせ

堰堤高さ	設計荷重
15m 未満	土石流流体力 堆砂圧、静水圧

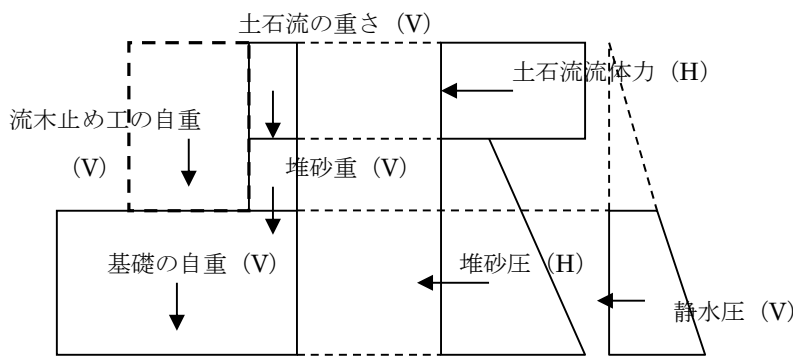


図 2-11-3 土石流区間の流木捕捉工に対する設計外力

基礎部も含めた流木捕捉工の堰堤高さは原則として 15m 未満とする。

基礎不透過部は透過部と一体化し、透過部の荷重を分散、均等化して地盤の許容支持力以下として伝達するための厚さを必要とする。従って、基礎部の厚さは透過部の構造、形状および基礎地盤の特性、必要な根入長等により決定される。

なお、土石流区間で副堤に設置される流木捕捉工において、主堰堤で土石流全てが捕捉されない場合は、洪水時の検討に加え、土石流時の検討も行い安全性を確保する。

この場合の土石流の荷重条件は図 2-11-3 を準用する。土石流の諸元は主堰堤の設計に用いた値とするが、土石流の波高、流速等の計算に用いる河床勾配は計画堆砂勾配とする。

### 3.2.2 各部の構造

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および閉塞されない状態の両方に対して安全であるように設計する。

解説

流木捕捉工の各部の構造（水通し断面、天端幅、下流法、基礎、袖の安定性および構造、前庭保護工）の検討は、原則として「土石流・流木対策技術指針 第 2 節 2.1 土石流・流木捕捉工」によるものとする。

流木捕捉工の水通し断面は、透過部の閉塞による土石流の越流に備えて透過部の上にもうける。

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に当たっては、流木および巨礫の衝突による衝撃力についても検討する。

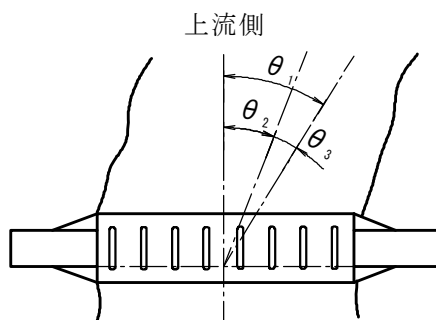
### 3.2.3 部材の安全性の検討

流木捕捉工の透過部は断面の小さい部材で構成されるので、全体の安全性（第 2 編 3.2.1 項）の他に、透過部を構成する個々の部材が安全であるように設計する。

解説

透過部の部材の設計においては、図 2-11-3 の設計荷重の他に、面外荷重および流木・巨礫の衝突荷重に対しても安全であるように設計する。

屈曲部における砂防堰堤の堰堤軸は、下流河道に対して直角にするため、上流の流心に対して偏心することになる。この場合偏心角度を想定し、さらに土石流に含まれる転石の衝突時の部材と礫の重心のずれを考慮して図 2-11-4 の  $\theta_3$  を設計する。



$$\theta_1 = \theta_2 + \theta_3$$

$\theta_1$  : 土石流の堰堤に対する偏心角度

$\theta_2$  : 想定される土石流の流心との  
角度

$\theta_3$  : 流木及び礫と部材の衝突の重心の  
ずれによる衝突角度の偏心

図 2-11-4 透過部材に対する面外荷重

なお、土石流区間で副堰堤に設置される流木捕捉工において、主堰堤で土石流全てが捕捉されないと想定される場合も、この項を準用する。



### 3.3 流木発生抑止工の設計

流木発生抑止工は斜面の崩壊を防止し、または、溪岸侵食を防止することにより、流木発生抑制機能を効率的に発揮し、土石流および洪水流に対して安全であるように設計する。

#### 解説

斜面崩壊防止を目的として流木発生抑止工（斜面安定工）の設計は、「山腹保全工整備の手引き（H12.4）」（建設省河川局砂防部砂防課）によるものとする。

溪岸侵食防止を目的とする流木発生抑止工（溪岸工、床固工、砂防堰堤等）の設計は、「建設省河川砂防技術基準」および「溪流保全工の手引き(案）」（建設省河川局砂防部砂防課）によるものとする。

## 第 4 節 掃流区間における流木対策施設

### 4.1 洪水、土砂流の規模等

掃流区間の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。

#### 解説

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「建設省河川砂防技術基準、調査編第 5 章 河川における洪水流の水利解析、第 6 章 河床変動、河床材料変化及び流送の解析、計画編施設配置等計画編 第 3 章 砂防等施設配置計画、設計編第 3 章砂防施設の設計」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。

### 4.2 流木捕捉工の設計

#### 4.2.1 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捕捉に必要な高さを加えた値以上とする。

#### 解説

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堰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 2-11-5 に示す。これらの決定の手順を以下に示す。

$h_s$  : 流木止めによる堰上げを考慮した水位

$\Delta H_s$  : 流木捕捉に必要な高さ

$H_s$  : 流木止め (透過部) の高さ

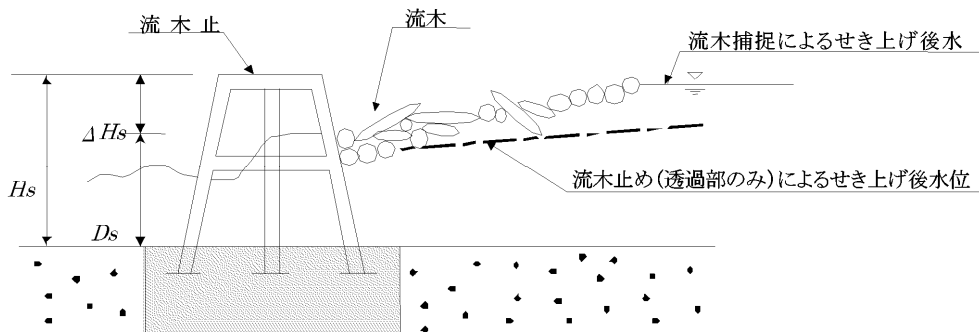


図 2-11-5 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ ( $H_s$ ) の模式図

(1) せき上げ水位の計算

①せき上げ前の水深  $D_{ho}$ 、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。

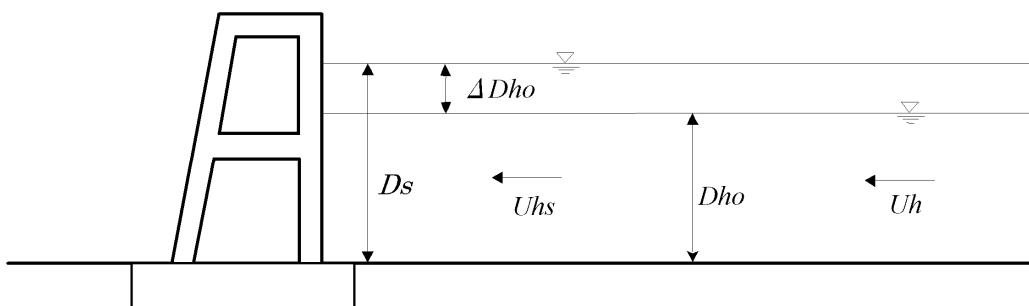


図 2-11-6 流木止めによる堰上げ水位

②流木止め工によるせき上げ高

掃流区間に流木止め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止め工の高さは流木止め工によるせき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、縦部材のみによるせき上げの水位は次式により算定できる。

$$\Delta D_{ho} = k_m \cdot \sin \theta_m \cdot \left( \frac{R_m}{B_p} \right)^{4/3} \cdot \frac{U_h^2}{2g} \quad \dots (2-11-1)$$

ここに、

$\Delta D_{ho}$  : 流木止め工縦部材によるせき上げ高 (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)

- $\theta_m$  : 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

$$D_s = D_{h0} + \Delta D_{h0} \quad \dots (2-11-2)$$

$$U_{hs} = \frac{Q}{D_s \cdot B_s} \quad \dots (2-11-3)$$

ここに、

$Q$  : 設計流量(m<sup>3</sup>/s)、 $U_{hs}$  : せき上げ後の平均流速(m/s)、 $B_s$  : 流下幅(m)

(2) 流木止め工の高さ ( $H_s$ )

土砂礫等による閉塞は無いものとし流木止め工の高さは、堰上げ高を加えた水深  $h_s$  に流木の捕捉に必要な高さ  $\Delta h$  をくわえたものとする。 $\Delta h$  は流木捕捉時の流木のせり上がりを考慮して、少なくとも最大流木径の 2 倍を確保する。

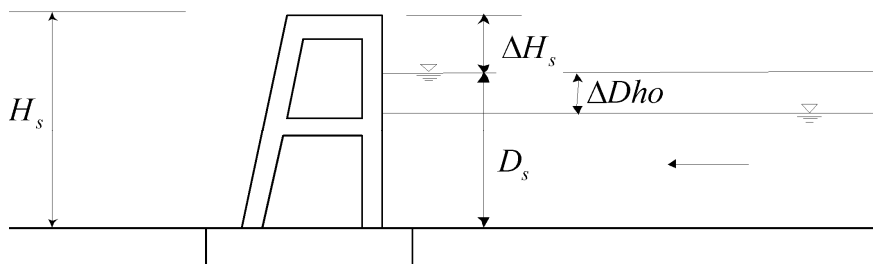


図 2-11-7 閉塞の恐れがない場合の透過部の高さ

4.2.2 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。

解説

(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り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  $d_m$  に対する移動限界摩擦速度の 2 乗  $u_{*cm}^2$

次式から求める。

$$u_{*cm}^2 = 0.05 \cdot (\sigma / \rho - 1) \cdot g \cdot d_m \quad \dots (2-11-4)$$

ここに

- $d_m$  : 河床材料の平均粒径 (m)
- $\sigma$  : 砂礫の密度、一般に 2600~2650kg/m<sup>3</sup>
- $\rho$  : 泥水の密度、一般に 1000~1200 kg/m<sup>3</sup>
- $g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

②摩擦速度の 2 乗  $u_*^2$

次式から求める

$$u_*^2 = g \cdot D_{ho} \cdot I \quad \dots (2-11-5)$$

ここに、 $D_{ho}$  (m) : 水深、 $I$  : 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  $u_{*ci}^2 / u_{*cm}^2$  が、③の  $u_*^2 / u_{*cm}^2$  に等しい点に対する  $d_i / d_m$  を求める。

$$\frac{d_i}{d_m} > 0.4: \frac{U_{*ci}^2}{U_{*cm}^2} = \left( \frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19 \cdot \left( \frac{d_i}{d_m} \right)} \right)^2 \left( \frac{d_i}{d_m} \right)$$

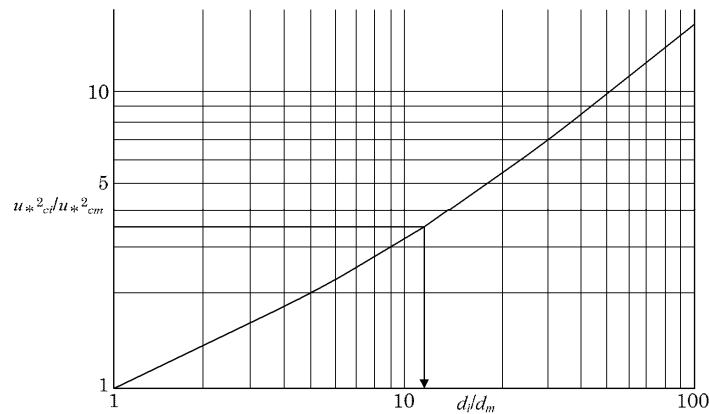


図 2-11-8

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) 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。

$$B_p \geq 2d_i \quad \dots (2-11-6)$$

$B_p$  : 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。

$$1/2L_{wm} \geq Bp \quad \dots (2-11-7)$$

$L_{wm}$  : 最大流木長 (m)

### 4.2.3 全体の安定性の検討

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。

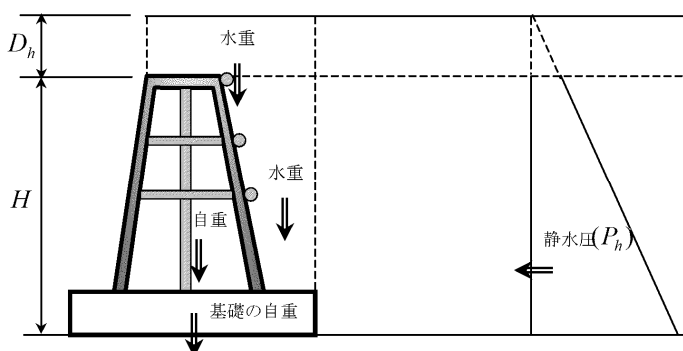
解説

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「土石流・流木対策技術指針 第 2 節 2.1 土石流・流木捕捉工」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。
- ・基礎厚が厚く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、流木止め工が流木で閉塞された状態の場合は、図 2-11-9 に示すように静水圧が作用する。この場合静水圧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 (水の単位体積重量  $\gamma_w=11.77 \text{ kN/m}^3$ ) とする。掃流区域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。

流木対策施設 (掃流区間) の設計外力 (自重を除く)



	洪水時
堰堤高さ 5m 以下 (基礎部を含む)	静水圧

$$P=1/2 \gamma_w \{(H+D_h) \cdot K_{hw}\}^2 \dots (2-11-8)$$

$K_{hw}$  : 透過部の閉塞密度に応じた  
静水圧係数 ( $K_{hw}=1.0$ )

図 2-11-9 掃流区域の流木捕捉工の閉塞状況

#### 4.2.4 部材の安全性の検討

掃流区間の流木捕捉工の透過部を構成する部材は、水圧および流木の衝突に対して安全であるように設計する。

##### 解説

土石流区間の流木捕捉工と同様に、透過部の構造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。

流木の衝突による衝撃力は、「土石流・流木対策施設設計技術指針 4.2 礫の衝撃力および 4.3 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を想定して衝撃力を計算する。

$$U_{ss}=1.2U_s \quad \dots (2-11-9)$$

ここで、 $U_{ss}$ ：表面流速(m/s)、 $U_s$ ：平均流速(m/s)

#### 4.2.5 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。

##### 解説

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、設計編第 3 章砂防施設の設計」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当たっては流木止め（透過部）の上流側が流木等により完全に閉鎖されて水が透過できない状態を想定して、不透過型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。

#### 4.3 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。

解説

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ものであるので、設計は「建設省河川砂防技術基準（案） 設計編 第 3 章 砂防施設の設計」に従うものとする。

第 5 節 副堰堤及び垂直壁における流木捕捉工の設置

既設砂防堰堤の流木捕捉機能の付加、または、地形条件、土地利用上の制限から、副堰堤及び垂直壁に流木捕捉工を設置する場合は、掃流区間における設計方法を準用するものとする。

このとき、土石流・流木対策施設設計技術指針 2.1.3.4 に基づき、副堰堤及び垂直壁の水通し断面は本堰堤の水通し断面と同じとするが余裕高は見込まない。

解説

副堰堤及び垂直壁に流木捕捉工を設置する場合、透過型堰堤の水通しに準拠し、余裕高は見込まない。

また、副堰堤及び垂直壁に流木捕捉工を設置する場合、捕捉する流木量から求められる水褥池面積により垂直壁の位置が決まるため、水叩き長が落差等から求めた必要水叩き長より長くなる場合がある。このとき、落下水や落下砂礫が当たらない部分（落差等から求めた水叩き長より垂直壁側）については、水叩き厚を地盤毎の最小値としてよい。なお、急激にコンクリートの厚さが変わるため、水叩き厚の変化点には伸縮目地を設けることとする。

流木捕捉工を設置する場合の前庭保護工の形状は以下の通りとする。

(1) 設置幅

流木捕捉工を副堰堤に設置する場合は、原則として副堰堤の越流部に設けるものとする。

流木の捕捉量をできるだけ確保するために、地形条件、下流の河端をもとに流れを阻害しない範囲でできるだけ広くとるようにすることが望ましいが、通常の場合の 3 倍程度までを目安とする。水叩き部の幅が広い場合、水叩工の両サイド部はコンクリート厚さを薄くしたり、あるいはコンクリートブロックを配置してもよい。

(2) 水褥池の形状

通常の場合の規定に関わらず、本副堰堤間の距離は地形条件の許せる範囲で流木捕捉量をできるだけ確保できるよう距離をとるが、水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ ( $H_1$ ) + 本堰堤の越流水深 ( $h_3$ ) の 3 倍程度までを目安とする。

(3) 水通し断面

流木捕捉工の端部のコンクリート立ち上がりは直立させ、流木捕捉工の上方に設ける水通し断面の形状は逆台形とする。流木捕捉工の水通し下幅は、本堰堤水通し下幅の 2 倍程度まで広げてもよい。

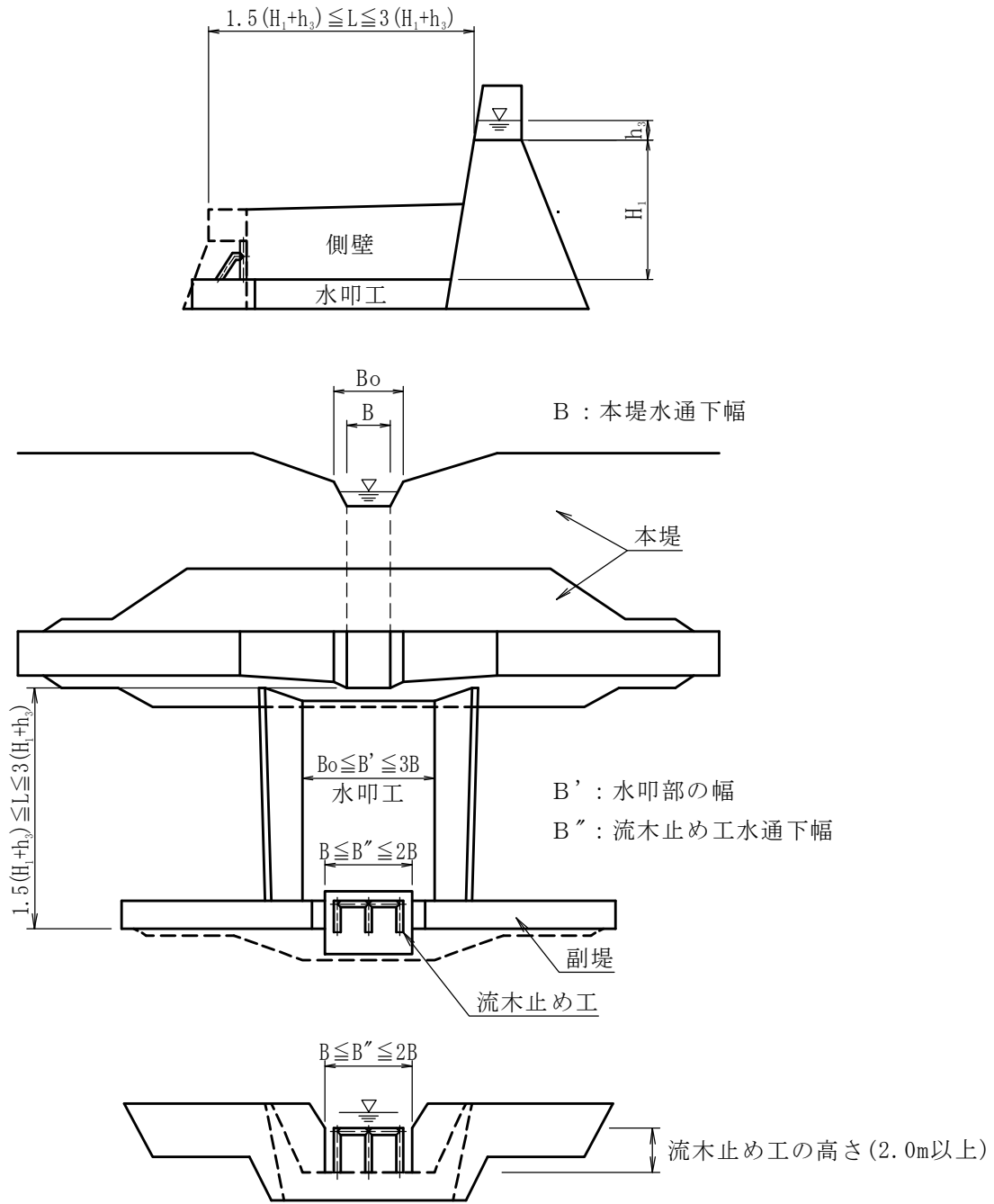


図 2-11-10 流木捕捉工を設置した場合の前庭部の寸法

出典：鋼製砂防構造物設計便覧（平成 21 年版）p.124



## 第 6 節 既設の不透過型堰堤の水通しにおける流木捕捉工の設置

出典：流木対策における既設砂防堰堤の有効活用に関する具体的手法について（H29.10.20  
国土交通省水管理・国土保全局砂防部発事務連絡）

### 6.1 適用範囲

本考え方は、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。）を設置する場合の考え方を示すものであり、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 本考え方の 6.4.1 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。

ただし、本考え方に基づく設計は、個別に国協議が必要であり、基本的に採用しない。

既設の不透過型砂防堰堤の水通し上流に張出して流木を捕捉する施設である「張出しタイプ流木捕捉工」の設計は、「張出しタイプ流木捕捉工設計の手引き（R2.3）」に準じる。

### 6.2 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。本考え方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補足することを目的として設置するものとし、次のとおり計画および設計を行う。

### 6.3 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値は、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 2-11-11）。

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。

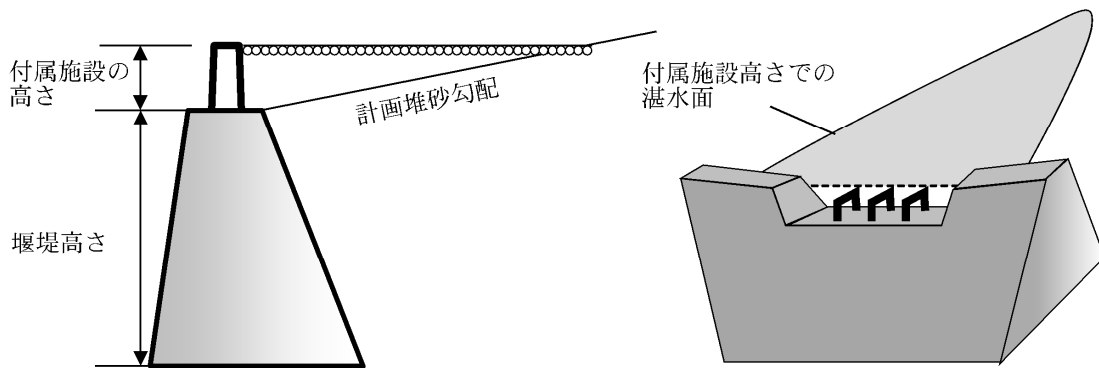


図 2-11-11 附属施設が捕捉することのできる流木量の上限値の算出の考え方

## 6.4 附属施設的设计

### 6.4.1 附属施設の高さ

附属物の高さは、「本指針第 2 編第 1 1 章 4.2.1 透過部の高さ」に準じる。

### 6.4.2 透過部における部材の間隔

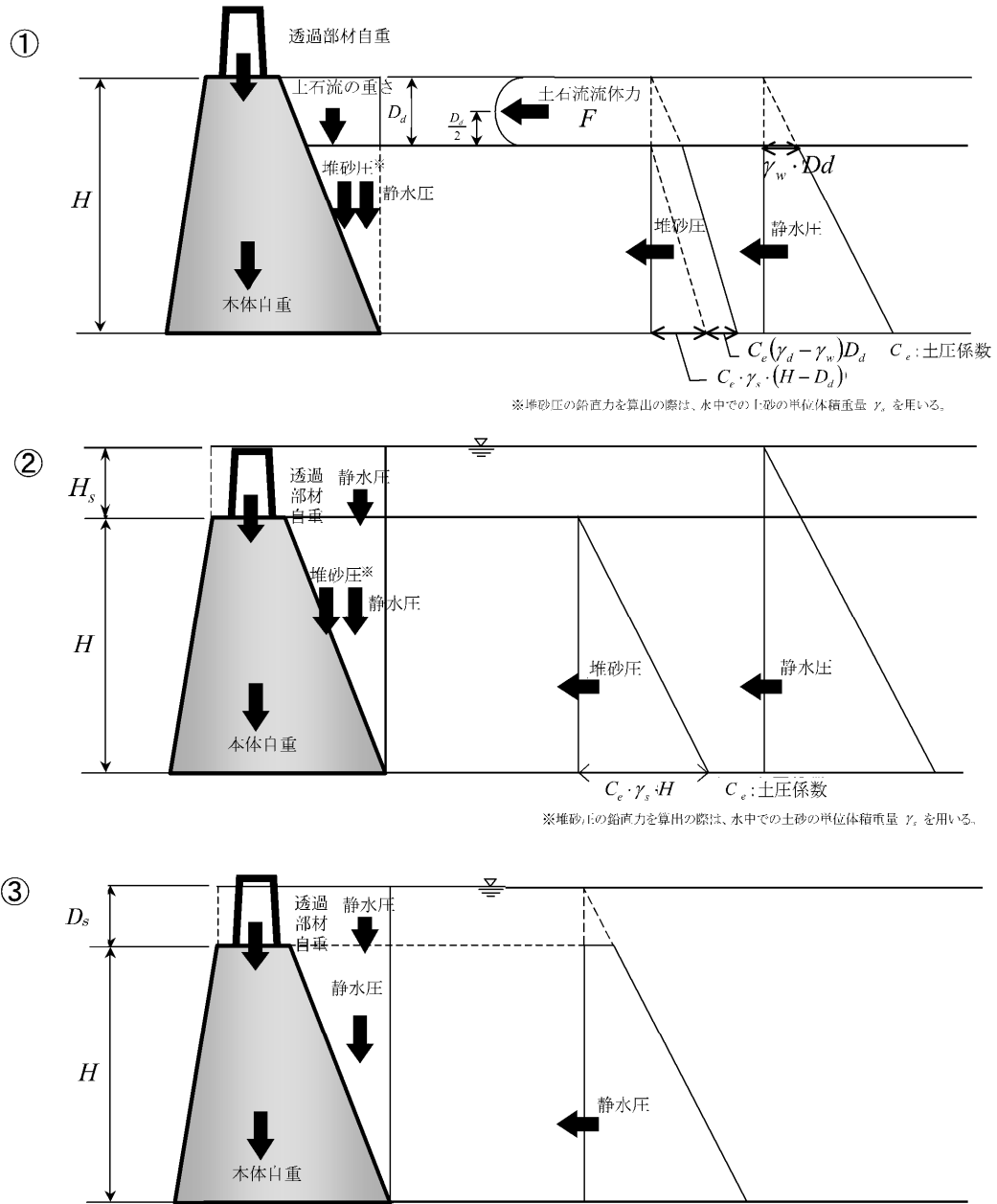
透過部における部材の間隔は、「本指針第 2 編第 1 1 章 4.2.2 透過部における部材の純間隔」に準じる。

### 6.4.3 安定性の検討

#### (1) 砂防堰堤の安定性

附属施設を設置した砂防堰堤の堤体の安定計算は、「本指針第 2 編第 1 章 3.5 本体の設計」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、附属施設の自重は堰堤の自重に加えるものとする。

- ① 土石流時の設計外力は、「本指針第 2 編第 1 章 3.1 安定計算に用いる荷重」に準じるものとする（図 2-11-12①）。
- 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附属施設を閉塞させ附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附属施設天端までの静水圧を考慮する（図 2-11-12②）。
- ③ 洪水時の設計外力は、洪水流が附属施設によりせき上げて附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。（附属施設にかかる静水圧は考慮しない。）（2-11-12③）。



※) 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

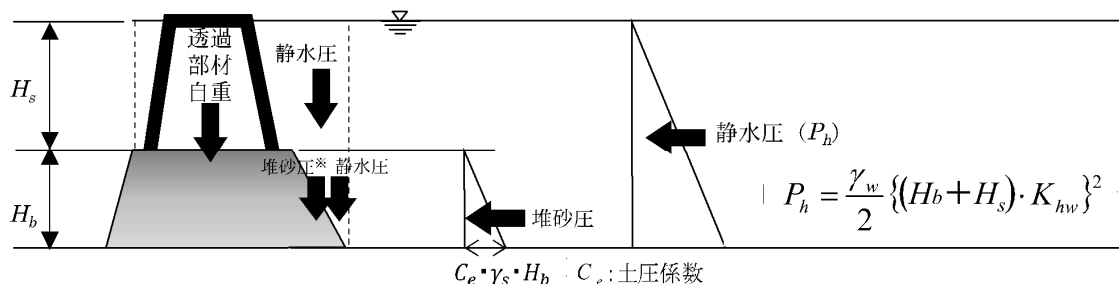
$D_s$  : 付属施設によるせき上げを考慮した洪水流の水深

図 2-11-12 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

(2) 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 2-11-13)。

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。



※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  $\gamma_s$  を用いる。

※)  $H_b$  : 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 2-11-13 付属施設的设计外力図

6.4.4 部材の安定性の検討

部材の安定性の検討は、「本指針第 2 編第 1 章 4.2.4 部材の安全性の検討」に準じる。

6.4.5 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水通し断面は、洪水流は付属施設を透過するものと想定し、「本指針第 2 編第 1 章 3.5.2 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、「本指針第 2 編第 1 章 3.8 前庭保護工の設計」に準じて設計するものとする。

## 第 7 節 山腹斜面における流木対策施設

### 7.1 流木流出現象

山腹斜面に流木対策施設を設計する場合は、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。

### 7.2 流木捕捉工の設計

流木捕捉工の安定性に当たっては、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。

#### 解説

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、及び斜面では土石流及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、全体及び部材の安定性を検討する。

### 7.3 流木発生抑止工の設計

流木発生抑止工は急傾斜地崩壊施設に準じて設計する。

#### 解説

山腹斜面における流木発生抑止工は山腹斜面の崩壊発生を防止することに伴って発生する流木の発生を抑止するものであるため、それらの施設の種類及びその設計は急傾斜地崩壊防止工と同じである。

第12章 その他の施設

第1節 安全施設

1.1 安全防護柵

砂防施設（砂防堰堤、床固工、溪流保全工等）が、道路や人家等に接近して築造される場合には、公衆の安全を確保することを目的として危険な箇所に適正な防護柵を設置することができる。

解説

一般には、溪流保全工は掘込み方式とするため、現河床を下げる場合が多く、背後地と河床の差は従前より著しく大きくなり危険が増すことになる。下記の場所でこのような状況となる場合には事故防止のため必ず防護柵を計画するものとするが、溪流保全工の維持管理に支障とならないよう必要最小限とすることが望ましく、兼用道路以外は管理幅の外側に設ける。なお、県管理施設以外の機能維持・復旧を行う場合は、設計段階・工事段階において、施設管理者と調整を行うこと。

(1) 設置場所

下記の各号の一に該当する道路の区間、人家の区間においては交通の状況に応じて原則として防護柵を設置するものとする。

- ① 堰堤の袖部が道路に接している区間
- ② 学童の通学路となっている区間
- ③ 付替道路の嵩上部分で在来道路に比して特に危険度が増加した区間  
(ここでいう道路は、市町村道（林道を含む）以上の道路)
- ④ 人家が近接している床固工の前後で危険区間
- ⑤ 沈砂地の周囲
- ⑥ 道路に接している溪流保全工では、下記の危険区間

イ 橋梁の前後

ロ その他砂防工事の実施により在来より危険度が増加したと思われる箇所で、防護柵の設置により、その効果があると認められる区間

(注) 防護柵の型式、設置方法等については、日本道路協会発行の「防護柵設置基準・同解説」によること。

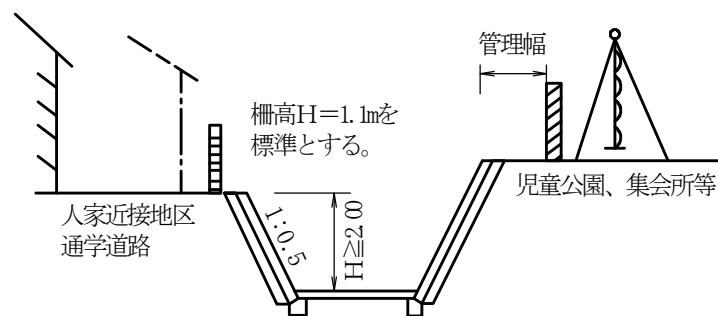


図 2-12-1 防護柵設置図

(2) 構造

- ① 群集荷重、積雪荷重、風荷重等を考慮して、構造物の強度を決める。  
(特に基礎について考慮する。)
- ② 柵の高さは、1.10m を標準とする。

(3) 材質及び設置方法

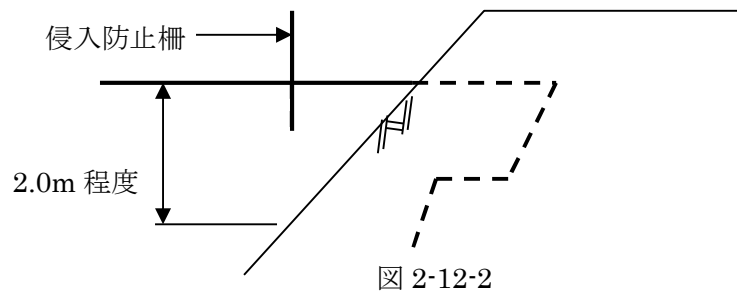
- ① 材質、将来の維持管理を十分考慮し、外力に耐えられるものとする。
- ② 海岸地帯及び市街地では容易に腐食しないような材質にする必要がある。

1.2 侵入防止柵

砂防堰堤袖部に第三者が侵入すると思われる箇所には侵入防止柵を設置するものとする。その他、砂防施設周辺の危険と思われる箇所にはネットフェンス等の進入防止柵を現地の状況に応じて選定するものとする。

解説

砂防堰堤袖部の侵入防止柵の設置箇所は、次の位置を標準とする。



第2節 堤銘板

2.1 堰堤工

堰堤完成時に袖下流側法面に堤銘板を設置するものとする。

解説

- (1) 堤銘板の材質は御影石とする。
- (2) 堤銘板の大きさは、タテ 35cm、ヨコ 50cm、厚さ 7cm を標準とする。
- (3) 文字は掘込みとする

令和〇〇年〇〇月完成  
 〇〇川〇〇砂防工事  
 〇〇堰堤  
 高さ〇〇m、堤長〇〇m  
 鳥取県県土整備部

図 2-12-3 堤銘版

## 2.2 床固工等

床固工完成時に袖下流側法面で道路側等より見やすい位置に設置するものとする。

解説

1. 規格、材質は、本章 2.1 に準じる。

令和〇〇年〇〇月完成  
 〇〇川〇〇砂防工事  
 〇〇床固工  
 測点〇/〇〇  
 鳥取県県土整備部

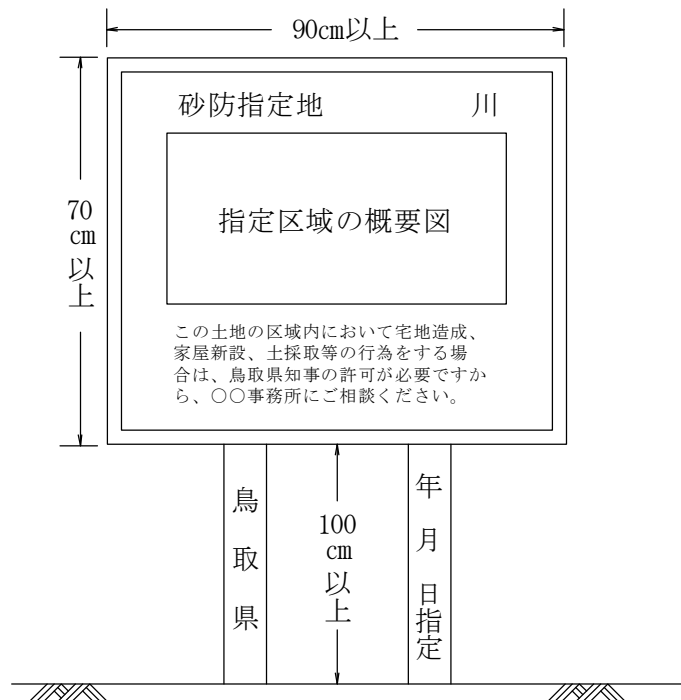
図 2-12-4 堤銘板

## 第 3 節 標柱標識

砂防事業を施工する場合は、砂防指定地標識を一般の人によくわかる場所に設置するものとする。

解説

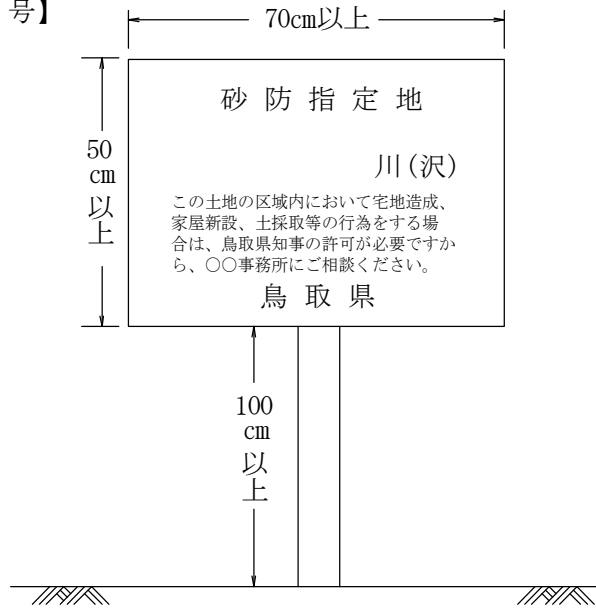
### 【砂防指定標識 第 1 号】



- ① 砂防堰堤については、堰堤周辺に 1 ヶ所設置する。
- ② 溪流保全工は、溪流保全工の起点より 1km 毎または中間点もしくは下流点に設置する。
- ③ 面指定地内の砂防設備箇所については、その砂防設備周辺に 1 ヶ所設置する。

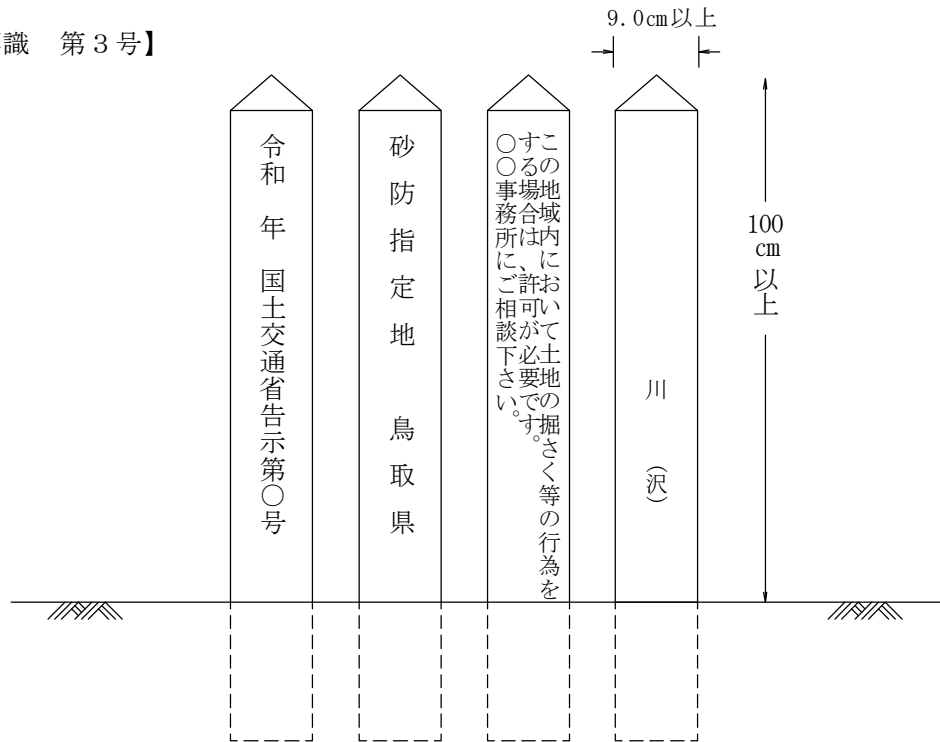


【砂防指定標識 第 2 号】



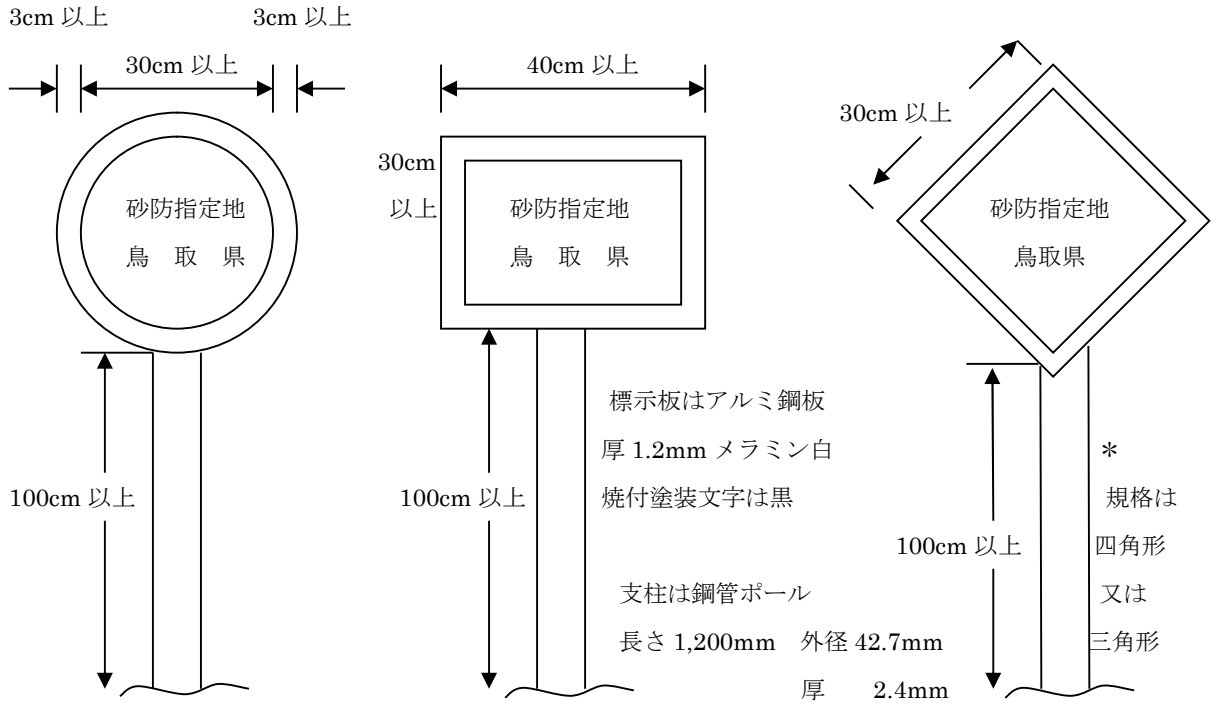
- ①一連の砂防堰堤がある場合については、上流もしくは下流側に 1ヶ所設置する。
- ②溪流保全工については、溪流保全工の起点より 1km 毎または中間点及び下流点に設置する。

【砂防指定標識 第 3 号】



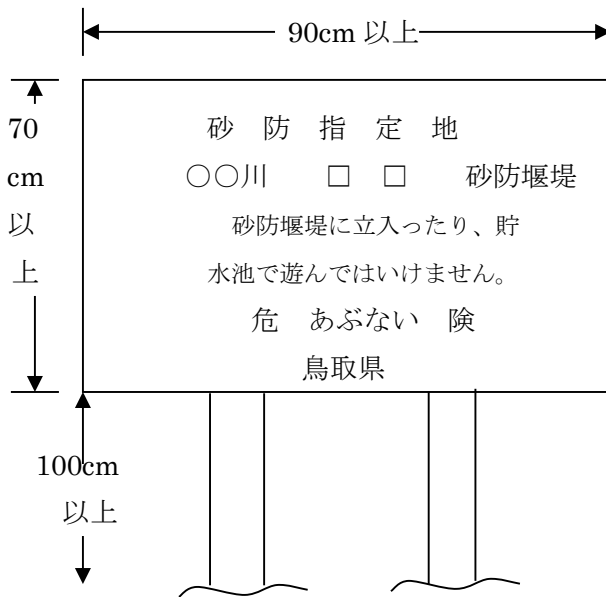
- ①砂防指定河川の上、下流端に各 1ヶ所（メラミン白焼付塗装キャップ付）その他の標注はコンクリート標注とする。
- ②砂防指定地の告示が標注方式により行われている場合は、当該標注の位置付近に設置する。

【砂防指定標識 第 4 号】



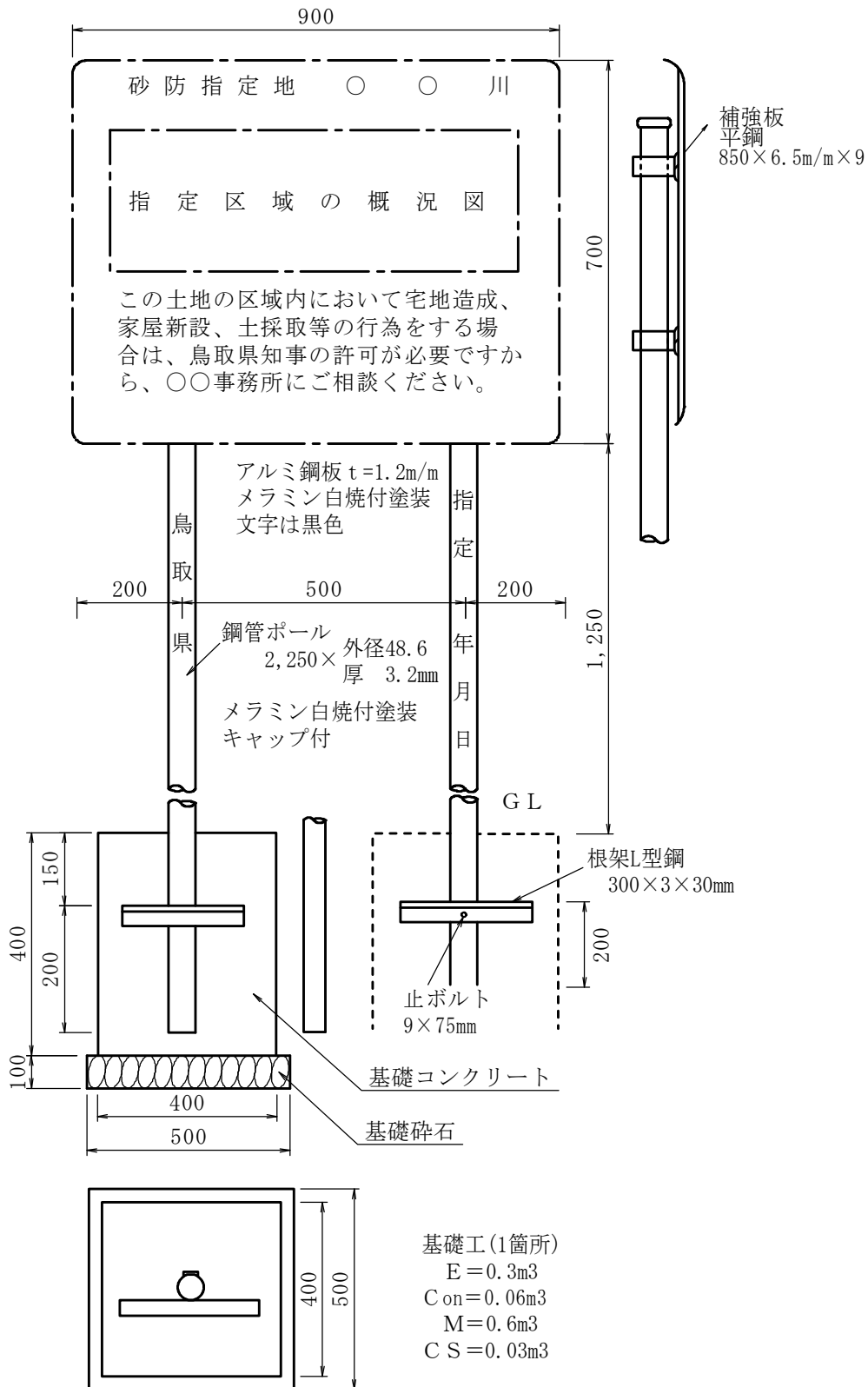
- ①砂防指定地の上、下流端に 1ヶ所設置する。
- ②溪流保全工等砂防設備の管理道敷に 200～500m 間隔で設置する。
- ③砂防指定地の境界線に沿って 1km 間隔で設置する。

【砂防指定標識 第 5 号】



- ①砂防堰堤が設置された河川沿いの道路際もしくは砂防堰堤袖部に 1ヶ所設置する。
- ②溪流保全工の設置により、護岸と河床にかなりの高低差がある箇所等に設置する。

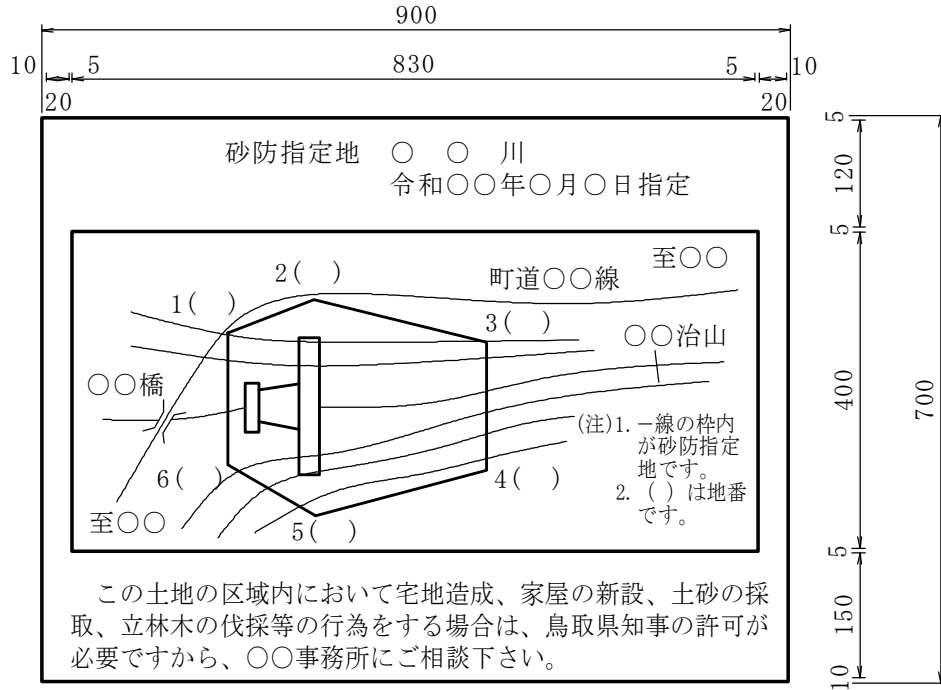
【砂防指定標識 第1号標識規格図】



(注) 第5号標識の規格も、本規格に準ずる。

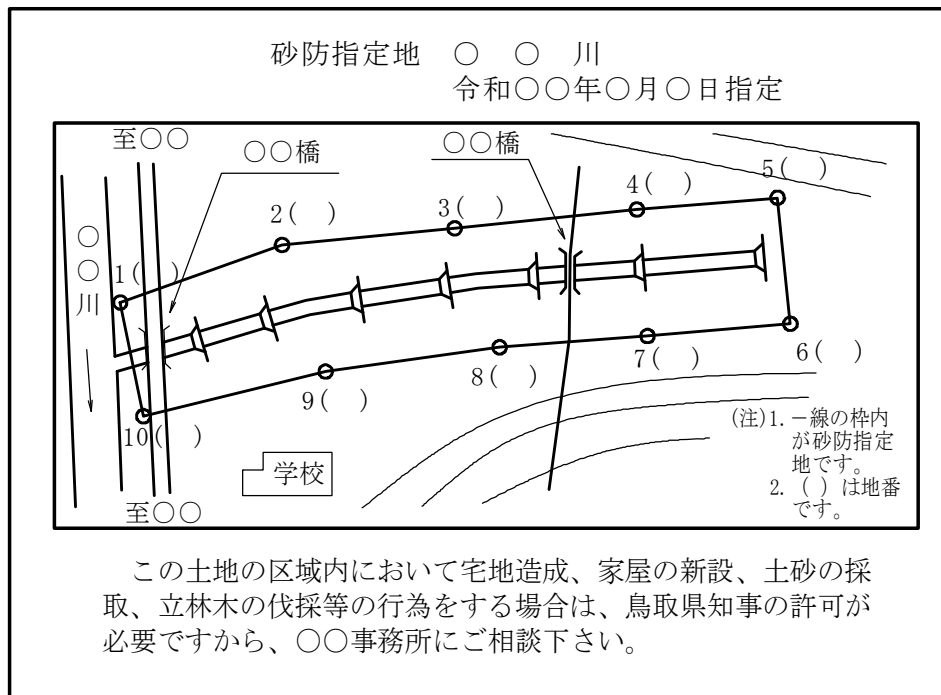
【1号標識板の記載例】

①砂防堰堤の場合



(注) 目安となる建物（官公署、会社、工場等を記入する）

②流路工の場合



(注) 枠は砂防堰堤の場合と同様とする。

【土石流危険渓流標識板】



- (注) 1. 白地  
2. 赤枠  
3. 文字は「危険」のみ赤、他は黒。  
4. 土石流危険渓流標識板の設置については、事前に治山砂防課と協議のこと。

第4節 用地境界杭

砂防設備の範囲を明確にするよう必要数を設置するものとする。

第 5 節 排水工

溪流保全工を設置する溪流に既設の田圃から用水の排水、家庭用水の排水等がある場合は、排水工を設ける必要がある。

1. 排水工はできるだけ統合するように検討する。
2. 洪水時に内水氾濫を起こさないよう、護岸の計画高水位より上部に設ける。
3. 田圃からの排水で水量が多く、溪床に局部洗掘を生じる恐れがある場合は、護床工の設置を検討する。
4. 排水管や溝からの漏水が護岸の後部へ回り、護岸が破壊しないような構造とする。
5. 排水工の吐口は、できるだけ排水効果をあげるよう位置を検討する。

解説

1. 排水口が計画高水位より低くかつ、背後地盤より高い場合には、フラップゲート等を計画し、逆流による被害が生じないように配慮しなければならない。
2. 合水路及び呑口側溜柵は、管理敷地以外で計画するものとする。
3. 排水構造は、原則として下記による。(水路幅は、現況幅により決定する。)

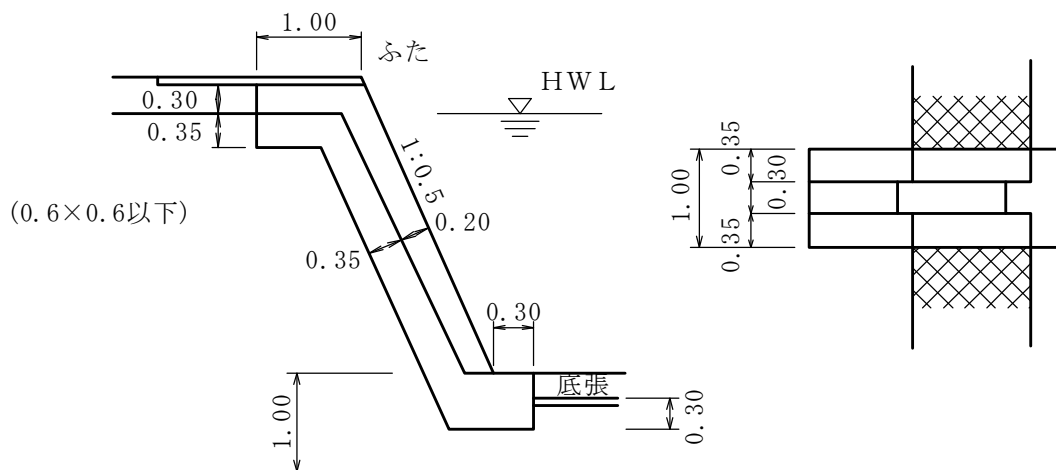
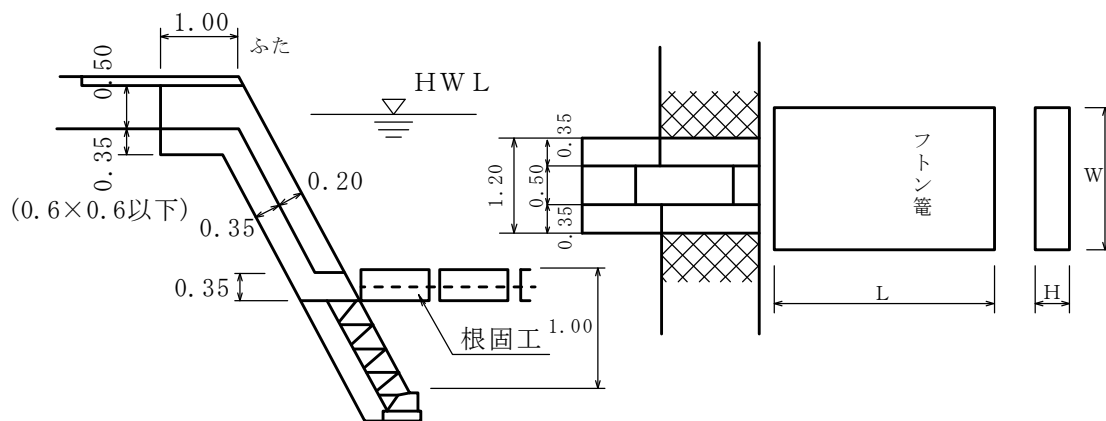


図 2-12-5

第12章 その他の施設



フトン管の大きさ(例示)  
目安として  
(Hが2.0m程度以下の場合)

φ	W	L	H
1.00 <sup>m</sup>	3.00 <sup>m</sup>	4.00 <sup>m</sup>	0.50 <sup>m</sup>
0.60	3.00	3.60	0.40
0.30	2.00	3.00	0.40

※φ及びHによって差違があるので注意を要する。

図 2-12-6

(0.6×0.6以上)

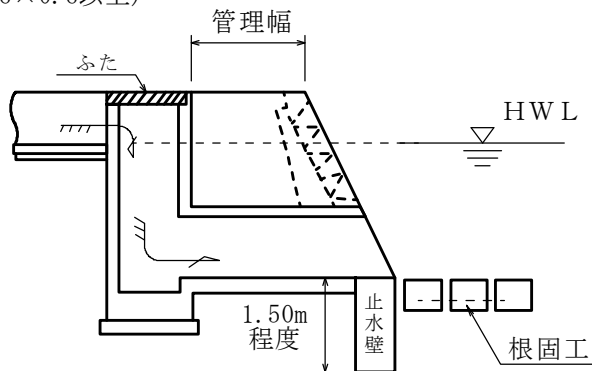


図 2-12-7

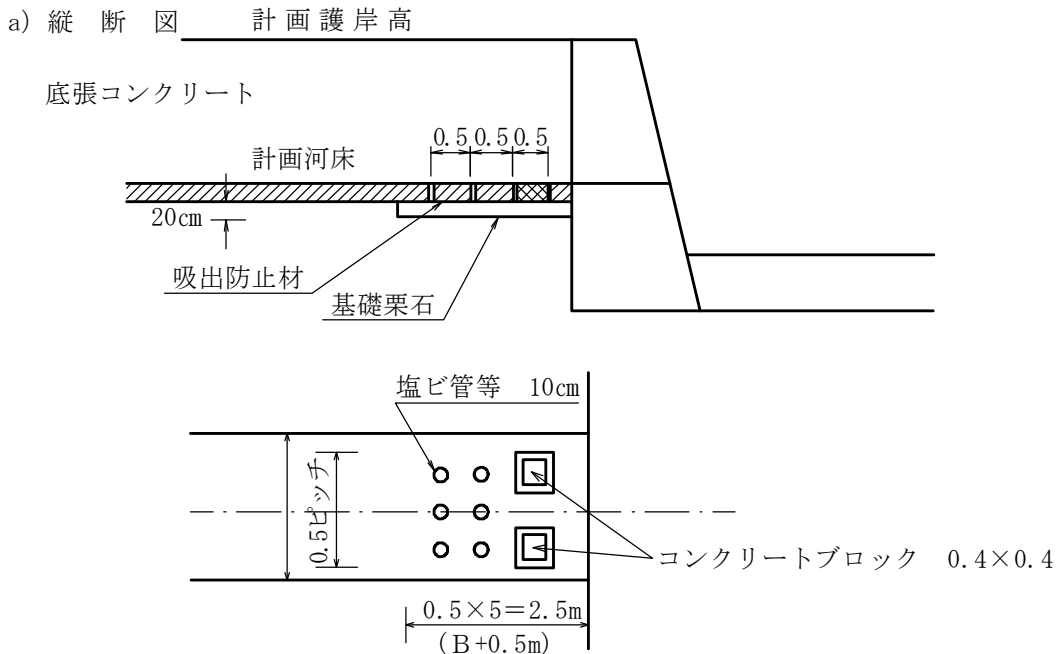
第6節 浸透水対策工

三面張り溪流保全工の場合、浸透水対策工として、底張工底部の伏流水による底張りの破壊を防止する目的で浸透水排除工を計画し、地下水補給を目的として流水浸透工を計画するものとする。

解説

浸透水排除工は、地下水を排除しやすいよう床固工の上流部に設ける。流水浸透工は、流水が浸透しやすいよう帯工上流部に設ける。

両者は設置する場所が異なるだけで、図 2-12-8 のように三面張りの一部にコンクリートブロックやフトン籠を設置する工法が一般的である。



現場の状況により柵及びパイプの数を決定すること。

図 2-12-8 浸透水排除工



第 7 節 階段工及び斜路工

階段工および斜路工を必要とする場合は、危険を防止するため床固工の直上流には設けないようにするとともに、必要に応じて侵入防止のための門扉を設ける。

解説

護岸と平行に設ける場合は、上流より下流へ下るようにし、上流へ下るような構造は避ける。なお、階段工が弱点となって護岸が破壊しないよう設計に留意する。

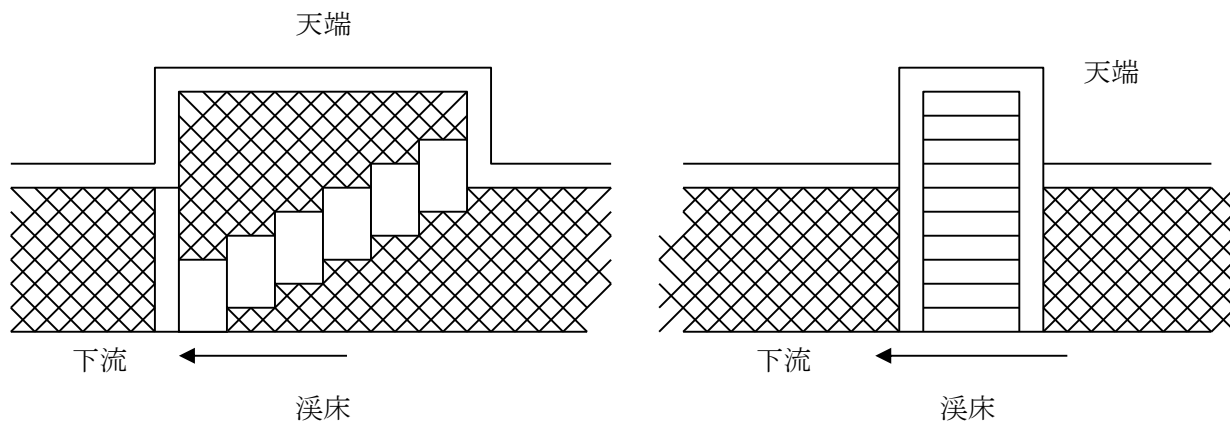


図 2-12-9 階段工

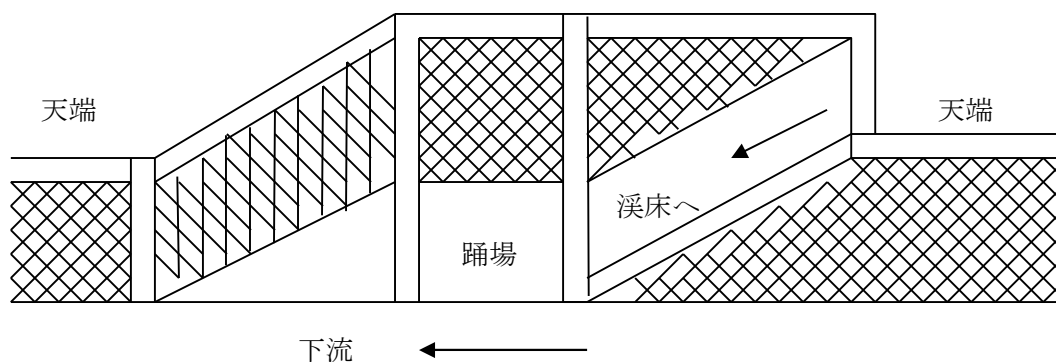


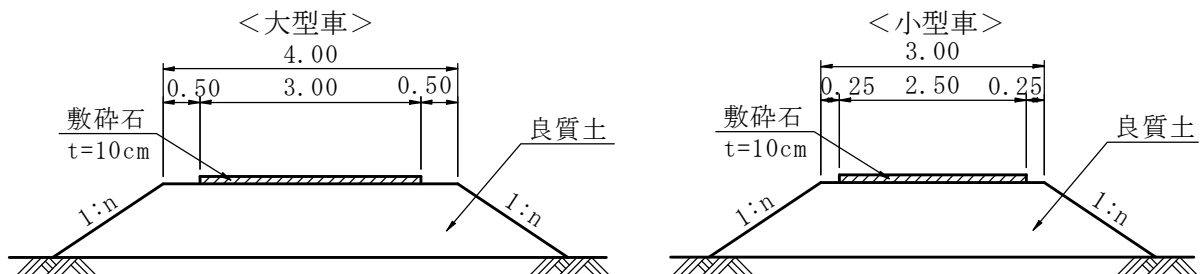
図 2-12-10 斜路工

第 8 節 工事用道路

1. 工事用道路の幅員は、「道路工事関係技術便覧（第 5 版）第 7 章第 4 節工事用道路」を準用して有効 3.0m、全幅 4.0m とする。  
 なお、現場の状況により、上記に因りがたい場合は、適切な構造を検討の上、計画する。
2. 工事費は法線、縦断、山留ブロック等必要最小限なものとし、工費の節減を図る。
3. 舗装構成は、次の舗装構成を基本とする。  
 縦断勾配 15%未満の場合、 敷碎石 10cm  
 縦断勾配 15%以上の場合、Co10cm、碎石 10cm
4. 現道補修の場合は、必要区間×車幅×厚さ×1/2 を原則とする。

解説

1. 幅員は現地の状況にもよるが、トラッククレーン打設の場合には、有効幅員 3.0m にすることを原則とする。
2. 工事用道路は付替道路と兼用する場合を除き U 型側溝等は避け、法線についても車道として無理のない範囲内で、経済的断面で計画すること。
3. 工事用道路の用地借上げについての使用日数は、工事着工から完成までの間を計上するものとする。
4. 工事用道路は全工事完了後に原型復旧するのが原則であるが、応々にして地元地権者よりそのまま残すよう要望があるので、当初計画の折、地元地権者と事前協議を十分に行い、その残置について検討すること。なお、農地の場合は、農地転用手続きが必要となる場合があるので、注意すること。
5. 工事用道路の路面は通常敷碎石にて施工することを基本とするが、縦断勾配が急で進入が困難と思われる場合、コンクリート舗装とすることを考慮する。
6. 町村道以下の道路(町村道、林道、農道、その他)を運搬道路に利用する場合にあっては、利用期間中における維持補修及び利用後原形に復旧するための経費を、運搬道路補修費として計上することができる。ただし、道路の損傷が本工事の影響であることを十分整理すること。



のり勾配は、「道路土工 盛土工指針」p106 に準拠し、盛土高に応じて設定する。なお、現場状況に応じて大型土のう等を計画してよい。

図 2-12-11 工事用道路

第9節 堰堤管理のための管理用道路

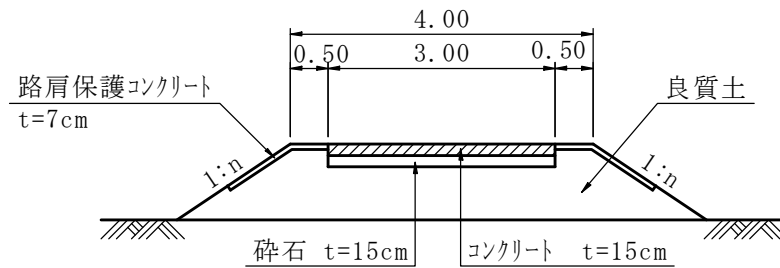
1. 管理用道路の構造は、最新の「林道規程-運用と解説-（日本林道協会）」の第2種第2級道路を準用する。幅員は有効3.0m、全幅4.0mとする。
2. 法線、縦断、山留ブロック等必要最小限な構造とするが、維持管理性も考慮したものとする。
3. 舗装構成は、次の舗装構成を基本とする。

Co15cm、碎石 15cm

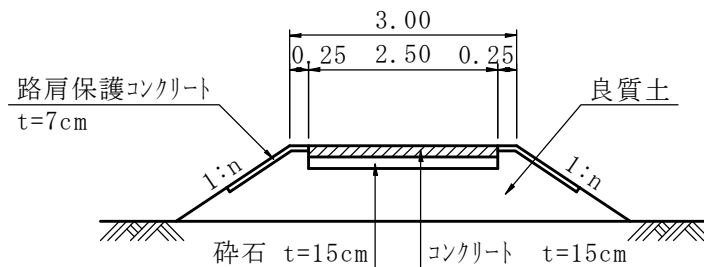
解説

1. 幅員は現地の状況にもよるが、管理車両として大型車を想定する場合は有効幅員 3.0m にすることを原則とする。管理車両は、除石計画に則り適切な車両を選定する。
2. のり面工およびのり面保護工は、「道路土工 切土工・斜面安定工指針」および「道路土工 盛土工指針」に準拠する。また、のり面の防草対策として路肩保護コンクリート等を設置することを基本とする。
3. 管理用道路の路面は、雨水の浸食による道路の不安定化や、除草作業等の維持管理に係るライフサイクルコストを考慮して、コンクリート舗装を基本とする。ただし、既設道路を改良して管理用道路とする場合は、道路管理者と協議の上、舗装構成を決定する。

<大型車>



<小型車>



のり勾配は、「道路土工 盛土工指針」p106に準拠し、盛土高に応じて設定する。  
 路肩保護コンクリートは、「小構造物標準設計図集 H25.7」p.4-4に準拠し、厚さ7cm、のり長1.0mとする。

図 2-12-12 堰堤管理のための管理用道路

## 第 12 章 その他の施設

管理用道路の設計条件を、表 2-12-1 に示す。ただし、現場条件によりこれにより難い場合は変更することができる。

表 2-12-1 管理用道路条件一覧表

条件項目	基準値	備考
設計車両	普通自動車	林道規程 第 9 条
車道幅員	3.0m	林道規程 第 10 条
路 肩	0.5m	林道規程 第 12 条
設計速度	20km/h	林道規程 第 11 条
曲線半径	15m 以上	林道規程 第 15 条
縦断勾配	15%以下 <sup>※)</sup>	仮設計画ガイドブック 道路工事関係技術便覧
縦断曲線半径	100m 以上	林道規程 第 21 条
縦断曲線長	20m 以上 (縦断勾配の代数差の絶対値が 5%以下の場合は省略できる)	林道規程 第 21 条
横断勾配	0%	—
待避所	間隔：500m 以内 車道幅員：5.5m 以上 有効長：20m 以上	林道規程 第 29 条

※) 現在の貨物車は、20%程度の勾配までは十分登坂が可能である（出典：「道路構造令の解説と運用 R3.3 p433」）が、安全性の観点から 15%以下を基本とする。ただし、地形条件等で縦断勾配をやむを得ず 15%より急勾配の道路とする必要がある場合は、舗装面のすべり止め対策や急なカーブを設けないなどの安全対策を行った上で 20%以下とすることができる。

## 第13章 補償工事

### 第1節 総説

1. 砂防工事の施工に伴って既存の施設、道路、橋梁、水路等の撤去を要し、その効果を復するために補償工事として計画する。
2. 補償工事、原則として原形の効用回復の範囲までとし他の管理者の要求により改良を加える場合は合併施工とする。
3. 補償工事として設置した工作物は、工事完了後速やかにそれぞれの管理者に引継がなければならない。

### 第2節 橋梁工

1. 橋梁架替えの場合は原形幅員までとし、法線改良に伴う新設橋梁幅員は、前後の道路幅員までとする。
2. 砂防事業に起因して架け替えの必要となった橋梁を設計する場合
  - ① A、B活荷重を適用して改築する場合  
橋梁管理者の基準又は道路橋示方書による。
  - ② A、B活荷重を適用せず改築する場合  
橋梁管理者の基準又は指示によるが、それらが無い場合は次のとおりとする。  
転倒・滑動：常時の安定のみを検討し、地震時を考慮しない。  
地盤の支持：道路土工指針の擁壁の場合に準拠する。
3. 桁下高、支間長、橋台等については、「河川管理施設等構造令」、「砂防指定地内の河川における橋梁等設置基準（案）」及び「砂防指定地内を通過する四車線以上の自動車専用道路及びこれに準ずる道路（将来計画によって四車線以上となるものを含む）の構造基準（案）」によるものとする。

#### 解説

##### 1. 架換え橋梁の規格

既設と同質とし、橋梁改築、または質的改良を行う場合は、「砂防工事または道路工事により必要となる橋梁及び取付道路の工事費用の負担について」（砂防関係法令例規集）によるものとする。

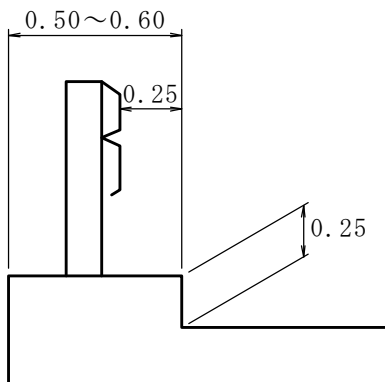
「橋梁の改築」とは、撤去の対象となる橋梁のある場合の橋梁の新築又は、既設橋梁の拡幅、継足、嵩上げをいう。

「橋梁の質的改良」とは、木橋の永久橋化、設計荷重の増大、支間の拡大等をいう。

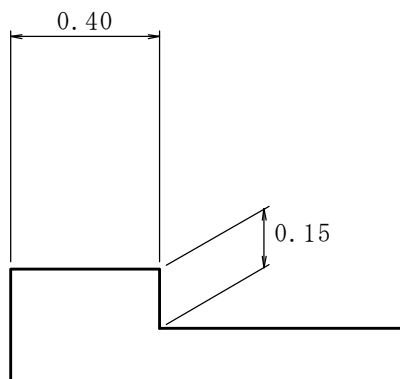
##### 2. 地覆幅

地覆幅は、高欄を設ける場合は500mm、高欄を設けない場合は200mmを標準とする。ただし、歩道橋の場合は別途考慮する。

(1) 2車線以上(A, B荷重)

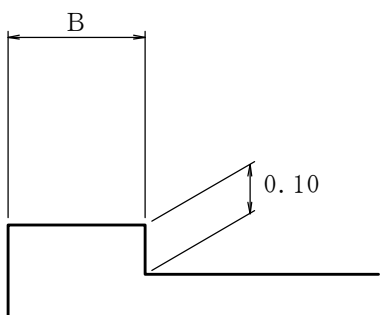


(2) T-10



高欄がある場合は、橋の中員内に高欄が入らないようにする。

(3) T-6以下



- (a) 高欄がある場合  
 $B \geq 0.25$ で橋の中員内に高欄が入らないようにする。
- (b) 高欄がない場合  
 $B = 0.2$

図 2-13-1

### 3. 桁下高

流木の流出、流出土砂量等を考慮し、計画護岸高(計画高水位+余裕高)に0.5mを加算した高さ以上とする。なお、配水管等の横断架設についても同様とする。

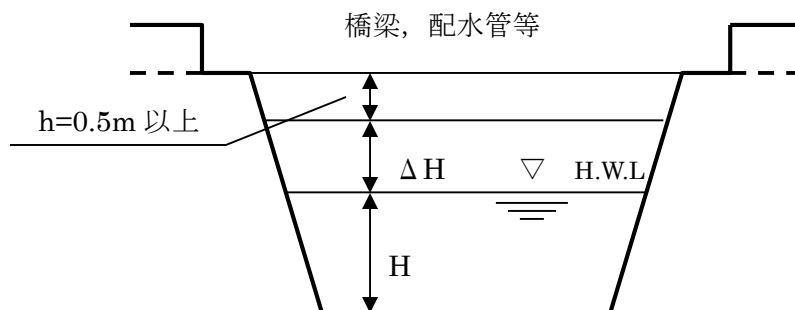


図 2-13-2

4. 橋 台

- ① 橋台は護岸法肩から垂直に下した線より後退させて設けるものとし、地形、用地等の状況からやむを得ない場合には護岸法線にあわせて、流水の疎通に支障のないようなめらかに接続する。
- ② 橋台は原則として自立式とする。ただし支間長 5m 以下で幅員 2.5m 未満の橋梁においては、この限りではない。
- ③ ①後段で橋台の前面を護岸法面にあわせてもうけた橋台の基礎敷高は、護岸の基礎と同高またはそれ以下とする。

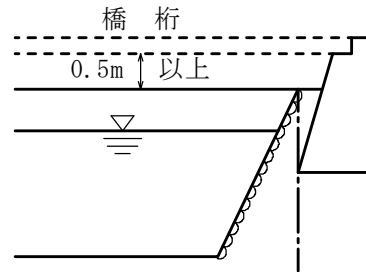


図 2-13-3

(1) 護岸法肩から後退した場合 (標準)

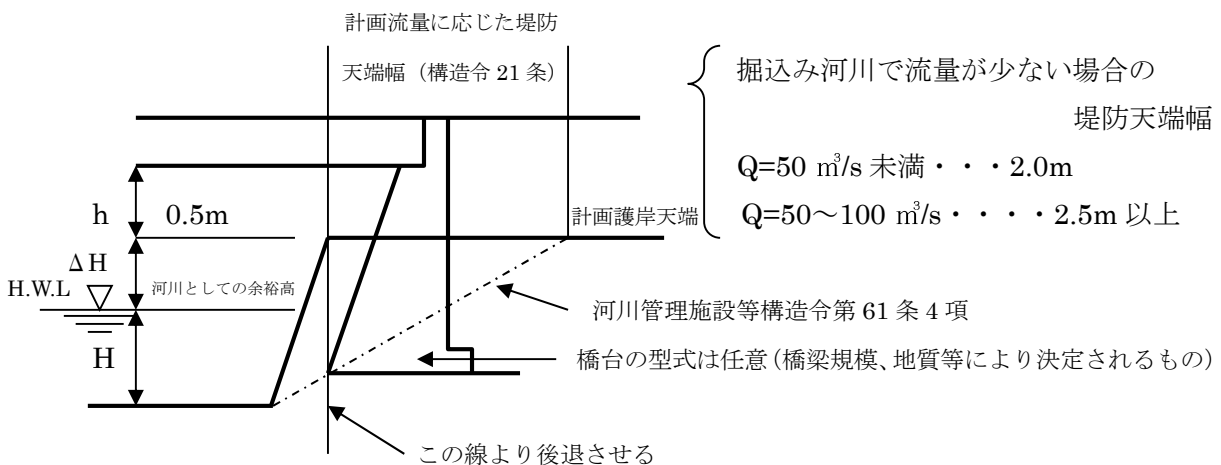


図 2-13-4

(注) 橋台は、護岸法肩から垂直に下した線より後退させて設けるものとし、地形、用地等の状況から、やむをえない場合には、護岸法線にあわせて、流水の疎通に支障のないようになめらかに接続すること。但し、橋台根入れについては、計画護岸基礎の根入れ以上とする。

図 2-13-4 のように護岸構造物の弱体化を防止するとともに、砂防施設と道路施設が各々独立機能を保有する構造とし、万一の災害に際して道路施設の機能を保持し得るものとしている。なお、護岸構造物に裏込材がある場合は、橋台はこれより後退させる。

- (ア) やむを得ず護岸法線にあわせる場合、図 2-13-5 のようになる。
- (イ) (2) の項ただし書きは、通常人間、テラー、軽自動車程度の比較的荷重の小さいものを対象とした幅員 2.5m 未満で支間長 5m 以下の上部工の自重も小さい場合の橋台は「砂防指定地内の河川における橋梁等設置基準（案）」によらずによいとされている。
- (ウ) また、護岸法線から後退させた場合、基準による橋台底面と計画護岸高の 1/2 を目安とする。

(2) 護岸法線にあわせた場合（やむを得ない場合）

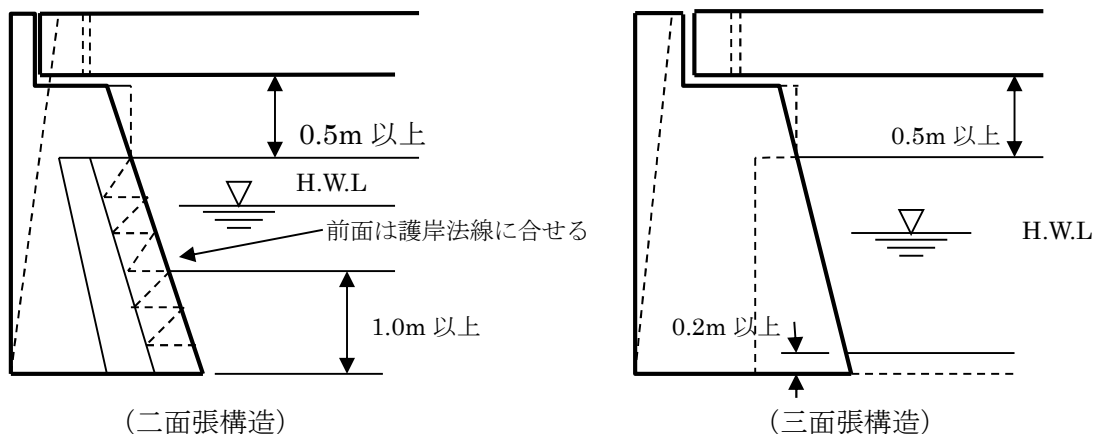


図 2-13-5

(注) 護岸兼用自立式橋台は、特例として人道橋以外の幅員 2.5m 未満、支間長 5.0m 以下の橋梁に適用する。

(3) 支間長 5m 以下で有効幅員 2.5m 未満の橋梁（基準によらない場合）

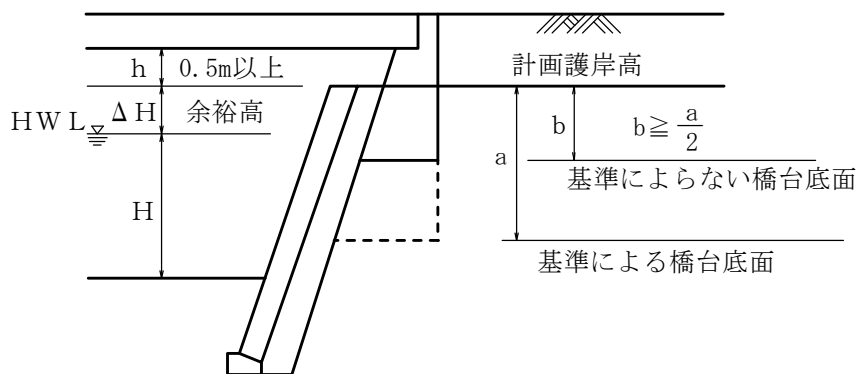


図 2-13-6



- (4) 支間長 5m 以下で有効幅員 2.5m 未満の人道橋  
護岸兼用橋台は、人道橋梁に適用する。

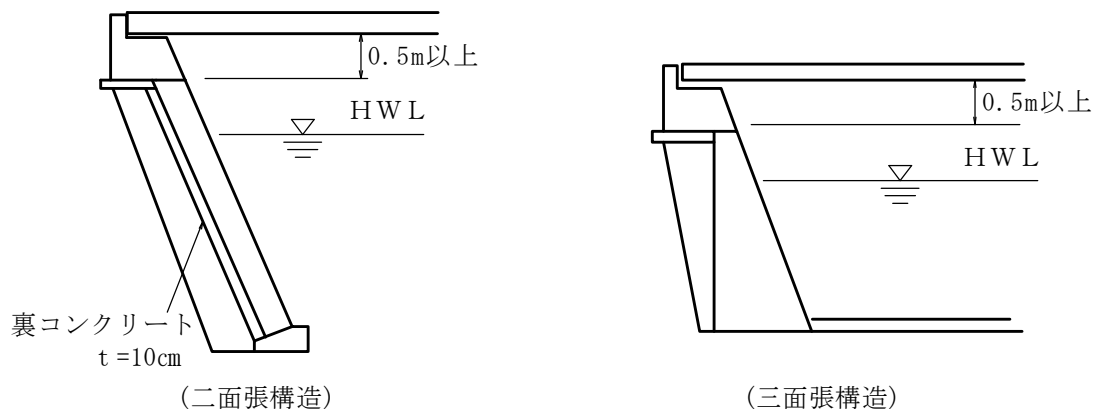


図 2-13-7

5. 橋台構造

橋台構造の決定は、経済比較等により安価なものとする。

6. 橋の幅員

橋を統合する場合、地元が幅員の拡幅を望む場合は、耐荷重が同等のものを対象とし、拡幅によって設計荷重以上のものが通過しないまでの幅員を限度とする。

7. 橋台位置

溪流保全工の上部を横過する構造物は、流水のはね上がりによる落下や詰まりを防止するため、床固工の上下流 15m 程度（最少 5.0m）を避けるほうが望ましい。

8. 架替橋梁の規模等の決定

- (1) 橋梁工の現況を調査し幅員、設計荷重等を明確にすること。(橋梁台帳の収集等による)
- (2) 橋梁台帳等のない場合には、現地交通状況等を調査確認の上、適切な設計荷重とすること。
- (3) 砂防事業について、橋梁の設計荷重は下記のランクに分類する。
  - ① 500kg ② T-2 ③ T-4 ④ T-6 ⑤ T-10 ⑥ A,B 荷重
- (4) 現況荷重の不明瞭な橋梁の架替に係る設計方法

	幅 員	活 荷 重	備 考
道路構造令第 35 条の規定により架設されたもの、又はこれに準ずるもの。	4.0m 以上	A、B 荷重	
上記以外のもの	4.0m 未満 ～3.0m 以上	T-10	4.5t 車以下
	3.0m 未満 ～2.0m 以上	T-6 又は T-4	2t 車以下
	2.0m 未満 ～1.5m 以上	T-2	軽自動車以下
	1.5m 未満	500kg	人道橋(群集荷重)

- (注) T-4 と T-6 の使い分けは、現地の交通状況、前後の道路幅員及び既設橋梁の程度等により判断することとし、原則として、交通車輛が軽自動車程度以下は、T-4、軽自動車程度以上で 2t 車程度以下は T-6 とする。
- (5) 相互に関連する工事による費用負担については、「河川工事又は道路工事に必要となる橋梁及び取付道路の工事費用の負担について (昭和 43 年 8 月 1 日付 3 局長通達)」によるものとする。

第3節 取水工

3.1 堰堤工

1. 堰堤サイトに用水路があって埋没する場合は、原則として取水塔（尺八）を計画する。
2. 上記の場合、地形、地質等の理由で取水が困難な場合は、計画堆砂区域の上流に帯工等を施工し、計画堆砂高より高い位置に付替用水路を計画する。
3. いずれの方法を用いても、本堰堤下流部に流量調節のための余水吐を設置するものとする。

解説

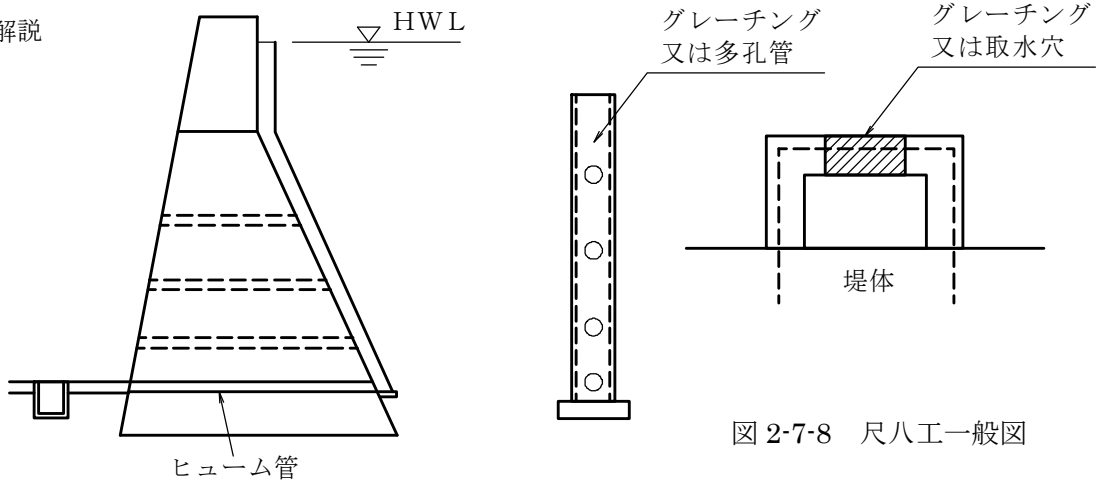


図 2-7-8 尺八工一般図

余水吐の天端高は、側壁天端より高くないよう計画する。（側壁高と合せる）

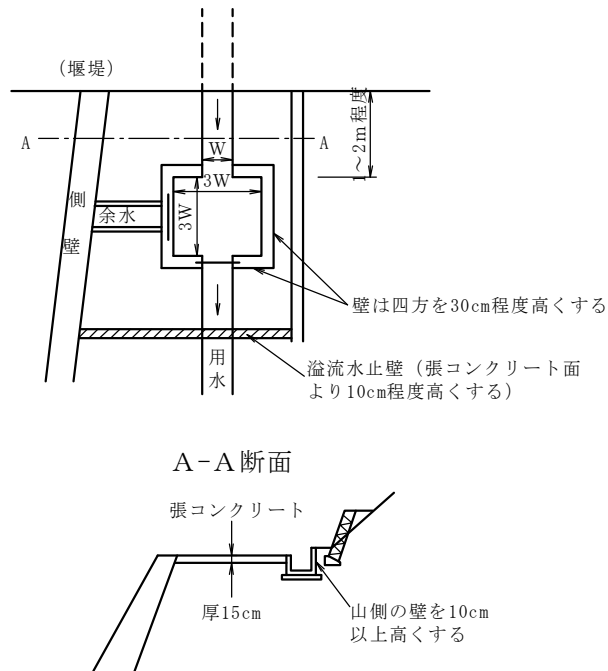
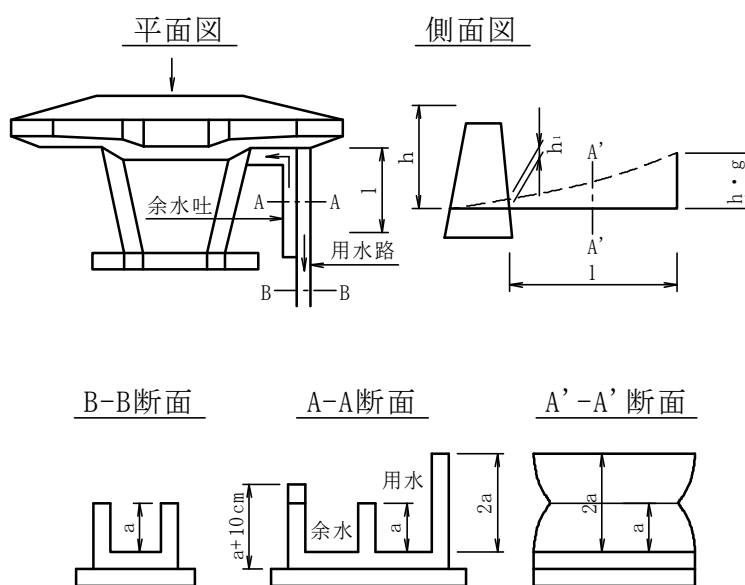


図 2-13-9

砂防堰堤下流部における水路工



水抜高	$h_1$
水抜断面	A
流水係数	$C=0.65$
流量	$Q = A \cdot C \cdot \sqrt{2g \cdot h}$
流速	$V=Q/A$
射流のフルード数	$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_1}}$
跳水水深	$hg = 1/2 h_1 (\sqrt{1 + 8F^2} - 1)$
水路延長	$l=45 \cdot hg$

図 2-13-10 余水吐

3.2 溪流保全工

溪流保全工を設置する溪流に既設の取水口等がある場合は、その補償工事として取水工を設置しなければならない。

1. 取水工は、一般に自然流入方式が多いが、堤外水路は極力避けるものとする。
2. 取水能力の限界は、現有機能までとし、必要以上流れ込まないようにする。
3. 取水路の構造については、原形の流量を流し得る断面及び勾配をとらなければならない。
4. 在来の取水箇所をできる限り統廃合し、水路についても合理的、経済的な工法をとるものとする。
5. 堤外水路の構造は完全分離方式を原則とする。
6. 堤外水路は溪流保全工の規定断面内に設けてはならない。また、溪床の維持に支障とならない構造とする。
7. 洪水時において、堤内地で浸水等の被害を起こさないような構造とする。

解説

1. 取水工の計画にあたっては、水利権、支川からの取水の有無等調査を十分に行い、水路断面を決定する。
2. 取水位置は、できる限り床固工、または帯工の上流からとする。
3. 取水口付近には、必要に応じ階段工を設けるものとする。階段工を設けない場合、鉄筋加工によるタラップを設ける。
4. 暗渠工については、本指針第2編第12章第5節の排水工に準ずるものとする。

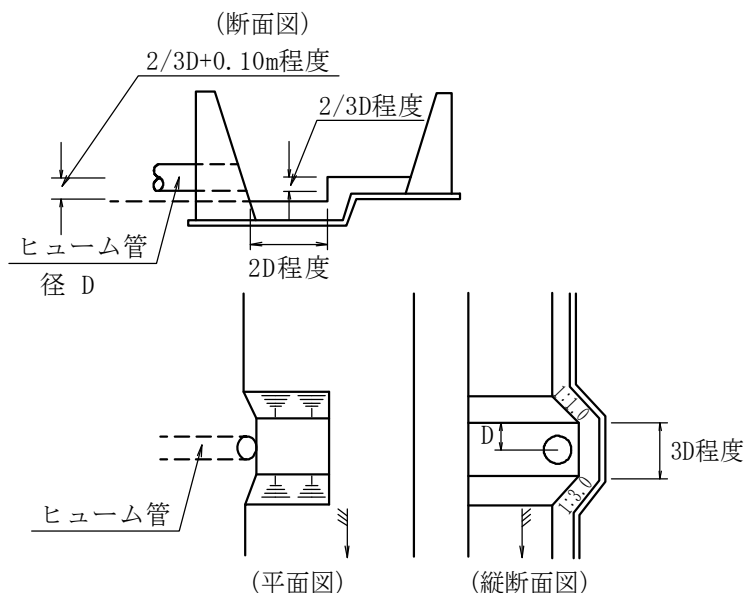


図 2-13-11 取水口構造図 (三面張り) の例

取水位置は、できる限り床固工、または帯工の上流からとする。ただし三面張り溪流保全工の場合はこの限りではない。

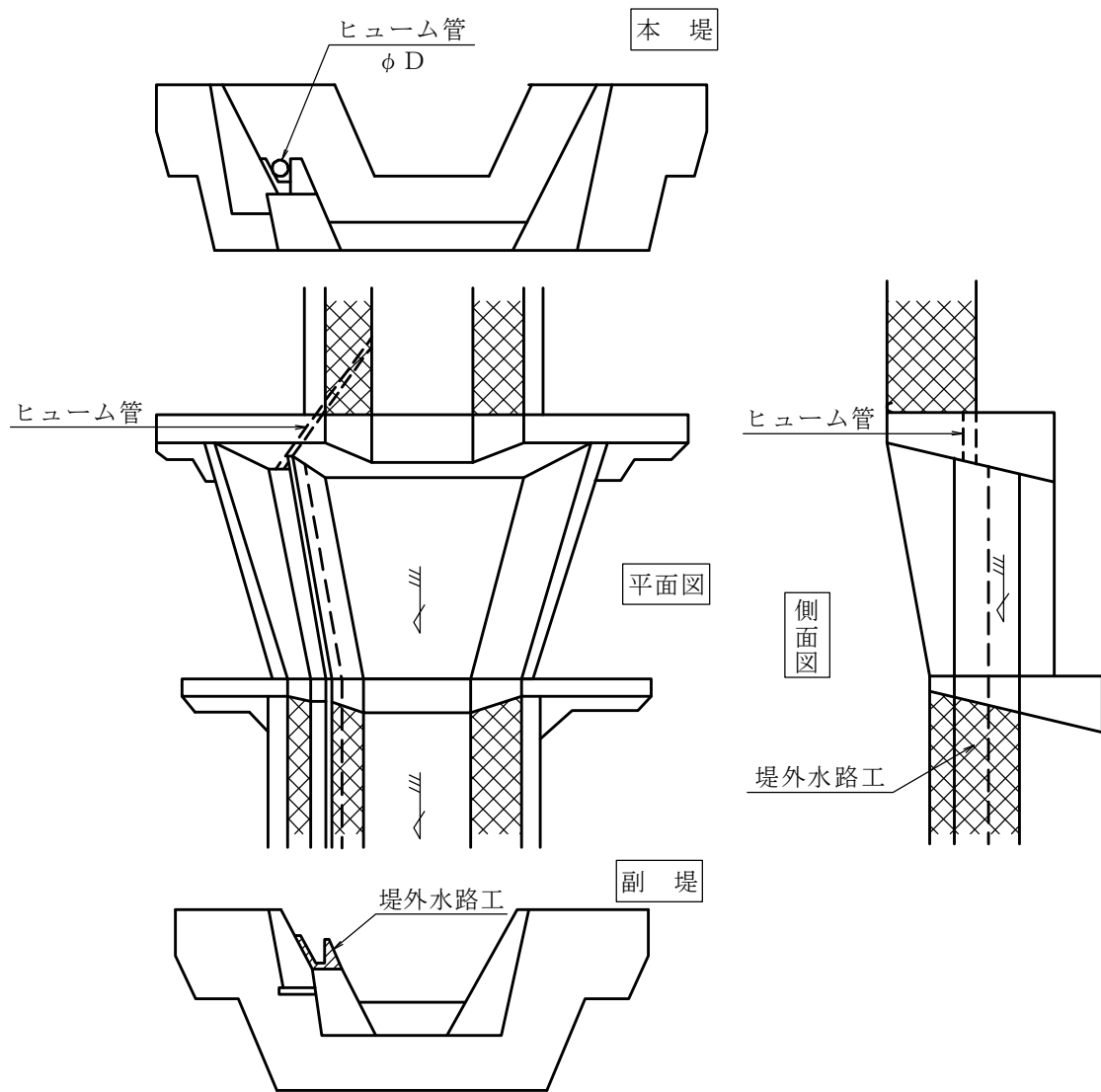


図 2-13-12 床固工上流からの取水構造図

【堤外水路の構造】

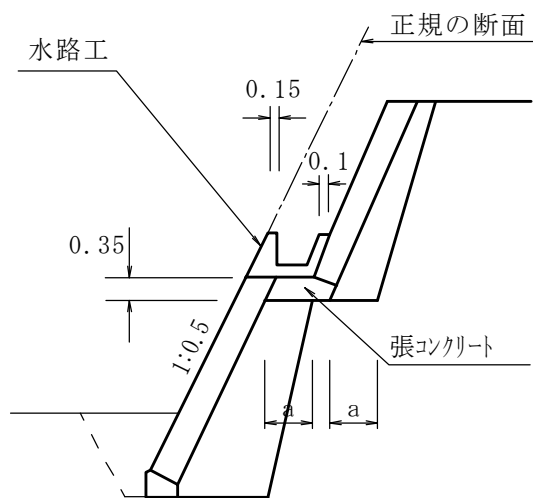


図 2-13-13 コンクリートブロック護岸の場合

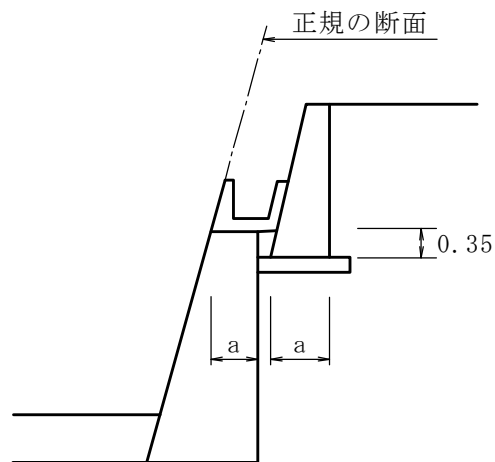
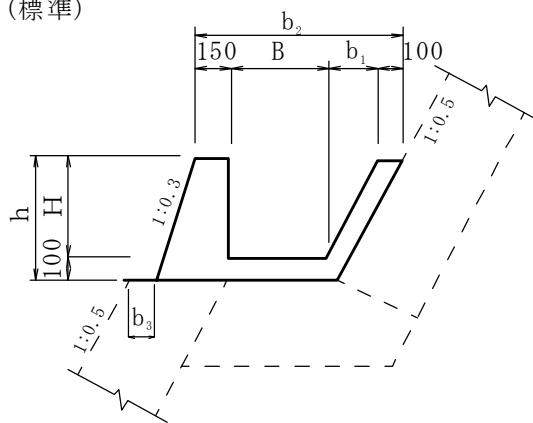


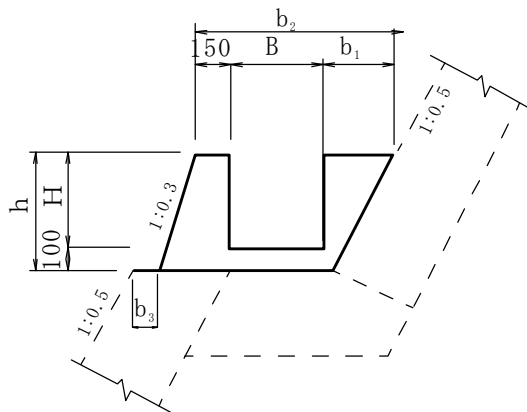
図 2-13-14 コンクリート擁壁護岸の場合

(標準)



寸法表 (mm)					
B	H	b <sub>1</sub>	b <sub>2</sub>	b <sub>3</sub>	h
300	300	150	700	80	400
400	400	200	850	100	500
500	500	250	1,000	120	600
600	600	300	1,150	140	700

(維持管理上、必要のある場合には下図で検討のこと)



寸法表 (mm)					
B	H	b <sub>1</sub>	b <sub>2</sub>	b <sub>3</sub>	h
300	300	250	700	80	400
400	400	300	850	100	500
500	500	350	1,000	120	600
600	600	400	1,150	140	700

図 2-13-15 堤外水路標準図

第4節 昇降路工

在来の洗場施設、取水施設等において必要が生じた場合には、原則として護岸工に切込階段を設けるものとし、方向は河川に対し下流側に向けるものとする。但し、用地等に制限がある場合は、護岸に直角方向に切込み、階段及びタラップを設置しても良い。

解説

構造は下図を標準とし、在来の補償とする場合は、補償工事とし、管理面からの必要のあるものは、本工事費に計上する。

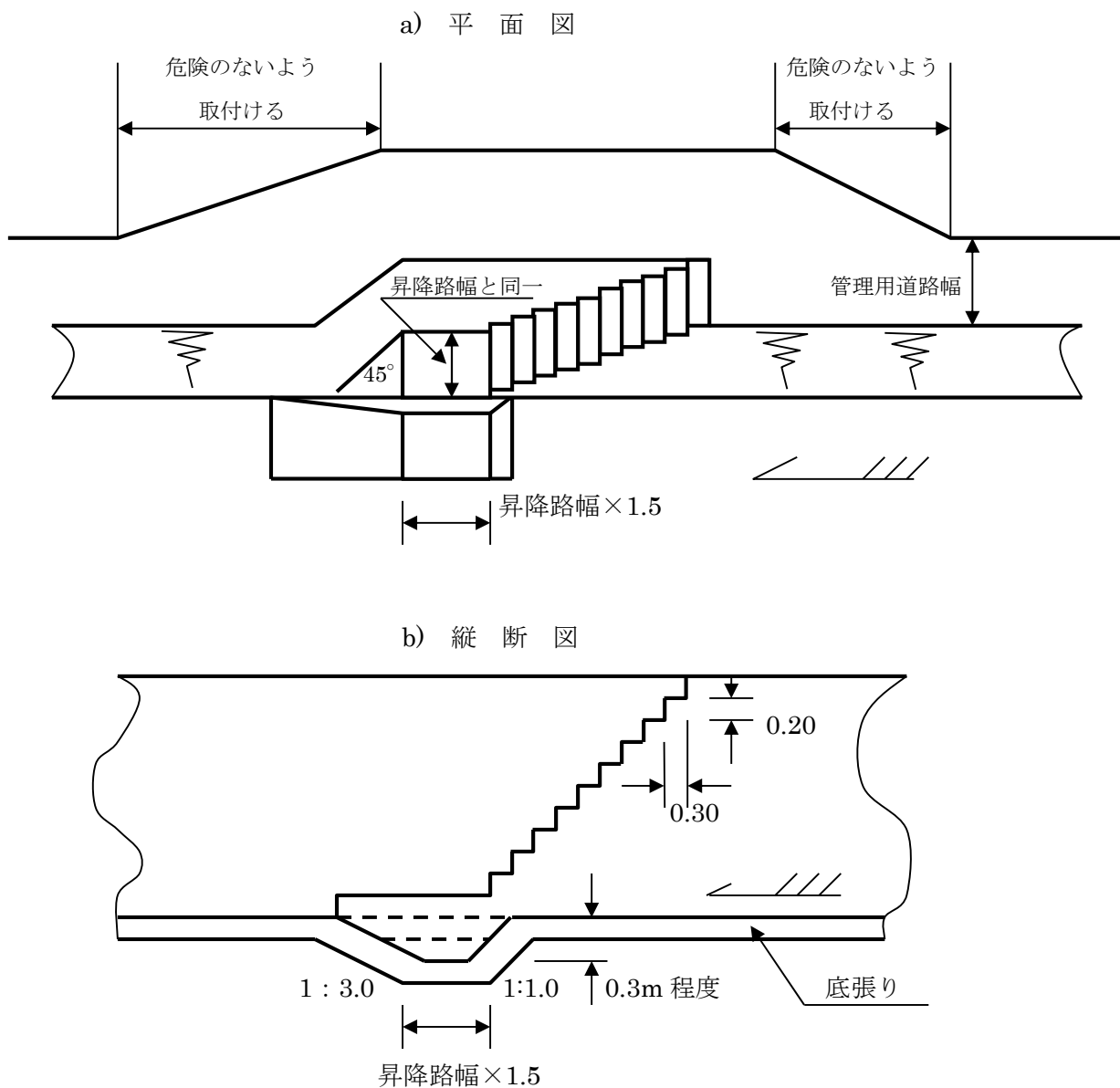


図 2-13-16 昇降路工構造図



## 第 5 節 付替道路

### 5.1 堰堤工

1. 補償工事の性質上必要最少限度のものとし、幅員は在来道路幅員とする。(改良とならないこと。)
2. 縦断勾配、曲線半径等についても、付替対象部分のみではなく前後とのバランスがとれる様配慮しなければならない。
3. 堰堤工上流部分の付替道路は、不透過型堰堤の場合「平常時堆砂線、計画高水位、余裕高に囲まれる範囲。ただし、堆砂敷の上流側で計画堆砂線が前述の範囲を上回る場合は計画堆砂線に囲まれる範囲。」、透過型堰堤の場合「計画堆砂線に囲まれる範囲」より高い位置に計画する。ただし、本堤直上流部は水平としてもよい。
4. できる限り切土、盛土のバランスをとる様、法線を検討する。
5. 危険と思われる箇所には、必要最少限でガードレール等の防護施設を設ける。
6. 山側の切土面は、なるべく少なくし（最大でも 2 段以上の段切りは避ける）、その法面は必ず植生等で復元する。
7. 平面線形は、車両を対象とした道路であっても、可能な限り堆砂地と道路の間に不要な土地を残さないように計画する。
8. 側溝及び舗装路面は、現況復旧を原則とする。ただし、本堤下流側で従来に比べて著しく急勾配になり、雨水等により洗掘の恐れがある場合はこの限りでない。また、本堤上流側であっても、雨水が路面に流入し道路の維持管理に支障が生じる恐れがあると認められる区間については、山側に素掘りの側溝を施工してもよい。
9. 安全施設について、従来に比べて著しく危険になると判断される場合は、対象とする通過交通量に応じてガードレール、ガードパイプ等を設置してもよい。
10. 本堤上流側の本川・支川に橋梁を設置する場合には、堆砂地内はできるだけ避けることとし、また橋梁架設地点では、合理式による計画高水流量に土砂混入率を考慮した流量（溪流保全工の対象流量）を流し得る断面とし、桁下との間に余裕高+橋梁余裕高（0.5m）を確保する。

#### 解説

付替道路の計画に当っては、管理者と協議し、道路の拡幅、橋梁の拡幅、質的改良を行う場合は、管理者負担金を徴収することになる（アロケーション）ので、予算措置の遅れのないように注意する。補償工事完了後は直ちに管理者に引渡すものとする。

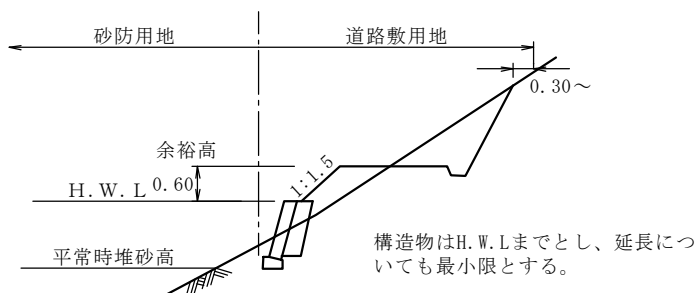


図 2-13-17 付替道路基本図

5.2 溪流保全工

1. 堰堤の付替道路に準ずる。
2. 流路に沿った付替道路は砂防管理敷地外で計画することを原則とする。

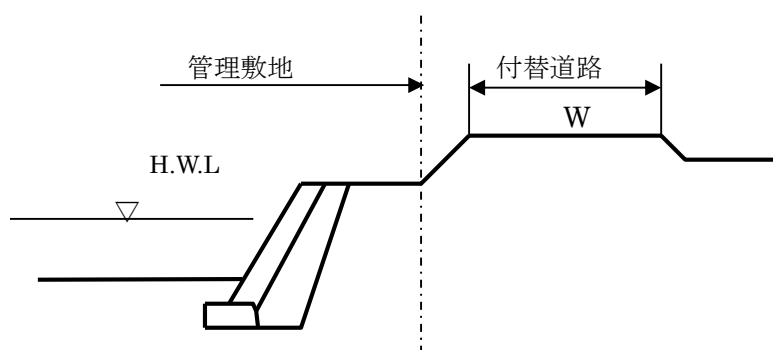


図 2-13-18 付替道路の計画位置

第14章 用地補償

第1節 総説

砂防設備の管理に必要な用地を買収することは、将来砂防設備を適正に管理するうえにおいて、必要な用地の権原を取得することにある。したがって、砂防事業の実施に伴う用地の買収範囲は次に示すとおりとするが、残地補償が生じる場合、法勾配および地質等によりやむを得ない場合、又はその他特別の理由によりやむを得ないと認められる場合においては、この限りではない。

第2節 堰堤工

2.1 堰堤敷

掘削線の突出点を結ぶ線から+2.0mとする。

解説

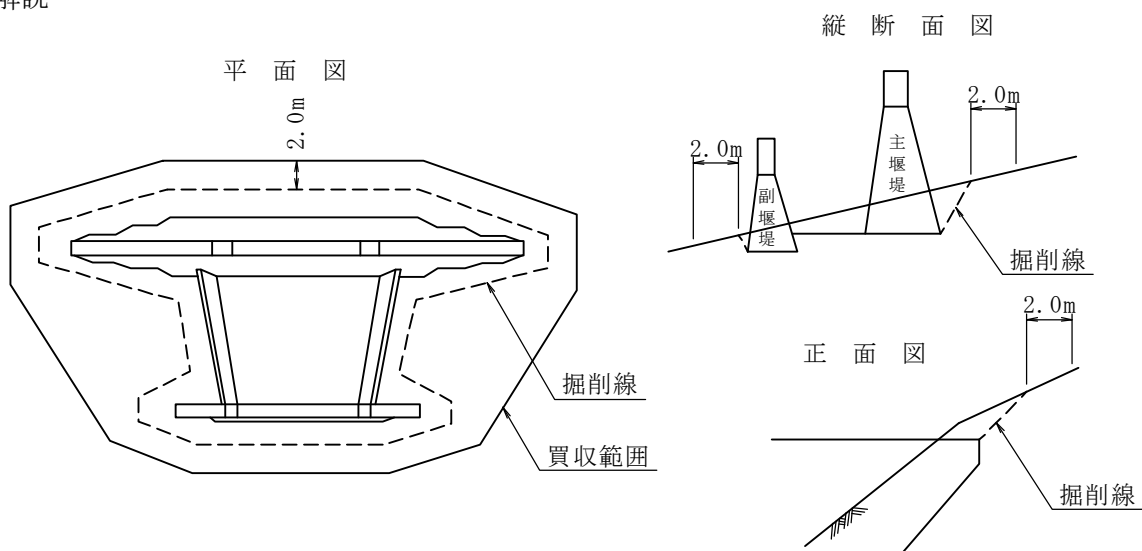


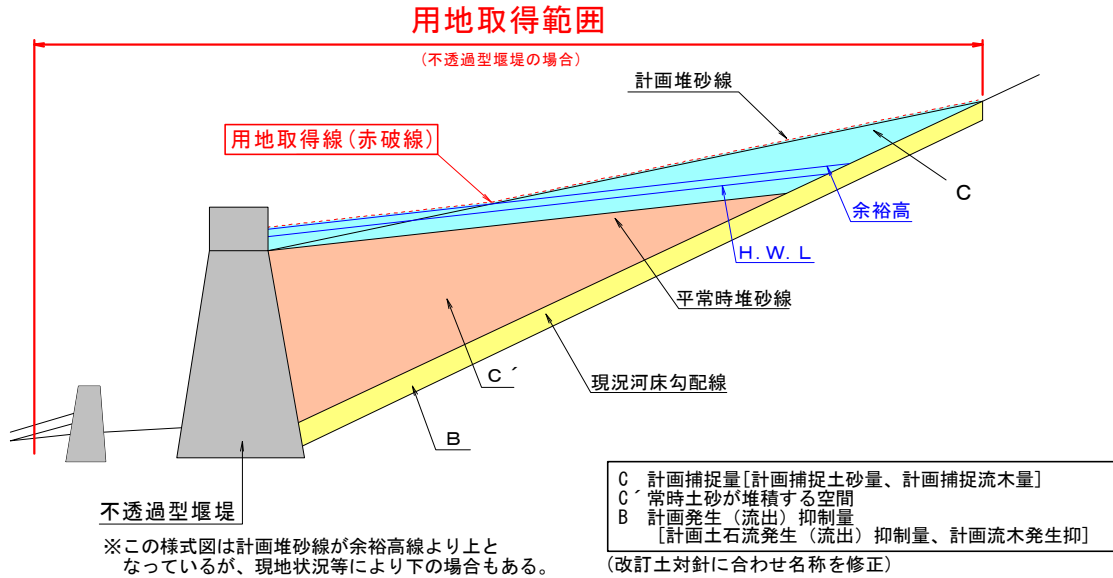
図 2-14-1 堰堤敷の用地買収範囲

2.2 堆砂敷

1. 不透過型堰堤  
平常時堆砂線、計画高水位、余裕高に囲まれる範囲。  
ただし、堆砂敷の上流側で計画堆砂線(土石流が貯まる線)が上記範囲を上回る場合は計画堆砂線までを取得範囲とする。
2. 透過型堰堤、部分透過型堰堤  
計画堆砂線に囲まれる範囲。

解説

【不透過型堰堤】



<見直(案)>  
 ◆不透過型堰堤の用地買収範囲について  
 堆砂敷  
 平常時堆砂線+計画高水位(H.W.L.)+余裕高を標準とするが、  
 計画堆砂線がこれより高くなる上流区間は計画堆砂線とする。

【透過型・部分透過型堰堤】

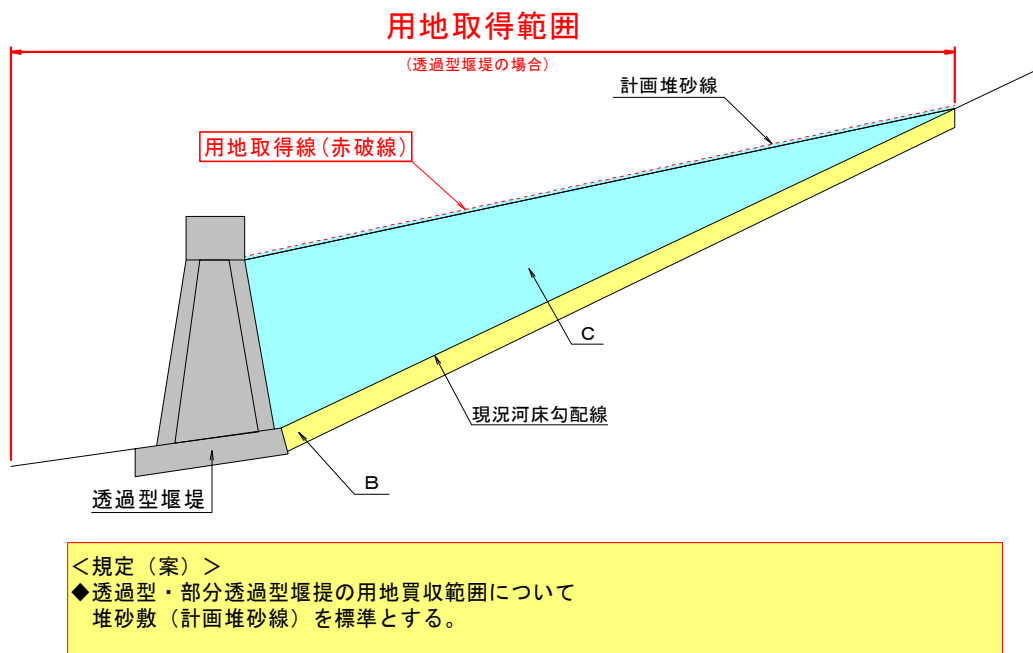


図 2-14-2 堆砂敷の用地買収範囲

第3節 溪流保全工

1. 溪流保全工の場合は、砂防設備を適正に管理するうえにおいて、必要な管理用道路が確保できる幅とする。
2. 山地部切土については切土法肩から1.0mを基本とし、切土部に小段を設ける場合は「道路工事関係技術便覧（鳥取県県土整備部）」に準拠する。
3. 築堤の場合は、法尻+0.5mとする。
5. 床固工及び帯工は堰堤敷に準ずる。

解説

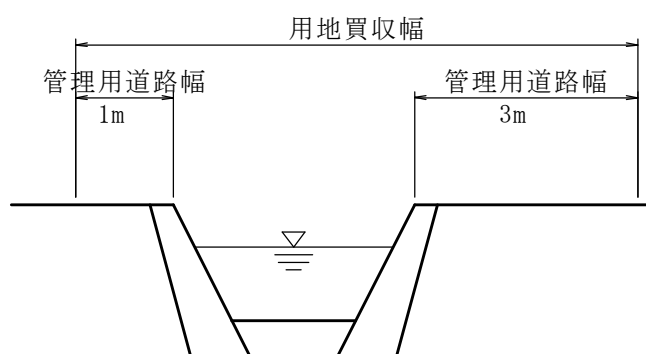


図 2-14-3 溪流保全工（一般部）の用地買収範囲

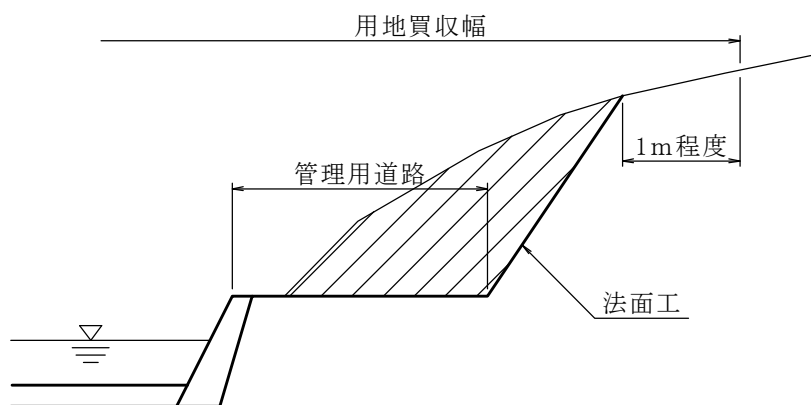


図 2-14-4 溪流保全工（山地部切土）の用地買収範囲

第4節 その他

ケーブルクレーン、バッチャープラント、骨材ビン、その他これに類する設備等の敷地ならびに工所用道路の用地については、原則として借り上げとするものとする。

国有林については、河川敷（堰堤敷、堆砂敷等の砂防設備敷きを含む）となる場合は所管換とし、その他の用地は借り上げとする。