

【4. 設計編】表紙・目次

新	旧
<p data-bbox="517 571 958 625">砂防技術基準</p> <p data-bbox="488 981 900 1268">»»» [4] 設計編</p> <ul data-bbox="613 997 728 1260" style="list-style-type: none">[1] 事業編[2] 調査編[3] 計画編[5] 施工積算・管理編[6] 用地補償編[7] 資料編	<p data-bbox="1391 571 1832 625">砂防技術基準</p> <p data-bbox="1361 981 1774 1268">»»» [4] 設計編</p> <ul data-bbox="1487 997 1601 1260" style="list-style-type: none">[1] 事業編[2] 調査編[3] 計画編[5] 施工積算・管理編[6] 用地補償編[7] 資料編

新

第1章 砂防堰堤

第1節 基本事項 4-1

1.1 設計順序 4-1

1.2 設計に用いる数値等 4-4

1.2.1 共通 4-4

1.2.2 鋼製砂防堰堤 4-5

1.3 各部の名称 4-11

第2節 土石流・流木捕捉工 4-13

2.1 土石流・流木捕捉工の型式 4-13

2.2 土石流・流木捕捉工の規模と配置 4-13

2.3 計画堆砂勾配 4-15

2.4 計画捕捉量 4-15

2.5 計画発生（流出）抑制量 4-17

2.6 不透過型砂防堰堤の構造 4-17

2.6.1 越流部の安定性 4-17

2.6.2 本体構造 4-22

2.6.3 非越流部の安定性および構造 4-25

2.6.4 土石流時の設計外力の算出（衝撃力を除く） 4-29

2.6.5 礫の衝撃力 4-29

2.6.6 流木の衝撃力 4-30

2.6.7 前庭保護工 4-31

2.7 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤（補足） 4-31

2.7.1 設計基準 4-31

2.7.2 安定性の検討 4-31

2.7.3 本体構造 4-33

2.7.4 袖の位置・構造 4-41

2.7.5 前庭保護工 4-47

2.7.6 付属物等の設計 4-58

2.8 不透過型鋼製砂防堰堤（補足） 4-63

2.8.1 設計基準 4-63

2.8.2 安定性の検討 4-63

2.8.3 本体構造 4-69

2.8.4 袖の構造 4-69

2.8.5 前庭保護工 4-70

2.9 透過型砂防堰堤の構造 4-71

2.9.1 越流部の安定性 4-71

旧

第1章 砂防えん堤

第1節 基本事項 1

1.1 設計順序 1

1.2 設計に用いる数値等 4

1.2.1 共通 4

1.2.2 鋼製砂防えん堤 5

1.3 各部の名称 11

第2節 土石流・流木捕捉工 13

2.1 土石流・流木捕捉工の型式 13

2.2 土石流・流木捕捉工の規模と配置 13

2.2.1 配置 14

2.3 計画堆砂勾配 15

2.4 計画捕捉量 15

2.5 計画発生（流出）抑制量 17

2.6 不透過型砂防えん堤の構造 17

2.6.1 越流部の安定性 17

2.6.2 本体構造 22

2.6.3 非越流部の安定性および構造 25

2.6.4 土石流時の設計外力の算出（衝撃力を除く） 28

2.6.5 礫の衝撃力 28

2.6.6 流木の衝撃力 30

2.6.7 前庭保護工 31

2.7 不透過型コンクリート重力式砂防えん堤（補足） 31

2.7.1 設計基準 31

2.7.2 安定性の検討 31

2.7.3 本体構造 33

2.7.4 袖の位置・構造 40

2.7.5 前庭保護工 46

2.7.6 付属物等の設計 57

2.8 不透過型鋼製砂防えん堤（補足） 61

2.8.1 設計基準 61

2.8.2 安定性の検討 62

2.8.3 本体構造 68

2.8.4 袖の構造 68

2.8.5 前庭保護工 69

2.9 透過型砂防えん堤の構造 70

2.9.1 越流部の安定性 70

新	旧
2.9.2 透過部の構造検討..... 4-73	2.9.2 透過部の構造検討..... 72
2.9.3 本体構造..... 4-78	2.9.3 本体構造..... 77
2.9.4 底板コンクリート..... 4-83	2.9.4 底板コンクリート..... 82
2.9.5 非越流部の安定性および構造..... 4-85	2.9.5 非越流部の安定性および構造..... 84
2.9.6 前庭保護工..... 4-86	2.9.6 前庭保護工..... 84
2.10 部分透過型砂防堰堤の構造..... 4-87	2.10 部分透過型砂防えん堤の構造..... 85
2.10.1 越流部の安定性..... 4-87	2.10.1 越流部の安定性..... 85
2.10.2 透過部の構造検討..... 4-89	2.10.2 透過部の構造検討..... 87
2.10.3 本体構造..... 4-89	2.10.3 本体構造..... 87
2.10.4 非越流部の安定性および構造..... 4-91	2.10.4 非越流部の安定性および構造..... 89
2.10.5 前庭保護工..... 4-91	2.10.5 前庭保護工..... 89
2.11 除石..... 4-91	2.11 除石..... 89
第3節 砂防堰堤（流砂調整）..... 4-92	第3節 砂防えん堤（流砂調整）..... 90
3.1 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤..... 4-92	3.1 不透過型コンクリート重力式砂防えん堤..... 90
3.1.1 配 置..... 4-92	3.1.1 配置..... 90
3.1.2 計画堆砂勾配..... 4-92	3.1.2 計画堆砂勾配..... 90
3.1.3 計画捕捉量..... 4-92	3.1.3 計画捕捉量..... 90
3.1.4 水通し..... 4-92	3.1.4 水通し..... 90
3.1.5 安定条件..... 4-94	3.1.5 安定条件..... 92
3.1.6 設計外力..... 4-94	3.1.6 設計外力..... 92
3.1.7 断面形状..... 4-94	3.1.7 断面形状..... 92
3.1.8 天 端 幅..... 4-97	3.1.8 天 端 幅..... 95
3.1.9 非越流部逆断面の設計..... 4-97	3.1.9 非越流部逆断面の設計..... 95
3.1.10 基礎..... 4-99	3.1.10 基礎..... 97
3.1.11 袖..... 4-99	3.1.11 袖..... 97
3.1.12 前庭保護工..... 4-101	3.1.12 前庭保護工..... 99
3.1.13 付属物等の設計..... 4-101	3.1.13 付属物等の設計..... 99
第4節 不透過型砂防堰堤における流木捕捉工の設置..... 4-102	3.2 透過型砂防えん堤..... 99
4.1 副堤に設置するタイプ..... 4-102	3.2.1 目的..... 99
4.2 本堤水通しに設置するタイプ..... 4-102	3.2.2 透過型砂防えん堤の選定..... 99
4.3 本堤に設置する張出しタイプ..... 4-102	3.2.3 砂防えん堤の配置..... 100
第5節 掃流区間における流木対策施設の設計..... 4-103	3.2.4 透過部断面の計画..... 100
5.1 洪水、土砂量の規模等..... 4-103	3.2.5 透過部断面の大きさ..... 101
5.2 流木捕捉工の設計..... 4-103	3.2.6 透過部の摩耗対策..... 102
5.2.1 透過部の高さ..... 4-103	3.2.7 直下流洗掘対策..... 102
5.2.2 透過部における部材の純間隔..... 4-105	3.2.8 透過型砂防えん堤の安全性..... 102
	3.2.9 計画流出調節土砂量..... 102

追加

削除

新		旧	
	5.2.3 全体の安定性の検討..... 4-106	3. 2. 10 計画生産抑制土砂量..... 103	
	5.2.4 部材の安定性の検討..... 4-107	第4節 掃流区間における流木対策施設の設計 104	
	5.2.5 透過部以外の設計..... 4-108	4.1 洪水、土砂量の規模等..... 104	
	5.3 流木発生抑止工の設計..... 4-108	4.2 流木捕捉工の設計..... 104	
更新	第2章 床固工（渓床堆積土砂移動防止工）	4. 2. 1 透過部の高さ..... 104	
	第1節 床固工の設計 4-109	4. 2. 2 透過部における部材の純間隔..... 106	
	1.1 床固工の設計..... 4-109	4. 2. 3 全体の安定性の検討..... 107	
	1.2 設計順序..... 4-111	4. 2. 4 部材の安定性の検討..... 108	
	1.3 床固工の名称..... 4-112	4. 2. 5 透過部以外の設計..... 109	
	1.4 断面形状..... 4-113	4.3 流木発生抑止工の設計..... 109	
	1.5 安定計算に用いる荷重および数値..... 4-113	第5節 副堤における流木止め工の設置 109	削除
更新	1.6 水通しの設計..... 4-113	第2章 床固工（渓流保全工内に設置するものを除く）	更新
	1.7 本体の設計..... 4-113	第1節 基本的構造 110	
	1.8 袖部の設計..... 4-113	1.1 位置..... 110	
	1.9 基礎部の設計..... 4-114	1.2 方向..... 110	
	1.10 前庭保護工の設計..... 4-114	1.3 高さ..... 111	
	1.11 帯工の設計..... 4-114	1.4 渓床勾配..... 111	
	第3章 護岸工	1. 4. 1 一般..... 111	
	第1節 護岸工の設計 4-115	1. 4. 2 計画勾配..... 112	
	1.1 護岸工の設計..... 4-115	1. 4. 3 階段状床固工..... 112	
	1.2 のり勾配..... 4-116	第2節 床固工の設計 112	更新
更新	1.3 法線..... 4-116	2.1 設計順序..... 112	
	1.4 取付け..... 4-117	2.2 床固工の名称..... 113	
	1.5 基礎根入れ..... 4-117	2.3 断面形状..... 114	
	1.6 根固工..... 4-117	2.4 水通しの設計..... 114	
	第4章 水制工	2.5 袖部の設計..... 114	
	第1節 水制工の設計 4-118	2.6 基礎部の設計..... 114	
	1.1 水制工の設計..... 4-118	2.7 前庭保護工の設計..... 114	
	1.2 形状..... 4-119	第3章 護岸工	
	1.3 本体および根固工..... 4-120	第1節 基本的構造 115	
更新	第5章 渓流保全工	1.1 位置の選定..... 115	
	第1節 計画条件 4-121	1.2 法線..... 115	
	1.1 一般..... 4-121	1.3 高さ..... 115	
	1.2 計画の前提条件..... 4-122	1.4 えん堤等への取付け..... 116	
	1.3 設計手順..... 4-123	1.5 渓床勾配..... 116	
	1.3.1 設計順序..... 4-123	第2節 護岸工の設計 116	
		2.1 構造..... 116	更新

新

1.3.2 測量..... 4-123

1.3.3 図面..... 4-124

1.4 法線計画..... 4-125

1.4.1 湾曲部の法線..... 4-126

1.4.2 曲線半径と川幅..... 4-126

1.4.3 湾曲線の拡幅..... 4-126

1.4.4 反曲線部の法線..... 4-127

1.5 横断計画..... 4-127

1.5.1 計画高水位の考え方..... 4-127

1.5.2 基本断面..... 4-127

1.5.3 計画洪水流量の算定..... 4-130

1.5.4 計画高水位..... 4-132

1.5.5 余裕高..... 4-134

1.5.6 湾曲部の天端嵩上げ（湾曲部の拡幅ができない場合に行うものとする）..... 4-134

1.5.7 最小断面..... 4-136

1.6 縦断計画..... 4-136

1.6.1 計画縦断勾配の決定方法..... 4-136

1.6.2 縦断勾配の変化..... 4-142

1.6.3 計画溪床高の決め方..... 4-143

1.7 支川処理..... 4-144

1.8 上流端処理..... 4-147

第2節 溪流保全工内の床固工..... 4-148

2.1 計画位置..... 4-150

2.2 重複高..... 4-151

2.3 水通しの方向..... 4-152

2.4 水叩勾配..... 4-152

2.5 構造..... 4-152

2.5.1 本堤（溪流保全工内の床固工）..... 4-152

2.5.2 垂直壁（溪流保全工内の垂直壁）..... 4-153

2.5.3 側壁護岸..... 4-154

2.5.4 平面形..... 4-155

2.5.5 水叩..... 4-156

第3節 帯工..... 4-157

3.1 位置（間隔）..... 4-157

3.2 構造..... 4-157

第4節 護岸工..... 4-158

更新

旧

2.2 取付け..... 117

2.3 基礎根入れ..... 117

2.4 根固工..... 117

第4章 水制工

第1節 基本的構造..... 118

1.1 位置..... 118

1.2 水衝部..... 118

1.3 方向..... 118

第2節 水制工の設計..... 119

2.1 形式..... 119

2.2 形状..... 119

2.3 本体..... 120

第5章 溪流保全工

第1節 計画条件..... 121

1.1 一般..... 121

1.2 計画の前提条件..... 122

1.3 設計手順..... 123

1.3.1 設計順序..... 123

1.3.2 測量..... 123

1.3.3 図面..... 124

1.4 法線計画..... 125

1.4.1 湾曲部の法線..... 126

1.4.2 曲線半径と川幅..... 126

1.4.3 湾曲線の拡幅..... 126

1.4.4 反曲線部の法線..... 127

1.5 横断計画..... 127

1.5.1 計画高水位の考え方..... 127

1.5.2 基本断面..... 127

1.5.3 計画洪水流量の算定..... 130

1.5.4 計画高水位..... 130

1.5.5 余裕高..... 132

1.5.6 湾曲部の天端嵩上げ（湾曲部の拡幅ができない場合に行うものとする）..... 132

1.5.7 最小断面..... 134

1.6 縦断計画..... 134

1.6.1 計画縦断勾配の決定方法..... 134

1.6.2 縦断勾配の変化..... 140

1.6.3 計画溪床高の決め方..... 141

更新

更新

新	旧
4.1 形式.....4-158	1.7 支川処理..... 142
4.2 構造.....4-159	1.8 上流端処理..... 145
4.2.1 根入れ..... 4-159	第2節 溪床堆積土砂移動防止工（床固工） 146
4.2.2 法勾配..... 4-159	2.1 計画位置..... 146
4.2.3 護岸高..... 4-159	2.2 重複高..... 147
第5節 底張工（三面張工） 4-160	2.3 水通しの方向..... 148
第6節 護床工・根固工 4-162	2.4 水叩勾配..... 148
第7節 付属物の設計 4-164	2.5 構造..... 148
7.1 魚道..... 4-164	2.5.1 本堤（溪流保全工内における床固工）..... 148
第6章 土石流・流木捕捉工以外の施設	2.5.2 垂直壁（溪流保全工内における垂直壁）..... 149
第1節 土石流導流工 4-168	2.5.3 側壁護岸..... 150
1.1 断面..... 4-168	2.5.4 平面形..... 151
1.2 法線形..... 4-168	2.5.5 水叩..... 152
1.3 縦断形..... 4-169	第3節 帯工 153
1.4 溪床..... 4-169	3.1 位置（間隔）..... 153
1.5 湾曲部..... 4-169	3.2 構造..... 153
第2節 土石流堆積工 4-170	第4節 護岸工 154
2.1 土石流堆積流路..... 4-170	4.1 形式..... 154
2.2 土石流分散堆積地..... 4-170	4.2 構造..... 155
2.2.1 形状..... 4-170	4.2.1 根入れ..... 155
2.2.2 計画堆積勾配..... 4-170	4.2.2 法勾配..... 155
2.2.3 計画堆積土砂量..... 4-170	4.2.3 護岸高..... 155
2.2.4 構造..... 4-171	第5節 底張工（三面張工） 156
2.3 除石..... 4-171	第6節 護床工・根固工 158
第3節 土石流緩衝樹林帯 4-172	第7節 付属物の設計 160
第4節 土石流流向制御工 4-173	7.1 魚道..... 160
第5節 土石流・流木発生抑制工 4-174	第6章 砂溜工
5.1 溪床堆積土砂移動防止工..... 4-174	第1節 砂溜工の計画 164
5.2 土石流・流木発生抑制山腹工..... 4-174	1.1 目的..... 164
第6節 除石（流木の除去を含む） 4-174	1.2 位置..... 164
	1.3 設計順序..... 164
	第2節 砂溜工の設計 165
	2.1 形状..... 165
	2.2 貯砂容量の決定..... 165
	2.3 護岸工の設計..... 165
	2.4 搬出..... 165
	第7章 土石流・流木捕捉工以外の施設

更新

削除

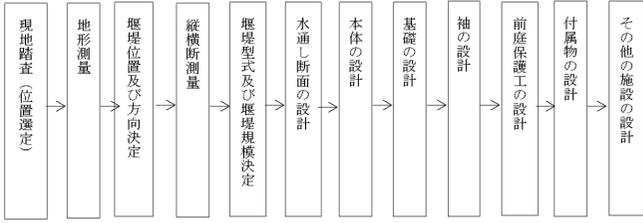
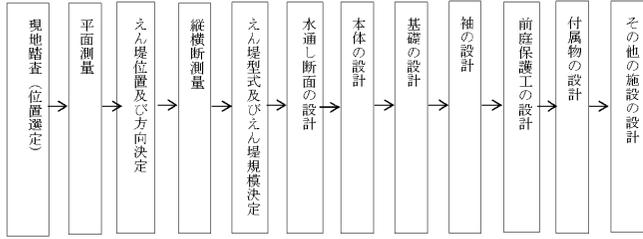
新

旧

第1節 土石流導流工	166
1.1 断面	166
1.2 法線形	166
1.3 縦断形	167
1.4 溪床	167
1.5 湾曲部	167
第2節 土石流堆積工	168
2.1 土石流堆積流路	168
2.2 土石流分散堆積地	168
2.2.1 形状	168
2.2.2 計画堆砂勾配	168
2.2.3 計画堆積土砂量	168
2.2.4 構造	169
2.3 除石	169
第3節 土石流緩衝樹林帯	170
第4節 土石流流向制御工	171
第5節 土石流・流木発生抑制工	172
5.1 溪床堆積土砂移動防止工	172
5.2 土石流・流木発生抑制山腹工	172
第6節 除石（流木の除去を含む）	172
第8章 流木対策施設	
第1節 設計の基本	174

削除

【4. 設計編】第1章 砂防堰堤

新	旧
<p style="text-align: center;">【設計編 第1章 砂防堰堤】</p> <p style="text-align: center;">第1章 砂防堰堤</p> <p>第1節 基本事項</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px;"> <p>砂防堰堤の設計にあたっては、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、維持管理面等についても考慮するものとする。</p> <p style="text-align: right; font-size: small;">『河・河・設 P493』</p> </div> <p>1.1 設計順序</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px;"> <p>砂防堰堤の設計の順序は、堰堤サイトの地形、地質、その堰堤の目的に対する適合性、安全性及び経済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、本体及び基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰め及び水抜き等の付属物の設計を行う。</p> <p style="text-align: right; font-size: small;">『砂・公 P79』</p> </div> <p>解説</p>  <p style="text-align: center;">図-4.1 砂防堰堤の設計順序</p> <p>①現地踏査 縮尺1/5,000～1/2,500程度の地形図をもとに、砂防堰堤計画渓流の現地踏査を行う。現地踏査により流域内の荒廃状況、崩壊状況、下流域の経済効果、保全対象等を調査し、地形図に記入する。</p> <p>②測 量 砂防堰堤の測量順序としては、地形測量を行い、図上に堰堤位置及び方向を検討し、現地確認後、縦断測量・横断測量を行うようにする。</p> <p>a) 地形測量 地形測量の範囲として、上流及び横断方向には、砂防指定地に編入しようとする区域が包含されていること、また下流方向には、保全人家等が包含されていることが望ましい。なお、下流保全対象がかなり下流に在る場合はこの限りではない。</p> <p>b) 堆砂縦断測量 平面図で堰堤位置・方向を決定した後、計画堆砂区域のほぼ中心を通るように縦断測線を決定し、その測線上の縦断測量を行う。この際、各測点の横断線上にある現浜床高及びその溪流ぞいの点間距離も合わせて測量する。</p> <p style="text-align: center;">4-1</p>	<p style="text-align: center;">第1章 砂防えん堤</p> <p style="text-align: center;">第1章 砂防えん堤</p> <p>第1節 基本事項</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px;"> <p>砂防えん堤の設計にあたっては、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、維持管理面等についても考慮するものとする。</p> <p style="text-align: right; font-size: small;">『河・砂・設 P3』</p> </div> <p>1.1 設計順序</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 5px;"> <p>砂防えん堤の設計の順序は、えん堤サイトの地形、地質、そのえん堤の目的に対する適合性、安全性及び経済性等の各要素について考察し、えん堤型式の選定に必要な概略設計を行った後、えん堤型式を決定する。次に決定されたえん堤型式について、水通し、本体及び基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰め及び水抜き等の付属物の設計を行う。</p> <p style="text-align: right; font-size: small;">『河・砂・設 P3』</p> </div> <p>解説</p>  <p style="text-align: center;">図-4.1 砂防えん堤の設計順序</p> <p>①現地踏査 縮尺1/5,000～1/2,500程度の地形図をもとに、砂防えん堤計画渓流の現地踏査を行う。現地踏査により流域内の荒廃状況、崩壊状況、下流域の経済効果、保全対象等を調査し、地形図に記入する。</p> <p>②測 量 砂防えん堤の測量順序としては、平面測量を行い、図上にえん堤位置及び方向を検討し、現地確認後、縦断測量・横断測量を行うようにする。</p> <p>a) 平面測量 平面測量の範囲として、上流及び横断方向には、砂防指定地に編入しようとする区域が包含されていること、また下流方向には、保全人家等が包含されていることが望ましい。なお、下流保全対象がかなり下流に在る場合はこの限りではない。</p> <p>b) 縦断測量 平面図でえん堤位置・方向を決定した後、計画堆砂区域のほぼ中心を通るように縦断測線を決定し、その測線上の縦断測量を行う。この際、各測点の横断線上にある現浜床高及びその溪流ぞい</p> <p style="text-align: center;">4-1</p>

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

c) 堆砂横断測量

堰堤位置の横断測量及び縦断測線に直角に各測点の横断測量20mピッチを標準とする。なお、各測点の間で地形がかなり変化しており、貯砂量の算定にかなりの誤差が生じると思われる場合にはプラス測点をもうけて測量するものとする。また、前庭保護工の設計の後に副堤・垂直壁・取付護岸部等の横断測量を行うものとする。

③図 面

a) 平面図

縮尺は1/500～1/1,000程度とし、堰堤構造平面・取付護岸・計画堆砂線・計画洪水位・計画余裕高・砂防指定地の区域・付替道路・付替水路・工事用道路等を記入する。また、堰堤の計画諸元（堤高・堤長・堤体積・貯砂量等）及び付替道路・付替水路・工事用道路諸元（延長・幅員等）を引出線で記入する。作図については、下流を左側、上流を右側として縦断図と対照し易いようにする。

b) 縦断図

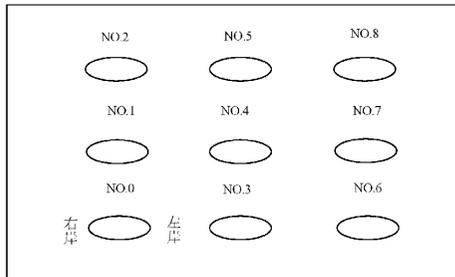
縮尺は通常横を平面図と同縮尺、縦については、1/100～1/200とし、堰堤構造側面・取付護岸・計画堆砂線・計画洪水位・計画余裕高・現湍床高・縦断測線上の地盤高・追加距離等を記入する。また、堰堤の計画諸元も引出線で記入する。

c) 堤体構造図

縮尺は1/100～1/200程度とし、正面図・平面図・側面図・垂直壁構造図・副堤構造図・取付護岸計画図等を記入する。

d) 横断図

縮尺は1/100～1/200程度とし、堰堤位置・堆砂区域の横断に計画堆砂線・計画洪水位・計画余裕高・砂防指定地の区域・付替道路計画・付替水路計画等を記入する。また断面配置は次図のとおりとする。



※下流から上流を見た横断とする

図-4.2

旧

第1章 砂防えん堤

の点間距離も合わせて測量する。

c) 横断測量

えん堤位置の横断測量及び縦断測線に直角に各測点の横断測量を20mピッチを標準とする。なお、各測点の間で地形がかなり変化しており、貯砂量の算定にかなりの誤差が生じると思われる場合にはプラス測点をもうけて測量するものとする。また、前庭保護工の設計の後に副堤・垂直壁・取付護岸部等の横断測量を行うものとする。

③図 面

a) 平面図

縮尺は1/500～1/1,000程度とし、えん堤構造平面・取付護岸・計画堆積砂線・計画洪水位・計画余裕高・砂防指定地の区域・付替道路・付替水路・工事用道路等を記入する。また、えん堤の計画諸元（堤高・堤長・堤体積・貯砂量等）及び付替道路・付替水路・工事用道路諸元（延長・幅員等）を引出線で記入する。作図については、下流を左側、上流を右側として縦断図と対照し易いようにする。

b) 縦断図

縮尺は通常横を平面図と同縮尺、縦については、1/100～1/200とし、えん堤構造側面・取付護岸・計画堆砂線・計画洪水位・計画余裕高・現湍床高・縦断測線上の地盤高・追加距離等を記入する。

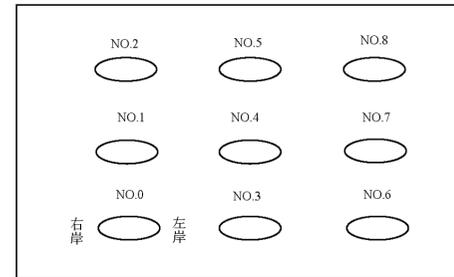
また、えん堤の計画諸元も引出線で記入する。

c) 堤体構造図

縮尺は1/100～1/200程度とし、正面図・平面図・側面図・垂直壁構造図・副堤構造図・取付護岸計画図等を記入する。

d) 横断図

縮尺は1/100～1/200程度とし、えん堤位置・堆砂区域の横断に計画堆砂線・計画洪水位・計画余裕高・砂防指定地の区域・付替道路計画・付替水路計画等を記入する。また断面配置は次図のとおりとする。



※下流から上流を見た横断とする

図-4.2

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

e) その他

その他の図面として、基礎処理計画図・工事用道路計画横断面図・付替道路計画横断面図・付替橋梁構造図等、必要に応じて作図する。

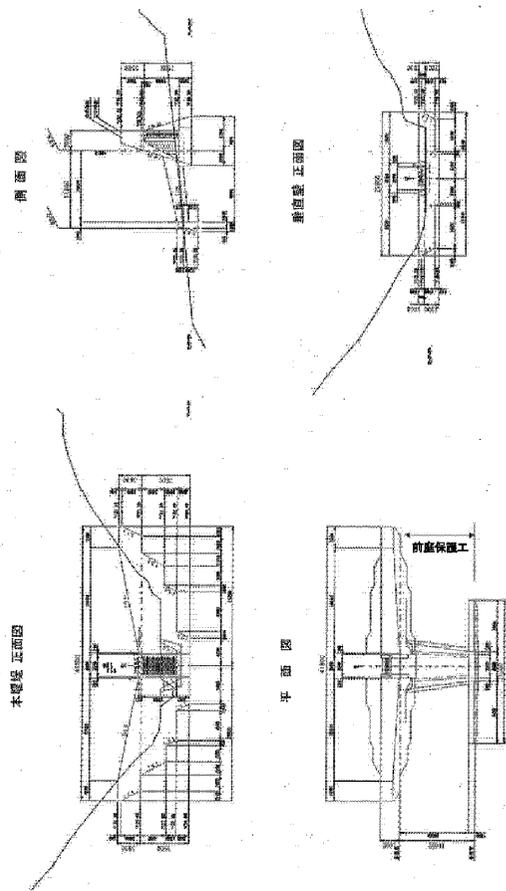


図-4.3 砂防堰堤工構造図

旧

第1章 砂防えん堤

e) その他

その他の図面として、基礎処理計画図・工事用道路計画横断面図・付替道路計画横断面図・付替橋梁構造図等、必要に応じて作図する。

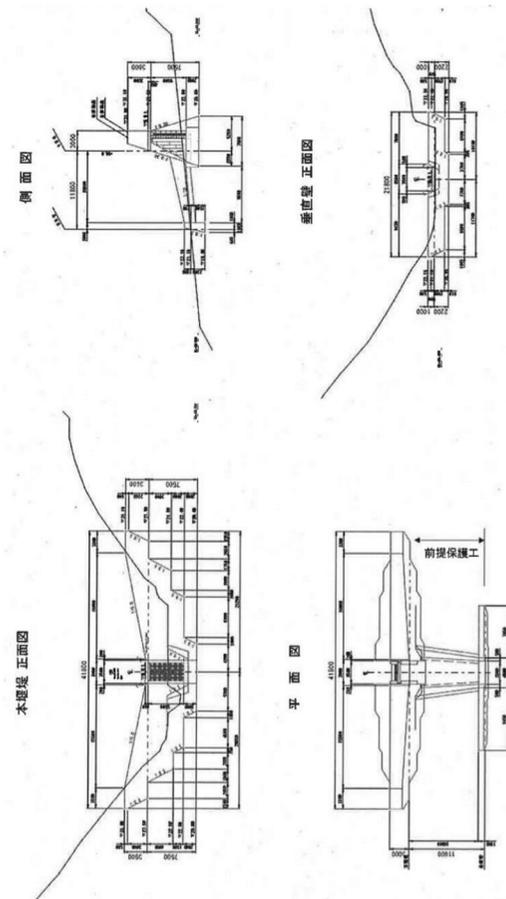


図-4.3 砂防えん堤工構造図

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

1.2 設計に用いる数値等

1.2.1 共通

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こととし、以下に述べる数値を参考とすることができる。

『国・河・設 P493』

解説

①コンクリート

表-4.1 コンクリートの物性

単位体積重量	22.56 (kN/m ³) 『鋼・砂・便 P44』
設計基準強度	18 (N/mm ²) = σ_{ck} 『鋼・砂・便 P44』
許容圧縮応力度	4.5 (N/mm ²) 『鋼・砂・便 P44』
許容せん断応力度	0.55 (N/mm ²) 『鋼・砂・便 P44』
終局強度割線弾性係数	$0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81$ (N/m ²) 『土・対・針 P67』
ポアソン比	0.194 『土・対・針 P67』

②鉄筋 (SD345) : 180 (N/mm²) 一般の鋼材の許容引張応力度 『鋼・砂・便 P45』

③水 (流水) の単位体積重量 : 堤高<15m 11.77 (kN/m³) 『土・対・針 P9』

堤高 \geq 15m 9.81 (kN/m³) 『土・対・針 P9』

④礫の単位体積重量 : 25.50 (kN/m³) 『砂・基・針 P25』 (2,600kg/m³ × 9.807m/s²)

表-4.2 地盤のせん断強度 (kN/m²)・内部摩擦係数

岩盤			砂礫盤		
区分	(τ_0)せん断強度	(f)摩擦係数	区分	(τ_0)せん断強度	(f)摩擦係数
硬岩(A)	3,000	1.2	岩塊玉石	300	0.7
中硬岩(B)	2,000	1.0	礫層	100	0.6
軟岩(II)(C _n)	1,000	0.8	砂質層	—	0.55
軟岩(I)(C _w)	600	0.7	粘土層	—	0.45

『砂・公 P.118』

表-4.3 地盤の許容支持力 (kN/m²)

岩盤		砂礫盤	
区分	許容支持力	区分	許容支持力
硬岩(A)	6,000	岩塊玉石	600
中硬岩(B)	4,000	礫層	400
軟岩(II)(C _n)	2,000	砂質層	250
軟岩(I)(C _w)	1,200	粘土層	100

『砂・公 P.118』

旧

第1章 砂防えん堤

1.2 設計に用いる数値等

1.2.1 共通

重力式砂防えん堤の安定計算に用いる荷重および数値は、えん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、その他のえん堤は既設の砂防えん堤等に用いられた数値にか、以下に述べる数値を参考とすることができる。

『河・砂・設 P8』

解説

コンクリート

表-4.1

単位体積重量	22.56 (kN/m ³) 『河・砂・設 P8』
設計基準強度	18 (N/mm ²) = σ_{ck}
許容圧縮応力度	4.5 (N/mm ²) 『鋼・砂・便 P44』
許容せん断応力度	0.55 (N/mm ²) 『鋼・砂・便 P44』
終局強度割線弾性係数	$0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8$ (N/m ²) 『土・対・針 P64』
ポアソン比	0.194 『土・対・針 P64』

①鉄筋 (SD345) : 196 (N/mm²) 一般の場合の許容引張応力度

②水 (流水) の単位体積重量 : 堤高<15m 11.77 (kN/m³) 『土・対・針 P8』 『河・砂・設P8』

堤高 \geq 15m 9.81 (kN/m³) 『土・対・針 P8』 『河・砂・設P8』

③礫の単位体積重量 : 25.50 (kN/m³) 『砂・基・針 P25』 (2,600kg/m³ × 9.807m/s²)

表-4.2 地盤のせん断強度 (kN/m²)・内部摩擦係数

岩盤			砂礫盤		
区分	(τ_0)せん断強度	(f)摩擦係数	区分	(τ_0)せん断強度	(f)摩擦係数
硬岩(A)	3000	1.2	岩塊玉石	300	0.7
中硬岩(B)	2000	1.0	礫層	100	0.6
軟岩(II)(C _n)	1000	0.8	砂質層	—	0.55
軟岩(I)(C _w)	600	0.7	粘土層	—	0.45

『砂・公 P.118』 『鋼・砂・便 P.38』

表-4.3 地盤の許容支持力 (kN/m²)

岩盤		砂礫盤	
区分	許容支持力	区分	許容支持力
硬岩(A)	6000	岩塊玉石	600
中硬岩(B)	4000	礫層	400
軟岩(II)(C _n)	2000	砂質層	250
軟岩(I)(C _w)	1200	粘土層	100

『鋼・砂・便 P.38』

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

1.2.2 鋼製砂防堰堤

(1) 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のが好ましいが、下表に示す値を用いることができる。

『鋼・砂・便 P.46』

表-4.4 中詰材料

種別	単位体積重量 (kN/m ³)	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	
砕石	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・砂・便 P.46』

(2) 鋼材

① 使用材料

鋼材は日本産業規格 (JIS) に適合するものを標準とする。ただし、十分な検討を行った場合はこれ以外のものを使用してもよい。

表-4.5 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 溶接構造用耐熱性熱間圧延鋼材	SMA400 SMA490
2. 鋼管	JIS G 3444 一般構造用炭素鋼鋼管	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 5523 溶接用熱間圧延鋼矢板	SYW295, SYW390

『鋼・砂・便 P40』

旧

第1章 砂防えん堤

1. 2. 2 鋼製砂防えん堤

(1) 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のが好ましいが、下表に示す値を用いることができる。

『鋼・砂・便 P.46』

表-4.4 中詰材料

種別	単位体積重量 (kN/m ³)	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・同解説より抜粋
割石 (もろいもの)	16	35	
切込砂利	18	30	
玉石	18	35	
砕石	17	35	砂防設計公式集より抜粋
砂 (しまったもの)	18	30	
普通土 (固いもの)	18	30	

『鋼・砂・便 P.46』

(2) 鋼材

① 使用材料

鋼材は日本工業規格 (JIS) に適合するものを標準とする。ただし、十分な検討を行った場合はこれ以外のものを使用してもよい。

表-4.5 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 溶接構造用耐熱性熱間圧延鋼材	SMA400 SMA490
2. 鋼管	JIS G 3444 一般構造用炭素鋼鋼管	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

新

【設計編 第1章 砂防堤】

表-4.6 標準とする鋼材 (JIS 以外)

鋼材の種類	規格	鋼材記号
接合用鋼材	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

【鋼・砂・便 P.40】

- ① 鋼材の単位重量 : 77 (kN/m³) 【鋼・砂・便 P.40】
- ② ヤング係数 : 2.0×10⁸ (N/mm²) 【鋼・砂・便 P.40】
- ③ 鋼および鋳鋼のポアソン比 : 0.30 【鋼・砂・便 P.40】
- ④ 許容応力度

a) 構造用鋼材および鋼管、鋼矢板の許容応力度は、以下の表のとおりとする。

表-4.7 構造用鋼材および鋼管、鋼矢板の許容応力度 (単位: N/mm²)

応力度の種類	鋼種	
	SS400, STK400 SM400, STKR400	SM490, STK490 STKR490
軸方向引張応力度 (純断面につき)	140	185
軸方向圧縮応力度 (総断面につき)	$\frac{l}{r} \leq 18$: 140 $18 < \frac{l}{r} \leq 92$: $140 - 0.82 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$ $\frac{l}{r} > 92$: $\frac{1,200,000}{6,700 + (l/r)^2}$	$\frac{l}{r} \leq 16$: 185 $16 < \frac{l}{r} \leq 79$: $185 - 1.2 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$ $\frac{l}{r} > 79$: $\frac{1,200,000}{5,000 + (l/r)^2}$
曲げ引張応力度 (純断面につき)	140	185
曲げ圧縮応力度 (総断面につき)	140	185
軸方向およ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 $\sigma_t + \sigma_{bt} \leq \sigma_{ta}$ かつ $-\sigma_t + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ba}$ (2) 軸方向力が圧縮の場合 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0$	
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 : 部材の有効屈曲長 (cm)
- r : 部材総断面の断面二次半径 (cm)
- σ_t, σ_c : 断面に作用する軸方向引張力による引張応力度および軸方向圧縮による圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{bt}, σ_{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および最大圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{ta}, σ_{ca} : 許容引張応力度および弱軸に関する許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{ba} : 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

【鋼・砂・便 P.41】

旧

第1章 砂防えん堤

表-4.6 標準とする鋼材 (JIS 以外)

鋼材の種類	規格	鋼材記号
接合用鋼材	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

【鋼・砂・便 P.40】

- ② 鋼材の単位重量 : 77 (kN/m³) 【鋼・砂・便 P.40】
- ③ ヤング係数 : 2.0×10⁸ (N/mm²) 【鋼・砂・便 P.40】
- ④ 鋼および鋳鋼のポアソン比 : 0.30 【鋼・砂・便 P.40】
- ⑤ 許容応力度

a) 構造用鋼材および鋼管、鋼矢板の許容応力度は、以下の表のとおりとする。

表-4.7 構造用鋼材および鋼管、鋼矢板の許容応力度 (単位: N/mm²)

応力度の種類	鋼種	
	SS400, STK400 SM400, STKR400	SM490, STK490 STKR490
軸方向引張応力度 (純断面につき)	140	185
軸方向圧縮応力度 (総断面につき)	$\frac{l}{r} \leq 18$: 140 $18 < \frac{l}{r} \leq 92$: $140 - 0.82 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$ $\frac{l}{r} > 92$: $\frac{1,200,000}{6,700 + (l/r)^2}$	$\frac{l}{r} \leq 16$: 185 $16 < \frac{l}{r} \leq 79$: $185 - 1.2 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$ $\frac{l}{r} > 79$: $\frac{1,200,000}{5,000 + (l/r)^2}$
曲げ引張応力度 (純断面につき)	140	185
曲げ圧縮応力度 (総断面につき)	140	185
軸方向およ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 $\sigma_t + \sigma_{bt} \leq \sigma_{ta}$ かつ $-\sigma_t + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ba}$ (2) 軸方向力が圧縮の場合 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0$	
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 : 部材の有効屈曲長 (cm)
- r : 部材総断面の断面二次半径 (cm)
- σ_t, σ_c : 断面に作用する軸方向引張力による引張応力度および軸方向圧縮による圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{bt}, σ_{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および最大圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{ta}, σ_{ca} : 許容引張応力度および弱軸に関する許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{ba} : 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

【鋼・砂・便 P.41】

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

b) 溶接部の許容応力度は、次項の表のとおりとする。なお、強度の異なる鋼材を接合する場合は、強度の低い鋼材に対する値をとるものとする。

表-4.8 溶接部の許容応力度 (単位: N/mm²)

溶接の種類		応力度の種類	SS400 SM400 SMA400	SM490	SY490Y SM520 SMA490	SY295
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 ^{※1)}	80	105	120	100
現場溶接		原則として工場溶接と同じ値にする。 ^{※2)}				

- 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。
 注2) 現場溶接が実施される場合は、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許容度を定めるものとする。現場によっては工場溶接と同様の環境が得られない場合は許容応力度を低減する。

『鋼・砂・便 P.42』

c) アンカーボルトの許容応力度は下表のとおりとする。

表-4.9 アンカーボルトの許容応力度 (単位: N/mm²)

種類	応力度の種類	SS400	SS490 S30CN	S35CN
アンカーボルト	せん断	80	105	110

『鋼・砂・便 P.43』

d) 鋳鍛造品の許容応力度は、下表のとおりとする。

表-4.10 鋳鍛造品の許容応力度 (単位: N/mm²)

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

『鋼・砂・便 P.43』

旧

第1章 砂防えん堤

b) 溶接部の許容応力度は、次項の表のとおりとする。なお、強度の異なる鋼材を接合する場合は、強度の低い鋼材に対する値をとるものとする。

表-4.8 溶接部の許容応力度 (単位: N/mm²)

溶接の種類		応力度の種類	SS400 SM400 SMA400	SM490	SY490Y SM520 SMA490	SY295
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 ^{※1)}	80	105	120	100
現場溶接		原則として工場溶接と同じ値にする。 ^{※2)}				

- 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。
 注2) 現場溶接が実施される場合は、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許容度を定めるものとする。現場によっては工場溶接と同様の環境が得られない場合は許容応力度を低減する。

『鋼・砂・便 P.42』

c) アンカーボルトの許容応力度は下表のとおりとする。

表-4.9 アンカーボルトの許容応力度 (単位: N/mm²)

種類	応力度の種類	SS400	SS490 S30CN	S35CN
アンカーボルト	せん断	80	105	110

『鋼・砂・便 P.43』

d) 鋳鍛造品の許容応力度は、下表のとおりとする。

表-4.10 鋳鍛造品の許容応力度 (単位: N/mm²)

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

『鋼・砂・便 P.43』

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(3) 許容応力度の割増し

数種類の外力の組合せを考慮するときには、荷重の組み合わせにより割増した値を許容応力度とすることができる。

表-4.11 許容応力度の割増し係数

荷重・外力の組合せ	割増し係数
温度変化を考えた場合	1.15
土石流または地震を考えた場合	1.50

【鋼・砂・堰 P.47】

(4) 最小板厚

鋼製砂防構造物に用いる鋼材の板厚は、次の規定によるものとする。ただし、組立用の補助部材などについてはこの規定によらなくてもよい。ここで、Dは鋼管の外径、tは鋼管の板厚を表す。

- (1) 鋼製不透過型砂防堰堤に用いる鋼材の板厚は、6mm以上とする。また、鋼製透過型砂防堰堤に用いる鋼材の板厚は、8mm以上とする。
- (2) 鋼製透過型堰堤の堰堤高を保持する構造部材のうち、確衝突を想定する鋼管の板厚は22mm以上、かつ腐食しりと余裕しろを見込んだ径厚比 $D/t < 30$ とする。ただし、透過部の高さが5m以下の堰堤の場合、8mm以上、かつ径厚比を $D/t < 30$ とする。
確衝突を想定しない鋼管の板厚は、局部座屈に対して十分安全となるよう腐食しりと余裕しろを見込まず径厚比を $D/t < 80$ とする。
- (3) 確衝突エネルギーを吸収する目的で配置した機能部材の鋼管の板厚は、腐食しりと余裕しろを見込んだ径厚比を $D/t < 60$ とする。
小礫を捕捉する目的で配置した機能部材の鋼管の板厚は、腐食しりと余裕しろを見込まず径厚比を $D/t < 80$ とする。

【鋼・砂・堰 P.96】

(5) 腐食しり

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) 腐食しりは、酸性河川を除き片面0.5mmとする。
- (2) ただし、小径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。

【鋼・砂・堰 P.49】

旧

第1章 砂防えん堤

(3) 許容応力度の割増し

数種類の外力の組合せを考慮するときには、荷重の組み合わせにより割増した値を許容応力度とすることができる。

表-4.11 許容応力度の割増し係数

荷重・外力の組合せ	割増し係数
温度変化を考えた場合	1.15
土石流または地震を考えた場合	1.50

【鋼・砂・堰 P.47】

(4) 最小板厚

鋼製砂防構造物に用いる鋼材の板厚は、次の規定によるものとする。ただし、組立用の補助部材などについてはこの規定によらなくてもよい。ここで、Dは鋼管の外径、tは鋼管の板厚を表す。

- (1) 鋼製不透過型砂防えん堤に用いる鋼材の板厚は、6mm以上とする。また、鋼製透過型砂防えん堤に用いる鋼材の板厚は、8mm以上とする。
- (2) 鋼製透過型えん堤のえん堤高を保持する構造部材のうち、確衝突を想定する鋼管の板厚は22mm以上、かつ腐食しりと余裕しろを見込んだ径厚比 $D/t < 30$ とする。ただし、透過部の高さが5m以下のえん堤の場合、8mm以上、かつ径厚比を $D/t < 30$ とする。
確衝突を想定しない鋼管の板厚は、局部座屈に対して十分安全となるよう腐食しりと余裕しろを見込まず径厚比を $D/t < 80$ とする。
- (3) 確衝突エネルギーを吸収する目的で配置した機能部材の鋼管の板厚は、腐食しりと余裕しろを見込んだ径厚比を $D/t < 60$ とする。
小礫を捕捉する目的で配置した機能部材の鋼管の板厚は、腐食しりと余裕しろを見込まず径厚比を $D/t < 80$ とする。

【鋼・砂・堰 P.96】

(5) 腐食しり

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、鋼製砂防えん堤の耐久性を高めるものとする。

- (1) 腐食しりは、酸性河川を除き片面0.5mmとする。
- (2) ただし、小径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。

【鋼・砂・堰 P.49】

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(6) 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まで下げても良い。また、取り替え前提の部材は考慮しなくてよい。
- (2) 底板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) 満砂後の天端から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。

【鋼・砂・便 P.52】

旧

第1章 砂防えん堤

(6) 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まで下げても良い。また、取り替え前提の部材は考慮しなくてよい。
- (2) 底板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) 満砂後の天端から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。

【鋼・砂・便 P.52】

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

表-4.12 部位に対する腐食しろおよび余裕しろ

流下形態	型式	部位	腐食しろ (片面)※	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	—	
		継手部材		1.0mm	—	
	不透過型	天端部材	0.5mm	3.5mm	—	
		上流のり面部材		0.0mm	—	
		下流のり面部材		0.0mm	—	
		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			1.5mm	—
越流礫の衝突する部材	1.0mm	—				
その他の部材	1.0mm	—				
不透過型	天端部材	0.5mm	1.5mm	—		
	上流のり面部材		0.0mm	—		
	下流のり面部材		0.0mm	—		
	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	1.5mm	—				
越流礫の衝突する部材	1.0mm	—				
その他の部材	1.0mm	—				
不透過型	天端部材	0.5mm	1.5mm	—		
	上流のり面部材		0.0mm	—		
	下流のり面部材		0.0mm	—		
	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	1.5mm	—				
越流礫の衝突する部材	1.0mm	—				
その他の部材	1.0mm	—				
不透過型	天端部材	0.5mm	1.5mm	—		
	上流のり面部材		0.0mm	—		
	下流のり面部材		0.0mm	—		
	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	1.5mm	—				
越流礫の衝突する部材	1.0mm	—				
その他の部材	1.0mm	—				
不透過型	天端部材	0.5mm	1.5mm	—		
	上流のり面部材		0.0mm	—		
	下流のり面部材		0.0mm	—		
	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	1.5mm	—				
越流礫の衝突する部材	1.0mm	—				
その他の部材	1.0mm	—				

※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。

【鋼・砂・便 P.57】

(7) 部材の連結

- (1) 部材の連結の設計は作用応力に対して行うことを原則とする。
- (2) 部材の連結部の構造は、次の事項を満たすように設計する。
 - a) 応力の伝達が明確であること。
 - b) 構成する各材片において、なるべく偏心がないようにすること。
 - c) 有害な応力集中を生じさせないこと。
 - d) 有害な残留応力や二次応力を生じさせないこと。

【鋼・砂・便 P.101】

旧

第1章 砂防えん堤

表-4.12 部位に対する腐食しろおよび余裕しろ

流下形態	型式	部位	腐食しろ (片面)※	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	—	
		継手部材		1.0mm	—	
	不透過型	天端部材	0.5mm	3.5mm	—	
		上流のり面部材		0.0mm	—	
		下流のり面部材		0.0mm	—	
		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			1.5mm	—
越流礫の衝突する部材	1.0mm	—				
その他の部材	1.0mm	—				
不透過型	天端部材	0.5mm	1.5mm	—		
	上流のり面部材		0.0mm	—		
	下流のり面部材		0.0mm	—		
	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	1.5mm	—				
越流礫の衝突する部材	1.0mm	—				
その他の部材	1.0mm	—				
不透過型	天端部材	0.5mm	1.5mm	—		
	上流のり面部材		0.0mm	—		
	下流のり面部材		0.0mm	—		
	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	1.5mm	—				
越流礫の衝突する部材	1.0mm	—				
その他の部材	1.0mm	—				
不透過型	天端部材	0.5mm	1.5mm	—		
	上流のり面部材		0.0mm	—		
	下流のり面部材		0.0mm	—		
	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	1.5mm	—				
越流礫の衝突する部材	1.0mm	—				
その他の部材	1.0mm	—				

※ただし、取り替え可能な部材については、腐食しろを見込まなくてもよい。

【鋼・砂・便 P.57】

(7) 部材の連結

- (1) 部材の連結の設計は作用応力に対して行うことを原則とする。
- (2) 部材の連結部の構造は、次の事項を満たすように設計する。
 - a) 応力の伝達が明確であること。
 - b) 構成する各材片において、なるべく偏心がないようにすること。
 - c) 有害な応力集中を生じさせないこと。
 - d) 有害な残留応力や二次応力を生じさせないこと。

【鋼・砂・便 P.101】

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

1.3 各部の名称

砂防堰堤の各部の名称は図-4.4、図-4.5、図-4.6のとおりである。

解説

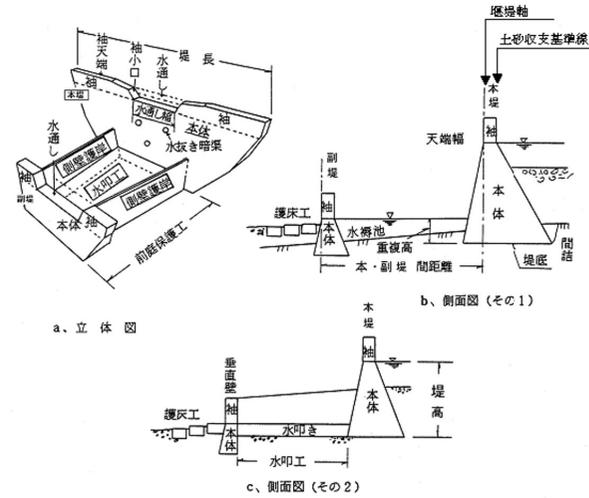


図-4.4 不透過型コンクリート砂防堰堤

旧

第1章 砂防えん堤

1.3 各部の名称

砂防えん堤の各部の名称は図-4.4、4.5、4.6のとおりである。

解説

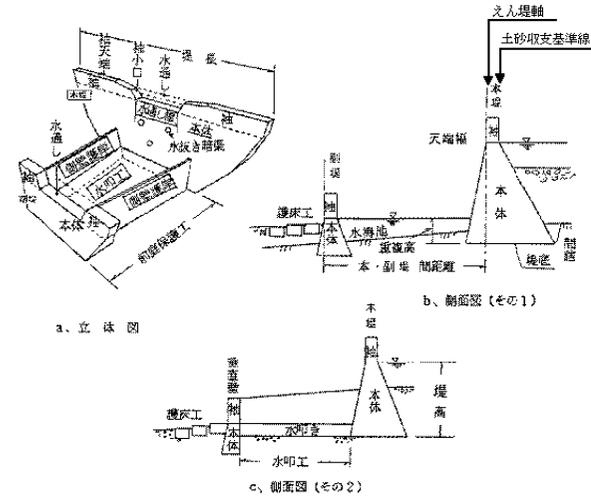


図-4.4 不透過型コンクリート砂防えん堤

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

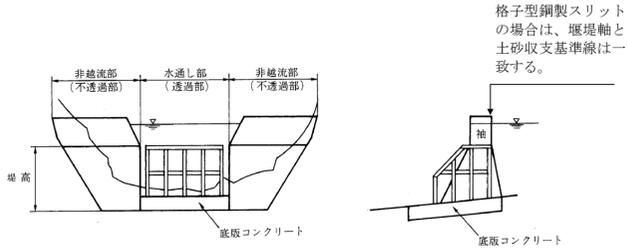


図-4.5 透過型鋼製スリット砂防堰堤

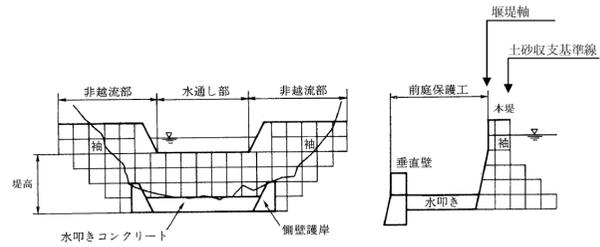


図-4.6 不透過型鋼製砂防堰堤

旧

第1章 砂防えん堤

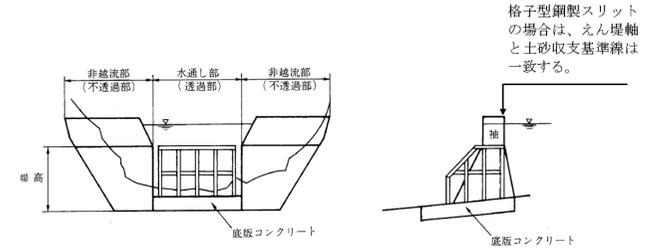


図-4.5 透過型鋼製スリット砂防えん堤

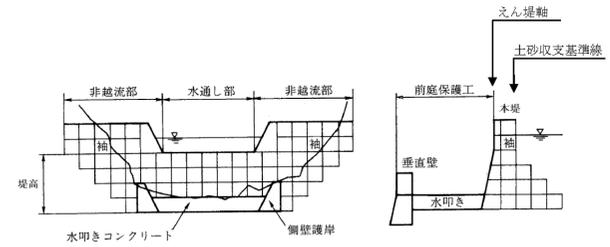


図-4.6 不透過型鋼製砂防えん堤

【設計編 第1章 砂防堰堤】

第2節 土石流・流木捕捉工

2.1 土石流・流木捕捉工の型式

土石流・流木捕捉工の型式には、透過型、不透過型および部分透過型がある。『土・対・計 P6』

解説

土石流・流木捕捉工としての砂防堰堤は、型式に応じて設計を行う。各々の機能は、計画編を参照のこと。

2.2 土石流・流木捕捉工の規模と配置

土石流・流木捕捉工の規模と配置は、計画編第2章 土石流・流木対策計画に従って策定されたものを基本とするが、地形・地質等の現場条件を踏まえて決定する。『土・対・計 P7』

解説

土石流・流木捕捉工の規模と配置は計画編第2章 土石流・流木対策計画に従って策定された、土石流・流木対策施設配置に基づき実施するものでなければならない。土石流・流木捕捉工の設計段階において、現場条件を踏まえ、規模や配置を見直す必要が生じた場合は、土石流・流木対策施設配置計画を見直すものとする。

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

(1) 位置

- ① 一般に堰堤計画箇所は、越流水による下流のり先の深掘れ、及び兩岸侵食による破壊防止のため、渓床及び兩岸に岩盤のある箇所、並びに工費等の関係から、上流部の広がった狭窄部が望ましいのであるが、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、例えば渓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も計画しなければならない場合がある。渓床に岩盤のない場合は、その渓床の状況に応じて水叩き、あるいは副堤を計画して、下流のり先の保護を図らなければならない。この際、浸透水のパイピング現象による水叩きの破壊、副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 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、荒廃渓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、合流点に著しく近づけないことが肝要である。
- ③ 荒廃渓流において、縦侵食または横侵食が著しい区域、あるいは渓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、計画勾配（現渓床勾配の1/2を原則とする）を用いるのが普通で、

更新

第1章 砂防えん堤

第2節 土石流・流木捕捉工

2.1 土石流・流木捕捉工の型式

土石流・流木捕捉工の型式には、透過型、不透過型および部分透過型がある。『土・対・計 P3』

解説

土石流・流木捕捉工としての砂防えん堤は、型式に応じて設計を行う。各々の機能は、計画編を参照のこと。

2.2 土石流・流木捕捉工の規模と配置

土石流・流木捕捉工の規模と配置は、計画編第2章 土石流・流木対策計画に従って策定されたものを基本とするが、地形・地質等の現場条件を踏まえて決定する。『土・対・計 P4』

解説

土石流・流木捕捉工の規模と配置は計画編第2章 土石流・流木対策計画に従って策定された、土石流・流木対策施設配置に基づき実施するものでなければならない。土石流・流木捕捉工の設計段階において、現場条件を踏まえ、規模や配置を見直す必要が生じた場合は、土石流・流木対策施設配置計画を見直すものとする。

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

～～（参考）小規模渓流におけるえん堤の設計～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

- 小規模渓流（定義は計画編第2章2.5.1.1を参照）であって、支溪の合流がない渓流における本えん堤の設計は、地形、地質等の現場条件を十分考慮し、適切に設計を行う必要がある。なお、小規模渓流の対策について検討した事例があり、以下に示す考え方を参考とすることができる。
- ・天端幅は、計画地点の河床構成材料、流出形態、対象流量等を考慮して決定するものとし、衝突する最大粒径の2倍を原則とするが、1.5m以上とする。
- ・袖の天端の勾配は、水平以上を基本とする。
- ・水叩き長は、半理論式による水脈飛距離等を最小限確保し、土石流による本えん堤の下流側の侵食に対応する必要がある。

～～

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.3 計画堆砂勾配

計画堆砂勾配は、一般に既往実績等により、土石流・流木対策施設を配置する地点の現渓床勾配の1/2～2/3倍とする。ただし、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木が、流下区間の勾配の下限値である1/6の勾配より急な勾配では堆積しないと考えられるため、計画堆砂勾配は1/6の勾配（ $\tan \theta$ ）を上限とする。平常時堆砂勾配は、既往実績を基に現渓床勾配の1/2を上限とする。

また、地質条件（例えば、マサ土やシラス等）により計画堆砂勾配及び平常時堆砂勾配が緩勾配になることが知られている場合は既往実績によって地域別に決定する。

『砂・礫・針 P40』

2.4 計画捕捉量

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

『砂・礫・針 P40』

解説

透過型砂防堰堤においては、現渓床勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間とする。不透過型、部分透過型砂防堰堤においては、平常時堆砂勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間とする。（計画編第2章2.6.2 計画捕捉量参照）

第1章 砂防えん堤

(2) 方向

- えん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えん堤軸に直角に落下するから、えん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。
- 階段状のえん堤群における各えん堤の方向は、原則として各えん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、各えん堤の水通しの中心点は直上流えん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。

『河・砂・針 P174』

解説

えん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、えん堤の方向線に直角に落下する。

ゆえに、えん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えん堤の方向である。

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

更新

(3) 高さ

- えん堤の高さは、目的及び施行箇所の状態に応じて定める。
- えん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。特にえん堤の高さが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。

2.3 計画堆砂勾配

計画堆砂勾配は、一般に既往実績等により、土石流・流木対策施設を配置する地点の現渓床勾配の1/2～2/3倍とする。ただし、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木が、流下区間の勾配の下限値である1/6の勾配より急な勾配では堆積しないと考えられるため、計画堆砂勾配は1/6の勾配（ $\tan \theta$ ）を上限とする。平常時堆砂勾配は、既往実績を基に現渓床勾配の1/2を上限とする。

また、地質条件（例えば、マサ土やシラス等）により計画堆砂勾配及び平常時堆砂勾配が緩勾配になることが知られている場合は既往実績によって地域別に決定する。

『砂・礫・針 P40』

2.4 計画捕捉量

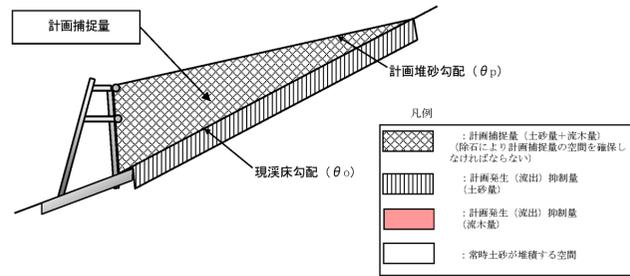
計画捕捉量は、土石流・流木対策施設により、「計画規模の土石流」および土砂とともに流出する流木等を捕捉させる量である。計画捕捉量は計画捕捉土砂量と計画流木捕捉量の和とする。

『砂・礫・針 P40』

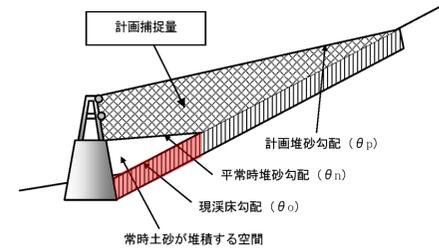
新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

・透過型の場合



・部分透過型の場合



・不透過型の場合

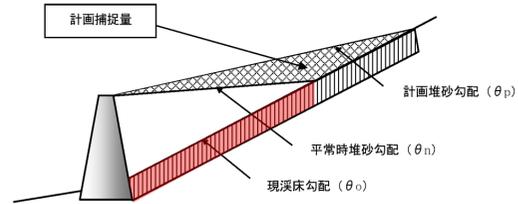


図-4.7 計画捕捉量の考え方

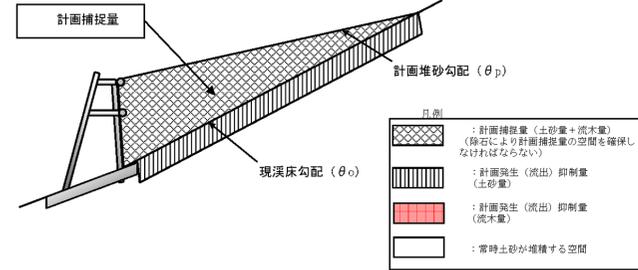
旧

第1章 砂防えん堤

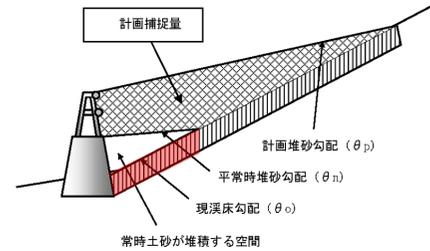
解説

透過型砂防えん堤においては、現溪床勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間とする。
不透過型、部分透過型砂防えん堤においては、平常時堆砂勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間とする。(計画編第2章2.6.2 計画捕捉量参照)

・透過型の場合



・部分透過型の場合



・不透過型の場合

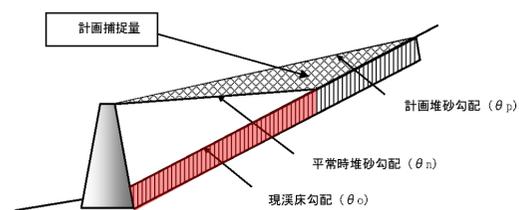


図-4.7 計画捕捉量の考え方

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.5 計画発生（流出）抑制量

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

『砂・基・計 P53、54、56』

解説

計画発生（流出）抑制量は、土石流の発生区間、流下区間のうち、計画流出量（計画流出土砂量・計画流出流木量）を評価している区間に存在する移動可能渓床堆積土砂量、崩壊可能土砂量、流出流木量を対象とする。（計画編第2章2.6.4 計画発生（流出）抑制量参照）

- ・土石流・流木発生抑制工の場合

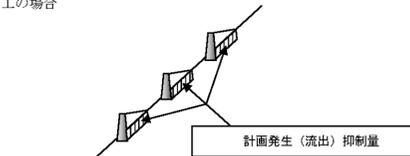


図-4.8 計画発生（流出）抑制量の考え方

2.6 不透過型砂防堰堤の構造

2.6.1 越流部の安定性

不透過型砂防堰堤は堤体全体が転倒、滑動、支持力に対して安定でなければならない。また、堤体を構成する部材は土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

『土・対・計 P8』

解説

安定計算は本基準(1)に示した方法に基づき実施する。

堤体は本基準(2)と本基準(3)に示した方法に基づき安全な構造とするものとし、設計編第1章2.6.3(1)の非越流部の安定性についても留意する。なお、鋼製の部材を他の部材と複合して用いる場合、それぞれの部材が一体となって設計外力に抵抗し、安全となるよう設計する。また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

旧

第1章 砂防えん堤

2.5 計画発生（流出）抑制量

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

『砂・基・計 P52、53、55』

解説

計画発生（流出）抑制量は、土石流の発生区間、流下区間のうち、計画流出量（計画流出土砂量・計画流出流木量）を評価している区間に存在する移動可能渓床堆積土砂量、崩壊可能土砂量、流出流木量を対象とする。（計画編第2章2.6.4 計画発生（流出）抑制量参照）

- ・土石流・流木発生抑制工の場合

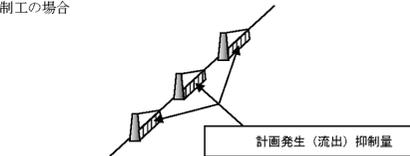


図-4.8 計画発生（流出）抑制量の考え方

2.6 不透過型砂防えん堤の構造

2.6.1 越流部の安定性

不透過型砂防えん堤は堤体全体が転倒、滑動、支持力に対して安定でなければならない。また、堤体を構成する部材は土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

『土・対・計 P5』

解説

安定計算は本基準(1)に示した方法に基づき実施する。

堤体は本基準(2)と本基準(3)に示した方法に基づき安全な構造とするものとし、設計編第1章2.6.3(1)の非越流部の安定性についても留意する。なお、鋼製の部材を他の部材と複合して用いる場合、それぞれの部材が一体となって設計外力に抵抗し、安全となるよう設計する。また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(1) 安定条件

土石流・流木捕捉工の不透過型堰堤は、(2)に示す外力について、その安定を保つため次の三つの条件を満たさなければならない。

1. 原則として、砂防堰堤の上流端に引張応力が生じないよう、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央1/3以内に入ること。
2. 砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
3. 砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

『土・対・針 P8』

解説

滑動に対する安全率Nは、岩盤基礎の場合にはせん断強度（堤体又は基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度）を考慮しN=4.0とする。砂礫基礎ではせん断強度を無視し、堰堤高が15m未満の場合を原則としてN=1.2、堰堤高が15m以上の場合は、N=1.5とする。

(2) 設計外力

不透過型砂防堰堤の設計で考慮する設計外力は、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧と「土石流及び土砂とともに流出する流木による荷重」（以後、「土石流荷重」という。）である。

土石流荷重は、土石流による流体力（以後、「土石流流体力」という。）と礫および流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるので砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみをとりあげ、礫および流木の衝突による力は必要に応じて、天端幅の設計等で考慮する。

『土・対・針 P9』

解説

設計外力の組み合わせは砂防堰堤の自重の外は表-4.13のとおりとする。

ただし、堰堤高15m未満の場合における設計外力は水の単位体積重量を11.77kN/m³として算出する。土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深（D_a）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-4.9参照）。

土石流流体力は、D_a/2の位置に、水平に作用させる。堆砂圧は、堆砂面上に土石流荷重が上載荷重となり、堆砂圧はこの上載荷重による土圧C_o（ $\gamma_a - \gamma_w$ ）D_aを加えた大きさとなる。ここに、C_o：土圧係数、D_a：現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深（m）、 γ_a ：土石流の単位体積重量（kN/m³）、 γ_w ：水中での土砂の単位体積重量（kN/m³）、 γ_w ：水の単位体積重量（堰堤高が15m未満の場合は11.77kN/m³程度、堰堤高が15m以上の場合は9.81kN/m³程度）。

$$\gamma_a = C_o (\sigma - \rho) g \quad \dots (1)$$

$$\gamma_w = \rho g \quad \dots (2)$$

旧

第1章 砂防えん堤

(1) 安定条件

土石流・流木捕捉工の不透過型えん堤は、(2)に示す外力について、その安定を保つため次の三つの条件を満たさなければならない。

1. 原則として、砂防えん堤の上流端に引張応力が生じないよう、砂防えん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. 砂防えん堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
3. 砂防えん堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

『土・対・針 P5』

解説

滑動に対する安全率Nは、岩盤基礎の場合にはせん断強度（堤体又は基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度）を考慮しN=4.0とする。砂礫基礎ではせん断強度を無視し、えん堤高が15m未満の場合を原則としてN=1.2、えん堤高が15m以上の場合は、N=1.5とする。

(2) 設計外力

不透過型砂防えん堤の設計で考慮する設計外力は、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧と「土石流及び土砂とともに流出する流木による荷重」（以後、「土石流荷重」という。）である。

土石流荷重は、土石流による流体力（以後、「土石流流体力」という。）と礫および流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるので砂防えん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。

『土・対・針 P6』

解説

河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ第3章2.2.1に示した設計外力の組み合わせ（平常時、洪水時）に加えて、以下に示す土石流時における安定計算を実施し、いずれの組み合わせにおいても安定条件を満たさなければならない。

設計外力の組み合わせは砂防えん堤の自重の外は表-4.14のとおりとする。本基準でいう、「設計外力（平常時、洪水時）」は河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ第3章でいう「安定計算に用いる荷重」によるものとする。

ただし、えん堤高15m未満の場合における設計外力は水の単位体積重量を11.77kN/m³として算出する。

土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深（D_a）分だけ残して堆砂した状態で土石流が本えん堤を直撃したケースを想定する（図-4.9参照）。

土石流流体力は、D_a/2の位置に、水平に作用させる。堆砂圧は、堆砂面上に土石流荷重が上載荷重となり、堆砂圧はこの上載荷重による土圧C_o（ $\gamma_a - \gamma_w$ ）D_aを加えた大きさとなる。ここに、C_o：土圧係数、D_a：現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深（m）、 γ_a ：土石流の単位体積重

削除

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

ここで、 C_* ：溪床堆積土砂の容積濃度

ρ ：水の密度 (kg/m³)

σ ：礫の密度 (kg/m³)

g ：重力加速度 (m/s²) (9.81m/s²)

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-4.13 不透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重を除く）

	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

※堰堤高15m未満の砂防堰堤は、兵庫県南部地震をはじめとして過去に発生した大きな地震において、砂防堰堤の機能を喪失し、被災が原因で周辺家屋等に直接的な災害や二次災害を引き起こすような重大な被害は生じていない。また、動的解析の結果、引張応力、圧縮応力および滑動に対して安全性は確保されていると判断される。

旧

第1章 砂防えん堤

量 (kN/m³)、 γ_s ：水中での土砂の単位体積重量 (kN/m³)、 γ_w ：水の単位体積重量（えん堤高が15m未満の場合は11.77kN/m³程度、えん堤高が15m以上の場合は9.81kN/m³程度）。

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

$$\gamma_w = \rho g \quad \dots (2)$$

ここで、 C_* ：溪床堆積土砂の容積濃度

ρ ：水の密度 (kg/m³)

σ ：礫の密度 (kg/m³)

g ：重力加速度 (m/s²) (9.81m/s²)

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-4.13 不透過型砂防えん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
えん堤高15m未満	/	静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧
えん堤高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

※えん堤高15m未満の砂防えん堤は、兵庫県南部地震をはじめとして過去に発生した大きな地震において、砂防えん堤の機能を喪失し、被災が原因で周辺家屋等に直接的な災害や二次災害を引き起こすような重大な被害は生じていない。また、動的解析の結果、引張応力、圧縮応力および滑動に対して安全性は確保されていると判断される。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(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。

『土・砂・計 P11』

解説

設計水深は①から③の値の内、最も大きい値とする。

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の値は、(3)式により算出する。

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

ここで、 Q : 土砂含有を考慮した流量 (m³/s)

C : 流量係数 (0.6~0.66)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

B_1 : 水通しの底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

D_h : 越流水深 (m)

m_2 : 袖小口勾配

である。 $B_2 = B_1 + 2m_2 D_h$ であり、 $C = 0.6$ 、 $m_2 = 0.5$ の場合には、(4)式になる。

$$Q \approx (0.71D_h + 1.77B_1) D_h^{3/2} \quad \dots (4)$$

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、計画編第2章2.8に示した方法に基づき算出する。

③ 最大径径の値

最大径径は、調査編第1章第3節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。

旧

第1章 砂防えん堤

(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。

『土・砂・計 P8』

解説

設計水深は①から③の値の内、最も大きい値とする。

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の値は、河川砂防技術基準(案)設計編Ⅱ第3章に示された(3)式により算出する。

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

ここで、 Q : 土砂含有を考慮した流量 (m³/s)

C : 流量係数 (0.6~0.66)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

B_1 : 水通しの底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

D_h : 越流水深D d (m)

m_2 : 袖小口勾配

である。 $C = 0.6$ 、 $m_2 = 0.5$ の場合には、(4)式になる。

$$Q \approx (0.71D_h + 1.77B_1) D_h^{3/2} \quad \dots (4)$$

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、計画編第2章2.8に示した方法に基づき算出する。

③ 最大径径の値

最大径径は、調査編第1章第4節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%)溪流の最下流のえん堤においては、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。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.6.2 本体構造

(1) 水通し断面

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

『土・対・計 P13、14』

解説

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。

- ① 余裕高は、表-4.14に基づいて設定する。ただし、余裕高は渓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-4.15に示す値以下とならないようにする。なお、渓床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

表-4.14 余裕高

Table with 2 columns: 設計流量, 余裕高. Rows: 200m³/s未満, 200~500 m³/s, 500 m³/s以上.

表-4.15 渓床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

Table with 2 columns: 渓床勾配, (余裕高) / (設計水深). Rows: 1 / 10以上, 1 / 10~1 / 30, 1 / 30~1 / 50, 1 / 50~1 / 70.

- ② 「土石流ピーク流量に対する越流水深」あるいは「最大粒径」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-4.10参照）。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、下流への洗堀防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の背面を保護する、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならない。特に直下流に人家等がある場合は、上記の点を配慮しなければならない。山口県では、水通し幅の単位は0.5m単位とする。

- ③ 越流水深が0.5m以上となる場合においては一般的に堤体断面及び袖の立積の減少、副堰堤の高さの削減、堰堤の安全度等を考慮してできる限り水通幅を広くとることにより越流水深を下げ、少なくとも3.0m以下にすることが望ましい。

なお、単位は0.01m単位を切り上げ0.1m単位とする。

- ④ 本堤水通しに流木止めを設置する場合の水通し断面は、透過部へ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。

追加

旧

第1章 砂防えん堤

2.6.2 本体構造

(1) 水通し断面

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

『土・対・計 P9~10』

解説

土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流のえん堤においては、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。

- ① 余裕高は、表-4.15に基づいて設定する。ただし、余裕高は渓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-4.16に示す値以下とならないようにする。なお、渓床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

表-4.14 余裕高

Table with 2 columns: 設計流量, 余裕高. Rows: 200m³/s未満, 200~500 m³/s, 500 m³/s以上.

表-4.15 渓床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

Table with 2 columns: 渓床勾配, (余裕高) / (設計水深). Rows: 1 / 10以上, 1 / 10~1 / 30, 1 / 30~1 / 50, 1 / 50~1 / 70.

- ② 「土石流ピーク流量に対する越流水深」あるいは「最大粒径」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-4.10参照）。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、下流への洗堀防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の背面を保護する、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならない。特に直下流に人家等がある場合は、上記の点を配慮しなければならない。山口県では、水通し幅の単位は0.5m単位とする。

- ③ 越流水深が0.5m以上となる場合においては一般的に堤体断面及び袖の立積の減少、副えん堤の高さの削減、えん堤の安全度等を考慮してできる限り水通幅を広くとることにより越流水深を下げ、少なくとも3.0m以下にすることが望ましい。

なお、単位は0.01m単位を切り上げ0.1m単位とする。

【設計編 第1章 砂防堰堤】

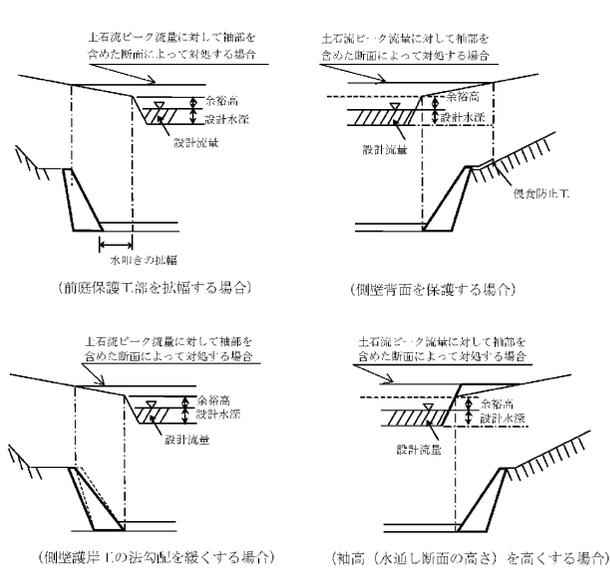


図-4.10 水通し断面

(土石流の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)

(2) 天端幅

本体の天端幅は、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

【土・対・計 P16】

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を越える場合には別途緩衝材(緩衝効果を期待できる部材)や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認する。

第1章 砂防えん堤

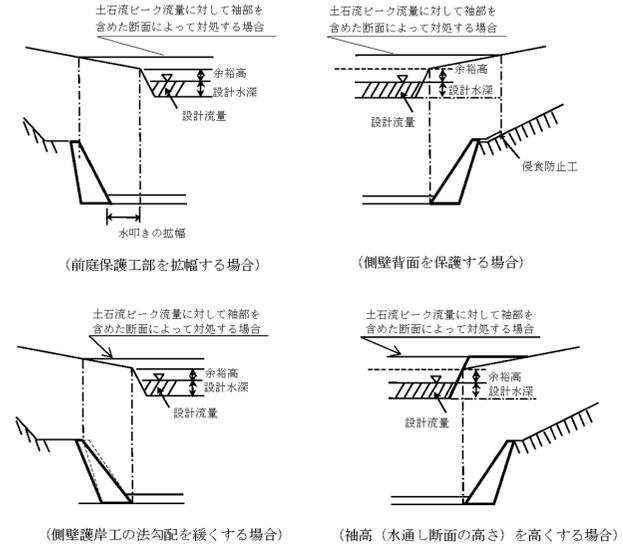


図-4.10 水通し断面

(土石流の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)

(2) 天端幅

本体の天端幅は、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

【土・対・計 P12】

解説

砂防えん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を越える場合には別途緩衝材(緩衝効果を期待できる部材)や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認する。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

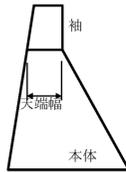


図-4.11 砂防堰堤側面図（事例）と部位名称

表-4.16 天端幅

天端幅 (m)	1.5 ~ 2.5	3.0 ~ 4.0
河床構成材料	砂混じり砂利 ~ 玉石混じり砂利	玉石 ~ 転石
流出土砂形態	流出土砂量の比較的少ない地区 ~ 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

(3) 下流のり

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

『土・対・針 P15』

解説

下流のり勾配を緩くする場合は、土砂が活発に流送され始める流速U (m/s) と、堰堤高H (m) より

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U \quad \dots (5)$$

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。

土砂が活発に流送され始める流速U (m/s) は設計外力（設計編第1章2.6.1(2)）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を下限とし、山口県では5厘ごとに検討する。

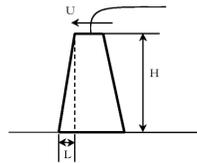


図-4.12 下流のり勾配

旧

第1章 砂防えん堤

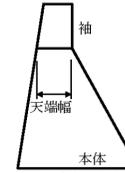


図-4.11 砂防えん堤側面図（事例）と部位名称

表-4.16 天端幅

天端幅 (m)	1.5 ~ 2.5	3.0 ~ 4.0
河床構成材料	砂混じり砂利 ~ 玉石混じり砂利	玉石 ~ 転石
流出土砂形態	流出土砂量の比較的少ない地区 ~ 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

(3) 下流のり

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

『土・対・針 P12』

解説

下流のり勾配を緩くする場合は、土砂が活発に流送され始める流速U (m/s) と、えん堤高H (m) より

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U \quad \dots (5)$$

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。

土砂が活発に流送され始める流速U (m/s) は設計外力（設計編第1章2.6.1(2)）で用いた流速の50%程度とする。えん堤高が高くなるとL/Hの値は小さくなるが、0.2を下限とし、山口県では5厘ごとに検討する。

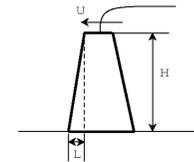


図-4.12 下流のり勾配

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(4) 基礎

砂防堰堤の基礎は岩着とすることが望ましいが、岩着が望めない場合にはフローティング基礎としてもよい。但し、その場合、砂防堰堤の堰堤高は15m未満であることを原則とする。

『土・対・計 P16』

解説

砂防堰堤の基礎は、安全性から岩着することが望ましいが、土石流・流木対策計画、および、土石流・流木対策施設配置計画に基づく砂防堰堤の計画位置において岩着が望めない場合は、フローティング基礎としても良いものとする。ただし、砂防堰堤の高さは15m未満とする。

なお、支持地盤が軟弱地盤または、所定の支持力が得られない場合においては、基礎処理を施すものとする。

(5) 水抜き

水抜きは、その機能および安全性が得られる構造として設計するものとする。

『土・対・計 P17』

解説

水抜きは、施工中の流水の切替え、湛水防止、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けられる。水抜きは、その目的に加え、水抜きからの土砂の突然の流出、水抜き箇所への応力の集中等に配慮し、大きさ、形状、数量及び配置を設計することを基本とする。

2. 6. 3 非越流部の安定性および構造

(1) 非越流部の安定計算

非越流部の本体の断面は、非越流部にかかる設計外力に対し、越流部と同様の安定性を確保する。

『土・対・計 P18』

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場合などの特段の事情がある場合にはこの限りではない。非越流部の安定計算は、越流部と同じ堰堤高Hとなる断面において、袖を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行うことを基本とする。安定条件は設計編第1章2.6.1(1)、設計外力は設計編第1章2.6.1(2)に従うが、その作用位置は図-4.13に従う。

ただし、設計編第1章2.6.2(1)解説②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。

- 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。
- 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとする土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回る場合は、袖部を上回らないように堆砂面を下げ、全土石流流体力が、堰堤(袖部を含む)に作用するとして、安定計算を実施する。

なお、安定計算を実施する断面の位置としては、(i)～(ii)が考えられるが、その他、場の条件

旧

第1章 砂防えん堤

(4) 基礎

砂防えん堤の基礎は岩着とすることが望ましいが、岩着が望めない場合にはフローティング基礎としてもよい。但し、その場合、砂防えん堤のえん堤高は15m未満であることを原則とする。

『土・対・計 P13』

解説

砂防えん堤の基礎は、安全性から岩着することが望ましいが、土石流・流木対策計画、および、土石流・流木対策施設配置計画に基づく砂防えん堤の計画位置において岩着が望めない場合は、フローティング基礎としても良いものとする。ただし、砂防えん堤の高さは15m未満とする。

なお、支持地盤が軟弱地盤または、所定の支持力が得られない場合においては、基礎処理を施すものとする。

(5) 水抜き

水抜きは、その機能および安全性が得られる構造として設計するものとする。

『土・対・計 P14』

解説

水抜きは、施工中の流水の切替え、湛水防止、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けられる。水抜きは、その目的に加え、水抜きからの土砂の突然の流出、水抜き箇所への応力の集中等に配慮し、大きさ、形状、数量及び配置を設計することを基本とする。

2. 6. 3 非越流部の安定性および構造

(1) 非越流部の安定計算

非越流部の本体の断面は、非越流部にかかる設計外力に対し、越流部と同様の安定性を確保する。

『土・対・計 P15』

解説

不透過型えん堤の本体の断面は、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場合などの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、越流部と同じえん堤高Hとなる断面において、袖を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行うことを基本とする。安定条件は設計編第1章2.6.1(1)、設計外力は設計編第1章2.6.1(2)に従うが、その作用位置は図-4.13に従う。

ただし、設計編第1章2.6.2(1)解説②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。

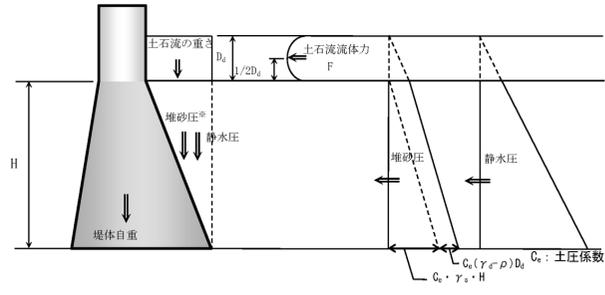
- 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとしても土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回らない場合は、水通し天端まで堆砂した状態で安定計算を実施する。
- 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとする土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回る場合は、袖部を上回らないように堆砂面を下げ、全土石流流体力が、えん堤(袖部を含む)に作用するとして、安定計算を実施する。

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

【設計編 第1章 砂防堰堤】

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



※堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量 γ_s を用いる。

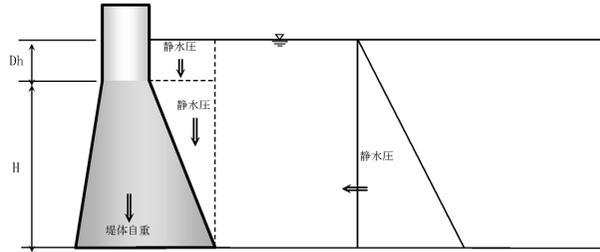


図-4.13 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図
(H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

(2) 袖部の破壊に対する構造計算

砂防堰堤の袖部は礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたものに対して安全な構造とする。

『土・対・計 P20』

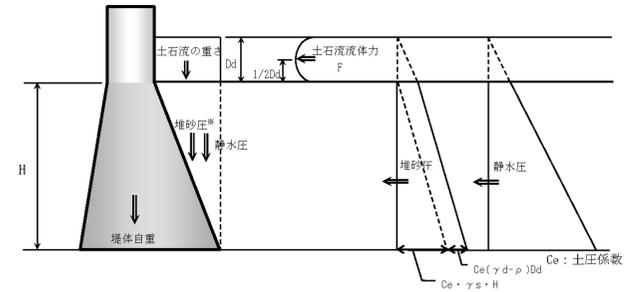
解説

袖部の断面は次の四つの条件を満たす形状とする。

第1章 砂防えん堤

やえん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



※堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量 γ_s を用いる。

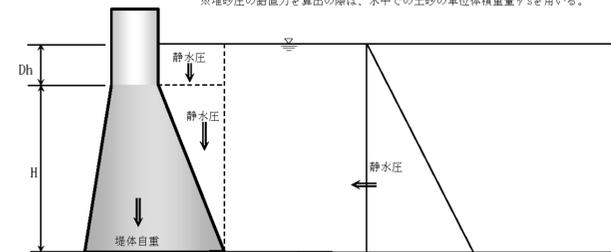


図-4.13 不透過型砂防えん堤 非越流部の設計外力図
(H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

(2) 袖部の破壊に対する構造計算

砂防えん堤の袖部は礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたものに対して安全な構造とする。

『土・対・計 P17』

解説

袖部の断面は次の四つの条件を満たす形状とする。

【設計編 第1章 砂防堰堤】

- ① 袖部の上流のり勾配は直とすることを原則とする。
- ② 袖部の下流のり勾配は直または、本体の下流のり勾配に一致させる。
- ③ 袖部の下流のり勾配を本体の下流のり勾配に一致させた場合、袖部の天端幅は1.5mを下限とする。
- ④ 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-4.14に示すとおりとする。

- ・ 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

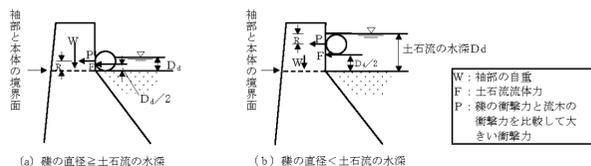
上記の検討に際して袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が4未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端を拡げる(図-4.14(1))か、あるいは、袖部の上流側に緩衝材等を設置して衝撃力を緩和する。なお、緩衝材により袖部を保護する場合、緩衝材の緩衝効果は試験により確認することが望ましい。

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、流木の長さは最大長とする。また、礫および流木は図-4.14(2)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計画編第2章2.8に示した方法に基づき算出するものとする。



図-4.14 (1) 袖部の断面



(a) 礫の直径≧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-4.14 (2) 袖部と本体の境界面および設計外力とその作用点

第1章 砂防えん堤

- ① 袖部の上流のり勾配は直とすることを原則とする。
- ② 袖部の下流のり勾配は直または、本体の下流のり勾配に一致させる。
- ③ 袖部の下流のり勾配を本体の下流のり勾配に一致させた場合、袖部の天端幅は1.5mを下限とする。
- ④ 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。

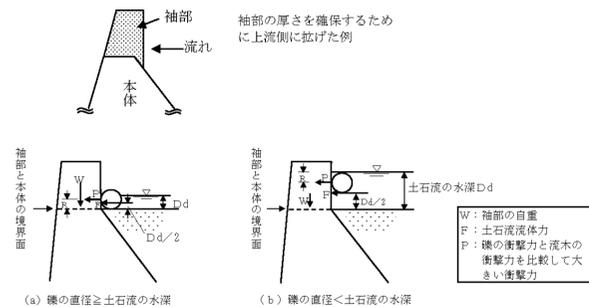
上記の検討に用いる設計外力は以下に示す三種類とし、それらが袖部に作用する位置は図-4.14に示すとおりとする。

- ・ 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を拡げる(図-4.14)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、流木の長さは最大長とする。また、礫および流木は図-4.14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。土石流の流速と水深は計画編第2章2.7.3に示した方法に基づき算出するものとする。



(a) 礫の直径≧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-4.14 袖部と本体の境界面および設計外力とその作用点

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(3) 袖小口

袖小口は原則として1:0.5またはこれより緩くする。

『土・対・計 P21』

解説

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

(4) 袖の天端の勾配

袖の天端は、現況勾配程度の勾配をつけることを基本とする。

『土・対・計 P22』

解説

袖の天端に勾配をつける区間の長さは原則として地山までとするが、地形上、袖の天端に勾配をつける区間の長さが長くなる場合は、現地状況等に応じて適当な長さで打ち切るものとする。

~~~~砂防堰堤の袖部処理の特例~~~~

河川砂防技術基準（案）設計編においては、砂防堰堤の袖の両岸への嵌入は、ダム基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行うこととしている。基準に則り砂防堰堤の袖部を地山に岩着する場合、地山へ嵌入するために大規模な掘削をせざるを得ないことがある。このような場合には、掘削量が多大となり、斜面の不安定化による崩落、転石の危険性が增大することで、施工中の安全確保が困難になるほか、高所かつ広範囲の法面処理が必要となるなど、施工が困難となる恐れがある。また、広範な掘削範囲による他の構造物への影響、自然環境や景観に対する影響等の問題が生じることがある。

このため、砂防堰堤の袖部処理については、地山へ嵌入することを原則としつつも、以下の観点から、袖部嵌入に伴う地山掘削により、安全性や施工性に大きな影響が生じ、工事の安全確保等が困難になる場合は、大規模な掘削を行わない袖部処理（袖部対策工）を実施してもよい。

（検討の観点）

- ・急斜面の切土に伴う工事の安全確保
- ・袖部の掘削に伴う斜面の安定性への影響
- ・袖部の掘削に伴う道路等、他の構造物への影響
- ・自然環境や景観保全への影響

~~~~

【関連】「事務連絡 平成27年6月1日 砂防堰堤の袖部処理の特例について(執行)」(資料編 p.7-42参照)

移動

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.6.4 土石流時の設計外力の算出（衝撃力を除く）

土石流時の設計外力の設定に必要な土石流のピーク流量、土石流の流速と水深、土石流の単位体積重量、土石流流体力は、土石流・流木対策施設が無い状態を想定して算出する。

『土・対・計 P65』

解説

土石流ピーク流量は計画編第2章2.7.3、土石流の流速と水深は計画編第2章2.8、土石流の単位体積重量は計画編第2章2.9、土石流流体力は計画編第2章2.10に示した方法に基づき算出する。

2.6.5 礫の衝撃力

礫の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての礫の衝撃力を設定する。

『土・対・計 P66』

解説

マスコンクリートでは、(6)式で力(P)が推定できる。

$$P = \beta \cdot n \alpha^{3/2}, \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1+K_2)^2}} \quad \dots (6)$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}, \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}$$

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1n} \right)^{2/5}, \quad n_1 = \frac{1}{m_2}$$

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

ここで、 E_1 、 E_2 ：コンクリートおよび、礫の弾性係数 (N/m²)

ν_1 、 ν_2 ：コンクリートおよび礫のポアソン比

m_2 ：礫の質量(kg)

R：礫の半径 (m)

π ：円周率 (=3.14)

U：礫の速度 (m/s)

α ：へこみ量 (m)

K_1 、 K_2 ：定数

β ：実験定数

m_1 ：袖部ブロックの質量(kg)

である。また、礫の速度は土石流流速と等しいとし、礫径は最大礫径とする。（設計編第1章2.6.1(4)参照）

第1章 砂防えん堤

2.6.4 土石流時の設計外力の算出（衝撃力を除く）

土石流時の設計外力の設定に必要な土石流のピーク流量、土石流の流速と水深、土石流の単位体積重量、土石流流体力は、土石流・流木対策施設が無い状態を想定して算出する。

『土・対・計 P62』

解説

土石流ピーク流量は計画編第2章2.7.3、土石流の流速と水深は計画編第2章2.8、土石流の単位体積重量は計画編第2章2.9、土石流流体力は計画編第2章2.10に示した方法に基づき算出する。

2.6.5 礫の衝撃力

礫の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての礫の衝撃力を設定する。

『土・対・計 P63』

解説

マスコンクリートでは、(6)式で力(P)が推定できる。

$$P = \beta \cdot n \alpha^{3/2}, \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1+K_2)^2}} \quad \dots (6)$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}, \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}$$

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1n} \right)^{2/5}, \quad n_1 = \frac{1}{m_2}$$

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

ここで、 E_1 、 E_2 ：コンクリートおよび、礫の弾性係数 (N/m²)

ν_1 、 ν_2 ：コンクリートおよび礫のポアソン比

m_2 ：礫の質量(kg)

R：礫の半径 (m)

π ：円周率 (=3.14)

U：礫の速度 (m/s)

α ：へこみ量 (m)

K_1 、 K_2 ：定数

β ：実験定数

m_1 ：袖部ブロックの質量(kg)

である。また、礫の速度は土石流流速と等しいとし、礫径は最大礫径とする。（設計編第1章2.6.1(4)参照）

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.6.7 前庭保護工

砂防堰堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘による本体の破壊を防がなければならない。

『土・対・針 P24』

解説

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、図-4.10に示すように土石流の越流を考慮した構造とし、水叩き厚、水叩き長の設計は、土石流ピーク流量に対する越流水深を用いる。

副堰堤の下流のり勾配は、設計編第1章2.6.2(3)の考え方に従う。副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同じとすることを基本とする。ただし、副堰堤に流木対策施設を設置する場合は、余裕高は見込まないものとする。構造は設計流量に対して河川砂防技術基準 設計編第3章に従い決定する。

副堰堤に設置される流木対策施設の設計は、掃流区間における流木対策施設の設計を準用する。

2.7 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤（補足）

2.7.1 設計基準

ここでは、不透過型コンクリート重力式砂防堰堤を設計するにあたり、「設計編第1章2.6不透過型砂防堰堤の構造」を補足するものである。

2.7.2 安定性の検討

設計編第1章2.6.1によるものとする。

『砂・公 F116.117』

解説

1. 堤底において引張応力を生じさせないよう、堤体の自重及び外力の合力が堤底の中央1/3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。

$$x = \frac{M}{V} \quad \dots (7)$$

$$B/3 \leq x \leq B \cdot 2/3 \quad (0 \leq x \leq B) \quad \dots (8)$$

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/m)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN/m)

B : 堤底幅(m)

砂防堰堤の転倒に対する安定は、荷重の合力の堤底における作用点が堤底内にあれば確保される。したがって、上式(8)にあてはまれば砂防堰堤は転倒しない。また、堤底に引張応力を生じさせないためには荷重の合力の作用線と堤底との交点が堤底の中央1/3内になければならず、

旧

第1章 砂防えん堤

2.6.7 前庭保護工

砂防えん堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘による本体の破壊を防がなければならない。

『土・対・針 P21』

解説

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、図-4.10に示すように土石流の越流を考慮した構造とし、水叩き厚、水叩き長の設計は、土石流ピーク流量に対する越流水深を用いる。

副えん堤の下流のり勾配は、設計編第1章2.6.2(3)の考え方に従う。副えん堤の水通し断面は、本えん堤の水通し断面と同じとすることを基本とする。ただし、副えん堤に流木対策施設を設置する場合は、余裕高は見込まないものとする。構造は設計流量に対して河川砂防技術基準（案）設計編第3章に従い決定する。

副えん堤に設置される流木対策施設の設計は、掃流区間における流木対策施設の設計を準用する。

2.7 不透過型コンクリート重力式砂防えん堤（補足）

2.7.1 設計基準

ここでは、不透過型コンクリート重力式砂防えん堤を設計するにあたり、「設計編第1章2.6不透過型砂防えん堤の構造」を補足するものである。

2.7.2 安定性の検討

設計編第1章2.6.1によるものとする。

『砂・公P116.117』

解説

1. 堤底において引張応力を生じさせないよう、堤体の自重及び外力の合力が堤底の中央1/3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。

$$x = \frac{M}{V} \quad \dots (7)$$

$$B/3 \leq x \leq B \cdot 2/3 \quad (0 \leq x \leq B) \quad \dots (8)$$

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/m)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN/m)

B : 堤底幅(m)

砂防えん堤の転倒に対する安定は、荷重の合力の堤底における作用点が堤底内にあれば確保される。したがって、上式(8)にあてはまれば砂防えん堤は転倒しない。また、堤底に引張応力を生じさせないためには荷重の合力の作用線と堤底との交点が堤底の中央1/3内になければならず、

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

一般的には

$$x = \frac{2}{3} B$$

となる断面が経済的である。

2. 滑動に対する安全率Nは、岩盤基礎の場合にはせん断強度（堤体又は基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度）を考慮しN=4.0とする。砂礫基礎ではせん断強度を無視し、堤高が15m未満の場合を原則としてN=1.2とする。えん堤高が15m以上の場合はN=1.5とする。

滑動に対する安全性は、一般に次式による。

$$N \geq \frac{fV + \tau_0 \ell}{H}$$

N : 安全率

f : 摩擦係数

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)

τ_0 : 堤体または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度(kN/m²)

ℓ : せん断抵抗を期待できる長さ(m) 一般にえん堤の底幅とすることが多い。

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、堤体の任意の箇所最大の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過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。なお、基礎地盤が砂礫の場合は、(1)(2)のほかにクイックサンド及びパイピングに対する安全性をも検討する必要がある。それらについては、基礎の設計を参考とする。

堤体および基礎地盤の破壊に対しては、次式によるものとする。

$$\sigma = \frac{V}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad \dots (9)$$

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot B \quad \dots (10)$$

B : 堤底幅(m)

σ : 堤底上流端または下流端における垂直応力(kN/m²)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

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)

旧

第1章 砂防えん堤

一般的には

$$x = \frac{2}{3} B$$

となる断面が経済的である。

2. 滑動に対する安全率Nは、岩盤基礎の場合にはせん断強度（堤体又は基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度）を考慮しN=4.0とする。砂礫基礎ではせん断強度を無視し、堤高が15m未満の場合を原則としてN=1.2とする。えん堤高が15m以上の場合はN=1.5とする。

滑動に対する安全性は、一般に次式による。

$$N \geq \frac{fV + \tau_0 \ell}{H}$$

N : 安全率

f : 摩擦係数

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)

τ_0 : 堤体または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度(kN/m²)

ℓ : せん断抵抗を期待できる長さ(m) 一般にえん堤の底幅とすることが多い。

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過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。なお、基礎地盤が砂礫の場合は、(1)(2)のほかにクイックサンド及びパイピングに対する安全性をも検討する必要がある。それらについては、基礎の設計を参考とする。

堤体および基礎地盤の破壊に対しては、次式によるものとする。

$$\sigma = \frac{V}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad \dots (9)$$

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot B \quad \dots (10)$$

B : 堤底幅(m)

σ : 堤底上流端または下流端における垂直応力(kN/m²)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

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)

【設計編 第1章 砂防堰堤】

上式(9)は、堤底の上流端における垂直応力を求める式で、値が(+)であれば圧縮応力、(-)であれば引張応力である。

堤底に引張応力を生じさせないためには $-1 \leq \frac{6 \cdot e}{B} \leq 1$ でなければならない。これに、

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot B \text{ を代入すると}$$

$$\frac{1}{3} \cdot B \leq x \leq \frac{2}{3} \cdot B$$

となる。

これらのことから、転倒に対し安定であり、かつ堤底に引張応力を生じないためには、荷重の合力の作用線と堤底との交点が堤底の中央1/3内になければならない。

一般的には $x = \frac{2}{3} \cdot B$ となる断面が経済的である。

上式(9)で求めた σ の値が、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。最大垂直応力の算定には、揚圧力を無視した計算も行う必要がある。

堤体の許容応力は4,500kN/m²または基礎地盤の許容応力を推定により求める場合は、設計編第1章1.2を参考としてよい。なお、この値は標準的なものであり、構造物の重要度地盤の風化や亀裂の程度・固結の程度等により加減して用いて良い。

なお、基礎地盤の許容支持力は、地盤の平板載荷試験を実施して求めるのが望ましい。

2.7.3 本体構造

2.7.3.1 断面形状

重力式コンクリート堰堤の断面形式は、構造上の安全性、経済性、施工性等を考慮して決定する。断面設計位置は、最高堤高位置で設計する。一般的には越流部の断面が最高堤高となることが多いが、状況により非越流部の堤高が高くなることもあるので注意する必要がある。非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性及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。

2.7.3.2 基礎地盤の安定

堰堤基礎は岩着とすることが望ましいが、計画上やむを得ず砂礫基礎とする場合は原則として均一な地層を選定しなければならない。

【砂・公 P117】

解説

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は、

- a) 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力以内に収まっているかどうかを検討する。

第1章 砂防えん堤

上式(9)は、堤底の上流端における垂直応力を求める式で、値が(+)であれば圧縮応力、(-)であれば引張応力である。

堤底に引張応力を生じさせないためには $-1 \leq \frac{6 \cdot e}{B} \leq 1$ でなければならない。これに、

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot B \text{ を代入すると}$$

$$\frac{1}{3} \cdot B \leq x \leq \frac{2}{3} \cdot B$$

となる。

これらのことから、転倒に対し安定であり、かつ堤底に引張応力を生じないためには、荷重の合力の作用線と堤底との交点が堤底の中央1/3内になければならない。

一般的には $x = \frac{2}{3} \cdot B$ となる断面が経済的である。

上式(9)で求めた σ の値が、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。最大垂直応力の算定には、揚圧力を無視した計算も行う必要がある。

堤体の許容応力は4500kN/m²または基礎地盤の許容応力を推定により求める場合は、設計編第1章1.2を参考としてよい。なお、この値は標準的なものであり、構造物の重要度地盤の風化や亀裂の程度・固結の程度等により加減して用いて良い。

なお、基礎地盤の許容支持力は、地盤の平板載荷試験を実施して求めるのが望ましい。

2.7.3 本体構造

2.7.3.1 断面形状

重力式コンクリートえん堤の断面形式は、構造上の安全性、経済性、施工性等を考慮して決定する。断面設計位置は、最高堤高位置で設計する。一般的には越流部の断面が最高堤高となることが多いが、状況により非越流部の堤高が高くなることもあるので注意する必要がある。非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性及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。

2.7.3.2 基礎地盤の安定

えん堤基礎は岩着とすることが望ましいが、計画上やむを得ず砂礫基礎とする場合は原則として均一な地層を選定しなければならない。

解説

① 地盤支持力

えん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は、

- a) えん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力以内に収まっているかどうかを

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

b) 砂礫基礎の場合は均一な基礎を有しているとは限らないので必要に応じて載荷試験等を実施し、支持力を推定し、判定するのが望ましい。

② せん断摩擦抵抗力

堰堤からの水平力に対して、基礎となる地盤が十分なせん断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているかの判定は、堤体から受ける水平力に安全率を乗じた値以上のせん断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているかどうかによって行うが、堰堤破壊の主な原因は基礎地盤のせん断抵抗力および摩擦抵抗力の不足に基因する場合が多いため、必要に応じてせん断試験を実施し、せん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、やむを得ず砂礫を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。

a) 基礎砂礫のパイピング検討

ブライの式およびレーンの式による方法

・ブライの式

$$C_c \leq \frac{\ell + 2d}{\Delta h} \quad \dots (11)$$

C_c : ブライの式のクリープ比 (表-4.17)

ℓ : クリープ総長 (m)

2d : 止水矢板等による浸透径路長 (m)

Δh : 堰堤上下流の水位差 (m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

h₁ : 堰堤上流の基礎面からの水位 (m)

h₂ : 堰堤下流の基礎面からの水位 (m)

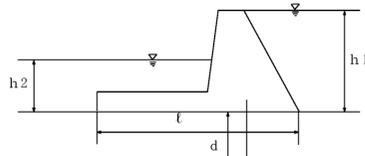


図-4.15 パイピング

旧

第1章 砂防えん堤

検討する。

b) 砂礫基礎の場合は均一な基礎を有しているとは限らないので必要に応じて載荷試験等を実施し、支持力を推定し、判定するのが望ましい。

② 剪断摩擦抵抗力

えん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の判定は、堤体から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どうかによって行うが、えん堤破壊の主な原因は基礎地盤の剪断抵抗力および摩擦抵抗力の不足に基因する場合が多いため、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

えん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、やむを得ず砂礫を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。

a) 基礎砂礫のパイピング検討

ブライの式およびレーンの式による方法

・ブライの式

$$C_c \leq \frac{\ell + 2d}{\Delta h} \quad \dots (11)$$

C_c : ブライの式のクリープ比 (表-4.18)

ℓ : クリープ総長 (m)

2d : 止水矢板等による浸透径路長 (m)

Δh : えん堤上下流の水位差 (m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

h₁ : えん堤上流の基礎面からの水位 (m)

h₂ : えん堤下流の基礎面からの水位 (m)

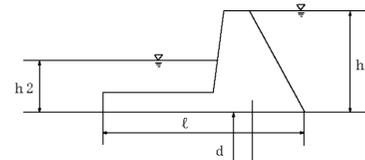


図-4.15 パイピング

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

・レーンの式

$$C_w \leq \frac{\ell / 3 + 2d}{\Delta h} \dots (12)$$

C_w：レーンの式の加重クリープ（表-4.17）

本式の適用は、堤高の低い堰堤・床固工等に対しておおむね良好であるが、堤高の高い堰堤に対してはかなり過大な値を示すようである。クィックサンドおよびパイピングに対する安全性の検討の参考とすることができる。

なお上記二つの式(11)、(12)のうち、大きいクリープ係数を採用すればパイピングに対して安全である。

表-4.17 クリープ比

基礎の構成材料	C _c	C _w	基礎の構成材料	C _c	C _w
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			

『砂・公 P121』

旧

第1章 砂防えん堤

・レーンの式

$$C_w \leq \frac{\ell / 3 + 2d}{\Delta h} \dots (12)$$

C_w：レーンの式の加重クリープ（表-4.18）

本式の適用は、堤高の低いえん堤・床固工等に対しておおむね良好であるが、堤高の高いえん堤に対してはかなり過大な値を示すようである。クィックサンドおよびパイピングに対する安全性の検討の参考とすることができる。

なお上記二つの式(11)、(12)のうち、大きいクリープ係数を採用すればパイピングに対して安全である。

表-4.17 クリープ比

基礎の構成材料	C _c	C _w	基礎の構成材料	C _c	C _w
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			

『砂・公 P121』

2.7.3.3 えん堤基礎の根入れ

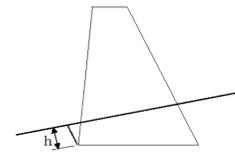
えん堤基礎の根入れは、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して下表を標準とする。

解 説

表-4.18

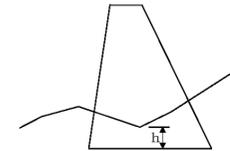
土質・岩質	根入れ深さ(h)	摘要
土質・岩質	根入れ深さ(h)	摘要
土砂	2.0m以上	表土が緩い粘土層の場合は支持層とは考えない
軟岩	1.5m以上	
中硬岩・硬岩	1.0m以上	

(a) 下流が低い場合



h：土質・岩質による所定の根入れ

(b) 一部低い箇所がある場合



h：土質・岩質による所定の根入れ

2.7.3.3 堰堤基礎の根入れ

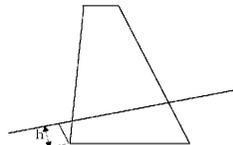
堰堤基礎の根入れは、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して下表を標準とする。

解説

表-4.18

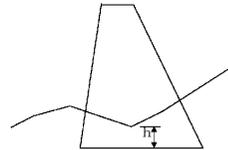
土質・岩質	根入れ深さ(h)	概要
土砂	2.0m以上	表土が緩い粘土層の場合は支持層とは考えない
軟岩	1.5m以上	
中硬岩・硬岩	1.0m以上	

(a) 下流が低い場合



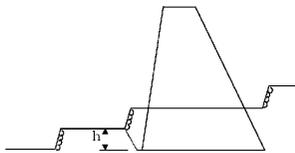
h : 土質・岩質による所定の根入れ

(b) 一部低い箇所がある場合



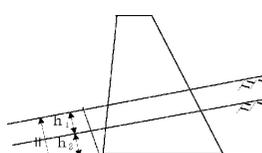
h : 土質・岩質による所定の根入れ

(c) 掘削により前面がなくなってしまう場合



h : 土質・岩質による所定の根入れ

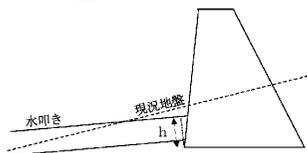
(d) 被覆土がある岩盤の場合



・被覆土のある軟岩の場合
 $H = h_1 + h_2 \geq 2.0m$ と $0.6h_1 + h_2 \geq 1.5m$ の内小さい方

・被覆土のある硬岩の場合
 $H = h_1 + h_2 \geq 2.0m$ と $0.3h_1 + h_2 \geq 1.0m$ の内小さい方

(e) 現況地盤よりも水叩きが低い場合

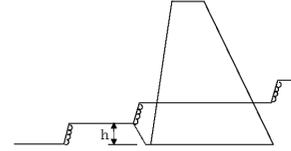


h : 土質・岩質による所定の根入れ

図-4.16

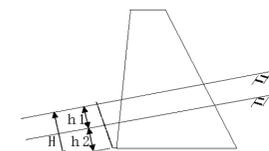
追加

(c) 掘削により前面がなくなってしまう場合



h : 土質・岩質による所定の根入れ

(d) 被覆土がある岩盤の場合



・被覆土のある軟岩の場合
 $H = h_1 + h_2 \geq 2.0m$ と $0.6h_1 + h_2 \geq 1.5m$ の内小さい方

・被覆土のある硬岩の場合
 $H = h_1 + h_2 \geq 2.0m$ と $0.3h_1 + h_2 \geq 1.0m$ の内小さい方

図-4.16

2.7.3.4 カットオフの構造

カットオフを計画する場合は、その目的を明確にして計画する。カットオフを計画する手順は、まず、地盤に対して所定の根入れを行い、その位置をえん堤基礎面とし、次にそれぞれの目的に応じたカットオフを計画することとする。

解説

a) 遮水、パイピング防止が目的の場合

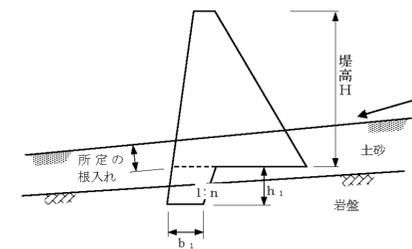


図-4.17

n : 土質による掘削勾配

h1 : パイピング防止に必要な深さ

b1 : 2.0mを標準とする

(注) 以上の外にカットオフを堤底中央附近や上流側にもうけることもある。また、この目的のみの対策としては、別の工法も含め検討が必要である。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.7.3.4 カットオフの構造

カットオフを計画する場合は、その目的を明確にして計画する。カットオフを計画する手順は、まず、地盤に対して所定の根入れを行い、その位置を堰堤基礎面とし、次にそれぞれの目的に応じたカットオフを計画することとする。

解説

a) 遮水、パイピング防止が目的の場合

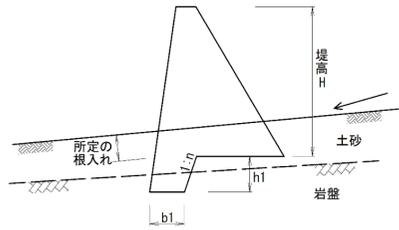


図-4.17

- n : 土質による掘削勾配
- h_1 : パイピング防止に必要な深さ
- b_1 : 2.0mを標準とする

(注) 以上の外にカットオフを堤底中央附近や上流側に設けることもある。また、この目的のみの対策としては、別の工法も含め検討が必要である。

b) 下流部の洗掘に対して設置する場合

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に計画する。

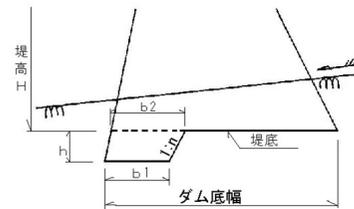


図-4.18

- h : 1.0mを標準とする
- n : 土質による掘削勾配
- b_1 : 2.0mを標準とする

旧

第1章 砂防えん堤

b) 下流部の洗掘に対して設置する場合

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に計画する。

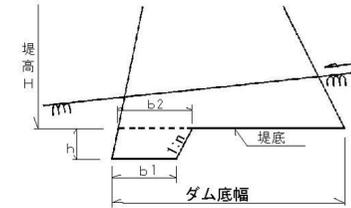


図-4.18

- h : 1.0を標準とする
- n : 土質による掘削勾配
- b_1 : 2.0mを標準とする

c) 経済性を図る目的で設置する場合（断面節約）

基礎が岩盤（軟岩Ⅱ以上）で渓床勾配が急な場合に設置する。

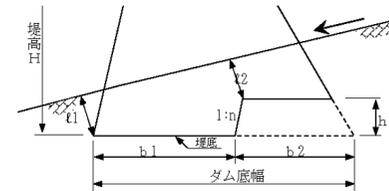


図-4.19

- h : 1.0m以上
 - n : 土質による床堀勾配
 - ℓ_1, ℓ_2 : 土質による所定の根入れ深さ
 - b_1 : えん堤底幅の1/3以上最小2.0m（切り上げて0.5m単位とする。）
 - b_2 : えん堤底幅の1/3以上
- (注) 上記を満足しない場合は、カットオフは設置しないものとする。

【設計編 第1章 砂防堰堤】

c) 経済性を図る目的で設置する場合（断面節約）
 基礎が岩盤（軟岩Ⅱ以上）で溪床勾配が急な場合に設置する。

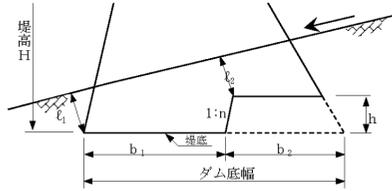


図-4.19

- h : 1.0m以上
 - n : 土質による床堀勾配
 - ℓ_1 、 ℓ_2 : 土質による所定の根入れ深さ
 - b_1 : 堰堤底幅の1/3以上最小2.0m（切り上げて0.5m単位とする。）
 - b_2 : 堰堤底幅の1/3以上
- 注) 上記を満足しない場合は、カットオフは設置しないものとする。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.7.3.5 基礎処理

堰堤の基礎として、十分な強度を得ることができない場合は、想定されるそれぞれの状態に対応できるように適切な基礎処理を設計する。

『砂・公 P121』

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の中から、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。

・地盤支持力、剪断摩擦抵抗力の改善

岩盤基礎の場合は、

- (a) 所定の強度が得られる堰堤の地盤まで掘削する。
- (b) 堤底幅を広くし、応力を分散させる。
- (c) グラウトにより改善を図る。
- (d) 岩盤P S工等により改善を図る。
- (e) 弱部をプラグで置き換えて補強する。

等が一般的である。

砂礫基礎の場合は、

- (a) 堤底幅を広くして応力を分散させる。
- (b) 基礎杭工法により改善を図る。
- (c) ケーソン工法等により改善を図る。
- (d) 砂防ソイルセメントを活用する。

等の方法がある。

・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する。またパイピングに対しては所要の浸透径路長が不足する場合は、

- (a) 堤底幅を広くする。
- (b) 止水壁、カットオフ等を設けて改善を図る。
また堰堤下流部の洗掘に対して、
- (c) 堰堤基礎を必要な深さまで下げる。
- (d) カットオフ等を設ける。
- (e) コンクリート水叩きを設ける。
- (f) 水罅池を設ける。
- (g) 砂防ソイルセメントを活用する。(砂防ソイルセメント施工便覧 (H28) 参照) 等により対処する。

旧

第1章 砂防えん堤

2.7.3.5 基礎処理

えん堤の基礎として、十分な強度を得ることができない場合は、想定されるそれぞれの状態に対応できるように適切な基礎処理を設計する。

『砂・公 P121』

解説

えん堤の基礎処理は、想定されるそれぞれの現象に対処できる工法の中から、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、えん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。

・地盤支持力、剪断摩擦抵抗力の改善

岩盤基礎の場合は、

- (a) 所定の強度が得られるえん堤の地盤まで掘削する。
- (b) 堤底幅を広くし、応力を分散させる。
- (c) グラウトにより改善を図る。
- (d) 岩盤P S工等により改善を図る。
- (e) 弱部をプラグで置き換えて補強する。

等が一般的である。

砂礫基礎の場合は、

- (a) 堤底幅を広くして応力を分散させる。
- (b) 基礎杭工法により改善を図る。
- (c) ケーソン工法等により改善を図る。
- (d) 砂防ソイルセメントを活用する。

等の方法がある。

・その他の改善

えん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する。またパイピングに対しては所要の浸透径路長が不足する場合は、

- (a) 堤底幅を広くする。
- (b) 止水壁、カットオフ等を設けて改善を図る。
またダム下流部の洗掘に対して、
- (c) えん堤基礎を必要な深さまで下げる。
- (d) カットオフ等を設ける。
- (e) コンクリート水叩きを設ける。
- (f) 水罅池を設ける。
- (g) 砂防ソイルセメントを活用する。(砂防ソイルセメント活用ガイドラノン参照) 等により対処する。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

表-4.19 砂礫層の深い場合の基礎工法比較一覧表

工法	全断面巻帯工	イントルージョン工法	高液注入工法	鋼管矢板工法	ケーソン工法	イコス工法
略図						
止水効果 堰盤支持力	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水密性は信頼できないが空層を完全に密すれば完全止水、地盤強化の効果がある。	効果確認の方法、水密性については信頼できないが空層を完全に密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脱層を受けることがあり局部的に浸透路ができ優劣されるおそれがある。	効果の確認可能	全体完全施工すれば完全に止水、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、注入効果判定がむずかしい	高価、注入効果不確実	施工不能となる可能性が大、打込み可能でも地中で破ける	やや高価	効果は構造に不安がある

・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

(7) 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。

(4) グ라우チングによって処理すべき範囲と、改良目標値、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手待ちにつながり、工程計画が複雑になる。

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の間詰めより行い、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、岩盤の状況によって定める。

【砂・公 P123】

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

旧

第1章 砂防えん堤

表-4.19 砂礫層の深い場合の基礎工法比較一覧表

工法	全断面巻帯工	イントルージョン工法	高液注入工法	鋼管矢板工法	ケーソン工法	イコス工法
略図						
止水効果 堰盤支持力	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水密性は信頼できないが空層を完全に密すれば完全止水、地盤強化の効果がある。	効果確認の方法、水密性については信頼できないが空層を完全に密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脱層を受けることがあり局部的に浸透路ができ優劣されるおそれがある。	効果の確認可能	全体完全施工すれば完全に止水、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、注入効果判定がむずかしい	高価、注入効果不確実	施工不能となる可能性が大、打込み可能でも地中で破ける	やや高価	効果は構造に不安がある

・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、えん堤の規模（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

(7) 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。

(4) グ라우チングによって処理すべき範囲と、改良目標値、孔間隔、孔長の決定をしておく。

岩盤のあまりよくないえん堤は、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えん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手待ちにつながり、工程計画が複雑になる。

b) カーテングラウト

砂防えん堤においてはえん堤上流のフィレットの間詰めより行い、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、配列等はえん堤の高さ、岩盤の状況によって定める。

【砂・公 P123】

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、えん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。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

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上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設計する。

(注) 実施に当たっては、平成15年4月1日付け国土交通省河川局治水課河川整備調整官事務連絡「グラウティング技術指針・同解説」を参照されたい。

2.7.4 袖の位置・構造

(1) 袖の位置・構造

袖の位置および構造は、設計編第1章2.6.2、2.6.3による。

(2) 袖の嵌入

袖の両岸への嵌入は堰堤基礎と同程度の安全性を有する地盤まで行うものとする。

『砂・公 P124』

解説

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ことも考えられ、これによる袖の破壊あるいは下流部の洗掘は堰堤本体の破壊の原因になりやすい。

袖はこれらに対処するため、袖の嵌入の深さを本体と同程度の安全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。

袖の嵌入は土質・岩質に応じた深さ以上を標準とする（表-4.20参照）。

袖部地山嵌入部の形状は、地山が土砂で勾配が1.5割より緩い場合および岩盤の場合は地山勾配とし、地山が土砂で勾配が1.5割より急な場合は段切とする。

ただし、堤底部は土砂の場合勾配にかかわらず段切とする。

表-4.20 袖の嵌入深の標準

方法	Aの方法	Bの方法
土砂	3.0m以上	2.0m以上
軟岩	2.5m以上	1.5m以上
中硬岩、硬岩	2.0m以上	1.0m以上

注) A、Bの寸法は地山線もしくは、間詰め仕上げ線のうち不利な方で規定する。

旧

第1章 砂防えん堤

また、えん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上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設計する。

(注) 実施に当たっては、平成15年4月1日付け国土交通省河川局治水課河川整備調整官事務連絡「グラウティング技術指針・同解説」を参照されたい。

2.7.4 袖の位置・構造

(1) 袖の位置・構造

袖の位置および構造は、設計編第1章2.6.2、2.6.3による。

(2) 袖の嵌入

袖の両岸への嵌入はえん堤基礎と同程度の安全性を有する地盤まで行うものとする。

『砂・公 P124』

解説

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ことも考えられ、これによる袖の破壊あるいは下流部の洗掘はえん堤本体の破壊の原因になりやすい。

袖はこれらに対処するため、袖の嵌入の深さを本体と同程度の安全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。

袖の嵌入は土質・岩質に応じた深さ以上を標準とする（表-4.21参照）。

袖部地山嵌入部の形状は、地山が土砂で勾配が1.5割より緩い場合および岩盤の場合は地山勾配とし、地山が土砂で勾配が1.5割より急な場合は段切とする。

ただし、堤底部は土砂の場合勾配にかかわらず段切とする。

表-4.20 袖の嵌入深の標準

方法	Aの方法	Bの方法
土砂	3.0m以上	2.0m以上
軟岩	2.5m以上	1.5m以上
中硬岩、硬岩	2.0m以上	1.0m以上

注) A、Bの寸法は地山線もしくは、間詰め仕上げ線のうち不利な方で規定する。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

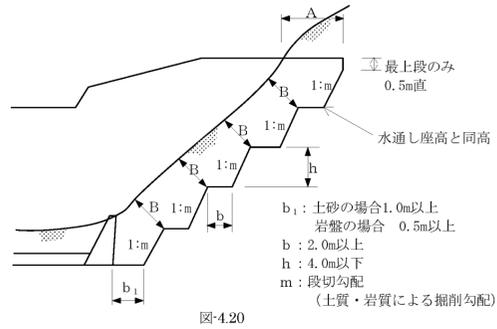


図-4.20

表-4.21 段切勾配

土質	段切勾配
土砂	1:0.5以上
礫交り土・転石交り土	1:0.5以上
軟岩(I)・軟岩(II)	1:0.3以上
中硬岩・硬岩	1:0.1以上

a) 地山が土砂で勾配が1.5割より急な場合

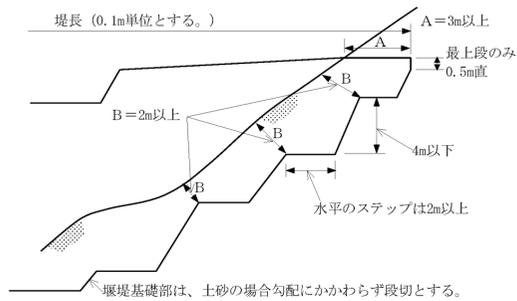


図-4.21

注1. 水通し座高でステップを設ける。(2m以上)

旧

第1章 砂防えん堤

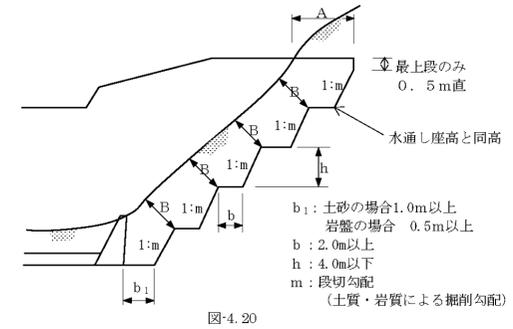


図-4.20

表-4.21 段切勾配

土質	段切勾配
土砂	1:0.5以上
礫交り土・転石交り土	1:0.5以上
軟岩(I)・軟岩(II)	1:0.3以上
中硬岩・硬岩	1:0.1以上

a) 地山が土砂で勾配が1.5割より急な場合

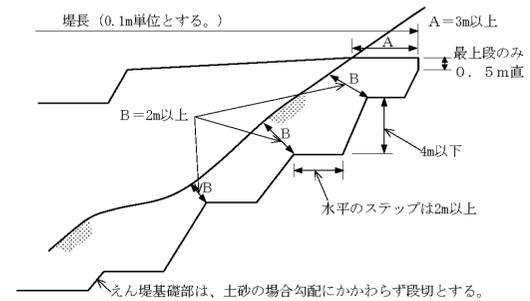


図-4.21

注1. 水通し座高でステップを設ける。(2m以上)

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

b) 地山が土砂で勾配が1.5割より緩い場合

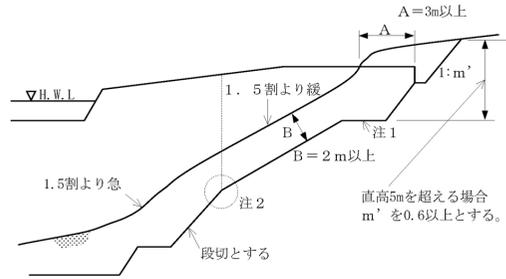


図-4.22

- 注1. 水通し座高でステップを設ける。(2m以上)
- 注2. 地山勾配に合わせてできるだけダム底部の変化点は少なくする。
- 注3. 地山勾配が1.5割より急で区間が長い場合は、小段等を検討する。

c) 地山が岩盤の場合

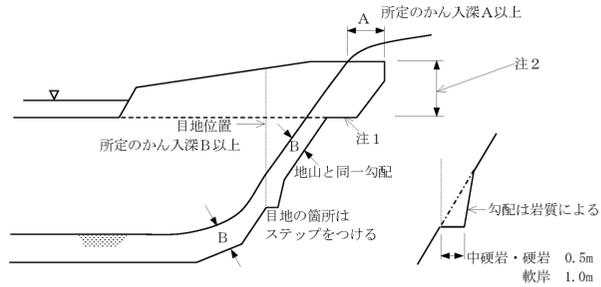


図-4.23

- 注1. 水通し座高でステップを設ける。(2m以上)
- 注2. 水通し高さから上の袖の掘削は1:0.3より緩ければ直高5m以上でも可とする。

旧

第1章 砂防えん堤

b) 地山が土砂で勾配が1.5割より緩い場合

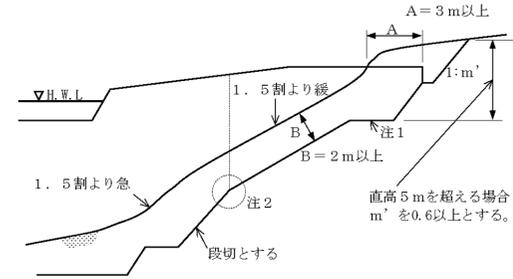


図-4.22

- 注1. 水通し座高でステップを設ける。(2m以上)
- 注2. 地山勾配に合わせてできるだけダム底部の変化点は少なくする。
- 注3. 地山勾配が1.5割より急で区間が長い場合は、小段等を検討する。

c) 地山が岩盤の場合

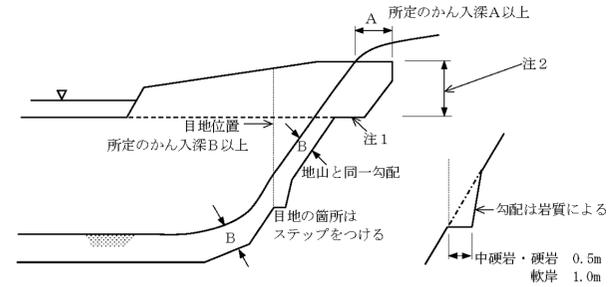


図-4.23

- 注1. 水通し座高でステップを設ける。(2m以上)
- 注2. 水通し高さから上の袖の掘削は1:0.3より緩ければ直高5m以上でも可とする。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

d) 被覆土のある岩盤の場合

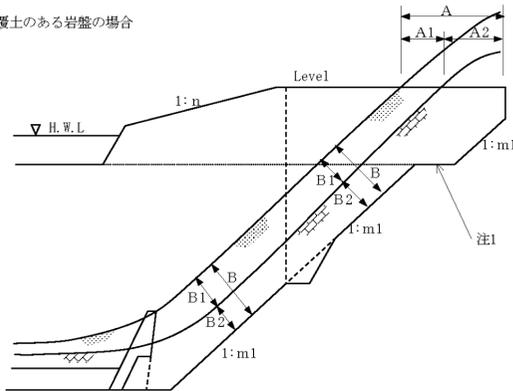


図-4.24

被覆土のある軟岩（Ⅰ・Ⅱ）の場合

$$A = 0.6 \cdot A_1 + A_2 \geq 2.5\text{m} \quad \text{と} \quad A = A_1 + A_2 \geq 3.0\text{m} \quad \text{の内小さい方} \quad \dots\dots(13)$$

$$B = 0.6 \cdot B_1 + B_2 \geq 1.5\text{m} \quad \text{と} \quad B = B_1 + B_2 \geq 2.0\text{m} \quad \text{の内小さい方} \quad \dots\dots(14)$$

被覆土のある中硬岩・硬岩の場合

$$A = 0.3 \cdot A_1 + A_2 \geq 2.0\text{m} \quad \text{と} \quad A = A_1 + A_2 \geq 3.0\text{m} \quad \text{の内小さい方} \quad \dots\dots(15)$$

$$B = 0.3 \cdot B_1 + B_2 \geq 1.0\text{m} \quad \text{と} \quad B = B_1 + B_2 \geq 2.0\text{m} \quad \text{の内小さい方} \quad \dots\dots(16)$$

被覆土が1.0m未満の場合は、被覆土は考慮せず、軟岩、硬岩の場合の所定の根入れ深さをとることとする。

注1. 水通し座高でステップを設ける。(2m以上)

(3) 袖長

袖天端の勾配は原則として地山に取り付くまでとするが、地形上袖長が長くなる場合は次図を参考に計画する。

解説

① 袖長が長くなる場合の構造

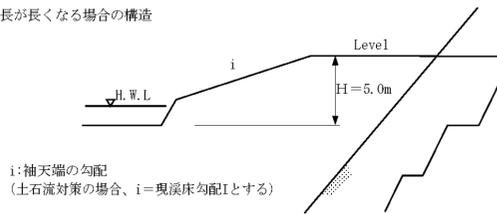


図-4.25

4-44

i:袖天端の勾配
(土石流対策の場合、i=現溪床勾配とする)

旧

第1章 砂防えん堤

d) 被覆土のある岩盤の場合

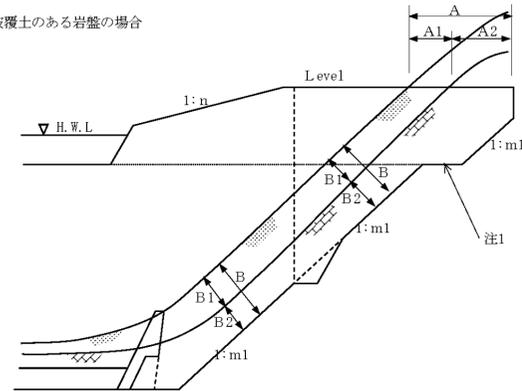


図-4.24

被覆土のある軟岩（Ⅰ・Ⅱ）の場合

$$A = 0.6 \cdot A_1 + A_2 \geq 2.5\text{m} \quad \text{と} \quad A = A_1 + A_2 \geq 3.0\text{m} \quad \text{の内小さい方} \quad \dots\dots(13)$$

$$B = 0.6 \cdot B_1 + B_2 \geq 1.5\text{m} \quad \text{と} \quad B = B_1 + B_2 \geq 2.0\text{m} \quad \text{の内小さい方} \quad \dots\dots(14)$$

被覆土のある中硬岩・硬岩の場合

$$A = 0.3 \cdot A_1 + A_2 \geq 2.0\text{m} \quad \text{と} \quad A = A_1 + A_2 \geq 3.0\text{m} \quad \text{の内小さい方} \quad \dots\dots(15)$$

$$B = 0.3 \cdot B_1 + B_2 \geq 1.0\text{m} \quad \text{と} \quad B = B_1 + B_2 \geq 2.0\text{m} \quad \text{の内小さい方} \quad \dots\dots(16)$$

被覆土が1.0m未満の場合は、被覆土は考慮せず、軟岩、硬岩の場合の所定の根入れ深さをとることとする。

注1. 水通し座高でステップを設ける。(2m以上)

(3) 袖長

袖天端の勾配は原則として地山に取り付くまでとするが、地形上袖長が長くなる場合は次図を参考に計画する。

解説

① 袖長が長くなる場合の構造

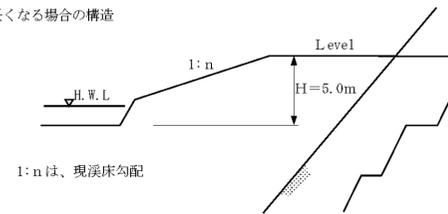


図-4.25

4-43

1:nは、現溪床勾配

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(注) 次に述べる場合には、上図は適用しない。また袖部を上流側に折り曲げる場合は堆砂勾配を別途考慮する。

(7) 屈曲部に堰堤位置があり、偏流によりかなりの水深の増が考えられる場合。

(i) 堆砂区域に田畑等の水平部があり、その水平部を水・土砂が流下し、袖部を越えることが考えられる場合。

② 袖部勾配の考え方

現河床勾配； I	計画堆砂勾配； I / 2
水通し天端； A	水通し部袖肩； B
袖部と地山の交点； C	BとAの高差； h
BとCの距離； L	CとAの高差； H

ケース1 $L \cdot i + h \leq 5.0\text{m}$ (袖部屈折なし)
B点よりC点までIの一勾配とする。

ケース2 $L \cdot i + h > 5.0\text{m}$ (袖部屈折なし)

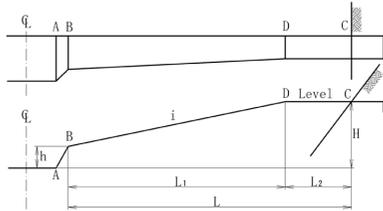


図-4.26

$L_1 = (5.0 - h) \times 1 / i$ の間 i の勾配とし、その外側はレベルとする。

ケース3 ケース2のC、D間に屈折がある場合

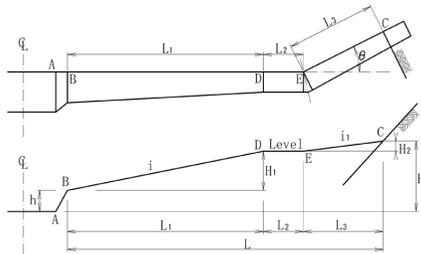


図-4.27

旧

第1章 砂防えん堤

(注) 次に述べる場合には、上図は適用しない。また袖部を上流側に折り曲げる場合は堆砂勾配を別途考慮する。

(7) 屈曲部にえん堤位置があり、偏流によりかなりの水深の増が考えられる場合。

(i) 堆砂区域に田畑等の水平部があり、その水平部を水・土砂が流下し、袖部を越えることが考えられる場合。

② 袖部勾配の考え方

現河床勾配； I	計画堆砂勾配； I / 2
水通し天端； A	水通し部袖肩； B
袖部と地山の交点； C	BとAの高差； h
BとCの距離； L	CとAの高差； H

ケース1 $L \cdot i + h \leq 5.0\text{m}$ (袖部屈折なし)
B点よりC点までIの一勾配とする。

ケース2 $L \cdot i + h > 5.0\text{m}$ (袖部屈折なし)

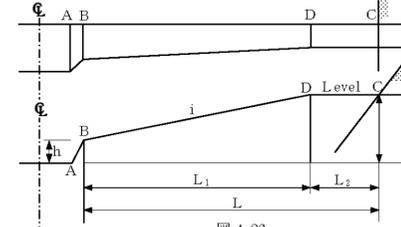


図-4.26

$L_1 = (5.0 - h) \times 1 / i$ の間 i の勾配とし、その外側はレベルとする。

ケース3 ケース2のC、D間に屈折がある場合

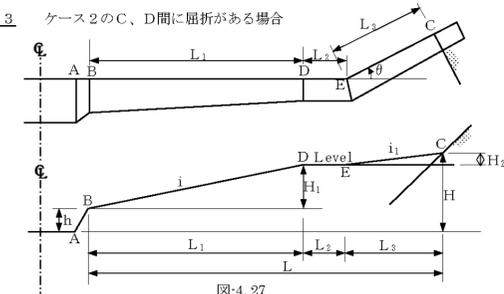


図-4.27

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

$$H = h + H_1 + H_2$$

$$H_1 = 5.0 - h$$

$$L_1 = H_1 \cdot 1 / i$$

C点は $\sin \theta \cdot L_2$ 上流に位置し計画堆砂面より5.0m確保することから、
 $H_2 = \sin \theta \cdot L_2 \cdot i / 2$ (地山勾配を勘案し H_2 、 L_2 はトライアルする。)
 $i_1 = H_2 \cdot 1 / L_2$

ケース4 ケース2のB・D間に屈折がある場合

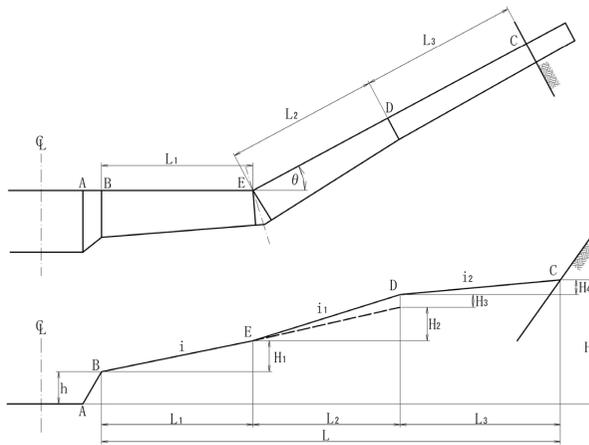


図-4.28

$$H = h + H_1 + H_2 + H_3 + H_4$$

$$H_1 = L_1 \cdot i$$

$$H_2 = 5.0 - h - H_1$$

$$L_2 = H_2 \cdot 1 / i$$

D点は本来の袖勾配と $\sin \theta \cdot L_2$ 上流に位置し計画堆砂面より5.0m確保することから

$$H_3 = \sin \theta \cdot L_2 \cdot i / 2$$

$H_4 = \sin \theta \cdot L_3 \cdot i / 2$ (地山勾配を勘案し H_4 、 L_3 はトライアルする。)

$$i_1 = (H_2 + H_3) \cdot 1 / L_2$$

$$i_2 = H_4 \cdot 1 / L_3$$

旧

第1章 砂防えん堤

$$H = h + H_1 + H_2$$

$$H_1 = 5.0 - h$$

$$L_1 = H_1 \cdot 1 / i$$

C点は $\sin \theta \cdot L_2$ 上流に位置し計画堆砂面より5.0m確保することから、
 $H_2 = \sin \theta \cdot L_2 \cdot i / 2$ (地山勾配を勘案し H_2 、 L_2 はトライアルする。)
 $i_1 = H_2 \cdot 1 / L_2$

ケース4 ケース2のB・D間に屈折がある場合

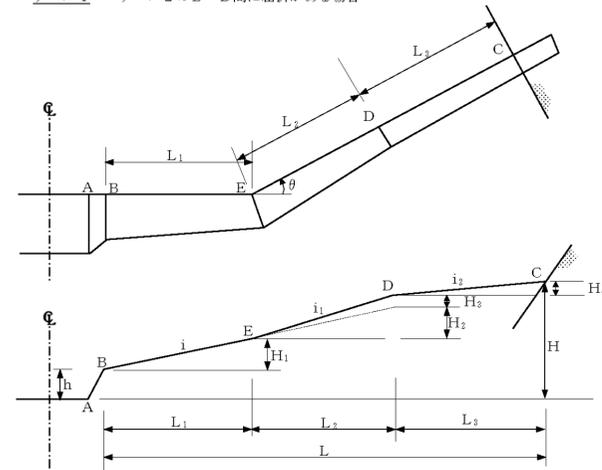


図-4.28

$$H = h + H_1 + H_2 + H_3 + H_4$$

$$H_1 = L_1 \cdot i$$

$$H_2 = 5.0 - h - H_1$$

$$L_2 = H_2 \cdot 1 / i$$

D点は本来の袖勾配と $\sin \theta \cdot L_2$ 上流に位置し計画堆砂面より5.0m確保することから

$$H_3 = \sin \theta \cdot L_2 \cdot i / 2$$

$H_4 = \sin \theta \cdot L_3 \cdot i / 2$ (地山勾配を勘案し H_4 、 L_3 はトライアルする。)

$$i_1 = (H_2 + H_3) \cdot 1 / L_2$$

$$i_2 = H_4 \cdot 1 / L_3$$

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(4) 袖折れ堰堤の設計

更新

- ①袖折れ堰堤はやむを得ない場合を除き、原則採用しない（やむを得ない場合は地形、用地、地質の制約がある場合等とする）。袖折れ堰堤を計画する際は、以下の点に留意すること。
- ②折れ角度は現地の状況を勘案して設定する。
- ③袖部の折れ点には継目を設けず、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

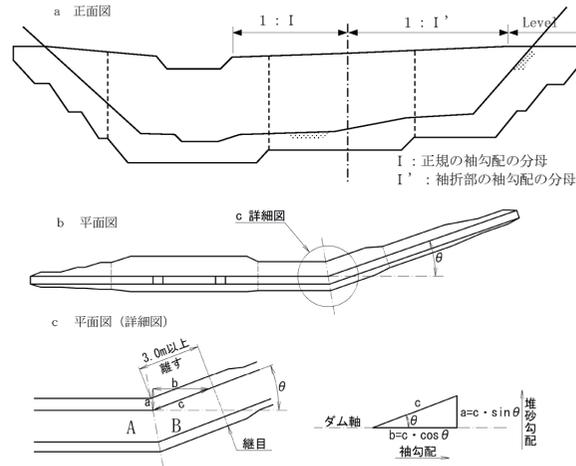


図-4.29

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。

I、I'の算出については、(3)袖長②袖勾配の考え方を参照のこと

2.7.5 前庭保護工

副堤、水叩き、垂直壁、側壁護岸 取付護岸、護床工の構造は以下の設計に従い設計するものとする。

2.7.5.1 副堤

副堤の位置および天端の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘及び下流渓床低下の防止に対する所要の効果が十分発揮されるように定めるものとし、副堤の水通し、本体、基礎、袖の設計は本堤に準じて行う。ただし、袖勾配は、原則として水平とするものとする。

『国・河・設 P.495、砂・公P125』

第1章 砂防えん堤

(4) 袖折れえん堤の設計

更新

- ①袖折れえん堤はやむを得ない場合を除き、原則採用しない（やむを得ない場合は地形、用地、地質の制約がある場合等とする）。袖折れえん堤を計画する際は、以下の点に留意すること。
- ②原則として折れ角度は45°以下とする。
- ③袖部の折れ点には継目を設けず、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

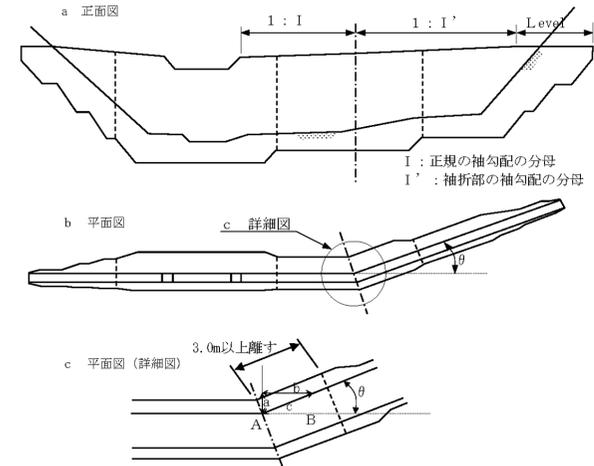


図-4.29

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。

I、I'の算出については、(3)袖長②袖勾配の考え方を参照のこと

2.7.5 前庭保護工

副堤、水叩き、垂直壁、側壁護岸 取付護岸、護床工の構造は以下の設計に従い設計するものとする。

2.7.5.1 副堤

副堤の位置および天端の高さは、えん堤基礎地盤の洗掘及び下流渓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、副堤の本体、基礎、袖の設計は本堤に準じて行う。ただし、袖勾配は、原則として水平とするものとする。

『河・砂・設 P.14、砂・公P125』

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

解説

位置及び天端の高さは下記①、②を参考にして定める。

① 副堤（垂直壁）の位置

(a) 経験式（堤高20mまで）

$$L = C \cdot (H_1 + h_s) \quad (\text{経験式}) \quad \dots\dots(17)$$

L : 本、副堤間の長さ（本堤天端下流端から副堤天端下流端までの長さ）(m)

H₁ : 水叩き天端または基礎岩盤面からの本堤の高さ(m)

h_s : 本堤の越流水深(m)

表 4.22

堤高	Cの値
H ≤ 8	2.00
8 < H < 12	2.0~1.5
12 ≤ H	1.50

(注) Cの値はHで判断する。堤高8 < H < 12の0.5mピッチのCの値は次表とする。

表 4.23

堤高 (H)	Cの値
8.5	2.0
9.0	1.9
9.5	1.9
10.0	1.8
10.5	1.7
11.0	1.7
11.5	1.6

(b) 半理論式（堤高20m以上）

『砂・公P126』

$$L \geq \ell + X + b_s \quad \dots\dots(18)$$

ℓ : 水脈飛距離(m)

$$\ell = V_0 \left(\frac{2 \left(H_1 + \frac{1}{2} h_s \right)}{g} \right)^{\frac{1}{2}}$$

V₀ : 本堤越流部流速(m/s)

$$V_0 = \frac{q_0}{h_s}$$

q₀ : 本堤越流部単位幅当たり流量(m³/s)

h_s : 本堤の越流水深(m)

旧

第1章 砂防えん堤

解説

位置及び天端の高さは下記①、②を参考にして定める。

① 副堤（垂直壁）の位置

(a) 経験式（堤高20mまで）

$$L = (C) \cdot (H_1 + h_s) \quad (\text{経験式}) \quad \dots\dots(17)$$

L : 本、副堤間の長さ（本堤天端下流端から副堤天端下流端までの長さ）(m)

H₁ : 水叩き天端または基礎岩盤面からの本堤の高さ(m)

h_s : 本堤の越流水深(m)

表 4.22

堤高	Cの値
H ≤ 8	2.00
8 < H < 12	2.0~1.5
12 ≤ H	1.50

(注) Cの値はHで判断する。堤高8 < H < 12の0.5mピッチのCの値は次表とする。

表 4.23

堤高 (H)	Cの値
8.5	2.0
9.0	1.9
9.5	1.9
10.0	1.8
10.5	1.7
11.0	1.7
11.5	1.6

(b) 半理論式（堤高20m以上）

『砂・公P126』

$$L \geq \ell + X + b_s \quad \dots\dots(18)$$

ℓ : 水脈飛距離(m)

$$\ell = V_0 \left(\frac{2 \left(H_1 + \frac{1}{2} h_s \right)}{g} \right)^{\frac{1}{2}}$$

V₀ : 本堤越流部流速(m/s)

$$V_0 = \frac{q_0}{h_s}$$

q₀ : 本堤越流部単位幅当たり流量(m³/s)

h_s : 本堤の越流水深(m)

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

H_1 : 水叩き天端または基礎岩盤面からの本堤の高さ(m)

g : 重力の加速度 (9.81m/s²)

X : 跳水の距離(m)

$$X = \beta h_j$$

β : 係 数 (4.5~5.0)

h_j : 水叩き天端または基礎岩盤面から副堤の越流水面までの高さ(m)

$$h_j = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right)$$

h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深(m)

$$h_1 = q_1 / V_1$$

q_1 : 水脈落下地点の跳水前の単位幅当たり流量(m³/s)

V_1 : 水脈落下地点流速(m/s)

$$V_1 = \sqrt{2 g (H_1 + h_g)}$$

F_1 : 水脈落下地点の跳水前のフルード数

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g H_1}}$$

b_2 : 副ダムの天端幅(m)

② 副堤の天端の高さ

a) 経験式 (堤高20mまで)

$$H_2 = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) H$$

H_2 : 本・副堤の重複高 (本堤底高と副堤天端高の差) (m)

H : 本堤の堰堤高(m)

b) 半理論式 (堤高20m以上)

$$H_2' = h_j - h_2$$

H_2' : 水叩き天端 (または基礎岩盤面) より副堤天端までの高さ(m)

h_2 : 副堤の堰の公式によって求められる越流水深

(一般に本堤の越流水深と同一としている) (m)

旧

第1章 砂防えん堤

H_1 : 水叩き天端または基礎岩盤面からの本堤の高さ(m)

g : 重力の加速度 (9.81m/s²)

X : 跳水の距離(m)

$$X = \beta h_j$$

β : 係 数 (4.5~5.0)

h_j : 水叩き天端または基礎岩盤面から副堤の越流水面までの高さ(m)

$$h_j = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right)$$

h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深(m)

$$h_1 = q_1 / V_1$$

q_1 : 水脈落下地点の跳水前の単位幅当たり流量(m³/S)

V_1 : 水脈落下地点流速(m/s)

$$V_1 = \sqrt{2 g (H_1 + h_g)}$$

F_1 : 水脈落下地点の跳水前のフルード数

$$F_1 = V_1 / \sqrt{g H_1}$$

b_2 : 副ダムの天端幅(m)

② 副堤の天端の高さ

a) 経験式 (堤高20mまで)

$$H_2 = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) H$$

H_2 : 本・副堤の重複高 (本堤底高と副堤天端高の差) (m)

H : 本堤のえん堤高(m)

b) 半理論式 (堤高20m以上)

$$H_2' = h_j - h_2$$

H_2' : 水叩き天端 (または基礎岩盤面) より副堤天端までの高さ(m)

h_2 : 副堤の堰の公式によって求められる越流水深

(一般に本堤の越流水深と同一としている) (m)

【設計編 第1章 砂防堰堤】

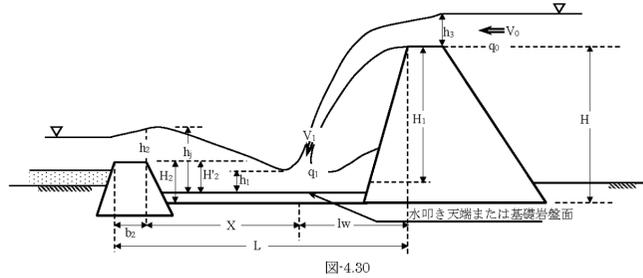


図-4.30

③ 副堤の袖

袖勾配は、原則として水平とする。

『砂・公 P.126』

2.7.5.2 水叩き

水叩きは砂防堰堤前底部に直接設け、堰堤天端からの落下水、落下砂礫等による前底部の洗掘を防止するものである。

『砂・公 P.129』

解説

砂防堰堤の基礎および下流側溪床が硬岩で亀裂が少ないと、水叩きを設けない場合もあるが、例え前底部が岩盤であっても、亀裂の有無、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、硬岩基礎であっても一般に副堰堤を設置して前底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底部の保護を図る。水叩きは原則として水平とするが、溪床勾配が急な場合は現溪床勾配の1/2程度を目標とし、最大でも1/10より急にならないように計画する（第42回建設省技術研究報告 昭和63年度参照）。この場合垂直壁から下流に落差を設けることも検討する。ただし、水叩き底面は現溪床高以下とすること。なお溪床が岩盤の場合は1/10の勾配にこだわる必要はない。

① 水叩きの長さ

『砂・公 P.133』

水叩きの長さは、落下水が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。一般に前記による副堰堤の位置を求める式を参考にして定める。

② 水叩きの厚さ

『砂・公 P.133、134』

a) 経験式

砂礫地盤で水褥池がない場合

$$t = 0.2(0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) \quad \dots(19)$$

追加

第1章 砂防えん堤

③ 副堤の袖

袖勾配は原則として水平とする。

『砂・公 P.126』

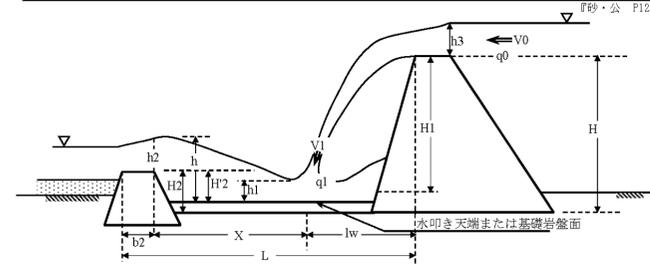


図-4.30

2.7.5.2 水叩き

水叩きは砂防えん堤前底部に直接設けたえん堤天端からの落下水、落下砂礫等による前底部の洗掘を防止するものである。

『砂・公 P.128』

解説

砂防えん堤の基礎および下流側溪床が硬岩で亀裂が少ないと、水叩きを設けない場合もあるが、例え前底部が岩盤であっても、亀裂の有無、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。えん堤高が15m以上の場合、硬岩基礎であっても一般に副えん堤を設置して前底部を保護するのが一般的である。砂礫基礎の場合は副えん堤と水叩きを併用して前底部の保護を図る。水叩きは原則として水平とするが、溪床勾配が急な場合は現溪床勾配の1/2程度を目標とし、最大でも1/10より急にならないように計画する。この場合垂直壁から下流に落差をもうけることも検討する。ただし、水叩き底面は現溪床高以下とすること。なお溪床が岩盤の場合は1/10の勾配にこだわる必要はない。

① 水叩きの長さ

『砂・公 P.133』

水叩きの長さは、落下水が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。一般に前記による副えん堤の位置を求める式を参考にして定める。

② 水叩きの厚さ

a) 経験式

砂礫地盤で水褥池がない場合

$$t = 0.2(0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) \quad \dots(19)$$

【設計編 第1章 砂防堰堤】

砂礫地盤で水衝池がある場合

$$t = 0.1(0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) \quad \dots\dots(20)$$

t : 水叩きの厚さ (m)
 H₁ : 水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ (m)
 h₃ : 本堤の越流水深 (m)

岩盤の場合

岩盤の場合の水叩き厚さは、砂礫地盤の水叩き厚さの7割とする。

水叩きの厚さの最小厚は砂礫地盤の場合0.7m、岩盤の場合0.5m（風化防止）とし、計算値がこの値以下になった場合のみ、これを使用する。

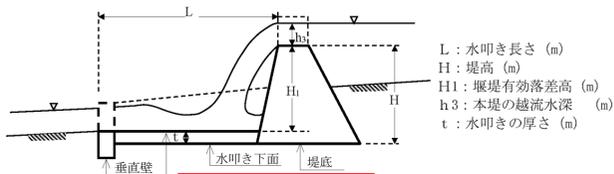


図-4.31 水叩き長さおよび水叩き厚さ（経験式の場合）

追加

b) 揚圧力から求める式

$$t \geq \frac{4}{3} \frac{\Delta h - \Delta u}{W_c - 1} \quad \dots\dots(21)$$

W_c : 水叩きコンクリートの単位体積重量 (kN/m³)
 Δh : 上下流水位差 (m)
 Δh = h₁ - h₂
 h₁ : 堰堤上流の水叩き天端高からの水深 (m)
 h₂ : 堰堤下流の跳水後の水叩き天端高からの水深 (m)
 Δu : 堰堤底下流幅までの損失揚圧力 (m)

第1章 砂防えん堤

砂礫地盤で水衝池がある場合

$$t = 0.1(0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) \quad \dots\dots(20)$$

t : 水叩きの厚さ (m)
 H₁ : 水叩き天端から本えん堤水通し天端までの高さ (m)
 h₃ : 本堤の越流水深 (m)

岩盤の場合

『砂・公 P.133, 134』

岩盤の場合の水叩き厚さは、砂礫地盤の水叩き厚さの7割とする。

水叩きの厚さの最小厚は砂礫地盤の場合0.7m、岩盤の場合0.5m（風化防止）とし、計算値がこの値以下になった場合のみ、これを使用する。

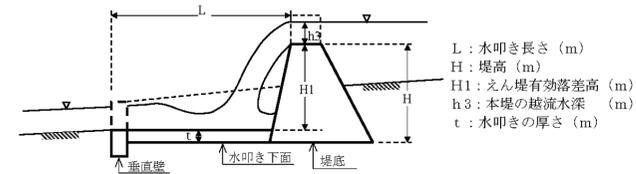


図-4.31 水叩き長さおよび水叩き厚さ（経験式の場合）

a) 揚圧力から求める式

$$t \geq \frac{4}{3} \frac{\Delta h - \Delta u}{W_c - 1} \quad \dots\dots(21)$$

W_c : 水叩きコンクリートの単位体積重量 (kN/m³)
 Δh : 上下流水位差 (m)
 Δh = h₁ - h₂
 h₁ : えん堤上流の水叩き天端高からの水深 (m)
 h₂ : えん堤下流の跳水後の水叩き天端高からの水深 (m)
 Δu : えん堤底下流幅までの損失揚圧力 (m)

【設計編 第1章 砂防堰堤】

$$\Delta u = \frac{\ell'}{\ell} \Delta h$$

ℓ : 総浸透経路長 (m) (図-4.32)

ℓ' : 堰堤底下流端までの浸透経路長 (m) (図-4.32)

4/3 : 安全率

- c) 水叩きの厚さは堰堤水通しより落下する流水の質（砂礫や転石を含むか否か）、落下水の衝撃力、あるいは水叩き底面に作用する揚圧力にも十分耐える必要がある。
- d) 経験式(19)、(20)は、砂防堰堤前庭部の洗掘深に関するRiediegerの式を、 $h_s < 5.0\text{m}$ 、 $H_1 < 10.0\text{m}$ の範囲について $0.6H_1 + 3h_s = 1.0$ と近似し、水叩きの厚さはこの洗掘深に比例としたものである。水叩きの厚さとそれ以外に水溜池の深さが水叩き厚さの2倍以上なければ、水叩きの破壊につながる恐れがあるので注意を要する。
- e) 式(21)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（5m以上）に対しては過大に算出される傾向がある。
- f) 一般に水叩きの厚さは3.0m以下とする場合が多いので、式(19)または(20)の計算結果が3.0mを超えるときは3.0mとする（ただし、土石流が流下する溪流や流送土砂の著しい場合は別途考慮する）。
- g) 特に地盤が不良な場合の水叩きの厚さは、式(19)または(20)で必要な厚さを求めた後、式(21)の揚圧力に対して必要な厚さと比較して、厚さが不足するときはこれを増加させるか、または基礎の設計に述べたような基礎処理によって減少させるよう努める。水叩きは一般に等厚とするので、このとき式(21)は水叩きの上流端で検討すれば良い。

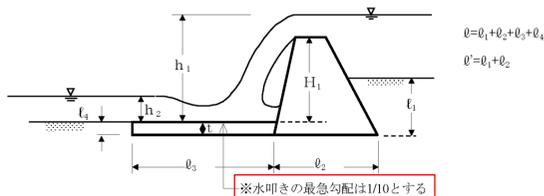


図-4.32 水叩きの厚さ

2.7.5.3 垂直壁

水叩き先端の基礎は一般に局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。このため、副堤を併用しない水叩き先端には、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。

『砂・公 P.134』

解説

- ①垂直壁の水通し天端高は、現溪床と同じか低くし、水叩き末端面の高さに合わせる。
- ②垂直壁の水通し断面は本堤の水通し断面と同一とすることを原則とする。

追加

第1章 砂防えん堤

$$\Delta u = \frac{\ell'}{\ell} \Delta h$$

ℓ : 総浸透経路長 (m) (図-4.32)

ℓ' : えん堤底下流端までの浸透経路長 (m) (図-4.32)

4/3 : 安全率

- b) 水叩きの厚さはえん堤水通しより落下する流水の質（砂礫や転石を含むか否か）、落下水の衝撃力、あるいは水叩き底面に作用する揚圧力にも十分耐える必要がある。
- c) 経験式(19)、(20)は、砂防えん堤前庭部の洗掘深に関するRiediegerの式を、 $h_s < 5.0\text{m}$ 、 $H_1 < 10.0\text{m}$ の範囲について $0.6H_1 + 3h_s = 1.0$ と近似し、水叩きの厚さはこの洗掘深に比例としたものである。水叩きの厚さとそれ以外に水溜池の深さが水叩き厚さの2倍以上なければ、水叩きの破壊につながる恐れがあるので注意を要する。
- d) 式(21)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。高いえん堤（5m以上）に対しては過大に算出される傾向がある。
- e) 一般に水叩きの厚さは3.0m以下とする場合が多いので、式(19)または(20)の計算結果が3.0mを超えるときは3.0mとする（ただし、土石流が流下する溪流や流送土砂の著しい場合は別途考慮する）。
- f) 特に地盤が不良な場合の水叩きの厚さは、式(19)または(20)で必要な厚さを求めた後、式(21)の揚圧力に対して必要な厚さと比較して、厚さが不足するときはこれを増加させるか、または基礎の設計に述べたような基礎処理によって減少させるよう努める。水叩きは一般に等厚とするので、このとき式(21)は水叩きの上流端で検討すれば良い。

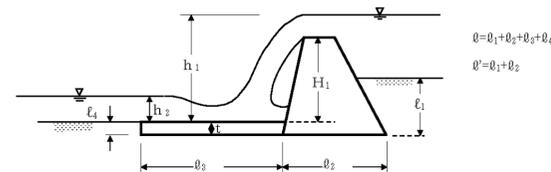


図-4.32 水叩きの厚さ

2.7.5.3 垂直壁

水叩き先端の基礎は、局所洗掘を受けやすく水叩きの破壊の原因となる場合が多く、副堤を併用しない水叩き先端には垂直壁を設けなければならない。

『砂・公 P.134』

解説

- ①垂直壁の水通し天端高は、現溪床と同じか低くし、水叩き末端面の高さに合わせる。
- ②垂直壁の水通し断面は本堤の水通し断面と同一とすることを原則とする。
- ③垂直壁の水通し天端幅は水叩き厚（低減する場合は低減前）と同じにする。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

追加

- ③垂直壁の水通し天端幅は水叩き厚（低減する場合は低減前）と同じにする。
ただし、最小幅を1.0mとし、最大は本堤の水通し天端幅と同じとする。
- ④断面形状は表法勾配（下流側）1:0.2、裏法勾配（上流側）は直とする。
ただし、下流側に落差がある場合は、洪水時の安定計算を実施して裏法勾配を決定する。
- ⑤根入れの深さは表-4.24を標準とする。
- ⑥垂直壁には袖を設け、袖勾配は原則として水平とする。袖の根入れは表-4.25を標準とする。

表-4.24 根入れ深

土質	根入れ(d)
土砂	1.5m以上
軟岩	1.0m以上
中硬岩以上	0.5m以上

(注) 下流側に落差がない場合

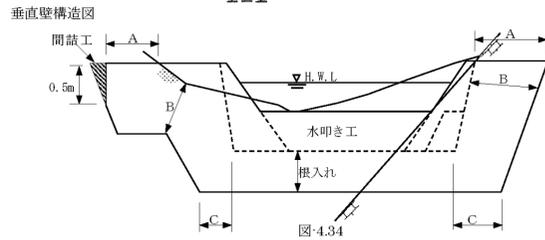
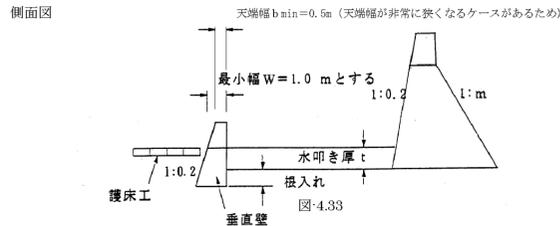


表-4.25 嵌入深の標準

基礎地盤	A	B	C
砂礫・岩塊玉石	2.0m以上	2.0m以上	1.5m以上
軟岩(I)・軟岩(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

注) 袖天端幅の最小幅は0.5mとする。

旧

第1章 砂防えん堤

- ただし、最小幅を1.0mとし、最大は本堤の水通し天端幅と同じとする。
- ④断面形状は表法勾配（下流側）1:0.2、裏法勾配（上流側）は直とする。
- ⑤根入れの深さは表-4.25を標準とする。
- ⑥垂直壁には袖を設け、袖勾配は原則として水平とする。袖の根入れは表-4.26を標準とする。

表-4.24 根入れ深

土質	根入れ(d)
土砂	1.5m以上
軟岩	1.0m以上
中硬岩以上	0.5m以上

(注) 下流側に落差がない場合

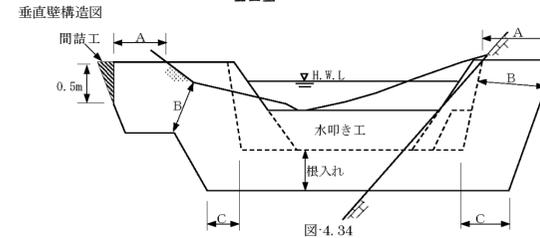
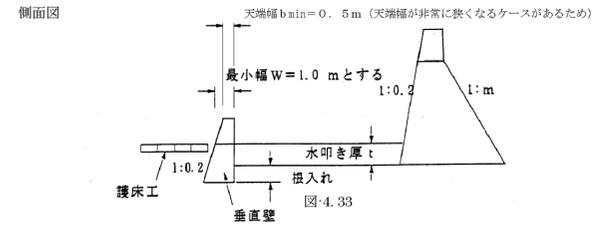


表-4.25 嵌入深の標準

基礎地盤	A	B	C
砂礫・岩塊玉石	2.0m以上	2.0m以上	1.5m以上
軟岩(I)・軟岩(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

注) 袖天端幅の最小幅は0.5mとする。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

平面図

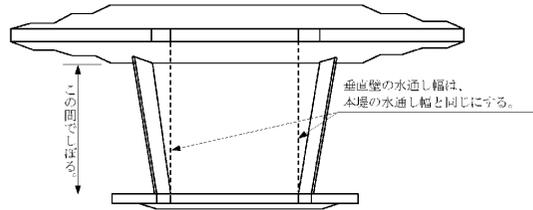


図-4.35

平面図

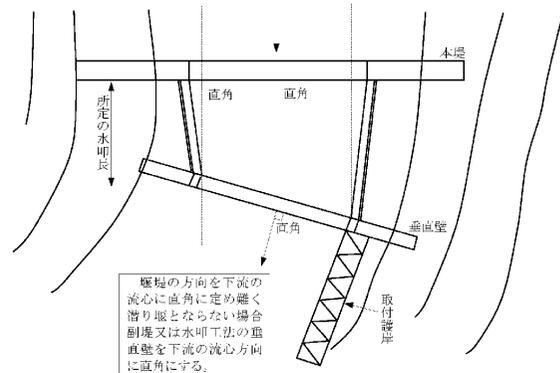


図-4.36

旧

第1章 砂防えん堤

平面図

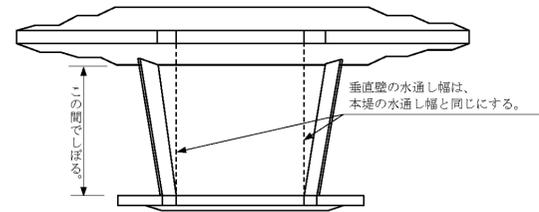


図-4.35

平面図

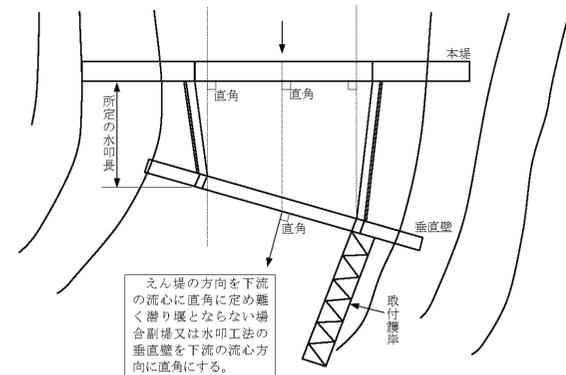


図-4.36

2.7.5.4 側壁護岸

側壁護岸はえん堤の水通し天端より落下する流水によって本堤と副堤、垂直壁との間で発生する恐れのある側方侵食を防止するために設置する。

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.7.5.4 側壁護岸

側壁護岸は、堰堤の水通し天端より落下する流水によって、本堤と副堤、または垂直壁との間において発生する恐れのある側方浸食を防止しうる構造として設計するものとする。

『河・河・設 P.495』

解説

- ①側壁護岸の断面形状は、天端幅50cm、表法勾配5分、裏法勾配3分のもたれ式擁壁タイプを標準とするが、安定計算によるものとし、受け持つ土圧に対して安全な構造とする。
- ②根入れは水叩きの基礎底面と等高とする。
- ③側壁の位置は、流水の落下する位置より後退させるものとする。
- ④側壁護岸の天端は、下流端を副堤または垂直壁の袖天端と等高とし、水叩きの勾配や背後地盤等を考慮し上流に向かって水平以上とする。
- ⑤側壁部は岩が露出した場合は張コンタイプで検討する。
- ⑥側壁護岸の水抜きは、原則として常時湛水が予想される水位に設けないものとする。

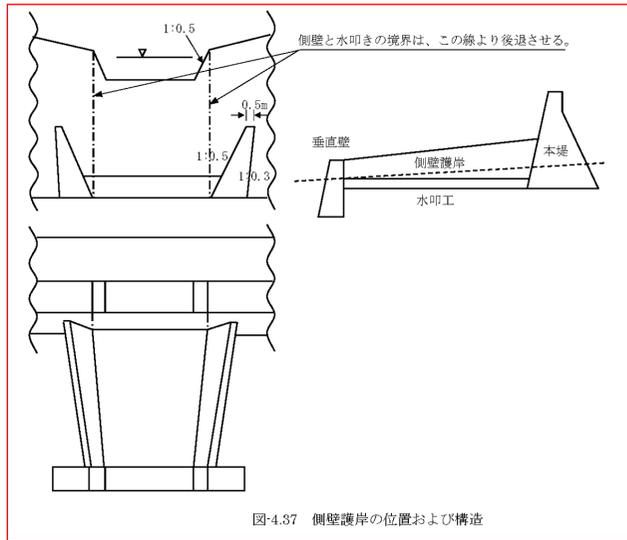
⑦側壁護岸と上部間詰め工（ブロック積等）の間は、2m以上の小段を設置し防水処理を行う。2mの離隔を確保できない場合は、側壁護岸と上部間詰め工は多段積擁壁とみなし、別途安定計算を実施する。

『河・河・設 P495』、『砂・公 P135、136』、『第42回建設省技術研究発表報告 昭和63年度 P806』

更新

追加

更新



第1章 砂防えん堤

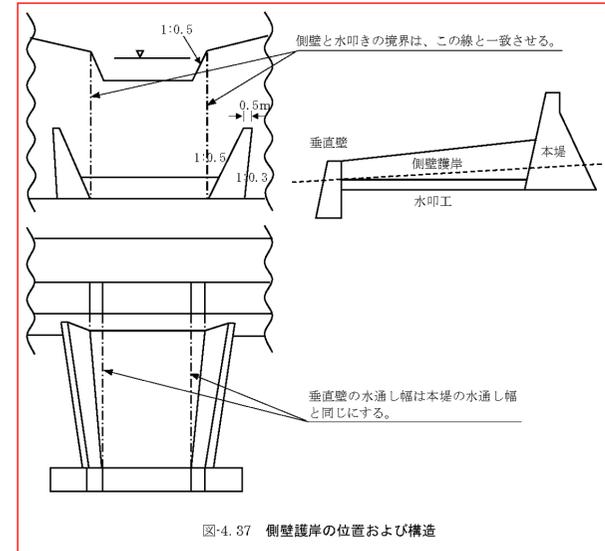
解説

①側壁護岸の断面形状は天端幅50cm表法勾配5分、裏法勾配3分のもたれ式擁壁タイプを標準とする。一般には、側壁護岸が受け持つ土圧のみに対して安全な構造としている。このため、盛土の場合は、自然の背後地より締まり具合が悪いのが普通で護岸の変位およびはらみ出しによる破壊を防ぐ意味で自立した護岸とするのが一般的である。これ以外の箇所では、もたれ式護岸も用いられる。

更新

- ②根入れは水叩きの基礎底面と等高とする。
- ③側壁の位置は、流水の落下する位置より後退させるものとする。
- ④側壁護岸の天端は、下流端を副堤または垂直壁の袖天端と等高とし、水叩きの勾配や背後地盤等を考慮し上流に向かって水平以上とする。
- ⑤側壁部は岩が露出した場合は張コンタイプで検討
側壁護岸の水抜きは、原則として常時湛水が予想される水位に設けないものとする。

『河・砂・設 P17』



更新

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

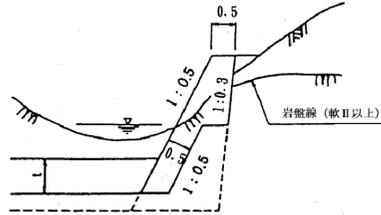


図-4.38 側壁護岸の構造（岩盤（軟Ⅱ以上）の場合）

2.7.5.5 取付護岸

副堤等の下流の溪岸が水通し幅より狭く欠壊を生じる恐れがある場合は、護岸工によって保護する必要がある。

『砂・公 P.137』

解説

- ①取付護岸は練積ブロックを標準とする。
- ②護岸工が破壊しないようになめらかに現況溪岸に取付ける。
- ③護岸工前面の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。
- ④取付護岸の河幅のしぼり込みは、前庭保護工の側壁のしぼり込みと同程度とする。

$$\frac{B_1 - B_2}{\ell_1} = \frac{B_2 - B_3}{\ell_2} \text{を目安とする。}$$

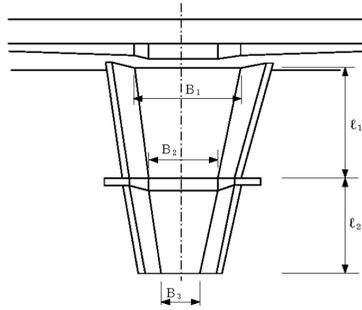


図-4.39

旧

第1章 砂防えん堤

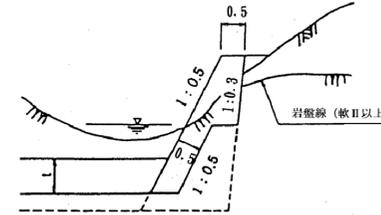


図-4.38 側壁護岸の構造（岩盤（軟Ⅱ以上）の場合）

2.7.5.5 取付護岸

副堤・垂直壁の下流の溪岸が水通し幅より狭く欠壊を生じる恐れがある場合は、護岸工により保護する。

『砂・公 P.137』

解説

- ①取付護岸は練積ブロックを標準とする。
- ②護岸工が破壊しないようになめらかに現況溪岸に取付ける。
- ③護岸工前面の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。
- ④取付護岸の河幅のしぼり込みは、前庭保護工の側壁のしぼり込みと同程度とする。

$$\frac{B_1 - B_2}{\ell_1} = \frac{B_2 - B_3}{\ell_2} \text{を目安とする。}$$

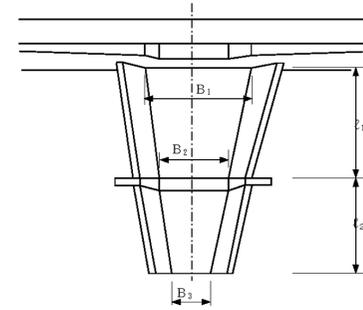


図-4.39

新

【設計編 第1章 砂防堤堤】

2.7.5.6 護床工

護床工は副堤・垂直壁の下流の浜床の洗掘防止のため、必要に応じて設置する。

解説

①護床工は浜床材料、浜床勾配、対象流量等を総合的に検討し、設計するものとするが、一般に大転石やコンクリートブロックが用いられる。

②施工延長は、次式によって算出した長さ以上とする。

$$l = (2.0 + 0.2)H + H + 0.5 = 3.2H + 0.5 \quad \dots\dots(22)$$

l : 護床工の設置長 (m)

H : 垂直壁天端よりの根入 (m)

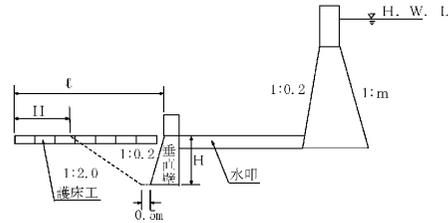


図-4.40

2.7.5.7 打設目地

1. 側壁工の両端部には瀝青目地材を施工し、本堤と副堤との縁切りを行う。
2. 側壁工が長い場合は、中間部にも瀝青目地材を施工する。この時、水叩工には瀝青目地材を設置せず同位置に施工目地（打継目、チップング処理）を設置する。
3. 水叩工は水平方向に打継がない。本堤、副堤、側壁との接地面は無処理で打継ぐ。（瀝青目地材は設置しない）
4. 側壁工は水叩き高さで打継がない。水抜管を設置する場合は、平水位より0.2m程度上に設置し、天端からの高さの1/3より上には設けない。

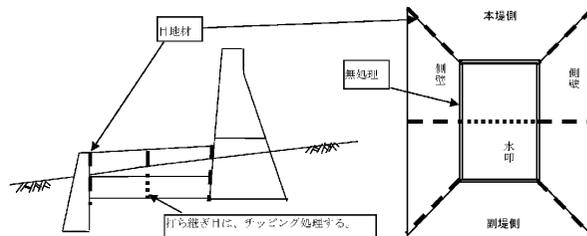


図-4.41

旧

第1章 砂防えん堤

2.7.5.6 護床工

護床工は副堤・垂直壁の下流の浜床の洗掘防止のため、必要に応じて設置する。

解説

①護床工は浜床材料、浜床勾配、対象流量等を総合的に検討し、設計するものとするが、一般に大転石やコンクリートブロックが用いられる。

②施工延長は、次式によって算出した長さ以上とする。

$$l = (2.0 + 0.2)H + H + 0.5 = 3.2H + 0.5 \quad \dots\dots(22)$$

l : 護床工の設置長 (m)

H : 垂直壁天端よりの根入 (m)

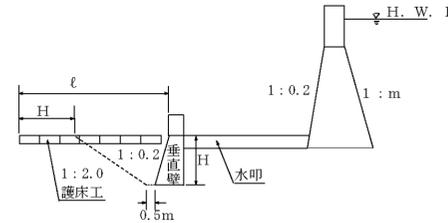


図-4.40

2.7.5.7 打設目地

1. 側壁工の両端部には瀝青目地材を施工し、本堤と副堤との縁切りを行う。
2. 側壁工が長い場合は、中間部にも瀝青目地材を施工する。この時、水叩工には瀝青目地材を設置せず同位置に施工目地（打継目、チップング処理）を設置する。
3. 水叩工は水平方向に打継がない。本堤、副堤、側壁との接地面は無処理で打継ぐ。（瀝青目地材は設置しない）
4. 側壁工は水叩き高さで打継がない。水抜管を設置する場合は、平水位より0.2m程度上に設置し、天端からの高さの1/3より上には設けない。

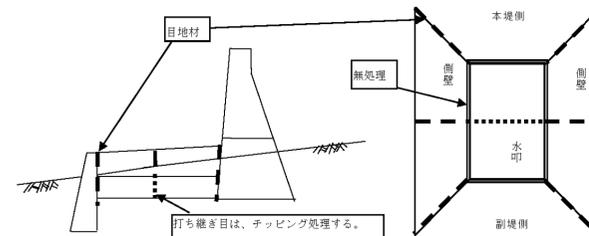


図-4.41

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.7.6 付属物等の設計

(1) 水抜暗渠

水抜暗渠は、一般に流出土砂量の調節、施工中の流水の切り替え、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けられる。

『砂・公 P.137』

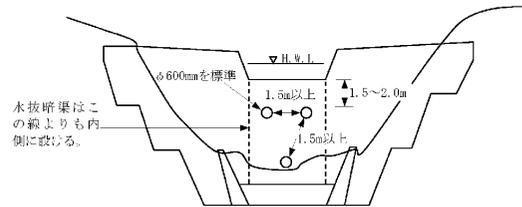
解説

水抜暗渠は、その目的により大きさ、形状、数量および配置を設計しなければならないが、堰堤の構造上水抜箇所に応力の集中を起しやすいため、その設計にあたっては、慎重に対処することとする。

水抜暗渠は、次の目的で設計する。

- ① 施工中の流水の処理
- ② 堆砂後の浸透水圧減殺
- ③ 許容流送土砂の調節
- ④ 洪水の調節ならびに土石流の調節

水抜暗渠の大きさ、数、位置は流送土石礫の径および平水量を勘案のうえ、決定する。



図・4.42

- ・ 上段水抜は水通し天端から1.5～2.0m離す。
- ・ 水抜の大きさは通常内径600mmの円形を標準とする。流出する土砂・礫の粒径が大きい場合は大きく、小さい場合は小さくする。
- ・ 水抜を2箇所以上設ける場合は相互の間隔を1.5m以上確保する。配列は上下の水抜が縦方向に重ならないように千鳥とする。
- ・ 水抜の位置は水通し下幅の範囲内とする。

旧

第1章 砂防えん堤

2.7.6 付属物等の設計

(1) 水抜暗渠

水抜暗渠は、一般に流出土砂量の調節、施工中の流水の切り替え、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けられる。

『河・砂・設 P.18、砂・設・実 P.10、砂・公 P.137』

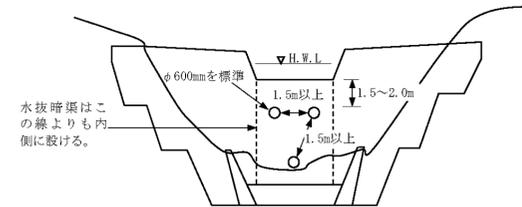
解説

水抜暗渠は、その目的により大きさ、形状、数量および配置を設計しなければならないが、えん堤の構造上水抜箇所に応力の集中を起しやすいため、その設計にあたっては、慎重に対処することとする。

水抜暗渠は、次の目的で設計する。

- ① 施工中の流水の処理
- ② 堆砂後の浸透水圧減殺
- ③ 許容流送土砂の調節
- ④ 洪水の調節ならびに土石流の調節

水抜暗渠の大きさ、数、位置は流送土石礫の径および平水量を勘案のうえ、決定する。



図・4.42

- ・ 上段水抜は水通し天端から1.5～2.0m離す。
- ・ 水抜の大きさは通常内径600mmの円形を標準とする。流出する土砂・礫の粒径が大きい場合は大きく、小さい場合は小さくする。
- ・ 水抜を2箇所以上設ける場合は相互の間隔を1.5m以上確保する。配列は上下の水抜が縦方向に重ならないように千鳥とする。
- ・ 水抜の位置は水通し下幅の範囲内とする。

新

【設計編 第1章 砂防えん堤】

(2) 間詰め

間詰めは、堰堤本体の安定と堰堤サイト付近の地山保護を目的として設けるものであり、地山への嵌入深、取合せ等に十分留意し設計しなければならない。

【砂・公 P.138】

解説

①間詰め工の配置

間詰めは、一般に掘削部においておこない、基礎掘削部の場合の間詰めは、岩盤基礎はコンクリート、砂礫基礎は砂礫あるいはコンクリートでおこなう。本体の立ち上がり部および袖の嵌入部の間詰めは、岩盤の場合はコンクリート、土砂盤の場合は土留擁壁を設け土砂で埋め戻すことが多い。

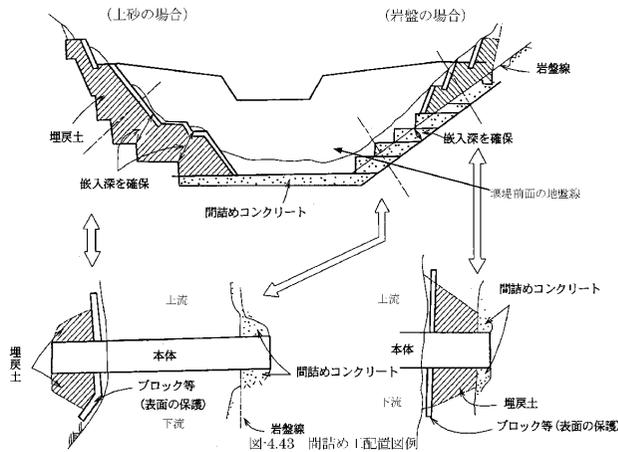
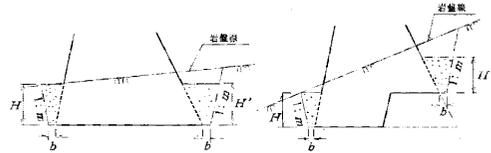


図-4.43 間詰め工配置図例

②砂防堰堤基礎部における間詰めコンクリート

下流側間詰めコンクリートの打ち上げ高さ(H)は、岩盤線までとする。
上流側間詰めコンクリートの打ち上げ高さ(H')は、下流側と同程度とする。
ただし、下流側に水叩き工を設けた場合のH'は岩質に応じた根入れ深さと同程度とする。



H : H' = Hとする。 m : 土質による床掘勾配 b : 0.30m (岩盤で別途打設の場合) 0.0m (岩盤の場合の原則) 注)

図-4.44

旧

第1章 砂防えん堤

(2) 間詰め

間詰めは、えん堤本体の安定とえん堤サイト付近の地山保護を目的として設けるものであり、地山への嵌入深、取合せ等に十分留意し設計しなければならない。

【砂・公 P.138】

解説

①間詰め工の配置

間詰めは、一般に掘削部においておこない、基礎掘削部の場合の間詰めは、岩盤基礎はコンクリート、砂礫基礎は砂礫あるいはコンクリートでおこなう。本体の立ち上がり部および袖の嵌入部の間詰めは、岩盤の場合はコンクリート、土砂盤の場合は土留擁壁を設け土砂で埋め戻すことが多い。

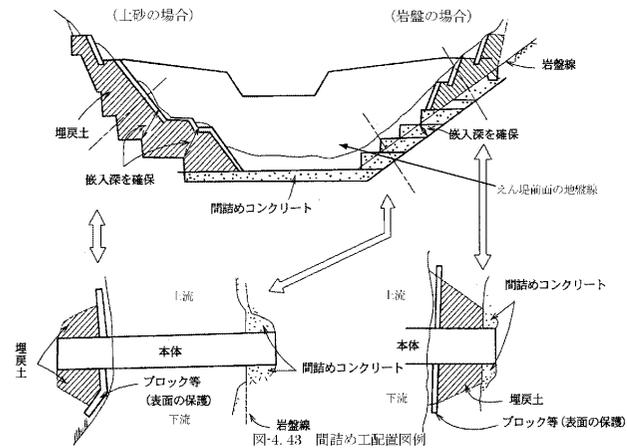
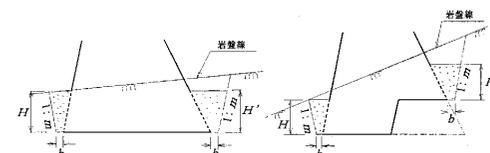


図-4.43 間詰め工配置図例

②砂防えん堤基礎部における間詰めコンクリート

下流側間詰めコンクリートの打ち上げ高さ(H)は、岩盤線までとする。
上流側間詰めコンクリートの打ち上げ高さ(H')は、下流側と同程度とする。
ただし、下流側に水叩き工を設けた場合のH'は岩質に応じた根入れ深さと同程度とする。



H : H' = Hとする。 m : 土質による床掘勾配 b : 0.30m (岩盤で別途打設の場合) 0.0m (岩盤の場合の原則) 注)

図-4.44

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

注) 間詰めコンクリートとカットオフは同時打設とすることを標準とする。
 間詰めコンクリートと堰堤本体コンクリートは、同時打設を基本とするが、湧水等現場条件により施工、品質の確保が出来ない場合には、別途打設とする。

表-4.26 間詰め工法の適用工法

地質	埋戻し		表面の保護等	
	適用区分	工 法	表面処理勾配 (地山勾配) 1:0.5 1.0 1.5 2.0	工 法
土砂地盤	全般	土砂による埋戻し	1:0.5	植生工 ブロックマット プレキャスト枠工 布製型枠 ブロック積工 (12cm) ブロック積工 (35cm) ブロック積工
			1.0	植生工 ブロックマット プレキャスト枠工 布製型枠 ブロック積工 (12cm) ブロック積工 (35cm) ブロック積工
岩盤地盤	全般	階段状間詰めコンクリート工	1.5	特には不要
		土砂厚<1.0m 階段状間詰めコンクリート工	2.0	特には不要
岩盤地盤 + 土砂地盤	全般	岩盤縁まで間詰めコンクリート工 + 土砂による埋戻し	1:0.5	植生工 ブロックマット プレキャスト枠工 布製型枠 ブロック積工 (12cm) ブロック積工 (35cm) ブロック積工
		土砂厚≧1.0m	1.0	植生工 ブロックマット プレキャスト枠工 布製型枠 ブロック積工 (12cm) ブロック積工 (35cm) ブロック積工

注1) 上表は、一応の目安であり現地の状況を十分に勘案の上、適切な工法を検討することが必要。
 注2) 植生工の適用可能勾配 (1:1.5より緩勾配) において湧水や表面流による浸食が懸念される場合、構造物工 (ブロックマット、プレキャスト枠工等) から経済性を踏まえて適切な工法を選定すること。
 注3) ブロックマット・布製型枠を採用する場合は、製品の使用条件 (適用勾配等) を確認の上、適切な施工をすること。

更新

表-4.27 ブロック積工の直高と表面処理勾配の関係

直高 (m)	表面処理勾配 (背面勾配)
~1.5	1:0.3
1.5~3.0	1:0.4
3.0~5.0	1:0.5

『道路土工-擁壁工指針 (平成24年度版) P168』

追加

旧

第1章 砂防えん堤

注) 間詰めコンクリートとカットオフは同時打設とすることを標準とする。
 間詰めコンクリートとえん堤本体コンクリートは、同時打設を基本とするが、湧水等現場条件により施工、品質の確保が出来ない場合には、別途打設とする。

表-4.26 間詰め工法の適用工法

地質	埋戻し		表面の保護等		
	適用区分	工 法	適用区分	工 法	
土砂地盤	全般	土砂による埋戻し	表面処理勾配 (地山勾配) が2割以上緩い場合	植生工 法枠工 平張ブロック工 (袖勾配のある場合)	
			表面処理勾配が1割以上2割までの場合	張ブロック工 平張ブロック工 石羽口工	
			表面処理勾配が1割より急な場合	積ブロック工 法枠工	
岩盤地盤	全般	階段状間詰めコンクリート工		特には不要	
岩盤地盤 + 土砂地盤	全般	土砂厚<1.0m	階段状間詰めコンクリート工	特には不要	
		土砂厚>1.0m	岩盤縁まで間詰めコンクリート工 + 土砂による埋戻し	表面処理勾配 (地山勾配) が2割以上緩い場合	植生工 法枠工 平張ブロック工 (袖勾配のある場合)
				表面処理勾配が1割以上2割までの場合	張ブロック工 平張ブロック工 石羽口工
表面処理勾配が1割より急な場合	積ブロック工 法枠工				

注1) 上表は、一応の目安であり現地の状況を十分に勘案の上、適切な工法を検討することが必要。
 注2) 同等な工法としてブロックマットを採用する場合は、製品の使用条件を確認の上、適切な施工をすること。

更新

(3) 収縮目地

堤軸方向の伸縮目地については以下のとおりとする

解説

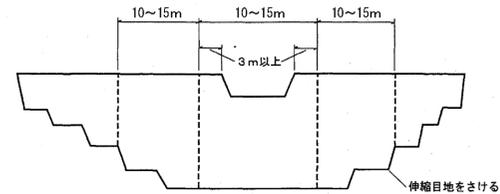


図-4.45

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(3) 収縮目地

堤軸方向の伸縮目地については以下のとおりとする

解説

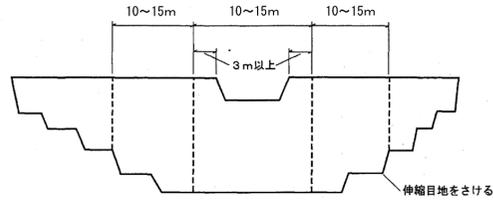


図-4.45

解説

温度応力によるコンクリートのひび割れを防止するため、またはコンクリート打設設備の能力に併せて、コンクリート堰堤には、一般に適当な間隔の収縮継目が設けられる。堰堤の軸に直角方向の継目を横継目、堰堤の軸に平行な継目を縦継目という。

砂防の重力式コンクリート堰堤は、治水、利水の重力式コンクリート堰堤に比べ、一般に堤高が低く、上下流方向の堤体が短いため、原則として、堰堤の軸に平行な縦継目は設けないものとする。

横継目は、温度応力によるひび割れを防止するため設ける。

横継目の位置及び間隔は、堰堤地点の気温、堰堤の高さ、堰堤建設の速度、コンクリートの品質の程度等、直接ひび割れ防止に関係する要素のみでなく、コンクリートの搬入能力、堰堤地点の横断面の形、岩盤の種類及び状態等、施工および構造に関係する要素を総合して決定する。

- ①両岸取付部付近で最もひび割れが発生しやすく、両岸取付部と水通し袖部の中間の断面の変移点に設けるものとする。
- ②一般に、継目の間隔は10~15m程度とする。
- ③収縮目地は、水通し肩から3m以上は離すこととする。
- ④目地材は、樹脂発砲体目地板 (t=10mm) 等を上下流面側10~20cm程度設ける。

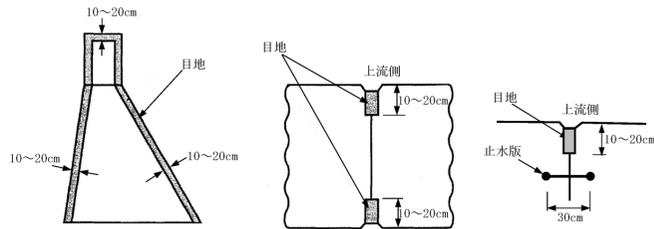


図-4.46

4-61

第1章 砂防えん堤

解説

温度応力によるコンクリートのひび割れを防止するため、またはコンクリート打設設備の能力に併せて、コンクリートえん堤には、一般に適当な間隔の収縮継目が設けられる。えん堤の軸に直角方向の継目を横継目、えん堤の軸に平行な継目を縦継目という。

砂防の重力式コンクリートえん堤は、治水、利水の重力式コンクリートえん堤に比べ、一般に堤高が低く、上下流方向の堤体が短いため、原則として、えん堤の軸に平行な縦継目は設けないものとする。

横継目は、温度応力によるひび割れを防止するため設ける。

横継目の位置及び間隔は、えん堤地点の気温、えん堤の高さ、えん堤建設の速度、コンクリートの品質の程度等、直接ひび割れ防止に関係する要素のみでなく、コンクリートの搬入能力、えん堤地点の横断面の形、岩盤の種類及び状態等、施工および構造に関係する要素を総合して決定する。

- ①両岸取付部付近で最もひび割れが発生しやすく、両岸取付部と水通し袖部の中間の断面の変移点に設けるものとする。
- ②一般に、継目の間隔は10~15m程度とする。
- ③収縮目地は、水通し肩から3m以上は離すこととする。
- ④目地材は、樹脂発砲体目地板 (t=10mm) 等を上下流面側10~20cm程度設ける。

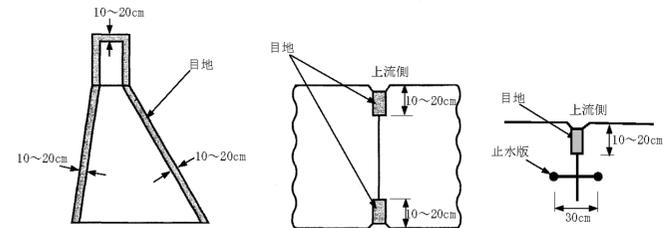


図-4.46

(4) 止水板

収縮継目からの漏水防止として必ず止水板を設置する。

解説

止水板は、横収縮継目の上流面に近い場所に、ほぼ鉛直方向に水密装置として設けるものである。止水板は水密性、耐久性の大きい材料を用い、伸縮に応じられる型のもの良い(センターバルブ型フラット幅300mm、厚さ7mm塩ビ止水板等)。

止水板の埋込位置は、余り上流面に近いと、温度変化の影響を受けて付着を害するおそれがある。

設置位置は、えん堤の上流面から50cm内側に、横継目に直角に設けるものとし、余裕高まで設けることを原則とする。

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(4) 止水板

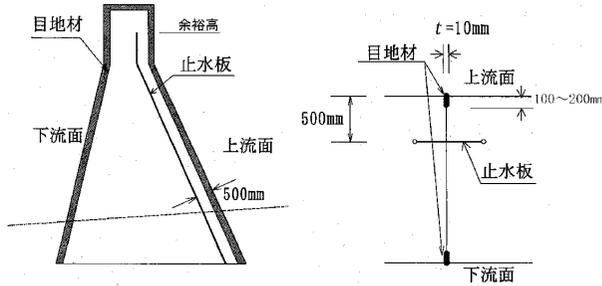
収縮継目からの漏水防止として必ず止水板を設置する。

解説

止水板は、横収縮継目の上流面に近い場所に、ほぼ鉛直方向に水密装置として設けるものである。止水板は水密性、耐久性の大きい材料を用い、伸縮に応じられる型のものが多い(センターバルブ型フラット幅300mm、厚さ7mm塩ビ止水板等)。

止水板の埋込み位置は、余り上流面に近いと、温度変化の影響を受けて付着を害するおそれがある。

設置位置は、堰堤の上流面から50cm内側に、横継目に直角に設けるものとし、余裕高まで設けることを原則とする。



注) 止水板の設置高は余裕高までとする。

やむを得ず水通し部に収縮目地を設ける場合
止水板の巻き込み

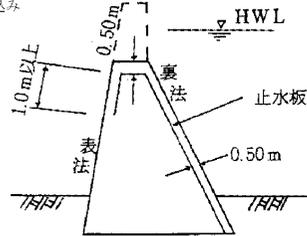
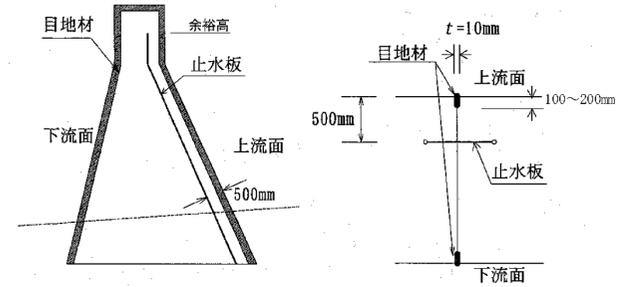


図-4.47 止水板設置位置図

第1章 砂防えん堤



注) 止水板の設置高は余裕高までとする。

やむを得ず水通し部に収縮目地を設ける場合
止水板の巻き込み

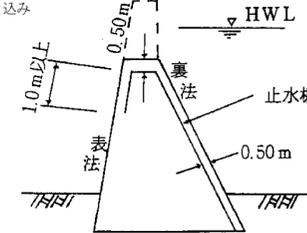


図-4.47 止水板設置位置図

2.8 不透過型鋼製砂防えん堤 (補足)

2.8.1 設計基準

ここでは、不透過型鋼製砂防えん堤を設計するにあたり、「設計編第1章2.6不透過型砂防えん堤の構造」を補足するものである。

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.8 不透過型鋼製砂防堰堤（補足）

2.8.1 設計基準

ここでは、不透過型鋼製砂防堰堤を設計するにあたり、「設計編第1章2.6不透過型砂防堰堤の構造」を補足するものである。

2.8.2 安定性の検討

(1) 安定計算に用いる荷重

安定計算に用いる荷重は「設計編第1章2.6.1」によるものとする。

解説

1.5m未満の荷重を図示すると図-4.48、図-4.49のとおりである。

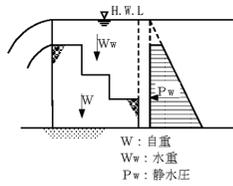


図-4.48 洪水時（堤高15m未満）

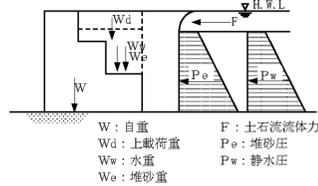


図-4.49 土石流時（堤高15m未満）

『鋼・砂・便 P.150』

(2) 重力式構造物としての安定性の検証

堰堤本体の安定計算は、原則として水通し部及び非越流部の二次元断面について行うものとし、重力式堰堤として下記の条件を満足していることを必要条件とする。

- ① 堰堤が転倒しないこと。
- ② 堰底と基礎地盤との間または基礎地盤内で滑動しないこと。
- ③ 基礎地盤に作用する最大荷重強度が地盤の許容支持力以内であること。

『鋼・砂・便 P.151』

解説

①については、転倒の安全性を一般に次式によって確かめられる。安全率は、1.2以上とする。ただし、堤高15m以上の場合は1.5以上とする。

$$F = \frac{M_r}{M_o}$$

F : 安全率

M_o : 単位幅当たり断面に作用する外力による転倒モーメント (kN・m)

M_r : 単位幅当たり断面の自重による抵抗モーメント (kN・m)

なお、枠堰堤の抵抗要素を鋼骨組に期待する場合は、堰堤の自重および外力の着地点が堰底の中央1/3内に入ることが望ましい。

第1章 砂防えん堤

2.8.2 安定性の検討

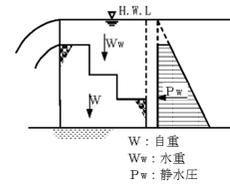
(1) 安定計算に用いる荷重

安定計算に用いる荷重は「設計編第1章2.6.1」によるものとする。

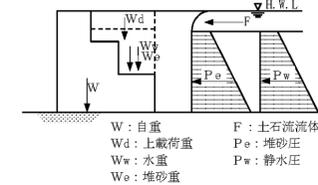
『鋼・砂・便 P.150』

解説

1.5m未満の荷重を図示すると図-4.48、4.49のとおりである。



W : 自重
Wd : 上載荷重
Ww : 水重
Pw : 静水圧



F : 土石流流体力
Pe : 堆砂圧
Pw : 静水圧
We : 堆砂重

図-4.48 洪水時（堤高15m未満）

図-4.49 土石流時（堤高15m未満）

(2) 重力式構造物としての安定性の検証

えん堤本体の安定計算は、原則として水通し部および非越流部の2次元断面について行うものとし、重力式えん堤として下記の条件を満足していることを必要条件とする。

- ① 堰堤が転倒しないこと。
- ② 堰底と基礎地盤との間または基礎地盤内で滑動しないこと。
- ③ 基礎地盤に作用する最大荷重強度が地盤の許容支持力以内であること。

『鋼・砂・便 P.151』

解説

①については、転倒の安全性を一般に次式によって確かめられる。安全率は、1.2以上とする。ただし、堤高15m以上の場合は1.5以上とする。

$$F = \frac{M_r}{M_o}$$

F : 安全率

M_o : 単位幅当たり断面に作用する外力による転倒モーメント (kN・m)

M_r : 単位幅当たり断面の自重による抵抗モーメント (kN・m)

なお、枠えん堤の抵抗要素を鋼骨組に期待する場合は、えん堤の自重および外力の着地点が堰底の中央1/3内に入ることが望ましい。

②については、えん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。堰堤と基礎地盤の接触面における滑動に対する安全は、一般に次式によって確かめられる。

$$F \leq \frac{f \cdot \sum V}{\sum H}$$

ここで、F : 安全率で1.2以上とする。ただし堤高15m以上の場合は1.5以上とする。

【設計編 第1章 砂防堰堤】

②については、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。堤体と基礎地盤の接触面における滑動に対する安全は、一般に次式によって確かめられる。

$$F = \frac{f \cdot \Sigma V}{\Sigma H}$$

ここで、F : 安全率で1.2以上とする。ただし堤高15m以上の場合は1.5以上とする。

f : 摩擦係数

ΣV : 単位幅当り断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣH : 単位幅当り断面に作用する水平力(kN/m)

(3) せん断抵抗性の考え方

鋼製不透過型砂防堰堤は、重力式構造物としての安定性が保証されていなければならない。このため、枠堰堤やセル堰堤等の中詰材を使用する堰堤の場合は、粒状体の中詰材が水平力に対して形状を維持し、重力式構造物として一体で機能することを保証する必要がある。

水平力によって生じるせん断変形に対する抵抗を推測する方法には、①鋼製の骨組（以下、鋼製骨組という）の強度に期待する、②中詰材のせん断抵抗に期待する、③両者の共同作用による3種類がある。特に枠堰堤の場合には、中詰材と鋼製骨組の変形性が相当に違う複合構造であるため、現状では①②によるのが一般的である。すなわち、抵抗要素を鋼製骨組のみと考える場合には、骨組構造として解析すればよい。また、中詰材のみによると考える場合には、土質材料のせん断変形に対する抵抗を推定すればよいこととなり、香月の推定式が提案されている。

『鋼・砂・便 P.152』

(4) 中詰めのせん断抵抗性の検証

中詰材のせん断抵抗の検討は、原則として、水通し部分の2次元断面について行うものとし、せん断変形に対し、十分な抵抗性を有していることとする。

『鋼・砂・便 P.152』

解説

中詰材のせん断変形に対する抵抗は、次式で求めることとする。

$$F \leq Mr / Md \quad \dots\dots(23)$$

ここに、F : 安全率(1.2以上とする。)

Md : 単位幅あたりの基礎地盤（底面）における変形モーメント (kN・m/m)

Mr : 中詰材の単位幅あたりの抵抗モーメント(kN・m/m)

抵抗モーメントの計算法には、以下に述べる二つの考え方がある。これまでは鋼矢板セル式係船岸の設計計算法である北島式が用いられており、これは矩形断面における抵抗モーメントの推定式である。これに対し、香月の推定式は、上流面が傾斜（階段型）している場合についても実験を行い、提案されたものである。

第1章 砂防えん堤

f : 摩擦係数

ΣV : 単位幅当り断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣH : 単位幅当り断面に作用する水平力(kN/m)

(3) せん断抵抗性の考え方

鋼製不透過型砂防えん堤は、重力式構造物としての安定性が保証されていなければならない。このため、枠えん堤やダブルウォールえん堤、セルえん堤等の中詰材を使用するえん堤の場合は、粒状体の中詰材が水平力に対して形状を維持し、重力式構造物として一体で機能することを保証する必要がある。

水平力によって生じるせん断変形に対する抵抗を推測する方法には、①鋼製の骨組（以下、鋼製骨組という）の強度に期待する、②中詰材のせん断抵抗に期待する、③両者の共同作用による3種類がある。特に枠えん堤の場合には、中詰材と鋼製骨組の変形性が相当に違う複合構造であるため、現状では①②によるのが一般的である。すなわち、抵抗要素を鋼製骨組のみと考える場合には、骨組構造として解析すればよい。また、中詰材のみによると考える場合には、土質材料のせん断変形に対する抵抗を推定すればよいこととなり、香月の推定式が提案されている。

『鋼・砂・便 P.152』

(4) 中詰めのせん断抵抗性の検証

中詰材のせん断抵抗の検討は、原則として、水通し部分の2次元断面について行うものとし、せん断変形に対し、十分な抵抗性を有していることとする。

『鋼・砂・便 P.152』

解説

中詰材のせん断変形に対する抵抗は、次式で求めることとする。

$$F \leq Mr / Md \quad \dots\dots(23)$$

ここに、F : 安全率(1.2以上とする。)

Md : 単位幅あたりの基礎地盤（底面）における変形モーメント (kN・m/m)

Mr : 中詰材の単位幅あたりの抵抗モーメント(kN・m/m)

抵抗モーメントの計算法には、以下に述べる二つの考え方がある。これまでは鋼矢板セル式係船岸の設計計算法である北島式が用いられており、これは矩形断面における抵抗モーメントの推定式である。これに対し、香月の推定式は、上流面が傾斜（階段型）している場合についても実験を行い、提案されたものである。

① 香月の推定式

$$M_t = \frac{P}{6} (2 h_1^2 + h_2^2 + 3 h_1 h_2 - \eta H^2)$$

ここで、H : 堤体高(m)

h₁ : 前壁から45°に延長した線が後壁面と交わる点Tの高さ (m)

h₂ : T点から堤体頂部までの高さ (H-h₁) (m)

【設計編 第1章 砂防堰堤】

① 香月の推定式

$$M_t = \frac{P_t}{6} (2 h_1^2 + h_2^2 + 3 h_1 h_2 - \eta H^2)$$

ここで、H：堤体高(m)

h_1 ：前壁から45°に延長した線が後壁面と交わる点Tの高さ(m)

h_2 ：T点から堤体頂部までの高さ(H-h₁) (m)

η ：前壁面下部の増分礫圧の基準値に対する低減係数

P_t ：後壁面に生じる増分礫圧の基準値 (kN/m²)

$P_t = 4 M P_v \tan \phi_s$

ϕ_s ：中詰材のせん断抵抗角(度)

P_v ：底面に作用する垂直礫圧 (kN/m²)

M：無次元モーメント

$M = a \gamma_s + b \gamma_s^2$

ここに γ_s ：許容せん断変形量、a、b、c：実験定数

この抵抗モーメントは図-4.50に示す香月・石川によって提案された増分礫圧モデルを、

底面回りのモーメントとして積算したものである。

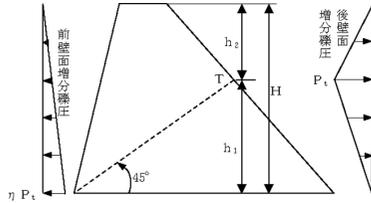


図-4.50 増分礫圧モデル

底面に作用する垂直礫圧 P_v は、図-4.51に示すように底面上部にある中詰材および貯砂による重量を堤体幅Bで除したものである。

すなわち、

$$P_v = \frac{(W_{s1} + W_{s2} + W_s)}{B} \dots (24)$$

ただし、 W_{s2} は堤高15m以上の場合は水中重量

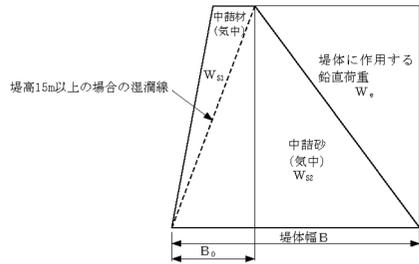


図-4.51 底面に作用する重量と B_0

第1章 砂防えん堤

η ：前壁面下部の増分礫圧の基準値に対する低減係数

P_t ：後壁面に生じる増分礫圧の基準値 (kN/m²)

$P_t = 4 M P_v \tan \phi_s$

ϕ_s ：中詰材のせん断抵抗角(度)

P_v ：底面に作用する垂直礫圧 (kN/m²)

M：無次元モーメント

$M = a \gamma_s + b \gamma_s^2$

ここに γ_s ：許容せん断変形量、a、b、c：実験定数

この抵抗モーメントは図-4.50に示す香月・石川によって提案された増分礫圧モデルを、

底面回りのモーメントとして積算したものである。

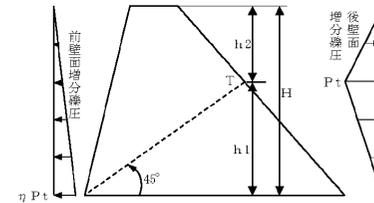


図-4.50 増分礫圧モデル

底面に作用する垂直礫圧 P_v は、図-4.51に示すように底面上部にある中詰材および貯砂による重量を堤体幅Bで除したものである。

すなわち、

$$P_v = \frac{(W_{s1} + W_{s2} + W_s)}{B} \dots (24)$$

ただし、 W_{s2} は堤高15m以上の場合は水中重量

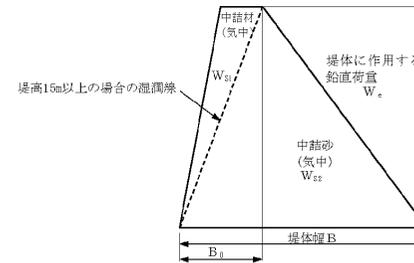


図-4.51 底面に作用する重量とB。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

図-4.50に示す交差点Tが後壁面との間に得られる堤体幅において低減係数は、 $\eta=0.5$
それ以上の堤体幅においては、

$$\eta = 1 - \frac{B_0}{2H} \quad \left(\text{ただし} \frac{B_0}{H} \text{が} 2.0 \text{を越える場合には、} \eta = 0.0 \right) \quad \dots\dots (25)$$

とする。
ここに、 B_0 ：図-4.51に示す天端上流側と前壁下端とのなす幅
許容せん断変形量 γ_a は、次の三つの許容値の最小値を用いる。

- ①0.01(1%)
- ②施設の要求性能から許容される許容量
- ③継手構造等の許容するせん断変形量

実験定数 a、b、c は次式によるものとする。

$$a = 2.1 \times e^{-7.2}$$

$$b = 0.39 \times e^{-3.0}$$

$$c = 0.2$$

ここで、e は締固めによる定数で次の値を用いるものとする。

- ・締固めが良好なもの 0.75
- ・締固めが普通のもの 0.80
- ・締固めが弱いもの 0.85
- ・締固めが極めて弱いもの 1.00

なお、割栗石、砕石等は単位体積重量が18kN/m³以上である場合は締固めが良好なものとして0.75とする。

堤体の変形後の中詰土圧は、図-4.52のように中詰材の初期礫圧荷重（主働土圧係数を用いた礫圧）と中詰材の増分礫圧荷重となる。

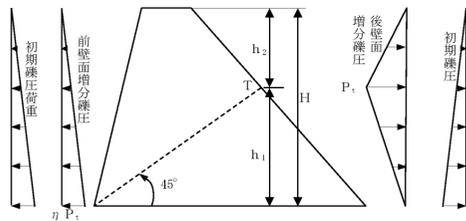


図-4.52 中詰材の初期礫圧と増分礫圧

部材の構造計算を行う場合の中詰土圧は、前壁面に作用する礫圧分布荷重を用いるものとする。
なお、矩形単純せん断枠および階段形単純せん断枠実験によると、せん断変形量が1%以内では、前壁面に作用する礫圧の測定値は、計算上の主働土圧値の2倍を超えることはなかった。したがって、

旧

第1章 砂防えん堤

図-4.50に示す交差点Tが後壁面との間に得られる堤体幅において低減係数は、 $\eta=0.5$
それ以上の堤体幅においては、

$$\eta = 1 - \frac{B_0}{2H} \quad \left(\text{ただし} \frac{B_0}{H} \text{が} 2.0 \text{を越える場合には、} \eta = 0.0 \right) \quad \dots\dots (25)$$

とする。
ここに、 B_0 ：図-4.51に示す天端上流側と前壁下端とのなす幅
許容せん断変形量 γ_a は、次の三つの許容値の最小値を用いる。

- ①0.01(1%)
- ②施設の要求性能から許容される許容量
- ③継手構造等の許容するせん断変形量

実験定数 a、b、c は次式によるものとする。

$$a = 2.1 \times e^{-7.2}$$

$$b = 0.39 \times e^{-3.0}$$

$$c = 0.2$$

ここで、e は締固めによる定数で次の値を用いるものとする。

- ・締固めが良好なもの 0.75
- ・締固めが普通のもの 0.80
- ・締固めが弱いもの 0.85
- ・締固めが極めて弱いもの 1.00

なお、割栗石、砕石等は単位体積重量が18 k N/m³以上である場合は締固めが良好なものとして0.75とする。

堤体の変形後の中詰土圧は、図-4.52のように中詰材の初期礫圧荷重（主働土圧係数を用いた礫圧）と中詰材の増分礫圧荷重となる。

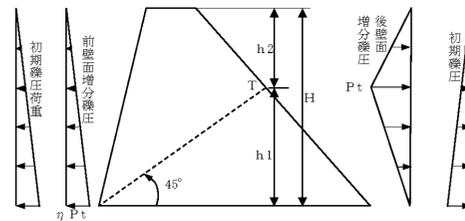


図-4.52 中詰材の初期礫圧と増分礫圧

部材の構造計算を行う場合の中詰土圧は、前壁面に作用する礫圧分布荷重を用いるものとする。
なお、矩形単純せん断枠および階段形単純せん断枠実験によると、せん断変形量が1%以内では、前壁面に作用する礫圧の測定値は、計算上の主働土圧値の2倍を超えることはなかった。したがって

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

前壁面に作用する礫圧分布荷重の算定にあたって、増分礫圧 (η・P) は、主働土圧値を超えないものとする。

② 北島の推定式

M_L = 1/6・γ・R_o・H_o³ ……(26)

ここに R_o : 2/3・γ_o²・(3-γ_o・cos φ)・tan φ・sin φ (変形を許さない場合)
γ_o²・(3-γ_o・cos φ)・sin φ (変形を許す場合)

M_r : 抵抗モーメント (kN・m)

R_o : 前壁面に作用する礫圧分布荷重 (kN/m²)

γ : 中詰めの換算単位体積重量 (中詰めの単位体積重量を一定とした場合の単位体積重量) (kN/m³)

H_o : 換算壁高 (中詰めの換算単位体積重量を用いた場合の中詰材による抵抗モーメントを計算するための仮定の壁高) (m)

γ_o : B/H_o

B : 換算壁体幅 (m)

φ : 中詰材のせん断抵抗角 (度)

この計算法は、鋼矢板セル式係船岸壁の設計計算法である。抵抗モーメントの計算式で、R_oは変形を許す場合と許さない場合とで異なる。変形を許す場合のR_oは、セル体のせん断変形を1~2%程度許した中詰めが塑性化した場合に対応している。砂防堰堤の場合は多少変形しても機能的に支障がなく、また静的荷重に対しては、進行性の変形ではないので、せん断変形に対する抵抗モーメントの計算は変形を許す場合の算定式を用いている。ただし、堤高10mを超え人家に近い構造物では、変形を許さない場合の式によって抵抗モーメントを算出する。

また、部材の構造計算を行う場合の中詰材の土圧係数については、北島の研究によると、セルの前壁に対する中詰土圧は中詰完了直後に静止土圧状態となり、水平荷重によるセルの変形にともない次第に減少して主働土圧へと移行していくことが知られている。この実験結果から中詰めの土圧係数はtan φとすることを提案している。したがって、ここでは中詰完了時で静止土圧係数(0.4~0.6)とし構造物の内的安全性照査する。土石流の流体力や堆砂圧については、主働土圧係数を用いて外的安定性を照査する。

(5) 構造計算

① 構造計算に用いる荷重の組み合わせ

- 鋼製不透過型砂防堰堤の構造計算に用いる荷重は、次のとおりとする。
(a) 抵抗要素を鋼骨組のみと考える場合、安定計算に用いる荷重のほか、中詰材の土圧を加える。
(b) 抵抗要素を中詰材のみと考える場合は、中詰材の土圧とする。
(c) 土石流区間に設置し、礫の衝突を受ける場合は衝突荷重に対しても検討を行う。

『鋼・砂・便 P.157』

旧

第1章 砂防えん堤

て、前壁面に作用する礫圧分布荷重の算定にあたって、増分礫圧 (η・P) は、主働土圧値を超えないものとする。

② 北島の推定式

M_L = 1/6・γ・R_o・H_o³ ……(26)

ここに R_o : 2/3・γ_o²・(3-γ_o・cos φ)・tan φ・sin φ (変形を許さない場合)
γ_o²・(3-γ_o・cos φ)・sin φ (変形を許す場合)

M_r : 抵抗モーメント (kN・m)

R_o : 前壁面に作用する礫圧分布荷重 (kN/m²)

γ : 中詰めの換算単位体積重量 (中詰めの単位体積重量を一定とした場合の単位体積重量) (kN/m³)

H_o : 換算壁高 (中詰めの換算単位体積重量を用いた場合の中詰材による抵抗モーメントを計算するための仮定の壁高) (m)

γ_o : B/H_o

B : 換算壁体幅 (m)

φ : 中詰材のせん断抵抗角 (度)

この計算法は、鋼矢板セル式係船岸壁の設計計算法である。抵抗モーメントの計算式で、R_oは変形を許す場合と許さない場合とで異なる。変形を許す場合のR_oは、セル体のせん断変形を1~2%程度許した中詰めが塑性化した場合に対応している。砂防えん堤の場合は多少変形しても機能的に支障がなく、また静的荷重に対しては、進行性の変形ではないので、せん断変形に対する抵抗モーメントの計算は変形を許す場合の算定式を用いている。ただし、堤高10mを超え人家に近い構造物では、変形を許さない場合の式によって抵抗モーメントを算出する。

また、部材の構造計算を行う場合の中詰材の土圧係数については、北島の研究によると、セルの前壁に対する中詰土圧は中詰完了直後に静止土圧状態となり、水平荷重によるセルの変形にともない次第に減少して主働土圧へと移行していくことが知られている。この実験結果から中詰めの土圧係数はtan φとすることを提案している。したがって、ここでは中詰完了時で静止土圧係数(0.4~0.6)とし構造物の内的安全性照査する。土石流の流体力や堆砂圧については、主働土圧係数を用いて外的安定性を照査する。

(5) 構造計算

① 構造計算に用いる荷重の組み合わせ

- 鋼製不透過型砂防えん堤の構造計算に用いる荷重は、次のとおりとする。
(a) 抵抗要素を鋼骨組のみと考える場合は、安定計算に用いる荷重のほか、中詰材の土圧を加える。
(b) 抵抗要素を中詰材のみと考える場合は、中詰材の土圧とする。
(c) 土石流区間に設置し、礫の衝突を受ける場合は衝突荷重に対しても検討を行う。

『鋼・砂・便 P.157』

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

② 構造計算法

鋼製不透過型砂防堰堤の構造計算は、「設計編第1章2.8.2(1)、(2)」に示す安定計算に用いた荷重により部材力を算定し、各部材の応力度の照査、継手部の照査を行う。この場合の構造計算は、許容応力度法による。

『鋼・砂・便 P.157』

解説

鋼製不透過型砂防堰堤は、作用荷重に対して堰堤が一体となって抵抗することが保証されなければならない。この場合、部材応力の照査は許容応力度法によることとする。

(1) 枠堰堤

枠堰堤は、枠を構成する鋼骨組と中詰材の流出を防止する壁面材とからなるが、抵抗要素を鋼製骨組のみと考えるものと中詰材のみと考えるものがあるため、それぞれに応じた荷重に対して部材力を算定する。

(a) 鋼製骨組

抵抗要素を鋼製骨組のみと考える場合は、基礎地盤で支持されたトラスあるいはラーメンとして安定計算に用いる荷重の他、中詰材の土圧を加えたものに対して部材力を算定する。一方、抵抗要素を中詰材のみと考える場合は、壁面材から伝達される中詰材の土圧に対して単純梁や引張材として部材力を算定する。また、この場合は、剛結された鋼製骨組よりも大きな変形を許す構造となるため、接合は変形を許容でき、かつ十分な接合強度を持つような方法でなければならない。

(b) 壁面材

中詰材の土圧に対して単純梁や引張材（2ヒンジドアーチ材）として部材力を算定する。

(2) セル堰堤

セル堰堤は壁面材を円筒形に組み合わせた構造であり、抵抗要素を中詰材のみと考えるため中詰材の土圧に対して部材力を算定する。

壁面材の最大水平張力は、次式により算定する。

T = (γ H₀ + ω) · K · R ……(27)

T：壁面材の最大水平張力 (kN/m)

R：鋼製セルの半径 (m)

H₀：換算壁面高 (m)

γ：中詰材の換算単位体積重量 (kN/m³)

ω：上載荷重 (kN/m²)

K：中詰材の土圧係数

旧

第1章 砂防えん堤

② 構造計算法

鋼製不透過型砂防えん堤の構造計算は、「設計編第1章2.8.2(1)、(2)」に示す安定計算に用いた荷重により部材力を算定し、各部材の応力度の照査、継手部の照査を行う。この場合の構造計算は、許容応力度法による。

『鋼・砂・便 P.157』

解説

鋼製不透過型砂防えん堤は、作用荷重に対してえん堤が一体となって抵抗することが保証されなければならない。この場合、部材応力の照査は許容応力度法によることとする。

(1) 枠えん堤

枠えん堤は、枠を構成する鋼骨組と中詰材の流出を防止する壁面材とからなるが、抵抗要素を鋼製骨組のみと考えるものと中詰材のみと考えるものがあるため、それぞれに応じた荷重に対して部材力を算定する。

(a) 鋼製骨組

抵抗要素を鋼製骨組のみと考える場合は、基礎地盤で支持されたトラスあるいはラーメンとして安定計算に用いる荷重の他、中詰材の土圧を加えたものに対して部材力を算定する。一方、抵抗要素を中詰材のみと考える場合は、壁面材から伝達される中詰材の土圧に対して単純梁や引張材として部材力を算定する。また、この場合は、剛結された鋼製骨組よりも大きな変形を許す構造となるため、接合は変形を許容でき、かつ十分な接合強度を持つような方法でなければならない。

(b) 壁面材

中詰材の土圧に対して単純梁や引張材（2ヒンジドアーチ材）として部材力を算定する。

(2) ダブルウォールえん堤

ダブルウォールえん堤は、中詰材の流出を防止する上下流の壁面材とその壁面材をつなぐ腹起しおよびタイロッドからなり、抵抗要素を中詰材のみと考えるため、中詰材の土圧に対して部材力を算定する。

(a) 壁面材

中詰材の土圧に対して単純梁や引張材（2ヒンジドアーチ材）として部材力を算定する。

(b) 腹起し

腹起しは壁面材に作用する中詰材の土圧をタイロッドに伝達する部材であり、中詰材の土圧に対して単純梁や連続梁として部材力を算定する。

(c) タイロッド

【中詰が土砂の場合】

タイロッドは腹起しから伝達される中詰材の土圧に対して抵抗し、上下流の壁面材を一体とする部材であり、引張材として部材力を算定する。

【中詰がソノルセメントの場合】

タイロッドの強度検討は、中詰土圧に対する強度検討ではなく、施工時の1リフト分に対する引張材として部材力を算定する。

削除

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.8.3 本体構造

鋼製不透過型砂防堰堤の断面形状は、計画地付近の渓床構成材料、流出土砂形態、対象流量などの要素を考慮して決定する。また、水通し天端の表面は摩耗対策を施すものとする。

『鋼・砂・便 P.145』

解 説

鋼製不透過型砂防堰堤の天端幅は流出土砂などの衝撃に耐えるとともに、水通し部では流下砂礫による摩耗にも耐えるような幅とする必要がある。

なお、鋼材自体は耐摩耗性材料であるが、鋼材同士の連結にボルトを使用することが多い。突起部が砂礫の摩耗や礫の衝突により破損すると連結部が外れる可能性があるため、突起部を覆う目的で、天端については、コンクリート等でカバーすることが望ましい。最近の実例によると、土石流地域に対して単位セメント量300kg/m³の富配合のコンクリートで、厚さ50cm程度をカバーすることが多い。この被覆層の厚さは、天端付近の鋼材と一体化して、クラックの発生を防止するのに必要な最小厚さ（30cm程度）以上であることが必要である。なお、不同沈下に備えて目地を設ける場合もある。

2.8.4 袖の構造

鋼製不透過型砂防堰堤の袖部は、越流する可能性についても考慮して、鋼材の特徴を踏まえて重力式コンクリート砂防堰堤の袖天端を包括する高さとする。

『鋼・砂・便 P.146』

解 説

非越流部に鋼製不透過構造を用いる場合は、一般に袖天端の勾配を図-4.53 に示すようにコンクリート堰堤の形状を包括し、階段状または水平にしている。

砂防堰堤の袖部は、土石流によって破壊するおそれがあることから、土石流区域における重力式コンクリート砂防堰堤の天端幅は3m以上とされている。鋼製不透過型砂防堰堤においても、これと同等以上の水平せん断抵抗力を有する形状及び寸法とする。

第1章 砂防えん堤

(3) セルえん堤

セルえん堤は壁面材を円筒形に組み合わせた構造であり、抵抗要素を中詰材のみと考えるため中詰材の土圧に対して部材力を算定する。

壁面材の最大水平張力は、次式により算定する。

$$T = (\gamma H_s + \omega) \cdot K \cdot R \quad \dots\dots(2.7)$$

T：壁面材の最大水平張力 (kN/m)

R：鋼製セルの半径 (m)

H_s：換算壁面高 (m)

γ：中詰材の換算単位体積重量 (kN/m³)

ω：上載荷重 (kN/m²)

K：中詰材の土圧係数

2.8.3 本体構造

鋼製不透過型砂防えん堤の断面形状は、計画地付近の渓床構成材料、流出土砂形態、対象流量などの要素を考慮して決定する。また、水通し天端の表面は摩耗対策を施すものとする。

『鋼・砂・便 P.145』

解 説

鋼製不透過型砂防えん堤の天端幅は流出土砂などの衝撃に耐えるとともに、水通し部では流下砂礫による摩耗にも耐えるような幅とする必要がある。

なお、鋼材自体は耐摩耗性材料であるが、鋼材同士の連結にボルトを使用することが多い。突起部が砂礫の摩耗や礫の衝突により破損すると連結部が外れる可能性があるため、突起部を覆う目的で、天端については、コンクリート等でカバーすることが望ましい。最近の実例によると、土石流地域に対して単位セメント量300 kg/m³の富配合のコンクリートで、厚さ50cm程度をカバーすることが多い。この被覆層の厚さは、天端付近の鋼材と一体化して、クラックの発生を防止するのに必要な最小厚さ（30cm程度）以上であることが必要である。なお、不同沈下に備えて目地を設ける場合もある。

2.8.4 袖の構造

鋼製不透過型砂防えん堤の袖部は、越流する可能性についても考慮して、鋼材の特徴を踏まえて重力式コンクリート砂防えん堤の袖天端を包括する高さとする。

『鋼・砂・便 P.146』

解 説

非越流部に鋼製不透過構造を用いる場合は、一般に袖天端の勾配を図-4.53 に示すようにコンクリートえん堤の形状を包括し、階段状または水平にしている。

砂防えん堤の袖部は、土石流によって破壊するおそれがあることから、土石流区域における重力式コンクリート砂防えん堤の天端幅は3m以上とされている。鋼製不透過型砂防えん堤においても、これと同等以上の水平せん断抵抗力を有する形状及び寸法とする。

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.9 透過型砂防堰堤の構造

2.9.1 越流部の安定性

透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ堤体を構成する部材が土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

『土・対・計 P25』

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。

また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

(1) 安定条件

透過型砂防堰堤全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・対・計 P25』

解説

透過型砂防堰堤全体の安定条件の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計編第1章2.6.1(1)参照)

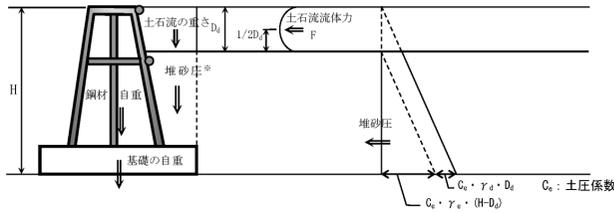
(2) 設計外力

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。

『土・対・計 P25～27』

解説

- ① 透過部分には砂礫および水が無い状態で自重を算定する。
- ② 図-4.54に示す堆砂圧および流体力を外力として堤体全体の安定性、部材の安全性を検討する。土石流の重さが上載荷重となるので堆砂圧は台形分布となる



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

図-4.54 設計外力 (土石流時)

第1章 砂防えん堤

2.9 透過型砂防えん堤の構造

2.9.1 越流部の安定性

透過型砂防えん堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ堤体を構成する部材が土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

『土・対・計 P22』

解説

透過型砂防えん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、透過型砂防えん堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。

また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

(1) 安定条件

透過型砂防えん堤全体の安定条件は不透過型砂防えん堤と同様とする。

『土・対・計 P22』

解説

透過型砂防えん堤全体の安定条件の考え方は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

(設計編第1章2.6.1(1)参照)

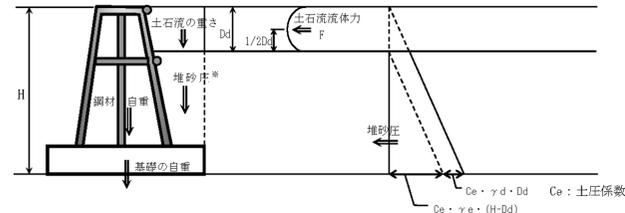
(2) 設計外力

透過型砂防えん堤の設計外力は、基本的には不透過型砂防えん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。

『土・対・計 P22』

解説

- ① 透過部分には砂礫および水が無い状態で自重を算定する。
- ② 図-4.54に示す堆砂圧および流体力を外力として堤体全体の安定性、部材の安全性を検討する。土石流の重さが上載荷重となるので堆砂圧は台形分布となる



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

図-4.55 設計外力 (土石流時)

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

③ 透過部がコンクリート部材の場合、堤体自重は越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積 (Vc) と、越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (Wrc) を用いて計算する。なお、越流部の堤体ブロックとは、水通し幅分の堤体部分を指すものであり、施工目地によるブロックではないことに注意する。

$$\gamma_{rc} = Wrc / Vc \quad \dots (28)$$

ここで、 γ_{rc} : 見かけのコンクリート単位体積重量 (kN/m³)

Wrc : 越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (kN)

Vc : 越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積 (m³)

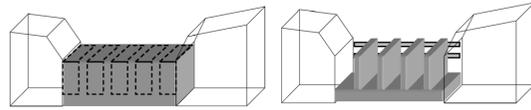


図-4.55 スリット部における水通しの堤体積

④ 透過型砂防堰堤の設計外力の組み合わせは、砂防堰堤の自重の他は表-4.28 のとおりとする。

表-4.28 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。

旧

第1章 砂防えん堤

③ 透過部がコンクリート部材の場合、堤体自重は越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積 (Vc) と、越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (Wrc) を用いて計算する。なお、越流部の堤体ブロックとは、水通し幅分の堤体部分を指すものであり、施工目地によるブロックではないことに注意する。

$$\gamma_{rc} = Wrc / Vc \quad \dots (28)$$

ここで、 γ_{rc} : 見かけのコンクリート単位体積重量 (kN/m³)

Wrc : 越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (kN)

Vc : 越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積 (m³)

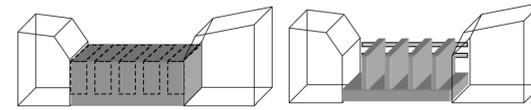


図-4.56 スリット部における水通しの堤体積

④ 透過型砂防えん堤は、表-4.28 により所定の安全率を満足させるものとする。

表-4.27 透過型砂防えん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
えん堤高15m未満	/	堆砂圧、 土石流流体力	/
えん堤高15m以上		堆砂圧、 土石流流体力	

15m以上の透過型砂防えん堤において、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。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(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。

『土・対・計 P27』

解説

土石流ピーク流量は、計画編第2章2.7.3計画基準点における土石流ピーク流量の算出方法に示した方法に基づき算出する。

(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。

『土・対・計 P27～28』

解説

設計水深は、①と②を比較し、大きい値とする。但し、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（設計編第1章2.6.1(4)参照）
- ② 最大礫径の値（設計編第1章2.6.1(4)参照）

土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の堰堤においては、不透過型砂防堰堤の場合と同様に、設計編第1章2.6.1(4)の解説のとおり設計水深や水通し部等の検討を行う。ただし、この場合であっても、「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）より小さい場合は、「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする。

2.9.2 透過部の構造検討

(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、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。

『土・対・計 P29』

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・流木の衝撃力による、各部材の強度の検討

また、土石流を捕捉する目的で配置される部材（機能部材）のうち、構造物の形状を保持するた

旧

第1章 砂防えん堤

(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。

『土・対・計 P24』

解説

土石流ピーク流量は、計画編第2章2.7.3計画基準点における土石流ピーク流量の算出方法に示した方法に基づき算出する。

(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。

『土・対・計 P24～25』

解説

設計水深は、①と②を比較し、大きい値とする。但し、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（設計編第1章2.6.1参照）
- ② 最大礫径の値（設計編第1章2.6.1参照）

土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流のえん堤においては、不透過型砂防えん堤の場合と同様に、設計編第1章2.6.1(4)の解説のとおり設計水深や水通し部等の検討を行う。ただし、この場合であっても、「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）より小さい場合は、「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする。

2.9.2 透過部の構造検討

(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えん堤全体が崩壊につながらないよう、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。

『土・対・計 P26』

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えん堤全体に影響しないよう冗長性の高い構造とする。

構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりである。

- ① 土石流流体力および堆砂圧に対する、各部材強度の検討
- ② 温度変化による温度応力に対する、各部材強度の検討
- ③ ①および②の力に対する、接合部の強度の検討
- ④ 礫・流木の衝撃力による、各部材の強度の検討

また、土石流を捕捉する目的で配置される部材（機能部材）のうち、構造物の形状を保持するた

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

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。

(2) 土石流に対する安全性能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 $D_{1.00}$ または $D_{9.9}$ を選定する。
- (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 $D_{9.9}$ を選定する。
- (3) 満砂後の越流に対する部材に直撃する礫は $D_{8.0}$ を用いる。

〔図・砂・便 P109〕

解説

礫の衝突による外力が、設計時より超過外力となることで部材が過度に損傷する事例がある。このような状況を踏まえると、最大礫径（ $D_{9.9}$ ）のみの礫の衝突の検討だけでは不十分である。礫衝突に対しては、流域状況や過去の土砂流出から、衝突計算において安全性と経済性を満足し、かつ捕捉機能を発揮する礫径なのかまだまだ検討の余地がある。

礫径調査の結果は部材間隔の設定に用いるが、礫衝突に対しては、その構造物が安全性の上で保証できる礫径ではない可能性がある。これまでの捕捉事例、損傷事例から礫径調査で求められる $D_{1.00}$ 、 $D_{9.9}$ 、 $D_{8.0}$ に対して、損傷しても捕捉機能を喪失した事例は見られない。そこで、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適切な礫径を対象にすれば、過度な設計にならないものと考えられる。衝突に対する安全照査は、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が、設計時の礫径調査結果より被災後の調査結果の方が大きくなっていることが多い。その原因は、新規崩壊で発生した巨礫であり予測が困難であることと、礫径調査時に動かないものとして除外された巨礫が動いていたためと考えられる。そこで、表-4.29のように渓床勾配によって安全性照査に用いる礫径を設定した。

旧

第1章 砂防えん堤

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、砂防えん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。

(2) 土石流に対する安全性能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 $D_{1.00}$ または $D_{9.9}$ を選定する。
- (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 $D_{9.9}$ を選定する。
- (3) 満砂後の越流に対する部材に直撃する礫は $D_{8.0}$ を用いる。

〔図・砂・便 P108〕

解説

礫の衝突による外力が、設計時より超過外力となることで部材が過度に損傷する事例がある。このような状況を踏まえると、最大礫径（ $D_{9.9}$ ）のみの礫の衝突の検討だけでは不十分である。礫衝突に対しては、流域状況や過去の土砂流出から、衝突計算において安全性と経済性を満足し、かつ捕捉機能を発揮する礫径なのかまだまだ検討の余地がある。

礫径調査の結果は部材間隔の設定に用いるが、礫衝突に対しては、その構造物が安全性の上で保証できる礫径ではない可能性がある。これまでの捕捉事例、損傷事例から礫径調査で求められる $D_{1.00}$ 、 $D_{9.9}$ 、 $D_{8.0}$ に対して、損傷しても捕捉機能を喪失した事例は見られない。そこで、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適切な礫径を対象にすれば、過度な設計にならないものと考えられる。衝突に対する安全照査は、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が、設計時の礫径調査結果より被災後の調査結果の方が大きくなっていることが多い。その原因は、新規崩壊で発生した巨礫であり予測が困難であることと、礫径調査時に動かないものとして除外された巨礫が動いていたためと考えられる。そこで、表-4.28のように渓床勾配によって安全性照査に用いる礫径を設定した。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

表-4.29 安全性照査に用いる確径

溪床勾配の目安	最上流堰堤	2基目以降	越流礫
$1/3(20^\circ) \leq I$	D_{100}		D_{95}
$1/6(10^\circ) \leq I < 1/3$	D_{100}	D_{95}	D_{80}
$1/30(2^\circ) \leq I < 1/6$	D_{95}		D_{80}

(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。

『土・研・針 P30』

解説

構造検討を行う設計外力の組み合わせを表-4.30に示す。

① 土石流の流体力および堆積圧に対する検討

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-4.30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できるだけ偏心しないよう考慮する。上流の流心に対して偏心する場合には、想定される土石流の流心と堰堤軸の角度 (θ_{f2}) を想定し、さらに余裕角 (θ_{fs}) を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度 (θ_{f1}) を設定する。(図-4.56参照) 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。

旧

第1章 砂防えん堤

表-4.28 安全性照査に用いる確径

溪床勾配の目安	最上流えん堤	2基目以降	越流礫
$1/3 \leq I$	D_{100}		D_{95}
$1/6 \leq I < 1/3$	D_{100}	D_{95}	D_{80}
$1/30 \leq I < 1/6$	D_{95}		D_{80}

(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。

『土・研・針 P27』

解説

構造検討を行う設計外力の組み合わせを表-4.29に示す。

① 土石流の流体力および堆積圧に対する検討

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。

透過型砂防えん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-4.29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えん堤軸は、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えん堤軸の角度 (θ_{f2}) を想定し、さらに余裕角 (θ_{fs}) を考慮して、砂防えん堤に対する偏心角度 (θ_{f1}) を設定する。(図-4.57参照) 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。

【設計編 第1章 砂防堰堤】

表-4.30 構造検討で考慮する設計外力の組合わせ

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

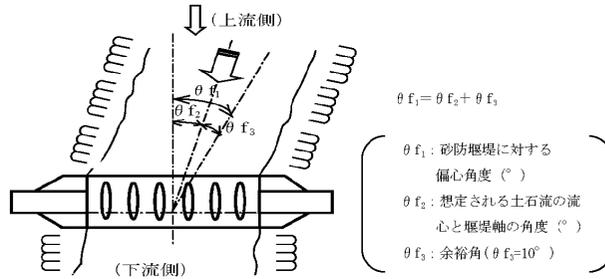


図-4.56 透過部材に対する偏心荷重（渓流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合）

②礫および流木の衝突に対する検討

礫および流木の衝突に対する検討は、上記の許容応力度法で決定された部材断面に対して塑性力学に基づいた解析法によって行う。すなわち礫および流木の運動エネルギーが100%伝達され、これを構造物の変形によって吸収する。そこで、鋼管部材照査として、部材の塑性変形量 ($20\sigma E$) または塑性回転角 (θ_{pa}) が、所定の変形量以内に収まることを確認することとする。このとき鋼管は、はじめにへこみ変形により衝突エネルギーを吸収した後、部材の変形に移行する。

a) 部材（中空鋼管）に発生する塑性変形量

実験では外径 $\phi 600$ の鋼管で許容塑性変形量 $20\sigma E$ が提示されている。一般に、この条件は構造高が高く部材数の多い構造物に適用される。

$$D/t \leq 40 \text{ のとき } \sigma < \sigma E$$

ここに、D：鋼管外径 (mm)

t：鋼管板厚 (mm)

σ ：たわみについての構造の一部の変形

σE ：部材降伏状態のたわみ

b) 部材（中空鋼管）に発生する許容塑性回転角

第1章 砂防えん堤

表-4.29 構造検討で考慮する設計外力の組合わせ

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

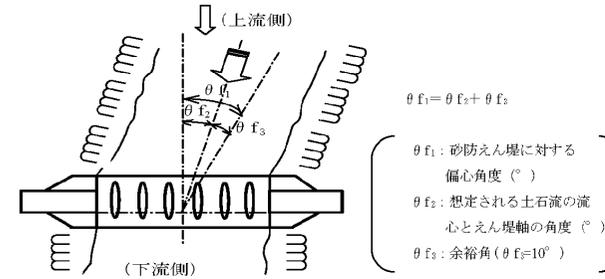


図-4.57 透過部材に対する偏心荷重（渓流の湾曲部に砂防えん堤を設置する場合）

②礫および流木の衝突に対する検討

礫および流木の衝突に対する検討は、上記の許容応力度法で決定された部材断面に対して塑性力学に基づいた解析法によって行う。すなわち礫および流木の運動エネルギーが100%伝達され、これを構造物の変形によって吸収する。そこで、鋼管部材照査として、部材の塑性変形量 ($20\sigma E$) または塑性回転角 (θ_{pa}) が、所定の変形量以内に収まることを確認することとする。このとき鋼管は、はじめにへこみ変形により衝突エネルギーを吸収した後、部材の変形に移行する。

a) 部材（中空鋼管）に発生する塑性変形量

実験では外径 $\phi 600$ の鋼管で許容塑性変形量 $20\sigma E$ が提示されている。一般に、この条件は構造高が高く部材数の多い構造物に適用される。

$$D/t \leq 40 \text{ のとき } \sigma < \sigma E$$

ここに、D：鋼管外径 (mm)

t：鋼管板厚 (mm)

σ ：たわみについての構造の一部の変形

σE ：部材降伏状態のたわみ

b) 部材（中空鋼管）に発生する許容塑性回転角

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

この式は礫が土石流の速度で衝突し、鋼管部材に生じるひずみ速度が100.5/sec程度の場合に適用可能である。また、径厚比の増大に伴い許容塑性回転角は減少する。

θ p, max ≤ θ pa = 1.355 / (D/t)

ここに、D：鋼管外径 (mm)

t：鋼管の板厚 (mm)

θ p, max：部材に発生する最大塑性回転角

θ pa：許容塑性回転角

この部材の終局状態は、何らかの安全率を考慮すべきものであるが、その安全率の決定は現在のところ難しい。ここでは、安全率1.0として部材が崩壊しないかどうかを照査することと定めることとした。照査の方法として塑性変形量と塑性回転角のどちらを採用するかは、構造物の特性や計算の容易性などを考慮して選択するものとする。

1) 土石流が直撃する最上流の部材

土石流は鋼製透過型砂防堰堤の最上流面で捕捉する。このため、礫の衝突に対しては、最上流の鋼管部材に土石流フロント部の巨礫が直撃するとして、鋼管部材へのこみ量とたわみ量による吸収エネルギーを計算している。このとき、部材中央部に衝突するものとし、構造物のエネルギー吸収は、衝突点付近の局部変形と構造物全体の変形の総和で成されるものとする。

一旦捕捉された巨礫は再移動しないため同じ箇所には礫は当たらないので、原則として最大礫径D95が1回分の衝撃力に対して修正エリナス式により、へこみ変形が鋼管径の10%以下になるときの板厚を、その部材の最小板厚とする。礫の衝突速度は土石流の流速とする。

D100を対象に衝突荷重を算定する場合、土石流の流速においては流下しない可能性はあるが、ここでは土石流の流速を用いるものとする。

【土石流が直撃する構造部材】

土石流が直撃するものとして、最大礫径1回の衝突でへこみ率10%以下になる板厚とする。へこみ率10%以下は健全と見なす。

【土石流が直撃する機能部材】

土石流が直撃するものとして、最大礫径1回の衝突でへこみ率40%以下になる板厚とする。ただし、取り替えを前提としている場合、へこみ率40%を越えてもよい。

2) 越流落下礫が直撃する部材

越流礫は複数回衝突するので、最多礫径D80を対象とし変形が弾性範囲を超える状態に至った場合には、その変形が累積していくものとしてエネルギー吸収を算定する。

最下流に設置される堰堤のように計画上整備率100%の堰堤は、満砂後土砂の越流はないものとしている。しかし、連続配置された砂防堰堤において、上流側が鋼製透過型砂防堰堤の場合は満砂すると水通し天端から越流するので、捕捉面より下流に配置された鋼管フレームに礫が直撃する可能性がある。どのような礫が、どの箇所に何回衝突するのか推定することは難しいが、小径の礫でもへこみ変形が累積されれば、いつかは所定のへこみ変形量を超えることになる。

そこで、衝突頻度の高い礫として最多礫径以下を越流礫とする。この礫が複数回衝突するものとして、その累積値が鋼管部材の取り替えの目安である鋼管径の40%まで許容するものとする。た

旧

第1章 砂防えん堤

この式は礫が土石流の速度で衝突し、鋼管部材に生じるひずみ速度が100.5/sec程度の場合に適用可能である。また、径厚比の増大に伴い許容塑性回転角は減少する。

θ p, max ≤ θ pa = 1.355 / (D/t)

ここに、D：鋼管外径 (mm)

t：鋼管の板厚 (mm)

θ p, max：部材に発生する最大塑性回転角

θ pa：許容塑性回転角

この部材の終局状態は、何らかの安全率を考慮すべきものであるが、その安全率の決定は現在のところ難しい。ここでは、安全率1.0として部材が崩壊しないかどうかを照査することと定めることとした。照査の方法として塑性変形量と塑性回転角のどちらを採用するかは、構造物の特性や計算の容易性などを考慮して選択するものとする。

1) 土石流が直撃する最上流の部材

土石流は鋼製透過型砂防えん堤の最上流面で捕捉する。このため、礫の衝突に対しては、最上流の鋼管部材に土石流フロント部の巨礫が直撃するとして、鋼管部材へのこみ量とたわみ量による吸収エネルギーを計算している。このとき、部材中央部に衝突するものとし、構造物のエネルギー吸収は、衝突点付近の局部変形と構造物全体の変形の総和で成されるものとする。

一旦捕捉された巨礫は再移動しないため同じ箇所には礫は当たらないので、原則として最大礫径D95が1回分の衝撃力に対して修正エリナス式により、へこみ変形が鋼管径の10%以下になるときの板厚を、その部材の最小板厚とする。礫の衝突速度は土石流の流速とする。

D100を対象に衝突荷重を算定する場合、土石流の流速においては流下しない可能性はあるが、ここでは土石流の流速を用いるものとする。

【土石流が直撃する構造部材】

土石流が直撃するものとして、最大礫径1回の衝突でへこみ率10%以下になる板厚とする。へこみ率10%以下は健全と見なす。

【土石流が直撃する機能部材】

土石流が直撃するものとして、最大礫径1回の衝突でへこみ率40%以下になる板厚とする。ただし、取り替えを前提としている場合、へこみ率40%を越えてもよい。

2) 越流落下礫が直撃する部材

越流礫は複数回衝突するので、最多礫径D80を対象とし変形が弾性範囲を超える状態に至った場合には、その変形が累積していくものとしてエネルギー吸収を算定する。

最下流に設置されるえん堤のように計画上整備率100%のえん堤は、満砂後土砂の越流はないものとしている。しかし、連続配置された砂防えん堤において、上流側が鋼製透過型砂防えん堤の場合は満砂すると水通し天端から越流するので、捕捉面より下流に配置された鋼管フレームに礫が直撃する可能性がある。どのような礫が、どの箇所に何回衝突するのか推定することは難しいが、小径の礫でもへこみ変形が累積されれば、いつかは所定のへこみ変形量を超えることになる。

そこで、衝突頻度の高い礫として最多礫径以下を越流礫とする。この礫が複数回衝突するものとして、その累積値が鋼管部材の取り替えの目安である鋼管径の40%まで許容するものとする。た

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

だし、実際には何回衝突するのか確定することはできないので、最多礫径1回の衝撃力によるへこみ変形が、鋼管径の2%以下になるときの板厚を、その部材の最小板厚とする。衝突速度は、水平方向を土石流の流速、鉛直方向を天端からの落下速度として、両者を比較し大きい方の値を用いてよい。

また、部材の配置により、礫衝突が分力として作用する場合、梁部材としてたわみによるエネルギー吸収が見込める場合、あきらかに衝突傾度が少ないと判断される場合には、これらの条件を考慮してエネルギー吸収の算定を行って良い。

【天端からの越流礫が作用する構造部材】

満砂後、天端から越流するものとして、最多礫径1回の衝突でへこみ率2%以下になる板厚とする。へこみ率2%以下は変形が累積しないものと見なす。

【天端からの落下礫が作用する機能部材】

満砂後、天端から越流するものとして、最多礫径1回の衝突でへこみ率10%以下になる板厚とする。ただし、取り替えを前提としている場合、へこみ率10%を越えても良い。

3) 最上流面を構成する部材を通過した礫が衝突する底板近傍の部材

礫が鋼製透過型砂防堰堤の最上流面を構成する部材を通過すると、下流部材の根元に複数回衝突する可能性がある。しかし、土石流が捕捉されると最上流面は礫のアーチアクションにより閉塞される。そこで、最上流面を通過する礫径は、アーチアクションが発生しない部材純間隔の1/3以下とする。この礫の衝突1回のへこみ変形が鋼管径の2%以下になる板厚を、その部材の最小板厚とする。礫の衝突速度は、最上流面に配置された部材間を通過するため、土石流の流速の1/2とする。

『鋼・砂・便 P114～116』

2.9.3 本体構造

(1) 水通し断面

水通し断面は、原則として不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部（スリット部）閉塞後も安全に土石流ピーク流量を流し得る断面とする。

『土・対・針 P32』

解説

透過部が土石等により完全に閉塞した場合に土石流ピーク流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とする。余裕高は考慮しなくても良い。

また、鋼製透過型砂防堰堤の水通しの流向方向は、土石流の捕捉機能が発揮できるように上流に対して大きく偏心しないよう配慮することとする。不透過型砂防堰堤のように満砂後を想定して下流に直角方向に定めることはない。

なお、地形などの理由により水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる。

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）と比較して小さい値とする。その場合、水通し幅は、

旧

第1章 砂防えん堤

だし、実際には何回衝突するのか確定することはできないので、最多礫径1回の衝撃力によるへこみ変形が、鋼管径の2%以下になるときの板厚を、その部材の最小板厚とする。衝突速度は、水平方向を土石流の流速、鉛直方向を天端からの落下速度として、両者を比較し大きい方の値を用いてよい。

また、部材の配置により、礫衝突が分力として作用する場合、梁部材としてたわみによるエネルギー吸収が見込める場合、あきらかに衝突傾度が少ないと判断される場合には、これらの条件を考慮してエネルギー吸収の算定を行って良い。

【天端からの越流礫が作用する構造部材】

満砂後、天端から越流するものとして、最多礫径1回の衝突でへこみ率2%以下になる板厚とする。へこみ率2%以下は変形が累積しないものと見なす。

【天端からの落下礫が作用する機能部材】

満砂後、天端から越流するものとして、最多礫径1回の衝突でへこみ率10%以下になる板厚とする。ただし、取り替えを前提としている場合、へこみ率10%を越えても良い。

3) 最上流面を構成する部材を通過した礫が衝突する底板近傍の部材

礫が鋼製透過型砂防えん堤の最上流面を構成する部材を通過すると、下流部材の根元に複数回衝突する可能性がある。しかし、土石流が捕捉されると最上流面は礫のアーチアクションにより閉塞される。そこで、最上流面を通過する礫径は、アーチアクションが発生しない部材純間隔の1/3以下とする。この礫の衝突1回のへこみ変形が鋼管径の2%以下になる板厚を、その部材の最小板厚とする。礫の衝突速度は、最上流面に配置された部材間を通過するため、土石流の流速の1/2とする。

『鋼・砂・便 P114～116』

2.9.3 本体構造

(1) 水通し断面

水通し断面は、原則として不透過型砂防えん堤と同様とするが、透過部（スリット部）閉塞後も安全に土石流ピーク流量を流し得る断面とする。

『土・対・針 P28』 『鋼・砂・便 P83』

解説

透過部が土石等により完全に閉塞した場合に土石流ピーク流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とする。余裕高は考慮しなくても良い。

また、鋼製透過型砂防えん堤の水通しの流向方向は、土石流の捕捉機能が発揮できるように上流に対して大きく偏心しないよう配慮することとする。不透過型砂防えん堤のように満砂後を想定して下流に直角方向に定めることはない。

なお、地形などの理由により水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる。

土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流のえん堤においては、水通し部の設計水深を「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）と比較して小さい値とする。その場合、水通し幅

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

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。

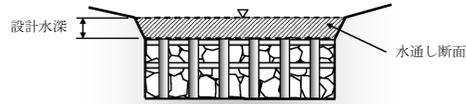


図-4.57 水通し断面 (斜線部) 『土・対・針 P32』『鋼・砂・便 P93』

(2) 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。

『土・対・針 P32』

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。

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、未満砂の状態で平常時の流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。

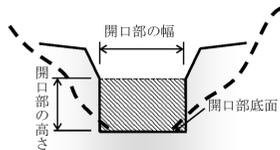


図-4.58 透過型砂防堰堤の開口部 (斜線部)

旧

第1章 砂防えん堤

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。

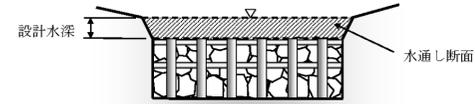


図-4.58 水通し断面 (斜線部)

(2) 開口部の設定

透過型砂防えん堤の開口部の幅、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。

『土・対・針 P28』

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。

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、未満砂の状態で平常時の流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。

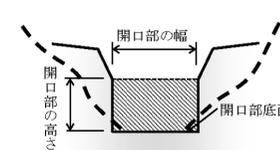


図-4.59 透過型砂防えん堤の開口部 (斜線部)

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(3) 透過部断面の設定

透過型砂防堰堤の透過部断面は、土石流の最大礫径、および施設の目的等により決定する。
『土・対・計 P33』

鋼製透過型砂防堰堤の部材間隔は、下流の保全対象の位置、下流施設の整備状況など、下流域への安全面に配慮して捕捉すべき礫径を選定する。

(1) 土石流の流下区間（フロント部を形成する）において、土石流の捕捉を目的に部材間隔を設定する場合は最大礫径 D_{95} の1倍程度以下にする。

(2) 土石流の堆積区間（各個運搬される）において、土石流捕捉を目的に部材間隔を設定する場合は最大礫径（ D_{80} ）の1倍程度以下にする。

『鋼・砂・便 P81』

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-4.59参照）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。鋼製透過型砂防堰堤に土石流捕捉効果を発揮させるためには、土石流フロント部を形成する巨礫をもとに適切な部材間隔を設定する必要がある。この適切な部材間隔とは、巨礫のアーチクッションにより部材間隔が閉塞される間隔であり、この結果、透過部が目詰まりし鋼製透過型砂防堰堤は不透過型砂防堰堤に機能転換され、後続流中の小礫や細粒土砂も捕捉することができる。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、流況及び流域内の既施設配置状況、堰堤高等に十分留意する必要がある。

水平純間隔は最大礫径 D_{95} の1.0倍程度に設定する。土石流の水深より高い透過型砂防堰堤等を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径 D_{95} の1.0倍程度に設定し、土石流の捕捉を確実にする。最下段の透過部断面高さは土石流の水深以下程度とする。ただし、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する（表-4.31参照）。

なお、水平純間隔及び鉛直純間隔は、実験（図-4.60参照）によると、土砂容積濃度が高い場合、最大礫径 D_{95} の1.5倍より小さければ、透過部断面が閉塞することが分かっているため、機能上、必要な場合、1.5倍まで広げることができる。機能上、必要な場合とは、例えば、流下区間に複数基透過型砂防堰堤を配置する時の上流側の透過型砂防堰堤の水平純間隔及び鉛直純間隔を広げることにより効果的に土石流に対処できる場合等である。

ただし、上記の礫捕捉機能は土石流フロント部が形成される場合である。すなわち、土石流フロント部に最大礫径 D_{95} を含む巨礫群が透過部に到達することが条件となる。このため、土石流の堆積区間や谷出口ではフロント部が維持できず、最大礫径 D_{95} が到達しない可能性がある。このような地形では、礫径は各個運搬されることが想定されるため、これらの礫群を捕捉するためには部材間隔を最多礫径（ D_{80} ）の1倍程度以下にすることが望ましい。

すなわち、土石流の流下形態は、流域面積、勾配の局所的な変化、礫個数と分布状況などにも影響されるため、溪床勾配のみで判断するのではなく、現地の状況を十分把握する必要がある。

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すべ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

旧

第1章 砂防えん堤

(3) 透過部断面の設定

透過型砂防えん堤の透過部断面は、土石流の最大礫径、流木の最大直径、および施設の目的等により決定する。
『土・対・計 P30』

鋼製透過型砂防えん堤の部材間隔は、下流の保全対象の位置、下流施設の整備状況など、下流域への安全面に配慮して捕捉すべき礫径を選定する。

(1) 土石流の流下区間（フロント部を形成する）において、土石流の捕捉を目的に部材間隔を設定する場合は最大礫径 D_{95} の1倍程度以下にする。

(2) 土石流の堆積区間（各個運搬される）において、土石流捕捉を目的に部材間隔を設定する場合は最大礫径（ D_{80} ）の1倍程度以下にする。

『鋼・砂・便 P81』

解説

土石流捕捉のための透過型砂防えん堤は、透過部断面の純間隔（図-4.59参照）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。鋼製透過型砂防えん堤に土石流捕捉効果を発揮させるためには、土石流フロント部を形成する巨礫をもとに適切な部材間隔が閉塞される間隔であり、この結果、透過部が目詰まりし鋼製透過型砂防えん堤は不透過型砂防えん堤に機能転換され、後続流中の小礫や細粒土砂も捕捉することができる。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、流況及び流域内の既施設配置状況、えん堤高等に十分留意する必要がある。

水平純間隔は最大礫径 D_{95} の1.0倍程度に設定する。土石流の水深より高い透過型砂防えん堤等を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径 D_{95} の1.0倍程度に設定し、土石流の捕捉を確実にする。最下段の透過部断面高さは土石流の水深以下程度とする。ただし、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する（表-4.30参照）。

なお、水平純間隔及び鉛直純間隔は、実験（図-4.59参照）によると、土砂容積濃度が高い場合、最大礫径 D_{95} の1.5倍より小さければ、透過部断面が閉塞することが分かっているため、機能上、必要な場合、1.5倍まで広げることができる。機能上、必要な場合とは、例えば、流下区間に複数基透過型砂防えん堤を配置する時の上流側の透過型砂防えん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。

ただし、上記の礫捕捉機能は土石流フロント部が形成される場合である。すなわち、土石流フロント部に最大礫径 D_{95} を含む巨礫群が透過部に到達することが条件となる。このため、土石流の堆積区間や谷出口ではフロント部が維持できず、最大礫径 D_{95} が到達しない可能性がある。このような地形では、礫径は各個運搬されることが想定されるため、これらの礫群を捕捉するためには部材間隔を最多礫径（ D_{80} ）の1倍程度以下にすることが望ましい。

すなわち、土石流の流下形態は、流域面積、勾配の局所的な変化、礫個数と分布状況などにも影響されるため、溪床勾配のみで判断するのではなく、現地の状況を十分把握する必要がある。

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すべ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

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

きる。

- ①土石流の水深以下の透過部断面が土石流に含まれる巨礫等により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の流下中にも保持されること。
- ②土石流の水深よりも高い位置の透過部断面が土石流の後続流により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の後続流の流下中にも保持されること。

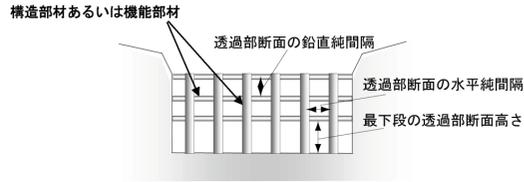


図-4.59 透過部断面の純間隔

表-4.31 透過型砂防堰堤における透過部断面の設定について

機能	渓床勾配の目安	水平純間隔	鉛直純間隔	最下段の透過部断面高さ
土石流の捕捉	$1/3 \leq 1$	$D_{95} \times 1.0$ 程度	$D_{95} \times 1.0$ 程度	土石流水深以下
	$1/6 \leq 1 < 1/3$	*1	*1	*2
	$1/30 \leq 1 < 1/6$	$(D_{80}) \times 1.0$	$(D_{80}) \times 1.0$	$D_{95} \times 1.0$

*1 上述のとおり、土石流フロント部が形成される場合は、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 上述のとおり、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。

『土・対・針 P34』『鋼・砂・便 P84』

旧

第1章 砂防えん堤

きる。

- ①土石流の水深以下の透過部断面が土石流に含まれる巨礫等により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の流下中にも保持されること。
- ②土石流の水深よりも高い位置の透過部断面が土石流の後続流により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の後続流の流下中にも保持されること。

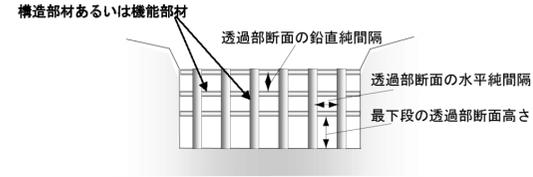


図-4.60 透過部断面の純間隔

表-4.30 透過型砂防えん堤における透過部断面の設定について

機能	渓床勾配の目安	水平純間隔	鉛直純間隔	最下段の透過部断面高さ
土石流の捕捉	$1/3 \leq 1$	$D_{95} \times 1.0$	$D_{95} \times 1.0$	土石流水深以下
	$1/6 \leq 1 < 1/3$	*1	*1	*2
	$1/30 \leq 1 < 1/6$	$(D_{80}) \times 1.0$	$(D_{80}) \times 1.0$	$D_{95} \times 1.0$

*1 上述のとおり、土石流フロント部が形成される場合は、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 上述のとおり、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。

『土・対・針 P31』『鋼・砂・便 P84』

【設計編 第1章 砂防堰堤】

～ (参考) 透過部の閉塞 (実験結果) ～

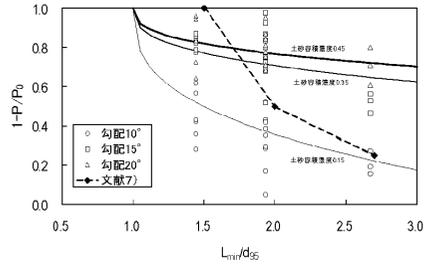


図-4.60 土石流のピーク流砂量の変化

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、P0 : 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_{55} : 最大粒径)。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わかる。

追加

文献7) 木山高久、小橋雅治、水野秀幸(1996):格子型ダムのピーク流砂量減少率に関する研究、砂防学会誌(新砂防)、Vol.47、No.5、p.8

『土・対・計 p35』

第1章 砂防えん堤

～ (参考) 透過部の閉塞 (実験結果) ～

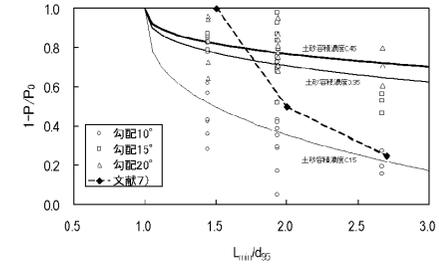


図-4.61 土石流のピーク流砂量の変化

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、P0 : 無施設時のピーク流砂量、 L_{min} : 格子型砂防えん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} : 最大粒径)。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わかる。

『土・対・計 p32』

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(4) 断面形状の設定

鋼製透過型砂防堰堤の流下方向の断面形状は、設計外力をスムーズに地盤へ伝達させる構造とし、運搬及び架設に配慮して総合的に設定するものとする。

『鋼・砂・便 P95』

解説

透過型砂防堰堤の最上流部材は礫や流木の直撃を受ける部材であり、この最上流部材で受けた土石流の流体力や礫の衝撃力および土石流捕捉後の堆砂圧を河川軸方向の部材で底版コンクリートに無理なく伝達させることが重要である。このような機能上、構造上の検討に加え、現地架設や部材の運搬にも配慮して総合的に断面形状を設定するものとする。

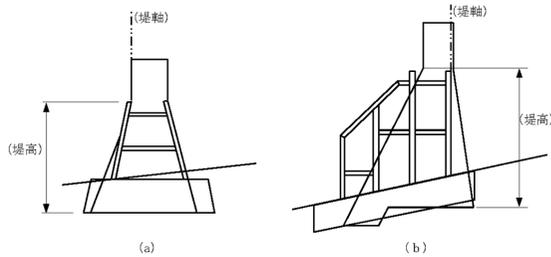


図-4.61 透過型砂防堰堤の堤軸

また、上述の河川軸方向部材間を河川軸直角方向の部材で連結すれば、立体構造となり偏心荷重に対して安全性を増す役割を果たす。

なお、水通し天端から越流が予想される礫に対して安全性を検証しておく必要がある。

透過型砂防堰堤の堤軸については、従来の砂防堰堤に準じて水通し下流端に合わせる。ただし、格子形状のように上下流の敷幅が長い場合には、堰堤の土砂捕捉機能を考慮して最上流柱中心を堰堤軸としている。

2.9.4 底版コンクリート

底版コンクリートは、基礎根入れを考慮して透過部が閉塞された状態と閉塞されない状態の両方で、鋼製骨組構造と一体となって安定性を確保するよう設計する。

『鋼・砂・便 P123』

解説

鋼製透過型砂防堰堤といえども土石流流体力や堆砂圧に抵抗し地盤に荷重を伝達するには重さが必要である。この役目を果たしているのが底版コンクリートであり、鋼製フレームで受けた荷重を地盤へ伝達するとともに、滑動に抵抗する重さとして働く。このため、安定計算により底版コンクリートの大きさを決定する。また底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を超えないことを照査する。

第1章 砂防えん堤

(4) 断面形状の設定

透過型砂防えん堤の断面形状は、水平外力をスムーズに地盤へ伝達できるとともに運搬・架設に配慮して総合的に設定するものとする。

『R21版鋼・砂・便 P68』

解説

透過型砂防えん堤の最上流部材は礫や流木の直撃を受ける部材であり、この最上流部材で受けた土石流の流体力や礫の衝撃力および土石流捕捉後の堆砂圧を河川軸方向の部材で底版コンクリートに無理なく伝達させることが重要である。このような機能上、構造上の検討に加え、現地架設や部材の運搬にも配慮して総合的に断面形状を設定するものとする。

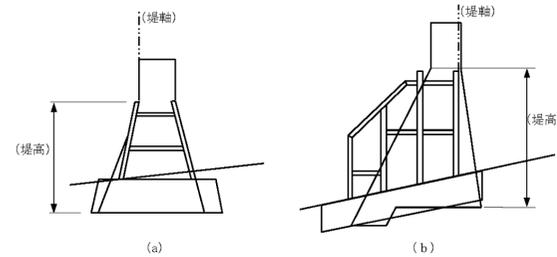


図-4.62 透過型砂防えん堤の堤軸

また、上述の河川軸方向部材間を河川軸直角方向の部材で連結すれば、立体構造となり偏心荷重に対して安全性を増す役割を果たす。

なお、水通し天端から越流が予想される礫に対して安全性を検証しておく必要がある。

透過型砂防えん堤の堤軸については、従来の砂防えん堤に準じて水通し下流端に合わせる。ただし、格子形状のように上下流の敷幅が長い場合には、えん堤の土砂捕捉機能を考慮して最上流柱中心をえん堤軸としている。

2.9.4 底版コンクリート

底版コンクリートは、基礎根入れを考慮して透過部が閉塞された状態と閉塞されない状態の両方で、鋼製骨組構造と一体となって安定性を確保するよう設計する。

『鋼・砂・便 P123』

解説

鋼製透過型砂防えん堤といえども土石流流体力や堆砂圧に抵抗し地盤に荷重を伝達するには重さが必要である。この役目を果たしているのが底版コンクリートであり、鋼製フレームで受けた荷重を地盤へ伝達するとともに、滑動に抵抗する重さとして働く。このため、安定計算により底版コンクリートの大きさを決定する。また底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を超えないことを照査する。

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

①底版コンクリートの厚さ

底版コンクリートの厚さは、基礎地盤に応じた根入れ深を確保するとともに、設計外力に対して自重として抵抗するため、堰堤の安定上必要な厚さを確保する。このとき、底版コンクリートが割れ、一体性が損なわれると安定性を確保できない。このため、上部工である鋼管フレーム構造と一体となって安定性を確保できるよう底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を越えない厚さとする。内部応力に引張が発生する場合には配筋等により厚さを抑え、過度な削削を避けることとする。

鋼製部（透過部）と底版コンクリートが一体に働くように鋼管柱を底版コンクリートに埋め込む形式が採用されている。このとき、鋼管を固定するための鋼管の埋込深さは鋼管外径以上が必要である。また、底版コンクリートの最小厚さは使用する鋼管外径の2倍以上とする。通常、安定性に必要な自重を確保するため、基礎部の根入れに合わせて2m以上としている場合が多い。鋼管の埋込深さは、その1/2である1m程度を埋め込んでいる。ただし、底版コンクリートの厚さを決定するにあたって、コンクリート打設リフト高さなどの施工上の制約がある場合、それらを考慮して設計することが望ましい。

②底版コンクリートの傾斜

土石流を捕捉するまでには、底版コンクリート天端（透過部底面）を流水が通過することになる。堤高が高いと上部工である鋼管フレームの上下流方向の延長が長くなるため、これを固定する底版コンクリートも長くなる。この場合、底版がフラットであると渓床勾配が急になるほど上流の根入れを確保するために掘り込むことになる。対応として、渓床勾配に合わせて傾斜させることで、根入れを確保し堤高を抑えることができる。ただし、底版コンクリートはフラットな方が安定である。底版コンクリートに傾斜をつけると安定性で不利となる場合、底版を階段状に整形することにより滑動に対する抵抗が向上するため、基礎地盤、施工性等により底版形状も工夫する。

③カットオフ

鋼製透過型砂防堰堤が満砂した場合、流水は透過部枠内に落下し、底版コンクリート天端を流れる。したがって、洗掘防止のためのカットオフは必要ない。ただし、砂礫地盤で次の場合にはカットオフを含めた前庭保護工の必要性を検討する。

- (a) 地盤を構成する粒径が小さい場合
- (b) 透過部枠内に砂礫が堆積し下流端に落水がある場合
- (c) 底版コンクリート下流端と渓床に落差がある場合

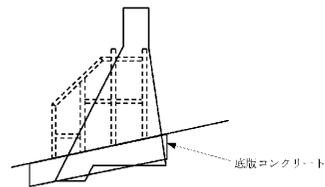


図-4.62 底版コンクリート形状

旧

第1章 砂防えん堤

①底版コンクリートの厚さ

底版コンクリートの厚さは、基礎地盤に応じた根入れ深を確保するとともに、設計外力に対して自重として抵抗するため、えん堤の安定上必要な厚さを確保する。このとき、底版コンクリートが割れ、一体性が損なわれると安定性を確保できない。このため、上部工である鋼管フレーム構造と一体となって安定性を確保できるよう底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を越えない厚さとする。内部応力に引張が発生する場合には配筋等により厚さを抑え、過度な削削を避けることとする。

鋼製部（透過部）と底版コンクリートが一体に働くように鋼管柱を底版コンクリートに埋め込む形式が採用されている。このとき、鋼管を固定するための鋼管の埋込深さは鋼管外径以上が必要である。また、底版コンクリートの最小厚さは使用する鋼管外径の2倍以上とする。通常、安定性に必要な自重を確保するため、基礎部の根入れに合わせて2m以上としている場合が多い。鋼管の埋込深さは、その1/2である1m程度を埋め込んでいる。ただし、底版コンクリートの厚さを決定するにあたって、コンクリート打設リフト高さなどの施工上の制約がある場合、それらを考慮して設計することが望ましい。

②底版コンクリートの傾斜

土石流を捕捉するまでには、底版コンクリート天端（透過部底面）を流水が通過することになる。堤高が高いと上部工である鋼管フレームの上下流方向の延長が長くなるため、これを固定する底版コンクリートも長くなる。この場合、底版がフラットであると渓床勾配が急になるほど上流の根入れを確保するために掘り込むことになる。対応として、渓床勾配に合わせて傾斜させることで、根入れを確保し堤高を抑えることができる。ただし、底版コンクリートはフラットな方が安定である。底版コンクリートに傾斜をつけると安定性で不利となる場合、底版を階段状に整形することにより滑動に対する抵抗が向上するため、基礎地盤、施工性等により底版形状も工夫する。

③カットオフ

鋼製透過型砂防えん堤が満砂した場合、流水は透過部枠内に落下し、底版コンクリート天端を流れる。したがって、洗掘防止のためのカットオフは必要ない。ただし、砂礫地盤で次の場合にはカットオフを含めた前庭保護工の必要性を検討する。

- (a) 地盤を構成する粒径が小さい場合
- (b) 透過部枠内に砂礫が堆積し下流端に落水がある場合
- (c) 底版コンクリート下流端と渓床に落差がある場合

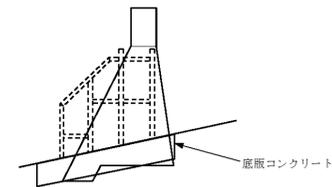


図-4.63 底版コンクリート形状

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.9.5 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。

『土・対・計 p36』

解 説

①設計外力

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、不透過型堰堤と同様とする（設計編第1章2.6.3参照）。

鋼製透過型砂防堰堤の場合、未満砂の状態では透過部から流水が抜けるため、洪水時は考慮せず満砂後の土石流時の安定計算を行う。

『鋼・砂・便 P131』

②断面形状の設定

1) 天端幅

透過型砂防堰堤の非越流部の天端幅の考え方は、不透過型堰堤と同様とする（設計編第1章2.6.2参照）。

2) 上流のり

砂防堰堤として計画する経済的な断面を原則とするが、土砂及び流木の捕捉上、支障がないように、また、地震にも配慮して非越流部の上流のり勾配は1:0.2~1:0.3とするのがよい。

3) 下流のり

下流のりは、堰堤満砂後も越流水により叩くことがないため力学的に安定で経済性（掘削量、材料）を考慮して逆断面を採用している。したがって下流のり勾配は、上流のり勾配を定めたあと、安定計算によって安全で最も経済的になるように定める。

『鋼・砂・便 P133』

旧

第1章 砂防えん堤

2.9.5 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。

『土・対・計 p33』

解 説

①設計外力

透過型砂防えん堤の非越流部の安定条件及び設計外力の考え方は、不透過型えん堤と同様とする（設計編第1章2.6.3参照）。

鋼製透過型砂防えん堤の場合、未満砂の状態では透過部から流水が抜けるため、洪水時は考慮せず満砂後の土石流時の安定計算を行う。

『鋼・砂・便 P131』

②断面形状の設定

1) 天端幅

透過型砂防えん堤の非越流部の天端幅の考え方は、不透過型えん堤と同様とする（設計編第1章2.6.2参照）。

2) 上流のり

砂防えん堤として計画する経済的な断面を原則とするが、土砂及び流木の捕捉上、支障がないように、また、地震にも配慮して非越流部の上流のり勾配は1:0.2~1:0.3とするのがよい。

3) 下流のり

下流のりは、えん堤満砂後も越流水により叩くことがないため力学的に安定で経済性（掘削量、材料）を考慮して逆断面を採用している。したがって下流のり勾配は、上流のり勾配を定めたあと、安定計算によって安全で最も経済的になるように定める。

『鋼・砂・便 P133』

2.9.6 前庭保護工

前庭保護工は、砂防えん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。

『土・対・計 P34』

解 説

透過型砂防えん堤の場合には、通常の流水は河床沿いに設置前とほとんど変わらずに流下するものであり、前庭保護工を必要としないと考えられる場合が多い。しかし、捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合、および透過部下端と浜床面との間に落差を生じる構造などには、不透過型砂防えん堤に準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副えん堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

なお、副えん堤の水通し断面は、本えん堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.9.6 前庭保護工

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。

『土・対・針 P37』『鋼・砂・便 P128』

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場合が多い。しかし、捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合、および透過部下端と溪床面との間に落差を生じる構造などには、不透過型砂防堰堤に準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

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。

透過型砂防堰堤の前庭保護工設置の検討フローを図-4.63に示す。前庭保護工の要不要と規模は、流量および落水が底版コンクリートに落ちるか否かに左右される。透過型砂防堰堤は、不透過型砂防堰堤のように恒常的に水通し天端から越流することはないので、前庭保護工をつけるとしても簡易なものとする。

追加

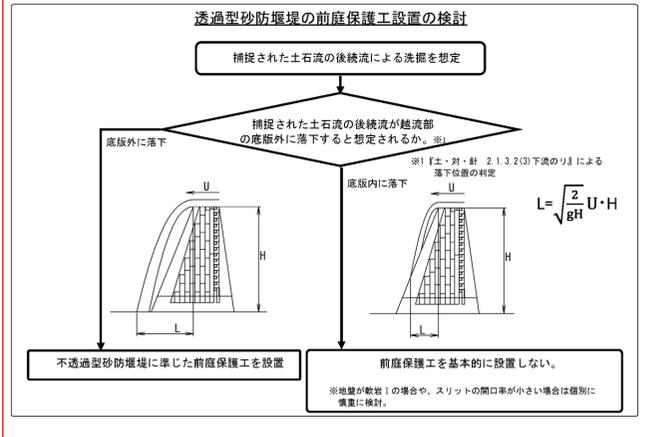


図-4.63 透過型砂防堰堤の前庭保護工設置の検討フロー

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.10 部分透過型砂防堰堤の構造

2.10.1 越流部の安定性

部分透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ堤体を構成する部材が土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

『土・対・針 P38』

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、透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

(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。

『土・対・針 P38』

解説

部分透過型砂防堰堤全体の安定条件は不透過型砂防堰堤に準ずる。（設計編第1章2.6.1(1)参照）

(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、不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部の構造に応じた設計外力が作用するものとする。

『土・対・針 P38』

解説

① 安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表-4.32のとおりとする。

表-4.32 部分透過型砂防堰堤の設計外力（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	静水圧、堆砂圧、 揚圧力

旧

第1章 砂防えん堤

2.10 部分透過型砂防えん堤の構造

2.10.1 越流部の安定性

部分透過型砂防えん堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ堤体を構成する部材が土石流およ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。

『土・対・針 P35』

解説

部分透過型砂防えん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、透過型砂防えん堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

(1) 安定条件

部分透過型砂防えん堤の堤体全体の安定条件は不透過型砂防えん堤と同様とする。

『土・対・針 P35』

解説

部分透過型砂防えん堤全体の安定条件は不透過型砂防えん堤に準ずる。（設計編第1章2.6.1(1)参照）

(2) 設計外力

部分透過型砂防えん堤の設計外力は、基本的には、不透過型砂防えん堤と同様とするが、透過部の構造に応じた設計外力が作用するものとする。

『土・対・針 P35』

解説

① 安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表-4.31のとおりとする。

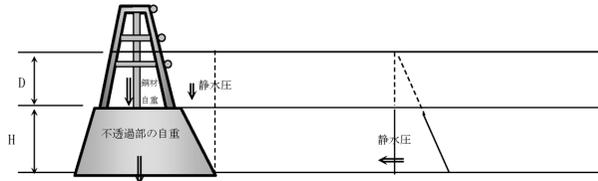
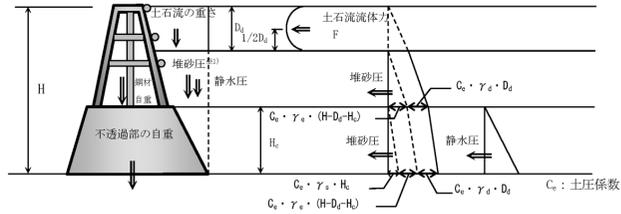
表-4.31 部分透過型砂防えん堤の設計外力（自重を除く）

	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
えん堤高15m未満	/	静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧
えん堤高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	静水圧、堆砂圧、 揚圧力

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

②安定計算に用いる設計外力は図-4.64に示すように透過部と不透過部に作用させる。



※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量 γ_s を用いる。
 ※2) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量 γ_e を用いる。

図-4.64 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力
 (H < 15m、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る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。

(3) 設計流量

設計流量は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・研・針 P40』

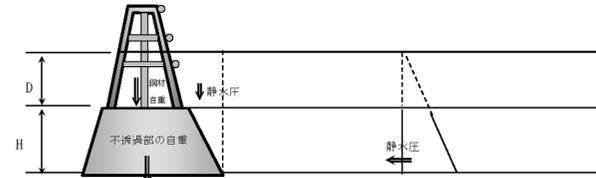
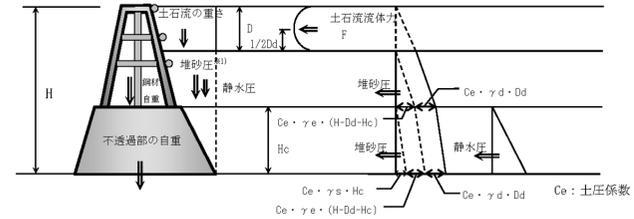
解説

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。
 (設計編第1章2.6.1(3)参照)

旧

第1章 砂防えん堤

②安定計算に用いる設計外力は図-4.63に示すように透過部と不透過部に作用させる。



※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量 γ_s を用いる。
 ※2) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量 γ_s を用いる。

図-4.64 部分透過型砂防えん堤の安定計算に用いる設計外力
 (H < 15m、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る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。

(3) 設計流量

設計流量は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

『土・研・針 P37』

解説

部分透過型砂防えん堤の設計流量の考え方は、不透過型砂防えん堤と同様とする。
 (設計編第1章2.6.1参照)

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(4) 設計水深

設計水深は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・対・針 P40』

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。
(設計編第1章2.6.1(4)参照)

2.10.2 透過部の構造検討

透過部の構造検討は透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・対・針 P41』

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。
(設計編第1章2.9.2参照)

2.10.3 本体構造

(1) 水通し断面

水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・対・針 P42』

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。
(設計編第1章2.9.3(1)参照)

(2) 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。

『土・対・針 P42』

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。
(設計編第1章2.9.3(2)参照)

(3) 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。

『土・対・針 P42』

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。
(設計編第1章2.9.3(3)参照)

旧

第1章 砂防えん堤

(4) 設計水深

設計水深は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

『土・対・針 P37』

解説

部分透過型砂防えん堤の設計流量の考え方は、不透過型砂防えん堤と同様とする。
(設計編第1章2.6.1参照)

2.10.2 透過部の構造検討

透過部の構造検討は透過型砂防えん堤と同様とする。

『土・対・針 P38』

解説

部分透過型砂防えん堤の部材および構造は、透過型砂防えん堤と同様に検討する。
(設計編第1章2.9.2参照)

2.10.3 本体構造

(1) 水通し断面

水通し断面は、透過型砂防えん堤と同様とする。

『土・対・針 P39』

解説

部分透過型砂防えん堤の水通し断面は、透過型砂防えん堤と同様とする。
(設計編第1章2.9.3参照)

(2) 開口部の設定

開口部の設定は、透過型砂防えん堤と同様とする。

『土・対・針 P39』

解説

部分透過型砂防えん堤の開口部の設定は、透過型砂防えん堤と同様とする。
(設計編第1章2.9.3参照)

(3) 透過部断面の設定

透過部断面の設定は、透過型砂防えん堤と同様とする。

『土・対・針 P39』

解説

部分透過型砂防えん堤の透過部断面の設定は、透過型砂防えん堤と同様とする。
(設計編第1章2.9.3参照)

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

(4) 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。

『土・対・計 P42』

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。

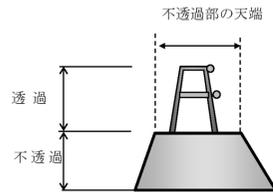


図-4.65 部分透過型砂防堰堤越流部側面図(例)

(5) 下流のり

下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・対・計 P43』

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。
(設計編第1章2.6.2(3)参照)

(6) 基礎

基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・対・計 P43』

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。
(設計編第1章2.6.2(4)参照)

(7) 水抜き

水抜きは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

『土・対・計 P44』

解説

部分透過型堰堤の水抜きは、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(設計編第1章2.6.2(5)参照)

旧

第1章 砂防えん堤

(4) 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。

『土・対・計 P38』

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、不透過型砂防えん堤に準じ、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。

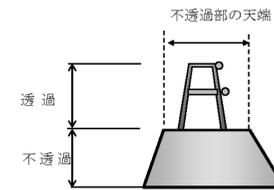


図-4.65 部分透過型砂防えん堤越流部側面図(例)

(5) 下流のり

下流のりは、不透過型砂防えん堤と同様とする。

『土・対・計 P40』

解説

部分透過型砂防えん堤の下流のりは、不透過型砂防えん堤と同様とする。
(設計編第1章2.6.2参照)

(6) 基礎

基礎は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

『土・対・計 P40』

解説

部分透過型砂防えん堤の基礎は、不透過型砂防えん堤と同様とする。
(設計編第1章2.6.2参照)

(7) 水抜き

水抜きは、不透過型砂防えん堤と同様とする。

『土・対・計 P41』

解説

部分透過型えん堤の水抜きは、不透過型砂防えん堤と同様とする。
(設計編第1章2.6.2参照)

新

【設計編 第1章 砂防堰堤】

2.10.4 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。

『土・対・計 P45』

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。（設計編第1章2.6.3参照）

2.10.5 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。

『土・対・計 P46』

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。（設計編第1章2.6.7参照）

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。

2.11 除石

土石流・流木対策施設において除石を前提とした施設の効果量を見込む場合は、捕捉あるいは堆積した土石流や流木をすみやかに除石する。

『土・対・計 P47』

解説

除石の基本的な考え方は、計画編第2章第4節によるものとする。

旧

第1章 砂防えん堤

2.10.4 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、不透過型砂防えん堤と同様とする。

『土・対・計 P42』

解説

部分透過型砂防えん堤の非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防えん堤と同様とする。（設計編第1章2.6.3参照）

2.10.5 前庭保護工

部分透過型砂防えん堤の前庭保護工は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

『土・対・計 P43』

解説

部分透過型砂防えん堤の前庭保護工は、不透過型砂防えん堤と同様とする。（設計編第1章2.6.7参照）

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。

減勢工や副えん堤については、その必要性を十分吟味して計画する。なお、副えん堤の水通し断面は、本えん堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

2.11 除石

土石流・流木対策施設において除石を前提とした施設の効果量を見込む場合は、捕捉あるいは堆積した土石流や流木をすみやかに除石する。

『土・対・計 P44』

解説

除石の基本的な考え方は、計画編第2章第4節によるものとする。