2016 年度版 水利施設工学Ⅰ・Ⅱ

地域環境工学分野 施設機能工学研究室
長 束 勇

1. 戦力的な保全管理対策（ストックマネジメント） 1
1.1 ストックマネジメントとは（島根大学 長束 勇） 1
1.1.1 農業水利ストックの蓄積と老朽化の進行 1
1.1.2 効率的な機能保全対策の要請とその対応 1
1.1.3 ストックマネジメントの考え方と定義 2
1.2 施設機能保全の戦略（マクロマネジメント）（農工研 森 丈久） 2
1.2.1 マクロマネジメントとミクロマネジメント 2
1.2.2 予算の確保および配分 3
1.2.3 技術基準類の整備 3
1.2.4 人材の育成（技術者教育） 3
1.2.5 組織体制の整備 3
1.3 施設機能保全の実際（ミクロマネジメント） 3
1.3.1 機能診断（農工研 森 充広） 3
1.3.1.1 機能（function）と性能（performance） 3
1.3.1.2 機能診断 3
1.3.1.3 機能診断の位置づけ 4
1.3.1.4 機能診断の流れ 4
1.3.1.5 機能診断調査における調査項目および調査方法 5
1.3.2 劣化予測（農工研 渡嘉敷 勝） 6
1.3.2.1 劣化機構 6
1.3.2.2 劣化予測 7
1.3.2.3 構造物の性能低下 7
1.3.3 機能保全対策工法 7
1.3.3.1 対策工法の選定 7
1.3.3.2 機能保全対策工法の種類 8
1.3.3.3 機能保全対策のシナリオ 9
1.3.4 機能保全コスト（島根大学 長束 勇） 9
1.3.4.1 ライフサイクルコストと機能保全コスト 9
1.3.4.2 機能保全コストの算定 9
1.3.4.3 機能保全コスト検討の対象期間 10
1.3.4.4 機能保全コストの対象となる経費 10
1.3.4.5 社会的割引率と残存価値 10
1.3.5 機能保全計画（島根大学 石井将幸） 10
1.3.5.1 調査計画と劣化予測 10
1.3.5.2 機能保全計画 11
1.4 水利構造物の補修・補強 13
1.4.1 水利構造物のストックマネジメント 13
1.4.2 性能管理による構造物の機能保全対策 13
1.4.3 機能保全対策の各段階における“性能”に関わる研究課題 14
1.4.3.1 要求性能 ―RC 開水路における許容ひび割れ幅― 14
1.4.3.2 現況性能 ―農業用開水路に発生したひび割れ幅の変動量― 15
1.4.3.3 変状発生機構の解明 ―農業用水路トンネルにおけるひび割れの発生― 17
1.4.3.4 劣化の進行予測 ―農業用水路における選択的摩耗― 19
1.4.3.5 機能保全対策（新材料の開発） ―HPFRCC の表面被覆工法への適用― 21
1.4.3.6 機能保全対策（新工法の開発） ―応力機能目地工法― 23
1.4.4 フィードバックループの確立 24
（付録 1） 展望 施設機能工学によるストックマネジメントに向けて 26
（付録 2） 巻頭言 分際，仁，そして世論 28
（付録 3） 展望 水利施設保全管理のこれまでとこれから 29
（付録 4） 報文 補修・補強に関するマニュアル策定をめぐる技術的論点 31

（付録 5）　研究論文　コンクリート水路のひび割れ補修材料に必要な伸び性能 35
（付録 6）　研究論文　水路トンネルのひび割れ発生メカニズムとその補強工法 43
（付録 7）　研究論文　水砂噴流摩耗試験機の試作とその性能評価 50
（付録 8）　研究論文　開発した水砂噴流摩耗試験機の促進倍率 57
（付録 9）　研究論文　複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料が有する 64
（付録 10）　研究論文　ゴム弾性を活用した水路目地補修工法の開発 70

2. ダ　　ム 77
2.1 概　論 77
2.1.1 概説 77
2.1.2 用語の定義 77
2.1.3 ダムの分類 78
2.1.3.1 フィルダムの分類 78
2.1.3.2 コンクリートダムの分類 78
2.1.4 ダムの構成 78
2.1.4.1 堤体 78
2.1.4.2 取水・放流設備 79
2.1.4.3 管理設備 79
2.2 設計の基本 80
2.2.1 配置計画と施設設計 80
2.2.2 調査計画 80
2.2.2.1 調査と設計・施工の流れ 80
2.2.2.2 調査項目 80
2.2.3 ダムの諸元 82
2.2.3.1 流域面積 82
2.2.3.2 設計洪水流量 83
2.2.3.3 貯水池の水位 84
2.2.3.4 貯水容量 85
2.2.4 設計の条件 85
2.2.4.1 静的構造計算を検討するケース 85
2.2.4.2 設計震度の基本量 85
2.2.4.3 構造計算で考慮する荷重 86
2.2.4.4 考慮する荷重の算定方法 86
2.3 フィルダム 89
2.3.1 設計床掘線の決定 89
2.3.2 基礎処理の設計 90
2.3.3 基礎処理工法 91
2.3.3.1 浸透流に対する処理 91
2.3.3.2 すべり破壊に対する処理 92
2.3.3.3 変形に対する処理 93
2.3.4 ダムタイプ 93
2.3.4.1 ダムタイプの決定要因 93
2.3.4.2 ダムタイプの決定 94
2.3.5 堤体材料の設計数値 95
2.3.5.1 設計数値決定の試験条件 95
2.3.5.2 堤体材料の設計強度 96
2.3.6 堤体の断面構成 96
2.3.6.1 均一型フィルダム 97
2.3.6.2 ゾーン型フィルダム 97
2.3.6.3 表面遮水壁型フィルダム 100
2.3.6.4 中心遮水壁型フィルダム 101
2.3.7 堤体の形状 101
2.3.7.1 堤頂標高 101
2.3.7.2 余盛 101
2.3.7.3 堤頂幅 101

2.3.7.4　斜面勾配と小段 102
2.3.8　浸透流の検討 102
2.3.8.1　浸透流解析 102
2.3.8.2　浸潤線 104
2.3.9　堤体および基礎地盤の力学的安定性の検討 106
2.3.9.1　堤体のすべり破壊に対する検討 106
2.3.9.2　基礎地盤の力学的安定性の検討 108
2.3.9.3　堤体および基礎地盤の応力・変形解析 108
2.3.10　監査廊 109
2.3.11　取水・放流設備 109
2.3.11.1　洪水吐 109
2.3.11.2　取水設備 110
2.3.12　フィルダムの耐震性 111
2.3.12.1　地震による主な被害と対策 111
2.3.12.2　フィルダムの耐震設計 112
2.3.13　補稿（「フィルダム」のまとめにかえて） 113
2.3.13.1　自然材料の利用から派生する特徴 113
2.3.13.2　重力式コンクリートと比較して 114
2.3.13.3　フィルダムの問題点 115
付録（その 1） 116
付録（その 2） 118
2.4　重力式コンクリートダム 152
2.4.1　概要 152
2.4.2　設計に用いるコンクリートの性質 152
2.4.3　基礎岩盤の安定性 154
2.4.4　重力式ダムの特徴 155
2.4.5　重力式ダムの応力解析法 155
2.4.6　重力式ダムの設計の手順 155
2.4.7　重力式ダムの設計条件 156
2.4.8　堤体の安定計算 156
2.4.8.1　基本三角形 156
2.4.8.2　上流面勾配 157
2.4.8.3　下流斜面勾配 157
2.4.9　堤体の細部設計 158
2.4.9.1　ダムコンクリートの区分 158
2.4.9.2　ブロック割りと継目 159
2.4.10　温度規制 160
2.4.10.1　温度規制の方法 160
2.4.10.2　プレクーリング 161
2.4.10.3　パイプクーリング 161
2.4.11　ダムコンクリートの製造・運搬 162
2.4.11.1　ダムコンクリートの製造 162
2.4.11.2　ダムコンクリートの運搬 162
2.4.12　コンクリート打設前の準備 163
2.4.12.1　岩盤面の処理 164
2.4.12.2　コンクリート打継目面の処理 164
2.4.13　ダムコンクリートの打設 164
2.4.14　ダムコンクリートの養生 165
2.4.15　監査廊 165
2.4.16　排水孔 165
付録（その 3） 166

3.　頭　首　工 169
3.1　概　要 169
3.1.1　頭首工の歴史 169
3.1.2　頭首工の構成 169

3.2　設計の基本 170
3.2.1　各種の調査 171
3.2.1.1　河川の状況調査 171
3.2.1.2　河床などの状況 171
3.2.1.3　感潮河川での塩分の侵入 171
3.2.2　治水・利水についての調査 171
3.2.3　地形調査 172
3.2.4　地質調査 172
3.2.5　自然環境調査 172
3.2.6　工事施工条件調査 172
3.2.7　管理についての調査 172
3.3　頭首工の基本諸元 173
3.3.1　位置の選定と取水位の決定 173
3.3.2　取入方式および取入方法 173
3.3.3　形式の選定 173
3.3.4　可動堰・可動部の敷高 174
3.3.5　堰固定部設置の制限条件 174
3.3.6　径間長と計画高水流量との関係 174
3.4　取入口の設計 174
3.4.1　取入口の位置 175
3.4.2　取入口の形状 175
3.4.3　取入口の流入量 175
3.4.4　取入口の水位計算 175
3.5　浸透路長・浸透量の計算 175
3.5.1　パイピングの原因 175
3.5.2　浸透路長によるパイピングの検討 176
3.5.3　浸出勾配によるパイピングの検討 176
3.5.4　浸透量の算定 177
3.6　固定堰の設計 177
3.6.1　固定堰の断面形 177
3.6.2　基本断面形の修正 177
3.6.3　エプロン 177
3.6.4　固定堰に作用する荷重 177
3.6.5　固定堰の構造設計 178
3.7　可動堰の設計 178
3.7.1　洪水吐の水理設計 178
3.7.2　土砂吐の水理設計 178
3.7.3　堰柱の形状 179
3.7.3.1　堰柱の天端標高 179
3.7.3.2　堰柱の形状 179
3.7.4　可動堰の堰柱の設計 179
3.7.5　堰柱の安定計算のケース 179
3.7.6　堰柱の安定計算 180
3.8　護床工 180
3.8.1　護床工の水理設計 181
3.8.2　護床工の構造 181
3.9　頭首工のゲートの種類と特徴 182
3.9.1　ゲートの種類 182
3.9.2　各種の鋼製ゲートの特徴 182
3.9.3　ゴムの引布製起伏堰 183
3.10　頭首工の基礎 184
3.10.1　基礎工法の選定 184
3.10.2　基礎工法の種類 185
3.11　附帯施設 185
3.11.1　魚道 185
3.11.2　沈砂池 186

3.11.3　護岸と高水敷保護工 187
3.12　渓流取水工 188
3.12.1　渓流取水工が持つべき条件 188
3.12.2　取水方式 188
3.12.3　渓流取水工の位置 189
3.13　取水・放流の管理施設 190
3.13.1　取水管理施設 190
3.13.2　放流管理施設 190

4. 水　路　工 191
4.1　水路の分類 191
4.1.1　使用目的による分類 191
4.1.2　系統による分類 191
4.1.3　形式による分類 191
4.2　水路組織の設計 191
4.2.1　一般事項 191
4.2.2　用水路組織設計の基本事項 191
4.2.3　水路工設計の順序 192
4.3　水路工に必要な調査 192
4.3.1　調査計画 192
4.3.2　調査項目 192
4.3.2.1　地形調査と測量 192
4.3.2.2　地質・土地調査 192
4.3.2.3　気象・水文などの調査 193
4.3.2.4　立地条件調査 193
4.3.2.5　環境に関する調査 193
4.3.2.6　管理に関する調査 193
4.4　基本設計 193
4.4.1　設計流量・設計水位 194
4.4.2　水路形式による特徴 194
4.4.2.1　開水路の特徴 195
4.4.2.2　管水路の特徴 195
4.4.2.3　開水路と管水路の複合形式の特徴 195
4.4.3　水路の工種 195
4.4.3.1　開水路 195
4.4.3.2　トンネル 195
4.4.3.3　暗渠 195
4.4.3.4　サイホン・水路（管）橋 195
4.4.3.5 落差工，急流工 196
4.5　水理設計 196
4.5.1　許容流速 196
4.5.2　余裕高 196
4.6　構造設計 197
4.6.1　荷重 197
4.6.2　基礎反力 198
4.6.3　基礎反力 198
4.6.4　埋設する水路に作用する荷重 198
4.6.5　基礎の検討 198
4.7　水路施設の設計 199
4.7.1　開水路 199
4.7.1.1　フルーム 200
4.7.1.2　コンクリート擁壁水路 200
4.7.1.3　コンクリートブロック積み水路，石積み水路 200
4.7.1.4　鉄筋コンクリート二次製品 200
4.7.1.5　無ライニング水路 200
4.7.2　水路トンネル 201

4.7.2.1　分類 201
4.7.2.2　設計の基本 201
4.7.3　暗渠 202
4.7.3.1　暗渠の構成 202
4.7.3.2　暗渠の水理設計 202
4.7.4　サイホン 202
4.7.4.1　サイホンの分類と構成 203
4.7.4.2　サイホンの設計の基本 203
4.7.5　水路橋 204
4.7.6　落差工と急流工 205
4.7.6.1　落差工 205
4.7.6.2　急流工 207
4.8　分水工・量水施設・合流施設 207
4.8.1　分水工 207
4.8.1.1　分水工の種類 207
4.8.1.2　分水工の設計の基本 208
4.8.2　量水施設 208
4.9　調整施設 209
4.9.1　水位調整施設 209
4.9.1.1　基本事項 209
4.9.1.2　チェック方式の分類 209
4.9.2　余水吐 210
4.9.2.1　余水吐の分類 210
4.9.2.2　余水吐の設置位置 210
4.9.3　放水工 211
4.9.4　調整池 211
4.10　管水路 212
4.10.1　分類 212
4.10.1.1　概説 212
4.10.1.2　機構上の分類 212
4.10.1.3　水圧からの分類 212
4.10.1.4　配管上の分類 212
4.10.1.5　送配水上の分類 212
4.10.2　設計の基本 212
4.10.2.1　基本的考え方 212
4.10.2.2　設計の手順 213
4.10.3　設計 214
4.10.3.1　路線選定 214
4.10.3.2　設計流量と設計水圧 214
4.10.4　施工 217
4.10.4.1　管体の敷設 217
4.10.4.2　掘削 217
4.10.4.3　埋戻し 217
4.10.4.4　構造上の弱点部の施工 217
4.10.4.5　通水試験 217

1.戦略的な保全管理対策（ストックマネジメント）

1.1　ストックマネジメントとは（島根大学：長束　勇）

1.1.1　農業水利ストックの蓄積と老朽化の進行

昭和 24 年に土地改良法が制定されて以降，国や都道府県により新規の水源開発，取水堰や用排水路の近代化，機場や管理施設の整備など，大規模な農業水利施設の整備が本格的に行われてきた．この結果，国営，県営事業などで造成された基幹的な農業水利施設は，平成 13 年度末時点で，ダム，頭首工，用排水機場などの施設が約 7 千箇所，農業用用排水路が延長約 4 万 7 千 km にのぼり，再建設費で約 14 兆円，末端の施設まで含めると約 25 兆円の社会資本ストックが形成されるに至っている．今日，これらの農業水利施設は，食料生産基盤としての機能だけでなく，地下水のかん養や洪水防止などの多面的機能を発揮し，国民全体に便益を供給する社会共通資本となっている．

これらの基幹的な農業水利施設の相当数は，戦後に集中的に整備されてきたことから，順次，老朽化が進行し，更新が必要な時期を迎える施設が増加してきている．一方，これら施設の再整備は遅れており，現時点で標準耐用年数を超過している基幹的な農業水利施設は再建設費で約 2 兆円にも及んでいる．最近では，老朽化による施設崩壊などの事故が増加する状況も見られるようになっている．

1.1.2　効率的な機能保全対策の要請とその対応

近年，各公共事業分野では社会資本ストックの増大に伴い，その施設更新や保全管理に係る費用が増加するという状況にある．一方で，国と地方の厳しい財政状況から，公共事業への投資は抑制傾向にある．このため，既存ストックの有効利用による公共事業のコスト縮減が大きな課題となっている．そこで，一般的には金融資産や不動産などを管理・運用することを指すアセットマネジメントの考え方が，公共事業により造成された施設の維持管理や補修などを効率的に行う技術体系および経営管理手法（狭義のアセットマネジメント）として導入されつつある．

農業農村整備事業においても，農地を集積して農業構造改革を加速化するための農地整備や，用水施設が未整備の畑地におけるかんがい施設の新規整備などを推進するという政策課題がある中で，基幹的な農業水利施設の更新や保全管理に係る費用は年々増加している．このような傾向が継続すれば，将来の施策選択を制約する恐れもある．そこで，食料・農業・農村基本法に基づく「食料・農業・農村基本計画（平成 17 年 3 月閣議決定)」においては，“既存ストックの有効活用の観点から農業水利施設の長寿命化を図り，そのライフサイクルコストを低減することを通じ，効率的な更新整備や保全管理を充実する”としており，この具体的な施策の構築の検討が進められている．

従来は，施設の劣化と同時に，営農形態の変化に伴う用水需要ピークの増加や管理の省力化への要請，都市化・混住化に伴う水質悪化への対応などが大きく，施設に要求される機能そのものに変化があったため，物理的な耐用年数に達する前に施設の改良が必要となる場合が多かった．しかし，近年，耐用年数に近づきつつある施設が増加し，現況の機能をいかに保全し，実用的な供用期間を経済的に延伸できるかが課題であり，施設の性能評価や劣化の見通しに基づく対応を進めることが重要となっている．一方，農業水利システムは，ダム，頭首工，水路，トンネル，用排水機場や管理施設など，様々な工種の施設が組み合わさって機能しており，施設毎の耐用年数も異なっている．また，水路などは長大な構造物であり立地条件の差も大きいため，同一施設でも箇所毎に劣化状況が異なるという特色がある．このため，農業水利システムとしての機能を効率的に保全するためには，施設改良のために一括更新が必要となる場合とは異なり，農業水利施設を構成する構造物毎の劣化状況を細かに把握し，その度合いに応じて適時に対策を実施することが必要である．すなわち，適用可能な手法を複数想定して比較検討を行うなどにより，改築，

補強・補修，継続的な監視などについて，適切な対応と対策を選択的に実施することが重要である．その際，施設の構造性能の低下が致命的になる前に補修・補強などを実施する予防保全対策によって経済的かつ効率的に施設の長寿命化を図ることができる場合があることから，このような手法の積極的な活用が必要である．

1.1.3　ストックマネジメントの考え方と定義

農業水利施設の効率的な機能保全のためには，施設機能を支える施設性能（構造性能，水理性能など）を一定の範囲内に管理する手法を導入する必要がある．具体的には，定期的な機能診断によって性能低下の要因と状況を把握するとともに，これに対応した複数の対策を比較検討し，適時的確に対策を実施するプロセスをサイクルとして繰り返すとともに，併せて施設の機能診断や補修履歴などの情報を蓄積・利用することによって，施設の機能保全を効率的に実施する取組を導入することが有効と考えられる．この取組をストックマネジメントという．ところで，ストックマネジメントは，上述した狭義のアセットマネジメントと同義であり，農業農村整備事業における固有の用語として新たに定義したものである．

なお，農業水利施設の適切な機能保全とライフサイクルコストの低減を図るための実務に必要となる基本的事項を取りまとめた「農業水利施設の機能保全の手引き」では，ストックマネジメントとは，施設の機能診断に基づく機能保全対策の実施を通じて，既存施設の有効活用や長寿命化を図り，ライフサイクルコストを低減するための技術体系および管理手法の総称，と定義している．

1.2　施設機能保全の戦略（マクロマネジメント）（農工研：森　丈久）

1.2.1　マクロマネジメントとミクロマネジメント

一般公共施設で行われている「アセットマネジメント」では，個々の構造物の状態を把握し必要な維持補修等を行うミクロマネジメントと，個々の構造物が構成する一連の社会資本全体として最適に維持管理するための計画，予算配分等を行うマクロマネジメントに分け，それぞれにおいて最適なマネジメントを行いながら両者の連携を図ることにより全体としてのマネジメントの向上を目指す仕組みが提案されている[1)]．これを農業水利施設のストックマネジメントに当てはめてみると，個々の施設に対して国や都道府県などの出先事務所等が，機能診断，劣化予測，対策工法の検討，ライフサイクルコストの算定，機能保全計画の策定，機能保全対策の実施といった一連のプロセスを行うことがミクロマネジメントといえる．一方，国や都道府県などの本省庁が，それぞれの所管施設全体に対する必要予算を把握し，制約された予算の中で緊急度や重要度に応じて適切に予算の配分を行うことなどがマクロマネジメントといえる．一般的には，ミクロマネジメント＝ストックマネジメントのイメージがあるが，一般公共施設のアセットマネジメントと同様に，両者が適切に連携することによりストックマネジメントが成り立つといえる．マクロマネジメントとミクロマネジメントの関係を図-1に示す[2)]．

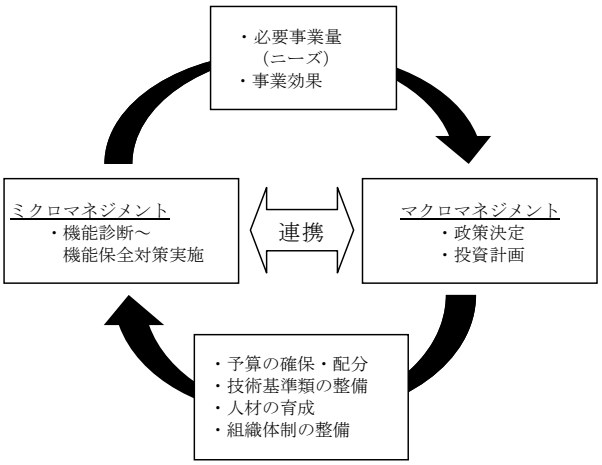


図-1　マクロマネジメントとミクロマネジメントの関係

マクロマネジメントの具体的役割としては，①予算の確保および配分，②技術基準類の整備，③人材の育成（技術者教育），④組織体制の整備，があげられる[3)]．

1.2.2　予算の確保および配分

現場でのミクロマネジメントに必要な諸々の費用が，個々の現場から予算要求の形であげられ，それらを集計することにより，必要な予算総額が明らかになる．しかし，個々の施設毎の要求をそのまま積み上げるのでは，予算の制約を大幅に上回るなど非現実的な予算額となる可能性がある．そこで，統一的な評価指標を設定し，各施設における対策実施の優先順位付けが必要になる．優先順位付けに基づき，個々の施設のミクロマネジメントに必要な予算の確保と配分を行うが，予算の制約内に収まるように，対策実施時期の前倒し，あるいは後送りによる予算の平準化を行う必要がある．この場合，個々の施設の機能保全計画で予定されている対策実施時期と実際に予算配分される時期が一致しないこともあり得るので，マクロマネジメントとミクロマネジメントとの間で十分な調整が必要となる．

1.2.3　技術基準類の整備

ミクロマネジメントでは，機能診断，劣化予測，対策工法の検討，ライフサイクルコストの算定，機能保全計画の策定，機能保全対策の実施といったプロセスが実践されることになるが，そのためには，それぞれのプロセスの方法論等を解説する技術基準類が必要になる．技術基準類の一つとして「農業水利施設の機能保全の手引き」が制定されているが，引き続きミクロマネジメントの実践に必要な新技術の研究開発を進め，それらの成果を技術基準類に取りまとめていく必要がある．

1.2.4　人材の育成（技術者教育）

ミクロマネジメントを実践していくためには，（ⅱ）の技術基準類の整備と併せて，現場技術者に新しい技術を習得させるための技術者教育が必要となる．具体的には，行政が，大学や試験研究機関などと連携のうえ，技術研修制度の充実を図るなどの対応が考えられる．

また，技術者の技術レベルを担保する資格制度も重要である．資格制度の一つとして，「農業水利施設総合診断士」があげられるが，農業水利施設の場合，施設が多岐にわたり，各施設の有する機能や構成材料などについての幅広い知識が求められるため，このような資格制度を充実することにより，現場技術者の技術力の維持・向上を図っていく必要がある．

1.2.5　組織体制の整備

従来，農業水利施設の造成は国や都道府県などが行い，完成後の施設の維持管理は土地改良区等の施設管理者が行うことが一般的であった．しかし，今後はストックマネジメントの導入により，新たに施設を造成する従来型の整備事業から，既存の施設に対して補修・補強を行うことにより施設の長寿命化を図る予防保全型の事業が主流となる．また，国や都道府県などの施設造成者自らが既存施設の状態を定期的に把握し，計画的に補修・補強などの機能保全対策を実施していくことになる．このため，施設造成者と施設管理者との連携を一層深める必要がある．さらに，施設造成者が中心となり，ミクロマネジメントの一連のプロセスの実施に必要な技術力を保持し，事故等の緊急事態にも迅速に対応できる機動的な組織体制を整備していく必要がある．

1.3　施設機能保全の実際（ミクロマネジメント）

1.3.1　機能診断（農工研：森　充広）

1.3.1.1　機能（function）と性能（performance）

コンクリート標準示方書[4)]によれば，構造物の“機能”とは目的あるいは要求に応じて構造物が果たすべき役割であり，構造物の“性能”とは目的あるいは要求に応じて構造物が発揮する能力と定義されている．したがって，機能は定性的に表現され，性能は定量的な数値として表現される．

1.3.1.2　機能診断

既設の農業水利施設は，それぞれがある目的を有して建設されたものであり，その目的を達成できるような機能や性能が備わるよう設計されている．農業水利施設が本来有すべきこれらの機能や性能が発揮できているかを確認し，現在要求されている機能や性能と比較して農業水利施設の状態を評価する一連の技術行為を機能診断という．すなわち，機能診断では，現在ある農業水利施設の機能や性能を把握すると同時に，要求性能を規定し，この要求性能を性能指標として農業水利施設の現状を評価することになる．機能診断は，機能診断調査と機能診断評価に大別される[5]．機能診断調査は，農業水利施設の発揮されている機能や性能を把握し，もし発揮できていないのであればこれらの過程や原因を明らかにする調査である．一方，機能診断評価は，機能診断調査結果を要求される機能や性能と比較して評価することである．農業水利施設には，様々な機能が要求される．現状では主に水利用機能，水理機能，構造機能，社会的安定機能に着目した機能診断が行われている．また，これらの各機能は，さらに下位の機能に細分化されるという階層構造を有しており，これら細分化された機能や性能が機能診断調査において調査すべき項目となる．

1.3.1.3　機能診断の位置づけ

農業水利施設の長寿命化を目指すストックマネジメントでは，施設管理者による日常管理や施設所有者による定期的な機能診断を実施し，適時に適切な対策を行って，再び施設管理者に引き渡すサイクルが機能しなければならない．施設の予定供用期間内に機能診断を行うことにより，農業水利施設を今後どのように管理していくかという機能保全計画の策定が可能となる．なお，機能診断情報には，施設の供用年数や変状の程度，その原因などが記録されていることから，近接する地区や類似する地区における機能診断の参考となる．現在，機能診断情報を一括してデータベース化するシステムが運用[6]されており，今後の活用が期待される．

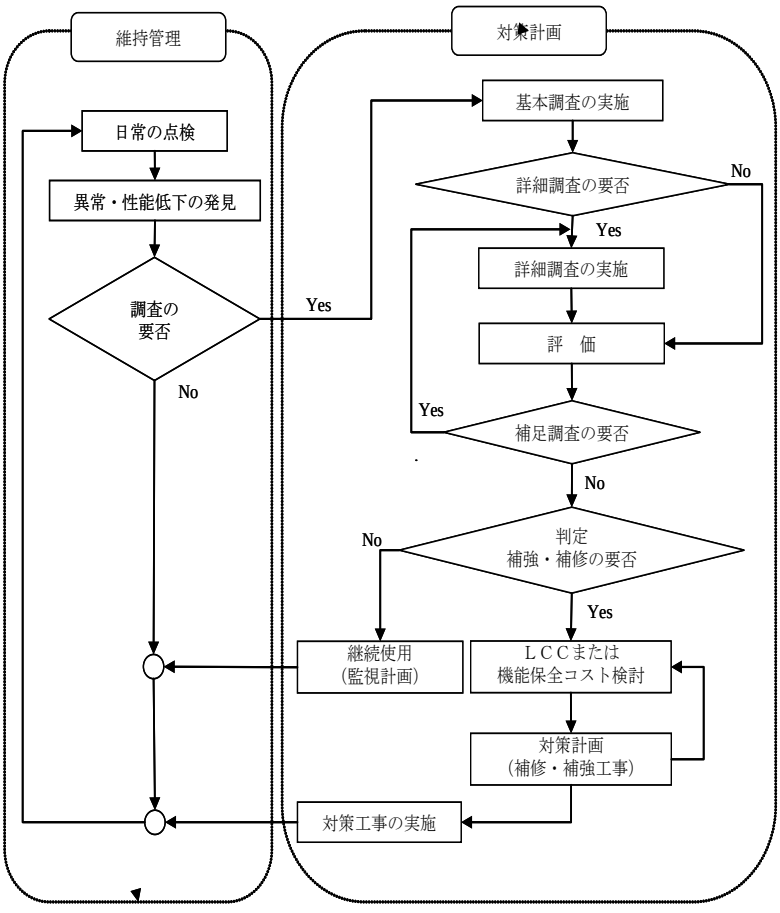


図-2　　機能診断の流れ[7]

1.3.1.4　機能診断の流れ

機能診断は，図-2 に示す手順[7]で実施する．まず，設計図書や施設管理者が有する維持管理記録資料等の資料調査により，対象とする施設の基本情報を得る．資料調査では，特に建設当初の設計基準を明らかにしたり，過去に行われた補修履歴から施設機能低下の要因を推測したりする．次に現地を踏査し，農業水利施設に発生している水利用機能，水理機能，構造機能，社会的安定機能上の問題点を把握するための基本調査を実施する．この段階では，施設の状態や周辺環境の変化などの情報を広く収集する．基本調査の結果を受け，以後の調査単位や定量的な調査項目，詳細に調査すべき位置の決定を行う．重大な機能低下が認められた施設については，可能な限り機能低下の程度を定量的な性能低下として捉えるための詳細調査を行う．

機能診断調査に引き続き，機能診断調査の結果を評価する．評価に際しては，要求性能を基準

として評価することが望ましいが，現状では施設の機能低下を定量的な性能指標として表現できない場合が多い．そこで，施設に見られる劣化等の状態をいくつかの段階（グレード）に区分し，定性的に評価する試みがなされている．農業水利施設の機能診断評価においては，健全度指標を用いた定性的評価を行う試みがなされている．健全度指標の一例[8]を表-1に示す．機能診断評価においては，健全度が今後どのように推移していくかを予測し，必要に応じて機能保全対策を実施することになる．

表-1　健全度指標の定義[8]

健全度指標	健全度指標の定義	鉄筋コンクリート構造物における劣化現象の例	対応する対策の目安
S-5	変状がほとんど認められない状態．	①新設時点とほぼ同等の状態． （劣化過程は，潜伏期）	対策不要
S-4	軽微な変状が認められる状態．	①コンクリートに軽微なひび割れの発生や摩耗が生じている状態． ②目地や構造物周辺に軽微な変状が認められるが，通常の使用に支障がない． （劣化過程は，進展期）	要観察
S-3	変状が顕著に認められる状態．劣化の進行を遅らせる補修工事などが適用可能な状態．	①鉄筋に達するひび割れが生じている．あるいは，鉄筋腐食によるコンクリートの剥離・剥落が生じている． ②摩耗により，骨材の脱落が生じている． ③目地の劣化により顕著な漏水（流水や噴水）が生じている． （劣化過程は，進展期から加速期に移行する段階）	補修 （補強）
S-2	施設の構造的安定性に影響を及ぼす変状が認められる状態．補強を伴う工事により対策が可能な状態．	①コンクリートや鉄筋断面が一部で欠損している状態． ②地盤変形や背面土圧の増加によりコンクリート躯体に明らかな変形が生じている状態．（劣化過程は，加速期又は劣化期に移行する段階）	補強 （補修）
S-1	施設の構造的安定性に重大な影響を及ぼす変状が複数認められる状態．近い将来に施設機能が失われる，又は著しく低下するリスクが高い状態．補強では経済的な対応が困難で，施設の改築が必要な状態．	貫通ひび割れが拡大し，鉄筋の有効断面が大幅に縮小した状態．S-2に評価される変状が更に進行した状態． 補強で対応するよりも，改築した方が経済的に有利な状態．（劣化過程は，劣化期）	改築

1.3.1.5　機能診断調査における調査項目および調査方法

機能診断基本調査では，農業水利施設の安全性や使用性，耐久性の低下を引き起こす変状を主として目視で調査する．目視調査では，施設に発生しているひび割れ，骨材露出，たわみや変形などを確認する．目視確認できる変状の記録には，デジタルカメラなどによる定点観測や，レーザー光を用いた連続画像撮影などが有効である．また，水密性を要求される施設においては，目地材の劣化や脱落による漏水の有無を確認する．漏水の有無は現地で目視確認できないことがあるため，周辺の地元農家への聞き取りなども重要となる．コンクリート構造物では，リバウンドハンマーを用いた圧縮強度の推定，ドリル法[9]によるかぶりコンクリートの中性化深さの確認などを行う．

機能診断詳細調査においては，変状の範囲を特定し，原因を解明するための調査を行う．コンクリートの浮き，補修材料のはく離，農業用水路トンネルの覆工背面の空洞など，目視で確認できない変状範囲の確認方法としては，ハンマーなどを用いた打音検査や，赤外線サーモグラフィ，電磁波レーダなどの各種非破壊調査による方法が活用できる．非破壊調査は，弾性波を用いる方法（超音波法，AE（Acoustic Emission）法など），電磁波を用いる方法（赤外線サーモグラフィ

法，電磁波レーダ法，電磁誘導法など），電気化学的方法（自然電位法など）に区分できる．これら非破壊調査手法には，多点でのデータ取得が非破壊で得られるという長所がある反面，対象とした変状の物性や測定条件により，検出精度が落ちることがあるため，局部破壊試験などによる確認が必要である．コンクリート構造物の劣化には，中性化，塩害，凍害，アルカリ骨材反応，化学的侵食，摩耗などがあり，それぞれの劣化に対応した調査項目を選定する．

1.3.2　劣化予測（農工研：渡嘉敷　勝）

前項の機能診断を的確に実施する上で必要となるのが，農業水利施設で使用されているコンクリートや鋼材などの材料の劣化予測である．使用材料の劣化は施設の性能低下に影響を及ぼす主な要因であり，適切な劣化予測により，施設の予定供用期間中の各種性能の経年変化が予測可能となる．農業水利施設の多くを占めるコンクリート構造物に生じる主な劣化の機構，因子，現象，進行予測との関係を表-2 に示す．

表-2

劣化機構	劣化因子	劣化現象	劣化進行予測
中性化	二酸化炭素	大気中の二酸化炭素がコンクリート内に進入し，セメント水和物と炭酸化反応を起こしてコンクリート空隙中の水分の pH を低下させる現象．コンクリート内部の鋼材の腐食が促進され，コンクリートのひび割れやはく離，鋼材の断面減少が引き起こされる．	中性化速度式 中性化深さ 促進試験
塩害	塩化物イオン	塩化物イオンによりコンクリート中の鋼材の腐食が促進される現象．鋼材の断面減少および腐食生成物の体積膨張によるコンクリートのひび割れやはく離が引き起こされる．	拡散方程式 塩化物含有量 促進試験
凍害	水分	コンクリート中の水分が凍結する際の体積膨張により，コンクリート組織に緩みが生じる現象．コンクリート表面のスケーリング，微細ひび割れおよびポップアウトなどが引き起こされる．	凍害深さ
アルカリシリカ反応	反応性骨材 水分	骨材中に含まれる反応性のシリカ鉱物がコンクリート中のアルカリ性水溶液と反応して，アルカリシリカゲルを生成する現象．アルカリシリカゲルの吸水膨張により，コンクリートの異常膨張やひび割れが引き起こされる．	ひび割れ進展 促進試験
化学的侵食	酸性物質 硫酸イオン	酸性物質や硫酸イオンとの接触によりセメント水和物が変質あるいは分解して結合能力を失う現象．コンクリート組織の多孔化や破壊が引き起こされる．	侵食深さ 中性化深さ 促進試験
摩耗	流水 砂礫	流水や流水中に含まれる砂礫などがコンクリート表層と接触する摩耗作用によってコンクリート表層から断面が経時的に減少する現象．	摩耗深さ 促進試験

1.3.2.1　劣化機構

劣化予測を的確に実施するためには，構造物に生じている劣化の機構について推定しておく必要がある．図-3 に劣化機構の推定の基本的な流れについて示す．これは，設計時，施工時，供用時の構造物に関する各種情報（材料や施工に起因する構造物の品質を主体とする内的要因および環境条件や使用条件を主体とする外的要因など）から，構造物に生じる可能性のある劣化機構を推定し，点検結果を基に劣化機構を絞り込んで推定する流れとなっている．

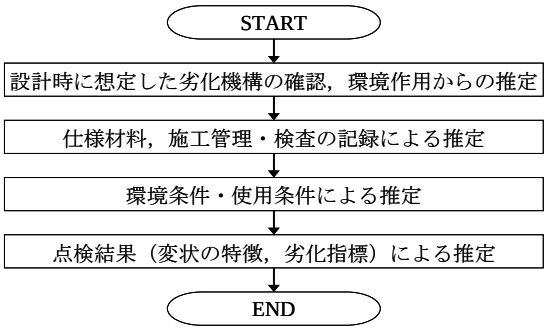


図-3 劣化機構の推定の基本的な流れ[10)]

1.3.2.2　劣化予測

劣化予測は，推定された劣化機構を対象に適切な劣化予測モデルを用いて定量的に実施するのが望ましい．しかし，現状では研究の進行状況により，①定量的（中性化深さ，塩化物イオンの浸透深さなど）なもの，②グレードを用いるもの，③劣化過程（潜伏期，進展期，加速期，劣化期）の区分を用いるもの，④劣化予測が困難なもの，がある[11)]．

中性化および塩害では，鋼材腐食の予測が重要となる．これらの劣化予測では，鋼材腐食が発生する前段階の二酸化炭素や塩化物イオンのコンクリート中への侵入予測モデルとして中性化速度式および拡散方程式が用いられる．一方，鋼材腐食の進行予測モデルは，侵入予測モデルに比べて精度が落ちるため，点検により得られた腐食量の経時変化曲線により推定する方法が用いられる．

凍害，科学的浸食および摩耗では，劣化の進行速度が十分に把握されていない．このため，点検によって得られた劣化深さの経時変化を用いてそれ以降の劣化を予測する方法が用いられる．

アルカシリカ反応では，コンクリートの膨張の進行予測の方法として，構造物のひび割れの進展をコンタクトゲージ法などで定期的に計測した経時変化から予測する方法や構造物から採取したコアの促進養生試験における膨張量の測定結果から予測する方法が用いられる．ただし，促進養生試験の結果から実構造物で生じる膨張の速さや劣化過程の移行時期を予測することは現状では困難である．

1.3.2.3　構造物の性能低下

劣化予測後の課題となるのが，劣化進行に伴う構造物の性能低下の予測である．図-4 に例示するようにコンクリートまたは鋼材の材料の劣化進行と部材または構造物の性能低下との関係について十分に検討する必要がある．この関係は，劣化機構および構造物の対象とする性能の組み合わせによって相違する．ただし，構造物の性能の経時変化（耐久性能）の評価の精度は現時点において必ずしも高くないため，劣化機構の基本を押さえた点検結果を有効利用して，維持管理に反映させる必要性が指摘されている[13)]．

なお，コンクリート構造物の劣化の詳細については，文献 10)，11)，14)などを参照されたい．

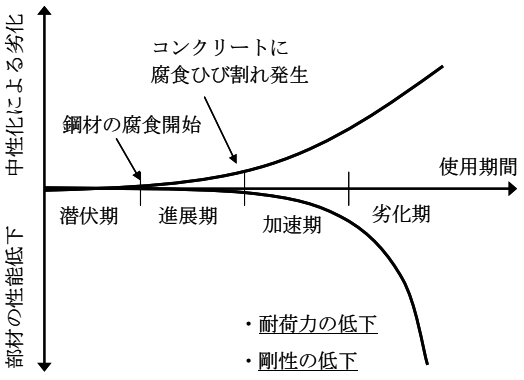


図-4 中性化による劣化進行過程の概念図の例[12)]

1.3.3　機能保全対策工法

1.3.3.1　対策工法の選定

対策工法の選定にあたっては，劣化現象とその要因を踏まえ，適切な材料を選定する必要がある．さらに，変状の程度や進み具合などを考慮した上で，要因の遮断，抑制および除去などの目的に合致する最適な対策工法を選定する必要がある．すなわち，劣化要因とそれに起因する劣化メカニズムから生じる変状を的確に把握し，劣化メカニズムに適した対策工法および材料を選定することが重要である．また，対策は，維持管理の範囲内で対応が可能な場合や，大規模な工事を伴う場合など様々であり，経済性などを総合的に判断して決定する必要がある．

例えば，「ひびわれ」および「すり減り・欠損」は，中性化，塩害，アルカリ骨材反応，凍害，化学的腐食および摩耗により引き起こされる．そこで，これらの現象を引き起こす要因，変状の程度や進み具合を考慮した上で，要因の遮断，抑制および除去などの目的に合致する最適な対策工法および材料を選定する必要がある．劣化メカニズムを考慮しない工法選定を行った場合，劣化要因を除去できずに劣化メカニズムが進行し再劣化することがあるので，特に注意する必要が

ある．対策工法の選定時に考慮すべき事項は，表-3 のとおりである．

表-3　機能保全対策工の選定時に考慮すべき事項 [15)]

項目	検討すべき内容
対象構造物の要求性能	構造機能（力学安全性，安定性，耐久性） 水理機能（通水性，水理的安全性，分水制御機能） 水利用機能（配水の弾力性，保守管理性，環境性能）
変状の種類，程度，原因	種類（ひび割れ・剥離・鉄筋腐食） 程度（範囲・深さ・長さ） 原因（摩耗・塩害・凍害・中性化・外力・アルカリ骨材反応など）
対象構造物の施工条件	断水期間，仮設条件，周辺の環境への影響
対策工の基本性能	硬さ，強さ，接着性，防水・耐水性，伸び，粗度
対策工の経済性	材料費，施工費，維持管理費，撤去・廃棄費
対策工の効果と持続性	耐久性（耐摩耗・耐紫外線・耐酸性・耐アルカリ性），材料寿命
対策工の施工性	作業性，取り扱い安全性，工期（断水期間の軽減），工数低減
対策工の美装性	質感，色，模様，景観への配慮，意匠性，安心感の確保
環境との調和	環境保全，生態系への影響

1.3.3.2　機能保全対策工法の種類

対策工法には，補修，補強，改修，改築がある．補修とは，主に施設の耐久性を回復または向上させることである．劣化の進行を抑制したり，部分的な施設の欠損などを実用上支障のない程度として，施設の寿命を長くすることである．補強とは，主に施設の構造的耐力を回復または向上させることである．コンクリート増厚，強化繊維素材の貼り付けなどがこれにあたる．すなわち，主たる目的が耐力向上でなければ補修，耐力向上であれば補強である．改修とは，失われた機能を補い，または新たな機能を追加することである．改築とは，従前の機能または新たな機能を確保することを目的として既存の施設を新しい施設で置き換えることである．改築は既存の施設を撤去し新しいものを建設することを念頭に置いている．しかし，改修は必ずしも既存施設が撤去されることを前提としていない点が異なる．表-4[16)]は補修・補強工法の一覧である．

表-4　機能保全対策工法（補修・補強）の一覧 [16)]

対策工法		工法の説明
補修工法	断面修復工法	劣化によってはく落した箇所や，かぶりコンクリートをはつり落とした箇所を，元の形状に修復する工法
	ひび割れ補修工法	ひび割れ内部に樹脂系またはセメント系の補修材料を圧力注入あるいはＶ字カット後充填材を充填する工法
	表面被覆工法	コンクリート表面に塗装剤で保護層を設け，コンクリートの耐久性の向上を図る工法
	目地補修工法	目地材の劣化，脱落などにより漏水などを生じている目地を補修する工法
補強工法	コンクリート増厚工法	既設コンクリート部材の一部もしくは，全部をプレキャスト部材や現場打ちにより新たな部材と取り替え，耐荷性の回復・向上を図る工法
	接着工法	FRP や鋼板などを接着し，構造物の耐荷力の向上を図る工法
	全面打換え工法	既設コンクリート部材の全部をプレキャスト部材や現場打ちにより新たな部材と取り替え，耐荷性の回復・向上を図る工法
	部分打換え工法	既設コンクリート部材の一部をプレキャスト部材や現場打ちにより新たな部材と取り替え，耐荷性の回復・向上を図る工法

1.3.3.3　機能保全対策のシナリオ

機能保全対策のシナリオとは，長期的な保全に向けたタイムスケジュールのことである．具体的には，対策の実施年（実施時期），対策の実施内容（工法の種類），対策の実施規模（範囲や規模）の組合せで設定される対策スケジュールのことである．すなわち，保全対策シナリオは，①いつ（何年後に），②どの対策工法を，③どの範囲に対して，実施するかを決定することで作成する．

最適な施設の運用計画を策定するためには，この対策シナリオを複数設定し，ライフサイクルコストあるいは機能保全コストの比較を行うことが求められる．図-5 に機能保全対策工の選定における検討およびそれ以降の機能保全計画策定の流れを示す．

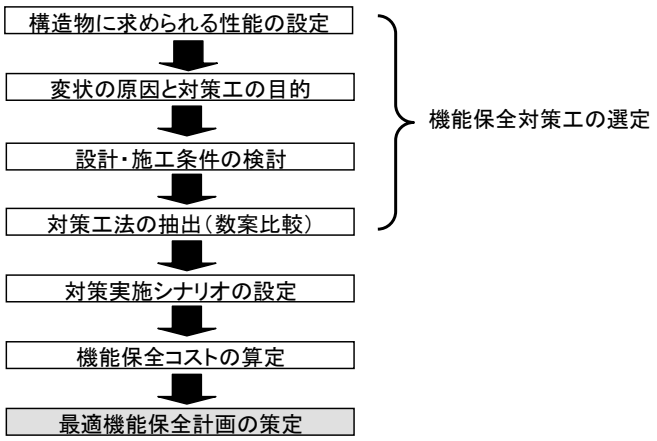


図-5 機能保全対策検討の流れ[15)]

1.3.4　機能保全コスト（島根大学：長束　勇）

1.3.4.1　ライフサイクルコストと機能保全コスト

4.1 で述べたように，ストックマネジメントは，ライフサイクルコストを縮減する観点から農業水利施設の管理・保全を実施する．すなわち，施設の建設に要する経費のみならず，供用期間中の維持保全コストや，廃棄にかかる経費に至るまでのすべての経費の総額（ライフサイクルコスト）を低減することを目指している．そのライフサイクルコストの算定には，次式が用いられる．

$$LCC = C_i + \sum\left(C_m \times F_{pw}\right) + C_r \times F_{pw} \qquad (17)$$

$$F_{pw} = 1/\left(1+i\right)^t \qquad (18)$$

LCC:ライフサイクルコスト，C_i：初期建設コスト，C_m：対策実施コスト，C_r：施設の廃棄・撤去コスト，F_{pw}：現価係数，i：社会的割引率（資本利子），t：費用発生年次

しかし，農業水利施設の場合，通常，その機能を永続的に確保することを前提としていることから，ライフサイクルをいつからいつまでとするべきか判断が難しい．また，対象とする施設は現存する施設であることから，当該施設の建設などに要した過年度のコストは，今後の対策工法の検討について大きな意味を持たない．すなわち，農業水利施設の機能保全計画を立案する際には，既往の投下コストが必ずしも重要ではなく，むしろ，今後長期的に運用するにあたって，どのようなタイミングで保全対策を実施すればよいかが重要である．また，将来にわたって考える際にも，ある程度の期間を設定した方が保全対策コストを比較しやすい．このため，建設から廃棄までのコストという厳密な意味でのライフサイクルコストを算定し比較することは必ずしも合理的ではないことから，一定の期間を定めて，その間に施設機能を一定の範囲に管理するためのコストを機能保全コストと定義し，そのコストを比較検討する．換言すれば，ライフサイクルコストのうち，検討対象期間以前に発生している建設コストや補修・補強対策コスト，検討対象期間終了後に発生するコストなどを控除したものが，検討対象期間に係る機能保全コストとなる．

1.3.4.2　機能保全コストの算定

機能保全コストは，対策工法の検討により作成されたシナリオについて算定し，経済比較を行

う．具体的には，以下の通りである．

① シナリオ毎に，支出年度毎のそれぞれの対策工法に要する経費を社会的割引率により現在価値に換算し，当該価格を整理する．

② オペレーションのための人件費や管理の範疇の軽微な補修経費，電気料金，油脂料金など，通常必要となる維持管理経費について，当該費用を整理する．なお，すべてのシナリオにおいて維持管理経費に大きな差が生じない場合には，これを省略しても差し支えない．

③ 検討対象期間の最終年度における既存施設の残存価値を減価償却の考え方により算定し，これを控除することにより，機能保全コストを求める．

1.3.4.3 機能保全コスト検討の対象期間

機能保全コストの検討対象期間は，国営土地改良事業や国庫補助事業として実施する事業計画を策定する場合には，着工予定年から 40 年間とすることを原則とする．機能保全コストがより小さくなる対策工法の組合せを検討するための期間については，長期とすると不確定の要素による影響が支配的となり，かつ社会的割引率により対策の選択肢の相違による結果が与える影響は小さくなる．このため，公共事業の多くで耐用年数として 40～60 年の期間を用いていること，土地改良事業の経済効果算定が“建設期間＋40 年”とされていることを踏まえ，検討の対象期間は 40 年を基本とする．また，建設期間が明らかな場合には，40 年に建設期間を加えた年数とする．なお，適切な補修・補強の実施により既存施設の有効活用を図りつつ，機能の継続的な確保を図ろうとするものであるため，“新設から廃棄まで”の概念が必ずしも明確でなくなることからも，評価の対象とする期間を一定に決めることが必要となる．

1.3.4.4 機能保全コストの対象となる経費

機能保全コストは，検討の目的に応じて定めた対象期間について，その間に発生するコストの総額から，期間終了時の残存価値を控除し，現在価値に換算して算定する．具体的には，機能診断調査以降に発生する次の経費について計上する．

（ⅰ） 当面要する経費 ①調査，計画，設計に要する費用（調査費），②工事の実施に要する費用（事業費）

（ⅱ） 将来的に必要となる経費 ③維持管理費（運転経費，維持管理の範疇の補修経費），④更新整備や予防保全対策に要する経費

（ⅲ） 検討対象期間終了時 ⑤当該施設の残存価値

なお，総費用総効果方式による費用対効果分析においては，維持管理経費について維持管理費節減効果として，費用ではなく効果の項目に計上することとなっているため，総費用に含まないこととしていることに留意が必要である．

1.3.4.5 社会的割引率と残存価値

社会的割引率は機能保全コストの算定に大きく影響する．そこで，将来の費用については，これを現在価値に換算し，その算定に用いる社会的割引率は，特別の事情がない限り年 4%を適用する．また，検討対象期間に係る機能保全コストを比較する場合，検討期間終了時点において当該施設に残存価値が存在する場合には，これを控除して比較を行う．

1.3.5 機能保全計画（島根大学：石井将幸）

機能保全計画とは，施設に要求される機能や性能を維持するために，どのような行為を行っていくかを定める計画である．調査・診断や劣化予測など施設の状況と性能を把握するための調査計画と，補修・補強や改築など，施設の性能を維持するための行為に関する機能保全計画の両方が必要になる．

1.3.5.1 調査計画と劣化予測

機能保全計画の策定にあたって鍵となるのが，施設が持つ性能とその時間的変化，および要求性能との関係である．施設が持つ性能の把握は，主に施設に対する調査や点検を通して行われる．そのため，どのような調査・点検をいつ，どのような項目に対して実施するのか，またその結果

に応じてどのような追加調査を実施するのかに関して，調査計画を立てることが重要である．

施設に対して恒常的に行う点検には，数日から週に１回程度行う簡易な日常点検，数年程度に１回行う，より詳細な定期点検がある[19]．これらとは別に，構造物が損傷を受けた恐れがある場合や，定期点検などで問題が見つかった場合に行う臨時点検がある．調査計画においては，日常点検や詳細点検の頻度や項目，方法について定めておくだけでなく，臨時点検を行う条件，点検項目や点検方法について，概略を定めておくことが望ましい．

調査・点検の結果によって，構造物の現況と現有性能が把握される．しかし機能保全計画だけでなく，調査計画を立案するにあたっても，構造物の性能がどのように低下していくかの推定，すなわち劣化予測が不可欠となる．劣化予測は物理的手法や統計的手法に基づいて行われるが，具体的な計算には初期条件が必要になることが多い．初期条件，つまり構造物が新設時にどのような状態にあったかを調べるのが初期点検であるが，その重要性が認識されるようになったのは近年になってからであり，既設構造物には詳細な点検が行われ，記録が残されているものは少ない．そこで初期点検に代わるものとして，既設構造物に初めて機能保全計画を立てる時点において，詳細な調査が行われることが多い．しかし新設時の記録が乏しい既設の構造物については，どのような過程を経て現在の状態に至ったかが不明であるため，劣化予測の精度が低くなることに注意したうえで，調査計画を策定することが必要である．

定期点検の間隔と調査項目は，構造物の状況と劣化の速度に応じて決められるべきである．そのため，劣化予測の結果を参考にすると同時に，点検の結果と劣化予測の結果が合致しないような場合には，調査計画の見直しを必要に応じて行うことが重要である．

1.3.5.2　機能保全計画

性能が低下した構造物に対し，性能を回復させるための手段や性能低下を抑えるための手段を，いつどのように講じるかに関する計画が機能保全計画である．その目的は，施設の性能が要求性能を下回る事態を防ぐことであり，目的を果たしつつ，必要なコストをできるだけ抑えることができるような計画を策定しなければならない．

施設の性能を維持するためのシナリオには，様々なものが考えられる．性能低下がかなり進んでから事後的な保全対策を行う方法と，性能低下の初期において予防的な保全対策を実施する方法に大別できるが，事後保全対策と予防保全対策には数多くの工法があり，適切な実施のタイミングが様々に異なる．工法適用による性能向上の程度も，適用後に再劣化するまでの時間も，工法によってまったく異なる．最適な工法を最適なタイミングで実施するためには，様々な工法による機能保全シナリオを作成し，図-6 に示すように性能の推移と必要なコストを算出，比較することが必要になる[20]．

調査計画以上に，機能保全計画には柔軟性が求められる．劣化予測の結果と実際との差が大きく，性能低下の程度が計画で想定したものと異なってきた場合，補修や補強を行うタイミングに加えて用いる工法についても再検討が必要となる．また優秀な補修・補強工法が開発され，計画の大幅な見直しが必要になる場合も考えられる．

調査計画と機能保全計画は，構造物の性能，すなわち構造物の設計と密接な関連がある．設計に応じた機能保全計画を策定するだけでなく，どのような機能保全を行うかを想定して構造物の性能を決定する，という方向性も考えられる．

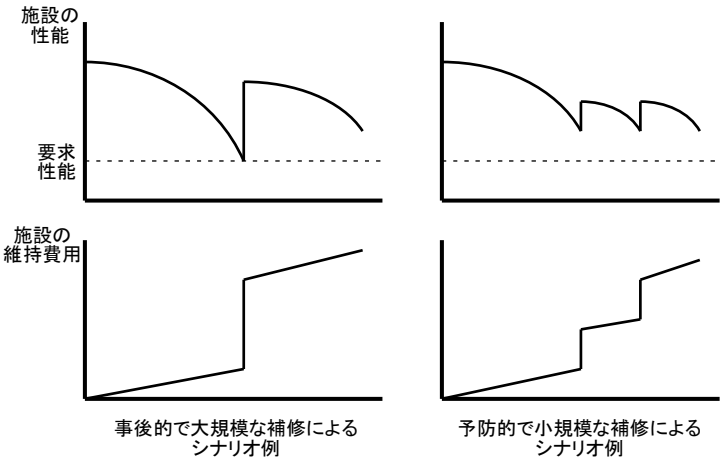


図-6　機能保全シナリオの例

引用文献・参考文献

1) 栗原真行：社会資本の維持管理の現状とアセットマネジメント，土木学会誌，89（8），p.13（2004）
2) 同上 1)，p.13 図-4 を加筆・修正
3) (社)土木学会編：アセットマネジメント導入への挑戦，技報堂出版（2005）
4)土木学会：コンクリート標準示方書【維持管理編】，p5（2007）
5)農林水産省農村振興局整備部水利整備課施設管理室：農業水利施設の機能保全の手引き，p79（2007）
6)加藤公平：農業水利ストック情報データベースの概要，水土の知，76（3），pp.23～27（2008）
7)農林水産省農村振興局整備部設計課施工企画調整室：農業水利施設のコンクリート構造物調査・評価・対策工法選定マニュアル，p.21（2007）
8)農林水産省農村振興局整備部水利整備課施設管理室：農業水利施設の機能保全の手引き，p16（2007）
9)（社）日本非破壊検査協会：NDIS-3419 コンクリート削孔粉を用いたコンクリート構造物の中性化深さ試験方法（1999）
10)土木学会：コンクリート標準示方書【維持管理編】，p46（2007）
11)日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術’07，p181（2007）
12) 同上 1)，p82（2007）
13)宮川豊章：コンクリート構造物の戦略的マネジメントに向けて，コンクリート工学，Vol.42，No.5，pp.4-8（2004）
14)Stark，J. and Wicht，B.：コンクリートの耐久性，第 2 版，セメント協会（2003）

引用・参考文献

15)農林水産省関東農政局利根川水系土地改良調査管理事務所保全対策センター，農業水利施設ストックマネジメントマニュアル［共通編］（2007）
16)社団法人農業土木事業協会，農業水利施設保全補修ガイドブック（2008）
17)食料・農業・農村政策審議会　農村振興分科会　農業農村部会　技術小委員会，農業水利施設の機能保全の手引き（2007）
18)農林水産省関東農政局利根川水系土地改良調査管理事務所保全対策センター，農業水利施設ストックマネジメントマニュアル［共通編］（2007）
19) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書［維持管理偏］，土木学会（2008）
20) 農林水産省関東農政局利根川水系土地改良調査管理事務所保全対策センター，農業水利施設ストックマネジメントマニュアル［共通編］（2007）

1.4　水利構造物の補修・補強

1.4.1　水利構造物のストックマネジメント

水利構造物の補修・補強を考えるにあたり，その前提となるストックマネジメントについて，私見を述べる．ストックマネジメントといえば，個々の構造物の機能保全対策を行うミクロなマネジメントを指す場合が通常であろう．しかし，昨今の大きな政策変更を思えば，全国の水利施設全体の機能保全を如何に進めるかというマクロなマネジメントが極めて重要であると考える．マクロなマネジメントの具体的な役割は，制約された予算の中での緊急度や重要度に応じた適切な予算の配分の他に，技術基準類の整備，人材の育成・組織体制の整備が挙げられる．技術基準類の整備については，全国ベースで各工種について鋭意「農業水利施設の機能保全の手引き」が制定されてきており，県レベルにおいても地域の実態に即した技術基準類の整備が進められている．また，その技術の向上のために関係技術者が努力されている創意工夫は，各誌における多数の報告をみれば心強い限りである．しかし残念ながら，その技術の基礎となる関連研究に携わる研究者は，極めて限定的であるように思う．かつての増税なき財政再建の達成という行財政改革の一環としてなされた臨時行政調査会答申による農業基盤投資削減論が吹き荒れる中でダムなどの新規水利施設の整備に苦悩しながらも努力された技術者・研究者のその行動哲学に比べ，機能保全対策による施設の長寿命化への取り組みは，“ものを大切に長く使う”という一般国民の道徳心“もったいない”に照らしても賛同が得られる行動哲学であり，関係技術者・研究者が何ら躊躇なく邁進されるべき王道であろうと思う．

本稿では，筆者のまわりで行われているミクロなマネジメントに関する“性能”をキーワードとした研究開発の一端を紹介する．技術者を目指す諸君にはその進路において参考にしていただければ，また一方，研究者を目指す諸君には本研究に興味を持っていただければ幸いである．

1.4.2　性能管理による構造物の機能保全対策

渡嘉敷ら[1)]は，機能保全対策に関わる問題点は，①構造物の現状を如何に把握するか，②更新時期および手段を如何に選択するか，の2点に集約されるとし，これらが問題となる要因として，評価基準が不明確なことを挙げた．そこで，その評価基準として“性能”を，性能に基づいた管理として“性能管理”を提案した．この提案では，性能を「目的または要求に応じて構造物が果たす役割および働きを，ある評価軸によって数値化した値」と定義した．すなわち，数値化することにより，定量的に性能を評価することが可能となる．“性能管理”提案の背景には，国際的に構造物の設計法が従来の「仕様規定型」から「性能照査型」へと移行したことに対応したコンクリート標準示方書の性能照査型設計法への移行があった．性能照査型設計法は，要求性能さえ達成できれば，他は問わない設計法である．このように構造物に要求性能が設定されるのであれば，構造物の機能診断もそれらの性能が維持されているかどうかで評価することが合理的である．性能照査型設計法とリンクし，性能に基づいた管理とすれば，その管理目標が明確となり，また，目標と現状との隔たりを定量的に評価できるため，機能保全対策にかかる合理的な判断が可能となる．

この“性能管理”という概念を用いれば，機能保全対策は，図-1のようなフローに整理される．ここで，①の“要求性能”の設定が，機能保全対策における整備水準の設定となる．整備水準は一般的には，個々の構造物のマネジメント（ミクロマネジメント）と個々の構造物が構成する一連の社会資本全体のマネジメント（マクロマネジメン

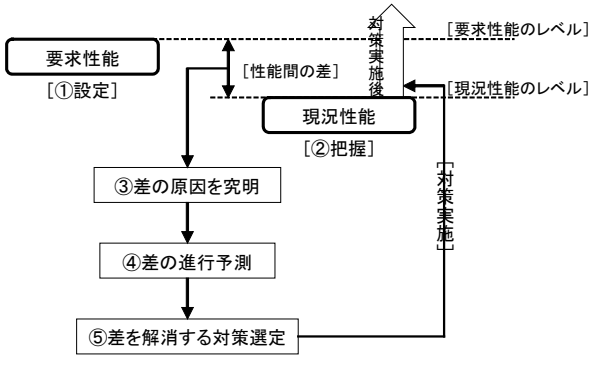


図-1　機能保全対策のフロー[2)]

ト）との連携とバランスを考慮して設定される．②の“現況性能”の把握は，機能診断調査と機能診断評価に大別される機能診断における調査である．現況構造物の性能を調査し，もし所要の性能が発揮できていないのであれば，その性能低下の経緯や理由を明らかにする．③の“差の原因を究明”すなわち変状発生の根源的な機構の解明と，④の“差の進行予測”すなわち支配的な性能低下要因による劣化の進行予測が，機能診断における評価である．そして，⑤の“差を解消する対策の選定”による“対策の実施”が，機能保全対策としてなされる補修・補強である．その結果，要求性能と現況性能との差が解消されることになる．

次章では，上述した①から⑤の各段階における“性能”に関わる研究課題について，主として科学研究費補助金による農業水利施設のストックマネジメントのための予防保全対策に関する研究（基盤研究(B)，研究代表者：長束，平成 18～20 年度）および農業用水路トンネルの機能保全対策に関する研究（基盤研究(B)，研究代表者：長束，平成 21～23 年度）において検討された具体的事例を取り上げて考えてみたい．

1.4.3 機能保全対策の各段階における“性能”に関わる研究課題

1.4.3.1 要求性能 ―RC 開水路における許容ひび割れ幅―

鉄筋コンクリート構造物に生じる幅の広いひび割れは，コンクリート内の鉄筋に腐食を発生させて構造物の耐久性に悪影響を及ぼす．農業用 RC 開水路の耐久性を確保するための補修の基準となるひび割れ幅はどれほどであろうか．

コンクリート標準示方書［設計編］に示されている限界状態設計法の手順では，耐久性と使用性に対する照査の一環として，曲げひび割れに対する照査手法[3)]が示されている．その中で，ひび割れ幅の照査では，生じるひび割れの幅を推定し，有害な幅に達するかが検討される．有害なひび割れ幅の基準として，鉄筋腐食の防止と水密性保持という二つの観点から許容ひび割れ幅が設定されている．前者の鉄筋腐食の許容ひび割れ幅は，鉄筋のかぶりと構造物が置かれる環境に応じて，表-1 のように定められている．後者の水密性に対する許容幅は，表-2 のとおりであり，農業用 RC 開水路は“通常の水密性”が要求される構造物に分類されると考えられることから，0.2mm という許容ひび割れ幅が適用される．しかし，コンクリート標準示方書の基準は，様々な種類の鉄筋コンクリート構造物に対する包括的な設計手法と基準の例を示したものであり，かなり安全側のものとなっている可能性が高い．農業用 RC 開水路に生じたひび割れからの漏水量を試算してみると，水密性に関する許容ひび割れ幅は過剰に安全側である可能性がある．また，鉄筋腐食の許容ひび割れ幅についても，腐食が生じにくいであろう水中や土中に対する基準として，適切であるかは疑問である．性能照査型設計法への移行を促すためにも，実態調査を通じて適切な許容ひび割れ幅を設定する必要がある．

そこで，石井ら[4)]は，農業用 RC 開水路の特徴や使用条件を考慮した許容ひび割れ幅の決定に関する基礎資料を得ることを目的として，完成から 30 年以上の長期にわたって供用され，取り壊しが予定されている全国 8 ヶ所の農業用 RC 開水路に生じたひび割れに対する調査を行い，鉄筋腐食に至る危険性の高いひび割れ幅について検討している．調査から明らかになった最大ひび割れ幅と腐食度（その区分を表-3 に示す）の関係は表-4 のようであり，調査から得られた主な検討結果を次のように示している．

① 農業用 RC 開水路に生じるひび割れの多くは

表-1 鉄筋の腐食に関する許容ひび割れ幅

鋼材の種類	鋼材の腐食に関する環境条件		
	一般の環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境
異形鉄筋 普通丸鋼	0.005C	0.004C	0.0035C

C：鋼材のかぶり（100mm 以下を標準とする）

表-2 水密性に関する許容ひび割れ幅

要求される水密性の程度		高い水密性	通常の水密性
卓越する作用断面力	軸引張力	―――	0.1mm
	曲げモーメント	0.1mm	0.2mm

曲げひび割れではなく，収縮や温度応力による貫通ひび割れである．したがって，ひび割れ幅と鉄筋腐食の関係を整理する際には，鉄筋付近における最大のひび割れ幅を用いることが適切である．また，曲げ破壊がひび割れの主要因ではないため，かぶりの影響が小さく，ひび割れ幅のみで腐食の状態が決まる．

表-3 目視による鉄筋腐食度区分

腐食度	腐食状態
腐食なし	腐食を認めず
A	点錆び程度の表面的な腐食
B	全体に表面的な腐食
C	浅い孔食など断面欠損の軽微な腐食
D	断面欠損の明らかな著しい腐食

② ひび割れ幅と鉄筋腐食の関係を集計した結果，気中で幅 0.4mm 以上のひび割れに接した鉄筋の過半数が，有害な腐食を受けている．しかし，酸素などの供給量が少ない水中や土中では，気中と比較してひび割れによる鉄筋の腐食が生じにくい．

③ 幅 0.4mm 以上のひび割れが建設後早期に発生すると，RC 水路の耐用期間中に有害な鉄筋腐食を誘発する可能性が高い．したがって，設計基準や竣工半年～1 年後における管理基準としての許容ひび割れ幅は，0.4mm という値が考えられる．

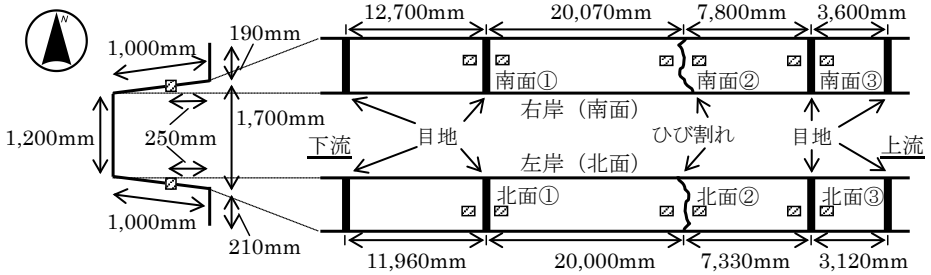
表-4 最大ひび割れ幅と腐食度の関係

		腐食度										
コア位置	平均ひび割れ幅	なし	なし～A	A	A～B	B	B～C	C	C～D	D	計	C 以上の割合
気中	0～0.1mm				1						1	0.0%
	0.1～0.2mm	1		2	1	1	2				7	0.0%
	0.2～0.3mm			6	3	1		1			11	9.1%
	0.3～0.4mm			2	1	2		2		1	8	37.5%
	0.4～0.5mm				1	2	1		1	3	8	50.0%
	0.5mm～				1	1			1	3	6	66.7%
気中 計		1	0	10	8	7	3	3	2	7	41	29.3%
水中	0～0.1mm			1			2				3	0.0%
	0.1～0.2mm	1	2	4	2	1	2				12	0.0%
	0.2～0.3mm		1	2							3	0.0%
	0.3～0.4mm		1			2		1			4	25.0%
	0.4～0.5mm					2	1			1	4	25.0%
	0.5mm～			2	1		1			3	7	42.9%
水中 計		1	4	9	3	5	6	1	0	4	33	15.2%
総計		2	4	19	11	12	9	4	2	11	74	23.0%

1.4.3.2 現況性能 ―農業用開水路に発生したひび割れ幅の変動量―

前節で述べたように，ひび割れに対する有害性の判断は，許容ひび割れ幅との比較により行われている．しかしながら，農業用開水路に生じるひび割れの多くが収縮や温度応力による貫通ひび割れであれば，コンクリート躯体は温度変化により伸縮することから，それに伴いひび割れ幅は変動していると考えられる．したがって，現場で“ある月日時”に計測された“ある幅”のひび割れは，許容ひび割れ幅以内であるのかどうか，補修すべき対象になるのかどうか，という問題が発生する．

上野ら[5]は，ひび割れ幅の測定およびひび割れ幅に基づく機能診断を行う際には，温度変化に伴って変動するコンクリート躯体の伸縮の影響を考慮する必要があり，それを怠れば有害性の判断に相違が生じる可能性があるとして，図-2 に示す農業用開水路に生じているひび割れ幅の日変動量調査および年変動量調査を実施した．



（水路断面図）　　（水路上面からの展開図）

図-2 調査水路概要図および測定点

日変動量調査結果は図-3 のとおりであり，ひび割れ幅はいずれの測定箇所および測定時期においても約 24 時間といった短い期間内で変動している．その変動は躯体表面温度の変化と明確な規則性を有しており，やや時間遅れはあるものの温度上昇に伴い幅は縮小し，温度が低下すると拡大する．これより，農業用開水路はその構造特性から短期的な温度の日変化によっても伸縮し，ひび割れは変動することが明らかである．この調査事例では，最も幅の狭くなったときのひび割れ幅に対する変動割合は最大 37.8%であり，また，各測定箇所における実測日変動幅は 0.175mm～0.629mm である．これは，石井らが提案した鉄筋コンクリート水路における許容ひび割れ幅 0.4mm を考慮すると非常に大きく，機能診断を行うに際して決して無視できるものではない．すなわち，農業用開水路に発生したひび割れは，短期的に大きく変動するにもかかわらず，評価・診断の際にその変動が考慮されない状況では，測定時の温度条件によって診断結果が異なる可能性が十分にある．したがって，ひび割れ幅の日変動を考慮した適切な評価・診断手法の確立が早急に求められる．

一方，年変動量調査結果は図-4 のとおりである．外気温と躯体表面温度は調査期間を通して上昇・下降を繰り返しており，季節に応じた温度変化を示している．また，各測定箇所の年変動量は，日変動量調査と同様に温度条件と明確な規則性を有しており，季節変化に伴って周期的に変動している．しかし，躯体表面温度が南面と北面で異なっているにもかかわらず，各測定点の南北間における変動量に明確な相違は見られない．これは，年変動量調査の実施時間が，躯体表面温度の南北

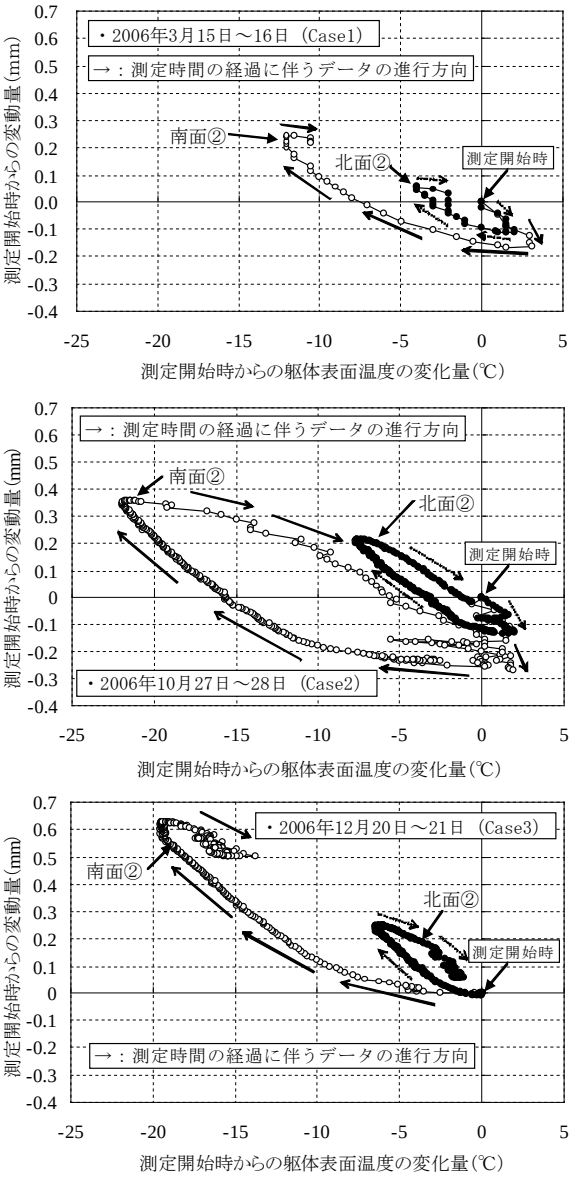


図-3 ひび割れ幅の日変動量と躯体表面温度

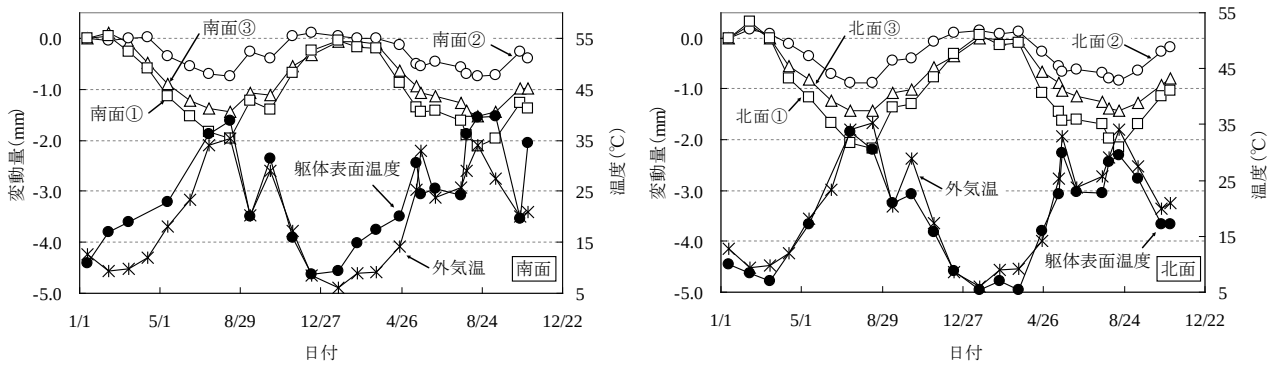


図-4　ひび割れ幅の年変動および温度変化

較差が大きくなる日中以前（午前 10 時頃）であったことに加え，調査期間内の季節変化に起因した温度条件の変化の影響をより強く受けたためだと考えられる．年間を通したひび割れ幅の変動範囲は，南面②で 1.399mm～2.252mm，北面②で 1.539mm～2.594mm であり，変動割合は南面②で最大 61.0%，北面②で最大 68.6%である．この値はひび割れ幅の日変動による変動割合よりも大きく，劣化因子の侵入や漏水の防止を目的として表面被覆工法を採用しようとした場合，被覆材料はひび割れ幅の変動に追従する必要があり，ひび割れ幅の変動割合以上の伸び性能を有することが要求されることになる．

1.4.3.3　変状発生機構の解明　―農業用水路トンネルにおけるひび割れの発生―

農林水産省による国営造成施設についての調査結果によれば，全国各地の多くの農業用水路トンネルには大きな変状が発生しており，その補修・補強が喫緊の課題となっている．筆者らが施設管理者である土地改良区などの依頼を受けてこれまでに調査した農業用水路トンネルにおいても，側壁におけるクラックの発生（写真-1 を参照）や底盤の摩耗などの補修や補強が必要と考えられる変状が多く見られた．当然のことながら，道路施設，鉄道施設などの農業水利施設以外の分野においては，トンネルに対して実用の域にある補修・補強技術が存在する．しかし，農業用水路トンネルに発生している変状は，農業水利施設特有の変状であり，農業水利施設以外の分野の補修・補強工法を採用することは不合理・不経済となる可能性が高いと考えられる．農業水利施設特有の変状である根源的な原因は，農業用水路トンネルでは通水量を流下できる最小断面が最適設計断面とされたため，道路施設，鉄道施設などのトンネルに比べてトンネル断面が極めて小さいこと，土砂を含む流水による摩耗を常に受ける過酷な条件下にあることなどである．なお，トンネル断面が極めて小さいということは，人力施工（矢板工法で施工）されたトンネルがほぼ全てであり，かつ，当時の裏込め充填の施工技術水準では十分なグラウチングが不能でトンネル天端背面に空洞が残され，トンネルの設計理論（外周から均一な垂直荷重が作用することを前提として，覆工内に引張応力が発生しないように設計する理論）通りの施工が不可能であったと考えられる（図-5 を参照）．

写真-1　側壁に発生したひび割れ

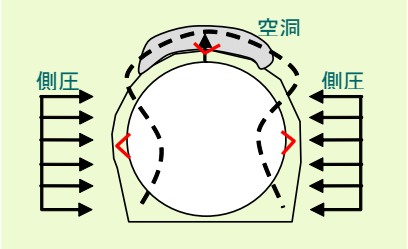


図-5　側壁ひび割れ発生メカニズム
（著者らの仮説）

村尾ら[6]は，側壁のスプリングラインというある一定の高さでひび割れが多発する理由は，“覆工が土圧を受けたとき，覆工天端背面に空洞が存在するために天端の外面方向への動きに対する反力が取れず，覆工が天端背面方向に変位した結果，側壁が内面方向へ押されて曲げを受けるためである”と

の筆者らの仮説を検証することを目的として，図-6 に示す分割エアーバッグ載荷装置を試作して模型実験を行った．この実験では，分割された個別のエアーバッグへの空気圧の注入および遮断を制御することで背面空洞の異なる状況を疑似し，背面空洞の異なる状況における載荷による覆工変位の計測，ひび割れの発生観察を行うとともに，トンネル補強工法の一つである裏込め充填工法の有用性を検討している．

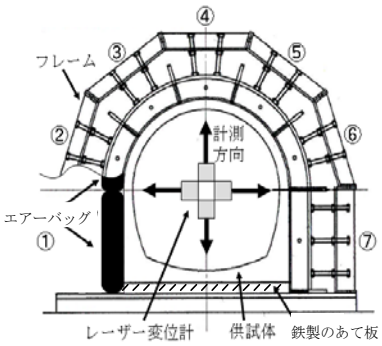


図-6 エアーバッグ載荷装置

写真-2 は，供試体の形状を 2R 標準馬蹄形（縮尺 1/4 程度），供試体作製材料を石膏（圧縮強度 5.97N/mm^2，引張強度 0.921N/mm^2，ヤング率 6.20kN/mm^2）とし，天端背面空洞を 36 度（アーチ中心から左右に 18 度，図-6 の④のエアーバックを載荷時に使用せず）とした場合の覆工の破壊状況（載荷装置から取り出し後の状況）である．また，図-7 は，0.110MPa で初期ひび割れが発生し，0.151MPa で破壊が確認されるまでの載荷圧力と変位の関係を示したものである．一方，図-8 は，0.151MPa で覆工の破壊を確認した後，供試体を載荷装置から取り出さずに破壊時の載荷圧力を保持したままで，④のエアーバックに空気圧を注入して裏込め注入状況を擬似再現した場合の変位の挙動を示したものである．エアーバッグを制御して種々の背面空洞の異なる状況を再現した一連の模型実験の結果，次の結果を得ている．

写真-2 覆工の破壊状況

① 空洞の大きさの相違にかかわらず，側壁で発生するひび割れは左右スプリングライン付近で発生し，供用中の農業用水路トンネルで生じているひび割れ発生状況に酷似している．

② どのケースも初期ひび割れ発生から約 0.04MPa 載荷後に破壊に至っているため，ひび割れが確認された水路トンネルでは，早期に補強を行う必要がある．

③ 裏込めの擬似再現を行った全てのケースにおいて，装置の限界圧力 0.250MPa まで裏込め注入圧を載荷したにもかかわらず破壊に至ることはなく耐荷力を発揮した．適切な裏込め注入が実施できれば，機能低下が生じている場合でも再び耐荷力を示すという裏込め充填工法の妥当性が示唆された．

なお，石井ら [7]は，背面に空洞を有する水路トンネル覆工の破壊解析により，本模型実験の結果とほぼ同様な解析結果を得ている．

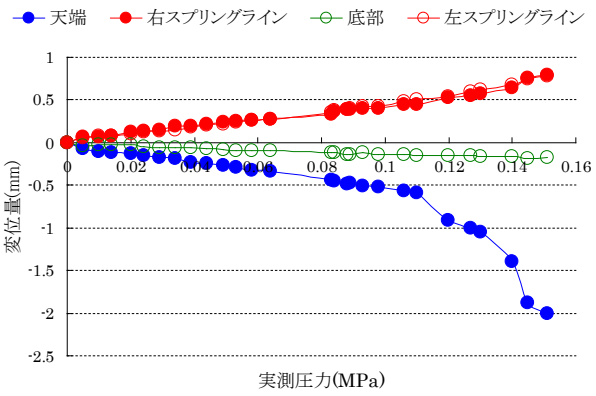


図-7 載荷圧力と変位の関係

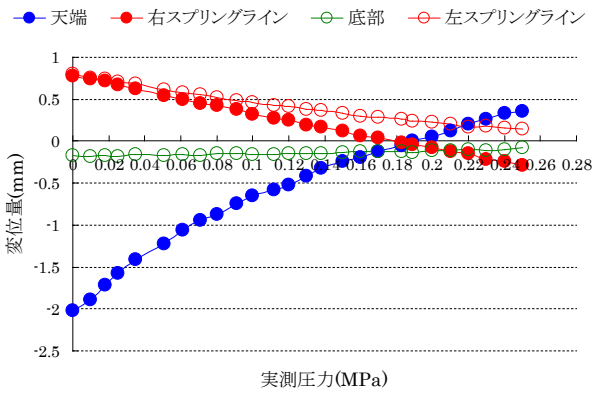


図-8 裏込め注入圧力と変位の関係

1.4.3.4　劣化の進行予測　―農業用水路における選択的摩耗―

水利施設のストックマネジメントを進める上においては，水利施設を主として構成しているコンクリート構造物の耐久性確保が重要な課題となる．コンクリート構造物の耐久性を損なう劣化要因のうち，風化・老化に分類される現象の一つとして摩耗が挙げられる．種々の形態の摩耗の中でも，流水環境下で供用される水利コンクリート構造物の摩耗は，比較的流速が速い場合はキャビテーションが主となり，比較的流速が遅い場合は流水および混入土砂の流れ作用によるエロージョンが主となるというように，複合的に作用して生じるものである[8]とされている．複合材料であるコンクリートに主としてエロージョンが作用すると，表面から順次，比較的脆弱なモルタル分が選択的に切削（以降，選択的摩耗と呼ぶ．写真-3 を参照）され，その結果，躯体断面およびかぶりの減少が生じ，加えて粗度の悪化が懸念される．そのため，この摩耗に対する補修工法として断面修復工法や表面被覆工法などを採用して，所要の断面，かぶり，表面の平滑性を確保することが各地で進められている．その際，補修工法に採用する補修材料には，それまでと同様の流水環境下にさらされることから摩耗に関する抵抗性が要求され，採用に当たっては事前に耐摩耗性の評価が必要となっている．

そのため著者ら[9]は既に，選択的摩耗現象を再現できる機能を有する高圧水流による摩耗促進試験装置（以降，水流摩耗試験機と呼ぶ）およびその方法を開発した．また，この水流摩耗試験機を用いて，水セメント比の異なるコンクリートの摩耗特性とコンクリート表面に含浸材を塗布することによる耐摩耗性向上効果[10]，モルタルおよびペーストの摩耗特性[11]，コンクリート水路における断面修復材の耐摩耗性[12]が明らかにされている．しかし，この試験機を用いた摩耗の進展には長時間を要することから試験時間の大幅な短縮が望まれること，実際に水路などの水利施設を流れる流水中には砂やごみなどの異物（固体）が混入していることが多く，特に施設の摩耗を促進させる要因の一つは流水中に混入して流れる砂であると考えられることなどから，試験装置，試験方法の再検討が必要と考えられた．そこで，筆者らは新たに，流水，混入土砂によるすり磨きおよび衝撃による摩耗作用の擬似を目指した摩耗試験機（以降，水砂噴流摩耗試験機と呼ぶ）を試作した[13), 14)]．この水砂噴流摩耗試験機は，図-9 に示すように，回転ドラムに取り付けた試験体を回転させながら，試験体に高圧ポンプによる珪砂混入圧力水を所定の時間だけ噴射し，噴射終了後に試験体の摩耗度合いを判定するものである．噴射された珪砂混入圧力水は，回収して再利用する．その結果，材料がコンクリートであれば，相対的に脆弱なモルタル分が選択的に摩耗する摩耗特性が評価できる（写真-4 を参照）と考えられる．

これまで耐摩耗性の評価に多用されている試

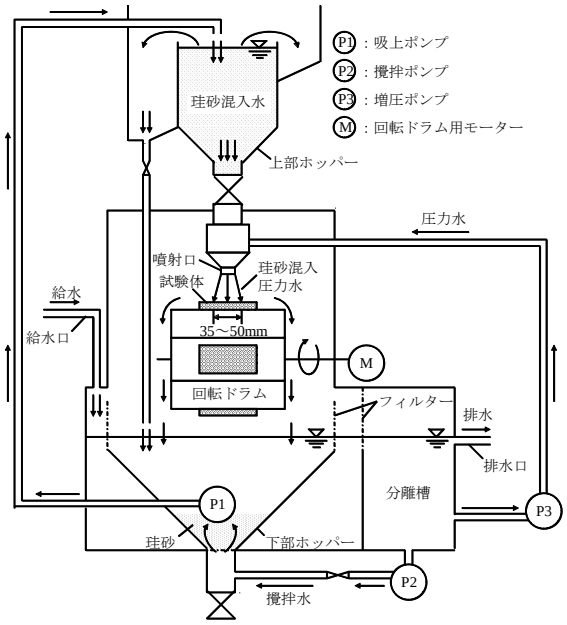


図-9　水砂噴流摩耗試験機

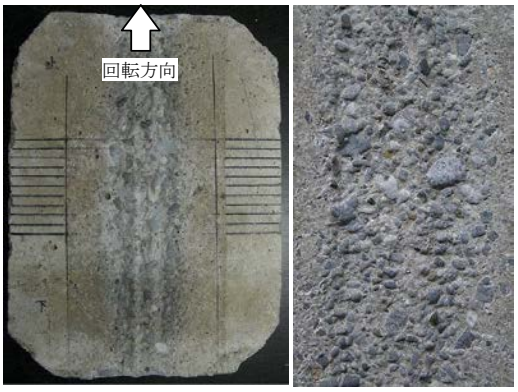


写真-4　水砂噴流摩耗試験機による摩耗状況

験方法は，テーバー式摩耗試験である．そこで，水砂噴流摩耗試験機との性能特性を比較するため，コンクリート，ポリマーセメントモルタル（PCM)，複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料（HPFRCC）などの共通試験体について摩耗試験を行った．本検討において試験体間の相対的な耐摩耗性を比較した指標は，摩耗体積比である．摩耗体積比とは，各種材料の摩耗体積を標準試験体とした基準モルタルの摩耗体積で除して正規化した値であり，試験条件が異なる両試験結果を比較するために採用した．摩耗体積比が両試験結果で等しくなれば，基準モルタルに対する相対的な耐摩耗性が両摩耗試験で同じということになり，テーバー式摩耗試験の結果を用いて流水環境下における耐摩耗性を評価できると考えられる．

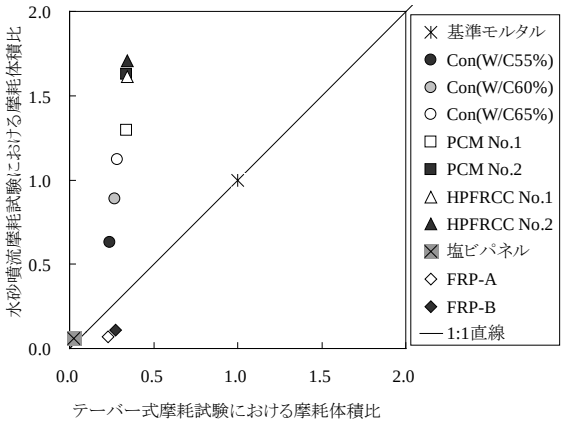


図-10 テーバー式摩耗試験と水砂噴流摩耗試験の比較

なお，検討に用いた共通試験体の概要は，基準モルタル;セメント，細骨材，水の重量比 1:3:0.5 で材齢 28 日以上，コンクリート;W/C55%，W/C60%，W/C65%，PCM；アクリル粉末樹脂系，HPFRCC；後述，塩ビパネル；硬質，FRP；光硬化型（FRP-A）とプリプレグ型（FRP-B）である．また，テーバー式摩耗試験で用いた摩耗輪の種類は H-22（極めて粗い)，回転円板の回転速度は 60rpm，追加質量は 9.8N である．両試験の比較にはテーバー式摩耗試験 1,000 回転後と水砂噴流摩耗試験 10 時間後の摩耗体積を用いた．この理由は，テーバー式摩耗試験で耐摩耗性を評価する際に 1,000 回転後のデータが多く用いられていること，および水砂噴流摩耗試験 10 時間後においてモルタル部分が選択的に切削される表面状況が疑似されたためである．結果を図-10 に示す．図において 1：1 直線上にプロットされた場合，両試験における耐摩耗性の評価は同じとなる．しかし，コンクリート，PCM，HPFRCC の試験結果はいずれも 1:1 直線から大きく外れてプロットされており，両試験において異なった評価となることを示している．W/C55%のコンクリートを例にとると，テーバー式摩耗試験では基準モルタルに対して約 0.24 倍の摩耗体積しか生じないにもかかわらず，水砂噴流摩耗試験では基準モルタルの約 0.63 倍の摩耗体積を生じると評価される．すなわち，テーバー式摩耗試験で W/C55%のコンクリートを評価した場合，耐摩耗性を相対的に過大評価することになる．なお，コンクリートの場合，W/C が大きいほど，耐摩耗性をより相対的に過大評価することになる．さらに，PCM や HPFRCC については，テーバー式摩耗試験では基準モルタルよりも耐摩耗性は大いに優れると評価されるにもかかわらず，水砂噴流摩耗試験では基準モルタルよりも耐摩耗性は明確に劣ると評価され，全く逆の評価となる．したがって，テーバー式摩耗試験は，コンクリートやセメント系の補修材料の流水環境下における摩耗の評価方法として適切でないと考えられる．

なお，上野ら[15)]は，開発した水砂噴流摩耗試験機の促進倍率を明らかにし，ストックマネジメントを遂行する上で必要となる摩耗の進行予測を可能とするための検討を行っている．実際に供用中のコンクリート製水路から採取した健全部（気中部）および摩耗部（水中部）の供試体を用いて摩耗試験を実施し，供試体を採取した時点までの供用年数と健全部の供試体が摩耗部の供試体と同等の摩耗状況に達するまでの摩耗時間から促進倍率を求めている．その結果，当該研究で対象とした各水路に対する促進倍率は，評価量に摩耗深さを用いた場合で 1.05～1.72 年/h，表面粗さを用いた場合で 0.50～8.85 年/h となっている．また，算出した促進倍率を用いて摩耗の進行予測を行った結果，摩耗深さが供用年数の経過に伴って増加し続けるのに対し，表面粗さはある程度まで摩耗が進行した後は一定の値に収束することが明らかになっている．

1.4.3.5　機能保全対策（新材料の開発）　―HPFRCC の表面被覆工法への適用―

老朽化した農業用開水路において，摩耗による水理性能の低下や，目地およびひび割れからの漏水が問題となり，これまでに各種の補修工法が適用されてきた．しかし，従来のセメント系材料による補修では，1.4.3.2 で述べたひび割れや目地の開閉挙動に対する追従性が期待できず，樹脂系材料による補修では，紫外線劣化を生じて追従性が損なわれやすいため，いずれを適用した場合でも，補修後の早期にひび割れが発生し，漏水することが問題となっている．一方，近年，HPFRCC（High Performance Fiber Reinforced Cement Composite）と呼ばれる新材料が開発され，実用化されつつある[16]．これは，モルタルと補強用短繊維によって構成される複合材料であり，引張力に対して微細なひび割れを発生させながら大きく変形するという特長を有する材料である．結果として，優れた変形性能（写真-5 を参照）と，セメント系材料としての高い耐久性を併せ持つという従来の材料では達成できなかった性能を実現している．

写真-5　HPFRCC の優れた変形性能

前山ら[17]は，この HPFRCC の適用により，農業用開水路においても高耐久性を有する補修工法が実現できると考え，表-5 に示す配合の HPFRCC による吹付け工法の適用性に関する検討を行っている．その結果，図-11 に概要を示す本工法は，以下に示すように，開水路の補修工法として有効であるとの結論を得ている．

① HPFRCC に微細ひび割れが発生した場合でも，析出物によってひび割れが閉塞することから，止水性が保持される．

② HPFRCC は，水結合材比が低く，また高強度の短繊維の架橋があるために高い凍結融解抵抗性を有し，凍結融解試験の 3,500 サイクルにおける相対動弾性係数は 80%以上である．

③ HPFRCC は疲労耐久性が確認された材料である[18]．その疲労耐久性は，エキスパンドメタルなどの補強材で補強することによって，さらにその約 8 倍まで向上する．

④ 現地水路における HPFRCC 施工の経過観察調査をした結果，補修から 3 年間にわたり，既設コンクリートのひび割れおよび目地の開閉に微細ひび割れを発生させながら追従し，止水性を保持している．

なお，目地の開閉に微細ひび割れを発生させながら追従していることについては，図-12 に示した南面した目地幅の変動計測結果から明らかである．すなわち，本工法の補修が行われていない箇所の目地では，幅の変動が 3.0mm 程度であったのに対し，本工法の適用箇所は，幅の変動が 0.2mm 程度に抑制されている．これは，目地を跨いで HPFRCC を連続的に施工したことにより，目地の開閉の際に生じる圧縮力および引張力を HPFRCC が負担したためと考えられる．

表-5　吹付け用 HPFRCC の配合

	補強用繊維			マトリックス		
繊維種類	繊維直径 (mm)	繊維長 (mm)	繊維混入率 (vol%)	水結合材比 (%)	単位水量 (kg/m3)	細骨材結合材容積比
PVA	0.04	12	2	32	360	0.45

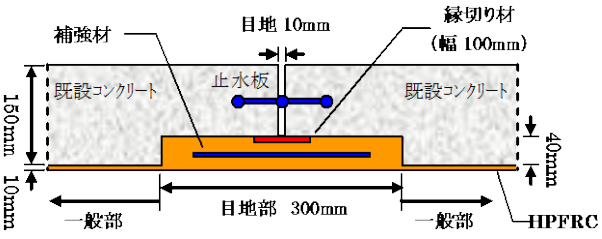


図-11　HPFRCC による水路補修工法の概要

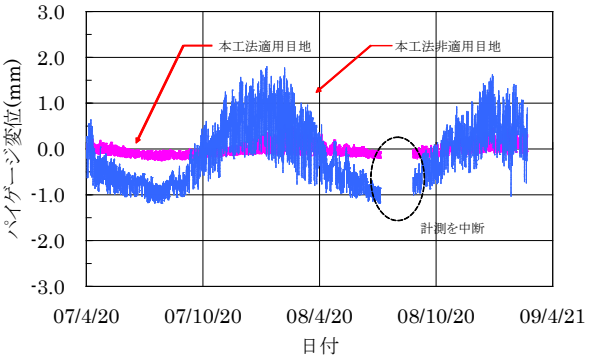


図-12　目地幅の計測結果

また，芳賀ら[19]は，HPFRCC の優れた力学特性と遮水性能に着目し，ため池の上流側の遮水層および下流側の流下部の被覆材として HPFRCC を適用することで，ため池堤体の安定性および維持管理性を改善・向上させるとともに，オーバートッピングによる決壊の防止にも寄与できるものと考え，その適用に関する検討・開発を行っている．その HPFRCC を活用したため池改修工法の概要を図-13 に示す．本工法では，水位の急激な変動に伴う堤体内部の水圧を緩和するためにポーラスコンクリートを設置し，その下面には堤体盛土によるポーラスコンクリートの空隙詰まりを抑制するために吸出し防止材を敷設している．また，表面遮水以外の適用方法として，越流対策としての適用，あるいは写真-6 に示す部分的な断面変形対策についても検討を進めている．なお，余談になるが，写真-7 の左は，自動車道と歩道・自転車道との段差解消のため，モルタルが打設された後の様子である．縁石コンクリート上に施工された部分は，施工後間もなく割れ，剥離が発生している．これに対し，同じ条件で HPFRCC を打設したところ，3 年経過した現在も段差解消機能を損なう損傷は発生していない．

遮水性に関して，図-14 は，表-5 に示した配合を流し込み用の配合に変えた HPFRCC（水結合材比 42.0%，細骨材結合材容積比 41.3%）で φ100mm×20mm の円盤型供試体を作製し，割裂によって図-15 のようにひび割れを導入した供試体（割裂時に発生した多数のひび割れの合計幅は 0.4mm）を用いた透水試験において，順次昇圧して水頭差 15m 到達以降の漏水量の経時変化を示したものである．水頭差 15m で一定とした以降，全ての供試体において漏水量は低減傾向にあり，水密性の回復が見られる．試験開始 800 時間以上経過した後においても水密性は回復傾向にあることから，HPFRCC はひび割れ分散性による漏水量低減効果に加えて，長期的な水密性の回復も期待できることから，ため池の表面遮水材料としての適用は極めて有効であると判断される．

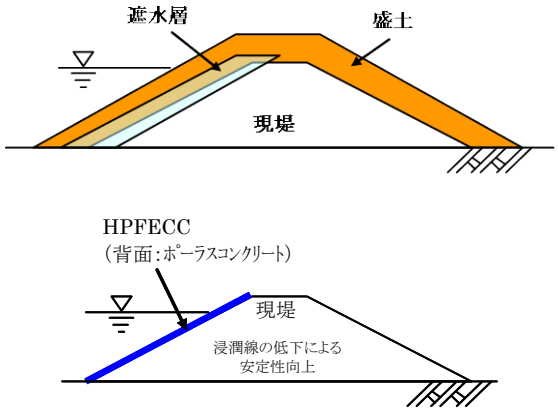


図-13 HPFRCC を活用したため池改修工法の概要
（上：従来の一般的な工法，下：開発中の工法）

斜樋周辺の断面変形の一例　斜樋周辺の断面変形対策例

写真-6 部分的な断面変形対策に HPFRCC を適用

段差解消モルタルの割れ・剥離　HPFRCC の適用例

写真-7 HPFRCC の段差解消対策としての適用

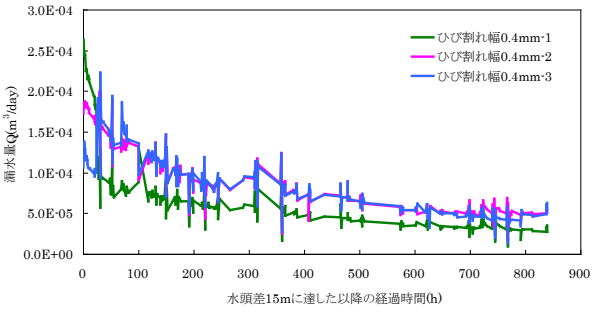
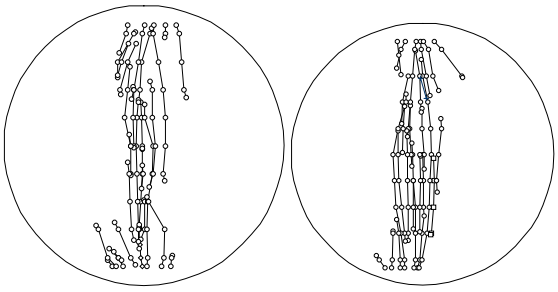


図-14 水頭差 15m 到達以降の漏水量の経時変化



(a) 表面　(b) 裏面

図-15 割裂によりひび割れを発生させた一例

1.4.3.6　機能保全対策（新工法の開発）　―応力機能目地工法―

水利施設の更新を事業目的とする全体実施設計地区や事業着工地区において筆者らが行った現地調査によると，水路目地材の劣化や欠損により漏水が発生し，水路の水利用機能が著しく損なわれている事例が多く見受けられた（写真-8 の(上)，(中)を参照）．従来，このような状況において，現状のコンクリート水路躯体そのものには補修や補強を必要とする変状がみられない場合，あるいは水路躯体を補修すれば既設躯体を活用できる場合には，目地部近傍の躯体を取り壊して止水板を再設置し躯体の部分再打設を行うといった方法や，また近年では，劣化した目地材を取り除いてセメント系モルタル材や弾性シーリング材を充填するといった比較的簡易な方法，あるいは FRP 板などの材料により目地部全体を被覆する方法などにより補修されている．しかし，これらの補修方法では，1.4.3.2 で述べた躯体の温度変化による伸縮に補修目地材が追従できず再損傷を生じる事例（写真-8 の(下)を参照）もみられることから，目地機能の安定性・持続性，さらには目地補修の省力化が可能な工法開発が望まれていた．

写真-8　目地材欠損(上)，目地部からの漏水(中)，目地材の再損傷(下)

そこで，筆者らは，前（独）農業工学研究所が 30 数年にわたって研究開発を行ってきたジオメンブレンを用いた表面遮水工法における知見[20]と，共同研究の相手方である民間会社が開発した高弾性ゴムとエポキシ樹脂との組み合わせによるゴムの残留応力を利用した目地止水工法（残留応力目地工法，図-16 を参照）の施工経験に基づき，新たな水路目地補修工法（応力機能目地工法，図-17 を参照）を開発した[21]．その特長は，目地が伸縮しても高弾性ゴムを使用した目地材の水路側表面には引張応力が発生しないこと，かつ残留応力目地工法における接着剤固化待ちという工程を省略できることである[22]．なお，前者の高耐久性は，一般にゴムが引張された状態では大気中のオゾンによる劣化を受けるが，オゾンにさらされる目地の水路側表面は常に圧縮応力状態に維持される断面形状を FEM による数値解析で追求した結果（図-18 を参照）により得られた性能である．また，本応力機能目地の止水性と耐久性については，石神ら[23]が性能確認試験を実施し，その結果を明らかにしている．

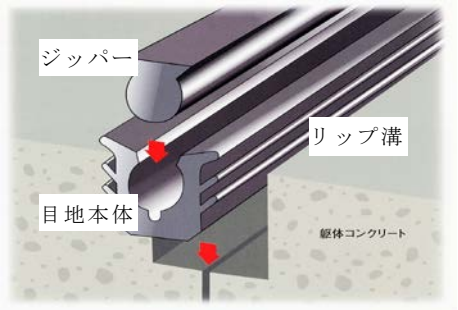


図-16　残留応力目地工法の概要

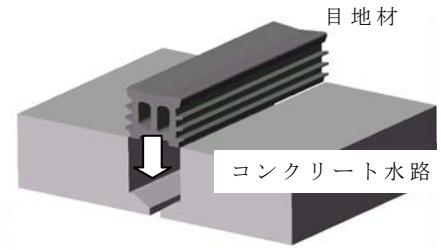
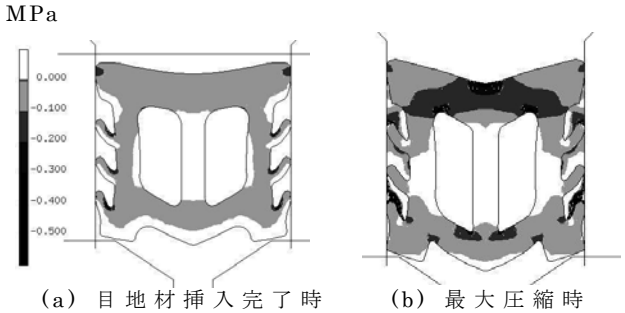


図-17　応力機能目地工法の概要

ところで，最近，この応力機能目地を模倣した○○目地が販売されている．そのセールスポイントは“高耐候性ゴムの使用と劣化要因となる引張応力が暴露表面側に発生しない構造により高耐候性を確保するとともに，目地材の優れた高弾性と接着剤の高い接着性により高止水性を発揮します”である．この文言は，応力機能目地の特長を要約したものであり，知的所有権の尊重と保障が新たな技術開発の源泉であることを考えると，極めて憂慮すべき行為である．良識ある技術者は，法を遵守し，技術者倫理に基づいて行動すべきである．



(a) 目地材挿入完了時　(b) 最大圧縮時

図-18　応力機能目地の応力分布

1.4.4　フィードバックループの確立

最近，第 2 章で述べた性能管理による構造物の機能保全対策の前提となる図-1 のようなフローが十分には考慮されていない傾向があるように思われる．すなわち，機能診断調査・評価がその後の機能保全対策としてなされる補修・補強と切り離されてしまっているように思われる．機能保全対策の目的は，要求性能と現況性能との差がなければ現況性能の保持，あれば差の解消であり，機能保全対策が実行されてはじめて機能診断調査・評価が意味をなす．当然のことながら逆に言えば，機能保全対策を合理的に実行するために機能診断調査・評価がなされているはずであり，そうであれば，この両者は常にフィードバックの関係にあるべきである．

つい先日までは“ストックマネジメントに係る研究・技術開発は緒に就いたばかりであり，不断の努力と技術の蓄積が必要”と言われ続けてきた．しかし，最早，その次の段階に差し掛かったようである．先日も S 県での委員会において，県下で実施された補修工法の事故原因について議論した．S 県はストックマネジメントの先進県であり，既に多くの補修工法についての事業実績がある．ところが，補修工事実施後，数年を経たずして，再補修の事態が頻発している．これまでは，“百点満点でなくても，60 点でも OK”との考え方が主流であった．しかし，補修工法に対する信頼性が揺らぐと，ストックマネジメント自体が否定されてしまう恐れがある．事故の結果として，水利構造物の補修・補強技術に対する施設管理者の不信，工事の設計内容に対する施工者の疑心暗鬼，発注者と施工者の施工責任に関する摩擦を惹起してしまうからである．その方策は，極めて当然のこととして，水利施設に発生している変状のメカニズムに対応した補修・補強工法を採用することであり，他分野からの単純な借り物の補修・補強工法から卒業して適切な技術を採用すること，あるいは新技術を開発することである．そして，今，最も重要と思われることが，事故を単に事故で終わらせず，知識として皆が共有することである．すなわち，上述したフィードバックループの確立である．

【引用文献】

1) 渡嘉敷勝・長束　勇・森　充広・石村英明(2004)：農業水利施設の性能管理へ向けての一考察，農業土木学会誌，Vol.72，No.3，pp.35-38
2) 渡嘉敷勝・森　充広・長束　勇・石村英明(2004)：農業水利施設の機能診断のあり方，農業土木技術研究会研修会，pp.29-37
3) 土木学会コンクリート委員会(2007)：2007 年制定コンクリート標準示方書［設計編］，土木学会，pp.113-115，165-167
4) 石井将幸・佐藤周之・緒方英彦・野中資博(2007)：現場打ち RC 開水路におけるひび割れ幅と鉄筋腐食の関係，農業土木学会論文集，247，pp.73-82
5) 上野和広・長束　勇・野中資博・石井将幸(2008)：コンクリート水路のひび割れ補修材料に必要な伸び性能，農業農村工学会論文集，254，pp.59-66
6) 村尾弘道・景山浩樹・新田秀明・長束　勇・土屋拓万(2010)：農業用水路トンネルのひび割れ発生機構の解明と補強工法の検討，土木学会中国支部島根会研究・事例報告概要集，pp.17-18
7) 石井将幸・森　充広・長束　勇・野中資博(2007)：背面に空洞を有する水路トンネル覆工の破壊解析，第 62 回農業農村工学会中国四国支部講演会講演要旨集，pp.150-152
8) ACI Committee 201 (1990)：Guide to Durable Concrete (ACI 201.2 R-77), ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, American Concrete Institute, Detroit, MI.
9) 森　充広・渡嘉敷勝・長束　勇・石村英明・石神暁郎(2007)：摩耗試験装置およびその方法，特許第 3924599 号
10) 石神暁郎・森　充広・渡嘉敷勝・増川　晋(2005)：農業用水路コンクリートに生じる摩耗

現象と促進試験方法に関する検討，コンクリート工学年次論文集，27(1)，pp.805-810
11) 渡嘉敷勝・石神暁郎・森　充広・増川　晋(2006)：水流摩耗試験機を用いたモルタルおよびペーストの摩耗試験，コンクリート工学年次論文集，28（1)，pp.695-700
12) 石神暁郎･渡嘉敷勝･森　充広･増川　晋(2006)：農業用コンクリート水路における断面修復材の耐摩耗性評価，コンクリート工学年次論文集，28(1)，pp.1739-1744
13) 長束　勇･工藤章光･横島康弘･青木啓之(2007)：摩耗試験方法および摩耗試験装置，特願2008-094455 号
14) 長束　勇・上野和広・渡嘉敷勝・石井将幸(2010)：水砂噴流摩耗試験機の試作とその性能評価，農業農村工学会論文集，266，pp.25-31
15) 上野和広・長束　勇・石井将幸(2010)：開発した水砂噴流摩耗試験機の促進倍率，農業農村工学会論文集，266，pp.41-47
16) 土木学会(2007)：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針（案)，コンクリートライブラリー127
17) 前山篤史・林　大介・渡嘉敷勝・長束　勇(2010)：ECC 吹付け工法による水路補修に関する研究，コンクリート工学年次論文集，32(1)，pp.1643-1648
18) 湯室貴章・平城弘一・福田一郎(2007)：一軸引張試験における高靭性セメント系複合材料（ECC）の耐疲労評価，土木学会第 62 回年次学術講演会概要集，第Ⅴ部，pp.447-448
19) 芳賀潤一･坂本康文･坂田 昇･林 大介･竹内国雄･緒方英彦･服部九二雄･長束 勇(2010)：HPFRCC を表面遮水壁および下流法面保護層に用いた「ため池更新技術」の開発（その１)，水と土，159，pp.39-49
20) 長束　勇(1999)：ジオメンブレンの貯水池表面遮水工法への合理的な適用法，ジオシンセティックス論文集，14，pp.370-379
21) 長束　勇・石村英明・渡嘉敷勝・森　充広・江口和雄・高橋　晃・安東祐樹・河部一成・江坂昌己・中川拓之・近藤和夫(2006)：コンクリート構造物の漏水防止用シール材，意匠登録第 1277504 号
22) 長束　勇・渡嘉敷勝・森　充広・石神暁郎(2007)：ゴム弾性を活用した水路目地補修工法の開発，農業土木学会論文集，249，pp.31-37
23) 石神暁郎・長束　勇・渡嘉敷勝・森　充広(2006)：ゴム弾性を活用した水路目地補修工法の止水性と耐久性，農業土木学会論文集，245，pp.101-107

展　望

施設機能工学によるストックマネジメントに向けて

島根大学生物資源科学部教授

長　束　　勇

（NATSUKA Isamu）

2004年3月に「農業工学研究所における施設機能研究の黎明」という小冊子を発行した。これは，同研究所の独法化に際し，補修・補強など更新のための設計・施工技術を体系的に整備する必要性を訴え，本問題に対する研究に正面から取り組む方策の一環として立ち上げた施設機能研究室の3年間の研究成果をまとめたものである。“施設機能”研究室と命名したのは，問題解決の鍵は施設の“機能”にあると考えたからであり，また，施設の機能に着目する工学的アプローチは，京都大学名誉教授の長谷川高士先生が1992年に地域環境工学の一分野として創設されて以来，施設機能工学と呼ばれるようになっていたからである。以下，島根大学に転任後も施設機能工学に関わる者として，水利施設のストックマネジメントについて私見を述べたい。

一つは，ストックマネジメントの必要性に対する視点についてである。ストックマネジメントの必要性は，農家経済が厳しい状況の中で，今後順次更新時期を迎える水利施設の長寿命化を図り，既存ストックの有効活用を実現することによって，限られた予算の中で効率的に水利ストックの機能を維持するという財政上の視点から論じられることが多い。また，地域の健全な水循環システムの形成による多面的機能の発揮や生物の多様性の確保が社会的に求められ，これらを次世代へ適切に引き継ぐことが重要である，さらには廃棄物の削減による循環型社会の形成に資する必要がある，といった形而上学視点に基づく論拠はそのとおりである。しかしながら，水利施設の整備を取り巻く状況は大きく変化していることがその背景にあるという認識も大切であると思う。すなわち，営農形態や地域環境の変化が落ち着き，その結果，水利施設に求められる機能の変化も落ち着き，構造性能や使用性能に対する関心度が増大してきていることである。これは，米国ミネアポリスにおける橋梁崩落に代表される事故を目の当たりにし，国民の意識が既存公共施設の安全性確保と有効活用に向けられてきていることと同一の方向である。水利施設の整備は，これまでは機能不足の発生への対応が，たとえば，機械化・兼業化の進行により代かき期

が集中しピーク用水の増を賄える水路断面の拡大，生活様式の都市化・混住化による水質悪化防止のための排水分離や暗渠化，兼業化や高齢化による省力化のための水管理施設の高度化やパイプライン化が，構造性能の低下より先であった。しかし，今後は，水利施設整備を取り巻く状況が大きく変化したという視点で，その必要性，方向性，あり方を考えてみる必要があると思う。

二つは，ストックマネジメントの具現化についてである。ストックマネジメントとは，2006年度に取りまとめられた「農業水利施設機能保全の手引き」では“施設の機能診断に基づく機能保全対策の実施を通じて，既存施設の有効活用や長寿命化を図り，ライフサイクルコストを低減するための技術体系および管理手法の総称”と定義している。これの具現化を国の行政サイドからみれば，施設の性能低下状況を継続的に監視し，施設の損壊が進み再建築しか方法がなくなる前に予防保全対策を実施して，施設ごと，区間ごとの老朽度に応じた対策を行うことにより，システム全体としての供用年数の延伸を図り，ストックの機能を効率的に長寿命化すること，と考えられる。一方，地方行政サイドから見れば，疏水百選，ビオトープ，親水などの地域用水機能を生かした地域づくり，小水力・マイクロ発電，上工水などの他用途への利用や転用，郷土史や環境学習の素材としての活用，地域用水の増強などを通じて，水利施設ストックをより良い地域づくりに生かすこと，と考えられる。あるいは，地元受益者の方々からみれば，水管理施設やファームポンドの追加，パイプライン化など営農変化や農業構造変化に対応した施設体系の修正，水利用調整組織の再検討など，これまでの利用経験を踏まえて，より管理しやすい施設に改良することと考えられる。このような地方・地元の活動を支援する制度的受け皿が2007年度に導入された「農地・水・環境保全向上施策」と考えられ，当地山陰地方においても各地元大学等を巻き込んで精力的な活動が始まっていることは喜ばしい限りであり，各地での連携の広がりに期待したい。

三つは，施設診断技術の習得についてである。高度成長期に農業基盤整備の推進に携わった私は，増税なき財政再建の達成という行財政改革の一環としてなされた臨時行政調査会答申による農業基盤投資削減論に常に心を痛めながら仕事を進めてきた。それに対し，予防保全対策による施設の長寿命化は，“ものを大切に長く使う”という一般国民の道徳心“もったいない”に照らしても賛同が得られる考え方であり，関係技術者が何ら躊躇なく真っ直ぐに進むべき王道であると思う。もし，新規のダム・水路の建設がほとんどなくなり，耕地整備率も高くなった昨今，我々の仕事の将来には夢がないと嘆く現場技術者がいるとすれば，営々とした歴史の流れの中にいる技術者としての自分の役割を今一度再考されたい。ただし，王道を歩む前提として，場当たり的な補修・補強から脱却し，施設の変状メカニズムに基づいて合理的に補修・補強できる的確な診断技術を習得する必要がある。時々，コンクリート構造物の診断はコンクリート診断士に任せればよいという意見も出るが，私は同意できない。水利施設がどのような理論で設計されたか，どのような力学的特性をもつ材料が使用されたか，どのような方法で施工されたか，という基礎知識を持たない者が的確に診断できるはずがないからである。たとえば，水路トンネルのスプリングラインに指が挿入できるほどのひび割れが発生している事例がよく見られる。現場によっては，その発生メカニズムに関係なく，鋼板内巻工法などで補強している事例も見られる。しかし，このひび割れは，狭小なトンネル断面において当時の施工技術では回避できなかった天端裏込部の空洞の存在に起因した曲げひび割れである場合が多い。当時の施工技術に関する知識があれば，裏込充填によってトンネルの設計理論どおりの全圧縮状態に戻すことが，最も容易で経済的な補強方法であることが理解できるであろう。

水利施設のストックマネジメントに関する技術開発は，緒に就いたばかりである。多くの技術が他分野からの移入であり，水利施設に要求される特有な性能を満足する技術開発が求められている。より多くの研究・技術者の参画と不断の努力，技術の蓄積を切に願うものである。

〔2008.1.22.受稿〕

巻頭言

分際，仁，そして輿論

島根大学生物資源科学部 教授 長束 勇

ストックマネジメント発想の原点は，“もったいない”です．その実践において，対策工法の選定では要求性能に対する各補修・補強工法の適応範囲（分際）を考え，工事着手順は個々の経済効率だけではなく社会の安定性（仁）を心がけ，そして評価は世論ではなく輿論に従うことであると考えています．

生物界には，弱肉強食の“食う”“食われる”の関係はあります．しかし，ある生物が仮にもう一方の生物を食べ尽くせば，それは自らも死ぬことを意味します．そうはならないように生物の世界ではある種のバランスが成り立っていて，ある程度自分を守るために禁欲的に生きています．これは一見，競争からの逃避に見えるかも知れませんが，何が自分の身に応じた分際なのか，生物学の世界では，この“分際”が重要なキーワードです．補修・補強工法の選定において，ある事業地区では，ある一つの工法選択へ偏る傾向が見られます．施工実績が十分でない段階では，技術開発を促進させるため，また全滅？を回避するためにも，異なる工法の積極的導入を心掛けるべきと思います．昨年，民主党の蓮舫参議院議員が事業仕分けの時に“世界一になる理由は？”“2 位じゃだめなのか？”と発言して科学者たちの反発をまねきました．しかし，施設機能工学分野においては，一等賞より二等賞の方に価値があるかも知れません．負けて悔しい，では，どうしようか．その度に多くのことを学ぶのではないでしょうか．

次に，経済効率というと，とかく市場の論理が登場します．しかし例えば，あのサブプライムローン問題の対応（余剰マネーですさまじい不動産バブルを惹き起こす→バブルがはじけて巨大銀行が倒産しそうになる→倒産させるには大きすぎると政府がカネを出して救済する→やがて持ち直して正常な値に戻る）を考えてみれば，市場は常に正しいのか大いに疑問です．バブルをあおる人，それに乗っかる人だけの市場であれば問題はありませんが，バブルで大儲けした人と，その後始末をさせられる人とは一致しておらず，後始末は国民の税金でさせられます．市場に任せてよい部分と悪い部分があるはずです．市場の論理で勝ち残るのは，いわゆる“勝ち組”の人達であり，常に少数者です．ストックマネジメントの実践では，声の大きい人，発言力のある人の暴走を抑えるべきであり，その時に有用な考え方が仁（ゲーム理論の解の一つで，最大不満を逐次最小化する概念）であると考えています．ただし，今の世の中，解が出ない連立複次方程式である場合が多いため，どうしても単純な解を求めて性急過ぎることが多いのではないでしょうか．経済効率は認めるけれど，信じ過ぎないことだと思います．

この信じ過ぎないことについて，世論に関してもいえると思います．今の日本の政治体制は世論調査が政治あるいは政局にストレートに反映するシステムになっています．これは長期的な政策を展開する上では大変よくないと思います．すなわち，世論と輿論はきちんと区別すべきであり，世論が情緒的参加による共感，美醜をめぐる私的心情であるのに対し，輿論は理性的討議による合意，真偽をめぐる公的関心です．昨年末，民主党主導による総点検で，水利用率が低いとレッテルを貼られた地元の下蚊帳ダムは，今年の酷暑でかつてない水使用量になっています．特産のブロッコリー，二十世紀梨などの灌水用として水が引っ張りだこであり，旱魃時の農家にとって，実に頼りがいのある施設となっています．本来，10 年確率の渇水対策として造られたダムですので，このダム利用は極めて当たり前のことなのですが，農家の方々からは，単純に経済性や効率性だけでは割り切れないとの評価を得ています．都市住民や消費者はどうみるのか，世論ではなく輿論が知りたいところです．

展　望

水利施設保全管理のこれまでとこれから

島根大学生物資源科学部教授

長　束　　勇

（*NATSUKA Isamu*）

本誌第76巻第3号の小特集『基幹水利施設のストックマネジメント』で，「施設機能工学によるストックマネジネントに向けて」と題した私見を述べてから約6年が経とうとしている。その小特集に掲載された報文を振り返ると，“100点は取れないけれども，60点だったら0点よりはるかに優れている（杉山氏）”，“経験に加え，大量の情報を処理可能な知識・情報集約型の技術体系が必要（中氏）”，“機能診断に係る新技術の開発および新技術の現場への適用性の検証を（森氏ら）”，“ストックマネジメントの取組みは緒に就いたばかり（加藤氏）”，“国・地方自治体・土地改良区の連携による適切な診断を踏まえた最適な規模および時期の予算措置が実施できる枠組みを（佐藤氏ら）”などと，まさに機能保全管理の黎明期であった。現在においては，急速な事業制度の拡充，精力的な技術基準の整備，建設事業所から調査管理事務所への大幅な定員振り替え，農村工学専門技術研修「施設保全管理」をはじめとする積極的な人材育成などにより，適切な保全管理を目標としたストックマネジメントが当たり前であり，6年前とは隔世の感がある。以下，ストックマネジメントという言葉自体が産声を上げた当時から関わってきた者の一人として，改めて施設の保全管理について考えてみたい。

私たちが称しているストックマネジメントに同類の用語として，橋梁などの分野で多用されているアセットマネジメントがある。アセットマネジメントは，従来，預金，株式，債券などの個人の金融資産を，リスク，収益性などを勘案して，適切に資産運用を図ることにより，その資産価値を最大化するための諸活動を指すものである。したがって，これから間違いなく施設の保全管理の時代に突入すると考えた当時，私たちは先人から引き継いできた大切な水利施設を金融資産と同じ呼称で呼ぶことに心理的な抵抗があったことから，また，水利施設は重要な社会資本であり，その膨大なストック（蓄積）を対象とした対策が必要であるとの認識が強かったため，ストックマネジメントと呼称することにしたものである。しかしながら，現時点では，ストックマネジメントは，既存施設の有効活用や長寿命化を図り，LCC（ライフサイクルコスト）を低減する意味で使われることが多く，一方，アセットマネジメントは，LCCを低減するだけではなく，劣

化のリスクをコントロールしつつ，施設の更新や維持管理に要する経費を平準化するなど，“運用”に重きをおく場合に使われることが多い。その意味で“アセットマネジメントとしての展開”は，現状のストックマネジメントの先にあるより高度な保全管理のあり方であるとも言える。ただし，現行の制度は，費用負担や合意形成が不可欠であるため，必ずしもアセットマネジメントに馴染まない側面を有している。事業展開に見合った事業制度の見直しが常に必要であろう。

一方，マネジメントという言葉は，そのまま訳せば一般的には“管理”などの意味である。しかし，マネジメントを発明したとされるP.F.ドラッカーは，マネジメントには基本とすべきもの，原則とすべきものがあり，マネジメントをその役割によって定義しなければならないとして，役割を三つ挙げている。第一は，組織に特有の使命，目的を果たすこと，第二は，仕事を通じて働く人たちを生かすこと，第三は，社会の問題について貢献すること，である。この定義に従って施設の保全管理について考えてみると，これまでは，農業効果と一体不可分な農業外効果（多面的機能）を有する水利施設を守るためには，公的関与（国の支援）が不可欠であり，それを適切に進めるために保全管理が必要，という発想であったように思われる。しかし，これからは，“もったいない（よいものを大切に長く使う）”の視点からストックマネジメントによる機能診断を行い，人々の工夫による長寿命化により有効活用を図り，私たちの目的である農作物の安定供給・持続的地域社会の形成を達成する，という考え方に切り替えるべきではなかろうか。ここで，有効活用の目標としては，同じ費用でより良いサービスを，サービスの質を落とすことなく費用削減を，もう少しだけ費用をかけてより大きい便益を，より効率的な公平性の確保を，などが考えられる。特に，貿易自由化の流れの中で社会全体が市場原理へ向かい，生産者と消費者は価格メカニズムで直接結ばれることになると，コスト縮減による生産者余剰は消費者余剰に転嫁されるため，農家の水利施設への投資の回収が難しくなる。このような事情から，高度成長時代に蓄積されたストックの長寿命化と，それらストックからの新たな価値の引き出し（一例として，小水力発電）がポイントとなろう。また，部分更新が可能な構造，モニタリングを想定した設計，必ず到来する再補修・再補強が容易にできる工法の採用など，計画，設計，工法についての視点が重要であろう。さらに，すでに開始されている農地・水保全管理支払交付金事業のような“新しい公共（行政機能の代替，公共領域の補完，民間企業の社会貢献など）”を定着させるとともに，一層の推進が必要であろう。

ところで，本稿を執筆中に，総務省による『農業水利施設の保全管理に関する行政評価・監視の結果に基づく勧告』が公表された。これによると，ストックマネジメントの意義に対する管理者の理解不足などにより，プロセスが十分につながっていない，として周知・広報の強化が勧告されている。また，機能診断・保全計画の内容に記載漏れや転記ミスが多いとして，点検・確認の徹底が，保全対策などの全国的な取組み状況が整理されていないとして，取組み状況の整理，効果などの評価が勧告されている。ストックマネジメントの重要性は十分に理解された上での勧告であるので，今後，きちんと対応したいものである。

最後に，今後の施設の保全管理において最も大事なポイントは，新しい変化に対して，常にどれだけ対応できるかであろう。ある意味では，社会情勢や周辺環境の変化への対応力そのものが，保全管理の本質であると思われる。進化論で有名なダーウィンは，“知恵のあるものが生き残ったわけではない。強いものが生き残ったわけではない。変化に順応したものが生き残った。”と言っている。これからの施設の保全管理は，国民輿論，行政需要，国際関係情勢の大きな変化にいかに順応していくかがポイントとなるのではなかろうか。

〔2013.10.21.受稿〕

報　文

補修・補強に関するマニュアル策定をめぐる技術的論点

Technical Points under Discussion over Manual Decision Concerning Repair and Reinforcement

長　束　　勇†
（NATSUKA Isamu）

I. はじめに

筆者は，現在活用されている農業用水利施設ストックマネジメントに関する各種技術図書の策定に際し，委員あるいは委員長としてほとんどすべてに参画させていただいた。特に，「補修・補強工事に関するマニュアル【開水路補修編】(案)」の策定においては，開水路の補修に求められる主な性能とその照査方法，材料・工法の品質規格について，策定委員会の委員間や事務局担当者との間で大いに議論がなされた。本報では，議論された幾つかの技術的課題を取り上げて論点を整理するとともに，課題解決に向けてその後も鋭意行われている関連の試験や検討の結果なども併せて紹介する。

II. 議論された技術的課題

1. マニュアル策定の基本的な考え方は？

国営土地改良事業の実施に当たっては，現行の農業水利施設の更新を目的とした第二期事業が増え，既存ストックを生かした補修・補強工事の実施が増加していた。農業水利施設は，その施設種別ごとに多様な機能と特徴を有しており，また，構造的・水理的な管理状態も個々の施設によってさまざまである。したがって，このような農業水利施設を補修・補強するための材料・工法についても多種多様なものがあり，かつ新たな材料・工法の提案も多かった。

こうした状況の中で，補修・補強工事を実施する現場にあっては，各現場の農業水利施設の劣化状況に応じた材料・工法を適切に選定し，適正な品質・出来形管理の実施が求められていた。他方，現場において必須となる補修・補強工事に関する技術指針やマニュアルは，個々のメーカーの材料・工法に係るものや他機関の基準を準用している場合が多く，早期に体系的・包括的な技術基準の整備が求められていた。

そこで本マニュアルの策定においては，主として開水路の補修に求められる主な性能とその照査方法，材料・工法の品質規格について議論した。その議論の根底にあるキーワードは“性能”であり，補修・補強を含む戦略的な農業水利施設の今後の適切な管理のあり方は，構造物自体を管理する“施設管理”から，構造物に要求される性能を管理する“性能管理”へ，確実に移行するということが基本的な前提であった。

2. 表面被覆材の耐摩耗性評価はJIS規定のテーバー式摩耗試験でよいのか？

農業水利施設は流水環境下で供用されており，流水・混入土砂による力学的摩耗作用を受けている。そこで，使用される補修材料の耐摩耗性を評価する必要があり，従来，材料一般の耐摩耗性評価に用いられている，日本工業規格JIS K 7204「プラスチック―摩耗輪による摩耗試験方法」，または，JIS K 5600-5-9「塗料一般試験方法―第5部：塗膜の機械的性質―第9節：耐摩耗性（摩耗輪法）」に準じて行われていた。しかし，農業水利施設の摩耗は，摩耗輪を用いるテーバー式摩耗試験のような固体同士の相対運動による面的に一様な摩耗ではなく，コンクリート表面の比較的脆弱なモルタル部が先行して摩耗する“選択的摩耗[1]”であることから，テーバー式摩耗試験の妥当性の検討が必要となった。そのような中で，農村工学研究所で水噴流摩耗試験機[2]が，島根大学で水砂噴流摩耗試験機[2]が試作され，両試験機ともにコンクリートの選択的摩耗を疑似できることが確認された。たとえば，水噴流摩耗試験では，モルタル供試体は骨材露出とともに摩耗量が低下し，その原因は摩耗表面積に占める骨材表面積の割合の増加が影響していること，水砂噴流摩耗試験では，W/C（水セメント比）を変化させた供試体を用いてテーバー式摩耗試験との比較試験を行ったところ，テーバー式摩耗試験ではW/Cの大小にかかわらず耐摩耗性がほぼ同じであるのに対し，水砂噴流摩耗試験ではW/Cが大きいほど耐摩耗性は小さいこと，といった選択的摩耗を説明するのに合理的な試験結果が得られた。そこで，マニュアルにおける耐摩耗性の評価は，水噴流摩耗試験，または水砂噴流摩耗試

†島根大学生物資源科学部

キーワード　ストックマネジメント，補修・補強，水砂噴流摩耗試験，許容ひび割れ幅，付着強度，目地補修

験によるものとされた。

しかし，その後，水噴流摩耗試験と水砂噴流摩耗試験の比較試験が行われたところ，両試験ともにモルタルの細骨材（標準砂を調整したもの）の粒径が大きくなるにつれて耐摩耗性が大きくなる傾向を示すものの，水噴流摩耗試験の場合は，S/C（細骨材比）$=0$（セメントペースト）の耐摩耗性が，たとえば，骨材粒径を1.2 mm以上に調整したものよりも大きくなった。このことは，両試験の摩耗メカニズムは必ずしも同一でないことを意味しており，水噴流摩耗試験は超高圧水粒子の衝突によるセメントペーストの疲労破壊，水砂噴流摩耗試験は砂粒子の衝突によるセメントペーストの切削と骨材の抜け落ち，がそれぞれの摩耗進行を引き起こす主要因であると考えられた。

一方，通常の無機系補修材は粒形の大きな細骨材を含まないモルタルであるため，テーバー式摩耗試験で耐摩耗性の評価ができるのではないか，と考えられた。そこで，モルタル供試体5種（JISモルタル，JISモルタルの配合で標準砂の粒径を1.2 mm以上，0.6～1.2 mm，0.3～0.6 mmに調整したもの，$S/C=0$）を用いて，テーバー式摩耗試験と水砂噴流摩耗試験機との比較試験が行われた。その結果，テーバー式摩耗試験は，供試体に含まれる骨材が大きいほどやや摩耗量は多いのに対し，水砂噴流摩耗試験では，供試体に含まれる骨材が小さいほど摩耗量は多い，という相反する結果（**図-1**：JISモルタルの摩耗体積に対する比で表示）となった。この相反する結果は，両試験の摩耗メカニズムの相違によるものと考えられた。すなわち，テーバー式摩耗試験は水砂噴流摩耗試験と異なり，“摩耗輪によるセメントペーストの切削と機械的な骨材の掘起し（**写真-1**：アバタが確認できる）”が生じるため，モルタル分が先行して摩耗する“選択的摩耗”を再現することができない。したがって，テーバー式摩耗試験は無機系補修材の耐摩耗性評価手法として適用できないとの判断は妥当と考えられた。

以上の経緯から，マニュアルでは，耐摩耗性の評価

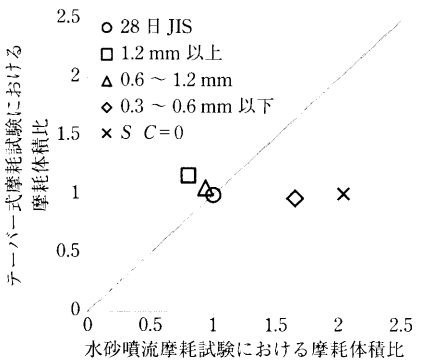


図-1 摩耗試験結果の比較

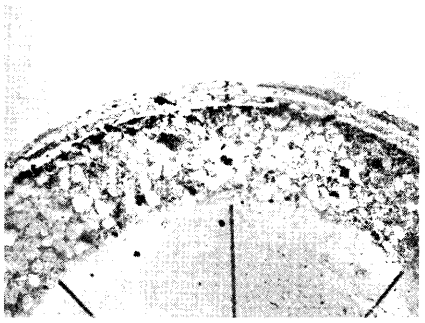


写真-1 テーバー式摩耗試験後の様子

は，当面，水砂噴流摩耗試験で行うことにされた。しかしながら，水砂噴流摩耗試験機は現時点ではわが国に1台しか存在しないことから，選択的摩耗を疑似できる簡易な試験方法の早急な開発が望まれる。小嶋ら[3]は，サンドブラスト法[4]を利用した補修材料のすりへり抵抗性評価方法の検討を開始している。両試験方法の互換性が期待されるところである。

3. RC開水路における許容ひび割れ幅は？

コンクリート標準示方書における許容ひび割れ幅は，水密性に関する許容幅と鋼材腐食に関する許容幅から設定されている。しかし，農業用RC開水路において，ひび割れからの漏水量は流水表面からの蒸発量に比べてもきわめて少なく，また用水管理上10%のロスを見込んでいることから，事実上の許容幅は鋼材腐食の許容幅であると考えられた。一方，完成から30年以上の長期にわたって供用され，取壊しが予定されている全国8カ所の現場打ちRC水路のひび割れ調査においてコア採取が行われ，島根大学によってコア分析が行われた。その結果，水中や土中では気中ほど腐食が進まない，実構造物を対象とした調査を通して農業水利施設独自の基準を定めることが有効かつ必要である，との提言[5]がなされた。この提言を踏まえ，また，日本コンクリート工学協会「コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針」の2003年版を参考として，ひび割れ幅の評価区分の最大ひび割れ幅に関する健全度S-4とS-3の閾値は，土中・屋内環境下における鉄筋腐食の観点から1.0 mmとされた。

その後，ひび割れ幅の評価区分のうち，S-4とS-3の閾値に相当する区分が2009年の同指針改訂により，1.0 mmから0.5 mmに変更された。このため本区分の水利施設への適用に関する妥当性を再確認する必要性が生じたことから，国営事業によるRC開水路40施設を対象に部材表面のひび割れ幅と鉄筋腐食の関係が調査された。その結果，腐食度C（浅い孔食など断面欠損の軽微な腐食）以上を有害な腐食と判定すると，気中（最多頻度流量水位より高い箇所）の場合，最大ひび割れ幅が1.0 mmを超えると，断面欠損を伴

う鉄筋腐食が半数を超えることが確認された。これにより農業水利施設における現行区分の妥当性が一定程度確認されたことから，「農業水利施設長寿命化のための手引き」平成27年度改訂案においては，ひび割れ幅の評価区分を変更しないこととされた。なお，水中（最多頻度流量水位より低い箇所）では，気中より鉄筋腐食による断面欠損を生じる割合が低い傾向となった。これは水中の方が鉄筋腐食の原因となる酸素の供給が少ないためと考えられる。

ところで，貫通したひび割れの幅の挙動を計測すると，日変動，年変動が大きい[6]。すわわち，ひび割れ幅を計測する時期，時間によって，許容ひび割れ幅以内であったり，超えたりすることがあり得る。したがって，ひび割れ調査結果の評価に際しては注意が必要である。

4．水路底版部の単軸引張試験による付着強度1.0 N/mm²の必要性は？

マニュアルに対するパブリックコメントなどにおいて，“現場の開水路底版での単軸引張強さ1.0N/mm²以上が得にくい状況の中で，このままマニュアルを運用した場合，母体をいくらはつっても規格値が確保できず，打替えなどに対策の変更を余儀なくされる事例が増加するとの懸案がある”との意見が出された。確かに，著者らが行った香川用水土器川沿岸地区五條幹線水路における試験施工（施工：平成13～21年度，試験工種：有機系被覆（6），無機系被覆（10），パネル（7），シート（5），含浸（1））を平成26年度に一斉撤去による調査を行ったところ，底版部については，無機系被覆で2工種，そのほかの工種ですべて，表面被覆材と母材や断面修復材との境界で浮きが発生していた。また，底版部の付着強度は1.0 N/mm²未満の場合が多く，破壊の形態は，母材や表面被覆材との境界の場合が多いという結果であった。すなわち，母材，特に母材表層の強度を確保しないと，早期に再補修が必要になると考えられた。

マニュアルでは，付着強度の規格値を設定するに当たって，母材に要求される圧縮強度をもとにして決定してはどうかとの考え方があった。すなわち，母材の圧縮強度から推定される引張強度と単軸引張強さ（付着強度）に明確な関係があれば，たとえば石井らが試算[7]しているように，合理的に単軸引張強さの閾値が決定できるからである。しかしながら，BS 1881-207[8]には，“単軸引張試験は，コンクリートの引張破壊を引き起こす。しかし，単軸引張強さとコンクリートの引張強度の関係については，部分的なコアを使用する表面試験と表面下の試験が同じ結果を与えそうにないことに注意するべきであり，引張強度と試験結果を直接的に同一視することはできない”と明記されていることから，母材に要求される圧縮強度から付着強度の規格値を決定することは合理的でないとの結論になった。したがって，単軸引張強さ1.0 N/mm²以上が必要であるという絶対的論拠は，現時点でも存在しない。ただし，BS 1881-207では，“相関関係は調査中の特定のコンクリートと使用される装置のために確立されるべきであり，ある状況下では，一般的相関の使用は適切であるかもしれない”と記されていることから，将来的にはデータの蓄積により規格値を工学的に見直すことが可能と考えられる。

ところで，規格値が得にくい原因は，本質的な問題ではない試験法や施工法にも起因する。単軸引張強さの計測に使用されている建研式引張試験機は，主としてタイル，モルタル塗料および各種接着剤の剥離試験に使用されているものであり，大きな骨材が含まれるコンクリートの試験において，①使用される金属製アタッチメントが40 mm×40 mmの大きさでよいのか，もっと大きくないと本来有する強度は計測できないのではないか，②金属製アタッチメント周囲の切欠き深さに関する規格はないが，切欠き深さ5 mm以上にしないと安定した結果は得られない[9]，といった試験法上の課題が存在する。一方，施工法に関して，底版部における高圧ウォッシャー洗浄による下地処理では，底に溜まった水がバリアーとなって，施工性が極端に悪化するため，切削機を使用せざるを得ない場合がある。切削機の使用は母体表面にマイクロクラックを発生させる可能性が高いため，付着強度を低下させる原因になる。マイクロクラックを発生させない機械の開発が望まれる。止むを得ず切削機の使用を許容する場合は，事後対策を検討すべきである。たとえば，長谷川ら[10]は，下地処理後の既設躯体に対してケイ酸塩系表面含浸材を使用することで既存躯体が緻密化でき，付着強度は対象水路，環境条件にかかわらず，すべて1.0 N/mm²以上を示した，と報告している。

5．耐久性のある目地工法は？

目地補修においては，目地充填工法，目地被覆工法および目地成型ゴム挿入工法などが施工されており，その使用する材料・工法により期待される耐用期間が異なるとの考え方が採用された。その際，特に，期待される耐用期間が40年程度とされた目地成型ゴム挿入工法については，パブリックコメントなどにおいて，さまざまな意見が寄せられた。以下，その幾つかの意見に対する委員会における議論を紹介する。

① 目地は，ある塊のものを挿入さえすればよい。形状や応力状態もどうでもよく，形状と施工法を規定した特定の工法はマニュアルに記述すべきで

ない。

ゴムの特性，すなわちゴム弾性の本質は，マクロブラウン運動にあり，ゴムの劣化現象もこのマクロブラウン運動が大きく関与している。ゴムは，“飛んでいかない気体，流れない液体”であり，一般の建設材料である固体と同じ土俵で劣化現象を考えることは，その考え方の原点において間違いである。

② 材質についての規定を外し，所定の規格値を満足するゴムであれば何でもよい。

ゴムの劣化は，ゴムを形成している分子構造に大きく左右される。ゴム分子がつながっている主鎖（マクロブラウン運動の根源となるシス構造をしている。シス構造は，くの字の形状をしており，ブラウン運動が激しくなれば，この“く”が深く折れ曲がる。その結果，縮む。縮んだ状態から戻るというのがゴム弾性の本質である）に二重結合があるか否かである。ブチルゴムなど，通常の土木用材料に使われているゴムは主鎖に二重結合があり，紫外線やオゾンなどにより主鎖が切断されやすくなる。そこで，ゴムの劣化を抑制するために開発されたゴムが，主鎖に二重結合を持たないゴム，EPDMである。

③ 多くの試験項目により担保されているので，成型ゴムの応力分布を削除すべき。解析や実験には多額の費用と時間を要するため，単に表面が圧縮しているか否かは設置前後の幅だけ確認すればよい。

ゴムの劣化は，ゴムの置かれた応力状態に大きく左右される。上記のマクロブラウン運動に起因して，引張状態では紫外線やオゾンなどにより二重構造が切断されやすくなる。そこで，紫外線やオゾンなどにさらされる部位は常に圧縮状態に置くように設計した目地の一例が応力機能目地[11]である。したがって，通常の固体と同じような試験において，引張応力が作用していない状態で所定の規格値を満足していても，耐候性が保障されるものではまったくない。

III. おわりに

現在，「農業水利施設長寿命化のための手引き」が，行政部局において改訂作業中である。本報では，マニュアルの策定時の論点について報告するとともに，一部についてはこの改訂時における論点についても報告した。このように，マニュアルは実情に即して逐次改訂されていくことがよいと考えている。読者の皆さんの忌憚のない意見が寄せられることを期待している。なお，本報の内容は筆者の個人的責任に帰するものであり，委員会や担当行政部局としての公式の見解ではないので，その旨をご理解いただきたい。

委員会に参加していただいた鳥取大学緒方英彦教授，神戸大学河端俊典教授，高知大学佐藤周之准教授，農村工学研究所中島 勇上席研究員をはじめ，事務局を担当していただいた皆さんには，貴重な提案や意見を沢山戴いた。記して感謝申し上げる。

引 用 文 献

1) 長束 勇，上野和広，渡嘉敷 勝，石井将幸：水砂噴流摩耗試験機の試作とその性能評価，農業農村工学会論文集266，pp.25～31（2010）
2) 渡嘉敷 勝，石神暁郎，森 充広，増川 晋：水流摩耗試験機を用いたモルタルおよびペーストの摩耗試験，コンクリート工学年次論文集28(1)，pp.695～700（2006）
3) 小嶋啓太，長谷川雄基，佐藤周之：サンドブラストを利用した補修材料のすりへり抵抗性評価方法の検討，平成27年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集，pp.682～683（2015）
4) ASTM C418-12：Standard Test Method for Abrasion Resistance of Concrete by Sandblasting，ASTM International（2012）
5) 石井将幸，佐藤周之，緒方英彦，野中資博：現場打ちRC開水路におけるひび割れ幅と鉄筋腐食の関係，農土論集247，pp.73～82（2007）
6) 上野和広，長束 勇，野中資博，石井将幸：コンクリート水路のひび割れ補修材料に必要な伸び性能，農業農村工学会論文集254，pp.59～66（2008）
7) 石井将幸，長束 勇：開水路底版のコンクリートに必要な圧縮強度に関する検討，第67回農業農村工学会中国四国支部講演会講演要旨集，pp.97～99（2012）
8) BS 1881-207：Testing concrete — Part 207: Recommendations for the assessment of concrete strength by near-to-surface tests，British Standards Institution（1992）
9) Sato，S.，Kojima，K.，Hasegawa，Y.，Takahashi，K. and Natsuka，I.：Fundamental study on the effect of slit depth to the adhesive strength of concrete，2nd International Conference on Advances in Cement and Concrete Technology in Africa，投稿中
10) 長谷川雄基，谷村 成，田中基博，高橋慶吉，佐藤周之：無機系表面被覆材による開水路補修工事の追跡調査と性能評価，水土の知82(7)，pp.23～26（2014）
11) 長束 勇，渡嘉敷 勝，森 充広，石神暁郎：ゴム弾性を活用した水路目地補修工法の開発，農土論集249，pp.31～37（2007）

〔2015.7.21.受理〕

長束 勇（正会員）

略 歴
1974年 京都大学農学部農業工学科卒業
1988年 農林水産省構造改善局設計課課長補佐
1989年 農業工学研究所研究室長・上席研究官
2004年 島根大学生物資源科学部教授
現在に至る

農業農村工学会論文集
Trans. of JSIDRE
No. 254, pp. 59 ~ 66 (2008.4)

コンクリート水路のひび割れ補修材料に必要な伸び性能

上野和広* 長束 勇** 野中資博** 石井将幸**

*鳥取大学大学院連合農学研究科，〒680-8553 鳥取県鳥取市湖山町南 4-101
**島根大学生物資源科学部，〒690-8504 島根県松江市西川津町 1060

要 旨

農業用コンクリート水路に発生したひび割れを補修する材料に要求される伸び性能を明らかにするため，農業用水路においてひび割れ幅の日変動量調査および年変動量調査を実施した．その結果，長く薄いコンクリート版から構成される農業用水路では，短期的な温度の日変化によってひび割れ幅が大きく変動することが確認され，施設機能評価・診断，補修の際にはその変動を考慮することの必要性が明らかとなった．また，ひび割れ幅の変動を推定する手法として，過去の温度履歴を考慮した推定式を提案し，その妥当性を評価した．さらに，最も狭くなったときのひび割れ幅に対するひび割れ幅の変動割合を算出したところ，日変化で最大約 37.8%，年変化で最大約 68.6%であり，補修材料に要求される伸び性能が明らかになった．

キーワード：ひび割れ幅，ひび割れ補修，農業用水路，躯体表面温度，温度履歴

1. はじめに

供用中の施設に対して実施される機能診断において，ひび割れ幅は施設の健全度評価および性能の将来予測を行う上で重要な指標となる．しかし，施設を構成するコンクリートの線膨張係数は一般に 10×10^{-6}/℃とされており，温度変化に伴って伸縮するため，ひび割れ幅も変動すると考えられる．したがって，ひび割れ幅の測定およびひび割れ幅に基づく機能診断を行う際には，その影響を考慮する必要があり，それを怠れば有害性の判断に相違が生じる可能性がある．

従来，こうしたひび割れ幅の変動は，一部の構造物においては年間を通した温度変化による影響が考慮されてきたが，日変化による影響は必ずしも考慮されてこなかった．これは，重要構造物であるコンクリートダムや頭首工などに発生するひび割れに注目されてきた結果であり，マスコンクリートでは内部までの熱伝導に長時間を要することから，短期的な温度変化の影響を考慮する必要性が低いことに起因する．しかし，農業用水路は長く薄いコンクリート版から構成される構造物であり，比較的短時間のうちに熱が内部まで伝導するため，1 日の温度変化の中でもひび割れ幅が変動することが考えられる．

一方，ひび割れが有害と判断された際に，劣化因子の侵入あるいは漏水の防止を目的として適用される補修工法は，ひび割れ幅の変動に追従する必要がある（コンクリート補修・補強マニュアル編集委員会, 2003）．これは，ひび割れ幅の変動に起因して補修材料に割れが発生するといった再劣化を防ぐためであり，補修材料はひび割れ幅の変動割合以上の伸び性能を有することが要求される．ひび割れ幅の変動割合は，ひび割れ幅を w，ひび割れ幅の変動量を Δw とすれば，$\Delta w/w$ で表されることから，補修工法に要求される伸び性能を決定するには，適用する構造物の躯体に存在するひび割れの幅および変動量を把握することが必要となる．

そこで本研究では，農業用水路におけるひび割れ幅の変動特性を明らかにし，それらをひび割れ幅測定や機能診断の際に考慮することの必要性を提案した上で，補修材料に要求される伸び性能の決定へ寄与するため，ひび割れ幅の日変動量および年変動量の調査を実施した．また，躯体に存在する目地についてもひび割れと同様にその幅の変動が考えられたため，同様の調査を行った．

2. 調査場所および調査方法

2.1 調査対象水路の概要

調査対象水路は，島根県松江市で供用中の農業用水路である．この水路は，**Fig.1** に示すように東を上流として東西方向に設置されているため，水路壁内面は右岸側水路壁が南面，左岸側水路壁が北面となる．南面水路壁の背後はアスファルト舗装道路，北面水路壁の背後は水田に利用されており，両面ともに水路壁には背面土が存在する．なお，この水路は農業用排水路であるため水量は年間を通して少なく，調査実施時の水深は最も深い場合で 5cm 程度であった．

この水路に発生していたひび割れは **Fig.1** における南面②および北面②の位置に存在しており，南面水路壁から北面水路壁まで連続した 1 本のひび割れが発生していた．なお，このひび割れは，発生状況から外部拘束によ

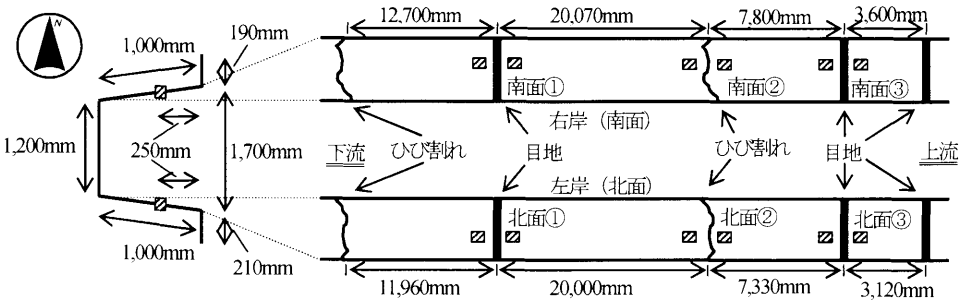


Fig.1 調査対象水路の概要図および測定点
Outline of investigated canal and measurement points

Table 1 日変動量調査方法の詳細
Details of one day investigation

調査時期	変動量測定箇所（**Fig.1**を参照）	測定開始時刻	測定終了時刻	調査継続時間	測定器具			測定頻度		
					変動量	外気温	躯体表面温度	変動量	外気温	躯体表面温度
3/15～3/16（Case1）	南面②，南面③ 北面②，北面③	12:01	12:16	24:15	亀裂変位計	熱電対 T（CC）	アルコール温度計	15分に1度	15分に1度	30分に1度
10/27～10/28（Case2）	南面②，北面②	11:12	11:47	24:35	亀裂変位計	熱電対 T（CC）	熱電対 T（CC）	5分に1度	5分に1度	5分に1度
12/20～12/21（Case3）	南面②，北面②	14:47	16:57	26:10	亀裂変位計	熱電対 T（CC）	熱電対 T（CC）	5分に1度	5分に1度	5分に1度

る貫通した温度応力ひび割れと推察されたものである．また，**Fig.1** における南面①，北面①，南面③，北面③はいずれも目地であり，止水板は設置されていない．

2.2 日変動量の調査方法

日変動量調査は，補修工法が施工可能な非灌漑期において外気温の日変化が比較的大きいと予想された日を選定し，2006年に3度（Case1：3月15日～16日，Case2：10月27日～28日，Case3：12月20日～21日）実施した．測定に用いた器具は亀裂変位計（感度：約 $1{,}500\times10^{-6}$/mm）である．また，温度条件として，外気温および躯体表面温度の測定を行った．調査方法の詳細を **Table 1** に示す．Case1における調査では，データロガーによるデータ収集可能数が5という制約から，外気温による幅の変動が予想されたひび割れおよび目地幅の変動特性を明らかにするため，**Table 1** に示す4点を測定箇所として選定した．また，Case3の測定では，変動量と温度の関係についてより詳細なデータを得るため，ひび割れ部のみに対し多頻度で測定を行った．なお，いずれの調査期間においても調査の継続時間は24時間以上とした．

2.3 年変動量の調査方法

年変動量調査は，コンタクト・ミクロン・ストレーンゲージ（精度：0.001mm）を用い，モルタルおよびコンクリートの長さ変化試験方法（JIS A 1129-2-2001）に準じて測定を行った．測定箇所は **Fig.1** における南面①～③，北面①～③の6箇所である．2006年1月13日から測定を開始し，1ヶ月に1度の頻度で外気温および躯体表面温度とともに変動量の測定を行った．なお，測定を実施した時刻は，ひび割れ幅の日変動の影響を避けるため，午前10時頃で統一した．

2.4 ひび割れ幅の測定方法

ひび割れ幅の測定は，日変動量調査 Case3 の期間中にレーザー変位計（繰り返し精度：0.5μm）を使用することにより実施した．なお，その際にはコンタクト・ミクロン・ストレーンゲージを用いた年変動量調査と同様の測定も併せて行った．これは，ひび割れ幅の測定結果を年変動量調査結果と組み合わせ，ひび割れ幅の年変動を明らかにするためである．2体のレーザー変位計をそれぞれ水路壁表面の横位置測定用，鉛直方向測定用として用い，取得した水路壁の表面形状からひび割れ幅を読み取った．

3. 結果と考察

3.1 日変動量調査

日変動量調査結果を **Fig.2** に示す．なお，グラフ上部に記したマークは，測定1日目および2日目の天気を表している．

3.1.1 温度条件の変化特性

温度条件の日変化を見ると，いずれの調査期間内においても外気温および躯体表面温度は変化しており，12時から15時の日中で最高値を，1時から7時の夜間で最低値を示している．ここで，外気温と躯体表面温度を **Fig.2** において比較すると，北面では全調査期間を通して両者の較差が小さく，ほぼ同一の変化傾向を示しているのに対し，南面では時間帯によって較差が大きくなり，異なった変化傾向を示している．南面の躯体表面温度が外気温と大きな較差を示すのは，いずれも晴れの日中におい

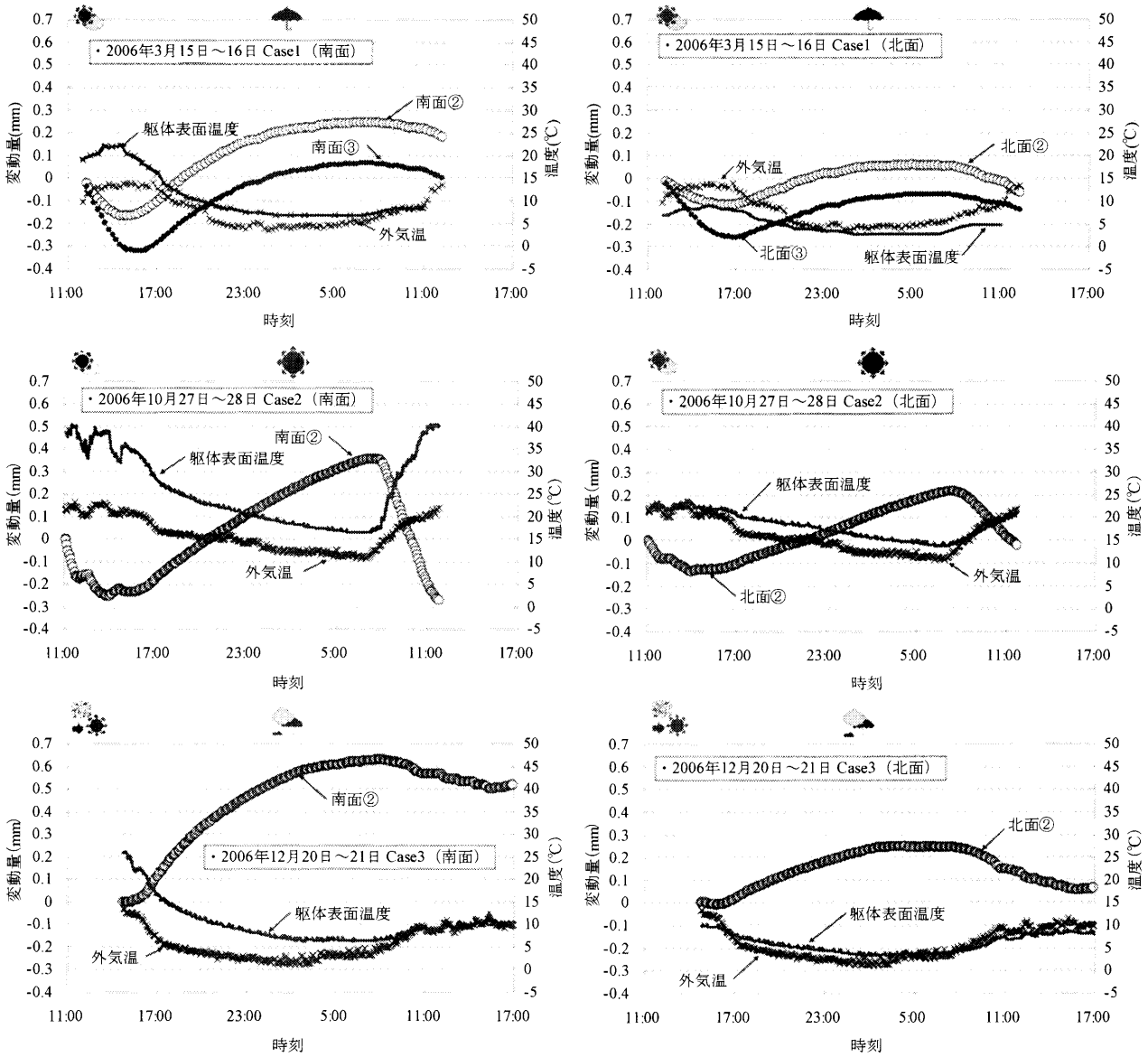


Fig.2 ひび割れ幅の日変動および温度変化
Daily crack width fluctuations and temperature change

てであり，南面側の水路壁では太陽光の輻射による温度上昇があったと考えられる．晴れの日中における躯体表面温度の南北較差は約 13℃～19℃程度であり，雨天時の約 3℃と比較してその影響は非常に大きい．なお，太陽光の輻射の影響の少ない北面，雨天時あるいは夜間の躯体表面温度は，外気温から推定可能と考えられる．

3.1.2 ひび割れ幅および目地幅の変動特性

Fig.2 においてひび割れ幅および目地幅の日変動量を見ると，いずれの測定箇所および測定時期においても約 24 時間といった短い期間内での変動を確認することができる．その変動は温度条件の変化と明確な規則性を有しており，やや時間遅れはあるものの温度上昇に伴い各幅は縮小し，温度が低下すると拡大する．これより，農業用水路はその構造特性から短期的な温度の日変化によっても伸縮し，ひび割れおよび目地幅は変動することが明らかとなった．また，**Table 2** に示した各測定箇所における実測日変動幅を見ると，その値は 0.175mm～0.629mm であり，鉄筋コンクリート水路に対する許容ひび割れ幅 0.4mm（石井ら，2007）を考慮すると非常に大きく，機能診断を行うに際して決して無視できるものではない．すなわち，農業用水路に発生したひび割れは，短期的に大きく変動するにも拘らず，評価・診断の際にその変動が考慮されない状況にあり，測定時の温度条件によって診断結果が異なる可能性が十分にある．したがって，ひび割れ幅の日変動を考慮した適切な評価・診断手法の確立が早急に求められる．

次に，各測定箇所間における影響躯体長の相違が日変動幅に与える影響を排除するため，単位影響躯体長あたりの日変動幅を算出すると，**Table 2** に示した値になる．なお，影響躯体長とは各測定箇所の上流側躯体に存在する不連続部（ひび割れあるいは目地）から下流側躯体の不連続部までの距離を半分にした長さであり，水路躯体

Table 2 日変動量調査結果
Result of one day investigation

			実測日変動幅 (mm)	影響躯体長 (m)	単位影響躯体長あたり日変動幅 (mm/m)	対応温度差 [1] (℃)	理論日変動幅 [2] (mm)	実測日変動幅 / 理論日変動幅
3/15～3/16 (Case1)	南面②	ひび割れ	0.415	13.935	0.030	13.0	1.812	0.23
	北面②		0.175	13.665	0.013	5.5	0.752	0.23
	南面③	目地	0.389	5.700	0.068	13.0	0.741	0.52
	北面③		0.189	5.225	0.036	5.0	0.261	0.72
10/27～10/28 (Case2)	南面②	ひび割れ	0.612	13.935	0.044	21.7	3.024	0.20
	北面②		0.349	13.665	0.026	9.0	1.230	0.28
12/20～12/21 (Case3)	南面②	ひび割れ	0.629	13.935	0.045	19.2	2.676	0.24
	北面②		0.261	13.665	0.019	6.1	0.834	0.31

[1] 対応温度差：変動量の上ピークおよび下ピークを示した時刻に対応した躯体表面温度の差
[2] 水路躯体の線膨張係数を10×10^{-6}/℃と仮定し，（線膨張係数）×（影響躯体長）×（対応温度差）より算出

が上下流方向の中央部を基準として対称的に伸縮するとの仮定に基づき求めた影響範囲である．単位影響躯体長あたりの日変動幅を比較すると，その値は各測定箇所によって異なっており，北面側より南面側で，また，ひび割れより目地で大きくなる傾向にある．**Table 2** に示した対応温度差が南面側と北面側で大きく異なることを踏まえると，水路躯体の伸縮は外気温よりも躯体表面温度の変化に応じて生じ，対応温度差の大きい南面側でより大きく変動したと考えられる．一方，目地よりもひび割れの日変動幅が小さい理由は，ひび割れ内における鉄筋の拘束が強いためと考えられる．

さらに，水路躯体の線膨張係数を 10×10^{-6}/℃と仮定した場合の理論的な日変動幅を算出し，実測日変動幅と比較した結果を **Table 2** に示す．いずれの測定箇所においても実測日変動幅は理論日変動幅と比較して小さく，その割合はひび割れで 0.20～0.31，目地で 0.52, 0.72 であった．鉄筋の拘束の無い目地における値は，ひび割れ照査の際に用いられる一般的な拘束度（土木学会，2002;日本コンクリート工学協会，1986）と同程度であることから，これらの拘束度を参考に変動量の推定が可能と考えられる．また，目地においても理論値より変動幅が小さい理由は，水路躯体と地盤の間に拘束があること，あるいは水路躯体が薄いコンクリート構造であっても 1 日の温度変化では内部まで十分に熱が伝導するには至らず，躯体表面温度の変化幅ほど伸縮しないことなどが考えられる．

3.1.3 ひび割れ幅の変動推定式

これまでの分析の結果，各幅の日変動に与える影響は外気温よりも躯体表面温度の方が大きいことが明らかとなり，また一方で，その変動には温度変化に対してある程度の時間遅れがあることが示唆された．ここで，測定開始時からのひび割れ幅の日変動量と躯体表面温度の変化の関係を **Fig.3** に示す．ひび割れ幅の日変動量は，躯体表面温度の上昇（下降）に伴い低下（増加）し，**Fig.2** で見た温度と日変動量の負の相関性を改めて確認することができる．しかし，躯体表面温度が下降から上昇へ転じた前後の日変動量を比較すると，いずれの測定時期においても温度下降時の軌跡をなぞらず，緩やかに日変動量が低下しており，温度履歴に起因したヒステリシスループを描いている．これより，ひび割れ幅の日変動量は躯

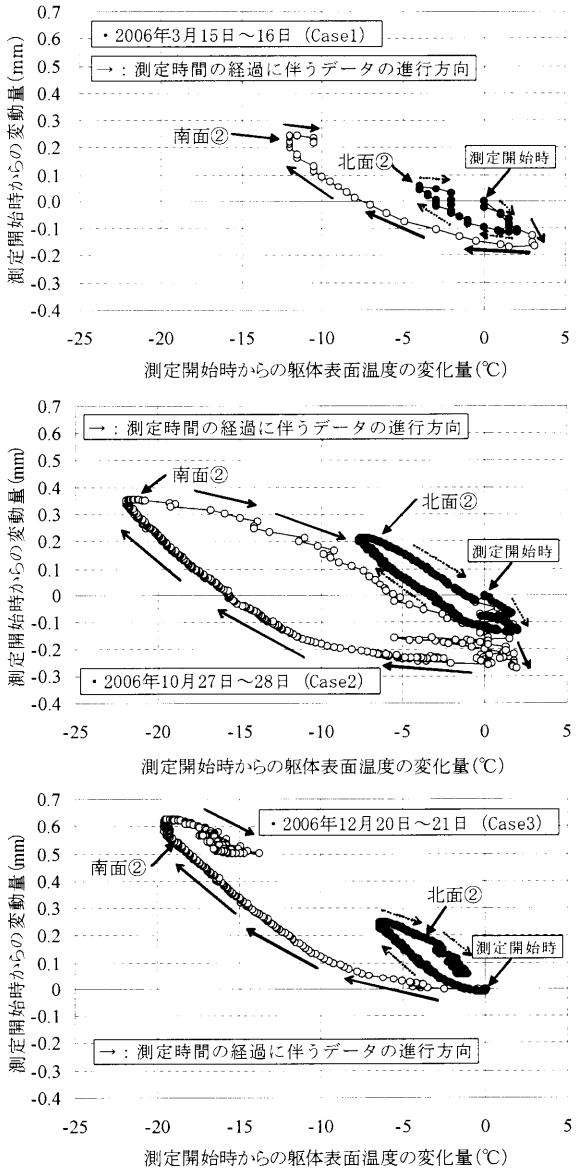


Fig.3 ひび割れ幅の変動量と躯体表面温度の変化の関係
Relationship between crack width fluctuation and surface temperature change

体表面温度と強い相関を示すものの，その変化に即座に反応するものではなく，ある程度の時間遅れを伴って変動することが明らかとなった．そこで，躯体表面温度の変化に対応するひび割れ幅の日変動がどの程度遅れて生

じるのか，その推定手法について検討を行った．

水路躯体が躯体表面温度の変化に応じて即座に伸縮するとした理想的な状況では，ひび割れ幅の変動量は式（1）により求められる．

$$\Delta w = -\alpha \cdot \Delta T \cdot L \cdot R \qquad (1)$$

ここに，Δw：ひび割れ幅の変動量（mm），α：水路躯体の線膨張係数（/℃），ΔT：躯体表面温度の変化量（℃），L：影響躯体長（mm），R：拘束度である．

式（1）は Δw が ΔT の変化に伴って比例的に変動する関係を示しているが，実際には Δw が測定時以前の温度履歴による影響を受けるため，**Fig.3** に示すようにその関係は線形とはならない．そこで，各測定時間からある時間前まで遡った範囲の躯体表面温度を平均することにより，過去の温度履歴を考慮する式（2）を提案し，その有効性を 10 月および 12 月の測定結果を用いて評価した．なお，式（2）では **Table 2** に示した実測日変動幅の理論日変動幅に対する割合を補正係数 C として拘束度の代わりに用いている．

$$\Delta w_e = -\alpha \cdot \Delta T_h \cdot L \cdot C \qquad (2)$$

ここに，Δw_e：ひび割れ幅の推定変動量（mm），ΔT_h：温度履歴を考慮した躯体表面温度の変化量（℃），C：補正係数である．

温度履歴を考慮した履歴推定日変動量および温度履歴を考慮しない無履歴推定日変動量を実測日変動量と併せて **Fig.4** に示す．なお，履歴推定日変動量は，**Fig.2** に示したように変動量の上ピークと躯体表面温度の下ピークの時間差，あるいは変動量の下ピークと躯体表面温度の上ピークの時間差が最大で5時間程度であったことから，変動量に影響を与える過去の躯体表面温度を最大で 5 時間前までと想定し，測定開始後 5 時間以降で算出した．また，最適な履歴推定日変動量は実測日変動量との誤差2乗和が最小になるものとした．

Fig.4 に示すように，履歴推定日変動量は無履歴推定日変動量よりも実測日変動量を良く近似しており，式（2）によってひび割れ幅の日変動をある程度推定することが可能と考えられる．最適な履歴推定日変動量を示した際に考慮した過去の温度履歴の範囲（以下，最適温度履歴と呼ぶ．）は **Table 3** に示すとおりであり，2～4 時間程度以前までの温度履歴を考慮した時に最も実測日変動量に近い挙動を示した．しかし，**Fig.4** における Case2 の調査および Case3 の北面における調査結果を見ると，無履歴推定日変動量も実測日変動量とさほどかけ離れておらず，式（2）の際立った有効性を確認することはできない．これは，温度変化が全体的に小さく，温度履歴を考慮する必要性が低かったためと考えられる．一方，Case3 の南面における結果を見ると，無履歴推定日変動量が実測日変動量を大きく外れているのに対し，履歴推定日変動量は実測日変動量に近い挙動を示している．これは，調査期間内に生じた大きな温度変化による影響を，履歴推定日変動量では考慮できたためと考えられる．これより，**Table 3** に示した最適温度履歴は，Case2 における南北面の値および Case3 の北面における値よりも，温度履歴を考慮することによって実測日変動量を精度良く推定することができた Case3 の南面における値の方が信頼性が高いと考えられる．ただし，最適温度履歴は水路躯体の相対的な熱伝導のしやすさによって変化すると考えられるため，他水路においてひび割れ幅の変動を推定する際には，相対的な熱伝導に影響を与える因子（水路躯体厚，背面の状況など）について十分に考慮した上で設定する必要がある．

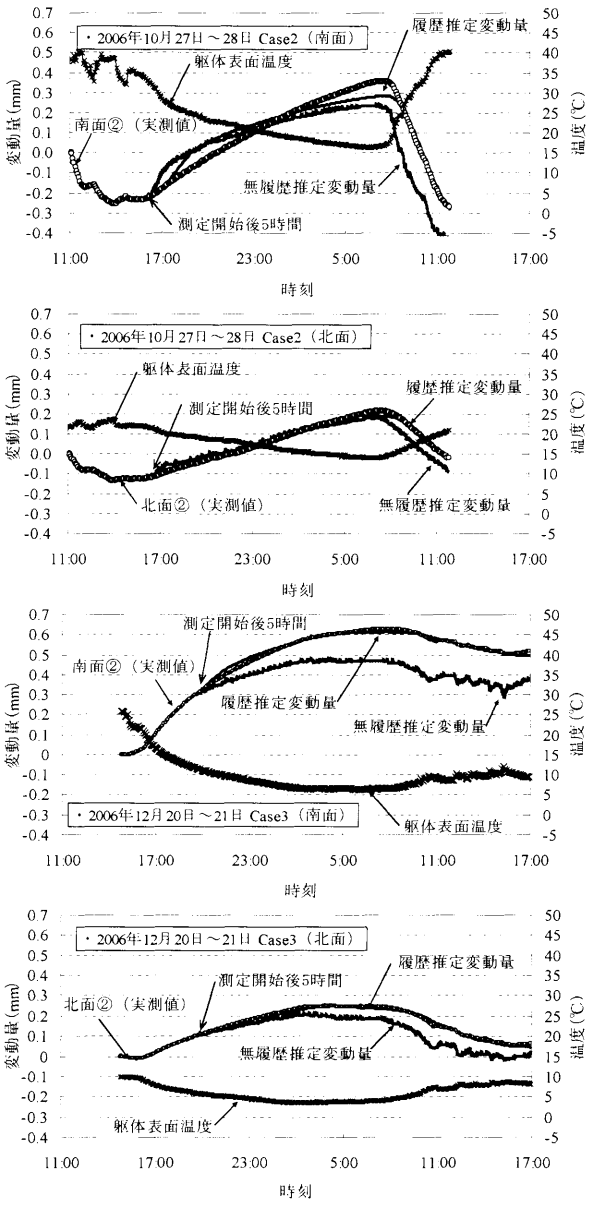


Fig.4　実測変動量および推定変動量
Actual measurement and estimated value

Table 3　最適温度履歴
Optimum temperature history

			最適温度履歴（h）
10/27～10/28	南面②	ひび割れ	2:15
（Case2）	北面②		2:05
12/20～12/21	南面②	ひび割れ	4:15
（Case3）	北面②		3:15

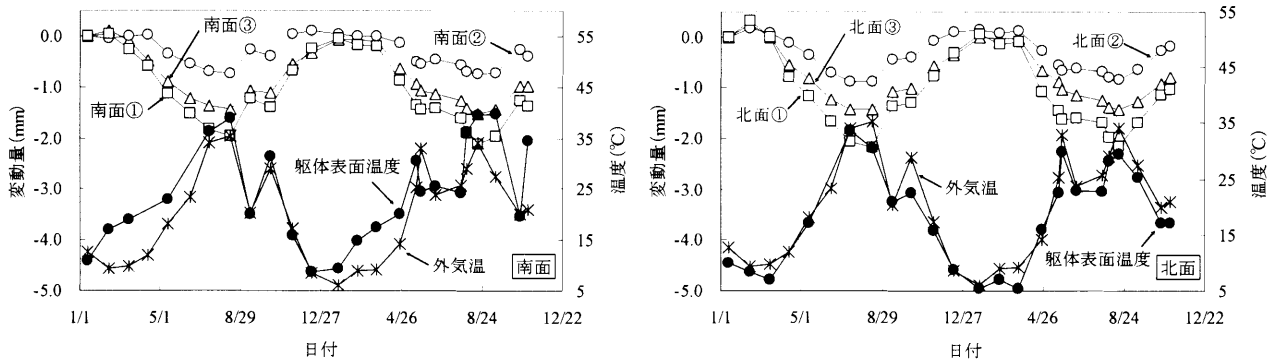


Fig.5 ひび割れ幅の年変動および温度変化
Yearly crack width fluctuations and temperature change

Table 4 年変動量調査結果
Result of one year investigation

			実測年変動幅 (mm)	影響躯体長 (m)	単位影響躯体長あたり年変動幅 (mm/m)	対応温度差[1] (℃)	理論年変動幅[2] (mm)	実測年変動幅 / 理論年変動幅
南面	南面①	目地	2.161	16.385	0.132	24.6	4.031	0.54
	南面②	ひび割れ	0.853	13.935	0.061	28.0	3.902	0.22
	南面③	目地	1.630	5.700	0.286	25.9	1.476	1.10
北面	北面①	目地	2.485	15.980	0.156	25.9	4.139	0.60
	北面②	ひび割れ	1.054	13.665	0.077	24.6	3.362	0.31
	北面③	目地	1.689	5.225	0.323	25.9	1.353	1.25

[1] 対応温度差：変動量の上ピークおよび下ピークを示した時刻に対応した外気温の差
[2] 水路躯体の線膨張係数を10×10^{-6}/℃と仮定し，（線膨張係数）×（影響躯体長）×（対応温度差）より算出

3.2 年変動量調査

年変動量調査結果を **Fig.5** に示す．外気温と躯体表面温度は調査期間を通して上昇・下降を繰り返しており，季節に応じた温度変化を示している．また，各測定箇所の年変動量は，日変動量調査と同様に温度条件と明確な規則性を有しており，季節変化に伴って周期的に変動している．しかし，躯体表面温度が **Fig.2** と同様に南面と北面で大きく異なっているのに対し，各測定点の南北間における変動量に明確な相違は見られない．これは，年変動量調査の実施時間が，躯体表面温度の南北較差が大きくなる日中以前（午前10時頃）であったことに加え，調査期間内の季節変化に起因した温度条件の変化の影響を強く受けたためだと考えられる．

躯体表面温度と変動量が明確な規則性を示した日変動量調査は，調査期間が2日間と短期的なものであり，季節変化による温度変化の影響はほとんどない．そのため，外気温の日較差はさほど大きくなく（10～12℃程度），太陽光の輻射による温度上昇が卓越したことから，南面と北面の水路躯体間で日変動量の大きな相違が生じていた．一方，年変動量調査は日変動量調査と比較して長期的なものであり，調査期間内に季節変化を伴うことから外気温の年較差が非常に大きい（29.3℃）．調査面である水路壁内面近傍以外の水路躯体では，日射による温度上昇の影響を受けにくいことから，その温度は外気温あるいはそれに伴う背面土の温度に対応した値になると推察される．すなわち，年変動量調査では太陽光の輻射による影響よりも季節変化に伴う外気温の変化による影響が卓越したため，躯体表面温度が異なっていても南面と北面の水路躯体間で年変動量の相違が少なかったと考えられる．

ここで，ひび割れ幅および目地幅の年変動に与える影響が大きいと推察された外気温を用いて，理論年変動幅を **Table 4** に示すように算出した．実測年変動幅の理論年変動幅に対する割合を比較すると，目地部よりもひび割れ部で拘束の度合が強くなっており（0.23，0.32），日変動量調査と同様の傾向を確認することができる．一方，目地部である南面①，北面①，南面③，北面③の実測年変動幅の割合は0.47，0.60，1.05，1.25であり，南面③および北面③と比較して南面①および北面①では明らかに強い拘束が存在することを示している．この理由として考えられるのは，南面①および北面①が収縮目地であり，鉄筋の拘束が存在すること，あるいは影響躯体長が長いことに起因した地盤との摩擦の増大が考えられる．また，南面③および北面③において実測年変動幅が理論年変動幅よりも大きく変動したのは，ひび割れ部と目地部で拘束の度合が大きく異なることを考慮すると，ひび割れ部の強い拘束により伸縮変動が目地側に寄せられたためと考えられる．

3.3 ひび割れ幅の変動割合

補修材料がひび割れ幅の変動によって破断しないためには，ひび割れ幅の変動割合以上の伸び性能を補修材料に付与する必要がある．ひび割れ幅の変動量とその変動特性については既に明らかにしたことから，ここではひび割れ幅の測定結果からひび割れ幅の変動割合を求めた．

2006年12月21日におけるひび割れ幅は，南面②で2.211mm（測定時刻：12時34分），北面②で2.518mm（測

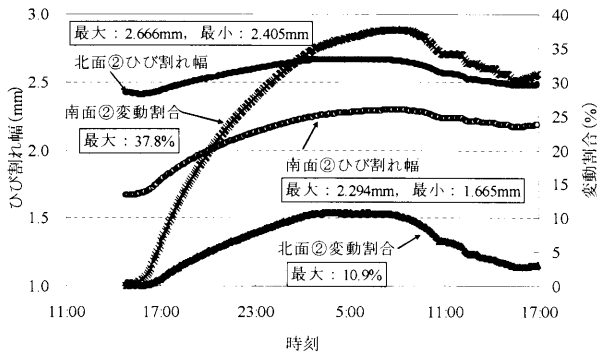


Fig.6　ひび割れ幅の日変動および日変動割合
Daily crack width fluctuations and fluctuation ratios

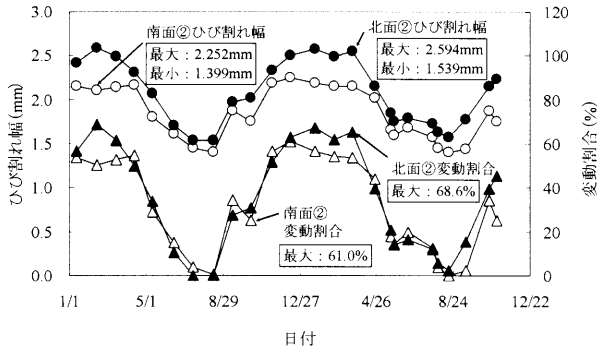


Fig.7　ひび割れ幅の年変動および年変動割合
Yearly crack width fluctuations and fluctuation ratios

定時刻：12 時 48 分）であった．ここで，日変動量調査 Case3 の結果と測定したひび割れ幅を組み合わせ，ひび割れ幅の 1 日における挙動を求めた．ひび割れ幅の日変動を **Fig.6** に示す．Case3 の調査期間内におけるひび割れ幅の変動は，南面②で 1.665mm～2.294mm，北面②で 2.405mm～2.666mm の範囲で生じており，最も幅が狭くなったときのひび割れ幅に対する変動割合は，南面②で最大 37.8%，北面②で最大 10.9%であった．したがって，補修材料が 37.8%以上の伸び性能を持たない場合，短期的なひび割れ幅の日変動によって施工後即座に割れが生じる可能性がある．

次に，ひび割れ幅の年変動を **Fig.7** に示す．年間を通したひび割れ幅の変動範囲は，南面②で 1.399mm～2.252mm，北面②で 1.539mm～2.594mm であり，変動割合は南面②で最大 61.0%，北面②で最大 68.6%であった．この値はひび割れ幅の日変動による変動割合よりも大きく，補修材料はより高い伸び性能が要求されることとなる．

以上の結果より，今回調査を実施した水路のひび割れ部では最大で 68.6%以上の伸び性能が要求されることが明らかとなった．しかし，ひび割れ幅の日変動および年変動は双方とも一過性では無く，供用期間の経過の中で数多く繰り返されるものである．特に，日変動による変動は日々の温度変化に起因するため，年変動と比較して非常に多頻度で補修材料に引張作用を与える．したがって，農業用水路に適用される補修材料は，ひび割れ幅の変動によって破断しない伸び性能とともに，繰り返しの引張作用にも抵抗できる十分な疲労強度が要求される．

4. まとめ

本研究では，農業用水路に対するひび割れ幅の日変動量調査および年変動量調査を実施し，ひび割れ幅の変動特性から補修材料の要求性能を明らかにした．得られた知見を以下に示す．

(1) 長く薄いコンクリート板から構成された農業用水路では，ひび割れ幅および目地幅が日々の短期的な温度変化によっても変動する．
(2) ひび割れ幅および目地幅の日変動は，躯体表面温度の変化と明確な規則性を有する．
(3) 調査対象としたひび割れ幅の日変動幅は 0.175mm～0.629mm と非常に大きいことから，機能診断を行う際にはその日変動を考慮する必要がある．
(4) ひび割れ幅の変動は躯体表面温度の変化に即座に反応せず，その前までの温度履歴の影響を受ける．
(5) 本論文で提案したひび割れ幅の変動推定式を用いることで，ひび割れ幅の変動をある程度推定することができる．
(6) ひび割れ幅および目地幅の年変動は，躯体表面温度よりも外気温の季節変化による影響を強く受ける．
(7) 調査対象としたひび割れでは，最も幅の狭くなったときのひび割れ幅に対する変動割合は，日変動量調査で最大 37.8%，年変動量調査で最大 68.6%であり，ひび割れ幅の変動に起因した補修材料の割れを防ぐための要求伸び性能が明らかになった．

謝辞：本研究の遂行にあたり，多大なるご協力を頂いた島根大学施設機能工学研究室専攻生の蜂谷稔冶氏，荒木直子氏，陳　星氏，原　武氏に深く感謝を致します．また，論文を執筆するにあたり，様々な助言を頂いた鳥取大学の緒方英彦准教授に深謝の意を表します．

引用文献

石井将幸，佐藤周之，緒方英彦，野中資博（2007）：現場打ち RC 開水路におけるひび割れ幅と鉄筋腐食の関係，農土論集，247，73-82.
コンクリート補修・補強マニュアル編集委員会（2003）：コンクリート補修・補強マニュアル，78-96.
土木学会(2002)：2002 年制定コンクリート標準示方書[施工編]，41-44.
日本コンクリート工学協会：マスコンクリートのひび割れ制御指針，60-61.

〔2007．7．25.受稿，2008．2．25.閲読了〕
〔この研究論文に対する公開の質疑あるいは討議(4,000字以内，農業農村工学会論文集編集委員会あて)は，2008年 10 月24日まで受付けます．〕

Required Expansion Performance of Repair Material for Crack in Concrete Canal

UENO Kazuhiro *, NATSUKA Isamu **, NONAKA Tsuguhiro ** and ISHII Masayuki **

*The United Graduate School of Agricultural Science, Tottori University,
4-101 Koyama-Minami, Tottori, Tottori, 680-8553, JAPAN
** Faculty of Life and Environmental Science, Shimane University,
1060 Nishikawatsu, Matsue, Shimane, 690-8504,JAPAN

Abstract

The crack width fluctuations in an irrigation canal are investigated to clarify the required expansion performance of repair materials. It was observed that the width of cracks in long and thin concrete walls fluctuated daily by short-term temperature change. It was shown that the daily fluctuation ratio was about 37.8% and yearly fluctuation ratio was 68.6%. Therefore the daily and yearly fluctuations in crack width must be considered in evaluation, diagnosis and repair for influences of cracks to the structure. An estimating equation for daily crack width fluctuation that took the temperature history into consideration was proposed and evaluated.

Key words: *Crack width, Crack repair, Irrigation canal, Surface temperature, Temperature history*

農業農村工学会論文集
I D R E Journal
No. 288, pp. 77 ～ 83 (2013.12)

水路トンネルのひび割れ発生メカニズムとその補強工法

長束　勇*　村尾弘道**　松本　拓***　石井将幸*

* 島根大学生物資源科学部，〒690-8504 松江市西川津町 1060
** 近畿農政局第二十津川紀の川農業水利事業建設所，〒638-0041 奈良県吉野郡下市町下市 798
*** 島根大学大学院生物資源科学研究科，〒690-8504 松江市西川津町 1060

要　旨

水路トンネル覆工背面に空洞が存在する状況を再現できる載荷装置を試作し，空洞が存在することによるひび割れ発生のメカニズム，空洞の有無・大きさによる覆工の耐荷力の差異を調べた．さらに載荷試験終了後，覆工の補強工法の一つである裏込注入工法の有効性について検討した．その結果，スプリングラインのひび割れは，地圧が作用した際，反力の取れない天端が覆工外面方向へ変位し，それに伴い左右側壁が覆工内面方向に変位することにより発生すること，天端覆工背面に空洞が存在すると覆工の耐荷力が著しく小さくなること，空洞が大きいほど耐荷力は小さくなり最初のひび割れ発生後に脆性的に破壊が進む危険性があること，空洞に適切な裏込注入を行えば覆工がほぼ元の形状に復元でき所要の耐荷力を発揮できる可能性があること，が明らかとなった．

キーワード：水路トンネル，ひび割れ，スプリングライン，補強，裏込注入

1. はじめに

主としてダム，頭首工などの水源施設から山岳部を貫通して幹線用水路に導水するための施設である農業用水路トンネルは，農業用水を安定的に供給するための生命線施設である．その国内総延長は約 2 千 km にも及んでおり，基幹的農業用水路（約 5 万 km）の約 4%を占めている（農林水産省農村振興局，2013）．ところが，緒方・佐藤（2012）は，平成 19 年度から運用が開始された農業水利ストック情報データベースに収録されている平成 22 年度までの 4 年間のデータを分析し，全国各地の多くの農業用水路トンネルには大きな変状が発生しており，その補修・補強が喫緊の課題となっていると指摘している．

現時点においても，農業水利施設以外の分野で開発されたトンネルの補修・補強工法は各種存在する．しかし，農業用水路トンネルに発生している変状は一般にトンネル断面の小さいことに起因する農業水利施設特有の変状であり，農業水利施設以外の分野の工法の採用は不合理・不経済となる場合もあると考えられる．したがって，その変状発生メカニズムを明らかにした上で，メカニズムを踏まえた合理的な農業用水路トンネルの補修・補強工法を開発する必要がある．そこで，本論では特に，水路トンネルで多く見られる覆工側壁に発生しているひび割れ，すなわち，側壁のスプリングライン（以降，SL と略す）と呼ばれるある一定の高さ付近でトンネル軸方向に発生しているひび割れ（**Fig.1** 参照）に焦点を当て，その発生メカニズムとその補強工法について論じるものである．

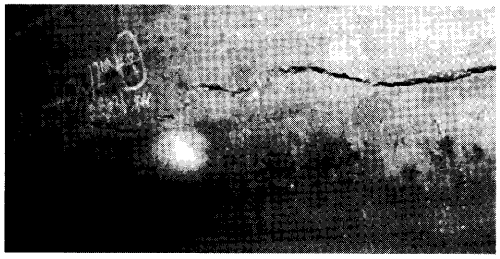


Fig.1　水路トンネル側壁の開口性ひび割れ
Open crack in irrigation tunnel sidewall

2. ひび割れ発生メカニズムの推察

森ら（2013）は，山本・高木（1965）の研究も踏まえて，「トンネル地圧の計測事例に基づけば，トンネル地圧は主として鋼製支保工で支え，コンクリートライニングはむしろ主として水をスムーズに流下させるため，鋼製支保工を包んで腐食を防ぐためのもので，力学的には支保工をトンネル軸方向に一体化して強化するという補助的な役割を果たしているに過ぎないと考えることができる．」と述べている．しかしながら，現実に側壁の SL に発生している覆工のひび割れは，**Fig.2** に示すように非貫通であり，かつひび割れの先端から離れるにつれて幅が広くなるものがほとんどである．これは，曲げひび割れの特徴に極めてよく一致する．すなわち，覆工に何らかの要因によって曲げモーメントが発生し，ひび割れに至ったと考える方が適切である．

この外力が働く要因について，仲野（1974）は，「矢板が

Fig.2 ひび割れ部のコア
Core including crack in spring line

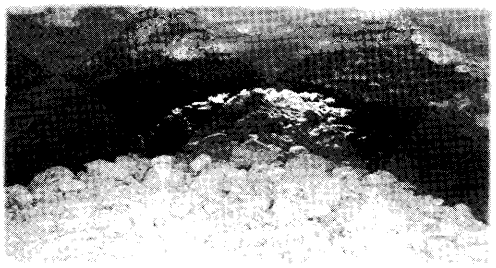


Fig.3 天端背面の空洞状況
Hollow behind the crown of a tunnel lining

何年ぐらいで腐朽しその結果支保工やライニング裏側にすき間ができてゆるみが進行し，一度落ち着いた地山のバランスが崩れて地圧が増大するか」と指摘し，このことについて，「現在のところ調査資料が不十分でよくわかっていない」と述べている．しかし著者らが実施したひび割れ発生部覆工のコアリング調査では，新鮮な矢板がコア孔奥に確認できたことから，必ずしも矢板の腐朽が要因ではないと考えられる．

そこで，このような SL 付近でひび割れが発生する要因の一つとして，覆工天端背面における空洞が関係していると推察した．この空洞は，矢板工法で施工されたトンネルで多く見られる．矢板工法は，掘削してから覆工が完成するまでの間に地山が緩んで掘削坑道内へ土砂が崩れるのを防止するために，掘削坑道内面を矢板で補強する工法であり，通水断面の小さい水路トンネルの施工法として多く採用されてきている．矢板で補強後，トンネル覆工型枠を内部に持ち込み，型枠と矢板の間にコンクリートを打設し，矢板と地山の間に隙間があればこれも充填される．しかし，施工現場によっては十分には充填されず，地山と矢板の間に隙間が残ってしまうことがある．この隙間が充填処理されず残されてしまうと，**Fig.3** に示すように地山の風化進行に伴って土砂が緩み崩落が進行する場合も考えられる．

緒方・佐藤（2012）によれば，水路トンネルの断面形は，馬蹄形 66.6%，ほろ形 30.2%，円形 3.2%と，馬蹄形が多くなっている．馬蹄形（一般には標準馬蹄形）の覆工形状は，外周に均一な垂直荷重を受けた場合に大きな曲げモーメントや引張応力が生じないように定められている．しかし，トンネルが設計理論通りに施工されず，覆工天端背面に空洞が存在した場合，覆工の側面は設計どおりの地圧を受けるものの，天端付近には地圧が作用しなくなる．その結果，トンネルは天端が上に伸び上がるよう，左右の側壁が内側へ押し込まれるように変形する可能性が考えられる．このようにトンネルが変形しているならば，SL 付近には曲げによる局所的な引張応力が生じ，**Fig.2** に示したようなひび割れが発生することになる．

そこで覆工背面に空洞が存在する状況を再現できる載荷装置を試作し，空洞が存在することによるひび割れの発生メカニズムや，空洞の有無・大きさによる覆工の耐荷力の差異を調べた．さらに載荷試験終了後，覆工の補強工法の一つである裏込注入工法の有効性について検討した．

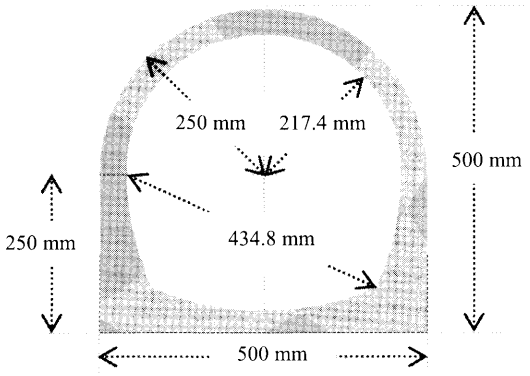


Fig.4 供試体の形状
Dimensions of test piece

3. 覆工背面に空洞が存在する状況下での載荷試験

3.1 載荷試験供試体

載荷試験に用いた供試体の形状は，供用中の水路トンネルで一般的に採用されている 2R 標準馬蹄形である（**Fig.4**）．寸法は，断面半径 R=217.4mm（外寸法 R'=250mm），高さ 500mm，底部幅 500mm と，通常の水路トンネルの縮尺 1/4 程度の大きさである．供試体の奥行厚さは 50mm であり，使用材料はモルタル（圧縮強度 37.9N/mm^2，割線静弾性係数 26.9kN/mm^2）である．

3.2 分割エアーバッグ載荷装置

載荷試験には，**Fig.5** に示す分割エアーバッグ載荷装置を用いた．本載荷装置は，エアーバッグに空気を送り込み，エアーバッグの膨張圧で供試体を載荷するようになっている．また，本載荷装置のエアーバッグは 7 つに分割されており，開閉バルブ操作をすることで取り付けられた各々のエアーバッグへの空気の注入，遮断を制御できるため，背面空洞や偏圧などの現場で生じている様々な地圧状況を再現した載荷試験を行うことができる．

なお，載荷中は，**Fig.5** のように，供試体の中央に 4 つのレーザー変位計を設置し，天端，左右 SL，インバートの変位挙動を 2 秒間隔で計測している．

3.3 載荷試験ケース

各エアーバッグへの空気注入，遮断が制御できることを

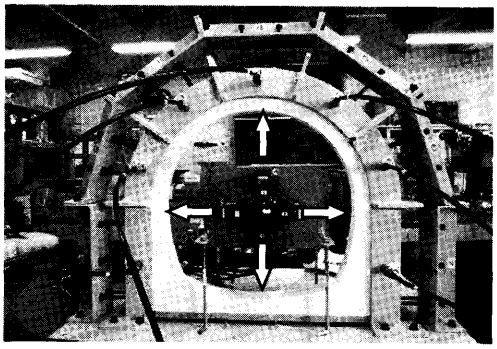


Fig.5 分割エアーバッグ載荷装置
Loading test apparatus using multiple airbags

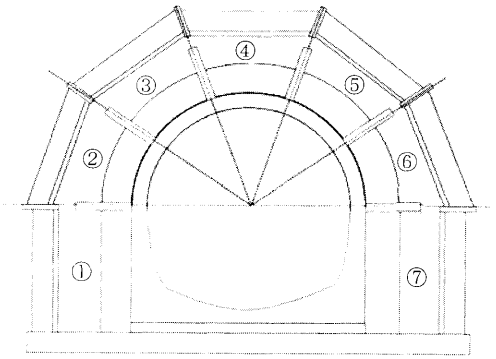


Fig.6 エアーバック設置位置
Airbags set up position

利用して，本試験では，ケース 1：覆工外面全周に等分布地圧が作用する場合，ケース 2：天端覆工背面に小さな空洞が存在する場合，ケース 3：天端覆工背面に大きな空洞が存在する場合，ケース 4：アーチ部覆工背面がすべて空洞である場合，の 4 つの試験ケースを設定した．具体的には，**Fig.6** に示す位置に設置した各エアーバッグへの空気注入，遮断を **Table 1** のように操作することにより各ケースの試験を行った．

なお，載荷昇圧は段階的に行い，一段階の昇圧後に 90 秒間の静置時間を設けた．各圧力段階での変位量は，この静置時間後の計測値である．また，最大載荷圧力は，本装置の能力限界圧力である 0.25MPa とし，計測している変位が急激に増加し，これ以上昇圧すれば供試体が破壊されると判断された時点で試験を終了した．一段階当たりの昇圧量は，試験中の状況に応じ，耐荷圧力の小さいケースは小さく，耐荷圧力の大きいケースは大きくしたため，0.003～0.010MPa となっている．

3.4 載荷試験の結果

3.4.1 ケース 1

分割エアーバッグ載荷装置の限界載荷圧力である 0.25MPa まで昇圧したにも拘わらず，何らひび割れは発生しなかった．計測した挙動に関しては，**Fig.7** に示すように，載荷に伴い僅かながら，天端と左右 SL は覆工内面方向へ変位し，底部は覆工外面方向へ変位した．なお，図において，プラス方向の変位は覆工内面方向への変位，マイナス方向の変位は覆工外面方向への変位を示している．

試験終了時の変位量は，天端 0.18mm，左 SL0.20mm，右 SL0.12mm，底部-0.35mm である．底部が外面方向へ変位した理由は，供試体の設置に際して設置高さの調整のために木製の当て板を供試体のインバート部の下に挿入したことから，この当て板が圧縮されたためであると考えられる．したがって，天端も相対的に下がり，覆工内面方向へ変位した可能性も考えられる．

以上，ケース 1 は，供試体が外周全面から等分布荷重を受けて覆工全体が圧縮状態になったことから耐荷力を発揮し，ひび割れは生じなかった．

3.4.2 ケース 2

Fig.8 の写真に示すように，5 箇所でひび割れが発生した．最初のひび割れは載荷圧力 0.16MPa のとき，天端部覆工外面に発生した．続いて，載荷圧力 0.18Mpa と 0.185MPa のとき，SL 付近の左側壁覆工内面と右側壁覆工内面にひび割れが発生した．さらに，載荷圧力 0.21MPa のとき，右側壁最下部の覆工外面にひび割れが発生した．左側壁最下部におけるひび割れは，試験後の供試体取り外し時に発見したため，ひび割れ発生載荷圧力は不明である．

試験終了時の変位量は，天端-2.26mm，左 SL1.12mm，右 SL1.37mm，底部-0.21mm であり，天端覆工外面への変位が大きい．

以上，ケース 2 は，天端覆工背面に空洞が存在すること

Table 1 各試験ケースにおけるエアーバックの操作状況
Operation of airbags in each examination case

ケース	ケース設定	空洞の範囲	エアーバッグ操作
1	覆工外面全周に等分布地圧が作用する場合	無し	すべてのエアーバッグに空気を注入
2	天端覆工背面に小さな空洞が存在する場合	中心から左右 18° 計 36°の範囲	④の箇所のエアーバッグを遮断 その他のエアーバッグに空気を注入
3	天端覆工背面に大きな空洞が存在する場合	中心から左右 54° 計 108°の範囲	③④⑤の箇所のエアーバッグを遮断 その他のエアーバッグに空気を注入
4	アーチ部覆工背面がすべて空洞である場合	中心から左右 90° 計 180°の範囲	②③④⑤⑥の箇所のエアーバッグを遮断 ①⑦のみエアーバッグに空気を注入

注）表中の丸囲い番号は，**Fig.6** の各設置位置に対応している．

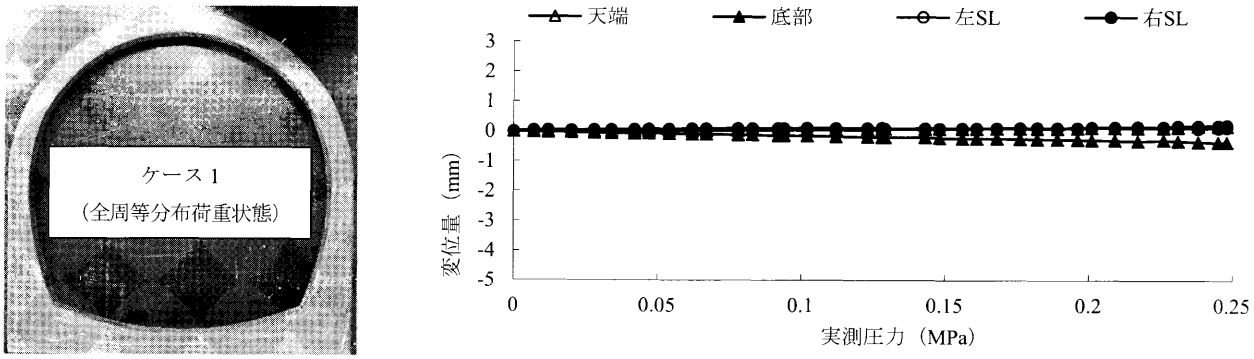


Fig.7 ケース 1 における試験後の供試体状況と載荷に伴う変位の挙動
Test piece after case 1 examination and displacement during experiment

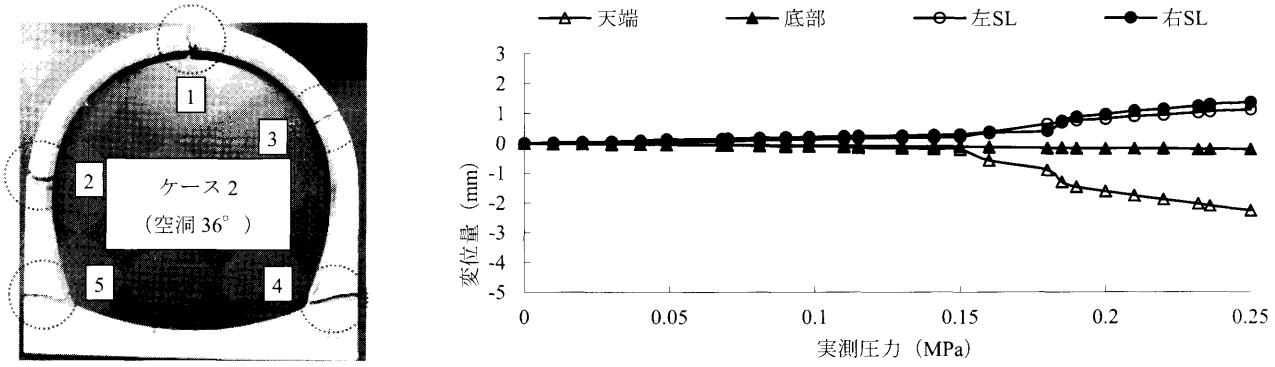


Fig.8 ケース 2 における試験後の供試体状況と載荷に伴う変位の挙動
Test piece after case 2 examination and displacement during experiment

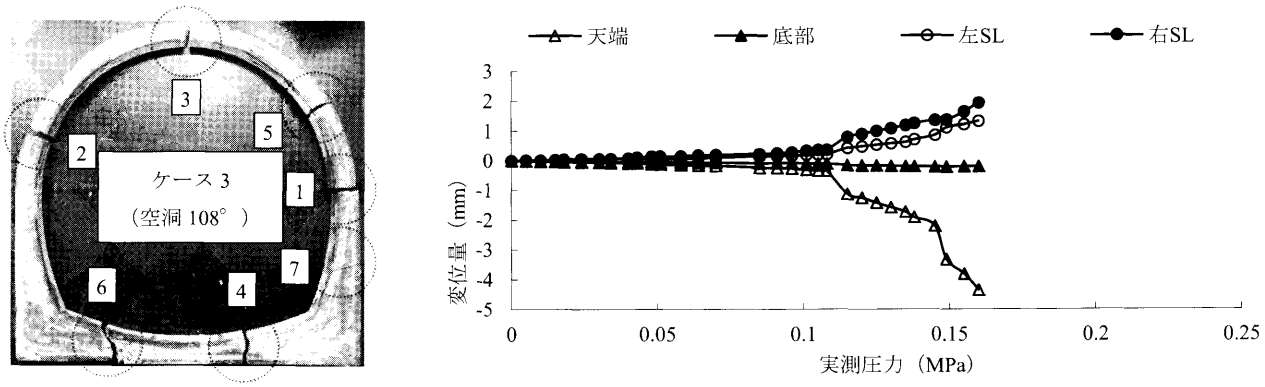


Fig.9 ケース 3 における試験後の供試体状況と載荷に伴う変位の挙動
Test piece after case 3 examination and displacement during experiment

で反力の取れない天端が覆工外面方向へ押し出されるように変位し，それに伴い左右側壁が覆工内面方向に変位した．このような変形により，天端部覆工外面，左右の側壁覆工内面，さらに側壁最下部覆工外面に引張応力が生じ，ひび割れが発生したと考えられる．

3.4.3 ケース 3

Fig.9 に示すように，7 箇所でひび割れが発生した．最初のひび割れは，載荷圧力 0.12MPa のとき，SL 付近の左右の側壁覆工内面と天端部覆工外面で発生した．続いて載荷圧力 0.14MPa のときにインバート部やや右側外面から，載荷圧力 0.15MPa のときに右側壁上部覆工内面から，載荷圧力 0.16MPa のときにインバート部やや左側外面からひび割れが発生した．もう一つの右側壁下部覆工外面からのひび割れは，試験後の供試体取り外し時に発見した．インバート部に発生したひび割れは，ケース 3 がケース 2 よりも空洞が大きいため，供試体への載荷による鉛直方向の拘束力が

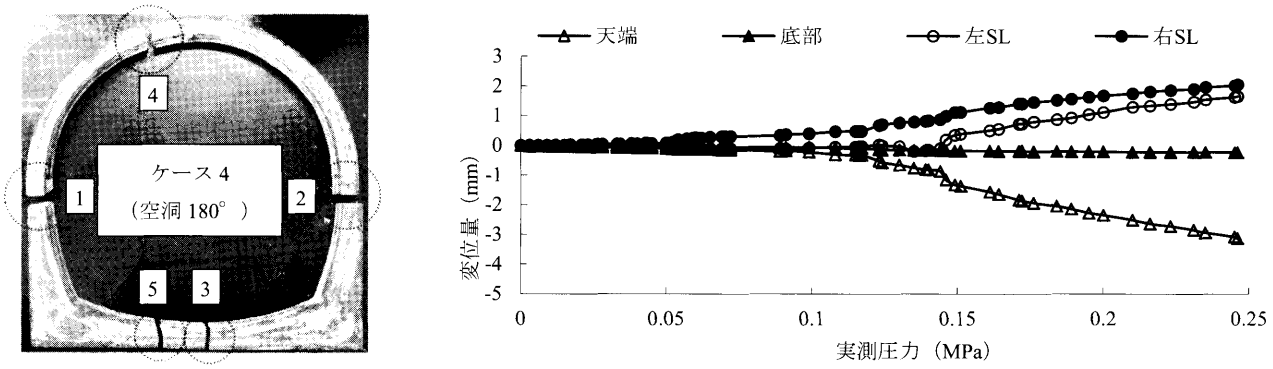


Fig.10　ケース 4 における試験後の供試体状況と載荷に伴う変位の挙動
Test piece after case 4 examination and displacement during experiment

Table 2　各ケースの最初のひび割れ発生時と試験終了時の載荷圧力
Initial cracking loads and loads on termination of experiments

	ケース 1	ケース 2	ケース 3
最初のひび割れ発生時の載荷圧力 MPa	0.25 以上	0.16	0.12
試験終了時の載荷圧力 MPa	0.25	0.25	0.16
最初のひび割れ発生時と試験終了時の圧力差 MPa	-	0.09	0.04

弱く，側壁の水平方向への変位に伴って側壁最下部を中心とするモーメントが働いたためと考えられる．

試験終了時の変位量は，天端-4.36mm，左 SL1.32mm，右 SL1.93mm，底部-0.20mm であり，天端部覆工の外面への変位が非常に大きい．

以上，空洞部が拡大したケース 3 は，載荷によって側壁に覆工内面方向への曲げが作用し，同時に反力の取れない天端部は覆工外面方向へ大きく押し出された．さらに，側壁最下部を中心とするモーメントが働いたため，インバート部が湾曲するように変形した．その結果，側壁覆工内面，天端部覆工外面，インバート部外面，側壁最下部覆工外面に引張応力が生じ，多くのひび割れが発生したと考えられる．

3.4.4 ケース 4

Fig.10 に示すように，5 箇所でひび割れが発生した．最初のひび割れは，載荷圧力 0.12MPa のとき，左右の側壁覆工内面に SL の位置において同時に発生した．これらのひび割れは，載荷段階が進むことで外面に貫通し，供試体が上部と下部に分かれた．なお，載荷圧力 0.15MPa のときインバート部外面でひび割れが発生した．他の二つの天端部覆工外面からとインバート部外面からのひび割れは，載荷試験終了後に発見した．

試験終了時の変位量は，天端-3.08mm，左 SL1.63mm，右 SL2.02mm，底部-0.25mm であり，左右側壁覆工の内面への変位が特に大きい．

以上，アーチ部覆工背面がすべて空洞であるケース 4 は，側壁が SL でせん断される様相を呈し，供試体が上下に分断された後に供試体下部の側壁が覆工内面方向へ変形し，インバート部が湾曲するように変形した．これはケース 2 やケース 3 とは異なる形態の変形であり，天端背面に空洞が存在することによるひび割れ発生現象とはメカニズムが異なることから，ケース 4 については以降の検討対象から除外する．

3.4.5 載荷試験結果のまとめ

Table 2 は，最初のひび割れ発生時の載荷圧力，試験終了時の載荷圧力，およびその圧力差を示したものである．これらの値を比較すると，次のことが言える．①ケース 1 とケース 2，3 の最初のひび割れ発生時の載荷圧力の比較から，天端覆工背面に空洞が存在すると，耐荷力が著しく小さくなる．②ケース 2 とケース 3 の比較から，天端覆工背面に存在する空洞が大きいほど，耐荷力は小さくなる．③天端覆工背面に存在する空洞が大きいほど，最初のひび割れ発生と試験終了時の圧力差が小さく，ひび割れ発生後の少ない荷重増加で脆性的な構造破壊が生じ，構造安全性が失われる危険性がある．

4. 裏込注入工法の補強効果の検討

4.1 裏込注入工法

現在，トンネルの構造的な機能低下が確認された場合，全面巻替工法，内巻工法，鋼板内張工法，既製管挿入工法，製管工法などによる補強が行われている．しかし，これらの工法は，一般にコストが大きく，工期が長期間となる．

一方，裏込注入工法は，覆工背面と地山との空隙を裏込材で充填する工法であり，より安価かつ短期間での施工が可能である．この工法によって覆工への地圧を全周等分布に近づけることができれば，覆工に生じる引張応力は軽減あるいは解消されると期待できる．また同時に，地山の崩落を防止し，漏水を抑制することもできる．そこで，天端覆工背面に空洞が存在するトンネルに裏込注入工法を施工

した場合の有効性を，分割エアーバッグ載荷装置を利用した裏込注入疑似試験（以降，裏込試験と略す）により検討した．

4.2 裏込注入疑似試験の方法

裏込試験の供試体は，前章の載荷試験終了後のひび割れが発生した状態のものを使用した．載荷試験が終了した段階で，使用していたエアーバッグへの出入りをすべて遮断し，終了時の圧力状態を保持した．この状態を保持することで，空洞の存在によってトンネル覆工が変形し，ひび割れが発生している状況を再現した．次に，載荷試験時には空洞再現箇所として未使用であったエアーバッグのみに空気を注入して載荷することで，裏込注入工法を実施した状況を疑似再現した．試験における昇圧は，一段階につき0.010MPaとし，載荷圧力，供試体の変形挙動を安定させるため，90秒間の静置時間を設けた．また，試験の終了は，載荷圧力がエアーバッグ載荷装置の限界圧力である0.25MPaに至った時点とした．なお，載荷試験時と同様に，レーザー変位計を使用して天端，左右SL，底部の変位を計測した．

4.3 裏込注入疑似試験の結果

裏込試験における載荷圧力とそれに伴う変位量の関係を**Fig.11**に示す．裏込試験開始時の変位量は，**Fig.8**，**9**に示した載荷試験終了時の値である．

載荷試験によって生じた供試体の変位は，裏込試験の載荷に伴って，天端と底部は覆工内面方向へ，左右SLは覆工外面方向へ徐々に変位し，それらの変位量が0mmに近づいている．すなわち，空洞部への載荷を行うことで供試体の変形が解消され，ほぼ元の形状に復元している．また，ほぼ元の形状に復元したときの載荷圧力を適正裏込圧と呼ぶとすると，ケース2では0.250MPa程度，ケース3では0.175MPa程度であり，各ケースの載荷試験終了時の載荷圧力に概ね等しい．

裏込試験では，分割エアーバッグ載荷装置の限界載荷圧力である0.25MPaまで昇圧載荷した．しかし，覆工は破壊することなく，載荷による新たなひび割れの発生も見られなかった．また，**Fig.12**は，ケース2における裏込試験開始前と試験終了時のひび割れの状況である．ひび割れが完全に閉じ，一目ではひび割れが見つからない．

以上の裏込試験の結果は，天端部覆工背面に空洞が存在する場合，適切な裏込注入を行えば覆工をほぼ元の形状に復元でき，設計時に想定した耐荷力を発揮させることができる可能性を示唆していると考えられる．

5. まとめ

覆工背面に空洞が存在する状況を再現できる載荷装置を試作し，空洞が存在することによるひび割れ発生メカニズム，空洞の有無・大きさによる覆工の耐荷力の差異を調べた．さらに載荷試験終了後，覆工の補強工法の一つである裏込注入工法の有効性について検討した．本試験で得られ

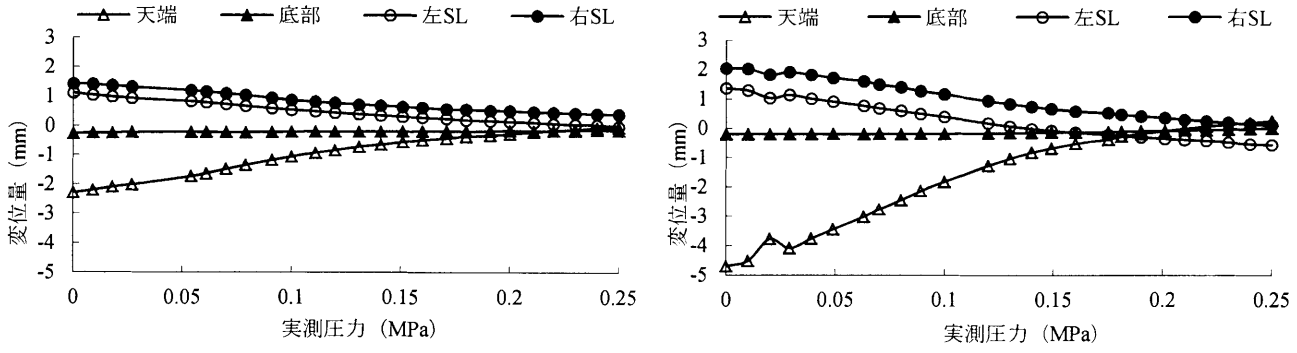


Fig.11 裏込試験（左：ケース2，右：3ケース）における載荷圧力と変位量
Displacement in backfill examination (cases 2 and 3) by earth pressure

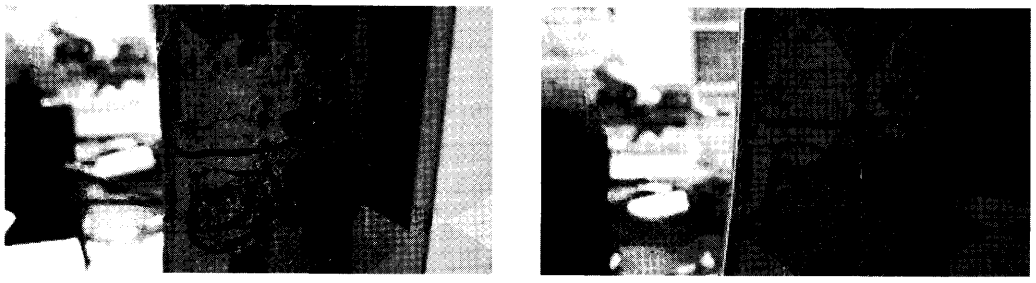


Fig.12 裏込試験開始前（左）と試験終了時（右）のひび割れの状況（ケース2）
Crack before (left) and after (right) simulated backfill (case 2)

た知見は，以下のとおりである．

1) SL にひび割れが発生するメカニズムは，地圧が作用した際，背面に空洞が存在することで反力の取れない天端が覆工外面方向へ押し出されるように変位し，それに伴い左右側壁が覆工内面方向に変位する．このような変形により，左右の側壁覆工内面に引張応力が生じ，ひび割れが発生すると考えられる．なお，トンネル内部からは目視できない天端部覆工外面や側壁最下部覆工外面にもひび割れが発生すると考えられる．

2) 天端覆工背面に空洞が存在すると，耐荷力が著しく小さくなる．また，天端覆工背面に存在する空洞が大きいほど，耐荷力は小さくなる．さらに，天端覆工背面に存在する空洞が大きいほど，最初のひび割れ発生から構造破壊までの余裕が小さく，脆性的に構造安全性が失われる危険性がある．

3) 天端部覆工背面に空洞が存在する場合，適切な裏込注入を行えば覆工をほぼ元の形状に復元でき，所要の耐荷力を発揮できる可能性がある．

引用文献

森　充広，浅野　勇，渡嘉敷　勝，西原正彦（2013）：トンネルの構造的安全性に関する研究動向－変状事例に基づく考察－，農村工学研究所技報，**214**，31-64.

仲野良紀（1974）：水路トンネルの地圧と設計，農業土木試験場報告，**12**，89-142.

農林水産省農村振興局（2013）（参照 2013.7.3）：資料 3-1 土地改良事業計画設計基準設計「水路工」「水路トンネル」の改定について，（オンライン），入手先＜http://www.maff.go.jp/j/council/seisaku/nousin/bukai/h24_4/pdf/data3-1.pdf＞

緒方英彦，佐藤周之（2012）：農業水利ストック情報データベースシステムに基づく水路トンネルの健全性評価および変状進行予測に関する検討，農業用水路トンネルの機能保全対策に関する研究成果報告書，島根大学生物資源科学部，16-20.

山本　元，高木　薫（1965）：トンネルの支保工と覆工に関する研究，土木学会論文集，**114**，34-55.

〔2013. 8. 29. 受稿，2013. 10. 29. 閲読了〕
〔この研究論文に対する公開の質疑あるいは討議(4,000字以内，農業農村工学会論文集企画・編集委員会あて)は，2014年6月24日まで受付けます．〕

Cracking Mechanism in Irrigation Tunnel Lining and the Reinforcement Method

NATSUKA Isamu*, MURAO Hiromichi**, MATSUMOTO Takumi*** and ISHII Masayuki*

* *Faculty of Life and Environmental Science, Shimane University*,
1060 Nishikawatsu, Matsue, Shimane 690-8504, JAPAN
** *Kinki Regional Agricultural Administration Office*,
Shimoichi 798, Yoshino Shimoichi, Nara 638-0041, JAPAN
*** *Graduate school of Life and Environmental Science, Shimane University*,
1060 Nishikawatsu, Matsue, Shimane 690-8504, JAPAN

Abstract

A prototype loading test apparatus that can imitate situations of a concrete lining of an irrigation tunnel with a hollow behind it was fabricated to investigate the mechanism of cracking commonly observed on spring lines in sidewalls of irrigation tunnels. In addition, effectiveness of a backfill grouting method to prevent further cracking and deformation in concrete lining was examined. In the cases with a hollow behind the arch, test specimens of scaled concrete lining showed outward displacement on their crowns due to the lack of vertical load, as well as inward displacement in side walls by horizontal load. This deformation in side walls led cracking on the spring lines, as in the cases of real irrigation tunnels. It is confirmed that a hollow behind the arch remarkably reduces the load bearing capacity of concrete lining. It becomes smaller with a larger hollow, reducing the difference between the cracking and ultimate loads of the lining. The results of experiments simulating a backfill grouting hollows behind the linings showed a strong possibility to reduce abnormal deformation of linings, as well as to increase cracking and ultimate loads greatly.

Key words : *Irrigation tunnel, Cracking, Spring line, Reinforcement, Backfill grouting method*

農業農村工学会論文集
Trans. of JSIDRE
No. 266, pp. 25 ～ 31 (2010.4)

水砂噴流摩耗試験機の試作とその性能評価

長束　勇*　上野和広**　渡嘉敷　勝**　石井将幸*

* 島根大学生物資源科学部，〒690-8504 島根県松江市西川津町 1060
** 農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所，〒305-8609 茨城県つくば市観音台 2-1-6

要　旨

水利コンクリート構造物の劣化現象の一つとして，コンクリート材料のモルタル分が選択的に切削される摩耗がある．このコンクリートの選択的摩耗の進行予測手法や補修材料の流水環境下における耐摩耗性の評価手法の開発を目的として，砂を含む水の噴流によるすり磨きおよび衝撃による摩耗作用を擬似した摩耗試験機を試作した．本試作試験機，これまで多用されているテーバー式摩耗試験機，水流摩耗試験機を用いて，コンクリート，ポリマーセメントモルタル，複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料の各試験体についての比較摩耗試験を行った．その結果，試作試験機は比較的短時間で選択的摩耗を再現でき，補修材料の流水環境下における耐摩耗性を評価できることが明らかになった．

キーワード：摩耗，コンクリート，補修材料，テーバー式摩耗試験，水流摩耗試験

1. はじめに

水利施設のストックマネジメントを進める上においては，水利施設を主として構成しているコンクリート構造物の耐久性確保が重要な課題となる．コンクリート構造物の耐久性を損なう劣化要因には，中性化，塩害，アルカリ骨材反応，風化・老化などが考えられ，このうち，風化・老化に分類される現象の一つとして摩耗が挙げられる（石田，2007）．種々の形態の摩耗の中でも，流水環境下で供用される水利コンクリート構造物の摩耗は，比較的流速が速い場合はキャビテーションが主となり，比較的流速が遅い場合は流水および混入土砂の流れ作用によるエロージョンが主となるというように，複合的に作用して生じるものである（ACI Committee 201, 1990）とされている．複合材料であるコンクリートに主としてエロージョンが作用すると，表面から順次，比較的脆弱なモルタル分が選択的に切削（以降，選択的摩耗と呼ぶ．**Fig.1** を参照）され，その結果，躯体断面およびかぶりの減少が生じ，加えて粗度の悪化が懸念される．そのため，この摩耗に対する補修工法として断面修復工法や表面被覆工法などを採用して，所要の断面，かぶり，表面の平滑性を確保することが各地で進められている．その際，補修工法に採用する補修材料には，それまでと同様の流水環境下に曝されることから摩耗に関する抵抗性が要求され，採用に当たっては事前に耐摩耗性の評価が必要となっている．

Fig.1　水路壁に発生した選択的摩耗
Abrasion in concrete canal

こうした背景を受け，著者らは既に，選択的摩耗現象を再現できることを目的とした高圧水流による摩耗促進試験装置（以降，水流摩耗試験機と呼ぶ）およびその方法を開発している（森ら，2007）．また，この水流摩耗試験機を用いて，水セメント比の異なるコンクリートの摩耗特性とコンクリート表面に含浸材を塗布することによる耐摩耗性向上効果（石神ら，2005），コンクリート水路における断面修復材の耐摩耗性評価（石神ら，2006），モルタルおよびペーストの摩耗特性（渡嘉敷ら，2006）を明らかにしている．しかし，この試験機を用いた摩耗の進展には長時間を要することから試験時間の大幅な短縮が望まれること，実際に水路などの水利施設を流れる流水中には砂やごみなどの異物（固体）が混入していることが多く，特に施設の摩耗を促進させる要因の一つは流水中に混入して流れる砂であると考えられることなどから，試験装置，試験方法の再検討が必要と考えられた．

そこで，筆者らは新たに，流水，混入土砂によるすり磨きおよび衝撃による摩耗作用の擬似を目指した摩耗試験機（以降，水砂噴流摩耗試験機と呼ぶ）を試作した（長束ら，

2007）．この水砂噴流摩耗試験機は，回転ドラムに取り付けた試験体を回転させながら，試験体に高圧ポンプによる珪砂混入圧力水を所定の時間だけ噴射し，噴射終了後に試験体の摩耗度合いを判定するものである．噴射された珪砂混入圧力水は，回収して再利用する．その結果，材料がコンクリートであれば，相対的に脆弱なモルタル分が選択的に摩耗する摩耗特性が評価できると考えられる．

本研究では，試作した水砂噴流摩耗試験機，これまで多用されているテーバー式摩耗試験機，水流摩耗試験機の性能特性を比較するため，コンクリート，ポリマーセメントモルタル（PCM），複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料（HPFRCC）の共通試験体について，3種の摩耗試験機による摩耗試験を行った．本論は，各摩耗試験結果の比較に基づいて，試作した水砂噴流摩耗試験機の性能評価を論じたものである．

2. 比較した摩耗試験機

2.1 テーバー式摩耗試験機

建設材料などの耐摩耗性については，種々の摩耗機構に対応した摩耗促進試験方法が規定されている．その中でも**Fig.2**に示すテーバー式摩耗試験機を用いた方法は，プラスチック（JIS K 7204「プラスチック－摩耗輪による摩耗試験方法」），塗料（JIS K 5600-5-9「塗料一般試験方法－塗膜の機械的性質－耐摩耗性（摩耗輪法）」），建築材料（JIS A 1453「建築材料及び建築構成部分の摩耗試験方法（研摩紙法）」）の試験方法として多用されており，水利施設の補修工法に使用される材料の評価方法としても利用されている．例えば，2007年度にA農政局管内で発注された水路工事に係る特別仕様書において，水路表面被覆補修工法に使用される材料の耐久性は，JIS K 7204に規格化された摩耗輪による摩耗試験での摩耗量が1,000回転で10g以下であることが性能照査基準値として規定されている．また，用水路などの表面補修材料の長期耐久性を評価する促進劣化試験方法の一環として，テーバー式摩耗試験による摩耗量から耐摩耗性を評価した報告（鍋島・小林，2008）も見られる．

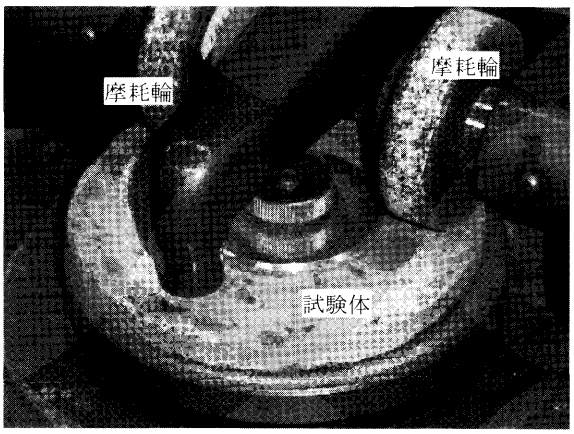


Fig.2 テーバー式摩耗試験機
Taber type abrasion tester

しかし，この試験方法は，コンクリートよりも硬質な材料を摩擦摺動させることにより，試験体を表面から均一に摩耗させるものである．したがって，試験体は，コンクリート中のモルタルと粗骨材が面的かつ均一に摩耗する．一方，前述したように，水利コンクリート構造物にみられる選択的摩耗は，通水表面においてモルタル部が選択的に切削され，粗骨材のみが残存し露出する摩耗である．したがって，このテーバー式摩耗試験機を用いた方法では，水利コンクリート構造物に発生している摩耗状況を再現しておらず，流水環境下で供用される水利コンクリート構造物の摩耗進行予測，補修工法に採用される補修材料の耐摩耗性評価は困難ではないかと考えられる．

2.2 水流摩耗試験機

流水および固体によって摩耗作用を与える摩耗試験には，奥田式すりへり試験機（例えば，中川ら，2005）や，掃流式摩耗試験機（例えば，遠藤・岡島，2006）が用いられている．奥田式すりへり試験機は，試験体を取り付けた六角柱型内に鋼製ロッド（φ19mm×40mm）を21個入れた状態で回転させ，試験体内面にロッドによる衝撃力を与えるものである．しかし，鋼製ロッドの大きさが流水中に混入する砂と比較して非常に大きいことから，コンクリート中のモルタル部分が選択的に切削されるといった水利コンクリート構造物の摩耗形態を十分に疑似することは難しいと考えられる．

一方，掃流式摩耗試験方法は，中空半円形の環状試験体（内径130mm，外径250mm，幅100mm）を用いて，試験体の内側に粒径1.2～2.5mmの砂2kgおよび水で満たし，試験体中心軸と回転軸を同一にするスクリューで撹拌回転（回転数1,440rpm）されることにより，流速約9m/sの掃流作用を与え，単位摩耗量を求めるものである．しかし，この試験方法では，試験体形状が上記のように中空半円形と特殊であるため，摩耗深さを直接的に計測することが困難であること，実物構造物から採取した試験体の試験が困難であること，などの問題がある．

そこで，筆者らは試験体に水噴流を衝突させることにより流水によるエロージョンを促進して模擬する水流摩耗試験を提案し，種々材料の摩耗試験を実施してきた．水流摩耗試験機の概要を**Fig.3**に示す．本試験機は，試験体を取り付ける本体と水噴流を発生させる吐出装置により構成される．本体は，試験体6個を設置可能な回転ドラムとドラムを回転させる駆動モーターで構成される．駆動モーターの回転を制御することにより，ドラムを一定速度で回転させることが可能である．吐出装置は，プランジャポンプ，耐圧ホース，ノズルより構成される．使用水は水道水で，プランジャポンプにより加圧された後，耐圧ホースを経て本体の回転ドラム中心部に設置されたノズルより試験体に噴射される．水噴流は，**Fig.3**の④に示すように円錐状に広がり，試験体表面に衝突する．

本水流摩耗試験機の吐出圧力は，試験機開発の当初は最

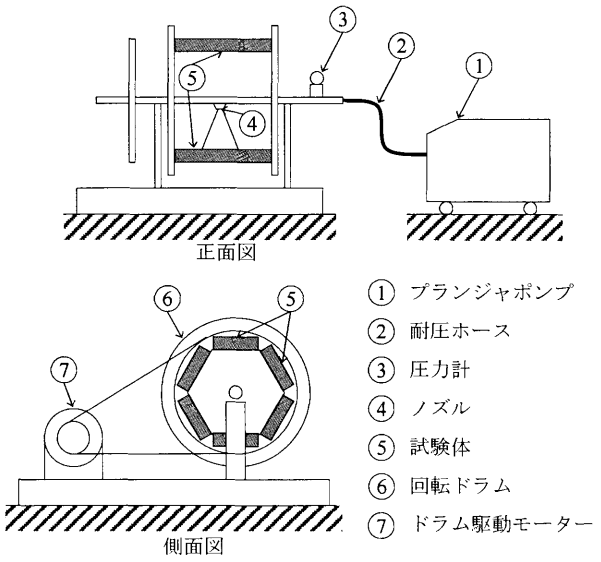


Fig.3　水流摩耗試験（渡嘉敷ら，2008）
Water jet abrasion test

大 4.9MPa であった．この吐出圧力条件でモルタル試験体（*W/C*：50%，*S/C*：3.0，σ_{28}：39.1N/mm^2）の摩耗試験を行ったところ，672 時間（28 日）後の平均摩耗深さは 5mm 程度であった．試験後の試験体の摩耗状況は水利構造物での選択的摩耗状況を再現していた．しかし，コンクリート水路などの摩耗の進行を予測する試験方法としては，試験時間の大幅な短縮が望まれた．なお，その後，吐出圧力を最大 20MPa とする水流摩耗試験機が開発されている（渡嘉敷ら，2008）．

3. 水砂噴流摩耗試験機の試作

3.1 試験装置

石神らは，流水環境下における摩耗を擬似する摩耗試験機が具備する条件として，①モルタル部のみ選択的に切削させることができること，②摩耗させる材料はコンクリートよりも硬質でないこと，③水を利用した試験方法であること，の三つを示している（石神ら，2005）．また，湿潤状態にあるコンクリートは乾燥状態にあるものよりも耐摩耗性が劣るといった報告（近藤ら，1988：齊藤ら，1989）があることから，コンクリートの乾湿状態が摩耗性状に大きく影響する可能性がある．これらのことから，水利施設における摩耗状況を擬似するには水を利用した摩耗試験を実施することが重要と考えられる．しかし，前述したように，5MPa 程度の圧力水のみによる摩耗作用では迅速に摩耗を生じさせることが困難であったため，水中に珪砂を混入した状態で試験体へ噴射できる水砂噴流摩耗試験機を新たに試作した．珪砂は流下する農業用水に含まれる土砂などと同等のものであることから，水砂噴流摩耗試験機による摩耗作用は水利施設における摩耗作用を疑似できると考えられる．

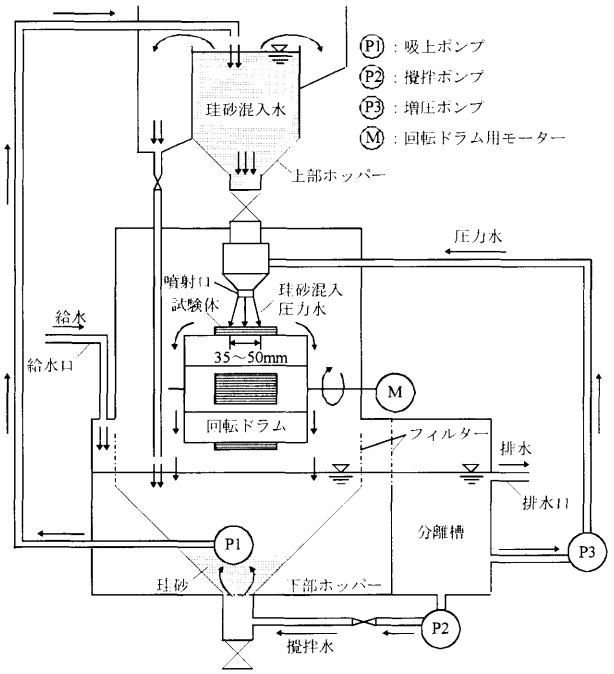


Fig.4　水砂噴流摩耗試験
Abrasion test by the water jet with sand

水砂噴流摩耗試験の概要を **Fig.4** に示す．水砂噴流摩耗試験機は，珪砂が混入した水を試験体へ向けて噴射するための撹拌ポンプ，吸上ポンプ，増圧ポンプ，噴射口，および試験体へ均等に摩耗作用を与えさせるための回転ドラムで構成される．試験機は上部・下部ホッパーと分離槽に分割されており，下部ホッパーに投入された珪砂（粒径 0.61～1.18mm：フィルターを通過しないように 4 号珪砂から 0.6mm 以下の細粒分を除去）は撹拌ポンプから供給される撹拌水によって下部ホッパー内で水と混合された状態（珪砂混入水）となる．珪砂混入水は吸上ポンプによって上部ホッパーへ吸上げられて，噴射口へと供給される．噴射口では上部ホッパーから流下する珪砂混入水と増圧ポンプから供給される圧力水が混合され，珪砂混入圧力水（圧力約 2.0MPa，水量約 89*l*/min）が回転ドラム上の試験体へ約 35～50mm 幅で噴射される．摩耗幅を上記の値にした理由は，一般的に用いられる粗骨材の寸法以上の範囲へ摩耗作用を与えるためである．回転ドラムは 6 面体にしたことから，同時に 6 試験体の試験を行うことが可能である．なお，試験体の標準寸法は 195×145×38mm であり，噴射口から回転ドラムまでの距離は 130mm である．

噴射口からの珪砂混入圧力水，上部ホッパーを越流した珪砂混入水，撹拌ポンプから供給される撹拌水はいずれも下部ホッパー内に流入する．流入した珪砂および水は下部ホッパーの上方に設置されているフィルター（金網）によって分離され，珪砂は下部ホッパー内に残存し，水は下部ホッパー外へ排出されて分離槽へ流入する．ただし，試験機内の水を試験中に循環利用することにしたことにより水温が上昇するため，試験中に外部から注水して試験機内水

温の上昇を抑制できる給水口を設置した．なお，注水によって増加した試験機内の水量は排水口からオーバーフローすることによって排出されるため，試験機内の水位は一定に保たれる．

3.2 試験条件および摩耗量の計測方法

試験条件について，試験機へ投入する珪砂は3*l*（試験機内水量280*l*），回転ドラムの回転数は30rpmとし，所要の摩耗時間に達するまで試験を継続した．なお，試験中は1時間毎に試験機を停止させて試験機内部に付着した珪砂を洗い流し，また，5時間おきに珪砂を全量入れ替えて，循環する珪砂の質や量が一定になるように努めた．

摩耗量の計測は，レーザー変位計（繰り返し精度0.5 μ m）2体をそれぞれ摩耗深さ方向用および供試体表面並行方向用に使用し，供試体中央部である**Fig.5**の斜線部分および格子部分の範囲（50mm×75mm）において試験体短辺方向へ10mm間隔（計6測線）で行った（0.5mmに1データ以上の測定間隔で供試体表面形状の座標データを取得）．計測した摩耗面の表面形状の経時変化から摩耗量を算出した．本論で摩耗量として用いた指標は，摩耗体積および平均摩耗深さである．摩耗体積は計測範囲内（**Fig.5**の斜線部分および格子部分の範囲）において消失した試験体の体積を式(1)，(2)により算出した．また，平均摩耗深さは摩耗範囲内における25mm×50mm領域（**Fig.5**の格子部分）の摩耗深さを平均したものである．

$$V = \sum_{i=2}^{6}\left(\frac{A_{i-1}+A_i}{2}\times 10\right) \tag{1}$$

$$A = \sum_{j=2}^{n}\left[\frac{(y_{j-1}+y_j)}{2}\times(x_j - x_{j-1})\right] \tag{2}$$

ここに，V：摩耗体積（mm^3），A：1本の測線上における摩耗断面積（mm^2），i：測線番号，y：摩耗深さ（mm），x：横位置（mm），j：測定開始時から数えたデータの番号，n：データの個数，である．なお，xの基準点は計測開始点であり，yの基準面は計測開始点と計測終了点を直線で結んだ面である．

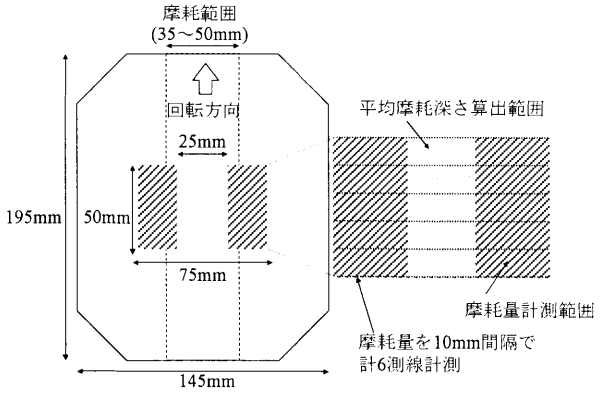


Fig.5　摩耗量の計測範囲
Measurement range

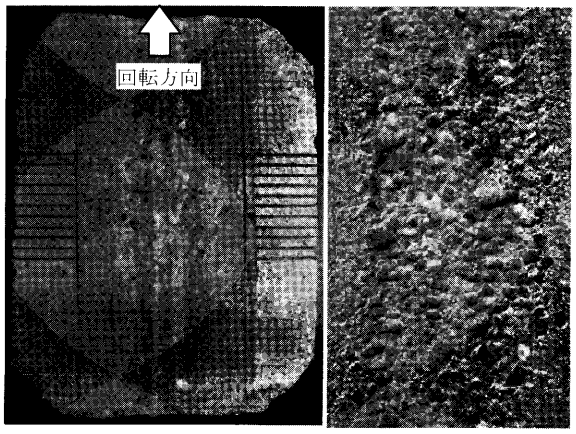


Fig.6　水砂噴流摩耗試験機による摩耗状況
Abrasion of concrete board by the water jet with sand

4. 試作試験機の性能評価

4.1 選択的摩耗の再現性

試作した水砂噴流摩耗試験機による摩耗状況を確認するため，市販のコンクリート板（設計基準強度40N/mm^2，水セメント比47%）を用いて予備試験を行ったところ，**Fig.6**のような摩耗状況を示した．摩耗作用を受けた範囲ではモルタル部が先行して摩耗されて粗骨材が露出しており，水利コンクリート構造物特有の選択的摩耗状況を示していることから，水砂噴流摩耗試験機は珪砂混入圧力水を噴射することで流水および混入土砂による摩耗を適切に擬似可能であると考えられた．

4.2 水砂噴流摩耗試験の摩耗作用

予備試験により，水砂噴流摩耗試験機の選択的摩耗の再現性を確認した．しかし，その摩耗が珪砂によるすり磨きおよび衝撃作用によるものか，高速水流によるキャビテーションによるものであるのかは明らかではない．そこで，水砂噴流摩耗試験機へ珪砂を投入せずに水噴流のみで摩耗作用を与えた場合と珪砂を投入した通常の水砂噴流摩耗試験の場合を比較した．試験体にはPCM（水粉体比16.5%）およびHPFRCC（**Table 1**に配合を示す）をそれぞれ3体ずつ用い，摩耗試験時間が20時間に達するまで実施した．

Fig.7に，水噴流のみによる摩耗試験結果を水砂噴流摩耗試験結果に併せて示す．なお，この比較における摩耗量の指標は，平均摩耗深さである．水砂噴流摩耗試験結果を見ると，PCMおよびHPFRCCは摩耗時間の経過に伴って摩耗深さが大きくなっており，両試験体が水砂噴流摩耗試験機によって摩耗を生じたことを確認できる．一方，珪砂を

Table 1　HPFRCCの配合
Mix proportion of HPFRCC

水結合材比 *W/B* (%)	砂結合材比 *S/B* (%)	単位水量 *W* (kg/m^3)	繊維体積率 *Vf* (%)
32.0	41.3	360.0	2.0

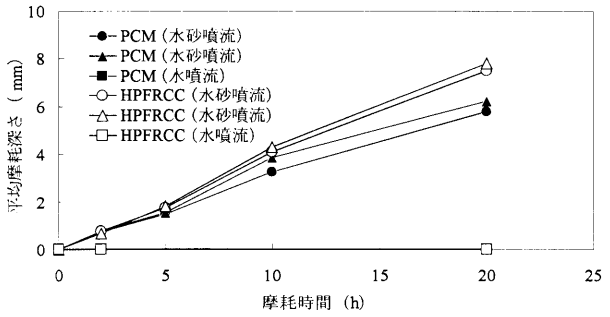


Fig.7 珪砂の有無による摩耗試験結果
Influence by presence of sand

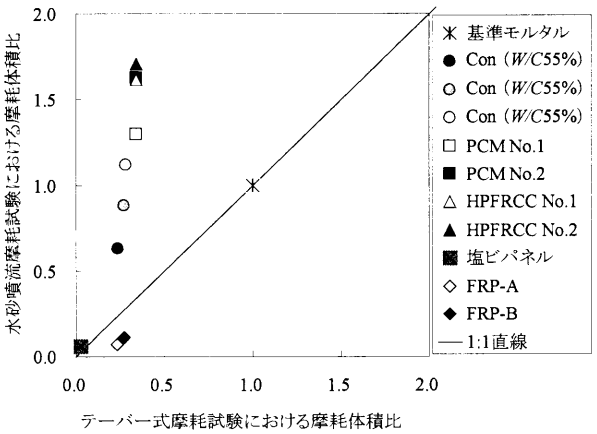


Fig.8 テーバー式摩耗試験と水砂噴流摩耗試験の比較
Comparing of two kinds abrasion tests

投入せずに水噴流のみで摩耗作用を与えた結果を見ると，両試験体の摩耗深さは水砂噴流摩耗試験と比較して極めて小さい．水噴流のみによる摩耗深さが 20 時間経過後においてもほぼ 0.0mm で推移していることから，水砂噴流摩耗試験機の噴射圧力 2.0MPa ではキャビテーションによる摩耗作用は生じておらず，水砂噴流摩耗試験機の摩耗作用は珪砂によるすり磨きおよび衝撃作用が支配的であると考えられる．このことから，水砂噴流摩耗試験機はキャビテーションが生じない比較的流速の遅い流水環境下に置かれる構造物，例えば最大流速が 3m/s とされる開水路（農林水産省農村振興局，2001）などに対する耐摩耗性評価を適切に行えると考えられる．

4.3 テーバー式摩耗試験との比較

テーバー式摩耗試験機を用いた試験方法は，簡便にかつ迅速に試験結果が得られる方法である．したがって，摩耗の機構が流水環境下における摩耗と異なっていても，この試験の結果として得られる摩耗量がコンクリートや補修材料の流水環境下における摩耗量と何らかの相関性があれば，耐摩耗性の指標を得る方法として積極的に活用すべき有益な方法と考えられる．そこで，テーバー式摩耗試験機と水砂噴流摩耗試験機を用いて同一の試験体に対する摩耗試験を実施し，試験体に生じた摩耗量を比較することによって，テーバー式摩耗試験の結果が流水環境下における耐摩耗性の評価に活用できるか否かを検討した．

本検討において，試験体間の相対的な耐摩耗性を比較する指標は，摩耗体積比である．摩耗体積比とは，各種材料の摩耗体積を標準試験体とした基準モルタルの摩耗体積で除して正規化した値であり，試験条件が異なる両試験結果を比較するために採用した．摩耗体積比が両試験結果で等しくなれば，基準モルタルに対する相対的な耐摩耗性が両摩耗試験で同じということになり，テーバー式摩耗試験の結果を用いて流水環境下における耐摩耗性を評価できると考えられる．なお，検討に用いた試験体は基準モルタル（セメント，細骨材，水の重量比 1：3：0.5 で材齢 28 日以上），コンクリート（*W/C*55%，*W/C*60%，*W/C*65%：**Table 2** に配合を示す），PCM，HPFRCC，塩ビパネル，FRP（2 種類の FRP-A，FRP-B）であり，テーバー式摩耗試験で用いた摩耗輪の種類は H-22（極めて粗い），回転円板の回転速度は 60rpm，追加質量は 9.8N である．両試験の比較にはテーバー式摩耗試験 1,000 回転後と水砂噴流摩耗試験 10 時間後の摩耗体積を用いた．この理由は，テーバー式摩耗試験で耐摩耗性を評価する際に 1,000 回転後のデータが多く用いられていること，および水砂噴流摩耗試験 10 時間後においてモルタル部分が選択的に切削される表面状況が疑似されたためである．

Table 2 コンクリートの配合
Mix proportion of concrete

W/C	セメント	水	粗骨材		細骨材
			*G*max:15mm	*G*max:25mm	
55%	325.8	179.2	429.2	429.2	888.7
60%	298.7	179.2	425.7	425.7	917.8
65%	275.7	179.2	421.2	421.2	945.4

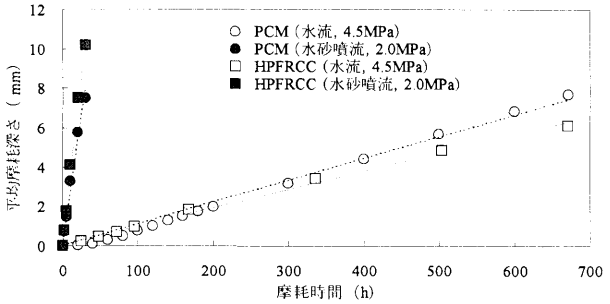
単位量：kg/m^3

テーバー式摩耗試験と水砂噴流摩耗試験における摩耗体積比の関係を **Fig.8** に示す．図において 1：1 直線上にプロットされた場合，両試験における耐摩耗性の評価は同じとなる．しかし，コンクリート，PCM，HPFRCC の試験結果はいずれも 1：1 直線から大きく外れてプロットされており，両試験において異なった評価となることを示している．*W/C*55%のコンクリートを例にとると，テーバー式摩耗試験では基準モルタルに対して約 0.24 倍の摩耗体積しか生じないにも拘らず，水砂噴流摩耗試験では基準モルタルの約 0.63 倍の摩耗体積を生じると評価される．すなわち，テーバー式摩耗試験で *W/C*55%のコンクリートを評価した場合，耐摩耗性を相対的に過大評価することになる．なお，コンクリートの場合，*W/C* が大きいほど，耐摩耗性をより相対的に過大評価することになる．さらに，PCM や HPFRCC については，テーバー式摩耗試験では基準モルタルよりも耐摩耗性は大いに優れると評価されるにも拘わらず，水砂噴流摩耗試験では基準モルタルよりも耐摩耗性は

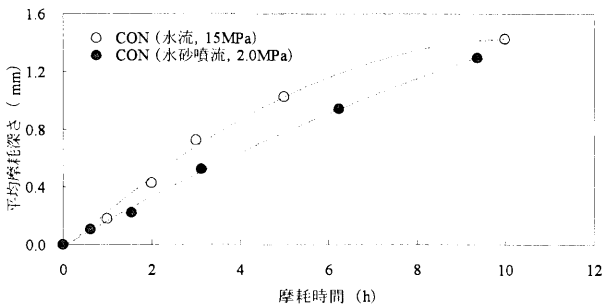
明確に劣ると評価され，全く逆の評価となる．したがって，テーバー式摩耗試験は，コンクリートやセメント系の補修材料の流水環境下における摩耗の評価方法として適切でないと考えられる．

4.4 水流摩耗試験との比較

水流摩耗試験機を用いた各種材料の摩耗試験結果は，既に全国各地で使用されている補修材料の耐摩耗性評価の指標として活用されている．したがって，水砂噴流摩耗試験の結果が水流摩耗試験の結果と対比できれば，相互に試験結果情報を交換でき有益と考えられる．そこで，コンクリート（*W/C*50%），PCM，HPFRCCの共通試験体について，両摩耗試験機による比較試験を行った．**Fig.9**(a)は，吐出圧力 4.5MPa の水流摩耗試験機と水砂噴流摩耗試験機を用いたPCMとHPFRCCの共通試験体の平均摩耗深さを示したものである．水流摩耗試験機の吐出圧力が 4.5MPa であれば，水砂噴流摩耗試験での摩耗速度（摩耗深さの増加速度）は，PCMの場合は約25倍，HPFRCCの場合は約38倍となっている．両材料を用いた場合で摩耗速度が異なる理由は明らかでない．しかし，珪砂によるすり磨きおよび衝撃摩耗作用に対する抵抗性が両材料で異なることが原因と考えられる．また，**Fig.9**(b)は，吐出圧力 15MPa の水流摩耗試験機と水砂噴流摩耗試験機を用いたコンクリートの共通試験体の平均摩耗深さを示したものである．水流摩耗試験機の吐出圧力が15MPaであれば，摩耗速度は水砂噴流摩耗試験機の方がやや小さい．



(a) PCM，HPFRCC



(b) コンクリート

Fig.9 水流摩耗試験と水砂噴流摩耗試験の比較
Influence by presence of sand and discharge pressure

5. まとめ

本論により得られた知見を以下にまとめる．

(1) 試作した水砂噴流摩耗試験機による摩耗状況は水利コンクリート構造物特有の選択的摩耗状況を示していることから，流水および混入土砂による摩耗を適切に擬似可能である．

(2) 水砂噴流摩耗試験機の噴射圧力 2.0MPa ではキャビテーションによる摩耗作用は生じず，試験機の摩耗作用は珪砂によるすり磨きおよび衝撃作用が支配的である．

(3) テーバー式摩耗試験で流水環境下におけるコンクリートの耐摩耗性を評価すると，相対的に過大評価することになる．特に，*W/C* が大きいほど，耐摩耗性をより過大評価することになる．また，PCM や HPFRCC については，基準モルタルに比較して，テーバー式摩耗試験では耐摩耗性に大いに優れる，一方，水砂噴流摩耗試験では耐摩耗性は明確に劣る，と全く逆の評価となる．したがって，テーバー式摩耗試験は，コンクリートやセメント系の補修材料の流水環境下における摩耗の評価方法として適切でない．

(4) 水流摩耗試験機の吐出圧力が 4.5MPa であれば，水砂噴流摩耗試験での摩耗速度は，PCM の場合は約 25 倍，HPFRCC の場合は約 38 倍である．また，吐出圧力が 15MPa であれば，水砂噴流摩耗試験での摩耗速度はやや小さい．

以上のように，試作した水砂噴流摩耗試験機は水利コンクリート構造物に特有な選択的摩耗を疑似可能であり，また，その摩耗速度は既存の水流摩耗試験機と比較して非常に速いことが確認された．これにより，水利施設および各種補修工法の耐摩耗性評価が可能となり，ストックマネジメントの実現へ貢献できると考えられる．しかし，現時点における耐摩耗性の評価は各材料間の相対的なものであり，摩耗試験機による摩耗作用が実際の供用何年に相当するのか（促進倍率）は明らかになっていない．ストックマネジメントをより精度の高いものとするためには，摩耗試験結果から摩耗進行の将来予測が行えることが必要であり，実際の供用環境下における摩耗作用と摩耗試験機による摩耗作用を比較して促進倍率を解明することが今後求められる．

引用文献

ACI Committee 201（1990）：Guide to Durable Concrete，ACI Manual of Concrete Practice，Part 1，American Concrete Institute，Detroit，MI，201.2 R-77.

遠藤　勉，岡島尚司（2006）：アスファルト混合物の水路補修材への適用（第2報），電力土木，**321**，20-24.

石田知子（2007）：水理構造物のコンクリートの摩耗評価に関する試験方法の現状，コンクリート工学，**45**(3)，50-54.

石神暁郎，森　充広，渡嘉敷　勝，増川　晋（2005）：農業用水路

コンクリートに生じる摩耗現象と促進試験方法に関する検討，コンクリート工学年次論文集，**27**(1)，805-810.

石神暁郎，渡嘉敷　勝，森　充広，増川　晋（2006）：農業用コンクリート水路における断面修復材の耐摩耗性評価，コンクリート工学年次論文集，**28**(1)，1739-1744.

近藤吉信，小柳　洽，六郷恵哲，河合　敦（1988）：コンクリートの耐衝撃摩耗特性及ぼす各種要因の影響，コンクリート工学年次論文報告集，**10**(2)，463-468.

森　充広，渡嘉敷　勝，長束　勇，石村英明，石神暁郎（2007）：摩耗試験装置およびその方法，特許第3924599号，2007.3.9.

鍋島益弘，小林　晃（2008）：用水路等の表面補修材料の長期耐久性を評価する促進劣化試験方法の提案，平成20年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集，404-405.

中川武志，黒田　萌，犬飼利嗣，山本　晃，三島直生，畑中重光（2005）：奥田式すりへり試験によるポーラスコンクリートの剥脱耐性評価，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），553-554.

長束　勇，工藤章光，横島康弘，青木啓之（2007）：摩耗試験方法及び摩耗試験装置，特願2008-094455，2007.1.12.

農林水産省農村振興局（2001）：土地改良事業計画設計基準　設計「水路工」技術書，152-167.

齊藤保則，小柳　洽，六郷恵哲（1989）：コンクリートの衝撃摩耗におよぼす乾湿条件および衝撃角度について，コンクリート工学年次論文報告集，**11**(1)，265-270.

渡嘉敷　勝，石神暁郎，森　充広，増川　晋（2006）：水流摩耗試験機を用いたモルタルおよびペーストの摩耗試験，コンクリート工学年次論文集，**28**(1)，695-700.

渡嘉敷　勝，森　充広，中矢哲郎，森　丈久（2008）：水流摩耗試験における吐出圧力および回転速度が摩耗性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，**30**(1)，705-710.

〔2009．5．29.受稿，2010．1．21.閲読了〕
〔この研究論文に対する公開の質疑あるいは討議(4,000字以内，農業農村工学会論文集編集委員会あて)は，2010年10月24日まで受付けます.〕

Development and Performance Evaluation of Abrasion Tester Using Water Jet with Sand

NATSUKA Isamu*, UENO Kazuhiro**, TOKASHIKI Masaru**, ISHII Masayuki*

* *Faculty of Life and Environmental Science, Shimane University*,
1060 Nishikawatsu, Matsue, Shimane 690-8504, JAPAN
** *National Institute for Rural Engineering*, 2-1-6 Kannondai, Tsukuba, Ibaraki 305-8609, JAPAN

Abstract

In concrete structures used for irrigation and drainage, there occurs a kind of deterioration that mortar in concrete matrix is abraded selectively. To estimate the progress of such abrasion and evaluate the resistivity to abrasion of repair material, a prototype of abrasion tester was developed. It sprays water including sand to specimens. In this research, the comparative tests between this prototype, Taber type abrasion tester and Water jet abrasion tester ware executed using the specimens of concrete, Polymer Cement Mortar and High Performance Fiber Reinforced Cement Composite. As a result, it was clarified that the prototype can simulate the selective abrasion more quickly than existing method. Therefore, this prototype can be used to evaluate the resistivity to abrasion of repair material.

Key words : *Abrasion, Concrete, Repair Material, Taber Type Abrasion Test, Water Jet Abrasion Test*

農業農村工学会論文集
Trans. of JSIDRE
No. 266, pp. 41 ～ 47 (2010. 4)

開発した水砂噴流摩耗試験機の促進倍率

上野和広* 長束 勇** 石井将幸**

* 農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所，〒305-8609 茨城県つくば市観音台 2-1-6
** 島根大学生物資源科学部，〒690-8504 島根県松江市西川津町 1060

要 旨

本研究では，開発した水砂噴流摩耗試験機の促進倍率を明らかにし，ストックマネジメントを実現する上で必要となる摩耗の進行予測を可能にするための検討を行った．実際に供用中のコンクリート製水路から採取した健全部（気中部）および摩耗部（水中部）の供試体を用いて摩耗試験を実施し，供試体を採取した時点までの供用年数と健全部の供試体が摩耗部の供試体と同等の摩耗状況に達するまでの摩耗時間から促進倍率を求めた．その結果，本研究で対象とした各水路に対する促進倍率は，評価量に摩耗深さを用いた場合で 1.05～1.72year/h，表面粗さを用いた場合で 0.50～8.85year/h となった．また，算出した促進倍率を用いて摩耗の進行予測を行った結果，摩耗深さが供用年数の経過に伴って増加し続けるのに対し，表面粗さはある程度まで摩耗が進行した後は一定の値に収束することが確認された．

キーワード：水砂噴流摩耗試験機，促進倍率，摩耗深さ，表面粗さ，摩耗の進行予測

1. はじめに

流水環境下で供用される農業水利施設は流水および混入土砂による摩耗作用を受けるため，農業用水路や頭首工エプロン部などにおける摩耗の進行が報告されており，主要な劣化現象と認識されている．流水環境下における摩耗は主に流れの作用によるエロージョン摩耗であり，通常はこの流れに固体粒子や液体粒子を伴う（堀口，1993）．摩耗の進行は躯体断面およびかぶりの減少を生じさせ，構造性能および耐久性能が低下する．さらに，建設材料として多用されるコンクリートは複合材料であることから，この摩耗作用によって比較的脆弱なモルタル部が選択的に摩耗し，粗度の悪化による水理性能の低下を生じる．そのため，コンクリートは摩耗に対する抵抗性を有することが求められ，既往の研究では圧縮強度の大きいコンクリートや最大粗骨材寸法の大きなコンクリートが耐摩耗性に優れることが明らかにされている（例えば，杉田ら，1986）．また，性能低下した農業水利施設へ表面被覆工法や断面修復工法などの補修工法を適用して再び供用する場合，適用された補修材料はそれまでと同様の流水環境下へ曝されるため，補修材料は耐摩耗性について十分に評価された上で適用される必要がある．

エロージョン摩耗を対象とした耐摩耗性の評価には，掃流摩耗試験機を用いた検討（豊福，1990）や水流摩耗試験機を用いた検討（石神ら，2005）が報告されている．しかし，掃流摩耗試験機については供試体形状が特殊であるため，摩耗深さの計測および実構造物から採取した供試体による試験が困難であること，水流摩耗試験機については摩耗速度が緩慢であるために迅速な摩耗試験の実施が困難であることなどの課題が残されていた．そのため，著者らはエロージョン摩耗を適切かつ迅速に疑似可能な水砂噴流摩耗試験機を開発し，コンクリートあるいは補修材料に対する耐摩耗性の迅速な評価を可能にした．

しかし，近年農業水利分野への導入が強く求められているストックマネジメントを実現するには，施設状態の的確な評価および将来的な状態予測が必要であり，そのためには摩耗試験機による摩耗作用が実際の供用何年分に相当するのか（促進倍率）が明らかになっている必要がある．既往の研究における耐摩耗性の評価では各材料間の相対的な評価が主に行われており，摩耗試験機の促進倍率について検討された例は少ない（石田，2007）．摩耗試験による摩耗の進行予測は摩耗試験機の促進倍率が明らかになっていることが前提であり，摩耗試験結果と実構造物における摩耗との相関性を明確にすることが重要である．

そこで本研究では，実際の供用によって摩耗を生じたコンクリート製水路から供試体を採取し，その摩耗試験結果から水砂噴流摩耗試験機の促進倍率について検討した．

2. 実験方法

本研究では，実際の供用によって摩耗を生じた構造物から健全部（気中部）および摩耗部（水中部）の供試体を採取して摩耗試験を行い，供試体を採取した時点までの供用年数と，健全部の供試体が摩耗部の供試体と同等の摩耗状況に達するまでの摩耗時間から促進倍率を求めた．

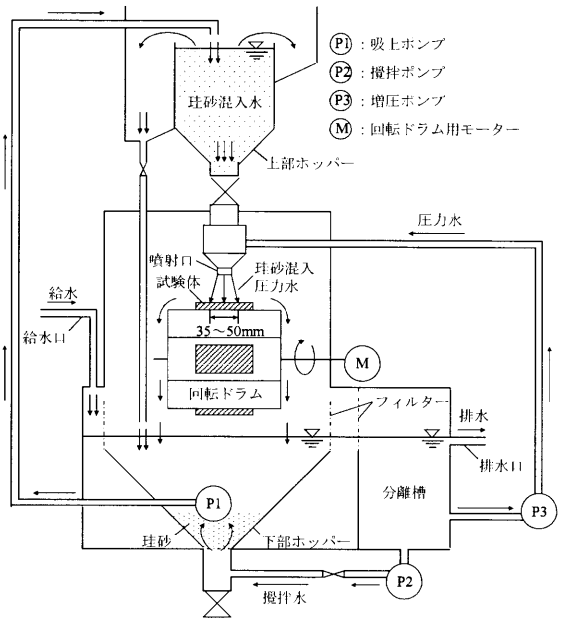
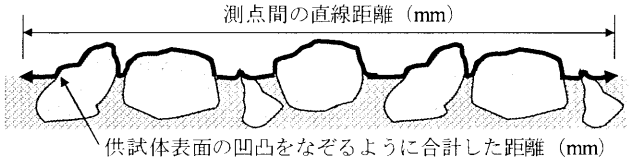


Fig.1 水砂噴流摩耗試験
Abrasion test by the water jet with sand

2.1 摩耗試験の条件および摩耗量の計測方法

開発した水砂噴流摩耗試験機は水に珪砂を混入した状態で供試体へ噴射する機能を有しており，供試体は6角形の回転ドラムに取付けられた後，上部に設置された噴射口からの珪砂混入圧力水（圧力：約2.0MPa）により約35～50mm幅で摩耗作用を受ける（**Fig.1** を参照）．本研究では，試験機へ投入する珪砂の量を3*l*（試験機内水量：280*l*），回転ドラムの回転数を30rpmとし，所要の摩耗時間に達するまで摩耗試験を実施した．なお，試験中は1時間毎に試験機内部に付着した珪砂を洗い流して，循環する珪砂の量を一定に保った．

摩耗量の計測は，レーザー変位計（繰り返し精度0.5 μ m）2体をそれぞれ摩耗深さ方向用および供試体表面並行方向用に使用して行った．供試体表面平行方向へ0.5mmに1データ以上の測定間隔で供試体表面形状の座標データを取得し，求めた表面形状の経時変化から摩耗量を算出した．本研究で摩耗量の指標として用いたのは，平均摩耗深さおよび表面粗さである．平均摩耗深さは，供試体中央部の50mm×75mmの範囲において摩耗範囲を横断するように計測長75mmで計測を行い（10mm間隔，計6測線），摩耗範囲内における25mm×50mm領域の摩耗深さを平均して求めた．表面粗さの計測は，平均摩耗深さの計測方向と直交方向へ計測長75mmで行った（摩耗範囲の中心線およびその線から左右へ10mm離れた線上において計3測線）．取得したデータ間の距離を供試体表面の凹凸をなぞるように合計し，その値を測点間の直線距離（75mm）で除することによって表面粗さを求めた（**Fig.2** を参照）．表面粗さは完全な平滑面では1.0を示し，凹凸の程度が激しいほど大きな値を示すことから，表面の凹凸度合いを表す指標として提案されている（石神，2008）．



$$\text{表面粗さ} = \frac{\text{供試体表面の凹凸をなぞるように合計した距離（mm）}}{\text{測点間の直線距離（mm）}}$$

Fig.2 表面粗さの算出方法
Measuring method of unevenness

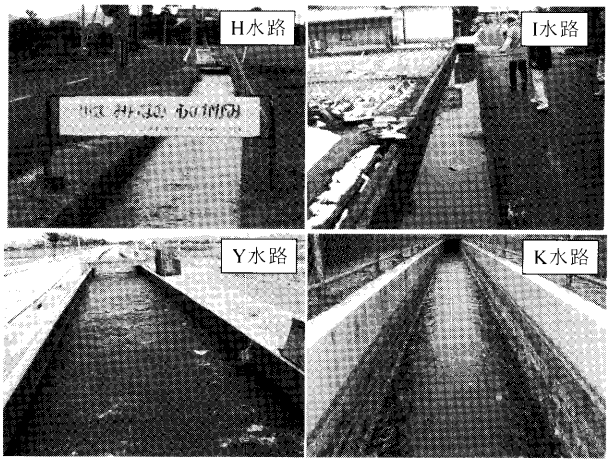


Fig.3 供試体を採取した各水路
Situation of canals

2.2 供試体の概要および実際の供用による摩耗量

摩耗試験に用いた供試体は，実際に供用中のコンクリート水路側壁から採取した健全部（気中部）および摩耗部（水中部）のコンクリートである．摩耗部の供試体は，喫水線以下の範囲において比較的摩耗が進行していた深さから採取した．供試体を採取した水路は，島根県で供用中のH水路およびI水路，鳥取県で供用中のY水路，香川県で供用中のK水路の4箇所であり，I水路では健全部3体を，Y水路では健全部3体および摩耗部2体の計5体を，その他の水路では健全部3体および摩耗部3体の計6体を用いて摩耗試験を行った．各水路の状況を **Fig.3** に示す．

次に，水砂噴流摩耗試験機の促進倍率を求めるにあたって必要となる，実際の供用によって生じた摩耗深さの算出方法について述べる．本来，摩耗深さは建設時における初期断面からの断面減少深さとして定義されるものである．しかし，今回供試体を採取したコンクリート水路では建設時の初期断面が不明であったことから真の摩耗深さを求めることが不可能であった．そこで，摩耗面において露出していた粗骨材の頂点部からの深さを基に摩耗深さを算出した．粗骨材頂点部からの深さには建設時に表層部へ存在していたモルタル層の厚さが考慮されていないことから，健全部の摩耗試験において粗骨材が露出し始めた際の摩耗深さを加算することで実際の供用によって生じた摩耗深さとした（**Fig.4** を参照，以後この方法によって求めた摩耗深さを「頂点法による摩耗深さD_{tr}」と称する）．なお，H水路に

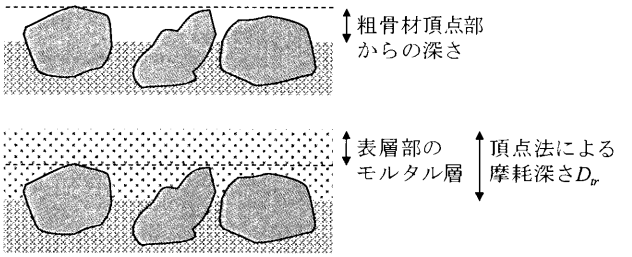


Fig.4　実際の供用によって生じた摩耗深さの算出方法
Measuring method of abrasion depth caused by service

おいては健全部から摩耗部までの連続した表面形状を計測することができたため，健全部の壁面を延長した線からの摩耗深さD_{er}も併せて計測した（以後この方法によって求めた摩耗深さを「延長法による摩耗深さD_{er}」と称する）．

また，実際の供用によって生じた表面粗さU_rは，採取した摩耗部の供試体を「2.1 摩耗試験の条件および摩耗量の計測方法」に示した方法で計測した値である．

3. 結果と考察

3.1 実際の供用による摩耗状況

各水路の詳細およびD_{tr}，D_{er}，U_rを**Table 1** に示す．なお，**Table 1** の最大粗骨材寸法は，供試体の切断面に存在する粗骨材の寸法から推定した値である．各水路は供用年数が32.0～52.5年と，建設から長期間供用されたものであった．コンクリートの圧縮強度はH水路，Y水路，K水路が27.0～36.8N/mm^{2}と十分な強度を有している一方，I水路は6.79N/mm^{2}と非常に小さい．これは，最大粗骨材寸法40mmの粗骨材を含むコンクリートに対してφ100mmのコアで圧縮試験を行ったため，モルタルと粗骨材の界面破壊が顕著であったこと，およびコンクリートの品質が粗悪であったことなどが可能性として考えられる．また，H水路においてD_{tr}とD_{er}が近い値を示していることから，頂点法による摩耗深さの算出方法がある程度の妥当性を有していることが確認された．

各水路においてD_{tr}，U_rの値を比較すると，D_{tr}はI水路で最大値，Y水路で最小値を示しており，U_rはK水路で最大値，Y水路で最小値を示していることから，K水路およびI水路で比較的摩耗が進行していることを確認できる．K水路で摩耗が進行した理由は，流速が大きいことであると考えられる．また，I水路で摩耗が進行した理由は，先述したように圧縮強度が極端に低いことを考慮すると，コンクリートの品質が粗悪であり耐摩耗性が低かったためと考えられる．一方，Y水路においてD_{tr}，U_rの値が最も小さいのは，圧縮強度が36.8N/mm^{2}と最も高いこと，供用年数がさほど長くないこと，流速が小さいために摩耗の進行が緩慢であったことが原因と考えられる．

3.2 水砂噴流摩耗試験機の促進倍率

3.2.1 摩耗深さを用いた検討

健全部の供試体を用いた摩耗試験における平均摩耗深さ

Table 1　水路の詳細および摩耗部の摩耗状況
Details of canals and abrasion levels of abraded part

	供用年数	圧縮強度 (N/mm^2)	最大粗骨材寸法 (mm)	流速 (m/s)	D_{tr} (mm)	D_{er} (mm)	U_r (mm)
H水路	52.5	27.0	20	0.99	3.65	3.71	1.21
I水路	52.0	6.79	40	0.66	7.33	-	1.24
Y水路	35.5	36.8	15	0.68	3.00	-	1.15
K水路	32.0	34.2	20	1.61	4.40	-	1.28

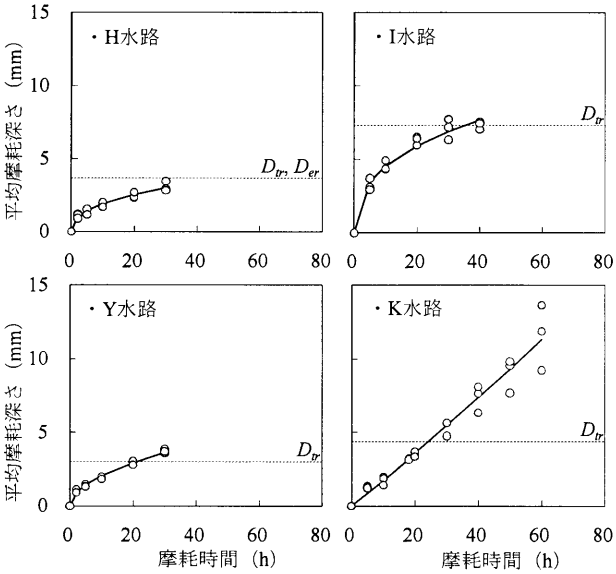


Fig.5　健全部の供試体における平均摩耗深さの経時変化
Progresses of abrasion depth in sound part specimen

の経時変化を**Fig.5** に示す．**Fig.5** を見ると，H水路，I水路，Y水路では試験開始直後に摩耗深さの増加速度が大きく，その後は徐々に小さくなる傾向が確認された．これは，既往の研究によって報告された傾向（石神ら，2005）と同様であり，摩耗時間の経過に伴って露出した粗骨材が摩耗の進行を抑制するためと考えられる．

一方，K水路においては摩耗深さの増加が線形に近くなっており，他の3水路とは異なった傾向を示している．この原因には，モルタル部の強度と粗骨材の強度が同等であったこと，あるいは供用期間中の環境作用によってコンクリートの品質が低下したことが考えられる．水と接触する環境下に置かれたコンクリートでは，カルシウムの溶脱に伴って空隙の増加や微小圧縮強度の低下など組織構造が脆弱化するといった報告（例えば，出口ら，2000；橋本ら，2007）が数多くされている．つまり，本来なら摩耗の進行を抑制する粗骨材がそれを保持するモルタル部の脆弱化によって抜け落ちやすくなり，結果として線形的に摩耗深さが増加したと考えられる．また，乾湿繰り返し作用を受けた場合にセメントペースト部の組織が粗くなるといった報告（青野ら，2006）やK水路の存在する地域においてアルカリ骨材反応による劣化を生じた構造物が多く確認されていることを考慮すると，供用期間中におけるコンクリートの品質低下による影響があったものと考えられる．特に，

Table 2 近似曲線のパラメータおよび促進倍率（摩耗深さを用いた場合）
Parameters and acceleration ratios in the case assessing with the abrasion depth

			D_{tr}あるいはD_{er}に達するまでの摩耗時間（h）		促進倍率（year/h）	
	a	b	D_{tr}まで	D_{er}まで	D_{tr}を用いた場合	D_{er}を用いた場合
H水路	0.757	0.407	47.7	49.8	1.10	1.05
I水路	1.905	0.379	35.0	-	1.48	-
Y水路	0.601	0.530	20.7	-	1.72	-
K水路	0.156	1.047	24.3	-	1.32	-

アルカリ骨材反応はアルカリシリガゲルの吸水膨張によって骨材粒子内部およびその周辺に微視的なひび割れを多数発生させることから，粗骨材の抜け落ちが生じやすくなったものと考えられる．

次に，**Fig.5**における摩耗深さの増加傾向を定量的に表して水砂噴流摩耗試験機の促進倍率を明らかにするため，摩耗深さを式（1）に示す累乗関数で近似した．なお，パラメータaおよびbの値は，近似値と実測値の誤差2乗和が最小となるように決定した．

$$D_a = at^b \tag{1}$$

ここに，D_a：摩耗深さ（mm），t：摩耗時間（h），aおよびb：パラメータである．

各水路におけるパラメータa，bの値を**Table 2**に示す．なお，累乗関数で近似した曲線を**Fig.5**に示している．パラメータbの値を見ると，摩耗深さの増加速度が徐々に小さくなる傾向が見られたH水路，I水路，Y水路では0.379～0.530の1より小さい値を示し，線形に近い形で増加したK水路では1に近い値を示した．H水路，I水路，Y水路の中で最も小さな値であったのはI水路であり，摩耗深さの増加速度が大きく逓減することを示している．これは，使用されている粗骨材寸法が大きいことから摩耗面に対する粗骨材の占める割合が多くなり，それに伴って摩耗の進行が抑制されたためだと考えられる．しかし，パラメータaの値は1.905と他の2水路と比較して非常に大きく，摩耗深さは結果として最も大きくなっている．I水路においてパラメータaの値が大きい理由は，先述したようにコンクリートの品質が粗悪であることなどの影響があると考えられる．

次に，**Table 2**に示したD_{tr}あるいはD_{er}に達するまでの摩耗時間と各水路の供用年数を用い，水砂噴流摩耗試験機の促進倍率を式（2）により算出した．算出結果を**Table 2**に示す．

$$R_d = \frac{P}{t_{da}} \tag{2}$$

ここに，R_d：評価量に摩耗深さを用いた場合の促進倍率（year/h），P：供用年数（year），t_{da}：D_{tr}あるいはD_{er}に達するまでの摩耗時間（h）である．

促進倍率は評価量にD_{tr}を用いた場合で1.10～1.72year/h，D_{er}を用いた場合で1.05year/hであり，水砂噴流摩耗試験機は本研究で対象とした各水路において1年～2年程度の供用で受ける摩耗作用を約1時間で疑似可能であることが明らかとなった．ストックマネジメントを実施するにあたり，経済比較の指標には従来のライフサイクルコストから機能保全コストが用いられるようになっており，機能保全コストを算定する際に想定する期間は特段の事情がない限り事業実施工期+40年とされている（杉山，2008）．すなわち，水砂噴流摩耗試験機を用いれば少なくとも40時間程度の摩耗試験を実施することで，期間中に生じる摩耗を疑似することが可能である．

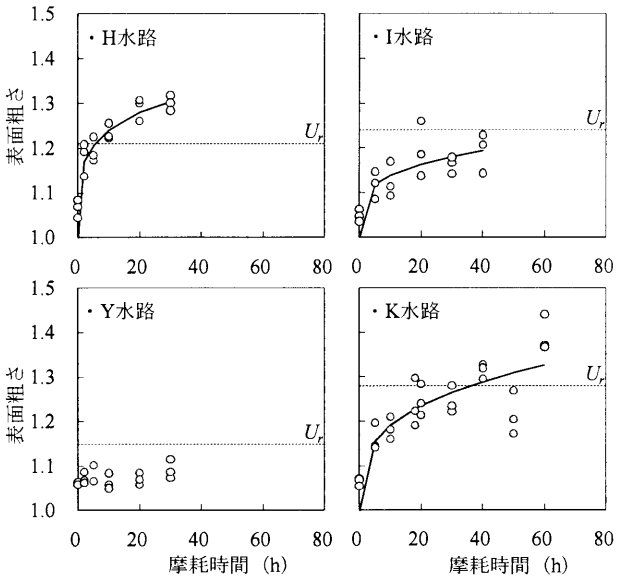


Fig.6 健全部の供試体における表面粗さの経時変化
Progresses of unevenness in sound part specimen

3.2.2 表面粗さを用いた検討

健全部の供試体を用いた摩耗試験における表面粗さの経時変化を**Fig.6**に示す．**Fig.6**を見ると，H水路，I水路，K水路では摩耗深さの結果と同じく試験開始直後に表面粗さの増加速度が大きく，その後は徐々に小さくなる傾向が確認された．これは，摩耗時間が経過するに伴ってモルタル部が逐次消失し，残存した粗骨材との高低差が大きくなることで次第に凹凸が激しくなるためである．一方，Y水路においては表面粗さの値がほぼ一定の値で推移しており，他の3水路とは異なった傾向を示している．摩耗深さの結果（**Fig.5**）で摩耗の進行が確認されていることから，Y水路においては摩耗が進行しても表面粗さが増加しないといった現象が生じており，この原因には最大粗骨材寸法が小さいことが考えられる．つまり，モルタル部において摩耗が進行しても残存した粗骨材との高低差がさほど大きくならず，表面粗さは小さい値のまま推移したと考えられる．

次に，摩耗深さを用いた検討と同様に**Fig.6**における表面粗さの増加傾向を定量的に表し，水砂噴流摩耗試験機の促進倍率を明らかにするため，表面粗さを式（3）で近似した．

$$U_a = at^b \tag{3}$$

ここに，U_a：表面粗さ（-），t：摩耗時間（h），aおよびb：

Table 3　近似曲線のパラメータおよび促進倍率
（表面粗さを用いた場合）
Parameters and acceleration ratios in the case assessing with the unevenness

	a	b	U_rに達するまでの摩耗時間（h）	U_rを用いた場合の促進倍率
H水路	0.146	0.217	5.9	8.85
I水路	0.081	0.237	103.0	0.50
Y水路	-	-	-	-
K水路	0.096	0.299	34.3	0.93

パラメータである．

各水路におけるパラメータ a，b の値を **Table 3** に示す．なお，Y 水路については表面粗さの値がほぼ一定値で推移し，促進倍率を求めることが不可能であったため考察から除外した．パラメータ b の値を見ると，各水路で 0.217～0.299 と比較的近い値を示していることから，表面粗さは各水路において類似した傾向で増加したことが明らかとなった．また，それらの値は **Table 2** に示した摩耗深さの増加傾向を近似した場合のパラメータ b と比較して小さくなっており，表面粗さの増加速度の逓減度合いが摩耗深さの場合よりも大きいことを示している．この理由は，粗骨材が抜け落ちた際に凸部の消失による摩耗面の平滑化が生じ，表面粗さの増加が抑制されたためと考えられる．

次に，**Table 3** に示したU_rに達するまでの摩耗時間と各水路の供用年数を用い，水砂噴流摩耗試験機の促進倍率を式（4）により算出した．算出結果を**Table 3** に示す．

$$R_u = \frac{P}{t_{ua}} \tag{4}$$

ここに，R_u：評価量に表面粗さを用いた場合の促進倍率（year/h），P：供用年数（year），t_{ua}：U_rに達するまでの摩耗時間（h）である．

促進倍率はH水路で 8.85year/h，I水路で 0.50year/h，K水路で 0.93year/hであり，H水路で極端に大きな値を示す結果となった．これは，H水路から採取した摩耗部の供試体において粗骨材の抜け落ちが生じてU_rの値が小さくなり，水砂噴流摩耗試験でU_rに達するまでの時間が評価量に摩耗深さを用いた場合よりも小さく見積もられたためと考えられる．したがって，水砂噴流摩耗試験機の促進倍率は表面粗さを用いた場合よりも，摩耗深さを用いた検討で算出された値の方が信頼性が高いと考えられる．

3.3 摩耗の進行予測

算出した促進倍率を摩耗試験結果（**Fig.5** および **Fig.6**）の摩耗時間へ乗じ，摩耗時間を対応する期間（year）へ換算することで，各水路の実際の供用条件下における摩耗の進行予測を行った．換算した結果を **Fig.7** および **Fig.8** に示す．なお，**Fig.7** および **Fig.8** では摩耗部の供試体による摩耗試験結果を，供試体採取時における供用年数以降のデータとして扱うことで，より長期的な摩耗の進行予測を行っている．また，Y 水路では表面粗さを用いた促進倍率が算出できなかったため，**Fig.8** の Y 水路における表面粗さの進行予測には，摩耗深さを評価量として求めた促進倍率を使用した．**Fig.7** および **Fig.8** を見ると，横軸の値が対応する期間（year）へと換算されていることから，実際の供用条件下における摩耗の進行を直接的に把握することができる．また，横軸の値が供試体を採取した時点の供用年数よりも大きいデータは，供試体採取時以降に生じる摩耗の進行を示していることから，本研究の手法を用いることで摩耗の進行予測が可能となることが明らかとなった．

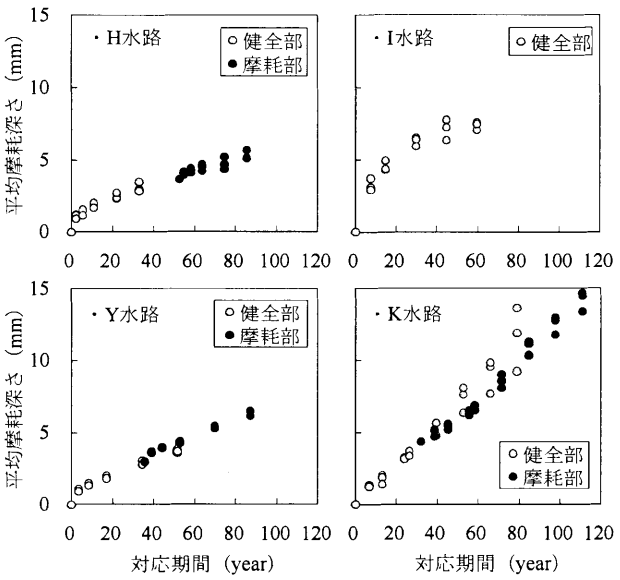


Fig.7　摩耗深さの進行予測
Progress estimations of abrasion depth

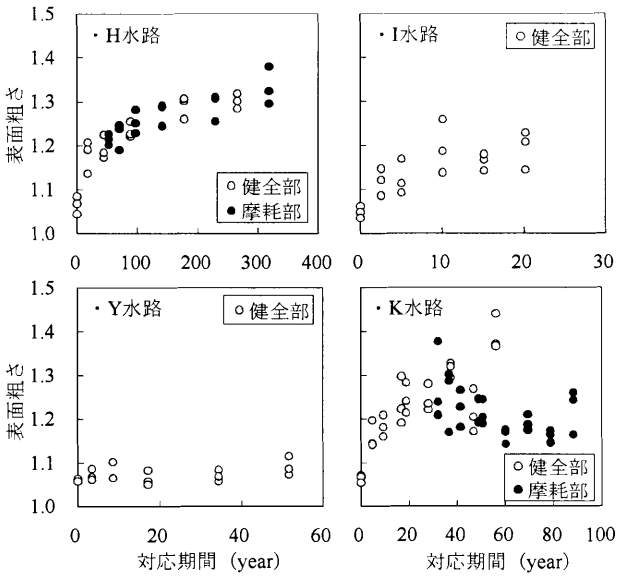


Fig.8　表面粗さの進行予測
Progress estimations of unevenness

ここで，**Fig.7** において摩耗深さの進行を見ると，摩耗深さが対応期間の増加に伴って大きくなっており，供用年数の経過による摩耗の進行を確認できる．機能保全コストを算定する際に想定する期間（40 年）が経過した時点での摩耗深さは，H 水路で約 4mm，I 水路で約 7mm，Y 水路で約 4mm，K 水路で約 5mm であり，こうした値を参考にして余

寿命予測，各種対策およびその実施時期の選定，機能保全コストの算定などを行う必要がある．

次に，**Fig.8** で表面粗さの進行を見ると，H水路，I水路，K水路では対応期間の経過に伴って表面粗さが上昇することが確認でき，促進倍率が非常に大きな値をとったH水路においては約300年後でも表面粗さが上昇傾向にあるといった結果になった．しかし，K水路における結果を見ると，30～40年が経過した時点からやや減少し，その後は上昇・下降を繰返しながら1.20付近で推移している．これは，露出した粗骨材が抜け落ちることによって摩耗面の平滑化が生じたためであり，粗骨材の抜け落ちが生じる程度まで摩耗が進行した以降の表面粗さは一定の値に収束することが明らかとなった．コンクリートの切断面において粗骨材の占める面積率は，コンクリート表面からの距離が使用した粗骨材の最大寸法を超える距離でほぼ一定になるとの報告（佐藤ら，2008）があることから，他の水路においても摩耗深さがその程度まで増加した後，表面粗さは一定の値に収束すると考えられる．また，表面粗さが凹凸度合を示す指標であることを考慮すると，Manning の平均流速公式に用いられる粗度係数も最終的には一定の値に収束すると考えられ，その値が通水に不具合を生じないのであれば，摩耗の進行による表面粗さの上昇は，その水路においては性能上の問題とはならない可能性がある．

4. まとめ

本研究では，農業水利施設で生じる摩耗の評価手法を確立してストックマネジメントの実現へ寄与するため，水砂噴流摩耗試験機の促進倍率について検討を行った．得られた知見を以下に示す．

(1) 実際に供用中の構造物から採取した供試体の摩耗試験結果から摩耗試験機の促進倍率を明らかにすることで，当該構造物に対する摩耗の進行予測が可能である．
(2) 本研究で対象とした各水路に対する水砂噴流摩耗試験機の促進倍率は，評価量に頂点法による摩耗深さD_{tr}を用いた場合で 1.10～1.72year/h，延長法による摩耗深さD_{er}を用いた場合で1.05year/h，表面粗さU_rを用いた場合で0.50～8.85year/hであった．
(3) コンクリートはモルタル部が先行して摩耗するため，摩耗の進行に伴って表面粗さが上昇する．しかし，ある程度まで摩耗が進行した後は一定の値に収束する．

なお，K水路の摩耗試験結果で摩耗深さの増加傾向が他の水路と異なった理由については明らかにできていないため，今後その要因について解明する必要がある．

謝辞：本研究の遂行にあたり，多大なるご協力を頂いた島根大学施設機能工学研究室専攻生の井　周平氏，牛尾康二氏，冨山和城氏，西村強志氏，溝上辰弥氏，鎌田雄晃氏，土屋拓万氏，宮下朋也氏に深く感謝を致します．また，論文を執筆するにあたり様々な助言を頂いた島根大学の野中資博教授および鳥取大学の緒方英彦准教授に深謝の意を表します．

引用文献

青野義道，松下文明，柴田純夫，浜　幸雄（2006）：乾湿繰り返しが及ぼすコンクリートの耐凍害性への影響とその劣化メカニズムに関する研究，日本建築学会構造系論文集，**607**，15-22.

出口　朗，増田良一，斉藤裕司（2000）：約80年間水と接していたコンクリートの変質状態，セメント・コンクリート論文集，**54**，174-179.

橋本勝文，大即信明，松土真也，西田孝弘（2007）：モルタルからのCaの溶脱に伴う化学的変質及び物理的変質に関する基礎的研究，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，**7**，361-368.

堀口　敬（1993）：コンクリートの摩耗に関する研究の現状，コンクリート工学，**31**(10)，17-25.

石田知子（2007）：水理構造物のコンクリートの摩耗評価に関する試験方法の現状，コンクリート工学，**45**(3)，50-54.

石神暁郎，森　充広，渡嘉敷勝，増川　晋（2005）：農業用水路コンクリートに生じる摩耗現象と促進試験方法に関する検討，コンクリート工学年次論文集，**27**(1)，805-810.

石神暁郎（2008）：農業用コンクリート水路における補修工法および工法評価手法に関する研究，鳥取大学大学院博士論文，49-92.

佐藤周之，緒方英彦，野中資博，服部九二雄（2008）：コンクリート水路における骨材露出の評価に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，**30**(1)，699-704.

杉田英明，永松武教，大和竹史（1986）：小水力ダムコンクリートの耐摩耗性評価に関する一考察，第8回コンクリート工学年次講演会論文集，885-888.

杉山一弘（2008）：農業水利施設のストックマネジメントのあゆみと今後の展望，農業農村工学会誌，**79**(3)，11-14.

豊福俊英（1990）：炭素繊維補強コンクリートの衝撃・掃流作用に対する摩耗特性，コンクリート工学年次論文報告集，**12**(1)，1245-1250.

〔2009．6．8.受稿，2010．1．26.閲読了
〔この研究論文に対する公開の質疑あるいは討議(4,000字以内，農業農村工学会論文集編集委員会あて)は，2010年10月24日まで受付けます．〕

Accelerated Erosion Rate of Concrete by Abrasive Jet

UENO Kazuhiro*, NATSUKA Isamu** and ISHII Masayuki**

* *National Institute for Rural Engineering,*
2-1-6 Kannondai, Tsukuba, Ibaraki 305-8609, JAPAN
** *Faculty of Life and Environmental Science, Shimane University,*
1060 Nishikawatsu, Matsue, Shimane 690-8504, JAPAN

Abstract

The acceleration ratio of the abrasion tester using water jet with sand was investigated to enable the progress estimation of abrasion which is needed to the asset management. The abrasion test was executed by using specimens taken from the sound part of concrete canals, and the results are compared with the abraded specimens from submerged part of the identical canals. Then, the acceleration ratio was calculated from the service period and the test duration needed to achieve the similar abrasion on the sound specimen. As a result, the acceleration ratio was 1.05-1.72y/h in the case assessing with the abrasion depth, and 0.50-8.85y/h in the case with the unevenness. The progress of abrasion could be estimated by using the calculated acceleration ratio. Moreover, it was confirmed that the unevenness converged at constant value while the abrasion depth kept increasing with service period.

Key words : *Abrasion test, Acceleration ratio, Abrasion depth, Unevenness, Progress forecast of abrasion*

農業農村工学会論文集
Trans. of JSIDRE
No. 260, pp. 95 ~ 100 (2009. 4)

複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料が有するひび割れ分散性の漏水量低減効果

上野和広* 長束 勇** 石井将幸**

* 鳥取大学大学院連合農学研究科，〒680-8553 鳥取県鳥取市湖山町南 4-101
** 島根大学生物資源科学部，〒690-8504 島根県松江市西川津町 1060

要 旨

機能低下したコンクリート水路では，その機能の回復を図るために補修工法が適用され始めている．しかし，ひび割れ上に敷設された補修材料には，ひび割れ幅の変動に起因した割れが生じ，再び機能低下する可能性が高い．本研究では，そうした補修後における機能低下を防止するため，補修材料にひび割れが発生した場合においても要求性能を確保するための材料として複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料（HPFRCC）に着目した．HPFRCC およびモルタル供試体にひび割れを発生させ，透水試験を行った結果，ひび割れ分散性を有する HPFRCC からの漏水量はモルタルと比較して大きく低減することが明らかとなった．また，ひび割れ幅が小さい場合には漏水量が徐々に減少し，水密性が回復することが確認された．

キーワード： 複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料，ひび割れ分散性，Hagen-Poiseuille の法則，透水試験，自己修復性

1. はじめに

建設から相当な年月が経過したコンクリート水路では，ひび割れの発生による劣化因子の侵入促進および漏水の発生や，モルタル部分の先行した摩耗による粗度係数の悪化など機能低下が問題となっている．近年，こうした水路には表面被覆工法や断面修復工法といった補修工法が適用され始めており，低下した機能の回復および向上が図られている．コンクリート水路に対する補修工法には対象とする変状によって各種の性能が要求され，またそれは供用期間を通して発揮され続けることが求められる．しかし，長く薄いコンクリート版から構成されるコンクリート水路では，水路躯体に発生したひび割れの幅が温度変化に伴って多頻度で大きく変動することが確認されていることから（上野ら，2008），その上部へ適用した補修材料にはひび割れが発生する可能性が高く，再び機能低下を生じることが懸念される．そのため，補修工法には上述した性能に加え，ひび割れ幅の変動に抵抗する性能（ひび割れ追従性）が要求される．既刊の設計施工指針案では，ひび割れ追従性を評価する指標の例として伸び能力および疲労特性が挙げられていることから（土木学会，2005），ひび割れ幅の変動に追従し補修材料のひび割れの発生を防ぐには，高い伸び率を有する柔軟な材料が有効と考えられる．ところが，一般にそうした材料は摩耗作用に対する抵抗性が低い場合が多く，流水および混入土砂による摩耗作用を受けるコンクリート水路に適用可能な工法・材料の開発には至っていない．

そこで，補修材料にひび割れが発生した後においても補修材料に求められる性能を確保するための材料として複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料（High Performance Fiber Reinforced Cement Composite：HPFRCC）に着目し，その有効性について検討した．HPFRCC とは，モルタル中に繊維を分散させることにより，高い靭性を付与したセメント系材料である．また，初期ひび割れが拡大し，そのまま破壊に至るような脆性的破壊を示す一般的なセメント系材料とは異なり，初期ひび割れ発生後も混入された繊維がひび割れを架橋して応力を伝達することから，引張変形の増加に伴ってひび割れ幅が拡大するのではなく，微細なひび割れが多数発生する（ひび割れ分散性）材料である（土木学会，2007）．

こうした特性を有する HPFRCC は，補修材料として適用された後にひび割れが発生しても，水密性および劣化進行の防止といった補修材料に求められる性能を維持できる可能性が高い．これは，Hagen-Poiseuille の法則に基づいたひび割れからの透水量はひび割れ幅の 3 乗に比例することから，ひび割れ幅を抑制することによる漏水量の低減効果は大きく，また，劣化因子の浸入抑制効果も期待できるからである．本研究では，割裂によってひび割れを発生させた HPFRCC 供試体の透水試験を行い，ひび割れ分散性による漏水量低減効果について検討した．

2. ひび割れ分散性による漏水量低減効果

粘性の小さい液体が 2 枚の板の間の狭い間隙を流れる

際，その流れは層流になる．そのため，ひび割れ内部における流れはHagen-Poiseuille流れになると考えられ，この流れにおける透水量は式(1)で与えられる（土木学会，2002）．

$$Q_{cjd}=\frac{\gamma_w}{12a\mu_w}bw^3\frac{h}{L} \quad (1)$$

ここに，Q_{cjd}；ひび割れからの漏水量（m^3/s），γ_w：水の単位重量（N/m^3），a：ひび割れの部材内部での曲がりやひび割れの表面粗さの影響を考慮する係数，μ_w：水の粘性係数（Pa・s），b：ひび割れの長さ（m），w：ひび割れ幅（m），h：水頭差（m），L：透水経路長（m）である．

式(1)では，ひび割れからの漏水量がひび割れ幅の3乗に比例しており，ひび割れ幅を抑制することによる漏水量低減効果を理論的に示している．すなわち，HPFRCCはひび割れ分散性に伴うひび割れ幅抑制効果によって，ひび割れ発生後においても水密性等の性能が維持できる可能が高いと考えられる．

3. 実験方法

HPFRCCの有するひび割れ分散性が，漏水量低減に及ぼす効果を透水試験により評価した．以下にその内容を示す．

3.1 供試体概要

HPFRCCは現場での施工性を向上させるため，吹付け施工システムが開発されており（関田ら，2001），円滑な施工が可能となっている．そこで，本研究では現場での施工条件に合わせ，吹付けにより作製したHPFRCCを供試体として用いた．**Table 1**に示す配合のHPFRCCを用い，φ100mm×30mmの円盤型供試体を湿式吹付け方式で厚み方向へ吹付けることにより作製した．使用した繊維は，有機系の高強度ビニロン繊維であり，繊維長12mm，繊維径0.04mm，引張強度1,600N/mm²，配合割合は体積率で2.0%である．また，HPFRCCの漏水量低減効果を他のセメント系材料と比較するため，セメント，細骨材，水の重量比が1：2.5：0.6のモルタルで供試体を作製した．供試体形状はHPFRCCと同様である．なお，試験を実施した時の材齢は，いずれも28日以上である．

3.2 ひび割れの導入

本研究では，割裂により供試体にひび割れを導入した．載荷速度は，現有の耐圧試験機で設定可能な速度の中で最も緩やかな0.06N/(mm²・s)とした．

HPFRCCへのひび割れの導入は，供試体中央部に変位計（感度：約2,000×10⁻⁶/mm，標点距離：50mm）を設置し，その変位計が設定した目標変位量を示すまで割裂を継続することにより行った．しかし，除荷後の供試体において，ひび割れを架橋した繊維の弾性による変位の回復が生じ，割裂時に示した最大変位量が供試体に残留した変位量と等しくならないことが確認された．そこで，供試体にコンタクト・ミクロン・ストレーンゲージ（精度：0.001mm）用の標点を取り付け，割裂の前と後（除荷後）の変位量を測定し，両者の変化量から供試体に残留した変位量（以後，残留変位量と呼ぶ）を求めた（**Fig.1**）．設定した目標変位量は，0.1mm，0.2mm，0.4mmの3ケースであり，それぞれ3体の供試体を割裂し，ひび割れを導入した．

Table 1 HPFRCCの配合
Mix proportion of HPFRCC

水結合材比 W/B(%)	砂結合材比 S/B(%)	単位水量 W(kg/m³)	繊維体積率 Vf(%)
32.0	41.3	360.0	2.0

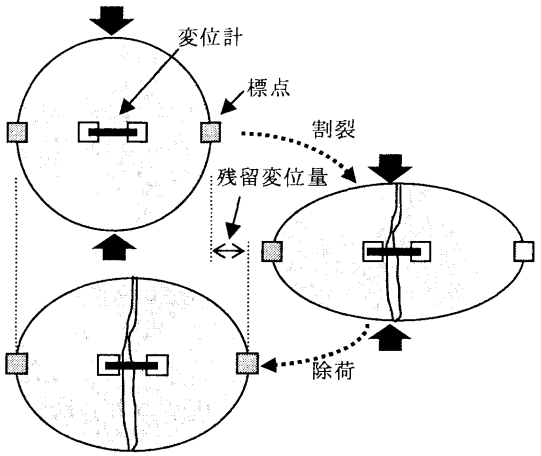


Fig.1 HPFRCCへのひび割れ導入方法
Method of causing crack in HPFRCC

モルタル供試体については，割裂により二分した供試体間に厚さ0.1mmのナフロンテープを所要の枚数挟むことによってひび割れ幅を調節した．

次に，ひび割れの測定方法について示す．供試体を割裂方向に10分割した際の分割線（11本）とひび割れが交差した点およびひび割れの先端において，ひび割れ幅および交差位置の座標（供試体の中心を原点とする）を測定した（後掲の**Fig.2**参照）．ただし，供試体の縁部7mmの範囲は，透水試験を行う際に止水用のパッキンが接触するため，ひび割れの計測から除外した．以上のように測定した結果から，式(1)においてひび割れが関係する箇所の値bw^3（以後，ひび割れ定数と呼ぶ）を式(2)により求めた．

$$bw^3=\sum_{i=1}^{n}\left[\sum_{j=2}^{11}\left\{\left(\frac{w_{j-1}+w_j}{2}\right)^3\times b_j\right\}\right]_i \quad (2)$$

$$b_j=\sqrt{(x_j-x_{j-1})^2+(y_j-y_{j-1})^2} \quad (3)$$

ここに，n：供試体の片面に発生したひび割れ本数，j：分割線の番号，w_j：j番目の分割線とひび割れの交差位置のひび割れ幅（mm），b_j：j-1番目の分割線とひび割れの交差位置からj番目の分割線とひび割れの交差位置までのひび割れ長さ（mm），x_j：j番目の分割線とひび割れの交差位置のx座標（mm），y_j：j番目の分割線とひび割れの交差位置のy座標（mm）である．

3.3 透水試験方法

本研究で採用した透水試験は，アウトプット法による定水位透水試験である．水頭差は一般的なコンクリート水路における水深を参考に 1.0m とした．漏水量は供試体からの流出水を電子はかり上へ設置した容器へ滴下させ，その重量から算出した．漏水量の測定は，試験の開始から 10 分後，30 分後，60 分後に行い，その後の測定頻度は 1 時間に 1 度とした．

4. 結果と考察

4.1 ひび割れ発生状況

割裂により導入したひび割れの発生状況の一例を **Fig.2** に示す．**Fig.2** を見ると，HPFRCC に多数のひび割れが発生していることから，割裂引張試験によって HPFRCC のひび割れ分散性を発揮させ，その評価を行うことが可能と考えられた．また，ひび割れの測定結果を **Table 2** および **Table 3** に示す．HPFRCC において最もひび割れ数が多かったのは H04-1 であり，その数は表面で 8 本，裏面で 14 本であった．一方，モルタルはひび割れ分散性を持たないことから脆性的な破壊を示し，ひび割れ数は全て 1 本である．

次に，HPFRCC における割裂時最大変位量と残留変位量を見ると，HPFRCC の残留変位量は全てにおいて割裂時最大変位量よりも小さく，ひび割れを架橋した繊維の弾性による変位量の回復を確認することができる．割裂時最大変位量が大きいほど変位量の回復度合は小さくなっており，これは変位量の増大に伴って繊維の滑りや伸び，あるいは破断が進行したためと考えられる．なお，H02-1 の残留変位量については，その値がマイナスを示し，測定ミスと考えられたため，考察から除外した．

ここで，各供試体に生じた変位量と平均ひび割れ幅 w の関係を **Fig.3** に示す．なお，HPFRCC において変位量に用いたのは残留変位量であり，モルタルでは平均ひび割れ幅である．**Fig.3** を見ると，モルタルでは変位量の増加に伴いひび割れ幅が大きく拡大するのに対し，HPFRCC ではほとんど拡大せず，狭く抑えられることを確認できる．これは，HPFRCC がひび割れ分散性を発揮したためであり，変位量を増加させるエネルギーが新たな微細ひび割れの発生に使われた結果と考えられる．HPFRCC における平均ひび割れ幅は，最大でも 0.028mm であり，ひび割れ分散性によるひび割れ幅抑制効果は非常に大きい．一方，モルタルはひび割れ分散性を有さないため，変位量が増加するとひび割れ幅の拡大へと直結する．

さらに，変位量とひび割れ長さの関係は **Fig.4** のよう

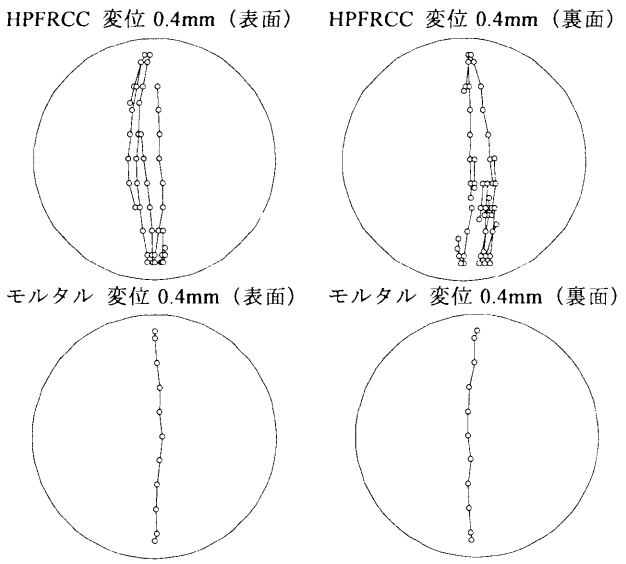


Fig.2 ひび割れ発生状況の一例
One example of cracked specimen

Table 2 HPFRCC のひび割れ発生状況
Measurement results of cracks in HPFRCC specimens

目標変位量		0.1mm	0.1mm	0.1mm	0.2mm	0.2mm	0.2mm	0.4mm	0.4mm	0.4mm
供試体名		H01-1	H01-2	H01-3	H02-1	H02-2	H02-3	H04-1	H04-2	H04-3
割裂時最大変位量(mm)		0.119	0.103	0.107	0.201	0.202	0.211	0.413	0.412	0.406
残留変位量(mm)		0.026	0.023	0.013	-	0.057	0.112	0.247	0.167	0.164
ひび割れ本数	表面	5	3	8	1	2	4	8	6	3
	裏面	3	3	1	1	3	4	14	5	3
最大ひび割れ幅(mm)		0.026	0.024	0.030	0.024	0.033	0.080	0.095	0.043	0.080
平均ひび割れ幅(mm)		0.010	0.007	0.005	0.017	0.020	0.028	0.025	0.021	0.024
ひび割れ長さ(mm)	表面	244.0	151.0	228.8	86.3	89.2	186.7	317.6	221.4	172.3
	裏面	114.8	106.2	87.0	86.5	139.8	168.0	307.8	162.0	136.8
	平均	179.4	128.6	157.9	86.4	114.5	177.4	312.7	191.7	154.5

Table 3 モルタルのひび割れ発生状況
Measurement results of cracks in mortar specimens

目標変位量		0.1mm	0.1mm	0.1mm	0.2mm	0.2mm	0.2mm	0.4mm	0.4mm	0.4mm
供試体名		M01-1	M01-2	M01-3	M02-1	M02-2	M02-3	M04-1	M04-2	M04-3
ひび割れ本数	表面	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	裏面	1	1	1	1	1	1	1	1	1
最大ひび割れ幅(mm)		0.037	0.040	0.028	0.133	0.133	0.133	0.320	0.320	0.347
平均ひび割れ幅(mm)		0.021	0.021	0.021	0.080	0.082	0.083	0.172	0.174	0.178
ひび割れ長さ(mm)	表面	86.3	86.3	86.9	86.5	86.4	86.0	86.4	86.8	86.0
	裏面	86.2	87.2	88.0	86.4	87.0	86.8	86.5	86.3	86.8
	平均	86.3	86.7	87.5	86.5	86.7	86.4	86.5	86.5	86.4

になる．HPFRCCは多数の微細ひび割れが発生したため，ひび割れは全ての変位量においてモルタルよりも長い．したがって，式（1）におけるひび割れ長さ b の値が大きくなることから，この点に関しては，漏水量の増加方向へ影響することになる．しかし，先に示したひび割れ幅の抑制効果と併せて考えた場合，ひび割れ幅は3乗された値で漏水量に影響することから，結果的には漏水量は低減すると考えられる．

そこで，ひび割れからの漏水量に直接的に影響を与えるひび割れ定数（bw^3）の値を算出し，HPFRCCとモルタルで比較した．表面と裏面のそれぞれについて求めて平均をとった値と各供試体における変位量との関係を **Fig.5** に示す．HPFRCCとモルタルでひび割れ定数の値は大きく異なっており，その差は変位量の増加によって著しく拡大する．これは，ひび割れ定数とひび割れ長さが比例関係にあるのに対し，ひび割れ幅の場合はその3乗された値と比例関係にあるためである．すなわち，ひび割れが2本に分かれ，ひび割れ長さが2倍になった場合，ひび割れ幅は1/2の3乗となるため，ひび割れ定数の値は結果的に1/4になる．この低減効果は，ひび割れの発生数が多いほど大きい．変位量の値が同程度であるH04-2,3およびM04-1,2,3でひび割れ定数の値を比較したところ，HPFRCCの値はモルタルの約1/130となった．

4.2 透水試験結果

HPFRCCの透水試験結果を **Fig.6** に，モルタルの透水試験結果を **Fig.7** に示す．**Fig.6** および **Fig.7** を見ると，ひび割れ幅の測定結果から予測されたように，HPFRCCからの漏水量はモルタルと比較して非常に少なく，HPFRCCのひび割れ分散性による漏水量低減効果が確認された．各供試体における変位量と透水試験開始10分後の単位時間あたり漏水量（初期漏水量）の関係は **Fig.8** に示すとおりであり，同程度の変位量であってもHPFRCCとモルタルでは漏水量が大きく異なっている．変位量の値がほぼ等しいH04-2,3およびM04-1,2,3で比較すると，HPFRCCからの漏水量はモルタルの約1/46であり，HPFRCCの高い漏水量低減効果が明らかとなった．しかし，HPFRCCのひび割れ定数がモルタルの約1/130であったことを考慮すると，HPFRCCからの漏水量はひび割れ定数から予測するよりも多く生じたことになる．これは，HPFRCCが高靭性を有することから，ひび割れを導入する際の割裂時にモルタルより長く引張作用を受け，その結果，供試体の組織自体に緩みが生じ，ひび割れ以外からの漏水が生じたためと考えられる．また，HPFRCCに発生するひび割れが微細であるため，ひび割れ計測時に確認されなかったひび割れが存在し，そのひび割れからの漏水が生じたことも漏水量が増加した一因と考えられる．

ここで，**Fig.6** においてHPFRCCからの漏水量の経時変化を見ると，全てのグラフにおいて時間の経過に伴う漏水量の減少を確認することができる．しかし，同様の

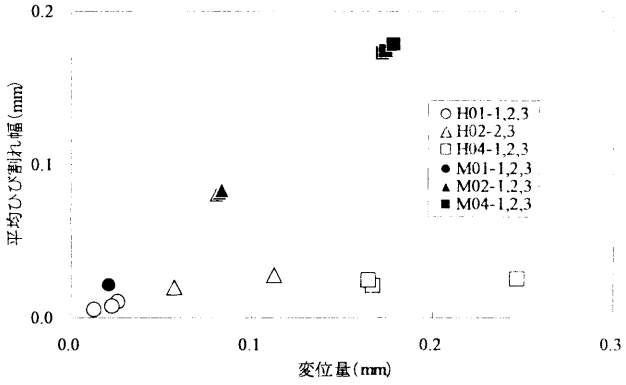


Fig.3 変位量とひび割れ幅の関係
Relationship between the displacement and the crack width

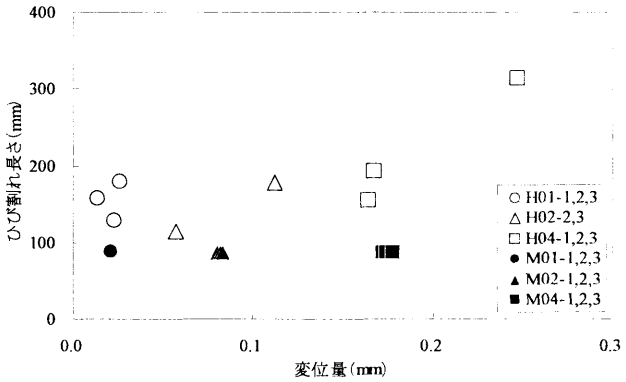


Fig.4 変位量とひび割れ長さの関係
Relationship between the displacement and the crack length

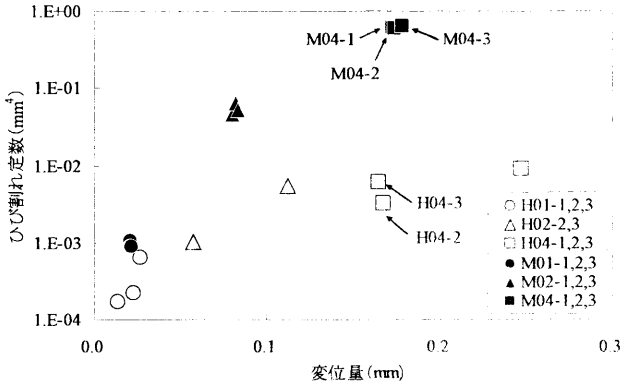


Fig.5 変位量とひび割れ定数の関係
Relationship between the displacement and the crack constant

傾向は **Fig.7** におけるM01-1,2,3のモルタル供試体にも見られ，HPFRCCに限られた現象では無い．したがって，この水密性の回復はセメント系材料に特有の自己修復性の発揮，あるいは割裂時に発生した微細な供試体片がひび割れに目詰まりを生じさせたフィルター効果によるものと考えられる．しかし，M02-1,2,3およびM04-1,2,3ではそういった傾向を確認することはできず，試験開始時から終了時までほぼ一定の漏水量を示している．これより，自己修復性およびフィルター効果の発揮にはひび割れ幅の影響が示唆されたため，式(4)により水密性回復率 R を求め，ひび割れ幅との関係を確認した．

$$R = \frac{L_i - L_{24}}{L_i} \times 100 \tag{4}$$

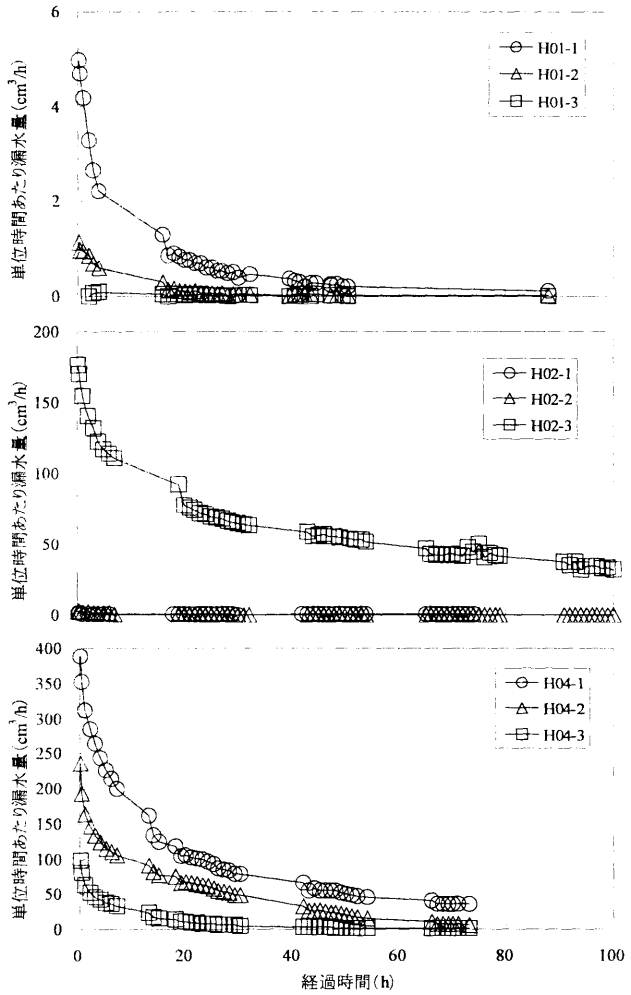


Fig.6　HPFRCC の透水試験結果
Leakage from HPFRCC specimens

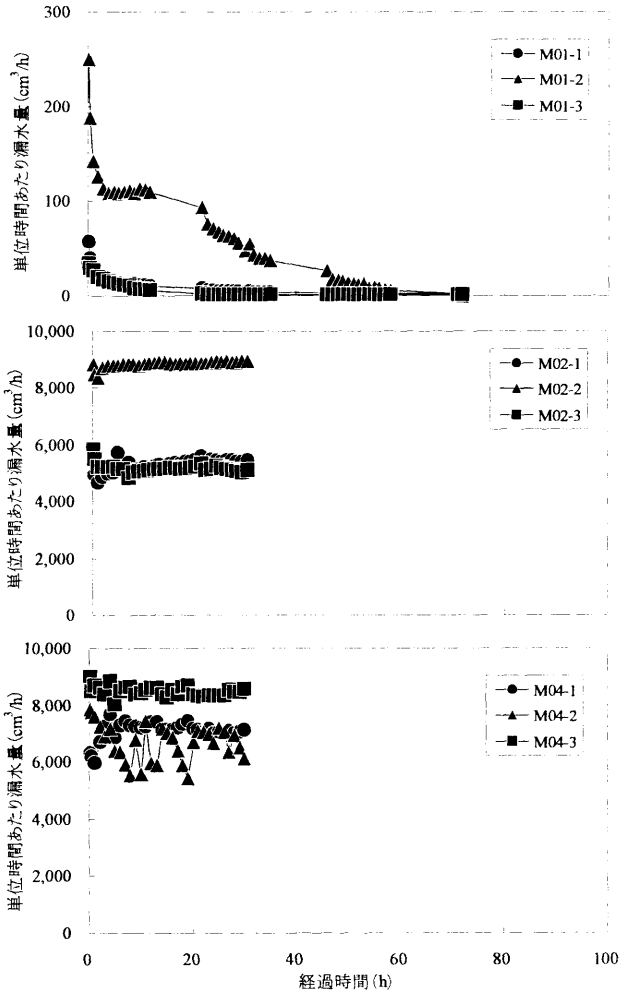


Fig.7　モルタルの透水試験結果
Leakage from mortar specimens

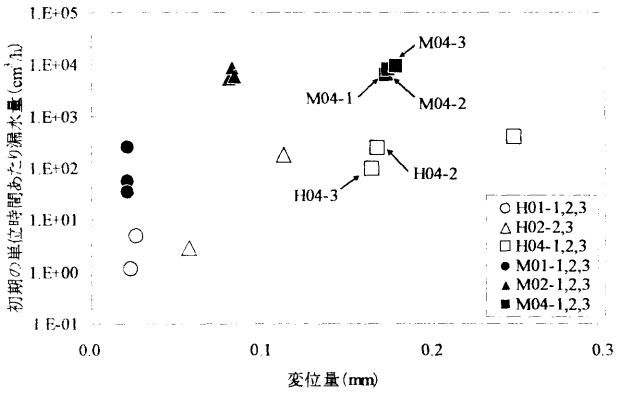


Fig.8　変位量と初期漏水量の関係
Relationship between the displacement and the initial leakage

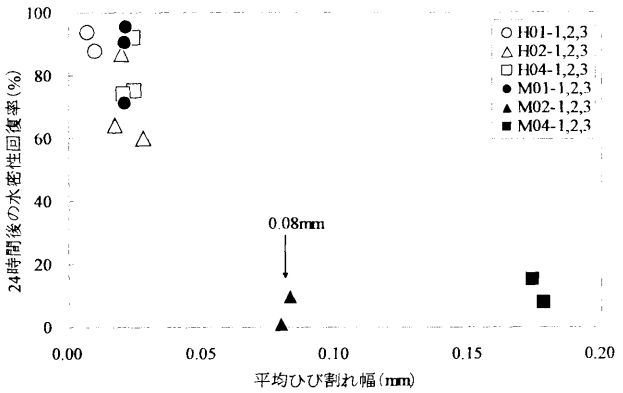


Fig.9　平均ひび割れ幅と水密性回復率の関係
Relationship between the crack width and the ratio of recovery

ここに，R：24 時間後における水密性回復率（%），L_i：初期漏水量（cm³/h），L_{24}：試験開始 24 時間後の単位時間あたり漏水量（cm³/h）である．

水密性回復率と平均ひび割れ幅の関係を **Fig.9** に示す．**Fig.9** を見ると，ひび割れ幅が小さいほど水密性回復率が高いことを確認することができる．これは，ひび割れが一旦して漏水が生じたとしても，そのひび割れ幅が小さい場合には低下した水密性を自ら回復することが可能であることを示している．すなわち，ひび割れ分散性を有し，発生するひび割れ幅を小さく抑制することが可能な HPFRCC は，ひび割れ発生後における水密性の回復についても優位性が高いことが明らかとなった．また，**Fig.9** においてひび割れ幅が約 0.08mm 以上のデータを見ると，水密性回復率が非常に低くなっていることが確認できる．これより，ひび割れ幅が約 0.08mm 以上になると，水密性の回復はほとんど見込めないことが明らかとなった．

5. まとめ

本研究では，ひび割れが発生した後においても補修材料に求められる性能を確保するための材料としてHPFRCCに注目し，その有効性を透水試験により評価した．得られた知見を以下に示す．

1. HPFRCCにひび割れが発生した際の残留変位量は，ひび割れを架橋した繊維の弾性により変位量が回復し，割裂時最大変位量よりも小さくなる．変位量の回復度合は，割裂時最大変位量が大きいほど小さい．
2. HPFRCCはひび割れ分散性を発揮するため，ひび割れの総延長はモルタルよりも長くなる．しかし，ひび割れ幅はモルタルと比較して非常に小さくなるために，HPFRCCのひび割れ定数（bw^3）はモルタルと比較して非常に小さくなる．
3. 微細なひび割れが多数発生するHPFRCCは，ひび割れ分散性の発揮によって，ひび割れからの漏水量を大きく低減する．
4. ひび割れ幅が小さい場合，自己修復性あるいはフィルター効果によって水密性が回復することが確認された．また，水密性回復率はひび割れ幅が小さいほど高くなる傾向を示したため，微細なひび割れが発生するHPFRCCのさらなる優位性が明らかとなった．
5. 本実験条件下における水密性の回復は，ひび割れ幅が0.08mmを超えた場合ほとんど望めない．

謝辞：本研究の遂行にあたり，多大なるご協力を頂いた島根大学施設機能工学研究室専攻生の蜂谷稔治氏，荒木直子氏，陳星氏，原　武氏に深く感謝を致します．また，論文を執筆するにあたり，様々な助言を頂いた鳥取大学の緒方英彦准教授に深謝の意を表します．

引用文献

土木学会（2002）：2002年制定コンクリート標準示方書［施工編］，32-33.

土木学会（2005）：コンクリートライブラリー119表面保護工法設計施工指針（案），24-25.

土木学会（2007）：コンクリートライブラリー127複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針（案），1-4.

関田徹志，斉藤　忠，坂田　昇，平石剛紀（2001）：PVA繊維を用いた高靭性FRCによる吹付け補修材料の基礎特性，コンクリート工学年次論文集，23-1，475-480.

上野和広，長束　勇，野中資博，石井将幸（2008）：コンクリート水路のひび割れ補修材料に必要な伸び性能，農土論集，**254**，59-66.

〔2008．12．17．受稿，2009．3．5．閲読了〕
〔この研究報文に対する公開の質疑あるいは討議(4,000字以内．農業農村工学会論文集編集委員会あて)は，2009年10月21日まで受付けます．〕

Leakage Reduction Effect by Multiple Cracking Feature of High Performance Fiber Reinforced Cement Composite

UENO Kazuhiro*, NATSUKA Isamu** and ISHII Masayuki**

* *The United Graduate School of Agricultural Science, Tottori University,*
4-101 Koyama-Minami, Tottori, Tottori, 680-8553, JAPAN
** *Faculty of Life and Environmental Science, Shimane University,*
1060 Nishikawatsu, Matsue, Shimane, 690-8504, JAPAN

Abstract

In a kind of concrete canal, repair materials are applied for recovery of the deteriorated functions. However, due to the re-cracking of the repair material caused by the fluctuations of the crack width, there is a great possibility that the functional deterioration reoccurs after the repair. In this research, High Performance Fiber Reinforced Cement Composite (HPFRCC), which has multiple cracking feature, was evaluated as a repair material to prevent the functional deterioration after the repair. HPFRCC and mortar specimens were cracked and examined by permeability test. As a result, it was clarified that the leakage from the HPFRCC specimen was very little compared with the leakage from the mortar specimen. Moreover, it was confirmed that the leakage from the narrow cracks were gradually decreased.

Key words : *High Performance Fiber Reinforced Cement Composite, Multiple cracking feature, Hagen-Poiseuille law, Permeability test, Self healing*

農業土木学会論文集
Trans. of JSIDRE
No. 249, pp. 31 ～ 37 (2007.6)

ゴム弾性を活用した水路目地補修工法の開発

長束　勇*　渡嘉敷勝**　森　充広**　石神暁郎***

*島根大学生物資源科学部（前（独）農業工学研究所），〒690-8504　島根県松江市西川津町 1060
**（独）農業・食品産業技術総合研究機構　農村工学研究所，〒305-8609　茨城県つくば市観音台 2-1-6
***ショーボンド建設株式会社，〒305-0003　茨城県つくば市桜 1-17

要　旨

既設コンクリート躯体を活用して水路を更新しようとする場合，目地部における効果的な漏水防止補修技術が必要となる．筆者らは，合成ゴムの有する高弾性に着目し，目地材の断面形状を工夫することにより，目地機能の安定性・持続性，目地補修の省力化が可能な工法開発を進めている．多様な断面形状の目地材について目地挿入完了時および最大圧縮変形時の応力状態を FEM 解析により調べたところ，適切な空隙量を有する中空リム構造とすれば，目地が伸縮しても目地材の水路側表面には引張応力が発生しないことが判明した．一般にゴムが引張された状態では大気中のオゾンによる劣化を受けるが，オゾンにさらされる目地の水路側表面は常に圧縮応力状態に維持されることから，高耐久性が期待できると考えられる．

キーワード：水路，目地，補修，合成ゴム，FEM，オゾン劣化

1. はじめに

水利施設の更新を事業目的とする幾つかの国営土地改良事業全体実施設計地区あるいは事業着工地区において筆者らが行った現地調査によると，水路目地材の劣化や欠損により漏水が発生し，水路の水利用機能が著しく損なわれている事例が多く見受けられる（**Fig.1**）．従来，このような状況において，現状のコンクリート水路躯体そのものには補修や補強を必要とする変状がみられない場合，あるいは水路躯体を補修すれば既設躯体を活用できる場合には，目地部近傍の躯体を取り壊して止水板を再設置し躯体の部分再打設を行うといった方法（**Fig.2**）や，また近年では，劣化した目地材を取り除いてセメント系モルタル材や弾性シーリング材を充填するといった比較的簡易な方法，あるいは FRP 板などの材料により目地部全体を被覆する方法などにより補修されている．しかし，これらの補修方法では，躯体の温度変化による伸縮に補修目地材が追従できず再損傷を生じる事例（石神ら，2006）もあることから，目地機能の安定性・持続性，さらには目地補修の省力化が可能な工法開発が望まれている．

そこで，筆者らは，前（独）農業工学研究所が 30 数年にわたって研究開発を行ってきたジオメンブレンを用いた表面遮水工法における知見（長束，1999）と，共同研究の相手方である民間会社が開発した高弾性ゴムとエポキシ樹脂との組み合わせによるゴムの残留応力を利用した目地止水工法（以降，残留応力目地工法と呼ぶ）の施工経験（小俣ら，2004）に基づき，新たな水路目地補修工法（以降，応力機能目地工法と呼ぶ）の開発を進めている（長束ら，2006）．その特長は，目地が伸縮しても高弾性ゴムを使用した目地材の水路側表面には引張応力が発生しないこと，かつ残留応力目地工法における接着剤固化待ちという工程を省略できることである．なお，前者の高耐久性は，一般にゴムが引張された状態では大気

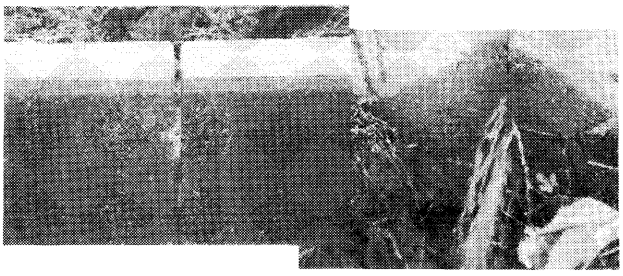


Fig.1　目地材の欠損と目地部からの漏水
Defect of joint filler and water leakage through the joint of canal

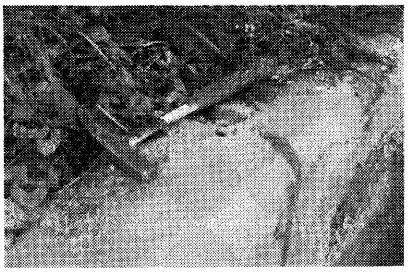


Fig.2　目地部補修の例
Example of repair for joint of canal

中のオゾンによる劣化を受けるが，オゾンにさらされる目地の水路側表面は常に圧縮応力状態に維持される断面形状を数値解析で追求した結果により得られた性能である．

本論は，応力機能目地工法の開発の背景と目地に使用した材料の選定理由を述べた上で，多様な断面形状の目地の挿入完了時および最大圧縮変形時の応力状態をFEM解析により調べ，目地が伸縮しても目地材の水路側表面には引張応力が発生しない断面形状の決定方法を論じたものである．

2. 新しい目地補修工法開発の背景

2.1 目地補修工法開発の必要性

Fig.3 は，中国四国農政局が四国地方において全体実施設計中であるA地区管内の3幹線水路（総延長10,180m，重力式無筋コンクリート擁壁型水路）について，所管の調査管理事務所が目地の状況と側壁のひび割れ状況を調べた結果を整理したものである．なお，それぞれのランクⅠ，Ⅱ，Ⅲの劣化状況区分指標は，**Table 1** のとおりとされている．この調査結果によれば，A地区では，ひび割れ評価がランクⅠと判定された総延長のうち，その74.7%が目地状況評価ではランクⅢと判定されていることから，側壁に補修を要する変状が発生していない水路区間のうち目地を補修する必要がある水路区間が約3/4と極めて多いことがわかる．

また，**Fig.4** は，同じく中国四国農政局が中国地方において最近事業着工したB地区管内の1幹線用水路（延長5,437m，363バレル，重力式無筋コンクリート擁壁型水路）について，所管の事業所が目地部および本体躯体の機能診断を行った結果である．なお，それぞれの劣化状況区分指標は，**Table 2** のとおりとされている．この地区では，本体躯体の“既施設の現況利用”であるA評価バレル数が全バレル数の2.8%と低いため，全体実施設計A地区のように目地部のみ補修すれば概ね施設更新の目的を達することにはならない．しかし，目地のA評価は24バレルのみであるので，躯体を補修することを含めて現況躯体を活用するバレル数221の少なくとも89%で目地部の補修がなされると想定される．

以上の事例は，筆者らが比較的容易に現況確認を行える中国四国農政局管内の事例である．しかし，現在，農林水産省農村振興局が検討部会（委員長：青山咸康京都大学大学院農業研究科教授）を設けて策定を進めている

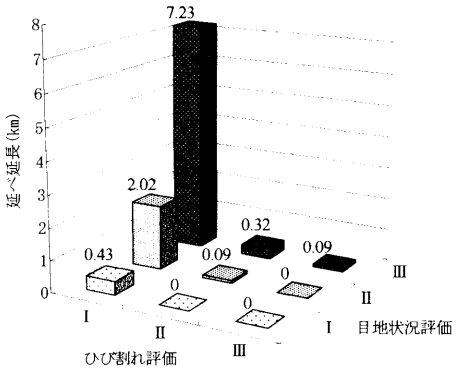


Fig.3 目地の状況と側壁のひび割れ状況の評価結果（A地区）
Assessment results of joint fillers and cracks in the canal wall in A irrigation project

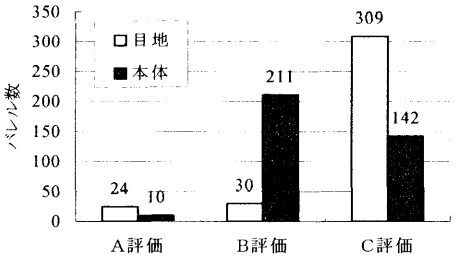


Fig.4 目地とひび割れの状況評価結果（B地区）
Assessment results of joint fillers and cracks in the canal wall in B irrigation project

Table 1 目地とひび割れの劣化状況区分指標（A地区）
Classification indices of the deterioration conditions about joint fillers and cracks in the canal wall in A irrigation project

	ランクⅠ	ランクⅡ	ランクⅢ
目地の状況	止水板あり 目地切れなし	止水板あり 目地切れあり（目地板なし）	止水板なし（欠損） 目地切れあり（目地板なし）
ひび割れ（側壁）	側壁背面まで貫通した鉛直ひび割れなし，または貫通していても幅1mm未満	側壁背面まで貫通した鉛直ひび割れが幅1mm以上3mm未満，または貫通した水平方向ひび割れ延長2m未満	側壁背面まで貫通した鉛直ひび割れが幅3mm以上，または貫通した水平方向ひび割れ延長2m以上

Table 2 目地とひび割れの劣化状況区分指標（B地区）
Classification indices of the deterioration conditions about joint fillers and cracks in the canal wall in B irrigation project

	A評価	B評価	C評価
目地	目地の開きがない状況	目地材が剥離しているが，目地の開きは貫通していない状況	目地材が欠損あるいは散逸し，目地に貫通した開きがある状況
本体	既施設の現状利用	補修が必要	改修が必要

注）本体については，ひび割れ幅0.6mm，変形・沈下25mm，欠損・洗掘の深さと部材厚さの比較，磨耗最大深さ30mm，躯体からの漏水の有無，推定圧縮強度18N/mm^{2}を評価指標として，評価点の合計点により総合評価している．

「農業水利施設の機能保全の手引き（案）」においても，工法選定上の留意事項として特に目地補修工法を挙げていることからも，今後，水利施設の更新を事業目的とする事業地区においては，目地部の補修が重要な工種になってくると考えられる．このような事情が，止水性や耐久性の面で優れ，工期短縮が可能な目地補修工法の開発が望まれている背景となっている．

2.2 残留応力目地工法における課題

既に施工実績のある残留応力目地工法の概要は **Fig.5** のとおりである．施工手順は，①コンクリートの目地漏水部を図のような断面にはつり取る，②U 字形をした高弾性ゴム（クロロプレンゴム）製の残留応力目地本体両側のリップ溝にエポキシ樹脂接着剤を塗布する，③接着剤を塗布した目地本体を目地部にはめ込んで接着固定する，④接着剤が固化後に，残留応力目地用のジッパーを打ち込む，である．ジッパーを打ち込むことによって，目地本体に長期に渡って膨張しようとする残留応力が発生することが期待でき，その残留応力が止水性を高めると考えられている．

この残留応力目地工法の現場施工経験を通じて，次の 2 点を改善する必要性が判明した．

課題 A：残留応力目地工法の設置工程は，大別して目地本体設置，ジッパー打込みの 2 工程となっている．目地本体が十分に接着固定された後でなければジッパーの打ち込みができない．施工性を改善するためには，目地設置工程を 1 工程に短縮する必要があり，ジッパー打ち込みが省略できないか．なお，ジッパーの打ち込み作業自体が相当に困難な作業である．

課題 B：目地の高弾性を確保するためにクロロプレンゴムを使用しているが，より長期の耐久性を確保する観点からみた材料の選定，断面形状の決定に改善・工夫の余地はないのか．

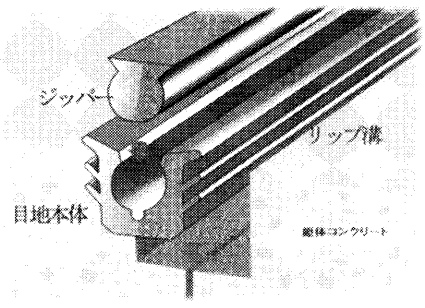


Fig.5　残留応力目地工法の概要
Two piece filler of synthetic rubber

3. 応力機能目地工法の開発

3.1 施工手順

2.2 における課題 A に対処するため，応力機能目地工法では **Fig.6** に示すように，次の施工手順で行うことを前提として，これ以降の研究開発を進めることにした．①両刃間隔を 5cm に固定した 2 枚刃ダイヤモンドカッターを用いて，既存目地部を挟んだ幅 5cm，深さ 5cm の切り込みをコンクリート躯体に入れる．②コンクリート躯体を箱抜き状にはつる．③目地材両側のリップ溝に接着剤を塗布する．④はつった目地部に目地材を圧縮状態で挿入して躯体と接着一体化する．

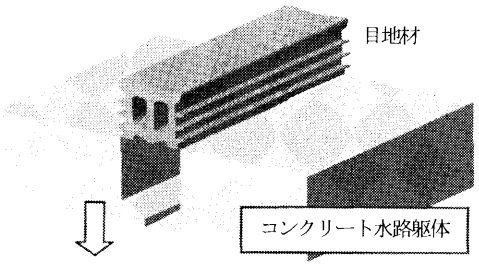


Fig.6　応力機能目地工法の概要（石神ら，2006）
Single piece filler of high elastic rubber

3.2 目地材料の選定

コンクリート水路に要求される性能は，水理性能，水利用性能，構造性能の 3 つである．したがって，目地補修工法に使用する目地材料には，水路に要求される性能を損なわない性能を有する必要があり，特に，止水性，耐久性が重要となる．この前者の止水性については，躯体の温度変化による伸縮に追従できる弾性体，例えば合成ゴムが有利である．また，2.2 における課題 B である後者の耐久性については，1967 年 12 月に農業土木試験場（現農村工学研究所）に設置された表面遮水壁型実験池（**Fig.7**）からのサンプリング試験から明らかとなっている次の 2 つの結果（長束，2000）に着目した．

結果 a：実材令 30 年を経過しても常に水中に没する部分のジオメンブレンの劣化はほとんど認められない．

結果 b：ジオメンブレンは引張状態で曝露されるとオゾンによる劣化が促進される．

なお，この実験池は，現存するジオメンブレンを用いた貯水池としては日本最古のものであり，ブチルゴム

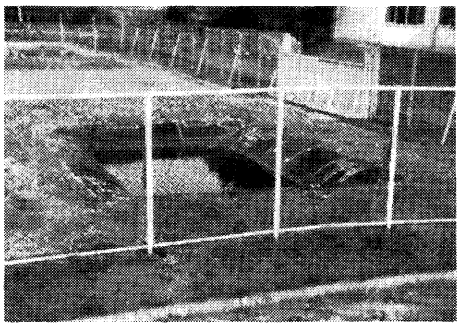


Fig.7　合成ゴム系ジオメンブレンで遮水された実験池
Test pond for the lining system with synthetic rubber geomembranes

（IIR）75%，エチレンプロピレンゴム（EPDM）25%を成分とする合成ゴム系ジオメンブレンを表面遮水材に用いている．また，容量は約 40 m^3，敷設面積は 48 m^2 である．

そこで結果 a を踏まえて，応力機能目地工法の目地材料には，適度の弾性を有するとともに，農業用貯水池の表面遮水工法で汎用され実材令30数年の耐久性が実証されているEPDMを選定した．また結果 b については，次に述べる断面形状の検討における主題とした．

3.3 目地断面形状の検討

3.3.1 検討モデルと解析条件

EPDM は主鎖に二重結合を有しないことから，化学的安定性は極めて良好である．しかし，副鎖には二重結合を有するため，ゴムが引張された状態では大気中のオゾンによる劣化が促進される．したがって，より長期的耐久性を確保する観点からは，大気中のオゾンにさらされる目地の水路側表面は常に圧縮応力状態に維持することが望ましい．

そこで FEM 解析により，目地断面の形状を検討した．検討したモデルは，中空部分を有するリム構造を基本とし，はつった目地部に目地材が過挿入状態とならないようにするために水路側位置にリップを設けた耳付タイプ（Type-A，**Fig.10** を参照），はつり底面位置にもリップを設けた足付タイプ（Type-B，**Fig.11** を参照）の 2 タイプである．両タイプ共に基本形状を少しずつ変化させた多様な断面形状について検討した．その初期検討モデルの断面寸法は Type-A，Type-B 共に左右のリム部外縁の幅が 53mm，奥行きが Type-A は 50mm，Type-B は 44mm である．また，全体断面積（ゴム部材の外縁で囲まれた面積）および空隙率（全体断面積に対する内部の中空面積の百分率）は，Type-A が 1,959.1mm^2，18.1%，Type-B が 1,862.9 mm^2，28.7%である．

解析では，先ず，はつり断面に目地材を挿入完了するまでの応力状態を把握した．その後，挿入完了状態で，かつ目地材側面のリップ空洞部に塗布したエポキシ樹脂が硬化した条件下で，目地の幅が 7mm 縮小するまでの応力の状態を調べた．7mm という縮小量は，例えば，1 バレル長さが 10m のコンクリート製水路（熱膨張係数 10×10^{-6}/℃）において，冬季（最低水路躯体温度-20℃）に施工された補修目地が夏季（最高水路躯体温度 50℃）に圧縮される状態を想定した値である．

解析においては，目地材およびエポキシ樹脂は 4 節点平面要素で表現した．また，はつり部のコンクリート壁は剛体とし，ゴムとの接触は摩擦係数 0.4 の摩擦モデルとした．この摩擦係数 0.4 は，常温時における平板ゴムの静摩擦係数（藤島ら，1995）を採用した．一方，挿入完了後の解析では，エポキシ樹脂と剛体壁および目地材は接着モデルとした．ここで，目地材の材料特性は，ゴムの材料非線形性を考慮でき,る Mooney-Rivlin モデルとした（NX Nastran Advanced Nonlinear Solver を使用）．また，エポキシ樹脂の材料特性は，実験による実測値である弾性係数 4,000MPa，ポアソン比 0.38 を用いた．目地断面の形状に修正を加えた都度に解析メッシュを変更したため節点数などは異なるが，最終応力検討段階における解析条件を **Table 3** に示す．なお，**Fig.8** は挿入完了までの応力検討モデルの例，**Fig.9** は最大圧縮までの応力検討モデルの例である．

Table 3 解析条件
Analysis conditions

		耳つき(Type-A)	足つき(Type-B)
使用プログラム		日本MSC社製 Marc	
要素タイプ		四辺形平面ひずみ要素	
メッシュサイズ	挿入時	最大 1.6 mm×1.7 mm	最大 1.4 mm×1.6 mm
	圧縮時	最大 1.6 mm×1.7 mm	最大 1.5 mm×1.6 mm
節点数	挿入時	1,336	1,431
	圧縮時	1,774	1,759
要素数	挿入時	1,160	1,252
	圧縮時	1,472	1,484
材料物性	ゴム材	EPDMソリッドゴム(硬度70度)	
	エポキシ樹脂	弾性係数 4,000 MPa	ポアソン比 0.38

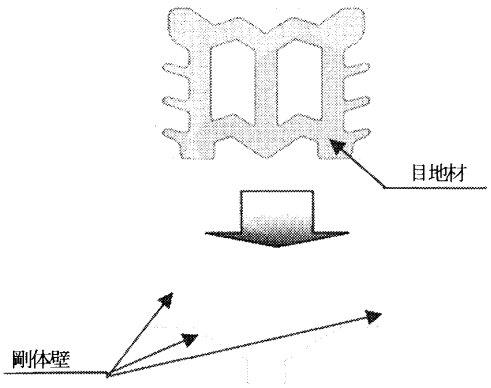


Fig.8 挿入完了までの応力検討モデルの例（Type-B）
Example of the stress analysis model through the insertion

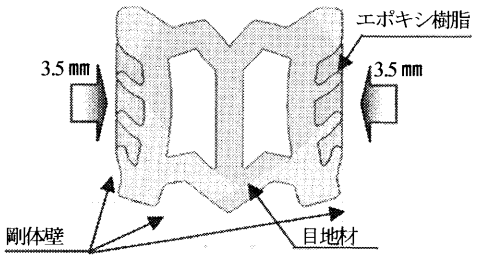
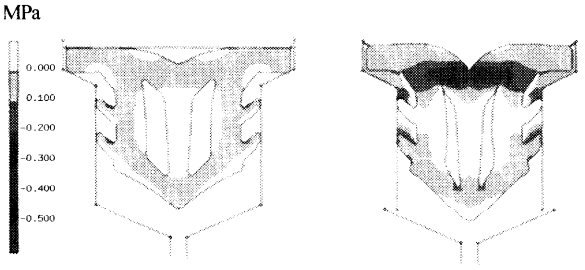


Fig.9 最大圧縮までの応力検討モデルの例（Type-B）
Example of the stress analysis model under the largest compression

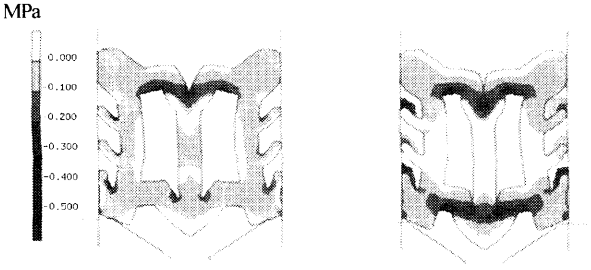
3.3.2 初期検討モデルの解析結果

Fig.10(a)は，Type-A の目地材挿入完了時の応力状態を



(a) 目地材挿入完了時　　(b) 最大圧縮時

Fig.10 初期検討モデルの応力分布（Type-A）



(a) 目地材挿入完了時　　(b) 最大圧縮時

Fig.11 初期検討モデルの応力分布（Type-B）
Stress distribution at the initial stage（Type-B）

示したものである．ただし，引張力を正として表示しており，引張領域は図中では白色となっている（以降の各図においても同様である）．水路側となる上段耳つきリップ上面に引張応力が発生している．これは，下側の 2 枚のリップの変形の影響によるものである．また，**Fig.10(b)**は，Type-A のエポキシ樹脂充填後の最大圧縮時の応力状態を示したものである．上段耳つきリップ上面の中央部近傍に引張応力が発生している．これは，内部の空隙が潰されたためであると推察される．

一方，**Fig.11(a)**は，Type-B の目地材挿入完了時の応力状態を示したものである．水路側となる上段リップ表面中央部に引張応力が発生している．これは，奥側となる部材の変形と中央部材の変形による影響と考えられる．また，**Fig.11(b)**は，Type-B のエポキシ樹脂充填後の最大圧縮時の応力状態を示したものである．上段リップの表面全域に引張応力が発生している．これは，エポキシ充填により側圧が均等にかかり，目地材が上下方向に変形したためであると推察される．

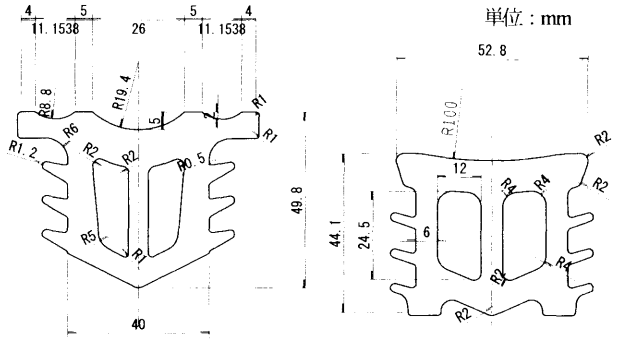
3.3.3 断面の改良

解析結果より，両タイプとも水路側部材表面に引張力が発生することが判明した．このため，両タイプの断面改良を試みた．

Type-A について，目地材挿入時から上段リップ上面に引張力が発生している要因は，下の 2 枚のリップが目地挿入時に圧縮されたことに伴い，その上方にある上段リップには引張力が導入されたものと考えられる．この改善策としては，上段リップに強制的に圧縮力を与えるか，はつり断面の上側の形状を変更し上段リップを拘束することである．しかし，後者の場合，施工時の成形精度に大きく左右されるため確実な対策とはなり得ない．そこで，挿入時に水路側表面に圧縮力を強制的に導入できるフタコブラクダ状の断面（**Fig.12(a)**を参照）を検討した．また，空隙率を初期検討モデルの 18.1%から徐々に大きくして検討した．

Type-B については，挿入時には下方にのみ押し込まれるように変形すると予想していたが，上方にも浮き上がるように変形している．また，エポキシ樹脂を充填することにより側圧が均等に導入された結果，圧縮時にも意図した下方にのみの変形ではなく上下方向に変形している．そこで，上段リップの水路側表面をアーチ状（**Fig.12(b)**を参照）とし，目地の幅が 7mm 縮小してもアーチ表面に引張力が発生しない形状を検討した．空隙率を 15～45%まで変化させた各種断面を検討するとともに，アーチ端部における引張応力発生を防止するため，コンクリートと接する端部の立ち上がりに上部に開く傾斜を設けることにした．

以上のように，目地材断面の形状を種々変更し，水路側部材の表面が常に圧縮応力状態になる形状をFEM解析により探った．これらの解析結果により改良を施した断面寸法を **Fig.12** に示す．



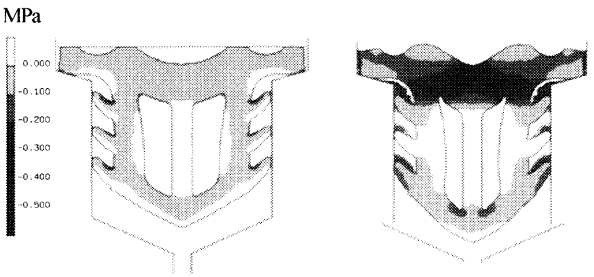
(a) Type-A'　　(b) Type-B'

Fig.12 改良後の断面寸法
Section shape of improved model

3.3.4 改良断面の解析結果

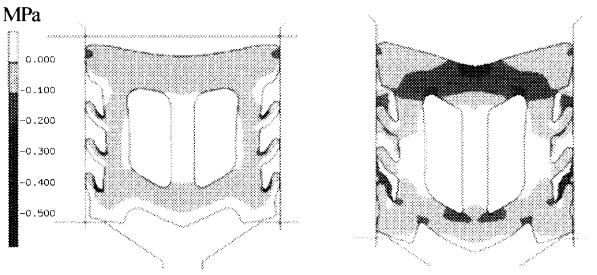
Fig.13(a)は，Type-A'の目地材挿入完了時の応力状態を示したものである．水路側表面に適切な突起を設けることにより，リップ上面の引張応力領域が消失し挿入時の応力状態が改善される結果となった．また，**Fig.13(b)**は，Type-A'のエポキシ樹脂充填後の最大圧縮時の応力状態を示したものである．空隙率を 22.1%と増加したことにより，水路側表面に引張応力が発生しなくなった．ただし，水路表面側への浮出量が初期検討モデルに比べ大きくなる結果になった．

一方，**Fig.14(a)**は，Type-B'の目地材挿入完了時の応力状態を示したものである．断面の改良により，水路側表



(a) 目地材挿入完了時　　(b) 最大圧縮時

Fig.13 改良後モデルの応力分布（Type-A'）
Stress distribution of improved model（Type-A'）



(a) 目地材挿入完了時　　(b) 最大圧縮時

Fig.14 改良後モデルの応力分布（Type-B'）
Stress distribution of improved model（Type-B'）

面に引張力が発生しなくなり，挿入時の円滑性も改善された．また，**Fig.14(b)**は，Type-B'のエポキシ樹脂充填後の最大圧縮時の応力状態を示したものである．水路側表面をアーチ形状としたことにより，水路表面側に引張力は発生しなくなった．なお，本構造においてリム部材肉厚が6mm以上の場合，空隙率が40%以下であれば水路表面側に引張力は発生しないが，空隙率が大きくなるに従って下方への変形が大きくなる．

3.3.5 形状検討結果に対する考察

Type-A'については，水路表面側に引張力が発生しなくなったが，最大圧縮時に目地が表面側に突出する傾向が見られる．耳つきタイプの場合，はつった目地部に目地材が過挿入状態とならないようにストッパの働きをするリップを設けていることから，このリップが圧縮されると前面に膨らむ傾向は避けられないようである．水路側への目地材の突出は円滑な流水を阻害し許容されないことから，圧縮を受けると目地材が水路背面側に確実に引き込まれるように変形する断面形状を見出さない限り，Type-A'を現場で採用することは困難であると考えられる．

Type-B'については，Type-A'と同様，水路表面側に引張力が発生しなくなった．最大圧縮時の水路背面側への変形がかなり大きくなったが，十分使用に耐えられる結果と考えられる．したがって，本モデルを応力機能目地工法の目地断面形状として採用した．

4. まとめ

水路目地材の劣化や欠損により漏水が発生し，水路の水利用機能が著しく損なわれている事例が多く見受けられる．したがって，今後，水利施設の更新を事業目的とする事業地区においては，目地部の補修が重要な工種になってくると考えられる．しかし，従来の目地補修方法では，躯体の温度変化による伸縮に補修目地材が追従できず再損傷を生じる事例もあることから，目地機能の安定性・持続性，さらには目地補修の省力化が可能な工法開発が望まれている．

そこで筆者らは，一般にゴムが引張された状態では大気中のオゾンによる劣化を受けるが，常に圧縮応力状態に維持されれば劣化を受けず高耐久性が期待できるという知見に着目し，目地が伸縮しても目地材の水路側表面には引張応力が発生しない目地材断面形状をFEM解析により検討した．検討したモデルは，中空部分を有するリム構造を基本とし，はつった目地部に目地材が過挿入状態とならないようにするために水路側位置にリップを設けた耳付タイプと，はつり底面位置にもリップを設けた足付タイプの2タイプである．なお，目地材料は表面遮水材として実材令30数年の耐久性が実証されているEPDMを選定した．

基本の形状を少しずつ変化させた多様な断面形状の目地材について，目地挿入完了時および最大圧縮変形時の応力状態をFEM解析により調べたところ，両タイプそれぞれ適切な空隙量を有する中空リム構造とすれば，目地が伸縮しても目地材の水路側表面には引張応力が発生しない断面形状が提案できた．ただし，耳付タイプについては，最大圧縮時に目地が表面側に突出する傾向が見られ，改善に向けてさらに検討が必要であることが判明した．

なお，応力機能目地として採用した足付タイプは，その後，室内実験により止水性および耐久性が調べられている（石神ら，2006）．それら結果によると，少なくとも0.10 MPaの水圧抵抗性を有し，引抜き抵抗性2.0 MPa，押抜き抵抗性1.2 MPa，さらに，目地材の耐候性および促進耐候性，耐薬品性においても良好な結果が得られることが示されている．

謝辞： 本論文は，独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所（前（独）農業工学研究所）とショーボンド建設株式会社補修工学研究所および化成工業株式会社との共同研究「農業用コンクリート製開水路および水路トンネルの目地部における漏水防止技術の開発」（平成15 ～16年度）で実施した研究成果である．研究を進めるにあたっては，共同研究に参画された農工研の増川 晋，石村英明（現北陸農政局），ショーボンド建設の江口和雄，高橋 晃，安東祐樹，化成工業の河部一成，江坂昌己，中川拓之，近藤和夫の各氏のご尽力を賜っ

た．また，現地施工試験に当たって，東海農政局新濃尾農地防災事業所，近畿農政局新湖北農業水利事業所，香川県満濃池土地改良区などの関係各位のご協力を得た．記して深く感謝の意を表する．

引用文献

石神暁郎，長束　勇，渡嘉敷勝，森　充広（2006）：ゴム弾性を活用した水路目地補修工法の止水性と耐久性，農土論集，**245**，101-107.

小俣富士夫，岡上　宏，滝澤雄三，澤村光治郎（2004）：ゴムの反発力を利用したコンクリート水路の補修用目地工法の開発，性能設計に関する勉強会報告及び研究発表会講演集，農業土木学会，39-42.

長束　勇（1999）：ジオメンブレンの貯水池表面遮水工法への合理的な適用法，ジオシンセティックス論文集，**14**，370-379.

長束　勇（2000）：合成ゴム系ジオメンブレンの力学的物性値の経年変化特性，農土誌，**68**(1)，59-65.

長束　勇，石村英明，渡嘉敷勝，森　充広，江口和雄，高橋　晃，安東祐樹，河部一成，江坂昌己，中川拓之，近藤和夫（2006）：コンクリート構造物の漏水防止用シール材，意匠登録第1277504号

藤島勝美，作田庸一，宮田恵一，赤澤敏之，田中伸幸，佐藤信一，野口達夫（1995）：ホタテ貝殻のスリップ防止材としての応用（第2報），北海道立工業試験場報告，No.294，7-12.

〔2006．11．13．受稿，2007．4．2．閲読了〕
〔この研究論文に対する公開の質疑あるいは討議(4,000字以内，農業土木学会論文集編集委員会あて)は，2007年12月24日まで受付けます．〕

Development of Repair Method for Joint of Canal Making Use of Rubber Elasticity

NATSUKA Isamu *, TOKASHIKI Masaru **, MORI Mitsuhiro ** and ISHIGAMI Akio ***

**Faculty of Life and Environmental Sciense,Shimane University,*
1060 Nishikawatsu,Matsue,Shimane 690-8504,JAPAN
***National Institute for Rural Engineering*,2-1-6 Kannondai,Tsukuba,Ibaraki 305-8609,JAPAN
****SHO-BOND Corporation*,1-17 Sakura,Tsukuba,Ibaraki 305-0003,JAPAN

Abstract

For repair and longer use of existing concrete canals, an effective method to prevent water leak through joints of canal is needed. Authors have developed a repair method which enhances stability, durability and watertightness of joints with a newly invented section shape of the filling material made of synthetic rubber with high elasticity. Stress distributions in the joint material of various section shapes are examined by FEM analyses for the cases with and without compression from the canal. It is proved that the tensile stress on the surface of the joint material can be prevented for all the cases with a hollow rim structure and appropriate shape and size of apertures. Since the compression state is always maintained on the joint surface exposed to the atmosphere, ozone will not deteriorate the synthetic rubber and high durability of the joint material is expected.

Key words: *Canal, Joint, Repair, Synthetic Rubber, FEM, Deterioration by the ozone*

2. ダ　ム

2.1 概　論

2.1.1 概説

縄文時代末期ないしは弥生時代初期に水稲の栽培が伝来して以来，単位生産量が大きいこと，美味しいこと，生産が安定していることなどから，水稲の栽培が急速に日本列島全体に普及した．水稲の栽培には，畑作には無い必要条件がある．すなわち水田とするには，農地を水平にすること，水稲の生育期間を通して常に湛水状態を保つことである．このためには，水源となる小川を堰上げ，水路によって導水し，各水田に満遍なく水を配分する必要がある．小川の堰上げは，井堰から頭首工へと発達する．水路は，数百 m 程度から数十 km へと大規模になっていく．このように，取水から導水までは，その時代の技術水準に応じて対応されてきた．

日本は温帯モンスーン地域に位置し，季節の変わり目ごとに小雨期がある．すなわち，4 月の菜種梅雨，6 月から 7 月の梅雨，8 月末から 9 月にかけての秋雨前線と台風による雨である．一方，日本海側では冬期の降雪がある．さらに，これらの間には，移動性低気圧と前線の通過による降雨があり，年間に 1,500～1,800mm の雨量となる．これは他の温帯地域に比べて多く，稲作に有利である．しかし，6 月のしろかき期や 7 月末から 8 月の生育期に降雨が少なく，加えて空梅雨となって，必要な水量が確保できないことが多かった．このため，古墳時代に土木技術が発達することと相まって，水を貯めるため池の築造が始まった．

明治以前の土木工事は全て人力によるものであり，人力施工の限界から，ため池の堤高は 10m 以下で，堤長は数十 m 程度であった．しかも，現地の土と木を主として用いること，設計・施工は経験によっていることのため，洪水によって決壊したり，堤体を通る浸透水によるパイピングにより破堤が生じた．有名な弘法大師（空海）が築造したとされる満濃池も，以前からのため池が 818 年に決壊したものを 821 年に再建したものである．しかし，これも 851 年に決壊し，消滅する．これが再建されたのは 1628 年から 1631 年であり，この時の堤高が 22m 程度，堤長が 82m 程度と当時としては大きなものであったが，これも 1854 年に底樋からの漏水のため破堤している．さらに 1889～1890 年（明治 2～3 年）に再建され，ついで 1906 年（明治 33 年），1959 年（昭和 34 年）に嵩上されて，現在に至っている．明治以前での最も高いため池は，愛知県の入鹿池であり，堤高が約 23m，堤頂が約 180m で，1633 年に完成した．底樋は木製で，40 年ごとに底樋を更新していたが，1868 年（明治元年）に決壊したため，直ちに復旧された．その後，1884 年（明治 17 年）に嵩上され，その後も数度の嵩上がされて 26.9m となっている．

明治以降，欧米のダム技術が導入され，コンクリートダムの建設が始まった．第二次世界大戦以前は人件費に対してコンクリートの単価が高かったため，重力式ダムのほか，バットレスダム，マルチプル・アーチダムも建設された．一方，フィルダムは洪水時の安全性に問題があるため，古来からのため池をやや大きくした程度のものが建設されている．

第二次世界大戦後，国土の復旧のための発電と食糧の増産のために，アメリカからの技術導入によって大きなダムが多数築造された．重力式コンクリートダムの急速施工のための技術が佐久間ダムに，フィルダムについては設計法と大型施工機械が電源開発のための御母衣ダムや愛知用水の水源である牧尾ダムにアメリカから導入され，現在のダム技術の基礎となっている．これらの技術を土台として，アーチダムや中空重力式ダムの設計，施工も行われた．しかし，良好なダムの築造場所の減少，人件費の上昇によって，コンクリートダムはほとんどが重力式コンクリートダムになり，現在ではこれらの低コスト化が盛んである．

貯水ダムとは別に，山地の荒廃を防ぐための植林と砂防工事が明治以降，継続的に行われてきた．渓流の砂防工事としては土砂の流出を防ぎ，河床勾配を緩くするために砂防ダムが多数建設されている．これらは土砂のみを貯めて，水を流下させる構造になっているため，堤体の下部に水抜き穴が設けられている．また，岩石の落下による下流法面の損傷を避けるために下流面は鉛直の場合が多い．これらの大部分はコンクリート製であり，近年は土石流の際に流木や大きな岩塊のみを塞き止め，水を流下させる透過型の砂防ダムも建設されている．なお，砂防ダムは農業水利施設の範囲外のため，ここでは扱わない．

2.1.2 用語の定義

土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」（以下「設計基準」という）によれば，次のとおりである．

a) ダム　流水を貯留しまたは貯水する目的で築造された構造物をいい，広義には構造物，貯水池などの総体をその機能面からとらえた施設の総称として用いる場合もある．なお，設計基準の適用範囲は，ダムの高さが 15m 以上のダムである．

b) ダムサイト　堤体，洪水吐，取水設備，転流工などの構造物が設置される敷地をいう．

c) 堤体　基礎地盤上に築造されたダムの本体をいう．

d) ダムの基礎地盤　堤体を通じて伝えられる外力に対して，必要な抗力と必要な水密性を得なければならない堤体の直下およびその付近の地盤をいう．

e) 貯水池　堤体によって締め切られて造られた人造湖をいい，流水を貯留する用途に供される範囲をいう．

f) アバットメント　堤体が接する両岸地山部分をいう．なお，略してアバットということがある．

g) リム　アバットに連続する両岸地山をいう．

2.1.3　ダムの分類

ダムは，使用する材料からフィルダム，コンクリートダムおよび複合ダムに分類される．

a) フィルダム　堤体が土質材料および岩石質材料（以下「フィル材料」という）を主要材料として造られるダムをいう．

b) コンクリートダム　堤体がコンクリートを主要材料として造られるダムをいう．

c) 複合ダム　堤体がコンクリートを主要材料として造られる部分とフィル材料を主要材料として造られる部分からなる型式のダムをいう．

2.1.3.1　フィルダムの分類　（図-2.1）

a) 均一型フィルダム　堤体の大部分（堤体の最大断面において 80%以上）がほぼ均一な土質材料によって構成され，堤体の全断面によってダムの力学的および水理的安定性を確保する型式のダムをいう．なお，この様な型式のダムはアースフィルダムと呼ぶことがある．

b) ゾーン型フィルダム　堤体が土質材料を主体とした遮水機能を確保するゾーンと，堤体の力学的安定性の確保を主目的としたフィル材料からなるゾーンで構成される型式のダムをいう．なお，ダム軸の全てが遮水性ゾーン内に入るものを中心遮水ゾーン型フィルダム，遮水性ゾーン敷がダム軸から外れるものを傾斜遮水ゾーン型フィルダムという．

c) 遮水壁型フィルダム　堤体が，フィル材料以外の材料（コンクリート，アスファルト混合物，ジオメンブレンなど）からなる遮水壁と，堤体の力学的安定性の確保を主目的としたフィル材料からなるゾーンで構成される型式のダムをいう．なお，遮水壁を堤体内部中央に設けるものを中心遮水壁型フィルダム，堤体の表面に設けるものを表面遮水壁型フィルダムという．

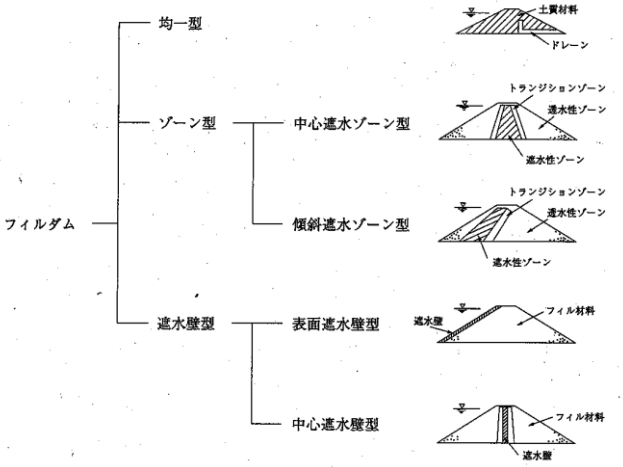


図-2.1　フィルダムの分類

2.1.3.2　コンクリートダムの分類　（図-2.2）

a) 重力式コンクリートダム　堤体の自重により，堤体に作用する水圧やその他の荷重に抵抗する構造のコンクリートダムをいう．

b) 中空重力式コンクリートダム　堤体の内部を空洞にし，空洞内部に上下流に平行な，いくつかの隔壁（ウェブ）を設けた型式の重力式コンクリートダムをいう．

c) アーチ式コンクリートダム　水平なアーチ作用と鉛直な片持ばり作用により，両翼と下方の岩盤に堤体に作用する水圧，その他の荷重を伝達し抵抗する構造のコンクリートダムをいう．

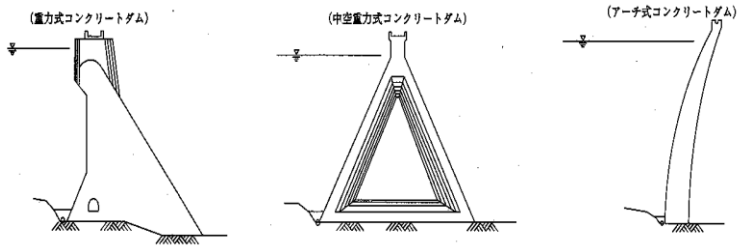


図-2.2　コンクリートダムの分類

2.1.4　ダムの構成

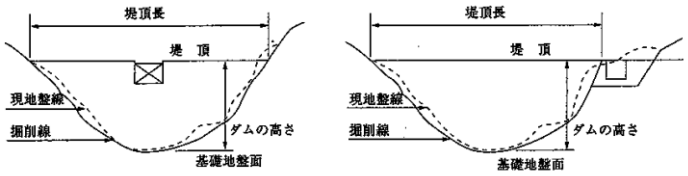
2.1.4.1　堤体　（図-2.3）

a) 堤頂の高さ　堤体の高欄，胸壁および堤体天端を道路として利用するために付加された部分を除く天端最上面の高さをいう．ただし，フィルダムの遮水性ゾーン部の保護層は堤頂の高さに含めるものとする．

b) 非越流部の高さ　コンクリートダムにあっては堤頂の高さをいい，フィルダムにあっては保護層を除いた遮水性ゾーン

の最上面の高さをいう．

c) ダムの高さ（堤高） （図-2.4） 堤頂から以下の基礎地盤面までの鉛直距離をいい，堤高ともいう．フィルダムの監査廊や断層部において施工した置換コンクリートなどは堤高に含めない．なお，①基礎地盤中の浸透流の抑制を目的としたコンクリートによる地中連続壁もしくは止水トレンチ，グラウチングカーテンまたは底幅 10m 未満の土質材料による止水トレンチ（以下「地中連続壁等」）を有するダムの基礎地盤面は，地中連続壁等の上端部が基礎地盤を切る線の最低標高部をいう．②底幅 10m 以上の土質材料による止水トレンチを有するダムの基礎地盤面は，止水トレンチの底面の最低標高部をいう．③前記①および②以外のダムの基礎地盤面は，堤頂の上流端を通る鉛直面が基礎地盤面と交わる線の最低標高部をいう．



(a) コンクリートダム　　(b) フィルダム

図-2.3 堤体各部の呼称

d) ダム軸およびダム軸面 ダム軸は河川を横断する方向でのダム設計上の基準となる線とし，重力式コンクリートダムは基本三角形の頂点を連ねた線，表面遮水壁型を除くフィルダムは堤頂の横断方向の中点を連ねた線，および表面遮水壁型フィルダムは堤頂の上流端を連ねた線とする．また，ダム軸を含む鉛直面をダム軸面といい，ダム軸面が基礎地盤と接する線をダム軸という場合もある．

e) 堤頂長（堤長） ダム軸面と堤頂の水平面との交線上の堤体の長さをいう．なお，コンクリートダムで洪水吐などの構造物が堤体内または堤体に隣接して設けられ，かつその構造物が堤体の一部と考えられる場合にはこれを含める．

f) 堤頂幅 堤頂における堤体の横断方向の幅をいう．

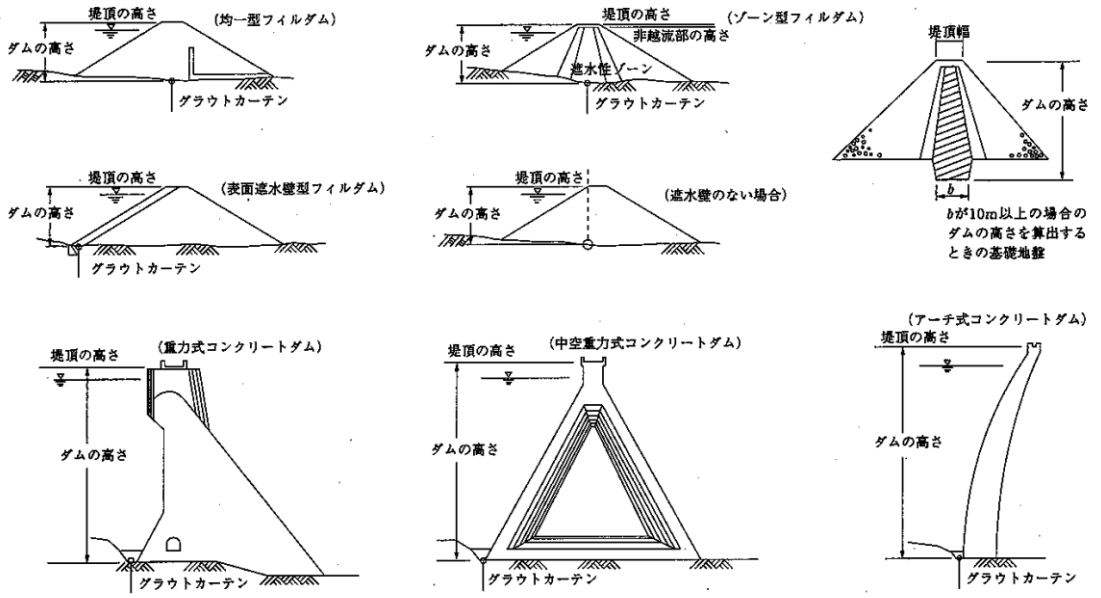


図-2.4 各ダムの高さ

2.1.4.2 取水・放流設備

a) 取水設備 河川の流水または貯留水を利水の目的で取水するための設備をいう．

b) 洪水吐 貯水池に流入する洪水を安全に流下させるための設備をいう．

c) 洪水吐以外の放流設備 河川の流水の正常な機能の維持および維持管理のための放流を行う設備をいう．

2.1.4.3 管理設備

a) 構造物管理設備 堤体，基礎地盤および貯水池周辺地山の力学的および水理的安定性を確認するための計測設備などがある．

b) 操作管理設備 ダムの適切な運用，操作および維持管理を行うための気象・水象観測設備，警報設備，通信設備，電気設備，ダム管理用制御処理設備などがある．

2.2　設計の基本

2.2.1　配置計画と施設設計

ダムの建設地点は，以下に示す項目などについて十分に検討し決定する．

a)　築造目的と経済性・効率性　かんがいを目的とするダムは，受益地域の利水計画，ダムサイトおよび貯水池周辺地山の地形・地質条件，開発可能水量，および必要に応じて隣接する河川の開発可能水量を明らかにした上で，ダムの建設費および貯留水を受益地域に送水するための費用などの維持管理費を検討し，最も経済的となる位置に建設しなければならない．一方，防災ダムなどの洪水被害の軽減を目的として建設されるダムは，洪水被害から保護すべき対象の位置と効率的な洪水制御の観点からダム建設地点が選定される．このため，防災ダムなどとの共同事業を行う場合にあっては，双方の事業目的を勘案し，ダム建設地点を選定する．

b)　環境との調和への配慮　ダムは，自然環境，生産機能および生活環境に与える影響を考慮しつつ，建設地点を決定しなければならない．

また，ダムは，以下に示す事項を基本として設計しなければならない．

①　ダムは，必要な貯留機能および取水機能を確実に発揮できるように設計する．

②　堤体および基礎地盤は，必要な水密性を有し，浸透水に対する水理的安定性と貯留水による水圧，堤体の自重，地震慣性力などに対する力学的安定性を長期的に確保できるように設計する．

③　取水・放流設備および操作管理設備は，対象とする放流量以下の流水を安全かつ的確に流下させることができるように設計する．

④　ダムは，完成後において，容易かつ合理的な維持管理が可能となるように設計する．

⑤　ダムは，その建設費および維持管理費を十分に考慮して設計する．

⑥　ダムは，周辺地域の環境との調和にも配慮して設計する．

2.2.2　調査計画

2.2.2.1　調査と設計・施工の流れ

ダムは，計画，調査，設計，施工，試験湛水の一連の過程を経て完成となる．これらの過程は，個別のものではなく，相互に密接な関連を有するものである．ダム建設上の課題には，①当該利水計画の妥当性，②他事業計画との整合性，③ダム計画地点の妥当性，④ダムの安全性，⑤施工計画の妥当性，⑥環境との調和への配慮などがあり，調査は，ダムサイト周辺のみならず，材料採取地，工事用道路予定路線および貯水池周辺斜面など，ダムの建設および貯水によって影響を受ける地域などを含む範囲を対象として行う．

ダムの調査手法としては，①資料収集，聴取，②現地調査（測量，踏査，ボーリング調査，原位置試験など），⑨室内試験，④施工仕様を決定するための試験，⑤試験湛水時の観測，などがあり，必要な調査内容と調査位置は，地形および地質条件，ダムタイプなどによって異なる．また，調査は，一般に，①広い範囲の調査から狭い範囲の調査へ，②精度の低い調査から高い調査へ，③全体の傾向を知る調査から特定の目的を知る調査へ，というように，基本的な調査方針に基づき，課題を絞込みつつ効率良く行う．

このため，ダムの調査は，ダム建設の過程に応じて，調査事項，調査範囲，調査精度などを十分に考慮した調査計画を立て，これに基づき実施する．また，調査精度が高まり，新たな情報が得られた場合には，必要に応じて調査および設計内容の再検討を行う．このため，調査・設計・施工などの工程計画は，余裕をもったものとする．

2.2.2.2　調査項目

a)　開発計画に関する調査　当該地区の農業用水需給計画を立てるため，①農業用水需給長期見通しの把握，②ダム依存水量の算定，③開発可能水量の検討，④他事業との水利権調整，などを行う．

b)　気象・水象調査　ダムの流域，ダム地点などの気象および水象について，資料収集，観測などにより把握する．気象・水象調査の項目には，気温，降水量，蒸発散量，風向，風速，河川流量などがあり，これらは，ダムの規模およびダム設計洪水流量の決定，堤体の設計，放流および取水設備の設計，仮排水路の設計，施工計画の策定，管理システムの構築など，計画・設計・施工・管理のそれぞれに深い関わりを有している．

c)　河川状況の調査　ダム建設前の河川形状，河床堆積物，水質などを資料収集，調査，試験，測量などにより把握する．河川形状，河床堆積物の調査結果は，河床変動，堆砂形状の予測などのための基礎資料とする．水質調査には，①資料調査，現況の水質調査，③水質汚濁予測調査などがある．汚濁源としては，①洪水による濁水，②生活系排水，③事業場系排水，④鉱山・温水系排水（自然汚濁を含む），⑤底質からの溶出，などがあり，それぞれ調査方法などが異なる．

d)　地形調査　ダムの流域，貯水池周辺地山およびダムサイトの地形状況を把握するために行う．調査には，資料収集，測

量などをもとに行う地形図作成調査と，踏査，地形図および空中写真判読などをもとに行う地形分類調査がある．地形図作成調査では，設計のための基図を作成する．地形分類調査は，地形状況からその地域の地質構成と構造，風化の状況などを把握するための調査で，ダムの安全性に関係する基礎地盤などの地質上の課題を早期に把握するために重要である．

e) 地質調査　ダムサイトの選定，ダムタイプや設計諸元の決定などのために，ダムサイト周辺の地質調査，第四紀断層調査，斜面対策調査を行う．

ダムサイト周辺の地質調査には，①基礎地盤などの力学および透水特性の発現機構を地質構造の点から明らかにし，基礎地盤の設計数値などを合理的に決定するために行う地質構造調査，②基礎地盤などの変形性，せん断強度などの力学特性を明らかにするために行う力学性調査，③基礎地盤などの透水性，地下水位の分布などの透水特性を明らかにするために行う透水性調査，がある．

第四紀断層調査は，ダムサイト候補地と第四紀断層の位置関係を明らかにするために行う．

斜面対策調査は，貯水池周辺の地すべりの分布状況，地すべり発生機構，滑動状況などを把握するために行う．

f) 堤体材料の調査　コンクリートダムの骨材またはフィルダムの堤体材料の採取地を選定し，その材料の物性値および採取可能量を明らかにするために行う．

g) 関連工事の調査　工事用道路，仮設備，建設発生土受入地などを計画するに当たって必要となる地形状況，地質状況などを把握するために行う．

h) 環境などの調査　環境との調和に配慮するに当たって，その検討のために必要となる資料を得るための環境調査，ダムの建設および貯水に伴う生産機能および生活環境に与える影響を把握するための補償などに関する調査，ダムの施工上の制約条件などを把握するための施工条件に関する調査がある．

【補足】地質調査について

1. 地質調査の重要性

ダムは，堤体と自然地山が一連となり，安定的な貯水池を形成することによって必要な機能を発揮する．したがって，ダムの基礎地盤および貯水池周辺の地山（以下，「基礎地盤等」という）を構成する地質は，堤体の荷重および貯水に伴う水圧に対して力学的にも水理的にも安定していなければならない．ダムの地質調査の目的は，このようなダムの基礎地盤等が備えなければならない条件を見すえながら，技術的にも経済的にも最適なダムサイトの選定およびダムの設計を行うため，個別ダムサイトの地質およびその工学的性質を明らかにすることにある．

近年において，マルパッセダム（フランス，1959 年），フレイルダム（ペルー，1961 年），ティートンダム（アメリカ，1976 年）などの基礎地盤等の問題に起因するとされる事故や，ヴァイオントダム（イタリア，1963 年）での貯水池地山の崩壊による事故が発生し，ダムの安全性にとって，基礎地盤等の力学および透水特性の正確な把握，ならびに基礎処理および貯水池周辺の地山の安定性の検討と対策の重要性があらためて認識されるようになった．わが国の農業用ダムに関しては事故の報告はないが，最近では例えば，以下のような課題が生じている．

① 堅硬岩盤内に低角度上流傾斜で連続的に挟在する粘土質薄層の早期の把握と設計上の評価（コンクリートダム）
② せん断強度に異方性のある岩盤の試験値と設計数値の評価（コンクリートダム）
③ 地下水位が低い，または難透水部が確認できない地山の透水性評価と基礎処理方針
④ 試験湛水時に予測値と大きく異なる浸透量や揚圧力が観測された場合の透水機構および安全性の評価
⑤ 貯水池周辺斜面の大規模な安定対策工の設計施工方針

これらの課題の発生は，地形的・地質的に条件の良いダムサイトが減少してきていることとも関連しており，一層精密な地質調査の必要性が増大する背景になっている．

また，ダムサイトの地質条件などの悪化や，良質の堤体材料採取地の減少などにより，ダム建設コストが高くなる傾向にあり，建設コストの縮減という社会的要請のなかで，地質調査自体の経済性の配慮も重要である．一般的には，地質条件が複雑なほど調査に要する経費も増大することが多いので，系統的および段階的な調査計画を作成し，効率的に調査を進めることが重要である．

2. 「設計基準」における用語の定義

① 地質　地下を構成する物質の総称として用いる．地層と様々な地質構造要素の組合せからなる．

② 地層　地質の構成要素のうち，3 次元的広がりをもち，一定の特徴を共有したまとまりのある単位のことで，地質を限定的に述べる場合の一般的な名称として用いる．なお，地層は，主として堆積岩のように層を成すものに限定することがある．しかし，その他の岩石などとの厳密な区分は煩雑になるので，「設計基準」では火成岩や変成岩を含めで地層という．

③　地盤　地層について，特に強度や透水性を問題とする場合に用いる．例えば，人造構造物の基礎となる地層を「基礎地盤」という．

④　地盤分類　土質および岩石質からなるダムの基礎地盤を，力学性の観点から決まる岩級別に分帯することの総称として用いる．一般的にはダムの基礎の大半は岩盤であることから，「岩盤分類」と呼ばれることも多い．「設計基準」では両者を併用し，一般的な意味では地盤分類，岩石質地盤に対して岩盤分類と呼ぶ．

⑤　岩盤　固結した地層を特に意識する場合に用いる．例えば「亀裂性岩盤」．

⑥　岩級　ダムの基礎地盤などを構成する地層は，形成年代や履歴により工学的な多様性を示す．それを工学的にほぼ同様な性質ごとに分類した階級は一般的にAからD級に区分され，さらにC級はCH，CM，CL級に区分される．基礎地盤全般に対しては地盤等級とでもいうべきであるが，これまでに広く岩級の用語が用いられてきたのでそれに従う．

⑦　岩級区分　基礎地盤を岩級別に分帯することをいう．

⑧　堆積層，堆積物　未固結な堆積性の地層を堆積層という．堆積層の構成物が堆積物である．

⑨　強風化岩，中～弱風化岩　風化して岩組織が不明になったものを強風化岩，風化はしているが岩組織が残っているものを風化の程度に応じ中風化岩または弱風化岩，と使い分ける．なお，強風化岩は強風化層ということもある．

⑩　貯水効率またはダム効率　（有効貯水量）／（堤体積）

⑪　形状係数　（堤頂長）／（堤高）　ただし，調査段階では想定される満水面に対するダムサイトでの（谷幅）／（河床からの高さ）をいうことがある．

⑫　軟岩　軟岩の定義としては，「土と岩の間のかたさをもち，土よりは弾性的な挙動を示し，岩と異なり割れ目など不連続面の影響があまりない岩石で，一軸圧縮強度が10～20MN／m²以下で数百kN／m²以上」，あるいは，「新鮮な岩石の乾燥一軸圧縮強度が 20MN／m²以下．岩石ハンマーの打撃でにぶい弛緩した音を発し，時には破壊する場合がある．岩石の表面に容易にくぼみが生じる．」がある．

3.　第四紀断層

地殻変動の過程で地層に形成される不連続面で，その面に沿って両側の地盤に目に見えるほどの変位が認められるものが断層である．そのうち，「最近の地質時代に繰返し活動し，将来も活動することが推定される断層」が一般に活断層と呼ばれている．ここでいう最近の地質時代の範囲については，一般に第四紀，すなわち約 200 万年前から現在に至る間とするもの，あるいは，おおむね第四紀の後期とするものなど，厳密に一致した見解はない．

一方，最近の地質時代に活動した断層が土木工学上問題になるのは，その断層が構造物の耐用年数内に再活動し，そのために生じるであろう地表面の変位または地震動が構造物に影響を与える場合である．このような断層は最近の地質時代に活動した断層の中でもごく一部の断層に限られるという観点から，第四紀に活動した断層を第四紀断層と呼び，その中で土木工学的に注意が必要な第四紀断層を特に区別すべきという見解がある．

「設計基準」ではこれらの例を踏まえ，地質時代の第四紀において，地殻の構造運動によって生じ，地表に変位を与えたことが地形学的または地質学的に確認あるいは推定される断層を第四紀断層と呼び，その中で特にダム工学の観点から注意すべき，近い将来に活動することが推定される第四紀断層を，特に注意すべき第四紀断層と呼ぶことにしている．

特に注意すべき第四紀断層を認定することは，地震を予知することと同様のことであり，現在のところその条件を具体的に述べることは困難である．しかし，日本列島の地殻に現在作用している応力場の状況から，第四紀後期に繰返し活動し，最近も活動している断層は，これからも活動するであろうと一般的には考えられている．そのため「設計基準」では，特に注意すべき第四紀断層と認定する条件を，①第四紀後期に繰返し活動したことが明らかなこと，および②その最終活動時期が特に最近の地質時代であること，としている．なお，②の条件が加えられたのは，第四紀後期に繰返し活動したことが明らかな場合でも，その最終活動が特に最近の地質時代には起きていないもの，言い換えれば，すでに活動が収束していると地質学的に判断できる第四紀断層は，特に注意すべき第四紀断層ではないと考えられるためである．

2.2.3　ダムの諸元

貯水用のダムの諸元は，一般に表-2.1のように表される．

2.2.3.1　流域面積

直接流域とは，ダム地点より上流の流域面積であり，ここでの降水は直接にダムに流れ出てくる．間接流域とは，直接流域が狭く必要な貯水量が確保しにくい場合において，隣接する河川の余剰水を水路とトンネルによってダム貯水池に導水する場合の隣接河川の取水地点より上流側の流域である．

表-2.1　ダムの諸元の表示方法

一　　般	位 置	: 建設場所（○○県○○郡○○町大字○○）
	基 礎 地 盤	: 基礎の地質（○○岩と○○岩の互層）
貯 水 池	流 域 面 積	: 直接流域　km², 間接流域　km²
	満 水 面 積	:　　km²
	総 貯 水 量	:　　m³
	有 効 貯 水 量	:　　m³
	堆 砂 量	:　　m³
	比 堆 砂 量	:　　m³/km/年
	常 時 満 水 位	: EL ***.0m
	計 画 堆 砂 位	: EL ***.0m
	余 裕 高	:　　m
	利 用 水 深	:　　m
洪 水 吐	形 式	:　　（側水路越流型）
	設 計 洪 水 流 量	: A 項　m³/s,　B 項　m³/s,　C 項　m³/s
	設 計 洪 水 位	: EL ***.0m
	サーチャージ水位	: EL ***.0m
	越 流 水 位（水 深）	:　　m
	越 流 堰 長	:　　m
	ゲ ー ト	: 有・無と形式（オリフィス式）
	減 勢 工	: 形式（強制跳水型）
堤　　体	形 式	:　　（中心遮水ゾーン型フィルダム）
	堤 高	:　　m
	堤 長	:　　m
	堤 頂 幅	:　　m
	天 端 標 高	: EL ***.0m
	堤 体 積	:　　m³
取 水 設 備　形 式		:　　（独立取水塔機械式シリンダーゲート）
	最 大 取 水 量	:　　m³/s
	取 水 位	: EL ***.0m ～ EL***.0m
	調 節 工	:　　（ジェットフローバルブ）

2.2.3.2　設計洪水流量

コンクリートダムのダム設計洪水流量は，ダムの直上流の地点における以下の 3 つの洪水流量を比較して，そのうち最も大きい洪水流量とする．フィルダムでは，コンクリートダムとして算定したダム設計洪水流量の 1.2 倍の流量を設計洪水流量とする．

A 項流量 : 確率的に 200 年に 1 回起こると推定される 200 年確率洪水流量

B 項流量 : 観測あるいは洪水痕跡などから推定される既往最大洪水流量

C 項流量 : 気象・水象条件の類似する近傍流域における水象または気象の観測結果から推定される最大洪水流量（地域最大洪水流量）

a)　A 項流量　200 年確率洪水流量の推定方法としては，長期間の洪水流量資料の頻度解析によって直接推定する方法と，長期間の降雨資料からその流域の出水特性を考慮して間接的に推定する方法がある．前者の推定法を図-2.5 に，後者の推定手順を図-2.6 に示す．なお，気象・水象記録の状態から 200 年確率洪水量を算定することが理論上不適当な場合（例えば観測資料が少ないなど）には，100 年確率洪水流量の 1.2 倍をもって 200 年確率洪水流量とすることができる．

b)　B 項流量　ダム地点で観測された最大洪水流量，あるいは過去の洪水追跡から推定される既往最大流量のうち，大きい方の値を当該ダム地点の既往最大洪水流量とする．流域面積の小さな農業用ダムの建設地点では B 項流量は求まらない場合が多い．

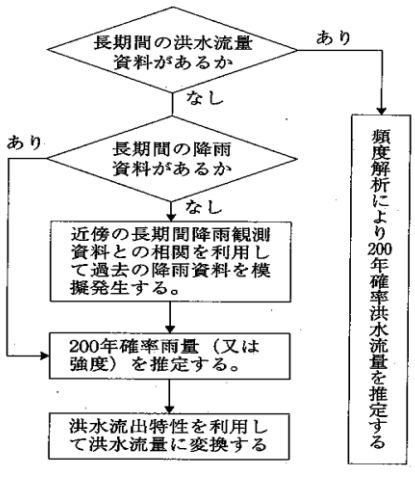


図-2.5　200 年確率洪水流量の推定法

c) C項流量　近年の豪雨の発生状況をみると，豪雨は必ずしも同一地点に集中するとは限らず，ほぼ気象条件の類似する地域のどこかに発生していることが多い．このことは，計画中のダム地点において，過去に大出水を経験していなくとも，気象条件の類似する地域内に発生した最大級の豪雨が将来発生する可能性がないとはいえないことを示唆している．そこで，下記の(ⅰ)，(ⅱ)で推定された洪水ピーク流量のうち，大きい方をC項流量とする．

（ⅰ） 気象条件，洪水流出特性の類似する同一流域内において十分信頼できる既往最大洪水比流量曲線が得られている場合には，これから当該ダムの流域面積に相応する洪水比流量を求め，これに流域面積を乗じて洪水ピーク流量を推定する．洪水比流量は，旧建設省がアメリカのクリーガー（Creager）曲線式を我が国でも適用できるとして，次の洪水比流量式を提示している．

$$q = C\,A^{(A^{-0.05}-1)}$$

q　　：地域別既往最大洪水比流量（$m^3/s/km^2$）

C　　：地域係数　（表-2.2，図-2.7）

A　　：流域面積（km^2）

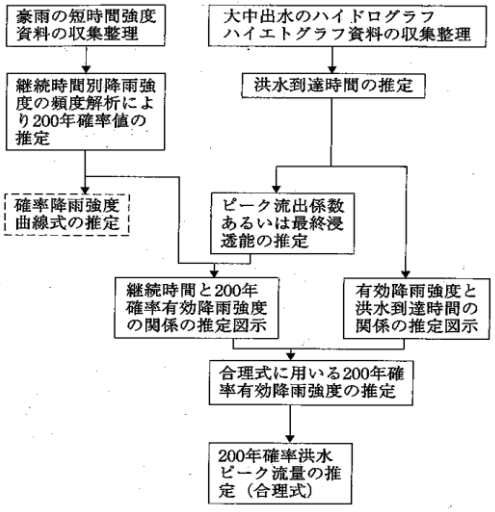


図-2.6　短時間降雨資料に基づく200年確率洪水流量の推定手順

なお，流域面積が $20km^2$以下の洪水比流量については，クリーガー曲線式をそのまま適用すると過大な値となり，問題がある．

（ⅱ） 当該ダム流域と気象条件の類似する流域において，おおむね50 kmの圏内における雨量観測点で観測された既往最大級豪雨が当該ダム流域に発生するとした場合の当該ダム地点で予想される洪水ピーク流量を計算によって推定する．なお，地域によっては50 km圏内に当該地域と異なる気象条件の流域を含むこともあるため，その範囲の検討を行う．

表-1.2　地域別比流量式（クリーガー曲線式）の地域係数C値

地域	地域係数 C	適用地域
① 北海道	17	北海道全域
② 東北	34	青森・岩手・宮城・秋田・山形・福島（阿賀野川流域を除く。）の各県
③ 関東	48	茨城・栃木・群馬（信濃川流域を除く。）・埼玉・東京・千葉・神奈川の各都県・山梨県のうち多摩川、相模川流域及び静岡県のうち酒匂川流域
④ 北陸	43	新潟・富山・石川の各県、福島県のうち阿賀野川流域、群馬県のうち信濃川流域、長野県のうち信濃川・姫川流域、岐阜県のうち神通川・庄川流域及び福井県のうち九頭竜川流域以北の地域
⑤ 中部	44	山梨県及び静岡県のうち③に属する地域を除く地域、長野県及び岐阜県のうち④に属する地域を除く地域、愛知県及び三重県（淀川流域及び櫛田川流域以南の地域を除く。）
⑥ 近畿	41	滋賀県、京都府のうち淀川流域、大阪府、奈良県のうち淀川流域及び大和川流域、三重県のうち淀川流域及び兵庫県のうち神戸市以東の地域
⑦ 紀伊南部	80	三重県のうち櫛田川流域以南の地域、奈良県のうち⑥に属する地域を除く地域及び和歌山県
⑧ 山陰	44	福井県のうち④に属する地域を除く地域、京都府のうち⑥に属する地域を除く地域、兵庫県のうち日本海に河口を有する流域の地域、鳥取・島根の各県、広島県のうち江の川流域及び山口県のうち佐波川流域以西の地域
⑨ 瀬戸内	37	兵庫県のうち⑥及び⑧に属する地域を除く地域、岡山県・広島県及び山口県のうち⑧に属する地域を除く地域、香川県、愛媛県のうち⑩に属する地域を除く地域
⑩ 四国南部	84	徳島県・高知県・愛媛県のうち吉野川・仁淀川流域及び肱川流域以南の地域
⑪ 九州・沖縄	56	九州各県及び沖縄県

（注）地域④のうち長野県に属する信濃川流域及び地域⑤のうち長野県に属する天竜川流域については、当該地域係数 C を35以上とすることができる。

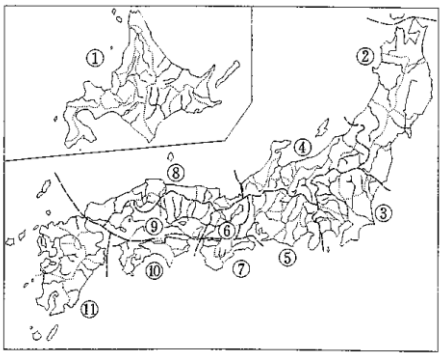


図-2.7　地域別比流量式（クリーガー曲線式）の地域区分図

2.2.3.3　貯水池の水位

a)　設計洪水位　堤体および基礎地盤の力学的，水理的安定性の確認，堤体の非越流部の高さの決定の基本となる水位の一つである．設計洪水位は，ダム設計洪水流量の流水が洪水吐を定常流状態で流下する場合のダム非越流部の直上流部での最高水位（貯水池の貯留効果が大きいダムにあっては，当該水位から当該貯留効果を考慮して得られる値を減じた水位）である．

一般に，ダムに流入する洪水は，貯水池に流入して貯水位を高めつつ洪水吐を流下することから，いわゆる貯留効果が生じ，洪水吐を流下するピーク値は流入量よりやや小さくなり，このときの洪水位も若干低くなる．しかし，貯留効果についての評価方法に明確な方法がないこと，洪水吐にゲートを有するダムでは，万一ゲート操作が遅れると貯留効果が減殺されて危険になることもあるため，洪水調節を目的としないダムのうち，ゲートを持たない自由越流堰型式の洪水吐を有し，かつ，流域面積に比べて貯水面積の著しい大きいダムで，確実に貯留効果が発揮できるダム以外は，貯留効果は考慮しない．

b) 常時満水位　利水を目的としてダムに貯留することとした流水の最高水位で，ダムの非越流部の直上流部における水位である．常時満水位はダムの構造の安定を検討するときの基準となる水位の一つで，利水ダムではその計画において確保すべき最大貯水容量を貯留したときの水位を指す．また，洪水調節を目的に含むダムでは非洪水時に常時満水位を下回って水位を維持する（この水位を洪水期制限水位という）ため，常時満水位は非洪水時に貯留しているときの最高の水位となる．

なお，換言すれば，常時満水位は，利水の使用目的に応じて貯留される各種容量と死水容量（堆砂容量）で決まる貯水池容量（総貯水容量）に対応する水位である．また，洪水調節を目的に含むダムの洪水調節容量は，ダムの貯水容量ではあるが，ダムに一時的に貯水する容量であるので，常時満水位に対応する容量とは無関係である．

c) サーチャージ水位　ダムの構造の安定を検討するときの基準となる水位の一つである．洪水調節を目的に含むダムにあっては，洪水調節を実施する計画洪水に対し必要な洪水調節容量を確保したときの水位である．また，利水専用ダムにあっても，一般には，当該ダム地点における基本高水（洪水防御計画の基本となるもので，洪水ハイドログラフまたはピーク流量で設定される）の最大流量を対象洪水流量としてサーチャージ水位を決定する．

d) 最低水位　死水容量から定めた水位で貯水池に有効貯水することとなる最低水位である．最低水位は，100 年間の堆砂容量が貯水池内に水平に堆砂するものとして設定する．

2.2.3.4　貯水容量

a) 総貯水容量　貯水池内の河床面から常時満水位までの貯水容量で，有効貯水容量に死水容量を加えたものをいう．

b) 有効貯水容量　最低水位から常時満水位までの貯水容量であり，用水補給に必要な利水容量や洪水を調節するために必要な洪水調節容量により決定する．農業用水の利水容量は，10 年に 1 回程度の渇水を対象として設定する．なお，洪水調節容量は，洪水流出解析により洪水流出予測を行って設定している．

c) 死水容量　貯水池へ流入する堆砂容量をいう．これはダムからの取水，放流の対象にならない．堆砂容量は，100 年間の堆砂量（設計堆砂量）を推定する．

2.2.4　設計の条件

堤体および基礎地盤の設計条件は，予測される荷重および危険な状態を考慮して定める．

2.2.4.1　静的構造計算を検討するケース

静的構造計算（以下，「構造計算」という）は，表-2.3 に示す各貯水位（設計洪水位，サーチャージ水位，常時満水位，中間水位，空虚，水位急降下）において行う．

2.2.4.2　設計震度の基本量

ダムの構造計算および堤体の非越流部の高さの算定に用いる設計震度の基本量は，地域区分（強震帯地域，中震帯地域，弱震帯地域）とダムの種類（重力式コンクリートダム，フィルダム）により定められた表-2.4（運用 9.1.2 の表）に示す値以上とする．この設計震度の基本量は，過去の日本列島およびその周囲に発生した地震記録をもとに，将来発生する可能性のある地震強度と堤体の構造などから，地域区分，ダムの種類別に定められている．なお，設計震度の基本量は，堤体の構造および基礎地盤の地質状況に応じて決定する．

表-2.3　静的構造計算を検討するケース（運用 9.1.1 の表）

ケース	貯水池の水位	コンクリートダム	フィルダム	摘　要
1	設計洪水位	すべてのダム	すべてのダム	
2	サーチャージ水位	すべてのダム	すべてのダム	
3	常時満水位	すべてのダム	すべてのダム	
4	中間水位	－	危険が予測されるダム	ケース1～3以外の水位で危険が予測される水位（通常堤高の45～50%の高さとする）
5	空虚	危険が予測されるダム	危険が予測されるダム（完成直後）	
6	水位急降下	－	水位降下が予測されるダム（ピーク発電用ダムを除くすべてのダム）	常時満水位から最低水位に低下した場合とする

表-2.4　設計震度の基本量と地震強度の地域区分（運用 9.1.2 の表）

ダムの種類＼地域の区分			強震帯地域	中震帯地域	弱震帯地域
1	重力式コンクリートダム		0.12	0.12	0.10
2	フィルダム	堤体がおおむね均一の材料によるもの	0.15	0.15	0.12
		その他のもの	0.15	0.12	0.10

(1)強震帯地域	(2)中震帯地域	(3)弱震帯地域
北海道のうち釧路市、帯広市、根室市、沙流郡、新冠郡、静内郡、三石郡、浦河郡、様似郡、幌泉郡、河東郡、川上郡（十勝支庁）、河西郡、広尾郡、中川郡（十勝支庁）、足寄郡、十勝郡、釧路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、白糠郡、野付郡、標津郡、目梨郡。 青森県のうち三沢市、十和田市、八戸市、上北郡、三戸郡。 岩手県の全域、宮城県の全域。 福島県のうち福島市、二本松市、相馬市、原町市、いわき市、伊達郡、相馬郡、安達郡、田村郡、双葉郡、石川郡、東白川郡。 茨城県の全域、栃木県の全域、群馬県の全域、埼玉県の全域、千葉県の全域、東京都の全域、神奈川県の全域、長野県の全域、山梨県の全域。 富山県のうち富山市、高岡市、氷見市、小矢部市、砺波市、新湊市、中新川郡、上新川郡、射水郡、婦負郡、東礪波郡、西礪波郡。 石川県のうち金沢市、小松市、七尾市、羽咋市、松任市、加賀市、鹿島郡、羽咋郡、河北郡、能美郡、石川郡、江沼郡。 静岡県の全域、愛知県の全域、岐阜県の全域、三重県の全域、福井県の全域、滋賀県の全域、京都府の全域、大阪府の全域、奈良県の全域、和歌山県の全域、兵庫県の全域。 鳥取県のうち鳥取市、岩美郡、八頭郡、気高郡。 徳島県のうち徳島市、鳴門市、小松島市、阿南市、板野郡、阿波郡、麻植郡、名西郡、名東郡、那賀郡、勝浦郡、海部郡。 香川県のうち大川郡、木田郡、鹿児島県のうち名瀬市、大島郡。	(1)及び(3)以外の地域	北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡（上川支庁）のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝日町、風連町及び下川町、中川郡（上川支庁）、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡。 山口県の全域、福岡県の全域、佐賀県の全域、長崎県の全域。 熊本県のうち八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、本渡市、山鹿市、牛深市、宇土市、宇土郡、玉名郡、鹿本郡、芦北郡、天草郡。 大分県のうち中津市、日田市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、西国東郡、東国東郡、速見郡、下毛郡、宇佐郡。 鹿児島県のうち名瀬市及び大島郡を除く地域。 沖縄県の全域。

現在のフィルダムの耐震設計では，この設計震度と安定性を検討する構造物（または，すべり土塊）の自重から地震慣性力を算定し，これが堤体に水平方向の静的荷重として作用するものとして力学的安定性を検討する震度法が採用されている．震度法は，地震時の堤体の力学的安定性を簡便に検討する方法であり，過去にこの方法により設計されたフィルダムで必要な機能を損なうような被害が発生したものがないことから，耐震設計法としての役割を果たしているものと考えられる．しかし，一方で震度法には，①地震力を水平方向の静的荷重に置き換えるため，短時間のうちに方向，大きさが変化する地震力が考慮されていない，②繰り返し荷重による強度の低下，大きなひずみが生じたときの非弾性挙動の変化が考慮されていない，③基礎地盤の卓越周期などの条件が考慮されていない，などの課題がある．このため，フィルダムにおいて特に堤高の高いダム，特殊材料を使用するダム，特殊断面形状のダムなどでは，さらに詳細な動的挙動解析を行い，力学的安定性を確認している事例もある．

2.2.4.3　構造計算で考慮する荷重

フィルダムの設計の大原則は，“フィルダムの堤体および基礎地盤は，必要な水密性および強度を有し，かつ浸透破壊およびすべり破壊が生じないように設計しなければならない．”である．また，コンクリートダムの設計の大原則は，“コンクリートダムの堤体は，必要な水密性と強度を有し，かつ転倒および滑動しないように設計しなければならない．基礎地盤は，必要な水密性および強度を有し，かつ浸透破壊およびせん断破壊が生じないように設計しなければならない．”である．　これらの大原則を踏まえて，堤体および基礎地盤の構造計算は，各種条件のケースのうち，一般に表-2.5 に示す 6 ケースについて，表に示す荷重を考慮して検討される．これ以外にも危険が予想されるケース（建設中を含む）については，別に検討する必要がある．

表-2.5　考慮する荷重および地震の影響を考慮する項目とその基準値
（運用 9.1.3.1 の表）

ケース	貯水池の水位	考慮する荷重		設計項目						
		重力式コンクリートダム	フィルダム	堤体の非越流部の高さ		構造計算				
				地震の影響を考慮する項目						
				非越流部の決定に考慮する地震による波浪の高さと用いる設計震度		堤体の地震時慣性力（I）を求めるときの設計震度	静水圧（P）を求めるときの地震による波浪の高さと設計震度		動水圧（P_d）を求めるときの貯水池の水位と設計震度	
				基準値						
				設計震度	波浪の高さ	設計震度	設計震度	波浪の高さ	貯水池の水位	設計震度
1	設計洪水位	W、P、P_e、U	W、P、P_P	—		—	—		—	
2	サーチャージ水位	W、P、P_e、I、P_d、U	W、P、I、P_P	運用9.1.2の表の値	$h_e/2$	運用9.1.2の表の値の1/2	運用9.1.2の表の値	$h_e/2$	サーチャージ水位	運用9.1.2の表の値の1/2
3	常時満水位			運用9.1.2の表の値	h_e	運用9.1.2の表の値	運用9.1.2の表の値	h_e	常時満水位	運用9.1.2の表の値
4	中間水位	—		—		運用9.1.2の表の値	—		—	
5	空虚（完成直後）	W、I				運用9.1.2の表の値の1/2				
6	水位急降下	—				運用9.1.2の表の値の1/2				

注1. ケースの適用は運用9.1.1の表による。
注2. 記号は次の荷重を表すものとする。
ただし、この記号は定量的表意（荷重の作用する方向、荷重の大きさ）は意味していない。
W：堤体の自重
P：貯留水による静水圧の力
P_e：貯水池内に堆砂する泥土による力
I：地震時における堤体の慣性力
P_d：地震時における貯留水による動水圧の力
U：貯留水による揚圧力
P_P：間隙圧（堤体及び基礎地盤内の浸透水による水圧）の力
h_e：地震による波浪の貯水池水面からの高さ

ところで，表-2.4（運用 9.1.2 の表）で定めた設計震度の基本量は，常時満水位に対応するものである．このため，サーチャージ水位以下で常時満水位までの水位（常時満水位を除く），水位急降下時，空虚時の設計震度は，表-2.5 で定めたように常時満水位における設計震度の 1/2 の値にすることができる．また，設計洪水位以下で，サーチャージ水位までの水位（サーチャージ水位を除く．）では，地震時慣性力を考慮しないものとする．これは，堤体の安定計算は，地震時，平常時を問わず同一の安全率をもつものとして計算することとしており，それぞれの水位が発生し継続する状態の頻度，地震が発生する頻度などを考慮して定めたことによる．なお，サーチャージ水位における地震による波浪高は，常時満水位での波浪高 h_e の 1/2 を考慮する．

2.2.4.4　考慮する荷重の算定方法

a)　自重　堤体の自重は，堤体の材料および堤体付属物の単位体積重量をもとに計算する．コンクリートダムの単位体積重さは，原則として実際に利用する材料をもとにコンクリートの配合試験を行い決定する．設計調査段階で試験を行わない場合は 23kN/m^{3}を採用し，施工時に確認のための試験を行う．フィルダムの堤体の単位体積重さは原則として実際に使用する材料について試験を行い，その結果に基づき決定する．一般に，最大乾燥密度 ρ_{dmax}の 95%以上が設計密度として用いられる．

b)　静水圧の力　貯留水による静水圧の力は，堤体表面に垂直に（堤体と貯留水との接触面に対して垂直に）作用するものとし，次式で計算する．

$$p = w_0 h_0$$

p　　：貯留水による静水圧の力（単位kN/m^2）
w_0　　：水の単位体積重量（単位kN/m^3）
h_0　　：水深（単位 m）

水深h_0は，静水圧対象水位から，堤体と貯留水との接触面上の静水圧の力を求めようとする点までの水深であり，静水圧対象水位は，設計条件（検討するケース）に応じて表-2.6 のようにとる．

表-2.6　設計条件（検討するケース）における静水圧対象水位（運用 9.1.3.2 の表）

9.1.1の表に掲げるケース	貯水池の水位	静水圧対象水位
1	設計洪水位	設計高水位+h_w
2	サーチャージ水位	サーチャージ水位+h_w+h_e/2
3	常時満水位	常時満水位+h_w+h_e
4	中間水位	中間水位
5	空　虚	—
6	水位急降下	降下後の最低水位

h_w：風による波浪の貯水面からの高さ
h_e：地震による波浪の貯水面からの高さ

c)　泥土による力（泥圧または堆砂圧）　貯水池に堆積する泥土による力は，コンクリートダムに対して考慮される荷重である．泥圧は堤体と貯水池に堆積する泥土との接触面において鉛直方向と水平方向に作用するものとし，泥土の水中単位体積重量w_1（単位kN/m³）をもとに，

泥圧の鉛直力成分 p_{ev}（単位kN/m²）は，　$p_{ev} = w_1 d$

泥圧の水平力成分 p_{eh}（単位kN/m²）は，　$p_{eh} = C_e w_1 d$

として求める．ここに，C_e：泥圧係数（土圧係数）で 0.4～0.6，

d：堆積する泥土の深さ（単位 m）

総泥圧のうち鉛直力成分P_{ev}はダム上流面上にある泥土の総水中重量であり，水平力成分P_{eh}は，次式となる．

$$P_{eh} = C_e w_1 d^2 / 2$$

d)　地震時における堤体の慣性力（地震慣性力）　地震時に堤体に作用する地震慣性力I（単位kN/m³）は，堤体の自重に設計震度Kを乗じた値とし，堤体に水平方向に作用するものとする．設計震度は，表-2.4 に示した値とする．

$$I = WK$$

フィルダムの場合，均一型の設計震度が他のタイプより大きな値となっている．これは一般に軟弱地盤の地震震度が硬質地盤の値より大きく，均一型フィルダムは一般に粘性土を築堤材料とし，強度的にロックフィル材料より問題が大きい点を考慮されているためである．

なお，フィルダムでは地震力は浸潤線以上では湿潤重量に設計震度を乗じ，浸潤線以下では飽和重量に設計震度を乗じて求める．

e)　地震時の動水圧の力　重力式コンクリートダムに対して考慮される荷重であり，地震時における貯留水による動水圧の力である．地震時において，重力式コンクリートダムの堤体に作用する貯留水の任意の水深における動水圧は，堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとする．

ダムの上流面が鉛直に近い場合は，次の Westergaard（ウェスターガード）の式が用いられる．

$$p_d = \frac{7}{8} w_0 K \sqrt{H\,h}$$

p_d　：地震時における貯留水による動水圧の力（単位kN/m²）
w_0　：水の単位体積重量（単位kN/m³）
K　：堤体の設計震度（表-2.4 の設計震度）
H　：ダム直上流部における水位（表-2.6 の水位）から基礎地盤までの水深（単位 m）
h　：ダム直上流部における水位（表-2.6 の水位）から堤体と貯留水との接触面上の動水圧を求めようとする点までの水深（単位 m）

注）正確に記すと，上式は Westergaard の理論式の近似式（放物線近似）である．詳細は，土木学会編「水理公式集（平成 11 年版）」pp.295-297 を参照のこと．

Westergaardの式において，全動水圧P_dおよび全動水圧の作用点の基礎地盤からの高さH_dは，次の式で表される（図-2.8）．

$$P_d = \int_0^h p_d\,dh = \frac{7}{12} w_0 K H^2$$

$$H_d = 0.4H$$

ダムの上流面が傾斜している場合には，次のZanger（ツァンガー）の実験式を用いる．係数C_mは，ダムの上流面の鉛直との傾斜角θを用いて図-2.9 から求める．

$$p_d = C w_0 K H$$

$$C = \frac{C_m}{2}\left[\frac{h}{H}\left(2-\frac{h}{H}\right)+\sqrt{\frac{h}{H}\left(2-\frac{h}{H}\right)}\right]$$

p_d　：動水圧（単位kN/m²）（上流面に垂直に作用する）
C_m　：与えられたダム上流面勾配より定める定数（図-2.9）

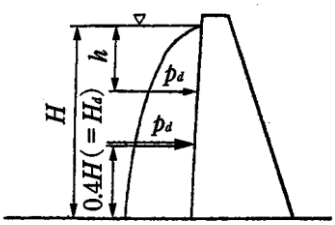


図-2.8　Westergaard の式

Zangerの式において，水深hから上の全動水圧P_d，および水深hの位置からP_dの作用点までの高さh_dは，式を積分して，次のように求まる．ただし，α，βは図-2.10 より求める．

$$P_d = \int_0^h p_d\,dh = \alpha \frac{C_m}{2} w_0 K H^2 \sec\theta$$

$$h_d = \beta h$$

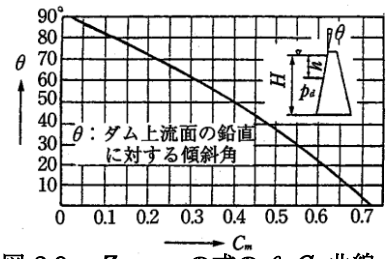
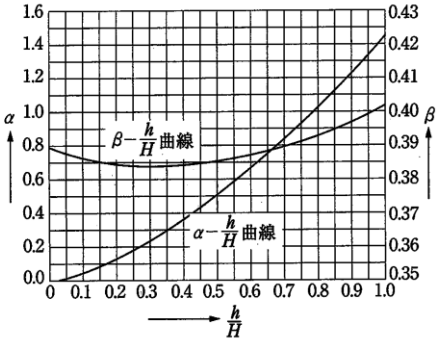


図-2.9　Zanger の式の θ-C_m 曲線

f)　貯留水による揚圧力および間隙圧　揚圧力および間隙圧は，貯水によって堤体または基礎地盤内に発生するものであり，本質的には同じものである．コンクリートダムの安定計算では，間隙圧を断面力として取り扱うことから，揚圧力と呼んでいる．

（ｉ）　重力式コンクリートダムに作用する揚圧力　重力式コンクリートダムの底面に作用する揚圧力は，堤体中の空隙や継目，基礎地盤の空隙やクラックなどの内部水圧として生じるもので，堤体と基礎地盤との接触面に垂直な荷重として作用するものとする．揚圧力を軽減するために基礎排水孔を設置するダムの揚圧力分布は，水平断面の下流端および上流端では，下流側および上流側の水圧に等しく，基礎排水孔の位置では上流側と下流側の水圧の差の 1／5 以上を下流側水圧に加えた値とし，これら 3 点の間は直線的に変化するものとする．また，基礎排水孔のないダムの揚圧力分布は，下流端では下流側水圧に等しく，上流端では上流側水圧と下流側水圧の差の 1／3 以上の値に下流側水圧を加えた値とし，この 2 点の間は直線的に変化するものとする．なお，上記の「1／5」または「1／3」は，比較的基礎地盤が良好な場合に取り得る値であるため，基礎地盤の状況によってはこの値以上の値を採用する．また，一般に揚圧力を低減するための基礎排水孔は監査廊内から設置されるため，これを設置しても堤体底面と基礎排水孔を設置した監査廊底版の高低差と同等以上の水圧が堤体に作用することに注意する．図-2.11 に揚圧力の分布状態を，表-2.7 に揚圧力のとり方を示す．



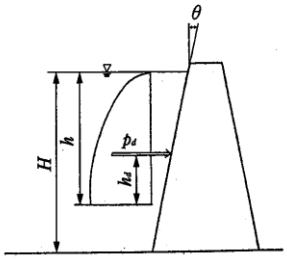


図-2.10　h/H と α および β の曲線（Zanger の式）

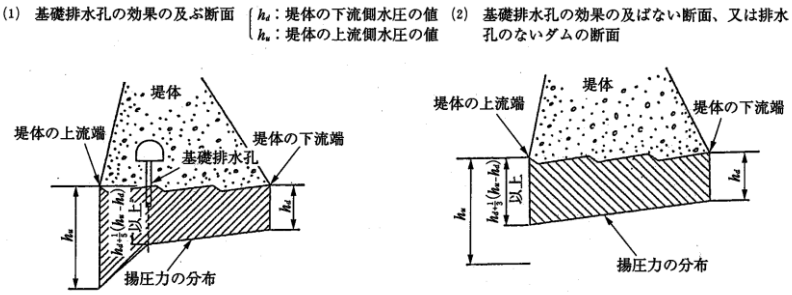


図-2.11　揚圧力の分布

表-2.7　貯留水による揚圧力

断面上の位置 / 断面の区分	(1) 上流端	(2) 上流端と下流端との間			(3) 下流端
		(イ)	(ロ)	(ハ)	
基礎排水孔の効果が及ぶ断面	上流側水圧の値	上流端と排水孔との間	排水孔	排水孔と下流端との間	下流側水圧の値
		(1)欄の値と(2)の(ロ)欄の値とを直線的に変化させた値	(1)欄の値と(3)欄の値との差の5分の1以上の値に(3)欄の値を加えた値	(2)の(ロ)欄の値と(3)欄の値とを直線的に変化させた値	
基礎排水孔の効果が及ばない断面又は排水孔の無いダムの断面	上流側水圧と下流側水圧との差の3分の1以上の値に下流側水圧を加えた値	(1)欄の値と(3)欄の値とを直線的に変化させた値			下流側水圧の値

注）上流側水圧及び下流側水圧を求める場合、貯水池の水面は風及び地震による波浪の高さを考慮しなくてもよい。

（ⅱ）　フィルダムの堤体および基礎地盤に作用する間隙圧　フィルダムの堤体および基礎地盤に作用する間隙圧は，安定を検討する想定面の全面積に分布し，その面に垂直に作用するものとする．ここでいう安定を検討する想定面とは，例えば，すべり破壊の検討を円形すべり面スライス法で行う場合においては円形すべり面のことを指す．なお，不飽和の堤体および基礎地盤の間隙圧は，厳密には間隙水圧と間隙空気圧の両方からなる．

g)　氷圧　極寒地で，貯水池の対岸距離が短く，大きな氷圧の発生が予想される場合は，ダムの堤体およびゲートの設計に氷圧を考慮する．ただし，わが国では，堤体の安定計算に氷圧を考慮していない．これは冬期にダムの安定計算で考慮するような波浪と氷圧とが同時に発生するということは考えにくく，一般にダムの下部では前者をとる方が安全側であり，また，上部では両者による影響の差が小さいので，安定計算には波浪による影響を取り入れるだけでよいと考えられるからである．

2.3 フィルダム

2.3.1 設計床掘線の決定

堤体遮水部の基礎地盤部分の掘削を床掘といい，掘削により造られたトレンチを止水トレンチという．設計床掘線は，透水性，強度および変形性などを総合的に検討して決定する．

一般に地山の表層部は，風化が進んでいたり，亀裂が発生しているので，基礎処理による浸透流の抑制効果や十分な支持力が期待できない地盤が分布している場合が多い．また，極端な凸状または階段状の基礎地盤に遮水性材料を盛り立てた場合には，遮水部の不同沈下，転圧不足，地震時における基礎地盤面と遮水部間の亀裂の発生などに起因した浸透破壊が発生する可能性がある．そこで，設計床掘線は，地形，地質，貯水圧，あるいは遮水性材料の水理的および力学的特性などをもとに，遮水部の不同沈下に伴う亀裂の発生の防止，基礎処理方法などを考慮して決定する．

床掘線の計画深さは，一般に岩級区分図*，ルジオンマップ*，弾性波速度分布図*などから決定する．低速度層や透水層が浅い場合（10m程度）はその層を取り除く計画とし，深い場合は地盤改良が可能な深さになる層までは掘削除去する計画とする．また，ゾーン型フィルダムにおける掘削線については，一般に，遮水性ゾーン敷は基礎地盤の透水性・変形性に着目し，遮水性ゾーン以外のゾーン敷は強度・変形性に着目して決定する．ただし，フィルタ部はパイピングなどに対処するため遮水性ゾーン敷に準じた考え方とする．なお，ダム軸横断方向の形状は水平が望ましい．

* 岩級区分図：基礎地盤を岩級別に分帯した図のことをいう（表-付 1.1，図-付 1.1 を参照）．
* ルジオンマップ：ルジオンテストの結果に基づいて描かれた透水性分布図のことをいう．ルジオンテストは，ボーリング孔を利用して行われ，その標準的な方法はパッカーなどで仕切られた一定区間に 0.98MPaの基準圧力で注水した時の注入量を求めるものである（図-付 1.2 を参照）．
* 弾性波速度分布図：弾性波探査により，弾性波速度構造を推定した図のことをいう．地震波には，縦波（P波），横波（S波），表面波（レイリー波，ラブ波）の 3 種がある．ダムの地質調査では，異なる地層間で屈折して伝わってくるP波をもとに弾性波速度構造を推定する屈折波法を利用することが多い．主に調査の初期段階で地盤の概況や破砕帯の有無などを把握するために利用される．

床掘線の形状設計の具体的な考え方は，次のとおりである．掘削線が図-2.12 に示したように，凸型または階段状になっているような場合は，盛土内で不同沈下を起こし，これがパイピングなどの発生の原因となることがある．このような形状の基盤に対しては，滑らかな形状となるように凸部を除去し，全体的に凹型とすることが望ましい．これは，沈下に伴って遮水部内に発生する引張領域を少なくするためである．またアバットメント勾配が急になるに従って，遮水部内の引張領域は広がり，堤頂付近に亀裂が発生しやすくなる．亀裂は圧縮性の大きな土ほど発生しやすい．

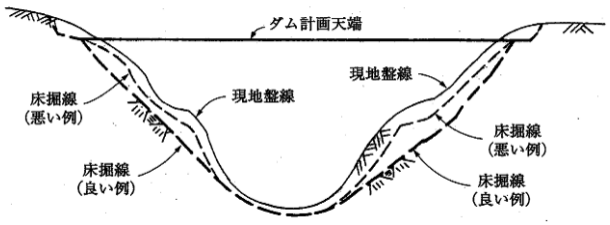


図-2.12 床堀縦断形状

なお，ゾーン型フィルダムの遮水性ゾーン基礎部の掘削を極端に深くすると，盛土内にアーチアクション*が発生し，基盤との境界部に引張応力が生じることがある．このような場合は，極力遮水性ゾーン敷を広くするような基礎掘削形状とし，フラットな形の接触とする．また，同様にダム軸方向でも極端な形状変化は避けることが必要である．例えば，Apishapa Dam（堤高 35m，アメリカ，1923）は，両岸アバットメントが急勾配で硬質の岩盤からなっており，河床部に圧縮性の土を使用した．初回湛水のとき基礎と堤体の下部が沈下した．その際，堤体の上部はアバットメント部に拘束され，アーチアクションを起こし沈下しなかったため大きな水平クラックを生じ，わずか 2～3 時間で破壊した．

* アーチアクション：砂遊びのトンネルみたいに，アーチ状に支えられた作用のことをいう．

フィルタ部は，図-2.13 に示すようにトレンチを設けることが望ましい．これは遮水部と岩盤との接着面において，浸透水の動水勾配が大きくなり，この部分から土粒子が流亡することがあるからである．

床掘幅の決定に当たっては，施工上必要な作業幅を確保する．例えば，グラウチング計画において，列間隔 1.5～2.0m で 2～3 列施工の場合は最小限 6m 程度，3～4 列施工の場合は 7～8m の作業幅が必要となる．

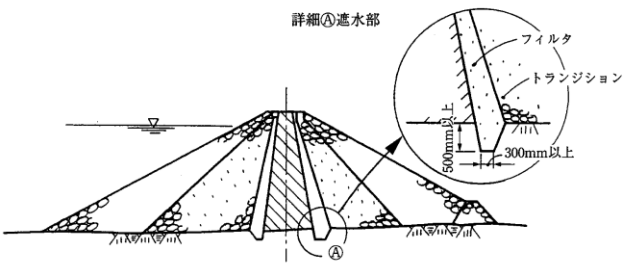


図-2.13 岩盤を切り込んで設けたフィルタ

2.3.2　基礎処理の設計

フィルダムの基礎地盤は，硬質岩から軟質岩までの岩盤基礎と，未固結の地層からなる土質基礎に大別され，土質基礎はさらに透水性基礎（砂，砂礫，崖錐堆積物など），難透水性基礎（シルト，粘土など），軟弱基礎（*N*値*20 以下）の三つに分類できる．フィルダムのタイプは，このような基礎地盤の特性に応じて検討する．

* *N*値：標準貫入試験において，質量 63.5±0.5kgのドライブハンマーを 76±1cm自由落下させ，標準貫入サンプラーを地盤に 30cm打込むのに要する打撃回数をいう．JIS A 1219-2001 に規定されている．「設計基準」では，標準貫入試験の*N*値が 20 以下の範囲を「軟弱地盤」として取扱う（図-付 1.3 を参照）．

岩盤基礎上では，全ての形式のフィルダムが建設できる．一般に，岩盤基礎の支持力は問題にならず，節理，割れ目，断層などからの漏水対策を考えればよい．ただし，次の点に注意する必要がある．

頁岩，粘板岩，泥岩，シルト岩などは掘削後，大気に曝すと風化が急速に進む（スレーキング*）．このような岩盤に対しては風化防止対策が必要である．一般には一次掘削を行い（場合によってはモルタル吹き付けで保護し），盛土施工直前に仕上げ掘削を行う 2 段階掘削で対応している．第三紀の泥岩，砂岩の互層地盤や層状をなした堆積岩で流れ盤（層の傾斜が斜面の傾斜の方向と同一のもの）では，層境界で滑りやすいので注意を要する．溶岩性の岩盤では岩盤内に隙間や空洞が存在することがあるので，浸透水に対して，ダムの基礎のみでなく，池敷の地山についても十分に検討する必要がある．火成岩（花崗岩，安山岩など）では風化帯と新鮮岩との境界面付近が浸透およびすべりに対して弱点となりやすい．

* スレーキング：乾・湿の繰返しにより岩石を構成する粒子間の結合が破壊されて岩石強度が低下する現象のことをいう．時には粒子が分離し，岩石が細片化する．第三紀泥岩などの細粒軟岩で著しい．岩盤の強度低下，透水性の劣化，斜面の不安定化をもたらす．

土質基礎は，沖積層*とそれ以前の洪積層，新第三期層などに大別される．沖積層は河床部に厚く堆積し，透水性や支持力の点で問題となることが多い．洪積層や新第三紀層は，砂礫層と粘土層に分けられる．砂礫層は，支持力が大きく，すべりや変形の問題は少ないので，主として漏水対策となる．また，地震時の液状化*についても検討が必要である．粘土層の場合は，ダムの高さによっては沈下が問題となる．

* 約 2 万年前の最終氷期最盛時以降に河川の運んできた土砂の堆積層．最後の氷河期が終わる約 1 万年前以降の地層という時代的な意味をもたせるときには，完新統という用語を用いるようになってきている．

* 液状化：堤体あるいは基礎地盤を構成する土が，地震力による過剰間隙水圧の発生に伴い，有効応力が減少し土粒子間のせん断強度を失うことを液状化という．液状化は，砂やシルトからなる，ゆる詰め状態の土が，飽和され，かつ地震力が加わると体積が収縮しようとするため，それに伴って間隙水圧が上昇し，間隙水が排出されるまでの間，粒子が間隙水の中に一時的に浮いた状態になり，土粒子間のせん断強度が失われるために発生するものと考えられている．

フィルダムは，堅固な岩盤上ばかりでなく，軟弱な地質の地盤上にも建設が可能である．したがって，基礎地盤の地質，ダムの規模などに応じてダムタイプと基礎処理工法が選定される．

フィルダムの基礎地盤としての条件は，①必要なせん断強さを有すること，②変形量が所要の範囲内であること，③浸透量が少ないこと，④浸透破壊を起こさないこと，⑤地震時に液状化しないこと，である．フィルダムの基礎処理の目的は，これらの条件が満足できない部分に対して，満足するように人工的に基礎地盤を改良することにある．以下，基礎地盤のせん断強度，変形性，遮水性を改良するための設計方針を示す．

一般に土質基礎では，透水性の面から浸透路長が長い均一型フィルダムを採用することが多く，岩盤基礎では，ゾーン型フィルダムや遮水壁型フィルダムを採用することが多い．せん断強度に関しては，フィルダムの基礎地盤が堤体材料より大きな強度を有するものであれば，すべり破壊に対して堤体の安定性を損なうようなことはほとんどない．変形性に対しては，土質基礎や断層破砕帯および硬質岩中に軟質岩を挟在する岩盤基礎では，その変形性が局所的に異なることがあるため，不同沈下などに対する変形性の検討が必要となる．特に，表面遮水壁型フィルダムや堤体内に監査廊を設けるダムでは，基礎地盤に不同沈下が生じると遮水壁の破損や監査廊継目の開きによる遮水性材料の吸い出しなどが発生する可能性があるため，慎重な検討と十分な対策が必要である．

一方，貯水池からの浸透水に対しては，堤体および基礎地盤内を安全に浸透すること，貯水池運用計画*に影響しないことが要求される．一般に，基礎地盤の浸透流の抑制はグラウチングやブランケットなどにより行われる．基礎地盤の安全性の確認は，①設計時の予測浸透流量と許容浸透量の比較，②基礎地盤内の間隙水圧の状況，③設計時の浸透流の限界流速および限界動水勾配の予測値と実測値との比較，により行われている．しかし，地質状況は不均質であることが多いことから，これらを総合的に評価することが重要である．

* 貯水池運用計画：ダムの貯水効率の面から，浸透量を 1 日当たり総貯水容量の 0.05%以下とすることが望ましい．しかし，この値はあくまでも目安として考えるもので，安全性が十分確保され，浸透量がダムの目的を十分に満足するものであるかの検討を優先すべきである．

2.3.3　基礎処理工法

基礎地盤の処理工法は，浸透流に対する処理，すべりに対する処理，変形に対する処理に分類される．以下に，主な基礎処理工法の概要を示す．また，表-2.8 に，軟弱な土質基礎に対する地盤改良の主な目的とその効果を示す．

表-2.8　軟弱な土質基盤の地盤改良工法の主な目的と効果

改良原理	改良手段	代表的な工法名	改良目的							適合土質	
			強度特性	変形特性		遮水性		動的特性			
			せん断強度増大	残留沈下低減（圧密促進）	非圧縮化	不透水化	水圧軽減	液状化抵抗増大	振動性改善	砂質土	粘性土
置換え	軟弱土の除去	掘削置換え	○		○				○	○	○
密度増大	脱水促進	サンドドレーン	○	○							○
	地下水低下	ウェルポイント ディープウェル	○	○			○			○	○
	脱水と締固め	サンドコンパクションパイル	○		○			○	○	○	○
固結	硬化性物質の混合	浅層混合処理 深層混合処理	○		○	○			○	○	○

2.3.3.1　浸透流に対する処理

a)　グラウチング工法（図-2.14）　グラウチングは，貯留水が堤体基礎および周辺の地盤を通して下流に流出することを抑制するとともに，堤体および基礎地盤の水理的安定性を確保することを目的として，一般に岩盤基礎に対して採用される工法である．通常，基礎地盤にボーリング孔を削孔し，セメントミルクなどの注入材料（以下「グラウト」）を注入することにより，基礎の遮水性を改良する工法である．目的により，カーテングラウチング，ブランケットグラウチング，コンソリデーショングラウチングなどがある．

カーテングラウチングは，貯留水の浸透の抑制と浸透流による堤体および基礎地盤のパイピングの防止を目的として，堤体基礎および周辺部の基礎地盤内に難透水性のグラウトカーテンを形成する工法であり，一般に主たる遮水を行うゾーンの中央部において施工する．カーテングラウチングに沿って設計・施工上の必要性から補助的なグラウチング列を配置することがあり，これを補助カーテングラウチングと呼び，前述のカーテングラウチングを主カーテングラウチングと呼ぶことがある．また，ダムの両岸取付け地山部で貯留水の浸透が懸念される場合には，堤体のカーテングラウチングに連続するグラウチングを施工する．これをリムグラウチングと呼ぶ．仮排水路トンネルや，リム部の端部から放射状または扇状に施工するカーテングラウチングを，施工形態からファングラウチングと呼ぶこともある．

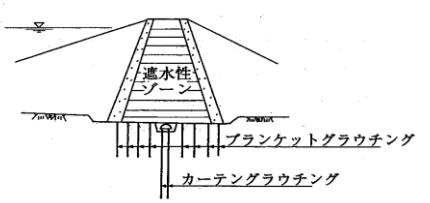


図-2.14　グラウチング工法

ブランケットグラウチングは，基礎地盤を通る浸透流の抑制や堤体遮水材の流失の防止を目的として，基礎地盤表層部の水理的な均一化を図るために実施するものである．基礎地盤の地表面に近い部分は，風化や基礎掘削の影響により緩みが生じ，また，貯水に伴い基礎地盤内に発生する浸透流速や動水勾配は着岩面付近で最大となることから，一般に遮水敷の基礎全域に施工し，特殊な場合には上下流のフィルタゾーンの基礎にも施工することがある．

フィルダムにおけるコンソリデーショングラウチングは，監査廊周辺の基礎地盤においては掘削による緩み範囲の均一化を目的として，洪水吐基礎地盤においては緩み範囲の緊密化を目的として施工される．監査廊周辺において，着岩面の充填を主目的とした浅いものを特にコンタクトグラウチングと呼ぶこともある．

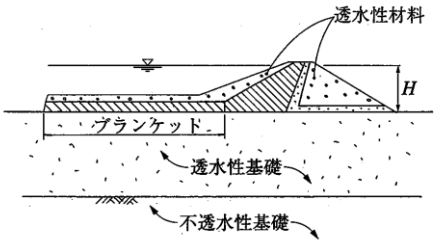


図-2.15　アースブランケット工法

b)　アースブランケット工法（図-2.15）　アースブランケット工法は，ダム上流部の貯水敷に透水性の低い材料によるブランケットを施工し，これを堤体の遮水性ゾーンに接続することによって浸透路長を確保し，浸透流を抑制する工法である．本工法は，高透水性の土質基礎が深い場合などで，グラウチング工法や止水トレンチ工法に比較して経済性および浸透流抑制の確実性において優位な場合に採用される．

c)　止水トレンチ工法（図-2.16）　止水トレンチ工法は，地表付近に分布する透水層をトレンチにより掘削除去して，遮水性材料で埋め戻す工法である．透水性の低い地盤が比較的浅い位置に分布する場合には，経済的で最も確実に浸透流を抑制できる工法である．しかし，透水層が厚い場合には経済的でない．本工法には掘削した止水トレンチを，①遮水性の土質材料で埋め戻すもの，②コンクリートなどで埋め戻すもの，がある．

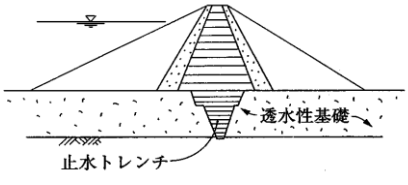


図-2.16　止水トレンチ工法

d) 地中連続壁工法（図-2.17） 基礎地盤が砂礫，強風化軟岩，砂質軟岩などでグラウチングによる改良が困難な場合には，地中連続壁で遮水を行うことがある．地中連続壁工法には，安定液を用いて地中に壁状の溝を掘削しセメント混合土で置換える工法や，多軸オーガーでセメントと原地盤の材料を原位置で攪拌混合して壁体を形成する工法がある．工法選定の条件としては，遮水性が高いこと，堤体荷重に対して安全なこと，対象地盤の掘削が可能であることなどがある．

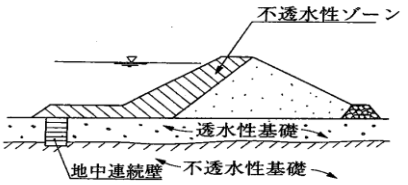


図-2.17 地中連続壁工法

e) 表面遮水工法（図-2.18） 表面遮水工法は，透水性ゾーンの上流面（貯水池内を含む）をアスファルト混合物，鉄筋コンクリート，ジオメンブレン*あるいはその他の人工材料で被覆する工法である．表面遮水工法は，表面遮水壁型フィルダムばかりでなく，均一型フィルダムの貯水池斜面や貯水池底面で適用されることがある．

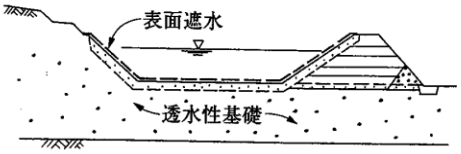


図-2.18 表面遮水工法

* ジオメンブレン：透水性の極めて小さい，または不透水性の膜状の土木用遮水材である．材料素材は主に合成ゴム，合成樹脂などの合成高分子である．ベントナイト粘土などを素材とする土木用遮水材は，ジオシンセティック・クレイ・ライナーと呼ばれている．

2.3.3.2 すべり破壊に対する処理

基礎地盤を通るすべりが生じやすい地質としては，砂礫基礎，崖錐堆積物基礎，土質基礎などがある．砂礫基礎は，粒度分布がよく締まっている場合には一般にせん断強度が大きく，支持力，すべり破壊，変形などが問題になることは少ない．しかし，砂礫が層状に堆積し粘土層を挟む場合や，粒度が悪く締まっていない場合には，せん断強さや変形性が問題となることがある．崖錐堆積層などのようなルーズな堆積層からなる崖錐堆積物基礎は，遮水性の改良効果が期待できないことが多いため，一般に堤体の遮水部では除去することが多い．遮水部以外では，堆積層の分布調査および基礎の性質についての試験結果に基づき，すべり，変形に対する検討を行ったうえで，必要に応じて除去などの対策を講じる．シルトや粘土を主体とする土質基礎は，遮水性に優れているが，堤体の自重による基礎の変形およびすべりに留意する必要がある．

安全性の検討に必要な設計数値は，室内試験と現地試験の結果から求める．力学試験は乱さない試料を採取して行う．その場合，特にせん断強さは，試験の方法やサンプリング技術に大きく左右されるので注意する．また，試験値から設計値を求める場合には，試験の精度やバラツキを考慮し，安全側の値を採用するよう配慮する．

基礎のせん断によるすべり破壊に対する代表的な処理方法には，次の工法がある．

a) 置換え盛土工法 軟弱層の一部または全部を除去し，良質な材料で埋戻す方法であり，安定性に対して最も確実な工法である．ダムの規模が大きい場合は本工法によることが多い．しかし，掘削深度に限界があるため，不経済となる場合には，他の工法と組合せた工法を採用する．

b) 押え盛土工法 軟弱地盤に盛土する場合，築堤荷重が基礎地盤の限界支持力を越えれば基礎地盤を通るすべりが起こる．このような場合には，堤体斜面の法先付近の盛土を行い，すべりに抵抗するモーメントを増加させる．この方法を押え盛土工法と呼び，最も簡便な工法といえる．押え盛土工法は，抵抗モーメントを増加させるということが主目的であって，圧密促進や密度増大などには効果がないので，サンドドレーン工法などと併用することが多い．

c) サンドドレーン工法 軟弱地盤上に盛土すると圧密現象（排水）により密度が増加し，せん断応力が増加する．圧密に要する時間は排水距離の 2 乗に比例するので，圧密を促進するためには基礎地盤内に排水層を設ける必要がある．サンドドレーン工法はバーチカルドレーン工法の一つで，基礎地盤内に砂柱（サンドパイル）を打込むものであり，サンドパイルの間隔は密で，径が大きいほど圧密速度が大きく有効となる．サンドドレーンの長さは軟弱地盤の深度いっぱいに施工することが最も理想的であるが，現在の施工技術では 35m 程度までである．したがって，軟弱層がこれ以上深い場合は途中の深度までしか施工できなくなる．しかし，盛土の安定に必要な深さという最小限の要求を満たしていれば，必ずしもサンドドレーンが下の支持層に達していなくてもよい．サンドドレーン工法以外の一般的なバーチカルドレーン工法としては，袋詰めサンドドレーン工法，ボード系ドレーン工法およびロープ系ドレーン工法がある．

d) バイブロフローテーション工法 砂が水で飽和されると粒子間の摩擦が少なくなり，せん断抵抗角は減少する．さらに振動作用を受けて振動加速度が 1,000gal 以上に大きくなると砂のせん断抵抗角はほとんど 0°になり砂全体がよく締まることになる．バイブロフローテーション工法は，これら振動作用と水締め作用をバイブロフロットとよばれる機械で基礎地盤中に伝え，地盤の密度を大きくし，支持力を増大させる工法である．

e) サンドコンパクションパイル工法 サンドコンパクションパイル工法は，粘土，シルトおよび有機質土だけでなく砂質土や砂礫土の基礎地盤を対象として行う軟弱地盤処理工法である．サンドコンパクションパイルはケーシングパイプより排出した砂を振動または締固め動作により締固め，拡径された状態の砂杭を造成する工法である．サンドコンパクションパイル打設後の基礎地盤

は砂杭と軟弱土からなる複合地盤として取扱われ，圧密促進とせん断抵抗の増加が期待できる．同様な工法に，砕石工法および砂利グイ工法がある．

f) 固結工法　固結工法は，セメントや石灰などの土質改良材（固結剤ともいう）を浅層または深層の軟弱粘性土と均一に混合し，ポゾラン反応などの化学的固結作用を利用するものである．基礎地盤の強度は施工後3～4週間で早期に大きな値が得られる．また，原位置処理のため掘削土の発生が少ないなどの利点がある．代表的な工法としては，浅層処理（安定処理）工法，深層処理混合（機械攪拌混合，噴射混合）工法などがある．土質改良材は土質や改良目標値にもよるが，軟弱土 1m³当り 50～200kg投入して施工されることが多い．

2.3.3.3　変形に対する処理

変形性に問題がある地盤は，一般的には掘削除去する．また，局部的な処理工法として置換コンクリート工法がある．フィルダムでは，周辺の堅硬岩盤と断層などの弱部の変形係数に大きな差があり，不同沈下が生じる場合に変形性の検討を行う．一般的には，フィル材料は多少の変位に対しては築堤途中の塑性変形により追随し，大きな問題とはならないことが多い．しかし，極端に変形係数の差がある場合には，不同沈下により堤体の遮水部に亀裂が発生し，遮水機能を損なうことも考えられるため注意を要する．また，弱層が低角な場合には，上部の堅岩部が掘削によりクサビ型に残ることがある．このような場合には築堤荷重により堅硬な岩盤が破壊され，ダム構造上最も重要な堤体の遮水部直下のグラウチングにより処理された部分に水みちを形成する場合もあるため，クサビ状の部分は十分な厚みを確保できる範囲まで掘削除去し，遮水性材料などで入念に埋め戻すなどの処理を行う．また，弱部は掘削後の風化などによる劣化が著しいため，築堤直前に劣化した部分を入念に除去した後，遮水性材料やフィルタ材料などにより保護する．

2.3.4　ダムタイプ

フィルダムは，「2.1.3.1 フィルダムの分類」で示したとおり，均一型，ゾーン型および遮水壁型に分類される．堤体断面構成（ゾーニング）は，所定の機能が確保でき，かつ最小の費用でダムが建設できるよう，基礎地盤，堤体材料，施工条件，施工事例などを総合的に判断して決定する．

フィルダムの断面形状には，各ゾーンの配置および形状により多くの組合せがあり，かつ飽和や載荷によって生じる挙動および堤体内の応力とひずみの関係は非常に複雑であるため，画一的な解析方法や公式の適用によって決定することはできない．このため，設計に当たっては，詳細な調査や試験および解析に基づく比較設計を行い，ダムタイプ概定後の詳細な設計により最終断面を決定する．

フィルダムの設計に当たっては，堤体内の応力状態と材料に要求される強度を理解し，フィルダムの設計思想である“無理なく採取できる材料を適材適所に配置することによって，材料の有効利用を図る”ことが重要である．また，最近では，環境へ与える負荷の軽減が注目されている．今後は，さらに堤体などの掘削によって発生する岩などの必ずしも良質でないものについても，その特性を十分に把握し，堤体材料として有効利用することにより，原石山などの規模を縮小するための努力が必要である．

2.3.4.1　ダムタイプの決定要因

(a) タイプ別断面構成　均一型フィルダムは，堤体全体で浸透水に対する遮水性と外力に対する力学的安定性を確保する．また，均一型フィルダムでは，堤体内の浸潤線を低下させるための立ち上がりドレーンおよび堤体下流斜面に浸潤線を浸出させないための下流法先ドレーンを配置する*ことによって水理的安定性を確保することが可能となる．

* 詳細については，2.3.6.1　均一型フィルダム　で説明する．

ゾーン型フィルダムは，透水および力学特性の異なるゾーンを適切に配置することによって，堤体の水理的および力学的安定性を確保するタイプのダムである．堤体材料のうち，遮水性材料となるような材料は強度が小さく変形性が大きい．一方，透水性材料は強度が大きく変形性は小さい．通常，堤体の上下流法面の表面付近ではせん断応力が発達するが，堤体内部ではせん断応力が小さく応力的に安定な状態となる*ため，強度の小さい遮水性材料を堤体の中心付近に，強度の大きい透水性材料を堤体表面付近に配置することによって，堤体の水理的および力学的安定性が確保できる．

* 堤体内部の主応力比（R=最小主応力σ_3/最大主応力σ_1）の分布を考えると，フィルダムの堤体表面付近ではRは小さく，堤体表面では理論上ほとんど 0 に等しいことになる．また，Rは，堤体内部にいくに従って大きくなる．Rは，その値が 1 に近いほどモール応力円の半径が小さいことを意味し，応力値そのものが大きくてもせん断応力は発達しないことを意味している．一方，R値が 0 に近ければ，$\sigma_1/2$ に近い大きさのせん断応力が発達する．したがって，堤体表面付近では大きな内部摩擦角を有する材料を使用する必要がある．また，堤体内部のRが 1 に近いということは，最小主応力σ_3が最大主応力σ_1とそん色なく発達して十分な拘束圧が発生することから，泥岩などの変質しやすい軟岩でも堤体内部に配置すれば変質せず一定の材質を保ち得ることが分かる．

ただし，ゾーン型フィルダムでは，応力・変形，水理的および力学的安定性のいずれから見ても，極端に性質の異なる材料を隣

接して配置することは好ましくない．例えば，遮水性ゾーンと隣接するゾーンの間でフィルタ則*が保たれていない場合は，遮水性材料の細粒分の流出などによる浸透破壊が発生する恐れや，弾性特性に大きな相違がある場合は，遮水性ゾーンのアーチアクションに伴うクラックや地震時の振動特性の相違によるクラックが発生する恐れがある．このように，隣接するゾーン間の工学的性質が急変する場合には，それを緩和する機能を有するトランジションゾーン（フィルタゾーンを含む）を設ける．特に水理的安定性の面からは，堤体内部から外側に向かってフィルタ則を満足するように徐々に使用する材料の粒度を変化させ（各ゾーンの材料粒度分布曲線が平行となるように配置），パイピングに対する安定性を高めることが重要である．

＊ 2.3.6.2 (d) フィルタ で説明する．

(b) フィル材料とダムタイプ ほとんどの土（有機質土などは堤体材料としては不適であるため，除外して考える），砂利，岩などはフィル材料として利用できる．例えば，貯水池内の自然の不透水層を乱さない範囲でフィル材料として採取し，貯水容量の増加，自然環境への負荷の軽減を図ることも一つの方法である．また，洪水吐，堤体，仮排水路トンネル，取水設備などの堤体に近い箇所から発生する掘削岩，原石山の掘削より生じる風化岩などについては，①工学的性質と品質のバラツキ状態の把握，②適切な設計数値の設定，③掘削材料の発生時期と盛立工程の検討，を十分に行った上で極力有効利用すれば材料採取量と建設発生土を少なくすることができることから，工事費の縮減と原石山，土取場および建設発生土受入地の規模縮小による自然環境への負荷の軽減を図ることができる．

一方，十分な膠結作用を受けていない泥岩，頁岩などの軟岩は，転圧によって容易に砕け，乾湿や凍結融解の繰返しによるスレーキングにより細粒化し，せん断強度，透水性，圧密特性などの工学的性質が変化する．しかし，①乾湿および凍結融解の繰返しによる強度低下などの状況の把握，②掘削および転圧による細粒化の程度の把握，を十分に行い，使用するゾーンの設計数値と断面構成を適切に設定するとともに，必要に応じて強度低下などの性質の変化に対する防止策を講ずることによって，透水性または半透水性材料としても十分に使用できる．軟岩を利用する方法としては，①乾湿および凍結融解の影響の少ない位置の透水性または半透水性材料として利用する方法，②粘性土などと混合して遮水性材料として利用する方法，などがある．

(c) 基礎地盤とダムタイプ 変形性の大きな基礎地盤では，基礎の変形に伴う堤体への影響を考慮してダムタイプを選定する．また，一般に基礎地盤内の浸透流を抑制する方法としては，基礎地盤の状況に応じてグラウチング工法（一般に基礎地盤が亀裂性の岩盤で採用されることが多い），止水トレンチ（一般に透水性の基礎地盤が浅い場合に採用されることが多い），ブランケット工法（未固結または固結度の低い砂礫や粘土地盤で採用されることが多い）などの工法がある．この基礎処理工法とダムタイプは密接に関連する．例えば，ブランケット工法では，堤体の遮水性ゾーンとの接続を考慮した場合，傾斜遮水ゾーン型が経済的に有利となることが多い．

一方，堤敷に断層などの弱部が存在する場合には，その断層などの走向傾斜，幅，変形性などの性状を把握した上で，堤体への影響を極力軽減するダムタイプを選定する．

2.3.4.2 ダムタイプの決定

ダムタイプは，水象・気象条件，地形条件，堤体の規模，堤体材料の特性，基礎地盤の力学および透水特性，材料の採取可能量，基礎処理方法などをもとに，以下に示すダムタイプ別の特徴を踏まえ，安全性，経済性などを総合的に考慮して決定する．

(a) 均一型フィルダム ①ダムの全断面がほぼ同じ材料であるため，施工が容易である．ただし，下流法面に浸潤線が現れる場合には，堤体内部にドレーンが必要となる．なお，均一型フィルダムであっても，材料の力学および透水特性によりゾーン区分することもある．このようなダムはゾーン型アースフィルダムと呼ばれている．②ゾーン型に比べ浸透路長が長くなるので，遮水性に劣る基礎地盤上にも建設可能である．③施工中に堤体内部に発生する間隙圧が消散しにくい．このため，間隙圧の発生状況に応じた盛立速度の調整，間隙圧の消散を促進するためのドレーンの設置などが必要になる場合がある．④せん断強度が小さく，変形性の大きい遮水性材料や半透水性材料を使用するため，ダムの高さが高くなるほど堤体上下流法面の勾配を緩くしなければならない．このため，堤高の高いダム（一般に 30m 以上のダム）には適さないと言われている．

(b) ゾーン型フィルダム ①透水性ゾーンに，せん断強度が大きく変形性の小さい材料を使用するため，堤高の高いダムが建設できる．②透水係数が小さい遮水性ゾーンの堤体断面に占める割合が少ないため，間隙圧の消散が早い．③各ゾーンの盛立時期と原石山などから搬出される時期が一致しないと，仮置きのためのヤードが必要となる．④ゾーン別に転圧機種などが異なる場合が多い．⑤傾斜遮水ゾーン型は，透水性ゾーンと遮水性ゾーンを区分して施工することができるため施工性においては有利であるが，堤体上流側の臨界すべり面が遮水性ゾーン内を通ることから，斜面勾配を緩くしなければならない．このため，最近では安定性の面から堤高が低くブランケットによる浸透流の抑制を行うダムなどで採用されている．

(c) 表面遮水壁型フィルダム 一般にフィルダムは，堤体断面内に使用する材料間の物性値の急変を避けることによる堤体の安定性の確保に特徴があることから，材料としては自然材料である土質材料および岩石質材料が最も適しているといえる．このため農業用ダムでは，土質材料による遮水性材料が得られない場合や他のタイプと比較して特に有利性が認められる場合に限り表面遮水壁型を採用している．アスファルト表面遮水壁型の代表的な事例としては，深山ダム（1973 年完成，H=75.5m，関東農政局），

双葉ダム（1987 年完成，H=61.4m，北海道開発局），万場調整池（1990 年完成，H=28.6m，東海農政局）などがある．なお，万場調整池では池敷全面にジオメンブレンを敷設している．

表面遮水壁型フィルダムの特徴は，次のとおりである．①地形条件，地質条件，社会条件，環境条件などから，土質材料を確保できない場合にも建設が可能である．②遮水壁が表面にあるので，遮水壁の点検および補修が容易である．ただし，貯水池を空虚にできるような放流設備が必要となる．③遮水壁の支持層や他の構造物との接合構造および使用材料の選定が適切でない場合には，遮水壁に亀裂などの損傷が生じる．また，構造などが適切であっても落石などにより，遮水壁に亀裂などの損傷が生じる可能性がある．④遮水壁に隣接するゾーンには，変形量の少ない良好な材料を用いる必要がある．⑤遮水壁と透水性ゾーンなどの施工が分離でき，また，グラウチングが本体盛立と並行して施工できるため工期を短縮できる．⑥他のタイプに比較して，堤体の大部分にせん断強度の大きい材料を利用できる．また，堤体内に貯水位急降下時の残留間隙水圧を見込まなくてもよいことから堤体積を小さくすることができる．⑦アスファルト表面遮水壁型では，堤高の高いダムでの使用実績があるが，ジオメンブレン表面遮水壁型については，現在のところ試験方法，設計方法などが確立されていないため，使用実績もアスファルト表面遮水との併用などで貯水深 20m 程度のダムで利用されている．

2.3.5　堤体材料の設計数値

堤体の力学的および水理的安定性の検討に必要となる設計数値は，堤体材料の調査結果をもとに，材料および基礎地盤の不均一性の程度などを考慮して決定する．

2.3.5.1　設計数値決定の試験条件

(a)　土質材料　設計密度ρ_{ds}は，原則として現場含水比で締固め可能な密度をとる．設計密度は，土質，気象，施工条件などにより変わるが，粘性土ではJIS第 1 法の最大乾燥密度の 95%（D値 95%）程度が多く採用されている．最大乾燥密度（D値）に基づく施工管理をD値管理という．

$$D\text{値}=\frac{\text{締固め（盛立）乾燥密度}}{\text{標準突固め最大乾燥密度}}\times 100\%$$

一方，透水係数は最適含水比よりやや湿潤側で最小値を示し，それより含水比が増加しても透水係数の変化は少ない．しかし，最適含水比より乾燥側では急激に大きくなる傾向がある．このため，一般に遮水性ゾーンの盛立では，密度，透水係数および飽和度とこれらの設計条件を満足する許容含水比（図-2.19 のW_2～W_{wet}の範囲，この図の場合，D値 95%以上，かつ飽和度S_r80%以上）を施工管理の基準として用いる．なお，実際の施工では品質のバラツキを考慮して，W_{opt}～W_{wet}の範囲（最適含水比からD値95%を満たす湿潤側含水比）を許容含水比としている事例が多い．

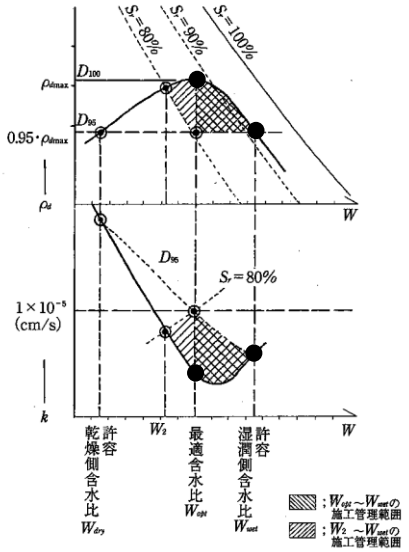


図-2.19　土質材料の施工管理範囲例

土のせん断試験は，図-2.19 の黒丸をつけた点，すなわち湿潤側の含水比で許容最小乾燥密度 D値 95%（この例では最大乾燥密度の 95%）まで締固めた土，および最適含水比で最大乾燥密度まで締固めた土について行うのが一般的である．

ところで，実際には現場含水比が高く，そのままの含水比ではブルドーザなどの重機による盛土の施工が不可能な場合がある．このような場合，高い締固め密度を得るためには，①土を乾燥する，②粗粒材を混合する，ことが考えられる．しかし，これらの対策の実施は，工事費に影響する，気象条件によっては工程に影響することから，堤高の低いダムでは，堤体積，圧密沈下量および変形量の増加によるデメリットを十分に検討し，D値 90%以上とする，あるいは締固め（盛立）含水比における標準突固め乾燥密度（または湿潤密度）に基づく施工管理（この密度管理をC値管理という）をしている例もある．なお，この場合には，せん断強度も相対的に低い値となるため，斜面勾配を緩くして，所要の安全率を満足させることになる．

$$C\text{値}=\frac{\text{締固め（盛立）乾燥密度(または湿潤密度)}}{\text{締固め（盛立）含水比における標準突固め乾燥密度（または湿潤密度）}}\times 100\%$$

せん断試験は，原則として三軸圧縮試験で行う．せん断試験の主要な目的は，強度定数を求めることにある．ただし，軸差応力とひずみの関係および体積ひずみと軸ひずみの関係は，有限要素法による応力・変形解析の基礎資料となるため，記録しておくことが望ましい．圧密非排水せん断強度 c_u，ϕ'（有効応力表示）だけを求める目的であれば，細粒の粘性土に限り，圧密定体積一面せん断試験によって求めてもよい．

(b) 岩石材料　試料の粒径に対して最小限必要な供試体の大きさについての定説はない．通常，高さが直径の 2 倍程度の供試体を用いる三軸圧縮試験では，供試体の直径は試料の最大粒径の少なくとも 5～6 倍程度が必要といわれている．岩石質材料の場合は大型の試験機を用いるにしても，実際に使用する材料をそのままの状態で試験に供することはできない．このため，大粒径を除くか，あるいは実際の粒度と相似となるように粒度調整した材料の試験を行い，その結果から材料特性を推定する方法が一般に採用されている．

岩石質材料は，JIS第 1 法の締固めエネルギーを変化させた締固め試験を実施し，締固めエネルギーと乾燥密度・間隙比の関連図からせん断試験点を決定する．岩石質材料の盛立試験における転圧回数と締固めエネルギーの間には，図-2.20（上図）に示す関連が報告されている．この図によると，振動ローラによる 4～6 回の転圧は締固めエネルギー*Ec*=JIS×100%～200%（1*Ec* ～2*Ec*）に対応している．そこで，せん断試験は，一般に締固めエネルギー*Ec*=1*Ec*と 2*Ec*の密度条件で実施している事例が多い．なお，最近は岩石質材料の転圧機械として大型のものを使用しているため，図-2.20（下図）のような試験密度は相対密度のファクターとなる間隙比（e_b）に着目し，e_b=0.2～0.4 の範囲内から 2～3 個の密度を選定して試験を実施している事例も見られる．

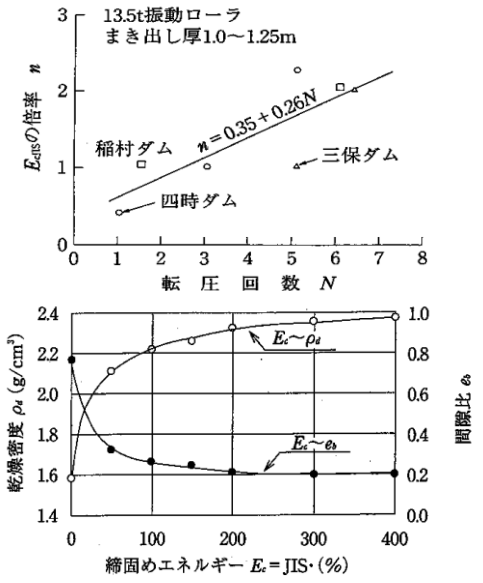


図-2.20　岩石材料の盛立試験転圧回数と室内突固め試験エネルギーの関係（上図），締固めエネルギーと乾燥密度・間隙比（下図）

岩石質材料の設計数値は，相対密度，間隙比および乾燥密度をもとに決定するのが一般的である．このうち間隙比とせん断強度に良い相関が見られることから，近年は締固めエネルギー1*Ec*～2*Ec* の間隙比を設計数値としているダムが多い．

2.3.5.2　堤体材料の設計強度

堤体材料の設計強度は，三軸圧縮試験結果から求まる粘着力（*c*）と内部摩擦角（ϕ）に基づき決定する．また，設計強度は，対象とする盛土の応力範囲を考慮して決定する．

土質材料の強度は，試験時の排水条件や試料の密度，含水比によって著しく変化する．このため，図-2.21 に示すようにモールの包絡線が凸形状を示す場合には，簡便的にこの包絡線をいくつかの直線によって近似し，それぞれの応力範囲において，*c*，ϕを決定する．

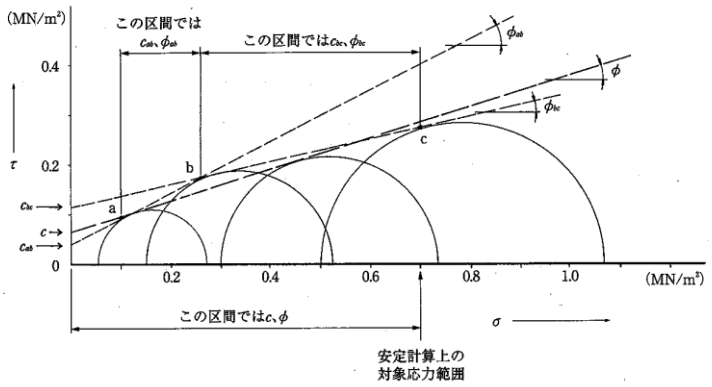


図-2.21　モールの破壊円と包絡線

岩石質材料の強度は，拘束圧が小さい範囲において内部摩擦角（ϕ）が大きくなる傾向にある．従来，岩石質材料は，図-2.21 の σ =0 から点 c までの応力範囲内を一つの直線で近似して *c*，ϕを算出し，設計強度には，この *c* を省略し，ϕのみを採用してきた事例が多い．ゾーン型フィルダムの堤体断面は，一般に表層部の堤体材料の設計強度により決定される場合が多いことから，表層部の設計数値に拘束圧を考慮した値（表層部は拘束圧が小さいので内部摩擦角は大きい値）を採用すれば堤体断面をより小さくすることができる．ただし，岩石質材料では，一般にピーク強度発生後に著しい軟化挙動（図-2.22）を示すため，表層部の設計強度をこの手法により決定する場合には特に注意が必要である．

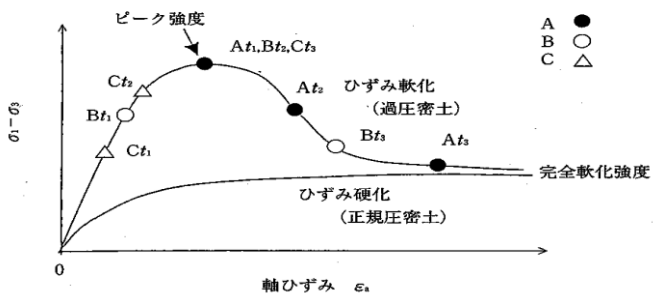


図-2.22　軟化挙動

2.3.6　堤体の断面構成

堤体断面構成（ゾーニング）は，2.3.4　ダムタイプ　で述べたように，水象・気象条件，地形条件，堤体の規模，堤体材料および基礎地盤の力学および透水特性，材料の採取可能量，基礎処理工法，工事用道路の規模などをもとに安全性，経済性などを総合的に検討し決定する．

2.3.6.1　均一型フィルダム

均一型フィルダムであっても過剰間隙水圧や残留間隙水圧の低下などのため，材料の力学および透水特性などを考慮してゾーニングを行うことがある．均一型フィルダムのゾーニングに当たっての留意事項を掲げると，次のとおりである．

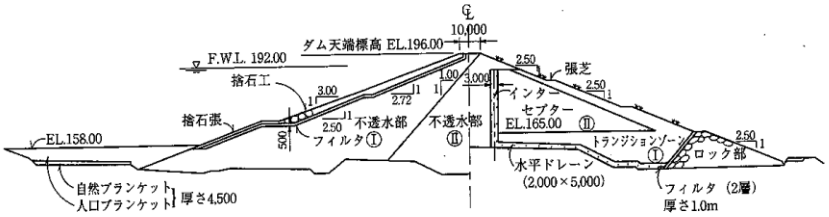


図-2.23　均一型フィルダムの事例（中里ダム）

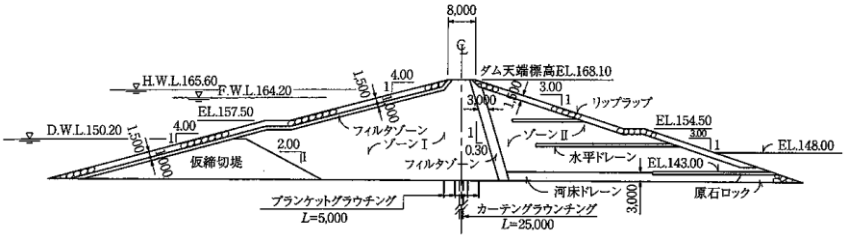


図-2.24　均一型フィルダム（複合ドレーン）の事例（菅生ダム）

①均一型フィルダムでは浸潤線が下流斜面に現れるのを防ぐとともに，施工中の間隙水圧の低下をはかるため，一般にドレーンを設ける．堤高が 15m 程度のダムでは下流法先ドレーンを，場合によっては水平ドレーンを設ける．堤高が 25m 程度までのダムでは，ダム軸下流側堤敷のほとんどをカバーする水平ドレーンを，また 25m 程度以上の場合は，立上りドレーン（インターセプター）を堤体中心部に入れ，浸潤線の低下と施工中の間隙水圧の消散を図る（図-2.23）．さらに，施工中の間隙水圧が消散しにくいダムでは，滑動に対し不安定となることもあるので，堤体内に築堤高さの 10～15m ごとに 0.5～1.0m 厚さの複合ドレーンを設けることもある（図-2.24）．この複合ドレーンを上流側に設けた場合には，水位急低下時の残留間隙水圧の低下，下流側に設けた場合には浸潤線の低下に役立つ．ただし，複合ドレーンは堤体の不同沈下の要因となることがないように配置に注意する．②粗粒材料を極力利用することによって，間隙水圧の発生を少なくすることができる．細粒の土質材料を使用する場合にはピエゾメータ（図-2.25）を埋設し，施工速度を管理する．また，土質基礎の場合は，基礎地盤面あるいは基礎地盤中にドレーンを設け，基礎に発生する間隙水圧を消散させる．③ドレーンは，堤体からの浸透水を全面的に受けとめられるように，ダム軸方向に極力幅をもたせて配置する．また，ドレーンは目づまりによって透水性が低下する場合もあること，および水平ドレーンは動水勾配が小さいことから十分な断面を確保する．透水係数の変動を考慮すると，浸透流量の 10 倍以上の余裕を見込むことが望ましい．

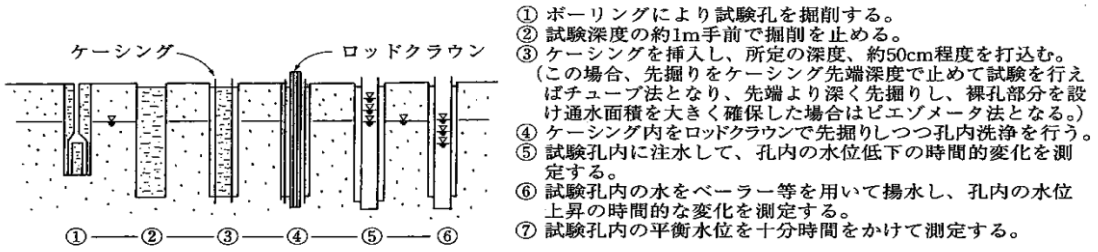


図-2.25　孔底法（ピエゾメータ法，チューブ法）の試験手順

2.3.6.2　ゾーン型フィルダム（図-2.26，図-2.27，図-2.28，図-2.29）

ゾーン型フィルダムでは，透水および力学特性の異なるゾーンを，各ゾーンの境界部の材料の性質が急変しないように適切に配置する．また，各ゾーンに使用する材料の粒度は，ゾーン間の土粒子の移動によるパイピングを防止するためにフィルタ則を満足するものでなければならない．

ゾーン型フィルダムは，一般に遮水性ゾーン，半透水性ゾーンおよび透水性ゾーンから構成され，各ゾーンは透水性についても，またせん断強度あるいは弾性係数についても，遮水性ゾーンを中心に外側に徐々に大きな数値のものとなるよう配置することが望ましい．このため，ゾーニングを行うに当たっては，ダム構造上の安定性，経済性などについて十分検討し，かつ合理的な施工が可能なものとする必要がある．特に，堤高の高いダム（堤高 70m 程度以上）や基礎地盤の遮水性および力学性に配慮が必要なダムでは，築堤過程や地震時の応力・変形解析，浸透流解析などを行い，十分にその安全性を確かめておくことが望ましい．

また，ゾーン型フィルダムの円形すべり面スライス法*による安定計算では，表層すべりの安全率が最小となり，堤体断面が決定される（表層部の材料の強度により堤体断面が決定される）ことが多い．一方，調査時点に把握した材料別の採取可能量は，主に

調査ボーリング結果をもとに推定している量であるため，施工時に変動することがある．このため，堤体内部に配置するゾーン（堤体表層部の材料に比較して強度の低い材料を使用するゾーン）を堤体の規模に影響させない範囲で大きくし，基礎掘削や原石山から発生する材料の有効利用を図ることも検討する．

＊ 2.3.9　堤体および基礎地盤の力学的安定性の検討　で説明する．

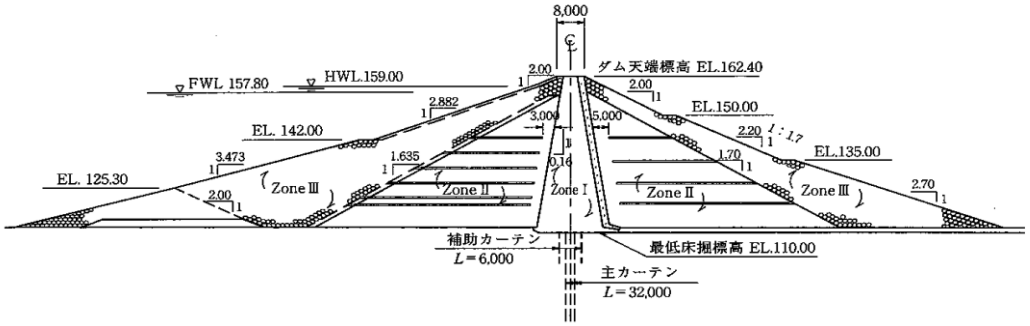


図-2.26　中心遮水ゾーン型フィルダムの事例（浪岡ダム）

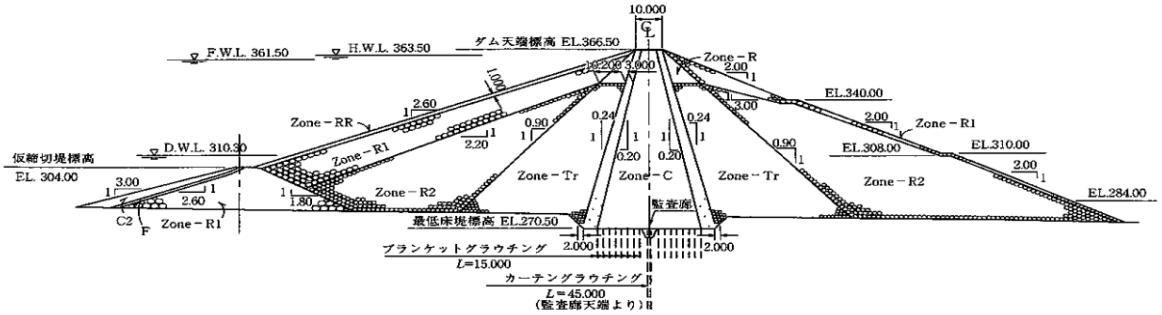


図-2.27　中心遮水ゾーン型フィルダムの事例（新鶴子ダム）

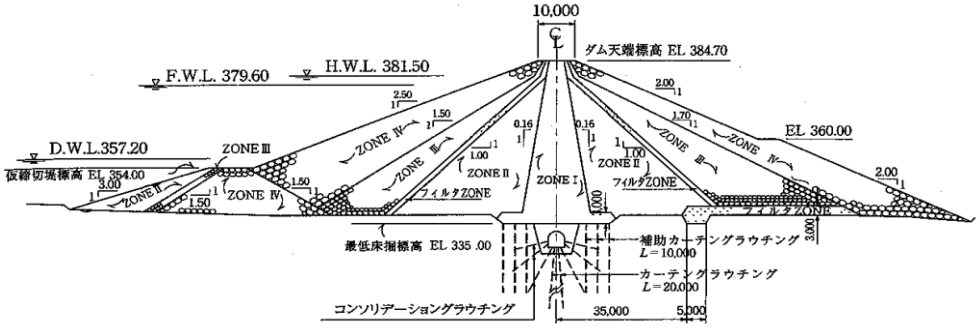


図-2.28　中心遮水ゾーン型フィルダムの事例（目谷ダム）

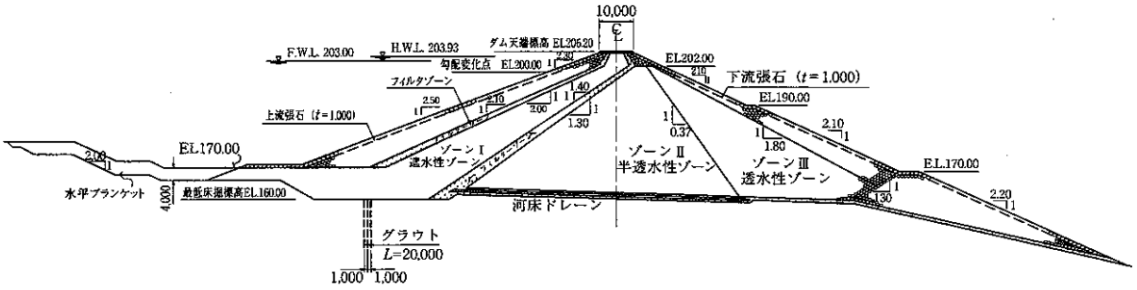


図-2.29　傾斜遮水ゾーン型フィルダムの事例（後川内ダム）

各ゾーンの設計上考慮すべき事項は，次のとおりである．

(a) 遮水性ゾーン ①一般に 1×10^{-5}cm/s以下の透水係数（現場転圧後）を標準とする．盛立中や地震時のクラックおよびパイピングによる浸透破壊を生じないよう断面決定や材料選定を行う．②接するゾーン間で変形性や弾性係数が異なると，不同沈下やアーチアクションによるクラックが発生する危険性があるため，遮水性ゾーンと隣接ゾーンの材質の急変は避ける．また，隣接するゾーンとの間でフィルタ則が成立しない場合は，フィルタゾーンを設ける．③変形性の高い基礎地盤上に建設するダムにあっては，遮水性ゾーンの変形によるクラックの発生などを防止するため，ゾーン幅を広げる，基礎処理位置を遮水性ゾーンとともに堤体の上流側位置まで移すなどの対応を行っている事例がある．なお，遮水性ゾーンの幅としては，水深の 50～100%としている事例が多い．④堅固な岩盤であっても，岩盤の亀裂などへの遮水性材料の細粒分の流出を防ぐため，遮水性ゾーン敷にあってはブランケットグラウチングの施工を，止水トレンチのような遮水性ゾーンが掘り込みとなる部分の側面部ではフィルタを配置するなどの対応を行う．⑤遮水性ゾーンの最小幅は，浸透流量の許容限度，隣接ゾーンとの透水および力学特性の相対関係，フィルタの有無，施工上の最小幅などをもとに決定する．円形すべり面スライス法による安定性の検討では，遮水性ゾーンの幅を狭くする方が有利となるが，この検討には遮水性ゾーンの変形および水理的破壊などに対する安定性の検討は含まれていないことに留意しなければならない．一般に水深の 30～50%の幅を持つダムでは，かなりの悪条件でも安全とされ，15～20%の幅では，注意深い設計と施工が必要で，特にフィルタの設計が重要となる．⑥遮水性ゾーンと基礎地盤の間にコンタクトクレイを配置する．これは，双方を密着させると同時に，アバット部での沈下の際に，せん断や変形を受け持つゾーンとして機能する．コンタクトクレイは，一般に粗粒分を含まない土質材料を湿潤側の含水比で 10cm程度の厚さで施工する．コンタクトクレイを張り付ける基礎地盤面は，乾燥状態にならないようスラリー塗布を行う．また，コンタクトクレイと標準の遮水性材料の間は，標準の遮水性材料の粒径の大きなものを除去した材料（コンタクトコア）により施工し，材質の急変を防ぐ．

(b) 透水性ゾーン ①透水性ゾーンは遮水性ゾーンが受ける水圧を支え，自らをも含む堤体のすべり破壊や地震時の破壊に対する安全性を保持するゾーンである．透水性ゾーンのせん断強度が堤体断面の規模を決定することが多いため，透水性材料の調査・試験結果とダム規模をもとに，安全性，経済性，材料採取に伴う自然環境への影響の程度などを総合的に検討し，ゾーニングを決定する．②透水性ゾーンは，遮水性ゾーンからの浸透水，雨水および貯水位の低下に伴う堤体上流側透水性ゾーンの残留水を容易に排除できる透水係数をもつ必要がある．③透水性ゾーンに使用する材料には，玉石砂礫や堅硬な岩石質材料が適している．しかし，そのような材料の入手が困難な場合もあり，また透水性の条件も相対的なものであることから，風化岩や泥岩などの軟岩についても，材料特性を十分に把握し，適切な設計数値を採用することによって利用することもある．

(c) トランジションゾーン トランジションゾーンは，堤体の水理的および力学的安定性を確保するために，隣接するゾーン間（一般には遮水性ゾーンと透水性ゾーン間）の工学的性質の急変を緩和する目的で配置する．トランジションの材料としては，砂礫，風化岩，破砕岩などが用いられる．①ゾーン型フィルダムでは，表層部のすべりが安定上最小安全率となることが多い．このため，ダムのゾーニングは，中心から外側に向かうゾーンに移行するに従って，せん断強度および透水係数が大きくなるように配置する．②堤体および付帯施設の基礎掘削によって発生する掘削岩および原石山で比較的せん断強度などの劣る材料については，品質のバラツキと工学的性質を十分に把握した上で，トランジションゾーンに有効利用する．③遮水性ゾーンとの間において，トランジションゾーンがフィルタ則の条件を満足する場合には，トランジションが後述するフィルタの機能を有することとなる．④傾斜遮水ゾーン型で遮水性ゾーンの背面に配置されるトランジション（背骨ゾーン（Back Bone Zone））は，遮水性ゾーンを支えるため，沈下の少ない堅固なゾーンとする．

(d) フィルタ 遮水性ゾーンに接して粒度の非常に異なった粗い材料のゾーンを配置すると，遮水性材料の細粒分が流出しパイピング現象を引き起こす．また，地震などによって遮水性ゾーンにクラックが生じた場合であっても，隣接するゾーンとの間にフィルタ則が満足していれば，遮水性ゾーンと隣接ゾーンとの境界部において，浸透水のみを通過させ土粒子を流出させない薄い層が形成され，内部浸食が抑えられる．

［フィルタ則］ 一般に，遮水性ゾーンと透水性または半透水性ゾーンの中間にフィルタを配置し，浸透水による遮水性材料の流出を防止し，かつ浸透水を完全に排出・流下させパイピングなどによる浸透破壊を防止する．フィルタには一般に砂礫材料が使用され，フィルタ材料は，“フィルタ 5 則”と呼ばれる，次の 5 つの条件を満足する必要がある（図-2.30）．

① $\dfrac{\text{フィルタ材料の15\%粒径}}{\text{フィルタで保護される材料の15\%粒径}} > 5$ （透水則）

② $\dfrac{\text{フィルタ材料の15\%粒径}}{\text{フィルタで保護される材料の85\%粒径}} < 5$ （パイピング則）

③ フィルタ材料の粒度曲線は，保護される材料の粒度曲線とほぼ平行であることが望ましい．（平行則）

④ フィルタで保護される材料が粗粒材料を含む場合には，その材料の粒径 25mm 以下の部分について①および②を適用する．

⑤ フィルタ材料は粘着性のないもので，200＃（0.075mm）フルイを通過する細粒分を原則として 5%以下とするのがよい．

その他の条件として，次のようなものがある．

⑥　フィルタ材料の最大寸法は，保護される層が土や砂の場合，75mm とすることが望ましい．

⑦　フィルタ材料は，保護される材料より 10～100 倍の透水性を持つことが望ましい．

なお，15%粒径とは，それより細かい材料が重量百分率で全体の 15%の場合の粒径をいい，85%粒径とは，それより細かい材料が重量百分率で全体の 85%の場合の粒径をいう．

遮水性ゾーンと隣接するゾーンの間においてフィルタ則が満足しない場合は，次の現象を防ぐための中間粒度のフィルタを両者の間に入れる．①遮水性ゾーンとその上流側のゾーン間においてフィルタ則が満足していない場合は，水位降下時の遮水性ゾーンから上流側ゾーンへの浸出水によるパイピングを防止するためのフィルタを配置する．②ゾーン間の粒度が著しく異なる場合は複数のフィルタを配置し，フィルタ材料が透水性ゾーンに流亡しないようにする．③フィルタからの排出水は，下流のゾーンにそのまま浸透させず 1～3 条程度の水平ドレーン（帯状または筋状ドレーン）に流入させる．これは堤敷や堤体材料あるいは堤体下流部を飽和状態にすることを防ぐと同時に，浸透流量の計測を容易にするためでもある．④遮水性ゾーンとフィルタの間で剛性が著しく異なり，遮水性ゾーン内に応力分布のアーチングが起こる場合には，フィルタ材料の改良のほかに，ゾーン配置や遮水性ゾーンの断面を変えることもある．

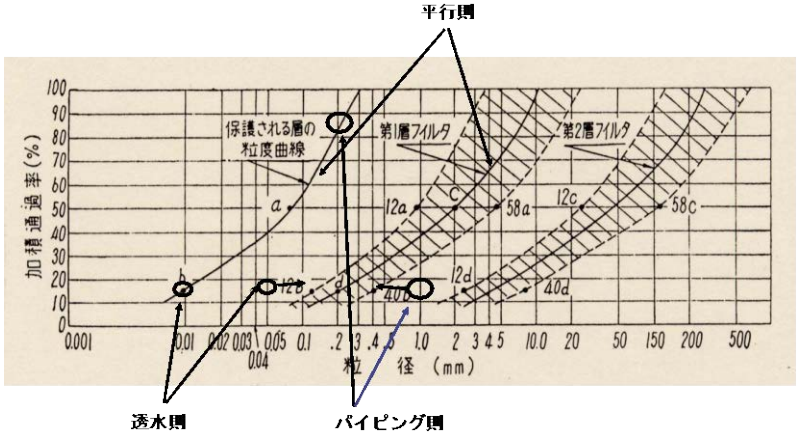


図-2.30　フィルタ則

2.3.6.3　表面遮水壁型フィルダム（図-2.31）

表面遮水壁型フィルダムは，自重，地震力，水圧およびその他の荷重により，遮水壁にクラックや破断を生じないよう設計する．堤高の高いダムでは監査廊を設け，浸透流量の計測が適切に行えるようにする．

この型式のダムは，貯水をダム上流表面で遮断するため，他のタイプのフィルダムに比べ，上流側のすべり破壊に対する抵抗性が増す．このため，堤体には細粒材料から粗粒材料まで幅広い種類の材料を使用できる利点がある．一方，湛水時あるいは地震時の堤体の変形により，遮水壁にクラックや破断が生ずる危険性があるため設計に当たっては注意が必要である．特に左右岸アバットメントのカットオフ付近および構造物との接合部付近は，堤体の不同沈下の影響を受け易いので，カットオフの形状や基礎地盤の処理，あるいはその付近の堤体材料の材質の選定に十分注意する．遮水性材料としてはアスファルト混合物，ジオメンブレンなどが考えられる．

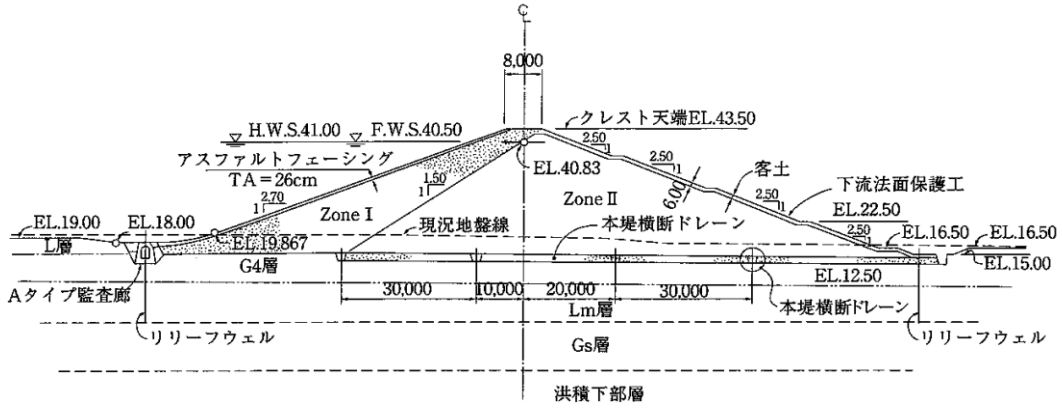


図-2.31　表面遮水壁型フィルダム（アスファルト＆ジオメンブレン）の事例（万場調整池）

(a)　アスファルトによる遮水　堤体は，沈下を極力少なくするため，粒度の良い岩石質材料や砂礫を，比較的薄くまき出して転圧する方法で，空隙を減少させ密度を高めるよう施工する．特に遮水壁背面には遮水壁をできるだけ均等に支持し，かつ貯水による荷重を堤体に一様に伝えるとともに，堤体に生じた不同沈下の遮水壁への影響を緩和するためのトランジションゾーンを配置する．また，このゾーンは低水時遮水壁に堤体内の水圧がかからないように十分な排水機能を有するものとする．トランジションゾーンには，特に粒度のよい砕石や細粒岩石質材料，または砂礫材料を使用し，遮水壁に悪影響を与えるよう

な巨礫が混入しないようにする．

また，設計上考慮すべき事項は，次のとおりである．①アスファルト遮水壁は，一般に遮水層，排水層，基層および保護層から構成される（図-2.32）．遮水層は施工ジョイントが重ならないようにするため最低 2 層が必要で，排水層が入る場合は，その下にさらにもう一層の遮水層を入れる．排水層がない場合は，遮水層を 2 層または 3 層とすることが多い．遮水層のアスファルトは，自重による垂れ下り，または水圧によるアスファルトの滲出がなく，かつ所要の強度，変形特性および所要の水密性が得られる配合とする．アスファルト量は 8%前後が多く，一層の厚さを 4～8cmとするとよい密度が得られる．アスファルトの強度および変形特性は，荷重速度および温度条件によって著しく異なるので，配合設計に当たっては使用目的に応じた条件で試験を行う．②排水層は表層の遮水層のクラックからの漏水箇所を早期に発見すると同時に，漏水が排水層を通じて排出されるよう設計する．したがって，所要の透水性を確保するため，アスファルト量が 4%程度で透水係数 10^{-2}cm/sオーダーの開粒度アスファルトを用いる．厚さは漏水量によって決め，一般に 5～8cm程度としている．③堤体盛土との接触部には砕石層を設け，その上に開粒度アスファルトのバインダー層および下部遮水層の施工条件を整えるためのレベリング層を設ける．レベリング層はバインダー層とともに遮水壁の基層となる．両者を一層とする場合や基盤層が堅硬な岩盤でない場合にはアスファルト量を 7%程度まで高め，遮水層の補強的な意味をもたせていることがある．これらの層は施工上，最小厚さで 3.5～5cm程度とすることが多い．④保護層には，遮水層のアスファルト表面の劣化を防ぐため，アスファルトマスチックを 2mm程度塗布する．⑤表面遮水壁は，基礎地盤のカットオフに密着しなければならない．基盤層が堅硬な岩盤でない場合にはカットオフに監査廊が設けられる．監査廊は，遮水壁の浸透流量の計測やグラウチングの施工に使われる．⑥カットオフおよび監査廊は，表面遮水壁の施工が良好に行われる断面形状が必要で，フィニシャの運転が可能となるよう，その天端は表面遮水壁面と同じ平面とすることが望ましい．⑦監査廊はグラウチング施工が可能な断面とし，かつ水圧による基礎地盤の変形や堤体の変形に対応できる形状および構造とする．監査廊は最大の水圧を受ける部分に位置するため，基礎地盤の強度が低い場合には，特に断面の決定に慎重を要する．一般に有限要素法による応力・変形解析を行っている例が多い．

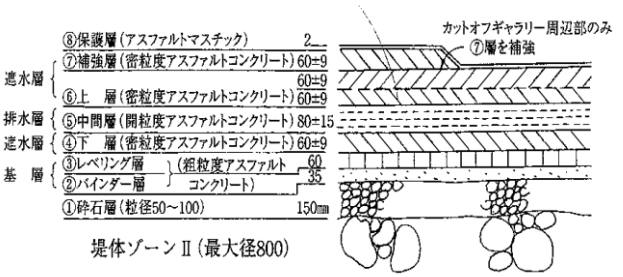


図-2.32　アスファルト遮水壁の構成事例

(b)　ジオメンブレンによる遮水　付録（その 2）「ジオメンブレンによるフィルダムの表面遮水」を参照

2.3.6.4　中心遮水壁型フィルダム

中心遮水壁型フィルダムは，遮水壁（人工遮水性材料）が堤体の沈下や貯水圧あるいは地震力に対して破壊しないように設計する．このため，遮水壁とそれに接するフィルタやトランジション（保護ゾーン）の材料選定は，特に慎重に行う．人工材料の中心遮水壁型ダムとしては，わが国では聖台ダム（1937 年完成，H=28.8m，北海道），上湯内ダム（1957 年完成，H=15.5m，北海道）などがある．しかし，堤体内部に剛性の異なるコンクリートなどを配置した場合，地震時などの挙動が不明確であるため，地震の多いわが国では近年採用されていない．

2.3.7　堤体の形状

2.3.7.1　堤頂標高

図-2.33 にダム堤頂部付近の標準図を示す．堤頂標高は，遮水性ゾーンの天端，すなわち非越流部標高に必要な保護層を含めた高さである．遮水性ゾーンの天端は一般に築堤終了後も沈下することが予想されることから，非越流部の計画標高は堤体および基礎地盤の挙動が定常状態になるまで確保されていなければならない．このため，遮水性ゾーンは予め余盛を行い，所要の高さに施工しておく必要がある．

2.3.7.2　余盛

必要な余盛を決定するための基礎地盤および堤体の沈下量を推定する手法としては，有限要素法を利用した築堤解析，あるいは圧密築堤解析などがある．しかし，沈下量は基礎地盤や材料の性質，施工方法などの多くの要因に支配される．このため，沈下量は各種手法による推定値と過去の実例などをもとに推定する．日本における最近の中心遮水ゾーン型フィルダムでは，堤高の 1～2%を採用している場合が多い．

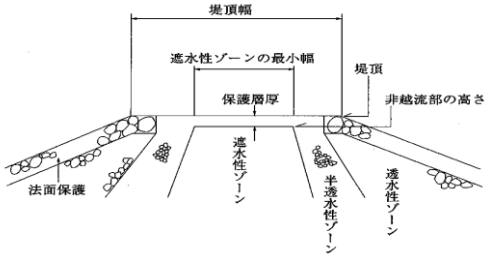


図-2.33　フィルダム堤頂付近標準図

2.3.7.3　堤頂幅

堤頂幅は，波浪浸食，浸食破壊などに対する水理的安定性，維持管理，施工上必要となる最小幅などを考慮して決定する．すなわち，堤

頂幅は堤体の安定計算にはほとんど影響しないため，波浪浸食や浸透水による浸食，パイピングあるいは地震時の崩落や滑動などに対する安全性と，管理用道路としての幅員あるいは施工機械の走行などに必要な幅員から決定している．一般にダムの高さが 50m 以上のダムはほとんどが 10m，堤高の低いダムでは 6m 程度である．

2.3.7.4　斜面勾配と小段

斜面勾配と小段の規模および位置は，堤体および基礎地盤の力学的安定性，施工条件，維持管理，経済性などを総合的に考慮する．堤体の安全上必要な平均斜面勾配としては，表面遮水壁型フィルダムや極端な軟弱地盤上のダムの場合を除き，上流側斜面が下流側斜面に比べて 0.5 割程度緩い傾向となる．近年の農業用ダムの上流側斜面勾配は，均一型フィルダムで 2.5～3.5 割，ゾーン型フィルダムでは，2.5～3.0 割の範囲内となっている．なお，特殊な軟弱地盤を基礎とする場合には，基礎地盤の安定性を確保するため平均斜面勾配を 4 割程度まで緩くしていることもある．

比較的堤高が低く，軟弱な基盤上にせん断強度の小さい粘性土を盛土する場合には，深いすべりに対する安全性を向上させるために盛土中腹部に幅広の小段を設けるとともに，小段より上部の盛土勾配を急勾配として安定計算での滑動力の低減を計ることがある．また，堤体の上流側に岩石質材料を使用して斜面保護工を施工する場合には，低水位付近に小段を設けることによって，堤内水の浸出に伴う部分的な欠損を防止することができる．堤体法面の小段は，斜面保護工材料や表層材料の整形作業上必要とする意見もある．しかし，施工方法を工夫すれば必ずしも必要とは言えず，むしろ表層すべりで堤体断面が規定される場合には，小段を設けて斜面勾配をその分急勾配とするより，全体を平均して緩勾配とする方が有効となることが多い．ダム下流斜面については，日常のダム管理作業のため，あるいは均一型フィルダムで植生工を施す場合の雨水の排除のため，高さ 10～20m ごとに幅 1～3m 程度の小段を設けることが多い．

2.3.8　浸透流の検討

フィルダムでは，堤体および基礎地盤内を流下する浸透流を適切に制御するとともに，浸透に伴う間隙水圧，動水勾配などを堤体および基礎地盤の安定性が確保できる範囲に維持することが重要である．具体的には，浸透流解析によって，間隙水圧の変化によるダムの安全性，内部浸食（パイピング，ハイドロリックフラクチャリング*），浸水によるコラップス（浸水による圧縮変形）および飽和化に伴う強度低下に起因したダムの安全性などの検討を行う．

* 地盤や盛土の初期応力を上回る水圧によって破壊が進む現象（水理破壊）をいう．遮水性ゾーンのハイドロリックフラクチャリングは，①鉛直土圧が貯水圧より小さい時に遮水性ゾーンが水圧によって破砕する場合，②不同沈下によって生じた水平クラックが水圧によって押し広げられる場合，などに生じる．

浸透流解析で検討すべき主な事項は，①堤体および基礎地盤を流下する浸透量の把握，②堤体および基礎地盤内の間隙水圧および浸潤線の把握，③浸透水の適正な流下方法の検討，の 3 点である．①に関しては，1.3.2　基礎処理の設計　で述べたように，ダムの貯水効率の面から浸透量を 1 日当たり総貯水容量の 0.05%以下とすることが望ましい．②で把握した浸潤線と間隙水圧は，堤体および基礎地盤のパイピングとボイリング*に対する安全性，すべりなどに対する安定性の検討に利用する．③では，パイピングとボイリングを防止するためのフィルタの検討，浸透量を減少させる方法の検討，浸透水を安全に排水する方法の検討を行う．

* 浸透水の浸透力によって粒子が重量を失った状態をクイックサンドといい，その結果生じる粒子の撹拌現象をボイリングという．砂層がクイックサンド状態にある状況を液状化とも呼び，特に地震時に地盤中の間隙水圧の上昇によって起きやすい．ボイリングは通常浸透水の出口で生じるが，その地点から上流方向へボイリングがパイプ状に連続することをパイピングという．

2.3.8.1　浸透流解析

浸透流解析では，間隙水圧（ポテンシャルまたは全水頭），浸透量，動水勾配および浸潤線（間隙水圧が 0 の等間隙水圧線）を求める．浸透流解析は，定常と非定常に分けられる．主な浸透流解析手法を図-2.34 に示す．

フィルダムの堤体中の浸透流は，非拘束流（浸潤線または自由水面が表れる流れ）となるので，厳密解は特別な場合にしか求めることができない．数値解析（定常流れ）における支配方程式は，①水は非圧縮性流体である，②土は土粒子が形作る骨格とその隙間からなり，土粒子およびその骨格は非圧縮性である，③水の運動は Darcy 則に従う，の仮定のもとでは，次式のとおりである．

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial \phi}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial \phi}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(k_z \frac{\partial \phi}{\partial z}\right)=0 \qquad (1)$$

いま，土の単位要素への 1 次元の水の流入，流出を考えるとき，単位時間当

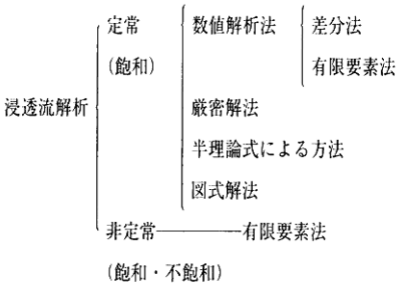


図-2.34　浸透流解析法

たりの水の流出量は，単位時間当たりの土の単位要素の体積変化量（体積圧縮量）に等しい．これは質量保存則に相当し，圧縮ひずみを正として，$\partial V_x/\partial x = \partial \varepsilon_x/\partial t$ と書ける．3 次元では，

$$\frac{\partial V_x}{\partial x}+\frac{\partial V_y}{\partial y}+\frac{\partial V_z}{\partial z}=\frac{\partial}{\partial t}\left(\varepsilon_x+\varepsilon_y+\varepsilon_z\right)$$

と書ける．仮定①および②から，右辺は 0 である．これに，仮定③の Darcy 則の

$$V_x=-k_x\frac{\partial \phi}{\partial x},\quad V_y=-k_y\frac{\partial \phi}{\partial y},\qquad V_z=-k_z\frac{\partial \phi}{\partial z}$$

を代入すると，式(1)になる．

さて，透水係数k_x＝k_y＝k_zと一定ならば，式(1)は，次のLaplace方程式*となる．

* Laplace方程式は，非圧縮性流体の速度ポテンシャル，静電場のポテンシャル，熱伝導現象における定常温度分布などを表わす方程式である．

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2}=\nabla^2\phi=0 \qquad (2)$$

ここに，ϕ：全水頭または全ポテンシャル$\left(=h+\dfrac{u_w}{\rho_w g}\right)$

h：位置水頭（m），u_w：間隙水圧（kN/m^2），ρ_w：水の密度（t/m^3），g：重力加速度（m/s^2）

ψを流れ関数とすると，ψ＝一定の線は流線を表す．ψについても式(2)と同様に式(3)が成立する．

$$\nabla^2\psi=0 \qquad (3)$$

ϕ＝一定線（等ポテンシャル線）と ψ＝一定線（流線）は互いに直交する．この等ポテンシャル線と流線が形作る網目をフローネット（流線網）という．

式(1)または(2)を適切な境界条件のもとで解けば，浸透流の状態を推定することができる．不透水性の基礎地盤上のフィルダムでは図-2.35 および式(4)に示すような，境界条件が考えられる．

AB面上 $\phi=H_1$，CD面上 $\phi=H_2$ ：Dirichlet（ディリクレ）境界条件

BC 面上 $\dfrac{\partial \phi}{\partial y}=0$ ：Neumann（ノイマン）境界条件 (4)

DE 面上 $\phi=y$

EA 面上 $\phi=y$

(a)　図式解法　フローネットは一般に長方形要素でできているが，図-2.36 に示したような各要素の四辺が一つの円に外接したフローネットは正方形フローネットと呼ばれる．正方形フローネットでは，互いに隣接する 2 本の流線の間の流量は等しく，かつ互いに隣接する 2 本の等ポテンシャル線の間の損失ポテンシャルは等しいという性質がある．図式解法は，上述したLaplace方程式を数学的に解くかわりに，与えられた境界条件に合致するように試行錯誤的に正方形フローネットを描く方法である．図-2.37 にフィルダムの例を示す．今，図-2.37 において，流管数（流線と流線の間を流管という）をN_f，等ポテンシャルの仕切数をN_dとし，流れの出入り口での全ポテンシャルをそれぞれH_1，H_2，透水係数をkとすると，単位堤長当たりの全流量Q

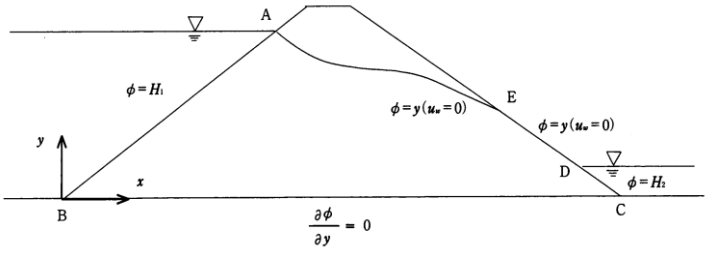


図-2.35　不透水性基礎地盤上のフィルダムの浸透に対する典型的境界

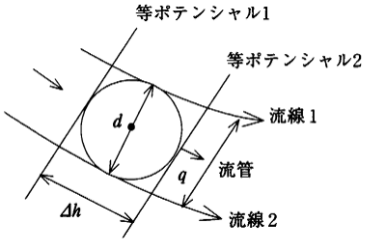


図-2.36　正方形フローネット

は，式(5)で求められる．

$$Q = k(H_1 - H_2)\frac{N_f}{N_d} \qquad (5)$$

(b) A. Casagrande の方法　カサグランデの方法では，はじめに浸潤面を求め，その浸潤面に対して浸透量が求められる．この方法は，透水係数に異方性を有する土に対しても，水平方向長を $\sqrt{k_y/k_x}$ 倍すればそのまま適応できる．なお，本法では，解析解をもとに浸潤面の形が放物線となるとしている．

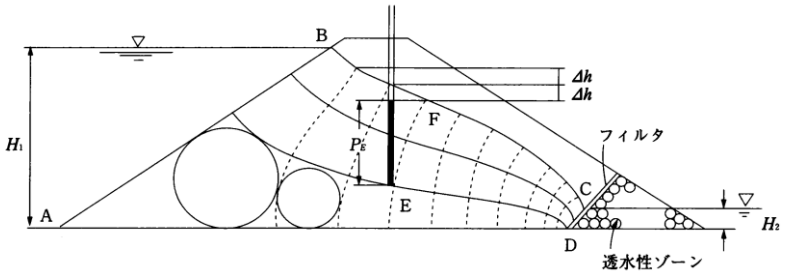


図-2.37　堤体内のフローネットの一例

図-2.38 に示した不透水性基礎地盤上の均一型ダムに対して，浸潤線は放物線になるものとする．ただし，上流側斜面では，上流側斜面と貯水面の交点 B を通り，上流斜面に直交するように若干の修正を行う．この方法による単位堤長当たりの浸透量 Q は，式(6)で求めることができる．

$$Q = k\,y_0 \qquad (6)$$

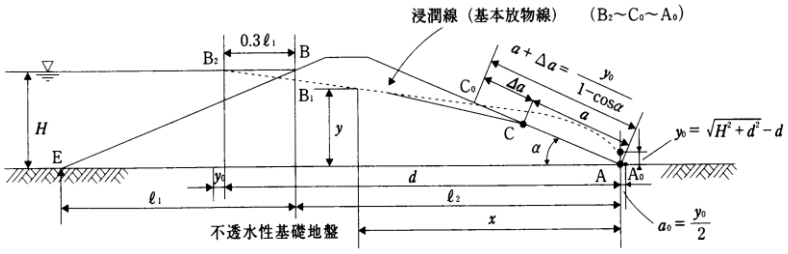


図-2.38　均一型ダムの浸潤線（基本放物線）

(c) 有限要素法による方法　物理場での現象は偏微分方程式で表現でき，問題に応じた境界条件のもとで解くことができる．物理的な現象が非定常現象であれば，初期条件も必要となる．有限要素法は，この偏微分方程式を数値的に解く一つの方法であり，現在最も有力な方法として多方面に応用されている．有限要素法は定常および非定常のどちらの浸透流解析にも用いることができる．

2.3.8.2　浸潤線

堤体内の水の流れは前述の浸潤線（自由水面）をもった非拘束流となる．浸潤線の位置を決定することは，堤体安定解析に用いる水圧条件を決定するためにも必要である．ただし，有限要素法による定常浸透流解析では，全ポテンシャルを未知数とした方程式を解くために，間隙水圧は　$u_w = \rho_w g(\phi - y)$　の関係より全ポテンシャルの値が求まれば自動的に計算される．非定常浸透流解析によって求まる浸潤線は，間隙水圧 $u_w = 0$ の流線として与えられるにすぎないので，あえて浸潤線を計算上考慮することはなく自動的に求まる．そこで，ここでは，A. Casagrande の方法と福田の方法により浸潤線を求める方法について示す．

(a) 透水係数の異方性　フィルダムのような層状に土を締固めて建設される土構造物の透水特性は異方性を示す．透水係数の異方性は堤体内の水の流れに影響を与えるので，できる限りこの異方性を明らかにすることが望ましい．一般に水平および鉛直方向の透水係数をそれぞれ k_x および k_y とすると，比 k_x/k_y の値は，タンピングローラで締固めた場合 2～10（平均 5），振動ローラの場合 20 程度とされている．

(b) 浸潤線を求める方法　均一型については，すでに 2.3.8.1　浸透流解析　で示した．中心遮水ゾーン型についてもA. Casagrandeの方法を用いて，浸潤線の位置を決定する．まず，遮水性ゾーンの浸潤線を均一型の場合と同様にして求め，この値をもとに半透水性ゾーンの浸潤線を求める．遮水性ゾーンの透水係数 k_1，半透水性ゾーンの透水係数を k_2 とすると，図-2.39 に示した斜面先D点の直上における浸潤線の高さ h_2 は，式(7)で求めることができる．

$$h_2 = \frac{k_1}{k_2} y_0 \qquad (7)$$

また，D 点を極とする浸潤線（基本放物線）は，式(8)の放物線で与えられる．

$$y = \sqrt{2h_2 x + h_2^2} \qquad (8)$$

なお，$k_x/k_y \leqq 10$ の場合は，均一型と考えてよい．

以上により，遮水性ゾーンおよび半透水性ゾーンの浸潤線は求まり，両者はそれぞれ不連続であるので，C 点を通るスムーズ

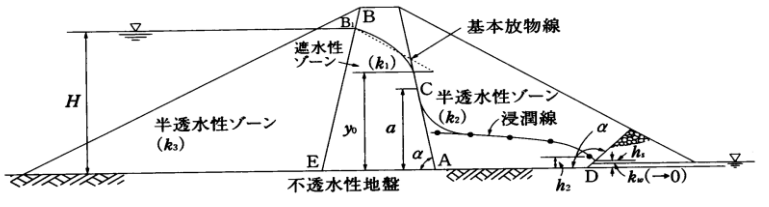


図-2.39　中心遮水ゾーン型ダムの浸潤線

な曲線で，二つの浸潤線をつなげる．

傾斜遮水ゾーン型のダムでは，福田の方法を用いる．福田の方法は実験に基づく方法である．図-2.40 に示したように，遮水性ゾーン上流側斜面と貯水面の交点をB，遮水性ゾーンの底幅をB_1，貯水面での上部幅をB_2とする．まず，傾斜遮水性ゾーンの上流側斜面上に点Bより下方にr（$r=\dfrac{B_1+B_2}{2}$）だけ離れた点Dをとる．点Dより半径rの円弧を点Bを通るように描けば，遮水性ゾーン下流側斜面とこの円弧の交点Cを得る．弧BCが浸潤線となる．点Cより下流側については，近似的に中心遮水ゾーン型の半透水性ゾーンと同様にして浸潤線を求めてもよい．

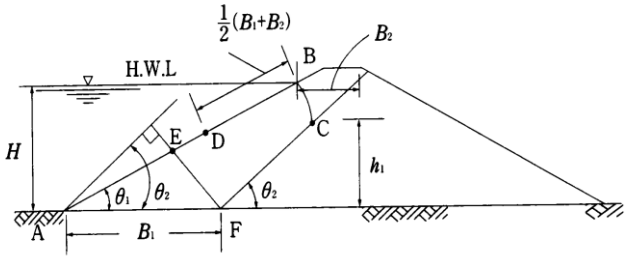


図-2.40　傾斜遮水ゾーン型ダムの浸潤線

(c)　浸透力およびパイピングに関する検討　水が土中を流れると，エネルギーの損失を生じ，水のポテンシャル（または圧力）は低下する．今，図-2.41 に示した一つの流線で代表される断面積⊿A，長さ⊿l の流管を考え，その両端の点 A，B で⊿h の水頭差か生じたとする．この損失水頭により，土粒子を流れ方向に流そうとする力が生じる．また，それに抵抗しようとする摩擦抵抗力が生じる．これらの力は作用反作用の関係にある．土粒子を流そうとする力を浸透力という．浸透力 J は式(9)で表すことができる．

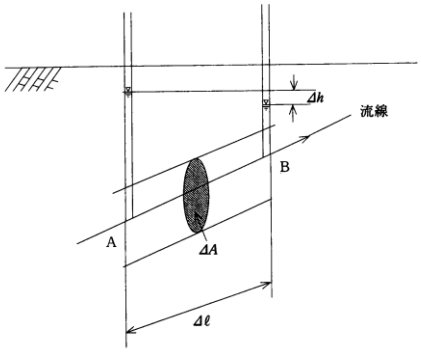


図-2.41　浸透力

$$J=-\gamma_w\cdot\Delta h\cdot\Delta A=-\gamma_w\cdot i\cdot\Delta l\cdot\Delta A=-\gamma_w\cdot i\cdot\Delta V \qquad (9)$$

ここに，i: 動水勾配，⊿V: 考えている要素の体積，である．したがって，単位体積当たりの浸透力（浸透水圧）j は，式(10)となる．

$$j=J/\Delta V=-\gamma_w i \qquad (10)$$

浸透力は土粒子を流れの方向へ移動するように作用している．浸透力がある限界の大きさを超えると土粒子は流失し，堤体および基礎地盤内にパイプ状の孔や水みちを形成する．この現象がパイピングである．パイピングは，対象土の粒径，粒度分布，土粒子の密度，間隙率，粘着力，透水係数などの物性が関与している．パイピングを防止するためには，流速および動水勾配を許容範囲内に収めるようにする．そのため，ブランケットなどを設置して浸透路長を長くすること，リリーフウェルにより間隙水圧を低下させることなどが行われる．また，堤体では，万一パイピングが発生してもフィルタを設ける（堤体においては，ゾーン間でフィルタ則を満足していれば，特にフィルタを設けなくとも良い）ことによってその拡大を防止することができる．

パイピングの発生の判定は，限界流速または限界動水勾配を用いて行われる．限界流速を用いる方法としては，Justin の方法などが，限界動水勾配を用いる方法としては，クイックサンド現象の判定式，Sichart の実験式による方法などがある．

［Justin の方法］　Justin は土粒子の径に対し浸透流速の限界値を求め，粒子はその限界値を超えると移動し，パイピングが発生するとした．このときの流速は限界流速と呼ばれる．この粒径と限界流速の関係を表-2.9 に示す．この値は，土粒子のまわりの小さな渦，平均粒径からはずれた微粒子の不安定性などが無視されており，混合粒径の砂についての実験式に比べて過大に評価する傾向にある．実用上は十分な余裕を見込むなどの配慮を行うことが望ましい．

表-2.9　土粒子の粒径と限界流速の計算

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

（土粒子の密度2.6g/cm³）

［クイックサンド現象の判定式］　水が静止している場合の土粒子に作用する水圧は間隙水圧のみである．しかし，流れている場合には土粒子は浸透水圧を受ける．すなわち動水勾配がある限度を超えると，浸透水圧が土粒子間に働く抵抗力に打ち勝ち土粒子は移動する．このときの動水勾配を限界動水勾配という．Terzaghiは上向きの浸透水圧を受けた場合，限界動水勾配i_cは式(11)で表わされるとした．

$$i_c=\gamma_s'/\gamma_w=(1-n)\left(\frac{\rho_s}{\rho_w}-1\right)=\frac{\rho_s/\rho_w-1}{1+e} \qquad (11)$$

ここに，γ_s' ：土の水中単位体積重量（mmN/cm³），

γ_w，ρ_w :水の単位体積重量（mmN/cm³）および密度（g/cm³），

n, e：土の間隙率および間隙比，ρ_s ：土粒子の密度（g/cm^3）

土粒子の粘着力およびかみ合わせ状態により土粒子間の抵抗力が変わる．定性的には土の塑性指数が大きい場合には抵抗力が大きくなる．粘着力がない細粒土の場合の限界動水勾配は 0.5～0.8 といわれている．

［Sichartの実験式による方法］　sichartは，限界動水勾配i_cと透水係数k（cm/s）の相関関係から式(12)を提案している．

$$i_c = \frac{1}{1.5\sqrt{k}} \qquad (12)$$

2.3.9　堤体および基礎地盤の力学的安定性の検討

堤体は，堤体材料の性質，基礎地盤の状況などを考慮し，堤体の内部，堤体と基礎地盤との接合部およびその付近におけるすべりに対し，必要な抵抗を有しなければならない．堤体のすべりとしては，堤体斜面を通るものと堤体の基礎面に沿うものを考えるのが一般的である．基礎地盤の強度が弱い場合には基礎地盤内を通るすべりについても検討する．

2.3.9.1　堤体のすべり破壊に対する検討

(a)　概要　米国のフィルダムについての調査によると，築堤中および完成後にすべりを生じたダムの大部分は，①ダム基礎地盤が高塑性で高含水比の粘土からなる場合，②堤体材料が高塑性の細粒土である場合，である．西アメリカの 65 の均一型フィルダムのうち，すべりを生じた 14 ダムに対して平均粒径（D_{50}）とすべりの関係を調べた結果，D_{50}の値が小さなものほどすべりに対する抵抗性が低いことが明らかになっている．また，1950 年から 1965 年までの 16 年間に事故のあった日本のかんがい用均一型フィルダムの原因別統計調査の結果によると，調査対象となった 49,000 個のダムのうち 3 件で施工中に斜面すべりが生じている．この 3 件はいずれも粘土分の非常に多い材料を用い，かつ施工速度も速く，上載土柱荷重の 50～80% 前後の間隙水圧が施工中に観測されていた．

過剰間隙水圧の発生しやすい均一型フィルダムで築堤中および完成直後の事故を避けるためには，間隙水圧消散用ドレーンを設けることが有効である．また，築堤中の間隙水圧や変形量（特に水平変位）の観測を行うことも必要である．さらに，異常を観測した場合には，大事に至る前に盛土を休止するなどの処置をとる必要がある．上流側斜面がすべるのは施工中を除けば，ほとんど水位急降下に起因するものである．特に最初の水位急降下時に生じる場合が多い．米国の 12 の事例（均一型フィルダム）によると，満水時から 9～15cm/dの速度で中間水位まで水位を低下した場合に大部分のすべりが生じている．最初の水位急降下時にはすべらずに長年安定していたダムが，その後の水位急降下時にすべる例も稀にはある．このような場合は水位急降下速度や水面降下範囲が，それまでのどの場合よりも大きいのが普通である．したがって，そのようなダム操作をする場合には十分注意する必要がある．なお，ゾーン型では，透水性ゾーンの透水係数がk=10^{-2}～10^{-3}cm/sであれば，水位降下速度が 100cm/dでも安定である．

ところで，一般に土をせん断すると，その土の応力－ひずみ関係は，正規圧密された土ではひずみ硬化し，過圧密された土ではひずみ軟化する．極端な軟化挙動を示す材料では，すべり破壊時の強度はすべり線上の位置によって異なり，平均的にはピークから完全軟化強度の間のどこかの強度を持つ．一方，ひずみ硬化体では，すべり破壊が生じたときの強度は完全軟化強度となる．このため，設計における強度定数の取り方には十分な注意を要する．特に，岩石質材料では著しい軟化挙動を示し，堤体表層部の低拘束圧条件下ではその挙動が一層顕著になるため，十分な検討を行い強度定数を決定する．

(b)　検討の方法と安全率　土構造物の変形や破壊は，力のつり合い条件を満足しながら進行し，外力がある限界以上に達したときに破壊（すべり）が生じる．したがって，堤体の安定性を検討するための条件は，①力のつり合い式，②応力－ひずみ関係（構成則），③ひずみ－変位関係，④変位境界条件，⑤応力（または力）境界条件，である．さらに，土の変形は有効応力に従うために，厳密な挙動の把握には間隙水圧の情報が必要である．通常，力のつり合い式に対する未知数として変位が取られる．①は，②および③の関係を用いて変位に対する方程式に書き換えられ，④と⑤の境界条件のもとで解くことができる．求められた変位に対して③の関係を用いればひずみが計算でき，さらに②の関係を用いればひずみから応力が計算できる．こうして変位，ひずみおよび応力は計算される．また，②は破壊までの応力－ひずみ関係だけでなく，破壊後の応力－ひずみ関係を表すことができるモデルを用いれば，変形と破壊を同時に検討することができる．

すべり破壊を検討する方法としては，極限平衡法（後述する円形すべり面スライス法，ウエッジ法などはこの方法に含まれる），すべり線法（例えばRankine状態），限界状態法および弾塑性応力解析法がある．ダムのような土構造物のすべり破壊の検討に適しているのは，極限平衡法と弾塑性応力解析法である．極限平衡法は，前述の 5 つの条件式のうち，①，②および⑤の条件を部分的に満足しているにすぎないため，理論的には厳密性を欠く方法であるが，非常に実用的である．弾塑性応力解析法は，通常，有限要素法を用いて解析が行われる．この方法は，変形と破壊現象を同時に検討できるが，破壊近傍で前述の①の条件を厳密に満足することが難しいことから，実用性の面では極限平衡法に劣る．このため，特殊なダム以外は，原則として極限平衡法のうち臨界円による「円形すべり面スライス法」を用いた検討と「表層すべりの検討」により堤体の設計を行う．ただし，堤体内または基礎地盤中に最弱部をつなぐようなすべり線が推定でき，かつその線が円形でない場合には，ウエッジ法などによる検討，軟弱地盤上のダムについては基礎地盤を通るすべりに対する検討を行う．なお，いずれの場合におい

ても，安全率（F_s）は 1.2 以上を確保するものとする．ただし，軟弱地盤上のダムのように不確定要素が入り易い場合には，安全率を慎重に決定し，より安全例の値をとることもある．

円形すべり面スライス法は，スライスの両側に作用している土圧を考慮しないために，これを考慮した方法（簡易Bishop法，Bishop法，Morgenstern－Price法，Wedge法など）に比べて，小さな安全率を与え安全例の設計となる．しかし，①震度法によって簡便に耐震性を考慮することができること（スライス間土圧を考慮した方法の中でも，簡易Bishop法は最も簡便な方法ではあるが，この方法では震度法を適用できない．），②計算が簡単であること，③安全率F_sだけで安定性の議論ができる，などの利点を持つことから今日まで利用されてきている．なお，円形すべり面スライス法は，すべり面のどの位置においても同一の強度ですべりに抵抗することを前提としているが，前述したように実際のすべり破壊は，ひずみ軟化体のように進行性の場合もあること，また，後述するハイドロリックフラクチャリングのように堤体内部に発生する応力分布に深く関係した破壊も生じることもあることに留意する必要がある．

解析方法としては，全応力に基づく方法（全応力解析）と有効応力に基づく方法（有効応力解析）がある．一般にダム盛土は築堤時には不飽和状態にある．しかし，遮水材は，通常最適含水比より湿潤側で締固められるため，築堤時の飽和度は 80%以上に達する．このような場合には，Terzaghi の有効応力式がほぼ成立すると考えてよい．一方，透水性材では，築堤時には自重による間隙水圧の発生はほとんど生じないため，有効応力と全応力はほぼ等しいと考えられる．貯水時には，流線網を描いてスライスの底面に作用する間隙水圧から有効応力を計算することもでき，一般に水中重量を用いて計算する．また，自重および地震力についても，本来各スライスの重心に作用するべきものを，分かり易くするためにすべり面上に作用するとする．これらの仮定はどれも安全側の仮定であり，これまで米国開拓局を初めとして広く用いられ多くの実績を有している．

(c)　円形すべり面スライス法　二次元での円形すべり面スライス法では，紙面方向には同一の断面が連続しているとする（応力解析の平面ひずみ条件が満足される）．したがって，力としては単位奥行き当たりの力を考える．円の中心に関する各スライスのすべり面に作用する滑動モーメントと抵抗モーメントとの総和の比をもって安全率と定義する．すなわち，安全率は式 (13)および(14)によって求める．なお，これらの式はモーメントに関する腕の長さ（円の中心からスライス面までの距離）Rは分母と分子にそれぞれ同じ値が掛けられるので省略している．

全応力表示による強度定数c_u，ϕ_uを用いる場合

$$F_s = \frac{\sum\{c_u\, l + (N - N_e)\tan\phi_u\}}{\sum(T + T_e)} \qquad (13)$$

有効応力表示による強度定数 c'，ϕ を用いる場合

$$F_s = \frac{\sum\{c' l + (N - U - N_e)\tan\phi'\}}{\sum(T + T_e)} \qquad (14)$$

F_s	：安全率
c_u，c'	：各スライスのすべり面の材料のみかけの粘着力（c_u：全応力表示，c'：有効応力表示）（kN/m²）
ϕ_u，ϕ'	：各スライスのすべり面の材料のせん断抵抗角（ϕ_u：全応力表示，ϕ'：有効応力表示）（°）
l	：各スライスのすべり面の長さ（$l = b/\cos\alpha$）（m）
b	：各スライスの幅（m）
α	：スライスの傾斜角度
N	：各スライスのすべり面上に働く荷重合力の単位幅当たりの垂直分力（$N = W\cos\alpha$）（kN/m）
T	：各スライスのすべり面上に働く荷重合力の単位幅当たりの線分力（$T = W\sin\alpha$）（kN/m）
N_e	：各スライスのすべり面上に働く地震慣性力の単位幅当たりの垂直分力（$N_e = W_e\sin\alpha$）（kN/m）
T_e	：各スライスのすべり面上に働く地震慣性力の単位幅当たりの接線分力（$T_e = W_e\cos\alpha$）（kN/m）
U	：各スライスのすべり面上に働く単位幅当たりの間隙水圧による力（浸透による間隙水圧および築堤時に生じた過剰間隙水圧の合力）（kN/m）
W	：各スライスのすべり面上に働く単位幅当たりの自重（kN/m）
W_e	：各スライスのすべり面上に働く単位幅当たりの地震慣性力（kN/m）

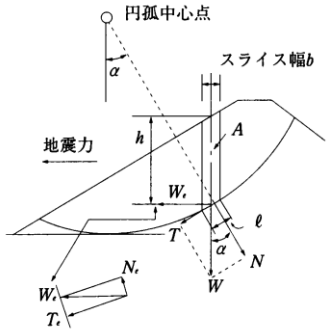


図-2.42　円形すべり面上のスライスに作用する力（貯水のない場合）

安定計算は，2.2.4.1 静的構造計算の検討するケース　で示した全てのケースについて行い，安全率が 1.2 以上になるように設計する．軟弱地盤上のダムについては基礎を通るすべりについても安全率の検討を行う．築堤中および築堤直後

の安全率は，式(13)および(14)のいずれを用いて求めても良い．貯水完了後の安全率は原則として式(14)を用いて求める．式中のW，W_e，およびUの求め方について，築堤直後で貯水が行われていない場合（図-2.42）を例示すると，以下のとおりである．

$$W=\gamma_t \cdot A, \quad A=h \cdot b, \quad W_e=K \cdot W, \quad U=\triangle u \cdot l=\triangle u \cdot b/\cos\alpha$$

h：スライスの高さ，b：スライスの幅，A：スライスの面積（m²），

γ_t：フィル材料の湿潤単位体積重量（kN/m³），$\triangle u$：築堤時に生じたすべり面上の過剰間隙水圧（kN/m²），

K：設計震度

(d) 表層すべりの検討　粘着力のない岩石質材料を表層部に配置する場合，および表面保護工としてコンクリートブロックを砂層のフィルタ上に載せる場合には，表層すべりの検討を行う．表層すべりに対する安全率F_sは式(15)または(16)を用いて計算する（図-2.43）．

① 貯水池が空の場合

$$F_s=\frac{1-mK}{m+K}\tan\phi' \qquad (15)$$

② 斜面が静水面下にある場合

$$Fs=\frac{\left(1-mK\dfrac{\gamma_{sat}}{\gamma'}\right)\tan\phi'}{m+\dfrac{\gamma_{sat}}{\gamma'}K} \qquad (16)$$

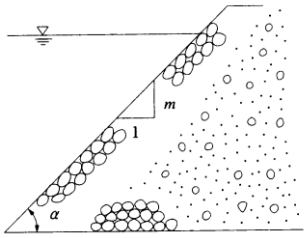


図-2.43　表層すべりの検討例

F_s：安全率，ϕ'：せん断抵抗角（有効応力表示），α：斜面の傾斜角，m：斜面の勾配＝tan α，K：設計震度，

γ_w：水の単位体積重量（kN/m³），γ_{sat}：ロック材料または砂礫材料の飽和単位体積重量（kN/m³），

$\gamma'=(\gamma_{sat}-\gamma_w)$：ロック材料または砂礫材料の水中単位体積重量（kN/ m³），

2.3.9.2　基礎地盤の力学的安定性の検討

通常，安定性は，すべりおよび変形に対する力学的な安定性とパイピングやハイドロリックフラクチャリングなどの浸透に対する安全性を検討する必要がある．

(a) 基礎地盤が岩盤の場合　基礎地盤が岩盤の場合には，変形特性，せん断強度定数および透水に関する設計数値を決定する．多くの場合，岩盤基礎ではすべりに対しては十分に安全である．しかし，節理，層理，片理などの不連続面がある場合や断層，補曲，地すべりなどで鏡肌が認められる場合などについては，十分にその安全性を検討する必要がある．現地条件や事例などを参考にしてすべり面を仮定し，仮定したすべり面に対して円形すべり面スライス法などを用いて安全率を求める．安全率は 1.2 以上を確保する．変形については，有限要素法解析を用いる方法がある．岩盤基礎では線形弾性解析でも十分である場合が多い．しかし CL 級以下では，PS 検層および孔内水平載荷試験から推定された弾性係数を用いて非線形弾性解析が行われた例もある．断層や破砕帯では不同沈下を伴うので，解析に察しても十分にモデル化に注意し沈下量の把握を行う．軟岩基礎では，変形が重要な検討要素となる．築堤による荷重の増加とともに，堤体直下では圧縮ひずみが，アバットメント部では伸びひずみが生じる．アバットメント部の伸びひずみが，その材料の限界伸びひずみを超えると亀裂が入るおそれがあるため，ダム軸横断方向についても有限要素解析を行って十分に検討する．基礎地盤が岩盤の場合の浸透流の検討では，その遮水性の確保が主な問題となり，固結度の低い軟岩ではパイピングについての検討を行うことも必要である．

(b) 基礎地盤が軟弱地盤の場合　標準貫入試験の N値＜20 を軟弱地盤とする．粘土，シルトなどからなる粘性土地盤では，すべり，圧密沈下および浸透に対する安全性を検討する必要がある．すべりに対しては，前述した方法により安全率を計算する．安全率は 1.2 以上を確保する．この場合の解析方法としては，基礎地盤中の間隙水圧を十分な精度で推定できる場合には有効応力解析法を用いてもよい．それが難しい場合には全応力解析法を用いる．圧密沈下については，Terzaghi の一次元圧密解析を行うのが最も簡単である．軟弱地盤では，乾燥，不同沈下，地震や施工機械の走行によって亀裂が生じ，それが貯水圧によってダム直下まで進展し，内部浸食（ハイドロリックフラクチャリング）が発生する可能性があることから，浸透抑制対策について検討する．特に，砂質地盤では，浸透量の抑制とパイピング，および地震時の液状化の問題も重要な検討課題である．浸透量の抑制のためには，水平ブランケット，コアトレンチ，シートパイル，地中連続壁などを設ける．また，間隙水圧を減少させるためにリリーフウェルを設置したりする．これらはどれも浸透量を抑制するだけでなくパイピングの防止にも効果がある．浸透水の浸出部に，フィルタ条件を満足するフィルタを設けることもパイピングやハイドロリックフラクチャリングによる内部浸食の発達を防止するのに有効である．

2.3.9.3　堤体および基礎地盤の応力・変形解析

堤体および基礎地盤の安全性は，先に示したようにすべり崩壊に対する安定性を検討するだけでは十分ではない．供用に際して，機能を十分発揮できるだけの許容変形量以下であるか，またその応力が十分にダムの安定性を満足するものであるかを把握することも必要である．堤体および基礎地盤の応力，変形量を求めるためには，一般に有限要素法が用いられる．

2.3.10　監査廊

堤高 30m 以上のフィルダムでは監査廊の設置が必要となっている．監査廊は，①ダム完成後の堤体および基礎地盤の安全管理（堤体や基礎の排水，各種の測定），②基礎地盤の遮水性の追加改良補修（グラウチング作業），③工事工程の短縮，などを目的として，ダム基礎地盤中に堤体の遮水部と構造的に接続して設置する．監査廊の設置には利害得失がある．

利点は次のとおりである．①保守管理面において，ダム基礎地盤における変形などの監視，または異常の早期発見が容易である．また，堤体完成後においても，廊内からの追加グラウチングによる補修が可能である．②施工面において，盛立作業と平行して廊内よりカーテングラウチングが施工できるため，工事工程の短縮につながる場合がある．ただし，基礎地盤の変形が大きい場合などでは，築堤荷重による変形がある程度収まった後にカーテングラウチングの施工を開始する．③その他，堤体観測計器のリード線を監査廊内に引込むことができるため，堤体の沈下変形によるリード線の切断などの事故を防止できる．

一方，問題点は次のとおりである．①構造面において，監査廊コンクリートと監査廊上部の遮水性材料および基礎地盤の剛性は著しく異なるため，盛土による応力集中が生じる．また，変形性の大きな地盤，規模の大きな断層破砕帯などに監査廊を設置した場合，基礎地盤の不同沈下に伴う監査廊継目部の開きや，堤体および監査廊本体に異常な応力の発生などが懸念される．特に継目部の開きは，最悪の場合，浸透水による堤体材料の流亡によりその部分が水みちとなるおそれがある．これらのことから，監査廊本体の耐久性の観点なども含め，監査廊の設置はかえってダムの安全性および耐久性に対し，より大きな問題を惹起する危険性をはらんでいるものとして考えることも必要である．②管理面において，監査廊内からの排水設備，廊内の照明および換気設備などが必要であり，維持管理費が増加する．③施工面において，監査廊内から行うカーテングラウチングなどの基礎処理工は，その施工スペースが狭いため，短いロッドを頻繁に使用する必要が生じる．このため，施工能率が低くなり，工事費を増大させる場合がある．また，監査廊コンクリートは，その部材厚さ並びに“水密性”を要求されることから，マスコンクリートとして取扱う必要がある．したがって，コンクリート打設に際して，温度応力や乾燥収縮によるひび割れ防止のためのクーリング設備や乾燥防止対策が必要になる．さらに，監査廊設置のための基盤掘削により，床掘面をかえって緩めることがある．

なお，監査廊には暗渠型（カルバート）とトンネル型がある．一般には暗渠型が施工が容易で経済的であるため採用されている（図-2.44）．

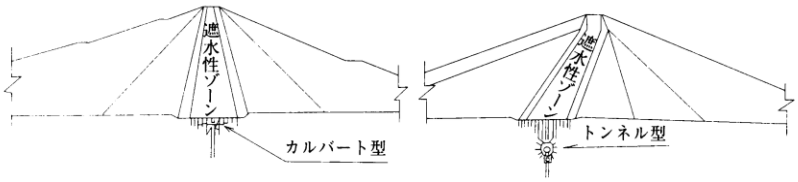


図-2.44　カルバート型とトンネル型の監査廊

2.3.11　取水・放流設備

ダムには，河川の流水または貯留水を取水あるいは放流するため，取水設備および洪水吐などの放流設備を設ける．取水・放流設備は，所要の機能を確保するとともに，貯水池内および取水時の水質の確保にも配慮した設計とする．フィルダムでは，堤体内に取水・放流設備を設けてはならない．フィルダムの堤体内に堤体材料と弾性係数の異なるコンクリート構造物などを埋設した場合には，堤体の不同沈下や地震時の振動に対する応答の相異などによって構造物に対して予期しない外力が働き，破壊や損傷などのダムの安全性が確保できない事態が生じる可能性がある．これらの不測の事態を防止するため，フィルタムにおいては堤体外に取水・放流設備を設置する．なお，取水・放流設備のうち，①ダムの安全性の確保，②ダムの機能の発揮，③河川の流れの正常な機能維持，④点検，修理および維持管理，を目的として設置する施設を放流設備といい，特に利水のための放流を行うものを取水設備という．

2.3.11.1　洪水吐

洪水吐は洪水時においてダムの安全性を確保するため，必ず設置しなければならない設備であり，ダム設計洪水流量（200 年に一回起ると予想される洪水流量の，さらに 1.2 倍の洪水流量）以下の流入量を安全に流下させる能力を有するとともに，ダムおよび貯水池に支障を及ぼさない構造としなければならない．規模の大きい洪水吐は，一般に，流入部，導流部および減勢工の部分から構成され，その型式の呼称は構成要素の組合せのうち，最も特徴づけられる要素について表現する場合が多い（表-2.10 および図-2.45，図-2.46，図-2.47 を参照）．

流入部は，貯水池から水を洪水吐の越流堤頂部（クレスト）まで導く「接近水路」と「越流堤」とから成り立っている．導流部は，流入部からの洪水を速やかに流過させるための水路であり，流入部の堰を越流した水の流れを整える「調節部」と「急流部」（シュート部ともいわれる）とから成り立っている．減勢工は，洪水を河川などに放流する時，下流に害を及ぼさないよう水のエネルギーを減勢するためのものである．

流水がフィルダムの堤体を越流することは許されない．このため，洪水

表-2.10　洪水吐の構成要素

流入部		導流部	減勢工	
越流式	直線越流型	シュート式	跳水式	水平水叩き型
	曲線越流型	トンネル式		強制跳水型
	側水路型			傾斜水叩き型
	朝顔型			バケット型
	ラビリンス堰型			
オリフィス式			スキージャンプ式	

吐の能力は，水理模型実験により確認することが望ましい．また，洪水吐は，十分良好な基礎地盤上に設置する．洪水吐の基礎地盤に要求される支持力としては，以下を目安とする．

所要岩盤支持力　$R \fallingdotseq 30H$(kN/m²)

ここで，H：壁高（m）

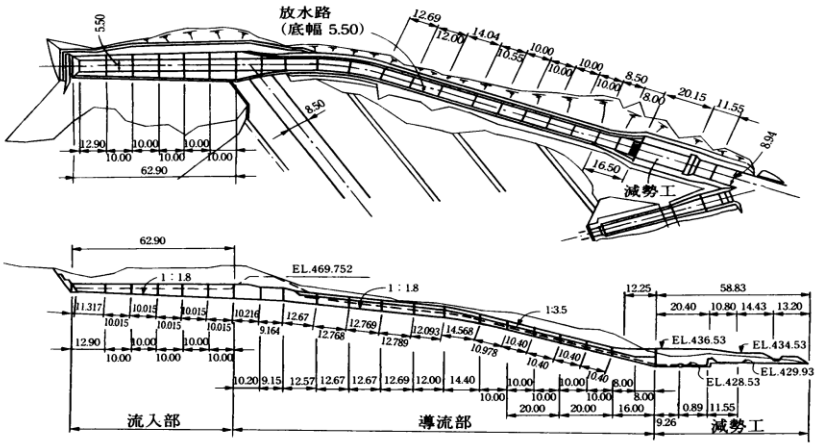


図-2.45　洪水吐の形式例（側水路型流入部-シュート式導流部-強制跳水型減勢工）

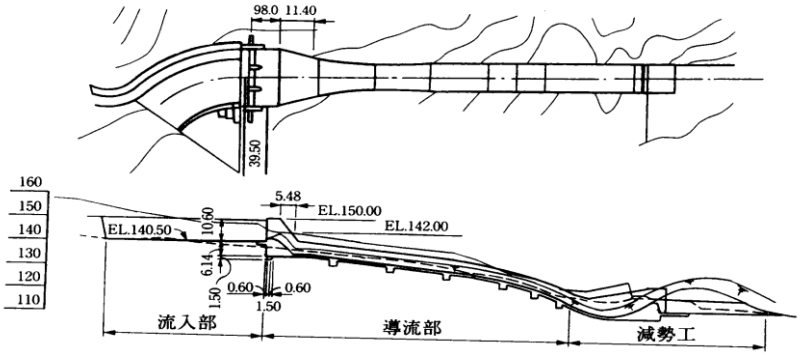


図-2.46　洪水吐の形式例（直線越流型流入部-シュート式導流部-スキージャンプ式減勢工）

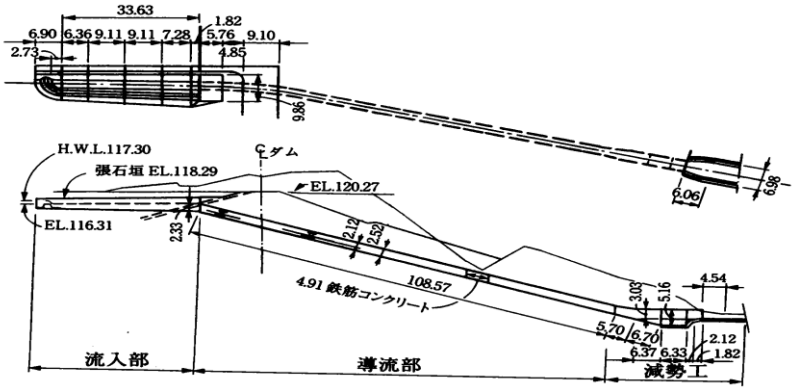


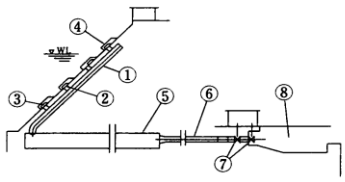
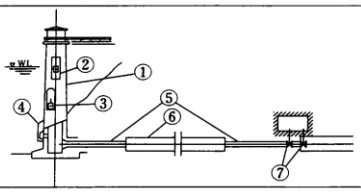
図-2.47　洪水吐の形式例（側水路型流入部-トンネル式導流部-強制跳水型減勢工）

2.3.11.2　取水設備

取水設備は，受益地区内で必要なかんがい用水を適切に取水できる機能を有していなければならない．また，冷水現象，長期濁水化現象および富栄養化現象の発生の可能性があるダムでは，選択取水機能を有した型式を採用することが望ましい．

ダムの取水施設は，貯水池の水を取り入れるための取水部（斜樋または取水塔）と，取水量を調節するための調節部（ゲート，バルブなど），および取り入れた水を堤外に送るための導水部（大ダムでは，トンネル，低ダムでは底樋が一般的である）から構成される（表

表-2.11　取水設備の全体構

略図	構成要素	
	①斜樋管 ②取水口 ③取水ゲート ④スクリーン	取水部（取水工）
	⑤コンクリート管路 ⑥導水管路	導水部
	⑦放流ゲート・バルブ ⑧減勢工	調節部
	①取水塔 ②取水口 ③取水ゲート ④スクリーン	取水部（取水工）
	⑤導水管路 ⑥コンクリート管路	導水部
	⑦放流ゲート・バルブ	調節部

-2.11)．この導水部の取水トンネルとダム軸との交点付近にはプラグおよび止水壁を設け，さらにカーテングラウチングを行って貯水池の水がトンネルライニング外周に沿って流出するのを防止する工法が一般にとられている．

斜樋式取水装置の主要部は，管体とそれに付属するゲート，ゲート操作装置，スクリーン，その受け台などからなっている（図-2.48）．斜樋は，長年月の間に地山が崩壊する恐れがあるため，地山の良好な地盤上に設け，その基礎の斜面勾配は，60°を越えないようにする．斜樋管体は，大規模のものは現場打ちの鉄筋コンクリートラーメン構造とすることもある．通常はヒューム管などを鉄筋コンクリートで補強巻立てした構造である．取水孔から流入する水量は，通常オリフィス式で計算される．取水塔は，ダム本体から離し，貯水池内の良好な岩盤上に設けられる．種々の形式のものがあり，円形または箱形ラーメンの鉄筋コンクリート塔に数個のバルブまたはゲートを取付けたものが多い．

貯水池の夏季水温は，表層が高く，水面から 2～4m の深さからは急に水温が低下しているのが通常である．この温度急変層を躍層という．そこで，寒冷地では表層の温水を取水する（これを温水取水という）ことが望ましい．ただし，関東以南の温暖地域では，夏季などでは表層の温水取水は逆に稲などの生育に悪影響を及ぼす場合もあるので注意が必要である．図-2.49 は，円形多段式ゲートの例を示したものである．フロート式は，水面に浮かんだフロートが貯水位に応じて自動的に上下し，フロートとその下方にある取水盤の間から常に表層の温水が取水されるように工夫されている装置である．

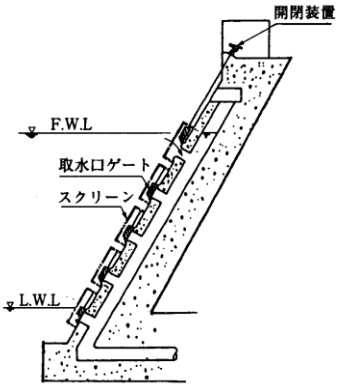
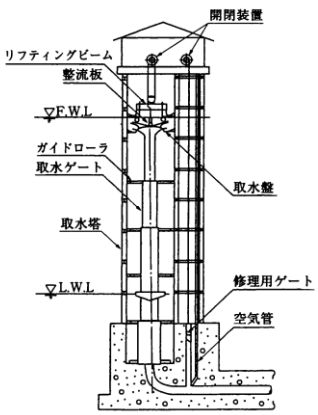


図-2.48　斜樋（多孔式ゲート）の例



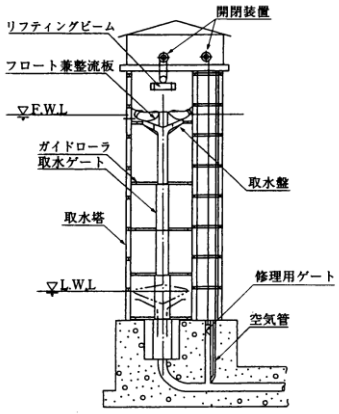


図-2.49　取水塔（円形多段式ゲート）の例（左図：機械式，右図：フロート式）

2.3.12　フィルダムの耐震性

2.3.12.1　地震による主な被害と対策

地震によりフィルダムあるいは基礎の破壊が生じたり，また，貯水池周辺や洪水吐斜面の山腹の崩壊が生じる場合がある．わが国では，地震によりフィルダムに壊滅的な被害が発生した例は皆無*であり，しっかりした設計と施工のなされたフィルダムの耐震性は大きいことは明らかである．

* 2011 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災により，福島県猪苗代湖の南東部に位置する須賀川市の藤沼池が決壊して下流の滝集落を襲い，死者 7 名，行方不明者 1 名の惨事となった．藤沼池は，1937 年着工，1949 年竣工した堤高 18.5 mの均一型アースフィルダムで，地元住民により主に人力で築堤されたダムである．農業用ダムに関する設計基準に地震対策が盛り込まれたのは 1953 年，震度法による耐震設計の採用は 1956 年であることから，藤沼湖の設計では耐震性は考慮されていない．

しかしながら，いくつかのダムで地震被害を受けている（表-2.12）．地震によるダムの主な被害としては，次のようなものが考えられる．①もっとも一般的な被害は，堤頂部（堤頂肩から少し下の斜面部までを含む）に発生するダム軸平行方向の亀裂である．②堤体の不等沈下により，堤頂部に，ダム軸直交方向，すなわち，ダム軸を横断する上下流方向の亀裂が発生する．この原因には，地震動による左右岸方向の揺れの影響，地山の不整形（顕著な凹凸など）の影響などが考えられる．この亀裂が遮水性材料にまで及ぶ場合には，亀裂からの漏水あるいはパイピングによる堤体破壊につながる可能性がある．③堤頂が沈下し，余裕高が減少する．最悪の場合には貯水池の水が越流し，ダムの決壊をもたらす．④上下流斜面に，すべりまたははらみが生じる．すべりの上端が，ダム軸平行方向の亀裂の位置と重なる場合が多い．⑤堤体下部，あるいは基礎地盤内に緩く飽和した状態の砂質土が存在している場合には，液状化が発生する可能性がある．液状化が発生すれば，堤体に大規模な崩壊が生じ，越流により決壊に至る可能性が高い．⑥貯水池周辺の地山が地すべりを生じ，貯水池の水を押し出し，越流させる．⑦堤体内底樋やコンクリート心壁と堤体の土が別々に振動して亀裂が生じ，これからパイピングが発達して破堤することがある．

表-2.12　フィルダムの地震被害例

ダム名	型式	堤高 (m)	総貯水量 (千 m³)	地震名	地震発生日	マグニチュード	震央距離 (km)	被害又は変状の状況
相野々	TE	40.8	3,568	(秋田県東南部)	1970/10/16	6.2	16	長さ40m 幅5－25cm の縦亀裂。
牛野	ER	21.9	518	宮城県沖地震	1978/6/12	7.4	125	堤体上流斜面10－20cm 沈下及び隆起。縦断亀裂(最大幅30cm)。
湯ノ沢	TE	17.6	200	日本海中部地震	1983/5/26	7.7	94	亀裂幅45cm。
堰堤大池	TE	18		日本海中部地震	1983/5/26	7.7	115	亀裂、漏水。
牧尾	ER	104.5	75,000	長野県西部地震	1984/9/14	6.8	4	天端ダム軸方向に深さ1.5m の亀裂。5－10cm の沈下。
真駒内	ER	34.3	6,480	北海道南西沖地震	1993/7/12	7.8	69	堤頂中央で8－10cm 左右岸寄りで3cm 沈下。
常盤	TE	33.5	669	兵庫県南部地震	1995/1/17	7.2	7	堤体右岸取り付け部に長さ6m、幅0.3－25mm、深さ1.4m の横断亀裂。
串木野	ER	31.7	1,660	第2鹿児島県北西部地震	1997/5/13	6.1	19	堤頂部中央に長さ32.3m の縦断亀裂(最大幅1.5cm)。

注) TE：均一型フィルダム、ER：ゾーン型ロックフィルダム

このための対策には，次のような方法がある．①基礎を通るすべり破壊，軟弱地盤の沈下および砂質地盤の液状化現象が起こらないように十分な基礎処理を施す．②堤体内に亀裂が発生しないように，遮水性の材料は塑性のある材料とし，幅広に施工する．また，地山着岩部（アバットメント）もその幅を大きくする．③遮水性材料からフィルタ，透水性材料の剛性変化を段階的にする（相対的に，フィルタの剛性が大きくなりすぎないよう注意）．④堤体の沈下に備えて十分な余裕高を見込む．また，堤頂部の亀裂に備えて，遮水性ゾーンの保護層をできるだけ厚くする．⑤浸透水による堤体の飽和部分が，できるだけ少なくなるようなゾーニングを行う．この観点から，表面遮水壁型の有望性が見直されてきている．また，均一型においては，堤体中心部付近に立上りドレーンを配置し浸潤線を下げる．⑥場内亀裂による漏水量増加があっても，安全に場外に排水できるよう下流フィルタおよび水平ドレーンには十分な通水能力を持たせる．また，堤体上下流のゾーン間のフィルタ則を確実に満足させる．⑦洪水吐，取水施設などの付帯構造物は，堅固な岩盤上に設置する．また，付帯構造物周辺の地山は，地すべりの可能性についての検討および対策が必要である．⑧貯水池の波浪が越波しても，堤体が浸食されないように堤頂部を保護する．⑨池敷斜面が貯水池に崩落しないように，斜面の安定対策を行う．

2.3.12.2　フィルダムの耐震設計

フィルダムの耐震設計は，基本的には震度法を用いて行う．震度法をフィルダムの耐震設計に適用することには，以前から問題点が指摘されている（2.2.4.2　設計震度の基本量　で既に述べた）．しかし，震度法で設計されたダムに壊滅的な被害が発生したことはなく，耐震設計法としての役割を果たしているとの見方も一方で定着している．兵庫県南部地震において，多くのダム基盤で観測された記録から推定されたダム基礎地盤の最大加速度（約 250gal）程度の地震動の強さであれば，ダムの挙動はおおむね弾性範囲にあり，重大な損傷はないことが解析的にも確かめられている．したがって，震度法で設計されたダムは，兵庫県南部地震クラスの地震に対して十分な耐震性を有していると判断できる．

〔レベル 1 地震動とレベル 2 地震動〕　1995 年の兵庫県南部地震では，常盤ダム堤頂部に亀裂が生じたが，ダムの機能に影響を与えるような重大な被害はなかった．しかし，道路など一般土木構造物の被害は甚大であった．この地震後に土木学会は，土木構造物の耐震基準に関する提言を発表した．この提言の中で，耐震設計用の地震動の強さのレベルとして，以下のように，強い地震動である「レベル 2 地震動」と，これと対比する「レベル 1 地震動」という概念を示した．

a）レベル 1 地震動の耐震設計　「提言」では，レベル 1 地震動は構造物の耐用年数の期間内に 1～2 回発生する程度の地震動強さであることから，耐震設計においては従来使用されてきた地震荷重や設計法の体系を尊重するのが適当であるとしている．また，レベル 1 地震動を受けたときの構造物に要求される耐震性能は，「健全性を損なわない」，あるいは「挙動が弾性範囲内で，損傷を生じさせない」ことであり，「震度法」の「すべり土塊の平衡を維持する（堤体の変形を生じさせない）」ことと，目標のレベルは同等である．したがって，レベル 1 地震動に対する耐震設計は，「提言」にも示唆されているように，震度法で実施することで実用上問題ないと考えられる．

b）レベル 2 地震動の考え方　レベル 2 地震動とは，構造物供用期間中に発生する確率は極めて稀であるが，非常に強い地震動のことで，いいかえれば，構造物建設地点での最大級の強さを持つ地震動である．構造物に要求される耐震性能は，「限定された損傷にとどめ，致命的損傷に至らない」ことである．ダムに置換えると，「多少の永久変形（亀裂，沈下など）は許容するが，貯水機能を損なわない」ことであり，「地震後，早期復旧が可能な程度の被害にとどめる」ことが，耐震設計の目標となる．

レベル 2 地震動には，陸域近傍で発生する大規模なプレート境界地震（タイプⅠ）と，内陸活断層による直下型地震（タイプⅡ）とがある．耐震性の照査には，この二つのタイプの地震波形を求める必要があるが，その手法については研究途上であり未だ確立には至っていない．タイプⅡ地震動の場合は，活断層に関する知識から，ダムサイトごとに脅威となる活断層を同定するとともに，その断層モデルと震源メカニズムを想定することにより時刻歴波形あるいは応答スペクトルを作成することとなっている．

兵庫県南部地震の際にもダムには顕著な被害が生じなかったことから，地震直後にダムの耐震設計法の変更は行われていない．また，原理的には様々な問題があっても，現行の「震度法」の実用性および耐震性の実績は，工学的な判断基準として無視できないものがある．したがって，今後も一律に全てのダムに，レベル 2 地震動に対する安定性の検討を適用する必要はないものと思われる．「提言」にも示唆されているように，ダムごとの「重要度」を，①人命，②避難，救済，救急活動，③生活機能，経済活動，④復旧に与える影響，などを考慮して判断する必要がある．また，その判断をもとに，ダムごとの耐震性照査としてレベル 2 地震動まで実施するかどうかの工学的判断を行うべきである．

一方，近代的な設計によるダム建設が定着する以前（1956 年以前）に築造されたものも含め，わが国には農業用フィルダムが約 1,800 基存在する．これらのダムも，地震時の安全性を確保する必要がある*．そのための耐震性の照査には，すでに堤体が存在し，ある程度の地震に耐えてきていることを考慮して，新設ダムとは異なる評価方法を採用すべきである．

* 農林水産省は，2012 年 3 月に閣議決定した土地改良長期計画において，今般の東日本大震災の教訓を踏まえ，農村の防災・減災力を強化するため，土地改良施設の耐震強化を推進する方向を打ち出した．具体的には，施設が被災することにより周辺の人命・財産やライフラインへの影響が極めて大きい施設であるダム等の重要構造物を対象に，レベル 2 地震動に対する耐震性能照査を推進することとしている．ついては，2012 年度より，すべての国営造成農業用ダムを対象に，機能診断と併せてレベル 2 地震動に対する耐震性能照査を一体的に行い，総合的な安全性評価を実施することとしている．

2.3.13 補稿（「フィルダム」のまとめにかえて）

2.3.13.1 自然材料の利用から派生する特徴

堤体を連続体（弾性体）および不透水性と仮定しているコンクリートダムに比べて，常に堤体内を水が流れていると考えるフィルダムは，コンクリートダムと異なりその設計方法も複雑でルーチン化されていない部分が多く，経験的な（ただし，工学的判断に基づく評価は不可欠である）要素が重要な役割を果たす部分が多い．コンクリートダムと比べたフィルダムの特徴は，次の 4 項目に要約される．

a) 断面形状が大きく，底幅が広いので基礎に伝えられる応力が小さい． フィルダムは，コンクリートダムに比べて断面形状が大きく（同じ堤高でも断面積が大きい）底幅が広いので，自重と水圧を幅広く基礎地盤に伝達することになり単位面積当りの荷重が小さく，堅硬な岩盤基礎に比べれば耐荷力の劣る風化岩や河川堆積層の上でも基礎地盤の透水性を処理すれば築造することができる．特に，均一型フィルダムは，設計上の条件さえ満足するならば，ほとんどあらゆる地質の基礎地盤上に築造可能である．今日，コンクリートダムに適した良好なダム地点は開発され尽くされて次第に少なくなってきている実状に対して，フィルダムのこの特徴は，ダム築造の可能性を大幅に拡大するもので，今後増大する各種の水需要に対応する手段を与えるものである．ただし，最近では，b)の特徴とも関連して，フィルダムに適したダムサイトも少なくなってきている．すなわち，ダムサイト付近で入手できる築堤材料（不透水性・透水性材料とも）が必ずしもフィルダムに適したものでないことが多くなってきていることから，いきおい運搬距離が長くなっても適切な築堤材料を遠くから入手するケースがよく見られることによる．したがって，新しいコンクリートダム築堤工法である RCD 工法（Roller Compacted Dam： コンクリートダム合理化施工方法）などへの転換が，経済的な面からも次第に注目されてきている．

b) ダム地点（ダムサイト）付近で得られる天然材料を利用できる． 以前は，『フィルダムに適した築堤材料がどこにあるか』が，フィルダム築造の可能性・経済性を左右していたのに対し，最近では，『ダム地点の近くにどんな材料があるか』が調査のキーポイントになり，手近に得られる材料を積極的に利用して合理的なフィルダムが設計・施工できるようになった．すなわち，設計・施工方法の改善が著しく，少々材質が悪くとも安定したフィルダムができるようになってきている．このことは，土質工学の発展と相俟って，各種測定機器の開発および測定機器の精度向上などが大きく関与している．

c) 施工の機械化が高く，工程に応じて最適能力の機械の投入が可能である． 戦前のフィルダムは，ほとんど人力によって築造され，工程の一部に機関車・トロッコ・ウィンチ・簡易索道などが使用されたに過ぎず，同じ高さのコンクリートダムに比べて体積が大きいため，多くの人力を必要とした．ところが，戦後アメリカより大型の建設機械が導入され（愛知用水事業），ダム施工の機械化が普及すると，材料採取，積込み，運搬や盛立の各工程が，全て大型機械で施工されるようになり，人力をほとんど必要としなくなった．今後，人件費は上昇していくものと予想されるので，全ての工程について機械化が図られるフィルダムの方がコンクリートダムに比べて経済的に有利であると考えられる．また，コンクリートダムでは，主な施工機械（バッチャープラント：コンクリート製造施設，ケーブルクレーン：コンクリート運搬施設など）が固定されていて移動できないため，当初に日最大打設量を算定して，これに見合うバッチャープラントの容量，ケーブルクレーンの能力を定めると，工事完了まで機械を取り外したり，置換えたりできないので，コンクリート打設全工程についてみると，フルに稼動するのは，ある限られた期間だけで，機械の能力が十分に生かされない．これに対してフィルダムの施工機械は，ほとんど自走可能であり，工程に応じて機動的に機械を投入し，最も能率のよい施工を行えるよう計画を立てることができる．ただし，繰り返し述べているように，最近ではフィルダムに適したダムサイトが少なくなってきているし，ダムサイト付近で入手できる自

然材料を適材適所に利用できるケースも少なくなってきている．このような点はフィルダムの欠点のところで述べるが，できるだけ堤体積を少なくできる設計・施工方法を考案する必要もある．

d) 堤体の構成材料が塊状または粒状の土石である． コンクリートダムは，いわば一個の巨大な弾性体と近似的に考えられるのに対し，フィルダムは粒状の土粒子から成る塑性体と考えられるので，コンクリートダムでは考えられない幾つかの特性がある．それらは次のとおりである．①ダム本体が滑り破壊する：これに対する安全性の検討は，通常円形すべり面法で行われるが，すべり面が直線，曲線またはその組合わせから成る場合もあるので十分注意して設計する必要がある．ただし，コンクリートダムでは堤体の滑り破壊は勿論ないが，基礎の滑り破壊は発生する．②遮水性ゾーンにおいて浸透流によるパイピングの危険がある：表面遮水壁型を除き均一型やゾーン型ダムの遮水性ゾーンにおいて，浸透水によって堤体材料が流出すればパイピングを生じ，ダムの破壊につながるので，浸透流速を制限したり，遮水性ゾーン周辺にフィルタを設ける．③堤体が沈下する：堤体が粒子の集まりである以上，堤体の圧密沈下は避けられない．したがって，その上に他の剛構造物（コンクリート構造物）を載せることは好ましくない．古いフィルダムでは堤体の一部に洪水吐を設けた例があるが，不同沈下によってダム決壊の原因となっているので，現在ではコンクリート製の洪水吐その他の水理構造物は，ダム本体と必ず切り離して設けることになっている．これによって堤高の高いフィルダムの建設が可能になった．この堤体（土）の沈下は，時間の関数であるため，例えば数年後の沈下量を見込んで堤体中心部を余分に高くしておく（余盛り）．④堤体材料が越流水によって流失する：フィルダムは，粒状材料によって構成されているので，越流，雨水，波浪などによる侵食に対して弱い．フィルダムは一度越流すれば流水によりたちまち材料が洗い流されて決壊に繋がる．したがって，洪水量の算定には十分注意し，異常洪水に対しても安全に対処できるように，洪水吐の断面を決定するとともにダムの高さにも十分な余裕を持たせる必要がある．このことは，ダム施工中の仮排水路容量の決定時にもいえることである．また，フィルダムは降雨，風，波浪などにより侵食され易いので，上下流面を何らかの方法（捨石工・植生）で保護する必要がある．このようにフィルダムでは堤体だけでなく，洪水吐ならびに仮排水路にも十分配慮して設計する必要があり，コンクリートダムのように洪水吐がダム本体に設けられないこと，設計洪水流量を大きく取らなければならないことから，洪水処理施設に多額の費用がかかる．したがって，ダム形式の選定に当っては，本体だけでなく洪水吐，仮排水路などの工事費も含めて比較検討する必要がある．

2.3.13.2 重力式コンクリートと比較して

表-2.13 は，重力式コンクリートダムと比較した場合のフィルダムの特性をまとめたものである．両者の大きな相違は，フィルダムが常に堤体内を水が流れている（または水を含んでいる）として安定解析をせねばならない点である．コンクリートと異なり，土は水を含むことで極端に強度低下を示したり，土中を流れる水の流速によって細かい土粒子が流亡したりするので，コンクリートダムとは全く異なる観点から設計に取り組む必要がある．

表-2.13 コンクリートダムとフィルダムの特性比較

項 目	コンクリートダム（アーチダム含）	フィルダム
使用材料	コンクリート	天然・自然材料（土，石，岩）
仮定構造体	弾性体（連続体） 2 次元または 3 次元弾性体モデル	塑性体・粒状体 3 次元塑性体モデル
堤体	剛体（堤体は 1 つの大きな塊とし，変形しないものとする：不透水性）*1	塑性体（大きな変形に弱い：堤体内は常に水が流れていると仮定し安定計算する）
地震時挙動	剛体（大きな 1 つの塊）として挙動*1	構成材料の種類と性質に依存し，複雑な挙動
揚圧力	考慮する	考慮しない
間隙水圧	考慮しない	考慮する
安定解析項目*2	①転倒しない（middle-third の条件を満たし，引張力が発生しない） ②滑動しない（せん断摩擦安全率の検討） ③圧縮破壊しない（許容圧縮強度を越えない）	①各種水位における斜面安定解析（滑動の検討） ②パイピング発生の危険性の検討 ③浸透量の計算（ドレーン，貯水量とのバランス） ④A. Casagrande の方法の適用（浸潤面の位置算定）

＊剛体：力が加わっても，その変形を無視できうると考えられる物体で， その取扱いを簡単にするために，全く変形しない物体として理想化したもので，一般に剛体は固体のモデル化の一手法である．

＊塑性体：物体が外力を受けて変形し，外力を取り去っても永久ひずみ（変形）が残存して原形に復帰しない性質を持つ物体をいう．

＊揚圧力と間隙水圧：両者は本来同じもので，水分を含んだ粒状体（岩石または土）が外力を受けると，水は非圧縮性であるため，その縮ままいとする反力が揚圧力または間隙水圧であるし，水の浮力もこれに含まれる．

*1：但し，アーチダムは，部材が薄肉となるためかなりの変形が発生し，剛体という考えは適用できない．

*2：アーチダムでは堤体内発生応力が，堤体コンクリートの許容圧縮強度と引張強度を超えないことを検討する

2.3.13.3　フィルダムの問題点

前述のようにフィルダムは，特性の異なる自然材料を上手く組合せて使用するようにしている．最近では監査廊の設置が義務づけられるに伴い基礎処理費の建設費全体に占める割合が極端に大きくなってきている．監査廊の設置という義務付けのため，どのような基礎地盤でも建設できるというフィルダムのメリットにも疑問を投げかけざるを得ない状況になりつつある．

フィルダムの持つ欠点は，次のとおりである．①堤体上に洪水吐（余水吐）を設置できない：土と岩石でできているダム本体とコンクリートでできている洪水吐とは一緒にできないと当たり前のように考えられるが，堤体の一部を洪水吐に利用できないための経費増大はかなり重大な問題となってきている．②とも関連するが，ダム本体が洪水吐を支えることになるコンクリートダムの方が，ダムサイト選定が容易になる場合が多くなってきている．②堤体越流の安全性が極めて低い：したがって，コンクリートダムの 1.2 倍の流下能力を持つ洪水吐を堤体以外の場所に設ける必要があるということから，洪水吐を支える基礎地盤の処理費も大きくなるといえる．③大規模な洪水吐を堤体外に設けねばならない：すなわち，洪水吐を支えることができ，かつスムーズな水の流れが得られるような設計ができる場所をダムサイト付近に捜す必要があるということである．④日本のように急峻な地形の多い所では，経済的に有利となることが少ない：すなわち，日本のような急峻な地形では，図-2.50 でも分かるように，同じ堤高でもフィルダムのような堤体積の大きいダムでは効率よく貯水量を確保することは難しい*．したがって，堤体積が小さくて済む重力式コンクリートダムの方が有利となる．

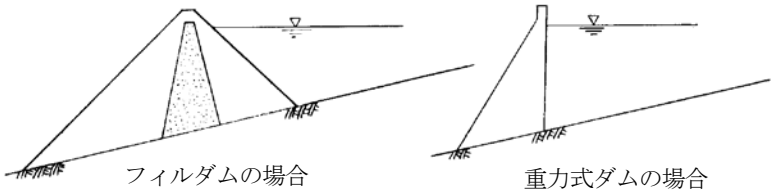


図-2.50　傾斜地に建設されるダムの貯水量の比較

* 貯水量Qと堤体積Vの比Q/Vを貯水効率と言う．この値が大きいほど少ない建設費で大きな貯水量が得られることとなり，投資効果が高いと言うことになる．

このため，最近では，フィルダムのダムサイトとしては地形的に恵まれない場所にコンクリートダムを建設することが多くなってきた．計画洪水量が大きく，地形的に恵まれない場所，支持力不足，入手可能な築堤材料の低質化などをカバーできるダム型式の追求の結果，新工法（RCD工法*など）が考案されたともいえる．

* RCD工法（Roller Compacted Dam method）の基本は，フィルダム建設技術を用いてコンクリート重力式ダムを建設するものである．単位セメント量の少ない（内部コンクリートで 140kg/m³以下）配合の超硬練り（スランプ 3cm以下）のコンクリートをダンプトラック，ベルトコンベヤなどで運搬して振動ローラで層状（レヤ方式）に締固めて造られる．従来工法（ブロック工法）に比べて機械化施工が容易で，人力に頼る部分が非常に少なく，連続的で，面的な作業が多いため，工事面での人的な安全性は高い．

表-付 1.1　ダム基礎岩盤の岩級区分基準例（総合判定の一例：田中）

名称	特　　徴
A	極めて新鮮なもので，造岩鉱物および粒子は風化，変質を受けていない．亀裂，節理はよく密着し，それらの面に沿って風化の跡は見られないもの．ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す．
B	岩質堅硬で，開口した（たとえ 1mm でも）亀裂あるいは節理はなく，よく密着している．但し，造岩鉱物および粒子は部分的に多少風化，変質が見られる．ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す．
C_H	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けてはいるが比較的堅硬である．一般に褐鉄鉱などに汚染され，節理あるいは亀裂の間の粘着力は僅かに減少しており，ハンマーの強打によって割れ目に沿って岩塊が剥脱し，剥脱面には粘土質物質の薄層が残留することがある．ハンマーで打診すれば少し濁った音を出す．
C_M	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けて多少軟質化しており，岩質も多少軟らかくなっている．節理あるいは亀裂の間の粘着力は多少減少しており，ハンマーの普通程度の打撃によって，割れ目に沿って 岩塊が剥脱し，剥脱面には粘土質物質の層が残留することがある．ハンマーで打診すれば多少濁った音を出す．
C_L	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて軟質化しており，岩質も軟らかくなっている．節理あるいは亀裂の間の粘着力は減少しており，ハンマーの軽打によって，割れ目に沿って岩塊が剥脱し，剥脱面には粘土質物質の層が残留する．ハンマーで打診すれば濁った音を出す．
D	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて著しく軟質化しており，岩質も著しく軟らかい．節理あるいは亀裂の間の粘着力は殆どなく，ハンマーによって僅かな打撃を与えるだけで崩れ落ちる．ハンマーで打診すれば著しく濁った音を出す．

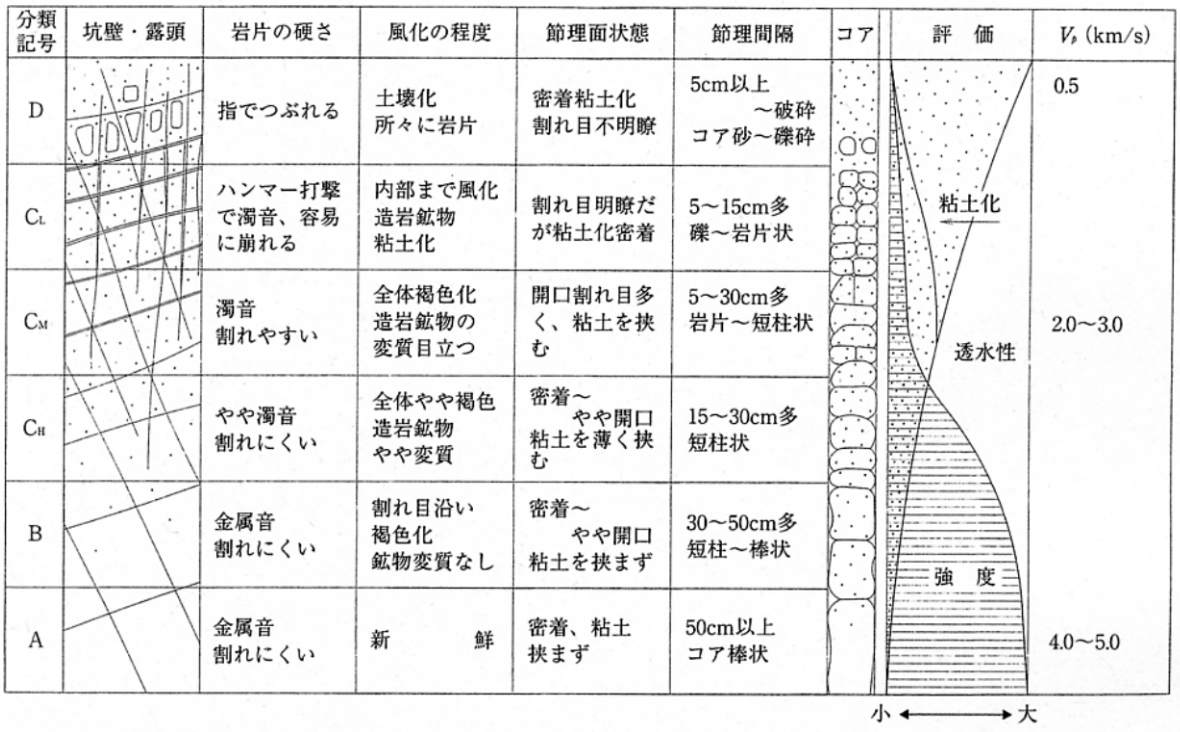


図-付 1.1　模式的な岩級区分例（花崗岩）

[ルジオンテスト]

ルジオンテストは亀裂性岩盤の透水性の程度を評価するためにボーリング孔を利用して行われる．方法はシングルパッカー方式とダブルパッカー方式とに大別される．装置の概要とそれぞれの圧入方式の相違を図-付 1.2 に示す．前者はボーリング孔の孔底とパッカーの間より注入し，後者では上下のパッカー区間 A 部より注入する．いずれにしても，ボーリング孔のある一定区間（通常 5m）をパッカーで区切り，その区間に外部から段階的に圧力を上昇させながら水を注入し，注入圧が 0.98MPa に達した後に圧力を暫く一定に保ち，注入量が安定した時点でボーリング孔の長さ 1m につき N（ℓ / min）の水が岩盤中に圧入されたとき，その地盤の透水度を N ルジオン（Lu＝N）という．

シングル方式は，試験ごとにボーリングを行うので工程は複雑となるが，パッカーの数が少ないので，漏水による誤差は少ない．ダブル方式は，ボーリング孔の全長を先に掘るので工程は容易であるが，確実性に問題があり，漏水が多くなることがあるので，試験は原則としてシングル方式による．

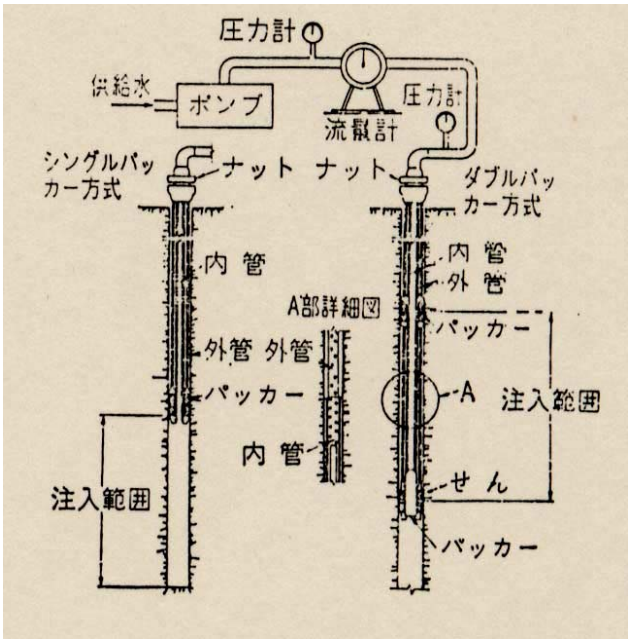


図-付 1.2　ルジオンテスト装置

[標準貫入試験]

標準貫入試験は，原位置における土の硬軟，締り具合の相対的な指標となるN値を求めるために行う試験である．ボーリング孔を利用し，ロッド先端に直径 5.1cm，長さ 81cm の標準貫入試験用サンプラーを付けたものを質量 63.5±0.5kg のドライブハンマーを 76±1cm の高さから自由落下させ，サンプラーを 30cm 貫入させるのに要する打撃回数（N 値）を測定する（図-付 1.3）．本試験は，動的サウンディングの代表的なもので，その特色はN値測定深度の試料（乱した試料）を採取できることである．

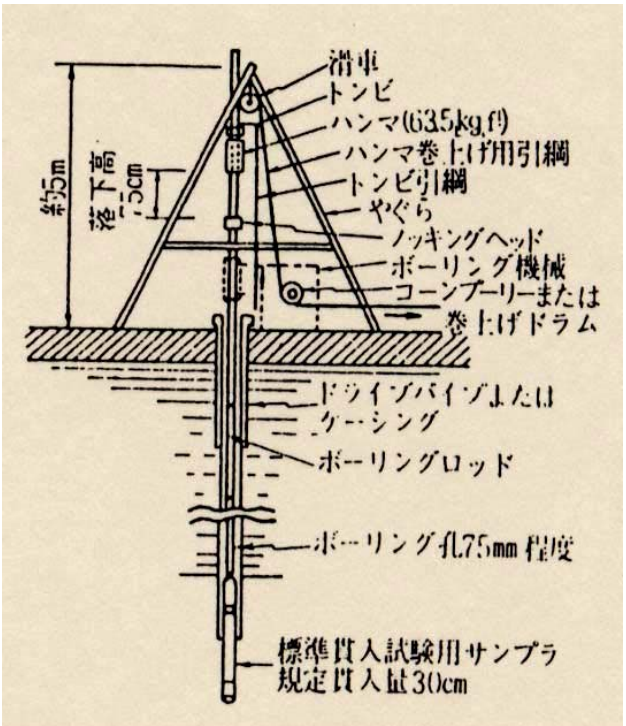


図-付 1.3　標準貫入試験

ジオメンブレンによるフィルダムの表面遮水（その1）
－設計基準「ダム」への記載の背景とジオメンブレンの基本的特徴－

長束　勇

独立行政法人　農業工学研究所　造構部施設機能研究室

1.　はじめに

昭和56年に土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」が制定されて以来20年あまりの間、この基準を拠り所として約190もの農業用ダムが築造され、ダム技術はこれらの数多くの経験を踏まえてめざましい進展を遂げてきている。特に、近年のダム築造は、良好な基礎地盤を有するダムサイトの減少や良質な築堤材料の確保の困難化などに対処できるコスト縮減技術が必要となっているとともに、自然環境および景観との調和にも配慮することが重要となってきている。このため、これまでの施工実績、研究の成果などを活用した、コスト縮減に係わる取り組み、ダム築造に係わる新技術・新工法、ダム再開発技術、環境配慮技術を基準に反映させる必要があるとの認識から、この度、設計基準の改定がなされた（その主な改定内容については、農業土木学会誌Vol.71/No.5[1]を参照されたい）。

本報告では、今回の改定において、新たに追加された新技術・新工法であるフィルダムにおけるジオメンブレン（以降、GMと略記する）を用いた表面遮水工法について、「基準書」および「技術書」の目次構成に沿って、下記のように4回の連載で解説する。

（その1）設計基準「ダム」への記載の背景とGMの基本的特徴（「基準書」6.5および「技術書」6.8.6.2　(1)、(2)、(3)関連）

（その2）GMの利用において検討すべき材料特性（「技術書」6.8.6.2　(4)関連）

（その3）GMの敷設基盤対策（「基準書」9.2および「技術書」9.1.4.1　(3)　c.　(a)、(b)、(c)関連）

（その4）GMの接合問題（「技術書」9.1.4.1　(3)　c.　(d)、(e)関連）

2.　基準への記載の背景

－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－

【基準　6.5　堤体材料の調査】

ダムの築造に必要な材料の所在、採取可能量及びその特性について、資料収集、調査、試験等により把握する。

『基準の運用　6.5　堤体材料の調査』

堤体材料の調査には、①土及び岩（以下「自然材料」という）を対象として行うフィルダムの材料調査又はコンクリートダムの骨材調査、②アスファルト混合物、透水性の極めて小さい膜状の遮水材料（以下「ジオメンブレン」という。）等をフィルダムの人工遮水材料として利用する場合の調査がある。

《基準及び運用の解説》

フィルダムでは、一般にダムサイト周辺の材料採取地から生産する材料を利用してダムを建設するが、堤体材料の一部について所要の強度、耐久性、透水性等が得られない場合には、砕石場で採取された材料又は人工遮水性材料を利用することがある。

－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－－

GMを表面遮水工法に利用するにあたっては、十分に検討すべき技術的事項が多々あり、設計施工法の未確立や不備に起因する事故を防止するためには、その設計施工法の整理が必要である。今回の改定においては、その整理がなされた訳であるが、本工法の基準への記載の背景には、次の事情への配慮があったものと思われる。

（1）透水性地盤上における小規模な貯水池の築造

農業を取り巻く経済社会情勢の変化に対応するための整備においては、水需要に応じた水源確保が求められる場合が多い。しかし、良好な基礎地盤を有するダムサイトが減少するとともに、環境を大きく変化させる可能性のある大型のダムの築造に慎重さが求められるようになると、水の有効利用に重点を置いたダム下流の水需要地帯での貯水池（調整池）の築造が求められるようになる。こうした貯水池の築造位置は、農地に自然流下で水を導水するため、台地上あるいは平地の中でも比較的高位部とならざるを得ず、粘性土層の薄い砂層や砂礫層の互層、あるいは火山灰層といった遮水対策が必要な透水性地盤上となることが多い。

従来、このような場合、遮水性土質材料によるアースブランケット工法などの遮水工法が検討されることが一般的であり、その場合、良質な遮水性土質材料の大量確保が課題となる。しかし、透水性地盤上での築造という立地条件からの当然の帰着として、近傍に十分な量の遮水性土質材料が存在しない場合が多く、また、たとえ存在しても自然景観の保全の見地から土の採取が規制され入手が困難である場合が多い。そこで、土質材料による遮水工法に替わる遮水技術が求められ、GMを用いた表面遮水工法が検討されるに至っている。

（2）半切半盛タイプのフィルダム

堤体築造に必要な土石材料を周辺の山体から調達する方法そのことが、生態系や景観を損なうとの指摘もある。これに対して、表面遮水壁型のフィルダムは築造現場の発生土石を有効に活用できる特長がある。すなわち、『この型式のダムは、貯水をダム上流表面で遮水するため、他のタイプのフィルダムに比べ、上流側のすべり破壊に対する抵抗性が増す。このため、堤体には細粒材料から粗粒材料まで幅広い種類の材料が使用できる利点がある・・・（「技術書」9.1.4.1 (3) 表面遮水壁型フィルダム）』ことから、この利点を活用し、通常、表面遮水壁型のフィルダムは、築造現場の地盤を掘削し、掘削した土石を築堤材料にする、いわゆる「半切半盛タイプ」となる場合が多い。

この半切半盛タイプのフィルダムにおいては、貯水効率（築堤土量に対する貯水容量の比）の増大を図る観点から、貯水敷も掘削の対象とされる場合がある。その際、自然ブランケットとして期待できる貯水敷は掘削せず、その活用を図る設計とされるが、貯水敷が透水性地盤である場合は、貯水敷全面の遮水対策の検討が必要となる。こうした場合、遮水の施工対象面積が非常に大きくなることが一般的であり、経済性を考慮して貯水敷も堤体と連続したGMを用いた表面遮水工法が採用されるに至っている。

（3）ＧＭを用いた遮水工法の適用範囲

これまでに築造されたGMを用いた表面遮水壁型のフィルダムは、堤高が30m未満であり、大規模なフィルダムには適用されていない。これは、人工材料、自然材料の使用における長期安定性に対する期待値の相違に起因するものであり、“ダムとは限りなく自然馴致であるべきである”というダム工学において尊ばれるべき根本哲学によるものである。すなわち、自然科学の則（例えば、力学的には圧密の進行など、遮水に関してはフィルタ効果など）にしたがって、ダム堤体と自然地山が一連となり、経年とともにダム堤体がより安定に向かうものとなることを設計の基本におくべきであるという考え方である。もし、この考え方がダム工学に関わる技術者や研究者に広く認知されず、ダムの遮水工法が一般の土木構造物と同じように単に経済性と安全性のバランスのみから検討されてきたのであれば、GMを用いた遮水工法の研究開発の推進によって、他の工法を経済性面で凌駕していたことは想像に難くない。この根本哲学は、今後も最大限に尊重されるべきである。

（4）施設機能工学面からの評価[2)]

ダム工学に関わる技術者や研究者も、水という資源に求められる時代の要請を十分に認識し、水利用を可能にしている施設の備えるべき機能を評価すべきである。

我々に課せられた21世紀の問題の第一に上げられることは人口問題であり、人類生存のための食糧問題である。2000年の約60億人が2050年には100億人時代になり、食糧の絶対量が不足する。試算によると、現在のように穀物の40％も飼料にするというゆとりを失って、穀物をすべて人間が食べるようにしても、年間18億トンで頭打ちになっている穀物生産が養える人口は86億人程度である。もっと増産するには森林を農耕地に変える必要があるが、すでに森林減少は容認できる水準を超えている。一方、収量の安定と増産のためには生産要素としての農業用水が不可欠であるが、すでに世界人口の約40％が生活用水ですら慢性的な不足の状況にある。この観点からみれば今後においても水源施設として大型のダムの必要性は決して小さいものでないと思われるが、環境を大きく変化させる可能性のある大型のダムの建造に慎重さが求められる程度は益々強まってくるものと思われる。この水源開発の手段としてとるべき方向は日本においも同様であり、現在ある施設の機能において水を生み出す必要が当然ながら強まるものと考えられる。これは、言い換えれば水の有効利用である。灌漑地区近傍や灌漑地区内に建造される小型のダムや貯水池は、水路と緊密に関わり合ってその水管理に緩衝能力を与え、水の到達時間を調整することによって無効な放流を避ける効果的な機能を発揮する。また、このような貯水池は広い面積や地形の大規模な改変を必要とせず、貯水池周辺整備も手頃でレクレーションにも利用されやすいという特長を持っている。これは、従来からあった“ため池”のように、地元と密着し、生態系を保存し、やすらぎの場を提供できるものである。今後は、こうした貯水池の必要性が増すものと考えられ、前述したように、地形・地質条件などによる制約が比較的少ないGMを用いた遮水工法が利用される可能性が高まるものと思われる。

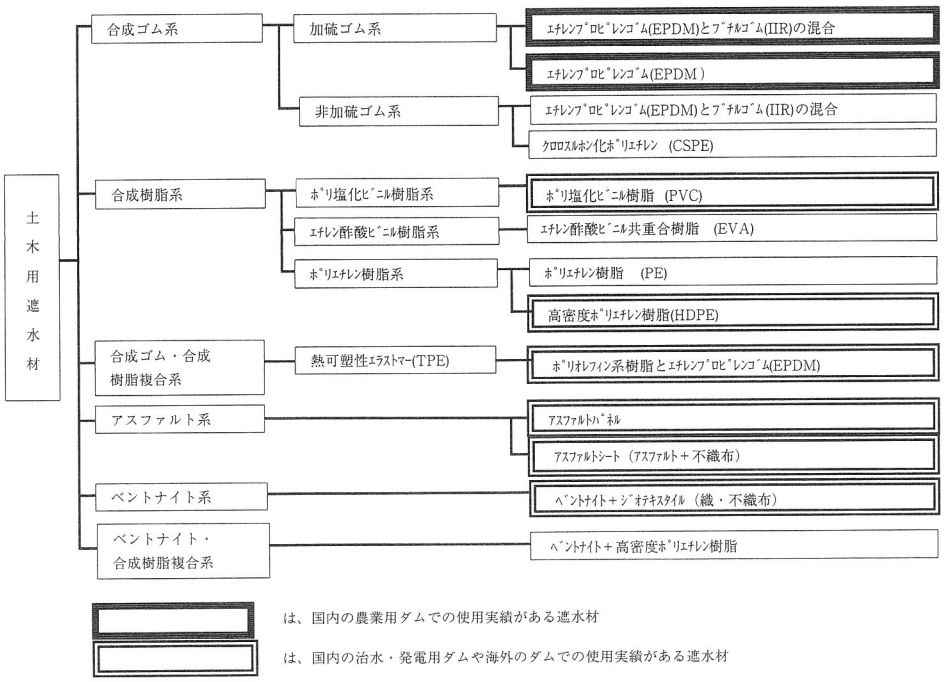
3．ジオメンブレンの分類と特徴[3)]

〔技術書　6.8.6.2　ジオメンブレン〕

(1)　ジオメンブレンの定義と分類

ジオメンブレン（以下、「ＧＭ」という）は、透水性の極めて小さい、又は不透水性の膜状の土木用遮水材である。材料素材は主に合成ゴム、合成樹脂などの合成高分子であり、ベントナイト粘土などを素材とする土木用遮水材は、ジオシンセティック・クレイ・ライナー（以下、「ＧＣＬ」という）と呼ばれている。なお、原料素材と配合度合をもとに土木用遮水材を分類すると、図-6.8.6-2のとおりとなる。

GMおよびGCLは、日本工業規格（JIS）およびアメリカ材料試験協会（ASTM）の規格において、次のように



（図－1）土木用遮水材の分類　（技術書　図-6.8.6-2）

定義されている。

① GM（Geomembrane）

JIS L 0221[-1994]：透水性の極めて小さい又は不透水性の膜状構造で、土木などの用途に使用される製品

ASTM D4833[-1988]：人工のプロジェクト、構造物、システムにおける液体の移動を制御するために、その他の地盤工学分野の材料とともに用いられる、透水性の非常に低い人工の薄膜遮水材あるいは遮水物

② GCL（Geosynthetic Clay Liner）

ASTM D4439[-1995]：工場製品であり、典型的にはベントナイト粘土が、あるいは他の透水性の非常に低い材料が、ジオテキスタイルまたはGMに縫い合わせ、縫い付け、または化学的接着剤により接合された遮水材

現在、表面遮水工法に使用されている土木用遮水材には、合成ゴム系、合成樹脂系、アスファルト系、ベントナイト系、およびこれらの複合系のものがある。これらのうち、比較的多く使用されているGMは、合成ゴム系では加硫ゴム系のエチレンプロピレン三元共重合ゴム（EPDM）とブチルゴム（IIR）をブレンドしたもの、あるいはEPDMが100％のもの、合成樹脂系ではポリ塩化ビニル（PVC）系のもの、アスファルト系ではアスファルトパネル（ASパネル）である。この他、合成樹脂系にはポリエチレン（PE）を材料素材とする高密度ポリエチレン（HDPE）系、合成ゴムと合成樹脂の複合系にはEPDMとポリオレフィン（エチレンの同族体）系樹脂をブレンドした熱可塑性エラストマー（TPE）系、ベントナイト系にはナトリウムベントナイトとジオテキスタイルを複合化したマット状のGCL、あるいはHDPE系にベントナイトを貼り付けたシート状のGCLなどがある。

なお、これまでのメーカサイドや国際ジオシンセティックス学会におけるGMの分類は、配合素材による分類が一般的であった。しかし、GMは、多種の原料を配合して製品化されている場合が多く、一般に主となる原料素材の材料特性とその配合度合いがGMの力学的特性を決定する。したがって、土木用遮水材としての分類は、力学的特性からみた分類の方が利用者にとって便利であり、分類上から生じる誤解を防止できると考えられる。例えば、TPE系は、メーカサイドや国際学会ではEPDM系と分類されている。しかし、後述するように、EPDM系は常温では引張切断時までゴム状弾性を示すのに対し、TPE系は伸びの初期で降伏し、その後はネッキング現象（ほぼ一定の引張応力で伸びる箇所が次々に移動する形態で伸びていく現象）を生じる。この現象を起こした以降のGMの物性は、初期の物性とは全く異なり、外力の増加に対してほぼ無抵抗である。表面遮水材としてのGMの設計において、TPE系は降伏点を迎えるまでの引張強さと伸びの関係を用いて検討すべきであり、EPDM系とは異なった取り扱いをすべきである。すなわち、TPE系は、EPDM系とは分類せずに、別途に合成ゴム・合成樹脂複合系と分類するのが適切である。そこで、今回の改定における分類では、配合素材による分類を尊重しつつ、力学的特性を考慮した図－1に示した分類と

された。

〔技術書　6.8.6.2　ジオメンブレン〕

(2)ジオメンブレンの特徴

ＧＭの特徴は、その応力ー伸び特性をもって代表される場合が多い。図-6.8.6-3に各種ＧＭの常温(20℃)における応力ー伸び特性を示す。

技術書に示された図ー2は、常温、かつ引張速度500mm/minの条件における応力ー伸び特性であることに注意が必要である。後述するように、GMは総じて感温性が高く環境温度によって物性が変化し、試験時の引張速度の相違によっても物性値が異なる。

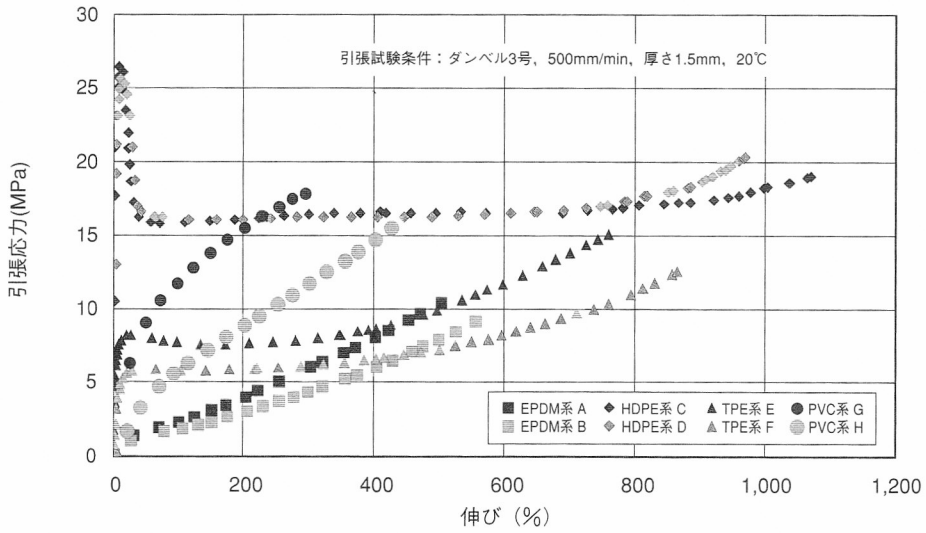
a.合成ゴム系（加硫ゴム系）

ブチルゴム(ＩＩＲ)は、遮水性に優れ、耐熱・耐候性も良いが引張された状態では大気中のオゾンによる劣化を受け易く、施工後2～3年経過すると表面に亀裂が発生する。このため、最近ではＩＩＲにエチレンプロピレン三元共重合ゴム(ＥＰＤＭ)をブレンドしたものが市販されている。

なお、加硫ゴム系ＧＭについても温度変化が物性に影響を与えることから、使用環境において受ける最高、最低温度時の特性を把握しておくことが重要である。

我が国における加硫ゴム系のGM開発の先鞭は、建築防水分野における塗膜防水工法によってつけられた。1958年に国内メーカK社は、酢酸ビニル樹脂やアクリル樹脂の乳濁液（エマルジョン）を用いた塗膜防水工法を登場させた。しかし、これら防水塗膜材は長期耐久性に欠けるところがあり、特に酢酸ビニル樹脂系では事故の発生が見られた。この耐久性問題に対処するため、新しい防水工法として注目されたのがルーフィングシートとしてのIIRシートである。IIRシートは、当時米国においては、灌漑用水路などの土木分野に使用され始め、商業化されつつあった。IIRは、①ゴム分子にある多数のメチル基CH_3ーが互いに絡み合い、ちょうど魚を捕る網の役目をして気体の分子がゴムの中に浸透してくるのを防止するため、他の汎用ゴムに比べて気体透過性が極めて小さいことから遮水性に優れていること、②主鎖に二重結合を有するイソプレン（IR）は少量のため、耐熱、耐候性がよいこと、が遮水シートの原料に用いられた理由である。

そこで、米国メーカの支援を受けつつ試作研究が開始され、1962年、我が国においてもIIRシートの製造が開始された。しかし、当初のIIRシートはIIRが100％であったことから、耐候性がよいといえども主鎖に二重結合を含むため、シートが引張された状態では大気中のオゾ



注）供試体Ａ：EPDM100％、供試体Ｂ：EPDM70％・IIR30％
供試体Ｃ：密度0.94g/cm³、供試体Ｄ：密度0.95g/cm³
供試体Ｅ：EPDM20％・オレフィン80％、供試体Ｆ：EPDM30％・オレフィン70％
供試体Ｇ：軟質、供試体Ｈ：高弾性軟質

（図ー2）各種ＧＭの常温（20℃）における応力ー伸び特性　（技術書　図-6.8.6-3）

ンによる劣化を受け易く、施工後2～3年経過するとシート表面に亀裂が発生するという問題を内在させていた。この問題は、1964年、主鎖に二重結合を有しない特殊ゴムであるEPDMをIIRにブレンドすることにより大幅に改善された。EPDMの原型であるエチレンプロピレン共重合ゴム（EPM）は、1955年、イタリアのナッタ(Natta）が開発したものであり、エチレンの繰り返しポリマー、すなわちポリエチレンは結晶化を起こしてゴム性を失いプラスチック性が出るが、プロピレンが入ると、そのメチル基が結晶化を邪魔してゴム状になるという性質を利用したものである。二重結合を持たないことから化学的安定性は極めて良好である。しかし、逆に二重結合が無いため、反応性に乏しく通常の加硫ができない。そのため、わざわざ不飽和な第三の物質を加えてエチレンプロピレン三元共重合体を作り出す研究が行われてきた成果が、今日のEPDMである。しかしながら一方において、それは熱硬化性樹脂であるEPDM系の利用において不可欠な接着性の面で接着力不足という新たな問題を生起させることになった（PVC系、HDPE系は熱可塑性樹脂で、熱融着が可能）。この接着力不足問題は、接着剤の開発がメーカ各社で進められ、当初のクロロプレン系の接着剤からブチルゴム系の接着剤への転換などにより、現在は解消されている。

加硫ゴム系は、導入されて以来、表面遮水材として国内各地で利用され、その間、耐久性についてさらに改善がなされてきている。現市場での加硫ゴム系は、EPDMが60％以上ブレンドされている。また、EPDMが100％のGMも市場に出されている。なお、我が国において加硫ゴム系が貯水池の表面遮水材として使用されたのは、1967年12月、現在の独立行政法人農業工学研究所の前身である農業土木試験場（当時は平塚市に所在）の試験池が最初であり、使用されているGMは、IIR 75％・EPDM 25％のものである。この試験池は、1977年8月、試験場のつくば市への移転に伴い移設され、現在も基礎データの蓄積が継続中である。

加硫ゴム系のGMは引張切断時までゴム状弾性を示す(図－2を参照)。その規格値については、現在、建築分野で制定されている鉄筋コンクリート構造物の防水シートの規格「JIS A 6008 合成高分子系ルーフィングシート」に明記された標準状態における値である引張強さ750N/cm^{2}以上、伸び450％以上、引裂強さ250N/cm以上が準用され、この規格値を参考にして設計が行われている。しかし、試験温度が変わると物性も変化することから、使用現場での環境条件下での特性を把握しておくことが重要である。

b.合成樹脂系

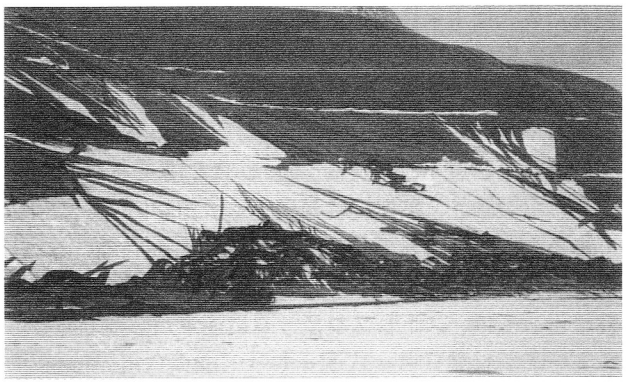
軟質ポリ塩化ビニル樹脂(ＰＶＣ)系GMは、安定剤、可塑剤、充填剤、改質剤など助剤を配合して加工されているため、使用条件に合ったＧＭを選択することが重要である。特に、可塑剤が紫外線などにより損失すると伸びが低下する。また、柔軟性は、温度変化の影響を受け変化しやすい。

一方、高密度ポリエチレン(ＨＤＰＥ)系ＧＭは、引張強さ、引裂強さ、耐摩耗性が大きく、衝撃に対して強靭であるが、8～10％の伸びで降伏点をむかえる。また、温度変化が物性に与える影響は大きい。さらに、使用条件によっては、ストレスクラックに注意が必要である。

軟質PVC系は、ゴム状弾性を持つ熱可塑性のGMであり、JIS A 6008では、標準状態において、引張強さ1,000N/cm^{2}以上、伸び200％以上、引裂強さ400N/cm以上と規定されている。現市場では、ゴム状弾性を強化した高弾性PVC系も出回っている。一般に、安定剤、可塑剤、充填剤、改質剤など各種の助剤を配合して成形加工されているため、現場使用条件に合った特性を出す助剤が適切に配合されたGMを選択することが重要である。特に、可塑剤については、その有無、量によってGMの硬さの調整ができることがPVC系の一つの大きな特長である。しかし、可塑剤が紫外線などにより損失すると硬くなり伸びが低下する。また、温度変化により柔軟性が影響を受けやすい。したがって、こうした影響を受けにくい使用環境条件下では、価格面で優れていることもあって、比較的多く使用されている。

HDPEは、エチレンを重合させて得られる熱可塑性樹脂のうち、結晶化度が高く、密度が0.942g/cm^{3}以上（JIS K 6748）のPEの総称である。HDPE系のGMは、海外で廃棄物処分場ライニング材として使用する方法が普及し、それが我が国にも導入されるようになったものである。1977年に竣工した千葉県中田町の廃棄物埋め立て最終処分場が我が国で初めてEPDM系をその遮水用に採用した事例であり、最終処分場遮水材としては、より耐外傷性、耐衝撃性に優れたものが望ましいことから、EPDM系の引張強度特性、耐衝撃特性、引裂抵抗特性を高めた製品の開発と並行して、これらの特性を素材としてもつHDPE系の活用が比較検討され、採用されるようになったものである。

一般にHDPE系は、引張強さ、引裂強さ、耐磨耗性が大きく、衝撃に対して強靭である。ただし、8～10％の伸びで引張降伏点をむかえ、ネッキング現象を生じる。また、他の樹脂系と同様、温度変化の影響が大きく、ストレスクラック（応力亀裂：一部の結晶性高分子材料においては、長時間、応力が加え続けられると亀裂が発生する現象）の発生に注意が必要である。図－3は、工事完了後，最初の冬の寒さ（－15～－20℃）でGMが収縮して引張応力状態が継続してストレスクラックが発生し，風に煽られて裂け目が進行した海外における事故例である。



（図－3）ストレスクラックによる
ＨＤＰＥ系ＧＭの破裂

c.合成ゴム・合成樹脂複合系(ＴＰＥ系)

加硫ゴム系ＧＭの接合は接着剤によるのが一般的であるが、熱融着による接合が可能なＴＰＥ系ＧＭも使用されるようになってきている。

一般に、ＴＰＥ系ＧＭは、伸び初期の引張強さ、引裂強さが大きいが、伸びが数10％以下で降伏点をむかえる。

従来の加硫ゴム系のGMの現場での接合は、熱硬化性樹脂であるが故に接着剤（架橋させて接着する）によるのが一般的であるが、近年では、現場において熱融着による接合が可能なタイプのGM、すなわち合成ゴム・合成樹脂複合系であるTPE系も使用されるようになってきている。TPE系は、EPDMとポリオレフィン系樹脂をブレンドしたブロック共重合体であり、熱融着が可能なのはポリオレフィン系樹脂ブロック同士が熱融着できるためである。

一般に、TPE系は、伸び初期の引張強さ、引裂強さが大きい。しかし、引張破断時までの応力－伸び特性は加硫ゴム系と著しく異にする。加硫ゴム系は、常温では応力－伸び曲線が引張破断時までほぼ比例的であるゴム状弾性を示すのに対し、TPE系は、伸びが数10％以下で降伏点をむかえ、応力－伸び曲線が降伏点以降折れる形を示す。これは、HDPE系とEPDM系の応力－伸び曲線を力学的に合成した形状（図－2を参照）であり、ブレンドされている合成樹脂の伸びに関する強度特性の影響が大きい結果である。

d.アスファルト系

アスファルトパネルは、透水係数が10^{-9}cm/sオーダ以下の遮水性材料であり、基盤変形に対し粘弾性体としての挙動を示す。一般に、水深が浅い場合や舗設面積が小さい場合はアスファルト現場締固め工法よりも経済的に有利であり、1：1.5程度の急な場所でも施工可能である。

一方、アスファルトシートには、ポリプロピレンの長繊維不織布に特殊アスファルトなどを全層含浸したもの、不織布に含浸させたコア層を改質アスファルトによりルーフィングしたものがある。

主として貯水池、水路の水利施設漏水防止を目的として、ASパネルが使用され始めたのは比較的古く、1960年代半ばである。1970年には農林省農地局が制定した土地改良事業計画設計基準第3部第14編水利アスファルト工（後編）において、ASパネル工法についての規定が定められている。ASパネルは、透水係数が10^{-9}cm/sオーダ以下の難透水性遮水材であり、基盤変形に対し粘弾性体としての挙動を示す。施工現場においては、アスファルト現場締固め工法との経済性、施工性比較により選定される。一般に、水深が浅い場合や舗設面積が小さい場合は経済的に有利であり、締固め工法の施工限界勾配が1：1.5程度であることに対し、それ以上急な場合でも施工可能とされる。なお、アスファルトの劣化や高温時の軟化を抑制するため、表面を特殊アスファルトでシールコートしたり、アルミペイントなどの特殊塗料を塗布されることもある。

アスファルトシートは、一般にジオテキスタイルで補強されていることから貫通抵抗性があり、主として廃棄物処分場のライニング材として使用されている。シートの接合は、バーナーによって加熱溶融して接着される方法が通常である。

e.ベントナイト系(ＧＣＬ)

ＧＣＬは、透水係数10^{-7}～10^{-10}cm/sオーダのほぼ一定の遮水性を示す。高分子系のＧＭに比べて、遮水性、追随性及び重量面で劣るが、材料劣化がないこと、小さな穴やクラックは自己閉塞する特性を有すること、ＧＣＬ相互の接合は単純な重ね合わせで施工可能なこと、などの特長がある。

欧米を主体として開発されてきたGCLは、一般には粘土・繊維複合体からなるマット状の遮水材である。天然でしかも化学的活性を持つ粘土の一種であるナトリウムベントナイトを、適度の拘束条件下で水和膨潤させると、組織の緻密化によって不透水性層を形成する特性を応用したものである。覆土下で膨潤させたGCLは、水圧に応じてマット厚さは変化するが、透水係数は10^{-7}～10^{-10}cm/sオーダのほぼ一定の難透水性を示す。高分子系遮水材に比べて、遮水性、追随性、重量面でやや劣るが、①遮水材として用いられているベントナイトは無機系の粘土であることから基本的に材料劣化はないこと、②ベントナイトの持つ膨潤性と膠着性によりGCLに生じた小さな穴やクラックは自己閉塞するという自己治癒性を有するこ

と、③GCL相互の接合は基本的に重ね合わせで特殊技能を必要としないこと、などの特長がある。安全性や貯水効率の面から多少の漏水が許容される水利構造物に対しては有用な遮水材である。現在、製品化されているGCLは、ベントナイトとジオテキスタイル（織布や不織布）との複合マット、ベントナイトとHDPE系のGMとの複合マットの2種に大別される。前者はさらに、ベントナイトを接着剤で固定したタイプ、ニードルパンチ製法で固定したタイプ、縫い合わせ固定したタイプがある。また、ベントナイトが、粉状体のもの、粒状体のもの、予備膨潤されたものがある。

4．ジオメンブレンの試験[3)]

『基準の運用　6.5.3　人工遮水性材料の調査』

6.5.3.1　調査の目的

人工遮水性材料の調査は、材料の選定、堤体の設計数値の決定等に当たって必要となる資料を得るために行う。

6.5.3.2　調査の内容

調査は、ダムサイトの気象条件、人工遮水性材料を敷設する斜面の勾配と長さ、敷設する地盤の状況等を考慮して行わなければならない。

(2)　ジオメンブレンの試験

材料単体としての品質を確認するための材料確認試験、製品の性能を確認するための性能試験により堤体材料に使用した場合の力学及び透水特性、耐久性、敷設地盤上における安定性等を把握する。

また、ダムの施工時においては、施工仕様の決定、堤体の設計数値の照査、材料の品質確認等のための試験を行う。

《基準及び運用の解説》

ジオメンブレンは、感温性が高く、ダムサイトでの気温変化により大きな物性変化を起こすとともに、喫水線付近での温度差による引張、長大な斜面に敷設した場合の平面内一次元引張、敷設基盤の陥没箇所上に位置するジオメンブレンに水圧が作用することによる三次元引張、敷設基盤の局部凹凸部での突き抜け又は貫入による引張等により破断することが考えられる。

このため、人工遮水材料は、気象条件等の使用条件を踏まえた試験を実施し、材料の選定等を行う必要がある。

〔技術書6.8.6.2　ジオメンブレン〕

(3)ジオメンブレンに関する試験

ＧＭに関する試験は、材料確認試験と性能試験に大別される。ただし、その試験体系は未整備であることから、適切な試験方法の選択及び結果の的確な評価が必要である。たとえば、ＨＤＰＥ系ＧＭは、伸びの初期で降伏を生じ、その後は、引張強さの60％前後の一定の応力で伸びる。降伏した後の物性は、外力の増加に対して無抵抗である。このため、試験結果を引張強さ、切断時伸びをもって標記すると、誤解を招くおそれがある。

a.材料確認試験

材料単体の品質特性を調べる試験であり、製造時や施工時の品質管理に用いられる。試験項目には、主として初期物性を調べる厚さ、単位面積質量、密度、比重、硬度、メルトインデックス、カーボンブラック分散性、寸法安定性、水蒸気透過性、透水性、摩耗性など、主として長期安定性を調べるクリープ、応力限界、ストレスクラック、耐候性（オゾン劣化、酸化劣化、熱劣化）、化学的安定性、生物学的安定性、熱特性(高温安定性、低温安定性、耐寒性、熱膨張性、脆化点)などがある。

b.性能試験

使用する製品の性能が用途と目的・機能に適合し、かつ施工後においてもその機能を維持できるかどうかを調べる試験である。具体的には、引張試験、引裂試験、接合強度試験、耐水圧試験、貫入抵抗試験、衝撃抵抗試験などがある。

指標試験または適合試験と別称される材料確認試験の結果は、多種多様なGMの製品情報である。例えば、厚さは耐力の指標となり、単位面積質量は施工上の取り扱い易さの指標となる。密度、比重、硬度、メルトインデックス、カーボンブラック分散性、寸法安定性などは、主として一般に複数の原料が配合されるGMの製造時の品質管理指標に用いられる。水蒸気透過性、透水性、摩耗性などは、遮水機能に対する適合指標となる。また、クリープ、応力限界、ストレスクラック、耐候性、化学的安定性、生物学的安定性、熱特性などは、使用環境条件における長期安定性の指標となる。

一方、GMの使用を検討するにあたっては、その遮水性能を正確に把握しておく必要があり、各種の性能試験が実施されるが、その性能を設計に導入するには、適切な試験により得られた特性値を用いる必要がある。性能試験の結果は設計の定数として直接用いる特性値であり、構造物の安定性に大きく関与することから、その特性値を把握する試験は、GMの種類、現場施工環境、長期的な環境要因に対する耐久性などの観点から、試験法を選択して実施する必要がある。特に、引張特性値は、試験時の温度、引張速度、試料形状に依存するため、試験結果の用い方を十分に考慮して慎重に試験法を選択する必要がある。ただし、GMに関する試験方法は、現在、地盤工学会において標準化のための検討が行われている段階であり、統一された試験法の適用は行われていないのが現状であることから、技術者の判断で試験項目や試験法を選択する必要がある。

そこで、各現場においては、使用される現場条件と適用される工法との関連からGMに要求する性能を規定し、

その性能を満足するかどうかを調べる試験が適宜選択され実施されている。

5．おわりに

今回は、土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」が改定されるに際し、GMを用いた表面遮水工法が記載されるに至った背景とGMの基本的特徴を解説した。背景については、筆者の個人的見解であり、改定委員会の公式の見解ではないことをお断りしておく。GMの基本的特徴については、地盤工学会における委員会活動の中での議論を踏まえたものである。

次回は、GMを現場で利用する際、事前に検討しておくべき材料特性である力学的物性値の温度依存性、引張速度依存性、経年変化特性について解説する予定である。

参考文献

1)農林水産省農村振興局整備部設計課（2003）：土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」の改定について，農業土木学会誌，Vol.71，No.5，pp.73-76

2) 長谷川高士（1999）：農業水利施設の機能の変遷，長谷川高士先生退官記念論文集，pp.1-18

3) 長束勇（1999）：貯水池表面遮水工法に関する研究－主としてジオメンブレンの利用に関して－，農業工学研究所報告，No.38，pp.9-28

ジオメンブレンによるフィルダムの表面遮水（その２）
－ジオメンブレンの利用において検討すべき材料特性－

長束　勇

独立行政法人　農業工学研究所　造構部施設機能研究室

１．はじめに

前回は、設計基準「ダム」への記述の背景とGMの基本的特徴について述べた。今回は、GMを貯水池表面遮水工法に適用する際に検討すべき材料特性である力学的物性値の温度依存性、引張速度依存性、経年変化特性について述べる。

２．力学的物性値の温度依存性[1)]

〔技術書6.8.6.2　(4)　ジオメンブレンの材料特性〕

a.力学的物性値の温度依存性

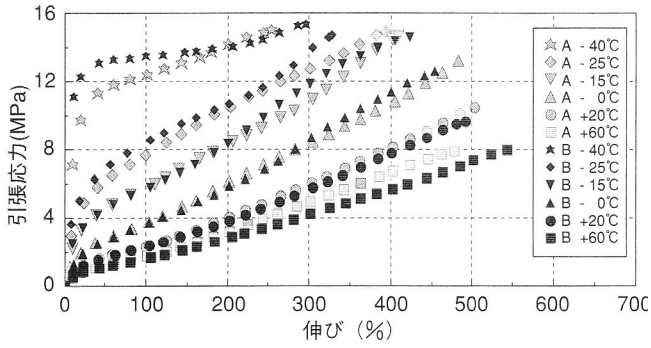
表面遮水工法に用いられるＧＭは曝露状態で使用される。国内での使用環境は気温－30℃～35℃と幅が広い。さらに、地域によっては、ＧＭの温度が－30℃以下又は60℃以上になることもある。特に、貯水池水面上のＧＭは、気温や日射熱の影響を直接受けるのに対し、喫水線以深のＧＭは温度変化の影響が緩和されることから、喫水線付近に温度差による部分的な引張状態が発生する。このため、材料は、使用環境とＧＭの物性の変化等をもとに選定する必要がある。

GMは曝露状態で使用される場合が一般的であることから、北海道などでは使用環境気温が－30℃以下になることも珍しいことではない。また、黒色系GMの夏場の表面温度は、沖縄地方に限らずとも60℃以上にもなる。これに対し、GMの主な材料素材である合成高分子材料は、通常、感温性が高いことから、使用環境気温の変化により非常に大きな物性変化を起こす。したがって、表面遮水工法用GMの材料選定に当たっては、GM物性の変化が設計上想定する許容値内であるかどうか、試験データに基づいて検討しておく必要がある。具体的にGMの力学的物性値の温度依存性が検討事項となる例は、貯水池喫水線付近におけるGMの挙動である。すなわち、貯水池水面上に露出する部分のGMは、気温や日射熱の影響を直接受けるのに対し、喫水線以深のGMは温度変化の影響が緩和されることから、喫水線付近に温度による物性の相違に起因する部分的な引張状態が発生する。この引張状態は、水面下のGM温度が水温に維持されるのに対し、水面上のGM温度が高温状態になる夏季の状況と低温状態になる冬季の状況の二つのケースが考えられるので、両方の状況を検討する必要がある。

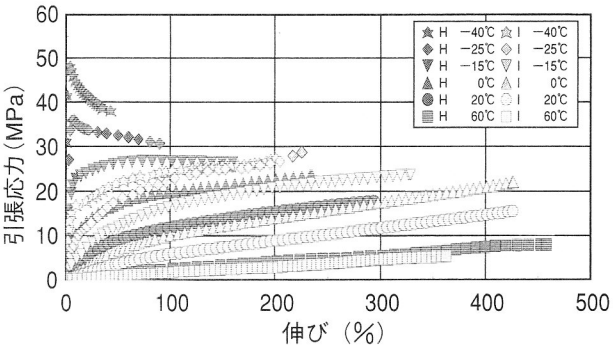
検討に際しては、強度のみならず、伸びに留意すべきである。これは、広範囲な敷設においてはGM自体の伸縮や基盤の不同沈下によって変形が生じるため、それに対応できる物性として伸びが必要であるからである。伸びを十分に有する材料では、伸びにより応力の分散が図られる。しかし、伸びが少なく引張強度の高い材料では部分的な応力集中を生じ、GM相互の接着・接合強度やコンクリート構造物などとの端部の固定強度もそれだけ大きな強度が要求されることになる。（図－1～4）は、農業用貯水池表面遮水工法に使用されているGMのうち、合成ゴム系のエチレンプロピレンゴム（EPDM）系GM市販品2種、ポリ塩化ビニル樹脂（PVC）系GMの軟質と高弾性、高密度ポリエチレン樹脂（HDPE）系GM、熱可塑性エラストマー（TPE）系GMの4系6製品の試験温度60、20、0、－15、－25、－40℃における引張応力－伸び曲線を示したものである。また、（図－5）は、アスファルト系のアスファルトパネル（ASパネル）の各試験温度における引張強さを示したものである。なお、引張速度は、アスファルトパネルは100mm/min、他は500mm/minである。これらの結果から、GMの力学的物性の温度依存性に関して、次の点に留意する必要がある。

① EPDM系GM市販品は、常温においては引張応力が伸びにほぼ比例するゴム状弾性を示すが、低温になるに従いその比例関係が崩れる。すなわち、EPDM系GMの特長である伸びに関する特性は、低温になるにつれ著しく低下する。ただし、（表－1）に示した改良事例のように、その配合設計を工夫することにより、引張強さや切断時伸びといった基本物性を変更できることのみならず、物性の温度依存性を改善することが可能である。その結果は（図－6）に示したとおりであり、改良限界はあるものの、－40℃という極寒冷状況においても引張応力と伸びの線形関係がほぼ維持できる寒冷地用のGMの開発も可能である。

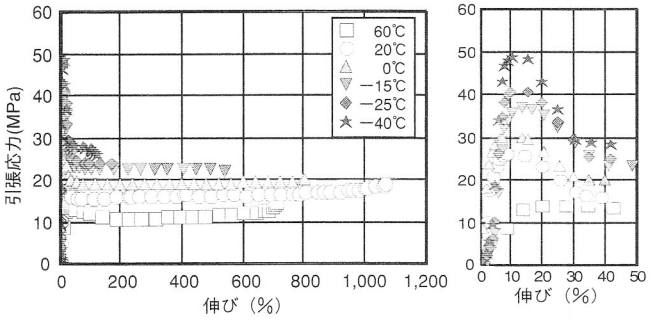
② PVC系GMは、配合される助剤によって物性値が大きく変えられる材料である。軟質と高弾性では力学的特性が著しく異なる。両者ともに、常温ではゴム状弾



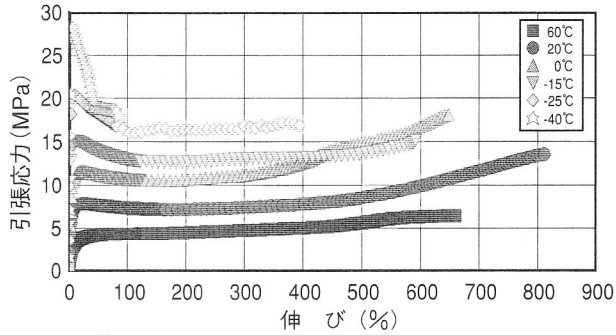
（図－1） ＥＰＤＭ系ＧＭの引張試験結果
（供試体A：EPDM100％、供試体B：EPDM70％・IIR30％）



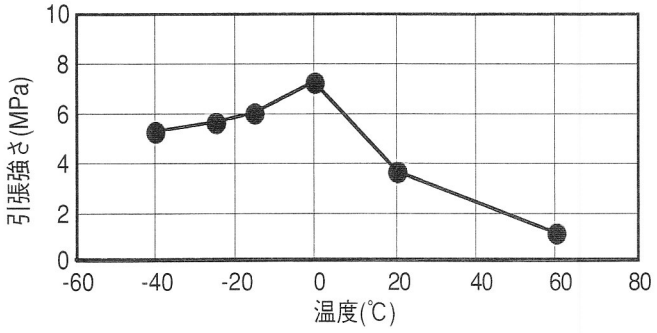
（図－2） ＰＶＣ系ＧＭの引張試験結果
（供試体H：軟質、供試体I：高弾性軟質）



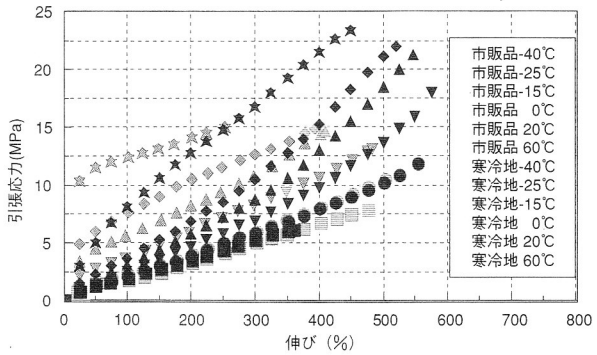
（図－3） ＨＤＰＥ系ＧＭの引張試験結果
（右の図は、伸び初期を拡大して表示）



（図－4） ＴＰＥ系ＧＭの引張試験結果



（図－5） アスファルトパネルの引張試験結果
（引張強さ）



（図－6） ＥＰＤＭ系ＧＭの物性改良例
（技術書　図-6.8.6-参1）

性を示すが、軟質は0℃以下、高弾性は－15℃以下の温度条件下で引張応力－伸び関係の線形性が崩れ、さらに軟質は－15℃以下では降伏点が現れる。使用環境条件に応じた所要の性能を備えた製品選定が重要である。

③ HDPE系GMの引張強さは、常温においてはEPDM系GMの3倍程度と強靱であり、低温になるとますます大きくなる。しかし、いずれの温度においても伸び初期（伸び10％程度）に降伏を起こし、降伏した後は外力の増加に対してほぼ無抵抗である。したがって、降伏を起こすまでの物性値に基づいた設計を行うべきである。

④ TPE系GMは、HDPE系GMとEPDM系GMを力学的に合成した引張応力－伸び関係を示す。常温より低温側になるとHDPE系型の温度特性が卓抜するようになり、明確な降伏点が現れる。また、この降伏点は低温になるにつれ、より伸びの小さな段階で出現し弾性領域が小さくなる。TPE系GMをEPDM系GMの一種とした分類例[2]が見られるが、EPDM系GMとは力学的特性が著しく異なることに注意が必要である。

⑤ ASパネルの引張強さは、常温より高温側になると大きく低下し，60℃では常温時の1/3程度である。AS

（表−1）ＥＰＤＭ系ＧＭ一般市販品の寒冷地用への改良の経緯（配合設計の検討）

GMの仮称	改良の方針	配合設計の変更	試験結果
改良型	・一般市販品に比べ、弾性度を向上させる	・ゴム分の増量（50%増し） ・加硫剤の増量（従来型の２倍）	◎ 低温物性変化特性を大きく改善 ● 加熱劣化性が大きい ● 加硫剤のブルームが発生 ● 加工性の低下
再改良型	・熱劣化特性を向上させる	・加硫剤の調整（従来型の1.5 倍） ・カーボン量の減 ・オイル量の増	○ 低温物性変化特性を改善 ○ 加熱劣化特性の向上 ○ 加硫剤のブルーム発生解消 ○ 加工性良好 △ 常温時を含め引張強さ増大（硬い）
再々改良型	・耐寒性、基盤追随性を向上させる	・ポリマー成分の配合変更（プロピレンの増量） ・加硫剤量は再改良型と同様	◎ 低温時を含めしなやかさを大きく改善 ○ 低温物性変化特性良好 ● 加熱劣化性が大きい（加硫不足） ● 加工性の低下
寒冷地用	・熱劣化特性、加工性を向上させる	・加硫時間の延長（20%増し） ・若干のカーボン量の増、オイル量の減等、配合を一部修正	○ 低温時のしなやかさを改善 ○ 低温物性変化特性良好 ○ 熱劣化特性の向上 ○ 加工性の向上

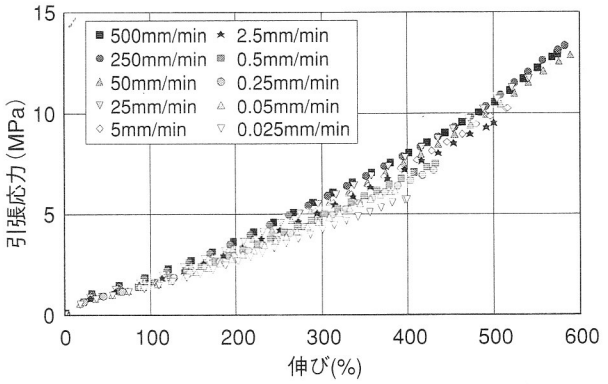
パネルの劣化防止対策として採用されているアルミペイントなどの特殊塗装は、高温側の引張強さの低下対策としても有効である。

3．力学的物性値の引張速度依存性[3)]

b.力学的物性値の引張速度依存性

JIS A 6008による試験方法に規定された引張速度は、加硫ゴム系で500mm/min、塩化ビニル樹脂系で200mm/minである。しかし、貯水池に敷設されたＧＭが受ける水圧の負荷速度は、この引張速度よりも極めて緩慢である。したがって、地震時など急激な引張力を受ける場合の安全性については、ＪＩＳ規定引張速度による試験結果に基づいて検討しても良いが、緩慢な引張力を受ける場合の安全性については、クリープ現象や応力緩和の影響を計測できる引張速度で実施した試験結果に基づき評価する。

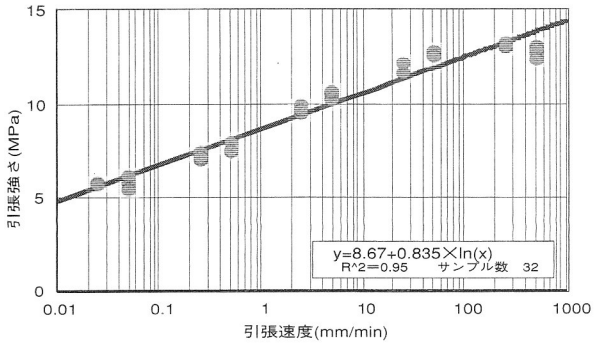
（図−7）は、農業用貯水池での表面遮水工法用GMとして使用例の多いEPDM系GMの各種引張速度（0.025～500mm/minの10水準）における引張試験結果である。（図−8）は、この試験結果より、引張強さ、切断時伸びの引張速度依存性度合いをみたものである。両者ともに引張速度と非常に強い対数相関があり、JIS A 6008に規定された引張速度である500mm/min時に対し0.05mm/minという極めて緩慢な外力の作用時には、引張強さは約1/2、切断時伸びは約2/3と引張速度依存性が

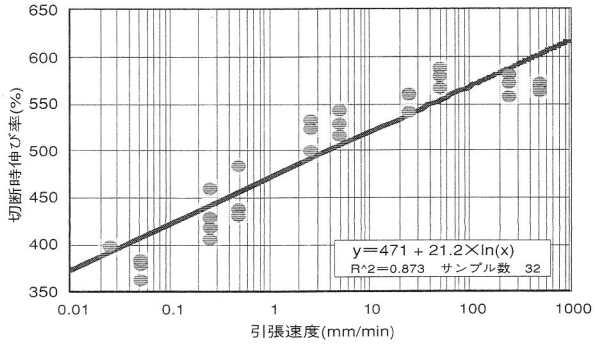


（図−7）各種速度でのＥＰＤＭ系ＧＭの引張試験結果

大きいことが明らかである。引張速度がEPDM系GMの引張物性に影響を及ぼす要因については、EPDM系GMが粘弾性変形を生じる材料であることから、クリープ現象や応力緩和が生じるためである。

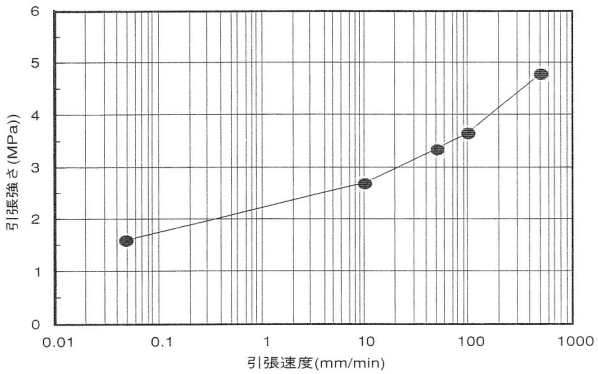
（図−9）は、ASパネルの引張強さの引張速度依存性を調べた結果である。100mm/min時に対する500mm/min時の引張強さは1.3倍であり、パネルに急激に作用する外力には大きな引張強さを発揮する。しかし、0.05mm/minという極めて緩慢な外力に対しては100mm/min時の約40%と引張強さは小さくなる。これはASパネルの粘弾性が現れた結果であり、ASパネルについても引張速度依存性が大きいことに留意すべきである。





注）供試体形状：ダンベル3号、GM厚さ：1.5mm、試験温度：20℃、引張速度：0.025～500mm/minの10水準

（図－8）ＥＰＤＭ系ＧＭの引張速度依存性　（技術書　図-6.8.6-参2）



注）供試体形状：幅50mm×厚さ10mm、試験温度：20℃、引張速度：0.05～500mm/minの5水準

（図－9）アスファルトパネルの引張速度依存性

4．GMの経年変化特性[4)]

d.力学的物性値の経年変化特性

(a)経時変化

ＧＭの力学的物性値の経時変化は、ＧＭ自体の物性変化と曝露などの外的要因による物性変化が複合された結果である。力学的物性値の変化特性を検討する際には、指標となる物性値の適切な選定とその初期値の設定が重要である。

GMの力学的物性値の経時変化について、EPDM系GMを例に調べた結果は、以下のとおりである。

（１）製造後のＧＭ自体の物性変化

EPDM系GMには、製造後もポリマーの結晶化や遊離硫黄加硫の促進などがあり、GM自体の経時的な物性変化がある。（図－10）の左図は、製造直後から光や温度変化の影響をできるだけ受けないよう恒温恒湿状態（温度20℃、湿度65％）に保たれた暗室に保存した供試体から一定時間経過毎（30分、2、4、8、14時間、1、2、3、7、9、21日、3ヶ月、2年）に試験片を採取し、引張試験を行った結果である。なお、右図には、並行して行った曝露した供試体（屋上の側壁に南面して放置）の引張試験結果も併せて示した。

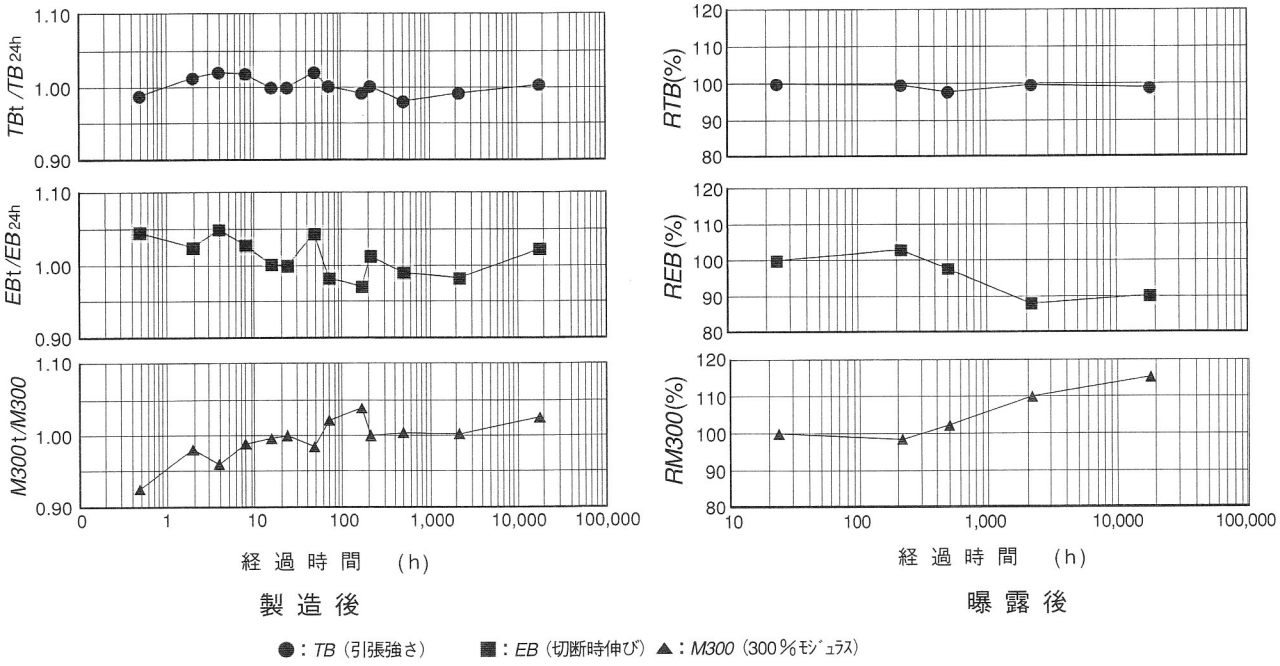
試験結果から、GM自体の経時的な物性変化に関して、次の傾向が読み取れる。引張強さは、試験を行った期間を通じて概ね一定値を示す。これに対し切断時伸びは、製造後24時間までの間に逓減した後に、ほぼ一定値に落ち着く。また、引張応力（*M300*）は、製造後24時間までの間に逓増した後に、ほぼ一定値に落ち着く。したがって、力学的物性値の変化特性を検討する際には、製造後24時間以上を経て物性が安定した後の物性値を初期値とすべきである。

（２）曝露後のＧＭの物性変化

曝露することで変化が顕著に現れるのは、伸びに関する物性値（例えば、切断時伸び、引張応力）である。強さに関する物性値である引張強さは、（図－11）に示すように、その物性保持率（*RTB*）が*M300*の物性保持率（*RM300*）と切断時伸びの物性保持率（*REB*）との積と高い相関がある。一般に、曝露されると引張応力は増加し、切断時伸びは低下することから、引張強さはそれらの相対的変化に左右される。

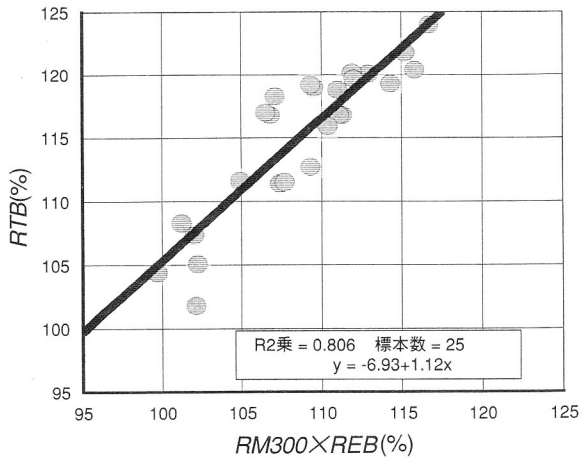
（３）物性変化の評価指標

一般に、材料劣化の尺度として“強さ”が指標に採用される場合が多い。EPDM系GMの場合も引張強さを指標として、その初期物性値に対する物性保持率を用いて劣化の程度を論じた現場技術者からの報告も見られる。しかし、GMの劣化が進行した場合、“強さ”に変化が現れるのみならず、硬化して引張応力が高まり、伸び能力が低下する。したがって、GMが硬化して剛性が大きくなれば、たとえ伸び能力を示す切断時伸びが低下しても



注） T_{Bt}/T_{B24h}、 E_{Bt}/E_{B24h}、 $M300_t/M300_{24h}$は、経過時間毎に行った引張試験から得られた各物性値を、製造 24 時間後における引張試験から得られた値で除した物性変化度である。また、*RTB*、*REB*、*RM300*は、曝露後の物性保持率である。

（図－10） ＥＰＤＭ系ＧＭの製造後および曝露後の力学的物性値の経時変化　（技術書　図-6.8.6-参3）



（図－11） ＥＰＤＭ系ＧＭの物性保持率の関係
（A調整池からのサンプリング試料による）

引張強さはほとんど変化がないとして試験値は示されることもある。このような理由から、EPDM系GMの場合、引張強さを劣化の指標として用いることには注意を要し、引張強さが保持されていてもGMに劣化は起きていないと判断すべきではない。また、劣化の指標としては、引張強さよりも引張応力や切断時伸びを用いる方が適切である。なお最近、米国のASTMにおいては、引張強さの物性保持率と切断時伸びの物性保持率の積（percent retained fractional strain energy）を劣化の判定指標とする動き[5]がみられる。

(b)劣化

一般に、ＧＭは、日射熱、紫外線、オゾン、さらには、吸水膨潤と乾燥の繰り返しを受けると劣化が促進される。

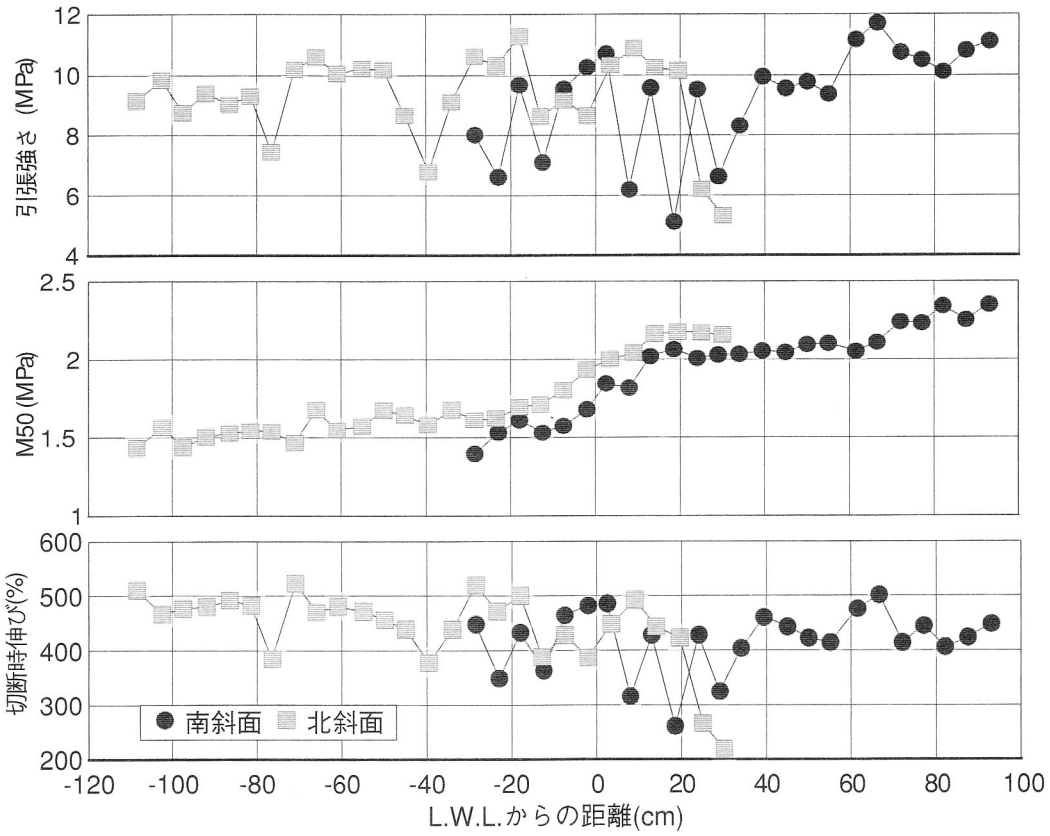
ＧＭによる表面遮水壁型を採用するに当たっては、使用する位置と劣化の進行状況を十分に検討し、喫水線付近のＧＭ等は、当初から補強しておく、劣化した段階で更新するなどの対策を行う必要がある。また、貯水池の運用管理において、可能な限り貯水位を高めに維持することが、ＧＭの耐久性を維持することに有益である。

GMの劣化について、IIR系GM 、EPDM系GM、ASパネルの例を調べた結果は、以下のとおりである。

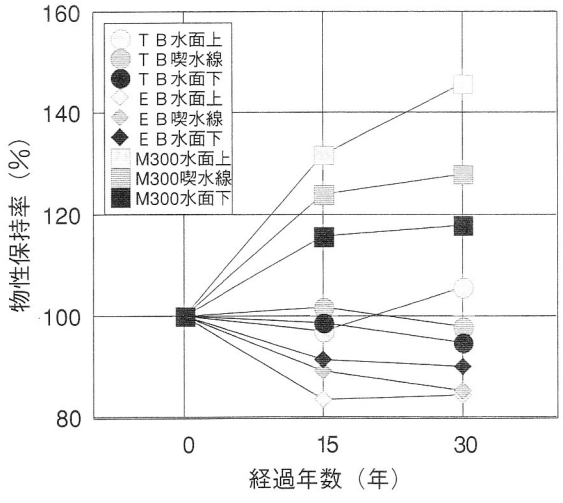
（１） ＩＩＲ系ＧＭの設置後30年の経年変化

設置後30年を経過したIIR系GM（IIR：75%、EPDM：25%）を用いた実験池（日常の変動水位幅は約40cm、満水位時の水深は約80cm）からサンプリングしたGM各位置の物性値は、（図－12）のとおりである。また、その30年間の経年変化は、（図－13）のとおりである。

実験池の低水位（L.W.L.）を基準線として南北各斜面



（図－12）ＩＩＲ系ＧＭの30年経過時点の引張試験結果



（図－13）ＩＩＲ系ＧＭの物性値の経年変化
（技術書　図-6.8.6-参4）

の各位置から採取した供試体の引張試験結果をみると、池底から法肩に向かって*M50*は大きくなっており、劣化の程度は法肩に向かうほど大きくなる傾向が見られる。また、喫水線付近の物性値の変動は大きく、著しい劣化を示す供試体もあることから、GMは吸水膨潤と乾燥の繰り返しにより劣化が促進されると考えられる。しかし、池底のGMの各物性値は、30年を経過しても敷設時点の値（初期値：引張強さ9.9MPa、切断時伸び520%）をほぼ維持しており、常に水中に没する部分のGMの劣化はほとんど認められない。

採取位置の相違による15，30年経過時点での物性変化の相違は顕著である。*M300*の物性保持率は単調に増大し、いずれの経過年数においても水面下＜喫水線付近＜水面上の順に大きい。水面下の値は15年経過以降、ほぼ横ばいであるにも拘わらず、水面上の値はその後も増大しており、水面上のGMは徐々に劣化が進み硬化している。切断時伸びの物性保持率については、経過年数とともに単調に減少するが、その経年変化速度は緩慢になる。また、引張強さの物性保持率については、*M300*の物性保持率と切断時伸びの物性保持率の積との相関が高く、これらの物性保持率により推定が可能である。

常に水没している部分のGMの耐用年数は、現在一般に建設工事費や経済性の比較・検討に採用されている20～30年よりも十分長い。したがって、設計段階でGMの劣化の進行を織り込んだ配慮、例えば、劣化が比較的早く進行する可能性のある喫水線付近のGMは当初から補強をしておく、あるいは遮水機能上問題となった段階でその部分のみ更新を行う、という方針を採用すれば、経済性はさらに高まる。また、貯水池の運用管理において、

（表－2）ＥＰＤＭ系ＧＭの実材令の物性変化状況（長手方向・水中底部試料）

		経過年数	M300（MPa）			切断時伸び（%）			引張強さ（MPa）		
		年	初期値	経年値	保持率	初期値	経年値	保持率	初期値	経年値	保持率
A調整池		15	4.7	6.8	145	530	495	93	10.3	11.0	107
B調整池	Min	5	6.6	8.9	135	523	416	80	11.4	12.0	105
	Max		5.5		162	557		75	9.8		122
C貯水池	東側	3	5.5	6.9	125	510	470	92	9.3	10.6	114
	西側			7.4	135		454	89		11.0	118

可能な限り貯水位を高めに維持することが、貯水池表面遮水工法に用いたGMの耐久性を高めることに有益である。

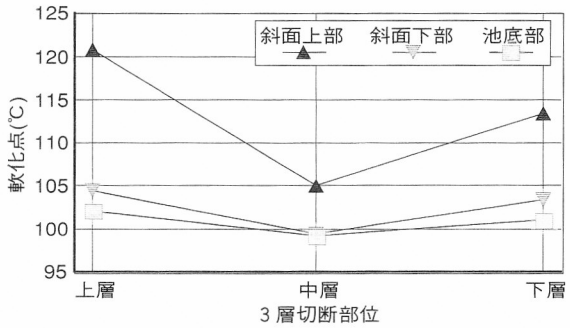
（２）ＥＰＤＭ系ＧＭの実材令の物性変化

（表－2）は、国営事業により築造された3貯水池よりサンプリングしたEPDM系GM（EPDM：100%）水中底部供試体の引張試験結果である。3貯水池ともに伸びに関する性能が低下してきている傾向にあるものの、強さに関する性能が低下する段階までには至っていない。

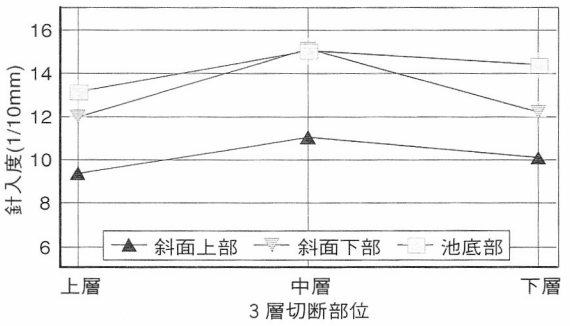
A調整池のGMは、15年間覆土下にあった環境条件を考慮すると、熱や紫外線による影響を受けないGMの経年物性変化特性を示しているものと考えられる。B調整池については、施工時期によって搬入されたGMの初期物性値が異なり、サンプリングした供試体が何時期のGMであるか特定できないため、物性変化が起こった可能性のある最大値、最小値として示したが、初期値が小さかったと仮定しても明らかに切断時伸びは低下している。GM敷設後初期湛水までの曝露期間が長かったことの影響が大きいと推測され、貯水を開始する前の段階で物性変化がかなり進んでいた可能性が高いと考えられる。C貯水池の東西法面からサンプリングした供試体の引張試験結果を比較すると、西側法面の方が東側法面に比べて物性変化が大きい。このことは、従来から言われている熱や紫外線によって劣化が促進されるということを裏付ける結果となっている。

（３）ＡＳパネルの実材令の物性変化

（図－14）は、施工後18年を経過したASパネル実験池（水深約1.3m）の斜面上部、斜面下部、池底部より採取した約15mmの試料を厚さ方向に概ね3等分に切断し、上層、中層、下層の回収アスファルトの軟化点を調べた結果である。また、（図－15）は、その針入度試験の結果である。斜面下部や池底部に比較し，斜面上部は明らかに軟化点が高く針入度が小さい。また、いずれの試料採取位置においてもASパネル層断面内において物



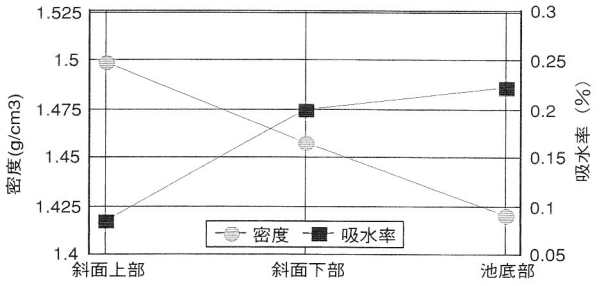
（図－14）試料採取位置と軟化点



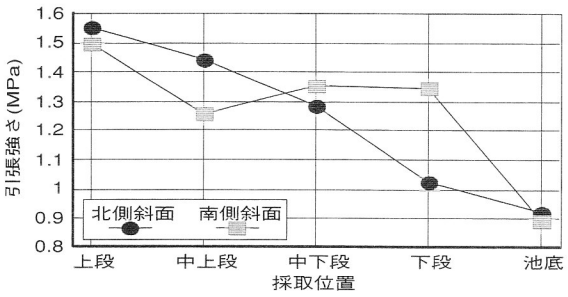
（図－15）試料採取位置と針入度

性の差が見られ、中層部の軟化点が低く針入度が大きい。ASパネル層断面の観察においても、上下のごく表層部以外は極めて新鮮なアスファルトであった。アスファルト混合物は経年曝露されると軟化点は高くなり針入度は小さくなる[6]ことから、ASパネルの経年劣化は数十cm以深の水中では緩慢で、かつ、その影響はASパネル層の上下のごく表層部のみが受けると推定される。

（図－16）は、密度試験および吸水率試験の結果である。ASパネルの密度は、斜面の上方ほど大きい。また、その吸水率は、斜面上部が斜面下部や池底部に比べ明らかに小さい。斜面上のアスファルト混合物は長期の自重



（図－16）試料採取位置と密度･吸水率



（図－17）引張試験結果（100mm/min、20℃）

クリープにより空隙率が低下すると報告されている[6]ことから，日射熱の影響をより大きく受け自重クリープが起こりやすい位置ほど密度は大きく吸水率は小さくなると考えられる。

（図－17）は、実験池の南北斜面（上から、上段、中上段、中下段、下段に区分）および池底から切り出した供試体を用いて、引張速度100 mm/min、試験温度20℃の条件下で実施した引張試験の結果である。斜面の上方ほど引張強さが大きく、斜面上部の引張強さは池底部の1.7倍である。曝露の影響をより強く受け針入度が小さく密度が大きくなるほど、すなわち硬く緻密になるほど引張強さが増大するものと考えられる。なお、引張試験に先立ち、採取位置毎の供試体厚さを計測した結果、南面する北側斜面の供試体厚さのバラツキが他の部位に比べて大きくなっていた。北側斜面からのサンプリング時においても基盤の凹部ではASパネル厚さが厚くなり、その直上では薄くなっているのが観察された。一般に、ASパネルは基盤の不陸に対し粘性により追随するとされことから、施工時における過度の不陸はASパネルに局部的な厚さの増減を発生させる危険性がある。

一方、透水試験の結果、透水係数は1×10^{-9}～1×10^{-10} cm/sの範囲であり、斜面上方ほど小さくなる傾向が見られた。これは密度や吸水率の変化度合いに示される空隙率の増減傾向と一致しており、自重クリープなどによるASパネル層の緻密化の影響が現れているものと考えられる。

5．おわりに

今回は、GMの利用において検討すべきGMの材料特性について述べた。ただし、重要な材料物性である耐水圧性については、敷設基盤の状況に規定されることから、次回に述べることにした。次回は、敷設基盤の不陸、不同沈下、変形、および揚圧力などに対するGMを用いた表面遮水工法の安全性確保に焦点を当てたGM敷設基盤対策について述べる予定である。

参考文献

1）長束勇（1999）：ジオメンブレンの力学的物性値の温度依存性、農土誌67(4)、p.99-105
2）例えば、合成高分子ルーフィング工業会（1993）：シート防水マニュアル（加硫ゴム系）、加硫ゴム部会、p.8
3）長束勇（1999）：貯水池表面遮水工法に関する研究－主としてジオメンブレンの利用に関して－、農業工学研究所報告、No.38，pp.65-69
4）長束勇（2000）：合成ゴム系ジオメンブレンの力学的物性値の経年変化特性、農土誌68(1)、p.59-65
5）American Society for Testing and Materials（1998）：1998 Annual Book of ASTM Standards, Volume 04.04，p.198
6）伊藤隆彦･茨木龍雄･佐藤治･宮川真･秀島好昭（1996）：表面遮水壁用アスファルト混合物の耐久性、農土論集182、p.270

ジオメンブレンによるフィルダムの表面遮水（その３）
－ジオメンブレンの敷設基盤処置－

長束　勇

独立行政法人　農業工学研究所　造構部施設機能研究室

１．はじめに

前回は、GMを貯水池表面遮水工法に適用する際に検討すべき材料特性である力学的物性値の温度依存性、引張速度依存性、経年変化特性について解説した。今回は、GMによる遮水を設計する際に個々の現場で検討すべき材料選定上の要件、一般に非常に薄い膜状材料であるGMの敷設基盤の不陸、不同沈下、変形などの発生に対する耐水圧性、およびそれらの発生による破断を防止するための敷設基盤処置について解説する。

２．材料選定上の要件

〔技術書9.1.4.1 (3) c ジオメンブレンによる遮水〕

(a)ＧＭに要求される材料特性

ＧＭに要求される材料特性は、一般に次の耐性・安定性である。

① 耐候性、耐オゾン性、耐熱老化性及び耐高温・低温性といった使用される環境への耐性
② 耐水圧・下地追随性、耐クリープ性、耐衝撃性、耐摩耗性、耐草性といったＧＭに作用する外部からの力に対する耐性
③ 耐薬品性、耐油・耐溶剤性、耐バクテリア性といった化学的安定性

材料選定は、使用する現場条件及びＧＭの材料特性との関連性を検討し、施工性、経済性、維持管理の容易性、さらには景観をも総合的に勘案して行う。特に、ＧＭは感温性が高いことから、使用環境温度の変化により大きな物性変化を起こす可能性があるため、その温度依存性を的確に把握しておくことが重要である。また、施工現場での敷設ではＧＭ相互の接着・接合や取水設備などコンクリート構造物との接合の必要が生じる。この接着・接合部の力学的安定性や水密性が施工時の気象条件から受ける影響度合いを事前に把握しておくことも重要である。

①の使用される環境への耐性の検討において重要な事項は、GMの力学的物性値の温度依存性と経年変化特性であり、これらについては前回の（その2）で解説したとおりである。②の外部からの力に対する耐性については、本稿の次章以降で解説する。また、③の化学的安定性については、貯留水の水質や敷設基盤の土性に関わる問題であり、通常の農業用水が貯水され、一般的な敷設基盤処置が行われる場合は、問題とならない。なお、接着・接合部の力学的安定性や水密性については、次回の（その4）で解説する予定である。

３．GMの耐水圧性

〔技術書6.8.6.2 (4) ジオメンブレンの材料特性〕

c.耐水圧性

ＧＭを利用した表面遮水型フィルダムでは、水圧、土圧などの外力には基盤材等で対抗し、ＧＭは遮水のみを担うよう構造設計を行う。しかし、実際には、次のような引張力を受け、それが耐力以上に大きいと破断を起こす。

(a)長大斜面に敷設された場合の平面内一次元引張

「合成高分子系ルーフィングシート（JIS A 6008）」、「加硫ゴムの引張試験方法（JIS K 6251）」などに準じた試験を実施し、物性値を把握する。

(b)基盤の陥没箇所上のＧＭに水圧が作用した場合の広がりのある三次元引張

試験方法としては確立されたものはないため、メーカなどが独自の試験法によって評価している。欧米においても公的な試験法は定められていないが、GRI（Geosynthetic Research Institute）が試験法の提案を行っている。

(c)基盤の局部凹凸部での二次元・三次元引張

ＧＭの基盤としては、礫の多い地盤や、アンダードレーンや空気抜きの施工のため礫層が基盤となる場合があり、局部的な凹凸が発生する。さらに、コンクリート構造物との境界では、不同沈下などにより段差が生じることもある。鋭角な凸部による破断については種々の試験法が提案され、ＧＭと基盤との間に不織布を敷くなどの処置がとられている。しかし、ＥＰＤＭ系ＧＭのような柔軟なＧＭを使用した場合、凹部でＧＭが引張破断を起こすことが、室内耐水圧試験により明らかにされている。

(a)のケースについては、JISに規定された試験法などの結果に基づいて評価することが一般的である。(b)のケースについても、例えば、GRI Test Method GM4 として示された“Three Dimensional Geomembrane Tension Test”を用いれば評価できる[1]。(c)に関しては、凸部については、工事施工中の過失による破断が問題となることが多いことから、従前より農業土木試験場[2]、土木研究所[3]などが種々の試験法によって、その評価を行っている。一方、凹部については、EPDM系GMのような柔軟なGMを使用した場合、GMが局部的に引張破断を起こす危険性が、農業土木試験場が行った室内耐水圧試験によって明らかにされ、その試験法が提案されている。試験法の詳細については、参考文献[4]を参照されたい。以下、EPDM系GM、TPE系GM、HDPE系GM、ASパネルを対象として実施した耐水圧試験結果について述べる。

(1) ＥＰＤＭ系ＧＭの段階的昇圧耐水圧試験結果

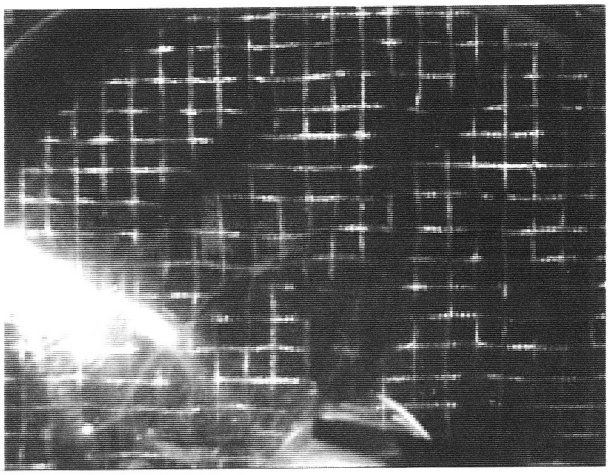
(表－1) は、溝幅、鋼球径、砕石径を種々変えたモデル基盤上に、厚さ1、1.5、2mm のEPDM系GM（引張強さ約10MPa、切断時伸び約520%）を敷設して行った耐水圧試験結果である。敷設基盤の状況により耐水圧が異なり、溝幅が広くなるほど、砕石の粒径が大きくなるほど、耐水圧は小さくなっている。したがって、作用する静水圧と基盤の状況、特に基盤材料の種別に応じたGM厚さの選定が必要である。

(表－1) 昇圧耐水圧試験結果（ＥＰＤＭ系ＧＭ）
(技術書　表-6.8.6-参2)

単位：MPa

	GM厚さ(mm)		
	1	1.5	2
溝幅(mm)			
12	0.7	0.9	1.25
10	0.9	0.9	1.5
8	0.9	1.35	1.65
6	1	1.75	2.45
5	1.3	2	2.65
4	1.65	2.4	2.9以上
3	2.1	2.75	2.9以上
2	2.9	2.9以上	2.9以上
鋼球径(ϕmm)			
43	0.9	1.7	2.03
40	0.9	1.77	2.23
35	0.9	1.9	2.3
30	1.03	2.03	2.43
25	1.57	2.3	2.83
20	2.1	2.9以上	2.9以上
12	2.5	2.9以上	2.9以上
10	2.9以上	2.9以上	2.9以上
8	2.9以上	2.9以上	2.9以上
砕石			
S－40	0.37	0.83	0.9
S－30	0.43	0.9	0.9
S－25	0.57	0.9	0.97
S－20	0.63	0.9	1.17
S－15	0.9	1.5	1.97
S－10	0.9	2.5	2.7
C－40	1.1	2.1	2.73上
M－40	2.5	2.9	2.9以上

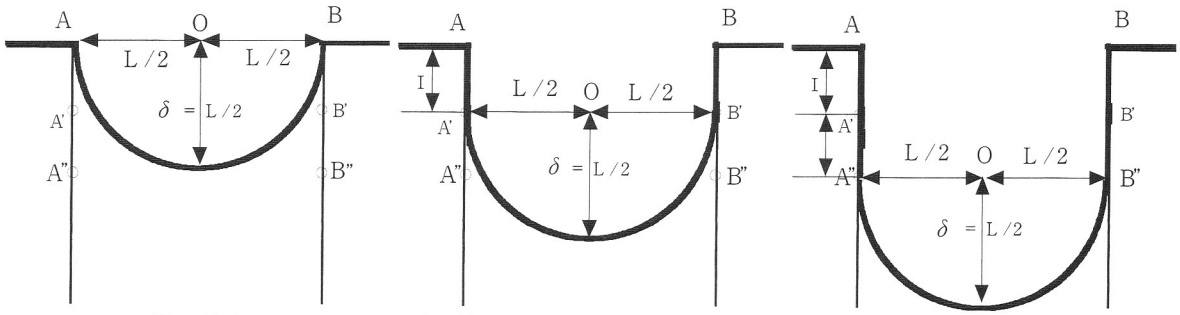
注1）S：単粒砕石、C：ｸﾗｯｼｬｰﾗﾝ、M: 粒調砕石
注2）試験容器は、ϕ150mmの小型圧力容器
注3）最長44 時間かけて2.9MPa まで段階的に昇圧



(図－1) 砕石上に敷設されたＧＭの水圧負荷時の状況

(敷設前にGMに描いておいた白線の正方形格子は、砕石の凸部に位置する部分では変形していない。しかし、凹部では著しく伸ばされ変形している。)

なお、この試験におけるGMの破断は、すべて基盤の局部凹部へ貫入した先端で発生した。また、凹部への貫入深さも浅いものであった。これは、従来、“GMの破断は、石礫などの尖った部分で発生する”、また、たとえ凹部で破断するとしても、“凹部で宙づりとなったGMが材料強度を越えて破断する”、あるいは、“破断に至る伸びまで深く基盤の凹部に貫入して破断する”と考えられていた破断メカニズムとは全く異なる現象である。そこで、この試験結果が発表された以降、そのメカニズムについて学会で議論され、現在では、基盤の局部凹部での破断は、次のメカニズムで発生すると考えられるようになっている。①水圧が負荷された時、GM自体の強さで水圧を支える部分が発生する。②基盤に接していないGM部分は、水圧に対応して局部的に伸ばされ空隙底に向かって貫入していく（図－1参照）。③空隙壁に順次接した部分は、接した直後以降、壁との摩擦力により伸びが拘束され、未だ接していない部分のみがさらに伸ばされる。④結果として伸びが集中する箇所が出現し、その程度が大きく、GM材料の持つ伸び能力以上の変形となったとき、GMは破断に至る。この破断に至るGMの伸びの局所化に着目した新たな理論体系は、長束の局部引張破断理論[5]と呼ばれるようになっている。2次元局部引張破断理論モデルの概略は、(図－2) に示したとおり



（図－2）2次元局部引張破断理論モデルの概略

であり、3次元局部引張破断理論を含めた詳細については、参考文献[6]を参照されたい。

（2）ＥＰＤＭ系ＧＭおよびＴＰＥ系ＧＭの繰返し水圧負荷耐水圧試験結果

（表－2）は、繰り返し水圧負荷による耐水圧試験の結果である。基盤材がS-40の場合において、EPDM系GMの昇圧負荷時の耐水圧は0.5MPaであり、（表－1）に示した小型圧力容器による試験値0.8MPaよりも小さい。これは、本試験における供試体面積が小型圧力容器による場合に比べ非常に大きいことから、砕石間に形成される空隙がごく部分的に大きくなったことによるものである。この試験規模が大きくなると耐水圧試験結果が小さくなることについては、土木研究所が行った試験結果においても報告されている[7]。また、繰り返し負荷時の耐水圧は、昇圧負荷時より小さい。耐水圧性にGMのクリープ現象の影響が現れた結果である。さらに、EPDM系GMの破断は基盤の凹部で発生するのに対し、TPE系GM

（表－2）繰返し水圧負荷耐水圧試験結果（ＥＰＤＭ系ＧＭおよびＴＰＥ系ＧＭ）　（技術書　表-6.8.6-参3）

GM厚さ：1.5mm、単位：MPa

緩衝材（不織布）	試験方法	結果	ケース名
EPDM系GM・大型圧力容器・S－40基盤			
無し	昇圧負荷	0.5MPaで漏水発生	1
	繰り返し負荷 (0～0.3MPa)	繰り返し回数4回で漏水発生	3
	〃 (0～0.15MPa)	繰り返し回数50回で漏水発生	5
400g/m²	繰り返し負荷 (0～0.3MPa)	繰り返し回数112回以上に耐圧	7
200g/m²	繰り返し負荷 (0～0.3MPa)	繰り返し回数140回以上に耐圧	9
TPE系GM・大型圧力容器・S－40基盤			
無し	昇圧負荷	0.3MPa で漏水発生	2
	繰り返し負荷 (0～0.3MPa)	繰り返し回数13回で漏水発生	4
	〃 (0～0.15MPa)	繰り返し回数1回で漏水発生	6
400g/m²	繰り返し負荷 (0～0.3MPa)	繰り返し回数260回以上に耐圧	8
200g/m²	繰り返し負荷 (0～0.3MPa)	繰り返し回数35回で漏水発生	10
EPDM系GM・中型圧力容器・ポーラスコンクリート基盤			
無し	昇圧負荷	2/3 ：2.9MPa に耐圧 1/3 ：2.5MPa で漏水発生	11
	繰り返し負荷 (0～0.3MPa)	2/3 ：繰り返し回数540回以上に耐圧 1/3 ：繰り返し回数150回で漏水発生	11
400g/m²	繰り返し負荷 (0～0.3MPa)	3/3 ：繰り返し回数544回以上に耐圧	12

注1）結果の欄の、例えば“2/3”は、“3供試体のうち2供試体の結果”である。
注2）試験容器は、3,000mm×1,500mmの大型圧力容器およびφ500mmの中型圧力容器である。
注3）表中の昇圧負荷は、最長44時間かけて2.9MPaまで段階的に昇圧負荷、繰り返し負荷は、( )内の圧力を大型圧力容器では1hr/サイクル、中型容器では10min/サイクルで負荷し、漏水が発生しない限り100サイクル以上継続している。

（表−3）ＥＰＤＭ系ＧＭの大型耐水圧試験後の引張試験結果（サンプリング20個の平均値）

ケース名	引張強さ MPa	切断時伸び %	M50 MPa	M100 MPa	M200 MPa	M300 MPa	水圧条件 MPa	不織布	水圧負荷条件
1	13.1	631	1.4	2.0	3.5	5.3	0.5	なし	昇圧
3	13.0	595	1.3	2.0	3.7	5.6	0〜0.3	なし	4回
5	12.5	563	1.4	2.0	3.8	5.7	0〜0.15	なし	50回
	(4.0)	(215)	(1.4)	(2.0)	(3.8)		（特定のサンプルの結果）		
7	12.8	577	1.4	2.0	3.7	5.7	0〜0.3	400g/cm^2	112回
9	12.4	571	1.4	2.0	3.7	5.6	0〜0.3	200g/cm^2	140回
	(7.3)	(407)	(1.4)	(1.9)	(3.5)	(5.3)	（特定のサンプルの結果）		

（表−4）ＴＰＥ系ＧＭ大型耐水圧試験後の引張試験結果（サンプリング20個の平均値）

ケース名	引張強さ MPa	切断時伸び %	M50 MPa	M100 MPa	M200 MPa	M300 MPa	水圧条件 MPa	不織布	水圧負荷条件
2	13.9	719	8.5	8.1	8.1	8.4	0.3	なし	昇圧
	(12.0)	(604)	(8.4)	(8.1)	(8.0)	(8.3)	（特定のサンプルの結果）		
4	12.0	671	8.1	7.8	7.7	8.0	0〜0.3	なし	13回
	(9.4)	(611)	(7.7)	(7.1)	(7.0)	(7.3)	（特定のサンプルの結果）		
6	13.5	732	8.2	8.0	8.0	8.3	0〜0.15	なし	1回
8	14.1	766	8.6	8.3	8.3	8.5	0〜0.3	400g/cm^2	260回
	(10.1)	(484)	(8.5)	(8.2)	(8.3)	(8.6)	（特定のサンプルの結果）		
10	13.6	769	8.6	8.2	8.2	8.4	0〜0.3	200g/cm^2	35回

の破断は凸部で発生する。局部引張破断現象は、GMの引張特性、特に伸びに関する特性によりその形態が異なる。

一方、緩衝材の耐水圧性向上効果は、TPE系GMよりもEPDM系GMの方が大きい。EPDM系GMの破断は凹部で発生することから、その凹部を緩衝材が穴埋め緩和するためである。TPE系GMの場合は砕石の頂部などの凸部によるGMの突き破りを緩衝材が緩和する効果が見込めるものの、緩衝材自体が水圧を受けて薄くなったり、突き破り破断してしまうと、その緩衝効果が消失するためである。

基盤材がポーラスコンクリートの場合、EPDM系GMが繰り返し水圧負荷で破断する場合もある。破断箇所は、ポーラスコンクリートの比較的大きな凹部（本試験の場合は、深さ12mm、径10mm程度）である。

なお、この耐水圧試験では、試験後に供試体からサンプリングを行い、試験前後のGMの物性変化を引張試験により調べた。その結果は、（表−3、4）のとおりである。EPDM系GMでは、ケース5、7、9の引張強さと切断時伸びが相対的にやや低下している。繰り返し水圧負荷を受けることにより、局部的に伸ばされる影響が試験後にも残る結果である。特にケース5、9では、特定のサンプルの引張強さと切断時伸びが著しく低下しており、破断に至らないまでもクリープなどによりゴム弾性が低下している部分が潜在することを示唆している。また、TPE系GMでは、水圧繰り返し回数が少ないにも拘わらず、ケース4の引張強さと切断時伸びが低下している。さらにケース2、4、8では、特定のサンプルの切断時伸びが著しく低下しており、0.3MPa程度の水圧であっても機械的損傷を受ける部分が発生することを意味している。

（3）ＨＤＰＥ系ＧＭの砕石上および段差発生部上での耐水圧性試験結果

厚さ1.5mmのHDPE系GMのS-40基盤上や垂直段差20mm上の耐水圧性は、昇圧負荷条件では最低でも1.5MPa程度あり、同じ厚さのEPDM系GMやTPE系GMに比較して3〜5倍程度大きい。ただし、S-40基盤上で繰り返し負荷を受けると、0.9MPaでも破断する場合がある。また垂直段差20mm上でも、0.9MPaの繰り返し負荷12回を行った後、その水圧状態で継続負荷すると、7日目にピンホールを生じたケースが観察された。基盤凸部で降伏点以上の伸び率に局部的に伸ばされた部分が存在する

と降伏点以降はごく僅かな応力の増加によって容易に伸ばされるため、破断（ピンホール）に至るためである。このHDPE系GMの耐水圧性を向上させる手段として、GMと基盤の間に適切な目付量の不織布を挿入することの効果は大きい。水圧負荷後の不織布の破損状況を考慮して目付量800g/m^{2}の不織布を挿入した耐水圧試験結果では、いずれのケースも漏水は観測されなかった。

（4）ＡＳパネルの砕石上での耐水圧試験結果

基盤条件をC-40、S-20、S-40の3種の砕石に変化させ、厚さ10mmのASパネルの耐水圧試験を行った結果、S-40のケースのみ最高水圧0.9MPaを負荷した後の約10～150min経過後に漏水が確認された。しかし、試験終了後に供試体を観察したところ、ASパネルに明確な破断箇所は見られず、ASパネル上面はS-40の起伏に追随し、背面ではS-40の凹部にアスファルトが密着して貫入していた。したがって、この漏水はASパネルの破断によって生じたものではなく、アスファルトの凹部空隙への貫入に伴い局部的に薄くなった部分からの透水によるものであると考えられた。確実な遮水性能を得るには、ASパネルの場合も適切な基盤処置が必要である。

4．GMの支持基盤処置

〔技術書9.1.4.1 (3) c ジオメンブレンによる遮水〕

(b)ＧＭの支持基盤

ＧＭは遮水機能のみを分担し、ＧＭに作用する水圧は基盤が支持し、揚圧力は基盤内で処理するように構造設計を行う。このため、ＧＭの支持基盤は、次の項目について慎重に検討する。

ア　許容されるＧＭ敷設面の不陸

基盤の凹凸部においては、ＧＭの破断が発生する可能性が高い。このため、不陸や局部的な凹凸ができないよう基盤を整形するとともに、基盤材料の種別に応じたＧＭ厚さを選定する。基盤材料に粒度調整砕石やクラッシャーランを使用する場合であっても、撤出作業時における材料分離や、ＧＭ敷設までの間における降雨による細粒分の流亡が考えられるため、基盤材料の空隙の間詰用として砂を敷均す、あるいは、最も条件の厳しい単粒度砕石による基盤処理とみなすなどの処置や判断が必要である。

また、ＧＭ直下に緩衝材(不織布)を配置することも破断の防止策として有効である。

凍上防止などの目的で施工されるポーラスコンクリート上にＧＭを敷設するに当たっては、事前にポーラスコンクリート表面の状況を調査し、比較的大きな凹部(径10mm、深さ10mm程度以上)は、補修しておく。

基盤の凹凸部におけるＧＭの破断、緩衝材の破断防止効果、ポーラスコンクリート表面の比較的大きな凹部の処置については、前章で示した（表－1、2）の試験結果を踏まえて記述されたものである。池底にGMが敷設される場合では、基盤材料の砕石の空隙を砂で間詰するのが一般的であるが、試験施工において降雨による砂の流亡が部分的に見られた事例では、砕石による基盤とみなした設計が行われている。また、斜面部にGMが敷設される場合では、砂による間詰が困難と予想されるため、不織布による破断防止策が採用されることが多い。

イ　不同沈下の有無・程度と許容される相対変位量

ＥＰＤＭ系ＧＭでは、異なった基盤材料(例えば、コンクリート構造物の基礎と砕石基盤)が接する部分において、垂直段差が20mmを超えると、0.9MPa程度の圧力で接着部での破断を生じるとの試験結果が報告されている。このためＧＭを使用する場合は、基盤に発生する垂直段差を15mm以下に抑制することが必要である。なお、段差部の補助ＧＭ(捨て張りＧＭ)及び段差部の面とりが垂直段差の緩和に有効であることが確認されている。

（1）垂直段差発生時における接着部の水密性

上記イは、（表－5）の試験結果を踏まえて、接着層の破断現象による水みち発生の可能性について記述されたものである。この水みちは、接着層を介して接着された2枚のGMが直角に折り曲げられると、外側と内側のGMの曲率が異なるため接着層にせん断力が働き、接着層が破断することにより発生するものである。試験結果によれば、段差条件5、10、15mmでは、それぞれ3供試

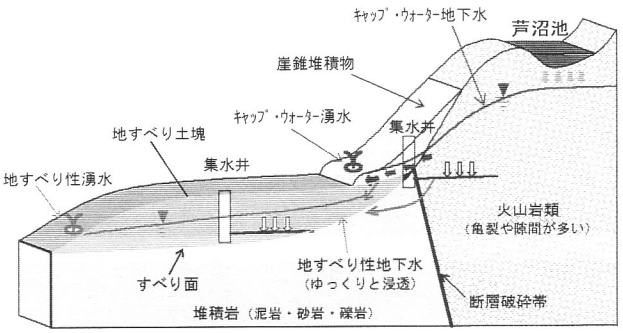
（表－5）垂直段差発生時の接着部の水密性試験結果

段差 mm	補助GMの有無	全供試体数	水密性確保の程度（供試体数）	
			0.9 MPa未満	2.9 MPa以上
5	無し	3	0	3
10	無し	3	0	3
15	無し	3	0	3
20	無し	10	4	6
20	有り	8	0	10
25	無し	3	1	2

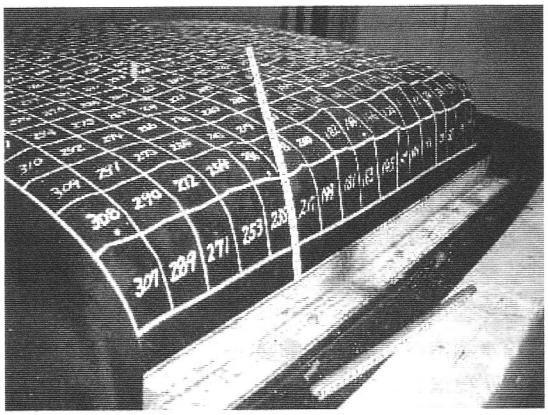
・供試体は、接着幅 150mmで接着した接着部を有する厚さ2mmのEPDM系GMである。
・補助 GMの有無とは、段差部を横断する接着部の垂直段差緩和のため、厚さ 2mmの補助GM（捨て張りGM）を挿入したケースである。

体全てが最高水圧2.9MPaまで接着部の水密性を確保できている。しかし、段差条件20mmでは、供試体の4割が接着部で漏水を起こしている。この結果から、基盤に発生する垂直段差を15mm以下に抑制する必要があるとしている。

なお、垂直段差の緩和の目的で補助GMを挿入すると、8供試体全てが最高水圧2.9MPaまで接着部の水密性を確保できる結果となっている。しかしながら、この補助GMの挿入による垂直段差の緩和処置をした条件で、上記試験に引き続き0.9 MPaの負荷を継続したところ4日目に漏水したケース、あるいは引き続き0～0.9 MPaの繰り返し負荷（1サイクル/day）を行ったところ7日目で漏水したケースが観察されたことから、補助GMを挿入することによる垂直段差の緩和は補助的手段と考えるべきである。なお、予め垂直段差の発生が見込まれる部分については、段差部の面とりが確実な手段である。約45°の面とりが施された試験条件においては、30mmの段差を発生させた状態で0.1～1MPaの繰り返し負荷（1サイクル/day 、60日間）においても、安定的な遮水性能が確保できることが確認されている。



（図－3）芦沼池と地すべりの関係概念図



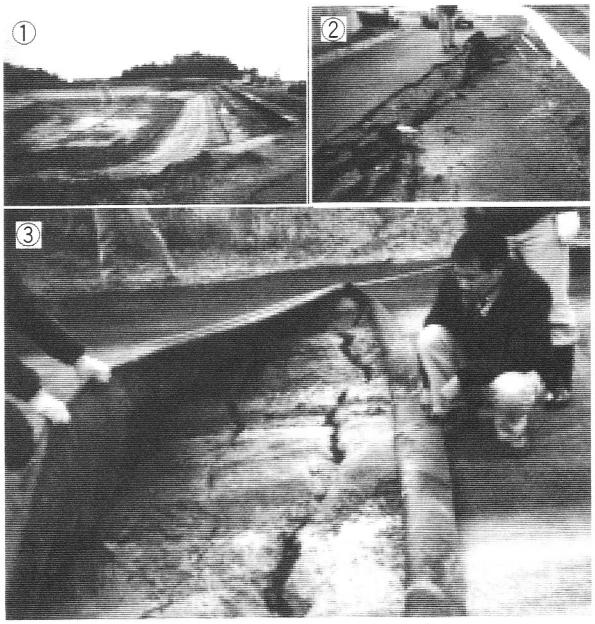
（図－4）2方向拘束におけるＧＭの変形状況

（２）敷設基盤の凍上に対するＧＭの追随性

GMを用いた貯水池表面遮水工法では、気象条件や地質条件によりGMの敷設基盤が大きく変形する可能性がある場合、十分な敷設基盤処置をとることが一般的である。しかし、変形に対するGMの追随特性を解明し、損傷に対する安全性が確認できれば、敷設基盤処置を軽減し、遮水システム全体の設計の合理化が図られる可能性がある。そこで、標高800mの高地寒冷地域に位置する芦沼池のGMを用いた貯水池表面遮水施工事例（芦沼池は地すべり冠頭部凹地に位置するため池であることから、地すべり防止対策としてGM表面遮水による浸透防止工が施工された。（(図－3）参照）では、現地で想定されている敷設基盤の凍上現象に対するGMの追随特性に関する室内試験（図－4参照）が行われた。その結果、EPDM系GMを用いれば、一般に採用されている凍結深に見合った深さまでの敷設基盤の砕石などによる置き換えは必要なく、施工上必要な厚さとできることが明らかになり、基盤処置の軽減が図られた。本事例の検討結果の詳細は、参考文献8）を参照されたい。

（３）地震時のＧＭの追随性

淡路島の北淡町に位置する理田池は、EPDM系GMを用いた表面遮水工法が採用された農業用ため池である。兵庫県南部地震により被災し、地震により生じた断層がため池を横断し（(図－5）①、図中の実線は断層の延長線）、(図－5）②のように、ため池取り付け道路には大きな亀裂と段差が発生し、ため池堤体部に設置されて



（図－5）地震による被災例（ＧＭには損傷無し）

いる余水吐（コンクリート構造物）には亀裂が発生した。しかし、その延長線上のGMを剥いだところ、（図－5）③のように敷設基盤にも大きな亀裂が発生していたが、GMには損傷が全く見られなかった。

ウ　GM敷設基盤の斜面勾配と斜面長

斜面勾配は、基盤材料の安定勾配以下とする。また、GMの斜面における滑動及び引張伸びに関する安定性は、GMと基盤との摩擦係数とGMの引張強度により決定される。合成ゴム系、合成ゴム・合成樹脂複合系及び合成樹脂系のGMは、自重が比較的軽量であることから、GMが滑り落ちるのを防止するための天端固定工を配置し、かつ、所要の接着・接合強度が得られれば通常問題になることはないが、斜面長が長い場合には、必要に応じて、GMの斜面途中での固定、小段設置などを検討する。アスファルト系及びGCLの敷設基盤の斜面勾配と斜面長については、自重、敷設基盤面での拘束度及び接合構造の面から合成ゴム系などよりも大きな制約があり、慎重に検討する必要がある。

（図－6）は、廃棄物処分場に使用されたHDPE系GMの固定工の不備の事例である。施工１年後、小段および法肩固定用のU字溝が浮き上がった。GM敷設の上に載せられた保護層の土荷重によるGMの下方への引張力やGMの温度による伸縮力に比して、U字溝が軽量で固定荷重不足であったことが原因である。

エ　揚圧力及び草生に対する基盤処理

GM背面からの圧力(地下水、湧水、エア、発生ガス

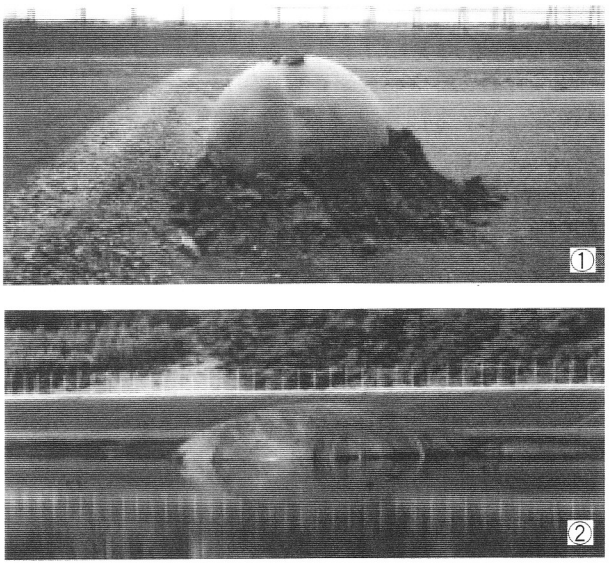
（図－6）固定用U字溝の浮き上がり

などによる背圧)に対するGM自体の抵抗力は期待できないので、GMの持ち上げ(膨れ)防止対策を講じる。湧水、地下水などに対してはドレーンを、エア、発生ガスなどに対しては空気抜きを配置する。

GMはイネ科の雑草の芽に穴をあけられるとの報告もあることから、草木類は根茎まで十分除去し、適切な草生対策を講じる。雑草による損傷は、満水面付近より天端にかけて発生する可能性があり、天端のGM端末処理部にコンクリート壁を設ける場合もある。

（図－7）①は廃棄物処分場、（図－7）②は貯水池に使用されたEPDM系GMの空気抜き工の不備による膨れである。両者共にGM敷設区域の上流位置でGMが半球状に膨れ上がった。GM敷設基盤に施工された空気抜き管の勾配が小さく、基盤の若干の不陸、あるいは不同沈下で排気不能となり、空気が集積された。特に、ガス発生が懸念させる敷設基盤では、空気抜き工の設計に注意が必要である。

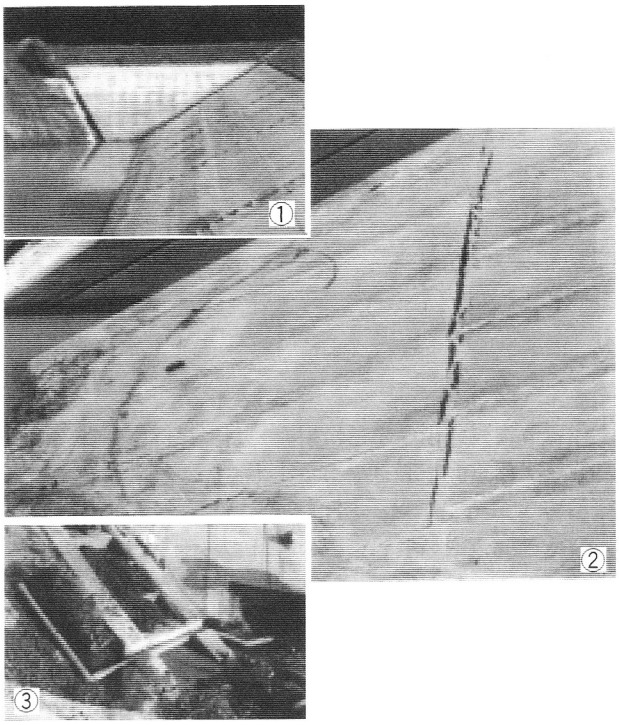
（図－8）②は、排水ドレーン工の不備により、法面下部にASパネル接合部のズレおよび孕みが発生した事



（図－7）空気抜き工の不備によるGMの膨れ

例である。（図－8）①に示すように、貯水池の法面隅角部基盤が三辺をコンクリート構造物で縁切りされていたため、地山湧水の排水が不能となり背圧を生じた。夏季に貯水池内の水位が低下した際、高温状態で長時間の引張力が作用したため、接合部にズレ、下部に孕みが発生した。（図－8）③のように、隣接ブロックの排水ドレーンを延長して対処された。

(c)GM厚さの選定

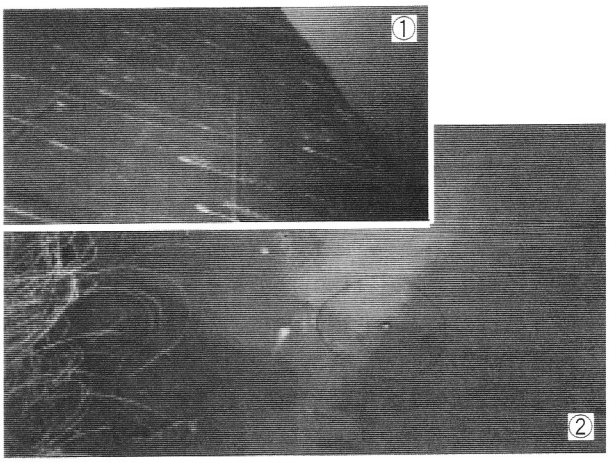


（図－8）排水ドレーン工の不備による
ＡＳパネル接合部のズレおよび孕みの発生

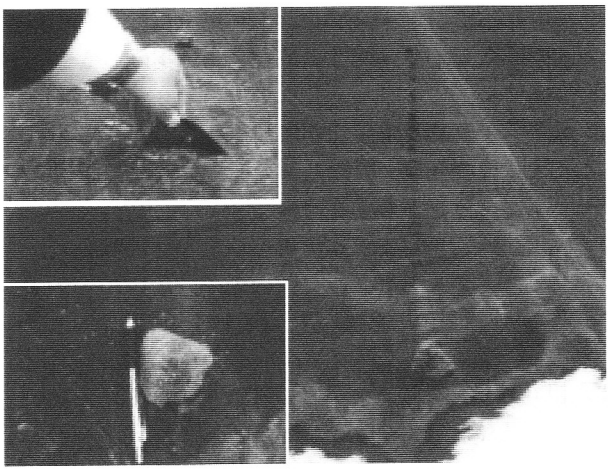
ＧＭの厚さは、敷設基盤の表面状態とＧＭに作用する静水圧の大きさによって決まる耐水圧性、ＧＭ敷設後の損傷の受け易さなどを検討して決定する。耐水圧性及び損傷の受け易さはＧＭの種別によって異なることから、耐水圧試験や耐損傷試験を行い、その性能を確認する。ＥＰＤＭ系ＧＭでは、15m程度以深の場合に2mm厚さのＧＭが使用されている。

通常、GMの厚さは、前述の耐水圧性の面から選定される。しかしながら、耐損傷性の面からの検討も重要である。（図－9）②は、貯水池に使用されたEPDM系GMの水際に穿孔された外傷が発生した事例である。（図－9）①のように、GM表面に鳥の足跡と糞が認められ、外傷の形状から漁獲した鳥の嘴により穿孔された鳥害と判断された。なお、隣接して施工された繊維補強GM部では損傷は発生していない。

（図－10）は、EPDM系GMが使用された貯水池において、融雪とともに法面にGMを爪で引っ掻いたような外傷が発生した事例である。砂利舗装であった貯水池天端道路から飛散した転石をGM上に放置したまま降雪を迎えたため、翌春の融雪期に積雪荷重を受けながらズレ落ちる転石によりGMが損傷を受けた。



（図－9）鳥の嘴で穿孔されたＧＭ



（図－10）融雪期における転石によるＧＭの損傷

5．おわりに

今回は、GMの耐水圧性は敷設基盤の状況如何に左右されることから、その敷設基盤処置が重要であることを述べた。また、GM厚さの選定は、耐水圧性のみならず、耐損傷性の面からの検討も必要なことを述べた。次回は、GMを用いた遮水工法の弱点と考えられている接着・接合部の力学的安定性と水密性に焦点を当て、現場接着作業時の気象条件が接着部の力学的安定性に及ぼす影響、工場接着・接合部直近部GMが工場での加工過程で物性変化を起こす可能性、異種素材GMの接合の方法、工場接着部を有するGMがさらに現場接着される場合の三枚重ね合わせ部の繰り返し水圧負荷時の水密性度合いなど、GMの接合問題について解説する予定である。

参考文献

1) Geosynthetic Research Institute （1989） : Three Dimensional Geomembrane Tension Test, GRI Test Method GM4, pp.1-10
2) 農業土木試験場造構部第二研究室（1979）：かんがい用貯水池等のしゃ水材料の研究、受託研究報告書、p.10
3) 三木博史・林義之（1991）：ジオメンブレンの突き破り抵抗に関する考察、土木学会第46回年次学術講演会、pp.766-767
4) 長束勇（1997）：農水分野におけるGMの利用の現状と試験方法、ジオメンブレン利用の現状と試験方法講演論文・資料集、地盤工学会、pp.53-54
5) 青山咸康・服部九二雄・野中資博・長束勇（2003）：建設材料―地域環境の創造―、朝倉書店、pp.97-98
6) 長束勇（1999）：貯水池表面遮水工法に関する研究―主としてジオメンブレンの利用に関して―、農業工学研究所報告、No.38、pp.61-65
7) 前出3)
8) 長束勇・渡嘉敷勝・森充広・岸智・大里一雄・沼尾一徳・佐藤敦史：敷設基盤の凍上に対するジオメンブレンの追随特性、ジオシンセティックス論文集、17、pp.95-102（2002）

ジオメンブレンによるフィルダムの表面遮水（その4）
－ジオメンブレンの接着・接合－

長束　勇

独立行政法人　農業工学研究所　農村計画部上席研究官

1．はじめに

前回は、GMによる遮水を設計する際に個々の現場で検討すべき材料選定上の要件、一般に非常に薄い膜状材料であるGMの敷設基盤の不陸、不同沈下、変形などの発生に対する耐水圧性、およびそれらの発生による破断を防止するための敷設基盤処置について解説した。今回は、GMを用いた遮水工法の弱点と考えられている接着・接合部の力学的安定性と水密性について解説する。

合成ゴム系のGMは、工場製品として通常、幅1～1.2m×長さ10mを単位として製造出荷される。GMの割付計画が作成されている場合は、拡幅といった所要の調整を工場で行った上で施工現場に搬入される。しかし、それでもGMの最大幅は8m程度である。したがって、貯水池の遮水材として使用するにあたっては、多かれ少なかれ、施工現場でのGM相互の接着・接合が必要となる。また、取水設備などコンクリート構造物との接合の必要性も生じる。この合成ゴム系のGMのうちEPDM系GMの接着・接合については、貯水池分野における30年以上の施工経験を通して、メーカーサイドとの協力のもとに改良がなされてきている。しかしながら、大水深下でGMを使用する場合、高水圧下におかれるが故にGMの接着・接合部の力学的安定性や水密性が、より大きな設計・施工上の技術課題となる。特に、施工時の環境条件がGMの接着・接合部の力学的安定性や水密性に与える影響度合いの把握については、安全性と施工性に関わる重要な課題である。

GM相互の接着・接合は、EPDM系GMに限らず、他のどの種のGMについても必ず発生する。その接着・接合方法は大別して、熱硬化性GMと熱可塑性GMの種別により大きく異なる。熱硬化性GMを代表するEPDM系GMは主として接着剤によりGM相互を架橋（共加硫）させて接着するのに対し、熱可塑性GMであるHDPE系GMやTPE系GMは主として加熱してGM相互を融着（溶融化）させる溶接である。通常、溶接は、施工時の環境条件の影響を制御し易く、GM相互が溶融化して一体化すれば、接合部の強度や水密性が問題となることは少ない[1)]。

そこで、本稿では、貯水池分野で使用実績の多いEPDM系GMを中心として、GM相互およびコンクリート構造物との接着・接合において現場接着作業時の気象条件が接着部の力学的安定性に及ぼす影響、工場接着・接合部直近部GMが工場での拡幅処理過程で物性変化を起こす可能性、異種素材GMの接合の方法、工場接着部を有するGMがさらに現場接着される場合の三枚重ね合わせ部の繰り返し水圧負荷時の水密性度合いなどについて解説する。

2．GM相互の接着・接合

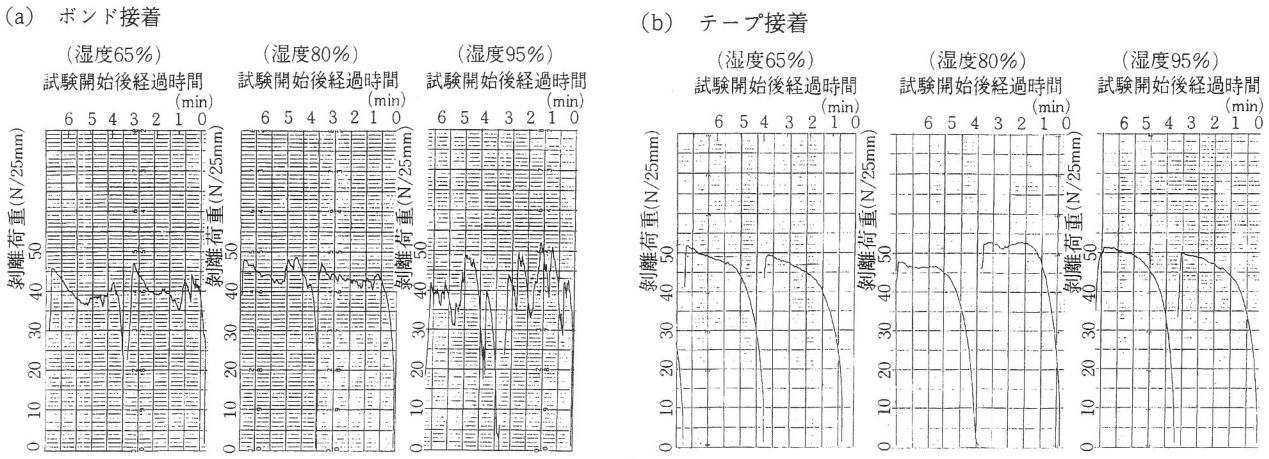
〔技術書9.1.4.1（3）cジオメンブレンによる遮水〕
（d）GM相互及びコンクリート構造物との接合
ア　GM相互の接合

GMを広範囲に敷設するためには、現場でのGM相互の接合が必要となる。熱硬化性GMを代表するEPDM系GMは、主として接着剤又は両面接着テープ（自然加硫型接着テープ）によりGM相互を架橋（共加硫）させて接着する。一方、熱可塑性GMであるHDPE（高密度ポリエチレン）系GMやTPE（熱可塑性エラストマー）系GMは、主として加熱してGM相互を融着（溶融化）させ溶接する。

熱硬化性GMの接着剤による接着は、施工時の湿度が85%程度以上になると、接着剤に含まれる揮発成分の気化熱により、オープンタイム（接着剤塗布後、揮発成分を飛ばして接着力を発現させるまでの待機時間）に接着面に結露が生じることなどが原因で、接着強さが不安定になる可能性がある。これを防止するには、高湿度の影響を受けず塗りムラを生じにくい両面接着テープが有効である（図-9.1.4-3）。熱可塑性GMの溶接は、施工時の環境条件による影響を制御し易く、GM相互が溶融化して一体化すれば、接合部の強度が問題となることは少ない。ただし、溶接時に接合部周辺のGMの薄層化、力学的特性の変化を生じさせないよう、溶接温度などの施工管理を十分に行う必要がある。

（1）EPDM系GM相互の現場接着

EPDM系GMの現場施工可能日数を規定する高湿度条件が接着部の力学的安定性に与える影響について、室内



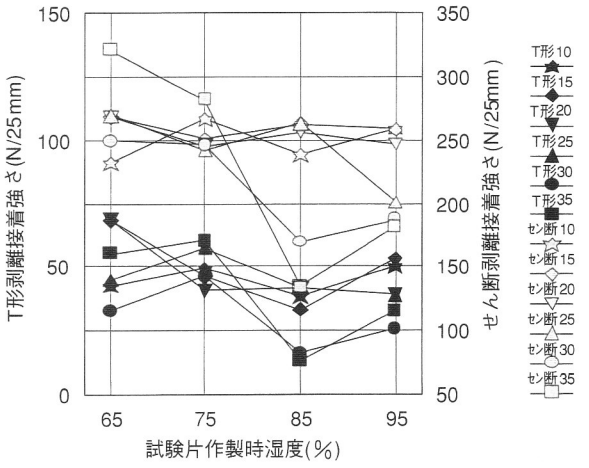
(図−1) ペンレコーダによるＥＰＤＭ系ＧＭのＴ形剥離試験の記録例（各2供試体の連続試験記録）
(技術書　図-9.1.4-3)

試験により調べられている。接着方法は、ボンド（ブチルゴム系2液反応硬化型）接着とテープ（ブチルゴム系自然加硫型粘着テープ）接着の2種類である。試験は、「JIS K 6854　接着剤の剥離接着強さ試験方法」に規定されたT形剥離試験に準じて行われた。この試験では、試験片を接着端部から順次剥離させるため、現場において通常発生する剥離面でのせん断剥離状況を再現していない。しかし、剥離接着強さ（部分最大剥離荷重の平均を試験片の幅で除した値をいう。以降、接着強さと称する。）のみならず、接着部における剥離の状況、特に部分的な接着のムラなどが詳細に観察できることから、一般に採用されている。また、この試験から求められる接着強さはせん断剥離試験結果に比べて小さな値を示すため、接着強さの評価法としては安全側の試験方法である。

（図−1）は、温度を20℃として、湿度を65、80、95%に変化させた条件下でボンド接着、テープ接着した供試体から採取した試験片のT形剥離試験結果の一例を示したものである（各ケースともに5試験片実施されたうちの1番目と2番目の試験片の記録を示した。）。この試験記録のように、ボンド接着の場合は、剥離中に剥離荷重の変動が見られ、特に湿度95%の条件で接着した場合には、その変動が激しい。これに比べ、テープ接着の場合は剥離状況が安定しており、接着強さに対する湿度の影響をほとんど受けていない。また、接着強さもテープ接着の方がやや大きい。したがって、接着の際の湿度に影響されないテープ接着の方が安定した接着力が得られると考えられる。

この施工時の湿度条件がボンド接着強さに与える影響について、（図−2）は温度を10～35℃の間を5℃刻みに、湿度を65～95%の間を10%刻みに変化させた試験結果を示したものである。試験片作製時の温度が25℃以上、かつ湿度が85%以上になると、T形剥離試験、せん断剥離試験ともに接着強さが低下する傾向が見られる。そこで、この接着強さの相違の要因と考えられる試験片作製時のオープンタイムにおける塗布面の状況をみると、設定した10～35℃環境条件下では湿度85%以上の場合にはすべて結露が発生しており、接着強さの低下と結露の発生に強い因果関係がうかがえる。また、剥離試験時の試験片剥離状況をみると、結露の発生したT形剥離試験片の剥離はほとんど接着面層間で起きていることから、接着面層間に残留した水分がGM相互の架橋を阻害し、二枚のGMの接着面の一体化が不十分であったと考えられる。

この結露現象は、次のように説明できる。すなわち、オープンタイムにボンド成分の気化に伴う気化熱により、接着面の温度低下が生じ、その時の湿度が高いと接着面に結露が生じる。一般に、湿潤空気が圧力一定のもとに冷されるときは相対湿度は大きくなり、遂には水蒸気が飽和して凝結を起し水滴を生じる。温度t_pにおける



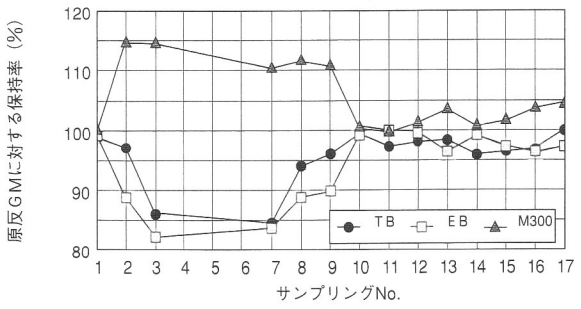
(図−2) 湿度条件が接着強さに与える影響

相対湿度U、蒸気圧e、飽和蒸気圧H_fの関係式（$\log U = \log e - \log H_f$）に、Goff-Gratchの実験結果による$H_f$と$t$の関係を導入すれば、温度$t_\theta$における露点を求めることができる。これによれば、気化熱による温度低下が3℃以上であれば、湿度85％以上の条件下では、すべて結露を生じていたことになる。

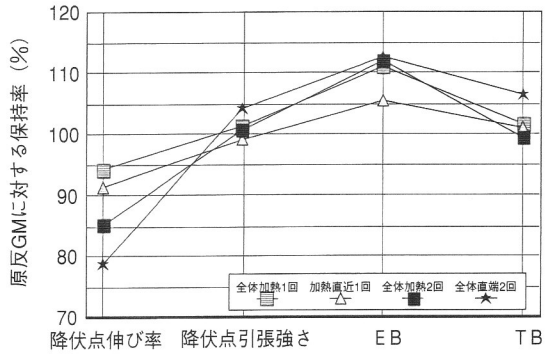
こうした室内実験結果を踏まえ、高温高湿地域に位置するC調整池の施工現場では、仮に、ボンドの気化熱による温度低下量が4～5℃あるとすれば湿度75％でも結露を生じ施工可能期間が大幅に制限されることになるため、現場での接着箇所を最小限にとどめ、現場での接着が必要な場合はすべて高湿度の影響を受けないテープ接着に変更された。

（2）工場拡幅時における物性変化の可能性

現場での接着作業を減じるため、現場搬入GMは工場において原反GMの接着による拡幅が行われている。その方法は、EPDM系GMの場合、接着強さの安定性および接着作業の効率性の確保の観点から、キュアテープ（未加硫ゴム系定型接着テープ）をGMとGMの間に挟み加熱圧着して接着するのが一般的である。（図－3）は、ある現場に搬入予定で拡幅されたGMから工場接着部を横断して一つのライン上を連続サンプリングした試験片の引張試験結果の例である。サンプリングNo.4～6が工場接着部であり、No.1～3およびNo.7～17が1枚部分である（No.4～6の工場接着部については、引張試験を行うに必要な適切な掴み長さが確保できないため試験不能であった。）。これをみると接着直近部であるNo.2、3および7、8、9が変質し、拡幅時の影響を受けていない原反GM部分に比べ、引張強さ（T_B）は最大15％の低下、切断時伸び（E_B）は最大18％の低下、300％引張時の応力（$M300$）は最大15％の増加を示している。このことから、適切な管理による工場拡幅が行われない場合には、EPDM系GMは硬くなり伸び能力が低下する上に引張強さも低下するという、ある意味での熱老化現象が現れる可能性があるので注意が必要である。



（図－3）ＥＰＤＭ系ＧＭ工場接着直近部の引張試験結果の例



（図－4）ＴＰＥ系ＧＭ工場接着直近部の引張試験結果

TPE系GMについてもEPDM系GMと同様に、工場接合加熱部および加熱周辺部には過度の物性変化が生じることが懸念される。そこで、工場拡幅時の物性変化の程度を調べるための試験が行われた。（図－4）は、加熱部および加熱直近部の力学的物性値（降伏点伸び率、降伏点引張強さ、T_B、E_B）の、加熱の影響を受けていない部分（原反GM）に対する保持率を示したものである。ここで、凡例に示した「全体加熱」とは工場での加熱接合を模して加熱した部分（加熱幅26cm）の中央部から、「加熱直近」とは加熱幅から外れる直近部から、「全体直端２回」とは1回目、2回目とも直接加熱されるがいずれの回も加熱幅内の最端部から、それぞれ打ち抜きサンプリングした試験片の結果を示している。この結果から、加熱により比較的大きな物性変化を示す物性値は降伏点伸び率であり、加熱によって5～20％の減少を示すことがわかる。これは、TPE系GMはEPDMとポリオレフィン系樹脂のブロック共重合体であり、EPDMが降伏点までの特性を大きく支配することから、EPDMの加熱劣化現象が現れた結果と考えられる。また、加熱による影響をより強く受ける部分は加熱幅内の最端部であり、加熱幅を外れる直近部も影響を受けることがわかる。図に示した結果では工場接合による保持率の変化は最大20％程度以内である。しかし、TPEは熱可塑性樹脂を多量に含有していることから軟化条件を大きく越えるような過度の加温による加圧は、GMの物性を変化させるのみならず、GM厚さを薄くする可能性もあり、慎重な接合管理が必要である。

（3）ＥＰＤＭ系ＧＭとＴＰＥ系ＧＭの接合

M調整池における表面遮水工法の設計では、EPDM系GMとTPE系GMの接合問題が課題となった。M調整池では初期湛水後は常に調整池底面が水没する供用条件から池底面に敷設されるGMはほぼ定温状態に置かれ、温度変化による物性変化に配慮する必要がない。そのため、斜面部は温度変化に対応できるEPDM系GMが採用される一方で、池底面部には温度変化による物性変化が大きいが価格的に優位なTPE系GMが採用されることになっ

（表－1）EPDM系GMとTPE系GMの主な相違点

項　目	EPDM 系 GM	TPE系 GM
材　　質	・エチレン・プロピレンゴムを主原料 ・主原料は架橋ゴムのため、軟化温度はない。	・オレフィン系熱可塑性樹脂を主原料 ・主原料の軟化温度は約 120℃
応力−伸び特性	・弾性を示し、応力と伸びがほぼ比例的である。張力を除けば元に戻る。	・降伏点を越えると塑性を示す。初期剛性が高い。
接合方法	・ボンドまたはテープにより接着 ・主として共加硫による接着	・熱風による熱融着により接合 ・主として相溶融による溶接
線膨張係数 (/℃)	4.0×10^{-5}	22.5×10^{-5}

た。この両者を接合する上で考慮すべきGMの主な相違点[2]を整理すると、（表－1）のとおりである。そこでTPE系GMに配合されているEPDM成分（30%程度）に期待し、両GMの接合を通常のEPDM系GM相互の接着に使用されている接着テープを用いて試みられた。しかし、定荷重の吊り下げによるせん断剥離試験の結果では、両者の剛性の相違に起因してEPDM系GM側の接着端部に応力集中を生じ、粘弾性体である接着テープ層がクリープ現象を起こし徐々に破壊され剥離することが明らかになった。このように、材質の異なるEPDM系GMとTPE系GMの接着テープによる接合は、一般的には困難である。しかし、一つの手段として、両者の中間材質のテープ（EPDM分を含む未加硫で融点が低いキュアテープ）を挟み加熱加圧して、半強制的に接合する方法が考えられる。この場合の接着・接合は、加熱加圧の温度、時間、圧力の条件が互いに関連するものと考えられ、条件設定の如何によって、EPDM系GM－キュアテープ－TPE系GMの間の接着・接合構造は、それぞれ次のケースが想定される。

・EPDM系GM－キュアテープ　①キュアテープが加熱加圧により加硫する段階で、EPDM系GMに含まれる遊離硫黄分が共加硫し接着する。②キュアテープにはEPDM系GMと同一のポリマーが配合され相溶性がよいので、加熱加温により熱融着する。

・TPE系GM－キュアテープ　①キュアテープが加硫する段階で、キュアテープのEPDM成分とTPE系GMのEPDM成分が共加硫し接着する。②キュアテープのポリマー成分とTPE系GMのポリマー成分が熱により相溶化し、熱融着する。

そこで、これらの接着・接合構造を調べるため、EPDM系GMとTPE系GM、EPDM系GM相互、TPE系GM相互を各々キュアテープで接着・接合した試験片の引張せん断剥離試験が20、80、120℃で実施された。なお、接着・接合条件は、温度についてはTPE系GMが軟化する下限温度である120℃、加熱加圧時間はキュアテープが十分軟化し、かつTPE系GMが軟化を開始する直前の時間である35minとした。加圧圧力は0.5MPaである。（表－2）に示す試験結果によると、EPDM系GM相互の接着・接合構造は、試験温度が高くなっても接着材内破断、もしくはGM破断を起こしていることから、主として共加硫による接着と考えられる。TPE系GM相互、EPDM系GMとTPE系GMの接着・接合構造は、TPE系GMが軟化する温度よりも低い80℃以下においてはいずれもキュアテープとTPE系GMとの間で界面剥離を起こしていることから共加硫している可能性は小さく、主として相溶化による熱融着による接合と考えられる。このことは、EPDM系GMとTPE系GMのキュアテープを介した接着・接合構造は主として、一方で加硫、他方で熱融着により形成されるため、両者の接合作業は本試験片作製時のように極めて限定された条件下で実施する必要があることを意味している。そこで、現場に敷設されるEPDM系GMとTPE系GMの接合方法は、工場において、片側がEPDM系GM、もう一方がTPE系GMである帯状のGMを製作し、この帯状のGMを橋渡し役（ブリッジ）として

（表－2）キュアテープを用いた接着部のせん断接着強さ及び剥離状況

N/25mm

	試験時の温度 20℃		試験時の温度 80℃		試験時の温度 120℃	
	接着強さ	剥離状況	接着強さ	剥離状況	接着強さ	剥離状況
EPDM / EPDM	320	ｽﾄﾛｰｸｵｰﾊﾞｰ	130	テープ内破断	113	EPDM破断
EPDM / TPE	175	テープ/TPE界面	82	テープ/TPE界面	7	TPE破断
TPE / TPE	350	テープ/TPE界面	114	テープ/TPE界面	7	TPE破断

接合する方法が採用された。また、帯状のGMにおけるTPE系GMは、表面軟化による厚さの減少に対処するため、池底に敷設されるTPE系GMより0.5mm厚い2mmのものが使用された。

3．GMのコンクリート構造物との接合

イ　コンクリート構造物との接合

ＥＰＤＭ系ＧＭの場合のコンクリート構造物との接合については、次のとおりである。

①コンクリートとの接着強さは、コンクリート接着面の仕上げ（レイタンス処理）の程度、プライマーの含浸度合い、接着時の温度・湿度条件に大きく影響される。接着力を上げるために塗布されるプライマーの乾燥時間は5℃では4～5時間が必要なため、5℃以下の温度条件下での接着は接着強さの不足を生じる可能性が高い。95%以上の高湿度条件下では、接着剤の吸湿により接着強さの低下が生じる。

②通常の施工において用いられているＧＭ端部の押さえとしてのフラットバーの取付けは、ビス穴の穿孔がビス穴周辺のコンクリートの水密性を著しく乱す。そのため水密性を確保するには、30cm以上の接着幅を確保する。なお、コンクリート構造物に接着されたＧＭが取付部において集中的な引張力を受ける場合も、接着幅が30cm程度あれば所用の接着力は確保される。

③不同沈下発生時のコンクリート構造物との接合部の水密性確保は、その接合構造内に非接着部（△形状50mm×50mm、シール材充填）を設けることで、相対沈下量30mm程度まで対応可能である（図-9.1.4-4）。なお、ＨＤＰＥ系ＧＭのコンクリートとの接合については、現在までのところ、直接接着できる適切な接着剤は開発されていない。ＴＰＥ系ＧＭとコンクリートとの接合部の水密性も、現在行われている直接コンクリートに接合する施工法では確保できない。

（１）ＥＰＤＭ系ＧＭとコンクリートの接着強さ

EPDM系GMのコンクリートとの接着強さは、コンクリート接着面のレイタンス処理と、接着性を上げるために塗布されるプライマーの含浸度合いに大きく影響される[3]。特に施工時の温度が低い場合には、含浸時間（乾燥時間）の設定が課題となる。そこで、接着作業時の温度が5℃の条件下において、塗布されたプライマーの乾燥時間が接着強さに及ぼす影響を「JIS K 6854　接着剤の剥離接着強さ試験方法」に規定された180°剥離試験に準じて検討された。

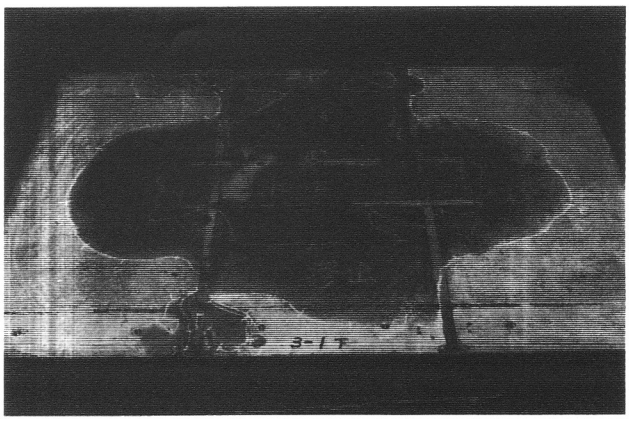
180°剥離試験から得られた接着強さの経時変化とGMの剥離状況を（表―3）に示す。この結果から、プライマーの乾燥温度が5℃の場合、乾燥時間、養生日数、養生温度に拘わらずすべてコンクリートとプライマー間で界面剥離を起こしていることがわかる。また、乾燥時間を2時間とっても、その養生温度が5℃であれば、14日後の接着強さは23N/25mmである。一般に、施工現場における品質管理規格値は、25N/25mm程度とされる[4]ことから、5℃の温度条件下で確実な接着強さを得るには、プライマーの乾燥に4～5時間が必要である。したがって、養生温度および養生日数の増加による接着強さの増加は期待できるが、乾燥時間を確保することに対する現場の制約を考慮すれば、EPDM系GMとコンクリートの接着作業は気温5℃以下では行うべきではない。

（表―3）ＥＰＤＭ系ＧＭとコンクリートとの接着強さの経時変化と剥離状況

単位：N/25mm

プライマー乾燥条件		養生日数	養生温度（℃）			
			5		20	
温度（℃）	時間（hr）	時間（日）	接着強さ	剥離状況	接着強さ	剥離状況
5	2.0	14	23	S/A	28	S/A
		25	28	S/A	35	S/A
5	3.5	14	28	S/A	38	S/A
		25	37	S/A	47	S/A
5	5.0	14	33	S/A	45	S/A
		25	45	S/A	55	S/A
20	2.0	14	55	S/A	75	S
		25	67	S/A	75	S

注）　S/A：界面剥離，S：GM破断

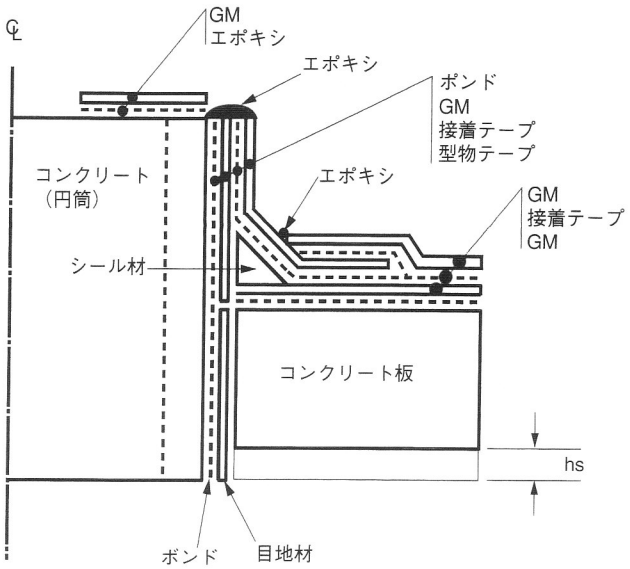


（図―5）フラットバー取付け部の滲出状況
（接着されていたGMを剥いだ後の状況）

（表－4）ＥＰＤＭ系ＧＭとコンクリートの大型接着強さ試験結果

接着幅（mm）	結果	
	継続引張り（1 週間）	繰り返し引張り（1 週間）
300	異常なし	異常なし
150	端部剥離（最高 3cm 程度）	異常なし
100	剥 離	異常なし
50	剥 離	異常なし
50＋ﾌﾗｯﾄﾊﾞｰ	剥 離	異常なし

・供試体　GMはEPDM系（厚さ2mm）、接着剤はエポキシ系である。
・繰り返し引張りとは、8時間引張、16時間弛緩のサイクルである。
・端部剥離とは引張側端部の剥離を示し、（ ）は引張側端部からの剥離長さである。



（図－6）取水塔（モデル）とのＧＭ接合構造例
（技術書　図-9.1.4-4）

（２）ＧＭの端部処理と接着幅

（図－5）は、通常の施工において用いられるフラットバーの取付けによるGM端部処理が水密性に与える影響を大型モデル試験により調べられた結果である。この試験では、GMに開口部を設けてコンクリートに接着し、フラットバーで開口端部処理をした後、1.1 MPaの水圧を10日間継続負荷された。写真から明らかなように、フラットバーの取付けに必要なビス穴の穿孔がビス穴周辺のコンクリートの水密性を著しく乱しており、主な水の滲出経路となっている。コンクリートとGMの接着部の水密性を確保するためには、穿穴を伴うGM端部の押さえ以外の方法を採用するか、穿穴によるコンクリートの水密性の乱れを考慮した接着幅の確保が必要である。

一方、（表－4）は、供試体幅1mの大型モデル接着強さ試験（巾広引張試験）の結果であり、コンクリートとの接着部直近部分のGMが伸び100％となるまで引張って、GMとコンクリートのせん断剥離状況をみたものである。試験結果から、例えば、コンクリート構造物と敷設基盤との間に不同沈下が発生し、コンクリート構造物に接着されたGMが取付部において集中的な引張力を受け、GMが100%伸ばされる状態（引張力に換算すると、30N/cm程度）であっても、接着幅が30cm程度あれば、コンクリート面との接着は確保されると考えられる。

（３）不同沈下発生が予想される構造物との接合方法

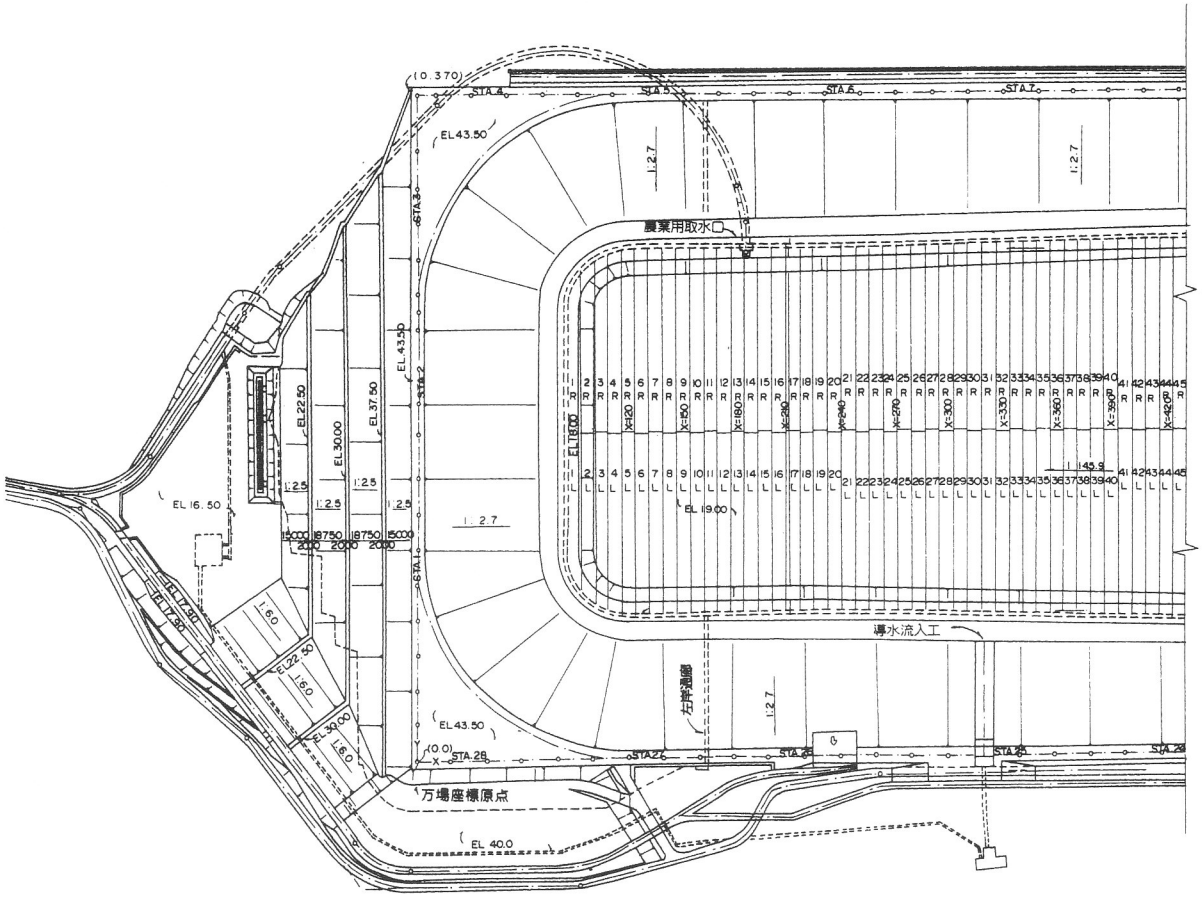
取水塔構造物が支持杭基礎となる場合など、貯水池内の独立構造物と周辺の池敷基盤との間には、貯水後に不同沈下を生じる可能性が大きい。こうした場合のGMの構造物との接合方法とその水密性確保について実験的に検討された。実験モデルは、（図－6）に示す接合構造である。構造物の隅角部（△形状）は、非接着部となるよう50mm×50mmの大きさで空隙を残し、空隙部にはシール材が充填された。中央部の円筒（直径470mm）は、外周を取り巻く水平部コンクリート板と縁切りされており、水圧作用下でコンクリート板が所定量沈下する構造としている。実験ケースは、相対的な沈下量 hsが10、20、30、40mmの4ケースである。検討された接合構造によって、1.5MPaの水圧負荷条件下で、沈下量30mm程度まで水密性能を有していることが確認され、本接合方法が万場調整池で採用された。

4．GMの敷設割付計画

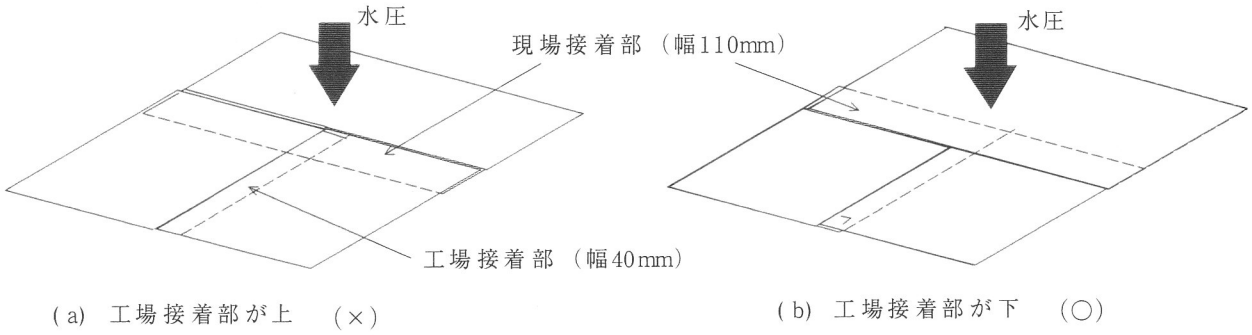
〔技術書9.1.4.1 （3） c ジオメンブレンによる遮水〕
(e) ＧＭの敷設割付計画

合成ゴム系のＧＭは、通常、幅1～1.2m×長さ10mを単位として製造出荷されるが、施工現場での敷設作業時間の短縮及び相対的に弱部となる現場での接合箇所の最少化のため、工場で予め接合し拡幅したＧＭを搬入することが望ましい。拡幅できる幅は工場での接合設備により制限され、最大8～10mである。長さについては、施工現場までの運搬方法、現場での施工性などから決定する。ＧＭを大規模に導入した事例では、幅8ｍ、長さ100m程度に拡幅されたＧＭが、鉄心巻きして現場に搬入されている（ＥＤＰＭ系ＧＭ、厚さ2mmの時、重量3ｔ/本）。

ＧＭの現場での敷設位置・形状の決定、接合箇所の確認などを目的に、ＧＭの敷設割付計画図を作成する（図-9.1.4-5）。ＧＭの接合箇所が幾重にも重複すると、



（図－7）敷設割付計画図の例（万場調整池）
（技術書　図-9.1.4-5）



(a) 工場接着部が上　(×)　　(b) 工場接着部が下　(○)

（図－8）工場接着部を有する場合のGM相互接着の方法
（技術書　図-9.1.4-6）

確実な接合が阻害される恐れがあるため、三重以内の重合わせになるようにする。

また、繰返し水圧負荷により接合面に剥離作用が働かないよう、工場接合部を有する箇所と１枚ＧＭの現場接合部（三重の重合せ部）は、極力、工場接合部を有する箇所が下になるよう配慮する（図-9.1.4-6）。

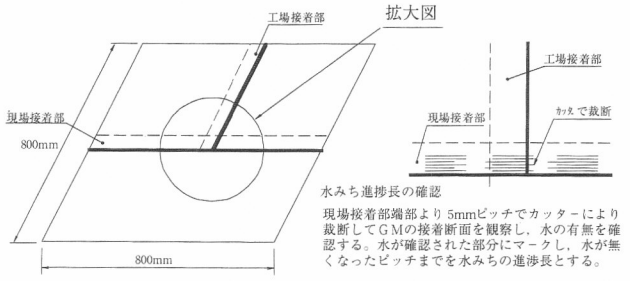
（図－7）は、敷設割付計画図の例である。万場調整池での敷設範囲は、幅約200m、延長約900mと広いため、GMは幅8mに工場拡幅された長さ100mのものを搬入して、池敷中心線位置にて現場接着された。

一般にGM自体の透水性は非常に小さいことから、GMの水密性は接着部における止水性に左右される。ただし、柔軟なEPDM系GMのポアソン比は0.49と追随性が高く

（表－5）工場接着部を有するＥＰＤＭ系ＧＭ接着部の繰り返し水圧負荷時の水密性試験結果

試験ｹｰｽ	供試体No.	供試体敷設ﾀｲﾌﾟ	不織布目付量 (g/m^2)	繰返回数（回）	繰返ｻｲｸﾙ（回/min）	負荷水圧（MPa）	水みち進捗長 (mm)	不織布突破箇所数
A	1	(b) ﾀｲﾌﾟ	400	852	1/10	0.3（2.9）	11	13
	2	(a) ﾀｲﾌﾟ					94	15
	3	(a) ﾀｲﾌﾟ					80	20
B	1	(a) ﾀｲﾌﾟ	800	1,490	1/10	0.3（2.9）	108	0
	2	(b) ﾀｲﾌﾟ					24	2
	3	(a) ﾀｲﾌﾟ					64	0
C	1	(b) ﾀｲﾌﾟ	800	15,000	1/2	0.3	漏水	0
	2	(b) ﾀｲﾌﾟ					35	0
	3	(b) ﾀｲﾌﾟ					60	0

・ケースＣの No.1の漏水は、圧力容器の蓋締め付けに起因する接着部の機械的剥離によるものである。
・不織布突破箇所数とは、基盤の砕石が不織布を突き破っていることが試験後確認された箇所数である。



（図－9）水みち確認法

密着しやすいことから、通常の基盤上に敷設された水圧下での接着部の止水性は高い。しかし、段差やシワが接着部を横断する状況では、水みちが発生する場合がある[5)]。そこで、（図－8）に示す工場接着部を有するEPDM系GMが施工現場で接着された供試体（三枚重ね合わせ部）の繰り返し水圧負荷時の水密性について検討された。

（表－5）は、単粒砕石（S-20）基盤材上に目付量400 g/m^2または800 g/m^2の不織布を敷き、その上に三枚重ね合わせ供試体を敷設した場合の水密性試験結果である。試験にはϕ500mmの圧力容器を用い、0～0.3MPaの水圧を所定回数繰り返し負荷している。ケースＡおよびＢについては、その後、2.9MPaまで昇圧して、漏水の有無を確認している。表中の水みち進捗長は（図－9）に示した水みち確認法による試験後の観察結果であり、供試体敷設タイプは（図－8）に示した（a）、（b）のタイプである。Ａ、Ｂ、Ｃいずれのケースにおいても、接着部からの漏水は発生していない。しかし、供試体敷設タイプによって接着部の水みち進捗長が明らかに異なり、(a) タイプは（b）タイプに比べ長い。また、その進捗状況も（a）タイプの場合は工場接着部直下の現場接着部分のみで深く鋭角に水みちが成長しているのに対し、(b) タイプの場合は場所が特定されず広角に浅く分散していることが観察された。これは水圧を受け基盤凹部にGMが貫入する際、（a）タイプの場合は、2枚が接着された工場接着部分に比べ直下の1枚GM部分の方が容易に伸びることにより剥離作用が働き徐々に剥離が進行するのに対し、（b）タイプの場合は、上の1枚GMが工場接着部に支えられ接着面に剥離作用が働きにくい、という敷設状況の相違による結果と考えられる。一方、(b) タイプであっても繰り返し水圧負荷が頻繁になされると、重ねられたGM上下の基盤凹部への貫入時における曲率が相違するため接着部にせん断力が働き、水みちの若干の進捗は避けられないことがわかる。ただし、農業用貯水池においては、供用年数を50年、年間の貯水池利用回転数を10回としても繰り返し水圧負荷は500回程度であることから、工場接着部を有するGM相互の接着方法を（b）タイプとすれば十分に水密性は確保できると考えられる。

5．おわりに

GMの地盤工学分野における様々な用途での利用・普及には、ここ十数年来、目覚ましいものがある。次々に開発される新しい材料を用いた技術・工法の健全な発展を図るためには、設計・施工法の研究開発と並行して、

材料試験法の確立・標準化が不可欠である。同時に、社会の信頼に応えられるGMを用いた施設建設のためには、解説の中で紹介した事故事例が端的に示すように、GMを使用する現場条件を踏まえた十分な検討が重要であり、豊かな経験に基づく細部技術の確立、マニュアル化が必要である。

以上、4回に渡って述べた解説が、安全かつ経済的な貯水池表面遮水工法の設計・施工・維持管理法確立の一助になれば幸いである。

参考文献

1) 三木博史・林義之（1994）：国内におけるジオメンブレンの現状、国際ジオテキスタイル学会日本支部ジオメンブレン技術委員会、第1回ジオメンブレン技術に関するセミナー、pp.28-46
2) 山下晋三（1995）：ゴム技術の基礎、日本ゴム協会、p.13
3) 長束勇・中島賢二郎・鶴丸雄二郎（1990）：合成ゴムシートの遮水性能－農業用貯水池への適用を目的として－、防水ジャーナル、通巻228号、pp.56-67
4) 例えば、豊川総合用水農業水利事務所（1997）：万場調整池技術誌、東海農政局、p.3－153
5) 長束勇・中島賢二郎・鶴丸雄二郎（1990）：前出

2.4　重力式コンクリートダム

2.4.1　概要

コンクリートダムの分類を図-2.51 に，施工法の分類を図-2.52 に示す（バットレスダムは版構造により水圧荷重を受け，控え壁によって基礎地盤へ荷重を伝達する構造物である．ここでは重力式ダムに含めずに分類した.）．農業用ダムの建設においては，過去には種々の型式のコンクリートダムが築造されてきた．しかし，近年の建設実績では，高度成長期以降の人件費の上昇などにより相対的に材料費が安くなったため，堤体積が小さく材料費の節減が可能であったアーチダム，中空重力式ダムおよびバットレスダムの経済的有利性が薄れるとともに，良好な基礎地盤を有するダムサイトが減少してきたことから，基礎地盤に作用する荷重を分散して伝えられる重力式コンクリートダム（狭義，以降，重式ダムという.）を採用し，大型機械などを利用した合理的施工を行うダムが増えてきている．そこで，本講義では，重力式ダムに焦点を絞って説明する．図-2.53 は，重力式ダムの事例である．

一般的に，ダムを支持する基礎岩盤の強度，変形性が築堤材料であるコンクリートのそれよりも優れている場合には，ダムの設計は，堤体の設計だけでよいはずである．ところが，既に述べたように，近年，地形・地質条件に恵まれたダムサイトが少なくなり，ダムの設計に際しては基礎岩盤も一緒に扱わねばならないことが多い．コンクリートダムの設計に考慮する荷重は，2.2.4.3　構造計算で考慮する荷重　で説明したとおりである．これらの荷重が堤体に作用して安全に基礎岩盤に伝達されるように設計しなければならない．したがって，堤体の応力をはじめとして，ダムを支える基礎岩盤のせん断抵抗力，変形性および遮水性について十分な配慮が必要である．一般的には，コンクリート材料は基礎岩盤よりも変形性・遮水性の点で優れており，施工技術の進歩により安定した良質のコンクリートを大量に打設できるようになった反面，ダムサイトは地形・地質条件に恵まれないため，基礎地盤をどのように処理するかがコンクリートダムの設計・施工にあたっての重要な要素となっている．現在では，この基礎岩盤処理費が全体の工事費に占める割合がかなり大きくなってきている．

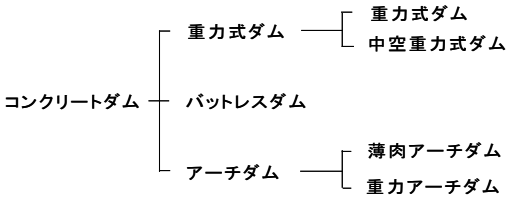


図-2.51　コンクリートダムの分類

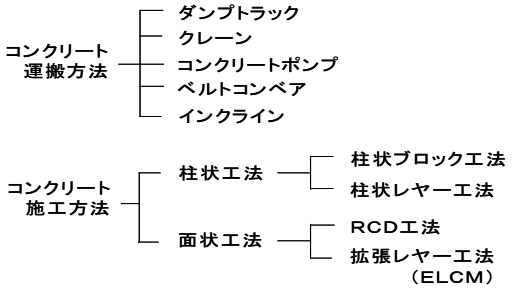
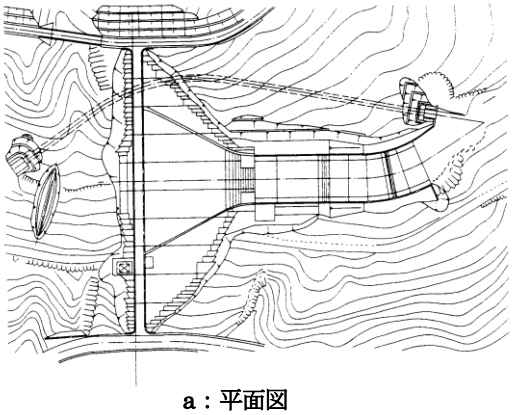
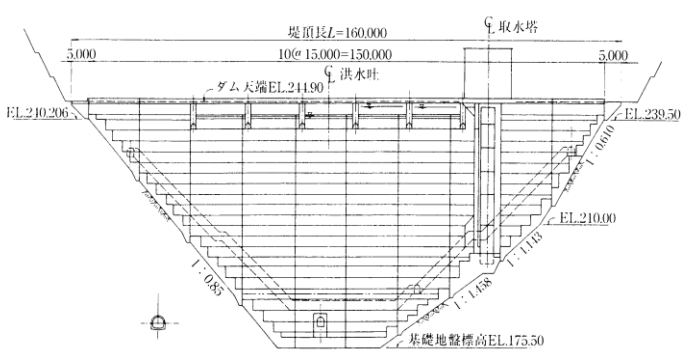


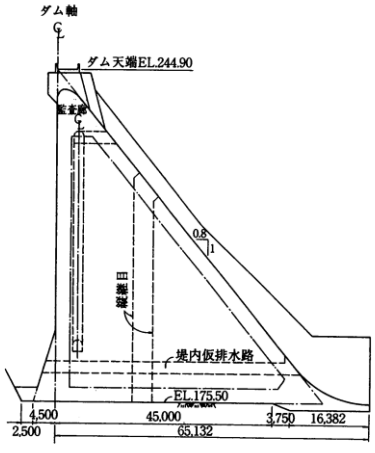
図-2.52　コンクリートダムの施工法分類



a：平面図



b：上流面図



c ：標準断面図

図-2.53　重力式ダムの事例

2.4.2　設計に用いるコンクリートの性質

ダムの設計に用いる堤体コンクリートの単位体積重量などの数値は，実際に使用する材料と配合試験によって決める．ただし，予備設計などでは，通常，表-2.14 のような値を用いる．ダムコンクリートの設計基準強度*は，直径φ15cm，高さ 30cm

の円柱供試体を 20℃の水中で標準養生して，材令 91 日（13 週）に求められた圧縮強度を基準として設計される．

＊ ダムコンクリートの圧縮強度を求める際，コンクリートはwet screeningされる．すなわち，40mmフルイでコンクリートをscreeningしたものを使用して強度試験用の供試体を作る．wet screeningとは，ダムコンクリートを湿った状態でふるい（篩）にかけることを言う．その理由は，ダムコンクリートの最大骨材寸法G_{max}は 80～150mm（時には 200mm）と大きいため，φ15×30cmの円柱供試体にコンクリートが入いらなくなるからである．したがって，実際には大きな粒径の骨材が抜き取られるため，圧縮強度試験で得られる強度値はダムコンクリートそのものの強度を表さない．

表-2.14　堤体コンクリートの物理定数

項　目	数　値
単位容積重量（密度）	23kN/m^3
ポアソン比	0.20
熱膨張係数	0.00001/℃
弾性係数	2×10^{4}N/mm^2

重力式ダムの配合強度（実際に打設されるダムコンクリートが持たねばならない強度）は，設計基準強度および現場における品質管理の程度（品質のバラツキ）を考慮して，次式によって定められる．

配合強度（f'_{cr}）=（設計基準強度：f'_{ck}）×（割増し係数α）　　(2.4-1)

設計基準強度（f'_{ck}）=（設計圧縮応力度）×（安全率）　　(2.4-2)

配合強度（f'_{cr}）：コンクリートの配合を決める場合に目標とする強度（ダムコンクリートの配合強度は，現場におけるダムコンクリートの品質変動を考慮して，設計基準強度に適切な割増し係数を乗じた値とする）

設計基準強度（f'_{ck}）：構造計算において基準とするコンクリートの強度（ダムコンクリートの設計基準強度は，構造計算より求められたダム堤体内の応力の大きさ（設計圧縮応力度）に適切な安全率を乗じて定める）

設計圧縮応力度：応力解析によって求められた最大圧縮応力度

安全率：標準養生した材令 91 日のφ15×30cmの円柱供試体を用いて圧縮強度を求めた場合，地震慣性力を受けていない状態においては 4 以上とし，地震慣性力を受けた状態においては 4 を 1.3 で除した値以上とする（地震慣性力を受けている状態でのダム堤体に生じる圧縮応力の大きさに 4 以上の安全率を乗じた値は，設計基準強度（f'_{ck}）にその 30%以内の値を加えた値を超えてはならないものとする）．

割増し係数α：配合強度を定める際に，品質のバラツキを考慮し，設計基準強度に乗じる係数（現場におけるコンクリートの品質のバラツキを表す変動係数V（%）より求まる*一種の安全率）

変動係数 V（%）：$V=(\sigma/m)\times100$

σ：材令 91 日に求めた 3 本の円柱供試体（φ15×30cm）の圧縮強度の標準偏差

m：上記圧縮強度の平均値

＊ 圧縮強度の平均値が，設計基準強度に比べて高くてもそのバラツキが大きいもの，あるいは圧縮強度のバラツキが小さくてもその値が設計基準強度を下回る確率が大きいものは，いずれも適切なコンクリートとはいえない．このため，コンクリートの配合強度は，以下の条件にて定める．

① 圧縮強度の試験値が，設計基準強度f'_{ck}の 80%を 1/20 以上の確率で下回らないこと．

② 圧縮強度の試験値が，設計基準強度f'_{ck}を 1/4 以上の確率で下回らないこと．

配合強度は，上記①，②条件を満たす割増し係数（図-2.54 より求める）を設計基準強度に乗じて求める．材令 91 日の変動係数は，管理が十分行われているコンクリートでは 15%程度以内が通常である．

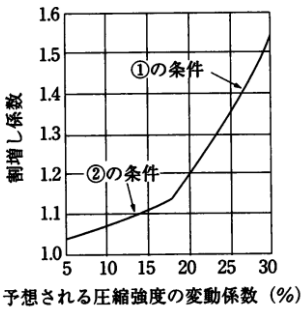


図-2.54　変動係数と割増し係数の関係

《参考》ダムコンクリートに必要な強度は，重力式ダムの場合，主に圧縮強度となる．いま，堤高H（m）の重力式ダムの場合，満水時に最大圧縮応力σ_{max}が発生すると考えられるのは底面の下流側法尻である．その推定式は，σ_{max}（N/mm^2）= 0.03×H（H：単位m）で表される．このσ_{max}が設計圧縮応力で，安全率f = 4 をσ_{max}に乗じた$f_{ck}=\sigma_{max}\cdot f$が，この重力式ダムのコンクリートが有していなければならない圧縮強度で，この値を設計基準強度という．堤体内のいずれの点においてもダムコンクリートは材令 91 日以降，この設計基準強度以上の圧縮強度を持つように設計される．しかし，この値を目標（平均値）にダムコンクリートを設計配合しても，現場におけるコンクリート品質のバラツキの影響から，確率論的には全ての点のダムコンクリートがこの値以上とはならない．そこで，品質のバラツキ（変動係数）から得られる割増係数α（≧1.0）をf_{ck}にかけて得られる$f_{cr}=f_{ck}\cdot\alpha$，すなわち，このf_{cr}（配合強度）を目標にダムコンクリートの配合設計をすれば，全ての点で設計基準強度を満たすことになる．これがダムコンクリート一般の配合設計方法である．

例えば，H=150m の重力式ダムの場合を上記のプロセスで，どの程度の配合強度となるか計算してみると；

σ_{max}（N/mm^2）= 0.03 ×H = 0.03 ×150 = 4.5（N/mm^2）　∴　$f_{ck}=\sigma_{max}\cdot f$ = 4.5 ×4 =18（N/mm^2）　← 設計基準強度

現場コンクリートの変動係数が 20%のときα=1.2 となるので，　∴　$f_{cr}=f_{ck}\cdot\alpha$ =18 ×1.2 = 21.6（N/mm^2）　← 配合強度

2.4.3　基礎岩盤の安定性

堤体から伝達される力，岩盤の自重，岩盤内部の浸透水による内部圧力などと，岩盤内部の断層，節理，弱帯などを総合的に判断して，最も危険と考えられる面について滑動に対するせん断摩擦抵抗力を検討する．また，基礎岩盤の変形を考慮して設計する場合には，岩盤の弾性係数（変形が大きいときは，変形係数）を把握しておく必要がある．これらのせん断摩擦抵抗力や弾性係数は，岩の種類，性質，風化の程度，節理・シームの存在および乾湿の程度などから総合的に判定する．しかし，岩盤の性状によってかなり異なるので，岩盤が良好でその値が推定できる場合を除いて原則として現場試験によって判断する．

せん断摩擦抵抗力の試験方法は，一般に，図-2.55 に示すように，岩盤上にコンクリートブロックを打込み，これに推力 H（T）と垂直力 N を作用させ，底面でせん断破壊を起こさせる方法（ブロックせん断試験）が用いられる．垂直力を種々変化させたときのせん断破壊強度 τ を求めて垂直応力 σ との関係を（σ ～τ）座標にプロットし，次式のような直線の各定数を決める．

$$T = \tau_0 + f \cdot \sigma \qquad (2.4\text{-}3)$$

τ_0：せん断強度，　f：内部摩擦係数　（$=\tan\phi$）

岩盤の弾性係数（変形係数）は，平板載荷試験（ジャッキ試験），孔内水平載荷試験などで求める．前者は，調査坑の岩盤面を平板載荷によって支圧する方法である（図-2.56）．後者は，ボーリング孔内に圧力セルを挿入し，内壁に一様な内圧を加え，そのときの孔壁の拡がり程度から弾性係数を測定する方法である（図-2.57）．

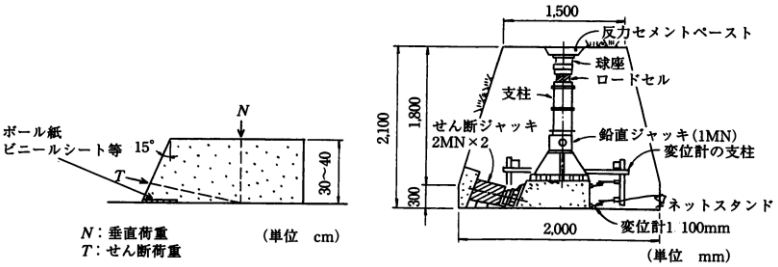


図-2.55　ブロックせん断試験用供試体（左）とブロックせん断試験装置（右）

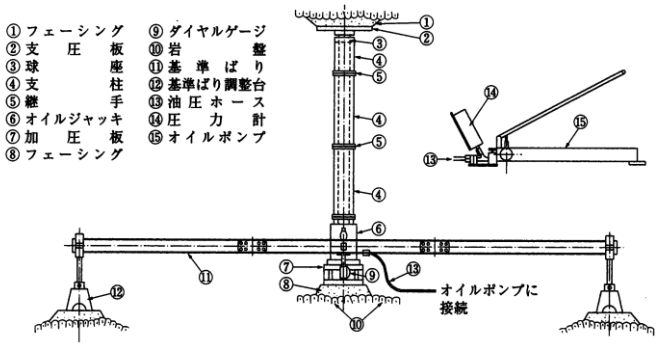


図-2.56　平板載荷試

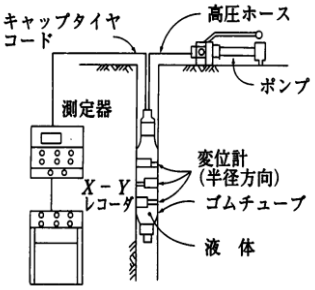


図-2.57　孔内水平載荷試験

コンクリートダムの堤体と基礎岩盤との接合部およびその付近におけるせん断力による滑動に対するせん断抵抗力は，(2.4-4) 式を満足させるものでなければならない．

$$R_b = (f \cdot \Sigma V + \tau_0 \cdot \ell_0) \geqq 4 \cdot \Sigma H \qquad (2.4\text{-}4)$$

ここに，R_b：せん断摩擦抵抗力（kN），　f：内部摩擦係数$f=\tan\phi$（$=0.6$～0.8），

ΣV：せん断面に作用する全鉛直力（kN），　τ_0：せん断強度（kN/m^2），

ℓ_0：せん断抵抗が生ずるせん断面の長さ（m），

ΣH：せん断面に作用する全水平力（kN）

また，(2.4-5) 式は，Henny のせん断摩擦安全率に関する式と呼ばれているものである．十分な安全率が部分的に確保できない場合には，堤体の断面形を再検討したり，安全性が確保できない部分の堤体下部断面積を上流側へ増大させるフィレット（図-2.58 参照）を設けたりし，せん断に対する安全性を確保するようにする．

$$n = \{(f \cdot \Sigma V + \tau_0 \cdot \ell_0) / \Sigma H\} \geqq 4 \qquad (2.4\text{-}5)$$

n：Henny のせん断摩擦安全率

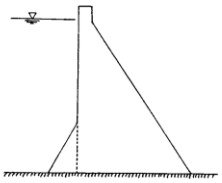


図-2.58　フィレットを設けた重力式ダム

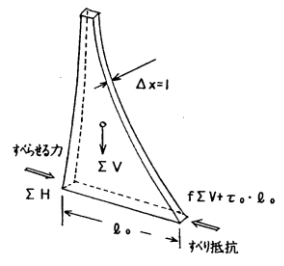


図-2.59　重力式ダムのスベリ抵抗の概念図

《参考》　図-2.59 を参照しつつ，式（2.4-5）の持つ意味を考えてみる．図に示す薄い三角形要素は，重力式ダムの堤体の一部より取り出したものである（図-2.60 重力式ダムの 2 次元モデル化を参照）．この要素の底面に作用する力の水平（上下流）方向のバランスを考えてみる．式の（　）内は，全鉛直荷重と静摩擦係数が発揮する摩擦抵抗成分（$f \cdot \Sigma V$），および底面の面積ℓ_0×1（単位厚さ）内で発揮されるせん断強度による抵抗成分（$\tau_0 \cdot \ell_0$）からなるスベ

リに対する抵抗成分の和を表す．分母は，滑らせようとする全水平荷重成分ΣHを表す．すなわち，これらの比は，常に 4 以上（小数点以下切り捨て）を必ず保持していなくてはならいというものである．この規定は，世界大ダム会議（International Commission on Large Dams : ICOLD）で定められている．W.J.M. Rankineは，この式で静摩擦係数と全鉛直荷重（ f･ΣV ）のみが滑りに抵抗すると考えていたので，堤高の低いダムしか建設されない状態が長く続いたのである．

2.4.4　重力式ダムの特徴

重力式ダムは，堤体の自重によって外力に抵抗し，安定を保つように設計されたダムで，その横断面形状は，満水面付近に頂点を持つ上流面がほぼ鉛直に近い三角形をしている．その特徴は，次のとおりである．①谷の形状による制約が少ない（上方の広いＶ字谷が適している）．②基礎は原則として岩盤基礎でなければならない．③大容量の洪水吐を堤頂に安全に設けられる．④適当なコンクリート用骨材は付近から入手困難で，長距離運搬を必要とすることが多い．特に最近この傾向が顕著になってきている．⑤他のコンクリートダムに比べてコンクリート容積が大きい．しかし，コンクリート打設時に標準の型枠が使用でき施工管理も比較的容易である（直線部が多い）．⑥比較的明確な理論解析が可能である（連続体として取扱うことができ，片持梁としてモデル化できる）．

2.4.5　重力式ダムの応力解析法

重力式ダムは，通常，2 次元計算によって設計する．2 次元解析方法は，図-2.60 のように，堤軸に直角な方向の鉛直素片を取出し，この鉛直面における 2 次元応力（平面ひずみ状態という）を取扱う方法で，隣接する鉛直素片間の荷重の伝達はないものと仮定している．2 次元解析法として一般に用いられてきている物部法では，ダムの基本形として，通常，上流面急勾配，下流面緩勾配の三角形断面を用いる．この三角形を一般に基本三角形と呼ぶ．上流面は鉛直に近いほど有利であることから，現在では，上流面は鉛直とし，せん断摩擦抵抗力が不足する部分にフィレットを設けて FEM 解析することが一般的になっている．

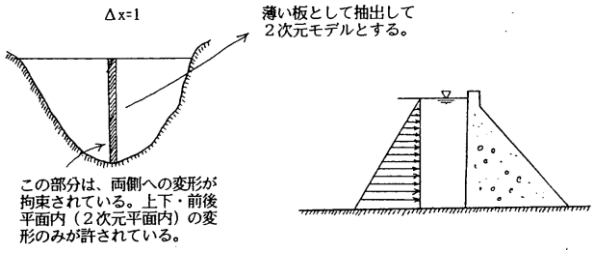


図-2.60　重力式ダムの２次元モデル化（平面ひずみ状態）

2.4.6　重力式ダムの設計の手順

重力式ダムの設計の概略的な手順を示すと，図-2.61 のようである．重力式ダムを静定構造物（ΣV＝0，ΣH＝0，ΣM＝0 の 3 条件で解析できるもの）と仮定して安定解析をするため，複雑な計算は少ない．すなわち，アーチダムは 3 次元の弾性体構造物（不静定構造物）として解析する必要があり，フィルダムは粒状体で構成された 3 次元塑性体とし堤体内に常に水が流れているものと仮定して解析しなければならないことに比べれば，比較的明確な理論解析が可能であるからである．

後述するように，ダムの最高水位を頂点する三角形を考え，ミドルサード（middle-third）の条件*を使って上下流面の勾配を理論的に逆算することができる．この三角形が基本三角形である．ただし，現在では，実際に基本三角形を求める複雑な計算はしない．すなわち，最高水位が通常 1 つしかなかった従前の設計では意味はあったが，基準となる水位が 3 つ（設計洪水位，サーチャージ水位，常時満水位）もある現在の設計体系ではそれほど意味がない計算であるためである．したがって，通常は多くの前例（事例）を参考にして適当に断面形を定めて，直ちに安定計算をして必要な修正をするという形で計算される．すなわち，ダムの断面形は，ダムの堤高が高くなると，後述する転倒の条件（引張力が発生しない，またはミドルサードの条件）からよりも，滑動の条件（せん断摩擦安全率）から定まることが多いからである．

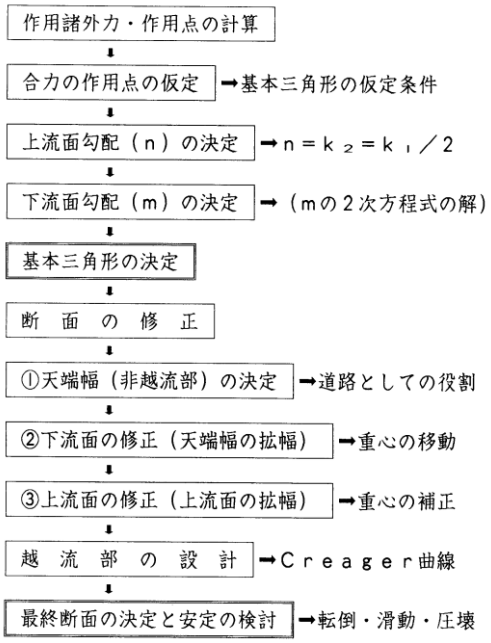


図-2.61　重力式ダムの設計の手順
（従来の方法）

* 任意の断面における作用荷重の合力をその断面の核内（中央三分の一）におさめ，それによってコンクリート断面に引張応力を生じさせないように断面形状を定める．これを一般にミドルサードの条件とよぶ．トマス・ヤング（ Thomas Young, 1773 年 6 月 13 日 - 1829 年 5 月 10 日 ）は，応力やひ

ずみといった概念を知らずに（つまり彼の時代にはそういった便利な「道具」がなかった），ミドル・サードの法則を発見した．組積造の柱を考えてみる．重心（正確には自重による荷重の作用点）が中央にある場合はよい．これがずれて，柱の厚みの 1/3 を越えて，どちらかにずれたとする．すると，ずれた側にはより大きな荷重（圧縮力）がかかる．反対側には釣り合いで引っ張りの力が生じてしまう．わずかな引っ張り力でも建材にヒビを入れるには十分である．このズレがひどくなり，壁の外に出ると当然建材はひっくり返る．建物は破壊される．

2.4.7　重力式ダムの設計条件

重力式ダムの安定に関する設計条件としては，次の 3 つが重要である．①ダムの堤体および基礎地盤（これと堤体との接合部を含む）は，必要な水密性を有し，予想される荷重に対し必要な強度を有する．②ダムの堤体は，予想される荷重によって滑動，または転倒しない．③ダムの基礎地盤は，予想される荷重によって滑動し，滑り破壊または浸透破壊が生じない．

①の条件は，ダムというものは，堤体とその基礎地盤が一体となって機能を発揮するものであるから，その接合部も含めて共に必要な水密性や強度を持つものでなければならないという至極当然のことである．②の条件は，ダムのどの水平断面についても満足する必要がある．③の条件については，既に述べた方法（Henny のせん断摩擦安全率）によって基礎岩盤の滑動に対する安全性を検討する．図-2.62 は，基本三角形と荷重（外力）の関係を示したものである．

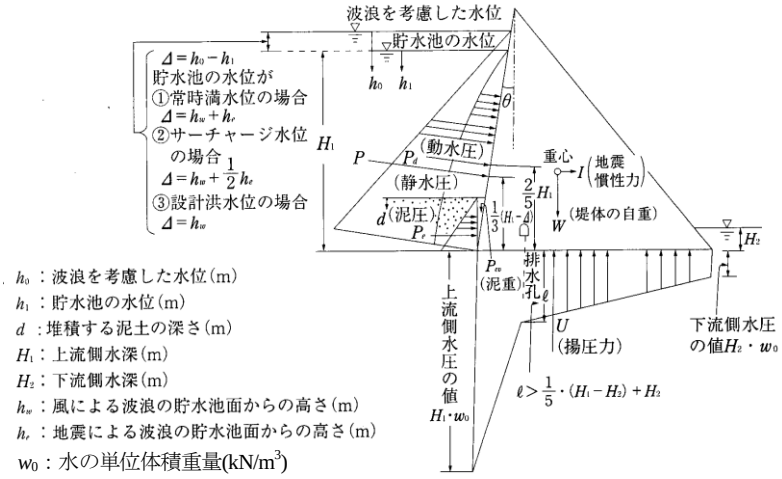


図-2.62　排水孔を持つコンクリート重力式ダムに作用する荷重（満水時）

2.4.8　堤体の安定計算

堤体の安定計算は，堤体の水平断面および堤体と基礎岩盤との接触面について，図-2.62 に示した荷重に対して，次の条件を満足するように行う．①上流端には鉛直方向の引張応力を生じないこと（転倒しない条件）．②せん断に対して安全であること（滑動しない条件）．③許容圧縮強度および許容引張強度を越えないこと（圧壊，ひび割れしない条件）．

条件①は，堤体の基本三角形を定めるもので，荷重の合力が基本三角形の水平断面の中央 1/3（middle-third）に入ることである．条件②は，堤体の基本三角形がせん断に対しても安全であることを求めるものである．条件③は，条件①および②によって定めた堤体断面の上・下流縁の主応力が許容応力を越えないことを定めたものである．

2.4.8.1　基本三角形

重力式ダムにおいては，これに作用する諸外力に対し，堤体の自重による十分な安定を保ち，かつ最小断面積を持つ形状が最も経済的な断面と理論的に決められている．このような断面形は三角形で，これを基本三角形と呼んでいるのである．このような形状が決められる仮定条件は，次のとおりである．なお，計算に用いる文字・記号の説明を表-2.15 に示す．

表-2.15　記号の説明（図-2.62 および図-2.63 を参照）

記号	記号の説明	記号	記号の説明
x	基本三角形の頂点 O より下方に測った鉛直距離	H	堤高
y	基本三角形の頂点 O より下流側に測った鉛直距離	μ	揚圧力係数
w_0	池水の単位容積重量（= 10kN/m^3）	K_1	満水時震度
W_1'	滞泥の水中における単位容積重量	K_2	空虚時震度（= K_1/2）
W	堤体コンクリートの単位容積重量（γ_c= 23 kN/m^3）	m	下流面勾配（= tanα_1）
γ_1'	滞泥の水中における比重（w_1'/w_0）	n	上流面勾配（= tanα_2）
h	頂点から滞泥面までの深さ	γ_0	池水の比重（= 1.0）
x_0	頂点から計画最高水位までの鉛直距離	γ	堤体の比重（= w/w_0）
μ_1	全水深に対する滞泥深の割合		

①転倒の条件を満足する断面から決定する．すなわち，ダム堤体内部のいずれの部分にも鉛直方向の引張応力が発生しないように，作用する合力の作用点が底面の middle-third（底面の中央 1/3）に入ることで，ΣM=0 より求められる（転倒しない

条件)．②満水時に下流方向へ地震力が作用する場合（最も危険な場合)，合力が底面の中央 1/3 の下流端（最も危険な場合）に存在するものとして下流側勾配 m を決定する．③上流側勾配は②の逆となる．すなわち，空虚時に上流方向に地震力が作用する場合（最も危険な場合)，合力の作用点が底面の中央 1/3 の上流端（最も危険な場合）に存在するものとして上流側勾配 n を決定する．

条件①は，無筋コンクリート構造物である重力式ダム内には引張力が発生してはならないという仮定を満たすためのものである．条件②と③は，上・下流斜面勾配 n，m が未知であるために設ける仮説で，それぞれの状態（空虚時・満水時）で最も危険な場合を想定している．

2.4.8.2　上流面勾配

貯水池が空虚の場合（貯水池空虚より揚圧力を考慮しない）に，最も危険な状態である上流向きに地震慣性力が作用するという条件によって，上流面勾配nを定める．すなわち，泥圧は無視し（安全側になるため)，堤体自重と地震慣性力のみを考え，その合力が底面の中央 1/3 の上流端（最も危険な状態）に作用することを条件にnを求めればよい．図-2.63 おいて，自重(W_1，W_2)と地震慣性力(I_1，I_2)の大きさとC点に関する腕長（arm length）を計算し，まとめたものが表-2.16 である．この表の外力の欄の値と，C点に関する腕長の欄の値との積がC点に関するモーメントを表わす．

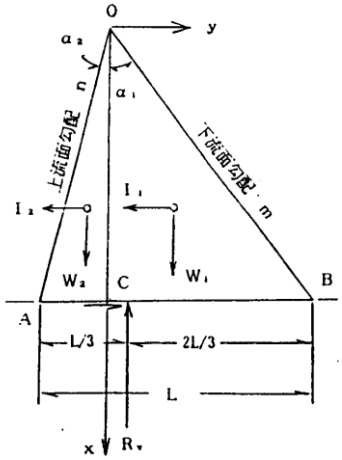


図-2.63　上流斜面勾配n を求める方法（空虚時）

表-2.16　空虚時に考慮すべき外力・腕長・モーメント（図-2.63 におけるC点に関して）

項目	外力	腕長	モーメント
△OCB の重量	$W_1=(1/2)\times wmH^2$	$x_1=(1/3)\times mH$	$(1/6)\times wm^2H^3$
△OAC の重量	$W_2=(1/2)\times wnH^2$	$x_2=-(1/3)\times nH$	$-(1/6)\times wn^2H^3$
△OCB の地震力	$I_1=-(1/2)\times wmK_2H^2$	$y_1=(1/3)\times H$	$-(1/6)\times wmK_2H^3$
△OAC の地震力	$I_2=-(1/2)\times wnK_2H^2$	$y_2=(1/3)\times H$	$-(1/6)\times wnK_2H^3$
鉛直反力*1	$R_v=-(W_1+W_2)$	$x_3=(1/3)\times(m+n)H-nH$	$-(W_1+W_2)\times\{(1/3)\times(m+n)H-nH\}$
水平反力*2	$R_h=-(I_1+I_2)$	$y_3=0$	0

C点周りのモーメントの総和をゼロとおき，総ての項を（$1/6\cdot w_0\cdot H^3$）で除して整理すれば，次式のような関係が得られる．

$$\gamma m^2-\gamma(m+n)(m-2n)-K_2\gamma(m+n)-\gamma n^2=0 \quad \rightarrow \quad \therefore n=K_2 \qquad (2.4\text{-}6)$$

すなわち上流斜面勾配は，空虚時におけるmiddle-thirdの条件を適用することで，空虚時における水平震度$n = K_2$になり，$K_2 = (1/2)K_1$なる関係より，必然的にnはダムサイトに適用される満水時における水平震度の 1/2 となる．

2.4.8.3　下流斜面勾配

満水時に下流向きの地震慣性力が作用した場合に，底面の上流端に引張応力が生じないように下流面勾配mを定める．このためには，総ての外力の合力の作用線が底面のmiddle-thirdの下流端（最も危険な状態）を通る必要がある．図-2.64 示す各外力の大きさとＣ点に関する腕長を求めてまとめたものが表-2.17 である．この表の各外力と腕長の積の総和，すなわち，外力のＣ点に関するモーメントの総和をゼロとおいて，総ての総和の項を（$1/6\cdot w_0\cdot H^3$）で除すれば，次式のようなmに関する 2 次方程式が得られる．

$$(\gamma-\mu)\ m^2-[\gamma K_1+n\{2\mu-\gamma-2-2(\gamma_1-1)\mu_1{}^2\}]m-n^2\{\mu-1+\gamma(K_1/n)-(\gamma_1-1)\mu_1{}^2(2-\mu_1)\}-[1+(7/5)K_1\{1-(x_0/H)^3\}+\mathrm{Ce}(\gamma_1-1)\mu_1{}^3]=0 \qquad (2.4\text{-}7)$$

上式において H の代わりに x（頂点 O よりの鉛直距離）とおけば，x の種々の値に対して m の値が求まる．x の最大値 H に対する m の値を計算しておけば，その他は，その差が僅かである上に，途中で m を変化させることは施工上も好ましくないので，上式のように H に対する m の値を全断面に適用するのが一般的である．

なお，表-2.17 と（2.4-7）式における揚圧力係数 μ の求

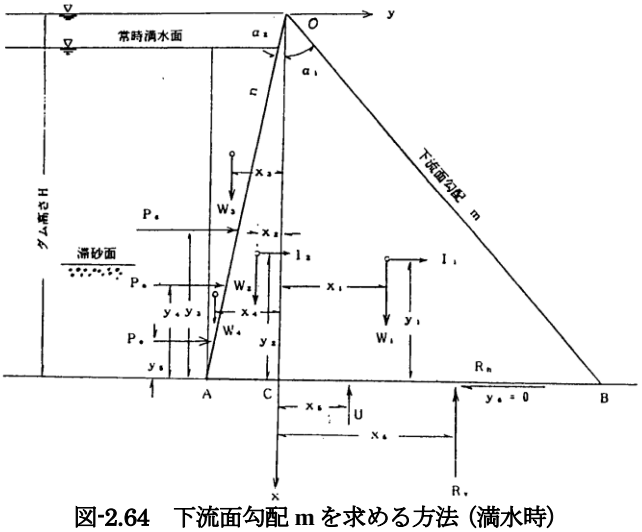


図-2.64　下流面勾配 m を求める方法（満水時）

表-2.17　満水時に考慮すべき外力・腕長・モーメント（図-2.64 におけるC点に関して）

項　目	外　力	腕　長	モーメント
△OCB の重量	$W_1=(1/2)wmH^2$	$x_1=(1/3)mH$	$(1/6)\ wm^2H^3$
△OAC の重量	$W_2=(1/2)wnH^2$	$x_2=-(1/3)nH$	$-(1/6)wn^2H^3$
上流斜面上の水重[*1]	$W_3=(1/2)w_0nH^2$	$x_3=-(2/3)nH$	$-(1/3)w_0n^2H^3$
上流斜面上の滞泥重	$W_4=(1/2)w_1'n\mu_1^2H^2$	$x_4=-nH+(1/3)\mu_1nH$	$-(1/2-\mu_1/6)w_1'n^2\mu_1^2H^3$
総静水圧＝水平	$P_0=(1/2)w_0H^2$	$y_4=(1/3)H$	$(1/6)\ w_0H^3$
総動水圧	$P_d=(7/12)w_0K_1(H-x_0)^2$	$y_3=(2/5)(H-x_0)$	$(7/30)w_0K_1(H-x_0)^3$
泥　圧	$P_e=(1/2)w_1'C_e\mu_1^2H^2$	$y_5=(1/3)\mu_1H$	$(1/6)w_1'C_e\mu_1^3H^3$
揚圧力	$U=-(1/2)w_0(m+n)\mu H^2$	$x_5=(1/3)(m-2n)H$	$-(1/6)w_0(m+n)(m-2n)\mu H^3$
△OCB の地震力	$I_1=(1/2)wmK_1H^2$	$y_1=(1/3)H$	$-(1/6)wmK_1H^3$
△OAC の地震力	$I_2=(1/2)wnK_1H^2$	$y_2=(1/3)H$	$-(1/6)wnK_1H^3$
鉛直反力[*2]	$R_v=-(W_1+W_2+W_3+W_4-U)$	$x_6=(1/3)(2m-n)H$	$-(1/3)(2m-n)(W_1+W_2+W_3+W_4-U)H$
水平反力[*3]	$R_h=-(P_0+P_d+P_e+I_1+I_2)$	$y_6=0$	0

め方を図-2.65 に示す．実際の揚圧力の分布形状は，図-2.62 に示したように多角形（変則五角形）をしている．これを模式図的に描けば図-2.65 のようになる．今，OB=μH と与えられるので，△OBC=多角形 ODEFC=A（面積）とすれば，

△OBC=OB･L/2　　$\therefore A=\mu H\ L/2$　　$\therefore \mu=2\ A/(L\ H)$

A：全揚圧力，L：底面の長さ，H：上流側水位に等しい水圧

と，揚圧力係数 μ が求められる．

この値を（2.4-7）に代入し，m に関する 2 次方程式を解き正の根を使えば，下流面勾配 m が求まることになる．

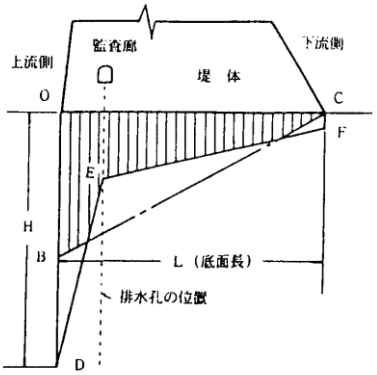


図-2.65　揚圧力係数の求め方

2.4.9　堤体の細部設計

2.4.9.1　ダムコンクリートの区分

コンクリートダムの構造設計の基本的要件は，必要な水密性，予想される荷重に対する安全性，必要な耐久性が備わった構造で，かつ経済的なものであることである．そのためには，予想される荷重状態とその大きさ，対象とする材料の物性，使用する構造計算手法および安全性を総合的に評価して設計されなければならない．すなわち，ダムコンクリートは，①耐久性および水密性が大きく，②所要の強度および単位容積重量（密度）を持ち，③品質のバラツキの小さいもの，でなければならない．そこで，ダムコンクリートは，ダム堤体断面内の用いられる位置によって，上記の特性を踏まえた内部，外部，岩着，構造用コンクリートの４つに区分される．

重力式ダムコンクリートの堤体断面内の位置的な区分は，一般に図-2.66 のようになる．各区分の機能，目的および必要な性状を表-2.18 に示す．

表-2.18　ダムコンクリートの配合区分

配合区分名	機能・目的・必要な性状
内部コンクリート	水圧などの荷重を支える機能を持つ．必要な性状として，所要の強度および弾性係数，ある程度の耐久性，止水性，均質な性状，大量施工を考慮した打込み性に優れていることなどが挙げられる．重力式ダムの場合，単位容積重量の大きいことが望ましい．
外部コンクリート	基本的には内部コンクリートと同じ機能・目的を持つが，特に止水性，耐久性（耐凍結融解性）が強調される．その他の必要な性状としては，型枠や埋設物があっても打込み性に優れていること，美しい外観に仕上がることなどが挙げられる．
岩着コンクリート	基本的には内部コンクリートと同じ機能・目的を持つ．特に必要な性状は，岩盤の不陸があっても打込み性に優れていることが挙げられる．
構造用コンクリート	必要な性状としては鉄筋や埋設構造物との付着性，高い応力に対応した強度と変形性，さらに鉄筋，型枠などがあっても打込み性に優れていることが挙げられる．

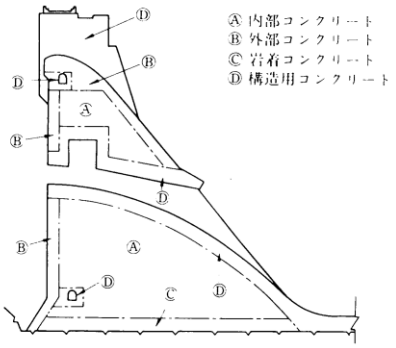


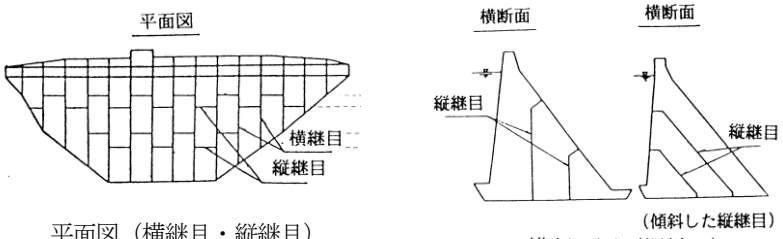
図-2.66　重力ダムコンクリートの区分

2.4.9.2　ブロック割りと継目

コンクリートダムでは，短期間に大量のコンクリートを打込むために，人工的に冷却を行わなければ硬化の際に発生する水和熱により 50℃以上もの温度上昇が見られることがある．したがって，適切な対策を行わなければ，ダムコンクリートの温度が降下するにつれてコンクリートに温度応力に起因するひび割れ*が発生する．付録（その 2）に，温度応力の発生機構およびコンクリートダムによく発生するひび割れの事例を示す．

ひび割れを完全に防止することは極めて難しいため，人為的に収縮を吸収するように，コンクリートをダム軸に直角な横継目と，ダム軸に平行な縦継目でブロックに分けて打設する．すなわち，ブロック割を行って，コンクリートを打設する．ブロック割の今一つの理由は，一度に連続して打設できるコンクリートの量には，打設設備の規模や施工・管理上の制約があることが挙げられる．このようにダムコンクリートの収縮によるひび割れを防ぐために設けられる継目を収縮継目といい，上記の横継目，縦継目が相当する（図-2.67）．これに対して施工上やむをえずできる打継目を施工継目という（図-2.68）．

* 温度応力の発生原因は，コンクリートブロックの内部と表面との温度降下の相違によって発生する内部拘束と，コンクリートブロック全体の温度降下が基礎岩盤などによって拘束される外部拘束とがある．内部拘束による温度ひび割れとしては，1 日の気温変化量が大きくなる秋口などに生じる表面ひび割れが挙げられる．一方，外部拘束による温度ひび割れの例としては，基礎岩盤，長期打止め面（気象条件による冬季打設打止めなど）からコンクリート内に発生するひび割れが挙げられる．



平面図（横継目・縦継目）　　横断面図（縦継目）

図-2.67　収縮継目

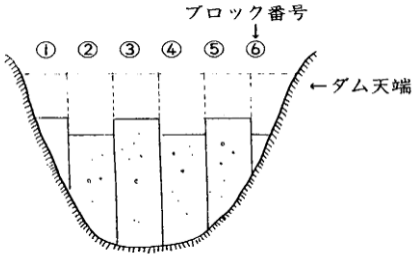


図-2.68　施工継目
（水平継目：上流側）

(a)　ブロック割り　従来工法のコンクリートダムも RCD 工法のダムも，その体積が大きくなればダムをブロック割りして施工しなければならない．既に述べたように，その理由は 2 つある．①コンクリートの硬化時に発生する水和熱の逸散過程で生じる温度ひび割れを防止するため（これは設計上の要件である）　②コンクリートの打設設備が一日あたりに製造，運搬できるコンクリート量からの制約のため（これは施工上の要件である）

温度ひび割れを防止するために，発熱の原因となるセメント量を極力減らしたり，温度を下げるために人工冷却したりする．しかし，それでも面積が大きくなるとクラックを完全に防止することは困難である．そこで，クラック発生を防止できる程度の大きさに区切ってコンクリートを打設し，境目（施工継目）はその特性に応じて処理する方法がとられる．この施工方法をブロック工法という．ブロック割りは，次の条件を満足するものでなければならない．①横継目間隔≦温度ひび割れを防止できる長さ，②縦継目間隔≦温度ひび割れを防止できる長さ，③横継目間隔×縦継目間隔×リフト厚さ≦コンクリートの日打設量

1 つのブロックの大きさは，高さ（1 リフト）×　幅（ダム軸方向）×　長さ（ダム軸に直角方向）＝　(1.5～2)×15×(30～50)m である．このような大きさのブロックを積上げていく方法が，従来工法のブロック工法である．

(b)　横継目　横継目は，ダム軸に直角な方向に発生するひび割れを防ぐために，その方向に設けられる継目である．その間隔は経験的に定められ，3m の倍数のおよそ 15m 程度である．その理由は，スライドフォーム（型枠）の幅は 3m が標準となっているためである．横継目は，岩盤からダム天端まで鉛直に上・下流方向に一つの面となるように設け，上流面近くに止水板（図-2.69）を挿入する．継目には，ブロック間の応力の伝達をはかる目的で，図-2.70 に示すような鉛直歯型（キー）を設ける．ダムが最終安定温度になったときの横継目の開きは 2mm 程度である．通常，横継目には，ジョイントグラウチングは行わなくてもよい．

(c)　縦継目　縦継目は，ダム軸方向のひび割れ防止のため，その方向に設けられる継目である．縦継目は，ダムの規模によっては設けない場合もある．大規模な重力式ダムの場合，最近では 30～50m 程度の

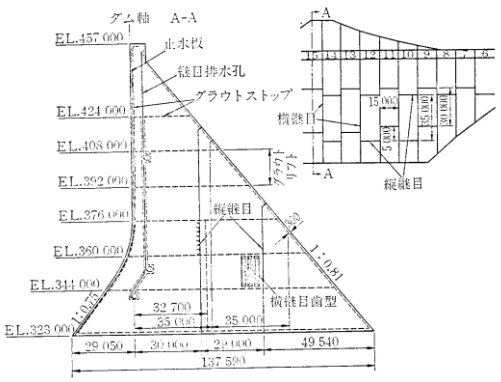
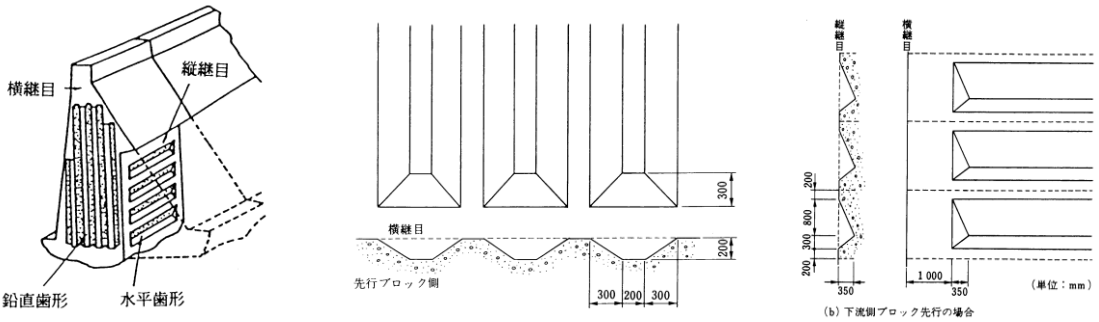


図-2.69　上流面近くに設けられた止水板



ⓐ　縦継目と横継目の概略図　　ⓑ　横継目の歯形　　ⓒ　縦継目の歯形

図-2.70　縦・横継目の歯型（key）の形状と位置

間隔とすることが多い．この継目は，鉛直または下流下がりの傾斜とする．継目には，ブロック間の応力の伝達をはかる目的で，図-2.70 に示すような水平歯型を設ける．重力式ダムは上下流方向の二次元構造物として設計することから，鉛直方向に設けた縦継目は，ダムが最終安定温度近くになった後，ジョイントグラウチング（継目グラウチング）を行う．

(d)　水平継目　コンクリート打設時に作業上または型枠の都合上，設けられる水平な打継目を水平継目という．水平継目の間隔は，コンクリートを 1 回打上げる高さに相当し，リフトと呼んでいる． 1 リフトは 1.5m を標準とし，岩盤または古い（止むを得ず長い日数にわたり打設を休止していた）コンクリートに接する部分は，温度勾配によるひび割れ（外部拘束による温度ひび割れ）を防ぐために 0.75m（半リフト）程度にリフトを制限して，数リフト打設してから 1 リフトずつ打設するようにする．コンクリートの打込み間隔は，1.5m リフトでは 5 日（中 4 日），0.75m リフトでは 3 日（中 2 日）に達してから新しいコンクリートを打継ぐのを標準としている．

(e)　継目の止水装置　コンクリートの硬化，冷却に伴って継目には 2～数 mm の開きを生じるので，横継目の上流側には，止水板などを挿入して止水装置を施工する．止水装置は図-2.71 に示すように，継目の伸縮に耐えるような塩化ビニル製の止水板（従来は，銅板，ステンレス鋼板を使用）を挿入して水密の完全を期する．このような止水装置を設けてもなお浸透する水は，止水板の後ろに設けられたドレーン管（排水孔）により監査廊へ導かれて堤体外に排水される（図-2.88 参照）．

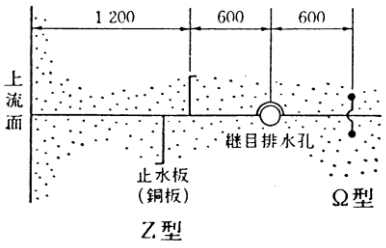


図-2.71　継目止水板

2.4.10　温度規制

24.10.1　温度規制の方法

コンクリートダムは，ひび割れが発生しないように温度規制をする必要がある．前項に述べた収縮継目は，クラックの発生は不可避と考え，所定の位置に人工的にクラック（継目）を発生させることにより，他の場所にクラックが発生しないようにするために設けられるものである．一方，コンクリートの温度上昇を抑制することでクラック発生を防ごうとするのが温度規制である．この場合，収縮継目を設けずに温度規制のみでクラック発生を防ぐには，強力な温度規制をする必要があり，特に堤頂長が長いダムで横継目を設けずに温度規制することは不可能に近いため，横継目の設置と合わせて検討される．また，大規模なダムでは上下流方向の堤敷長についても長くなり，縦継目の間隔は温度規制の方法によって変化する．従来一般的に行われてきた柱状ブロック工法，柱状レヤー工法では，縦継目の間隔を 30～50m とする場合が多かった．しかし，最近の RCD 工法，拡張レヤー工法ではさらに長大なブロックの打設が検討され，温度規制を強化することにより縦継目を設けない例が多くなってきている（付録（その 2）を参照）．

温度規制の方法として一般的に使用される方法を挙げると，①低発熱性セメントの使用（発熱源の低減），②単位セメント量の低減，③自然に熱が発散するようにする（自然熱発散の促進），④温度勾配を緩和する施工方法の採用，⑤人工的なコンクリート冷却工法の採用，がある．ただし，これらの方法は単独で使用されることはなく，幾つかの方法を組み合わせて利用される．

具体的には，①は，中庸熱ポルトランドセメント，高炉セメント，フライアッシュセメントを使用し，発熱量そのものを抑える方法である．②は，①と同様に，発熱の元となるセメント量を少なくするもので，単位セメント量を低く抑える手段と，セメントの一部をフライアッシュなどで置換する方法とがある．後者の方法がよく採用され，その最大置換率は約 30%にもなっている．③は，打上り速度を制限して，自然熱発散を図るものである．すなわち，リフト上面からの熱発散を促進するために，打込み間隔を 1.5m リフトの場合で材令 5 日，0.75 リフトの場合で材令 3 日といった制限を加える他に，養生をかねてリフト上面にはスプリンクラーを設置したり，上下流面および継目面にはスライドフォームの下部に有孔パイプを設置して散

水し熱発散を促進する．④では，コンクリート強度がある程度得られるまで表面を覆うほか，開口部などには空気の流動を防ぐために覆いなどを設ける．また，打設季節に応じて隣接ブロック間の極端な高低差を制限する，さらに，夏期には昼間打設を中止し夜間のみ打設するようにする，などがある．⑤には，プレクーリングとパイプクーリング（プレクーリングに対応するものの意味からいえばポストクーリングといえる）がある．いずれの方法を採用するか，それとも両者を併用するかは，ダムの規模，設計，施工の条件，経済性などを検討して決定する．ただし，RCD 工法では，コンクリート打設面を重量機械が走行するため，パイプクーリングの適用は難しい．なお，パイプクーリングはコンクリート硬化後の温度調節が可能であることに対し，プレクーリングは打上り温度の低減は可能でもコンクリート硬化後の温度調節はできない．

2.4.10.2　プレクーリング

プレクーリングとは，主として夏期に用いられるもので，コンクリート材料の一部または全部を予め冷却し，コンクリートの打上り温度を抑制する方法である．この工法を分類すると，図-2.72 のようになる．通常，セメント冷却法と細骨材冷却法は，効果が低いため使われない．練混ぜ水冷却法の内で，氷置換法（氷の使用量は混合水の 10～40%で，これによる温度降下は 3～7℃とされている）がよく使われる．また，粗骨材冷却法が最も効果が高く，骨材瓶内に 1～4℃の冷風を循環させる冷風冷却法がよく採用される．この方法による温度降下は，通常 6～9℃である．なお，プレクーリングによるコンクリートの打上り温度は，通常，外気温度より 10～15℃低くしている例が多い．

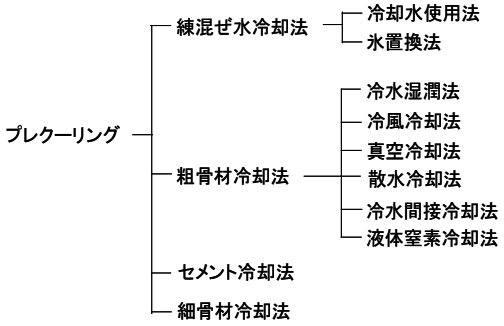


図-2.72　プレクーリングの分類

2.4.10.3　パイプクーリング

パイプクーリングは，コンクリート打設前に適当な間隔に細い管を配置しておき，打設後にこれに冷水を通して硬化中のコンクリートを冷却する工法である．その一例を，図-2.73 に示す．日本ではパイプクーリングの実施例が圧倒的に多い．これは，従来は打設工法として柱状ブロック工法を採用している事例が多いためである．パイプクーリングには，1 次クーリングと 2 次クーリングがある．1 次クーリングの目的は，打設後のコンクリートの温度上昇を抑え，その後の体積変化によって生じる拘束応力を低く抑えることにある．これは，コンクリート打設直後から 3 週間～1 カ月間連続して行われる．2 次クーリングの目的は，収縮継目を十分開かせた状態で継目グラウチングを行うことにある．したがって，ダムの完成前に堤体の温度を最終安定温度の状態まで下げる必要があることから，継目グラウチングを実施する 1～2 カ月前に開始される．パイプクーリングのプロセスを，図-2.74 に示す．

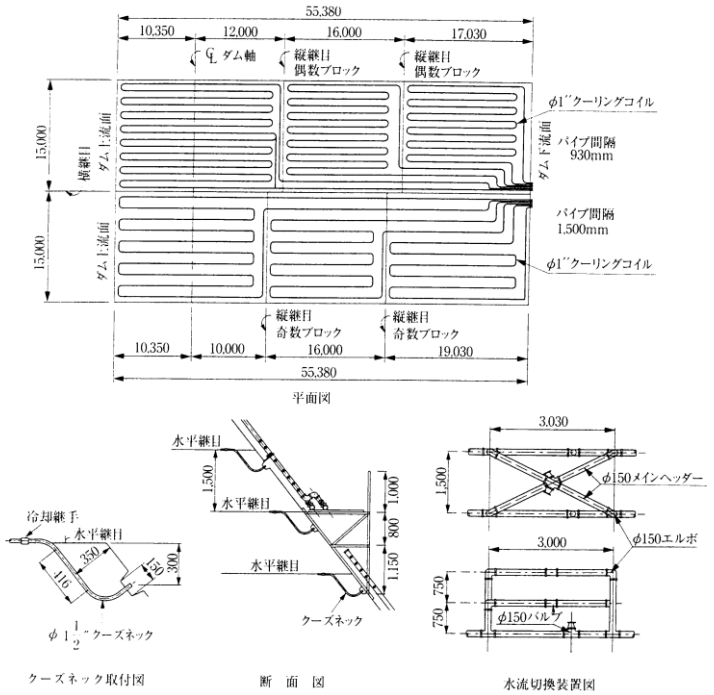


図-2.73　パイプクーリング配管の事例

パイプクーリングの施工にあたっての留意事項を挙げると，次のとおりである．①通常，冷却水は河川水を使う．河川水で必要な冷却効果が得られない場合は，冷却設備を使用する．②冷却管系統は設計図により正しく配管し，コンクリート打設前に圧力水，空気などを通して検査し，コンクリート打設・締固めによる移動・変形・破損のないようにする．③冷却管に通す水の温度が低すぎると，管周辺のコンクリートは急激な温度変化を受けひび割れの発生原因となるので，周囲のコンクリート温度と通水温度との差は20℃程度以下になるようにする．④岩盤面および古いコンクリー

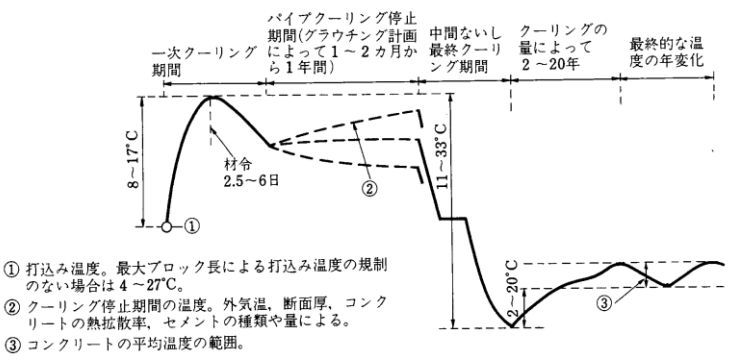


図-2.74　パイプクーリングによるダムコンクリートの温度履歴の例

トなどに新コンクリートを打込む場合は，パイプの配置を密にする，打込み厚さを薄くする，大気に晒す日数を増すなどの処置を施す．⑤パイプは通常内径 25mm の薄肉鋼管を用い，この場合の管内流速は 0.6m/s 程度，通水量は 1 コイル当り 15ℓ/min 程度が標準である．また，1 冷却管の 1 コイル当りの標準長さは 150～300m，パイプの標準間隔は 1.0～2.5m である．⑥クーリングパイプは，堤内配管である冷却管と，給水用として水流切替装置を持った堤外配管とで構成される．冷却管のサプライ，リターンの両ヘッドは，グーズネックにより下方リフトのコンクリート内に確実に埋設して設置し，コンクリート打設時に弱点にならないようにする．⑦通水中水流方向を 1 日 1 回変え，堤体の温度を均等に低下させるようにする．⑧クーリング作用完了後，冷却管はグラウチングにより填充する．

図-2.75 に，4 種類のパイプクーリングの冷却管配管平面形式を示す．それぞれの特色は，次のとおりである．①B 型は，冷却水の流入・流出の切替をしなくてもよいので優れているという意見もある．②D 型は，ブロックの大きさが大きく，冷却管の総延長が長く，ブロック全体を複数の区画に分割して冷却を行う場合に用いられる．③C 型は，配管沿いの弱線が上下流方向に連続しないという利点を有している．④A，B，D 型を採用する場合でも，上流ブロックは C 型とするのが望ましい．⑤標準リフトではパイプ間隔は 1.5m が多い．ハーフリフトでは 1.0m が多い．⑥密な配管は，過冷却による温度ひび割れの発生を助長する恐れがある．

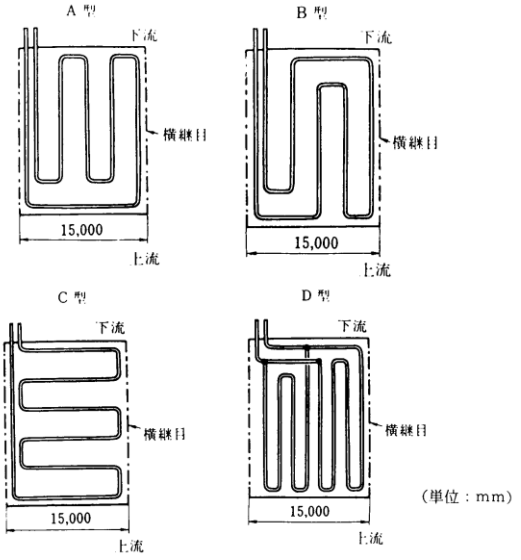


図-2.75　パイプクーリングの冷却管の配管平面形式

2.4.11　ダムコンクリートの製造・運搬

2.4.11.1　ダムコンクリートの製造

コンクリートは，ダムサイトに設けられた専用のバッチャープラントで製造される．その理由は，ダムコンクリートの品質に対して高い信頼性が要求されるためである．セメントおよび骨材の貯蔵設備としては，鋼板製のセメントサイロ，ストックパイル，砂ビンと骨材調整ビンがある．これらの材料がそれぞれの供給設備を通してコンクリート製造設備であるバッチャープラントへ送られ，自動計量後にコンクリートが製造される．バッチャープラントの例を図-2.76 に示す．バッチャープラントは，材料貯蔵部，計量部，練混ぜ部および付帯設備からなり，これらを層状に積上げて構成された「塔形プラント」が用いられる．この施設は現場組み立て，現場解体でリサイクルされるのが通常である．

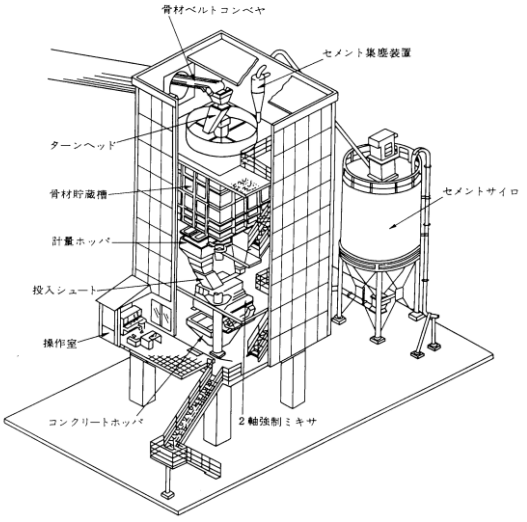


図-2.76　コンクリートバッチャープラント

2.4.11.2　ダムコンクリートの運搬

ダムコンクリートの運搬方法には，次の各方法が用いられる．

a)　バンカー線　バンカー線は，バッチャープラントで製造したコンクリートをクレーンなどの運搬機械に受け渡しをするための設備で，コンクリートの運搬方法によって運搬台車方式（バケット積替え）とトランスファーカー方式に分けられる．

b)　ケーブルクレーン　ケーブルクレーンは，バンカー線から打設現場までのコンクリートをバケットにより空中運搬することから，堤体のいかなる部分にもコンクリートを容易に運べるという利点がある．この型式は，固定式，走行式，軌索式に分類される．図-2.77 は，固定式ケーブルクレーンの例である．

c)　ジブクレーン　地形および地質条件などによりケーブルクレーンが設置できない場合，あるいはダムサイト周辺の自然環境保全

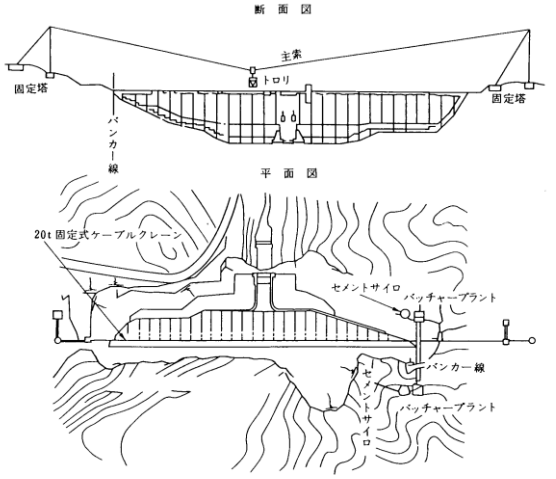


図-2.77　固定式ケーブルクレーンの例

上の理由でケーブルクレーン設置のための地山掘削ができない場合，ジブクレーンが使用される．しかし，ジブクレーンを走行させるにはトレッスルガータを設置しなければならず，また大規模なダムでは打設途中でトレッスルガータの移設が必要となり，その間コンクリートの打込みが中断する欠点がある．さらにトレッスルガータ直下へは直接コンクリートが打込めないので，補助的な打込み手段を必要とする．図-2.78 は，ジブクレーンの例である．

d) タワークレーン　タワークレーンは，作業半径および吊り荷重の大きい機種が出現し，速度制御も広範な速度変化に対応できるようになったので，中小規模のダムで数多く使用されている．大規模ダムでは，これを数基堤体内に設置してコンクリートを打ち込んでいる．タワークレーンは固定式と走向式に分けられ，後者は前者に比べそのカバーエリヤが拡大する．図-2.79 は，固定式タワークレーンの例である．

e) クローラクレーン　従来，主運搬設備のカバーエリヤから外れる部分で補助的な打込み機械として使用されていたクローラクレーンも，近年益々大型化が進み，小規模ダムでは本体コンクリートの打込みに使用されるようになってきている．堤体上流あるいは下流側に H 鋼製桟橋を設置して，クローラクレーンの走向を確保している．図-2.80 は，クローラクレーンの例である．

f) ベルトコンベヤ　ベルトコンベヤは，他の運搬設備に比べ簡便な設備ではある．しかし，コンクリートしか運搬できないので，雑運搬のために別途専用のクレーンを必要とする欠点がある．さらに，ベルト上でコンクリートを細長くリボン状に伸ばすため，気温，日射，風雨などによる影響を受け易く，また打込みまでの過程で多くのコンベヤを乗継ぐため，粗骨材分離とモルタル飛散に注意する必要がある．現在まで施工された小平ダム，高滝ダムは，堤高に対して堤頂長が 10 数倍と長く，ダムサイトが非常に緩やかな斜面を呈しており，ダム軸に沿って平ベルトコンベヤの配置が可能で，ベルトコンベヤが有効であった．図-2.81 に，小平ダムの打設設備配置模式図を示す．

g) コンクリートポンプ　ダムコンクリートは，一般のコンクリートに比べて粗骨材寸法が大きく（一般は 20～40mm，ダムコンクリートは 80～150mm），単位セメント量も少ない硬練りであり，コンクリートポンプによる良好な圧送性を得にくい性質をもっている．当面，粗骨材最大寸法 80mm，スランプ 4±1cm のコンクリートの圧送を確実にすることによって，減勢工や堤頂部のコンクリートの打込み方法としての活用が期待されている．

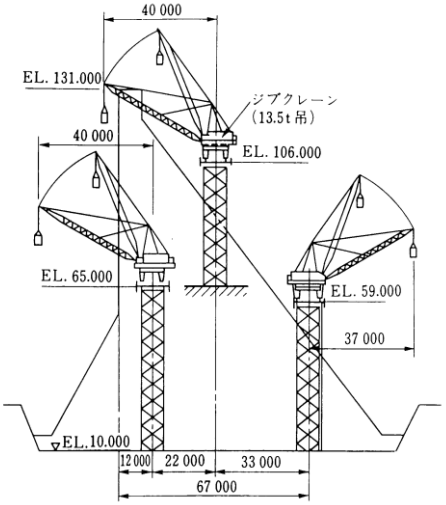


図-2.78　ジブクレーンの使用例

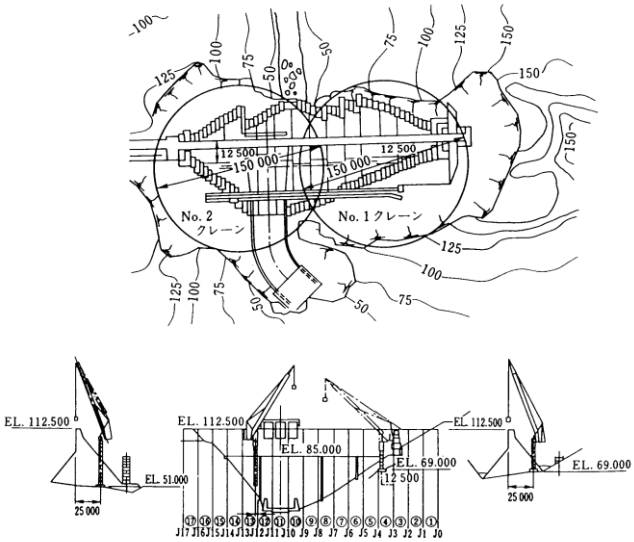


図-2.79　固定式タワークレーンの使用例

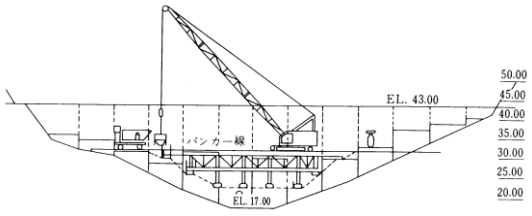


図-2.80　クローラクレーンの実施例

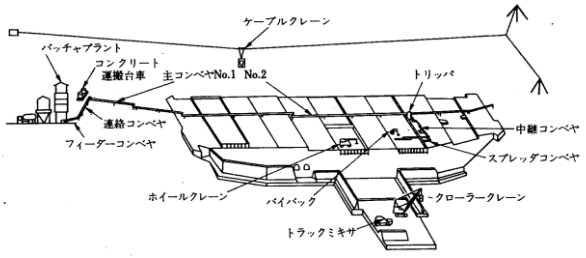


図-2.81　小平ダムの打設設備配置模式図

2.4.12　コンクリート打設前の準備

コンクリートの打込み前に行う処理作業は，岩盤面の処理とコンクリート打継目面の処理とに分けられる．

2.4.12.1　岩盤面の処理

岩盤面の処理作業は，以下の要領で行われる．

a)　浮石の除去　岩盤面の粗清掃後，ハンマで岩盤面を叩き，その響きによって浮石部分を確認しながらペンキで印をし，バーあるいはピックハンマで除去する．また，岩盤拘束によりひび割れ発生の原因となり易い鋭角部はできるだけ残さない．

b)　清掃　岩盤上の岩屑や雑物，シーム粘土，水垢などを除去した後に，圧縮空気と加圧水を混合したエアウォータージェット（≒4MPa）で洗浄する．

c)　湧水の処理　湧水量が少なく圧力が小さい場合は，図-2.82 のように湧水部に釜場*を設けておき，周辺までコンクリートを打込んでから釜場の水を汲い出し，手早くコンクリート，速硬性のセメント，急結剤などで止水処理をする（プラグをするという）．湧水が多い場合または圧力が大きい場合は，図-2.83 のように鋼管や塩化ビニルホースなどで導水しておき，コンクリートがある程度立ち上がってからグラウチングで止水する．

d)　岩盤面の湿潤　窪みに溜った水はスポンジなどで吸い取る一方，打設時にコンクリートが水分を吸い取られないように岩盤面は湿潤状態に保っておく．

*　構造物の基礎根掘りなどを行う場合に，掘削の進行に伴い地下水などの湧水を一か所に集めポンプアップできるように絶えず根掘り底面より一段下げた水たまり場を釜場という．

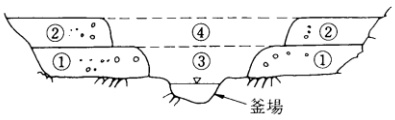


図-2.82　湧水が僅かな場合の湧水処理

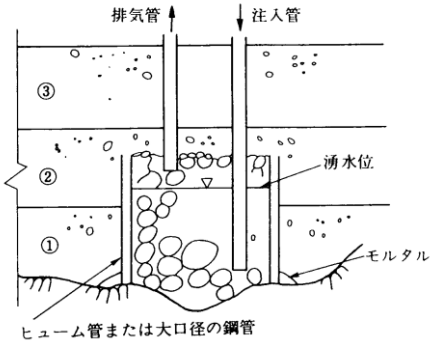


図-2.83　湧水量が多い場合の湧水処理

2.4.12.2　コンクリート打継目面の処理

コンクリートの打設によって各打込み高さ（1 リフト）ごとに打継目（水平継目）ができることから，次のリフトを打込む前に，この下の古いコンクリートの表面も処理する必要がある．処理方法には，硬化前処理方法と硬化後処理方法とがある．前者はいわゆるグリーンカットと呼ばれる方法であり，コンクリート打設後 1 日以内の時期に，エアウォータージェットをコンクリート表面に吹付けて 1～1.5cm 厚さのレイタンスを取除き，表面の水分除去後に 1.5～2cm のモルタルを敷き，新しいコンクリートを打設する．グリーンカットの時期は，夏季で 1～3 時間，春・秋で 6～12 時間，冬季で 20～24 時間程度経過後とされている．長期間（1 か月以上）放置したコンクリートは，サンドブラストなどで処理する．

2.4.13　ダムコンクリートの打設

コンクリートの打設は，次の手順で行う．①コンクリートは，ケーブルクレーンなどで打込み場所まで運搬される．②バケットなどから排出されたコンクリートは，厚さ 40～50cm の層にして内部振動機で締固められ，これに隣接して次のバケットのコンクリートが打ち継がれていく．内部振動機は，手持式バイブレータと大型締固め機を併用する．③以上を 3～4 層重ねて打込み 1 リフトとする．④ブロックの 1 リフトの高さは 1.5～2m とし，放熱期間をおいて 5 日後に上部リフトを打設する．岩盤上またはやむをえず長期間打止めておいたコンクリートに打継ぐ場合は，リフト高さを 0.75～1m とし，放熱期間を 3 日として数リフト打込む．⑤モルタルの敷均しは，着岩面で厚さ 2cm，コンクリート面で 1.5cm を標準とする．⑥打込みの順序は，図-2.84（層式打込み）または図-2.85（階段式打込み）のようにする．なお，図-2.86 は，階段式打込みの場合の外部コンクリートと内部コンクリートの境界部分の打込み順序を模式的に示したものである．⑦内部コンクリートと外部コンクリートの接合部は急激な品質変化を避けるため，図-2.87 のような施工順序とする．⑧現場の月平均温度が 4℃以下またはコンクリートの打込み温度が 5℃以下になるおそれがあるときは，寒中コンクリートとして適切に処理をする．なお，凍害を受けたコンクリートは取り除く．⑨コンクリート打込み温度が 25℃以上になるおそれがあるときは，暑中コンクリートとして処置する．

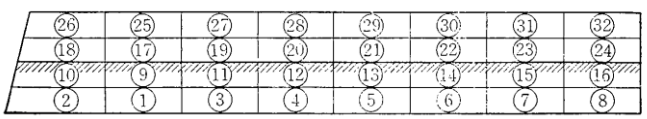


図-2.84　層式打込みの順序

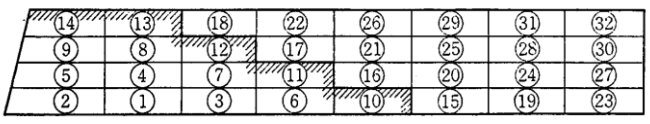


図-2.85　階段式打込みの順序

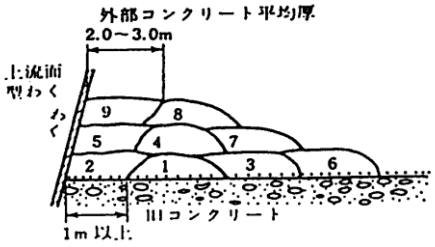


図-2.86　階段式打込みの外部コンクリートの打込み順序

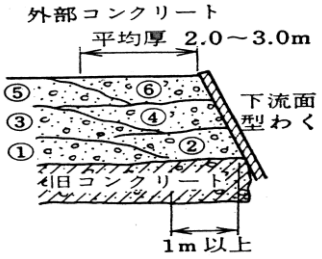


図-2.87　内部・外部コンクリートの境界面の打込み順序

2.4.14　ダムコンクリートの養生

コンクリートの表面は，次のリフトを打設するまでに常に湿潤状態に保つ．養生方法として最も好ましいのは湛水養生である．これ以外にスプリンクラーやホースによる散水養生も採用されている．この場合，養生のための専属作業員を張り付けることが望ましい．通常，打込み直後は，表面をシートなどで覆う，あるいはコンクリートが養生作業によって害を受けない程度に硬化した後に適当な方法で湿潤状態に保つ. 脱型の時期は, コンクリートの圧縮強度が鉛直に近い面では3.5N/mm²以上, 監査廊などの開口部では 10N/mm²以上とされている．ただし，この強度に達したかどうかコアを抜き取って測定することはできず判断が難しいので，おおむね 3～5 日で脱型すると考えればよい．養生期間は，一般に中庸熱ポルトランドセメントの場合 14 日以上，フライアッシュまたは高炉セメントの場合 21 日以上とされている．なお，養生期間終了以降もできるかぎり表面が乾燥しないようにするのが望ましい．

2.4.15　監査廊

ダム堤体内部の底面近くやその他の場所に設ける小通路である監査廊は，主に，①ダム完成後，漏水・ひび割れなどの異常発生有無の観察，②ダム埋設計測器の設置，③排水設備の設置，④バルブ操作室などへの通路に利用，⑤追加グラウチングの施工，の目的で設置される．高さ 30m 以上のダムには，監査廊を設けることになっている．30m 以下のダムでも基礎岩盤が悪い場合や，その他特殊事情のある場合には設置される．その断面は，使用目的から幅 1.5m～2.0m，高さ 2.0～2.5m の大きさのものが多く施工されている．なお，ダムの内部にこのような空虚部を設けることにより生じる応力集中の影響を考慮し，堤体上流面からの距離は監査廊の幅の 2 倍程度以上（多くの事例は 3～5m），基礎岩盤面からは 2～4m 離して設ける場合が多い．監査廊周辺に引張応力が発生する場合は，鉄筋によって補強する．

2.4.16　排水孔

貯水による水圧を受けた水が基礎岩盤を通して下流に浸透するのを防止するため，ダムの基礎岩盤にはカーテングラウチングを行う．しかし，それでも浸透水を完全に遮断することは不可能であることから，圧力水の浸透による揚圧力を軽減するため，監査廊から基礎岩盤深くに排水孔を設ける（図-2.88，図-2.89 を参照）．排水孔の間隔は，3～15m，径 55～65mm，岩盤の削孔深は 10～15m で，カーテングラウチングの直下流に配置する．貯水後は，この排水孔を利用して基礎岩盤の間隙水圧を測定し，基礎岩盤を通して浸透する状態の観測を行う．

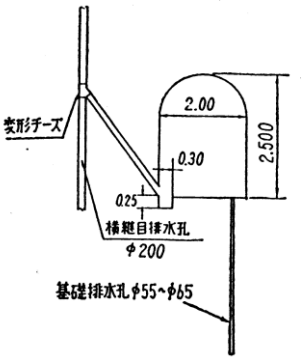


図-2.88　監査廊への排水

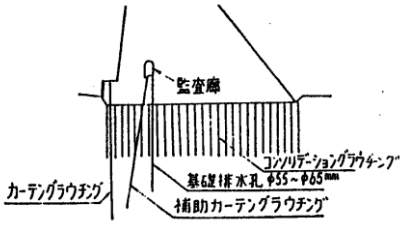


図-2.89　堤体基礎排水孔

付録（その 3）

1. 温度応力の発生機構

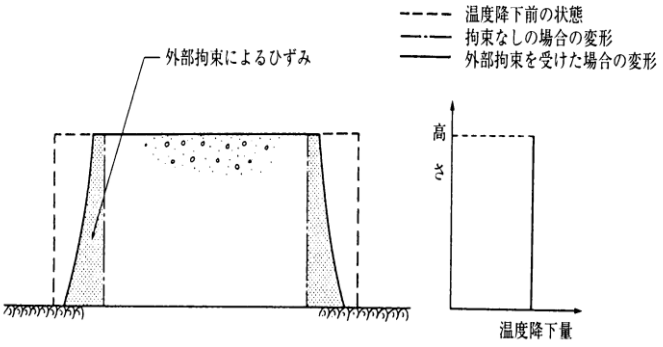


図-付 3.1　外部拘束の概念図

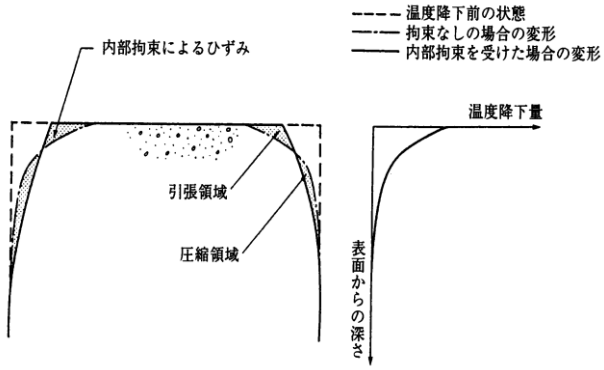


図-付 3.2　内部拘束の概念図

2. コンクリートダムのひび割れとその対策

2.1　ひび割れの発生事例

2.1.1　下流面に発生した水平ひび割れの事例

図-付 3.3 は，重力式コンクリートダムの下流面に水平ひび割れが発生した例である．ここではレヤー打設を行い，特別なクーリングを行っていないので，養生不足や乾燥収縮に起因する内部拘束による温度ひび割れが発生したものと考えられる．

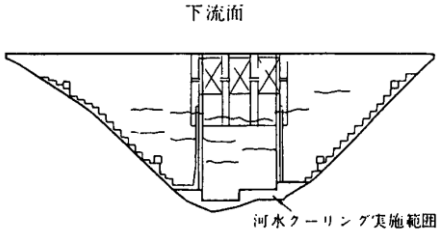


図-付 3.3　下流面の水平ひび割れ

2.1.2　通廊内に発生したひび割れの事例（その 1）

図-付 3.4 は，堤体内の監査廊交点でひび割れが発生した例である．監査廊の開口部は，施工中にシートをかけ外部から冷気の流入を防止しなければならない．しかし，この場合，通廊の開口部より冷気が流入しコンクリート表面が急冷され，内部拘束による温度ひび割れが生じたものと考えられる．監査廊部分は，特にこのような内部拘束によるひび割れが発生し易いので養生方法など十分な配慮が必要である．

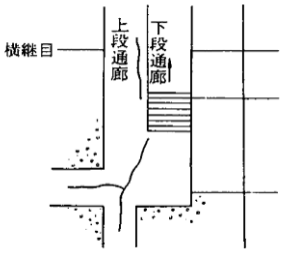


図-付 3.4　通廊内のひび割れ(その 1)

2.1.3　通廊内に発生したひび割れの事例（その 2）

図-付 3.5 は，重力式ダムの上下流方向通廊（cross gallery）に生じた温度ひび割れの例である．コンクリートはレヤー打設されたもので，ひび割れはブロック全体に不規則に発生している．通廊の表面とブロック内部の温度降下速度の差が大きかったことから，内部拘束によってひび割れが生じたものと考えられる．

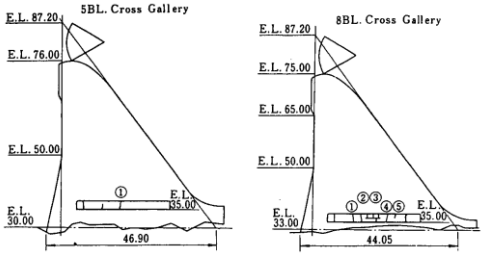


図-付 3.5　通廊内のひび割れ（その 2）

2.1.4　長期打止めリフトから発生したひび割れの事例

図-付 3.6 は，越冬中に冷却されたコンクリート面上に新しく打継がれたコンクリートに表面ひび割れが発生した例である．これは，古いコンクリートにより，打継がれた上の新しいコンクリートの変形が拘束された外部拘束による温度ひび割れの例である．

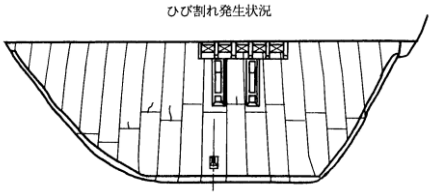


図-付 3.6　長期打止めリフトからのひび割れ

2.1.5　ブロック側面に発生したひび割れの事例

図-付 3.7 は，先行ブロックの側面に発生した温度ひび割れの例である．その原因は，他の事例と同様に内部拘束によるものである．

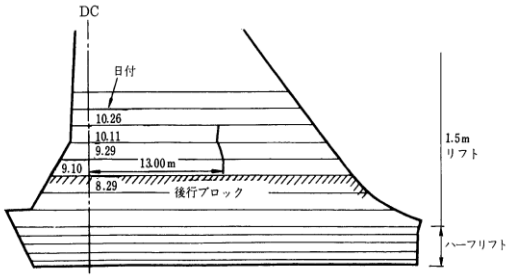


図-付 3.7　ブロック側面のひび割れ

2.1.6　岩着面付近に発生したひび割れの事例

図-付 3.8 は，岩着面付近の横継目に発生した温度ひび割れの例である．基礎岩盤による外部拘束がその原因として考えられる．このひび割れは３段に鉄筋を配筋して処理された．

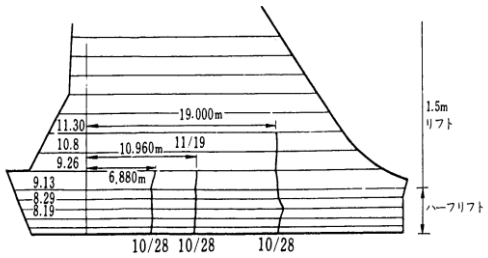


図-付 3.8　岩着面からのひび割

2.1.7　アバットメント部に発生したひび割れの事例

図-付 3.9 は，アバットメント部における岩着ブロックに発生した温度ひび割れの例である．ブロックの形状が細長く，外部拘束の影響を受けて温度ひび割れが発生したものと考えられる．温度ひび割れは，打設後約 10 日に発見された．

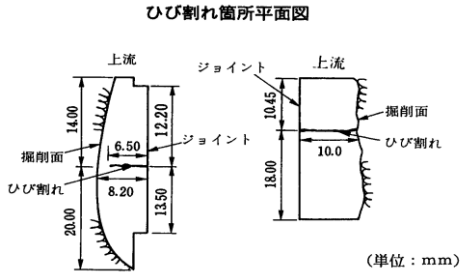


図-付 3.9　アバットメント部分のひび割れ

2.2　ひび割れの処理

コンクリートの水平打継目面に現れるひび割れは, 図-付 3.10 のように鉄筋マットと半割管で処理する．なお，最終的には止水対策として半割管を充填する必要のある場合は，ひび割れに対するグラウチング用の注入管を配している．鉄筋マットの主鉄筋は D32～19 を使い, 配力鉄筋は D22～16 を使うことが多い．半割管はφ20mm のものが多く使用されている．

上下流面に現れるひび割れに対しては，ひび割れに沿ってＶカットを行いコンクリートボンドで充填した例（図-付 3.11），ひび割れを貫くようにドリルで削孔しパイプをセットしてコンクリートボンドで処理した例（図-付 3.12），コロイドセメント（グラウト）を注入している例（図-付 3.13）などがある．

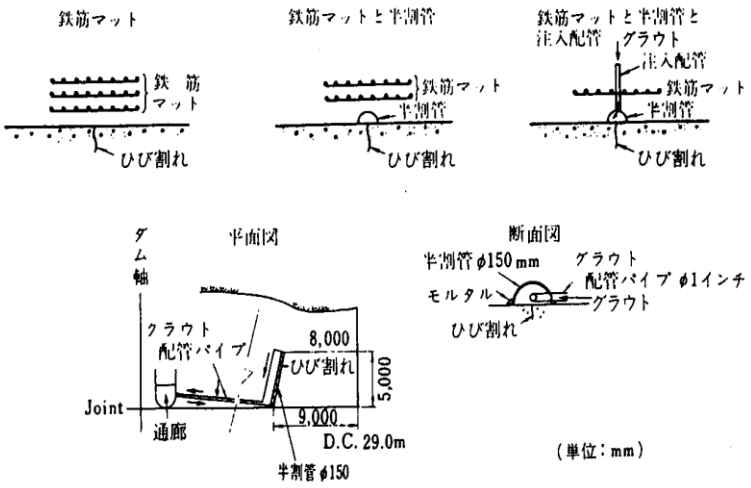


図-付3.10　鉄筋によるひび割れの処理

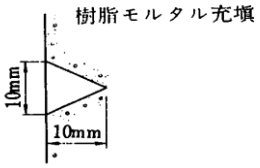


図-付 3.11　Vカット後コンクリートボンドを充填した例

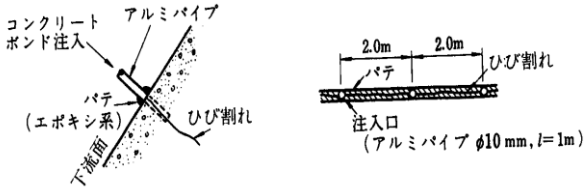


図-付 3.12　コンクリートボンドによるひび割れの処理

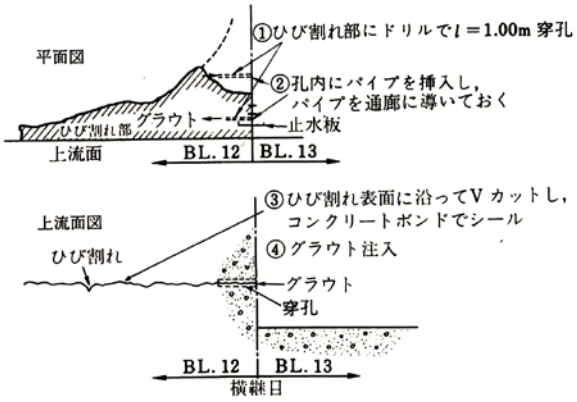
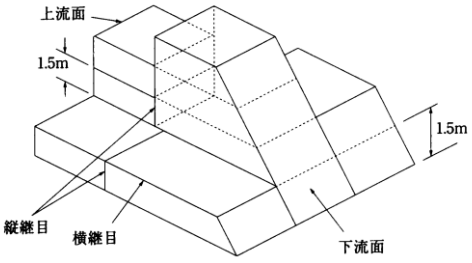
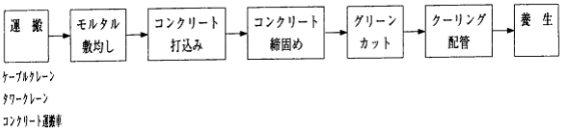


図-付 3.13　グラウト（コロイドセメント）によるひび割れの処理

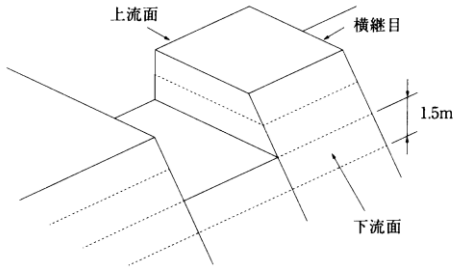
3.　コンクリートダム打設工法

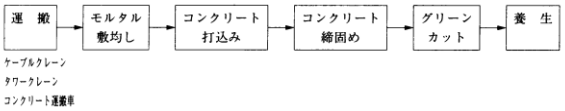
3.1　柱状ブロック工法



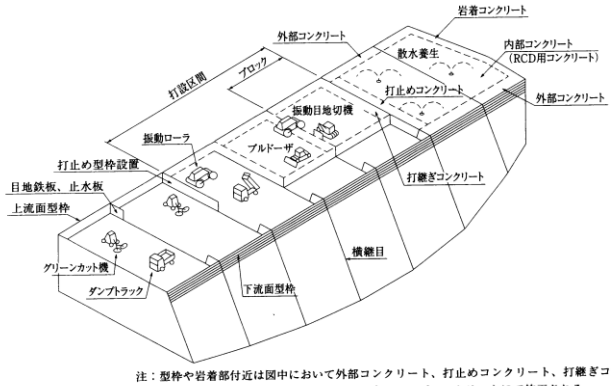


3.2　柱状レヤー工法

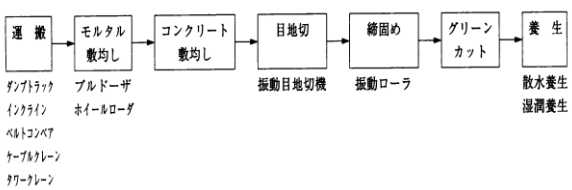




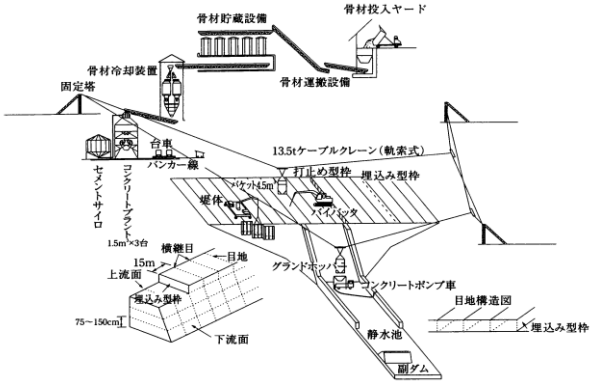
3.3　RCD 工法（Roller Compacted Dam-concrete 工法）

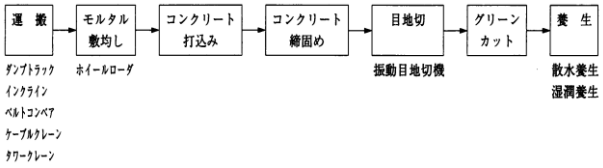


注：型枠や岩着部付近は図中において外部コンクリート、打止めコンクリート、打継ぎコンクリート、岩着コンクリートとして、有スランプコンクリートにて施工される。



3.4　拡張レヤー工法（ELCM；Extended Layer Construction Method）





3. 頭　首　工

3.1　概　要

3.1.1　頭首工の歴史

頭首工とは，河川より必要な農業用水，その他の用水を用水路に取り入れる目的で設置する施設の総称であり，取入口，取水堰，付帯施設，管理施設から構成されている．頭首工という用語は明治末期以来用いられており，Head Works すなわち，用水路の Head（頭首部）に設けられる施設を総称して頭首工と呼んできた．

縄文末期ないし弥生時代初期の稲作の普及とともに，河川からの取水が必要となった．初期の頃は丘陵地の谷部にある低地を谷地田として開墾した．水田の開墾はわが国農業の基本として，各時代にそれぞれ行われてきたが，大河川下流域の沖積平野の開発は戦国末期ないし江戸時代初期になって本格化した．戦国末までの取水施設は木枠に石詰めを基本とした小規模なものが多かった．江戸時代初期になると大名の領国経済の発展のため，積極的な農地開発が盛んに行われ，積石工，張石工の取水堰が造られるようになった．

明治になり，コンクリートが使用されるとともに，取水堰は安定した永久構造物となり，取水堰の構造に大きな変化が生じた（1897 年頃）．しかし，コンクリートの取水堰は固定堰のため，洪水時の堰上げによる上流への影響が大きい点が最大の問題である．このため，固定堰の一部または全部にゲートを設置して，洪水の流下に対しての影響をなくす可動堰が用いられるようになった（1930 年代）．1950 年代後半になると，シェル理論の応用により，長さが 30m 以上の長径間ローラーゲートが製作されるようになり，堰柱の洪水への影響が少なくなった．さらに，油圧装置の改良により，起伏堰が急速に普及するようになった．

1968 年に河川管理施設構造令第一次案, 1976 年に河川管理施設構造令が施行され，可動堰の可動部の径間長は計画高水流量によって決められることになった．このため，重要河川での起伏堰の設置はほとんどできなくなった．しかし，中小河川では起伏堰が採用され，さらにゴム製のゴム堰（ラバーダム）も採用されている．

渓流河川からの渓流取水工も近年，新しい形式が実用化されている．規模の小さい渓流取水工は取入口だけの自然取入方式が多かったが，安定取水のため，1970 年頃から，バースクリーン底部取水方式，バースクリーン後部取水方式，その他の渓流取水工が築造されている．

写真-3.1　西岩崎頭首工

写真-3.2　ゴム堰（ラバーダム）

3.1.2　頭首工の構成

頭首工は，①取入口，②取水堰，③附帯施設，④管理施設の 4 つの構成要素から成り立つ．取水堰をもたない自然取入方式の頭首工もある．頭首工の構成を図-3.1 に示す．また，頭首工の標準的な構造を図-3.2, 図-3.3 に, 諸元の名称を表-3.1 に示す．基礎工は本体施設の一部であるが，設計技術上からは基礎工として独立している．なお，貯水機能をもつ頭首工もあるが，これは一般的な頭首工とは別に検討する必要がある．

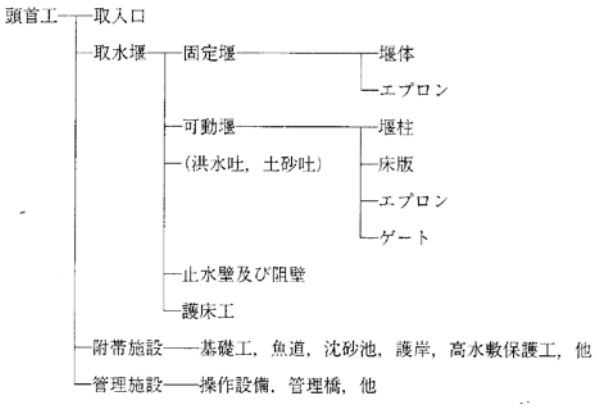


図-3.1　頭首工の構成

表-3.1　頭首工の諸元表

区　別	記号	名　称	区　別	記号	名　称	区　別	記号	名　称
固定堰	L_f	固定堰の幅(堰長)		ℓ_{mr}	洪水吐の護床工の長さ	転倒ゲート	B_h	堰体の長さ
	B_f	固定堰の堰体の長さ		t_p	堰柱厚さ	(洪水吐)	ℓ_{h1}	エプロンの長さ(下流)
	ℓ_f	固定堰の長さ					ℓ_{h2}	エプロンの長さ(上流)
	ℓ_{f1}	固定堰のエプロンの長さ(下流)					ℓ_h	洪水吐の長さ
	ℓ_{f2}	固定堰のエプロンの長さ(上流)	可動堰	L_s	土砂吐の幅(堰長)		D_{h1}	堰上げ高さ
	D_f	固定堰の高さ	(土砂吐)	t_p	土砂吐の堰体の長さ		D_{h2}	止水壁深さ
	D_{f1}	固定堰の堰上げ高さ		ℓ_s	土砂吐の長さ		D_{h3}	阻壁深さ
	D_{f2}	止水壁		ℓ_{s1}	土砂吐のエプロンの長さ(下流)		T_{h1}	最大エプロン厚さ
	D_{f3}	阻壁高さ		ℓ_{s2}	土砂吐のエプロンの長さ(上流)		T_{h2}	最小エプロン厚さ
	T_{f1}	最大エプロン厚さ		t_v	導流壁の厚さ		G_{hi}	転倒ゲートの高さ
	T_{f2}	最小エプロン厚さ		D_{v1}	導流壁の高さ(上流)		ℓ_{hr}	護床工の長さ
	ℓ_{fr}	固定堰の護床工の長さ		D_{v2}	導流壁の高さ(下流)			
				ℓ_v	導流壁の長さ	ゴム堰	B_g	堰体の長さ
可動堰	L_g	可動堰の幅(堰長)		ℓ_{v1}	導流壁の長さ(上流)	(洪水吐)	ℓ_{g1}	エプロンの長さ(下流)
(洪水吐)	L_m	洪水吐の幅(堰長)		ℓ_{v2}	導流壁の長さ(下流)		ℓ_{g2}	エプロンの長さ(上流)
	ℓ_m	洪水吐の長さ		G_{s1}	ローラーゲートの高さ		ℓ_g	洪水吐の長さ
	ℓ_{m1}	洪水吐のエプロンの長さ(下流)		G_{s2}	2段ゲートの高さ		D_{g1}	堰上げ高さ
	ℓ_{m2}	洪水吐のエプロンの長さ(上流)		ℓ_{sr}	土砂吐の護床工の長さ		D_{g2}	止水壁深さ
	D_{m1}	洪水吐の堰上げ高さ		D_{s1}	土砂吐の堰上げ高さ		D_{g3}	阻壁深さ
	D_{m2}	洪水吐の止水壁		D_{s2}	土砂吐の止水壁深さ		T_{g1}	最大エプロン厚さ
	D_{m3}	洪水吐の阻壁深さ		D_{s3}	土砂吐の阻壁深さ		T_{g2}	最小エプロン厚さ
	D_{mp}	堰柱高さ		T_{s1}	最大エプロン厚さ		G_{gi}	ゴム堰の高さ
	D_{mp1}	堰柱水切り高さ(上流)		T_{s2}	最小エプロン厚さ		ℓ_{gr}	護床工の長さ
	D_{mp2}	堰柱水切り高さ(下流)		D_{sp}	堰柱高さ			
	G_{mi}	第 i 番目の洪水吐ゲート高さ		D_{sp1}	堰柱水切り高さ(上流)	取入口	b_0	取入口の幅
	T_{m1}	最大エプロン厚さ		D_{sp2}	堰柱水切り高さ(下流)			
	T_{m2}	最小エプロン厚さ		T_s	ゲートの幅(径間長)	魚道	ℓ_w	魚道の長さ
	T_{mi}	第 i 番目のゲート幅(径間長)					b_w	魚道の幅

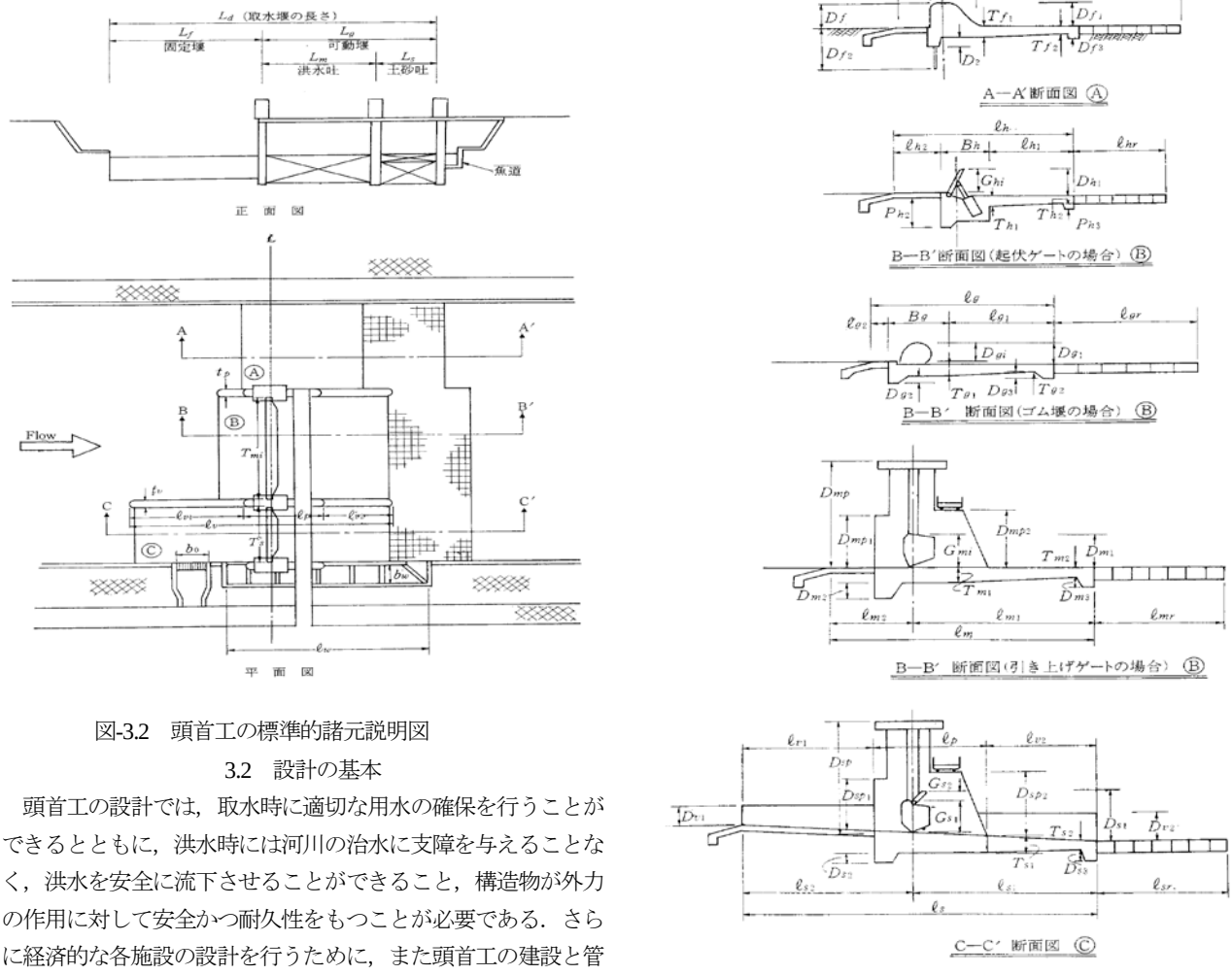


図-3.2　頭首工の標準的諸元説明図

図-3.3　頭首工の標準的諸元説明図

3.2　設計の基本

頭首工の設計では，取水時に適切な用水の確保を行うことができるとともに，洪水時には河川の治水に支障を与えることなく，洪水を安全に流下させることができること，構造物が外力の作用に対して安全かつ耐久性をもつことが必要である．さらに経済的な各施設の設計を行うために，また頭首工の建設と管理が経済的に行われるよう，総合的に検討する必要がある．

3.2.1　各種の調査

3.2.1.1　河川の状況調査

流量状況，水位と流量，流砂量を調査する．

a)　流量状況　河川の流量の観測記録から次の流量を求める．

豊水流量（1 年を通じて 95 日はこれを下らない流量）

平水流量（1 年を通じ 185 日はこれを下らない流量）

低水流量（1 年を通じ 275 日はこれを下らない流量）

渇水流量（1 年を通じ 355 日はこれを下らない流量）

年平均流量（日平均流量の総計を当年日数で除した流量）

かんがい期平均流量（当該地域の水田かんがい期間中の日平均流量の総計を当該かんがい期間の日数で除した流量）

流況はできるだけ長期間の記録から求めることが望ましい．また，その地点の記録がない場合は近傍の観測記録から推算する．

b)　水位と流量　河川の水位と流量についての記録から水位－流量曲線を作る．水位－流量曲線は当該地点のできるだけ多くの観測値から作るのが望ましいが，記録がない場合は，その上下流の観測値から推算する．流量観測は流速計による測定が望ましい．

c)　流砂量　取入口の敷高，沈砂池の要否とその規模，排砂回数を決めるため，河川の流砂量を測定する．流砂には浮遊砂と掃流砂がある．浮遊砂は水中に浮いて流れるものであり，掃流砂は河床を跳躍しながら流れるもの，または河床に沿って流れるものをいう．取入口から水路に流入するものは，取入口敷高が高い場合は浮遊砂のみであるから，浮遊砂量を測定する．

3.2.1.2　河床などの状況

a)　ミオ筋　ミオ筋とは河川の流れが形成する自然の流路である．頭首工の位置はミオ筋が岸に近く，安定しているところを選定する．ミオ筋には土砂吐を設けるが，その設計資料として，平水量のほか，河床材料が移動を始める程度の洪水量とその度数を調査する．

b)　河床勾配　取入口の敷高の標高の決定，取水堰の基礎や附帯施設の設計を行う場合，河床の将来の上昇または低下などの変化を推定することが必要である．このため，現状の河床の状況を調査する．

c)　河床材料　頭首工予定地点の上下流 200～500m ごとに数点採取し，粒度分布と比重を求める．これは河川の粗度係数，河床変動の推定，沈砂池の決定，水理模型実験の基礎資料とする．

3.2.1.3　感潮河川での塩分の侵入

感潮河川に頭首工を設ける場合，取入口に塩水が侵入しないようにするため，塩水遡上区間を避けるか，水門の操作管理によって対処する．感潮河川の塩分の侵入形態は，次の 3 つに分けられる．

a)　塩水クサビ型　日本海側の河川に多い．表層を淡水が流下し，その下に塩水が逆流し，淡水と塩水の境界がはっきりしている．

b)　海水塩分逆流型　太平洋，瀬戸内，九州の河川に多い．河川の流量が少なく，干満の差が大きいため，塩水がそのままの濃度で河川内に侵入する．

c)　完全混合型　干満の差が大きく，河川の流量が多い大陸の低平デルタ地帯の河川では海水と淡水の完全混合の塩分分布が生じる．

3.2.2　治水・利水についての調査

河川管理者が定めた計画，構造物の設置状況，河川上下流への排水の流入状況，河川の利用状況を把握するため，治水，利水についての調査が必要になる．

a)　工事実施基本計画などの治水計画　頭首工を設けようとする河川に河川管理者が定めた計画がある場合には，計画高水流量，計画高水位，計画横断面形，河川改修工事の年度計画について調査する．

b)　河川上下流への排水の流入状況　主として，平水時での上下流の排水の状況を調査し，取水堰による平水時の堰上げが排水に与える影響を明らかにする．このため，上下流の排水施設の目的，機能，規模，流入河川の状況について調査する．

c)　堤防，橋梁，その他の構造物　これらの構造物の根固めの構造や径間などを調査し，それらの構造物の規模，諸元を明らかにする．

d)　河川の利用状況など　かんがい，発電用水の取水状況，漁業，その他の河川の利用状況を調査する．①慣行の水利権，分水放流の必要量を調査し，慣行と実情を対比する．②発電などによる水位の変動，番水の慣行とその実情を調べる．③舟運がある場合は舟の大きさ，運行量，時期などを調査する．④魚類の種類，量，遡上時期を調査し，魚道の設計の資料を集める．⑤伏流水の利用状況など，河川の利用状況について調査する．

3.2.3　地形調査

a)　資料の収集　国土地理院の地形図，国土基本図，土地利用図，航空写真，地方自治体発行の図面などを収集する．この他，河川管理者が作成した測量成果図も収集する．

b)　航空写真　頭首工の取水口の設置地点は，ミオ筋が安定していることが必要である．航空写真によって河川の状態を把握し，取入口の設置地点の決定の資料とする．

c)　平面測量　平面図は頭首工の設計のみでなく，仮締切，仮設備などの設計に必要である．頭首工付近の河川の湾曲，ミオ筋の状態，高低を測量する．

d)　縦・横断測量　これは頭首工の設計のみならず，背水の水理計算の資料となる．

e)　用地測量　これは構造物設置に伴う河川敷の占用，民地の買収，借上げに利用する．

3.2.4　地質調査

基礎地盤や河床堆積物に対して適切な基礎構造物を設計し，上部構造物についても地盤を考慮した合理的な設計を行うため，基礎地盤の調査を行う．

a)　ボーリング　河床物質を識別し，地盤の構造を明らかにし，土質試験のための試料採取，原位置試験の実施に利用される．ボーリングの補完として，電気探査，弾性波探査が併用される．

b)　試掘　地層と地質を直接鑑定することができるとともに，試掘坑内で試料採取，支持力試験などが行える最も確実な方法である．

c)　支持力試験　①標準貫入試験：N 値を求めて，支持力，内部摩擦角などを求める．②載荷試験：平板載荷試験と杭の載荷試験がある．載荷重を徐々に増加して，荷重－時間－沈下量の関係を測定し，極限支持力，許容支持力を決める．

d)　現場透水試験　基礎の工法は，水替えが可能かどうかで決まることが多い．このためには，事前に現場透水係数を測定する必要がある．

e)　その他の試験，調査　必要に応じて，杭打試験，矢板の打込み試験，河床砂礫の堆積状態の調査，地下水調査，基礎地盤の各種土質試験などを行う．

3.2.5　自然環境調査

a)　生物環境調査　植物，魚介類，昆虫，水鳥などの頭首工予定地点の周辺に生息する生物に頭首工の設置の影響を調査する．頭首工には原則として魚道を設置することになり，①魚介類の種類，②遡上時期，遡上目的，遡上量，現存量，③魚類の体長，体高，などを調査する．

b)　景観についての調査　景観に配慮した設計となるよう，頭首工周辺の景観の構成要素（河川の形状，水の流れ，自然生態，遠景，建築物，歴史的・文化的資源）を調査する．周辺に公園，緑地計画があればこれらとの調和も検討する．

3.2.6　工事施工条件調査

a)　工事の施工のための気象，流況，地下水，河床の状況　気象と流況は工事期間，施工可能日数などの工程の決定や仮締切の高さの決定に必要である．頭首工の堰上げが周辺の地下水に影響する場合は，その範囲と程度を調査し，対策を検討する．

b)　工事用資機材　工事用材料の生コンクリート，鋼材，木材など，一時的に大量に使用する材料の供給，設計変更で急に材料が増加した場合の供給について調査する．建設機械などの機材は現場条件に適した機能，規格のものが工事期間中確保できるかどうか，交換部品，予備の機械の必要の有無などについて調査する．

c)　資機材の搬入出　工事用材料，ゲートなど，建設機械など，大量の資材，重量物，長尺物の運搬が必要なため，道路，橋梁などの状態を調査する．

d)　工事用動力源　一般には電力を用いる．このために供給可能な電力容量，送配電線の位置などを調査する．場合によっては自家発電，内燃機関を検討する．最も動力を必要とするのは排水ポンプである．

e)　騒音振動などの対策　頭首工の堰，ゲートからの水流による振動，騒音，工事中の振動，騒音，交通阻害について調査し，適切な設計，施工方法を検村する．特に市街地近くの場合は，工法の選定，工事の安全対策に細心の注意を払う必要がある．

f)　　用地補償についての調査　用地補償についての調査としては，①建設に伴う施設用地，②工事に必要な借地，補償，③その他（漁業調査など）がある．

3.2.7　管理についての調査

a)　管理組織と体制の把握　設備の程度，集中管理化をどの程度取り入れるか，それをどのように運営するか，受益者の意志を十分把握する．

b) 気象，水象の観測項目の把握　頭首工の適正な管理のために，頭首工地点とその近傍の気象，水象，河川状況のデータを収集する．これらは，①天候，②気温，③降水量，④河川の水位，⑤取水量　である．

c) 利水管理　受益者の営農状況や施設の管理状況を調査して，水需要の実態とゲート操作をどのように行うかを把握する．

d) 高水管理　高水時の管理，ゲート操作の方法を把握する．このために次の項目を把握する．①気象，水象状況の把握方法，②流入量の予測方法，③機械器具などの点検整備方法，④放流時の関係機関への通知，一般への周知徹底方法

e) 構造物，設備の管理　施設の機能と安全確保のため，①維持管理の内容，②必要な計測装置の規模と数量，③点検項目　について把握する．

3.3　頭首工の基本諸元

3.3.1　位置の選定と取水位の決定

頭首工の位置の選定は，次の順序で行う．①かんがい地域への設計取水量の決定と必要な導水路の計画．この導水路の上流端の水位と同程度の標高の河川水位の位置を見出す．これを計画位置の第一の候補地とする．②上記の位置から河川の上流での河川湾曲部の凹岸側中央部直下流付近を取入口とする．③計画取水位として，①を満足し，取水時の防砂と沈砂池の計画に必要な条件を満足する水位とする．④取水時の防砂のため，頭首工上流側の流速を 0.4m/sec 程度となるよう堰上げる．⑤ 沈砂池を計画する場合は，自然排砂に必要な水頭を 3.0m 以上と考える．⑥取入口敷高は現河床より最大洪水深の 1/6 以上高くすると，防砂によい．

防砂を主として取水位を決めると①での水位より高くなるが，これは導水路の途中に落差工を設けること，その他の各種の水路構造物の計画が可能となり，利点が多い．農業用水のトラブルは土砂の流入によることが多いことから，防砂を主として計画するとよい．

技術的，経済的な検討事項としては，①ミオ筋が取り入れる川岸に近く，常に安定していること，②渇水時でも確実な取水ができる地点，③取水とともに土砂の著しい流入が生じない地点，④堰上げによる上下流への影響が小さい地点，⑤構造上の安定が得られ，工事費が安くできる地点，⑥維持管理に便利な地点，が挙げられる．

3.3.2　取入方式および取入方法

a) 取入方式　取入方式には，河川，湖沼の自然水位から直接取水する自然取入と水位を一定に保つ堰上施設を設ける堰上げ取入がある．自然取入は，取水位が安定していることが必要条件である．堰上げ取入は，取水堰を設けて取水する方法で，大多数の頭首工はこの方法である．

b) 取入方法　これには片岸取入と両岸取入がある．受益地が片岸にある場合は受益地側の取入に良好な地点に取入口を設ける．受益地が両岸にある場合，両岸取入とするか，片岸で全量を取水し，適当な施設で分水し，導水するかを十分に検討する．

渓流河川では片岸取入にする．急流河川においても片岸取入とする．緩流河川でも片岸取入を原則とする．

3.3.3　形式の選定

a) 取水堰の形態　取水堰の形態には全固定堰，複合堰，全可動堰がある．かつては，固定堰と可動堰からなる複合堰は可動堰（土砂吐，洪水吐）の敷高を河床横断形に馴染ませた階段状に決め，全体の河積は縮小しないように計画して築造された．しかし，現在では河川構造令により，山間の狭窄部の渓流河川で固定堰の事例があるが，一般には全可動堰であり，可動堰の敷高は河川改修計画横断面形に合致させ，河川流下断面内に固定部を設けることは原則として認められない．

b) 取水堰の形式　取水堰を岩盤上に直接築造する場合はフィックスド型（fixed type），透水性地盤（砂礫地盤）上に築造する場合はフローティング型（floating type）と区別する．フィックスド型は基礎が着岩しているので堰体の安定上の問題はなく，護床工なども不要で，工事費は安くなる．フローティング型は堰体基礎底面のパイピング，越流水による下流河床の洗掘が生じるので，これらの対策が必要である．パイピングに対しては止水壁，洗掘に対してはエプロン，阻壁，護床工で堰体の安全を確保する．

c) ゲートの形式　ゲート形式としては，引き上げ式（ローラゲート，スライドゲート）と起伏ゲート（鋼製起伏ゲート，ゴム堰）がある．ローラゲートの長所は，①洪水時には引き上げるので土砂の流下による損傷はない，②ゲート敷部に段差を設ける必要がない，③点検，整備が容易である，④扉体の開閉が確実にできる，⑤扉高が大きくても構造上の問題はない，である．一方，ローラゲートの短所としては，①堰柱による河積の縮小がある，②ゲート工事費，土木工事費，維持管理費が大きい，③出水時のゲート操作には十分な配慮が必要である，である．起伏ゲートの長所は，①堰柱が小さく，河積阻害率が小さい，②ゲート工事費，土木工事費ともに安い，③小動力でゲート操作ができ，維持管理費が少ない，④洪水時には無動力で自動的に倒伏できるので管理が容易である，⑤ゴム堰は完全倒伏が容易である，である．一方，起伏ゲートの短所としては，①洪水時の流下土砂による扉体の損傷がある，②位置の選定が重要である，③扉体起立の状態で通年取水の場合は問題がある，④扉体および支持機構が水中にある場合は点検整備が容易でない，⑤完全倒伏に時間を要する，⑥ゲート起立時の天端高さは計画高水位の 1／2 以下で，高さは 3m 以下に制限されている，である．

ゲートの目的からは，洪水吐ゲート，土砂吐ゲート，取入口ゲートに分けられる．洪水吐ゲートは洪水を安全に流下させるために設けるもので，一般に扉高が低く，長径間ゲートとなる．引き上げ式ゲートではシェルタイプのローラゲートが多い．起伏ゲートは設置条件が厳しいので，十分検討する必要がある．土砂吐ゲートは土砂吐水路内の堆砂を掃流させる機能が重要であるので，掃流・排砂しやすいゲートを選ぶ．取入口ゲートは堤防に接して設けられるから，洪水時には止水性の高い四方水密ゲート形式が必要である．一般に，スライドゲートが多い．

3.3.4　可動堰・可動部の敷高

a)　河床の横断形　計画河床横断形は工事施工のため約 200m ごとに定められており，取水堰設置地点の横断形は上下流の横断形から求められる．この横断形は自然が形成する河床とは異なった直線的なものである．頭首工設置地点はミオ筋が岸近くにあるため，計画と自然の横断形の差は大きい．この場合は，河川管理者と協議して，図-3.4 のように，流下断面を縮小することなく，計画断面を変更し，自然の横断形にできるだけ近い形状になるよう敷高を決めるとよい．

b)　可動部敷の敷高の変更　計画河床高が現状の河床より低い場合がある．この場合，取水堰の上下流の河床を掘削して施工するが，完成後の洪水により可動部敷上に堆砂が起こってゲートの操作に支障を与える危険がある．このため，敷高を計画河床よりやや高くして，上下流のエプロンを含む敷部を広頂堰とし，敷上に堆砂をさせない方法がある．この場合，この部分の計画河床高を変更することになるため，河川管理者と協議する必要がある．

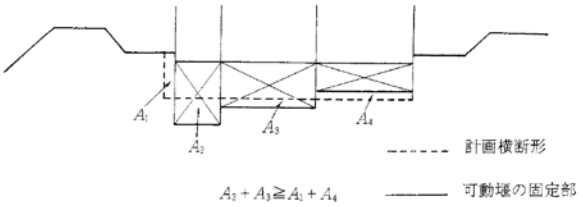


図-3.4　計画横断形を変更する場合の例

3.3.5　堰固定部設置の制限条件

堰固定部の制限条件は，次のように規定されている．「固定堰，魚道及び可動堰可動部の敷などの堰固定部（堰柱を除く）は河川の流下断面内に設けてはならない．ただし，山間狭窄部であること，その他河川の状況，地形の状況などにより治水上の支障がないと認められるとき，及び河床の状況により流下断面内に設けることがやむを得ないと認められる場合において，治水上の機能の確保のため適切と認められる措置を構ずるときは，この限りではない．」

このため，流下断面内に固定部を設けることができるのは，①山間の狭窄部や深い掘り込み河道で堰上げ背水が生じても治水上の支障がない場合，②河床の状況によって流下断面内に設けないと機能の確保ができない場合で，治水上の機能確保のため適切な措置がとられた場合，のみである．

3.3.6　径間長と計画高水流量との関係

堰の径間長と計画高水流量の関係は河川構造令に表-3.2 のように規定されている．ここに径間長とは隣り合う堰柱の中心線間の距離をいい，可動堰の全長は両端の堰柱の中心線間の距離である．堰柱の内面の距離は純径間という．

取水堰では取入口側の堆砂の除去のため，取入口側に土砂吐を設けることが多い．土砂吐は土砂の掃流に必要な流速と流量を確保することが必要であり，表-3.2 の径間長を満足するには流量が不足することがある．このため，土砂吐を洪水吐と兼ねる場合は表-3.3 のように，土砂吐の径間長をとることができる．ただし，可動部の径間長の平均値は表-3.2 の大きさ以上とするよう規定されている．

表-3.2　河川構造令による頭首工のゲートの径間長

上欄	中欄	下欄
項	計画高水流量（単位1秒間につき立方メートル）	径間長（単位メートル）
一	500 未満	15
二	500 以上　2,000 未満	20
三	2,000 以上　4,000 未満	30
四	4,000 以上	40

表-3.3　河川構造令による頭首工の土砂吐等の最小径間長

第1欄	第2欄	第3欄	第4欄
項	計画高水流量（単位1秒間につき立方メートル）	可動部のうち土砂吐又は舟通しとしての効用を兼ねた部分の径間長（単位メートル）	可動部の径間長の平均値（単位メートル）
一	500 未満	12.5	15
二	500 以上 2,000 未満	12.5	20
三	2,000 以上 4,000 未満	15	30
四	4,000 以上	20	40

3.4　取入口の設計

取入口の機能は，かんがいに必要な用水量を河川から確実に取り入れ，用水路へ導水することである．河川は流量が変動し，洪水時には多くの土砂や浮遊物を運ぶため，取入口として必要な機能は取水量の調節が容易であること，土砂や浮遊物の流入を防止することである．このため，取入口には取水ゲート，制水ゲート，門柱，スクリーン，樋管（堤防横断暗渠），取水庭，排砂口，計量施設などが設けられる．

3.4.1　取入口の位置

自然取り入れの場合はミオ筋が河岸に接して，水深が大きく，流れが安定している所で，河川水位が設計水位より常に高い位置であることが必要である．取水堰のある場合は水位を取水堰で調節するのでミオ筋が河岸に接している地点を選べばよい．一般に取入口は土砂吐に接して設けられる．

受益地が両岸にある場合は，片岸取り入れとし，対岸には逆サイホンなどで導水するとよい．緩流河川で堰上げ水位が大きい場合は両岸に土砂吐を設けて両岸取水が可能な場合もある．また，片岸は取水堰から取水し，対岸はミオ筋の安定した上流地点に取入口を設けて両岸取水する場合もある．

3.4.2　取入口の形状

a)　敷高　自然取入の敷高は，図-3.5（a）のように，設計取水位より 0.4H 以内が望ましい．これは土砂の流入を防止するためである．取水堰を設ける場合の取入口の敷高は，図-3.5（b）のように，土砂吐敷より 1.0m 以上上げて，土砂の流入を防ぐ．

b)　取入流速　取入口の流入流速は 0.6～1.0m/sec を標準としている．これは取水時の接近流速（取入口上流側河川内の流速）を 0.4m/sec 以下にして，粒径 0.30mm 以上の土砂の流入を防止することと，幹線水路内に水生植物が繁茂しないよう，0.7m/sec 以上の平均流速を与えるためである．

c)　取入幅　取入幅は次式で与えられる．

$$B = Q / h_l V \qquad (4.1)$$

ここに，B：取入幅（m），Q：設計取水量（m^3/sec），h_l：流入水深（設計取水位－敷高標高）（m），V：流入流速（m/sec）

幅 B が大きい場合は，適当な門数に分けてゲートを設置する．

d)　スクリーン　制水門の前にスクリーンを設け，図-3.6 のように，浮遊物の除去が容易なように 1：0.3 程度に傾斜させる．また，魚類が水路内に流入するのを防ぐため，塵除けスクリーンの後部にフィッシュスクリーンを設けることがある．

e)　取水庭

取水庭は取入口から導水路入口までの水流を滑らかにするために設ける漸縮の取付け部で，導流壁を設けて偏流を避ける．取水庭を高水敷部に設ける場合は，洪水時の土砂やごみの堆積を防ぐために，暗渠構造とする．

3.4.3　取入口の流入量

取入口の流入形式には，図-3.7 のように，越流式と孔口式がある．これらの取入口からの流入量 Q の計算式は，設計基準や水理公式集を参照すればよい．

3.4.4　取入口の水位計算

取入口の水位計算は，設計水位を求めるために行う．この場合，用水路起点の水位を既知とし，次の各種損失水頭のうち必要なものを計算して，用水路起点の水位に加えて，取入口の水位とする．損失水頭には，①流入によるもの，②段によるもの，③堰柱によるもの，④スクリーンによるもの，⑤摩擦によるもの，⑥断面の拡大によるもの，⑦断面の縮小によるもの，⑧湾曲によるもの，⑨取水量制御のためのゲート損失水頭（設定水位制御に必要な損失水頭），⑩計量のための損失水頭　などがある．

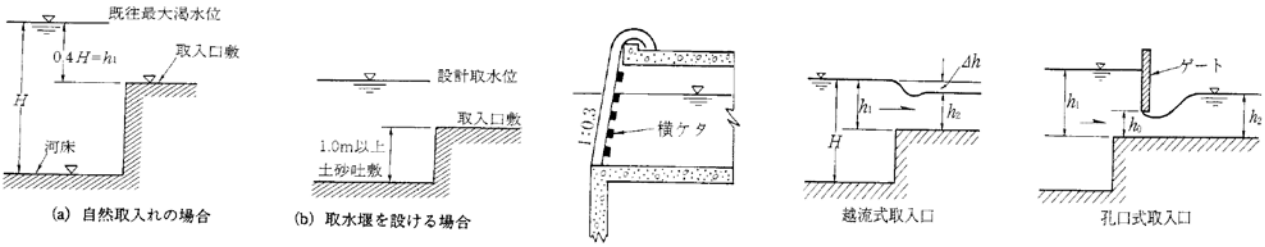


図-3.6　スクリーン

3.5　浸透路長・浸透量の計算

透水性地盤上に堰を設けるフローティングタイプの場合は，地盤内の浸透流による基礎地盤の破壊防止を考える必要があり，このため，有効な浸透路長の確保をする．

3.5.1　パイピングの原因

透水性地盤上に堰を設け，水位を堰上げると，上下流の水位差によって地盤内に浸透流が生じ，この浸透流の流速がある大きさ

以上になると土粒子が移動する．この作用が進行すると地盤内に小孔ができ，さらに空洞ができて基礎の破壊に至る．この作用をパイピングという．取水堰にとって危険なものは取水堰の基礎底面とその下の地盤との間に，パイピングにより空洞ができることである．

3.5.2　浸透路長によるパイピングの検討

パイピングの防止のためには，堰基礎底面や取付けよう壁の背面に沿う浸透絡長（クリープの長さ，creep length）を確保することである．これは次の 2 つの方法で求めた値のうち，大きい方の数値をとる方法である．

a)　ブライ（Bligh）の方法

$$S \geqq C \cdot \triangle H \qquad (5.1)$$

ここに，S：堰の基礎底面に沿って測った浸透路長（m），C：基礎地盤の種類によって与えられた係数（表-3.4），△H：上下流の最大水位差（m）

b)　レーン（Lane）の方法

$$L \geqq C' \cdot \triangle H \qquad (5.2)$$

ここに，L：重みつき浸透路の長さで，$L = \sum l_v + 1/3 \cdot \sum l_h$（m），$l_v$：鉛直方向（傾斜角 45°以上）の浸透路長（m），l_h：水平方向（傾斜角 45°以下）の浸透路長（m），C'：基礎地盤の種類によって与えられた係数（表-3.4）

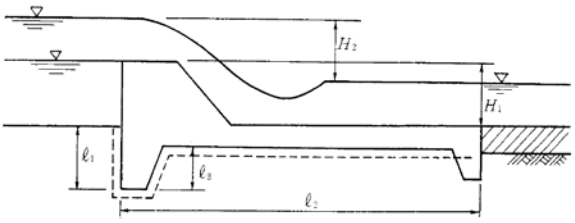
図-3.8 において，H_1 と H_2 のうち大きい方を△H とする．上式から得られた S と L の値以上の浸透路長を確保するために，堰体および下流側エプロンによる水平方向の浸透路長に加えて，止水壁を設けて鉛直方向の浸透路長を加える（図-3.9）．止水壁は浸透の抑制に有効なほか，揚圧力の軽減に有効なように堰体の上流端に設けるとよい．堰体の上流端に設ける止水壁の長さは基礎地盤が微粒礫より粗い場合は，堰上げ水深と同程度以上，粗砂より細かい場合は堰上げ水深の 1.5 倍以上とするのがよい．

下流側エプロンの下流端に設ける阻壁は下流側河床の洗掘から堰体を守るためのもので，揚圧力軽減のため，阻壁に水抜きのウィープホールを設けることがあるが，目詰まりや土砂の吸い出しに対しての対策を検討する必要がある．上流側エプロンは通常，浸透路長に見込まない．これを浸透路長に見込む場合は，施工継手の止水性の確保，不等沈下に対して十分な対応が必要である．

取水堰が取付く左右岸や堤防は一般には透水性地盤であり，堰上げ水の浸透に対して取付けよう壁と堰軸線の延長線上に止水壁を設ける，あるいは上流側擁壁の下部に止水壁を設けるなどして，必要な浸透路長を確保する（図-3.10）．

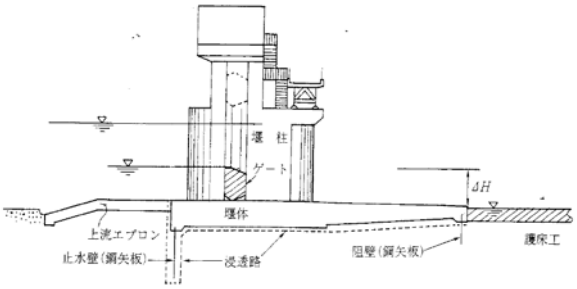
表-3.4　ブライの C とレーンの重みつきクリープ

基礎地盤	ブライの C	レーンの重みつきクリープ比 C'
微細砂又は沈泥	18	8.5
細　　砂	15	7.0
中　　砂	—	6.0
粗　　砂	12	5.0
微 粒 礫	—	4.0
中 粒 礫	—	3.5
礫及び砂の混合	9	—
玉石を含んだ粗粒礫	—	3.0
玉石と礫を含んだ転石	—	2.5
転石，礫と砂	4～6	—
軟 粘 土	—	3.0
中 粘 土	—	2.0
重 粘 土	—	1.8
硬 粘 土	—	1.6



$S = \ell_1 + \ell_2 + \ell_3$

$L = \ell_1 + \ell_2/3 + \ell_3$



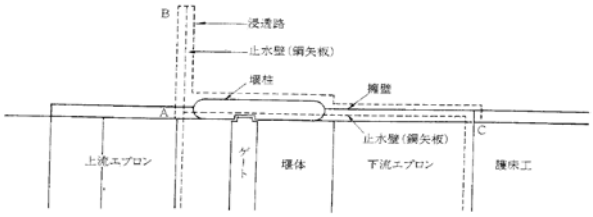


図-3.10　取付けよう壁と軸線方向の止水壁と浸透路長のとり方

3.5.3　浸出勾配によるパイピングの検討

浸透流が下流側河床へ現われるときの動水勾配について検討する．Terzaghi による限界動水勾配 i_c は

$$i_c = (G_s - 1) / (1 + e) \qquad (5.3)$$

ここに，G_s：砂の真比重，e：間隙比　である．普通の砂では $G_s = 2.6 \sim 2.7$，$e = 0.5 \sim 1.0$ 程度であるから，$i_c = 0.8 \sim 1.0$ 程度である．限界動水勾配によるパイピングに対する安全性を検討する方法としては，有限要素解析（FEM）と図解法（流線網）がある．いずれの方法でも，動水勾配 i が限界動水勾配 i_c 以下であれば安全とみなすが，実際には $i = 0.5 \sim 0.8$ でパイピングが生じることが

あるから，安全率として 3～5 をとる必要がある．

3.5.4　浸透量の算定

浸透量の計算は，渇水量が取水量に比べてあまり大きくない場合に，浸透量を所定の範囲内に収めるために行う．これらには次の方法がある．①流線網による図式解法：流線網を描き，これより浸透流量を求める（地下水工学または土質工学の地下水に関する項を参考にすること）．②数値計算による方法：各種の条件の場合に対して計算式が与えられているので，それを用いる．

3.6　固定堰の設計

3.6.1　固定堰の断面形

固定堰は取水に必要な水位を確保するとともに，洪水の流下に著しい支障を与えず，水理的，構造的に安定な断面とする．固定堰の基本断面形は上流側を鉛直ないし鉛直に近い勾配，下流面を緩勾配とし，堰頂に幅を与えた図-3.11（a）のような台形が一般的である．しかし，石礫が流下する場合は，図-3.11（b）のように，砂防堰堤のように上流面勾配を緩にし，下流面を鉛直に近い勾配として，落下する石礫による損傷を防止する場合もある．

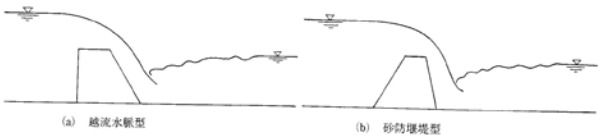


図-3.11　固定堰の基本断面形

3.6.2　基本断面形の修正

基本断面形は，越流水脈が堰体から離れないように修正する．このため，図-3.12（a）に示すように，堰頂の上流端を 1/4 の楕円形または円形で，下流面の上部は放物線の形状にする．また，堰頂に水平面をもつ台形断面の場合は，図-3.12（b）のように修正する．下流面の下部は流下水脈を水平方向に滑らかに偏向させるため，堰高の 1/2～1/3 の半径の円弧とする．

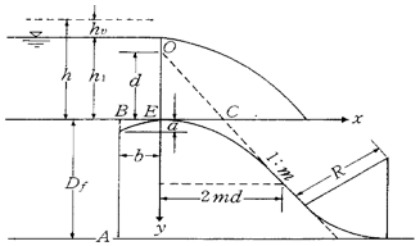


図-3.12　(a)　基本断面形の修正

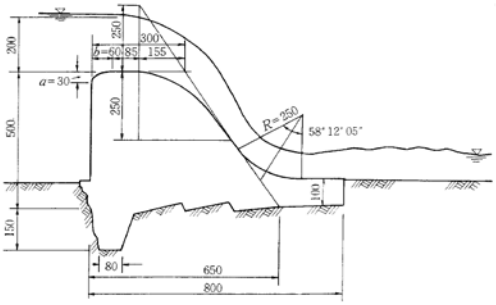


図-3.12　(b)　台形断面の例

3.6.3　エプロン

越流水による堰体下流の洗掘を防ぐため，図-3.13（a）のように下流側にエプロンを設ける．エプロンの長さ l_1 は，

$$l_1 = 0.6C\sqrt{D_1} \qquad (6.1)$$

ここに，D_1：エプロン下流端の上面から堰頂までの高さ（m），C：ブライの係数（表-3.4）

エプロンの厚さ t は揚圧力に抵抗できるよう，次のようにとる（図-3.13（b））．

$$t \geqq \frac{4}{3}\cdot\frac{\Delta H - H_f}{\gamma - 1} \qquad (6.2)$$

ここに，t：考える位置でのエプロンの厚さ，⊿H：上下流の最大水位差（m），H_f：考える位置までの浸透水の損失水頭（m），

γ：堰とエプロンの材料の比重，4/3：安全率

エプロンの下流端の厚さは非常に薄くなるが，一般河川で最小 50cm とする．エプロンの下流側には，図-3.13（a）のように護床工を設ける．

取水堰の上流側にも越流水による渦流による河床の洗掘防止のため，上流側エプロンを設ける．この厚さは通常，下流側エプロンの 1/2～1/3 程度である．

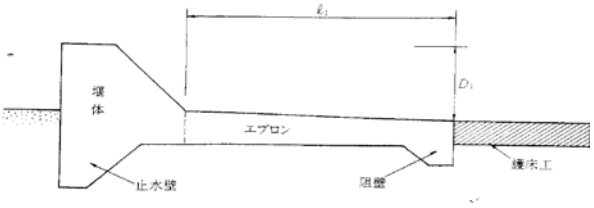


図-3.13　(a)　エプロン長さ

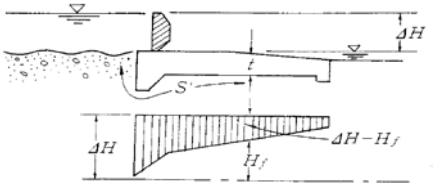


図-3.13　(b)　エプロンの厚さの説明

3.6.4　固定堰に作用する荷重

次の各種荷重を設計基準にしたがって考慮する．①自重，②

静水圧，③動水圧，④地震力，⑤堆砂による土圧，⑥揚圧力，⑦氷圧.

3.6.5　固定堰の構造設計

固定堰は，次の場合に対して安定性を検討する．①洪水時において，常時の上下流方向の安定，②低水時において，地震時の上下流方向の安定.

固定堰の安定条件は，次の 3 条件である．①転倒に対して安全であること，②滑動に対して安全であること，③地盤支持力に対して安全であること．これらの安定性は，次式で検討する.

①　転倒に対する安定

$$e=\frac{\Sigma M}{\Sigma H}-\frac{B_2}{2}\leqq\frac{B_2}{6}\quad(\text{常時}),\qquad e\leqq\frac{B_2}{3}\quad(\text{地震時})\tag{6.3}$$

②　滑動に対する安定

$$S_L=\frac{\Sigma V}{\Sigma H}\cdot f\geqq 1.5\quad(\text{常時}),\qquad S_L\geqq 1.2\quad(\text{地震時})\tag{6.4}$$

ただし，岩盤上に築造する場合は底面せん断摩擦抵抗をとり，安全率（n）を 4 以上とする．この場合，f＝0.6 を用いる.

$$n=\frac{C_0B_2+f\Sigma V}{\Sigma H}>4.0\tag{6.5}$$

③　地盤の支持力に対する安定

$$q=\frac{\Sigma V}{B_2}\left(1\pm\frac{6e}{B_2}\right)<q_a\tag{6.6}$$

ここに，e：偏心距離（m），M：底面上流端に関するモーメント（tf･m/m），V：鉛直荷重（tf/m），H：水平荷重（tf/m），
B_2：堰体底幅（m），S_L：滑動係数，f：摩擦係数（普通は 0.70～0.75），C_0：底面と土の粘着力（tf/m^2），n：安全率，
q：底面の両端に生じる圧縮応力，q_a：地盤の許容支持力（tf/m^2）

3.7　可動堰の設計

可動堰には洪水吐と土砂吐がある．洪水吐の機能は取水時の水位を確保し，洪水の流下を妨げないことである．土砂吐の機能は取入口前面の土砂を適時に排除し，用水路への土砂の流入を防ぐことである．可動堰の最も重要な諸元は，敷高，径間長，堰天端標高である．可動堰の構成は一般に，堰柱，床板，エプロン，ゲートよりなる.

3.7.1　洪水吐の水理設計

図-3.14 に洪水吐断面を示す．図中の l_0 は洪水吐を広頂堰として機能させるため，設計洪水水深 h_1 の 2 倍以上とする．また，勾配は，河床勾配に平行に設けるのが一般的である．長さ l_0 のうち，堰柱上流部の l_3 は堰柱幅の 3 倍程度とする．また，上流側エプロンの厚さ t_0 は下流側エプロンの最大厚さ t の 1/2～1/3 とする．これより上流側へは l : 3 の逆勾配で先端は現河床に 1.5m 程度入れる．堰体下流側のエプロンの長さ l_1 は

$$l_1=0.9C\sqrt{D_1}\tag{7.1}$$

ここに，D_1：エプロン下流端の上面からゲート天端までの高さ（m），C：ブライの係数

下流側エプロンの厚さ t は，揚圧力に抵抗するよう（6.2）式で求める．下流端は洗掘や河床低下に対するため，現河床よりやや低い標高に設定し，阻壁を設ける.

なお，堰体の不同沈下によるたわみは絶対避ける必要があるため，適切な基礎工が必要である.

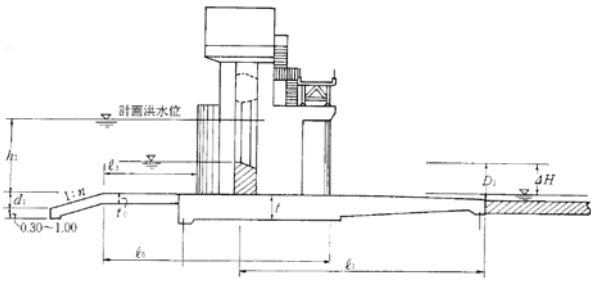


図-3.14　洪水吐断面説

3.7.2　土砂吐の水理設計

土砂吐は取入口側に設けられ，取入口前面に堆積した土砂を短時間で掃砂し，水路内への土砂の流入を防ぐ機能をもつ.

a)　土砂の流入の原因　①取水の位置が河川の蛇行形態から不適当な場合　②洪水時でも取水する必要がある場合　③取入敷高が河床に近く，取水時の接近流速が大きい場合

b)　土砂吐水路の基本的な考え方　①掃流時の流水は射流とする．②急流河川では頭首工設置地点にある最大粒径（重量通過百

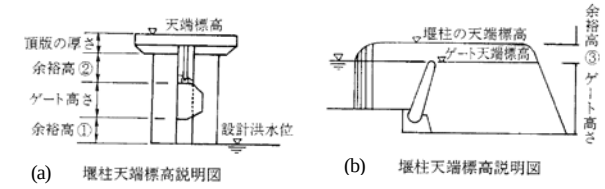
分率の 90%径）までの掃砂能力を与える．③土砂吐水路の敷標高は現河床のミオ筋と同程度とする．④土砂吐水路の勾配は原則として一定とする．河床勾配および下流水位によっては，土砂吐水路の下流部の勾配を大きくする．⑤排砂基準流量は，急流河川では平均粒径の移動限界時の河川流量，緩流河川ではかんがい期平均流量とする．

河川は，上流と下流でその様相を異にする．特徴を表-3.5 に示す．土砂吐の設計においては，急流河川では流量が，緩流河川では勾配が設計上の制限条件となる場合がある．排砂時間を短縮するため，土砂吐ゲート開放後，直ちに射流水路となることが望ましい．この条件を与えるには土砂吐の導流壁の天端標高は計画取水位程度とするが，導流壁が取水時の障害とならないよう注意する必要がある．

土砂吐水路の設計に必要な資料は，①既往洪水量とその確率，②河川流量の期別変化，③水位－流量曲線，④粒径（90%径および平均粒径），⑤掃砂時の下流水位，⑥河川勾配，である．これらの資料をもとに，急流河川と緩流河川に分けて，土砂吐の水理設計を行う．この方法は，設計基準あるいは水理公式集を参考にすればよい．

表-3.5　河川勾配と河床材料の粒形等の関係

	勾配 (i)	F_r	勾配	粒径	流量
渓 流	＞1/140	1	大	大	小
急 流	1/140～1/800	↓	↓	↓	↓
緩 流	＜1/800	0.44	小	小	大



(a)　堰柱天端標高説明図　　(b)　堰柱天端標高説明図

図-3.15　堰柱の天端標高の求め方

3.7.3　堰柱の形状

堰柱は洪水の流下に支障を与えず，作用する荷重に対して安全で，ゲート操作が容易に行える構造とする．

3.7.3.1　堰柱の天端標高

a)　引き上げ式ゲート　天端標高は堰の上流側の設計洪水位に，洪水とゲートの下端との間の余裕高（余裕高①），ゲートの高さ，ゲート天端と頂版下端の間の余裕高（余裕高②），頂版の厚さを加えた値とする．すなわち，図-3.15（a）より，

天端標高＝堰上流側の設計洪水位＋余裕高①＋ゲート高＋余裕高②＋頂版の厚さ

余裕高①は，表-3.6 のように，河川構造令に定められている．余裕高②は，ゲートの水切板（スポイラー），その他のゲート構造物，巻上げの余裕高を含んでおり，一般にはゲートの整流板の高さ（越流水深に 10cm 程度を加えた値）＋余裕（50cm 程度）をとっている．

b)　起伏ゲート　天端標高はゲートの起立時のゲート天端標高に側部戸当り金物設置に必要な余裕高（余裕高③）を加えた値である．すなわち，図-3.15（b）より，

天端標高＝ゲート天端標高＋余裕高③

であり，鋼製起伏ゲートの場合，余裕高③は50～100cmである．

表-3.6　余裕高①

項	計画高水流量（単位：m^3/sec）	計画高水位に加える値（単位：m）	備考　小河川の特例（構造令第76条・同規則第36条第２号）
1	200未満	0.6	河川管理上支障があると認められる場合を除き，計画高水位が堤内地盤高より高く，かつ，その差が0.6ｍ未満である区間においては，計画高水流量が50m^3/sec未満であり，かつ，堤防の天端幅が2.5ｍ以上である場合は，計画高水位に0.3ｍを加えた値以上とすることができる。
2	200以上　500 〃	0.8	
3	500 〃　2,000 〃	1.0	
4	2,000 〃　5,000 〃	1.2	
5	5,000 〃 10,000 〃	1.5	
6	10,000以上	2.0	

3.7.3.2　堰柱の形状

a)　堰柱の厚さ　堰柱の厚さは，流水の阻害をできるだけ少なくするため，一般的には次の経験式を用いている．

$$t_p = 0.12(D_p + 0.2B_t) \pm 0.25 \qquad (7.2)$$

ここに，t_p：堰柱の厚さ（m），D_p：堰柱の高さ（m），B_t：ゲートの径間長（m）

なお，堰柱による流水の阻害率（計画高水位における堰柱の厚さ）は 10%以下とする．

b)　堰柱の長さ　堰柱の長さは安定計算から求められる長さを基本にして，その他の要素を考慮して決める．堰柱の下部はコンクリートの体積を少なくするため台形断面が多かったが，施工の容易さから，近年は長方形断面が多く用いられている．

c)　堰柱の断面形状　堰柱の水平断面の形状は流水の抵抗をできるだけ小さくするために，上流側は半円形または紡錘形，下流側は半円形の丸みを付けている．

3.7.4　可動堰の堰柱の設計

堰柱に作用する荷重は，①堰柱の自重，②機械室とゲート巻上げ機の重量，③ゲートの重量，④管理橋の重量，⑤ゲートが受ける静水圧と動水圧，⑥堰柱が受ける静水圧と動水圧，⑦堆砂による土圧，⑧風荷重，⑨地震力，⑩揚圧力，であり，現地の条件や構造物の規模に応じて，これらを適切に算定して，設計に取り入れる．

3.7.5　堰柱の安定計算のケース

堰柱は，次の 7 つのケースに対して安定計算をする．

①洪水時で開扉の場合において，常時の上下流方向の安定，　②低水時で閉扉の場合において，常時の上下流方向の安定，
③低水時で閉扉の場合において，地震時の上下流方向の安定，　④低水時で閉扉の場合において，地震時の堰軸線方向の安定
⑤空虚時で開扉の場合において，常時の上下流方向の安定，　⑥空虚時で開扉の場合において，地震時の上下流方向の安定
⑦空虚時で開扉の場合において，地震時の堰軸線方向の安定

3.7.6　堰柱の安定計算

堰柱の安定計算の各項目に対する安全性は，直接基礎の場合は，次の条件を満足するように設計される．杭基礎などの場合は，別途に検討する必要がある．①転倒に対して安全であること，②滑動に対して安全であること，③地盤の支持力に対して安全であること，④各部材の応力が許容応力度以内であること．

このためには，先ず，堰柱に作用する荷重の合力の作用点（X_0，Y_0）を，次式で求める．

$$X_0=\sum(V\cdot X)/\sum V \tag{7.3}$$

$$Y_0=\sum(H\cdot Y)/\sum H \tag{7.4}$$

$$\sum M=\sum(V\cdot X)+\sum(H\cdot Y) \tag{7.5}$$

ここに．X_0：鉛直力の合力の作用線と基準点の距離（m），　Y_0：水平力の合力の作用線と基準点の距離（m），
$\sum V$：鉛直力の合力（tf），　$\sum H$：水平力の合力（tf），　$\sum(V\cdot X)$：鉛直力によるモーメントの和（tf･m/m），
$\sum(H\cdot Y)$：水平力によるモーメントの和（tf･m/m），　$\sum M$：モーメントの和または合力によるモーメント（tf･m/m）

a)　転倒に対する検討　転倒に対する検討は，底面に作用する合力の作用点が常時は中央 1/3 に，地震時には経済性を考慮して，底面の端から l/6 より中央部にあればよいとされている．

$$e=\frac{\Sigma M}{\Sigma V}-\frac{l}{2} \tag{7.6}$$

常時　$e\leqq l/6$，　地震時　$e\leqq l/3$ (7.7)

ここに，e：偏心距離，　l：底面の長さ

堰柱が鉄筋コンクリート構造の場合は，次式を満足する必要がある．

$$\sum M_r>\sum M_t$$

ここに，$\sum M_r$：転倒に抵抗するモーメント（tf･m/m），　$\sum M_t$：転倒モーメント（tf･m/m）

b)　滑動に対する検討　底面コンクリート基礎の場合は，打継面に働く次式の最大せん断応力 τ_{max} がコンクリートの許容せん断応力以内であればよい．

$$\tau_{max}=3/2\cdot\sum H/A \tag{7.8}$$

ここに，τ_{max}：最大せん断応力（tf/m^2），A：底面の面積（m^2）

底面が岩盤または砂礫の場合は，次式を満足する必要がある．

滑動係数　$S_L=f\cdot\sum V/\sum H\geqq 1.5$（常時），　または　$\geqq 1.2$（地震時） (7.9)

ここに，f：地盤に対する摩擦係数．

c)　地盤の支持力に対する検討　底面に作用する地盤反力 q を次式で求め，これが基礎地盤の許容支持力以下であればよい．

$$q=\frac{\Sigma V}{A}\cdot\left(1\pm\frac{6e}{B}\right)<\quad q_a \qquad (tf/m^2) \tag{7.10}$$

d)　部材の応力についての検討　堰柱は，頂版，堰柱上部．堰柱下部，堰柱床版部に分けて計算する．設計荷重の作用した各部材はそれぞれの形状によって，版構造，柱構造，門形ラーメン構造，床版に固定された片持ち梁，堰柱に固定された片持ち梁として，曲げモーメント，軸方向力を求め，応力を計算する．

転倒に対しては，上下流方向は問題がないが，堰軸方向については，堰柱の幅を小さく決めてあるため，鉄筋コンクリートとして計算する．

3.8　護床工

河床の洗掘を防止するために，下流エプロンに続いて護床工を設ける．河床の洗掘は流れの持つエネルギーの局部的な消費，流砂の断絶，渦によって生じる．この洗掘要因を除去するために，護床工を設置する．このため，護床工が持つ機能は，次のものである．①取水堰を越えた高速流を減勢し，護床工下流端の流速が下流河川の流速と等しくなること，②将来の河床変動による護床工の沈下に柔軟に順応する屈曲性と連結性を持つこと，③洪水時の土砂の流下に対する所定の耐摩擦性を持つこと，④河川における自然の土砂移動を阻害しない構造とすること，⑤移動や転倒などの不安定な状態とならないこと

堰下流部の局所洗掘を防ぐ基本的な考え方は，堰体を流下した高速流の持つエネルギーを護床工の抵抗によって，漸次減勢し，護床工下流部分の流速を下流河川の流速と等しくすることである．このときの流れの条件は，河床材料の平均粒径の移動限界時の

水理量から与えられる．これは，土砂の移動限界を越えた流れでは流砂の連続性があり，河床の平衡が保たれることを前提としている．

3.8.1　護床工の水理設計

設計方針は，次のようである．①流砂の連続性を阻害しないため，自然河川と類似の抵抗をもった護床工とする．②護床工と河川の流水抵抗を等しくする．すなわち，護床工と自然河川の接続点の前後で流速分布を等しくして，護床工下流端での局所洗掘を防止する（図-3.16）．③護床工に与える流水抵抗は，固定堰および洪水吐の下流では，河床材料の平均粒径の移動限界時の条件を与え，土砂吐の下流では最大粒径の移動限界時の条件を与える．④護床工用のブロックの突起の天端は，エプロンの床面と同じ標高とする．

護床工の水理設計では，急流河川と緩流河川に分ける．急流河川の固定堰と洪水吐の護床工では，河床材料の平均粒径を対象とし，土砂吐の護床工では最大粒径を対象とする．緩流河川での頭首工は一般に，全面可動堰となる．流れの条件は，洪水時と平水時で異なる．緩流河川での河床土粒子は非常に小さく，流砂の連続性を阻害しないことが重要である．平水時にはゲートによって堰下流への流砂が断たれる．したがって．堰下流で常時の流水で流砂が生じるとすれば，洗掘が生じ，河床が低下することになる．

護床工の長さ L（m）はブライの式が用いられている．

$$L = L_B - l_a$$

$$L_B = 0.67C\,(H_a \cdot q)^{1/2} \cdot f \qquad (8.1)$$

ここに，L_B：エプロンの長さ l_a と護床工の長さ L を含めた保護工の全長（m），H_a：渇水時の下流側の水位より堰頂までの高さ（m），q：設計洪水量の単位幅当りの流量（m^3/sec/m），f：安全率，可動堰の場合 1.5，　固定爨の場合 1.0，C：ブライの係数.

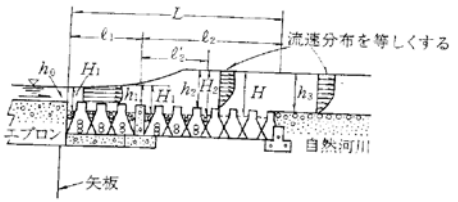


図-3.16　護床工上の流れの説明図

3.8.2　護床工の構造

a)　護床工ブロックの大きさ　護床工のブロックは，流水に抵抗して安定している必要がある．このため，1 個のブロックの重量 W（tf）は，次式で与えられる．

$$W > 3.75A \cdot V^2/2g \qquad (8.2)$$

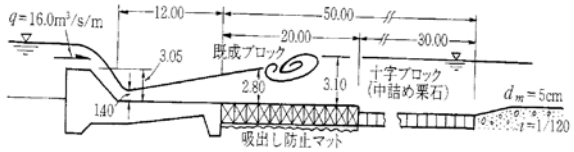
ここに，A：流水が衝突する面積（m^2），V：流水がブロックに衝突する流速（m/sec），g：重力の加速度（m/sec^2）

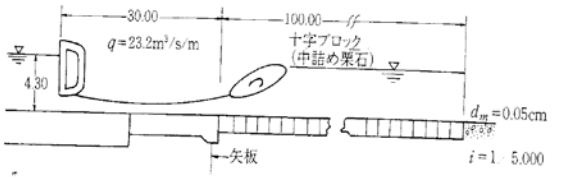
護床工に使用するブロックは，消波根固めブロックから頭首工に適しているブロックを選定し，次の条件を考えて護床工ブロックを決める．①護床工全体の安定性（連続性），②減勢効果と局所洗掘の防止，③屈曲性（沈下に対する適応性），④耐磨耗性，⑤吸い出し作用の防止，⑥経済性，⑦施工性.

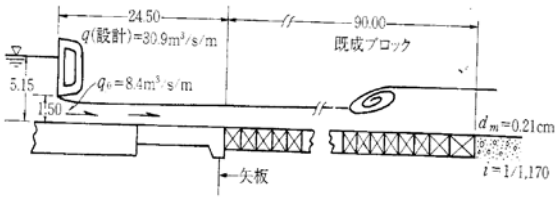
従来の河川工事でのブロックの重量は，河川勾配が 1/l,000 より緩やかな場合，2 tf/個，1／1,000～1/500 で 3 tf/個，1/500～l/200 で 4 tf /個，1/200 より急な河川で 5tf/個が多く用いられている．しかし，護床工上で射流が生じる場所や水叩きと接する場所では，これより大きなブロックを用いる.

b)　ブロックの連結と吸出しの防止　①ブロックは相互に連結し，ブロック全体で流水に抵抗させる．このため，ブロック自体の構造によって連結性を確保するものが良い．護床工末端の位置は，堰全体で同一とすることが望ましい．②流水による河床の土砂の吸出しを防止するため，適切な工法を採用する．とくに射流部では吸出しの危険が大きく，流水の衝突力も大きいので，吸出し防止とブロックの移動防止に留意する.

吸出し防止のため，射流区間では図-3.16 に示したようにブロック設置面にコンクリートの床を作り，常流区域との境界には隔壁を設け，ブロック間には栗石の中詰めを行う．常流区間の







ブロックは河床に直接置き，ブロック間に栗石などのフィルターを設けるか，吸出し防止用のマットを敷設する．

下流ブロックの末端には局所洗掘によるブロックの移動を防止するため，隔壁，矢板工を施工する．施工例を図-3.17 に示す．

3.9 頭首工のゲートの種類と特徴

ゲートに必要な基本条件は，次のようである．①ゲートを閉じている時（閉時）に，取水に必要な一定水位が確保できる．②ゲートを開いた時（開時）に，流水の安全な流下が確保できる．③必要な水密性と耐久性を有している．④開閉動作が確実にできる．⑤予想される荷重に対して安全な構造である．

ゲートの使用目的に対する形式を表-3.7 に示す．ゲートは鋼製（鋳鉄製，ステンレス鋼製を含む），ゴム製の他，アルミ製，強化プラスチック製があるが，頭首工のゲートとしては，鋼製，ゴム製が用いられる．

表-3.7　ゲートの形式と適用

形式・種類 ＼ 使用目的			洪水吐用	土砂吐用	取放水流用	沈砂池排砂用	魚道用	舟通し用	修理用
上下開閉式	ローラ形式	ローラゲート（ガーダ）	○	○	○	○	△	○	
		長径間ローラゲート（シェル）	○	○					
		多段式ローラゲート	○	○					
	スライド形式	スライドゲート	○	○	○	○			
		ジェットフローゲート			○				
		角落し					○		○
ヒンジ形式		ラジアルゲート			△				
		起伏ゲート	△		○		○		
バルブ形式		ゲートバルブ バタフライバルブ ホロージェットバルブ			○				
その他の形式		フローティングゲート							○
ゴム堰		ゴム引布製ゲート	○		○				

（注）○：使用することが適当な形式
△：場合によっては使用することが適当な形式

3.9.1 ゲートの種類

上下開閉式：ローラゲート，スライドゲート，角落し
ヒンジ式ゲート：ラジアルゲート，起伏ゲート
バルブ形式ゲート：ゲートバルブ，バタフライバルブ
その他のゲート：フローティングゲート
ゴム堰：ゴム引布製ゲート

3.9.2 各種の鋼製ゲートの特徴

a) ローラゲート　最も一般的なゲートである．水圧はスキンプレート（表面の鉄板），補助桁を介して水平主桁に伝え，扉体両端に配置された端縦桁からローラを経て戸当りに伝えられる．ガータタイプ（図-3.18（a））の他に，全面殻体構造で伝達するシェルタイプ（図-3.18（b））がある．開閉方式は，ワイヤロープ，スピンドルまたはラックにより鉛直に巻上げられる．形状，構造が簡単でスライドゲートに比べて巻上げ荷重が小さく，信頼性が高いため，頭首工のゲートとして最も多く使用されている．扉体構造からは図-3.19 の 3 種類があり，扉高（H）と径間長（L）の比（H/L）によって使い分けられている．

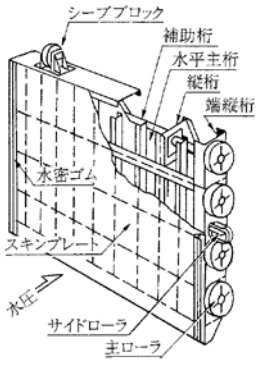


図-3.18（a）
ローラゲート扉体構造
(ガータタイプ)

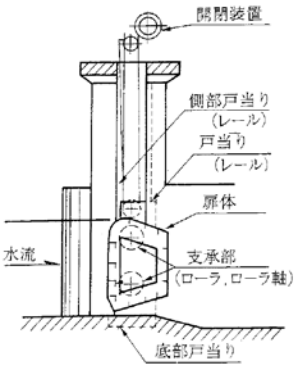


図-3.18（b）
長径間ローラゲート
（シェルタイプ）

b) 2 段ゲート　ゲートの径間が長く，放流量が少ない頭首工では，数 cm 単位の開度調整が必要となる．この場合，2 段ゲート（図-3.20）を採用すると，流量，水位の調整が容易になる．①2 段ローラタイプ：シェルタイプまたはガータタイプゲートを 2 段に組み合わせて用いる形式である．一般には各々に戸当りと開閉装置を設けて操作する．②フックタイプ：上段ゲートをフックタイプにして下段のローラゲートと組合わせた形式である．上段ゲートの下部ローラが下段ゲートのスキンプレート面を転動して荷重を伝達する構造になっている．開閉装置はワイヤ掛けによって 1 台で操作する．③起伏ゲート付きローラゲート：上段ゲートに起伏ゲートを，下段にはローラゲートを組み合わせた形式である．水密構造と開閉機構が簡単なため，頭首工の調節ゲートとして多く用いられる．開閉装置は上段と下段に別々に設けるが，下段ゲートの扉体巻き上げ時には連動操作ができる機構としている．上段ゲートの扉高は，ゲート全高の 1/3 以下とする．

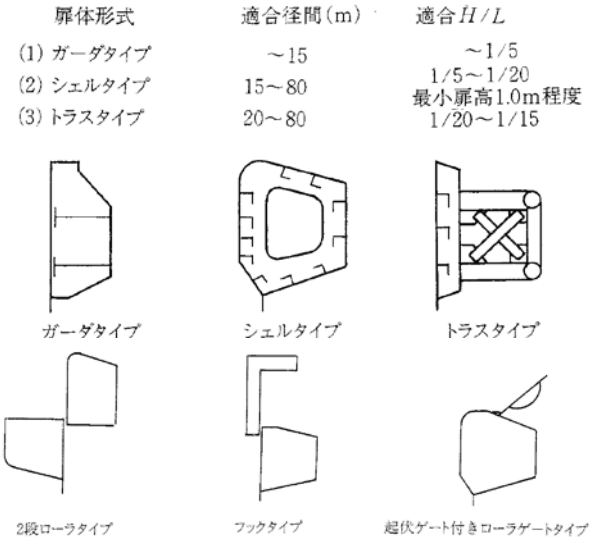


図-3.20　2 段ゲートのタイプ

c) スライドゲート　径間と水位差が小さい場合に用いられ

る（図-3.21）．支承部に金属板を用いた簡単な構造である．水圧を受けて操作すると，支承部と戸当りレールが直接擦れるため，開閉荷重が大きくなる．このため，大型の水門には適さない．開閉装置としてはスピンドル式，ラックまたは油圧シリング式が使われる．

d) 角落し　水門扉の修理用として用いられる．扉体を数枚に分割し，これを積み重ねて止水する構造である．扉体の格納，運搬，据付け，撤去時にクレーンを必要とする．

e) ラジアルゲート　トラニオンピンを中心にして扉体を円弧状にし，水圧は前面に張ったスキンプレートから補助桁，主桁，脚材を介してピンに集中され固定部に伝達される（図-3.22）．ラジアルゲートは戸溝を必要とせず，水理的，構造的な特長を持つ．また，トラニオンピンを中心に回転するから，巻き上げ荷重が小さくなり，経済性からも優れた面を持つ．しかし，頭首工用のゲートとしてはいくつかの欠点があるため，頭首工用ゲートとしてはあまり使用されない．多くはダムの余水吐ゲートとして使用される．

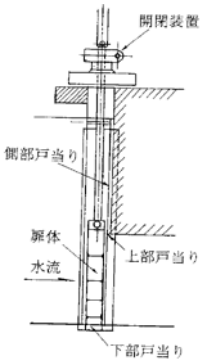


図-3.21　スライドゲート

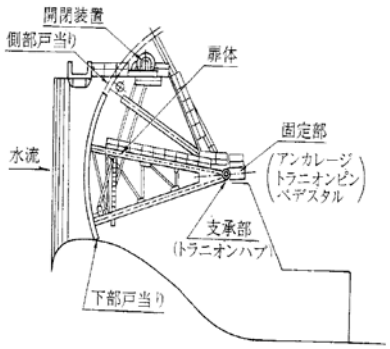


図-3.22　ラジアルゲート

f) 起伏ゲート　扉体は底辺を床版またはゲート頂にヒンジ結合して，回転操作するゲートである．多点支承となるので，ローラゲートに比べて扉体断面積が縮小でき，扉高と径間の比が小さい場合にも用いられる．越流による流量調節が容易であり，水位による自動転倒も可能である．また，堰柱の数を少なくし，高さを低くできる利点がある．床版にヒンジ結合する場合には，ヒンジ取付け部に 0.5～1.0m の落差を付ける必要がある．

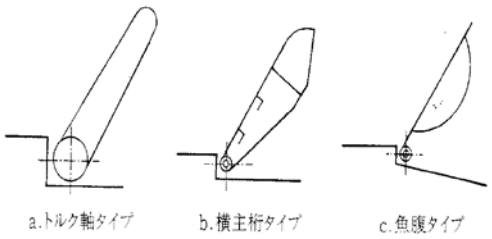
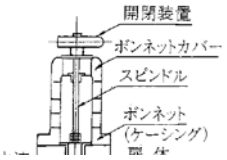


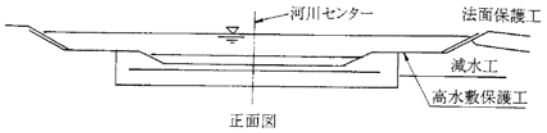
図-3.23　起伏ゲートのタイプ

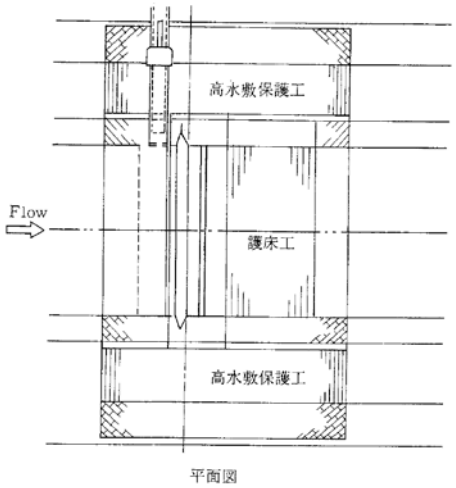
通常使用される起伏ゲートの形式は扉体構造，開閉装置の配置，開閉装置の機構によって，次のように分類される（図-3.23）．①扉体構造：トルク軸タイプ，横主桁タイプ，魚腹タイプ，②開閉装置の配置：堰柱部に設ける側端支持方式，中間部に設ける背面支持方式，③開閉機構：機械式，油圧式

これらの形式の組合せで全体形式が決まるので，設置場所の立地条件，操作条件に適した組み合わせを検討する．なお，河川構造令により，ゲートの直高は 3m 以下とする．

g) スルースバルブ（ゲートバルブ）　ゲートの扉体に対応する弁体と，戸当り固定部に対応するケーシングおよび開閉装置から成り立つ（図-3.24）．機構が小型で安価であるため，樋管の流量調節用として用いられる．流量調節用として用いる場合は管路の末端部に設け，給気を行えるようにする．なお，このバルブは，流速 10m/sec 以上での流量調節には適さない．







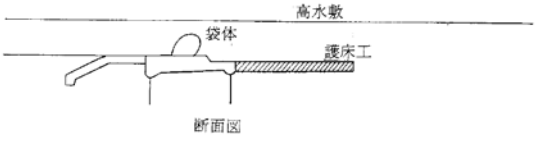


図-3.25　ゴム堰構造図

3.9.3　ゴム引布製起伏堰

これはゴム堰と呼ばれる．ゴム引製の袋体を持ち，水または空気を袋体に圧入，排出することで，ゴム袋体を膨張，収縮させて起伏させる構造である．ゴム堰の構成は，図-3.25 に示すように次の各部から成り立つ．①上部工：ゴム袋体，袋体取付金具，袋体固定ボルト，袋体付属諸装置，②下部工：ゴム袋体積載床版，エプロン，護床工，基礎工，止水壁，③操作設備：ゴム袋体膨張媒体給排設備，管理設備

基準堰高は，堰上流水位を満水位，堰下流水位を 0 とした状態の時の堰高をいう．

ゴム堰の長所は，①ゲートの倒伏が確実である，②堰柱によ

る河積の阻害率が小さい，③河道計画を変更しなくても設置できる，④上下部工を含めて，建設費が低廉である，⑤維持管理が容易である，⑥長大径間のゲートができる，⑦施工は容易で，工期が短い，⑧止水性がよい，⑨ゴム袋体設置部の（計画河床からの）段差が小さい，⑩耐久性がある，である．

ゴム堰の設計上の注意点は，次のとおりである．①築造位置の選定に注意する．土砂礫，転石や流下物の多い急流河川では袋体の損傷を受けやすい．②空気式の場合，任意の水位に制御するとき，V ノッチが生じて，水位制御に難点がある．水式の場合は空気式より水位制御は容易である．③河川の計画縦断形が現況の縦断形より低い場合，河川計画横断形が現況の横断形と異なる場合，洪水の度にゴム袋体の上に堆砂する可能性がある．この土砂の除去は慎重に行う必要がある．④ゴム堰の下流には土砂掃流のために段差を設けることが望ましい．⑤通年取水の場合，点検補修用の予備ゲートが必要な場合がある．

ゴム堰の課題としては，①ゴム袋体の損傷防止策，②土砂の堆積対策，③最大越流水深：空気式の場合，ゴム袋体の振動防止のため，h/H≦0.2（h：越流水深，H：堰高）である．このため，倒伏頻度が多くなり，安定取水のため，h/H を大きくすることが必要である．

3.10　頭首工の基礎

頭首工の基礎は堰柱，堰体などの上部荷重を安全に支持地盤に伝達するとともに，堰体下の地盤の浸透流を遮断し，必要な浸透路長を確保して，砂礫層のパイピングを防止する止水壁や堰体の上下流端の河床の洗掘が堰体下部に及ぶのを抑制する阻壁としての機能を兼ね備えるように設計する場合が多い．

3.10.1　基礎工法の選定

基礎工法は施工箇所を，①堰柱の基礎工，②堰体の基礎工，③エプロンの基礎工，④取入口の基礎工，⑤護岸の基礎工，に分けて工法を選定する．

a)　堰柱の基礎工　①基岩または支持層が浅い場合で，水替えが容易であれば素掘りして，直接基礎とする（図-3.26（a））．水替えが困難または多額の経費を要する場合は，ケーソン工法によることが多い．②地盤が軟弱で基岩または支持層が深い場合，水替えが容易であればフーチング基礎とし，杭基礎を用いる（図-3.26（b））．この場合，フーチング周囲を鋼矢板で囲み，中に杭を打つことによって，地盤の締固めと，堰柱下部の洗掘防止を兼ねる．水替えが困難で，杭打も困難な場合は，必要な深さまでケーソンを沈設する．

b)　堰体の基礎工　①フィックスドタイプ（Fixed type）の場合：水替えが困難な場合はケーソンを基岩まで沈設して，その上に堰体を設ける．プレパクトコンクリートを打設して基礎とすることもある．②フローティングタイプ（Floating type）の場合：地盤が小砂利，砂で杭の打ち込みができる場合，軟弱層でも下部に十分な支持力を持つ支持層がある場合は杭基礎とする（図-3.27（a））．この場合，遮水と洗掘防止のため，堰体前面にコンクリート止水壁または矢板を施工する．杭や矢板の打ち込みができない玉石などの河床では必要な根入れ深さまでケーソン基礎を施工する（図-3.27（b））．

c)　エプロンの基礎工　エプロンは河床全面に比較的薄いコ

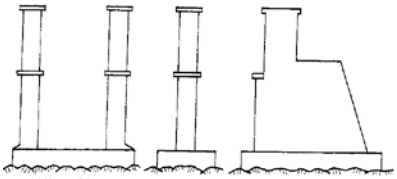


図-3.26　（a）直接基礎

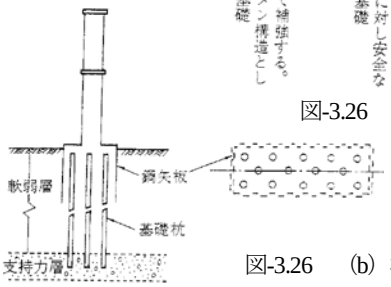
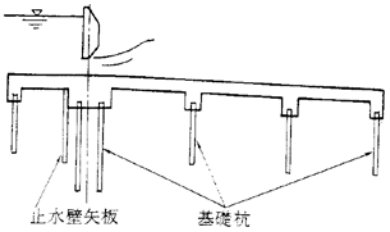


図-3.26　（b）杭基礎



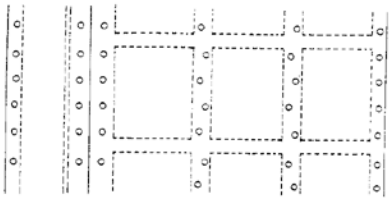


図-3.28　エプロン部の基礎

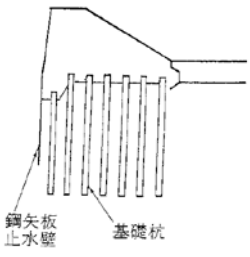


図-3.27　（a）固定堰の杭基礎

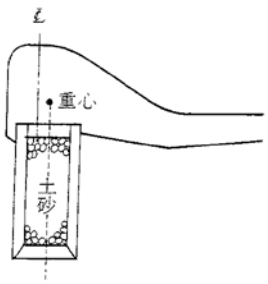


図-3.27　（b）ケーソン基礎

ンクリート床版を作るので,不同沈下と基礎地盤のパイピングに備える必要がある.エプロンの基礎工は特に設ける必要はないが,地盤が軟弱な場合は図-3.28 のように適当な間隔に格子状の阻壁を設けて地下水の流動を防ぐとともに,これを地中梁としてスラブを張るという考え方でエプロンを施工する.

d) 取入口の基礎工　取水ゲートがある場合は洪水時にゲートが閉じられるため,一方向の水圧を受ける.また,取水庭は揚圧力を受けるため,取入口の基礎工は独立の基礎として設計し,かつ,堰体の遮水のための構造物と一体になって,浸透流に備える構造とする.

e) 護岸の基礎工　護岸は取付け擁壁とその他の護岸に区分される.取付け擁壁はエプロンが施工される範囲に施工され,上流側の取付け擁壁は止水壁と一体となって水平方向の浸透を軽減すること,下流の取付け擁壁は洪水時の高水敷から低水敷に向かう流れによる高水敷の侵食防止,水平方向の浸透流によるパイピングの防止を目的として設けられるため,必要な遮水機能を持たせる.基礎工としては,直接基礎または坑基礎が用いられる.

3.10.2 基礎工法の種類

a) 直接基礎　基礎構造の荷重を基礎底面下の地盤に直接支持させる形式である.フーチングまたはベタ基礎よりなり,多くは岩盤または砂礫地盤に用いられる.頭首工を岩盤上に築造する場合は問題がないが,砂礫上に直接設ける場合は,フーチングを設ける.フーチングの設計は次の順序で行う.①フーチング底面の荷重を計算する.②支持地盤の許容支持力を求める.③フーチング底面の最大接地圧が地盤の許容支持力以下となるよう,フーチングの形状,寸法を決める.④フーチングの断面と鉄筋の配筋を決める.

b) 杭基礎　杭基礎は,支持層が深い場合,杭打ちによって地盤の締固め効果を期待する場合,素堀りによる直接基礎の施工が困難な場合に採用される.杭基礎は施工法と杭の製造法によって,表-3.8 のように分類される.

杭は支持条件から 2 種類に分けられる.①支持杭：軟弱層を貫いて,下層の堅い支持層まで杭を打込み,主として先端支持力で荷重を支持する杭.②摩擦杭：軟弱地盤中に打込まれ,杭と土の周面摩擦力によって荷重を支持する杭.

c) ケーソン基礎　ケーソンとは,底部を開放した筒状の構造物を地上で構築し,これを所定の場所に運搬,設置した後,筒内の土砂を掘削しながら,筒を地中に沈下させ,所定の支持層に到達させる基礎をいう.①オープンケーソン：底部から数段に区切られた単位（これをロッドまたはリフトと言う）ごとに沈下が進むにつれてロッドを構築し,沈下終了後に筒内に底スラブを構築し,内部に砂またはコンクリートを充填して,上部に上スラブを打設する基礎工法である.ニューマチックケーソンに比べて簡単に施工できるのが利点である.近年,掘削工法が改良され,多くの基礎工に採用されている.②ニューマチックケーソン：図-3.29 に示すように,筒状構造物の底部に作業室を構築し,作業室スラブにシャフト,送気管,排気管が接続される.作業室内には送気管から送られる空気圧（大気圧より高い圧力）によって地下水の侵入を防ぎ,乾燥状態で人力による掘削作業ができる.掘削土砂はシャフトの上端にあるエアロックより搬出される.掘削,ケーソン上部への荷重としての注水,沈下の進行,新ロッド,シャフトの継ぎ足しを繰り返して,刃口が所定の支持層に到達すると,作業室内をコンクリートで充填する.その後,上部に上スラブを打設して基礎を構築する工法である.オープンケーソンに比べて仮設費が高く,工期が長くなり,高圧の室内での作業のため,作業員の労働時間が厳しく制限されるなどの欠点が多いが,地山を緩めることがなく,施工の信頼性が高いため,特に重要な構造物の基礎として用いられる.

表-3.8　杭基礎の分類

設置方法＼製造方法	既製杭 注) (設置前に製造)	場所打ち杭 (設置場所にて製造)
打込み又は押込み	打込み杭	ペデスタル杭
さく孔した後に設置	埋込み杭	場所打ちコンクリート杭

注) 既製のものは材質により,木杭,既製コンクリート杭,鋼杭に区分できる。

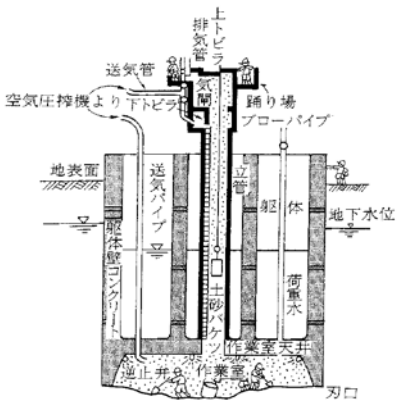


図-3.29　ニューマチック・ケーソンの構造

3.11 附帯施設

3.11.1 魚道

魚類の移動を困難または不可能にする障害のある場合,魚類の移動を容易にする施設を魚道といい,魚道本体（魚道入口から出口まで),付帯施設,管理施設からなる.

a) 魚道の適用範囲　魚類の移動としては，遡上と降下があるが，頭首工の魚道は主として魚類の遡上用として設ける．魚道としての必要条件は，①遡上魚類が魚道入口以外の場所に集まらないこと，②魚道の入口に集まった魚類が速やかに魚道に入ること，③魚道内の魚類が速やかに，安全，容易に魚道を遡上できること，④魚道通過後の魚類が安全に河川を遡上できること，⑤構造が堅牢で管理が容易であること．

b) 魚道の設計条件　①魚道の設計，検証のための代表魚種：河川に生息する代表魚種を選定，②代表魚種の遡上時期：遡上開始時期，遡上最盛期，遡上終了期，③代表魚種の遡上能力：体長，体高，遊泳特性を把握する，④魚道内通水流速：流速は魚の遊泳力に適したもので，流速分布に幅を持たせる，⑤設計対象河川流量の範囲の設定：遡上時期の取水条件，河川流量，遡上の緊急性，遡上を促す引き金などを考慮して決める，⑥魚道流量の設定：取水条件，河川流量，代表魚種などを考慮して決める，⑦魚道入口の水位：入口の水位は下流河川の水位とする．将来の河床低下を想定して，魚道入口のプール数段をエプロン下流端標高より低く設置するとよい，⑧魚道出口の水位：設計取水位を基準とするが，取水位の変動にも対応できる魚道が望ましい．

c) 魚道の位置　魚道入口の位置は，魚類の入口への誘導方法と合わせて選定する．取水堰下流部の集魚の状態は，堰の構造，越流状態，放流方法によって大きく異なる．全可動堰の場合で，水深があり，調節ゲートから放流すれば，放流の中央部の流れが強く，その両端に流れの少し緩やかな場所が生じる．入口がこの穏やかな場所に面していれば，魚類は入口に集魚，進入する．しかし，入口が調節ゲートからの強い流れに接していると，遡上魚は強い流れに押し流されて，魚道入口に近寄れなくなるので，調節ゲートの影響を考えて，魚道入口の位置を検討する．魚道入口はできるだけ取水堰に近づけた方がよいが，ゲートの構造，ゲートの放流管理，魚道入口への誘導，入口の構造と併せて検討する．既設の頭首工に魚道を設置する場合は，遡上魚が集まっている場所に魚道入口を設ければよい．

魚道入口への誘導設備としては，①呼び水水路：魚道に並行した呼び水水路からの放流する水流によって遡上魚を魚道入口に誘導する施設である．魚は呼び水水路の両端に集まるので，魚道入口はその両端に設ける．呼び水水路が側壁沿いにある場合は，魚道入口は片側のみでよい．②遡上路：魚道入口までの遡上路が魚類の誘導に有効である．特に渇水期には水深が浅く，水流が護床工の下を流下して，どこが遡上路かわからなくなる．このため，魚道入口への遡上路が重要となる．

d) 魚道形式の種類　魚道は大別すると，①プールタイプ，②水路タイプ，③オペレーションタイプ，④その他のタイプ，がある．これらにはさらに各種の構造のものがある．わが国の頭首工では，図-3.30 に示すプールタイプの魚道が多く採用されている．

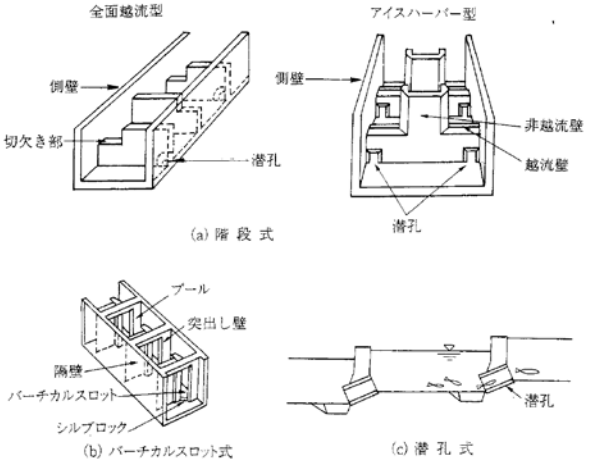


図-3.30　プールタイプの魚道

3.11.2　沈砂池

a) 沈砂池の位置　取入口から流入した土砂礫を沈積排除するために沈砂池を設ける．沈砂池は取入口に続いて，用水路の始点に設けるのが一般的であるが，地形上，取入口の近くに適切な用地がない場合は，取入口から下流の適当な地点に設ける．沈砂池に沈積した土砂を流水で自然排砂する場合は，土砂の掃流，排除に必要な落差（3m 程度）が得られる位置を選定する．取水堰上流側に沈砂池を設置すると，堰上げ水位を利用して必要な落差を得ることができる．

b) 流入土砂と沈砂容量　取入口から流入する土砂量を推定することはきわめて困難である．沈砂池に流入，沈積する土砂量は容積比にして通水量の 0.01%程度を目安とする方法があるが，渓流では期別，流況によっては 0.5～1.0%に及ぶことがある．かんがい用水専用の沈砂池で沈積する最小粒径は一般に 0.3mm を基準としている．上水，工業用水などを共用する場合の沈積する最小粒径は 0.1～0.2mm とする．沈砂池で沈積する砂粒子は一般に掃流砂の形で流送されるものである．沈砂池内の流れが十分に整流されている場合は，図-3.31 のように，粒径の大きな粒子が沈砂溝入口から沈積してテラス（堆砂段丘）を形成する．テラスの前面は流入土砂の増加とともに前進し，微小な砂粒子はテラス前面から沈砂溝底に薄く堆積する．許容沈砂容量は一取水期間中（一排砂操作当り）の流入土砂の総量で決めるが，流入土砂量は取水期別，流況によって異なるので，沈砂溝を 2 連以上にして，1 沈砂溝ごとに随時，排砂操作が行えるようにすると，沈砂容積を小さくできる．

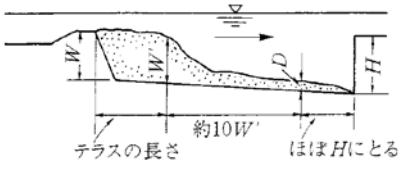
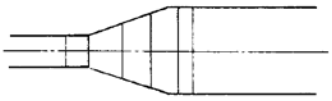
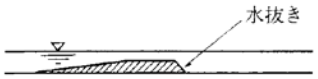


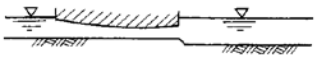
図-3.31　沈砂溝内の堆砂状況



拡大移行部平面図

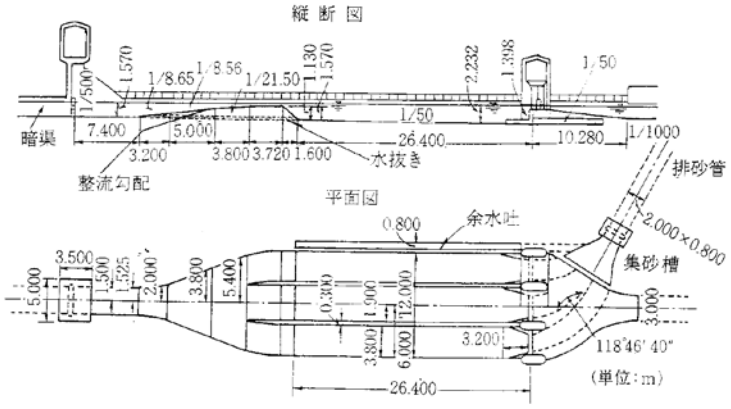


(a) 逆勾配方式

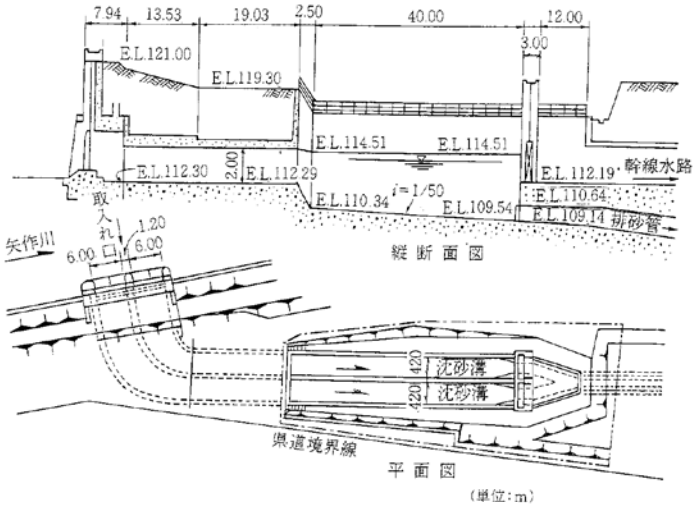


(b) 整流拡がり管方式

図-3.32　拡大移行部整流方式



羽鳥用水沈砂池



矢作川岩倉取水水工沈砂池

図-3.33　沈砂池の設計例

c)　沈砂池の構造　沈砂池の形状は左右対称で，一様な長方形断面とし，2 連以上とする．沈砂溝の幅が大きい場合は隔壁によって分割し，個々の沈砂溝は幅に比べて水深が大きくなるようにすると，沈砂効果とともに排砂効果を高めることができる．

d)　流入拡大移行部　沈砂池流入拡大移行部の流れは，左右対称で偏流や逆流が起こらないようにする．導水路から沈砂池への流入移行部で流積が急拡大すると，偏流や逆流が生じ，沈砂池の沈砂効果が低下する．したがって，流入拡大移行部では適切な整流方法をとる．これには，次の方法が有効である．①取入れ水位がほぼ一定に保たれる場合は，図-3.32（a）のように，流入移行部の流積が流入水路の流積に等しくなるよう，逆勾配を拡大移行部の末端まで設ける．移行部末端からは 2m 程度の水平部を設け沈砂溝入口とする．沈砂溝入口は，45°程度の斜面とする．取水停止時，上流側の湛水を排水するため水抜きを設ける．②取り入れ水位が変動して，一定水位が保たれない場合は，図-3.32（b）のように，流入拡大移行部の流積が等しく，横幅が広がる管路とする．底床面は水平または緩やかな逆勾配とする．沈砂溝を 2 連以上とする場合は，管路内にも隔壁を設け，排砂流量を調節するため，管路入口に制水ゲートを設ける．

e)　沈砂溝の幅と深さ　沈砂溝の幅と深さは地形と通水量に適するように決め，流入土砂の沈積，排除に有利な大きさとする．沈砂溝の幅と深さは，沈砂構内での流入土砂の流速形態と沈積状態，沈砂溝内の掃流力と沈積する最小粒径の限界掃流力との関係から水理公式，設計基準に基づいて決める．

f)　沈砂溝の長さ

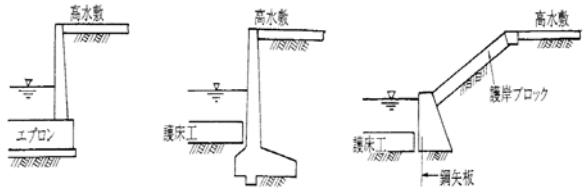
沈砂溝の長さは，沈積最小粒径の砂粒子の沈積に必要な長さとする．これを的確に決めることは容易でないから，いくつかの水理公式によって長さを算出し，安全を見込んで長さを決定する．いずれの公式による場合でも，所定の砂粒子が沈積を完了する位置の掃流力はその粒子の限界掃流力以下となるように，沈砂溝の幅と水深を決めておく必要がある．図-3.33 に沈砂池の例を示す．

3.11.3　護岸と高水敷保護工

頭首工の設置による流速，流れの方向の変化に対して，河床，低水路の河岸，高水敷，堤防を保護するため，護床工，低水護岸，高水敷保護工，堤防護岸を設ける．

a)　取付け護岸　これは上流エプロンから 10m の地点または上流側護床工の上流端から 5m のうちの上流側地点から，下流エプロンの下流端 15m または護床工の下流端から 5m のうち下流側地点の区間以上にわたって設ける．この区間はエプロンに接する区間とその他の区間に分けられる．この他，現況河川に取付けるための護岸が必要である．

b) エプロン部の護岸　これは取付け擁壁ともよばれ，堰柱と上下流のエプロンの間に設けられる護岸で，ゲートまたは固定堰からの落下水が直接護岸法面に落下しても支障のないよう，擁壁の前面を鉛直とし，その構造は鉄筋コンクリート（図-3.34（a））または重力式コンクリート擁壁とする．堰の左右岸の浸透に対する対策が必要な場合は，エプロンとの接合部において，止水が必要となる．



(a)片持梁型擁壁　(b)逆 T 型擁壁　(c)ブロック護岸

図-3.34　取付護岸の基本形

c) 護床部の護岸　取付け護岸のうち，エプロン部の擁壁以外の部分である．この部分の構造はエプロン部護岸と同様とするか（図-3.34（b）），のり覆工と基礎工からなる（図-3.34（c））．護床工は河川の根固め工の役割をしているから，護床工の先端から上流および下流の部分に根固め工が必要になる．基礎の根入れについては河川の洗掘状況に応じて検討する．図のように基礎工の下に矢板を打設して洗掘に対して安全な構造とする．

d) 堤防護岸　堤防護岸は取付け護岸と共用される場合（単断面河川に取水堰が設けられる場合）と共用されない場合（複断面河川の低水路部分にのみ取水堰が設けられる場合）がある．取付け護岸と共用される場合は取付け護岸として設計する．共用されない場合の上下流方向の施工範囲は，河川管理者と協議して決める必要がある．

e) 高水敷保護工　高水敷保護工は，次の場合に設けなければならない．①堰柱の周辺および堰柱の下流の高水敷，②取入口から堤防横断樋門までの接続暗渠の上部と上下流，③複断面河川の低水路のみに取水堰が設けられる場合に，高水敷に設置される止水壁の上部，④堰の左右岸に設けられる翼壁の上部．

高水敷保護工の構造は，河川の粗度に近いものが望ましい．

3.12　渓流取水工

河川勾配が急で流量の変化が激しく，石礫の流下する河川から取水する場合は，渓流取水工型の頭首工が有利である．

3.12.1　渓流取水工が持つべき条件

①急激な流量の変化に対して，安定した取水ができること，②流下する土砂礫，塵によって，取水障害が起こりにくいこと，③流石，流木に対して堅牢であること，④構造が簡単で，維持管理が容易であり，費用が低廉であること，⑤取水制限流量のある場合は，その条件を確実に満たす措置を講じていること，⑥冬期に積雪，凍結のあるところでは，それによって取水障害が起こりにくく，破損しにくいこと，⑦周辺の景観や河川環境を損ねないこと，⑧魚類のいる河川では，その生息環境を保障するものであること．

3.12.2　取水方式

a) 自然取水方式　安定した水位を保っている淵がある場合，適切な位置に取水口（孔口）を設けて，直接取水する．最も簡単な取水工であるが，洪水時に計画水量以上の水量が流入し，多量の土砂が流入しやすいので，流入水の調節，土砂の流入防止と排除対策を必要とする．

b) 取水堰方式　河床勾配が比較的緩やかで，河床が安定した地点では，固定堰と土砂吐（排砂門）を設けて，取水位を確保する方式である．この方式は渓流河川の地形，流況，取水工の規模によっては大量の取水ができるが，取入口前面に堆積した土砂礫の流入，スクリーンの目詰まりによる取水障害が起きやすい．渓流河川の地形，流況によっては，図-3.35 のように，土砂吐水路に沈砂池の機能を持たせることによって，砂礫の流入を防ぐことができる．

c) 水クッション方式　これは図-3.36 のように段落斜面部と水クシション部を有し，水クッション内を常流状態に保ちながら，側壁の片面または両面に設けた取水口から取水する．この取水方式では，落差 2m で 1m^3/sec 程度の取水が可能である．取水とともに塵が流入しやすいため，除塵スクリーンを取付ける．河川流量が増加し，水クッション内が射流状態になると，水クッション内の土砂礫は掃流されるが，取水口が露出して取水できないことがある．

d) スクープタイプ（scoop type） これは図-3.37 に示すように，下流側流出口の高さが上流側流入口の敷高よりも高くなるよう，渓流河床にくぼみを作り，平水時には水クッション内を常流状態に保って，両側壁の取水口から取水し，出水時には水クッション内に沈積した土砂礫を射流によって自然に掃流排除するような構造としたものである．水クッション内が射流になるときには取水口は露出して，取水できなくなることがある．

e) 水クッション集水管（槽）方式 図-3.38 のように，渓流河床面下に集水管を埋設する方式である．周辺の景観を損ねず，清水の取水ができるが，渓流の流量が少なく，全量取水の状態になると，落ち葉などが堆積，腐食して目詰まりが起こりやすい．また，出水時には集水管の露出，破損，流失が起こりやすく，維持管理が困難な場合がある．取水量は，管径 10～15cm で，管長 1m 当り 1.0～1.5*l*/sec 程度であるので，計画取水量が多い場合は長大な取水管が必要になる．

図-3.39 は，水クッション底床部下に集水槽を設置した方式である．水クッションは常時湛水状態にあり，増水時には水クッション内の掃流力が高まって，濾過槽の目詰まり防止を図ることができる．取水量は多くないが，安定した清水の取水ができる．

f) バースクリーン下方取水方式 図-3.40 のように，固定堰越流斜面または砂防堰堤水叩き根固め工の下流側あるいは落差工の下流側に取付けたバースクリーンによって，石礫，流木，落葉などを排除しながら，バースクリーンの隙間からの落下水を集水路に受けて取水する方式であるが，洪水時には多量の土砂が流入しやすい．

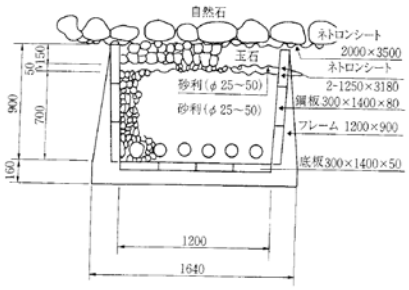


図-3.38 集水管方式

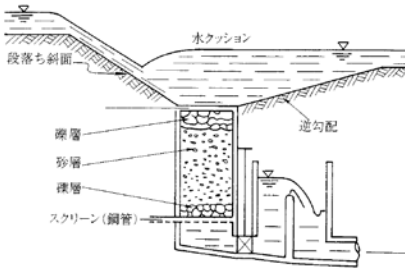


図-3.39 水クッション集水槽方式

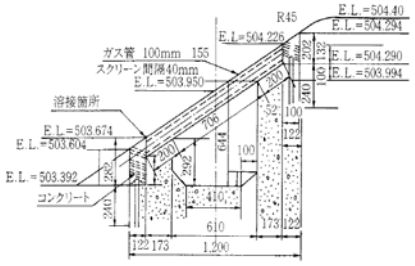


図-3.40 バースクリーン下方取水方式

g) バースクリーン後方取水方式 図-3.41 に示すように，鋼管製のバーを一定間隔の幅（20mm 以下）に配列した段落斜面部と水クッション部からなっている．適当な諸元を用いて設置することによって，安定した取水ができる．

h) バースクリーン複合方式 図-3.42 に示すように，バースクリーン後方取水方式の集水路部をバースクリーン直下に設けて，構造を簡単にしたものである．この方式は，バースクリーン下流側に水平底床を設け，さらにデフレクターを設置して水クッション部を形成するので，バースクリーンの隙間からの落下水のほか，後方流入水が加わり，取水量が増大する．この型式の取水量は渓流の流量によって増減するが，平水時のみならず，洪水時の取水にも適している．

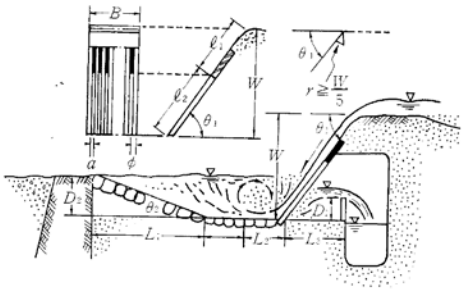


図-3.41 バースクリーン後方取水方式

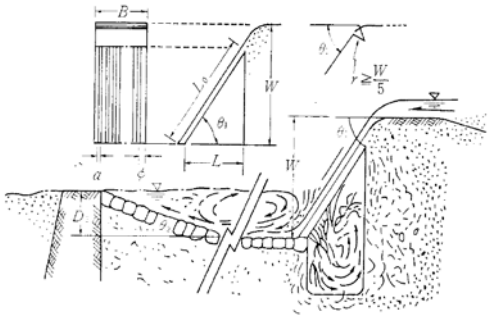


図-3.42 バースクリーン複合方式

3.12.3 渓流取水工の位置

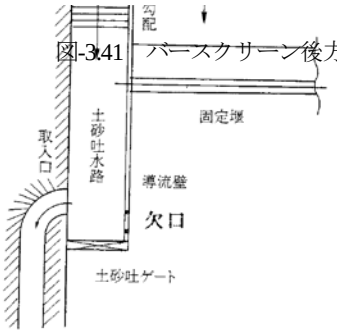


図-3.35 軸線違いの取水堰概要図

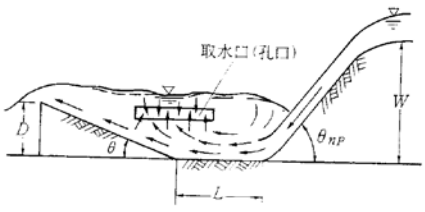


図-3.36 水クッション側方取水方式

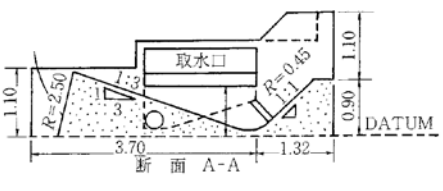


図-3.37 スクープタイプ

位置の選定にあたっては，次の事項について考慮する．①洪水による洗掘，土砂礫の堆積，河床変動の起こりにくい，安定した地点，②河床幅が急拡大する地点は土砂礫が堆積しやすく，これによって取水障害が起こりやすいので避ける，③基礎地盤が良好で，構造上の安定が得られ施工に便利で，工事費が低廉な地点，④上下流に及ぼす影響が少なく，維持管理に便利な地点．なお，自然取水方式，取水堰方式の場合は，取入口は渓流河川凹岸側，湾曲中央部下流側付近に設けるとよい．

3.13　取水・放流の管理施設

近年の水需要の増加にともない，農業用水，工業用水，上水道用水，また自然環境の保全のための流量の確保など河川水の利用は多様化している．このため，河川からの農業用水の取水にあたっては，確実な取水管理とともに適正な放流管理が必要になっている．頭首工からの用水の取水と下流河川への放流は相反する事項となる．このため，取水施設と放流施設は一体的な設計思想により検討する必要がある．

3.13.1　取水管理施設

a)　取水管理施設の要素　取水管理施設は農業用水の確実な取水，取水量の制御，管理，取水量の把握が容易な構造とする．このためには，次の施設が必要である．①取水位制御のための施設（頭首工のゲート）②取水量制御のための施設（取水口のゲート）③取水量計量のための施設（流量計測施設，流量計，水位計）④取水管理のための制御システム（遠方操作方式および自動制御システム）

b)　取水管理施設の管理，制御のシステム　近年の頭首工の管理システムとしては，次のような方法が導入されている．①本川の土砂吐ゲートなどの調節ゲートにより，堰上流水位を一定に制御し（設定水位制御），必要な取水量を取入口より取水する．最も多く採用されている．②堰上流水位を制御せず，要求量に応じて取水量を制御する．河川水位が安定している自然取入の場合に採用されている．③堰上流水位および取入口ゲートの下流水位を一定に制御して，必要な取水量を取入口下流の流量調節ゲートにより制御する．河川水位の変動が大きい場合，取水管理を厳密に行う場合に採用される．

3.13.2　放流管理施設

頭首工下流の水利権者などに対する責任放流量の確保，河川の流水の正常な機能を維持するため，頭首工は確実な放流と放流量の把握ができる施設を設計する必要がある．

a)　放流施設の構造　現在使用されている頭首工では魚道，土砂吐，洪水吐を放流施設として兼用している場合が多い．しかし微量流量の調整が必要な場合には，水位，ゲート開度によってはゲートに振動が発生したり，流量確認が困難な場合がある．また，魚道の放流量を増加すると，魚の遡上に支障がある場合がある．このため，放流施設としては，土砂吐ゲートのみによる微量流量の制御ができる兼用方式を検討し，兼用が困難な場合は，専用の放水路を検討する．

b)　兼用施設による方法　兼用する施設としては，下流への放流量が少ない場合は魚道を，放流量が多い場合は土砂吐，洪水吐を利用する．魚道の場合は，魚の遡上条件から魚道の流量を制御する必要がある．土砂吐や洪水吐を兼用する場合は，下流護床工の洗掘を防止するために，河幅全体から均一に放流することがよいが，放流量の管理からは放流する区間を限定して管理することが必要となる．このため，放流工として兼用する区間の護床工は強固なものにする．一般に放流量の制御と計測には土砂吐などの上段扉（フラップゲート）を利用する．

c)　専用施設による方法　微少流量の調節のためには，専用の放水路などが必要となる．放水路の構造は所用の水量を確実に放流するため，取入口は堰の上流に設け（図-3.43），制水ゲートを設置する．

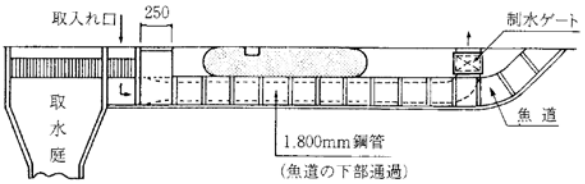


図-3.43　放水工の実施例

4. 水　路　工

4.1　水路の分類

4.1.1　使用目的による分類

a)　用水路　主として農業用水のための水路で，農業用水専用水路と水道用水，工業用水，発電用水などを流す多目的水路がある．

b)　排水路　主として農地と集落の排水または農地の地下排水を受ける水路で，農作物の生育条件の確保，農作業の機械化のために余剰の水を排除する水路である．

c)　用排兼用水路　用水路と排水路の機能をもつ水路で，かんがい時には用水路として，洪水時には排水路として使用される水路，上流からの排水を下流部で用水として使用する水路などがある．

4.1.2　系統による分類

a)　用水路系幹線用水路，支線用水路，小用水路　用水路系統の水路は，水源の取水地点から主かんがい地域に用水を送る幹線用水路,ここから各かんがい区域に送水する支線用水路,ほ場に給水する小水路に分類される．

b)　排水路系幹線排水路，支線排水路，小排水路，承水路，放水路　用水路とは逆に下流端から幹線排水路，支線排水路，さらにほ場の排水を受ける小排水路に分類される．この他，地形の等高線にほぼ平行に水路を設けて高位部の排水を受け入れ,低位部の浸水被害を軽減する承水路,洪水量や用水量の一部または全部を河川,海,湖沼に放流するための放水路がある．

4.1.3　形式による分類

a)　開水路形式　自由水面をもつ水路を主とする水路組織で，開水路，暗渠，トンネルなどで構成される．サイホンのような自由水面をもたない管路が部分的にある場合も開水路形式と呼ぶ．

b)　管水路形式　自由水面をもたず，内水圧を受ける管水路（パイプライン）を主とする水路形式で，上流から末端まで閉塞管路としたクローズドタイプと，途中または末端に自由水面を有するオープンタイプがある．

c)　複合形式　開水路形式と管水路形式を組み合わせた水路組織で，上流の幹線水路が開水路，下流が管水路となる場合がある．

なお，排水路はほぼ全てが開水路形式であり，管水路形式，複合形式は用水路に用いられる．本講義では，主として用水路について講述する．

4.2　水路組織の設計

4.2.1　一般事項

用水路組織は，目的とする水利計画に基づいて，開水路形式，管水路形式または複合形式を用いて設計する．用水路は，取水地点から受益地域まで送配水する必要があり，水路形式によって水理，構造，水管理上の特性が大きく異なる．

開水路形式の水路は，取水工，揚水機場，導水路，幹線水路，支線・派線・分線水路や，調整池，水位調整施設，分水工，サイホン，水路橋，落差工，放水工，余水吐工，除塵施設（スクリーンなど），安全施設（フェンスなど），水管理制御施設などからなる．管水路（パイプライン）形式の水路も，幹線，支線の管路，調整池，調圧施設，ポンプ，分水工，除塵施設，水管理制御施設などよりなる．

用水路組織の設計では，水源の位置と種類によって流送地点の設計水位を決める．受益地の水位は耕地の標高により決まり，耕区の配置，かんがい方法により用水路の位置，用水量，水位が決まる．用水の流送に必要な有効水頭は，水源の位置と末端水路の水位から求まる．これをもとに，水路の機能，安全性，建設費と維持管理費の経済性，周辺との環境調和に考慮して，工種ごとの水頭配分を行い，水路組織の最適設計を行う．また自然圧での送水ができない末端高位部には加圧施設（ポンプ）を検討する．

4.2.2　用水路組織設計の基本事項

用水路では，かんがいに必要な水位を確保し，流送区間ごとに配水計画に基づく用水量を多数の分水工（分水口）に必要な時期に送配水する．このため，用水需要の変動に対して送水効率を高めるため，流送停止，調整池への貯留などの水管理を行う．

水路組織の検討課題として，次の事項を考慮する．①供給主導，需要主導などの水管理方式の設定，②水位，流量調整機能と制御方式の設定，③用水到達時間の把握と送配水管理用水の節減方法，④用水需要と供給の調整

方法，⑤分水量の適正な配分方式，⑥水路の安全と推持管理機能

4.2.3　水路工設計の順序

水路工の設計では，水路の利水条件，路線の立地条件，水理・構造上の設計条件，施工条件などを考慮する．

水理設計として，①水路諸元の概定，②粗度係数・水路底勾配の選定，③水路断面の設定，④許容流速の設定，⑤水面追跡（各種損失水頭の計算），⑥必要な水位の設定，の条件を満足するまで繰返して行う．

構造設計では，①構造物諸元の仮定（断面・形状など），②荷重計算，③構造計算（基礎・構造物の安定性），④許容応力度の設定，⑤安全率，応力度などの検討，を繰返して行う．

さらに，水路の機能，構造物の安全性，施工性，経済性，操作性について検討し，設計が適切であることを確認し，施工図面の作成，数量計算をする．

農業用水路は,送水機能の他に多くの環境機能も有しているため,これらについても考慮することが望ましい．この場合,維持管理の労力や費用が増加するが,これを農家にのみでなく地域住民にも相当の負担を求めないと，永続的な管理は困難になるであろう．

4.3　水路工に必要な調査

4.3.1　調査計画

水路の調査には，計画，設計，施工，維持管理，その他のための調査がある．調査の内容としては，①資料収集・聞取り，②踏査，③現地調査・測量・現地試験・現地観測，④室内試験，⑤試験施工・施工後の観測，⑥補足調査などがある．調査は長期にわたるため，①計画調査，②全体設計調査，③工事実施調査，④補足調査　に区分される．調査の手順を図-4.1 に示す．

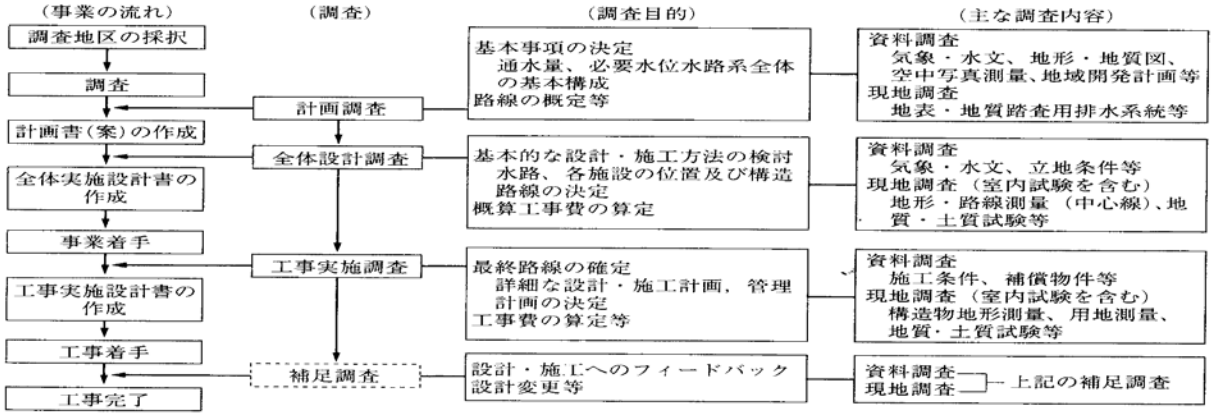


図-4.1　調査の手順

4.3.2　調査項目

4.3.2.1　地形調査と測量

各種地形図の収集や位置と高さの基準を定める基準点測量，地形図・平面図を作成する地形測量，線状構造物建設のための調査，計画，実施設計などに用いられる路線測量やその他の河川測量，用地測量を行う．

4.3.2.2　地質・土質調査

水路路線の位置・工種・構造物の形式・施工方法など，設計・施工に必要な調査である．調査方法としては，次のものがある．

a)　物理探査法　地表探査法と孔内探査法がある．地質の調査には地表探査法のうちの弾性波（地震）探査法が，地下水位の調査には電気探査法が用いられる．

b)　サウンディング　ロッドに付けた抵抗体を地中に押込み，貫入，回転，引抜きなどの抵抗値から土層を調査する．サウンディングには各種の方法があり，適応地盤，一般性，調査費などに差がある．

c)　ボーリング　地中の土や岩の試料を採取するほか，ボーリング孔を利用して各種の原位置試験，計器の埋設のために実施される．ボーリングには試料の採取の有無，土と岩の種類と硬さによって利用できる機械が異なるので，適切な方法を選定することが必要である．

d)　標準貫入試験　サウンディングの一種であり，N 値と乱した土試料が採取される，最も一般的に行われる土質調査である．N 値は地盤の強度特性を表し，粘土地盤では粘着力が，砂地盤では内部摩擦角が推定され，こ

れから地盤の支持力も求まる．

e) 試掘調査　土質，地質を直接観察し，試料を採取するための坪掘り，横坑，立坑などによる方法である．

f) 地下水調査　地下水位の測定と現場透水試験を主目的とする．地下水位の測定は，井戸やボーリング孔を利用して行われる．現場透水試験には非定常法と定常法があり，それぞれ回復法と注水法がある．

g) 地盤の支持力・変形に関しての調査と原位置試験　地盤の支持力や力学定数を決めるために行われる．地盤の支持力や変形係数は載荷試験によって求めるのが望ましいが，一般には標準貫入試験結果から決めることが多い．砂地盤の地震時の液状化については，別途，検討する必要がある．

h) 土質試験　土質試験は，物理試験と力学試験が一般に行われる．まず，物理試験を行い，日本統一土質分類法によって分類する．地盤土の力学試験は乱さない試料土で行い，盛土・埋戻し土では乱した土で行うことから，試料土の採取方法について注意が必要である．

4.3.2.3　気象・水文などの調査

調査項目には，気温，降水量，降霜日数，蒸発散量，河川の水位，流量，地下水位，河川状況，潮位などがあり，これらは計画，設計，施工，管理にそれぞれ関係する．これらの調査は，計画調査から全体設計調査まで継続的に実施され，実施設計書の策定の基本条件の決定に利用される．

a) 気象　開水路を主とする水路計画は平野部に多いため，既設の測候所や観測所の資料を利用できる場合が多い．雨量観測所を設ける場合は，風の影響が少なく，湛水することのない場所とする．

b) 水文　水路の設計，施工，管理には各種の水文資料が必要である．①水位および流量については，用水路計画では取水源において 1 かんがい期以上継続して観測する．②河川状況などについては，水路の機能確保のため，水路に接続する河川状況を把握する．河床の上昇，低下は接続導水路や放水路の設計に影響する．③地下水位などについては，地下水や湧水，他の施設からの漏水は水路構造物の設計，施工方法に大きく影響するので十分な調査が必要である．

c) その他　浮遊物，土砂の水路壁や水路底への付着・堆積は，水路の機能低下や耐用年数の短縮をもたらす場合がある．このため，取水河川の水質調査をする．調査項目としては，流水中の土砂と浮遊物質，水素イオン濃度（pH），塩分濃度などを調査する．また，国の環境基準，水質汚濁防止法に基づく環境基準と排水基準による水質規制に基づく調査が必要である．この他に，農業用水質基準や水道水質基準があり，必要な調査項目と基準値が決められている．さらに，ごみは水頭損失，通水の阻害，維持管理労力，水路機能，安全確保に大きく影響するため，流入が考えられるごみの量と質について，実態調査が必要である．また，災害発生記録，凍結深，積雪深，水温なども調査する．

4.3.2.4　立地条件調査

a) 社会条件に関する調査　水路の調査，設計では，土地利用，営農改善，既存施設，既得権の保護調整のため，次のような社会条件を調査する．①土地利用状況と地域開発計画，②用配水系統とその他の目的用水，③河川構造物と水利権，④その他．

b) 施工条件に関する調査　施工設備の位置，規模，材料の調達と処理，動力の取得などに関係する次のような施工条件について調査する．①工事用設備，②工事用資機材，③その他．

c) 用地および補償に関する調査　補償調査は，水路などの用地，工事に必要な仮設用地の確保を目的とし，各種の補償対象について調査する．調査時期としては，計画調査時の調査，全体設計調査時の調査，工事実施調査時の調査があり，各種の補償の調査には次のものがある．①用地および一般補償関係，②特殊補償関係（主として漁業補償，場合によっては鉱業権の調査），③公共補償関係．

4.3.2.5　環境に関する調査

水路計画を作る際に，自然・社会環境，歴史・文化環境，生態系などの改変や保全について配慮が必要である．このため，環境への影響調査を行い，対策に必要な資料を作成する．自然環境は季節によって変化するので年間を通して実施する．

4.3.2.6　管理に関する調査

水路組織，水管理の方式と管理施設は，完成後の管理体制を見通して計画する．このため，既存の，あるいは近傍の地区の管理形態や組織を調査し，管理方法，管理水準を決める．これに基づいて，各種の計測，管理機器を選定する．

4.4　基本設計

調査によって明らかになった現地の自然的，社会的条件をもとにして，細部の設計の基礎になる基本設計を行ない，水路に必要な基本的な機能である設計流量と設計水位についての条件を決め，基本的な諸元である水路形

式，水管理方式，路線，通水施設の工種，水路の線形，水頭配分などを決定する．

4.4.1　設計流量・設計水位

設計流量は，用水計画での期別・用水系統別の計画最大流量である．また，計画において最も少ない流量を最小流量といい，半旬（5 日間ごと）平均流量で最も多く生じる流量を最多頻度流量という．用水路の設計流量は，計画最大流量が一般に用いられる．しかし，上流区間で計画通り分水されない場合，あるいは地形上から降雨の流入が避けられない場合は，分水されない分や流入降雨量を設計流量に加えることがある．設計流量は区間ごとの分水工，放水工，余水吐などの設置を含めて，全体の工費を比較検討して決める．

設計水位とは，計画最大流量を通水する水位である．分水されない分や流入降雨量を加えた場合，これを加えて設計水位とする．自然流下によりかんがいする場合，設計水位は最も重要な要素であり，かんがい地区の標高に，必要な湛水深，ほ場までの導水損失，分水・量水，水位調整施設に必要な落差などを加えて計算し，水路勾配，工種の配置，水路形式の決定の基本にする．

4.4.2　水路形式による特徴

水路形式は，水路の建設費に大きく影響する．各水路の一般的な特徴を表-4.1 に示す．

表-4.1　水路形式の比較表

形式／項目	開水路形式	管水路形式（主にクローズドタイプ）	複合形式
水理特性	流れは自由水面流を基本としている。したがって、流量の変化は水面の変化となって現れ，波動によるエネルギ損失を起こす。定常状態となるまでに比較的短区間であっても長時間を必要とする。	流れは閉管路での圧力流であることから，圧力の伝達性，連続性がよい。 流量の変化は圧力の変化となって比較的短時間で長い区間に及び，このために圧力の“上昇”，“下降”の程度が大きい。	開水路形式と管水路形式の両方を持つ複合形式とする場合は、それぞれの特質を十分理解した上で計画することが重要であり，両形式の水理特性の差を調整するための施設が必要となる。
搬送効率	一方向流れのみであるため送配水管理用水が必要である。また，流量変動は水面変化となって現れ，上流水位制御方式では、放・余水工からの放流も多くなる。	クローズドタイプの管水路の場合，流量変化があっても流水は管路にとじ込められているため，この変化は短時間で取水口に及び，一般的に管路部での流量損失は少なく搬送効率はよい。一方，オープンタイプは開水路形式に準じた流れとなるため無効放流が発生し搬送効率も開水路に準じる。	
維持管理	開口部が多いため、ごみの投棄や人身事故等の危険性が高い。また，水路法面の雑草管理に人的労働力を多く必要とし，また，通常水路全線のパトロールを要し，管理費の増加要因となっている。	開口部が少ないため、ごみの投棄や人身事故の危険性は少ないが，制御機器が一般にデリケートであるため，少量であっても土砂やごみによる機能障害が多くなり除塵が重要となる。開水路に比べ管理労力が少なく，大きなメリットとなっている。	複合形式の場合（上流が開水路で下流が管水路である場合），特に管水路側へのごみの流入を抑制することが必要となり，小さなごみや土砂の管路への侵入を抑える方策が重要となる。
水管理	流れの圧力伝播速度が遅いため，定常状態に至るまで長時間を要し、水管理操作性に時間を要する。一方，流量変動が管水路の場合ほど大きな圧力変化を伴わないが，水路越水等の危険があるため急激なゲート操作を行うことは避けなければならない。放水工や余水吐の調整施設による安全を求める必要がある。また，水位の維持その他を目的とするチェック工を設け、水路の水位流量管理を容易にすることが一般的に行われる。	流量変化に伴う圧力伝播速度が速いため，定常状態に至る時間は通常短く，水管理上の操作性はよいが，水撃圧の発生に伴う施設の危険性が増大する。すなわち，バルブ操作は厳密な管理が要求され，誤った操作が即事故につながる危険性がある。この場合，復旧にも長期間を要する。	複合形式では水理特性の差が大きいため，水管理操作性の向上や，水資源の節約のために調整池の造成が必要な場合がある。上流を開水路形式の供給主導型とし，下流を管水路形式の需要主導型とする場合，両形式水路の応答時間差を調整するバッファポンドが必要となる場合がある。一般的なバッファポンド容量は応答の遅い時間分の容量に、円滑な送水管理のための容量等を加味して計画される場合が多い。
水利用機能と調整容量	水路断面の余裕やチェック機能により水路貯留量が存在することから若干の自由度が付加されているが，水路の規模や流量の変化量の程度により調整機能がない場合，管理不可能な状況が予想される場合もある。	通水断面に余裕がなく，使用水量に対する自由度は別途検討する必要がある。 しかしながら、流量変化が瞬時に伝達されることから，最大供給量が存在し，かつ水頭損失の範囲内では自由な水利用が可能である。 始点部は、調整機能が不可欠である。	
環　境	水面が人の目に触れることや水路周辺の景観が地域の人々にうるおいを与える効果がある反面，雑草の繁茂，人身事故の危険性がある。このような場合，水路の暗きょ化や防護柵等の安全施設が設置される。	水路は人目に触れることがなく地域とのかかわり合いが浅くなる。 市街地等では水路上部が道路等他の用途に用いられ，土地の有効利用が図られるメリットがある。	

4.4.2.1　開水路の特徴

①開水路の建設費は一般に安価であるが，地形の起伏が激しいところでは，トンネル，サイホンなどを採用するので割高となる場合もある．②ゲート操作によって流量調整をする場合は，管水路に比べて応答が遅く，長大水路では定常状態になるのに長時間を要する．③管水路に比べて流況変化に対する自由度が高く，水路断面の閉塞の危険が少ない．④開口部が多いため，通水阻害要因の除去は容易であるが，ごみなどが投棄されることが多く，この防止対策が必要である．⑤水路への転落事故を防止する対策が必要である．⑥水路の景観・親水機能が期待できるが，このためには特別な対応が必要である．⑦管路形式に比べて大きな用地が必要である．

4.4.2.2　管水路の特徴

①管水路の路線選定は，比較的地形条件に影響されずに計画できる．②ゲート・バルブ操作によって流量調整をする場合，比較的短時間で定常状態になるが，流れの変化が水撃波を生じ大きな圧力変動が生じるため，対策が必要となる．③送水途中の損失が少ないため，水利用の効率化が可能である．④用水に含まれるごみ，砂，泥などの付着や沈殿により通水阻害が生じた場合，これらの除去は開水路に比べて困難であるから，上流側に沈砂池，除塵施設を設ける場合がある．⑤上下流の圧力差で送水するため，開水路より流量変動に対する自由度が少ない．⑥水路によるつぶれ地が少ないため，水路敷地の有効利用ができる．⑦建設費は開水路より高価になるが，用地の制約が少ないこと，用水管理が容易なため，一般に採用されている．

4.4.2.3　開水路と管水路の複合形式の特徴

①開水路と管水路の接合部で水流の連続性が保たれるよう，余水吐などの設置が必要である．開水路はゲートにより上流の水位を制御できるため，分水ゲートの操作と組み合わせて水管理が容易になるが，送水量の増減には時間を要する．②複合形式は開水路と管水路の長所と短所を持っているから，水管理を考慮した水路設計が必要である．

4.4.3　水路の工種

開水路形式での水路には開水路，トンネル，暗渠，サイホン，水路橋，落差工，急流工などの通水施設と分水工，量水，調整，保護，安全，管理，附帯などの施設がある．管水路形式では単一の通水施設であるため，工種の選定は必要ない．

4.4.3.1　開水路

開水路形式の工種選定に当っての留意事項は次のとおりである．①開水路は，無ライニング型，ライニング型，擁壁型水路がある．②開水路は，管水路より水理的に有利である．切盛土量が平衡している場合は，経済的となることが多い．③長大な切土，盛土は，安全性，経済性から不利となるため，避けるように努める．④無ライニング水路は排水路には多く用いられるが，用水路にはほとんど用いられない．⑤ライニング水路は，緩勾配で水路背面の土質材料によって水路法面を安定させ，表面を比較的薄い材料で被覆して，遮水，粗度の低下，雑草の繁茂防止をした水路である．⑥擁壁型水路は，水路側面が鉛直に近く，内外の水圧，背面土圧などを支持する壁で作られた水路である．

ライニング水路は，用地取得に制約がなければ大規模水路ほど擁壁型水路より経済的であるが，我が国では用地の制約からライニング型から擁壁型水路に改修する傾向がある．中小用水路では擁壁型が多い．

4.4.3.2　トンネル

トンネルは山岳，丘陵地など，開水路で通過できない場所，開水路で迂回するより経済的である場合に採用される．①開水路に比較して工費が高く，地質が悪い場合は工費がさらに増加するため，地質のよい路線を最短距離で通過させる．②断層，破砕帯，軟弱地帯の通過は極力避け，通過する場合は施工法および施工中の対策を十分に考慮する．③トンネル流入部での転落防止対策，土砂の堆積に対する対策を行う．④トンネル工事により地下水の枯渇の問題が生じることがある．

4.4.3.3　暗渠

暗渠は，開水路とした場合に切土法面が長大になる場合，土かぶりが小さくトンネル施工が困難な鉄道，道路，堤防などを横断する場合に用いられる．①暗渠は最短距離を通過させる．②暗渠は地下に埋設するため，深い切土の場合に開水路より経済的となる．③埋設深は水理的に決まる水位および地上の利用方法に応じて必要とされる土かぶり深さを考慮して決める．④道路，河川，鉄道などを横断する場合は直角に交差する．その施工においては，上部施設への影響を最小にする推進工法が一般に用いられる．⑤市街地を通過する場合，開水路に必要な安全施設，ごみ投棄防止施設は不要のため，経済的に有利となる．

4.4.3.4　サイホン・水路（管）橋

河川，渓谷，その他の低地部を通過する場合に採用される．①開水路より建設費が非常に大きいので，できる

だけ最短距離の路線を選定する．②サイホンは一般に管体を地中に埋設するが，河川横断部では管体の一部を水管橋にする方が有利なことがある．③道路，河川，鉄道などを横断する場合は直角交差とする．

4.4.3.5　落差工，急流工

水路が余剰落差を有する場合，落差工，急流工などの落差構造物を設ける．落差を有効に利用するため，小水力発電を検討することもある．①水路が全体的に急勾配になると流速が大きくなり，水路の侵食，洗掘が生じる．このため，落差構造物の配置，工種を検討する．②水路組織にファームポンドなどの調整施設を設ける場合は，落差を調整池の有効水深として利用すると有利になる．③人家の近くに落差工を設ける場合は，振動，騒音，飛沫などの対策を検討する．④地形，地質，流量の規模，落差の大小，立地条件などにより，それぞれに適した落差構造物を選定する．

4.5　水理設計

水理設計は設計流量について行い，設計流量以外についても検討する．水理設計では，許容流速，粗度係数を適切に選定し，等流，不等流計算や，不定流計算を行い，さらに各種の損失水頭の計算方法が規定されている．

4.5.1　許容流速

a)　最小許容流速　最小許容流速の検討対象は，用水路では最多頻度流量とする．許容最小流速は，次のとおりである．

浮遊土砂の堆積が懸念される水路：0.45～0.90 m/sec,　　水中植物の繁茂が懸念される水路：0.70 m/sec

トンネル，暗渠，サイホンなどに土砂が堆積した場合は通水断面が減少し，土砂の排除も困難なため，これらに接続する開水路の流速より大きくする．一般に，次のとおりである．

トンネル，暗渠：開水路流速の 1.3 倍以上,　　サイホン：開水路流速の 1.5 倍以上

b)　最大許容流速　最大許容流速は計画最大通水量を対象にして検討する．最大許容流速は，水路構造物の材質と部材厚さから表-4.2 のように与えられている．

開水路の流れは時間的，場所的に変化するかどうかで，等流，不等流，不定流計算式が設計基準などに規定されている．開水路の平均流速は，原則としてマニング公式で計算する．マニング公式の適否は，粗度係数の決定が適切であるかどうかによっている．

表-4.2　最大許容流速

種　類	流速 (m/s)	種　別	流速 (m/s)
砂質土	0.45	厚いコンクリート（18 cm 程度）	3.00
砂質ローム	0.60	薄いコンクリート（10 cm 程度）	1.50
ローム	0.70	アスファルト	1.00
粘質ローム	0.90	ブロック空積（控 30 cm 未満）	1.50
粘土	1.00	ブロック空積（控 30 cm 以上）	2.00
砂混り粘土	1.20	ブロック練積	2.50
軟岩	2.00	鉄筋コンクリート管	3.00
中硬岩	2.50	鋼管・ダクタイル鋳鉄管	5.00
		石油製品系(塩化ビニル管、強化プラスチック複合管)	5.00
硬岩	3.00	鉄筋コンクリート二次製品水路（柵きょを除く）	3.00

4.5.2　余裕高

水路の余裕高は，①水路の規模，重要度，立地条件，②工種，③構造物と水路の湾曲，④管理，⑤周辺の降雨の流入，などを考慮して決める．標準的な余裕高F_bの算定基準式は，次のようである．

a)　無ライニング水路　　$F_b = 0.05d + \beta \cdot h_v + h_w$

d：設計流量に対する水深(m)，h_v：流速の速度水頭(m)，β：速度水頭の静水頭への変換係数で 0.5～1.0 をとる，h_w：水面動揺に対する余裕(m)

b)　擁壁型水路（フルーム，擁壁水路，箱型暗渠，既製品水路）　　$F_b = 0.07d + \beta \cdot h_v + h_w$

c)　トンネル，暗渠　次の(a)，(b)のうちの大きい方により断面の大きさを決める．

ⅰ)　設計流量に対して　　$d_1/D_1 = 0.80 \sim 0.83$

d_1：設計流量に対する水深(m)，D_1：トンネルまたは暗渠の高さ(m)，ただし，$D_1 - d_1 \geqq 0.30$(m)，なお，$D_1 \leqq 0.60$mの場合は，$F_b = D_1/2$ とする．

ⅱ)　用水路で洪水を流入させる場合　　$d_2/D_2 = 0.90 \sim 0.93$

d_2：洪水を加えた流量での水深(m)，D_2：高さ

d)　射流・急流水路　　$F_b = 0.6 + 0.037v \cdot h^{1/3}$

v：流速(m/sec)，h：水深(m)

4.6　構造設計

4.6.1　荷重

構造設計では，自重，水圧，浮力(揚圧力)，土圧，自動車荷重，衝撃荷重，群集荷重，軌道荷重，地震荷重，風荷重，施工時荷重，温度変化，コンクリートの乾燥収縮とクリープ，凍上圧などのうち，必要な荷重を考慮する．水路の構造設計は，各種の設計基準などの規定にしたがって行う必要がある．

a)　自重　各種の基準などに与えられた単位体積重量を用いることができるが，実重量が実験などで求まっている場合は，その値を用いる．

b)　水圧　静水圧 P は，作用面に垂直に作用する(図-4.2)．

$P=\gamma_w \cdot h$　($kN/m^2=kPa$)　　γ_w：水の単位体積重量（kN/m^3），h：水面から作用点までの高さ(m)

c)　浮力または揚圧力　鉛直上向きに作用するものとし，構造物の安定計算では浮上，転倒，滑動の場合には考慮し，地盤支持力の検討の場合は無視する．

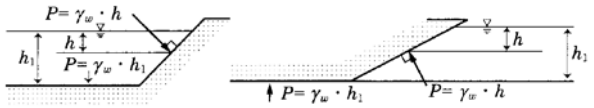


図-4.2　作用面における静水

d)　土圧　一般に鉛直土圧と水平土圧に分けられる．水平土圧は，ランキン，クーロンの土圧公式などによる．埋設構造物に作用する鉛直土圧は鉛直土圧公式などによって計算する．管体に作用する土圧は，不とう性管（たわみを考慮しない管で，各種コンクリート管）と，とう性管（設計でたわみを考慮する管で，鋼管，ダクタイル鋳鉄管，各種のプラスチック管）で図-4.3のように異なる土圧分布となる．これらの詳細は設計基準などを参考にして設計する．

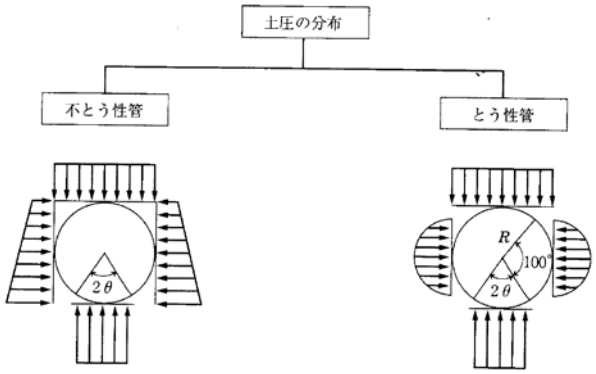


図-4.3　土圧の分布

e)　自動車荷重と衝撃荷重　自動車荷重の大きさ，位置，寸法，適用区分は，設計基準などおよび道路管理者と協議して決める．衝撃荷重は，自動車や軌道荷重の衝撃による．群集荷重では，衝撃を考慮しない．これらは，各種の水路構造物によって規定されているので設計基準などを参考にする．

f)　群集荷重　歩道について考慮し，大型自動車の入らない耕作道では $3kN/m^2$，公道の歩道は $5\ kN/m^2$とする．自動車荷重と群集荷重は同時には作用しない．

g)　軌道荷重　鉄道の管理者と協議して決める必要がある．鉄道構造物等設計標準・同解説がある．

h)　地震荷重　農業用水路では，地震被害が第三者に与える影響が無視できない場合や，多目的用水路で断水の被害が利水者に大きな損害を与えると考えられる場合を除いて，耐震設計は行わない．ただし，大きな門柱，水路橋，水管橋，長大な盛土などの特に重要な構造物，壁高が 8m 以上の擁壁では地震荷重を考慮する．

水路構造物の耐震設計は，原則として震度法を用いる．設計水平震度k_hは，次による．

$$k_h = C_z \cdot C_s \cdot k_{h0}$$

ここに，k_{h0}：設計水平震度の標準値で表-4.3，C_s：構造物の重要度別補正係数で表-4.4，C_z：地域別補正係数で表-4.5 に，地域区分を図-4.4 に示す．ただし$k_h \geqq 0.1$ とする．

表-4.3　構造物の耐震設計に用いる設計水平震度の標準

地盤種別	I 種	II種	III種
k_{h0}	0.16	0.20	0.24

表-4.4　構造物の重要度別補正係数（c_s）

区　分	補正係数
特に重要な構造物	1.0
一般の構造物 巨大な剛体状の構造物	0.7～0.8
土構造物	0.5～0.7

表-4.5　地域別補正係数（c_z）

地域区分	補正係数
A	1.0
B	0.85
C	0.7

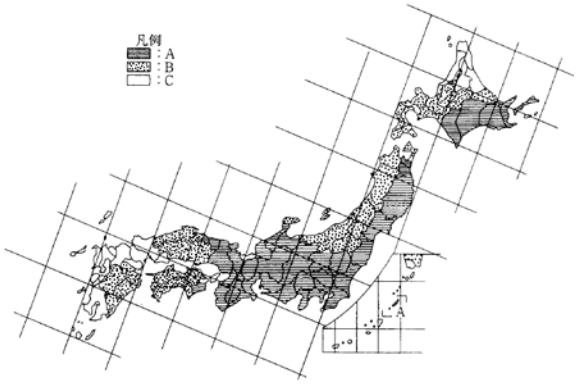


図-4.4　地域別補正係数の地域区分

i) その他の荷重　自然条件による風荷重，雪荷重，温度変化の影響，凍上圧，波圧，氷圧などがある．これらは，構造物の種類によって異なっている．

4.6.2　基礎反力

基礎地盤の反力は，構造物にたわみが生じないと仮定し，浮力，揚圧力は考慮しない．

a) 普通地盤に等分布荷重が作用する場合　図-4.5 のように等分布とする．

b) 普通地盤において偏心荷重が作用する場合

ｉ) 合力の作用点が中央 1/3 内にある場合

$$\left.\begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix}\right\} = \frac{\sum V}{L}\cdot\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) \qquad \text{（図-4.6）}$$

q_1, q_2 : 底版両端の最大と最小の地盤反力（kN/m^2），L：基礎面（底版）の長さ（m），ΣＶ：合力の鉛直成分（kN/m），e：ΣＶの作用点の偏心距離（m）

ⅱ) 合力の作用点が中央 1/3 の外にある場合

$$q = \frac{4}{3}\left(\frac{\sum V}{L - 2e}\right) \qquad \text{（図-4.6）}$$

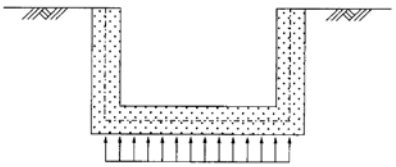
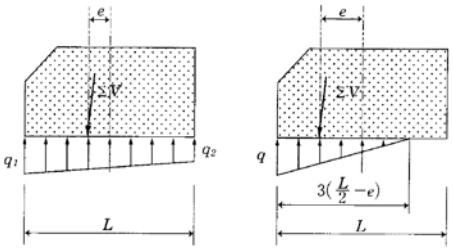


図-4.5　普通地盤における基礎の地盤反力



（中央 1/3 内）　（中央 1/3 以外）

図-4.6　偏心荷重の場合の地盤反力

4.6.3　開水路に作用する荷重.

普通地盤に設けられる水路に作用する荷重の組合せは図-4.7 と表-4.6 のとおりであり，水路の立地条件，施工条件，土質条件などから組合せを決めて計算する．

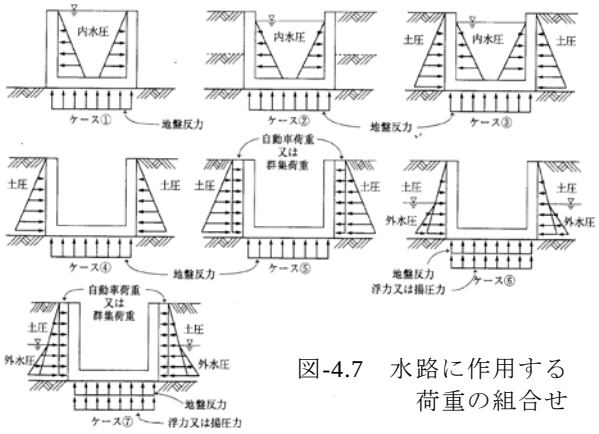


図-4.7　水路に作用する荷重の組合せ

表-4.6　水路に作用する荷重の組合せ

ケース	壁の状態	内荷重	外荷重	備考
①	露出	壁頂までの内水圧	地盤反力	埋戻さない場合
②[1]	埋戻し	予想される最高水位までの内水圧	地盤反力	埋戻し土の土圧が作用しない場合
③	埋戻し	予想される最高水位までの内水圧	埋戻し面までの土圧＋地盤反力	埋戻し土の土圧が期待できる場合
④	埋戻し	〃	土圧＋地盤反力	地下水、自動車荷重、又は群集荷重が予想されない場合
⑤[2]	埋戻し	〃	土圧＋盛土荷重＋自動車荷重（又は群集荷重）＋地盤反力	地下水が予想されない場合
⑥	埋戻し	〃	土圧＋外水圧＋浮力（又は揚圧力）＋地盤反力	自動車荷重、又は群集荷重が予想されない場合
⑦[2]	埋戻し	〃	土圧＋外水圧＋盛土荷重＋自動車荷重（又は群集荷重）＋浮力（又は揚圧力）＋地盤反力	地下水、自動車荷重又は群集荷重が予想される場合

4.6.4　埋設する水路に作用する荷重

サイホン，暗渠などに作用する荷重は，一般に図-4.8 の組合せがある．図は箱型断面であるが，円形，その他の断面もほぼ同じである．これらの荷重のとり方は，設計基準などを参考にする必要がある．

4.6.5　基礎の検討

基礎地盤の支持力の概要は，一般に表-4.7 で与えられる．用水路の設計の目安としては，表-4.8 が用いられる．　軟弱地盤に水路を設計する場合は先ず上載荷重による接地圧を軽減する方法を検討し，条件によっては地盤改良工法や基礎工法を検討する．基礎の沈下としては上載荷重による圧密沈下のほか，地下水の汲上げや有機物の分解による沈下もある．水路では縦断

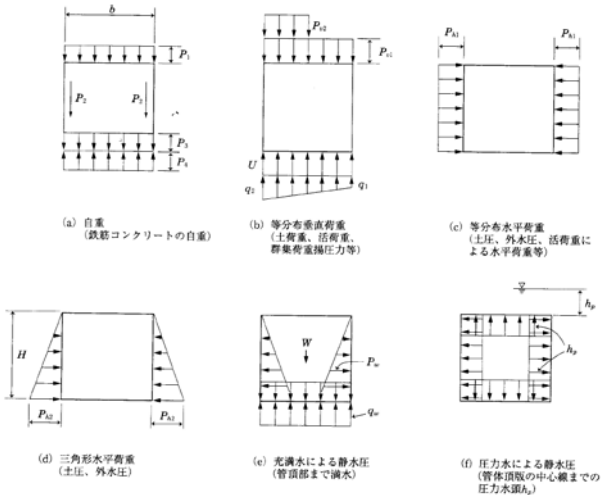


図-4.8　埋設する水路に作用する荷重の組合

方向の不同沈下が生じないよう設計することが重要である．特に軟弱地盤と普通の地盤の境界付近に注意する．

地盤の支持力が不足する場合，沈下量が過大になる場合，地震時に液状化の危険性がある場合には，基礎地盤の改良が考えられる．改良工法としては，①置換工法，②表層混合処理工法，③プレロード工法，④バーチカルドレーン工法，⑤サンドコンパクションパイル工法（SCP工法），⑥生石灰パイル工法，などがある．①，②は表層の 2～3m程度の改良であり，④は③と組み合わせて 20m程度までの軟弱粘土層の圧密促進に有効である．⑤は緩い飽和砂層に振動棒を振動しながら貫入させ，この孔に砂，砕石などを投入して砂地盤を締め固めるもので，地震時の液状化対策として用いられる．⑥は軟弱粘土層に生石灰の杭を打設し，生石灰(CaO)が消石灰($Ca(OH)_2$)になる際の，吸水による含水比の低下，この過程での体積膨張による水平圧力を圧密荷重として利用，大きな発熱量による水分の蒸発などによって短時間で圧密を促進する工法である．⑤，⑥の工法は特に工費が大きい．

杭基礎を水路構造物に用いる場合もある．この場合，杭頭と水路底版との結合方式として，①結合なし，②ピン結合，③剛結合がある．

表-4.8　軟弱地盤の判定の目安（用排水路の設計）

土　質	標準貫入試験 N	自然含水比	判　定
粘性土	4 以上	40%以下	沈下、安定についてほとんど問題ない。
	2～4	40～100%程度	沈下について検討を要する。 安定についても盛土が高くなる場合は問題となる。
	0～2	100%以上	沈下、安定に対し十分な検討が必要。
有機質土	—	100%以上	沈下、安定に対し十分な検討が必要。
砂質土*	10 以上	—	沈下、安定についてほとんど問題はない。
	5～10 以下	—	沈下、安定について検討を要する。

表-4.7　基礎地盤の許容支持力

地　盤		許容支持力度 (kN/m²)	備考	
			N 値	*q_u(kN/m²)
岩　石		1,000	100 以上	
砂　盤		500	50 以上	
土丹盤		300	30 以上	
礫　層	密実なもの	600		
	密実でないもの	300		
砂質地盤	密なもの	300	30～50	
	中位のもの	200 100	20～30 10～20	
	緩いもの	50	5～10	
	非常に緩いもの	0	5 以下	
粘土質地盤	非常に堅いもの	200	15～30	250 以上
	堅いもの	100	8～15	100～250
	中位のもの	50	4～8	50～100
	柔らかいもの	20	2～4	25～50
	非常に柔らかいもの	0	0～2	25 以下
関東ローム	堅いもの	150	5 以上	150 以上
	やや堅いもの	100	3～5	100～150
	柔らかいもの	50	3 以下	100 以下

4.7　水路施設の設計

4.7.1　開水路

開水路を構造から分類すると，図-4.9 となる．

開水路の断面決定は，水理，構造，施工上の有利な断面形について比較し，最も経済的な断面形を選定する．水理的に有利な断面形は，通水断面積 A に対して潤辺長 p が最小になる断面である．台形断面では，

$$b = 2H \cdot \tan(\theta/2) \qquad H = \left(\frac{A \cdot \sin\theta}{2 - \cos\theta}\right)^{1/2}$$

ここに，H：水深(m)，b：水路底幅(m)，θ：側壁の傾斜角(°)

構造上の有利な断面形はフルームの場合，底幅：水深＝1：1 ～ 2：1 程度とされ，多く用いられている．施工上では，深い掘削，高盛土などの地形条件より施工に制約を受ける場合は，この要因を考慮して断面を決める．この他，周辺の立地条件，補償条件，水路完成後の維持，補修なども考慮して断面を決める．

基礎地盤の調査結果から，水路の基礎に不良な地盤がある場合はこれを避けることが望ましいが，水路の線形，経済性，施工性から不良地盤を通る場合は基礎地盤の改良工法あるいは基礎工法を選定する．

開水路の施工では，切土と盛土がある．切盛土量の平衡，流用，捨て土などの検討により適切な土量配分を行い，土工計画を立てる．切土は，高さ 5m ごとに幅 0.5～l.0m 程度の小段を設ける．また，雨水による法面の侵食を防ぐため，法肩，小段に集・排水溝を設

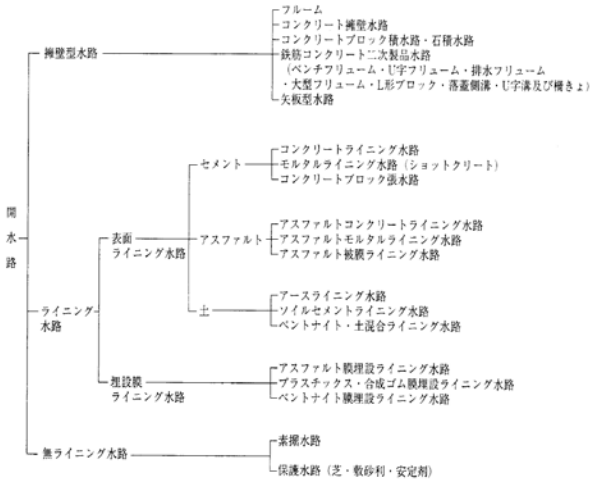


図-4.9　開水路の分類

ける．盛土では，盛土材料によって安定性が変化する．盛土材としては，切土を流用することを先ず検討する．適当な盛土材料が無い場合は構造形式を再検討することもあるが，不良土を改良して盛土材とすることにより捨て土を減らすことができる．

4.7.1.1　フルーム

フルームは水路側壁と底版が構造的に一体となって土圧，水圧などの荷重を支持する形式の水路で，一般には鉄筋コンクリート長方形断面が用いられる（図-4.10）．

フルームの設計では，勾配が急な場合は水路に落差工，急流工を設けて適正な水路勾配とすること，基礎地盤が軟弱な場合は沈下・滑動などの安定性の検討を行うこと，軟弱地盤と普通の地盤の境界付近では継目の設計，施工に注意すること，が必要である．盛土上にフルームを造る場合は天端まで盛土する必要はないが，水路が現地盤より高位部を通過する場所では越流すると大きな被害を生じることから，余水吐などの設置を検討する必要がある．

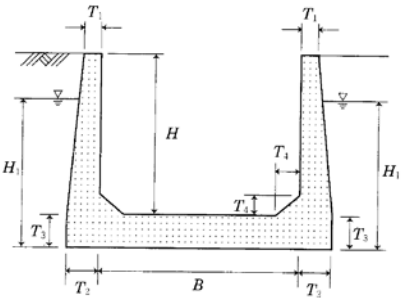


図-4.10　フルームの寸法図

フルームを鉄筋コンクリートとする場合，施工性，経済性から中小断面の水路で二次製品の使用が増加している．二次製品の採用に際しては，現場打ちフルームやその他の水路形式と比較し，基礎工や地下水による浮上に対しての検討，継目やウイープホール（水抜き孔），アンダードレーンなどの検討をする．

4.7.1.2　コンクリート擁壁水路

壁体が底版から独立しており，擁壁として背面の土圧，水圧などに対して安定を保つ形式の水路であり，幅の広い排水路に採用されることが多く，用水路では一般的でない．重力式擁壁水路が多い．

4.7.1.3　コンクリートブック積み水路，石積み水路

水路護岸をコンクリートブロック,玉石,雑割り石，間知石などを積上げた水路であり，幅の広い水路や環境との調和を考えた水路に用いられることが多い．この形式ではウイープホールを設けて背面の地下水の排水をすることが必要である．

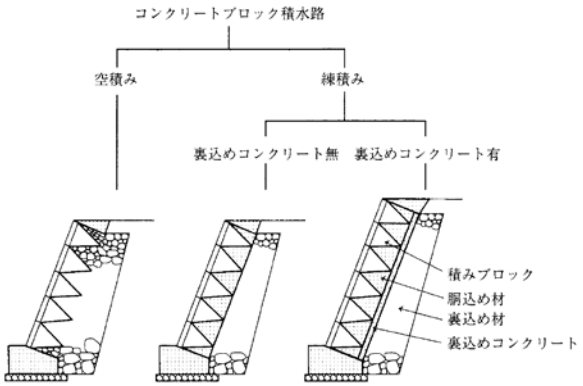


図-4.11　ブロック積水路の構造

コンクリートブロックの積み方を図-4.11 に示す．構造的には空積みと練積みがある．古い石積みは空積みであるが，最近は練積みが多く，裏込めコンクリートの厚さを下部ほど大きくして安定度を増している．積み方としてはブロックの上下面を水平にする布積みとブロックの角を上下にし，この間に次のブロックを積む谷積みがあるが，水路では谷積みが用いられる．

4.7.1.4　鉄筋コンクリート二次製品

規定の設計諸元に合わせて工場で製造された単体または部材を接合または組み合せるものであり，小規模な水路では施工性がよく，経済的である．開水路，暗渠用の二次製品の種類を表-4.9 に示す．

表-4.9　水路に使用されている
鉄筋コンクリート二次製品の種類

			種　類	規　格
水路用			鉄筋コンクリートベンチフリューム （通称　ベンチフリューム）	JIS A 5318
			鉄筋コンクリートフリューム （通称　U字フリューム）	JIS A 5318
			鉄筋コンクリート組立柵きょ （通称　プレハブ水路又は組立水路）	—
			鉄筋コンクリート排水フリューム （通称　排水フリューム）	—
			鉄筋コンクリート大型フリューム （通称　大型フリューム）	農業土木事業協会規格
			鉄筋コンクリート水路L形 （通称　L形ブロック）	農業土木事業協会規格
道路用			鉄筋コンクリート側溝 （通称　落蓋側溝）	JIS A 5345
			鉄筋コンクリートU形 （通称　U字溝）	JIS A 5305
	横断暗きょ	箱形暗きょ	ボックスカルバート	全国ボックスカルバート協会
			アーチカルバート	日本アーチカルバート工業会
		管形暗きょ	遠心力鉄筋コンクリート管 （通称　RC 管又はヒューム管）	JIS A 5303 全国ヒューム管協会
			コア式プレストレストコンクリート管 （通称　PC 管）	JIS A 5333 日本道路公団規格

4.7.1.5　無ライニング水路

自然地盤を掘削または堤防を盛立てた素掘り水路と，通水部を芝，安定材，敷砂利などで保養した保護水路がある．我が国では無ライニング水路は一般に排水路に用いられるが，以前の用水路の大部分は無ライニング水路であり，通水途中での漏水が多かった．現在でも多くの国の用水路は無ライニング水路であり，水路からの漏水損失がある．乾燥地では漏水と潅漑水によ

る地下水位の上昇と蒸発に伴う地下の塩分の地表面への析出で，耕地が塩地化して不毛の地と化している所が多い．

4.7.2　水路トンネル

4.7.2.1　分類

水路トンネルは水路の一部を構成し，開水路によって農業用水を安定的に所定の区域に送水することが不可能な山地や起伏の大きい路線に設置されるものである．トンネルの形式として，十分な土被りが確保されている場所では，地山内部応力のバランスの状況に応じて，素掘，吹付け，無筋コンクリートライニングが，土被りが不十分で地山内部応力のバランスがとれない場所では，鉄筋コンクリートライニングが採用されている．同様に，支保工の有無も地山内部応力のバランスの状況に応じて使い分けられている．

水路トンネルの分類としては，水理上から無圧トンネルと圧力トンネルに，地質上から岩トンネルと土砂トンネルに，また，一般的なトンネル工法として矢板工法と吹付け・ロックボルト工法に分類される．

a)　水理上の分類　　無圧トンネルは，計画流量が自由水面をもって流れ，内水圧がクラウン部に作用しない．したがって開水路となるので，原則としてマニング公式により水理計算を行う．圧力トンネルは，満流で流れ内水圧がトンネルの各部に作用する．水理計算に用いる公式は，トンネル上・下流の流況を考慮し，開水路系の圧力トンネルではマニング公式を，管水路系の圧力トンネルではヘーゼン・ウィリアムス公式を原則とする．

b)　地質上の分類　　比較的風化の進んでいない岩盤や固結度の高い軟岩などからなる地山に構築される場合を岩トンネル，未固結の土層や固結度の低い軟岩などからなる地山に構築される場合を土砂トンネルと呼ぶ．

c)　工法による分類　　トンネル工法には，岩盤などの地山を掘削してトンネルを建設する山岳トンネル工法の他，シールドトンネル工法，開削トンネル工法，沈埋トンネル工法などがある．しかし，水路トンネル建設の大部分が山岳トンネル工法によっており，その施工法は，施工事例の大部分を占める矢板工法（在来工法）と，発展の目覚しい施工法である吹付け・ロックボルト工法（NATM 工法）が標準施工法である．矢板工法は，鋼製支保工と矢板を用いて地山の緩み荷重を支える工法である．吹付け・ロックボルト工法は，地山が本来有している耐荷能力を積極的に活用し，吹付けコンクリートやロックボルトを主たる支保部材とする工法である．

4.7.2.2　設計の基本

a)　路線の選定　　水路トンネルは一般に他の工種と比較して m 当たりの工事費が高いため，できるだけトンネル延長が短くなる路線を選定する傾向が強い．しかし，トンネルの経済性は，路線延長とともに，地質性状，地質構造，坑口部地形，施工条件などの多くの要因に影響されることに留意する必要がある．

b)　坑口位置の選定　　トンネルの坑口は地圧が最も不安定なところであるため，地すべり崩土や崖錐のところ，湧水が多く降雨の影響も受けやすい沢や谷口は避ける．地層が坑口に向かって流れ盤になっているときも注意を要する．一般的に，“山の鼻の出っ張り”のところは地山が堅く坑口としてよいといわれている

c)　トンネルの線形　　トンネルの平面線形は直線形が最も望ましい．曲線を入れる場合は，地形・地質条件，既存施設との位置関係，施工法で制約される最小半径などを総合的に検討し，できるだけ大半径の曲線となる設計が望ましい．

d)　最小土かぶり厚さ　　トンネル掘削によって地山内部の応力状態は変化し，トンネル周辺には垂直地圧を側面から底盤に伝えようとするグランドアーチが形成されると考えられる．この場合，土かぶりが小さいと地山のバランスが崩れ，地表まで崩壊が生じ，トンネルは過大な荷重を受けて安定を阻害される．無圧トンネルの場合，この厚さは各種実験や弾性理論解などから，トンネル掘削断面の直径の 5 倍程度とされている．しかし，地山の地質，ライニングの有無とその材質，支保工の種類によって異なるので，それらの区分に応じた最小土かぶりを確保する必要がある．

e)　トンネル勾配および断面形　　トンネルの勾配は，水理，施工，経済的要素の相互関係を考慮して決定する．水理的には水路組織全体の中での水頭配分に制約され，経済的には事情が許す限り勾配を急にして断面の縮小を図るのが有利である．施工的要素には，坑内の湧水処理および使用機械の走行条件があり，1/500～1/5,000 の範囲内であれば特に支障はない．断面形状は，圧力トンネルでは円形，無圧トンネルでは標準馬てい形が多い．

f)　最小施工断面　　施工上の最小断面は，地質，延長，施工法および使用機械の種類と規格などによって異なる．矢板工法の場合の最小幅は，ずり鋼車幅と，運行する車両が通行中の労働者に接触する危険を防止するための車両と側壁との間隔（労働安全衛生規則第 205 条）を考慮すると 2.0m，最小高さは，一般的に使用される機械の規模では 1.8m 程度が必要である．吹付け・ロックボルト工法の場合の最小施工断面は，矢板工法と同じ規制要因に加え，コンクリートの吹付けおよびロックボルト設置の作業空間確保から，掘削仕上がり直径で 2.7m 程度と考えられている．

g) トンネル施工法の選択　水路トンネル建設の標準施工法は，矢板工法と吹付け・ロックボルト工法である．矢板工法は，鋼製アーチ支保工と木矢板を支保材とした剛構造支保工によって地山の荷重を支持してトンネルの安定を図る，という概念に基づく伝統的なトンネル施工法である．一方，吹付け・ロックボルト工法は，地山が持つ固有の強度を積極的に利用し，地山自体の支保力によってトンネルの安定を図る，という概念に基づき，地山に密着した吹付けコンクリートとロックボルトおよび鋼製支保工を機能的に組み合わせた柔構造支保工を掘削直後に構築して，トンネル周辺破壊域を早期に抑制する工法である．施工法は両工法の長所と問題点を踏まえて選定する．

4.7.3 暗　渠

暗渠は，主にオープンカットによって施工される埋設構造物である．水理的には自由水面をもつ用水路の流れとなり，満流して管体に内水圧の作用するサイホンとは区別する．

暗渠は，断面形状から円形暗渠，馬蹄形暗渠，箱形暗渠がある．円形暗渠は流量に対して最小断面で施工でき，構造的にも最有利であるため，延長が大きく土かぶりの大きい場合に有利である．馬蹄形暗渠は円形暗渠についで水理的，構造的に有利であり，施工は円形暗渠より容易である．トンネルは一般に馬蹄形断面であるため，トンネルに接続する暗渠に用いられることが多い．箱形暗渠は構造が簡単であり，施工性に優れているため，最も多くの暗渠で用いられる．箱形暗渠はフルームなどとの接続が容易である．

暗渠の管体（函体）材料は，現場打ち鉄筋コンクリートと既製品暗渠がある．既製品としてはコルゲートパイプなどの鉄鋼製品，コンクリート製パイプ，プレキャストボックスカルバートなどの鉄筋コンクリート製品，プラスチック系製品など多くの種類がある．中小暗渠は経済性，施工性，工期の短縮のため，既製品暗渠が多い．

4.7.3.1 暗渠の構成

暗渠は開水路との接続のため，図-4.12 の各部から構成されている．

a) オープントランジション　断面変化の移行部の第 1 段階として開水路から同一幅の長方形断面に移行する部分をいう．水理的には不等流となる．

b) クローズドトランジション　断面変化の移行部の第 2 段階で長方形断面より暗渠本体（ここでは馬蹄形としている）に移行する部分をいい，水理的には不等流となる．暗渠本体の断面が長方形の場合は，クローズドトランジションは不要になり，開水路がフルームのような長方形断面の場合はそのままの断面形で暗渠に移行する場合がある．

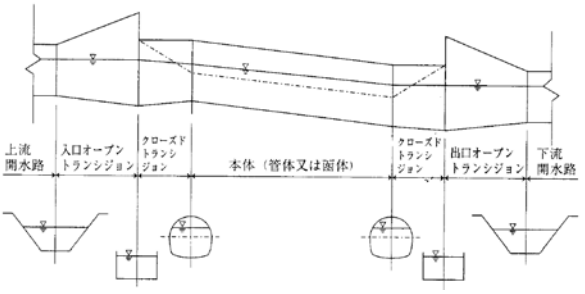


図-4.12　暗渠の構造区分

c) 本体（管体または函体）　暗渠の主体部で，その規模，路線の地形，地質，上下流の工種などによって本体の材質，内部断面を決める．

暗渠の出入口のトランジションは本体に比べて構造が複雑（断面形状が連続的に変化）なため，直線部に設けることを原則とする．

暗渠とサイホンの最小土かぶり厚は，次のように決められている．

ⅰ) 耕地　0.6m 以上＋耕土深．ただし，管形 300mm 以下のほ場内管路は最小埋設深を 0.3m 以上とすることができる．

ⅱ) 公道下　1.2m 以上とし，道路管理者と協議して決める．　ⅲ) 農道，私道下　一般に 1.0m 以上とする．

ⅳ) 河川下　2.0m 以上とし，河川管理者と協議して決める．　ⅴ) 山林下　0.6m 以上

ⅵ) 寒冷な地方　凍結の恐れのない深さ

4.7.3.2 暗渠の水理設計

暗渠の動水勾配は水路系全体の勾配配分から決まるが，土砂の堆積を避けるため，開水路の流速の 30%増しの流速から断面を決める．暗渠の損失水頭は，①摩擦による，②流入，流出による，③スクリーンによる，④断面変化による，よりなる．

4.7.4 サイホン

サイホンは，開水路の水面より低い谷間，低地，河川，道路，鉄道などの低位部を通過する水路構造物である．自然流下で満流する管体で，内水圧が作用する．サイホンに代わる構造物としては高盛土開水路，水路橋，迂回

水路があるが，サイホンが有利な場合が多い．

4.7.4.1　サイホンの分類と構成

a)　布設方法による分類　布設方法によって埋設，露出，トンネル，特殊方式がある．①埋設方式：管体を地中に埋設する方式で，構造的に安定で，地上の障害とならないため，一般にこの方法がとられる．②露出方式：管体を地上またはトレンチ内に露出して布設する方法である．これはサイホンの一部を水管橋とする方が有利な場合，急傾斜地で斜面に露出した方がよい場合に用いられる．鋼管では埋戻し土，上載荷重に対しての断面の大幅な補強が必要な場合は露出方式が用いられる．③トンネル方式：地山を開削せず，直接トンネル工法により管体を布設する方法である．急峻な山地，鉄道，道路などをサイホンで横断する場合に採用される．④その他の特殊工法：特殊工法として推進工法，シールド工法がある．

b)　管体形式による分類　管体形式での分類は，図-4.13 のようになる．円形サイホンでの管体形式の構成例を図-4.14 に示す．

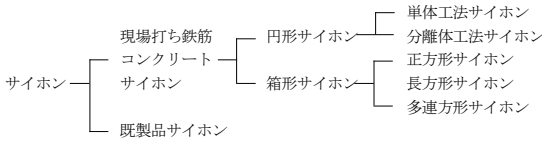


図-4.13　サイホンの分類

①円形サイホン:水理的,構造的に優れているため，一般に採用される．特に長く大断面の場合や内外水圧が大きい場合に採用される．円形サイホンは型枠，鉄筋の加工と組立て，コンクリート打設に箱型サイホンより高度な技術が必要である．②箱型サイホン：内水圧が低く，延長が小さく，土かぶりの小さな場合に採用される．円形サイホンより施工が容易で，接続するフルームなどの水路とのトランジションが簡単であり，有利な点である.正方形断面が多い．③既製品サイホン：既製品としてはコンクリート製，ダクタイル鋳鉄管，鋼管，強化プラスチック複合管，その他があり，施工性と経済性が優れているため，採用される．

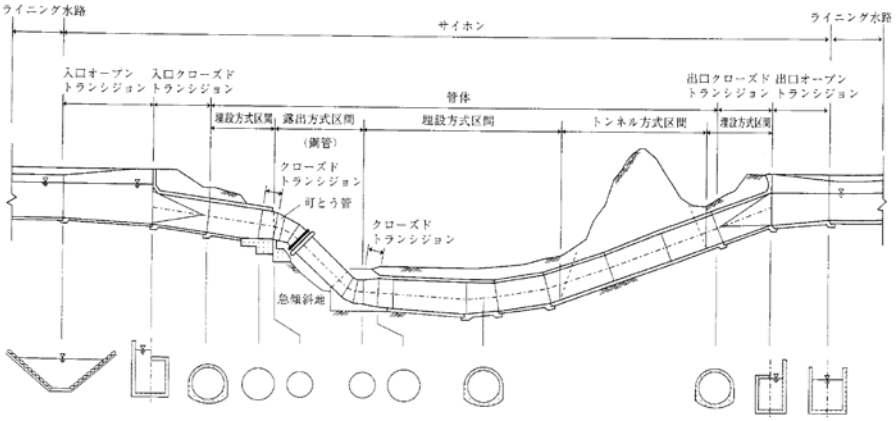


図-4.14　円形サイホンの構成

4.7.4.2　サイホンの設計の基本

a)　サイホンの構成　サイホンはオープントランジション，クローズドトランジション，本体および附帯構造物よりなる．①オープントランジション：サイホン本体と上下流の開水路の水理的，構造的な移行部として設計される．トランジションの機能は過大な損失水頭の生じないよう，流れの変化を滑らかにすることである．この形状は図-4.15 のように直線形，台形直線形，台形屈曲形があり，一般に台形直線形が用いられる．②クローズドトランジション：サイホンの出入口のオープントランジションとサイホン本体を継ぐ部分でサイホン本体が箱形の場合は必要なく，小口径のサイホンの場合は経済性と施工性から設けないことが多い．③サイホンの本体：本体の種類はサイホンの規模，内水圧の大きさ，立地条件，施工性を考慮し，構造的に安全で，経済的な管種を選定する．サイホンの形状は現場打ち鉄筋コンクリートでは箱形または円形である．延長が長く，内水圧の大きなサイホンでは水理，構造的には円形が有利である．延長の短い円形サイホンではクローズドトランジションのため，工事費が高くな

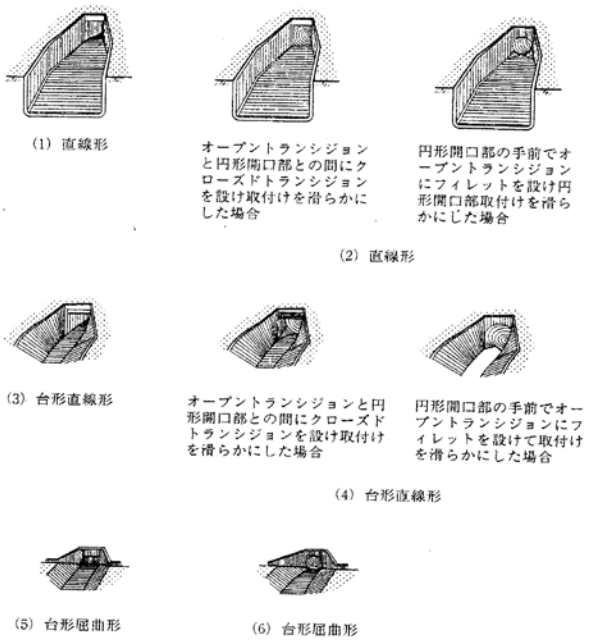


図-4.15　オープントランジションの形状

る．サイホンは原則として 1 条とするが，上水道用水，工業用水を含む場合は断水を避けるため，2 連にする．④附帯構造物：サイホンの機能を維持するため，ブローオフ，マンホール，通気工などが設けられる．

b) サイホンの線形　サイホンの平面，縦断の線形は，曲線部や屈曲部を少なくすることが水理，施工から望ましい．①埋設深：サイホンは沈下に対しては比較的安全であるが，管内が空虚で地下水位が高い場合は浮上について検討する．最小土かぶり厚は，暗渠と同じである．②横断，斜面の通過：河川，道路，鉄道を横断する場合はこれと直交するのが望ましい．斜面では等高線に直角に路線を選定する．活断層や崖錐などの不安定な地盤は可能なかぎり避けるようにする．等高線と斜めまたは平行に路線を設けると管体に作用する偏土圧についての検討が必要になる．③サイホンの出入り口：出入口はトランジション，スクリーンなどで構造が複雑になるため，直線区間に設定するのがよい．出入口は平坦地と傾斜地の移行部が多く，地盤の安定性を検討する必要があり，構造物は切土内に設けると安定上で問題が少ない．

c) 水理設計の条件　①水理設計は，水路系全体の水頭勾配の配分で割当てられた水頭勾配に基づいて設計する．長さが 100m 以下のサイホンでは出入口の損失水頭の割合が非常に大きくなる．②サイホンは管体の単位長さ当たりの工事費が高いので，管内流速を最大許容流速に近づけ，断面を縮小することが望ましい．③サイホンの出入口には図-4.16 のような管内への空気の連行を防ぐためのシールを設ける．シールとは設計水位と管の内側頂部鉛直高さをいう．シールの高さは，次のとおりとする．

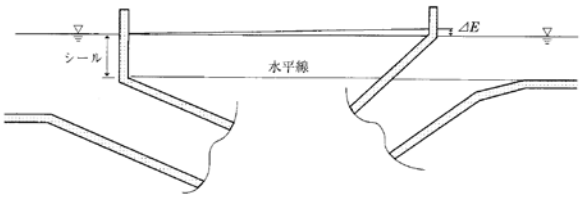


図-4.16　サイホン入口部のシール

ⅰ) 管径 1,000mm以上の場合　0.50m以上，または $1.5V^2/2g$の内，大きい方とし，0.1m単位で切上げる．

ここにV：管内流速（m/sec），g：重力の加速度（$9.8m/sec^2$）

ⅱ) 管径 1,000mm未満の場合　0.30mまたは $1.5V^2／2g$のうち，大きい方とし，0.1m単位で切上げる．

d) 構造設計の条件

(a) サイホン本体　サイホンは常時，内水圧を受けるため，水密性と強度に特に留意する必要がある．構造設計では，載荷条件，土かぶり，地下水状況などを考慮する．①現場打ち鉄筋コンクリートサイホン：管体の縦断配置が決まると，荷重状態によって幾つかの代表的な形式に分類する．構造計算は内水圧で 50～100kPa，土かぶりで 0.5～1.0m ごと，自動車，衝撃荷重などの活荷重の有無によって形式を 3～5 種類にまとめる．管体の 1 スパンの長さは，一般に 9～12m を標準とする．部材厚は荷重条件によって計算するが，円形サイホンで内径の 1/12，箱型サイホンで内寸法の 1/10 以上かつ 20cm 以上とする．サイホンではひび割れに対する水密性の確保のため，表-4.10 のように内水圧に対して，鉄筋の許容応力度を割り引いている．②既製品サイホン：パイプラインの設計基準などを参考にする．

表-4.10　内水圧構造物の鉄筋応力度

（単位：N/mm^2）

種　類	許容応力度低減公式	
	$\sigma_{sa}=137^*$	$\sigma_{sa}=157$
箱　形	$137-3.7H$	$157-4.0H$
円　形	$110-0.9H$	$127-1.0H$

(b) 付帯構造物　①ブローオフ：サイホンの最低位部に設け，管内に堆積した土砂や泥土をサイホン外に排除する施設である．ブローオフは自然排水型（管体底部排出型），管体側部排水型，管体頂部排水型があり，自然排水型が最も優れている．②マンホール：延長の長いサイホンでは 500m に 1 か所程度でマンホールを設ける．人が出入りするため，管体の凸部に設けることが望ましいが，ブローオフとの配置と合わせて検討する．③通気工：管路の凸部には空気溜の排気と排水時の負圧の防止のため，通気工を設ける．水平区間では約 500m に 1 か所程度設ける．

(c) 継目　サイホンには打継目，収縮継目，伸縮継目がある．これらの継目は水密性を十分に確保する構造とする．①打継目：サイホン管体ではできる限り打継目を設けないことが望ましい．設ける場合は継目処理を十分に行って水密性や構造上の弱点にならないようにする．②収縮継目：コンクリートの乾燥収縮に対して設けられる継目で，間隔は一般に 9～12m 程度である．収縮継目は断面の中央に止水板を入れる．③伸縮継目：埋設方式のサイホンでは原則として伸縮継目は設けない．

4.7.5　水路橋

水路が河川，渓谷などを横断する場合，サイホンか水路橋を検討する．この場合，高低差が大きい場合，河川

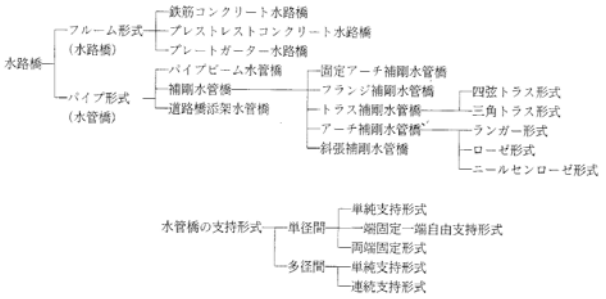


図-4.17　水路橋の分類

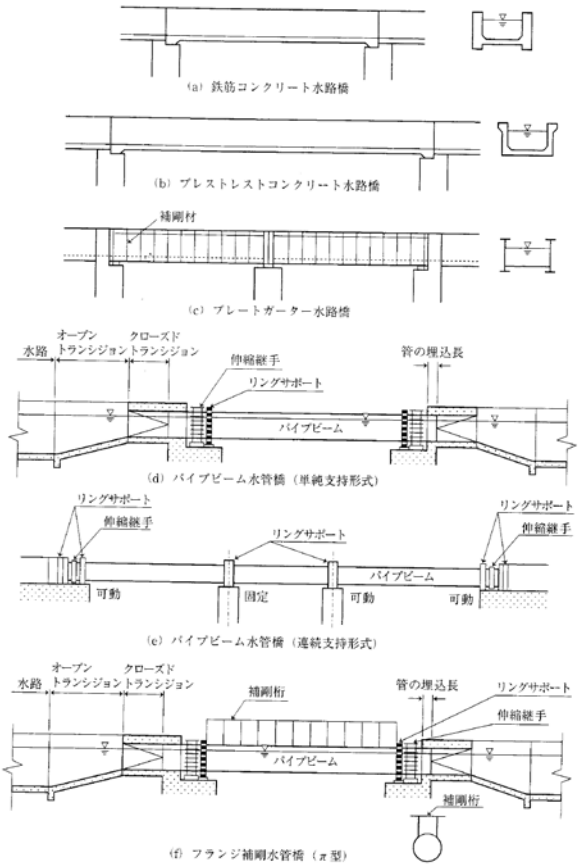


図-4.18　水路橋の一例

の河床が不安定な場合，サイホンでは損失水頭が大きすぎる場合は水路橋となる．水路橋の分類は，上部工の形式によって図-4.17 のように分類される．また，水路橋（開水路）と水管橋（管水路）の例を図-4.18 に示す．

水路橋の設計の基本は次のようである．①水路橋の位置と線形：水路系全体を検討して決めるが，サイホンよりも技術的に高度となるため，位置と線形，施工方法，構造形式の検討を行って，設計を進める．②通水断面：フルーム形式の水路橋の通水断面は，高さと幅の比が 1：1.2～1：1.5 程度のものが多い．パイプ形式の水路橋では満流とする場合と開水路とする場合がある．③形式とスパン割り：フルーム形式の水路橋としては鉄筋コンクリート橋，プレストレストコンクリート橋，プレートガーダー橋が主として採用される．パイプ形式の水路橋は主としてパイプビーム水管橋，補剛水管橋，道路橋添架水管橋が採用される．④水理設計：水路橋の水理設計は，水理上最も有利なものを基本として検討する．水路橋の余裕高は，取付ける上下流水路の余裕高の 1.5 倍程度とする．上流水路に余水吐を設けて余剰水を放水する場合は，上下流水路と同程度にできる．⑤構造設計：水理設計で決まった水路断面を安全かつ経済的に通水させるために構造設計をする．これらの検討項目は各水路形式によって異なっている．構造設計で考慮する荷重は主荷重（内水圧または静水圧（管水路），自重，水重（開水路），積雪荷重）と従荷重（風荷重，温度変化，地震荷重，通行荷重，外圧，水撃圧）の組合せのうち，最大応力が生じる荷重条件を用いて設計する．橋長が大きくなると橋脚を設けるが，スパン割りは河川構造令に基づいて決める．

4.7.6　落差工と急流工

水路組織の設計において，水路途中に余剰落差を生じる場合に設ける．落差工は急段落と減勢施設により，急流工は急勾配水路と減勢施設により，安全に用水を流下させるための構造物である．これらを構造形式で分類すると，図-4.19 のようになる．

4.7.6.1　落差工

落差工の設置位置の選定では次の点を考慮する．①地形的に落差がある地点付近に地形と調和する場所に選定する．②落差工の基礎地盤は落差工の自重と流水の衝撃に耐える支持力をもつ地点とする．③水路に波を生じないよう，上下流水路を含んで直線とし，対称的な構造とする．④振動・騒音が生じるため，民家などに隣接した地点は避けるようにする．

落差工には普通落差工と特殊な落差工があり，これらの特徴は次のようである．①水クッション型落差

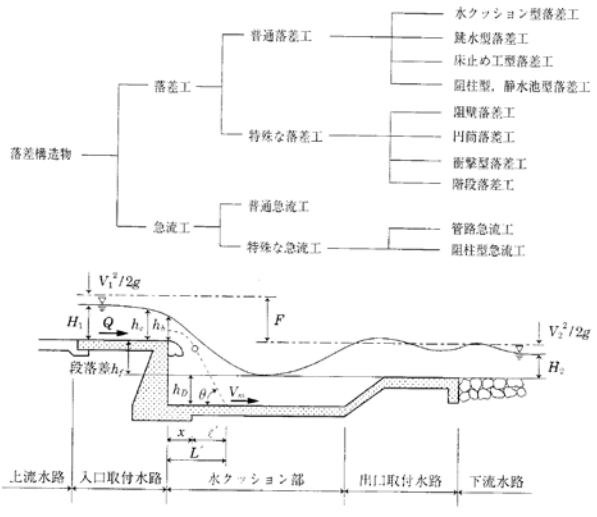


図-4.20　水クッション型落差工の例

工：図-4.20 のように入口取付け水路に続き，落ち口直下が鉛直段落になって，減勢のための水クッション部から出口取付け水路に続く形式である．②跳水型落差工：図-4.21 のように，入口取付け水路に続く落ち口が傾斜しており，落下流水が斜面に沿って静水池に流れ込むため，水クッション型に比べて騒音は少ない．③床止め工型落差工：図-4.22 のように水路底が土砂で土砂の流下量が多い場合，静水池を設けず，流下水のエネルギーはエプロンでの衝突と護床工で減勢される．この落差工はエプロンを長くし，護床工も必要なため，①，②に比べて高価になる．落差 2.0m 以下のものが多い．④阻柱型落差工，静水池型落差工：図-4.23 のように水クッションを設けず，落下水を下流水路上で減勢するもので，阻柱型落差工と静水池型落差工がある．⑤阻壁落差工：図-4.24 のように流下する水勢を阻壁に衝突させ，さらに水槽内の水クッション部に衝突させて減勢する形式である．⑥円筒落差工：図-4.25 のように円筒形の立坑に水流を落下させて減勢する形式であり，水流は複雑になる．⑦衝撃型落差工：図-4.26 のように上流水路から取付け管路でインパクトボックス内に導水し，阻壁に衝突させて，一次減勢を行い，続いてボックス下流壁に衝突させて二次減勢を行う形式である．⑧階段落差工：図-4.27 のように水クッション型落差工の間隔を縮小して，段落ちを連ねた形式である．この形式では，上流側段落ちでの減勢が完全に行われないと，下流になるにつれ水勢を増し，十分な減勢ができなくなる．

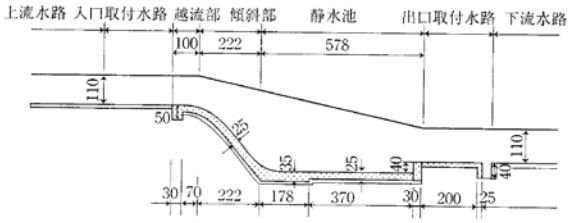


図-4.21　跳水型落差工の例　(単位：cm)

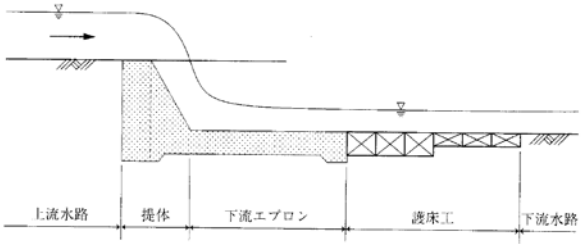


図-4.22　床止め工型落差工の例

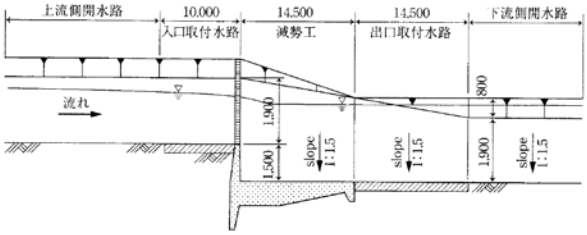


図-4.23　静水池型落差工の例

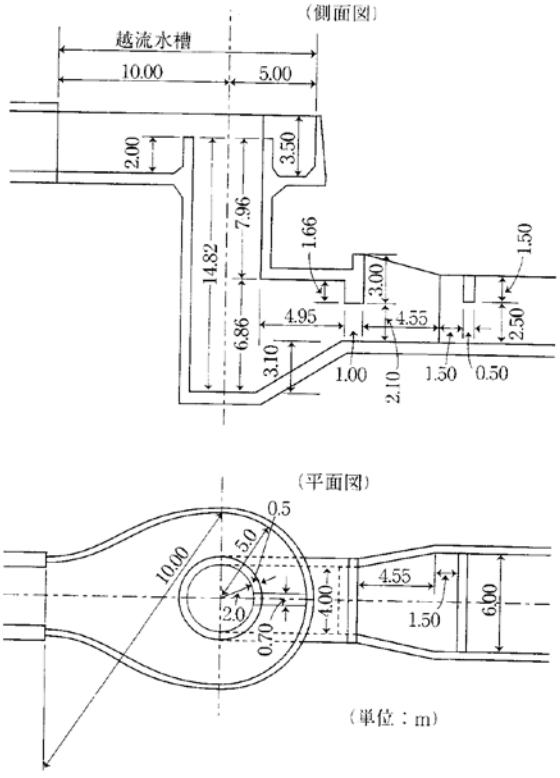


図-4.25　円筒落差工の例

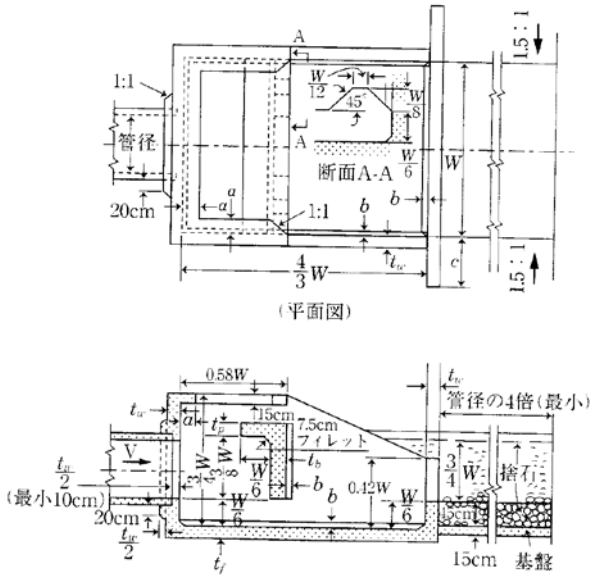


図-4.26　衝撃型落差工

⑤～⑧の特殊落差工は確立した設計法がないため，選定に当たっては水理模型実験などを行って，機能を確認して設計をする．

4.7.6.2　急流工

水路の余剰落差がある場合，地形に沿って比較的長い急勾配水路を設け，末端の減勢工によってエネルギーを減勢するものである．このため　急流工の選定では，①現地形に沿って長い区間に直線状の用地が確保できる位置，②上流水路の平面曲線から十分な距離を保つ位置，③流水の飛沫による侵食に対して安全な地形，地盤をもつ地点，④減勢工は騒音・振動を生じるため，民家などから離れた位置，⑤急流工の線形は直線，とする．

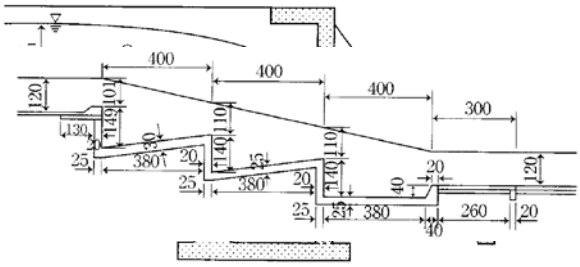


図-4.27　階段落差工の例　(単位：cm)

急流工には，普通急流工と特殊な急流工がある．普通急流工を図-4.28 に示す．普通急流工は，上流水路→入口取付け水路→急流部→放射流部→減勢工→出口取付け水路→下流水路から構成されている．普通急流工は，水流を滑らかに減勢工に導き減勢する．各部の役割は次のようである．①入口取付け水路は通水断面を縮小しながら，上流水路の常流を急流部の射流に移行させる部分である．②急流部は余剰落差を調整する部分で，射流を安定した状態で流下させるものである．③放射流部は水路幅を拡大して単位幅当りのエネルギーを少なくし，減勢工の規模を小さくするものである．④減勢工は流下してきた射流を減勢して，安全に常流に移行させる部分である．⑤出口取付け水路は常流になった流れを下流水路に流下させる移行部である．

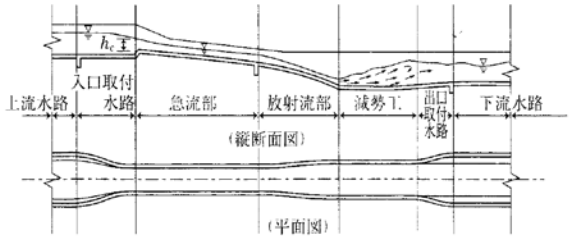


図-4.28　普通急流工の構成部分の説明図

4.8　分水工・量水施設・合流施設

4.8.1　分水工

4.8.1.1　分水工の種類

分水工には機能から次のものがある．

a)　定比分水工　主水路の流量，水位が変化しても分水比率を一定に保つものである．①背割り分水工：図-4.29 のように，水路に背割り壁を設け，所定の分水比に配分するもので，構造が簡単で施設費が安く，分水による損失水頭が最も少ない．しかし下流水路の水位変動の影響を受けて，分水比が変化しやすいのが大きな欠点である．②射流分水工：図-4.30 のように水路の一部区間に射流区間を設けて下流の影響を断ち，阻

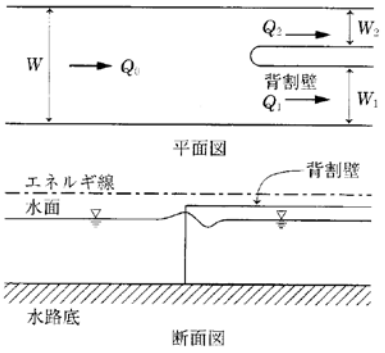


図-4.29　背割分水工の例

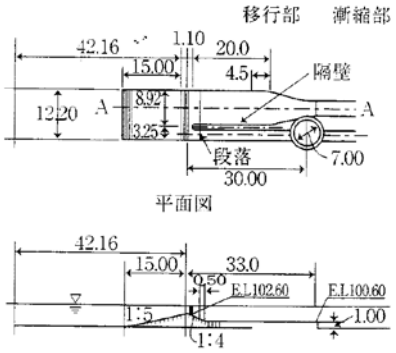


図-4.30　射流分水工の例

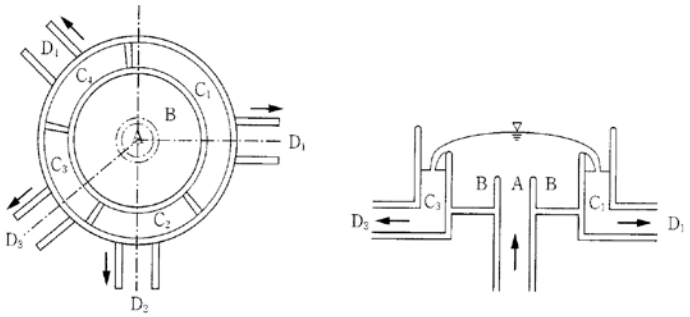


図-4.31　円筒分水工の一例

壁により所定の分水比に分水する．背割り分水工に比べて分水比の精度がよいのが特長である．③円筒分水工：図-4.31 のように，水路の流水を逆サイホンによって円筒形水槽の中央部に吹き上げ，静水に近い状態にして，所定の比に分割した円周上の堰を越流させて分流するものである．この分水工は多数に分水できるが，損失水頭が大きく，他の分水工に比べて工事費が高くなり，所定の分水比に分水できない分水路ができることがある．定比

表-4.11　定比分水工の長所・短所

形　式	長　　所	短　　所
背割分水工	・構造が簡単である。 ・施設建設費が安い。 ・分水による損失水頭はほとんどない。	・上下流水路の水位の変動によって分水比は影響を受けやすい。
射流分水工	・射流のため、分水比は下流水路の水位条件による影響を受けない。 ・分水比の精度が高い。 ・分水による損失水頭は比較的小さい。 ・上流水深の測定により流量を把握できる。	・背割分水工に比べて、施設用地が多く必要。
円筒分水工	・数多く分水することができる。 ・分水比は安定している。	・損失水頭が大きい。 ・施設建設費が高い。

分水工の特徴を表-4.11 に示す.

b)　操作式分水工　ゲート式分水工, ダブルオリフィス分水工などのようにゲート, バルブなどをもつもので, 機構が簡単で，配水操作に弾力性がある．しかし配水管理に手数がかかり，上下流水位に対して分水量が不安定になりやすい．また，配水管理組織が不備な場合は配水の無駄が多くなる．

c)　定量分水工　主水路の流量，水位が変化しても分水工に設定された分水量を一定に保つ自動分水量調節装置をもつもので，水管理が容易で効率的な配水ができるが，施設費は高くなる．代表的な分水工としては上下流水位調節ゲートとディストリビュータの組合せ，ディスクバルブまたはフロートバルブで分水後の水位を一定に保ち，ディストリビュータで分水する方式がある．

4.8.1.2　分水工の設計の基本

a)　分水工の形式選定　①分水工の形式は，水管理方式，水位・流量調節方式，水路形式に合うように選定する．②支線と幹線の分水比に応じて形式を選定する．支線の分流比が 20%以上の場合は背割り分水工，射流分水工，円筒分水工などを，20%以下の場合はゲート式分水工，ダブルオリフィス分水工などを検討する．③分水工流量の測定が必要な場合，分水と流量の測定に適する分水工と量水方式を選定する．

b)　分水工の設計の留意点　①堅牢で狂いが少なく, 耐久性のあるもの, ②施設費と維持管理費が安価なもの, ③分水工により上下流の水理状態に変化を起こさない構造とする，④分水は設計流量をもとに設計するが，設計流量以外の流量についても検討する，⑤分水のための損失水頭が少なく，繰持管理面から調整の簡単なもの，⑥分水工形式はできるだけ統一し, 水管理の省力化, 分水精度の均一化を図る, ⑦自由水面をもつ分水工には調圧，空気の排除，沈砂池，余水吐などの機能を加えることができるため，水頭配分と兼用機能についても検討する，⑧管水路に設ける分水工で使用するバルブによっては開閉時に大きな水撃圧が生じるので，バルブの開閉速度についても検討する．

4.8.2　量水施設

用水の利用効率を高めるため，量水施設を設置して分水量，分水位を測定し，配水管理費の節減，水路施設の保全と災害の防止を図る必要がある．量水施設は水路の通水量を検知し，これを伝送する機能をもつもので，量水施設からの情報を効率的な水管理に利用する．量水計の選定では，水質，瞬時流量と積算流量のどちらに重点を置くのか，必要な精度はいくらか，計測値の指示，情報の伝送方法を検討する．量水計の設置地点は直線部とし，管水路では常時，満流している地点とする．

量水施設は，設置場所と目的から次のようになる．

a)　分水工に付帯して設置する量水施設　①各分水路への流量の計測，②瞬間流量の計測，③その他

b)　幹線・支線水路の主要な箇所に設置する量水施設　①管理余剰水発生の検知，②流量不足の検知，③その他

c)　幹線・支線水路の主要箇所で観測計器を携帯して計測するもの　①不定期の流量の計測, ②量水計の検定, ③その他

量水施設を測定対象から分類すると，表-4.12 になる．また，各種の流量計の原理を表-4.13 に示す.

表-4.12　測定対象別量水施設例

測定対象	形　　式	主な計器名
流量測定	容積式流量計 分水口の数で測定 (1個の流量は固定)	回転ドラム型流量計・オーバル歯車型流量計 ディストリビュータ
流速測定 (断面固定)	羽根車式流量計	接線流羽根車型流量計・軸流羽根車型流量計
(断面自由)	流速計	流速計（回転式、超音波式、電磁式等）
	電気式流量計	電磁流量計・超音波流量計
水位測定	差圧式流量計	ベンチュリー計・管内オリフィス計・管内ノズル計・農業用電磁流量計
	堰式流量計	広頂堰・三角堰・四角堰・全幅堰・パーシャルフリューム
	量水標	標尺、フロート式水位計、圧力式水位計・触針式水位計

表-4.13　各種流量計の原理（参考）

形式	各種流量計の原理
①容積式流量計	流体を回転する容器の中に満たし、単位時間に満たされる容器の数により、流量を測定する。
②差圧式流量計	流体の流れている管路の一部を細く絞ったときに、絞られた部分を通過する際、流速が増加し、静水圧が減少する。この原理を応用し、前後の圧力差から流量を求める（ベルヌーイの定理）。
③羽根車式流量計	流れのエネルギを、プロペラの回転力に変え、回転による起電力の強弱により、瞬間流量を把握する。また、積算流量は、回転数の累積により求められる。
④電気式流量計 電磁流量計	磁場の中を導体が移動する際、移動速度に比例して電圧が発生する。この原理を応用して、流速に比例して発生する電圧を測定し流量を求める（ファラデー、フレミングの法則）。
超音波流量計	音波が流体中を伝わるとき、流体が静止している場合と、運動している場合とでは、見かけ上の伝搬速度が異なる原理を応用し、一定距離だけ離した箇所に超音波の送受信器を置き、伝搬時間を測定することにより流速を求める。
⑤堰式流量計	堰式流量計は水理的支配断面を設置して限界流を作り、その越流水深を計測することにより流量を求める形式である。 堰式流量計には、越流水深と流量との関係をあらかじめ定めておき、越流水深を測定することによって流量を求める形式と、開水路途中に断面縮小区間を設け、限界水深を発生させることによって流量を求める形式とがある。
⑥量水標	実測若しくは計算によって水位と流量の関係を定めておき、量水標の水位を読取ることによって流量を求める。

4.9　調整施設

4.9.1　水位調整施設

4.9.1.1　基本事項

開水路では計画最大流量以下の流量でも水利用計画にしたがって，送配水条件（水管理方式）を満足する必要がある．水位・流量調整施設（チェックという）は小流量でも水路の水位を目標値に保持することにより，次のような機能，効果が得られる．①送水の制御や分水の安定，分水操作の向上を図る．これにより，上流水路の流量変動による分水量の変動を小さくできる，分水工の操作による他の分水工への影響を小さくできる．②水路の貯留量の増加により，分水操作の応答時間が早くなり，水管理の操作性の向上ができる．③送配水管理用水（操作損失）の減少ができる．④二次的効果として，定水位の確保により分水工の支配範囲を拡大する効果，水路の貯留による水路への浮力，揚圧力，土圧などの外力に対する安定性の増加，流速の低下による水路の洗掘・摩耗の防止が期待できる．

4.9.1.2　チェック方式の分類

チェック方式には上流水位制御方式，下流水位制御方式，貯留量制御方式，その他がある．どれを採用するかは，水管理方式，流量制御性，施設管理形態，操作損失などについて総合評価して決める．総合評価検討項目としては，①水路の水管理方式：供給主導型，需要主導型，半需要主導型，②制御の管理方式：無管理，人的管理，自立管理（自動管理），③制御の変数：水位，流量，流量と水位，④（ゲート）制御の形式：無調節（固定式），手動，自動，固定式と手動の取合せがある．各方式の特徴を表-4.14 に示す．

表-4.14　上流水位、下流水位及び貯留量制御方式の比較表

チェック方式	上流水位制御方式	下流水位制御方式	貯留量制御方式
用水供給システムの適応性	供給主導型、半需要主導型	需要主導型	供給主導型、需要主導型
機能性	チェックゲート上流の水位の変化により作動し、ゲートより上流の水位を一定に保持する機能	チェックゲート下流の水位の変化により作動し、ゲートより下流の水位を一定に保持する機能	下流のチェックゲートの上流水位を設定水位に制御し、システムが要求する貯留量を保持する機能
チェックゲートの管理形態	一般的に固定堰、又は自動ゲートにより自動管理とされる場合が多い	自動ゲート又は水位検知器（センサー）と電動ゲートの組合せによる自動管理	水位検知器（センサ）と電動ゲートの組合せによる自動管理
制御の管理性（需給調整管理）	上流優先となり、小規模のシステムを除いて人為的中央管理を必要とする場合が多い	自律管理[1]を基本とする	自律管理[1]を基本とする
制御の定数	水位のみ	水位のみ	流量と水位
制御形式及びゲートのタイプ	無調節、手動、自動 又は無調節と手動の組合せ	自動	自動
	固定堰、斜長堰、ダックビルチェック[2]、起伏ゲート、自動（上流水位制御型）ゲート、その他ゲート	下流水位制御型自動ゲート フロート式自動ゲート	ラジアルゲート、スルースゲートとセンサの組合せ
操作損失	多い	少ない	少ない～多い
適用性に対する要点	チェック工上流の水位制御のみであるため、上流側優位となる。下流流量を確保するため、その地点の基底流量（Q_{max}－変動流量）を一定水位で通水するよう各種の工夫がなされる場合もある。また、本方式を調整池と組合せることも考えられている。	需要主導型に適用できるためシステムとして優れているが、設置条件が厳しいため（表 10.1.3）、詳細な検討が必要である。	ゲート下流水位を、システムが要求する貯留量に制御するもので、図-3.2.4 の α を変化させた点の水位で制御する。$\alpha=0$ で上流水位制御、$\alpha=1$ で下流水位制御となる。$\alpha \geqq 0.5$ 付近で制御されるのがよいとされる。

4.9.2　余水吐

4.9.2.1　余水吐の分類

余水吐は，流入形式によって越流型とサイホン型余水吐に分類される．放水工と同地点に設置されることが多い．余水吐の特徴と留意事項は，次のようである．①越流型余水吐：水路側壁の一部に越流堰を設けて，そのクレストを設計水位に一致させ，余剰水を排水するもので，余水吐としての確実性が高く，最も安全である．水路の水位の上昇とともに，排水量が増加する．②サイホン型余水吐：図-4.32 に示すように，水路の水位が設計水位以上になるとサイホンが機能して，余剰水を排水する．これは越流型余水吐より施設幅が小さいため，設置場所に制約がある場合に設置されるが，サイホン流入口のごみ対策，危険分散のため，余水吐を数個設置するなどの必要がある．サイホン作用により急速に排水されるため，水位の上昇は小さい．

4.9.2.2　余水吐の設置位置

余水吐は水路の通水能力の減少する上流側に設置されるが，次の事項に留意する．①水路途中の分水工の数とその流量によって設置を検討する．一般に余剰水を水路の余裕高で処理できなくなる場所に設置する．4～5km に 1 ヵ所の設置を検討する．②長大サイホン，トンネル，暗渠，水路橋の直上流に余水吐の設置を検討する．③高盛土の水路，市街地を通過する水路の直上流部に余水吐の設置を検討する．④ポンプ場の直上流部には余水吐を設置する．⑤放流量（排水）を受け入れる河川・調整池などの有無，その規模によって，余水吐の設置は制限される．このため放流できる場所について，予め十分な調査が必要である．⑥余水吐の設置による水路工事費の減少と余水吐と関連施設の設置に必要な工事費の増加を比較して，その位置や規模を検討する．

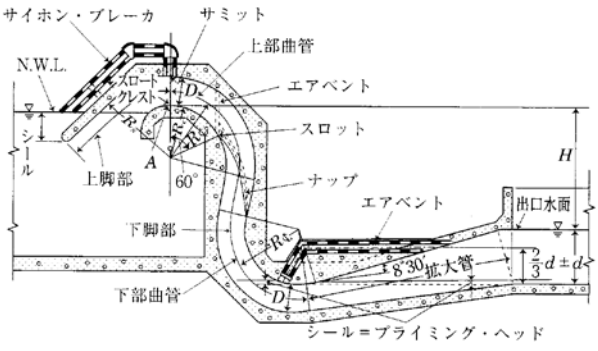


図-4.32　サイホン型余水吐の例

4.9.3　放水工

水路の保守・点検，事故時の緊急放流，水路の改修などに際して水路の水を放水するために設ける．この設置での留意事項は，次のとおりである．①長大トンネル，サイホン，暗渠，水路橋などの重要構造物の直上流部には災害時に緊急放水が可能な放水工を検討する．②市街地の入口付近，地形的に不安定な箇所の直上流には放水工を検討する．③水路の維持・管理のための放水工は，①，②の位置も考えて，維持管理に便利な間隔で設置する．④放流河川などの放流可能流量によって放水工の設置計画は大きく左右されるので，事前に河川の放流可能流量を調査し，路線の選定，水路の工種の選定時に放水工の設置を計画する．

放水工の構成は図-4.33 のようで，次の各部より構成されている．放水工の放水ゲートには角落式と水門式放水工があり，角落式放水工は本線水路の水深が 50cm 以下の場合，これ以上の水深の水路では水門式放水工とする．放水工の各部の設計では設計放水量を安全に流下させる構造とする．放水ゲートは大量の水が一度に放水されるので，堅牢に設計する必要がある．放水路は急流になるため，開水路形式が望ましいが，地形，その他の理由で開水路以外の工種とする場合は，通水能力，安全性に十分な配慮が必要である．

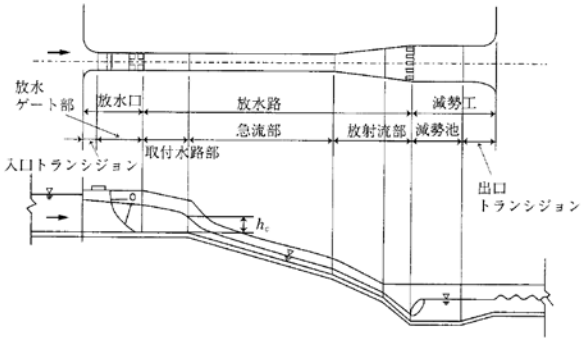


図-4.33　放水工の構成

4.9.4　調整池

わが国の幹線水路システムは河川またはダムから取水後，計画的な使用の必要性から，供給主導型の水管理が行われている場合が多い．また，幹線水路は開水路が多く用いられている．しかし，中小規模の幹線水路や支線，派線の水路は水管理と経済的な理由で管水路化されていることが多い．さらに夜間のかんがいが減少して用水の需要が日中に集中し，水需要が大きく変動している．

写真-4.1　万場調整池

水需要の変動を調整するため，調整池を設ける．調整池とは取水量，水路中を流下する流量，用水量の三者の不均衡を是正し，調整することによって，無効放流や配水の不均衡を防止することを目的とする．調整池には，①多目的型調整池：複数の目的をもつ調整池で，かんがい期間を通して，1 日ないし幼穂形成期～穂ばらみ期～出穂期の不足用水の確保を行う．②ファームポンド：畑地かんがい計画で 1 日以内の用水を調整するために設けられる．③バッファポンド：上流側が供給主導型の開水路，下流側が需要主導型のパイプラインの場合，操作特性の調整や用水到達時間差に当たる用水量を貯留する調整池である．開水路からパイプラインへの移行部に設けられる場合もある．

写真-4.2　ファームポンド

調整池の主な効果は，次のようである．①調整池上流部の幹線水路断面の縮小ができる．②水路の組織を単純化し，管理の省力化ができる．③河川から取水する場合，施設管理用水量を少なくすることができる．④配水の運営が円滑になり，用水の操作損失が少なくなる．⑤調整池上流部の水路の維持補修，事故対策の弾力的な運営ができる．⑥かんがい組織全体の配水能力が弾力性を増し，末端でのかんがいの自由度を高める．⑦用水到達時間と水配分が均一化する．⑧パイプラインへの空気連行が防止できる．⑨ポンプの効率的な運転ができる．

4.10　管水路

4.10.1　分類

4.10.1.1　概説

既製管を埋設して造成する農業用パイプラインの設計および施工についての一般的な事項について述べる．したがって，口径が極端に大きい場合や著しく小さい場合，また相当高水圧で使用する場合などでは，管体の耐内外圧強度，継手の耐圧と機能，水理特性，付属機器および施工性，経済性などをさらに検討する必要がある．

一般にパイプラインでは，機構，水圧，配管および送配水の面から，次のように分類する．

4.10.1.2　機構上の分類

オープンタイプとクローズドタイプに大別され，さらに後者は完全クローズドタイプ（単に，クローズドタイプと呼ぶ場合が多い）とセミクローズドタイプに分類される（図-4.34参照）．これらの特徴を端的にいえば，オープンタイプは管路の要所要所に頂部が開放されたスタンドが配置されており，完全クローズドタイプは上流から末端まで閉管路で流れが連結している．また，セミクローズドタイプはフロート弁類を連続的に用いることにより構成される形式である．

オープンタイプ，クローズドタイプともパイプラインではあるが，水管理上の特性は全く異なるので，組織設計にあたっては，特性の相違に配慮する必要がある．オープンタイプは供給主導型の水管理となるのに対して，クローズドタイプは需要主導型の水管理が基本となり，このため上流端では常時需要量を上回る用水供給，または調整池のような貯留施設が必要となる．

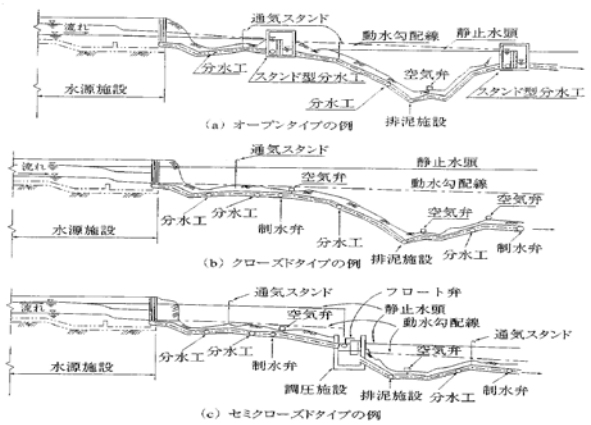


図-4.34　パイプラインの機構上の分類

4.10.1.3　水圧からの分類

送水系では，パイプラインに作用する最大使用静水頭が100mを超えるものを高圧パイプラインと呼び，これ以下のものは低圧パイプラインと呼ぶ．配水系では，末端給水栓（散水栓）でおおむね0.15MPa以上の水圧を必要とするものを高圧パイプライン，これより必要水圧が小さいものを低圧パイプラインとする．送水系の高圧パイプラインでは，管体および継手の耐圧強度，水密性についての確認など，特に詳細な検討を行うとともに，付帯する構造物および各設置機器類の安全性，経済性，維持管理費についても十分考慮した施設設計が必要である．

4.10.1.4　配管上の分類

配管方式には樹枝状配管と管網配管とがあり，前者は流路が幹線，支線および派線と順次分岐し，水は上流から末端に向かって一定方向に流れる方式である．これに対して，後者は分岐線が網目状に連結していて，使用給水栓の位置および制御バルブの開閉などの関係により管内の水は正逆いずれの方向にも流れ得る方式である．

4.10.1.5　送配水上の分類

水源から灌漑地区への送配水方式には，自然圧式（自然流下式），配水槽式，ポンプ直送式および圧力水槽式がある．なお，配水槽式，ポンプ直送式，圧力水槽式を総称してポンプ圧送式と呼ぶ．

4.10.2　設計の基本

4.10.2.1　基本的考え方

設計は，その目的，立地条件などを的確に把握した上で行うものとし，一連の系として必要な機能を確保すること，および安全で合理的な管理ができ，かつ経済的な施設とすることが基本である．すなわち，パイプラインの設計にあたっては，その目的，立地条件など必要な情報の把握を行い，パイプラインを構成する諸施設とその他関連水利施設などが有機的に結びついて，一連の系として機能を果たせるように設置することが大切である．このためには，パイプラインを一つのシステムと考え，先ず，それぞれの施設が相互に調和のとれた機能を発揮するような設計，すなわち水路組織の設計で最初に大枠を決定し，次に，諸施設について水理的，構造的に安全でかつ経済的となる管体および各種の付帯施設の施設設計を行う．

この場合の着眼点は，①送配水能力の確保，②分水および調整，調圧機能の確保，③安全機能の確保，④水管理，施設管理の合理性，⑤建設費と維持管理費の経済性，⑥周辺の環境との調和，などである．特にパイプラインでは，末端の水需要量と適正配水に応える水管理が重要であり，各施設の機能を十分に活用した全体的に調和のとれた水路組織の設計を行うことをパイプラインシステムの設計という．

4.10.2.2　設計の手順

パイプラインでは，多くの配慮すべき項目が複雑に関与しているため，これらの関連を十分考慮したうえで，適正な手段に従って設計を進め作業の効率化を図る．

a)　パイプラインシステムの設計手順　先ず，送水系と配水系に機能を区分し，調整池，調圧水槽および分水施設などの配置を検討して送水側の供給条件と配水側の需要条件とを決定し，必要な緩衝施設を設置する．次に，区分したそれぞれについて，地形条件や灌漑方式，水利用形態などを検討のうえ，管体と各種付帯施設を概定しながら進める．実際の作業では，適宜点検を行い，必要に応じて総合的な検討を繰返すことが重要である．

b)　施設設計の手順　施設設計はパイプラインシステムの設計により概定されたパイプラインを構成する管体および各種の付帯施設について，水理，構造の詳細な設計を行うもので，その結果に基づき，適宜パイプラインシステムの設計を見直し，パイプラインシステムとしても適切となっているか否かを点検しながら，図-4.35に示す手順に従って実施する．

c)　パイプラインの構成　パイプラインは次の諸施設により構成され，それらが合理的かつ有機的に組合わされ，一連の系として一体となってその機能を発揮するように十分考慮する．

ⅰ) 通水施設：パイプラインの主体をなすもので，直管，異形管および継手などからなる送配水管路（管路）である．

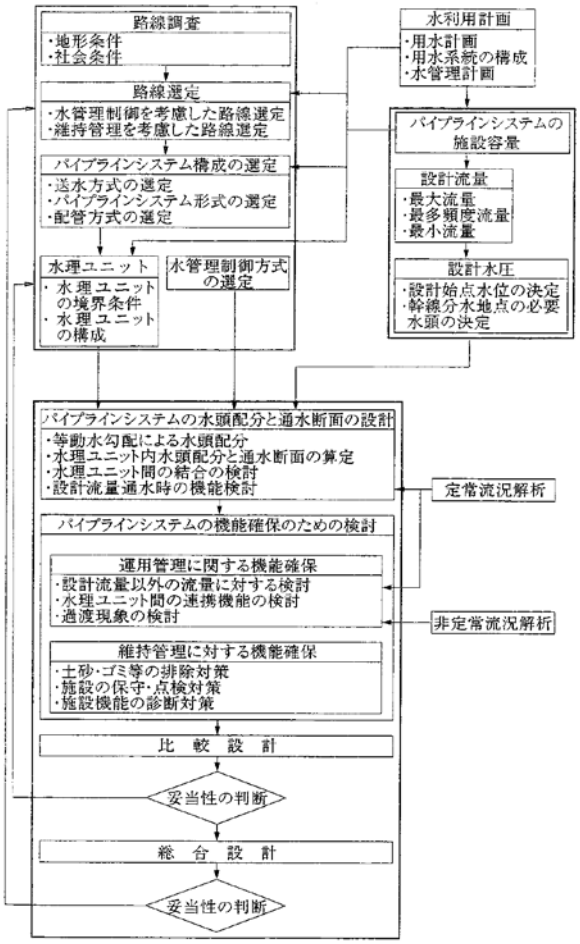


図-4.35　パイプラインシステムの設計手順

ⅱ) 調整施設：用水の円滑な配分調整，効率的な水利用および水路の補修，点検時における水の確保などを目的として，パイプラインの適当な位置に設けるもので，調整池，バッファーポンド，ファームポンドなどがある．

ⅲ) 調圧施設：分水工および給水栓から各圃場への給水に必要な水圧，水量を調整する施設と，パイプライン内の余剰圧力を減圧調節する施設の2種類に大別される．

ⅳ)　ポンプ施設：水源が灌漑地区より低位部にある場合や，自然圧のみでは必要な水圧が得られない場合にポンプ施設が組み入れられる．このポンプ施設は水源に設置される場合と，管路の途中に加圧ポンプ（ブースター）として設置される場合がある．

ⅴ)　分水施設：送水系パイプラインの分岐，または送水系パイプラインから配水系パイプラインへと調整配分するためのものと，直接灌漑するためのものがある．前者を分水工といい，後者を給水栓とよぶ．

ⅵ)　量水施設：対象地域の適正な配水管理のため設置される量水計およびその付帯施設がある．

ⅶ)　通気施設：管内の滞留空気の排除と通水急停止時における管内への空気の吸入を目的として設けるもので，通気スタンド，通気孔，および空気弁がある．

ⅷ)　保護施設：パイプラインに発生する異常な圧力変動を軽減，排除し，パイプラインの安全を保持するための水撃圧緩衝装置および管内の水，泥を排除する余水吐および排泥施設などがある．

ⅸ)　安全施設：水管理者および第三者の安全を確保するためのもので，ガードレール，フェンス，手すり，救助ロープ，はしご，標識などがある．

ⅹ)　管理施設：諸施設の維持管理を行うためのもので，除塵施設，制水弁，マンホール，監査ます，管理用道路，通信施設などがある．

ⅺ)　水管理制御施設：用水の円滑な配分，安全かつ経済的な監視，制御を行うためのもので，監視制御施設などがある．

ⅻ)　その他関連水利施設など：パイプラインと一体に機能しなければならない施設として，ダム，頭首工などの水源施設，水源としての河川，湖沼などの種々の関連施設がある．

4.10.3　設計

4.10.3.1　路線選定

路線選定にあたっては，地形，地質などの自然的条件，施工条件，管理の容易さ，維持管理費，土地利用，主要農作物などの社会的条件および分水位置と型式などを考慮する．この場合，用地の取得，地域の開発計画などに関連する問題への対処のため，図上で数路線について比較検討し，慎重に最適路線を選定する．なお，路線選定の際の留意事項は，次のとおりである．

①動水勾配線以下に保てば，開水路におけるような地形上の制約は受けない．ただし，埋設深さを一定として，地形の起伏に沿った路線勾配とした場合，通気施設，異形管などが必要となり，必ずしも経済的とならないことや管理上不利な場合がある．②路線は極力最短距離を通すようにする．ただし，起伏の激しいところでは，管に作用する内水圧が大きく，凹部では高圧となる．このため，このような地形では，路線延長は長くなっても迂回し，低圧で対応できる路線が有利な場合がある．③分水工は下流側のパイプラインにとっては，管路入口で流量調節がされることになり，パイプラインの路線と分水工の位置によっては，空気混入を招くことになる．分水工の調節によるパイプライン上下流の流況の変化と路線位置に十分配慮する必要がある．④軟弱地盤や被圧地下水が分布しているところはできるだけ避ける．⑤道路，河川および軌道などの横断はできるだけ直角交差とする．⑥施工，管理の便を考慮して，一般に道路，耕地境界などに沿って配置する．⑦路線は，分水工の位置によって制約を受けるので，受益地との関連を十分把握しておく．⑧パイプラインの路線は放水工，余水吐，調整施設などの設置位置，規模の決定が，相互に関連しているので，関連する河川，渓谷の状態についても十分考慮する．⑨パイプラインに設けられた制水弁，ポンプなどの操作に伴い系内に発生する水撃圧および負圧対策に配慮する．⑩特に，大口径のパイプラインでは，送水停止時に管内が空にならないことが重要であり，管理の水準および管理体制を考慮して路線選定を行う．

4.10.3.2　設計流量と設計水圧

a)　設計流量　パイプラインの設計に使用する流量には，計画最大流量，最多頻度流量，最小流量がある．設計流量は，計画最大流量とする．通常，パイプライン施設の規模（口径，水槽類）は設計流量をもとに決定する．ただし，断面，構造などの決定にはそれ以外の流量についても必要に応じ検討する．特にパイプラインシステムの設計では，設計流量よりも小さな流量時の挙動についても留意する．また，設計流量は，各地点での必要水頭の確認，流速の確認のうえで重要な要素である．しかし，完成したパイプラインシステムの流況を必ずしも示すものではないことに留意する．設計時の流況をパイプライン系内で実現するためには，圧力調整などの対策が必要であることに十分留意する必要がある．

b）　設計水圧　パイプラインでは送水が停止している場合の各地点での静水圧の把握が重要である．特にポンプ圧送式にあっては，ポンプ締切圧を静水圧と考えなければならない．設計水圧はこの静水圧に水撃を加えたものである．これは，通水停止時に大きな水撃圧が発生し，最も危険な内圧荷重を与えるので，安全な設計とするためである．農業用パイプラインでは，特別な場合を除いては，特に大きな圧力を用いる計画は避ける．一般には，静水圧1MPa以下となるように減圧型調圧施設などを設置して設計する．

c）　使用管種　管体および継手などは，JIS規格などにより数種類が製造販売されており，一般的には，この中から必要な水理条件，構造条件および施工条件を満足し，その特性が十分生かせるものを選定する．表-4.15に主として農業用パイプラインに使用される既製管の規格，特性などを示す．

d）　水理解析　設計流量を流すために必要な口径は，定常的な水理現象を把握することによって求める．適切な流速の範囲で，必要な流量が流せるよう設計する．この場合の水理計算に用いる水理公式は，その適用範囲を十分考慮して選定する．

ⅰ)　許容設計流速：管内の平均流速の許容最大限度は，管内面が摩耗されないような値とする．管内面の状態および継手の水密性などによって異なり，コンクリートの場合は3m/s，それ以外の場合は5 m/sとする．この値以内であっても，水理ユニット内の平均流速が大きい場合には一般にバルブ操作などにより異常な圧力変動を生じるなどの問題が起こる場合があるので十分注意する．一方，水中の浮遊土砂などが管内に沈殿することを避けるため，管内流速の最小限度は設計流量時で0.3m/s以上とする．特に配水管で防除や施肥など多目的に使用する場合などは0.6 m/s 以上とすることが望ましい．ただし，スラリー輸送などの許容設計流速は別途検討する．設計上採用すべき管内流速は，損失水頭との関係について管路の経済性に大きく影響し，路線の条件，使用管種，口径，水路形式などによって一概に決められないが，原則として送配水方式によって次のように決定する．

自然流下式の管路の場合，与えられた始点，終点間の落差を最大限度に利用して，流速をできるだけ大きくしたほうが口径は最小となり経済的である．したがって，その口径は与えられた個々の水理条件から定まるので，許容最大限度の流速以内で設計すればよいことになる．しかし，この許容最大限度の流速は，水理ユニット内の

局部的な区間の流速の点検に用いるものであって，水理ユニット内の平均流速の限界値は2.0m/s以内を原則とし，経済的な観点から安全性を確かめたうえで2.5m/sまでとする．

ポンプ圧送式管路の場合，一般的にはポンプの吸水側の低水位と吐出側の高水位からその揚程を考えて設計する．しかし，管路内の流速すなわち口径とポンプ揚程の組合せは多様である．自然流下式の場合と同じ考えで口径を小さくすれば管関係費は少なくてすむが，通水抵抗が増加するため，動水勾配が急となってポンプ揚程が大きくなり，結局ポンプ設備費と運転費が嵩む．逆に口径を大きくとればポンプ関係費は少なくなるが，管関係費が増加する．いずれの場合も不経済な設計といえる．したがって，管関係費とポンプ関係費の和が与えられた流量に対して最小となるように流速を設定すれば，最も経済的である．この時の設計流速を平均流速として表-4.16の流速が目安として使用される．

表-4.15　既製管の一覧表

管種			規格	口径（呼び径）	特性
不とう性管	コンクリート管	遠心力鉄筋コンクリート管	JIS A 5303	150～3,000 mm	耐食性および耐久性が大きい。電食のおそれがない。重量が比較的大きい。内面の粗度の変化はほとんどない。A形管でも継手構造により可とう性が期待でき，B形，NC形管は継手の可とう性がある。低圧パイプラインに適する。
		コア式プレストレストコンクリート管	JIS A 5333	500～2,000 mm	耐食性および耐久性が大きい。電食のおそれがない。重量が比較的大きい。内面の粗度の変化はほとんどない。継手の可とう性がある。特にDS形継手（PCPA 6）は可とう性が大きい。
		大口径プレストレストコンクリート管	PCPA 2	1,800～2,400 mm	
		両端差し口付プレストレストコンクリート管	PCPA 6	500～3,000 mm	
	鋳鉄管ダクタイル	ダクタイル鋳鉄管	JIS G 5526	75～2,600 mm	強度および耐久性が大きい。内面は普通モルタルライニングするのでさびこぶの発生を防止できる。外面塗装は歴青と樹脂を使っておりコールタール塗装より耐食性が大きい。重量が比較的大きい。電食のおそれが少ない。内外圧の大きい管路軟弱地盤の管路等に適する。耐震性の継手構造もある。
		ダクタイル鋳鉄異形管	JIS G 5527	75～2,600 mm	
		農業用水用ダクタイル鋳鉄管	JDPA G 1027	300～2,600 mm	
	鋼管	水輸送用塗覆装鋼管	JIS G 3443	80～3,000 mm	強度が大きい。耐久性に富み，じん性，延性がよい。耐衝撃性に優れている。重量は比較的軽い。内面タールエポキシ樹脂塗装，外面アスファルトビニロンクロスで防食性がある。電食のおそれのある個所は電食防止措置が必要である。また継手の水密性は高い。耐震性に優れる。水管橋に適し，内外圧の大きい管路，軟弱地盤の管路等に適する。 注）配管用炭素鋼鋼管と配管用アーク溶接炭素鋼鋼管および圧力配管用炭素鋼鋼管は原管であり，埋設に際しては内面塗装，外面塗覆装をする。
		水輸送用塗覆装鋼管異形管	JIS G 3451	80～3,000 mm	
		水配管用亜鉛めっき鋼管	JIS G 3442	10～300 mm	
		配管用炭素鋼鋼管	JIS G 3452	6～500 mm	
		配管用アーク溶接炭素鋼鋼管	JIS G 3457	350～2,000 mm	
		圧力配管用炭素鋼鋼管	JIS G 3454	6～650 mm	
		水道用塗覆装鋼管	JWWA G 117	80～3,000 mm	
		水道用塗覆装鋼管の異径管	JWWA G 118	80～3,000 mm	
	硬質塩化ビニル管	硬質塩化ビニル管	JIS K 6741	13～800 mm	軽量で耐食性，耐電食性を持ち内面粗度は変化が小さく，滑らかである。継手には，TS（接着）とPR（ゴム輪）工法があり，いずれも施工が簡単である。 特にPRは伸縮性と可とう性もそなえ，軟弱地盤の管路にも適する。
		水道用硬質塩化ビニル管	JIS K 6742	13～150 mm	
		水道用硬質塩化ビニル管継手	JIS K 6743	13～150 mm	
		水道用耐衝撃性硬質塩化ビニル管	JWWA K 118	75～150 mm	
		水道用ゴム輪形硬質塩化ビニル管	JWWA K 127	50～150 mm	
		水道用ゴム輪形耐衝撃性硬質塩化ビニル管	JWWA K 129	50～150 mm	
		農業用水用硬質塩化ビニル管	AS-24	13～700 mm	
	ポリエチレン管	一般用ポリエチレン管	JIS K 6761	10～300 mm	軽量，耐衝撃性，耐食性が大きい。電食のおそれがない。内面が平滑で摩擦抵抗が小さい。低圧パイプラインに適する。
		水道用ポリエチレン管	JIS K 6762	13～50 mm	
	強化プラスチック複合管	強化プラスチック複合管	JIS A 5350	200～3,000 mm	軽量で運搬施工が容易である。耐食性，耐摩耗性，耐電食性，耐衝撃性，耐クリープ性が大きい。内面粗度は変化が小さく滑らかである。継手の可とう性があり，軟弱地盤の管路などに適する。
		〃	FRPM K 111	200～3,000 mm	

注）JIS：日本工業規格，JWWA：日本水道協会規格，PCPA：PC管協会規格，JDPA：日本ダクタイル鉄管協会規格，AS：塩化ビニル管・継手協会規格，FRPM：強化プラスチック複合管協会規格

表-4.16　ポンプ圧送式の平均流速

口径（mm）	平均流速（m/s）
75～150	0.7～1.0
200～400	0.9～1.6
450～800	1.2～1.8
900～1,500	1.3～2.0
1,600～3,000	1.4～2.5

ⅱ）水理計算：古くから多くの実験が行われ，これらの資料の蓄積に基づく経験式としての平均流速公式が数多く提案され，実用化されている．これらの式の中で実際の水理設計の際，一般に使用されるものはマニング（Manning）公式とヘーゼン・ウィリアムス（Hazen-Williams）公式である．マニング公式はレイノルズ数および相対粗度が大きい粗面上の流れ（粗い管の領域）に対してよい精度をもち，一方，ヘーゼン・ウィリアムス公式は，粗滑遷移領域の流れに適している．両式の適用範囲を明確に区分することは困難であるが，一般に農業用パイプラインの設計条件の大半に適用できると思われるヘーゼン･ウィリアムス公式のほうがよく利用される.経年変化を考慮した鋼管など、一部の管種には理論的にこの公式よりもむしろマニング公式のほうが適当な場合もあるが，同一パイプライン組織について管種によって適用公式を異にすることはパイプライン全体の水理解析を統一的に行うという，設計実務上の立場から不都合であり，特殊な場合を除きヘーゼン・ウィリアムス公式によったほうがよい．

ⅲ）圧力調整とキャビテーション：農業水利施設の大規模化，広域化に伴い，パイプラインも大口径化，高圧化してきた．また，その運用，操作に際しては，流量の確保と同時に，正確な圧力調整が要求されることが多くなった．それとともに，圧力調整とキャビテーション対策が重要な課題となっている．このため，当初設計における水理解析の段階から圧力調整，キャビテーションなどの検討を行って対策を講じる必要がある．圧力調整装置には，各種のバルブ，オリフィスあるいはノズルが用いられる．これらの装置は，まず装置の一次側で流れを急縮させ，これらを二次側で急拡させることによって，急拡部での流れの内部擾乱（じょうらん）を利用して圧力減殺を行うものである．

流れが圧力調整装置の急縮部とそれに続く急拡部を通過するとき，その部分で局所的に流速が増大し，ベルヌーイの定理で知られるように圧力が低下する．圧力が流れの温度に対応する水蒸気圧以下に低下すると，水は気化して流れの中に水蒸気の空洞を生ずる．このような現象をキャビテーションという．この空洞は，流れの低圧部から高圧部に移動すると，そこで急激に圧潰，消滅して大きな衝撃を生ずる．そして，この衝撃によって，騒音および振動が発生する．また，空洞圧潰が管壁上，あるいはそのごく近傍で起これば，ピッチングによって管壁に侵食，損傷を生ずる．キャビテーション現象は，管路の安全性に対して，好ましくない作用を及ぼすので，設計に際して十分な配慮が必要である．

ⅳ) 非定常水理現象の解析：パイプラインでは，管内の流量を急激に変化させた場合，水撃圧，圧力脈動，サージングといった過渡水理現象が生じ，次のような障害を惹き起こす．①管内圧力の上昇降下による管体，バルブ，ポンプなどの機器の破損，②管内に生じた負圧が大きくなることにより水に溶け込んでいた空気が分離したり，空気弁などから空気が混入することによって惹き起こされるエアーハンマ現象による管体および機器の破損，③空気の滞留による通水および分水の機能低下，または管路系を再稼働させるための空気抜きおよび注水作業によるパイプラインの送配水機能の停止，④水面動揺による分水工やファームポンドからの越水．

水理解析において非定常現象を把握する目的としては，水利用上，送配水および分水の機能を確保するための検討はもちろんのこと，構造設計における設計条件（内圧荷重）を得ることにある．

e) 管路の構造設計　管体に作用する荷重は，これを埋設する現地の地形条件，土質条件，水理条件，施工条件などを考慮して適切に決定し，構造設計にあたっては，これらの荷重に対して管体が，その横断方向，縦断方向のいずれについても十分安全であるようにする．安全性の検討は，耐圧強さ，移動，変形，水密性などの項目について行う．一般に管路の設計は，まず横断方向について行い，次いで縦断方向について検討することが多い．通常の場合，縦断方向の耐圧強さについては，埋設管の特性として，管体にかかる荷重がほぼ均衡する場合が多い．したがって，縦断方向の曲げモーメントは非常に小さいため，その検討を省略することがある．ただし，荷重が均衡しない場合，たとえば道路，軌道などの横断個所，構造上局所的に荷重が集中する個所などにおいては，縦断方向の耐圧強さの検討が必要である．

ⅰ) 埋設深：管路の保護の面から0.6m以上とするのが一般的である（図-4.36参照）．ただし，公道下，軌道下または河川下などに埋設する場合，管理者と協議して決定する必要がある．一般に，公道下では1.2m以上，農道または私道下では1.0m以上とする．

ⅱ) 管体の基礎工法：基礎工法は現地の状態を十分把握して決定する．一般的には，①管体の敷設地盤が岩盤など堅固な場合，管体を直接地盤上に敷設すると，管材部と地盤との間に不陸が生じ管体に局部的な集中反力が生じ，管体の折損および破壊などの事故を惹き起こすことがあるので，図-4.37に示すように余掘りを行い，礫質土または砂質土で置換し十分締固めた基床を設ける，②普通地盤の場合で，直接管体を敷設すると不同沈下が起こる可能性が予測される地盤は，礫質土または砂質土で十分締固めた基床を設け，その上に管体を敷設する（図-4.38および表-4.17参照）．③軟弱地盤の場合は原則として砂で置換する．また，軟弱層が深い場合の基礎工法は，図-4.39による．

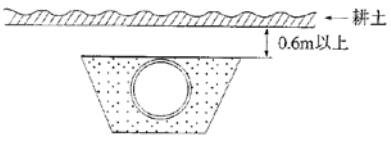


図-4.36　耕地下の埋設の場合

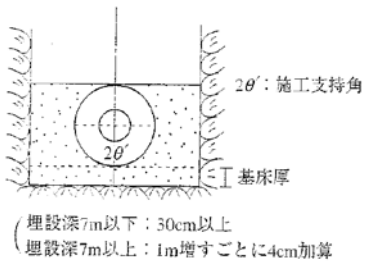


図-4.37　岩盤の場合

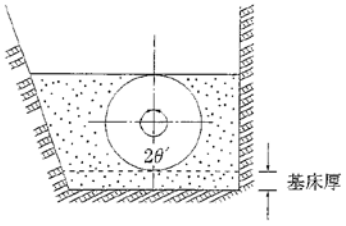


図-4.38　普通地盤の場合

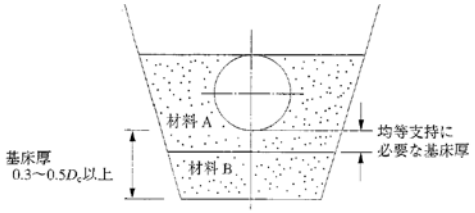


図-4.39　軟弱地盤の場合

表-4.17　普通地盤の基床厚

口　径（mm）	基床厚（cm）
200以下	10以上
250～450	15　〃
500～900	20　〃
1,000～2,000未満	30　〃
2,000以上	0.2 D_c　〃

D_c：管の外径（cm）

f)　耐震設計　埋設パイプラインは長大で多種の地盤にまたがるので，地震時の入力も場所によって異なる．長大なパイプラインのような構造物では均一な耐震性を確保することは容易でないので，次に示す方針で耐震設計を行う．①埋設管では，地盤の特性が管体に大きな影響を与えるので，路線の選定，付帯施設の位置の決定の際，土質調査，地盤調査を行い，軟弱地盤，高い切土や盛土部，地形や地質の急変部などは避けるのが望ましい，②特殊継手を設け全体的に伸縮に富む構造（柔構造）とする．特に，調整池，スタンド，土砂吐，スラストブロック（アンカーブロック），制水弁およびポンプ室など，管体と固有周期の異なる付帯施設との接合部では，地震時に大きな変形や応力が発生することが考えられるので，特殊（伸縮または可とう）継手などを設けることが望ましい，③長い管路に曲管部があると地震時に応力集中を生じやすいので，水平，鉛直とも曲管部の半径は大きくとり，急激な屈曲は避けることが望ましい，④送配水における危険分散または被災後の保安対策（送水停止機構の確立など）および復旧工についても考慮しておく．したがって，大口径管では，地震被害があった場合，外部からの点検は大規模な作業となるので内部からの点検ができるように，適当な間隔でマンホールなどを設ける．また，内部から点検のできない小口径管では区間ごとに漏水量の点検ができるよう，分水工および異形管の設置個所などを利用して制水弁を設けることが望ましい，⑤埋戻し砂の液状化に対する抵抗力の向上は極めて重要であり，地下水位が高く，現地盤が軟弱な地区では，埋戻し砂の締固め度を大きくする，液状化抵抗力を改善するなどの検討をする．

4.10.4　施工

4.10.4.1　管体の敷設

圧力管としてその機能を保持しなければならないので，特に継手など接合部の施工の際は，それぞれの管種の接合部の機構を十分把握し，その仕様や管理基準に基づき所定の耐水圧強度を得られるものとする．

4.10.4.2　掘削

管体を埋設する溝は管体の接合作業や埋戻し材の締固め作業が支障なく実施できる幅を確保することとし，管径ごとに設定されている標準溝幅を参考にして決める．掘削後は，原地盤の緩みを少なくするためにできるだけ早く基礎の施工を行い，短期間に埋戻すことが重要である．

4.10.4.3　埋戻し

管体が地中に埋設される場合，土の反力による抵抗を高めることによってパイプラインをより安全な構造とすることができる．したがって，基礎も含め管頂部までの埋戻し土は良質なものを用い十分締固めを行う．特に，施工の困難な管底部分の締固めが最も重要である．

4.10.4.4　構造上の弱点部の施工

パイプラインは非常に長い線的構造物であり，この区間内において他の構造物と管体との取付部，異形管との接続部，曲率半径の小さな曲線部，不同沈下のおそれのある個所，さらに震動に対する構造上の弱点部などがある．したがって，このような部分においては，パイプライン全体をほぼ均一な安全率を有する構造物とするため，各部の細部を合理的に設計し，かつ入念に施工する．

4.10.4.5　通水試験

管体敷設後，パイプラインの水密性，安全性を確認するため通水試験を行う．通水試験には漏水試験（試験水圧＝設計内水圧－設計水撃圧）と水圧試験（試験水圧＝設計内水圧）とがある．通水試験は，漏水試験が一般的である．