

河川堤防の漏水対策技術

Countermeasures Against Leakage of Levees

(第3版)

平成16年8月
August, 2004

(財) 北海道河川防災研究センター
Foundation of Hokkaido River Disaster Prevention Research Center

発刊によせて

我が国の治水事業が発展してきた戦国時代の頃から、「水を治める者、国を治める」と言い伝えられ、中国においても古くから、洪水対策の基本は、一に堤防、二に浚渫、三に分流と言われ、堤防は洪水防御の根幹を為す最も重要な施設である。

石狩川を始めとする北海道における河川堤防災害では、溢水による災害が多かったが、昭和 56 年洪水では、溢水の他、降雨による法すべり、堤防漏水、樋門周辺漏水等、新しい形態の堤防災害が発生し、この頃から、全国の主要河川においても同様の災害が頻発している。

また、昭和 58 年の日本海中部、平成 5 年の釧路沖及び北海道南西沖、平成 6 年の北海道東方沖など、巨大地震による堤防破壊等が発生したことから、北海道開発局では、地震災害に対処する調査や復旧技術に関する手引き書等を作成し、また、全国的にも地震災害の未解明事象の解明に広く研究が行われており、着実に成果を上げてきている。

堤防の設計・施工では、技術力向上の他、地域の関係機関と住民が連携する災害対策及び河川防災リスクマネジメントの運用技術や体制整備と共に、今後は、堤防の大きさのみではなく、質的な強弱をも管理し、被害軽減化対策を選択するシステムが求められる時代であると考ええる。

一方、経済社会活動の主要基盤である河川氾濫原の安全確保に対する社会的要請は、多様化し高度化していることから、河川管理者の説明責任も高質化し、治水安全度向上対策に新たな技術展開が必要になってきている。

この度、釧路北海道河川防災研究センターでは、石狩川を中心とする北海道開発局所管の各河川及び同センター等で実施した調査研究や技術開発等をベースに、「河川堤防の漏水対策技術」を発刊する運びとなった。

記載内容は、堤防管理における漏水という側面から、各種の災害事例分析、災害発生メカニズム、漏水対策の解析手法、危険度評価方法、基本技術及び応用技術等について、幅広い視点で調査検討された成果がまとめられている。

本書の発刊は、堤防安全対策への今日的要請に応えるものであり、堤防強化対策や維持管理等に携わる現場技術者及び水防対策の実務に当たる市町村や地域住民にとり、大いに参考になるものと確信する。

平成 15 年 6 月

国土交通省北海道開発局石狩川開発建設部
部長 田口 哲明

まえがき

本書は、北海道開発局で実施した調査研究、技術開発及び他機関の調査研究資料等を参考に、河川堤防の漏水対策技術に関する調査から解析、設計、施工、維持管理に亘る一連の応用技術、新技術開発及びリスクマネジメントを取りまとめ、実務に携わる技術者向けに作成した技術書である。

本書には、

- (1) 河川堤防に関する漏水ファクターの種類及び取扱い方
- (2) 漏水現象を調査把握する場合の調査体系及び着目点
- (3) 洪水、地盤沈下、地震等と堤防等の変状及び漏水現象の発生メカニズム
- (4) 浸透流解析及び樋門等構造物周辺不同沈下解析の考え方と計算方法
- (5) 漏水危険度評価の考え方及び解析方法
- (6) 漏水対策工の考え方及び設計、施工方法
- (7) 漏水対策を考慮した補修技術及び維持管理技術
- (8) 今後の河川堤防リスクマネジメントのあり方

等について、基本的な考え方と事例分析、災害メカニズム分析、解析及び評価方法、基本技術及び応用技術等を解説している。

また、災害実態とメカニズムの分析結果から、各種の技術基準の考え方や規定を補強、或いは、改善している事項を加え、技術発展と安全度向上を特に意識して記述している。

これらにより、河川、堤防、地形、地質、構造物等という現場条件と降雨、流出、浸透、地震等という外力条件との関連及び漏水対策の取扱い方法を示したので、今後の漏水対策技術書として広く活用されることを願うものである。

平成 15 年 6 月

編著者 瀬川 明久

目 次

まえがき

総論

第1章 漏水対策に関する技術の検討経緯	1
1.1 技術開発の経緯	1
1.2 河川堤防における技術理念の変遷	5
1.2.1 日本の治水工学書にみる治水工学の変遷	5
1.2.2 治水工学書に見る我が国の堤防設計思想の変遷	7
第2章 河川堤防の災害実態	15
2.1 概説	15
2.2 河川堤防の災害実態	16
2.2.1 堤防の災害形態	16
2.2.2 堤防災害の発生状況	18
2.2.3 洪水による堤防災害	19
2.2.4 地震による堤防災害	23
2.3 堤防災害の事例	24
2.3.1 昭和56年8月上旬 石狩川洪水の事例	24
2.3.2 昭和63年5月 御船川越水決壊の事例	29
2.3.3 平成10年9月 阿武隈川洪水の事例	30
2.3.4 平成12年9月 東海豪雨（新川）の事例	30
2.3.5 その他の河川の事例	32
2.3.6 平成5年1月 釧路沖地震による堤防災害の事例	33
2.3.7 平成5年7月 北海道南西沖地震による堤防災害の事例	34
2.3.8 平成7年1月 兵庫県南部地震による堤防災害の事例	35
2.3.9 平成15年9月 十勝沖地震による堤防災害及び柔構造樋門災害の事例	36
第3章 堤防漏水のメカニズム	38
3.1 概説	38
3.2 堤防漏水の形態	40
3.3 堤防漏水の原因	43
3.3.1 堤防漏水の自然的条件	44
3.3.2 堤防漏水の人為的条件	50
3.3.3 堤防漏水の外力条件	54
3.4 樋門等構造物周辺の漏水	56
3.4.1 支持杭基礎の構造物周辺における漏水発生メカニズム	57
3.4.2 摩擦杭基礎の構造物周辺における漏水発生メカニズム	60
3.4.3 直接基礎の構造物周辺における漏水発生メカニズム	61

第4章 漏水調査法	62
4.1 概説	62
4.2 堤防一般部における漏水調査の流れ	63
4.3 堤防漏水現況調査	64
4.3.1 資料調査	64
4.3.2 現地踏査	65
4.3.3 概略調査	67
4.3.4 詳細調査	70
4.4 樋門等構造物周辺における漏水調査	75
4.4.1 資料調査	75
4.4.2 現地踏査	76
4.4.3 概略調査	77
4.4.4 詳細調査	80
4.4.5 連通試験	81
4.4.6 開削調査	81
4.4.7 漏水実験	83
4.5 漏水調査の事例	84
4.5.1 堤防縦断方向の調査事例	84
4.5.2 樋門等構造物周辺の調査事例	86
第5章 漏水危険度評価法	90
5.1 概説	90
5.2 堤防一般部の漏水危険度評価法の事例	91
5.2.1 災害の実態を踏まえた評価法	91
5.2.2 災害の原因・機構を踏まえた評価法	93
5.2.3 災害の統計的な要因分析を基にした評価法	96
5.3 樋門等構造物の漏水危険度評価法の事例	100
5.3.1 中部地方建設局における事例	100
5.3.2 応急対策事業における調査点検	101
5.3.3 北海道開発局の漏水危険度診断法	103
5.3.4 「樋門等構造物周辺堤防点検要領」の考え方	111
5.4 漏水危険度評価法の適用について	112
5.4.1 評価の要因	112
5.4.2 評価の精度	115
5.4.3 評価法の適用に当たっての留意点	115
5.5 漏水危険度評価の事例	117
5.5.1 堤防の漏水危険度評価の事例	117
5.5.2 樋門等構造物周辺の漏水危険度評価の事例	122

第6章 漏水に関する数値解析法	124
6.1 概説	124
6.2 解析の流れ	125
6.2.1 代表断面の選定	126
6.2.2 外力の設定	126
6.2.3 堤体・基礎地盤のモデル化	128
6.2.4 土質定数等の設定	129
6.3 浸透流解析	135
6.3.1 有限要素法	136
6.3.2 キャサグランデの方法	137
6.3.3 差分法	139
6.3.4 フローネット法	139
6.3.5 クリュージャー・ジャスティンの方法	141
6.3.6 山村・久楽の方法	142
6.3.7 浸透流モデル解析と考察	145
6.4 パイピング・ヒービングの検討	148
6.4.1 堤防漏水と動水勾配	148
6.4.2 パイピングの検討	149
6.4.3 ヒービングの検討	152
6.5 浸潤線と毛管上昇高	154
6.6 浸透能による雨水浸透領域	155
6.7 すべり破壊に対する安定解析	157
6.7.1 堤体及び基礎地盤の安定解析	157
6.7.2 被覆土の安定解析	158
6.8 沈下・変形解析	159
6.8.1 一次元沈下解析	159
6.8.2 有限要素法による沈下解析	167
6.9 地震時の検討	172
6.10 遊水地等背割堤の扱い	175
第7章 漏水対策工の設計と施工法	177
7.1 概説	177
7.2 堤防漏水対策工	178
7.2.1 堤防漏水対策工の検討手順	178
7.2.2 堤防漏水対策工の選定	179
7.2.3 堤防漏水対策工設計の留意事項	183
7.2.4 堤防漏水対策工施工の留意事項	190

7.3 樋門等構造物の漏水対策工	198
7.3.1 樋門等構造物漏水対策工の考え方	198
7.3.2 樋門等構造物漏水対策工の検討手順	204
7.3.3 樋門等構造物漏水対策工の体系	205
7.3.4 樋門等構造物漏水対策工の選定	206
7.3.5 樋門等構造物漏水対策工の設計計画	209
7.3.6 既設構造物に対するグラウト工法の設計計画	215
7.3.7 樋門等構造物漏水対策工の施工計画	219
7.4 漏水対策工の事例	224
7.4.1 堤防漏水対策工の事例	224
7.4.2 構造物周辺漏水対策工の事例	230
7.4.3 直接基礎と柔構造樋門の事例	231
第8章 堤防安全管理総合技術	234
8.1 概説	234
8.2 堤防維持管理計画	235
8.3 堤防の点検・維持管理	236
8.3.1 日常の点検	236
8.3.2 異常時の維持管理	239
8.3.3 漏水対策工施工箇所の補修	242
8.4 樋門等構造物の点検・維持管理	243
8.4.1 点検・維持管理	243
8.4.2 堤防の補修技術	249
8.4.3 構造物本体の補修技術	250
8.5 点検・維持管理の事例	266
8.5.1 樋門の点検事例	266
8.5.2 グラウト工による補修事例	268
8.5.3 可撓継手の補修事例	269
8.6 堤防リスクマネジメント	271
8.6.1 堤防リスクマネジメントの必要性	271
8.6.2 堤防リスクマネジメントの基本的な考え方	273
8.6.3 堤防リスクマネジメントシステム概要	277
〈巻末資料〉	
巻－1 用語の説明	286
巻－2 引用文献目録	297
巻－3 我が国の堤防技術年表	300

総 論

我が国の治水事業は、明治初期に全国で頻発した洪水災害を契機として、明治 29 年に河川法が制定され、河川を国の営造物として管理するようになって以来、計画的に財政処置が取られるようになり、その中で堤防は、民生安定と経済発展の基盤として整備が進められ、現在では、人口の 51%、資産の 75%を防御する重要な安全施設になった。

一方、経済社会は、第 2 次世界大戦後の混乱と復興の時代を経て、昭和 30 年代からの高度経済成長期における急速な発展は、それまで原野や田畑であった河川氾濫原に莫大な社会資本の進出を促がした。この結果、治水安全度レベルの早急な向上対策が要請され、昭和 50 年代後半における主要河川の堤防は、暫定断面ながら連続堤で整備されるに至った。

この時代には、都市化の拡大、工業用地の造成、農地開発の進展、森林の荒廃等によって、流域の保水能力の低下と流出機構の変化を招いたため、洪水波形の先鋭化や河川流出量増大等の現象が顕著になり、新たな形態の堤防災害の発生要因につながった。

近年の河川氾濫による災害形態を概観すると、無堤地区の浸水や暫定堤防からの越水などを主因とする災害から、昭和 56 年の石狩川水系島松川、利根川水系小貝川及び平成 12 年の庄内川水系新川等に見られるように、堤防一般部や樋門等周辺堤防の空洞化による漏水に起因した堤防決壊、いわゆる「越流なき破堤」が頻発するようになった。これらの事例は、堤防の大きさと連続性を優先していた堤防整備方針の概念を変え、堤防、基礎地盤及び付帯構造物等の質的問題に着目する動機付けになった。

堤防強化対策では、漏水、地盤沈下及び地震を考慮し、地域開発等とタイアップしたスーパー堤、緩傾斜堤、丘陵堤等の新しい整備事例も多くなっている。

しかし、一般の堤防のほとんどは芝張りされた従来からの土堤であり、盛土材料は、河川周辺の多種多様な土砂を用いて段階的に築造され、現場条件や時代により施工方法も異なるため、場所による土の物理特性や力学特性に大きな差異があり、堤防安全度は一様ではない。

軟弱地盤地帯では、地盤沈下に伴う堤体の変形による内部損傷が発生し易く、剛性の大きな樋門を設けた場合は、不同沈下に伴う構造物自体の損傷及び周囲の堤防や基礎地盤との接続部が空洞化し易い等の問題を抱え、地震では、直接的な堤防損壊の他、堤体や地盤の液状化が潜在化し、その後の洪水時に漏水するという問題も発生している。

社会環境からは、高度経済成長期を経て構造不況期に至った現在、流域住民の河川に対する価値観と要請は大きく変化し、公共事業に対する情報公開、コスト縮減、自然環境保全、住民参加等への対策と説明責任が重要な施策となってきた。更に、地球温暖化に起因するといわれる異常気象の発生等、従来の経験と想定から外れた災害現象が多発するようになり、治水安全度の根幹を構築する堤防安全度の確保と日常管理に対する新たな方向の策定と対策技術の開発が早急な課題と考えられる。

これらの背景から、総合的な堤防漏水対策の基本として、新技術や関連技術の体系化及び堤防リスクマネジメント手法開発等を行い、本技術書を作成したものである。

第1章 漏水対策に関する技術の検討経緯

1.1 技術開発の経緯

我が国の気象及び地形的特性から、河川は流路が短く、急流で流量変動が大きいため、洪水や渇水等の災害に脆弱な条件を有している。

一方、明治以降における人口と資産の増加は、国土の約10%を占める河川氾濫原に集中し、昭和30年代の高度経済成長期以降では、その傾向が特に顕著になり、現在では人口の51%、資産の75%が集積されるに至った。

このような社会的背景から、環境保全や社会対策が加わる以前の河川事業の主目的は、安全な社会経済活動の基盤を構築するための治水と利水であり、治水は洪水との戦いの歴史であったといっても過言ではない。

治水事業の歴史を紐解くと、弥生時代に水利条件の良好な河川周辺に水田耕作が始まり、かんがい施設としての水門や樋管等の原形物も使われていた。

この稲作の始まった時代から水害との戦いも始まり、治水事業の最も古い記録では、4世紀に仁徳天皇が堤防工事を行っており、16世紀の戦国時代以降には、新田開発や治水工事が発展し、武田信玄の霞堤や加藤清正の乗越堤及び木曾3川や利根川の改修工事等、現在に継承されている技術も見られるところである。

近代では、明治29年の河川法制定以来、全国各地で大水害が発生する度に、計画流量や治水計画の見直しと共に、河川改修事業が発展的に行われ、一方では、治水安全度向上対策を支援するため、調査、研究、技術開発等が意欲的に行われてきている。

これらの活動と動向については、表1.1-1 全国の主な既往水害と河川事業の経緯及び巻末資料の巻－3 我が国の堤防技術年表に示した。

北海道における洪水では、明治31年、大正11年、昭和50年、56年の他、多数の大水害が発生している。これらの水害を契機とした治水事業は、明治31年洪水以降に国策として展開されたが、積雪寒冷地や広大な泥炭性軟弱地盤等の地域特性が治水事業を始め、社会環境整備の進展に大きなマイナス要因を付加してきた。

堤防災害では、無堤地区解消を目的に築堤工事が大規模に行われた昭和30年代から、泥炭性軟弱地盤における堤防の沈下及び盛土のすべり破壊が頻発し、昭和50年代以降は、概成した連続堤の漏水及び不同沈下に起因する樋門等構造物漏水が顕在化した。

また、昭和58年の日本海中部、平成5年の釧路沖及び北海道南西沖等の地震では、震動と液状化に起因する堤防の沈下、陥没、クラック、損壊等の大災害が発生している。なお、「北海道における主な水害及び地震の記録」は、表1.1-2、表1.1-3に示した。

北海道開発局では、これらの地域特性と災害に対処するため、堤防及び樋門等構造物の不同沈下対策、施設強化対策、安全施工、維持管理技術等の調査研究を先進的に行い、堤防技術の総合化を目的に、指針、手引き書、専門書等を発刊し、活用している。

表 1.1-1 全国の主な既往水害と河川事業の経緯

	既往水害	主な河川事業の経緯
明治	明治18年水害 明治22年水害 明治29年7月豪雨 明治31年9月洪水（石狩川） 明治37年6～7月洪水（石狩川） 明治43年大水害	M 7 直轄低水工事の開始 M20～M33 木曾川下流改修 M29 河川法制定 M29～M44 淀川改修 M33～S 5 利根川明治改修 M40～S 2 吉野川第一期改修、信濃川大河津分水路開削 M43～ 石狩川治水工事着手 M44～S 5 荒川下流改修
大正	大正6年洪水（石狩川） 大正11年8月洪水（石狩川）	T 1～S 6 北上川下流第一期改修 T 7～S 44 石狩川捷水路開削
昭和	昭和7年8～9月洪水（石狩川） 室戸台風（S 9） カスリン台風（S 22） 昭和22年8月洪水（石狩川） アイオン台風（S 23） キティ台風（S 24） 昭和24年9月洪水（石狩川） 昭和25年7～8月洪水（石狩川） ジェーン台風（S 25） ルース台風（S 26） 西日本水害（S 28） 昭和28年7～8月洪水（石狩川） 南近畿水害（S 28） 台風13号（S 28） 昭和30年7月洪水（石狩川） 昭和31年4月洪水（石狩川） 諫早水害（S 32） 狩野川台風（S 33） 伊勢湾台風（S 34） 梅雨前線豪雨（S 36）〔天竜川〕 昭和36年7月洪水（石狩川） 第二室戸台風（S 36） 昭和37年8月洪水（石狩川） 台風24・25号（S 41） 昭和42年7月豪雨 昭和47年7月豪雨 台風16号（S 49多摩川決壊） 昭和50年8月洪水（石狩川） 台風17号（S 51長良川決壊） 昭和56年8月洪水（石狩川） 長崎豪雨（S 57） 昭和58年7月豪雨（山陰） 台風10号豪雨（S 61小貝川） 台風19号（S 62）	S 3 中小河川事業始まる S 7～S 42 太田川放水路開削 S 13～S 40 豊川放水路開削 S 16 河水統制事業の国直轄事業の開始 S 16～S 56 北上川総合開発 S 26 河川総合開発事業の開始 本道最初の多目的ダム・桂沢ダム着工（S 26～S 32） S 26～S 40 狩野川放水路開削 S 32 特定多目的ダム事業の開始 S 33 「河川砂防技術基準」 S 38～ 渡良瀬遊水池調節池化 S 38 石狩川改修総体計画が立てられる S 39～ 隅田川浄化用水の導入着手 S 41～S 47 信濃川・関屋分水路開削 S 43～ 霞ヶ浦総合開発事業 S 43 石狩川改修総体計画が改定される S 43～H 3 琵琶湖総合開発事業 S 44～ 都市河川環境整備事業 S 46～S 54 野洲川放水路開削 S 47～ 流況調整河川事業創設 S 48 「樋門・樋管設計指針（案）」 S 48～ 治水緑地事業実施、渡良瀬遊水池総合開発事業 S 49～S 57 石狩川放水路工事開始 S 50～ 準用河川改修事業実施 S 51 河川管理施設等構造令制定 S 51～ 河川激甚災害対策特別緊急事業実施 S 50～S 54 石狩川S 50年洪水に対する激特事業 S 51～ 河川工作物関連応急対策事業始まる S 51～ 北上川・一関遊水池 S 54～ 総合治水対策特定河川事業創設 S 55～ 河川環境管理基本計画策定 S 55～S 61 石狩川S 56年洪水に対する激特事業 S 57 石狩川水系工事実施基本計画が改定 S 59 「漏水対策工設計施工指針（案）」 S 60 「河川砂防技術基準（案）設計編〔I〕」改訂 S 61～ 高規格堤防整備事業創設 S 62～ ふるさとの川モデル事業制度創設、桜づつみ モデル事業制度創設、緊急内水対策事業創設 S 63～ 環七地下河川着手
平成	平成元年9月豪雨 平成2年梅雨前線豪雨 台風19号（H 2 揖斐川決壊） 台風17～19号（H 3） 台風13号（H 5 甲突川氾濫） 平成7年梅雨前線豪雨 平成10年8月豪雨 平成12年9月豪雨（東海豪雨） 平成13年9月豪雨	H 3～ 魚がのぼり易い川づくり推進モデル事業制度創設 H 4～ 耐水型地域整備事業創設（豊平川など） 火山噴火警戒避難対策事業実施 H 5～ 清流ルネッサンス21制度創設 H 7 長良川河口堰完成・運用開始 H 9 河川法改正 「河川砂防技術基準（案）設計編〔I〕」改訂 「樋門・樋管設計指針（案）」二次素案 H 10 「柔構造樋門設計の手引き」

表 1.1-2 北海道における主な水害記録

年 度	記 事
明治31年 (1898年)	9月6～7日：強風を伴う大雨 旭川163mm 札幌157mm 石狩川流域大氾濫 死者112名、浸水家屋1,041戸、浸水流出田畑413km ² 石狩川治水計画調査が始まる
明治37年 (1904年)	7月9～11日：台風 北海道横断 石狩川全流域 氾濫面積1,255km ² 岡崎文吉博士 石狩川石狩大橋の計画高水流量を8,350m ³ /sと算定
大正11年 (1922年)	9月15～16日：台風 太平洋海上通過 道内全域が被災 旭川142.5mm 札幌74.9mm 石狩川流域 浸水家屋769戸、流出家屋66戸、浸水流出耕地386km ²
昭和7年 (1932年)	低気圧が沿海州、東北沿岸に停滞 小規模洪水が8回断続的に発生 石狩川下流部 40余日間浸水
昭和22年 (1947年)	8月中旬：石狩川上流、雨竜川流域に大雨 石狩川下流部大氾濫 浸水家屋4,303戸 浸水耕地215km ² 9月カスリン台風が本州を襲来後、石狩川流域に再び洪水 北海道における砂防工事の必要性が認識される
昭和36年 (1961年)	7月24～25日：石狩川全流域に豪雨 空知川合流点下流部 氾濫面積523km ² 10時間の平均雨量強度7.5mm/hr 連続降雨40時間以上
昭和37年 (1962年)	8月：台風9号北海道の南海上を通過 空知川上流流域を主体とする降雨 氾濫面積661km ² (昭和36年洪水を上回る)
昭和45年 (1970年)	7月31日～8月1日：寒冷前線停滞 石狩川上流域 雷を伴う200mm以上の局地的な大雨 石狩川上流は昭和37年洪水を上回る出水となったが、石狩川下流は水位の上昇が低く、災害発生には至らなかった
昭和50年 (1975年)	8月22～24日：台風6号 道内全域に大雨 石狩川流域 170mm前後の大雨 各地に内水氾濫 石狩川下流部 築堤嵩上げ工事中の築堤から越水氾濫 築堤決壊4箇所、氾濫面積273km ² 、浸水戸数13,614戸
昭和56年 (1981年)	8月3～6日：北海道中央部の停滞前線と台風12号により道内全域に大雨 岩見沢410mm 石狩大橋流域平均282mm 観測史上の最大降雨 石狩川中流部、千歳川で計画高水位を越える 越水決壊60箇所、死者1名、氾濫面積558km ² 、浸水戸数19,800戸
	8月21～23日：前線と台風15号により道内全域に暴風雨 豊平川、千歳川流域を中心に集中豪雨 札幌市内 229mm 气象台創立以来の最大降雨 死者1名、浸水戸数12,162戸 本洪水により、石狩川石狩大橋の計画高水流量を15,000m ³ /sに改訂
昭和63年 (1988年)	8月24～27日：前線の停滞により雨竜川流域を中心に大雨 石狩沼田425mm 雨竜川 計画高水位を越える
平成13年 (2001年)	9月9～12日：秋雨前線と台風15号により道内全域に大雨 深川261mm 石狩川下流域 平均降雨量172mm 浸水面積約1,200ha 浸水戸数63戸

表 1.1-3 北海道における主な地震記録

() : 本州の主要地震

年 月 日	地震名	M	最大震度	死者	災 害 そ の 他
明24/07/21 (1891年)	(濃尾大地震)	8.4	7	7,300	延長約80km、最大左横ずれ 8 m の 根尾谷断層が発生
29/06/15 (1896年)	(明治三陸地震)	8 ?	4	27,000	主に津波災害
大07/09/08 (1918年)	千島ーウルップ沖	8.0		24	
12/09/01 (1923年)	(関東地震)	7.9	6	140,000	火災による 2 次災害大
昭02/03/07 (1927年)	(北丹後地震)	7.3		2,900	
08/03/03 (1933年)	(三陸地震)	8.1	5	3,100	
15/08/02 (1940年)	神威岬沖地震	7.5		10	
23/06/28 (1948年)	(福井地震)	7.1	6	3,800	直下型地震
27/03/04 (1952年)	十勝沖地震	8.2	5	33	十勝川、釧路川堤防の沈下、すべり、 クラック
39/06/16 (1964年)	(新潟地震)	7.5	5	26	阿賀野川堤防の沈下、クラック、樋 管の切断 液状化現象がクローズアップ
43/05/16 (1968年)	十勝沖地震	7.9	5	52	十勝川大津築堤の沈下、クラック
48/06/17 (1973年)	根室半島沖地震	7.4		0	
57/03/15 (1982年)	浦河沖地震	7.1	6	0	
58/05/26 (1983年)	(日本海中部地震)	7.7	6	104	八郎潟干拓堤防、岩木川堤防、米代 川堤防の沈下、クラック 高瀬川、岩木川、雄物川樋門の破損
平05/01/15 (1993年)	釧路沖地震	7.8	6	1	釧路川遊水地築堤、十勝川統内築堤 の沈下、すべり、クラック
05/07/12 (1993年)	北海道南西沖地震	7.8	6	230	後志利別川堤防、尻別川堤防の沈下、 クラック 後志利別川樋管の破損
06/10/04 (1994年)	北海道東方沖地震	8.1	6	0	釧路川、和天別、標津川等の堤防の 沈下、すべり、クラック
07/01/17 (1995年)	(兵庫県南部地震)	7.2	7	6,400	淀川堤防の沈下、クラック

1.2 河川堤防における技術理念の変遷

1.2.1 日本の治水工学書にみる治水工学の変遷

(1) 近世までの治水史

人類の歴史は、河川との関わりの中で築かれ、太古より生活の安定、向上を求めて、様々な治水・利水が行われてきた。

約4千年前には、夏の国を興した禹が、堤防、浚渫、分流を治水の3要素に掲げて黄河の治水に挑み、日本では、5世紀前半に、仁徳天皇が淀川下流部に茨田堤を築いている。

戦国時代になると、富士川の信玄堤で代表されるように、各戦国大名が内政の要として治水・利水事業に力を注いでおり、江戸時代には、木曾三川の宝暦治水、利根川東遷等の大規模な工事も見られるようになってきた。

江戸時代前半に、治水・利水の記載が見られるのは、税制や田制などの法律を定めた地方書の中であり、主に、河川維持を中心とした治水事業が述べられている。また、農業書には、農業用水の確保に関する経験的な利水事業が記されている。

1668年の「地方の聞書」(松村兼永)は、羽口工法の記述があり、1680から1682年の「百姓伝記」には、築堤は敷幅を広く確保し、法面はなるべく緩く、天端も広くすべきと述べられている。また、この頃、専門的な記述も出始めており、1689年の「地方竹馬集」(平岡道敬)に、大河川は、表法1.5割、裏法2割、或いは、表法1割、裏法1.5割とし、小河川は、もう少し急勾配であっても構わないとの記述が見られる。

18世紀以降になると、幕府による河川事業の技術書である定法書が出され、専門的な記述が本格的になった。地方書もこの定法書の影響を受けており、中でも、1794年の「地方凡例録」(大石猪十郎久敬)は有名であり、今日での評価も高いものである。また、個人による技術書では、1780年の「堤防溝洫志」(佐藤信淵)が知られている。

19世紀に入ると、堤防や水制等の詳細な算法が材料費等と共に記載されるようになり、集大成的な文書として、「治河要録」や「続地方落穂集」等があるが、その大略は、1996年の「日本の水制」(山本晃一)で知ることができる。

(2) 外国人技術者と治水工学書

明治維新を契機に、ヨーロッパから土木技術者が来日するようになり、各地の河川改修事業等を通じて日本人に技術が伝承され始めた。

最初に来日した西洋の技術者は、イギリスのプラントンであり、主に、港湾事業における土木技術の普及に力が注がれた。

明治初期に政府によって招聘された土木技術者は、オランダ人を主とするものであり、明治5年にファン・ドールン、リンドウ、明治6年にエッセル、デ・レーケ、チッセン、明治12年にムルデルが来日している。

ファン・ドールンは、明治6年2月に、河川の諸元、水理公式、工法等を解説した「治水総論」を出版し、引き続いて、「治水要集」、「堤防略解」を著している。

「治水総論」は、日本人技術者への影響が大きく、1890年には、治水協会の機関誌「治水

雑誌」に再録されている。なお、ファン・ドールンは、利根川に我が国最初の量水標を設置している。

明治初期の文献には、流量公式等の科学的な河川技術が、オランダの技術者によってもたらされたにも関わらず、主に、江戸時代の技術が記述されている。

例えば、明治14年の「土木工要録」（高津儀一）は、オランダ技術のケレップ水制と砂防工法のみ焦点が当てられており、明治30年の「水理真宝」（市川義方）は、幕府やオランダの砂防工法を鋭く批判し、独自の工法を紹介している。

大正4年の「治水」（岡崎文吉）は、自然主義を唱え、現在の河川の状態を維持し、不良な部分を自然の法則に従って改修していくことを基本としている。なお、「治水」は、近年においても、大正時代までの河川工学の最高水準であると評価されている。

昭和6年の「河川工学」（福田次吉）は、今日に至る河川工学書の原型とされており、随所に海外の例が紹介されている「治水」とは異なり、全ての事例が、我が国の河川工事から引用されている。

昭和7年の「日本水制工論」（真田秀吉）は、水制について整理し、その中でオランダの技術に近世の技術と同じ部分があることを指摘している。

翌昭和8年は、物部長穂による「水理学」が出版された。

昭和11年は、第二次世界大戦までの河川工学書の集大成ともいえる「治水工学」（宮本武之輔）が発刊され、編著者の宮本武之輔は、「治水工学」をもって、ヨーロッパの技術と日本の技術の融合がなされ、独自の近代的治水工学が完成したと自負している。事実、この後に著された治水工学書の多くが、この「治水工学」の影響を受けている。

昭和18年の「河川学」（野満隆治）は、理学的観点からの河川学であり、翌19年の「河相論」（安藝皎一）は、河川に関する技術観を述べている。

(3) 戦後の治水工学書

戦後になると、数多くの治水工学書が発刊されるようになった。

昭和31年の「新河川工法」（橋本規明）は、その中でも特に独創的な書とされており、橋本自身が関わった1940年代後半の改修計画において考案し、施工した様々な河川工法、根固め工法等に関する考え方や工法が記載されている。

昭和33年の「河川工学」（山本三郎）は、当時の建設省河川局長の立場で執筆編集したものであり、河川事業の実例に多くのページが割かれている。また、昭和33年には、「建設省河川砂防技術基準」が発刊され、従来、経験的に決められていた堤防断面諸元に一定の基準化が図られ、以降の治水工学書に多くの影響を与えた。

昭和41年の「河川工学」（吉川秀夫）は、建設省土木研究所時代における著者の経験を基にまとめられている。

昭和51年には、「河川管理施設等構造令」が施行され、天端幅等の明確な基準が定められた。

昭和60年の「河川工学」（須賀堯三）は、大学教科書向けにコンパクトに要約されており、平成2年の「河川工学」（高橋裕）には、河川技術者としての心構えが随所に述べられ、

河川を把握し、現場を見る目を養うことの重要性が強調されている。

1.2.2 治水工学書に見る我が国の堤防設計思想の変遷

我が国における明治以降の治水工学書の内、以下に記す 7 冊を取上げて、堤防断面設定の考え方や基準の変遷を整理する。これらの 7 冊は、発行年の 5～10 年前後を代表する治水工学書である。

「治水総論」	(1873 年 明治 6 年)	ファン・ドールン
「治水」	(1915 年 大正 4 年)	岡崎文吉
「治水工学」	(1936 年 昭和 11 年)	宮本武之輔
「河川工学」	(1958 年 昭和 33 年)	山本三郎
「河川工学」	(1966 年 昭和 41 年)	吉川秀夫
「河川工学」	(1985 年 昭和 60 年)	須賀堯三
「河川工学」	(1990 年 平成 2 年)	高橋 裕

以下、堤防高・余裕高、天端幅、法勾配、小段、堤体材料に関する変遷の概要を項目毎に述べる。

(1) 堤防高、余裕高（表 1.2-2）

堤防高は、計画高水位に余裕高を加えたものであり、この定義は、明治以降、大意において変わりはない。

しかし、余裕高に対する考え方や基準は、時代と共に変わってきている。最も大きな変化は、昭和 33 年の「建設省河川砂防技術基準」であり、経験的に決められてきた余裕高に対し、一定の基準が設定された。

従来、余裕高には、具体的な基準がなく、明治 6 年の「治水総論」（ファン・ドールン）で、余裕高 0.6～0.9 m と記されていたが、昭和 11 年の「治水工学」（宮本武之輔）では、余裕高の記載が 1～2 m と高くなり、昭和 33 年の「河川工学」（山本三郎）では、計画高水流量に応じ、余裕高を 0.6～2.5 m の範囲に設定している。

同基準以降の余裕高は、「河川工学」（山本三郎）の値に追従している。

余裕高の目的は、各時代を通じ、越流による決壊の防止ということで一貫しているが、細部に若干の変更が見られ、同基準以前は、計算の誤差や流量の安全率等を余裕高の考えの中に入れているが、昭和 51 年の「河川管理施設等構造令」では、それらの考えは、計画高水位の決定に対して考慮すべきものであり、「余裕高は、計画高水流量以下の流水に対する安全のための必要な高さである」と定義している。この定義は、昭和 60 年の「河川工学」（須賀堯三）にも反映されている。

なお、大正 4 年「治水」（岡崎文吉）では、堤高の余裕について、流路の結氷が流れ出し、局所的に詰まって堰き上げる現象である氷堤を考慮した記述がなされているが、これは、著者が北海道の河川事業に深く関わっていたためと思われる。

(2) 天端幅 (表 1.2-3)

天端幅は、水防活動や道路使用を考慮に入れた規模が必要とされているが、大正 4 年「治水」(岡崎文吉)以前は、水防活動に関する記述は見られない。

天端幅は、昭和 51 年の「河川管理施設等構造令」で、3 m 以上と定められたが、それ以前は、小河川に 3 m 以下のものもあり、大正 4 年の「治水」(岡崎文吉)には、小河川は 3 尺(約 0.9 m)あれば足りると記述されている。昭和の初めには、天端幅が 10 m を超えるような堤防もあり、昭和 11 年の「治水工学」(宮本武之輔)では、天端幅 14.5 m の新信濃川堤防や新北上川堤防の横断図が掲載されている。

なお、雨水排除のため、天端の形状を蒲鉾型とすることが、大正 4 年「治水」(岡崎文吉)以降の大半の治水工学書に記載されていたが、昭和 51 年の「河川管理施設等構造令」に、天端形状の記載は除かれている。

近年、都市開発を考慮したスーパー堤防等の大規模な堤防の検討が行われるようになり、平成 4 年 2 月 1 日、平成 10 年 1 月 30 日、平成 11 年 10 月 15 日の「河川管理施設等構造令」及び「同令施行規則の運用についての通達」において、天端が高規格堤防、或いは、散策路や高水敷へのアクセス路である河川空間として位置付けられるようになってきた。

なお、同通達では、管理用通路の必要幅は、4 m 以上を原則としている。

(3) 法勾配 (表 1.2-4)

堤防の法勾配は、江戸時代以降、数値で記述されており、川幅や堤防の大小に応じた法勾配の緩急が必要と意識されていたようである。

江戸時代における堤防の法勾配は、小堤防が 1 : 1.0、大堤防が 1 : 1.2 ~ 1 : 1.5 とする記述が多く見られる。

明治以降は、1 : 2.0 よりも緩い法勾配が標準となっているが、土質の条件が良いところでは 1 : 1.0 ~ 1 : 1.5 とすることも認めている。

昭和 51 年の「河川管理施設等構造令」では、1 : 2.0 よりも緩い法勾配とすることが定められ、法勾配の基準は、年々、緩くなる傾向にある。

治水工学書は、何れも、堤外側法勾配は、河川水等の外力を考慮して定め、堤内側法勾配は、河川水の堤体内浸透による法すべりの防止を目的として定めるとしている。

なお、大正 4 年の「治水」(岡崎文吉)までは、堤内側法面での植生の繁茂が記述されている。この植生は、明治 6 年の「治水総論」(ファン・ドールン)の記述等から、法面保護のためであると思われる。

江戸時代には、堤内側の法勾配が堤外側法勾配よりも緩い勾配としている。

しかし、明治 6 年の「治水総論」(ファン・ドールン)から、昭和 11 年の「治水工学」(宮本武之輔)までは、堤外側法勾配の方を緩い勾配とすると記述しており、昭和 33 年の「河川工学」(山本三郎)以降は、再び、堤内側法勾配の方を緩い勾配にすることが述べられている。これらの変遷の理由は、明らかでない。

また、平成 11 年 10 月 15 日の「河川管理施設等構造令」及び「同令施行規則の運用についての通達」では、可能な限り緩い勾配の一枚法とすることと定められており、更に、一

枚法の緩い勾配とした場合、法面への車両の侵入、不法駐車等による危険発生防止のため、30～50 cm 程度の石積み等の設置が必要としている。

(4) 小段（表 1.2-5）

ヨーロッパの堤防に小段が少ないためと思われるが、「治水総論」（ファン・ドールン）に、小段の記述は見られない。

大正 4 年の「治水」（岡崎文吉）は、小段によって浸透飽和の傾向を減じた例が海外にあるという記述に止まり、主に、堤体を保護するための草生地としての犬走りの説明が主に述べられている。

昭和 11 年の「治水工学」（宮本武之輔）以降、小段は、堤体の安全と水防活動のために必要としており、昭和 51 年の「河川管理施設等構造令」も同様の扱いである。

小段の幅員は、同令では、3 m 以上と規定されて、他の工学書もほぼ同規模となっており、雨水の排水のため 1～5 % の横断勾配を付けることが大半の治水工学書に述べられているが、同令には規定がない。

近年は、前述の通り、小段を無くし、緩い法勾配の一枚法とする傾向にある。

なお、昭和 33 年の「河川工学」（山本三郎）に、「小段は欧米の河川では比較的に見られないが、我が国では、堤防の直高が大きいときに、一般に施工されている。これは明治末期新淀川の開削工事において残土が多く、余剰土砂処分を兼ねて裏小段に捨土したのが起源であって、成績良好であったので、築堤の強度を保つ上に不可欠とされた」と記述されていることが、我が国の小段の歴史を物語っている。

(5) 堤体材料（表 1.2-6）

堤体材料は、昭和 11 年の「治水工学」（宮本武之輔）以降、砂 1/3～2/3、粘性土 2/3～1/3 の混合土が最良としており、経済的な理由により現場の土砂を使用し、それに伴って生じる浸透の問題等が生じる場合の対策に関する記述が併記されている。

しかし、昭和 60 年、平成 2 年の「河川工学」には、堤体材料に関する詳しい記述は見られない。

表 1.2-2 堤防高、余裕高に関する考え方等の変遷

著者名 発行年 書籍名	ファン・ドールン 1873 (明治6) 治水総論	岡崎文吉 1915 (大正4) 治水	宮本武之輔 1936 (昭和11) 治水工学	山本三郎 1958 (昭和33) 河川工学	吉川秀夫 1966 (昭和41) 河川工学	須賀三三 1985 (昭和60) 河川工学	高橋裕 1990 (平成2) 河川工学
目的 (余裕高)	予防のため		越水による決壊を防止するのと将来に於ける高水位の上昇に備えるために計画高水位上相当の高さとする。	- 土砂堤は越流に極めて弱い。 - 高水位計算に入っていない不確定なものがある。 - 流量の安全率的考慮。 - 高水位計算の誤差をカバー。 - 波浪などによる越水の防制。 - 河川の減少を考慮。	流水による水位変動、波浪及び将来の河床変動などを予想して、計画高水位以上に適当な高さを加えて堤防高とする。	余裕高は余裕ではなく、波浪などに対する必要な高さとして定められている。	
考慮事項	河川の高水位に従って定めなければならない。	堤防の高さは防制の対象洪水の高さを基に決定し、築堤後の洪水水位は築堤前の洪水流量とその水位を基に算出する。しかし、堤防が氷結する場合の水位の増加を求めることは難しく、堤防の高さを適当に決めることは困難である。		- 計画高水位に適当な余裕高を加えて堤防の計画高とする。 - 計画高水流量の大きさ、水深、川幅、川の粗さ、水面勾配、流域の重要性などを勘案して決める。 - 出水機構の変化に対応し、余裕高は大きめにとる。	余裕高は、河川の広狭、急流、緩流、堤防により保護される地域の重要度などによって決められるが、普通、我が国では技術基準以上にするように決められている。	堤防の高さは計画高水位に余裕高を加算したもの以上とする。	余裕高を定めるに際しては、技術基準を参照しながら、対象河川の洪水頻度、河床変動、水衝部や湾曲部の水位上昇、橋脚や堰などによる水位上昇など、対象河川、対象区間の水理、水文的条件、地盤沈下などの諸条件を考慮する。
堤防高 余裕高	既往の高水位より2～3尺(約0.6～0.9m)高く築堤するべきである。	- 堤防は両岸とも、最高水位よりも1尺(約0.3m)とり、重要箇所では3～4尺(約0.9～1.2m)高くとり、河水に直接あたる場合は他よりも約1尺(約0.3m)高くとり、堤高は上記の範囲内にとどめ、水堤のため水位が上昇する場合は、応急的に簡易な嵩上げないし堰版を挿入するのが得策である。 - 山間部では、堤高をなるべく最高水位以上4尺(約1.2m)以上とり、中流や下流よりも高くとる必要がある。	我が国では1～2mが普通であって、洪水量2000m³/sec以上のくらの河川で1.5m、特別の急流河川で1.8～2.0m、小川では0.9～1.2m、稀には0.6mにとる。	計画高水位より上に0.6～2.5mをとることをしている。	余裕高の基準 計画高水流量 (m³/s) 余裕高 <200 0.6 200～ 500 0.8 500～ 2,000 1.0 2,000～ 5,000 1.2 5,000～10,000 1.5 > 10,000 2.0	- 最近の大型の堤防の規模は、高さ10m、敷幅100m程度である。 - 余裕高は以下の通りである。 計画高水流量 (m³/s) 余裕高 <200 0.6 200～ 500 0.8 500～ 2,000 1.0 2,000～ 5,000 1.2 5,000～10,000 1.5 > 10,000 2.0	- 一般に我国の大河川下流部での堤防の規模は、高さ10～15m、敷幅は100mに達する。 - 技術基準では以下の通りである。 計画高水流量 (m³/s) 余裕高 <200 0.6 200～ 500 0.8 500～ 2,000 1.0 2,000～ 5,000 1.2 5,000～10,000 1.5 > 10,000 2.0
備考		堤防の圧縮及び沈下を見込んで計画堤防以上に相当の盛土を施すのを余盛という。			余裕高の上に堤防の圧密及び沈下を見込んで計画堤防以上に相当の盛土を施すのを余盛という。	余盛は沈下後に定規断面となるように、施工時に沈下量を予測して、その分の土を盛った部分という。	上記の値は最小限の値と考え、流送土砂の多い急流河川では、この値より大きくとるのが望ましい。

表 1.2-3 天端幅に関する考え方等の変遷

著者名 発行年 書籍名	ファン・ドールン 1873 (明治6) 治水総論	岡崎文吉 1915 (大正4) 治水	宮本武之輔 1936 (昭和11) 治水工学	山本三郎 1958 (昭和33) 河川工学	吉川秀夫 1966 (昭和41) 河川工学	須賀堯三 1985 (昭和60) 河川工学	高橋裕 1990 (平成2) 河川工学
目的				・水防時の通航や作業の難易、又は、水防用度車の備蓄。 ・道路の併用。	・水防活動が行いやすく、維持施工上都合がよいように堤防の頂部を平らにする。		・洪水時の於ける水防活動。 ・常時の堤防の監視を含む維持管理。 ・築堤施工時の運搬道路、完成後は場合によっては車道。 ・都市部で貴重な水空間の活用。 ・都市開発の場（スーパー堤防）。
考慮事項	・堤防の幅は築堤材の土質に係し、また天端を道路に兼用するとしないう関係がある。 ・日本においては堤内地に道路がよく必要となるので、できれば堤防を道路兼用とするのがよいであろう。	・道路兼用の場合は、道路面上の雨水排除のため円形または斜面形の横断傾斜を付ける。 ・場合によっては傾斜を堤内から堤外に一方に付ける。 ・道路に砂や砂利を敷くか市街道路の路面を被覆する以外は、草生地とする。	・天端は道路に兼用せられる場合が多いのと、特に出水時の水防作業を転活ならしめる必要があるために、十分の幅員を有せしめるのがよい。 ・天端には排水と将来の沈下に伴って備えて蒲鉾型に横断勾配を付ける。	・道路の耐高速、安全などの要素と堤防の使命とは全く両立し得ない。 ・天端の排水を良好にするために中央天端を高く法肩を低くし、1：10以上の勾配を付け（多くは円または放物線）蒲鉾型とする。			・雨水が停滞浸透しないよう蒲鉾型にするなどの考慮が必要である。
天端幅	・16～20尺（約5～6m）が必要。（道路兼用の場合）	・単に水圧の関係から見れば土質に従って通例6尺（約1.8m）以上でよい。数日以上継続する洪水の防衛に際し堤内浸水の幅が広い場合は、堤防保護のための材料運搬を主として堤防上で行うので幅2間（約3.6m）以上とし、一般道路兼用の場合は2間半（約4.5m）以上とする。 ・小河川の単純な堤防は3尺（約0.9m）あれば足りる。	・余剰掘削土処分の必要からは特に天端を拡大することもあるが、普通に採用せられる天端幅は4～8mであって、特殊な場合には10～15mのものがあり、小河川では3m内外のものも少なくない。		・大河川で5～8m、中小河川では3～5m、急流河川では特に広く10m程度のものが多い。	計画高水流量 (m ³ /s) 天端幅 (m) 	

表 1.2-4 法勾配に関する考え方等の変遷

著者名 発行年 書籍名	岡崎文吉 1915 (大正4) 治水	宮本武之輔 1936 (昭和11) 治水工学	山本三郎 1958 (昭和33) 河川工学	吉川秀夫 1966 (昭和41) 河川工学	須賀堯三 1985 (昭和60) 河川工学	高橋裕 1990 (平成2) 河川工学
考慮事項	- 堤外側法勾配は法面に襲来する外力に抵抗するために施工する被覆工の種類や堤体材料および基礎地盤の性質により決定する。 - 堤内側法勾配は、草生の繁茂や長期間継続する洪水によって飽和状態に近づき下部の法面が崩壊滑落するのを予防するのを目的とした勾配をとる。	- 法勾配は土質が不良であり、堤防の高さが高く、洪水の継続時間が長く、護岸が施されない場合には、その然らざる場合に比して緩にする。 - 小段を設ける場合には小段以下よりも緩勾配とするのが普通である。	- 含有量の大きいとき、小さいときを問わず、最小の内部摩擦角より小さくすることが望ましい。土の圧密度は築堤の経過年数とともに徐々に増大するので、自然圧密の結果安定した状態になるように、多少急な勾配で施工する。 - 土質のほか天端幅、小段、築堤の直高、河川の大小、滞水時間を考慮して決めることは当然である。	- 河川堤防では水圧による活動を考える必要がないので、法勾配は築堤土の土質力学的性質と漏水をなくすことを考えて決定する。 - 表法は土砂の安息角より定められ、安息角の小さい土砂の場合には緩やかにするか、コンクリート張りや石張りなどにより保護する。 - 流れの速さや波力なども考慮する。 - 表法は主として堤体を浸透した水が裏法から滲出しないように勾配を決定する。	法勾配の標準 川表側：堤防直高6m以上、川裏側：堤防直高4m以上の場合 1：2	表法勾配は、法面の崩落、流水と波浪による浸食に対して、裏法勾配は堤体内への浸透水の浸潤線が裏法面にまで達しないように設計する。
法勾配	- 堤内側の裏法面の勾配は、1：1.5で十分（良質の粘土で築堤する場合）。 - 堤内側の裏面は1：2より急としないこと（実験において、1：2の勾配より急峻なときは、植物がよく繁茂しないため）。 - 堤外側の法面の勾配は、1：2.5より緩くすべき（更に水勢に抵抗しなければならぬ、予防のため）。	- 堤外側法勾配 大河川草生堤防 2割5分から4割、平均3割。 小河川 2割から3割、平均2割5分。 砂堤、土質劣等な場合のみ4割より緩傾斜。 草生の状態が極めて良いのを望む場合 2割より急でもよい。 石材の法面工が必要な場合 1割5分から2割でも良い。 堅牢な混練土法面工の場合 1割内外でも良い。 - 堤内側法勾配…2割が普通 土質が良く豪雨が蹂躞しない1割5分より急。 土質劣等で浸透飽和し易すい、堤内地に凹地有り、軟弱地盤上、堤内水面の波浪を直接受ける、越流の恐れある場合のみ 2割5分から4割の緩勾配。	市街地などで十分な堤防敷が得られない場合には堅固なる石張護岸を施して1:1位の急勾配を採用する場合もある。	市街地などで十分な堤防敷が得られない場合には堅固なる石張護岸を施して1:1位の急勾配を採用する場合もある。	福岡が関東地建内の堤防を統計的に調べた結果、 n = 1.7 + 0.20h h : 築堤高 (m) の関係があり、おおよその標準値はこれから知るべきである。	緩勾配にすることは、親水空間の意い場としても望ましい。
備考						

表 1.2-5 小段に関する考え方等の変遷

著者名 発行年 書籍名	ファン・ドールン 1873 (明治6) 治水総論	岡崎文吉 1915 (大正4) 治水	宮本武之輔 1936 (昭和11) 治水工学	山本三郎 1958 (昭和33) 河川工学	吉川秀夫 1966 (昭和41) 河川工学	須賀堯三 1985 (昭和60) 河川工学	高橋裕 1990 (平成2) 河川工学
目的	・草生地とし堤体を保護する。		・小段はもとより堤体の安全のために設けられるものであるが、通路又は水防の際の材料運搬路などに便利に使用せられる。	・表小段は堤防の強度を増すためや出水時の堤脚保護ならびに水防活動の便宜のため。	・表小段は法面の崩落を防ぎ、施工を容易にし、川幅の広い場合などでは計画高水位近くの高さに幅3～10mの小段を設けると波消しに対して有効である。 ・裏小段は浸潤線を裏法内に納め、且つ、堤体の安全を図り、施工や水防活動を容易にするためにも必要である。		・大堤防の場合には法面の安定、施工の便、裏小段の場合には水防活動や堤防の管理のため。
考慮事項	・(大走り)土砂や草土をとってはならないだけでなく、車の通行を禁じ草生地の破壊を防がなければならない。		・小段は川表又は川裏に設けられるが、通例は後者が採用せられる。	・表小段では、高水位が漸減していくとき、小段天端に水筋を作りしはばは損傷するので、勾配を急にして防止するよう留意する。また、低すぎると小段に乗る水位が長く続き小段を損傷するので高さも注意する。 ・裏小段は適当に堤法先を保護し、雨水による洗掘に注意。			
小段	・(大走り)幅員は一定の法則はないが、通例6尺(約1.8m)から30尺(約9.1m)とする。堤外側は普通は盛土を行わないが、低凹地等の場所では川心に向い1/20以上の下り勾配を付け、雨水の排水を図る。 ・堤内側は堤外側ほど重要ではないが、小段を設け浸透飽和の傾向を減じた例もある。		・小段の幅員は3～4mを通例とするが、稀には8～9mに達し、天端から2～4m低い標高に造る。 ・小段には排水を良好ならしめるために1：10～1：15の横断勾配を付ける。	・表小段は一般に天端から2～5m下りに作ることが多いが、川幅が広く出水時の波浪が大きいところでは、H.W.L.に近い高さに設けることがある。 ・裏小段は普通3～5m幅であり天端の2～5m下りに設ける。 ・小段は堤内外に向って1/10～1/15程度の勾配を付け、排水を良好にする必要がある。	・天端から約2m下に幅員3～4mでトラップの通れる程度の小段を設けることが望ましい。 ・小段には前、裏とも1：10～1：15程度の勾配を付け排水をよくする。	・小段の標準 川表側：堤防値高6m以上、川裏側：堤防値高4m以上の場合3m以上。	・我国の堤防では表小段は堤防の高さ6m以上の場合には天端から3～5m毎に、裏小段は堤高4m以上の場合、天端から2～3mごとに小段を設けることとしている。 ・小段の幅は、車面を通す場合は3m以上とり、雨水の停滯防止のためわずかな勾配を付ける。
備考			・重要な堤防の裏堤脚には墩止或は大走りと称する高さ0.5～1m、幅1～2mの小段を付け、官民境界を明確にし、堤脚保護するのが普通である。 ・小段は明治末期新淀川の開削工事において残土が多く、余剰土砂処分を兼ねて裏小段に捨土したのが起源。	・堤防と裏地盤の接合を調節するために、堤脚に泊って低く小さい小段を設ける。これを犬走りという。	・堤防と裏地盤の接合を円滑にするために、堤脚に泊った低部に設けられた小段は通称犬走りという。		

表 1.2-6 堤体材料に関する考え方等の変遷

著者名 発行年 書籍名	岡崎文吉 1915 (大正4) 治水	宮本武之輔 1936 (昭和11) 治水工学	山本三郎 1958 (昭和33) 河川工学	吉川秀夫 1966 (昭和41) 河川工学	須賀堯三 1985 (昭和60) 河川工学	高橋裕 1990 (平成2) 河川工学
考慮事項	- 堤体の築造に使用する土質は、多くの場合は河岸の近くの沖積層中に普通存在する砂と粘土の混合物であり、草木の根、草土、木片などの夾雑物を含有しないものとする。 - 草木などとは腐敗により堤体内の孔穴を生じ、また虫獣を誘引する恐れがある。 - 粘土は寒熱にあつて著しく収縮し、亀裂を生じ砂は浸透性に比し、その分子が小さくなるに従つて飽和の状態に達するときは静止角が著しく緩となりついには法面崩壊の動機となる。	- 築堤用土砂は空隙の少ない不透水性のものを選定すべきであつて、粘土は適度の水分を含めれば良好なる築堤材料であるが、圧縮、縮固めが困難なうえに、多量の水分を含むときは息角激減して崩落し、また乾燥すれば亀裂を生ずる欠点がある。砂は縮固めが容易であるが浸透性に富む。故に築堤用としては砂と粘土との適量なる混合物が優良である。 - 草根根木皮その他の有機物の混入を避ける。(腐敗して空洞を生じ、あるいは眞臘の穿孔を促進する恐れがあるため)	- 含水量の変化に対して、その特質の変化が少なく、膨張収縮が小さく、含水量の多いときでも滑脱せず、乾燥による亀裂を生じない。 - 漏水に対して安全であることと、即ち、透水性が小さいこと。即ち、透水時に崩壊など起さないこと。土砂の粒子の形状が適当に角張り、粒度が適当に分布して、内部摩擦角の大きいものがよい。 - 施工容易であること、即ち、含水状態で容易に液性限界に達する材料は積込み、積卸し、締固めなどの取扱いが困難であつて不適当である。	- 運搬距離が短く、運搬路の建設・維持に費用がかからなく、同一地域で十分な量の良質の土がとれ、補修費が安い。 - 全く不要であるという点から検討して選定する。 - 次の諸性質を持っていることが望ましい。 (a) 水で飽和したとき法面のすべりが起こりにくい。 (b) 保水係数の小さい。 (c) 掘削、運搬、締固めなどの施工が容易。 (d) 水に融解する成分を含まない。 (e) 内部摩擦角 (水に融解したときの) が大きい。 (f) 乾燥による亀裂が少ない。 (g) 草や木の根などの有機物を含まない。		- 堤防の耐久性、安全性が強いこと。 - 維持管理し易いこと。 - 工費を経済的にすること。
堤体材料	セルトン氏の研究から、砂の含有量は15～18%が適量である。粘土は、水の作用に対して強く、締結材料としてその耐力20kg/cm²以上が望ましい。	実験の結果によれば、10～20%の砂を混じった粘土が浸透性が最小であるが、実地作業の点からは砂1/3～2/3、粘土2/3～1/3の比に混じったものが好適である。	粘土と砂が2:1～3:1くらいのものが施工上も土質上も都合がよいためである。	砂や粘土が適当に混合したものが望ましく、一般に砂1/3～2/3、粘性土2/3～1/3の比に混じったものが好適であるといわれている。		上記の諸条件を満たす堤体材料は、土砂や砂利であり、特に築堤現場付近の河川区域の材料が、経験的に現場の土ともなじみ易く通している場合が多いといわれている。
備考		工費の問題により、多くの場合その付近で最も安価かつ多量に得られる主として河道掘削の不用土砂が築堤土に流用せられる。従つて砂堤、砂利堤、玉石堤の如きものさえ施工せられ、この場合には浸潤線の関係を考慮して特に断面を増大し、かつ真法尻付近には玉石の類を積んで浸透水を速に排除せしめ、以て浸潤による法面を防止する。				市街地では敷地や土砂の確保が困難であることが多く、また河口部とその周辺では、高潮、波浪の越波に備える必要があるので、コンクリート壁、鋼矢板、コンクリートやアスファルトで被覆されたバラストを備えた特殊堤防が設けられている。

第2章 河川堤防の災害実態

2.1 概 説

河川堤防は、降雨、河川の出水、地盤沈下、地震、凍上といった自然現象に起因する災害が多く発生している。また、近年は、地球温暖化の影響といわれている時間雨量 75 mm 以上の集中豪雨に起因する堤防災害、或いは、釧路沖地震や兵庫県南部地震等の巨大地震に伴う堤防災害が頻発しているのが特徴的である。

これまでの堤防災害は、法すべり、洗掘、越流に関連する災害が多く、決壊にまで至った箇所は、堤防が低い箇所、湾曲部、河道が狭まる箇所、橋梁等によって河川の流れを妨げられる箇所、河道形状の変化の多い箇所等であり、また、長時間の高水位による漏水に起因した決壊も見受けられる。

これらの災害要因は、カミソリ堤等の暫定断面堤防、地盤沈下に伴う堤防高不足、河道断面不足に伴う水位上昇、或いは、土地利用形態の変化による河川への流出量増大等であり、河川整備水準の低さに起因した被災事例が多い。

近年の河川整備水準は、堤防等の整備が進展し、洪水流下能力が向上した一方で、洪水時の河川水位と堤内地盤との比高差が大きくなり、漏水の危険性が増大し、高い堤防に囲まれた地域の中小河川や排水系統の未整備、排水不良に伴う内水氾濫等が顕在化してきている。

軟弱地盤地帯では、堤防盛土に伴う基礎地盤の圧密沈下、側方流動、過大な変位による堤体損傷等が発生し、樋門等構造物には、周辺堤防や地盤との不同沈下、構造物自体の沈下及び損傷等が発生している。

これらの現象が漏水災害に直結している事例は、数多く確認されているところである。

また、都市化の進行は雨水の浸透を阻害し、表面流出量が増大して、

- (1) 道路が排水路になる。
- (2) 低地の下水道管から吹き出す。
- (3) 地下道等へ流入する。

等、新たな災害形態が顕在化していると共に、近年多発している集中豪雨に起因し、雨水が短時間に低い土地に集まることにより、内水氾濫が起り易く、また、情報伝達や災害対策に新たな課題が提起された。

このように河川堤防の災害実態は、想定外の現象も含め多種多様であるから、外力条件、現場条件、災害形態等のデータ取りまとめや分析に当たっては、目的と作業の流れを十分考慮し、所要の成果が得られるように配慮する必要がある。

本章では以上を踏まえ、河川堤防の災害実態の取りまとめに当たっての基本的事項、収集すべきデータ、分析方法、整理方法及び考慮すべき事項等について、事例を示しながら解説する。

2.2 河川堤防の災害実態

2.2.1 堤防の災害形態

堤防や樋門等構造物の変位や変形、水の浸透による性状変化、漏水及び損壊等の変状は、降雨、河川水、地盤沈下、地震等の災害誘因となる外力に起因して発生し、図 2.2.1-1 の通り、各種の災害形態につながる。

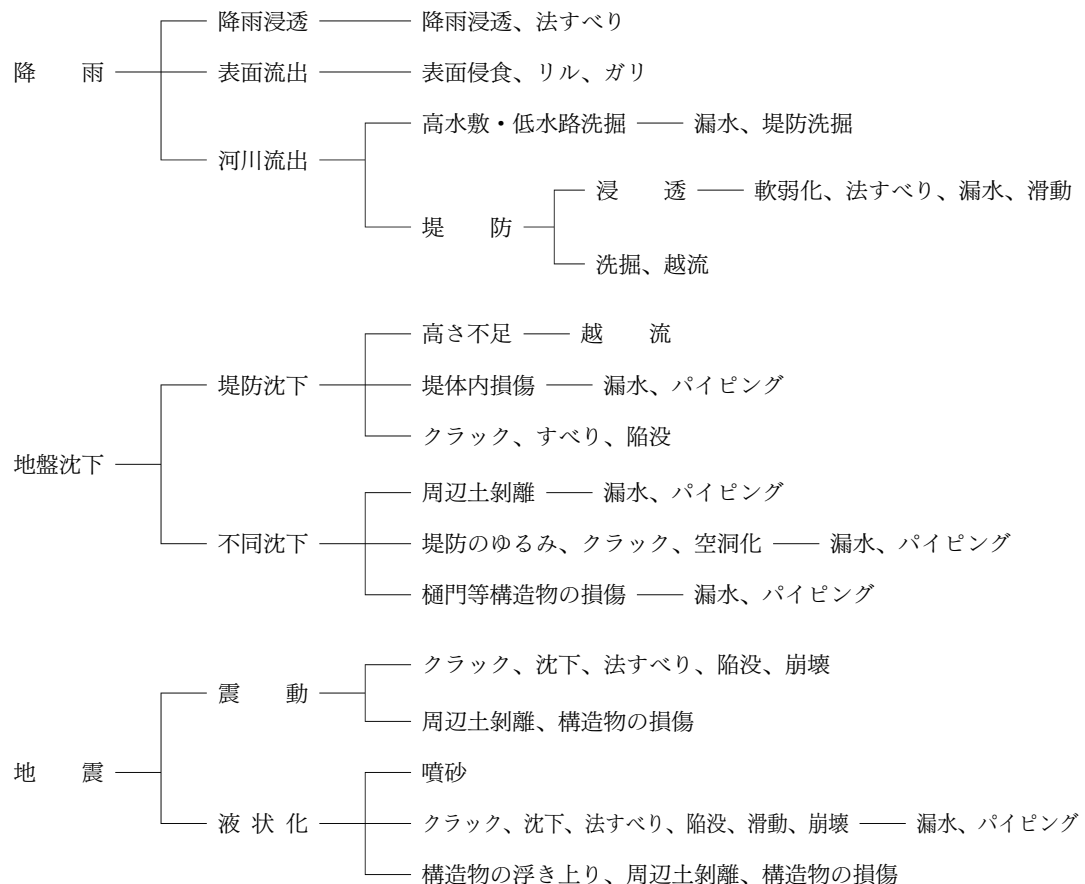


図 2.2.1-1 河川堤防の災害形態

洪水は、降雨の河川流出に伴うものであり、水位上昇と継続時間が大きくなると浸透、越流、洗掘等の災害ポテンシャルも大きくなって、最悪の場合は決壊に至り、外水氾濫を引き起すことになる。

地震による震動や液状化によって河川堤防にクラックや沈下等が生じた場合、災害調査と応急復旧が行われるが、災害調査では確認が難しい堤体や基礎地盤中に潜在している液状化箇所、クラック等の弱点部が、出水時に漏水や侵食を発生させる場合がある。

昭和 23 年 6 月福井地震後、同年 7 月の洪水で堤防に大きな災害が発生した事例や平成 5 年北海道南西沖地震後、平成 9、10 年の出水時に、堤防の基礎地盤に填砂現象が発生した事例等は、地震によって生じた潜在的な弱点部に起因したものと報告されている。

(1) 浸透

堤体内に雨水や河川水が多量に浸透した場合は、浸潤面を上昇させ、裏法面、又は、裏法側の基盤に漏水を発生させ、更に、漏水が堤体内の土粒子を移動させ、パイピング、ボーリング等を引起す。

昭和 51 年の長良川、昭和 56 年の石狩川水系漁川、嶮淵川、平成 12 年の庄内川水系新川等の事例では、越流は起らなかったが、河川水の浸透により決壊に至った事例が発生している。

また、樋門等構造物と周辺堤防や地盤との間に、不同沈下による空洞化やゆるみが発生している場合は、これらを経由する浸透が生じ、漏水が発生している事例も多く、決壊に至った事例も報告されている。

(2) 侵食

河川堤防の侵食には、次のようなタイプがある。

1) 雨裂

降雨（融雪水）が堤防の浸透能を上回り、表面流出が起った場合は、堤防法面を侵食する表層侵食、或いは、リル（Rille）やガリ（Gully）等の雨裂が発生する。

2) 非粘性系堤防の侵食

堤体材料に砂質系や火山灰系の土砂が用いられている場合は、洪水時に濁流となった河川水により、堤防が侵食（洗掘）され易く、特に法面侵食から法すべりに連動する災害が発生し易い。

(3) 越水、越流

河川水位が堤防天端高を越える現象であり、裏法の侵食から決壊に事象連鎖する事例が多い。

堤防高 5.0 m、裏法勾配 2 割、芝長約 20 cm の越流実験では、越流深 5 cm 程度までは、等流であり、10 cm 程度では、V 字模様で流下して洗掘が始まり、15 cm 程度になると大きく乱れ、白波が立ち、洗掘作用も急激に増大する。従って、水防作業等で越流深が 10 cm 程度になった場合は、2 次災害防止のため、作業を中止し避難することが肝要である。

(4) 滑動、側方流動

軟弱地盤上に設置された堤防では、水圧、盛土荷重、地震動、液状化等により、堤防そのものが地盤上を滑動すること、或いは、地盤と共に側方流動すること等によって、決壊に至る場合がある。

(5) 震動

地震時の震動により、堤防や構造物に発生する動的変位及び間隙水圧の急上昇に伴いクラック、沈下、法すべり、或いは、構造物の破損等が発生する。

(6) 液状化

基礎地盤の土質が緩い砂質土の場合、地震時の繰返し荷重によって地盤内の間隙水圧が高まり、液状化が発生し、この液状化によって、堤体にすべり破壊や沈下が発生する。

平成5年の釧路沖地震では、釧路川や十勝川の堤防に大きな災害が生じたが、これらの災害は凹状に沈下した泥炭層上の築堤盛土及び泥炭層の下部に分布している沖積層の緩い砂層が液状化したことによるものである。

また、平成5年の北海道南西沖地震では、後志利別川の堤防が旧河道部に堆積した緩い砂層の液状化によって、災害が発生している。

2.2.2 堤防災害の発生状況

(1) 全国の堤防災害

最近の全国各河川の洪水における堤防災害の発生状況を表2.2.2-1に示す。

本表から漏水が107件、37.3%と最も多く、次いで、法すべり78件、27.2%、河岸侵食51件、17.8%と続いており、漏水の多いことが特徴的である。

表 2.2.2-1 最近の洪水における堤防災害の発生状況

河川名	生起年月	堤防災害の形態別発生件数								最大地点雨量
		越水	法すべり	漏水	堤防侵食	河岸洗掘	護岸崩壊	降雨侵食	構造物周辺	
石狩川	昭和56年8月	25	61	17			2	3	9	410mm
阿武隈川下流	昭和61年8月	2	16	52						422mm
阿武隈川下流	平成10年8月			12		8	2			284mm
阿武隈川上流	〃		1	12	5	3				336mm
那珂川	〃			12		39				446mm
利根川上流	平成13年9月			2		1	2	1		246mm
計	発生件数	27	78	107	5	51	6	4	9	287
	頻度%	9.4	27.2	37.3	1.7	17.8	2.1	1.4	3.1	100

(2) 石狩川の堤防災害

昭和56年の石狩川洪水における法すべり61件の内訳は、表2.2.2-2に示す通り、約90%が降雨による被災である。

この洪水は、最大降雨量410mmを記録する豪雨であり、河川水位上昇前に降雨による法すべりが多発し、表2.2.2-3に示す通り、降り始めから法すべり確認までの時間平均降雨量が7mm以上、累計降雨量が200mm以上になると法すべりが発生している。

法勾配と法すべりの関連では、法勾配2割程度、法長5m以上、法すべり確認前の数時

間の時間雨量が 15～20 mm を超えると多発している。

表 2.2.2-2 堤体土質と法すべり件数

堤 防 土 質		堤 内 法 す べ り				堤 外 法 す べ り				計	
		降雨によ ると思わ れるもの	浸水によ ると思わ れるもの	小計		降雨によ ると思わ れるもの	浸水によ ると思わ れるもの	小計		件数	%
				件数	%			件数	%		
砂 質 土 系	砂 質	1	—	1	3	—	—	—	—	1	1
	粘土質	6	—	6	16	2	1	3	13	9	15
粘 性 土 系	砂 質	5	—	5	14	—	—	—	—	5	8
	粘土質	17	—	17	46	4	3	7	29	24	40
火 山 灰 系	砂 質	2	—	2	5	5	—	5	21	7	11
	粘土質	5	1	6	16	8	1	9	37	15	25
計		36	1	37	100	19	5	24	100	61	100

表 2.2.2-3 法すべりの被災確認までの時間平均降雨量及び累計降雨量

時間平均降雨量 (R̄)					累 計 降 雨 量 (ΣR)				
範 囲 mm	件 数		計		範 囲 mm	件 数		計	
	堤内	堤外	件数	%		堤内	堤外	件数	%
R̄ < 5	1	2	3	5	R < 2 0 0	7	7	14	23
5 ≤ R̄ ≤ 7	6	5	11	18	2 0 0 ≤ R ≤ 3 0 0	13	9	22	36
R̄ > 7	16	11	27	44	R > 3 0 0	3	2	5	8
不 明	14	6	20	33	不 明	14	6	20	33
計	37	24	61	100	計	37	24	61	100

2.2.3 洪水による堤防災害

(1) 全国の集中豪雨

平成 2 年以降の全国のアメダス 1,300 箇所のデータによる時間降雨量 75 mm/hr 以上の降雨の発生件数は、図 2.2.3-1 の通りである。

これによると平成 10 年以降に発生件数が多くなっており、特に、時間雨量 100 mm/hr 以上の降雨発生件数が増え、近年の気象変化の激しさが表れている。

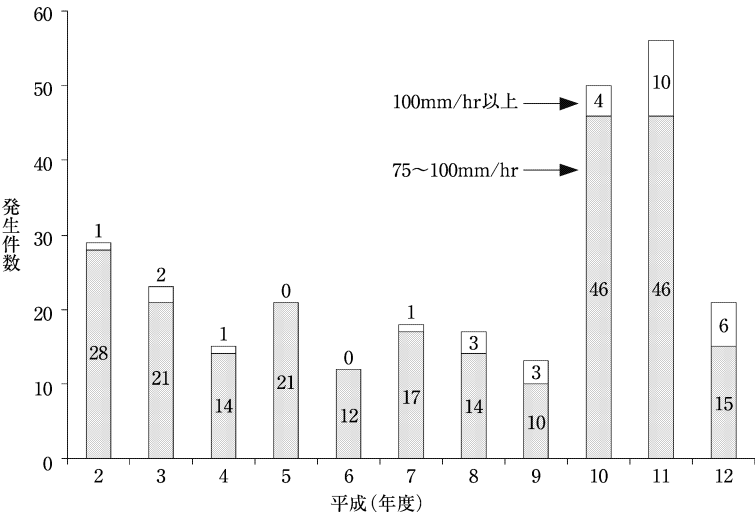


図 2.2.3-1 75 mm/hr 以上の降雨発生件数の推移

(2) 近年の洪水と降雨状況

近年の降雨データとして、昭和 56 年 (1981 年) 以降の全国の代表的な洪水時の降雨状況を表 2.2.3-1 に示し、降雨パターンの代表例として、小貝川、鹿児島、阿武隈川の降雨例を図 2.2.3-2～2.2.3-4 に示した。

最大時間雨量は、表 2.2.3-1 から、年々多くなる傾向が見られ、集中豪雨としての度合いが増してきているといえる。また、時間雨量 30 mm/hr 以上の累計時間についても年々長くなっている様子が見られる。

名古屋地方気象台におけるこれまでの豪雨記録は、総雨量 200～300 mm、最大時間雨量 30～50 mm/hr 程度であったが、平成 12 年東海豪雨 (新川) の総雨量 562 mm、時間雨量 93 mm/hr は気象台記録史上、過去最大を示すものであった。

これらの原因が地球温暖化によるものか、単なる長期的な地球規模での経年変動なのかは明らかでないが、過去の記録を大きく上回っていることは確かである。

石狩川洪水及び阿武隈川洪水における降水量分布図を図 2.2.3-5、図 2.2.3-6 に示したが、これらからも集中豪雨が地域に偏在する様子が見受けられる。

従って、今後の洪水対策に関しては、地域的な集中豪雨に十分配慮する必要がある。

表 2.2.3-1 全国の代表的な洪水と降雨状況

河 川 名・ 洪 水 名	発 生 時 期	累計雨量	最 大 時間雨量	降り始め からピー ク水位ま での時間	時間雨量 30mm/hr 以上の累 計時間
石 狩 川	昭和56年 8 月	410mm (8/3～8/6)	28mm	61hr	—
小 貝 川	昭和61年 8 月	318mm (8/4～8/5)	64mm	27hr	3 hr
鹿児島豪雨 (甲突川)	平成 5 年 8 月	259mm (8/6)	56mm	20hr	4 hr
阿 武 隈 川	平成10年 8 月	1268mm (8/26～8/31)	90mm	27hr	8 hr (連続 6 hr)
東 海 豪 雨 (新 川)	平成12年 9 月	562mm (9/11～9/12)	93mm	29hr	5 hr

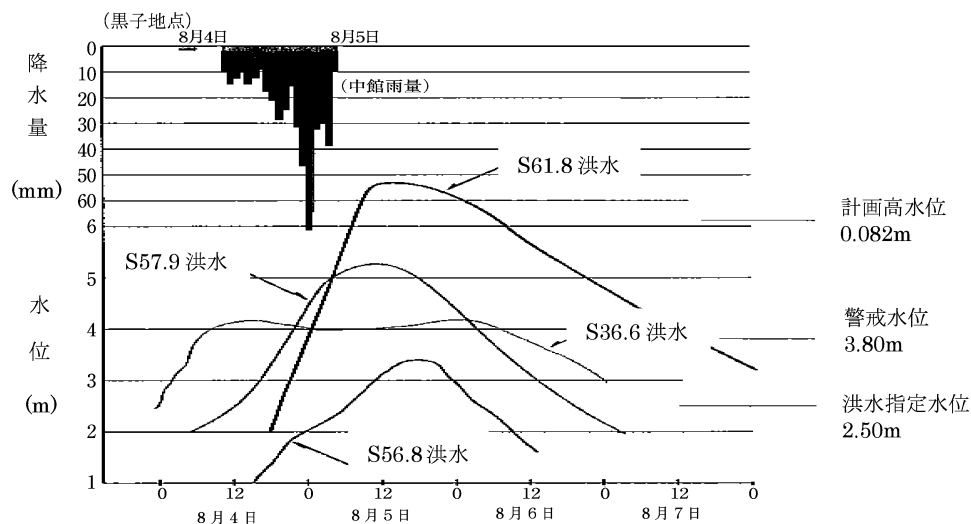


図 2.2.3-2 昭和 61 年 8 月 小貝川出水時の降雨パターン

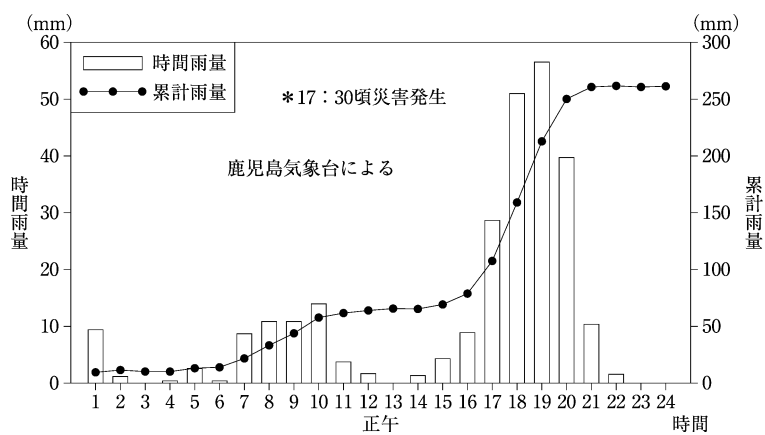


図 2.2.3-3 平成 5 年 8 月 6 日 鹿児島豪雨における降雨パターン

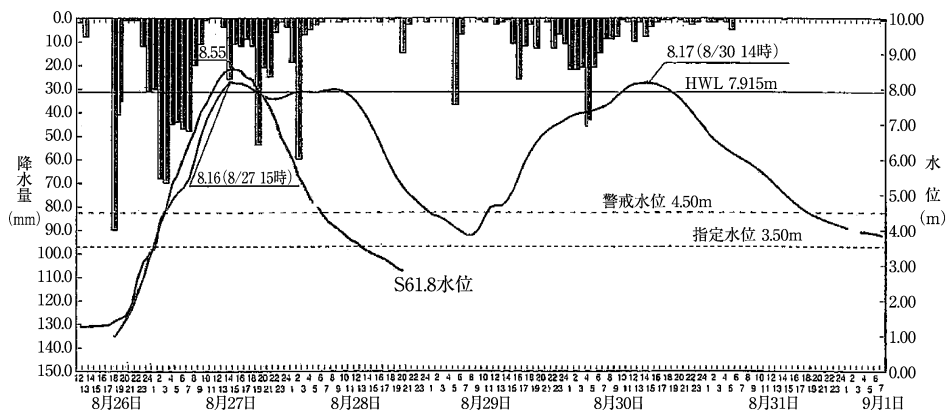


図 2.2.3-4 平成 10 年 8 月 阿武隈川出水における降雨パターン

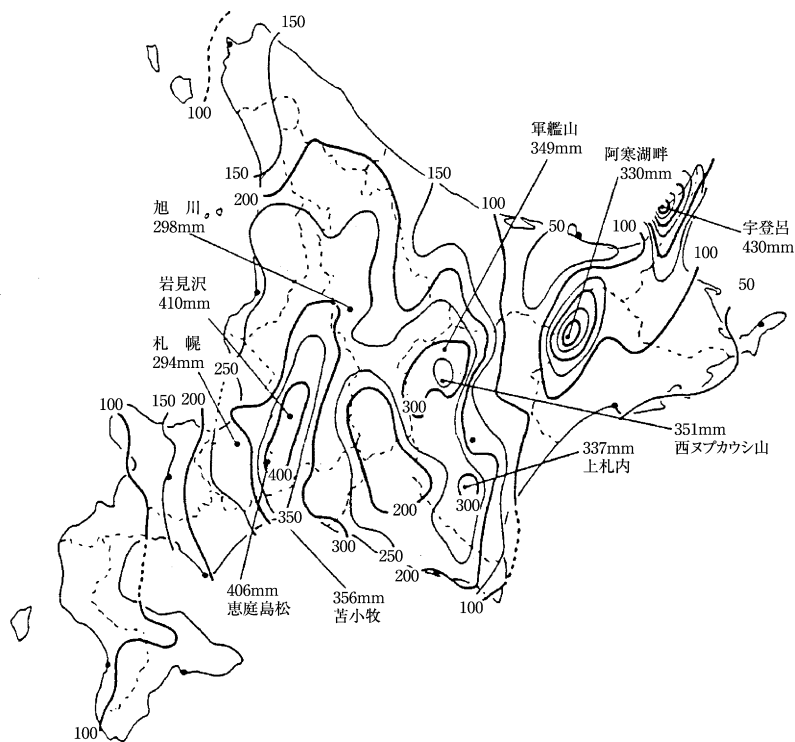


図 2.2.3-5 昭和 56 年 8 月 3 日から 6 日までの総降水量分布図（北海道）

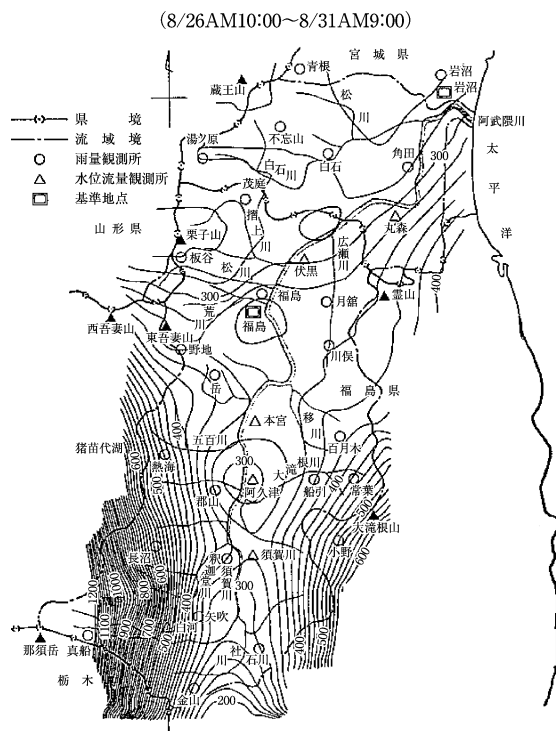


図 2.2.3-6 平成 10 年 8 月 26 日から 31 日までの総降水量分布図（阿武隈川流域）

2.2.4 地震による堤防災害

液状化災害が最初に注目された昭和 39 年新潟地震と、その後の主な地震による河川堤防の災害及び樋門・樋管の災害を表 2.2.4-1、2.2.4-2 に示した。

地震による災害は、堤防の沈下、クラック、すべり等の現象として見られるが、八郎潟、釧路川、その他の事例では、地震による加速度や変位だけではなく、基礎地盤や堤体材料自体の液状化現象が災害に大きく寄与していることが報告されている。

樋門等構造物自体では、表 2.2.4-2 に示す災害事例の通り、躯体のクラックや継手部の切断、止水板の破損等が発生しており、遮水機能低下の他、震動や構造物の損傷に伴う周辺堤防や取付け護岸の変形等により、漏水が生じ易くなっている。

表 2.2.4-1 主な地震による河川堤防の災害例

地 震	災 害 地 点	災 害 概 要
昭 和 39 年 新 潟 地 震	阿 賀 野 川 堤 防	堤防の沈下、縦横断クラック
昭 和 43 年 十 勝 沖 地 震	十 勝 川 大 津 築 堤	堤防の沈下、縦断クラック
昭 和 53 年 宮 城 県 沖 地 震	北上川橋浦第四堤防	堤防の沈下、縦断クラック
	吉 田 川 山 崎 堤 防	堤防の沈下、縦断クラック
昭和58年日本海中部地震	八 郎 潟 干 拓 堤 防	堤防の沈下、縦断クラック
	岩 木 川 豊 富 築 堤	堤防の沈下、縦横断クラック
	米 代 川 中 島 築 堤	堤防の縦断クラック
平 成 5 年 釧 路 沖 地 震	釧路川遊水地築堤	堤防の沈下、すべり、縦断クラック
	十 勝 川 統 内 築 堤	堤防の沈下、すべり、縦断クラック
平成 5 年北海道南西沖地震	後志利別川兜野地先	堤防の沈下、縦断クラック
	尻 別 川 長 名 地 先	堤防の沈下、縦断クラック
平成 7 年兵庫県南部地震	淀川左岸西島地先	堤防の沈下、すべり、縦断クラック
	淀川右岸西島地先	堤防の沈下、縦横断クラック

表 2.2.4-2 主な地震による樋門・樋管の災害例

地 震	災 害 地 点	災 害 概 要
昭 和 39 年 新 潟 地 震	下 山 樋 管 (阿 賀 野 川)	堤体の沈下による樋管中央部継手の切断
昭 和 53 年 宮 城 県 沖 地 震	阿 久 戸 排 水 樋 管 (鳴 瀬 川)	門柱が折損し、川側に 7 度の残留傾斜
昭和58年日本海中部地震	津 花 川 排 水 樋 門 (高瀬川水系津花川)	継手部遊間10cm、止水板破損
	流 川 排 水 樋 門 (高瀬川水系流川)	継手部遊間 3 ～ 4 cm 止水板破損の可能性あり
	長 泥 排 水 樋 管 (岩 木 川)	門柱と翼壁の分離
	豊 巻 樋 門 (雄 物 川)	函渠の縦断及び横断クラック
平成 5 年北海道南西沖地震	豊 田 1 号 樋 管 (後 志 利 別 川)	函渠継手部の開口
	愛 知 1 号 樋 管 (後 志 利 別 川)	函渠継手部で40cmの破断、函渠にクラック発生、直上堤体天端の沈下、縦断クラック

2.3 堤防災害の事例

2.3.1 昭和 56 年 8 月上旬 石狩川洪水の事例

(1) 災害状況

1) 降 雨

8 月 3 日から寒冷前線の影響により、宗谷及び日高管内を除く北海道全域に 100～200 mm の降水量があった。更に、台風 12 号の影響により西部から北部、日高南部、十勝地方で 120～300 mm を超える大雨となった。

石狩川流域の岩見沢観測所では、総雨量(8 月 3 日～8 月 6 日)410 mm、日最大雨量(8 月 4 日)262 mm、時間最大雨量(8 月 4 日 15～16 時)28 mm が記録され、石狩大橋(KP=26.6 km、A=12,697 km²)における流域平均時間雨量分布は、図 2.3.1-1 に示すようになり、累計雨量は、282 mm となって、計画雨量 175 mm を大幅に超える雨量であった。

なお、8 月下旬には、台風 15 号の影響により、胆振、石狩、後志、渡島地方で 100～300 mm を超える降雨があり、再び、洪水災害が発生している。

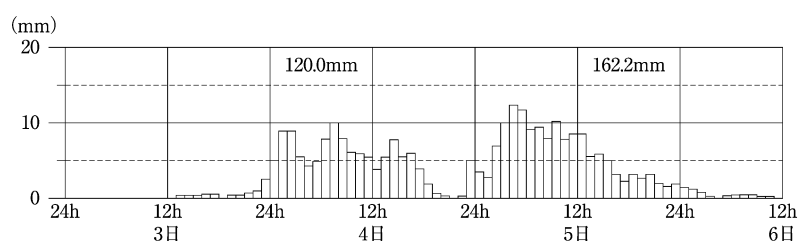


図 2.3.1-1 石狩大橋 流域平均時間雨量分布図

2) 出水状況

昭和 50 年、昭和 56 年の両洪水における氾濫面積を表 2.3.1-1 に示す。

昭和 56 年の洪水は、昭和 50 年に比べ、氾濫面積が約 2 倍になっており、その大半を内水氾濫が占めている。

表 2.3.1-1 氾濫面積の比較

名 称	昭和50年洪水	昭和56年洪水
流域平均雨量 mm	173	282
外水氾濫面積 ha	10,791	6,723
内水氾濫面積 ha	16,545	49,098
氾濫面積合計 ha	27,336	55,821

石狩川の各観測所における昭和 50 年洪水(流域平均雨量 173 mm)及び昭和 56 年洪水(流域平均雨量 282 mm)における水位状況を表 2.3.1-2 に示す。

上流の納内(130.2 km)と石狩大橋(26.6 km)のピーク水位の時間差は、昭和 50 年に

12 hr であったが、河川改修の効果等もあって、昭和 56 年は 4 hr と非常に早くなり、河川水位も昭和 56 年の方が大幅に高まっている。

表 2.3.1-2 昭和 50、56 年洪水における石狩川の水位状況

観測地点	河口からの 距離 km	昭和50年 8 月洪水		昭和56年 8 月洪水	
		ピーク水位 m	伝達時間 hr	ピーク水位 m	伝達時間 hr
納内	130.2	62.64	0	62.40	0
妹背牛橋	113.5	40.35	2	39.60	1
橋本町	93.9	26.86	3	27.02	1
奈井江	76.8	20.14	7	20.84	2
月形	58.0	15.92	8	16.99	5
石狩大橋	26.6	7.92	12	9.23	4

註) 伝達時間：納内観測地点を基準とし、各観測地点にピーク水位が到達する時間

3) 災 害

昭和 56 年 8 月洪水における石狩・空知管内で家屋の全・半壊は 22 戸、床上浸水 4,819 戸、床下浸水 15,443 戸、田畑災害 73,824 ha、河川決壊 1,012 m、橋梁流出 36 カ所等の災害が発生した。

4) 決壊原因

石狩川の堤防は、昭和 50 年 8 月洪水の後、激特事業により HWL+0.5 m の堤防を 5 カ年で整備したが、昭和 56 年洪水でも再び大災害を蒙った。

これは、降雨が観測史上最大であり、出水前に降雨によって法すべりが多数発生（出水前のパトロールで法すべりを 55 箇所確認）し、その後、河川水位が計画高水位を上回ったこと等に起因している。また、堤防災害は、大雨や河川水位上昇だけではなく、堤防が泥炭性軟弱地盤上に設けられているため、地盤沈下の影響を大きく受け、暫定断面の堤防が沈下していたことも関係している。

① 漁川の決壊事例

2 次支川の漁川では、火山灰地を蛇行する旧川跡地の上に設けられた砂質シルト系の高さ約 3.5 m の堤防が、3 度目の出水で、高水敷に 1.0 m 程度水が乗った時点で決壊に至っている。これは、旧川跡地の土粒子の密度が小さい火山灰の 2 次堆積物が未確認の漏水により流出し、水みちができていたものと推測された。

② 嶮淵川の決壊事例

2 次支川の嶮淵川の基礎地盤は、泥炭性軟弱地盤に火山灰層を挟在し、堤防は同様の泥炭と火山灰の混合土を主体に築造されていた。災害時は、河川水位が堤防天端を越えていたため、越水を防止する目的で、天端に土のう積工による水防を行っていた最中、天端幅 4.0 m、高さ 3.5 m の堤防が長さ 10 m 程度に亘って堤内側に数 m 移動した後、潰れるように破壊した(図 2.3.1-2 参照)。この時、堤防は大きく振動し、決壊箇所から上下流方向 1～2 km に亘って幅約 10 cm 程度のクラックが走り、またたく間に決壊幅が 50 m 程度に拡大したと現場監督員や水防作業員から報告されている。

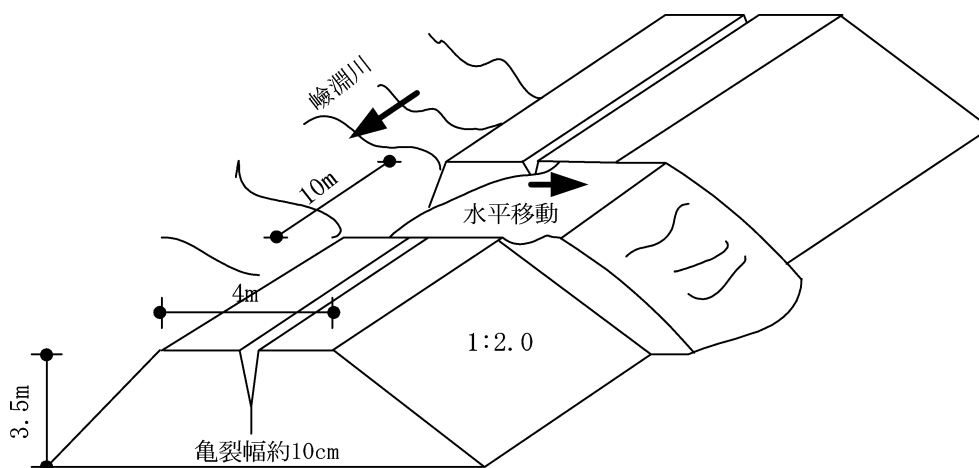


図 2.3.1-2 堤体の滑動モデル図

(2) 石狩川洪水と災害形態

1) 堤防災害の分類

昭和 56 年の石狩川洪水における堤防の災害種別とその割合は、表 2.3.1-3、図 2.3.1-3 に示す通り、越水、漏水、構造物に起因する決壊が 9 件、7.7%、法すべり 61 件、52.1% である。

降雨法面侵食は 2.6%と僅かであるが、法すべり 52.1%の内訳は、降雨による災害が 47%を占め、浸透水によるものは、5.1%である。

堤防漏水と構造物周辺漏水を合すると 22.2%であり、浸透水による災害を合すると 27.3%になっている。

表 2.3.1-3 昭和 56 年石狩川洪水における堤防災害

災 害 種 別	現 象	件数	摘 要
河岸の洗掘 (2 件1.7%)	河岸洗掘	2	
越水 (25件21.4%)	越水により決壊したもの 越水により法面洗掘されたもの 越水したが無災害のもの 越水と法すべりの複合災のもの	7 7 10 1	
法すべり (61件52.1%)	浸透により法すべりを起こしたと思われるもの 降雨により法すべりしたと思われるもの	6 55	堤内 1、堤外 5 堤内36、堤外19
降雨法面侵食 (3 件2.6%)	降雨法面侵食	3	堤内 3
堤防漏水 (17件14.5%)	漏水により決壊したもの 堤体より漏水したと思われるもの 基盤より漏水したと思われるもの 漏水原因が特定できないもの	1 10 4 2	嶮淵川含む
構造物に起因するもの (9 件7.7%)	構造物周辺より漏水して決壊したもの 構造物周辺より漏水したもの	1 8	
計		117	

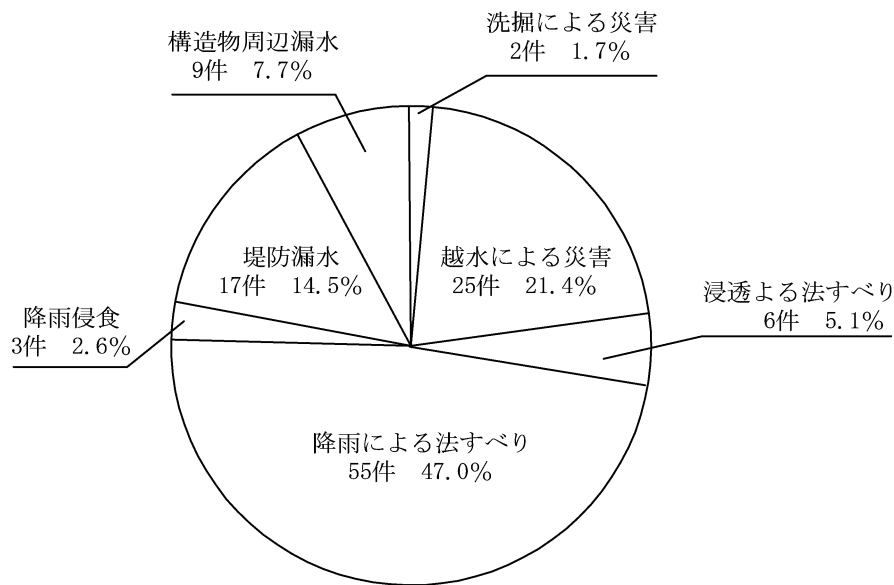


図 2.3.1-3 昭和 56 年出水時の石狩川堤防災害形態

2) 堤防災害の分析

① 基礎地盤と災害の関係

漏水災害の約 70%が沖積平野（泥炭性軟弱地盤分布域）で発生している。

沖積平野は河床勾配が緩いため、洪水継続時間が長くなり、堤防高が高く、河川水位も高くなることによって、堤防に対する水理的な外力が大きくなる特性がある。

また、沖積平野は軟弱地盤を多く抱え、堤防盛土では、過大な圧密沈下が進行するため、堤体自体に変形やクラック等が発生し易く、樋門等構造物との間にも空洞化やゆるみが生じ易いため、これらの諸現象が堤防安全度を低下させている。

② 法すべりと堤防形状

法すべりは、法勾配が 2 割 5 分以下の堤防に集中し、堤防の法勾配 2 割以下、盛土高 5 m 以上の断面の場合の災害が全体の 60%強を占めている。なお、法勾配 2 割 5 分以上であっても盛土高 8 m 以上の盛土に法すべりが見られた。

法すべりを生じた深さは表層 1 m 程度であり、凍結深と概ね一致している。

これらのことは、堤防の法勾配は 2 割 5 分以上に緩くする（但し、盛土高 8 m 以上の場合には、より緩くする必要がある）、表層 1 m を補強しておくこと等が重要であることを示している。

なお、法すべりの形態は、基礎地盤内すべりはなく、図 2.3.1-4 に示す通り、堤体内すべりである。

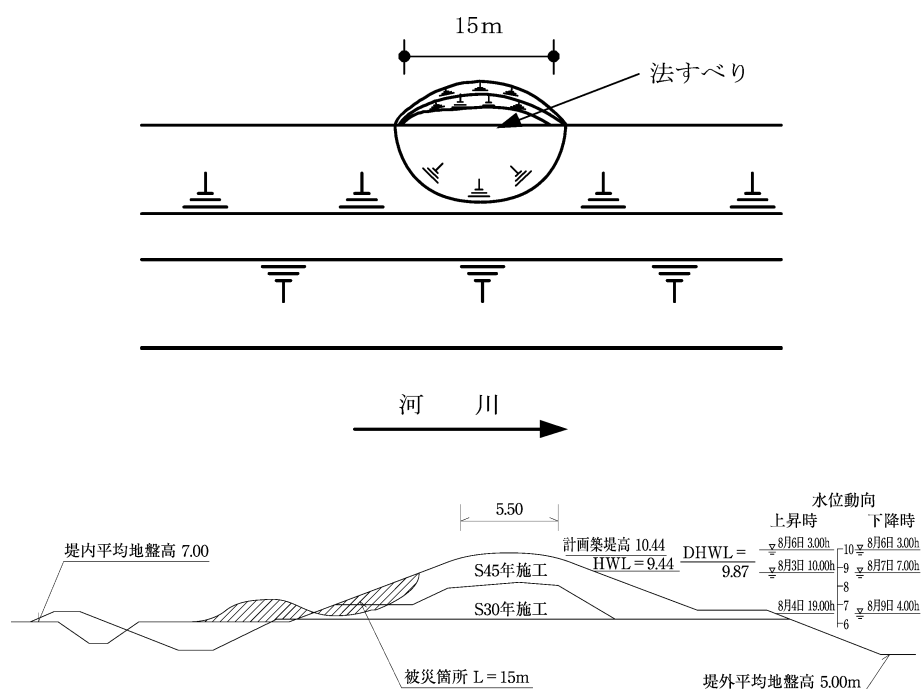


図 2.3.1-4 昭和 56 年出水時の石狩川右岸堤防法すべりの事例

③ 法すべりと降雨量

法すべりが発生した 61 件の内、降雨によるものが、堤内側 36 件、堤外側 19 件、計 55 件と全体の 90%を占めており、河川水の浸透による法すべりは 6 件と少ない。

法すべりに関しては、河川水の浸透対策と併せ降雨対策が重要である。

④ 漏水災害

漏水災害は、堤防漏水が 17 件、14.5%、構造物に起因するものが 9 件、7.7%、計 26 件、22.2%を占めるが、決壊に至ったのは 2 件（漁川、嶮淵川）である。

⑤ 侵食災害

河岸侵食（洗掘）は 2 件と少なく、決壊に至っていないが、他地方の美瑛川、辺別川、十勝川では、計画高水位よりも 1.5～3 m 低い水位で決壊している。

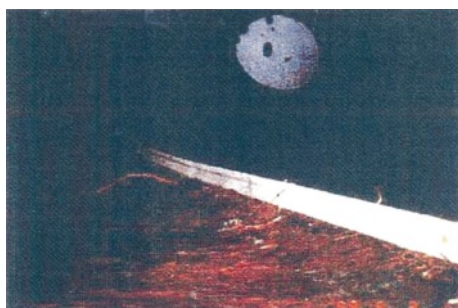
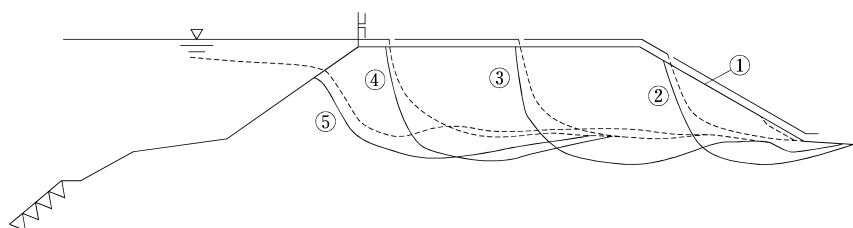
⑥ 樋門等構造物周辺の災害

構造物周辺の漏水災害は、9 件、7.7%であり、その多くは、泥炭性軟弱地盤地帯の堤防と支持杭基礎の樋門等構造物の不同沈下起因するゆるみ、クラック、空洞化等により発生している。

2.3.2 昭和 63 年 5 月 御船川越水決壊の事例

九州地方の昭和 63 年 5 月豪雨における緑川水系御船川の越水決壊事例を写真 2.3.2-1 に示す。

この事例は、河川水位上昇により生じた越水が裏法を洗掘、崩壊させ、これが次第に表法側に進行して決壊に至ったものである。



① 越水が始まった



② 天端の舗装が半ばまで欠けてきた



③ 天端が崩れ、自動車が転落



④ 天端の法肩まで決壊



⑤ 天端が全て欠け、決壊

①の越水から⑤の決壊まで 30 分間

写真 2.3.2-1 越流決壊事例（御船川堤防決壊箇所における経過図）
昭和 63 年 5 月豪雨〔緑川支川〕

2.3.3 平成10年9月 阿武隈川洪水の事例

平成10年9月 阿武隈川洪水における洗掘決壊事例を写真2.3.3-1に示す。ここでは堤防の越水はなかったが、濁流する河川水が堤防表法を洗掘し決壊に至ったものである。

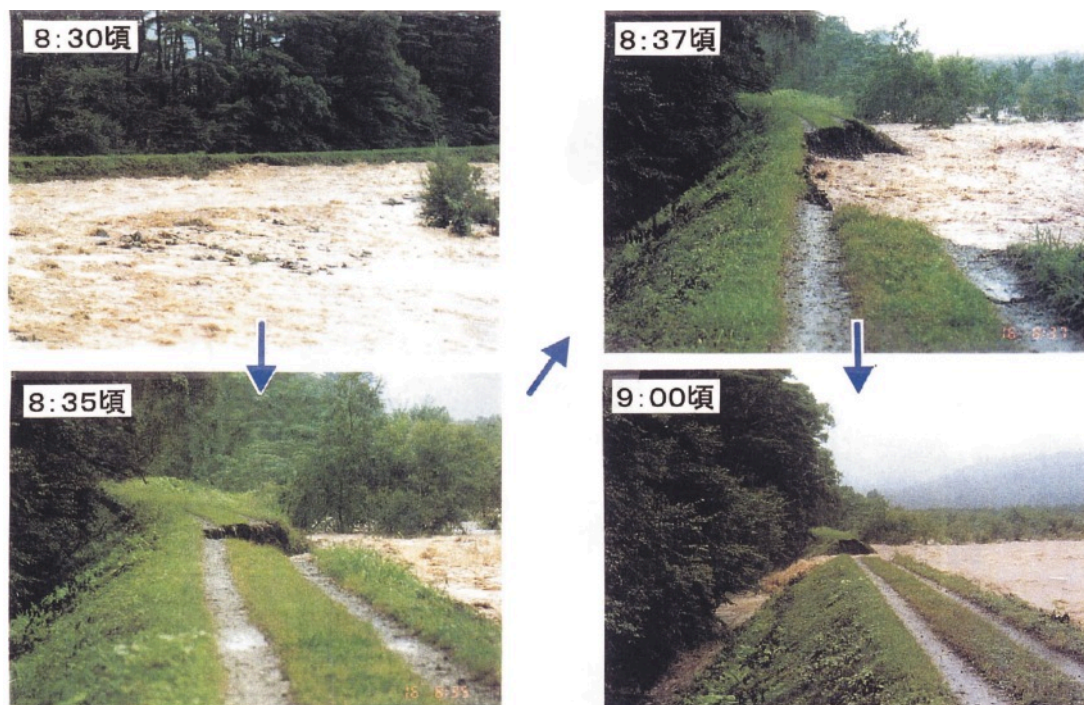


写真 2.3.3-1 洗掘決壊事例（阿武隈川支川荒川の決壊経過）

2.3.4 平成12年9月 東海豪雨（新川）の事例

(1) 降 雨

台風14号及び秋雨前線の影響により、9月11日未明から9月12日にかけて東海地方に総降水量562mm、時間最大雨量93mmを記録する集中豪雨が発生した。

この降雨は、名古屋地方気象台観測史上、最大の降水量であった。また、新川の上流側に当たる春日井では、図2.3.4-1に示すように総降水量484mm、時間最大雨量74mm/hrが記録された。

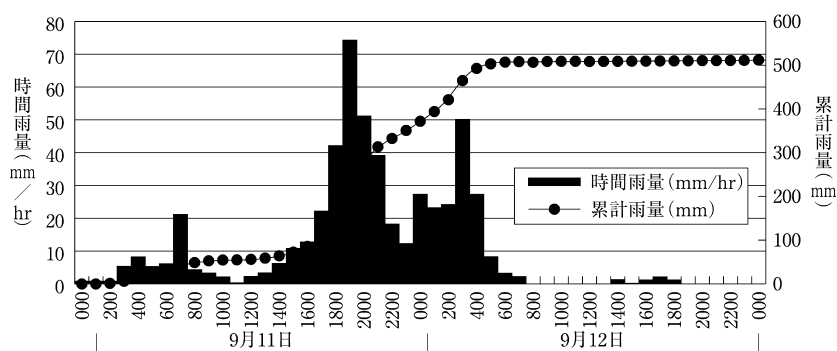


図 2.3.4-1 愛知県春日井市雨量観測局雨量

(2) 出水状況

新川の水位状況は、図 2.3.4-2 に示す通り、計画高水位を越えた状態が 12 時間 50 分の長時間に亘って継続した。

久地野地点（河口から約 21 km）では、水位が第 1 ピークを越えた後、庄内川の水が洗堰から流入し最高水位を記録している。

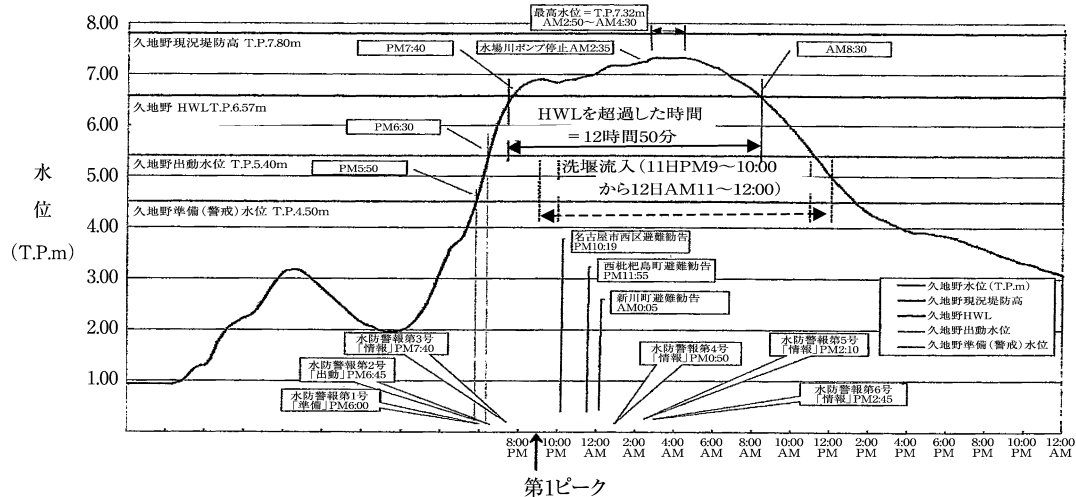


図 2.3.4-2 水防警報基準地点・久地野の出水状況

(3) 災害

庄内川水系では、河川堤防の決壊 8 箇所、床上浸水約 2 万 3 千棟、床下浸水約 4 万棟、鉄道 23 路線等で運転見合わせ、4 高速道路で通行止め、一般国道 9 路線で 23 箇所通行止め、その他電気、ガス、水道の災害等が発生した。

新川の決壊災害では決壊 3 箇所、その内 1 箇所は 100 m に亘り決壊し、氾濫面積 5 km²、浸水家屋 8 千棟に及んだ。

(4) 決壊原因

新川における浸透破壊の機構概念図を図 2.3.4-3 に示す。

降雨、河川水の堤体浸透により、裏法面がすべり破壊を生じ、やせ細った堤防が高い水位と浸透水圧に耐え切れなくなり、堤防上部が崩れ決壊している。

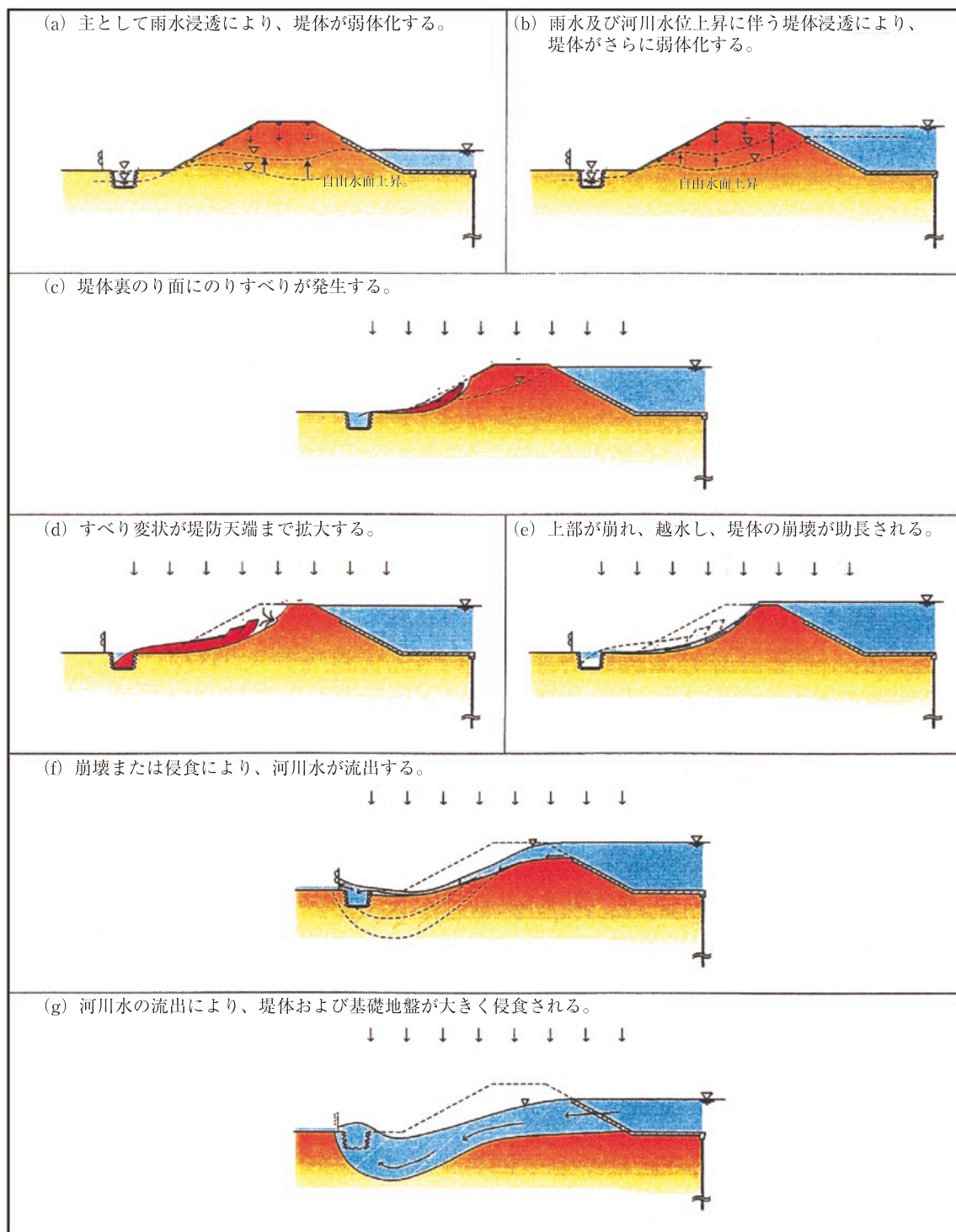


図 2.3.4-3 新川における浸透破壊の機構概念図

2.3.5 その他の河川の事例

その他の河川では、出水末期の急速な水位低下に伴う残留水圧による堤防災害事例も多く、平成5年8月の鹿児島豪雨のように土石流や流木が橋梁に堰き止められて上昇した河川水位が、越水や漏水の発生につながり被災した事例も報告されている。

2.3.6 平成5年1月 釧路沖地震による堤防災害の事例

平成5年1月15日に発生した釧路沖地震（ $M=7.8$ 、釧路市で震度Ⅵ、帯広市他で震度Ⅴを記録）により、釧路川、十勝川及びその他の河川堤防に沈下、法すべり、クラック等の災害が発生した。これらのうち、特に災害の大きかったのは、泥炭性軟弱地盤上に築造された釧路川遊水地築堤及び十勝川統内築堤である。（写真 2.3.6-1 参照）

遊水地築堤の崩壊機構は、開削断面の観察結果から、図 2.3.6-1 に示す通り、圧密沈下によってレンズ状に窪んだ泥炭上の堤防盛土（砂質土）が地震によって液状化し、堤防に災害を与えたものであり、泥炭の下に分布する緩い砂層も液状化したと認められた。



▲遊水地左岸築堤 KP 9,260～9,500 間
下流側より上流側を望む。のり肩からのり面にかけて沈下・陥没を伴う堤外側のり面の崩壊が生じ、元の堤体形状を保っていない。堤体内盛土が堤外側のり尻を突き破り流出している。（被災区間番号：釧路川-⑧）



▲遊水地左岸築堤 KP 11.7 付近
上流側より下流側を望む。堤内側小段より堤外側のり尻にかけて沈下陥没を伴う堤外側のり面の崩壊が生じ、堤体形状が保たれていない。堤外側のり尻が張出している。（被災区間番号：釧路川-⑨）

写真 2.3.6-1 釧路沖地震による釧路川堤防の災害状況

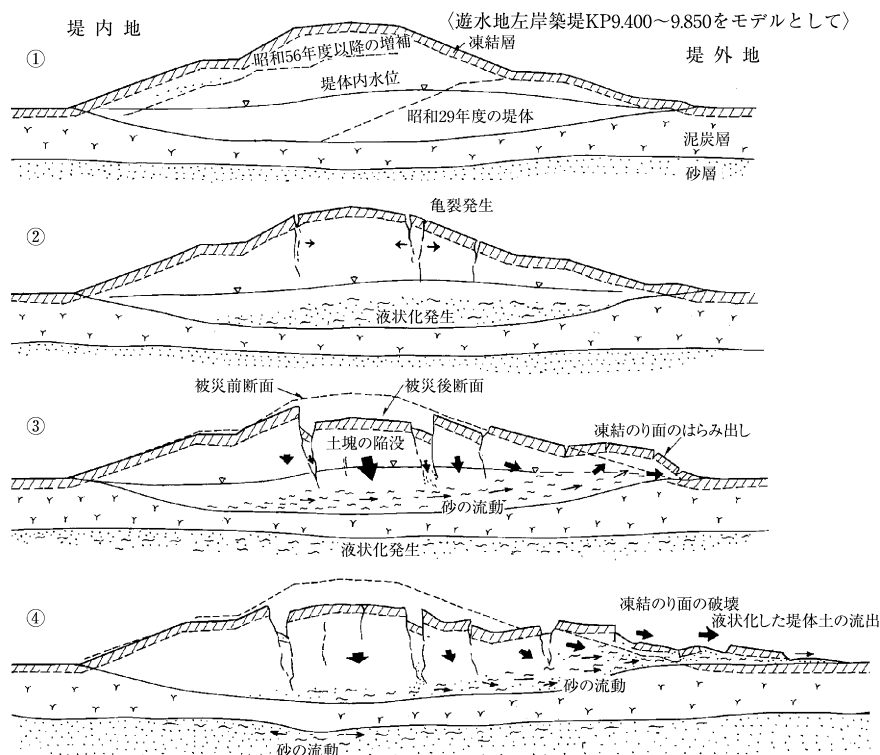


図 2.3.6-1 釧路沖地震による釧路川遊水地築堤の被災メカニズム

2.3.7 平成5年7月 北海道南西沖地震による堤防災害の事例

平成5年7月12日に発生した北海道南西沖地震（ $M=7.8$ 、江差町、寿都町で震度Ⅴを記録）により、後志利別川、尻別川等の堤防に沈下、クラック、すべり等の災害が発生した。（写真2.3.7-1参照）

後志利別川の堤防災害は、旧河道跡に集中しており、図2.3.7-1に示すように旧河道跡に堆積した緩い砂質土が液状化し、堤防に災害を与えたものである。

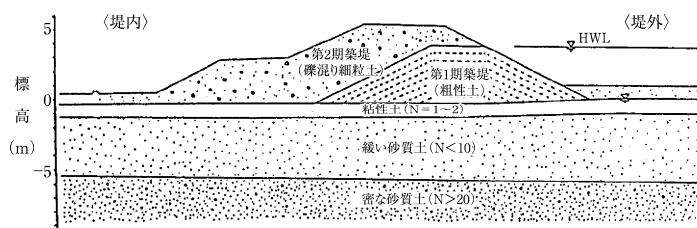
液状化の範囲は、堤防周囲に留まらず、旧河道跡に位置する高水敷や堤内地盤の広い範囲に亘ってクラックや墳砂現象が見られた。

堤防災害の著しい箇所は、サンドコンパクション工法、動圧密工法、ジオテキスタイル工法等による基礎地盤の改良を含む復旧が施されたが、周辺地盤は無処理であったため、後の出水時に、液状化によって擾乱を受けたと思われる箇所で基礎地盤漏水が認められた。



写真 2.3.7-1 後志利別川堤防の災害状況

（地震前）



（地震直後）

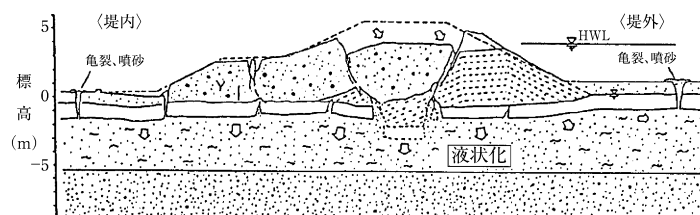


図 2.3.7-1 北海道南西沖地震による後志利別川堤防の被災メカニズム

2.3.8 平成7年1月 兵庫県南部地震による堤防災害の事例

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震（ $M=7.2$ 、神戸市で震度Ⅶ～Ⅵ、京都市他で震度Ⅴ、大阪市他で震度Ⅳを記録）により、京阪神地域の河川構造物に甚大な災害が発生した。

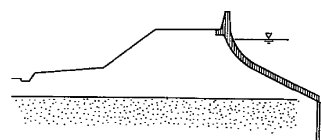
大阪市内を流下する1級河川淀川では、河口から4 km までの区間の災害が特に大きく、左岸の西島、高見地区及び右岸の西島地区に災害が集中した。

堤防の基礎地盤は砂質土層が主体であり、堤防周辺には噴砂が多数発生し、液状化による堤体の沈下量は最大約3 m に達している。（写真2.3.8-1 参照）

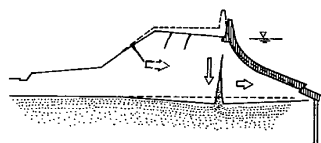
西島地区の災害発生メカニズムは、図2.3.8-1の通り、基礎地盤の液状化により堤体が沈下し、側方流動を生じたものである。



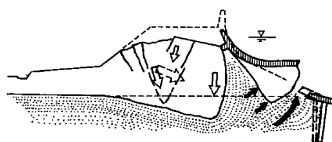
写真 2.3.8-1 淀川堤防の災害状況（左岸堤防を上流向きに撮影）



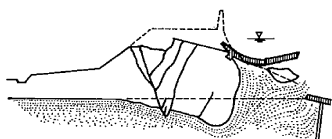
被災前形状



沖積層砂層の液状化に伴い、パラベットの重みにより川表側での沈下が生じる。
このとき、川裏側では引張り力が働く。



川表側の沈下が進行し、堤体の傾斜が大きくなる。また、堤体中央から川裏側にクサビ状の陥没が生じる。
川表側堤体は液状化した砂の中で大きく移動する。



被災後形状

川表側堤体は液状化した砂中を移動すると共に、周囲の砂の流れにより削られ丸みを帯びる。

図 2.3.8-1 兵庫県南部地震による淀川堤防の被災メカニズム

2.3.9 平成 15 年 9 月 十勝沖地震による堤防災害及び柔構造樋門災害の事例

平成 15 年 9 月 26 日に発生した十勝沖地震(M=8.0、幕別町、豊頃町、釧路町他等で震度 6 弱、帯広市、釧路市他で震度 5 強、北見市、長沼町、栗沢町他で震度 5 弱、札幌市、石狩市他で震度 4 を記録)により、道東方面を主に北海道の広い地域で、以下の事例等の地震災害が発生した。

(1) 清真布川の堤防災害事例

石狩川水系 2 次支川の清真布川では、パイルネット工上部に布設したサンドマット等が液状化したため、堤防災害が発生した。



写真 2.3.9-1 清真布川左岸堤防の液状化に伴う沈下とクラック



写真 2.3.9-2 清真布川左岸堤防の開削断面
(堤体沈下状況と液状化による噴砂痕跡が判別できる)

(2) 十勝川の柔構造樋門の災害事例

帯広市を貫流し豊頃町で太平洋に注ぐ十勝川水系では、下流部の泥炭性軟弱地盤地帯に設置された堤防や樋門等構造物が震動や液状化に起因し、大きく損壊した。

直接基礎型式の柔構造樋門では、抜け上がりの顕著化、胸壁の損壊、翼壁の離脱移動、継手部コンクリートの破砕、周辺堤防や取付水路等の損傷が発生した。



写真 2.3.9-3 十勝川右岸堤防、柔構造樋門の抜け上がり等の損傷
(抜け上がり高 0.6~0.8 m)



写真 3.3.9-4 十勝川右岸堤防、柔構造樋門翼壁の離脱移動（約 0.8 m）

第3章 堤防漏水のメカニズム

3.1 概 説

堤防漏水は、堤体漏水、基礎地盤漏水及び双方からの複合漏水の形態をとる堤防一般部漏水と樋門等構造物の周辺地盤、或いは、構造物損傷部からの漏水の形態をとる構造物漏水に分類でき、それぞれの特性は、次の通りである。

(1) 堤防一般部漏水

堤防一般部における漏水は、

- 1) 地形、基礎地盤、河道変遷等の自然的条件。
- 2) 堤体形状、堤体材料、堤防履歴、施工法等の人為的条件。
- 3) 降雨、河川水位、洪水継続時間、洪水流等の外力条件。

等が複雑に絡み合って発生する。

自然的条件で堤防漏水にインパクトを与える地形要素は、低平地、低湿地、旧河道、扇状地等であるから、災害の原因や機構を明らかにするために基礎地盤特性、微地形及び河道変遷等について、分析し考察する。

人為的条件では、2割以下の急勾配法面、長い法長、法面保護、カミソリ堤、高さ5m以上の堤防、低水路や排水路に近接している堤防等の断面形状、築造年代による設計・施工法の変化及び各種の地盤改良工法に用いるサンドマット、砂柱杭、木杭、シートその他の堤防材料の漏水危険度について、分析し考察する。

(2) 被災履歴

変状と被災履歴では、現地で発生する荷重条件と変状の関係、過去の被災履歴の特性及び潜在すると考えられる瑕疵等について分析し、考察する。

(3) 外力条件

外力現象の経時的变化と災害との事象連鎖を詳細に分析し、考察する。

(4) 構造物漏水

構造物漏水は、(1)の堤防一般部における条件の他、

- 1) 構造物自体の老朽化や損壊。
- 2) 軟弱地盤地帯に多発する不同沈下による周辺土の剝離、周辺堤防等のゆるみ、クラック、空洞化。
- 3) 地震による震動や液状化による構造物損壊及び構造物周辺土層の乱れ。

等が原因となって、洪水時に漏水が発生する。

(5) 構造物の基礎支持形式による災害特性

構造物の基礎支持形式による災害特性は、

- 1) 杭基礎構造物では、不同沈下量と損傷程度や漏水発生等との相関が高い。
- 2) 直接基礎の柔構造樋門は、上げ越しや数 10 cm の沈下を許容しているが、現在の技術レベルでは、変状を小さくすることができても、不同沈下や空洞化等が必ずしも解消されるものではない。

等を留意し、変状動向のモニタリングを行い、変状の経時的把握から適時の対策検討へつなぐ必要がある。

本章では、これらのことを踏まえ、堤防と樋門等構造物に関する諸要素と漏水との関係を分析し、その発生メカニズムについて解説する。

3.2 堤防漏水の形態

堤防漏水は、河川水が堤防や基礎地盤等を介しての浸透、或いは、樋門等構造物自体の損傷箇所や周辺堤防の緩み、空洞等の変状部分を通じて、堤体裏法面や基礎地盤等から漏れ出す現象を指す。

一般に堤防は、築堤履歴、堤体材料(盛土材、仮設道路材、地盤改良材等)、施工法等の相違や樋門等構造物を介在していること等から、不均質であり、これらの特性が漏水の発生形態に大きく影響する。

堤防漏水の形態的分類は、表 3.2-1 の通りである。

表 3.2-1 漏水の形態分類

発生箇所	堤防一般部	樋門等構造物周辺
形態	堤体漏水 基礎地盤漏水 複合漏水	構造物周辺漏水 構造物損傷部漏水

(1) 堤防一般部における漏水形態

堤防一般部における漏水形態は、堤体及び基礎地盤の透水性の組合せによって、表 3.2-2 のように整理されるが、漏水の検討に当っては、堤体及び基礎地盤の土質特性及び透水層挟在等の部分的な弱点部の広がりや連続性について考慮する。

表 3.2-2 堤体・基礎地盤の透水性と漏水の形態との関係

漏水形態	堤体	基礎地盤
堤体漏水	透水性	難透水性
基礎地盤漏水	難透水性	透水性
複合漏水	透水性	透水性

1) 堤体漏水

堤体漏水は、河川水位上昇に伴い堤体内に浸潤面が形成され、裏法に漏水するものであり、その形態を図 3.2-1 に示す。

図 3.2-2 のように、堤体のほとんどが難透水性であっても、砂質土等の透水層を挟んでいる場合は、透水層がパイピングを起こしたり、浸出面が軟弱化し、法すべりにつながることがある。

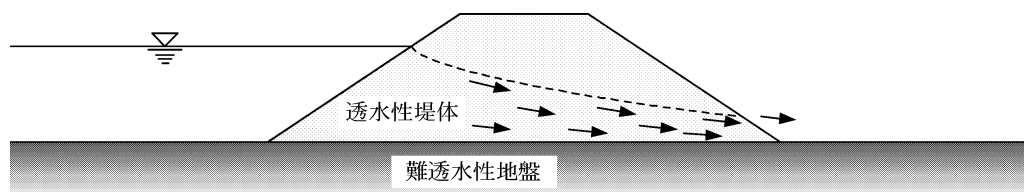


図 3.2-1 堤体漏水の形態

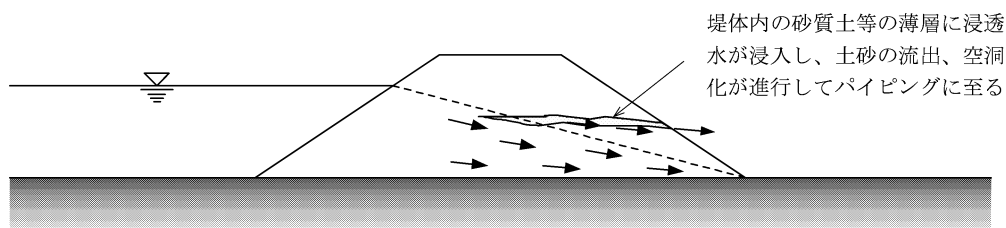


図 3.2-2 堤体のパイピング形態

2) 基礎地盤漏水

基礎地盤漏水は、河川水位上昇に伴って基礎地盤内の水圧が高まり、裏法尻付近に漏水するものであり、その形態は、図 3.2-3 に示す。

裏法尻の基礎地盤が砂質土、砂礫土、火山灰土のように透水性土質の場合は、パイピングが生じ、透水性地盤の上が難透水性の粘性土で覆われている場合は、ヒービングが生じ易い。

透水性地盤の上に難透水性の粘性土が分布する場合のパイピングの発生過程は、図 3.2-4 に示す通りである。

基礎地盤内に浸透した水（圧）が堤防裏法尻付近に到達し、堤内側基礎地盤の被覆層を押し上げヒービングが発生し、ヒービングが進行すると被覆層を破り浸透水と共に土砂を噴き上げるボイリングが起き、更に、漏水が激しくなるとパイピングが生じ、水みちが拡大進行する経過をたどり、表層に陥没等が起ることになる。

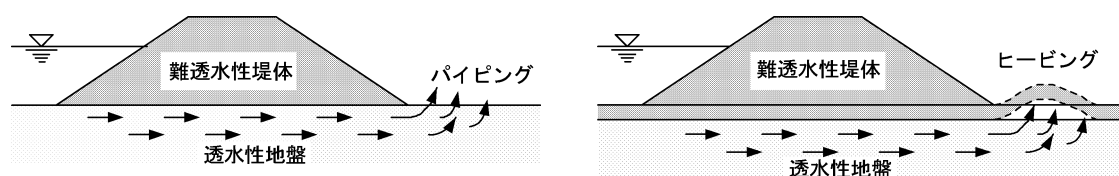


図 3.2-3 基礎地盤漏水の形態

① ヒービング



② ボイリング



③ パイピング

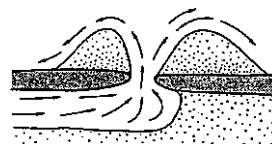


図 3.2-4 パイピングの発生過程

3) 複合漏水

前記1)、2)の形態の複合したものである。

堤体と基礎地盤の複合漏水の形態は、図 3.2-5 に示す通りである。

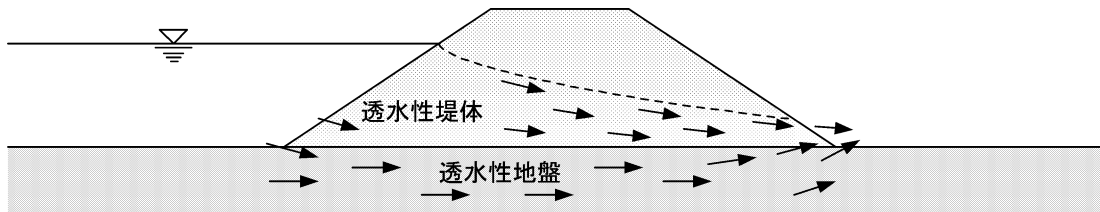


図 3.2-5 堤体、基礎地盤複合漏水の形態

(2) 樋門等構造物における漏水形態

1) 樋門等構造物周辺漏水

樋門等構造物周辺漏水は、堤防を横断する樋門等構造物と周辺堤体、又は、基礎地盤との接続部の不同沈下によって生じた周辺土の剝離、周辺堤防等の空洞、クラック、ゆるみ等によって発生する漏水であり、地盤沈下地帯や軟弱地盤地帯に設置された構造物に関連して発生する。

また、橋台周辺においても同様の変状によって漏水が生じる。

堤体や基礎地盤が緩い砂質土の場合は、地震時の液状化現象により、構造物自体の損傷や構造物周辺に空洞、クラック、ゆるみ、段差等が生じ、漏水につながることもある。



躯体上部隅角部より発達したアーチ型空洞



床版下の空洞と基礎コンの剥落

写真 3.2-1 構造物周辺漏水の形態

2) 樋門等構造物漏水

樋門等構造物漏水は、コンクリート劣化、地盤沈下、或いは、沈下や地震等の影響で、構造物本体のクラック、継ぎ手部の開き、遮水版の切断、遮水矢板の脱落等の損傷が生じ、これらの損傷部から河川水が地盤や堤体内に噴出するものである。



不同沈下による躯体継手部の開口と段差
(継手カラー撤去後)



発錆クラックから浸み出ている漏水
と水が流れている状態

写真 3.2-2 樋門等構造物損傷部漏水の形態

3.3 堤防漏水の原因

堤防漏水の原因は、地形や基礎地盤の構成等の自然的条件、堤防の形状や構成材料、築堤履歴等の人為的条件、洪水や地震、地盤沈下等による災害履歴、降雨や河川水位、洪水継続時間、洪水による掃流力等の外力条件に関わり、表 3.3-1 のように整理される。

表 3.3-1 堤防漏水の原因

区 分	内 容
自 然 的 条 件	地形
	基礎地盤の構成
	地下水位
人 為 的 条 件	堤防断面形状
	堤防構成材料
	法面保護 堤防履歴
被 災 履 歴	洪水
	地震、液状化痕跡等
	地盤沈下
外 力 条 件	降雨強度、継続時間
	外水位、内水位
	洪水の掃流力
	地盤沈下 地震、液状化

3.3.1 堤防漏水の自然的条件

(1) 地形分類と漏水

地形によって、構成土層、堤防断面形状及び河川水の作用が異なるため、堤防漏水対策の検討においては、地形分類を行い、それぞれの構成土層や漏水に与える災害特性を把握することが必要であり、地形分類とその一般的な特性は、表 3.3.1-1 に示す。

河川堤防は、どの場所でも出水時に被災する可能性があるが、特に、漏水に対し脆弱な地形は、透水性地盤の他、氾濫原の内、自然堤防を除く後背湿地、泥炭地等で、透水性土層を挟在している地盤の分布する地形である。

石狩川水系における昭和 56 年洪水時では、漏水災害の約 70%が泥炭性軟弱地盤地帯で発生しており、透水性地盤以外でも、危険性が高いことを示している。

樋門等構造物では、災害要因となる空洞化の進行は、地盤沈下地帯である軟弱な泥炭や粘性土の厚く分布する氾濫原に多く発生している。

扇状地や砂丘、自然堤防は、地形が相対的に高いこともあって、漏水に起因する破堤等の災害事例は少ないが、洪水継続時間が長くなった場合や洪水頻度が高まった場合には、基礎地盤漏水に注意する必要がある。

表 3.3.1-1 地形分類とその一般的な特徴（山地、丘陵地を除く）

地形分類		主な土質	特徴及び注意事項
扇状地		礫質土	透水性がよい、基礎地盤漏水に注意。 河床勾配が急なため洗掘を受け易い。 縁辺部は粒径が細くなり砂質土となる。
氾 濫 平 野	自然堤防	砂質土	地盤高が高く透水性が良い。 基礎地盤漏水に注意。
	後背湿地	粘性土・砂質土	地盤高が低く地下水位が高い、透水性が悪い。 粘性土を主体とし、砂質土をレンズ状に挟む。 圧密沈下、法すべりに注意。
	泥炭地	泥炭・粘性土	後背湿地の内、泥炭分布域（泥炭性軟弱地盤地帯）。 泥炭の透水係数は $10^{-4} \sim 10^{-5}$ cm/sec、地表付近は分解が進む。 圧密沈下、法すべりを最も起こし易い。
	旧河道	砂質土・粘性土	地盤高が低く、地下水位が高い。 砂質土を主体とし、所により軟弱な粘性土、泥炭が分布。 砂質土部分では、基礎地盤漏水、地震時の液状化に注意。 粘性土、泥炭部分では、圧密沈下、法すべりに注意。
	湖沼跡地等	砂質土・粘性土	池、湿地として残っており、地下水位が高い。 基礎地盤漏水、法すべりに注意。
砂丘		砂質土	地盤高が高く、透水性が大きい。 基礎地盤漏水に注意。
火山灰地		火山灰	透水性が大きい。 土粒子の密度が小さく、洗掘、パイピングへの抵抗力が弱い。 泥炭との互層部は、ヒービングを起こし易い。

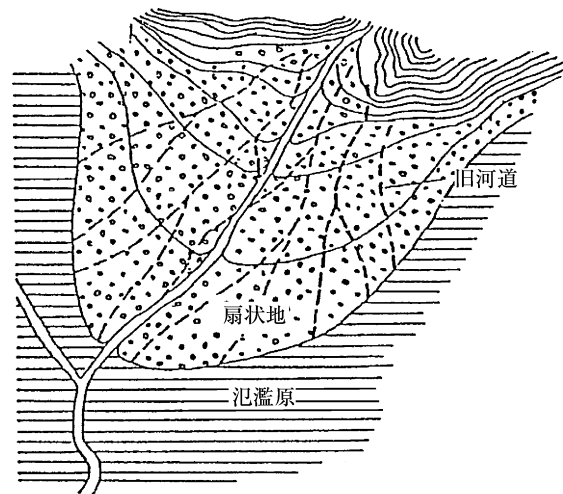
なお、扇状地や自然堤防、旧河道地形、火山灰地では、河川堤防の配置等によって特異な漏水を引き起こすことがあるので、以下に解説する。

1) 扇状地上の河川堤防と漏水

扇状地は、山麓部に河川が形成した半円錐状の堆積地形であり、構成土質は、礫質土を主体にし、透水性は極めて良好である。

扇状地内には、図 3.3.1-1 に示すように、旧河道が多数存在し、凹地を形成して伏流水が流れていたり、湧水が見られるが、このような地形が堤防の裏側にあった場合、洪水時に基礎地盤漏水の噴出箇所になる可能性が大きい。

① 扇状地地形モデル図（旧河道沿いに伏流水が流れている）



② 旧河道が基礎地盤漏水の湧出部になり易い

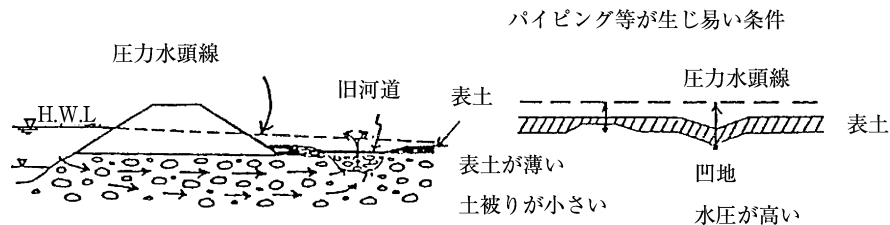


図 3.3.1-1 扇状地地形と旧河道

2) 自然堤防上の河川堤防と漏水

自然堤防は、河川沿いに砂質土が堆積した帯状の微高地であり、粘性土で構成される後背湿地堆積物の上に乗るような土質構成となっている。

図 3.3.1-2 に自然堤防上に作られた堤防の浸透モデル図を示す。

このケースのように裏法側の基礎地盤が粘性土で、自然堤防を難透水性の堤防盛土が覆っている場合は、揚圧力による盛土の浮き上がりに注意しなければならない。また、自然堤防が裏側法尻よりも堤内側にある場合は、パイピングの恐れがある。

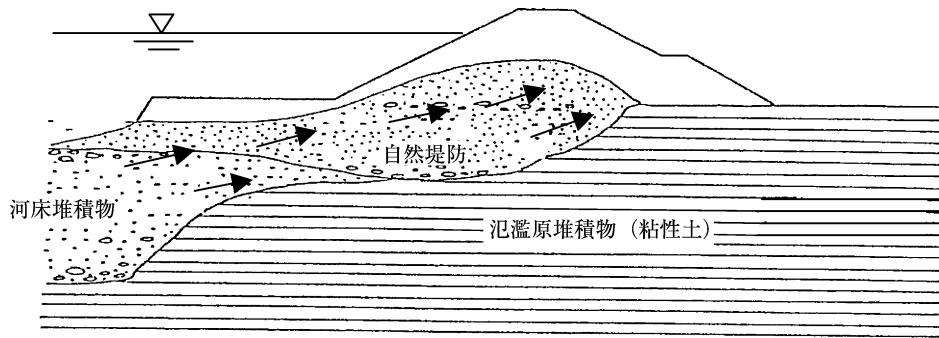


図 3.3.1-2 自然堤防上に作られた堤防の浸透モデル図

3) 旧河道上の河川堤防と漏水

旧河道は、砂質土や粘性土で埋められていることが多いが、砂質土が連続して堆積している場合は、図 3.3.1-3 に示す通り、旧河道に沿って地下水が伏流している可能性が強い。

このような場所を堤防が横断している場合には、旧河道に沿う基礎地盤漏水が発生し易く、また、砂質土は、締め具合が緩いため、地震時に液状化が生じ、これが原因となって、洪水時に基礎地盤漏水が発生する恐れもある。

旧河道の堆積物が粘性土の場合は、堤防に局所的な不同沈下を引き起こすことによって、堤体や基礎地盤に潜在的なクラックが発生し、これが漏水につながることもある。

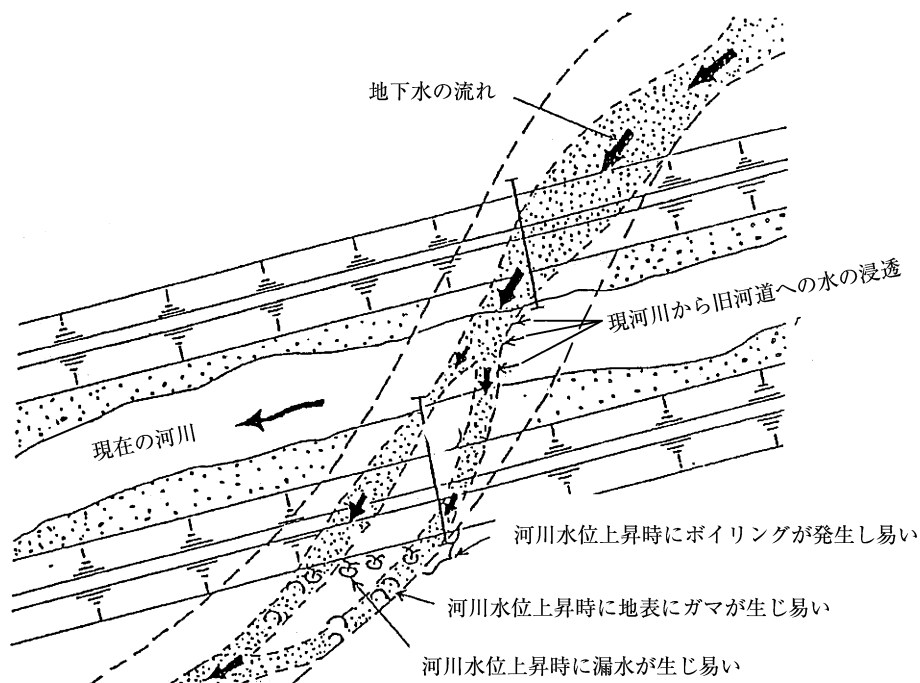


図 3.3.1-3 旧河道上に作られた堤防における浸透モデル図

4) 泥炭性軟弱地盤上の河川堤防と漏水

泥炭は、未分解の植物繊維を多く含有する土であり、土質工学分野では、有機物含有量20%以上を泥炭として扱い、土壌工学分野では、50%以上を泥炭と呼ぶ場合が多い。

なお、泥炭の分解が進行し、無機質分と適度に混合した土は、黒泥土と呼ばれている。

泥炭地は、泥炭が排水後も地表面に20 cm以上ある所としており、生成過程から、高位泥炭地、中間泥炭地、低位泥炭地としているのが一般的である。

泥炭の土質特性は、

- ① 含水比が極めて大きな値を示し、分解度が低い場合、400～1,000%以上、分解度が高い場合、120～400%程度である。
- ② 乾燥密度 $0.1\sim0.5\text{ tf/m}^3$ 、土粒子の密度 $1.2\sim2.2$ 、間隙比 $2\sim20$ 、強熱減量 $20\sim100\%$ 程度である。
- ③ ベーン剪断強さ $0.05\sim0.4\text{ kgf/cm}^2$ 、コーン支持力 $1\sim2\text{ kgf/cm}^2$ 程度で、強度的に小さな値を示し、圧縮指数は $2\sim14$ と圧縮性が高い。
- ④ 透水係数 $10^{-4}\sim10^{-5}\text{ cm/sec}$ 程度である。

等であり、通常の土質と比べると、泥炭土は、乾湿を繰返すと分解が進み易い等の大きな性状の相違があるが、一般的には、難透水性として扱える。

一方、泥炭は、変形量や地盤沈下量が極めて大きいため、地盤強度や堤防材料としての評価は低く、盛土材料としては不向きである。

このような泥炭性軟弱地盤に堤防を設置すると、堤防沈下、側方流動、法すべり等の他、堤体内にゆるみやクラックが発生したり、樋門等構造物との接続部に不同沈下が発生したりするため、盛土施工には、高度な施工管理と事後のモニタリングが必要である。

また、堤防や基礎地盤の乾燥した泥炭が火災を起こし、大きく沈下した事例もあるので、乾燥期の火気の取扱いにも注意する必要がある。

5) 火山灰地盤上の河川堤防と漏水

火山灰には、火口から地形に沿って流れ低地を埋める火砕流堆積物及び空中に吹き上げられたものが地形なりに堆積する降下火山灰があり、風化等の影響も受けるため地域によって性質が異なる。

火山灰の土質特性は、

- ① 土粒子の形状は、大きな土塊の状態と土粒子の状態で相違し、マグマ爆発による火山ガラス形態分類から、バルブ型の平板、Y字状、軽石型の繊維、スポンジ状、小滴型の毛、又は、涙状、急冷破碎型のフレーク、塊状と多様であり、密度は小さい。
- ② 透水性及び保水性が良く、有効水分量は少ない。
- ③ 風化や練返しにより、透水性、保水性、有効水分量が低下する。
- ④ 風化火山灰（火山灰質粘性土）は鋭敏比が大きく、乱さない土の強さに比べ、乱した土の強さが大幅に低下する傾向がある。
- ⑤ 天然の地山強度は大きいですが、盛土では乱れの影響で強度劣化が著しい。

等であり、土粒子の密度が小さいため表流水によって侵食され易く、漏水やパイピングを起こし易い性質をもっている。

従って、基礎地盤が火山灰の場合や火山灰を堤体材料に使う場合には、侵食、漏水、パイピング、法すべり等に対する対策を検討する必要がある。

旧河道跡に火山灰の2次堆積物が堆積している場合には、漏水の他、地震時における液状化にも注意が必要である。

北海道の千歳、苫小牧地区の平野部では、泥炭の上を厚さ50cm前後の軽石（樽前火山噴出物）が覆っており、泥炭地盤内に火山灰を薄く挟んでいる。

このような所に、堤防を設けた場合には、互層地盤の特性から、軽石や火山灰を伝わる浸透水に起因する法すべり、ヒービング、パイピング等が生じ易い。

火山灰土を堤体材料として用いる場合は、降雨、流水、凍結融解等の外力作用の影響を受け易いため、特に、多面的な安全対策検討が必要である。

(2) 基礎地盤の土質構成と漏水

基礎地盤の土質構成は、図3.3.1-4に示す難透水性地盤、透水性地盤及び互層地盤の3タイプに分けられる。

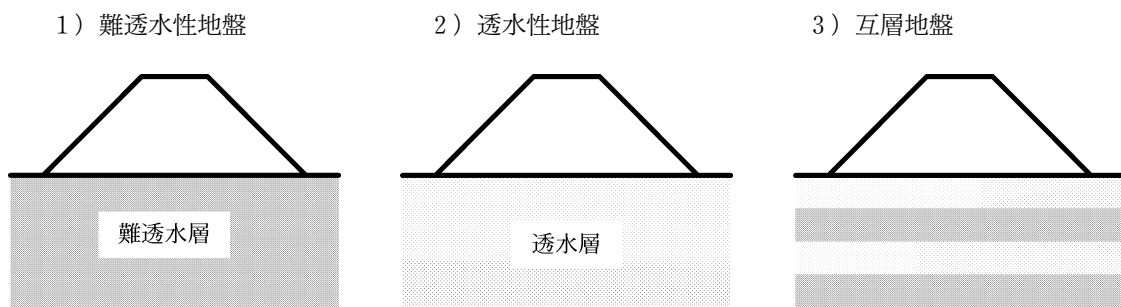


図 3.3.1-4 基礎地盤の分類

難透水性地盤は、粘性土や泥炭で構成されるもので基礎地盤漏水の問題は少ないが、軟弱地盤の場合には、圧密沈下や法すべりが発生し易い。

透水性地盤は、礫質土、砂質土、火山灰で構成されるものであり、洪水時に基礎地盤漏水が発生する可能性がある。

互層地盤は、表層が透水層の場合は、透水性地盤と同様の問題があり、逆に表層が厚い難透水層で構成される場合は、難透水性地盤と同様に扱え、表層が薄い難透水層で、その下に透水層が分布する場合は、ヒービングやパイピングの安全性について検討する。

(3) 被災履歴と漏水

洪水や地震等によって堤防災害が発生した場合、緊急対策や強化対策が行われるが、どのような対策が行われたとしても、災害の原因を完全に取り除くことは困難であり、過去に災害の発生した箇所は、再び漏水が発生する可能性が残されている。

特に、洪水や地震災害を繰返し受けている箇所は、要注意である。

後志利別川の事例では、北海道南西沖地震の後、図3.3.1-5、写真3.3.1-1に示す通り、

これまで漏水災害が無かった箇所において、小規模出水時に基礎地盤漏水が確認された。

この災害要因は、地震により、砂質土で構成される基礎地盤に液状化が生じ、基礎地盤の透水性が変化したためと考えられる。

この事例のように、大きな地震の後には、表面からの観察だけでは確認できない損傷や液状化等が潜在している可能性があるので、過去に被災を受けた箇所は、その原因、調査記録、対策記録を整理する他、潜在性の損傷等による新たな災害の発生の可能性について、詳細に検討する必要がある。

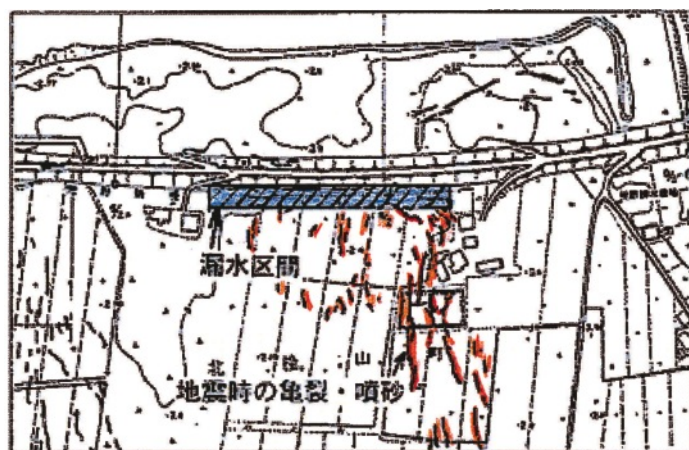


図 3.3.1-5 地震災害後の漏水災害事例（後志利別川）



写真 3.3.1-1 後志利別川の噴砂状況

3.3.2 堤防漏水の人為的条件

(1) 堤体横断形状と浸透

1) 堤体幅

堤体幅が狭い場合は、動水勾配が大きくなって漏水量が増し、パイピングや法すべりを引き起こす危険性があり、また、水圧により堤体そのものが堤内側に滑動する可能性がある。

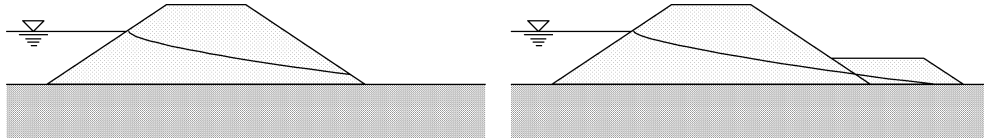


図 3.3.2-1 河川堤防の浸潤面形状モデル図

2) 堤内地盤高

堤内地盤高が低い場合は、相対的に動水勾配が大きくなり、漏水、パイピング、法すべり等が発生し易い。

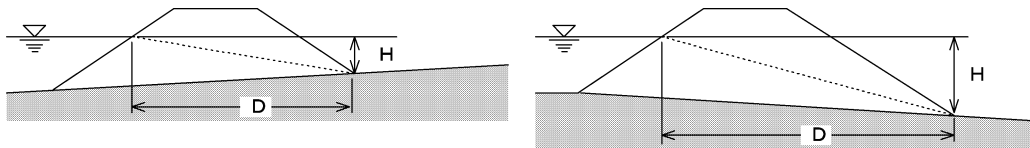


図 3.3.2-2 堤内地盤高の違いによる動水勾配 (H/D)

3) 法勾配

法勾配が急な場合は、緩い場合に比較すると裏法の浸潤面が高まり易く、また、動水勾配が大きくなり、法すべりやパイピングが発生し易くなる他、降雨浸透による法すべりも発生し易い。

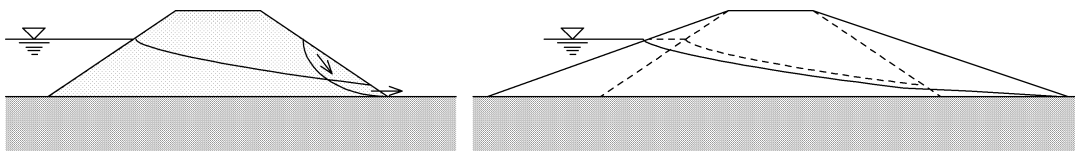


図 3.3.2-3 法勾配と円弧すべり形状モデル図

(2) 堤体材料と浸透

堤体材料の浸透に対する一般的な評価は、表 3.3.2-1 の通りである。

なお、堤体や地盤の改良目的で使用する材料や工法の中に、浸透性を増長させる場合があることに留意する必要がある。

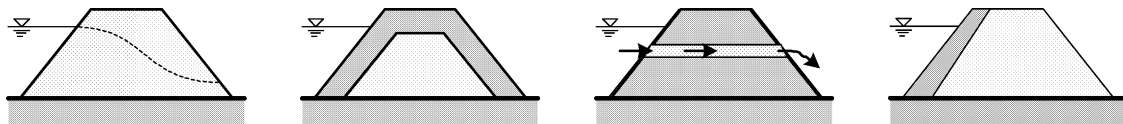
表 3.3.2-1 堤体材料の浸透性評価

堤体材料	浸透性評価
粘性土	浸透による災害は発生しにくい、オーバーコンパクション等の施工条件によりクラックが発生した場合には、これが引き金となって漏水やパイピングを引き起こすことがある。
砂質土	透水性が良いため、堤体漏水が発生し易く、降雨浸透による法すべりも発生し易い。湿潤面の上昇下降に伴い、過剰な間隙水圧が発生し、法すべりを引き起こし易い。
礫質土	粒径が大きく、粒子のかみ合せがよいので、パイピングや法すべりに対しては安定しているが、洪水頻度や洪水継続時間が大きくなる場合は、注意が必要である。透水性が非常によいので、漏水量が多くなる。
改良材等	使用材料や工法により、浸透性を増長させる場合がある。

堤体材料と浸透の関係は、基礎地盤の土層構成も関連してくるので、以下に基礎地盤が粘性土の場合と砂質土、又は、礫質土の場合について、問題になり易い関係を解説する。

1) 基礎地盤が難透水性の場合

- ① 透水性材料均一型 ② 透水性材料内在型 ③ 透水性材料挟在型 ④ 表法難透水型



- ⑤ 裏法難透水型 ⑥ 透水性材料被覆型 ⑦ 改良材等挟在型

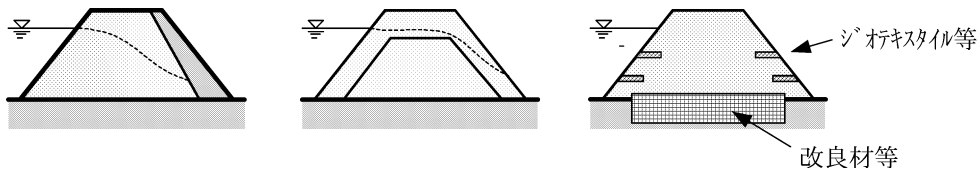


図 3.3.2-4 堤体材料の盛土区分（基礎地盤が難透水性の場合）

① 透水性材料均一型

堤防表面からの雨水や表法からの河川水が浸透し易いため、河川水位上昇時には、短時間で浸潤面が上昇し、漏水量が多くなると共に、法すべりやパイピングが発生し易い。河川水位下降時には、表法にすべりが発生し易い。

② 透水性材料内在型

表面の覆土により雨水は浸透しづらいが、堤体内に浸透した水が出づらいため、常に堤体内の飽和度が高まっていることがある。このような状態の時に、河川水位が上昇すると堤体内の間隙水圧が高まり、裏法面からのすべりやパイピングが発生し易い。

③ 透水性材料挟在型

河川水が透水性材料部分より浸透し、裏法の浸出点からのパイピングや法すべりが発生し易い。

④ 表法難透水型

表法側で河川水の浸透を抑制されるが、降雨浸透に対しては①の場合と同様で、裏法に法すべりを生じることがある。

⑤ 裏法難透水型

表法側から浸透した河川水や雨水が裏法面から浸出しづらいため、漏水は生じ難いが、堤体内の浸潤面がせき上げられ、浸透圧によって腹付け盛土が不安定化し易い。

河川水位低下時には、表法すべりが発生し易い。

⑥ 透水性材料被覆型

降雨浸透による法すべりが発生し易い他、河川水位上昇時に、裏法側の浸潤面が高まり、法面の高い位置から漏水や法すべりが発生し易い。

河川水位低下時には、表法すべりが発生し易い。

⑦ 改良材等挟在型

堤体や地盤の改良、強化のため使用するサンドマット、シート類、杭類、改良材等が浸透作用を増長する場合が多い。

2) 基礎地盤が透水性の場合

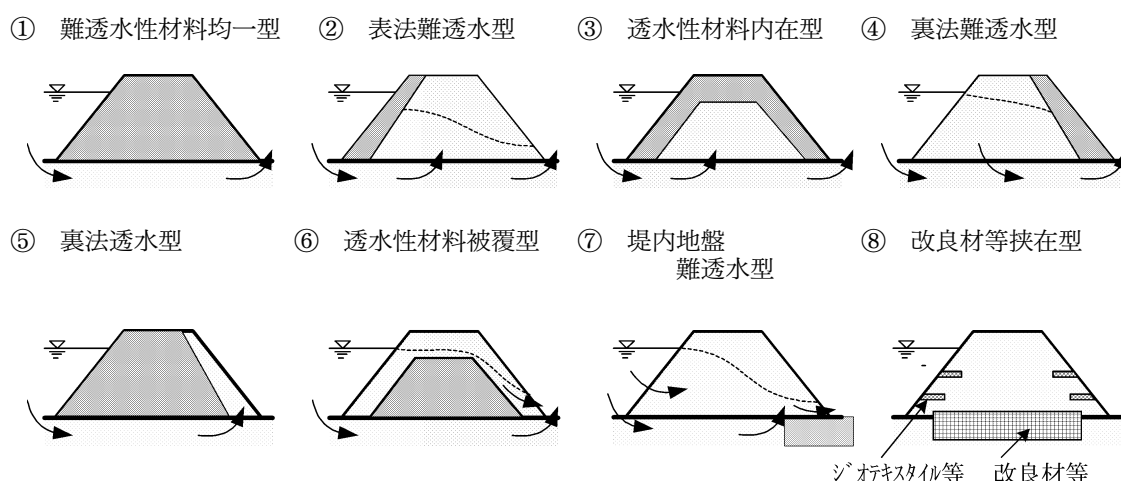


図 3.3.2-5 堤体材料の盛土区分（基礎地盤が透水性の場合）

① 難透水性材料均一型

堤体からの漏水は発生しづらいが、裏法尻付近の基礎地盤から漏水やパイピングが発生し易い。

② 表法難透水性型

裏法は、降雨浸透による法すべりが発生し易い。また、河川水位上昇時には、表法から堤体内へは浸透しづらいが、基礎地盤から堤体内へ入った浸透水によって、裏法尻付近に漏水、パイピング、法すべりが発生し易い。

③ 透水性材料内在型

河川水が基礎地盤を通じて透水性部分へ浸透して浸潤面を高めるため、裏法尻付近に漏水やパイピングが発生したり、裏法面にすべりが発生し易い。

④ 裏法難透水性型

表法は、降雨浸透による法すべりが発生し易く、河川水位上昇時は、裏法覆土によって浸透水の排除が妨げられ、透水性部分の浸潤面が上昇して裏法付近の局所動水勾配が大きくなり、被覆土に過大な揚圧力が作用するため、漏水、パイピング、法すべりが発生し易い。

河川水位低下時には、表法すべりが発生し易い。

⑤ 裏法透水性型

裏法は、降雨浸透による法すべりが発生し易く、河川水位上昇時は、基礎地盤の浸透水が裏法尻付近を不安定化させ、漏水、パイピング、法すべりが発生し易い。

⑥ 透水性材料被覆型

⑤と同様の問題に、法面の高い位置から漏水や法すべりが発生し易い。

河川水位低下時には、表法すべりが発生し易い。

⑦ 堤内地盤難透水性型

降雨浸透による法すべりが発生し易い他、河川水位上昇時は、堤体と基礎地盤の双方からの浸透水が裏法尻付近に集中して浸潤面を押し上げるため、裏法尻を不安定化させ、漏水、パイピング、法すべりが発生し易い。

河川水位低下時には、表法すべりが発生し易い。

⑧ 改良材等挟在型

降雨浸透がジオテキスタイル等を通して浸出し、湿潤化や法すべりを発生させることがある。また、堤体や地盤の改良、強化のため使用するサンドマット、シート類、杭類、改良材等が浸透作用を増長する場合が多い。

(3) 堤防履歴と漏水

河川堤防は、近年になって無堤区間に盛土された箇所もあるが、多くの堤防は長い歴史の中で嵩上げ、腹付け等の拡築が繰り返されており、時には、洪水時の破堤箇所に新たな盛土が施工されたりしている。

堤防履歴と漏水の関係では、盛土境界面が洪水時の漏水や法すべりの弱点部になっている事例は多く、それぞれの時代の堤防材料、施工技術等に起因し、一連の堤防であっ

ても不均質性を有し、堤体内の土質性状や透水性に大きな変化があることに注意する。

3.3.3 堤防漏水の外力条件

堤防漏水は、洪水時に河川水位が上昇し、これが堤体や基礎地盤に浸透することによって発生するものである。この時、降雨強度分布、降雨浸透及び洪水継続時間が漏水の発生と規模に大きな影響を及ぼすことを考慮する必要がある。

(1) 降雨浸透による水位上昇

1) 江戸川の降雨と湛水による浸透実験

江戸川実物大堤防現地浸透実験における事前降雨中及び長期湛水時の浸潤線発達状況を図 3.3.3-1、3.3.3-2 に示す。

事前降雨中の浸透水は、堤体の両法尻部に集中し、小段付近に浸潤線の高まりができ、長期湛水外力のみの実験では、堤体内浸潤線が約 170 時間で法尻に達し、裏法尻到達後も浸潤線は上昇を続けている。その後、300 時間経過した時点で、裏法尻に法すべりが発生した。

(降雨+湛水)外力の実験では、長期湛水時に 300 時間で生じた裏法尻の浸潤線の状態が 60 時間で形成された。このことから、降雨外力が加わることにより、裏法尻の不安定状態が 5 倍に早められることが判明した。

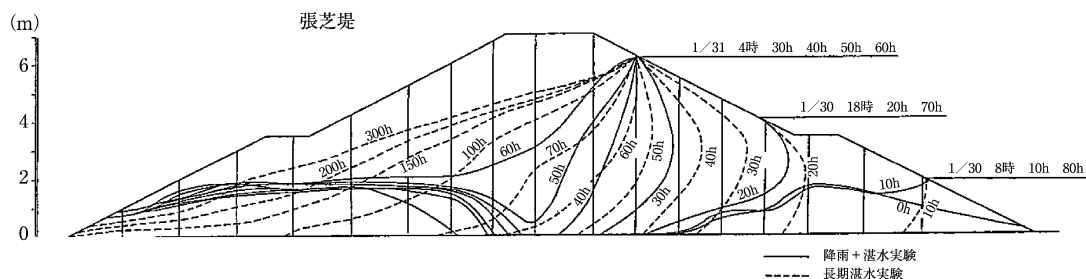


図 3.3.3-1 事前降雨中、張芝堤の浸潤線発達状況

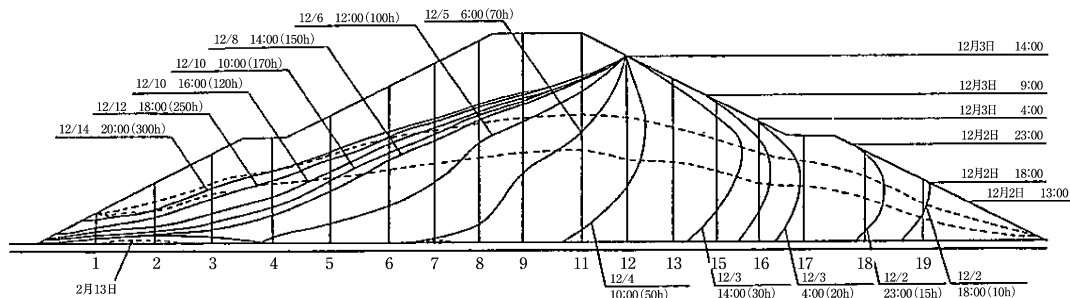


図 3.3.3-2 湛水中、張芝堤の浸潤線発達状況

2) 筑後川の降雨と湛水による浸透実験

図 3.3.3-3 は筑後川堤防において、初期飽和度が次の 2 条件の場合における浸潤線の変化（前進）状況を観測したものである。

条件 1：初期飽和度 74%の堤防に計画高水位を連続して与える。

条件 2：初期飽和度 74%の堤防に 360 mm の事前降雨を与えた後（飽和度が 95%に上昇後）、に同じ計画高水位を連続して与える。

これらの実験結果からも、洪水前の降雨によって、浸潤面の上昇速度が促進されることが確認されている。

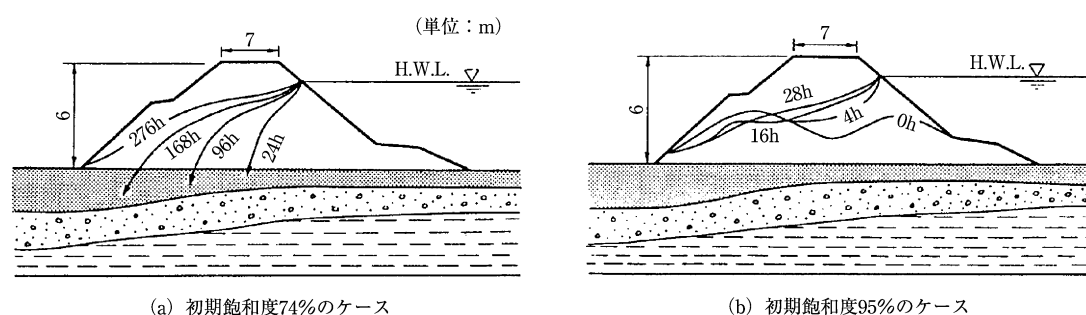


図 3.3.3-3 降雨+湛水実験例（筑後川）

(2) 洪水継続時間と漏水

洪水時における河川水位は非定常状態であり、浸透水が裏法に達する前に水位が低下すれば漏水は発生しないが、洪水継続時間が長くなると浸潤面が裏法に達し、漏水を引き起こすことになる。

降雨と浸透の関係では、短時間に降雨があった場合は、法すべりの発生、或いは、リルやガリの発生から法すべりへの連鎖があり、法すべりが発生しない場合は、堤体内の浸潤線を上昇させるため、その後の河川水による浸透と相乗して、漏水発生を増長させる。

また、長時間の降雨や断続的に大きな降雨が連続する場合は、堤防の飽和度も高い状態が継続することになり、洪水も 2 山、3 山と繰り返すため、想定外の箇所での漏水等の災害が発生する危険性が大きくなることに留意する必要がある。

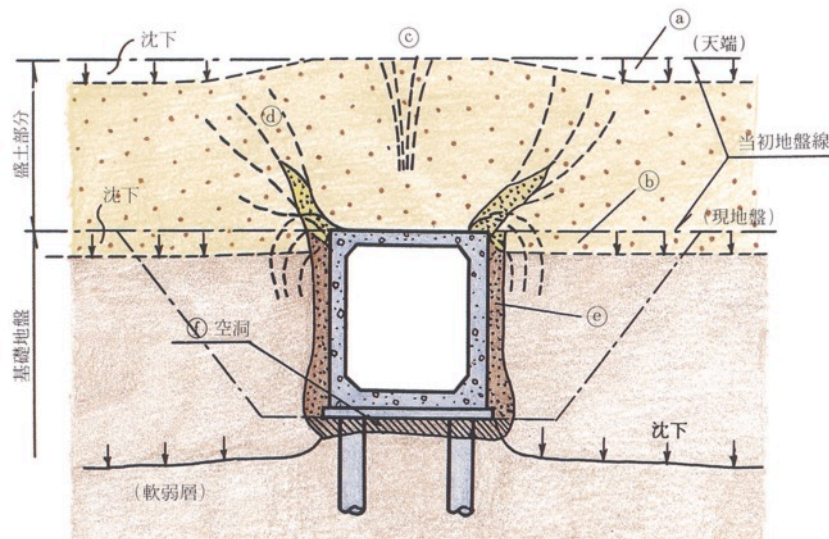
3.4 樋門等構造物周辺の漏水

樋門等構造物周辺の堤防は、堤防一般部における漏水形態と異なり、剛性の大きいコンクリート構造物と可塑性の土という材料の相違、或いは、地盤の不同沈下等によって境界部付近の周辺土剝離、ゆるみ、クラック、空洞等が生じ、これらが水みちとなって漏水が発生する。

これまでの災害事例では、樋門と堤防、又は、基礎地盤との境界部付近からの漏水及びパイピングによる土砂流出、陥没が多く発生している。また、災害箇所は、軟弱な地盤が分布する氾濫平野が多く、粘性土、泥炭等が厚く分布し、基礎形式が支持杭となっている箇所が多発している。

開削調査事例からは、図 3.4-1 に示す通り、構造物周辺に形成される空洞やゆるみは、構造物底面下のみではなく、側面や堤防天端まで発達するため、河川水の疎通経路は、堤防等の透水性土層、構造物周辺から地表面までの変状部及び構造物損傷等が関係してくる。

図 3.4.-2 は、主として構造物下部の空洞部を疎通する漏水形態を示し、洪水時に川表側から水叩き下部等に侵入した河川水が、遮水矢板の脱落箇所横を回り込む、或いは、遮水矢板が脱落した部分を疎通することによって床版下の空洞内を移動し、川裏側に到達する漏水災害であり、漏水に伴って土砂が流出し堤体の陥没に至ることもある。



- ① 堤防天端、法面、小段等に見られる不陸や段差
- ② 現地盤面の不陸や段差
- ③ 構造物直上、中央付近に見られるクラック
(構造物の幅が比較的小さい場合に多い)
- ④ 構造物隅角部より発達する空洞、クラック及びゆるみ
- ⑤ 構造物側面に見られるゆるみ
- ⑥ 構造物下の空洞

図 3.4-1 構造物周辺の堤防の変状

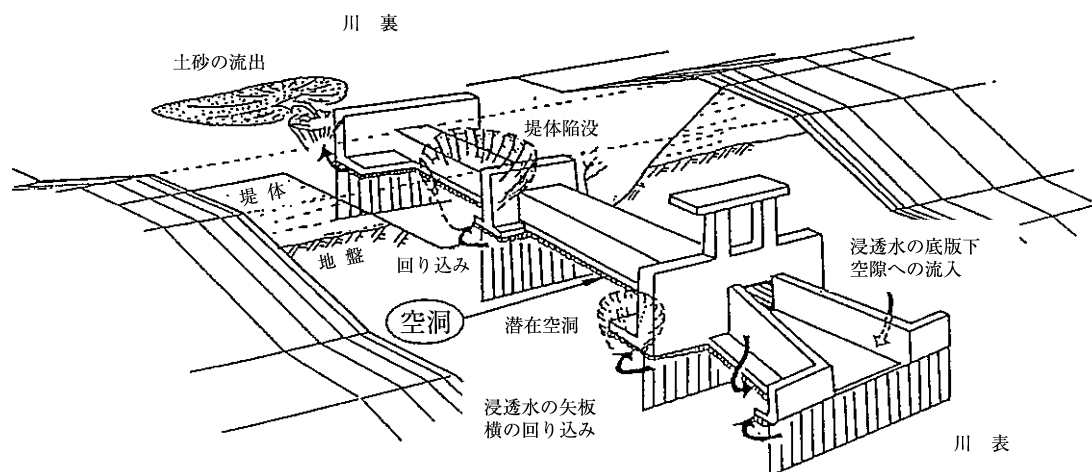


図 3.4-2 樋門等周辺の変状と漏水現象のモデル図

直接基礎形式の柔構造樋門タイプにおいては、床版下の空洞や周辺堤防、基礎地盤との不同沈下が確認されているので、支持杭型式と同様の注意が必要である。

なお、樋門等構造物による漏水発生機構は、基礎形式によって異なる。以下に、支持杭基礎、摩擦杭基礎及び直接基礎の漏水発生メカニズムについて解説する。

3.4.1 支持杭基礎の構造物周辺における漏水発生メカニズム

支持杭基礎における「変状発生⇒水みち形成⇒漏水」は、図 3.4.1-1 のような過程をたどる。

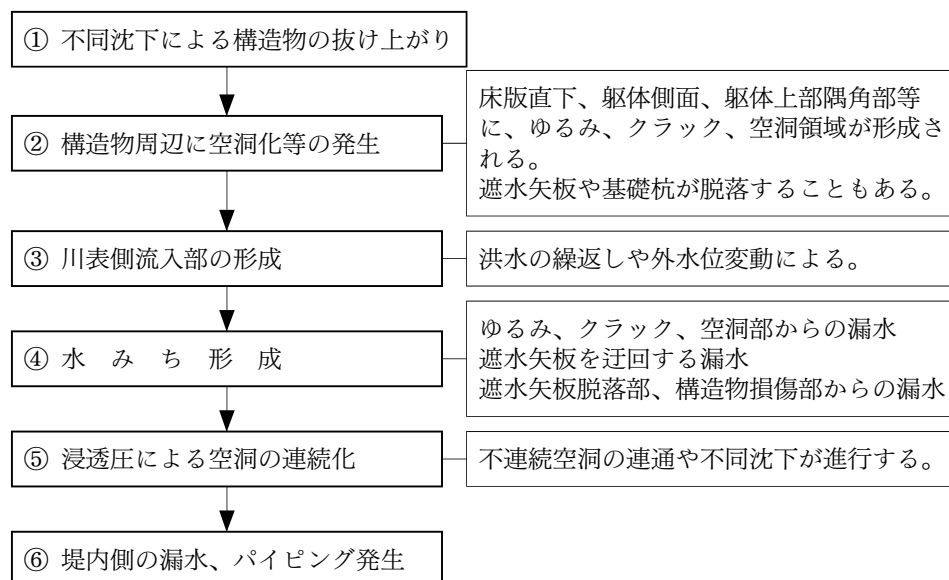


図 3.4.1-1 支持杭基礎の漏水発生過程

(1) 沈下による構造物の抜け上がり

軟弱地盤上に支持杭基礎の構造物を設けた場合、基礎地盤の軟弱層が沈下して相対的に構造物が抜け上がり、図 3.4.1-2 の経過をたどりながら、構造物の床版直下、函渠側面、函渠上部隅角部等の堤防に空洞やゆるみ領域が形成される。

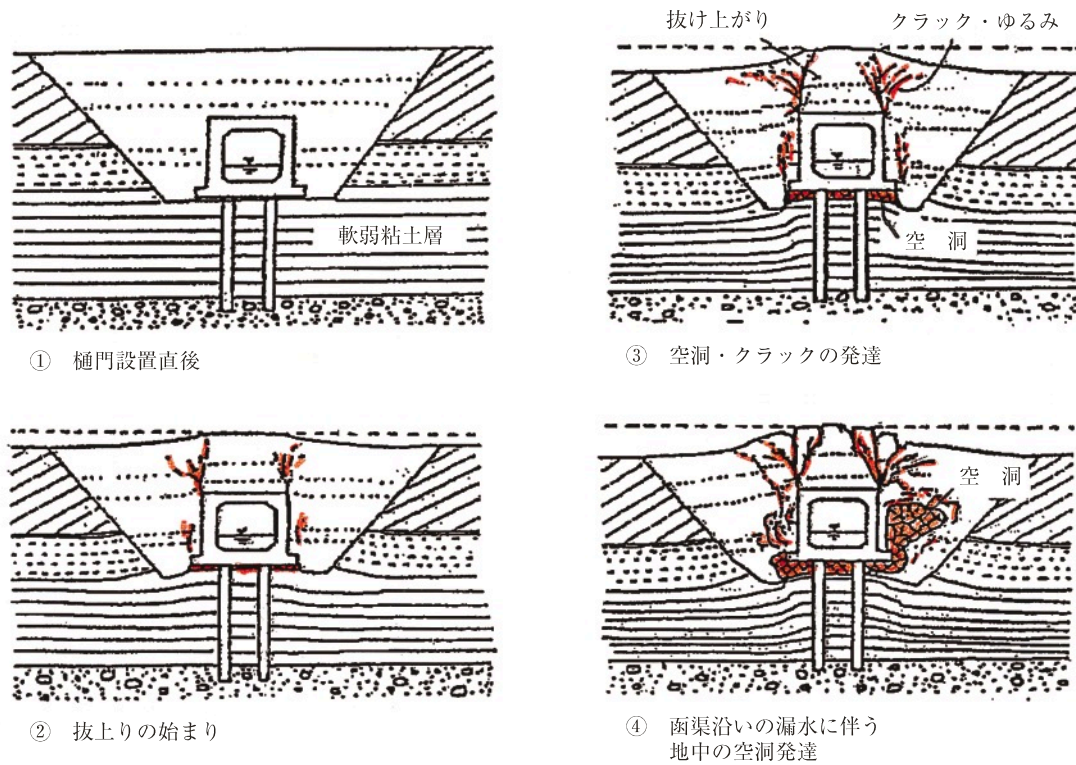


図 3.4.1-2 地盤の沈下に伴う樋門等の抜上りと空洞・クラックの発生過程

基礎地盤の沈下は、主に構造物周辺の築堤盛土荷重による軟弱地盤の圧密沈下によって発生するが、広域的な地盤沈下の影響を受けることもある。

広域地盤沈下の原因には、河川や水路掘削等による表層地下水の低下、深層地下水の汲み上げによる被圧水頭の低下等、様々なものがあるので、軟弱地盤上に堤防を設ける場合には、構造物荷重による地盤沈下だけではなく、周辺の開発事業や取排水状況等を調べておくことも必要である。

底版直下の地盤が著しく軟弱である場合は、空洞の拡大に伴い周辺地盤の変形と共に、塑性流動が発生し、ゆるみ領域が広がることや空洞が縮小、又は、閉塞すること等がある。

なお、施工中における地下水等の浸入水処理のための集水路や水替工による影響で底版縁部の土砂が流出し、ルーフィングによる水みちができることもある。

(2) 川表側流入部の形成

洪水や感潮河川の外水位変動等によって、川表側では護岸や翼壁の隙間等から土砂が吸い出されて堤内側に向かう流入部が形成され、更に、この流入部が拡大伸長される。

(3) 水みち形成

水みちは、不同沈下により形成された周辺土剥離、周辺土層のゆるみ、クラック、空洞部への浸透、遮水矢板の迂回浸透、遮水矢板脱落部浸透、構造物損傷による漏水等により形成される。

1) 遮水矢板に関する水みちの形成

高水位時には矢板の前後に大きな水圧差が発生し、遮水矢板が脱落している場合の他、矢板の横を回る水みちができ易く、図 3.4.1-3 ①のように、樋門下に空洞が発生している場合は、空洞部が水みちになる。

水みちのでき易い条件は、次の事項である。

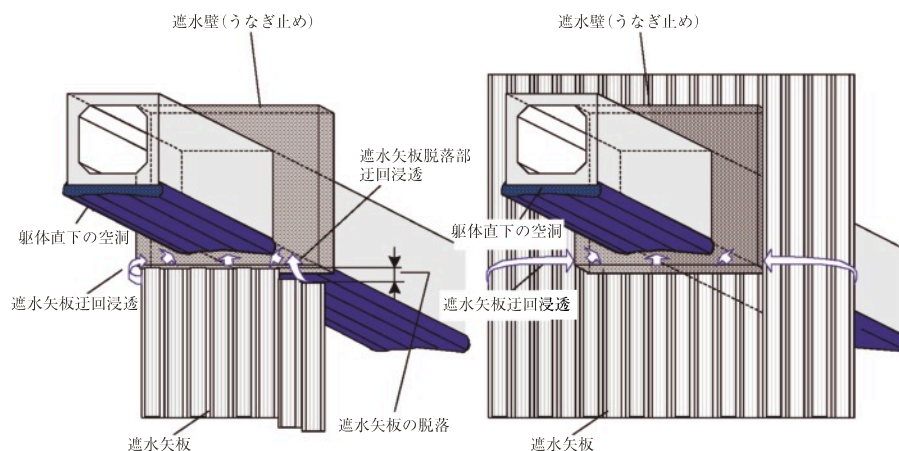
- ① 遮水矢板がネガティブフリクションにより脱落沈下している。
- ② 不同沈下による変状発生範囲をカバーする遮水矢板が設置されていない。
- ③ 遮水壁の基礎コンクリート（幅 0.4～1 m）の下に空洞が生じている。

構造物底板下のクリープ比を期待する従来の遮水矢板設置方法は、

- ① 外水位差が大きく、定常的な浸透流が存在する場合、構造物や遮水矢板の横回りの浸透水の流動を抑制できない。
- ② 地中の浸透水は、3次元方向に浸透すること、支持杭基礎の構造物は地盤沈下による空洞化やパイピングによって連通性の大きい水みちが形成されること等から、クリープ比の考えが適用できない。

等の問題が明らかになり、これらの対処方法として、図 3.4.1-3 ②のように、できるだけ変状発生範囲をカバーするため、函渠全周を囲い、空洞化等が生じても堤内外の水の疎通を阻止することができる遮水矢板設置方法、遮水矢板の脱落防止のための構造物への剛結、或いは、空洞化の小さくなる柔構造樋門等が開発されている。

なお、河川砂防技術基準(案)等では、遮水矢板は、遮水壁頂部と同等の高さ範囲になっているが、本書では、変状範囲が堤防天端まで及ぶ実態を考慮し、遮水壁頂部+2.0 m とし、横方向には、在来地盤に 2.0 m 程度貫入させることとしている。



① 遮水壁幅と同じ幅の遮水矢板設置方法

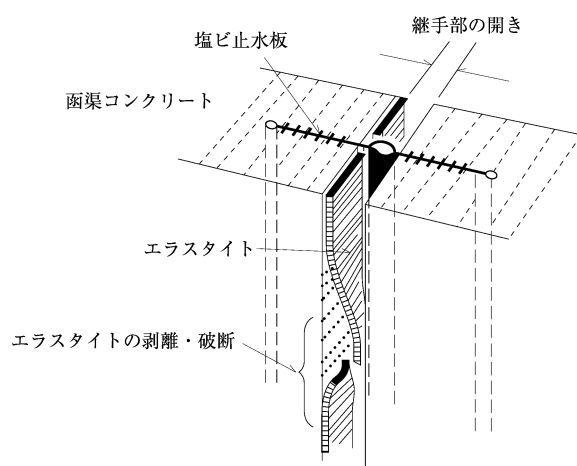
② 函渠全周をカバーする遮水矢板設置方法

図 3.4.1-3 遮水矢板を迂回する水みち

2) 構造物損傷による漏水と水みち

外水圧の変動や地盤沈下、地震、走行車両の振動等によって発生する曲げ応力や引張り応力、変位等による躯体のクラックや損傷、或いは、継ぎ手部の開き等の損傷が発生すると、これらの損傷部から水が噴出し、躯体に沿う水の流れが生じ易くなる。

なお、継ぎ手部の損傷事例は、図 3.4.1-4 に示す。



継ぎ手部の開きが3～5 cm 以上になると遮水板の破断が生じる。



継ぎ手部開口 10 cm
遮水板が切断されている。

図 3.4.1-4 継ぎ手部の損傷事例

(4) 浸透圧による空洞の連続化

躯体沿いのゆるみ、クラック、空洞等の変状は、初期の段階では不連続であるが、不同沈下が進行したり、水が侵入してくると、それぞれの変状規模が次第に拡大する。また、隣接する変状の境界に大きな浸透水圧が作用した場合は、断続していた変状部は連通し、水みちが形成されて漏水やパイピングにつながり、更に、事象が進展すると、土砂の吸出しを受け、堤防決壊に至る。

3.4.2 摩擦杭基礎の構造物周辺における漏水発生メカニズム

摩擦杭基礎の構造物は、周辺堤防と一体になって沈下が進行するため、沈下量が小さければ、支持杭基礎のような抜け上がりや空洞は小さくなる。しかし、沈下量が大きくなると通水有効断面が損なわれ、また、構造物に曲げや引張りによる折損等が生じ、漏水につながることになる。

摩擦杭を採用し、上げ越しをした樋門等では、基礎地盤の沈下動向予測と実態とが合わなかったこと等から、躯体に沈下や損傷等が発生し、機能確保が難しかった事例が多い。

摩擦杭基礎の構造物周辺では、堤防や構造物そのものの規模が小さいときは、沈下量も小さく、構造物への影響も少なかったが、堤防や構造物の規模が大きくなるのに従い、沈

下量の増大と構造物の損傷が問題になってきたため、構造物に安全性の高い支持杭基礎が用いられるようになった経緯がある。

3.4.3 直接基礎の構造物周辺における漏水発生メカニズム

平成 10 年に「柔構造樋門設計の手引き」が出され、以後、河川事業における軟弱地盤の樋門等構造物の基礎は、柔構造を取り入れた直接基礎を採用することになったが、現状では、開発途上の技術であるので、以下に留意事項を示す。

(1) 透水性地盤上の直接基礎

透水性地盤上の直接基礎は、外水位の変動に伴い、川表の護岸・翼壁付近からの土砂の吸い出しや予測と相違する沈下動向等により、空洞化や水みちが形成され易く、躯体では、ルーフィング浸透、遮水工周辺では迂回浸透による漏水が発生し易い。

(2) 軟弱地盤上における柔構造型式の直接基礎

柔構造型式の樋門は、地盤改良等によって沈下を促進、又は、抑止した後に、残留沈下に追従できる直接基礎の柔構造物を設けるものであり、理論的には構造物や周辺に沈下による損傷や障害は発生しないことになる。

しかし、実際の施工では、抜け上がり、空洞化、キャンバーの残留や不同沈下、吞吐口部の過剰沈下や浮き上がり、門柱の傾斜、躯体の水平移動、伸縮継手、胸・翼壁、付属構造物等の離脱や破損等の多様な変状が発生している。

一方では、地盤の構成、土質特性の評価を精密に行うことは、技術面や経済面から難しく、また、伸縮目地や各構造部が残留沈下や側方流動等の変状に追従できないような場合には、漏水を引き起こすことになるので、特に注意が必要である。

(3) 直接基礎型式と地震

直接基礎型式の地震による影響因子は、震動と液状化である。

樋門等の形状特性は、長い函渠部を持つ H 型、高門柱等であり、荷重条件では、堤体、上屋、機械設備等の上載、又は、頭部荷重を有し、応力受動では構造結合型である。

本構造では、震動に対する各部分と全体の応答特性が相違し、胸・翼壁や門柱の揺動により、結合部の損壊や間隙水圧の急上昇による躯体の浮き上がり、或いは、土砂の吸出しによる部分的な軟弱化や陥没が、地盤支持力の不均衡と低下を招くと考えられる。

また、杭基礎等のように震動を抑制したり、吸収する物体が無い場合、大地震では、何れの現象も構造物に大きなダメージを与える可能性が高い。

従って、本型式の採用に当たっては、地盤強度を十分確保することが前提であり、軟弱地盤では、地盤強度確保の他、浮き基礎や直接基礎の場合には、上載荷重や震動による応力伝播と相乗作用を考慮した地震応答解析が必要である。

なお、現在の技術レベルでは、地震や液状化に対し、高精度の理論解析や確実な施工技術が確立されていないため、できるだけ安全側の設計になるように配慮する。

第4章 漏水調査法

4.1 概 説

漏水調査は、堤防及び樋門等構造物について、現場状況、変状現象、周辺環境等に関する現地調査に基づき、危険度評価、設計施工、対策工検討、リスク管理等に必要なデータを収集するために行うものである。

調査データは、堤防の「質」と「浸透水の挙動」及び「堤防災害」の関係を究明する基礎となるものであるから、堤体や地盤の性状、外力、地形地質、河道変遷、地下水、取排水路、災害履歴、堤防管理方法、観測監視データ、土地利用、自然環境等について詳細に調査すると共に、変状の進み方への考察を加えて、漏水に関する分析を行う。

なお、調査は、その目的に応じ、次のように区分される。

(1) 漏水危険度現況調査

既設、又は、新設堤防の堤防漏水に関連する諸要素について広範に調査し、現況の漏水危険度を把握して、堤防整備、堤防管理及びリスク管理等の基礎資料を得る。

(2) 変状箇所調査

洪水、地震、或いは、地盤沈下による災害箇所等を対象に、災害実態や外力条件の把握等を行い、災害分析や対策工検討等の基礎資料を得る。

災害履歴箇所や災害直後の調査では、潜在している変状等を把握するため、観察と調査手法を工夫し、緊急的な災害関連調査では、災害種別や危険度の即時判断、情報提供及び緊急対策等の選択を含めて行うことが多いことを考慮し、併せて、災害対応の安全管理と支援体制を整備する。

(3) 対策工調査

広範囲、又は、特定箇所で、対策工の比較検討や選定等の基礎資料を得る。

(4) 漏水実験による調査

漏水の機構解明、漏水対策の効果判定等の技術的に未解決、或いは、不確定な問題に関しては、現場実験や模型実験により資料を得る。

調査の流れは、堤防一般部では、資料調査、現地踏査、概略調査、詳細調査と進行し、樋門等構造物では、これらの他に連通試験や開削調査を行うこともある。また、それぞれの調査段階における漏水特性を分析しながら、次の段階の効果的な調査手法を計画していくことが肝要である。

調査の手順、手法、着目点は、対象区間が広範囲、又は、特定場所の場合、堤防状況が

新設、既設、拡築、構造物挟有の場合及び地盤改良や強化対策の有無等により、それぞれの現地特性と目標成果レベルを考慮して設定する。

調査の実施に当っては、既存成果の有無や内容、調査範囲、堤防状況及び調査時期（平常時、施工時、災害時、季節）等により、期間、手法、体制、安全対策、コスト等が変化するので、目標成果レベルを考慮し、最適な調査計画を立案する。

また、特別な問題や未解明の問題に対しては、漏水実験を行う。

本章では、これらの基本的な考え方にに基づき、漏水調査法に関する解説を行う。

4.2 堤防一般部における漏水調査の流れ

堤防一般部における漏水調査の手順は、図 4.2-1 のフロー図の通り、調査目的、調査規模及び堤防現況等を確認の上、各調査段階における漏水危険箇所抽出及び漏水特性を把握しながら、次のステップへ進めることが大切である。

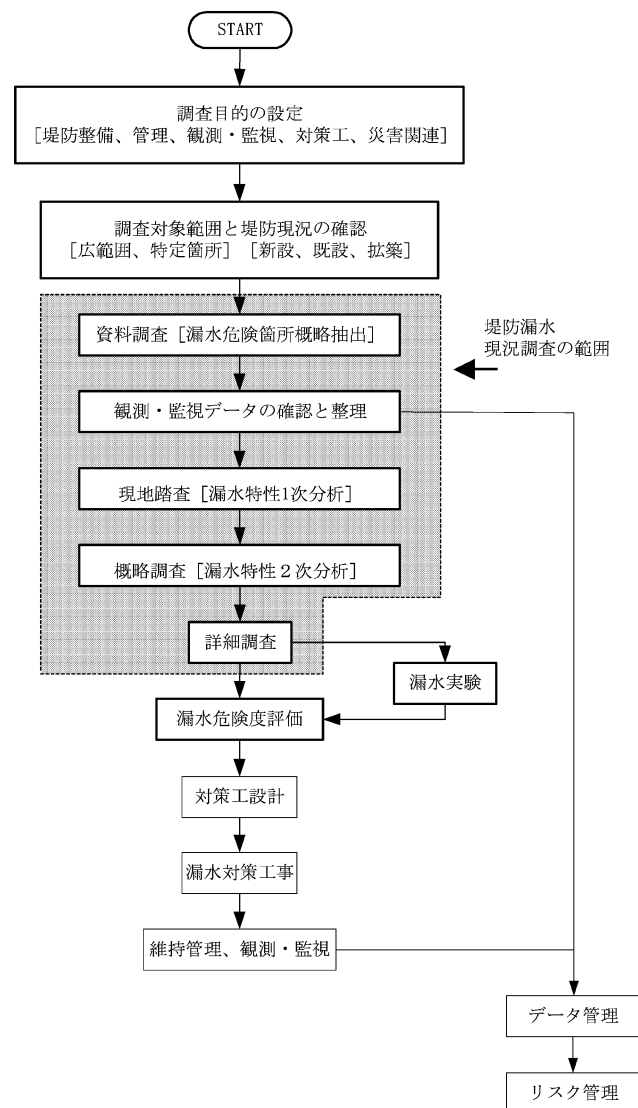


図 4.2-1 堤防漏水調査フロー図

4.3 堤防漏水現況調査

本調査は、以下に述べる資料調査や現地調査により、現況堤防や堤防予定地の漏水危険度を把握するものである。

4.3.1 資料調査

資料調査は、堤防の諸条件と周辺環境（地形、地質、水文、気象等）の概要を把握するものであり、地形的要素や基礎地盤の土質（土層構成、土質性状等）、堤体材料、堤防履歴、被災履歴、河川施設配置状況、外力条件等について整理する。

また、災害時における堤防災害の実態把握や要因分析に必要なデータは、河川、堤防、気象、土地利用等の基本的なデータその他、水防活動や災害現場からの報告文、写真、ビデオ等が重要な意味を持つ場合が多く、特に、災害に至る時系列資料の整理が必要である。

これらを把握するために、次の資料を収集し整理する。

(1) 水文・水理関連（外力特性の把握他）

降雨特性：出水期の月平均降雨量（近傍の観測データ過去 10 年間以上）

既往最大雨量、計画降雨量（流域平均、又は、対象区間の集水域平均）

降雨波形（降雨の時間分布、近傍の観測総雨量上位 5 個程度を整理）

天気図、降水記録、河川水位、流量観測記録

洪水特性：計画高水波形（計画高水流量計算に用いた複数洪水の水位波形）

対象洪水及び既往最大洪水の水位波形

河道断面（既往最大洪水時、現況、計画）

河道状況（河道分布、流下能力、河床勾配）

地下水：地下水観測データ、周辺の水路状況、地下水調査資料

(2) 地形・地質関連（堤防設置箇所周辺の地形、地質条件の把握等）

地形：治水地形分類図、旧地形図

地形図（1/2.5 万、1/5 万他）、航空写真、土地利用図

地質：地質図幅、土壤図、水理地質図

(3) 堤防及び河川構造物

堤防形状：堤防履歴、改修履歴、河川構造物の設置状況

施工年次、土質特性、地盤改良・強化工法の種別、範囲、使用材料等

(4) 社会条件関連

土地利用：土地利用図、氾濫域の人口と資産状況、後背地の土地利用将来計画

河川環境：住民の環境、景観、地域の文化や風土等に対する調査資料、河川利用実態
動植物生態関連資料、自然林、公園、河川植生等の実態

指定区域の有無（国立公園等の景観区域、災害指定区域、重要文化財等）

(5) 既往及び現況の堤防、構造物関連

地質関連：土質・地質調査報告書（ボーリング資料、土質縦・横断面図、土質試験資料等）、堤防材料調査試験資料

測量関連：平面図、堤防縦・横断面図、河川敷地測量成果、河川縦断面図、大横断面図

設計関連：堤防及び構造物に関する設計図書

施工関連：施工記録、出来形図、施工管理・動態観測資料、工事誌

維持関連：維持補修記録、安全点検記録

(6) 災害実態、災害報告

災害箇所、災害種別、災害範囲、災害金額、災害原因とメカニズム

災害記録、水防活動記録等

(7) 水防活動、避難状況

活動箇所、水防工法、規模、避難ルート、避難場所、避難人数、避難方法

水防活動体制、出動車両・機械、水防活動記録

(8) 情報伝達・交換、情報公開

注意報、警報状況、新聞等メディア情報、ハザードマップ、情報伝達手段等

(9) その他

聞き取り情報、通報情報、パトロール情報、一般社会情報

4.3.2 現地踏査

現地踏査は、資料調査で得られた情報を現地で再確認すると共に、調査対象区間の外観から判断できる状況を把握し、堤防や横断構造物の現況や変状の状況、表層土質、河道変遷、植生、周辺環境（河道内、堤内地）等を調べ、資料調査結果と併せて、漏水危険箇所と危険度を概略的に把握して、次のステップへ進展させるものである。

現地踏査の方法は、目視観察を主体とするが、災害実態の調査条件を勘案の上、適宜、簡易な測量やサウンディング、サンプリング等を併用する。

なお、災害対応の場合は、現地踏査で災害実態を確認の上、災害の拡大傾向と波及範囲を分析検討し、即座に緊急対策を立案する場合もある。

なお、現地踏査の着目点は、以下に解説する。

(1) 堤防形状の測量

資料調査及び現地における観察により堤防形状に変状が認められる場合は、堤防を含む

河道とその周辺を測量し、既存資料との変化状況を確認する。

変化が認められた場合は、詳細な測量や調査を行い、変化が改修工事、基礎地盤の沈下、災害等の何れに起因するのかを明らかにする。

樋門等構造物の位置する部分は、堤防の縦横断測量を必ず行い、変状が認められた場合には、変状の確認調査を行って状況を詳細に把握する。

なお、堤防の各部の名称は、図 4.3.2-1、図 4.3.2-2 の通りである。

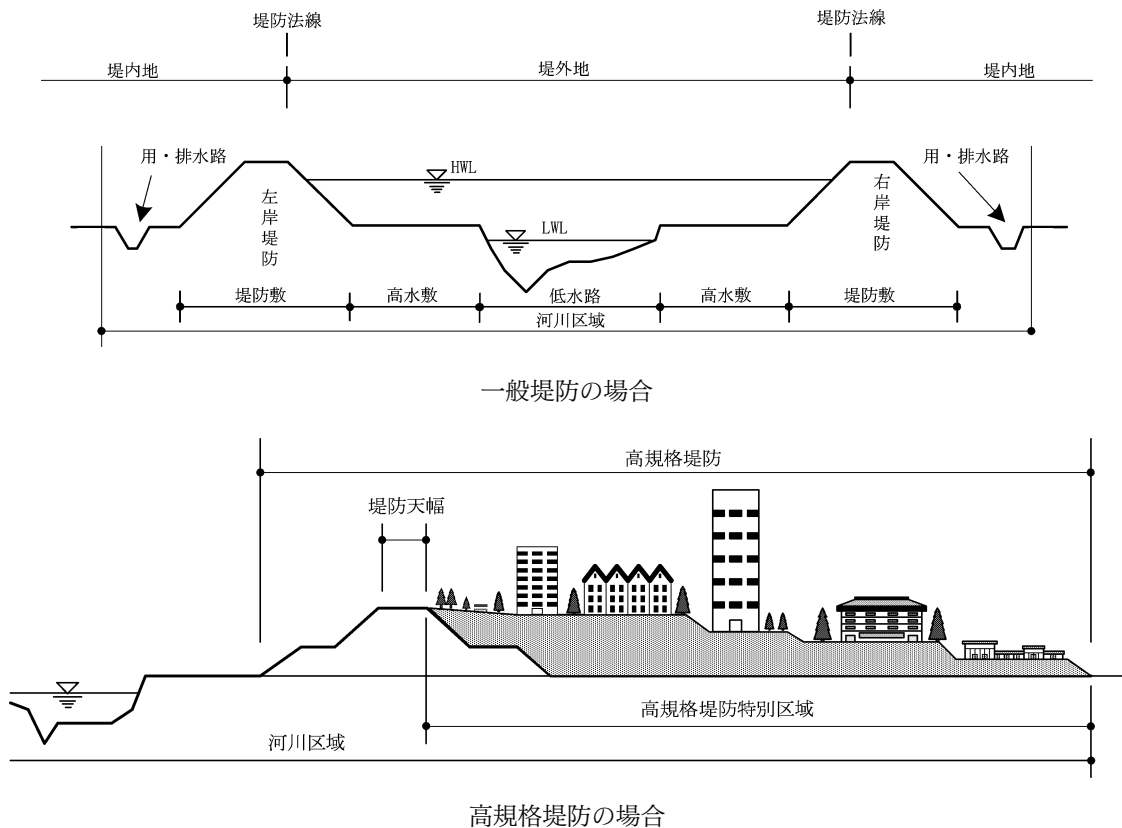


図 4.3.2-1 河道横断面図

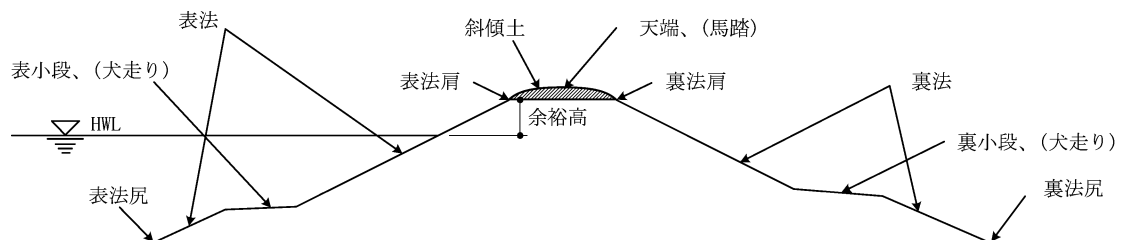


図 4.3.2-2 堤防各部の名称

(2) 被災箇所の確認

資料調査により災害履歴や復旧履歴が確認された箇所については、復旧状況を確認する。
また、現地特性を分析し、洪水や地震による潜在的変状が起り易い箇所を抽出して、詳

細に現地調査を行う。

災害対応の場合は、現地確認、災害痕跡調査、測量、土質調査、災害要因分析等を短時間で実施するため、技術者、器材、移動手段等に特別の配慮が必要である。

(3) 堤防及び基礎地盤の確認

堤防及びその周辺地盤の表層は、外観観察やサンプリング等により、次の項目の存在を確認し、存在が確認された場合には、その位置を平面図に図示すると共に、スケッチ、写真等で記録を残す。

- 1) 漏水痕跡（水のしみ出し、湧水、湿潤化、流水跡、流出土砂、パイピング孔、ヒービング痕跡、湿生植物）。
- 2) 法崩れ（崩壊、侵食）。
- 3) 液状化痕跡、墳砂やガマの痕跡。
- 4) リル、ガリ、クラック、陥没、隆起、モグラ穴等。
- 5) 植生の生育状況と周辺との変化。
- 6) 水防活動実態、水防工法。
- 7) 自治体、周辺住民への聞取り、その他。

(4) 周辺の地形、地質の確認

漏水や局部的な地盤沈下を起こし易い旧河道跡は、周辺よりも低地、又は、窪みとしての微地形を留めていることが多く、水路や池として残存している場合もある。

このような地形や災害履歴のある箇所においては、(3)に示した観察を入念に行う必要がある。

堤体や堤内外地盤の外観観察によって異常が認められた場合には、ピット掘りや簡易なサウンディング、サンプリング等により、表層の土質状況や変状実態を確認する。

4.3.3 概略調査

概略調査は、資料調査、現地踏査結果を踏まえ、対象区間の全体的状況、漏水危険箇所とその漏水特性を概略把握するため、堤防と基礎地盤の土質特性や周辺環境の調査を行うものであり、堤防漏水に影響する水みちや透水性土質が潜在すると予想される場合は、調査範囲や測線数を増し、確実に弱点部を把握できるように配慮する。

土質調査に当っては、予め、サウンディングや物理探査等によって土層構成の概略を把握し、弱点となる区間や箇所を抽出した後、ボーリング等の調査ポイントを設定することが精度向上や経済的調査につながることになる。

(1) 調査項目

調査項目は、堤防天端（新設の場合は、堤防予定中心線）等の縦断方向について、最初に、サウンディングや物理探査により堤体や基礎地盤の概略の土層構成、地盤の締め具合等を把握した後、現地踏査で確認された変状部及び弱点部と突き合せた上で、代表になる

と判断される地点を選定して、ボーリングや標準貫入試験により土層構成と N 値を把握すると共に、採取試料を用いて土質試験を行う。

なお、概略調査の調査方法は、表 4.3.3-1 に示す。

表 4.3.3-1 概略調査の調査方法

調 査 方 法	調 査 内 容 等	測 定 項 目
サウンディング	オートマチックラムサウンディング ミニラムサウンディング 2t型オランダ式貫入試験等	地盤強度、貫入抵抗値
物 理 探 査	電気探査、弾性波探査等	比抵抗、弾性波速度等
ボ ー リ ン グ	孔径66～86mm	コアサンプリング
標 準 貫 入 試 験	1m毎に実施	N 値
土 質 試 験	表 4.3.3-2参照	密度、含水量、粒度等

(2) 調査手法の概要

1) サウンディング

動的、静的貫入試験、スウェーデン式サウンディング等があり、これらは、地盤の硬軟や締り具合を調べるものであるが、貫入曲線から土層区分、強度分布、密度分布等を推定することが可能である。

2) 動的貫入試験

ロッドを介してコーン（円錐）を地中に打ち込み、その打撃回数から、直接、又は、 N 値に換算して地盤の締まり具合を求めるものであり、砂質土や砂質土と粘性土が互層する地盤の調査に適している。また、自動落下装置付きには、オートマチックラムサウンディング、ミニラムサウンディング等がある。これらは動的貫入試験なので地盤に対する適応幅が広く、貫入能力に優れ、 N 値との対応性が良好である。

3) 静的貫入試験

ロッドを介して、コーンを地中に圧入するものであり、先端の貫入抵抗 q_c 値から粘着力を推定したり、 q_c 値を N 値に換算して用いられるもので、代表的な方法には、2t型オランダ式貫入試験やポータブルコーンがあり、軟弱な粘性土や緩い砂質土の調査に適している。

4) 標準貫入試験

試験は、0.5 m、又は 1 m 毎に行い、サンプラーで採取した試料は土質試験に供するため、含水比が変化しないようにビニール袋に包んで保存する。

(3) 調査地点の配置

ボーリング及びサウンディングによる調査地点は、堤防天端（新設の場合は、堤防予定中心線）において、縦断方向に 500～1,000 m 毎に配置する。

但し、地形や堤防の状況から、漏水の危険性が高いと予想される区間では、調査間隔を密にし、100～500 m 以下にする。

(4) 調査深さ

基礎地盤の透水層（礫質土、砂質土、火山灰等）下端から、難透水層の性状確認のため 2 m 程度試掘し、透水層が厚い場合は、基礎地盤上面から堤防高の約 3 倍の深さ、又は、深さ 20 m 程度までの何れか浅い方を採用する。

基礎地盤が軟弱土層（泥炭、粘性土）の場合は、軟弱土層下端から、下層の性状確認のため 2 m 程度試掘し、軟弱土層が厚い場合は、盛土敷幅の 2～3 倍の深さ、又は、深さ 20 m 程度までの何れか浅い方とする。

(5) 土質試験

標準貫入試験用サンプラーで採取した堤体材料及び基礎地盤の土層を対象に、表 4.3.3-2 に示す物理試験を行い、サンプラーで採取できない粒径の大きな礫質土は、試掘試料、又は、ボーリング採取試料を用いて物理試験を行う。

試験頻度は、土層が変わる毎に行うものとし、土層が均質と考えられても、堤体材料は 1 m 毎、基礎地盤は 2～3 m 毎に試験を行う。

表 4.3.3-2 概略調査の土質試験項目

土質試験項目	礫質土	砂質土	粘性土	泥炭	火山灰
土粒子の密度試験	○	○	○	○	○
含水量試験	○	○	○	○	○
粒度試験	○	○	○	—	○
液、塑性限界試験	—	—	○	—	—
強熱減量試験	—	—	—	○	—

注) 混交土の場合は、試験項目の多い方を採用する。

(6) 調査孔の処理

調査孔は、漏水等の水みちにならないように、調査孔の底から孔口までをセメントミルク等で念入りに密閉する。

4.3.4 詳細調査

詳細調査は、概略調査までの段階で抽出された漏水危険箇所を対象に、堤体及び基礎地盤の土質構成、土質定数、水理定数等を明確にし、漏水危険度評価、漏水対策工の設計、施工計画等に必要データを取得するために行うものである。

また、必要に応じて、連通試験、液状化、地下水及び堤防開削等の調査を行う。

(1) 調査項目

調査項目及びその目的は、表 4.3.4-1 に示す。

表 4.3.4-1 調査項目及び目的

分類	調査項目	目的						
		土層構成	試料採取	物理特性	水理特性	強度特性	地下水位	間隙水圧
ボーリング	ボーリング サンプリング	○	○ ○				○	○
ボーリング孔内試験	標準貫入試験	○	○			○		
	現場透水試験 物理検層（密度検層、速度検層等） 孔内載荷試験	○		△	○ △ ○			○
サウンディング	動的貫入試験 （オートマチックラムサウンディング等）	○				○		
	静的貫入試験 （オランダ式貫入試験、ポータブルコーン等）	○				○		
	3成分コーン貫入試験	○			○	○		○
	スエーデン式サウンディング	○				○		
現場密度試験	砂置換法、水置換法、コアカッター法		○	○				
土質試験	物理試験、力学試験（表 4.3.4-2参照）			○	○	○		
物理探査	電気探査、地下レーダ、弾性波探査、重力探査	○		△		△		

注）△：観測値より推定値を得る場合

1) ボーリング、サンプリング

ボーリングは、土層確認のための試料を採取すると共に、掘削孔を利用して乱さない試料のサンプリング、孔内試験、孔内水位観測等を行う。

力学試験に供する乱さない試料のサンプリングには、固定ピストン型シンウォールサンプラーを用いるが、固い粘性土や砂質土、火山灰の乱さない試料を採取する場合は、デニソンサンプラー、サンドサンプラー、トリプルサンプラー等を用いる。

ボーリングの掘削孔径は、66 mm を標準とするが、シンウォールサンプリングや現場透水試験を行う場合は 86 mm が適している。

2) ボーリング孔内試験

ボーリング孔を利用した試験には、サンプリング、標準貫入試験、現場透水試験、孔内載荷試験、物理検層、地下水位及び間隙水圧測定等がある。

- ① 標準貫入試験は、地盤の硬軟や締まり具合を示す N 値を求めるものであり、1 m 毎に実施するのが標準であるが、堤体の土質構成を詳細に調べる場合には、50 cm 毎に連続して実施する。また、標準貫入試験用サンプラーに採取された試料は、土層の観察や物理試験に供する。
- ② 現場透水試験は、礫質土や砂質土等の透水性土層を対象に、ボーリング孔内に水を注入、或いは、汲み上げて、その後の水位の回復速度から透水係数を求める試験である。また、試験対象土層の上下にパッカーを装填して、間隙水圧（水頭）を求めることができる。
- ③ 孔内載荷試験は、ボーリング孔にゴムチューブを挿入し、水圧で孔壁を押し広げ、水平方向の地盤反力や変形係数等を求めるものであり、杭の水平支持力判定等に用いられる。孔底の試験は、深層載荷試験と呼ばれ、深い基礎の先端支持力を求める。
- ④ 堤防調査に適用する物理検層は、各種あるが、土層の密度を連続的に求める密度検層、地震時の検討に用いる弾性波速度 P 波、 S 波を求める速度検層等が有効である。

3) サウンディング

サウンディングについては、概略調査で述べた通りである。

石狩川における調査事例によると、堤体強度は、堤体の土質に関係なく、図 4.3.4-1 に示すように大きく 3 つの領域に分けられ、強さは $A > B > C$ の順となっており、A ゾーンの厚さは約 2.0 m、C ゾーンの厚さは約 0.8 m であることが報告されている。

堤防天端は、交通荷重の転圧効果や敷砂利等により、硬い土層が分布し、サウンディング調査では貫入できない場合もあるため、法面側に調査位置を変更するか、硬い土層を取り除く等の処理が必要である。

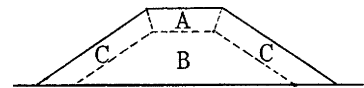


図 4.3.4-1 堤体の強度分布図

4) 現場密度試験

乱さない試料の採取が困難な礫質土や砂質土からなる堤体土の密度を把握する場合には、現場密度試験を行い、剪断試験や透水試験等の供試体は、乱した状態で採取した試料を現場密度に相当する密度に締め固めて用いる。

試験法は、砂置換法が一般的であるが、軟らかい粘性土の場合にはコアカッター法が適し、大きな礫を含む礫質土の場合は、試験孔を大きく掘って行う水置換法が適している。

5) 物理探査

地盤調査に適用されている物理探査には、電気、弾性波（地震波）、超音波、重力、赤外線、温度、放射線等を利用した各種の方法があり、短期間に広範囲の調査を実施する場合に有利である。

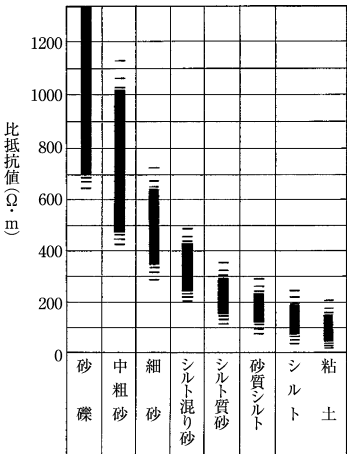
物理探査は、計測値の土質性状への換算が必要なこと、微小部分や境界判別の精度が低いこと、金属やコンクリート等によりノイズや減衰が大きくなること等の問題があるので、

探査の目的と対象に応じて、適切な方法を採用する。

① 電気探査

電気探査は、堤防等の表層の概略的な土層構成を調べるのに適しており、地下の空洞や埋設物の調査に、地下レーダや重力探査が用いられる。

電気探査で求められる比抵抗値と土質との間には、図 4.3.4-2 に示す関係が解析されており、これを参考にして、概略の土層を推定することもできる。



アースグラフにより求めた比抵抗値とヘリカルサンプラーで確認した土質の関係は、左図のようになる。

地下水位より上の土層では、一般に、粘土、シルトは、 $200\ \Omega\cdot\text{m}$ 以下、砂、砂礫は、 $400\ \Omega\cdot\text{m}$ 以上となる。

粘土やシルトが混じった砂は、 $200\sim 400\ \Omega\cdot\text{m}$ の範囲の値を示す。

小	——	電気比抵抗	——	大
(粘土)——(シルト)——(砂)——(砂礫)				
小	——	粒	度	大
大	——	飽和	度	小
大	——	体積含水率(孔隙率×飽和度)	——	小
小	——	地層水比抵抗	——	大

図 4.3.4-2 土の比抵抗値と土質の関係

堤防を横断する旧河道跡のような水みちがある場合は、図 4.3.4-3 の通り、測線を堤内外の法尻、小段及び天端に縦断的に配置して測定を行うことにより、水みちの分布範囲を比較的精度良く推定することができる。また、堤体横断方向に電気探査補助測線を設定し、堤体土質構成の概略を把握する場合もある。

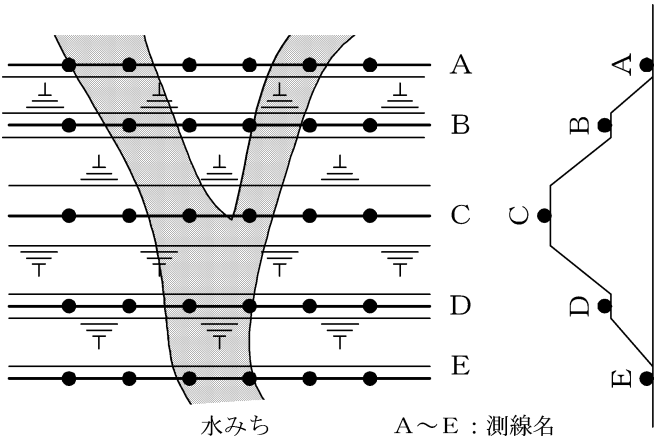


図 4.3.4-3 水みちが予想される場合の電気探査による測線配置例

電気探査で得られる比抵抗値は、含水量によって変化するため、時期を変えて比抵抗値を繰返し測定することにより、地盤の湿潤状態の変動を調べることもできる。

② 電磁波探査

電磁波探査（地下レーダ）は、地表から電磁波を発射し、その反射波を測定することにより、函渠等の地下埋設物、或いは、地中や護岸下の空洞等の位置を調べるものであり、周辺地盤と性状の異なったものが地中にある場合の調査に適し、遺跡などの調査にも利用されている。

③ 重力探査

重力探査は、微小な重力の変化を調べ、その異常値から、地下にある埋設物や空洞を調べるものであり、比較的広い範囲の異常値を確認するのに適している

④ 弾性波探査

弾性波探査は、人工的に地震波を発生させて地下構造を調べるものであり、屈折法、反射法及び表面波探査法がある。

屈折法は、地下の弾性波速度分布を調べるものであり、地層の硬軟の判定等に用いられ、反射法は、地層の堆積状況（整合・不整合、傾斜、褶曲等）等の地層構造の推定に用いられる。表面波探査法は、得られた表面波速度分布より N 値を推定し、堤体内の締め固め程度を想定することができる。

(2) 調査位置

拡築、又は、点検調査の場合は、概略調査で抽出された漏水危険箇所において、堤防横断方向に、表、裏の法尻から 30 m 以上の範囲の調査を行い、新設の場合は、概略調査で不足と考えられる縦断方向の補足調査を行う。

天端のボーリング位置は、概略調査のサウンディング、又は、ボーリング位置と同じ位置に設定し、漏水危険箇所が概略調査位置と相違している場合は、漏水危険箇所において新たにボーリングを行う。

法面及び基礎地盤の調査は、サウンディング等により、最も弱点部と分析された地点を選定して、ボーリングを行う。

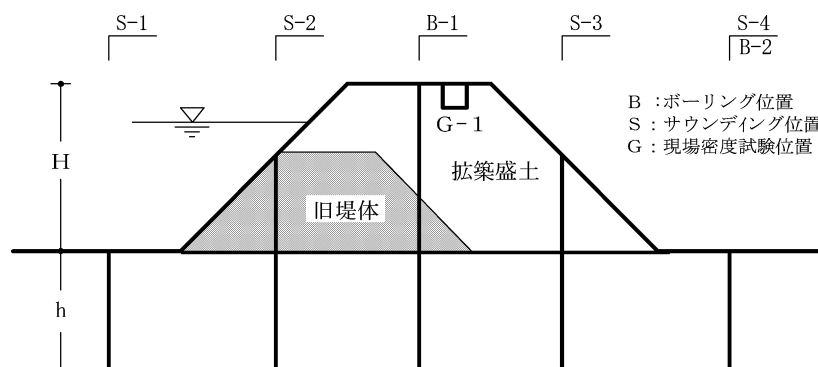


図 4.3.4-4 詳細調査における調査地点配置例

堤体材料や基礎地盤が砂礫等で構成され、サウンディングが困難な場合は、ボーリングや物理探査に切り換える。

なお、ボーリング及びサウンディングの配置例は、図 4.3.4-4 に示す。

(3) 調査深さ

ボーリングとサウンディングの調査深さは、次の通りである。

① 基礎地盤が透水層の場合

透水層下端から難透水層を 2.0 m 程度確認する深さまで。

但し、透水層が厚い場合は、3 H (H：堤防の高さ)、又は、20 m 程度。

② 基礎地盤が軟弱土層の場合

軟弱土層下端から支持層を 2.0 m 程度確認する深さまで。

但し、軟弱土層が厚い場合は、2～3 H、又は、20 m 程度。

(4) 土質試験

詳細調査における土質試験は、堤体材料と基礎地盤の密度、透水特性及び力学特性等の現場実態を正確に把握するために行うものであり、表 4.3.4-2 に示す項目の試験を行う。

物理試験は、概略調査と同様の採取試料の他、シンウォールサンプラー等で採取した乱さない試料及び現場密度試験の際に採取した試料を対象にする。

力学試験は、乱さない試料によることを原則とし、乱さない試料が採取できないような礫質土、砂質土等については、試料を現場密度に相当する密度に調整して試験に供する。

表 4.3.4-2 詳細調査の土質試験項目

土質試験項目		礫質土	砂質土	粘性土	泥炭	火山灰
物理試験	土粒子の密度試験	○	○	○	○	○
	含水量試験	○	○	○	○	○
	粒度試験	○	○	○	—	○
	液・塑性限界試験	—	—	○	—	○
	強熱減量試験	—	—	—	○	—
	室内密度試験	—	△	○	○	△
	現場密度試験	○	○	○	○	○
力学試験	透水試験	○	○	—	—	○
	圧密試験	—	—	○	○	—
	一軸圧縮試験	—	—	○	—	—
	三軸圧縮試験	UU条件	—	○	—	—
		CU条件	○	—	—	○

注 1) 室内密度試験の△は、乱さない試料を採取した場合に試験を行う。

注 2) 三軸圧縮試験は、等体積一面剪断試験によっても良い。

注 3) 剪断時に過剰間隙水圧が発生しない試料は、CU条件をCD条件に変えても良い。

4.4 樋門等構造物周辺における漏水調査

本調査は、樋門等構造物及び周辺堤防と地盤に関する変状実態を把握し、変状過程を分析した上で、漏水危険度評価や対策工検討に必要な試料を入手するために行うものであり、調査のフローは、図 4.4-1 に示す。

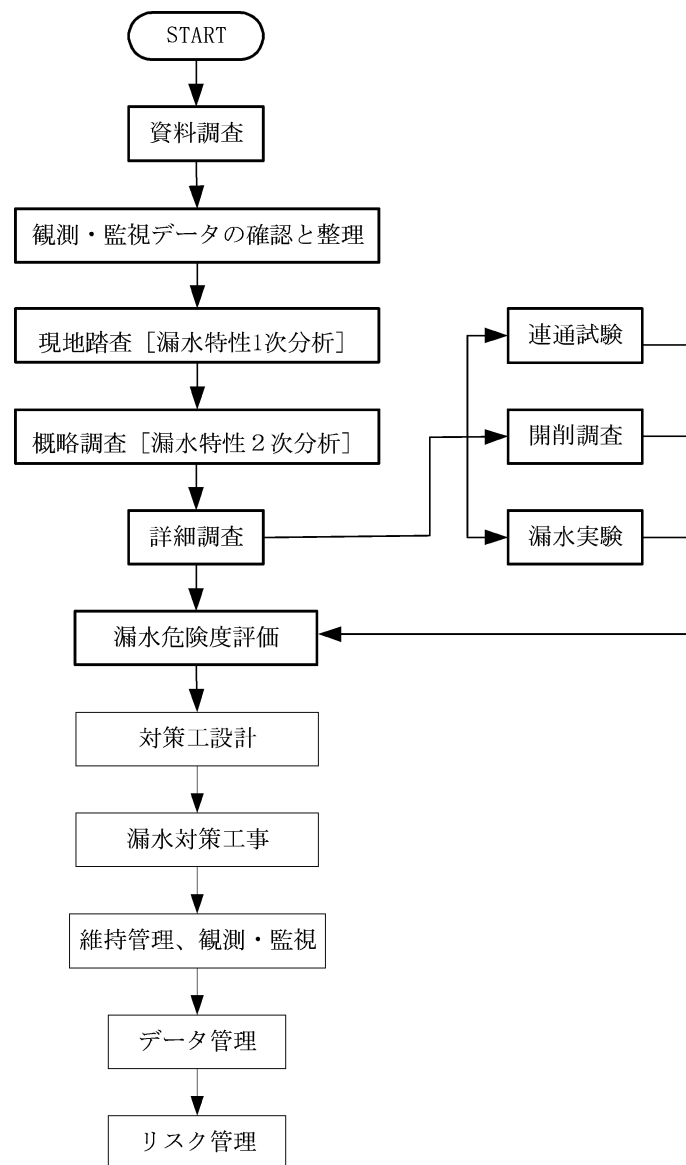


図 4.4-1 樋門等構造物漏水調査フロー図

4.4.1 資料調査

資料調査は、地形、地質、水文、構造物関連の資料を収集すると共に、調査対象が構造物本体の損傷及び周辺の堤防と地盤のゆるみ、クラック、空洞等による漏水の危険性を判定するために行うものであるから、次の点に着目して整理する。

(1) 構造物周辺

- 1) 堤防形状と築堤履歴及び河川や水路との取付け状況
- 2) 基礎地盤の土質特性（軟弱地盤、透水性地盤、難・透互層型地盤）
- 3) 埋め戻し材料の土質特性、施工方法
- 4) 堤防と基礎地盤の土質改良工や地盤改良工の有無、種類、規模、使用材料
- 5) 堤防や水路等の護岸の規模、構造、使用材料
- 6) 沈下、変位等の観測データ
- 7) 堤体内及び周辺の地下水位、間隙水圧の状況
- 8) 調査孔からの観察による変状、空洞化及び地下水噴出の有無
- 9) 漏水の実績、災害履歴の有無
- 10) 堤防や護岸等の構造物からの剝離、不同沈下、クラック、陥没、隆起、段差、損壊等による変状の有無、護岸下の空洞の有無
- 11) 地震による潜在的損傷痕跡及び墳砂やガマの痕跡の有無

(2) 構造物本体

- 1) 構造物と継手の規模、構造、材質
- 2) 基礎杭の有無、種別、長さ、径
- 3) 遮水矢板と躯体との接続方法、設置範囲
- 4) 接続構造物の規模、構造、接続方法、基礎支持方式
- 5) 施工年度、工事履歴（漏水対策工の有無、工法、時期）
- 6) 災害履歴の有無
- 7) 躯体の折れ曲がりや損傷、翼壁や門柱等の傾斜、クラック、継手部の開口、不同沈下の有無、劣化状況及びその進行状況

4.4.2 現地踏査

現地踏査は、資料調査結果の再確認及び現況把握のために実施するものであり、目視による外観調査を主体とし、目視だけでは確認できない周辺堤防と地盤の剝離やゆるみ等の状況及び構造物の変状等は、簡易な測量、打音、ポータブルコーン、ピン等を用いたサウンディング、試掘、写真、スケッチ等を併せて実施する。

構造物や堤防の抜上りは、構造物が横断する堤防の天端、小段、法尻取付水路等で縦横断測量を行い、設計、又は、完成時の出来形資料と比較の上、変状を確認する。

函渠内部のたわみは、人間が入れる場合は水準測量を行う外、簡便には呑・吐口間に水系を張って、たわみの有無を直接測定し、人間が入ることができないような場合は、天井の勾配や水面との差異を見通して推定する。

外観調査における着目点は、

- (1) 構造物直上の堤体、或いは、護岸の抜上がり
- (2) 構造物の沈下、たわみ、ねじれ、クラック、継手の開き、劣化や損傷状況等
- (3) 堤体と構造物境界付近の周辺土剝離、ゆるみ、陥没、軟弱化、空隙の有無、含水状態、

浸出水状況、調査孔からの観察状況

- (4) 護岸、水たたき及びその下部の変状の有無、河川や水路との取付け状況
 - (5) 構造物との接続部、法面・法尻周辺、水路等の漏水痕跡の有無
 - (6) 周辺の微地形・表層土質、植生、土地利用状況、補修の有無
- 等であり、これらのポイントと調査方法は、表 4.4.2-1 に示す。

表 4.4.2-1 構造物周辺外観調査のポイントと調査方法

調査項目	調査箇所	調査のポイント	調査手法
堤防 周辺地盤	地表面の抜け上がり等	天端、小段、法面、法尻、周辺地盤の高低差、段差等	目視、計測、測量
	表層土質	硬さ、ゆるみ、含水状態 クラック、空洞、すべり破壊の有無	目視、試掘、ピン刺込み ポータブルコーン、サンプリング
	植生状況	生長、草種、毛根等の状況と土質、 含水との関連把握	目視、試掘による断面観察 植生、土壌の採集
	構造物との 接続部	背面地盤の不同沈下、周辺土の剝離 状況、土質、含水状態 空隙化、浸出水状況	目視、計測、測量、ポール・ピン刺 込み試掘
構造物	躯体、他 コンクリート	破損、沈下、たわみ、クラック、鉄 筋腐食、劣化、漏水の状況	目視、計測、測量、打音 フェノールフタレイン塗布
	継手	破損、開口、段差、ねじれ、伸縮継 手、止水板の状況	目視、計測、測量
	翼壁 水たたき	破損、段差、開き、止水板、底板下 空洞、吸出し・洗掘跡の状況	目視、計測、測量、打音
	調査孔	土質、空洞、連通性、漏水の状態	計測、ファイバースコープ、サンプ リング、連通試験
付属構造物	水路、護岸 落差工	破損、段差、周辺摺付け、不同沈下、 吸出し・洗掘跡、護岸下空洞の状態	目視、計測、測量、打音 ピン刺込み

4.4.3 概略調査

概略調査は、構造物周辺の土層構成、土質及び変状の程度やその範囲等の概要を把握するために行うものである。

(1) 調査項目

構造物周辺の堤体や基礎地盤状況等を表 4.4.3-1 に示すサウンディング、サンプリング、原位置透水試験、物理探査等により調査する。

サウンディングの内、多成分コーン貫入試験は、先端部の貫入抵抗、周面摩擦、間隙水圧、弾性波速度及び密度等を電氣的に測定するものであり、構造物周辺の空洞調査に有効な試験法である。

物理探査は、表層土層の構成や空洞の有無等を調べる非破壊調査法である。

なお、地盤の状況によりサウンディングの貫入が困難な場合等には、ボーリング調査を加える。

表 4.4.3-1 概略調査の調査手法

調 査 項 目	調 査 手 法	目 的
サウンディング調査	オランダ式コーン貫入試験（2t、10t） ポータブルコーン貫入試験 三成分コーン貫入試験 スエーデン式サウンディング オートマチックラムサウンディング ミニラムサウンディング	地盤強度を連続的に計測する。
サンプリング調査	ブロックサンプリング シンワールサンプリング ピートサンプリング	試料を採取し、観察や試験に供する。
透水試験	ピット法による浸透能試験 不飽和透水試験（簡易浸透能試験）	透水係数を測定する。
物理探査	電気探査、電磁波探査、弾性波探査	土層構成と性状を調査する。
土質試験	土粒子の密度、含水比、粒度、液・塑性限界	土の特性を試験で求める。

(2) 調査位置

資料調査及び現地踏査により、漏水の危険性があると評価された樋門等構造物の位置で調査を行う。

また、比較検討のため、付近で漏水の危険がないと評価された樋門等構造物を対象にして調査を行うこともある。

(3) 調査範囲

調査範囲は、図 4.4.3-1 に示す例を参考に、施工時の埋戻し範囲以上を対象とし、構造物の存在に関連する変状を確実に把握できるように配慮する。

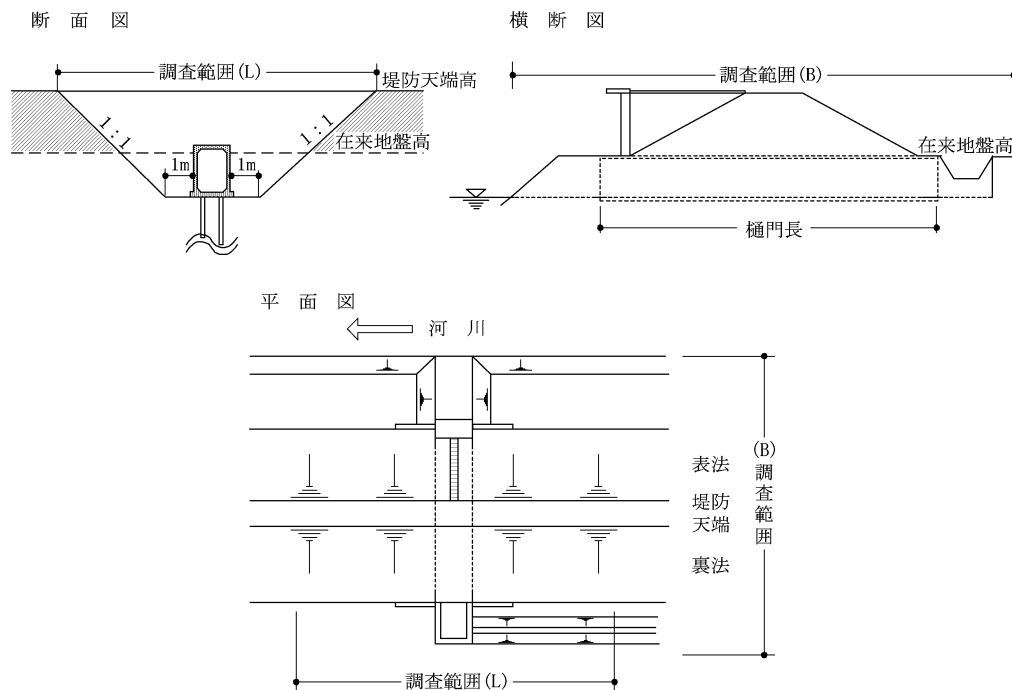


図 4.4.3-1 構造物周辺における調査範囲

(4) 調査測線及び調査地点の配置

調査測線は、構造物の横断方向に 3 断面（呑口、中央、吐口付近）以上を設定する。

調査地点は、構造物中心を基準として、調査範囲までの間に上下流側が対称になるように配置する。

構造物側面付近から地表まで発達する剪断破壊領域やゆるみ領域は、構造物近傍 30 cm 程度の範囲に集中的に形成されていることが多いため、調査範囲と原位置試験は、図 4.4.3-2 の通り、構造物側面から 1 m 以内は調査間隔を 10～20 cm、1 m 以上は調査間隔を 1～2 m とし、漏水危険箇所となる土層変状部を確実に把握できるように配慮する。

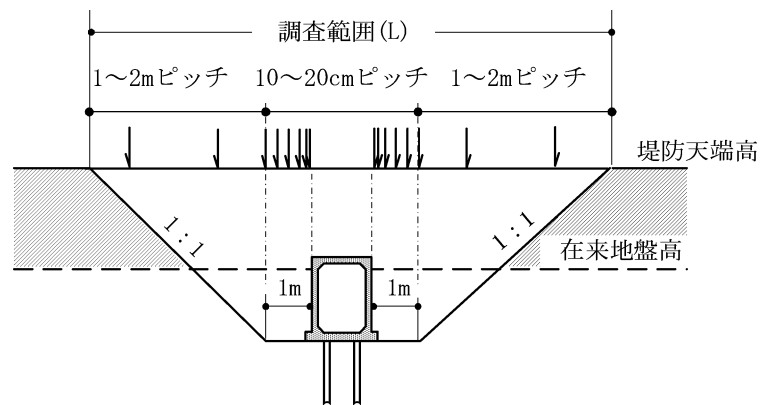


図 4.4.3-2 堤防天端からの調査地点配置モデル図

(5) 調査深さ

調査深さは、構造物床版下における軟弱化部分や空洞の深さを調べるため、それらの変状部分の下方 2.0 m 程度の深さまで調査する。

既往調査事例によると、樋門等構造物の周辺で空洞やゆるみが生じている深さは、構造物底版直下から約 1～3 m 以内の部分が多いことから、この範囲に重点をおいて調査する。

基礎地盤が軟弱土層の場合は、その下方 2.0 m 程度の深さまで調査する。

(6) ゆるみ領域の判断

構造物周辺の沈下や剪断破壊によって生じる地盤のゆるみの状態は、オランダ式貫入試験により得られるコーン支持力 q_c 値を基にして、次の地盤強度により判断する。

$q_c = 30 \sim 50$ (kN/m²)、 $3.0 \sim 5.0$ (kgf/cm²)：ゆるみの恐れがある領域

$q_c = 10 \sim 30$ (kN/m²)、 $1.0 \sim 3.0$ (kgf/cm²)：ゆるみ状態

$q_c = 0 \sim 10$ (kN/m²)、 $0 \sim 1.0$ (kgf/cm²)：空洞、又は、ヘドロ状態

(7) 構造物本体調査

目視観察や簡易な計測では調査が不十分な場合は、写真撮影やスケッチの他、表 4.4.3-2 及び後述の 8.4.3、(4)、2) に示す測定器具等を用いて調査を行う。

表 4.4.3-2 構造物本体の調査項目と測定器具

調 査 項 目	測 定 項 目
クラック	クラックゲージ、コンタクトゲージ テーパーゲージ、塗布剤
躯体、胸壁、翼壁の変位	レベル、トランシット、スチールテープ
コンクリート強度	シュミットハンマー
コンクリートの劣化	フェノールフタレイン
躯体の接続部 胸壁、翼壁、水たたき等との接続部	レベル、トランシット、スチールテープ

4.4.4 詳細調査

詳細調査は、概略調査で明らかにし得なかった構造物周辺の空洞や土層の乱れ、軟弱層の分布等について、ボーリング調査等により、変状実態を詳細に把握するものである。

(1) 調査方法

調査方法は堤防一般部における漏水調査の詳細調査に準じる。(表 4.3.4-1)

(2) 調査対象

概略調査によって、漏水の危険があると評価された樋門等構造物を対象にする。

(3) 調査地点、調査項目

調査地点及び調査項目は、概略調査において明らかにできなかった事項を明確にすることを主眼にして選定する。

(4) 調査深さ

構造物底板下の空洞の状況を把握する場合、調査孔が設置されている場合は、同孔を利用し、調査孔がない場合は、直接、床版コンクリートを削孔し、空洞、又は、ゆるみ領域の下方 2.0 m 程度の深さまで確認する。削孔跡は、調査孔設置、又は、セメントで密閉の何れかの方法で安全に処理する。

基礎地盤の調査深さは、堤防一般部における漏水調査の概略調査に準じる。

(5) 構造物動態調査

新設及び既設構造物で、時系列の沈下や変位挙動を調査する必要がある場合は、河川と水路の水位観測、不同沈下観測、構造物変位動向観測、地下水観測、変状調査、コンクリートの強度試験や劣化試験、載荷試験等による動態調査を行い、危険度評価、対策時期判断、対策工選定及びリスク管理の基礎資料とする。

1) 動態調査

構造物のクラック、函渠・胸壁・翼壁等の変位及び損傷の状況を時系列で調査し、これらの変位、地盤内の土圧、間隙水圧の経時的観測データ等と比較検討して変状の原因を解明し、対策検討の資料とする。

2) 静的、動的耐荷力調査

構造物に静的及び動的な設計荷重を載荷して、沈下、歪み、たわみ、継手部・接統部等の挙動及び地震応答特性を観測し、構造物の長期的な耐荷力を判定する。

3) コンクリートの強度、劣化の調査

構造物損傷の原因が荷重条件の変化、地盤沈下の進行、地震等による変位の拡大、或いは、コンクリートの強度不足や劣化等の何れに起因するのかを判定するため、1) と併せコンクリートの強度試験及び劣化試験を行う。

構造物動態調査における調査項目、測定器具及び試験法は、表 4.4.4-1 及び後述の 8.4.3、(4)、2) により行う。

表 4.4.4-1 構造物動態調査の調査項目と測定器具・試験法

調 査 項 目	測 定 器 具 ・ 試 験 法
クラック	クラックゲージ、テーパーゲージ、塗布剤
函渠、胸壁、翼壁の変位	測量器具、変位計、沈下計、土圧計
コンクリート強度	シュミットハンマー、圧縮強度試験、超音波試験
コンクリート劣化	フェノールフタレイン（中性化試験）
静的、動的耐荷力	変位計、傾斜計、クラックゲージ、土圧計、間隙水圧計

4.4.5 連通試験

連通試験は、注水孔から水を注入し、他の孔の水位変動を観測して構造物周辺の空洞の連通性を把握するものであり、調査方法は、後述の調査事例 4.5.2 (3)に解説する。

4.4.6 開削調査

開削調査は、堤体及び埋戻し土の開削を段階的に行い、開削断面と構造物を露出させ、土質状況、漏水痕跡、水みちとなるクラックや空洞、不同沈下状況、並びに、構造物の損傷状況等の漏水原因及び漏水現象に関わる変状について、直接、現象を確認するために行うものである。

開削方法は、段切り法、つば掘り法、スライス法等が行われており、その中でスライス法は、図 4.4.6-1、図 4.4.6-2 に示す通り、開削面の安定を図りながら、堤防を縦・横断方向及び水平方向にスライスしながら、各開削断面の調査を行う方法である。

開削断面では、土質、クラック、漏水痕跡、混入物等を観察し、写真、スケッチ、原位置試験等を行う。

スライス法による開削は、図 4.4.6-1 に示すように①、②、③……の順に掘削を行い、土層の変状や水みちが見られる観察面は、人力で慎重に掘削する。

開削調査では、以下の項目に着目して調査を実施すると共に、スケッチ、写真、ビデオ等により記録する。

(1) 堤体の土層・土質分布、構造物と周辺土の接統状況

- (2) 堤防盛土履歴
- (3) 漏水痕跡
- (4) 周辺土のゆるみ、クラック等の変状状況
- (5) 空洞の分布、水みちの状況、湧水箇所
- (6) 含水比分布（サンプリング、土質試験を伴う）
- (7) 土層の強度分布（サウンディング、土質試験、サンプリング等）
- (8) 透水係数分布（現場透水試験等）
- (9) 密度分布（現場密度試験、サンプリング等）
- (10) 構造物の損傷、劣化、色調等の状況
- (11) 漏水の流動方向と経路（構造物周囲）、連通状況
- (12) 杭や底板コンクリートの変状状況
- (13) 構造物自体の変位・変形、継手や接続部の変状等の状況
- (14) 取付護岸、取付水路、その他の附属施設の状況

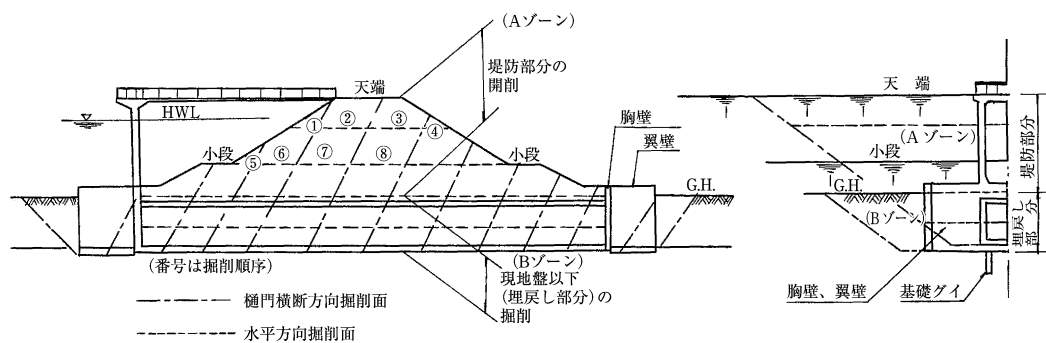
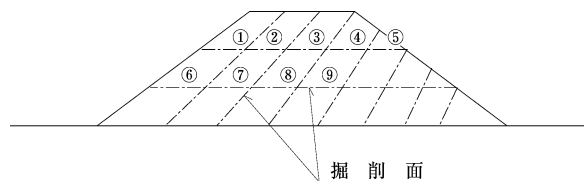


図 4.4.6-1 スライス法による開削調査例

スライス掘削参考図



土層断面確認図

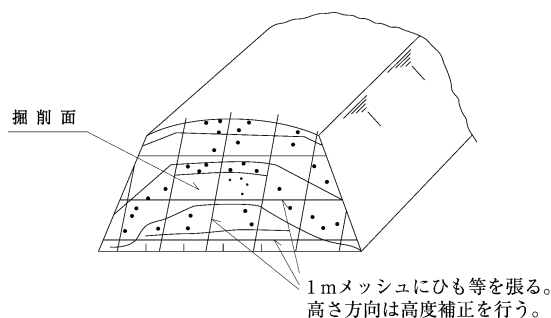


図 4.4.6-2 掘削方法

4.4.7 漏水実験

詳細な調査を実施し、理論解析を行ったとしても、現在の技術や経験では、漏水危険度を判断できない場合があるため、次のような条件の場合は、必要に応じて室内、又は、現地において漏水実験を行う。

- (1) 調査解析の結果からだけでは漏水機構が説明できない。
- (2) 理論値や実験式の確認や修正を必要とする。
- (3) 不確定部分の検証や変状の時系列の進行状況を再現する。
- (4) 降雨浸透を考慮する。
- (5) 浸透経路の設定が困難等の複雑な現象を調査する。
- (6) 対策工の施工性や効果を判定する。
- (7) その他、実験によることが最善と判断される。

漏水実験は、他の調査、試験、解析等に比べ費用と時間を要するため、詳細な計画と準備が必要である。

現地実験において、高水敷に実験施設を設置する場合は、河川断面を狭めることや出水によって災害が発生しないよう、慎重な配慮と安全対策が必要である。

4.5 漏水調査の事例

4.5.1 堤防縦断方向の調査事例

(1) 比抵抗測定（電気探査）事例

電気探査による比抵抗測定は、図 4.3.4-2 に示した比抵抗値と土質の関係を利用したり、比抵抗値の相対変化等から、地下の構造を非破壊で調べる方法である。

本調査法は線的、面的に地下構造を調べるのに適しているが、ボーリング調査結果等との対比が必要である。

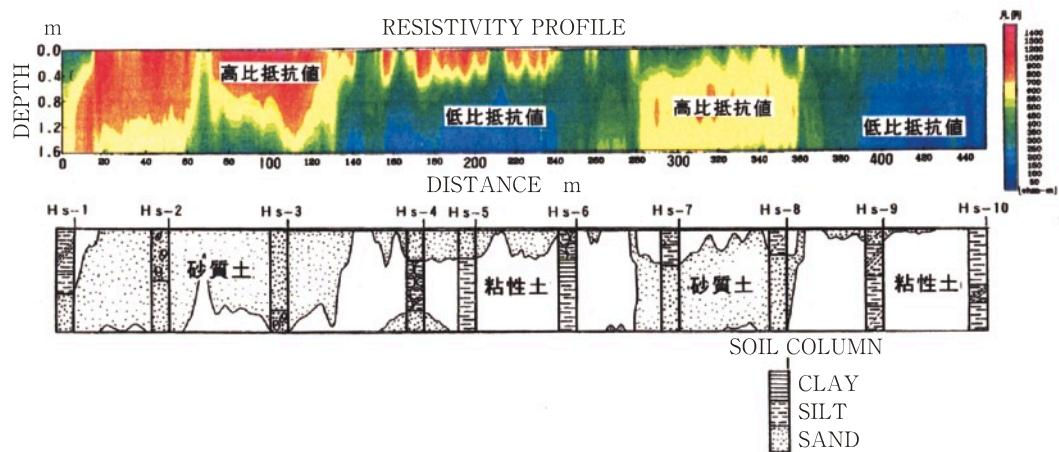


図 4.5.1-1 堤防縦断方向の比抵抗測定及び土質調査結果例

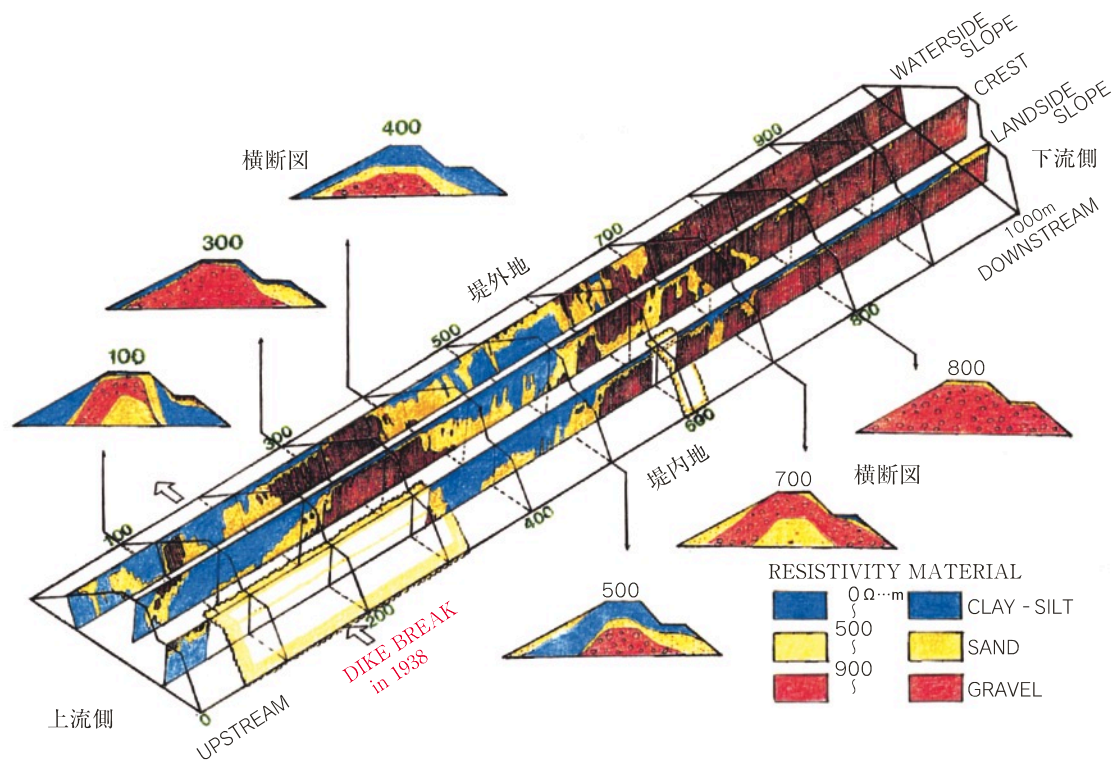


図 4.5.1-2 堤防縦横断方向の比抵抗測定結果例

(2) 地下レーダー探査（電磁波探査）事例

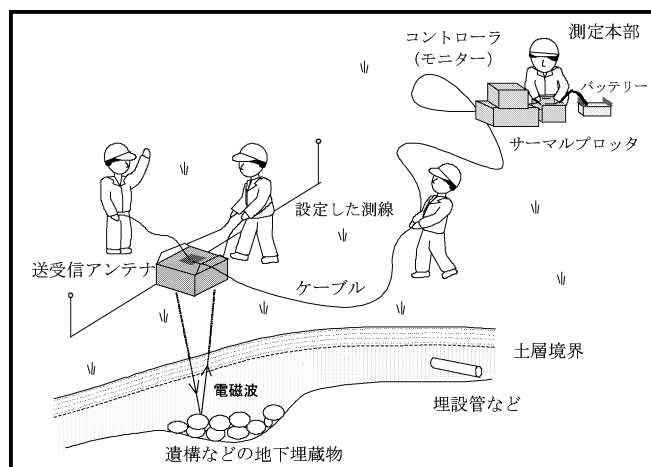
地下レーダ探査は、電磁波を地中に放射し、その反射波を調べることによって非破壊で地下構造を調べるものであり、地下埋設物や空洞探査に適している。

探査深度は、土質構成や被覆物により精度が相違するが、約 3.0 m である。

空洞調査状況



測定モデル図



測定記録

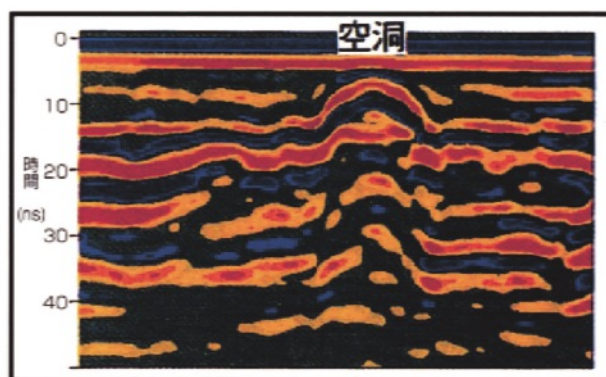


図 4.5.1-3 地下レーダーによる空洞調査事例

4.5.2 樋門等構造物周辺の調査事例

(1) 三成分コーン貫入試験事例

三成分コーン貫入試験は、コーンの先端抵抗、周面摩擦力及び貫入時に発生する間隙水圧を測定するものであり、先端抵抗と周面摩擦力から、地盤の硬軟、締り具合を調べ、間隙水圧の大小から、地盤の透水性を推定することが可能である。

空洞がある場合は、過剰間隙水圧が発生しないので空洞の確認に優れており、堤防及び樋門等構造物周辺の土質調査、漏水調査及びメンテナンスにも利用されている。

三成分コーン貫入試験による樋門周辺の変状調査事例は、図 4.5.2-1 に示す。

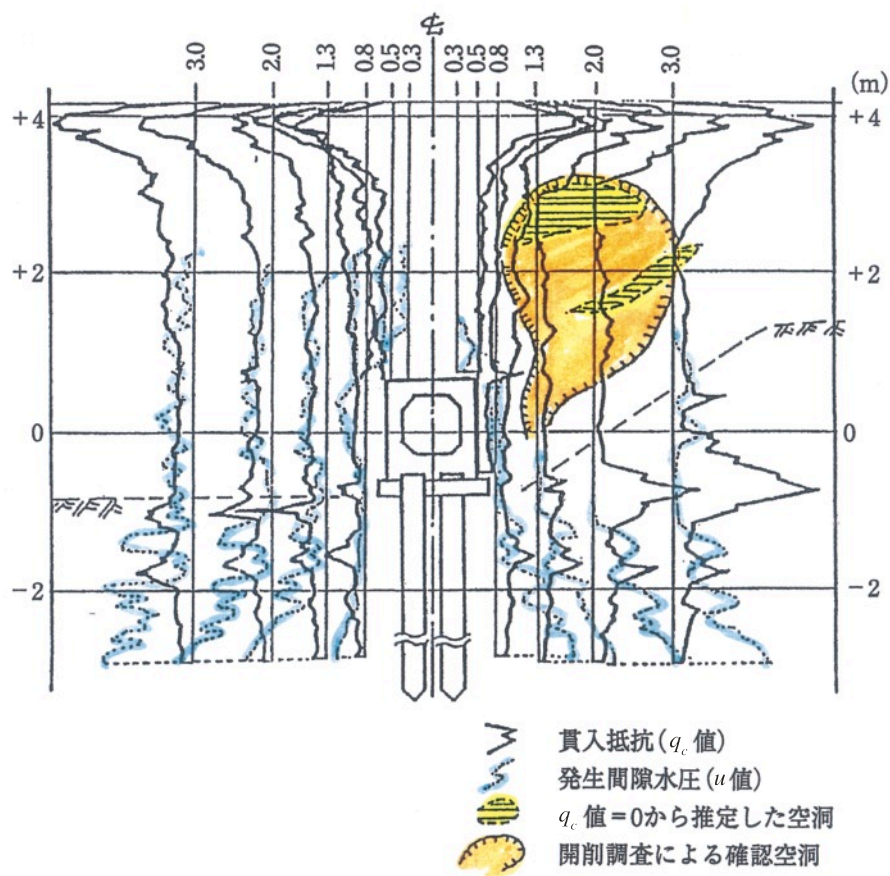


図 4.5.2-1 三成分コーンによる変状調査事例

(2) 外観調査の事例

外観調査は、堤防、樋門等構造物、護岸、取付水路及びその周辺に発生する変状や周辺の環境変化及び変状部の進行性、相互作用等について、直接、現場で現象を確認しながら調査するものである。

外観調査は、その後の変状分析、安全度評価等に重要なデータになることを考慮し、特に慎重な調査を行う必要がある。外観調査事例は、図 4.5.2-2 に示す。

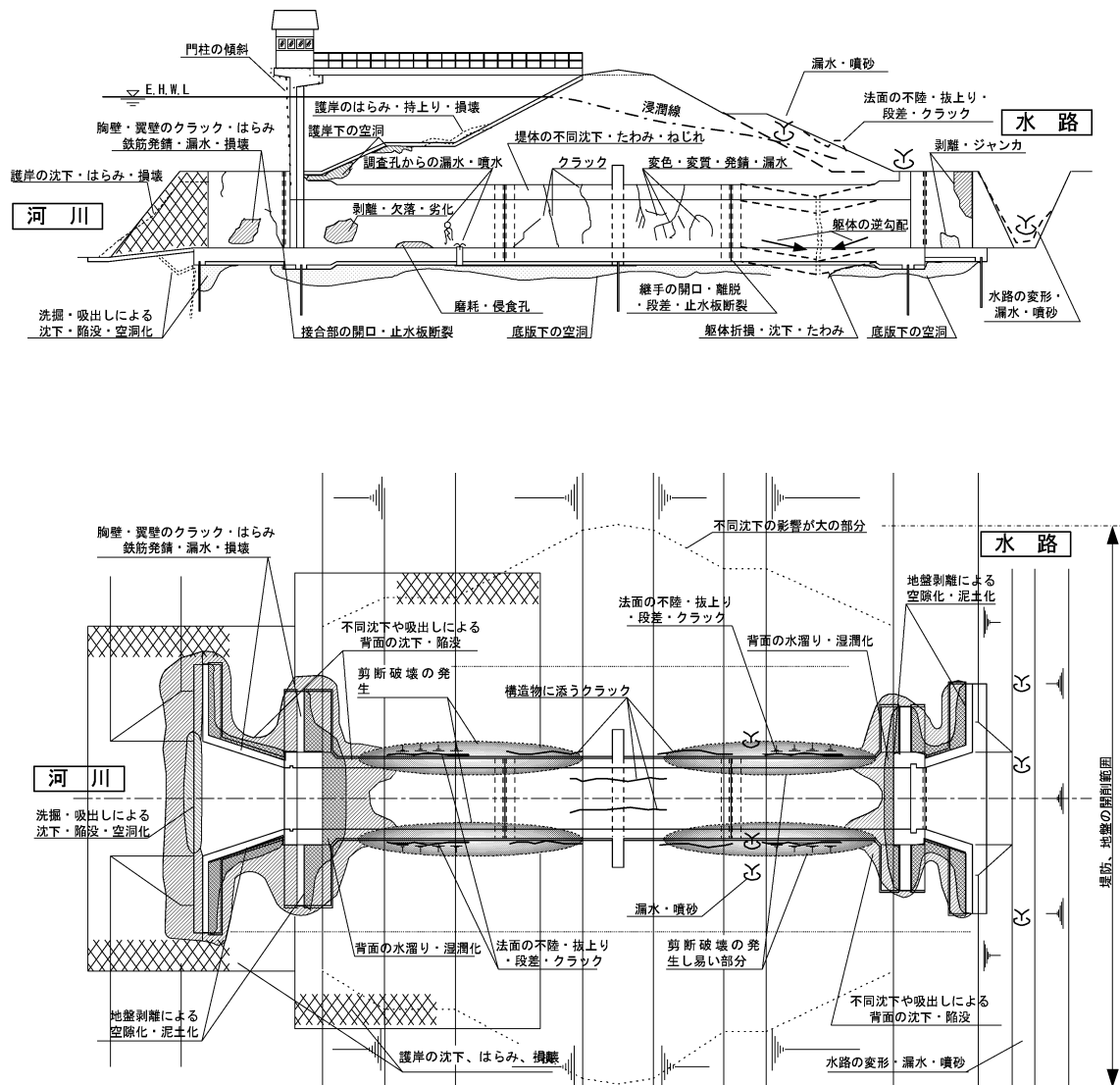


図 4.5.2-2 外観調査事例

(3) 連通試験の事例

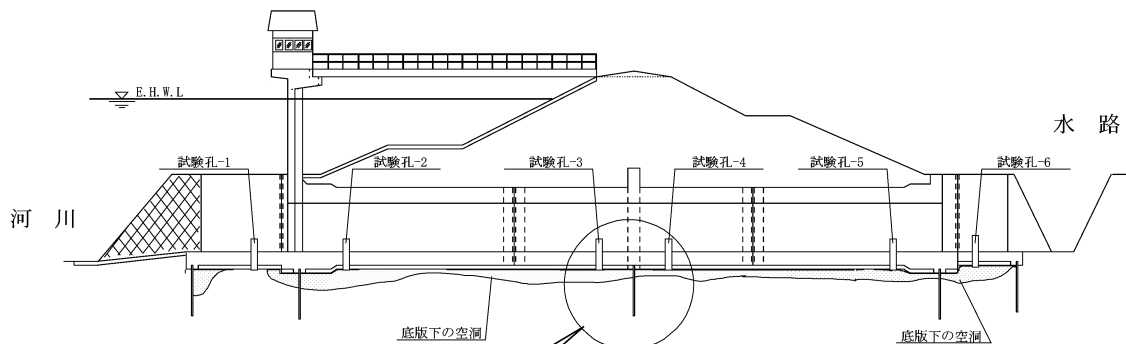
連通試験は、調査孔の利用、又は、実際に躯体の床版を削孔し、空洞の有無を確認すると共に、樋門構造物の遮水構造が機能している否かを確認する試験であり、試験概要は、図 4.5.2-3 に示す。また、手順は、次の通りである。

- 1) 構造物の躯体床版に、遮水矢板を挟むように試験孔を設置する
- 2) 試験孔を開削した際には、床版下の空洞の有無、広がり、床版下の地盤の状況等を把握する。
- 3) 各観測孔及び河川水位、背後の水路における初期水位を測定する。
- 4) 1 孔を注水孔とし、一定水位になる流量の注水を行い、一定時間（10 秒ピッチ）毎に注水量、注水孔及び他の観測孔の水位、水質状況等を測定する。
- 5) 注水孔を順次移動し、4) と同様に各観測孔の応答の測定を繰り返す。
- 6) 各観測孔の位置関係と水位上昇量、水位反応の時間差、注水量の大小、水質状況により構造物周辺の空洞の有無、分布状況（位置、範囲等）を推定する。

常時の水位が高かったり、内空断面が小さくて躯体内での試験実施が困難な場合は、躯体外壁に近接した位置で堤防上からボーリングを行い、試験孔を設置する。

連通試験は、水圧を堤体や構造物に負荷させる方法であるため、高水圧によって空洞を連続させたり、水みちを拡大させることのないように、試験手順や負荷水位の管理には十分な注意が必要である。

(1) 試験孔の配置例



(2) 試験データ概念図

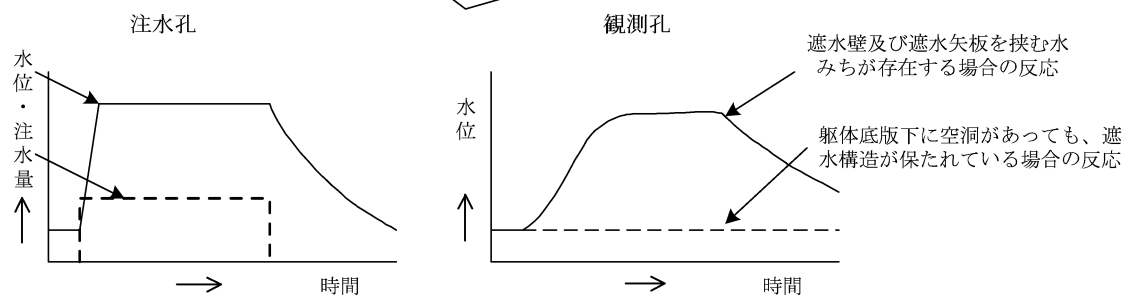


図 4.5.2-3 連通試験概要図

(4) グラウト注入調査の事例

グラウト注入調査は、地盤沈下や地震等によって発生した空洞、クラック、水みち等の規模、形状、分布、位置等を確認し、対策工検討の資料にするものである。

グラウト注入量のみで空洞等の規模をある程度推定することが可能であるが、開削によって注入の状況を確認することにより、ヘヤークラックのような微細な亀裂も確認できるため、地震後等の堤防の内部損傷を確認することに適している。

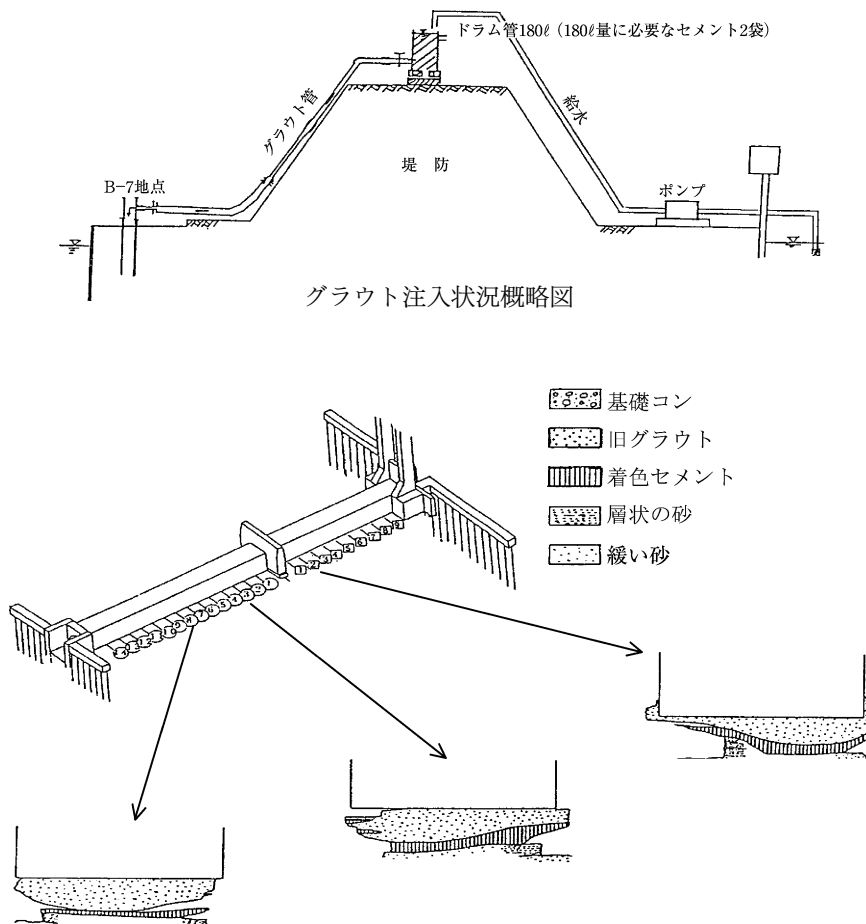
1) グラウト注入調査の手順

- ① 水位観測孔に観測管にT型ソケットを取り付け、頭部をキャップする。
- ② 着色セメントミルクを自然流下方式により、注入孔から樋門周辺に注入する。
- ③ 開削を行い、各断面毎のグラウト注入状況より、空洞の広がりを確認する。

2) グラウト注入調査結果

グラウト注入後の開削調査でグラウト充填状況を確認した事例を図 4.5.2-4 に示す。

過去に注入されたグラウトの下部に、新規に注入した着色セメントが充填され、漏水原因は、過去のグラウト後に沈下が進行して、2 次の空洞及び水みちが発生したことによるものと考察された。



第5章 漏水危険度評価法

5.1 概 説

漏水危険度評価（浸透に対する危険度、或いは、安全度の評価）は、堤防や樋門等構造物の新設、改築、維持補修、リスク管理等に当たり、危険箇所を抽出する、危険度レベルを把握する、解析計算により浸潤線、浸透水量、沈下量等の数値で危険度を判定すること等を行うものであり、評価対象は、一連区間、又は、特定の場所や施設になる。

前者の場合は、延長の長い一連区間の漏水危険度を評価して危険区間を絞り込むこと、抽出した危険区間や特定箇所の危険度レベルの評価を行うこと、或いは、調査や堤防強化の優先順位を決めることを目的とすることが多く、この場合には、一連区間や箇所別危険度レベルを同一の精度で効率的に評価することが重要であり、目的により評価法も異なってくる。

後者の特定区間や特定箇所の変状種別毎の現象解析を対象とする場合の危険度評価法は、一般的に第6章の数値解析による箇所別の危険度判定法が適用される。

(1) 評価対象

漏水危険度の評価対象としては、堤防一般部と、樋門等構造物に分けて考える必要があり、後者については、個々の施設を対象にした危険度の評価となる。

(2) 評価方法

漏水危険度評価の方法論からは、漏水等の要因分析に基づいて評価指標を抽出し、評価指標（評価要因）毎に重み付けをする、或いは、評価指標（評価要因）を組合せて評価するものが多いが、漏水やパイピングなど浸透に関わる個別の現象に対する危険度を評価する方法もある。

既往の危険度評価法の代表的な事例は、表 5.1-1 に示す通り、堤防一般部の危険度評価法については3つに分類しているが、手法に難易の別はあるものの、何れも過去の災害事例分析を基本としている点では変わらない。

(3) 樋門等構造物の評価方法

樋門等構造物については、構造物並びに周辺堤防の変状の形態、程度、進行性等を評価指標（評価要因）とした評価法が多数を占め、解析的に評価している事例は少ないが、今後は、新設、既設、或いは、基礎杭の有無に関わらず精密な FEM による不同沈下解析（ジョイント要素を考慮）等により変状程度と危険度を検証し、安全管理に役立てることが必要である。

(4) 成果の利用

堤防、或いは、樋門等構造物の危険度評価の成果は、堤防の危険度を詳細に評価すべき区間（箇所）や優先的に強化すべき区間（箇所）の抽出に利用することの他に、危険度が高いと評価された区間（箇所）については、出水時の要注意区間（箇所）として設定するなど、維持管理や堤防リスク管理にも積極的に活用していくことが必要である。

本章では、これらの危険度評価法の事例を踏まえ、一連区間の堤防や箇所別の危険度レベル評価を対象とする場合の評価法を解説するもので、後者の数値解析による物理量によって判定を行う現象別危険度評価法（第6章）に対して、危険度レベル判別評価法といえることができる。また、各々の方法は、要因（評価指標）の数や評価の精度が様々であるので、評価の目的やデータの質と量等を勘案し、必要に応じて既往の被災事例を基に適用性を検証するなどして、適切な方法を選定する、或いは、組合せて用いる必要がある。

表 5.1-1 既往の漏水危険度（浸透に対する危険度）評価法の事例

評価法の区分		評価者	適用河川	備 考
一般部の堤防	災害の実態を踏まえた評価法	中部地方建設局	木曽川、矢作川	
		近畿地方建設局	長良川、江戸川等	
	災害の機構を踏まえた評価法	河川局治水課	全国の直轄河川	河川堤防の浸透に対する概略点検について(平成8～9年)
	災害の統計的な要因分析に基づく評価法	北海道開発局	十勝川、石狩川	数量化理論Ⅱ類他
		東北地方建設局	阿武隈川	数量化理論Ⅱ類
		関東地方建設局	利根川	〃
構造物周辺の堤防	構造物の変状を踏まえた評価法	中部地方建設局		昭和62年
	堤体と構造物の変状を踏まえた評価法	北海道開発局		平成元年、3年
		河川局治水課	全国の直轄河川	応急対策事業の調査点検(平成5年)
		河川局治水課	全国の直轄河川	樋門等構造物周辺堤防点検要領(平成13年)

5.2 堤防一般部の漏水危険度評価法の事例

5.2.1 災害の実態を踏まえた評価法

(1) 木曽川・矢作川（中部地方建設局）における事例

木曽川及び矢作川では、計画高水位と堤内地盤高の差（比高）と堤防敷幅に着目し、これを両河川の漏水の実態と照合して漏水危険度を評価する方法を作成した。

即ち、図 5.2.1-1 に示すように、計画高水位と堤内地盤高の差 ΔH を縦軸に、堤防敷幅 L_2 を横軸に取り、浸透による災害の有無をプロットすると、災害が発生している領域（危険ゾーン）と発生していない領域（安全ゾーン）がある程度分離されるところから、同図を用いれば漏水危険度を判定できるとしたものである。

木曽川と矢作川では、危険ゾーンでの漏水発生率は概ね 50%、安全ゾーンでの漏水発生

率は5～16%となっており、このことから表5.2.1-1のような判断基準を示している。

計画高水位と堤内地盤高の差と堤防敷幅の関係は、平均動水勾配に準ずるものであり、工学的にも納得のいくものであるが、完成堤や大断面堤の区間が多い堤防整備の進んだ河川では、(計画高水位－堤内地盤高)と堤防敷幅の比($\Delta H/L_2$)にほとんど差がなくなるので、適用が難しくなるものと考えられる。

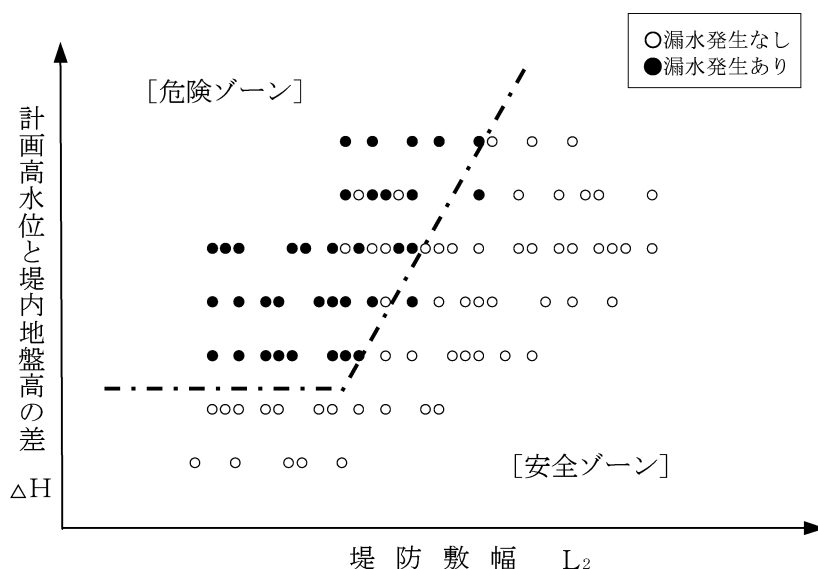


図 5.2.1-1 計画高水位と堤内地盤高の差、堤防敷幅の関係と災害の有無

表 5.2.1-1 木曽川・矢作川の漏水危険度の判断基準

危険度ランク	ゾーン	
A	安全ゾーン	
B	危険ゾーン	敷幅が定規断面以上
C		敷幅が定規断面以下

(2) 近畿地方建設局における事例

近畿地方建設局では、治水地形分類毎に河川の延長と漏水災害発生箇所を集計し、漏水発生比率を、

$$\text{漏水発生比率} = \frac{\text{漏水発生箇所数}}{\text{治水地形分類区分毎の河川延長}} \quad (\text{箇所数/km})$$

と定義し、治水地形分類毎に漏水発生比率を求め、漏水発生比率の高い治水地形分類の区間の堤防について、漏水危険度が高いと評価できるとしている。

この方法は、ケーススタディとして江戸川（関東地方建設局）及び長良川（中部地方建設局）にも適用されているが、堤防の漏水危険度の評価というよりは、漏水現象に対する治水地形、或いは、基礎地盤の関与度の分析という意味合いである。

これらの適用例では、旧河道、湿地並びに自然堤防において漏水発生比率が高くなっており、従来の知見を裏付けたものとなっている。

5.2.2 災害の原因・機構を踏まえた評価法

建設省河川局治水課は、平成8年～9年にかけて「河川堤防の浸透に対する概略点検について」（河川局治水課、平成8年10月、同9年1月）を作成し、全国の直轄河川の堤防（連続堤、周囲堤及び霞堤）を対象に、浸透に対する安全性の概略点検を実施し、既往のデータを整理した上で、浸透に対する安全性を図5.2.2-1に示す手順で概略的に評価（概略評価）するよう求めている。

「概略点検」という名称から読み取れるように、この点検は詳細な調査（ボーリング調査等）や詳細な安全性評価（数値解析に基づく評価）の対象となる堤防（区間）を抽出することを目的としたものであり、次の3項目に絞り込んで評価指標（評価要因）が選定されている。

- (1) 評価法そのものが全国（直轄河川）の堤防を簡便かつ同精度で評価できる。
- (2) 災害の原因並びに機構に対する技術的な知見を基に、全国の堤防でデータが整っている、或いは、類推がし易い。
- (3) 工学的に裏付けのあるもの。

また、安全性の概略評価法は、個々の指標（要因）をカテゴリーに分け、これを組合せることによって安全性をA、B、C、Dの4段階（Dの安全性が相対的に最も低い）で評価するという簡便な方法が採用されている。

特徴は、個々の要因を素因となるもの（耐力に関わる要因）と外力に関するものに分け、始めに、それぞれの中で、要因のカテゴリーを組合せてa、b、c、d（dが安定性を脅かす要因が非常に多い）の4ランクに区分し（土質条件による評価及び外力条件による評価）、次に、両者のランクを組合せることにより、概略評価ランク（A、B、C、D）を決定していることである。

即ち、数値解析に基づく危険度の評価と同様に、耐力と外力を比較するという構造物設計の基本的な思想が導入されており、そういう意味では、合理的な評価法と考えることができる。

評価の指標として重要な堤防の断面形状については、平均動水勾配として、外力条件による評価に内包されている。

図5.2.2-2は、「河川堤防の浸透に対する概略点検について」に基づいて評価された概略評価ランクの内訳であり、北海道開発局管内における内訳と全国集計では、相当傾向が異なっていることが判断できる。

なお、この評価法では浸透に関わる災害履歴を重視しており、履歴があれば、要因に基づく概略評価ランクの如何に関わらず、Dランク（安全性が相対的に最も低い）とすることが示されている。また、Dランク群については、

D₁：要因に基づく評価ランクがDにも関わらず、被災履歴がない。

D₂：要因に基づく評価ランクがDで、被災履歴がある。

D₃：要因に基づく評価ランクがD以外にも関わらず、被災履歴がある。
に区分することを求めている。

本法は、過去の浸透による災害を基にした評価法の検証といえるもので、D₂とした区間の比率が大きければ（安全側をみればD₁を含める）評価法の妥当性が高いことになるが、図5.2.2-2を見る限りでは、必ずしも期待に沿うような結果は得られていない。

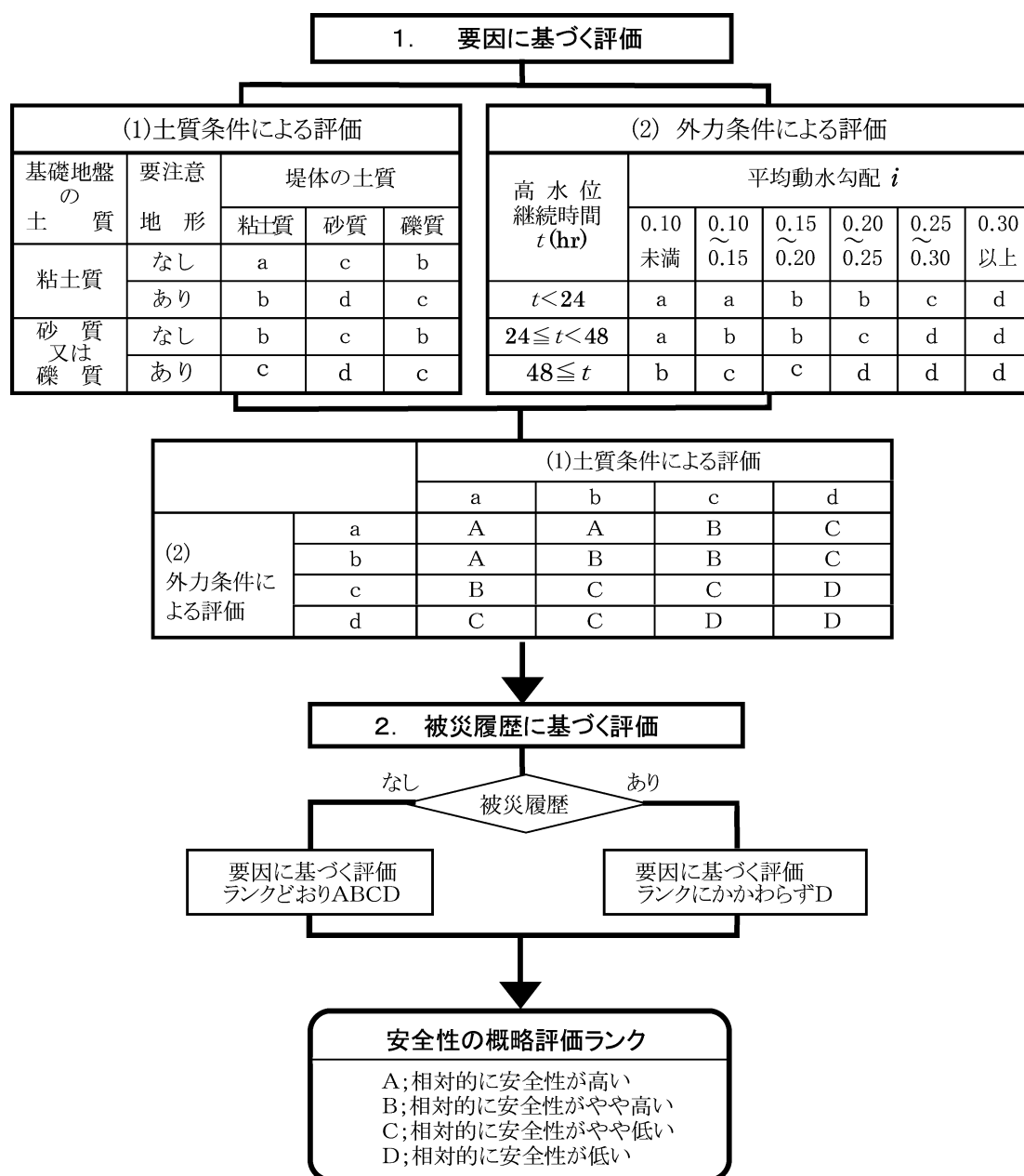
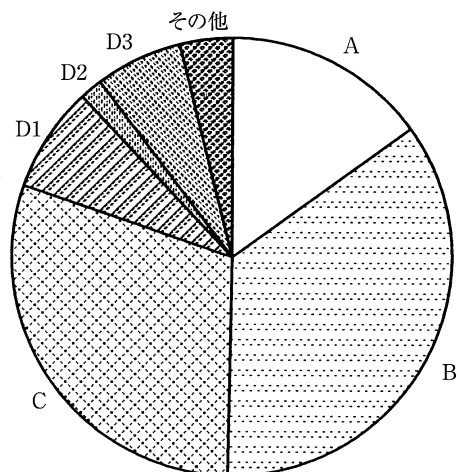
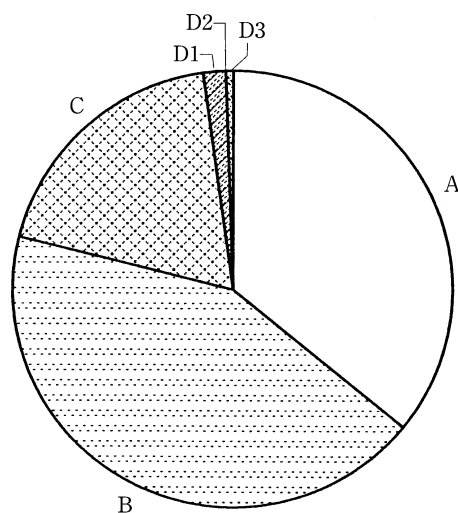


図 5.2.2-1 浸透に対する安全性の概略評価手法



a) 全国（点検対象堤防延長 9,928.67 km）



b) 北海道開発局管内（点検対象堤防延長 1,899.89 km）

- A：相対的に安全性が高い
 B：相対的に安全性がやや高い
 C：相対的に安全性がやや低い
 D₁：要因に基づく評価ランクが D にも関わらず、被災履歴がない。
 D₂：要因に基づく評価ランクが D で、被災履歴がある。
 D₃：要因に基づく評価ランクが D 以外にも関わらず、被災履歴がある。

図 5.2.2-2 浸透に対する堤防の概略点検結果

5.2.3 災害の統計的な要因分析を基にした評価法

(1) 十勝川（北海道開発局）における事例

十勝川水系では、1) 社会的条件、2) 堤防の断面形状、3) 旧河道の有無、4) 水理地質条件、5) 地形条件を評価指標（評価要因）とし、評価点を与えて漏水危険度を判定する方法を作成した。

指標とする5項目のカテゴリー区分とそれぞれの評価点は、表5.2.3-1に示した通り、評価項目や評価点の設定には、統計的な要因分析法が導入されている。

漏水危険度の評価は、指標（要因）毎の評価点の全てを掛け合わせるにより総合点を算出し、これを同表に併記した判断基準に照合して、A、B、C、D（Aが漏水危険度が最も高く、調査対策が急がれる）の4段階の評価を行うものであり、評価された漏水危険度結果を図5.2.3-1及び表5.2.3-2に示した。

なお、この評価法では、評価指標（評価要因）の一つとして社会的条件（土地利用）を取り上げている。しかし、その根拠については明らかではないが、整備の優先順位といったことを念頭に置いていることが考えられる。

表 5.2.3-1 十勝川水系における漏水危険度評価法

I) 社会的条件に関する評価	① 市街地	4 点
	② 住宅地・工場等	3 点
	③ 水田・畑地等の耕作地及び牧草地等	2 点
	④ 林野・荒地等	1 点
II) 堤防の断面形状に関する評価	① 堤防なし	3 点
	② 堤防断面形(B)タイプ(天端巾5.5m、法勾配 1:2)	2 点
	③ 堤防断面形(A)タイプ(天端巾7.0m、法勾配 1:2)	1 点
III) 旧河道に関する評価	① 旧河道あり	2 点
	② 旧河道なし	1 点
IV) 水理地質条件に関する評価	① 沖積層	2 点
	② 段丘堆積層	1 点
V) 地形条件に関する評価	① 計画高水位と堤内地地盤高の差 - 2 m以下	4 点
	② " - 2 m ~ - 1 m	3 点
	③ " - 1 m ~ 0 m	2 点
	④ " 0 m ~ + 1 m	1 点
	⑤ " + 1 m以上	0 点

[漏水危険度の判定基準]

総合点評価	ランク記号	漏 水 危 険 度
60点以上	A	漏水の危険が最も大きく、調査対策が急がれる
30点～60点	B	漏水の危険性があり、調査が急がれる
1点～30点	C	漏水の危険性があり、調査が必要
0点	D	漏水の危険性なし

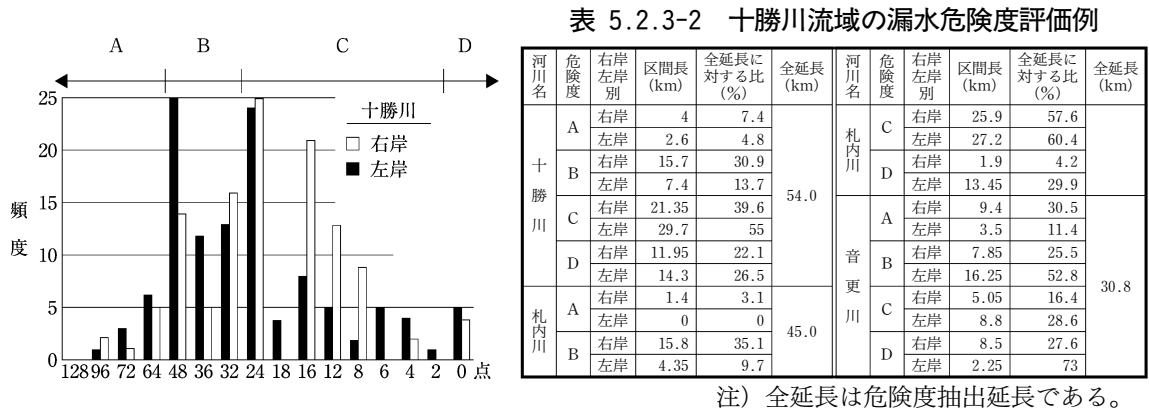


図 5.2.3-1 十勝川総合評価点の頻度分布

(2) 石狩川（北海道開発局）における事例

石狩川では、数量化理論に基づく漏水危険度評価法が適用されており、同様の手法は阿武隈川や利根川等でも試みられている。

石狩川を対象とした数量化理論に基づく漏水危険度評価法の詳細については、別添の資料集に示した通りであるが、その基本的な流れを図 5.2.3-2 に示す。

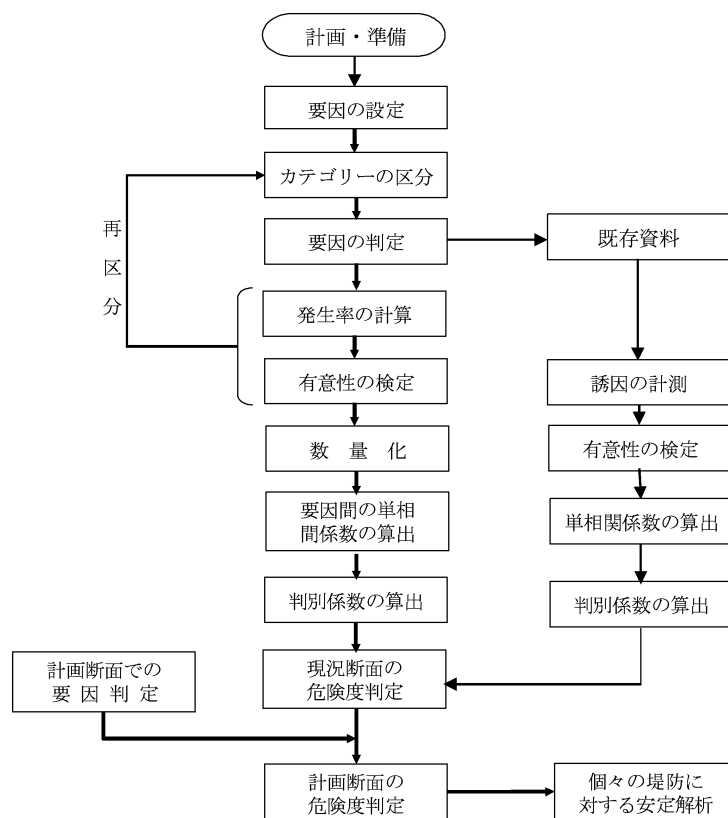


図 5.2.3-2 数量化理論による漏水危険度評価の流れ

石狩川における数量化理論適用に当たっての考え方や評価概要及び他河川との比較は、以下の通りである。

- ① 災害要因は、漏水に関係すると考えられる諸条件（地形条件、土質条件、透水係数等）から設定し、諸条件の判別や区分（カテゴリー区分）は、クラスター分析を用いている。
- ② 実際に漏水が発生した箇所、発生しなかった箇所の条件を当てはめて相関を求め、優位性等の検討を経て災害の主要因を抽出する。
- ③ 主要因に関する重みづけ式の係数（判別係数）を算出し、これに基づいて漏水危険度を判別する。

以上のことは、災害形態（漏水、法すべり等）毎に整理できるので、単に漏水危険度の評価だけではなく、災害形態を想定した評価が可能である。

表 5.2.3-3 は、石狩川並びに阿武隈川のそれぞれで抽出された災害形態毎の主要因を整理したものである。

両者を比較すると、同一の災害形態に対し、石狩川では、堤防形状や土質条件等を中心に主要因が抽出されているのに対し、阿武隈川では、主として外力条件に関わる要因が抽出されていることが判る。

このような差異は、河川特性や災害特性によることその他、要因の設定段階でのデータの整理の方法やそれぞれの河川における堤防整備の進捗状況が関連するものと考えられる。

なお、既に述べたように、数量化理論Ⅱ類を用いた漏水発生の予測は、利根川においても試みられており、そこでは漏水の危険性が高い堤防条件として、

- ① 堤防敷幅が 60 m 以下
- ② 被覆粘土層の層厚が 2 m 以下
- ③ 砂質土の層厚が 3 ～ 4 m
- ④ 軟弱粘性土の層厚が 10 m 以上
- ⑤ 河道湾曲部の外岸部及び漸拡部
- ⑥ 地形が旧河道、或いは、旧湿地

を掲げている。

石狩川においては、数量化理論Ⅱ類による漏水危険度評価法を更に発展させ、漏水量や浸潤面の裏法尻への到達時間についても判定基準を導入し、災害形態別の対策工の要否判定や対策工の選定にも活用範囲を広げている。

なお、数量化理論を用いた河川堤防の危険度評価法としては、非集計ロジットモデルに基づく方法も提案されている（宇野・森杉・杉井・中野；被災事例に基づく河川堤防の安定性評価、土木学会論文集第 400 号／Ⅲ-10、1988）。

表 5.2.3-3 石狩川及び阿武隈川における災害形態別の主要因の比較

災害の形態	種 別	石狩川水系 (設定要因数：26)	阿武隈川 (設定要因数：20)
漏 水	堤体、基礎地盤に関 わる要因	①透水層の層厚 ②難透水層の層厚 ③基盤の透水係数 ④高水位面での堤高 ⑤高水位面での堤体幅 ⑦堤体の土質 ⑧堤体の透水係数	①高水敷幅 ②地形分類
	外力に関わる要因		③警戒水位継続時間 ④水頭勾配 ⑤動水勾配
	その他の要因	⑥護岸構造物	
表 法 崩 れ	堤体、基礎地盤に関 わる要因	①法高 ②法勾配 ③堤体土質	
	外力に関わる要因		①最高水位－高水敷幅 ②総降雨量 ③警戒水位継続時間 ④最高水位 ⑤最高水位－計画高水位
	その他の要因		
裏 法 崩 れ	堤体、基礎地盤に関 わる要因	①法高 ②法勾配 ③堤体土質 ④均等係数	①法勾配
	外力に関わる要因	⑤滞水時間	③警戒水位継続時間 ④水頭勾配 ⑤動水勾配
	その他の要因		②堤内地土地利用

5.3 樋門等構造物の漏水危険度評価法の事例

樋門等構造物の漏水危険度については、昭和 62 年の中部地建におけるクラック等の構造物の劣化の程度を基にした評価法や、平成 5 年の建設省河川局の応急対策事業における判定法がある。

北海道開発局では、昭和 56 年洪水の災害箇所 13 箇所と改築予定箇所 1 箇所の計 14 箇所における開削調査及び約 100 箇所の詳細調査結果を基に、土質分布、沈下、オランダ式コーン貫入試験測定値、間隙比、透水係数（漏水調査レベル 1～3）に基づく評価法を作成した（平成元年）。

また、平成 3 年には、樋門等構造物の損傷実態調査結果を踏まえて本法を発展させ、応力的変状や材質的な劣化、堤防や護岸の評価、損傷度、進行性等を組合せた損傷度に基づく評価法を作成している。

これらの評価法は、何れもランク分けを基本とした漏水危険度評価法である。

これに対して、平成 13 年に河川局治水課が作成した「樋門等構造物周辺堤防点検要領」では、同じく構造物とその周辺の堤防の変状を整理することを基本とするものの、具体的な危険度判定基準というべきものは、示されていない。

5.3.1 中部地方建設局における事例

中部地方建設局では、昭和 62 年に樋門・樋管に対する危険度評価法として表 5.3.1-1、5.3.1-2 に示すような判定基準を作成している。評価の指標（要因）は、構造物自体に限られており、周辺堤防の漏水危険度評価というよりは、構造物の補修時期や補修のレベルを判断するための指標として作成したものと考えられる。

表 5.3.1-1 構造物劣化基準による危険度評価法（中部地建）

評価システムフロー		工種毎の点検方法（樋門、樋管）			
点検(劣化)項目の危険度ランク	劣化の内容の危険度ランク	点検項目	点検箇所	点検方法	備考
表現法 A、B、C……	表現法 aa、a、b、c、d	① クラック	函渠・翼壁・胸壁 門柱・水叩き	長さ(cm) 幅(mm)	
		② 角欠き剥離	①と同じ	深さ(cm)・大きさ(cm ²) 露出鉄筋の有無	
		③ 部材裏面の風化	①と同じ	発生箇所数 大きさ(最大のもの)	
		④ 腐食	①と同じ	③と同じ	
		⑤ 護岸とのズレ	護岸との接合部	ズレ及び開き	
		⑥ 翼壁と函渠とのズレ	翼壁と函渠との接合部	⑤と同じ	
		⑦ 函渠と函渠とのズレ	函渠	目地部のズレ・開き	
		⑧ 門柱の傾き	門柱	傾きの有無のチェック	
		⑨ 函渠直上部の段差	直上部の盛土及び護岸	段差高	
		⑩ 函渠に沿う漏水	函渠周辺	漏水痕跡のチェック	
		⑪ ゲートの腐食	ゲート	腐食及び破損の有無	

表 5.3.1-2 樋門・樋管の安全度判定基準表（案、中部地建）

種類 区分	劣化の 種 類	劣 化 の 内 容		劣 化 の 判 定 基 準					備 考
				a a	a	b	c	d	
A	⑥⑦ 翼函渠と函渠とのズレ	i 開 き		10cm以上で土砂流出	7.5～10cm	5～7.5cm	2.5～5.0cm	2.5cm未満	部材厚、止水板長を目安
		ii 水平変位		a ランクでクラック等あり。杭基礎1cm以上	35cm以上	10～35cm	5～10cm	5cm以下	
		iii 鉛直変位		20cm以上でクラック、開きなどの劣化あり	20～15cm	15～10cm	10～5cm	5cm未満	構造物の許容沈下量
	⑧ 門傾柱の斜	iv 断面方向の変位	S R	a ランク以上の変位で⑩の変化が激しい	1.5～1.0cm 1.0～0.75cm	1.0～0.5cm 0.75～0.5cm	0.5～0.25cm 0.5～0.25cm	0.25cm未満 0.25cm未満	ゲートとの余裕幅を目安
B	① クラック	i クラック幅		a ランク以上で錆汁が出ている	0.8～0.6mm	0.6～0.4mm	0.4～0.2mm	0.2mm以下	許容クラック幅
		ii クラック長さ		a ランク以上で錆汁が出ている	部材全体に渡っている	部材の2/3以上の範囲	部材の1/2以上の範囲	部材の1/2以下	応力的な定性判断
		iii クラック状況		a ランク以上で錆汁が出ている	亀甲状のものが多く崩落寸前	亀甲状	縦 横	一方方向のみ	一般的な定性判断
	②③ 角部欠材・侵食・剥離	iv コンクリート応力上昇度数		a ランクで錆汁の出ている状態	応力上昇度数81以上	応力上昇度数51～80	応力上昇度数21～50	応力上昇度数20未満	仮定条件による応力計算
		v 鉄筋応力上昇度数		a ランクで錆汁の出ている状態	応力上昇度数61以上	応力上昇度数41～60	応力上昇度数21～40	応力上昇度数20未満	仮定条件による応力計算
	⑩ ゲートの劣化	vi 破損状況		a ランクで門柱の変位がある	多くあり貫通している	あり貫通なし	少々あり	なし	定性判断
		vii 腐食状況			50%以上	50～20%	20%以下	多少あり	

劣化項目④腐食（錆汁）は基準値の付帯項目とする。

5.3.2 応急対策事業における調査点検

建設省河川局治水課では、応急対策事業の調査点検（平成5年）において、構造物周辺の漏水危険度について、表5.3.2-1に示す判定基準を提示した。

そこでは、応急対策を

B：構造物周辺の不同沈下に起因した堤体の空洞化対策

C：小口径断面樋管の管体にクラック等がある場合の空洞化対策

D：浸透路長確保の浸透対策

に分け、それぞれについて調査の項目と判定基準が示されており、評価の指標（要因）として、構造物そのものの変状の他に、堤体の変状（拔上りやクラック等）の種類と程度を取り入れている。

判定は、個々の指標（要因）についてA、B、C（Aが最も危険）の3段階で実施するものとしているが、総合的な判定に曖昧さが残されている。

5.3.3 北海道開発局の漏水危険度診断法

北海道開発局では、平成元年に構造物周辺の漏水診断基準による判定法を作成し、その後、平成3年に損傷度評価を取り入れた評価手法を提案している。

なお、前者を調査レベルを考慮した危険度診断法、後者を構造物の損傷度ランクによる危険度評価法と呼ぶことにし、それぞれの評価法について解説する。

(1) 調査レベルを考慮した漏水危険度診断法

1) 基本的な考え方

「漏水対策工設計施工指針（案）」では、樋門等構造物と周辺堤防について、変状の進行程度を踏まえて系統的に漏水実態調査を行うことにしており、調査の目的等に応じて調査のレベルは、図5.3.3-1の通り設定している。

それぞれの調査レベルでは、調査の内容に応じた評価基準を設定し、レベル1から段階的に漏水危険度の診断を行うこととしている。

各レベルの漏水診断のための調査は、表5.3.3-1に示す比較的簡易な方法の適用を基本としており、調査や危険度診断の効率化を図っている。

なお、レベル4の調査は、漏水原因を明らかにするための開削調査であり、ここでの危険度診断法からは除外する。

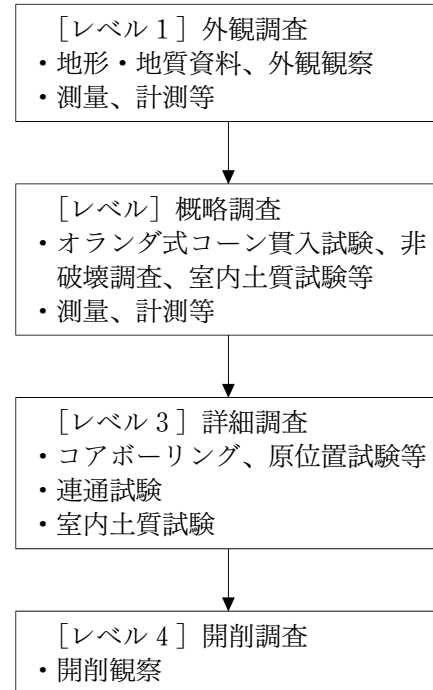


図 5.3.3-1 漏水調査レベル

表 5.3.3-1 漏水診断調査方法

調 査 レベル	調 査 方 法	診 断 内 容
1	① 地形・地質資料収集整理 ② 外観観察（堤防表面、函体）	① 漏水を発生させ易い河川微地形の有無 ② 基礎地盤の土質、層厚 ③ 不同沈下量 ④ 函渠の形状
2	① オランダ式コーン貫入試験 ② サンプリング、室内土質試験	① 函渠側面における q_c 値の低下状況 ② 函渠側面における室内土質試験値（物理試験値）の変化
3	① コアボーリング ② 現場透水試験	① 堤防土層、特に、函体側面の土質構成 ② 函渠側面における透水性の変化

2) 診断方法及び診断基準

① レベル1の危険度診断法

レベル1の評価は、既存の地形・地質資料等の資料による評価と、現地における外観観察や簡単な測量・測定による評価を行うこととしている。

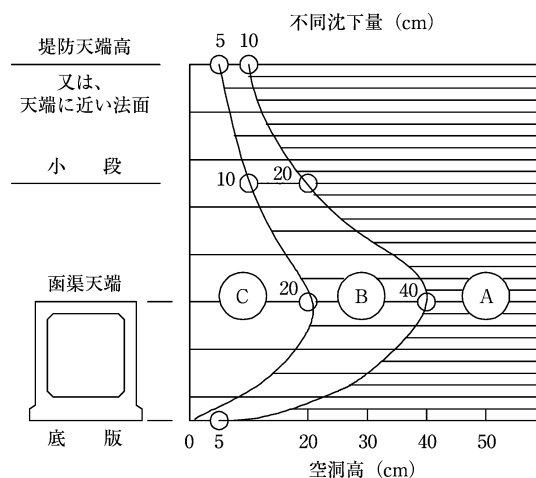
a. 資料による評価

基礎地盤の土質や軟弱層厚は、漏水発生に関わる変状と密接な関係があり、また、構造物に接して河川微地形が分布している場合には、漏水の発生を助長する可能性もあるとの判断から、表5.3.3-2に基づいて危険度を診断する。

危険度診断の手順は、図5.3.3-3に示す通り、最終的には簡易式により不同沈下量を算定し、図5.3.3-2に基づく評価の結果と組合せて、現地調査が必要な箇所を抽出する。

表 5.3.3-2 地形・地質資料による評価

基礎地盤		河川微地形	$D \geq 15\text{m}$	$5 \leq D < 15\text{m}$	$D < 5\text{m}$
泥炭層	あり	あり	A	A	A
		なし	A	A	B
	なし	あり	A	A	B
		なし	A	B	C



- ①：天端付近、法面中段でそれぞれ10cm以上、20cm以上の不同沈下あり。漏水の発生に関わる変状顕著。
- ②：天端、法面中段でそれぞれ5～10cm、10～20cmの不同沈下あり。漏水の発生に関わる変状あり。
- ③：天端、法面中段でそれぞれ不同沈下は5cm、10cm以下。漏水に関わる変状発生程度は軽い。

図 5.3.3-2 不同沈下量による評価

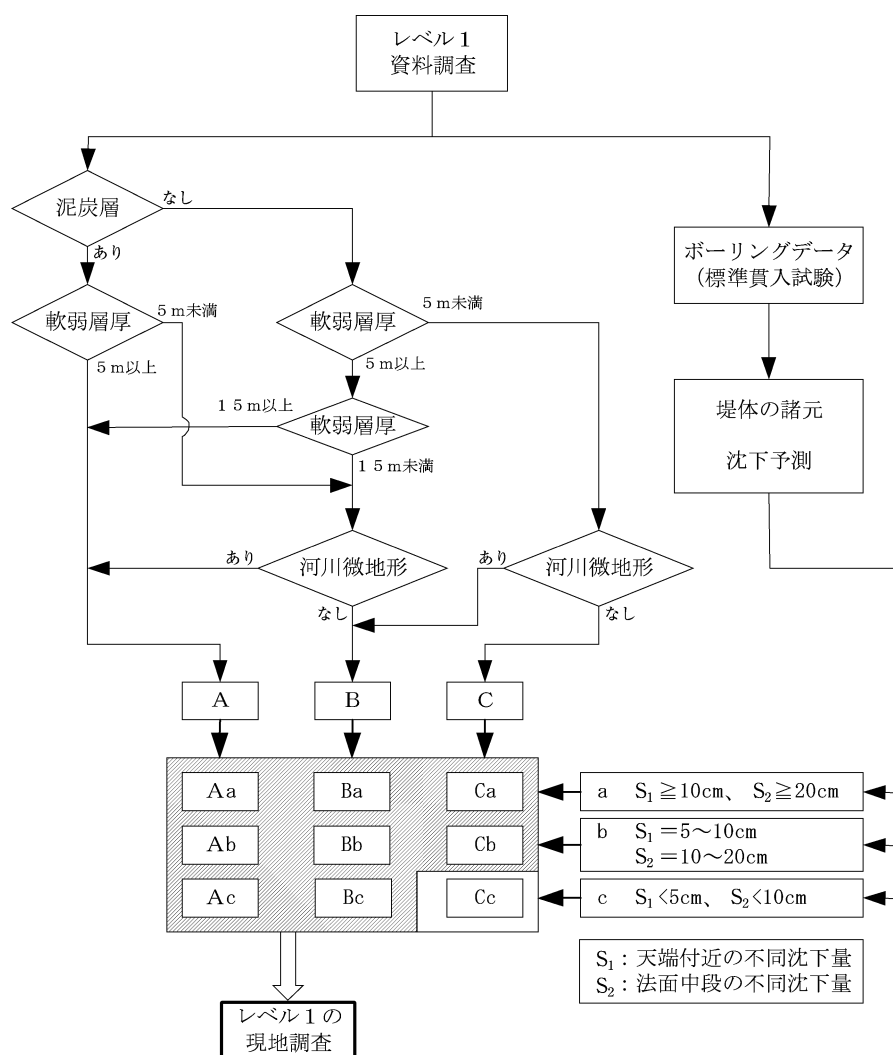


図 5.3.3-3 レベル1（資料調査）の評価フローチャート

b. レベル1（現地調査）の危険度診断法

資料に基づく評価によりA、或いは、Bと評価された箇所については、堤防表面における不同沈下や土の吸出しに伴う陥没や沈下と共に、構造物本体（函渠）における開口クラック、継手の開きに伴う止水板の損傷、函渠と翼壁の接合部の開口等について調査を実施する。

評価の方法は、始めに、堤防表面の不同沈下量について図5.3.3-4に示すようにA、B、Cの3段階で評価する。この際、土の吸出しに伴う翼壁等の背後の陥没などが顕著であればランクを上げる。

次に、構造物の評価を漏水の発生に関わるような開口性の変状の有無を指標に、同図に基づいてa、b、cの3段階にランク分けし、両者を組合せてレベル1と評価し、構造物函体の変状の有無に関わらず、A及びBと判定された箇所については、レベル2の調査を実施する。

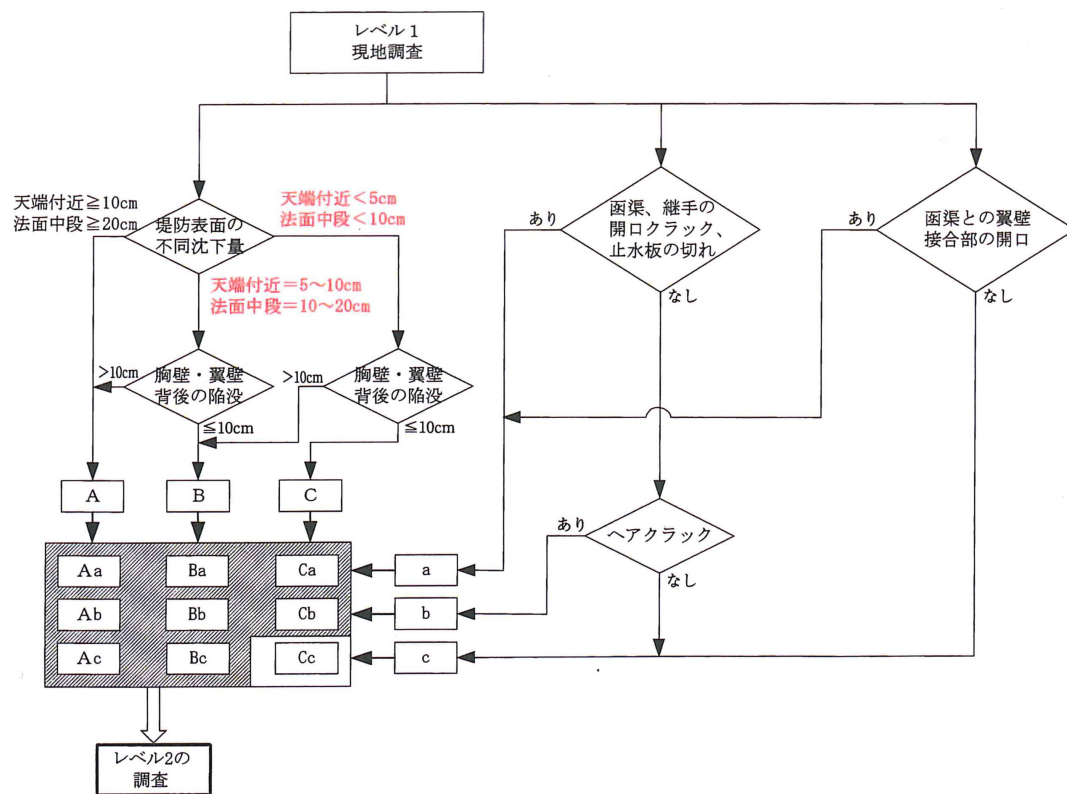


図 5.3.3-4 レベル1（現地調査）の評価フローチャート

② レベル2の危険度診断法

レベル2の段階における危険度診断の手順は、図5.3.3-5に示す通り、オランダ式コーン貫入試験から得られた q_c 値による評価と、土質試験によって得られた間隙比による評価の結果を組合せることにより、危険度を診断する。

表5.3.3-3、表5.3.3-4は、それぞれの評価の基準となる数値で、何れも樋門等構造物の既往の調査結果に基づいて設定された値である。

前者の礫質土を対象とした評価は、データが少ないことや測定個所によるバラツキが大きいため、函体側面付近で著しい q_c 値の低下域が発生しているか否かによって評価する。

後者は、間隙比が10～20%上昇するような変状があった場合、クラックやゆるみ等が発達し、透水性が飛躍的に上昇することが想定されるためである。

以上がレベル2における危険度評価であるが、ここで次レベルの調査が必要と判定された個所については、レベル3の調査に移行する。

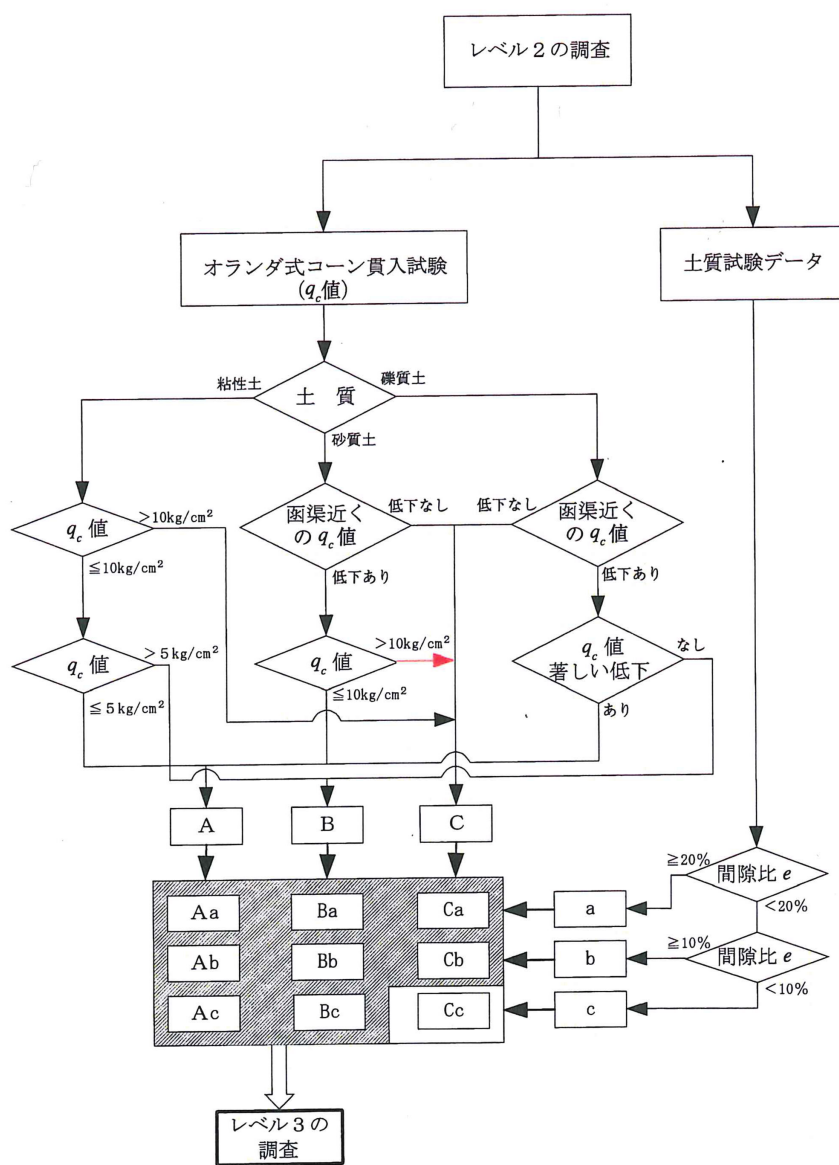


図 5.3.3-5 レベル2の評価フローチャート

表 5.3.3-3 オランダ式コーン貫入試験による評価

(最低 q_c 値による)

土 質 \ 評 価	A	B	C
粘性土	5 kgf/cm ² 以下	10kgf/cm ² 以下	10kgf/cm ² 以下
砂質土	10kgf/cm ² 以下	q_c 値低下あり	q_c 値低下なし
礫質土	q_c 値著しい低下あり	q_c 値低下あり	q_c 値低下なし

A : 漏水の発生に関する変状顕著
 B : " 変状あり
 C : " 変状軽い

表 5.3.3-4 土質試験による評価

(函渠周囲の土層における間隙比の増加率)

項 目 \ 評 価	a	b	c
間隙比	増加率 20%以上	増加率 20~10%	増加率 10%未満

③ レベル 3 の危険度診断法

レベル 3 の段階における評価は、構造物周辺の変状により土質特性、透水性について、堤防本来の機能が損われているか否かを直接確認して評価するもので、適用する調査はコアボーリング及び現場透水試験である。

評価の直接的な指標は透水係数であるが、堤体材料の透水性からみた適否、現況の対策工事における改良目標値、変状発生個所における透水係数の測定値を総合的に勘案し、表 5.3.3-5 に示す数値を基準として評価する。

最終的には、このレベル 3 での診断結果に加え、採取されたコアの観察結果などを考慮し、またレベル 1、2 の診断の経過を勘案して、対策工の必要性について検討する。

表 5.3.3-5 透水係数 k の評価の基準

評 価	透水係数 (cm/sec)
A	$k > 1.00 \times 10^{-2}$
B	$1.00 \times 10^{-2} > k \geq 1.00 \times 10^{-3}$
C	$1.00 \times 10^{-3} > k$

(2) 構造物の損傷度ランクによる危険度評価法

1) 構造的変状による評価

表 5.3.3-6 に基づき、函渠等に生じたクラックの状態及び函渠の折れ曲がりや段差の状況を判定し、図 5.3.3-6 の手順で変状の程度を a ～ c の 3 段階で評価する。

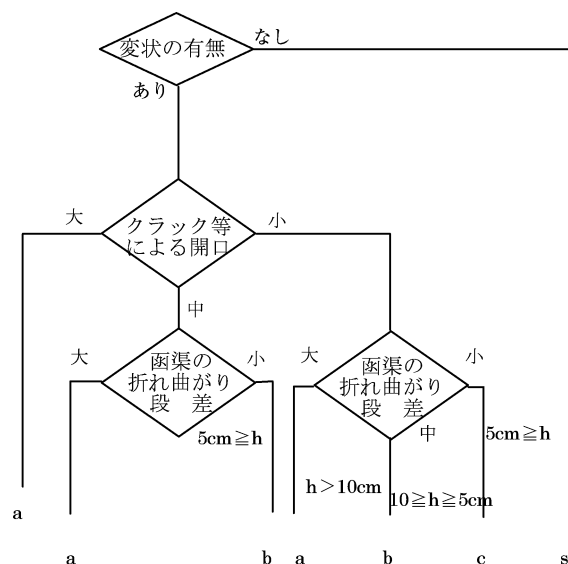


図 5.3.3-6 構造的（応力的）変状の評価

表 5.3.3-6 クラック等による開口の判定基準

判定	基 準（何れかの条件を満たすものとする。）
大	・ 食い違い・圧密が明らかなクラックが見られる。 ・ 開口 5 mm 程のクラック、又は、50mm 超の継ぎ目の開きが見られる。 ・ 開口 2 mm 超 5 mm 以下のクラック、又は、20mm 超 50mm 以下の継ぎ目の開きが、5 箇所以上見られる。 ・ 吹き出るような湧水を伴うクラック・継ぎ目が見られる。 ・ 流れている湧水を伴うクラック・継ぎ目が 5 箇所以上見られる。
中	・ 開口 2 mm 超 5 mm 以下のクラック、又は、20mm 超 50mm 以下の継ぎ目の開きが見られる。 ・ 2 mm 以下の開口クラック、又は、5 mm 超 20mm 以下の継ぎ目の開きが 5 箇所以上見られる。 ・ ヘアクラックが 10 箇所以上見られる。 ・ 流れている湧水を伴うクラック・継ぎ目が見られる。 ・ にじんでいる湧水又は、湧水痕跡を伴うクラック・継ぎ目が複数見られる。 ・ 以上の内で大に入らないもの。
小	・ 上記以外（無を含む）

2) 材質的劣化による評価

表 5.3.3-7 に基づき、函渠等に生じたコンクリート等の劣化の程度と漏水発生への影響を勘案し、図 5.3.3-7 の手順で変状の程度を a ～ c の 3 段階で評価する。

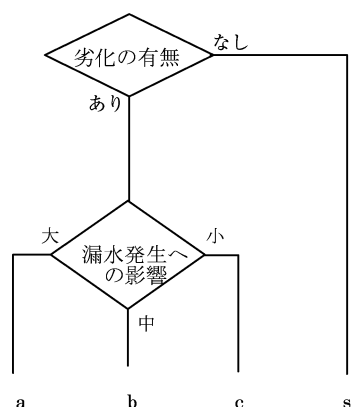


図 5.3.3-7 材質的劣化の評価

表 5.3.3-7 材料劣化による漏水発生への影響の判定基準

判定	基 準（何れかの条件を満たすものとする。）
大	・ 構造物コンクリート背面に達する様な穴がある。 ・ 吹き出るような湧水を伴う穴がある。 ・ 流れ出ている湧水を伴う穴が 5 箇所以上ある。 ・ 鉄筋が露出している。 ・ 鉄筋の錆汁が著しい。 ・ 構造物の強度を損なうような著しい品質低下やジャンカがある。
中	・ 鉄筋は露出していないが目立った穴がある。 ・ 流れているような湧水を伴う穴がある。 ・ にじんでいる湧水を伴う穴が複数ある。 ・ 鉄筋の錆汁が見られる。 ・ ジャンカが目立つ。 ・ 以上の内で大に入らないもの
小	・ 上記以外

3) 堤体及び護岸の変状の有無や程度による評価

堤体及び護岸について、図 5.3.3-8 及び図 5.3.3-9 の手順で 1～4 の 4 段階で変状の有無や程度を評価した上で、表 5.3.3-8 に基づき、最終的に堤体を a～c の 3 段階で評価する。

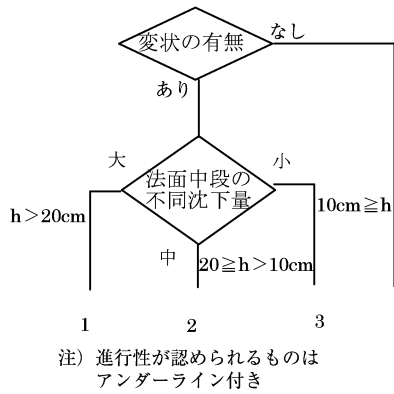


図 5.3.3-8 堤防の評価

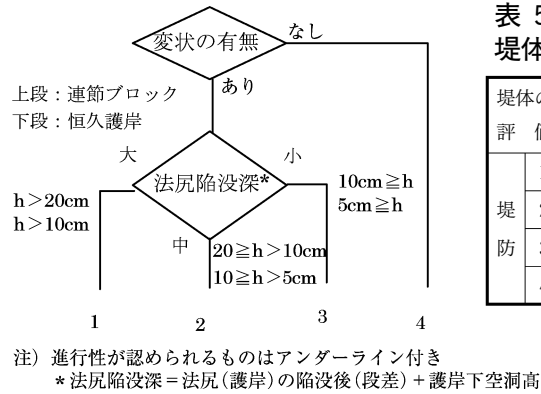


図 5.3.3-9 護岸の評価

表 5.3.3-8
堤体評価の組合せ

堤体の 評価	護 岸			
	1	2	3	4
堤 防	1	a	a	a
	2	a	b	b
	3	a	b	c
	4	a	b	s

4) 損傷度の評価

1)～3) の評価の結果に基づき、図 5.3.3-10 に示す手順で損傷度を評価し、A、B、C、D の 4 段階にランク分けする。

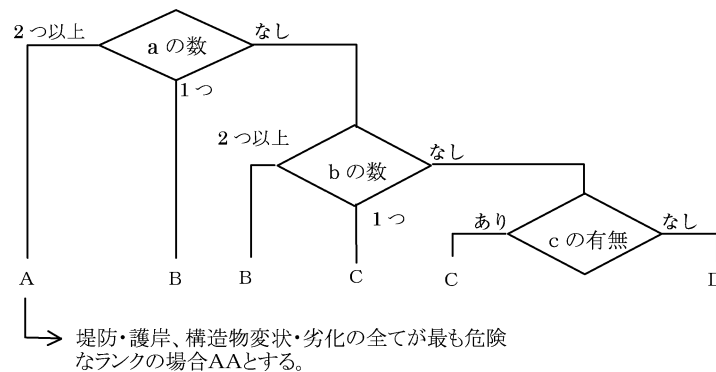


図 5.3.3-10 損傷度の評価

5) 浸透路長の評価

浸透路長を

$$\text{函渠長 (L)} \times 100 / \text{堤防敷幅 (W)} [\%]$$

で評価し、 $L/W < 80\%$ を a、 $80\% \leq L/W < 90\%$ を b、 $90\% \leq L/W$ を c とする。

6) 対策優先度の評価

図 5.3.3-11 に基づき、構造物とその周辺の変状の進行性を a～c の 3 段階で評価すると共に、これを浸透路長による評価の結果と組合せ、表 5.3.3-9 によって対策の優先度を 1～9 の 9 段階で評価する。

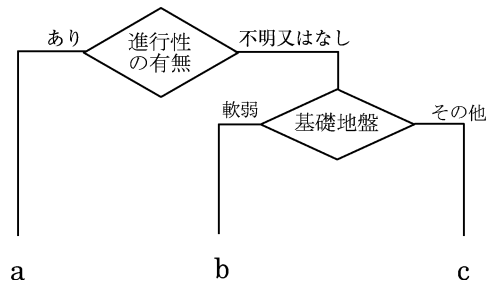


表 5.3.3-9 対策優先度評価

対策優先度		進行性		
		a	b	c
浸透路長	a	1	4	7
	b	2	5	8
	c	3	6	9

図 5.3.3-11 変状の進行性の評価

7) 総合評価

4) の損傷度の評価結果及び 6) の対策優先度の評価結果に基づいて、構造物とその周辺の堤防を表 5.3.3-10 に基づき、総合的に評価する。

表 5.3.3-10 構造物の安全度総合評価

ランク	評価	措置	備考
A _{1~9}	・損傷が進行し危険 ・AAは損傷が重大で非常に危険	・早急な対策が必要	1～9 は対策優先度
B _{1~9}	・損傷が進行すれば危険	・早期の対策が必要 ・又は、詳細な調査が必要 (調査結果によってランクが変わる)	1～9 は対策及び調査優先度
C _{1~9}	・軽微な損傷があり注意	・時期を見て対策が望まれる ・継続的な監視が必要 ・又は、調査が望まれる (進行性の確認や調査結果によってランクが変わる)	1～9 は調査優先度
D	・現状では特に問題なし	・通常の保守、点検で良い	

注) 調査に未実施の項目がある場合は、ランクを () 付き表示とする

5.3.4 「樋門等構造物周辺堤防点検要領」の考え方

「樋門等構造物周辺堤防点検要領」(国土交通省河川局治水課、平成 13 年 5 月)は、全国の直轄河川における点検を目的として作成されたものである。

そこでは、変状の原因や機構の複雑さを踏まえ、信頼性の高い点検・診断を効率的に行うために新たな点検システムを導入し、専門家等による現地診断を踏まえた処置判断を求めている、これまでに述べてきたような判断基準については、提示されていない。

5.4 漏水危険度評価法の適用について

河川堤防における現象別の漏水危険度、或いは、浸透等に対する安全性は、第6章に示すような数値解析に基づいて評価するのが基本である。

数値解析を行うためには、土質調査結果等の詳細な資料が整っていることが前提であり、このような方法を全川、或いは、長大な一連区間の堤防の漏水危険度評価に適用することは非現実的であるため、現場条件を勘案した様々な漏水危険度評価法が作成され、適用されているが、実際に評価法を選定する場合は、次の事項を満足する必要がある。

- (1) 設定されている評価要因（評価指標）が工学的に納得できる。
- (2) 対象区間内で明瞭に差異が出る要因である。
- (3) 評価法そのものが簡便である。
- (4) 工学的な意味付けが明確で、一定の精度を有している。
- (5) 最終的な評価結果を支配した主たる要因を容易に見出せる。
- (6) 既往の浸透等の災害を説明できる。

また、このような漏水危険度評価では、対象区間を均質な精度で評価することが必要であり、そのためには評価要因（評価指標）に関する資料が対象区間全体に同等に整っていることが必要になる。

従って、対象区間の延長と資料整理状況を勘案し、危険度評価法を選定することが重要である。

5.4.1 評価の要因

これまでに解説した漏水危険度評価法、或いは、浸透等に対する危険度評価法において採用されている評価要因（評価指標）を整理し、表5.4.1-1に示す。

評価要因は、

- (1) 治水地形に関する事項。
- (2) 堤体の断面形状に関する事項。
- (3) 堤体の土質に関する事項。
- (4) 基礎地盤の土質に関する事項。
- (5) 外力に関する事項。
- (6) 災害の履歴と対策に関する事項。
- (7) 変状に関する事項。

に分類されるが、堤防の浸透等による災害実態や災害の発生機構から、それぞれの手法は、ほぼ、危険要因を網羅しているものと判断できる。

表 5.4.1-1 既往の漏水危険度評価法における評価要因

評価要因		木曽川 矢作川 (中部)	近畿地方 建設局	十勝川	石狩川	阿武隈川 (東北)	概略点検 (建設省治水課)
治形 水分 地類	全 般		○			○	
	旧 河 道 要 注 意 地 形 (旧河道、落堀等)			○			○
水 理 地 質				○			
堤 体 の 形 状	法 高 (堤 防 高)				○		
	法 勾 配				○	○	
	堤 防 敷 幅	○					
	天 端 幅			○			
	高水位面の堤高				○		
	高水位面の堤幅				○		
	高 水 敷 幅					○	
堤 体 の 土 質	砂 質 土 粘 性 土 火 山 灰 砂質土・礫質土				○		○
	均 等 係 数 透 水 係 数				○		
基 礎 地 盤 の 土 質	砂 質 土 粘 性 土 火 山 灰 砂質土・礫質土				○		○
	透 水 層 厚				○		
	難 透 水 層 厚				○		
外 力	滞 水 時 間 警戒水位継続時間 高水位継続時間				○	○	○
	水 頭 勾 配 動 水 勾 配					○	○
	総 降 雨 量					○	
	最 高 水 位 計 画 高 水 位					○	
	計画高水位と堤 内地盤高の差	○		○			
堤内地土地利用				○		○	
災 害 履 歴							○

本表を個別的に考察すると、

(1) 木曽川・矢作川に適用された事例

評価要因は、堤防の敷幅と計画高水位と堤内地盤高の差の2つと少ないが、堤防の高さと敷幅及び外力条件が考慮されていることになり、工学的には整合がとれている。

しかしながら、河川堤防における浸透現象の複雑さを考えると、堤防の質的な面や基礎地盤の評価に欠けることに難点があり、不特定の河川の堤防を評価の対象とする場合には

十分なものとはいえない。

同様に近畿地方建設局の方法は、評価要因が治水地形に限られており、一つの目安を示す程度のものと受け取ることができる。

(2) 十勝川に適用された事例

評価要因として、前述の1)、2)、4)、5)の他に、社会的条件に関する指標が加えられていることが特徴的であり、調査や対策の優先順位を考慮したものと考えられるが、この要因の評点が大きく、漏水の要因を曖昧にする恐れを否定できない。

(3) 石狩川に適用された事例

評価の要因（主要因）は、統計的な手法（数量化理論）により選定されたものであり、工学的にも納得できるものである（統計処理においては、往々にして工学的に説明ができないような結果が得られることがある）。

但し、評価要因として、浸透等に対して問題となる地形、いわゆる要注意地形が取り上げられていない点が不足要因と考えられる。

治水地形分類が持つ意味は、地域や河川によって異なり、要因としての重みは必ずしも一定ではないが、旧河道や旧落堀で漏水等の災害が相対的に多いことも周知のことである。

(4) 阿武隈川に適用された事例

(3)と同様の手法（数量化理論Ⅱ類）を適用しているが、主要因は、石狩川のそれとかなり違うことが興味深い。

このような例は、統計的処理には付きものであるが、河川特性や災害特性の違いの他に、要因設定の方法の差異等が反映されたものと考えられ、特定の河川の要因分析から導き出された評価法を、他河川に適用することの難しさを示唆しているものといえる。

以上の漏水危険度評価法における評価要因は、基本的には漏水等の浸透による災害事例の分析を基に設定され、特定の河川を対象としたものである。

これに対して、河川局治水課の安全性の概略評価法（河川堤防の浸透に対する概略点検について、平成8～9年）は、全国の直轄河川の全堤防への適用、即ち多数の河川堤防への適用を前提として作成されたもので、浸透等による災害の原因や機構に着目して評価要因が選定されているという意味では理解し易いものであるが、河川によっては、既往の災害状況が十分に説明できない可能性を有しているものと考えられる。

5.4.2 評価の精度

一般的に評価の精度は、評価要因が多いものほど高いといえる。

一方では、要因を増やすことにより、データに精粗が生じて、本来の目的である対象区間を均質な精度で評価することが難しくなり、適用範囲を狭めることになりかねないので、危険度評価法の適用に当たっては、対象とする区間の延長やデータの精粗について事前にチェックする必要がある。

要因分析を基本とした漏水危険度評価法は、当該河川、或いは、区間の既往の災害については、十分に説明することが可能であるが、別の河川の堤防を対象とした場合には同様のことがいえるとは限らず、更に災害を予測する場合は、必ずしも期待している精度が得られないことが多い。

これらのことから、他河川に適用する場合には、予め複数河川の既往災害事例を基に、評価法の妥当性を検証しておく必要がある。

なお、図 5.4.2-1 は、治水課の「概略評価ランク」と数値解析に基づく裏法の安全率を比較したもので、このような方法で、評価法の妥当性を検証することもできる。

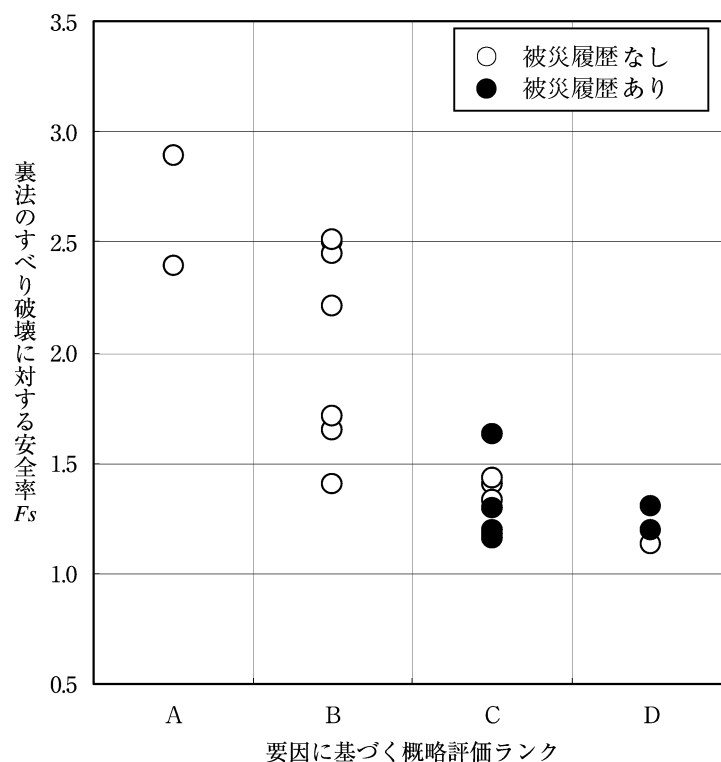


図 5.4.2-1 概略評価ランクと裏法のすべり破壊に対する安全率の関係

5.4.3 評価法の適用に当たっての留意点

評価法の適用と評価結果の妥当性判断に当たって、基本的な留意点を整理すれば次の通りである。

- (1) 適用対象区間の延長及びデータの精粗を勘案し、評価法を選定する必要がある。

結果的には、適用対象区間の延長が長い程、共通性のある評価要因が選定し易い評価法を、箇所別では、災害特性を表現している評価要因を用いた評価法を選定することになる。

- (2) 各評価法の適用に当っては、対象河川の既往の浸透等による災害を説明できるか否かを確認する。

- (3) 樋門等構造物とその周辺に適用する漏水危険度評価法は、変状の発生メカニズム等について十分に理解した上で、既往資料を詳細に見ること及び現場で変状や進行状況を十分に観察し、動向を考察することにより、漏水危険度を評価する必要がある。

- (4) 漏水危険度の判定に当っては、合理的な説明ができるよう、できるだけ多数のデータの統計処理や類似箇所との災害特性の比較検討を行うと共に、必要に応じて専門家等と連携し、適切な判断を下す。

- (5) 漏水に関する変状は、地表で発生する法すべり、洗掘、決壊等と相違して、地中であるため、直接的に漏水経路、漏水量、ゆるみ、空洞化及び災害進展状況等を把握することが難しく、また、危険度評価、或いは、その妥当性を判断する技術者は、現場の災害現象を広く正確に把握していなければ、適正な判断を下すことができない。

従って、担当技術者は、堤防、基礎地盤、樋門等構造物、施工法、地盤改良工法、周辺環境等に関する資料調査は元より、必ず現地調査を行い、

- 1) 堤防と周辺地盤の不陸、陥没、隆起、法面のすべりやはらみ、クラック、含水状況、軟弱化、湧水、水溜り、植生状況等の変状を確認する。
- 2) 樋門等構造物の沈下、折損、クラック、損壊、門柱の傾斜、劣化、色調、土砂堆積、付属設備・機械等の変状を確認する。
- 3) 堤防と樋門等構造物の接続部の不同沈下、ゆるみ、剝離、空洞、陥没、含水状況、段差、クラック、護岸と護岸下の状況、湧水や滲出水の状況、土砂流出等の変状を確認する。
- 4) 河川の水位・流向・流速、高水敷の状況、取付け工作物・水路・取排水路の状況等の変状を確認する。
- 5) これらの現象や変状とパイピングや漏水との関連を確認する。

以上について正確に観察し、進展状況を深く洞察することにより、精度と信頼性の高い評価が可能になることを考慮する必要がある。

従って、日頃からハザードとリスクに関する監視や調査、データ蓄積等を行うと共に、技術者育成のための教育訓練が必要であり、これらは、その後の適切な堤防リスク管理の基本となるものである。

5.5 漏水危険度評価の事例

本項では、堤防及び樋門等構造物の危険度評価の事例を示す。

5.5.1 堤防の漏水危険度評価の事例

建設省河川局から出された平成8年10月の「河川堤防の浸透に対する概略点検について」に示される手法に従い、石狩川開発建設部管内の河川で実施した堤防の浸透に対する危険性評価の事例を図5.5.1-1～3及び表5.5.1-1、表5.5.1-2に示した。

図5.5.1-1及び表5.5.1-1、表5.5.1-2は、既往資料、土質調査結果に基づく堤防状況をまとめたもので、図5.5.1-3は評価結果を取りまとめたものである。

評価例として、距離標 KP 4.0 km 左岸を代表とし、評価フローに従って行った各段階における評価結果を以下に示す。

当該箇所は、表5.5.1-1に示す通り、基礎地盤及び堤体の土質が砂質土であり、要注意地形ではないことから判定は“c”となる。

平均動水勾配及び洪水継続時間は、0であるため“a”と評価され、要因による評価が“B”となる。また、浸透に対する災害履歴がなく、危険度評価は“B”と判定される（図5.5.1-3参照）。

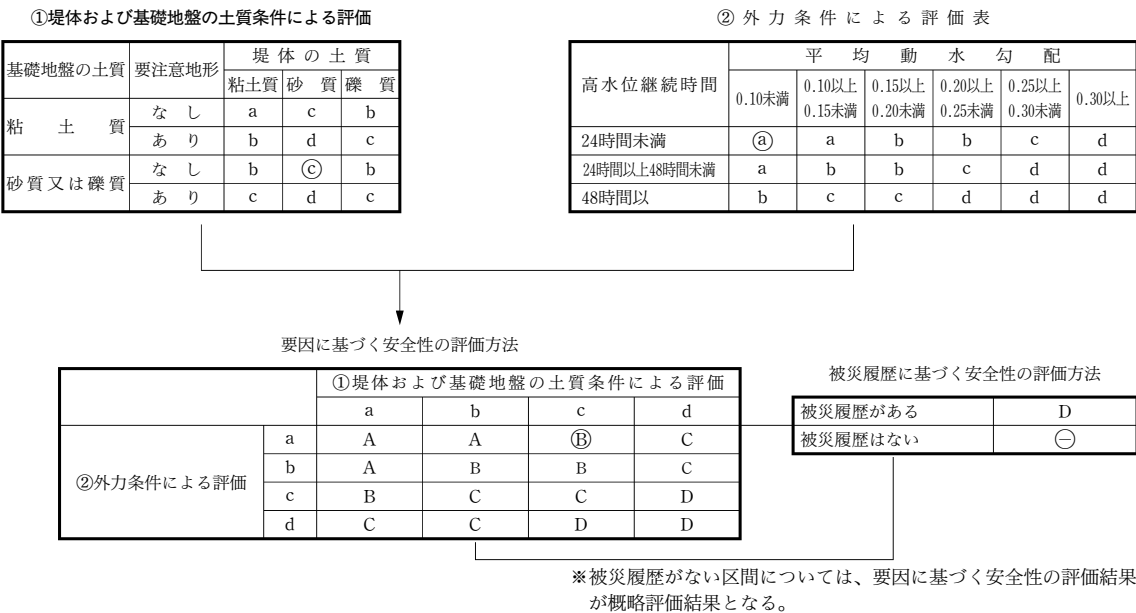


図 5.5.1-1 概略点検の評価フロー及び代表箇所の判定結果例

表 5.5.1-1 堤 防 現 況 ― 一 覧 表 (様式－3 a)

距離標	計画縮元		現況の断面特性						水系名		河川名		治水地形分類		左右岸		左岸		距離標		0.00km ～ 14.50km		土質特性		整理番号		1/10-a																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
			計画高水		断面幅		断面特性																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
	流量	高水位	余裕高	堤防高	天端幅	数幅	平均法勾配	種別	細帯幅	高水数幅	セグメント	地形名	記号	地盤高	堤内	平均動水勾配	H/D	外力特性	高水位線縮時間	(hr)	調査実績	注3)	*	土質名	*	土質名	築堤年次	記号																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
																													注1)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)

凡例

*：記号で記入する欄

注1)：側帯の種類を記号で記入する。

注2)：要注意地形の有無を記号で記入する。

注3)：土質調査の実績の有無を記号で記入する。

注4)：現況の堤防の大半ができあがった年次について、昭和30年以前か、以後かを記号で記入する。

表 5.5.1-2 堤防現況一覽表 (様式-3 b)

距離標	被災履歴		基礎地盤対策				浸透対策				河川名		左右岸		左岸		距離標	* 重要水防箇所				整理番号	1/10-b		
	有無 注5)	発生年月	被災形態	基礎		地盤		規模	効果 注6)	実施 年次	堤体対策		規模	効果 注6)	堤防高	堤防断面		法 すべり	漏水	水衝・洗掘	工 作物			要 注意 区間	* 防 象 状 無・有
				* 工種	工法	* 工種	工法																		
0.00																									
0.50																									
1.00																									
1.50																									
2.00																									
2.50										S57	*	表法遮水工		Y	1	1							J		
3.00	N	S50.08	道路欠損							S57	*	表法遮水工		Y	1	1							J		
3.50										S58	*	表法遮水工		Y	1	1							J		
4.00	N	S50.08	護岸崩壊												1	1							J		
4.50															1	1							J		
5.00	N	S50.08	河岸洗掘												1	1							J		
5.50															1	1				1			J		
6.00															1						1		J		
6.50															1							1	J		
7.00															1								J		
7.50															1							1.2	J		
8.00															1							1.2	J		
8.50															1							1.2	J		
9.00	N	S49	護岸崩壊												1							1.2	J		
9.50															1							1	J		
10.00															1								J		
10.50															1								J		
11.00															1						1		J		
11.50															1								J		
12.00															1								J		
12.50															1							2	J		
13.00															1							2	J		
13.50															1								J		
14.00															1								J		
14.50															1						1	2	J		
											作成年月		平成9年1月		局名		〇〇〇〇局		事務所名						

凡例 *：記号で記入する欄
 注5)：被災履歴の有無を記号で記入する。
 注6)：対策工の効果確認状況を記号で記入する。

距 離 (km)		0	1	2	3	4	5	6	7	8	
		水系名		河川名		区 間		左 岸		整理番号	
右岸	築 堤 名		△△築堤								
	堤体の土質		砂質土		粘性土		砂質土		粘性土		
	基礎地盤の土質				砂質土						
	(1) 要注意地形		旧河道				旧河道				
	築堤年代						昭和30年以降				
	評 価				c		b		c d		
	平均動水勾配		0.2 0.1								
	(2) 高水位継続時間				24時間未満		24時間未満		24～48時間 48時間未満		
	評 価						a		b a		
	安全性評価				B		A		B C A		
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価				B		A		B C A			
築 堤 名				□□築堤				●●築堤			
堤体の土質				砂質土		粘性土		砂質土			
基礎地盤の土質						砂質土					
(1) 要注意地形		旧河道									
築堤年代						昭和30年以降					
評 価				d c		b c		d			
平均動水勾配		0.2 0.1									
(2) 高水位継続時間				48時間以上		24時間未満		48時間以上			
評 価				b c d		a		b			
安全性評価				C D		B A		B C			
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価				C		B A		B C			
3. 安全性の概略評価				C		B A		B C			
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											
安全性評価											
被災履歴											
浸透対策工実施区間											
安全性評価											
3. 安全性の概略評価											
築 堤 名											
堤体の土質											
基礎地盤の土質											
(1) 要注意地形											
築堤年代											
評 価											
平均動水勾配											
(2) 高水位継続時間											
評 価											

図 5.5.1-3 堤防現況安全度評価総括図

5.5.2 樋門等構造物周辺の漏水危険度評価の事例

本項では、前述の連通試験箇所について、北海道開発局の構造物周辺の漏水危険度評価手法により判定した事例を以下に示す。

調査対象樋門は、詳細なボーリング、サンプリング等の調査を実施していないため、まず、北海道開発局「漏水対策工設計施工指針（案）」に示されるレベル1（現地概略調査）の段階として、平成元年度の「漏水危険度診断基準（案）」の診断基準に基づき評価を実施した。

既往資料から、当該箇所の基礎地盤には、泥炭がなく、軟弱層厚が10 m 程度であり、治水地形分類では、氾濫原～湿地に当たることから、表5.5.2-1 よりAランクとなる。

今回の調査では、レベル3（詳細調査）に含まれる連通試験を実施しており、連通性が認められ水みちが存在すると判定できるため、補修対象の樋門と評価している。

表 5.5.2-1 地形・地質資料による評価基準

基礎地盤	河川微地形	$D \geq 15(\text{m})$	$5 \leq D \leq 15(\text{m})$	$D < 5(\text{m})$
泥炭層あり	あり	A	A	B
	なし	A	A	C
泥炭層なし	あり	A	Ⓐ	B
	なし	A	B	C

また、河川構造物の危険度評価基準として、構造的変状評価、材質的劣化の評価等を用いた損傷度ランクに基づく評価法があり、これを用いて評価して見ると、表5.5.2-2 に示すように総合評価は“B 4”となり、早期対策が必要な箇所、或いは、詳細な調査が必要な箇所と判定された。

なお、前述の連通試験（詳細調査）と合わせれば、損傷度ランクが上がるものと判断される。

表 5.5.2-2 損傷度評価基準による判定結果（危険度評価例）

樋門名	損傷度評価指標					損傷度評価	対策優先度評価指標		対策優先度評価指標	安全度総合評価
	堤体			構造物			進行性	浸透路長		
	堤防	護岸		変状	劣化					
西9線樋門	(3)	(2)	b	a	b	B	b	a	4	B 4

これらから損傷度評価内容は、次の通りとなる。

- (1) クラック等による判定が“中”と判定され、函渠の折れ曲がり段差としては、 $h > 5 \text{ cm}$ であり“a”と評価される。
- (2) 材質的劣化は、漏水発生への影響が“中”と判定されるため、“b”と評価される。
- (3) 堤体及び護岸の変状は、積雪のため明瞭ではないが、“b”（堤防3、護岸2と推察される）と評価する。
- (4) 損傷度は“a”が1個、“b”が2個であるため、“B”と評価される。

(5) 対策優先度は、浸透路長が $24 \times 100 / 48.9 = 49\%$ となり、80%未満であることから“a”と評価され、進行性については、不明であるが軟弱地盤地帯であるため、地盤沈下継続と認められるので“b”と評価する。従って、対策優先度は“4”となる。

(6) これらより、総合評価は“B 4”となる。

以上のように、これらの危険度評価手法を用いることにより、簡便に、有意な精度を確保しながら、危険度を評価することが可能であり、危険箇所特定、工事計画検討、水防活動等を行う場合の貴重なデータとして提供できる。

第6章 漏水に関する数値解析法

6.1 概 説

漏水に関する数値解析は、特定箇所の地盤、堤防、樋門等構造物、或いは、これらが複合するモデルを対象として、降雨、浸透水、地盤沈下、地震等による災害発生に関する危険度について、解析計算により物理量で判定するものである。

解析計算で扱う現象は、降雨浸透、表面流出、浸透流、地盤沈下、法すべり、地震、液状化等である。

堤防及び樋門等構造物の漏水に対する危険度評価は、現況及び計画断面を基本とし、各整備段階における危険度評価が必要な場合は、適宜、モデルを設定する。

危険度評価は、最初に代表断面を選定し、次いで、外力、堤体・基礎地盤のモデル、土質定数等を設定し、これらの結果に基づいて、降雨浸透、河川水浸透、浸透破壊、法すべり、沈下、地震に関する解析を行い、解析結果を照査するものであり、解析結果が安全基準を満足しないものについては、対策工を検討する。

数値解析手法には、多くの方法が提案され、研究、実験等も進められているが、ここでは、比較の実績があり、現地に適合すると考えられるものを選んで解説してある。

実際の解析に当っては、これらに限ることなく、新しい理論を現地の動態観測等と比較検討する等、技術開発を進展させることが大切である。

浸透流解析は、従来はキャサグランデ (Casagrande) の手法やフローネット法が主流であったが、複雑な条件にも適用性が高い有限要素法の採用が多くなってきている。

しかしながら、この有限要素法にも適用条件があり、誤って用いると、予期せぬ結果を導く可能性もあるので、現場の変状状況や類似事例を十分検討し、解析結果がどのようなのかについて、ある程度の予測を行うと共に、簡便式等でチェックすることが必要であり、その他の解析手法についても同様の試算や比較検討を行うことが、信頼性の高い結果を導くことになる。

本章では、これらの解析、検討手法及び解析に先立ち実施されるブロック区分、土質定数の設定等における留意事項、並びに、漏水に影響を与える地震時の検討方法について解説する。

6.2 解析の流れ

数値解析手法による堤防の漏水危険度の評価は、基本的に図 6.2-1 の流れに沿うことにより、対策工法の設計までを系統的で統一的な判断基準で行うことができる。

一方、樋門等構造物の漏水に対しては、構造物自体の損傷や周辺堤防の空洞化等に起因することを考慮し、構造物に関連する現況調査結果及びジョイント要素を導入した不同沈下解析結果から、危険度評価を行う。

構造物周辺漏水に対する不同沈下の数値解析では、沈下、開口、閉合、膨張、収縮、すべり等が表現できるジョイント要素を導入した精密な圧密沈下解析を行い、現状の解釈と今後の残留沈下量（空洞化の進行量）の予測を行うことが必要である。

なお、地震や津波によって生じる堤防や河川構造物の損傷の他、潜在化した変状等が洪水時の漏水に関与してくるため、本章において、地震時の検討についても解説する。

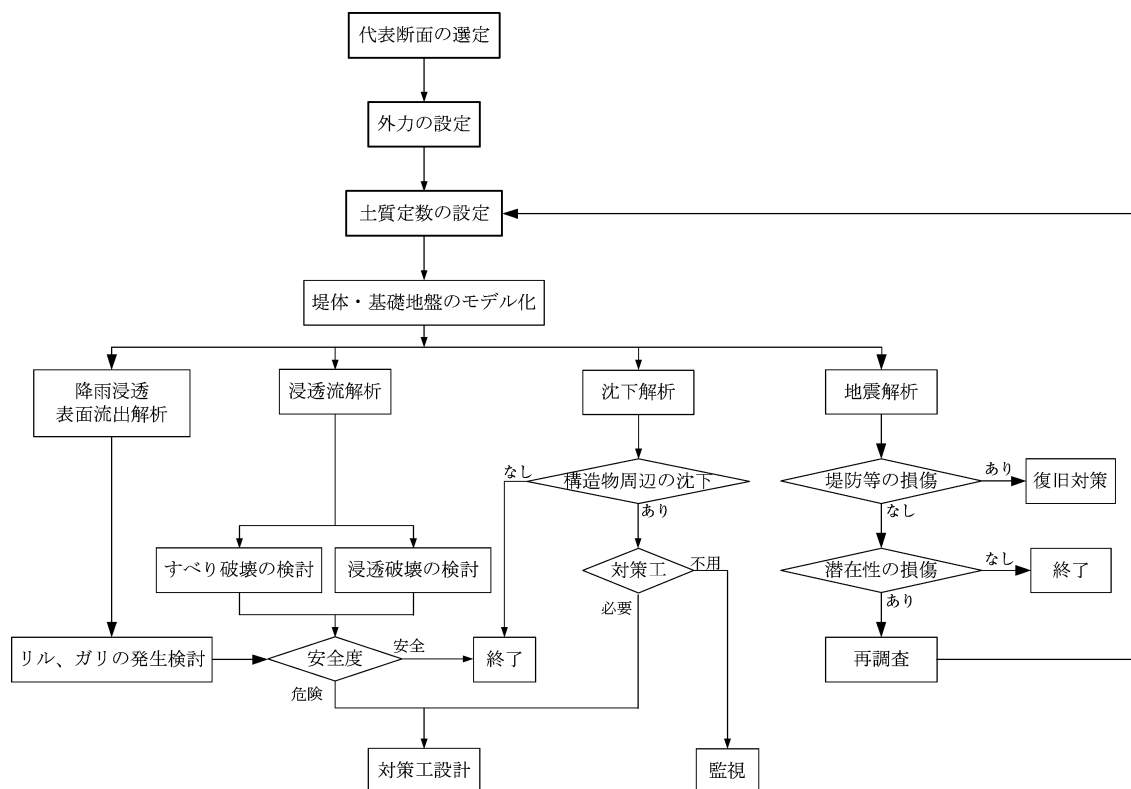


図 6.2-1 堤防漏水対策工解析の流れ

6.2.1 代表断面の選定

堤体及び基礎地盤の土質構成、要注意地形、堤防履歴、施工法、地盤改良等の有無、災害履歴等を加味した上、一連区間を細区分し、細分区間毎に浸透に対して最も危険と考えられる箇所を設計の代表断面とする。

一連区間：堤防の構造設計を効率的に進めるために設定するもので、一連区間内の堤防の基本断面形状は原則的に同一とし、変化が多い場合は複数箇所の比較検討になる。一連区間の境界は、一般的に、支派川の分合流箇所や山付き箇所に設定するが、河川特性、地形、地質、低平な位置の状況（地盤高等）、想定される氾濫形態、後背地の状況等に配慮し、危険箇所のタイプ毎に基本断面を設定する必要がある。

要注意地形：漏水等の災害が多発している旧河道や湖沼跡等の微地形をさす。

一連区間の細分の考え方は、図 6.2.1-1 に示す。

		← 上 流													下 流 →	
土質 分類	堤 体	G		S				C	S			C				
	基礎地盤	G				S					C					
要 注 意 地 形		扇		旧					自	後湿						
築 堤 履 歴		昭和56年～昭和60年				昭和30年～昭和55年										
被 災 履 歴			決		堤漏		法						構漏			
一連区間の細分		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮

注) 土質分類 C：粘性土 S：砂質土 G：礫質土
 要注意地形 扇：扇状地 旧：旧河道 自：自然堤防 後湿：後背湿地
 被災履歴 決：決壊 法：法すべり 堤漏：堤防漏水 構漏：構造物漏水

図 6.2.1-1 一連区間の細分の考え方（モデル図）

6.2.2 外力の設定

解析に際して設定する外力（降雨、河川水位）は、一般的に、災害発生時を再現する目的で実績外力を用いる場合及び計画規模の洪水に対する検討を行う場合があるが、近年の災害実態から、計画超過規模を想定した外力設定による検討を加える必要がある。

また、第3章の漏水特性の項で示した通り、堤防に浸透する降雨の影響は大きく、融雪や凍結融解等の特殊な現象以外は、河川水位の上昇以前に降雨を受けることから、事前降雨を考慮した外力条件を設定する必要がある。

計画洪水、又は、実績洪水を外力とした場合の降雨と河川水位の設定方法は、次に示す方法を基本とする。

1) 初期条件

事前降雨 : 梅雨時期の月平均降水量の平均値を 1 mm/hr 程度で降らせる。
又は、実績降雨分布から設定する。
事前降雨による法すべり危険度を解析する場合は、 $1 \sim 5 \text{ mm/hr}$ で
5 時間程度の降雨を見込んだ後、 $15 \sim 20 \text{ mm/hr}$ の降雨を設定する。
初期地下水位 : 年間の平均地下水位、観測値を用い、不明な場合は、堤内地盤面下
 0.5 m とする。

2) 洪水時の条件

計画降雨量 : 計画降雨分布、又は、計画降雨量を総降雨量とし、降雨強度 10 mm/hr
とする長方形波形とする。
水 位 : ピーク水位を現況の流下能力見合いの水位、又は、計画高水位とな
るように設定する。必要に応じ堤防天端高相当について検討する。
実績降雨量 : 実際の時間分布から設定する。
水位波形 : 平水位以上の水位波形、高水位継続時間、水位上昇と低下速度をも
とに台形波形を求める。

3) 浸透流解析に用いる外力

図 6.2.2-1 に示す通り、洪水時降雨の終了時点と計画高水位の終了時点が一致するよう
に外力を設定する。

河道流下能力が不足している場合は、現況河道の計算水位、又は、高水位と堤防天端高
を比較して、天端高を超える場合は、浸透流解析と越流解析を行う。

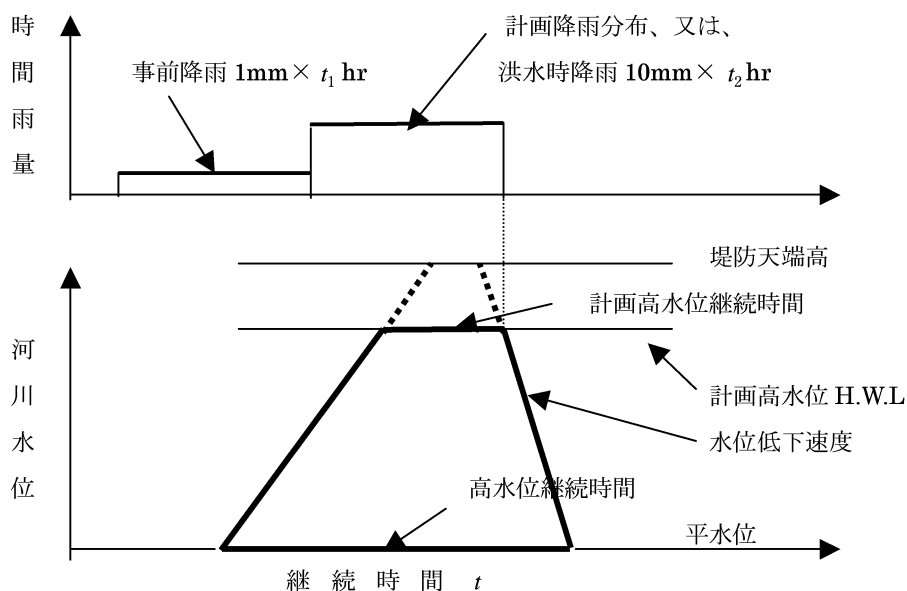


図 6.2.2-1 計画降雨に対する浸透流解析に用いる外力の設定法

6.2.3 堤体・基礎地盤のモデル化

堤内外の地盤高、現況の堤防横断形から、細区分区間の代表断面を設定し、土質調査結果や堤防履歴等を考慮の上、堤体及び基礎地盤の土質構成のモデル化を行う。

(1) 簡便式の場合

簡便式には、キャサグランデの方法、差分法、フローネット法等があるが、これらを用いて解析を行う場合には、モデル化できる範囲や取扱う物性値に制約があるため、制約条件を考慮した堤体、基礎地盤の検討断面を作成する。

(2) FEM 浸透流解析の場合

物性の違いをモデルとして取り込むことができる FEM 浸透流解析は、次の事項及びできるだけ現場条件を再現することを考慮して解析を行う。

1) 代表断面モデル化の範囲（FEM 解析を考慮）

堤外地側：平常時に河川水が存在する箇所まで。

高水敷の幅が 100 m を超える場合は、表法尻から 100 m 程度。

堤内地側：河川、水路等、水位に関する境界条件が一定とみなされる箇所まで。

水位一定境界が不明な場合は、裏法尻から堤防高の 10 倍程度。

2) 土質構成モデル化の範囲（深さ方向）

基礎地盤上面から深さ 10 m 程度とする。

基礎地盤が透水性地盤の場合は、その下限までとするが、透水性地盤が厚い場合は、地下水面から計画高水位、又は、平水位までの差の 3～6 倍とし、その上限を 20 m 程度の深さまでとする。

3) 土層区分

堤防横断面の土質断面図に基づいて、土層区分を行う。

土層は、日本統一土質分類に基づき、礫質土、砂質土、粘性土、火山灰質土、泥炭等に区分し、同じ土層であっても、透水性、強度特性に違いがある場合は、細区分する。

堤体は、堤防履歴が反映された断面で、土層区分を行う。

遮水性の護岸、矢板及び地盤改良・強化対策工等が設置されている場合には、これらも考慮する。

6.2.4 土質定数等の設定

浸透流解析や浸透破壊、すべり破壊等の解析に必要な土質定数は、表 6.2.4-1 に示す。

表 6.2.4-1 解析に必要な土質定数

検 討 対 象	土 質 定 数	備 考
土 質 分 類	土粒子の密度 ρ_s	
	含水比 w_s	
	粒径加積曲線	
	液性、塑性限界 w_L, w_p	粘性土を対象にする
	強熱減量 L_{ig}	泥炭、有機質土を対象にする
浸 透 流 解 析	飽和透水係数 k_s	
	比透水係数 k_r	
	水分特性曲線 $\theta \sim \psi$	θ ：体積含水率、 ψ ：負の圧力水頭
浸 透 破 壊 解 析	土粒子の密度 ρ_s	
	湿潤密度 ρ_t	
	間隙比 e	
すべり破壊解析	湿潤密度 ρ_t	
	粘着力 c	粘性土：非圧密非排水（UU）条件 砂質土：圧密非排水（CU）条件
	内部摩擦角 ϕ	
沈 下 解 析	圧密特性 $e \sim \log P$ 他	圧密試験による
	変形係数 E	

(1) 飽和透水係数 k_s の求め方

1) 砂質土や礫質土の透水係数

飽和透水係数は、堤体は主に室内透水試験で、基礎地盤は主に現場透水試験で求めるものとするが、設計値の採用に当たっては、テイラー (Taylor)、クレージャー (Creager)、ハーゼン (Hazen) 等の方法による粒度特性からの推定値も参考にして設定する。

Creager による 20% 粒径 D_{20} と透水係数 k との関係は、表 6.2.4-2 に示す。

2) 粘性土の透水係数

実測値がない、又は、ゆるみ、クラックが多い等の特別な条件がない限り、次の値を参考にする。

シルトを主体とする場合 $k_s = 1 \times 10^{-5}$ (cm/sec)

粘性土を主体とする場合 $k_s = 1 \times 10^{-6}$ (cm/sec)

3) 人工材料の透水係数

浸透対策工法や地盤改良工法等に用いる人工材料の透水係数は、表 6.2.4-3 による。

矢板接合部からの浸透が大きいと予想される場合には、透水係数を 1 オーダー程大きく設定する必要がある。また、防水機能を有しない構造の護岸等の法覆工は、止水性がないものとして扱う。

表 6.2.4-2 Creagerによる D_{20} と透水係数の関係

D_{20} (mm)	k (cm/s)	土質	D_{20} (mm)	k (cm/s)	土質
0.005	3.00×10^{-6}	粗粒粘土	0.18	6.85×10^{-3}	細砂
0.01	1.05×10^{-5}	細粒シルト	0.20	8.90×10^{-3}	〃
0.02	4.00×10^{-5}	粗粒シルト	0.25	1.40×10^{-2}	〃
0.03	8.50×10^{-5}	〃	0.30	2.20×10^{-2}	中砂
0.04	1.75×10^{-4}	〃	0.35	3.20×10^{-2}	〃
0.05	2.80×10^{-4}	〃	0.40	4.50×10^{-2}	〃
0.06	4.60×10^{-4}	微細砂	0.45	5.80×10^{-2}	〃
0.07	6.50×10^{-4}	〃	0.50	7.50×10^{-2}	〃
0.08	9.00×10^{-4}	〃	0.60	1.10×10^{-1}	粗粒砂
0.09	1.40×10^{-3}	〃	0.70	1.60×10^{-1}	〃
0.10	1.75×10^{-3}	〃	0.80	2.15×10^{-1}	〃
0.12	2.60×10^{-3}	細砂	0.90	2.80×10^{-1}	〃
0.14	3.80×10^{-3}	〃	1.00	3.60×10^{-1}	〃
0.16	3.10×10^{-3}	〃	2.00	1.80×10^0	細礫

注) D_{20} : 20%粒径 k : 透水係数

表 6.2.4-3 人工材料の透水係数

対策工種	厚さ 1 mm に対する 透水係数 k_v (cm/sec)	モデルに設定する透水係数 k_s (cm/sec)				
		モデルの厚さ t_s (cm)				
		10	20	30	40	50
遮水シート	1×10^{-8}	1×10^{-6}	2×10^{-6}	3×10^{-6}	4×10^{-6}	5×10^{-6}
遮水矢板	1×10^{-7}	1×10^{-6}	2×10^{-6}	3×10^{-6}	4×10^{-6}	5×10^{-6}

注) モデルの厚さ: 浸透流計算においてモデル化する対策工の厚さ

4) 地盤改良材の扱い

地盤改良は、透水性材料を用いたサンドパイル系と難透水性や地盤強度を高める固化材系による場合がある。

サンドパイル系の地盤改良では、改良体が周辺地盤より透水性が良い、又は、サンドマットを施工した場合は、その存在を考慮した浸透流解析を行う。

固化材系の地盤改良を行う場合は、その存在を考慮した浸透流解析を行うが、地盤改良によって透水性が増すことはないので、改良体の存在を無視しても構わない。

(2) 比透水係数 k_r 、水分特性曲線 $\theta \sim \psi$

これらは、飽和・不飽和の状態変化を考慮した浸透流解析に必要な不飽和浸透流特性である。

不飽和浸透流特性は、室内試験等で求められるが、土の間隙内に空気が残留していたり、毛管現象が発生することにより、室内試験等で求めた不飽和浸透流特性が実際の浸透現象を特定し得ない場合は、図 6.2.4-1、図 6.2.4-2 から求めても良い。

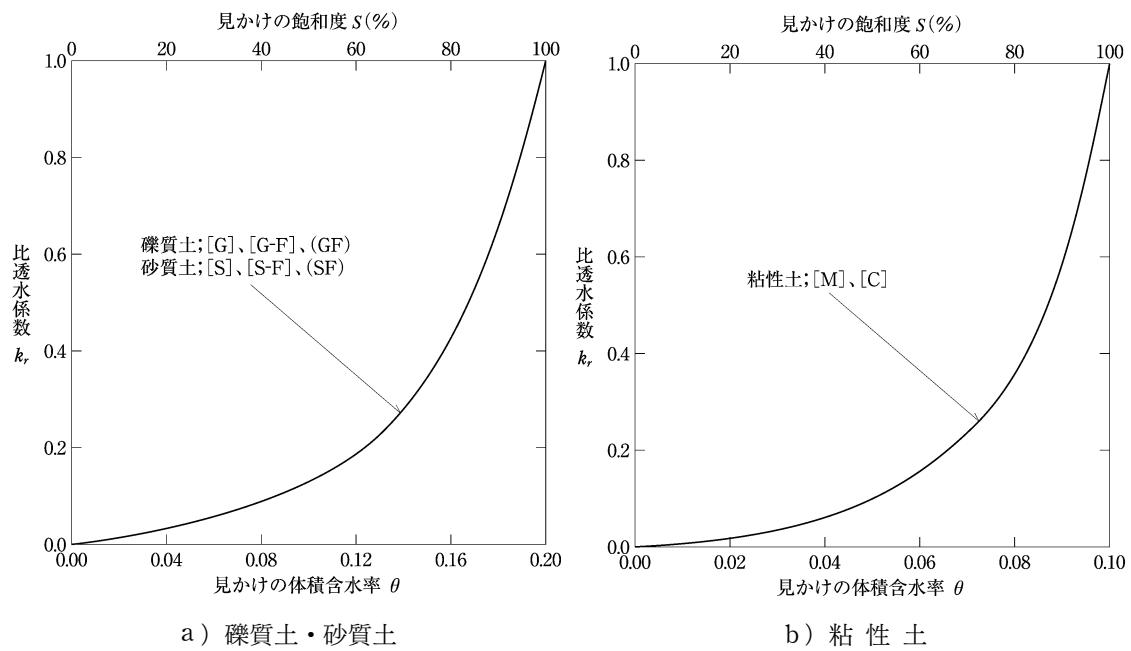


図 6.2.4-1 浸透流計算に用いる体積含水率と比透水係数の関係

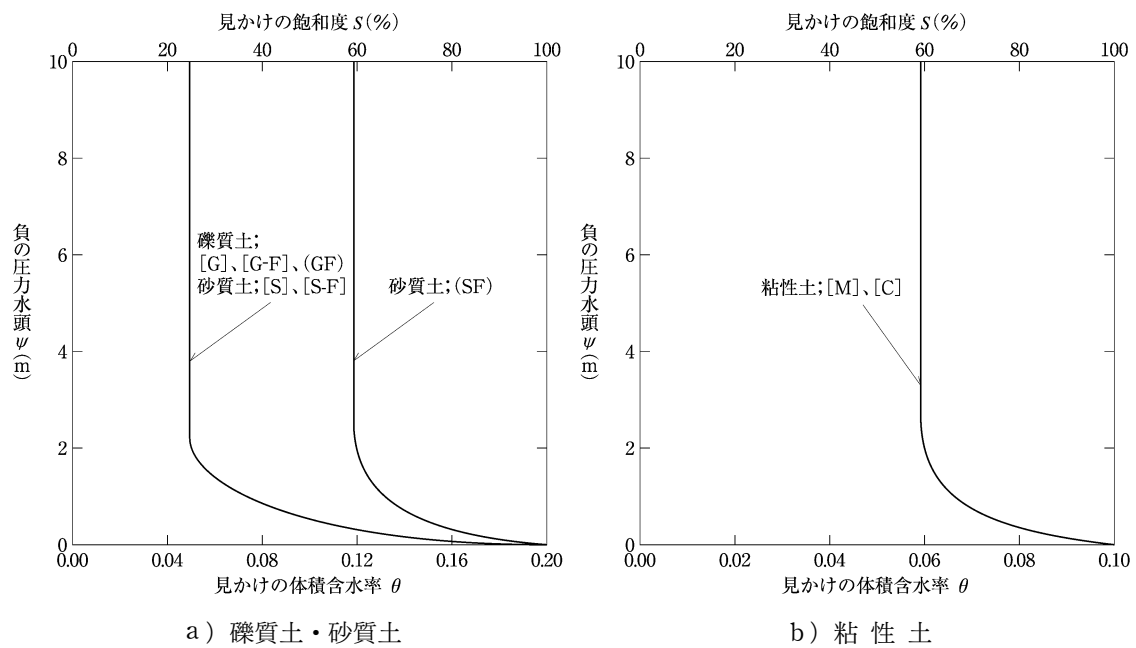


図 6.2.4-2 浸透流計算に用いる体積含水率と負の圧力水頭

(3) 湿潤密度 ρ_t

湿潤密度は、現場密度試験、或いは、シンウォールサンプラー等で採取した乱さない試料から求める。

$$\rho_t = \frac{\rho_s + e}{1 + e} \rho_w \quad \dots\dots\dots \text{(式 6.2.4-1)}$$

$$= \rho_d \langle 1 + w/100 \rangle$$

ρ_s : 土粒子の密度

e : 土の間隙比

w : 土の含水比

ρ_t : 土の飽和密度

ρ_d : 土の乾燥密度

ρ_w : 水の密度

試験値が得られない場合は、上式や図 6.2.4-3 から推定しても良い。

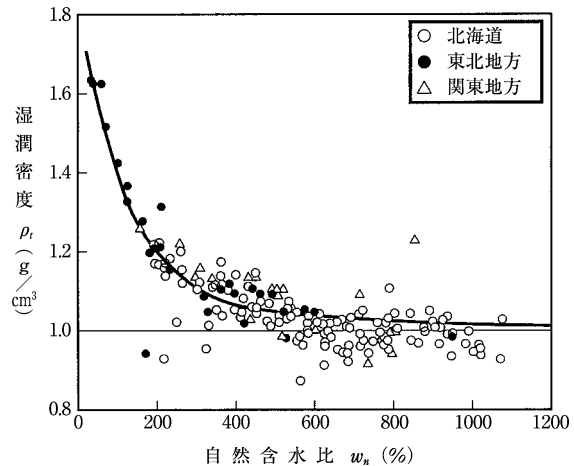


図 6.2.4-3 自然含水比～湿潤密度相関図

(4) 強度定数 c 、 ϕ

安定計算に用いる強度定数は、室内土質試験、又は、原位置試験から求める。

1) 粘着力 c

粘着力は、主に粘性土に与える強度定数であり、飽和した供試体を用い、三軸圧縮試験（非圧密非排水条件 UU）で求める。

乱さない供試体が採取できない場合は、原位置試験の値を用い、次式で推定する。

$$c_u = 0.6 N \quad (\text{tf/m}^2)$$

$$= 6.0 N \quad (\text{kN/m}^2)$$

N : 標準貫入試験による N 値

$$c_u = q_c/20 \quad (\text{kgf/m}^2)$$

$$= 100 q_c/20 \quad (\text{kN/m}^2)$$

q_c : オランダ式貫入試験による q_c 値

軟弱な粘性土、又は、泥炭性軟弱地盤上に盛土やプレロード工法等が行われている場合、或いは、実施予定がある場合は、載荷による強度増加を考慮し、増加強度は、図 6.2.4-4 に示す方法で求める。

ここで必要な強度増加率 (m) は、三軸圧縮 (CU) 試験や一軸圧縮試験で得られた非排水粘着力 c_u と圧密試験で得られた圧密降伏応力 P_c の比 ($m = c_u/P_c$) で求められるが、一般値として表 6.2.4-4 を参考にしても良い。

圧密による強度増加を考慮した剪断強さは、次式で求める。

$p_0 + \Delta p \leq p'_c$ のとき

$$c_u = c_{u0}$$

$p_0 + \Delta p > p'_c$ のとき

$$c_u = c_{u0} + m \cdot (p_0 + \Delta p - p'_c) \cdot U$$

c_{u0} : 盛土前の原地盤における土の非排水剪断強さ

m : 強度増加率

p_0 : 盛土前土かぶり厚 (tf/m²)

p'_c : $p'_c = c_{u0} / m$

Δp : 盛土荷重によって、すべり面の土に生じる増加応力 (tf/m²)

U : すべり面の土の圧密度

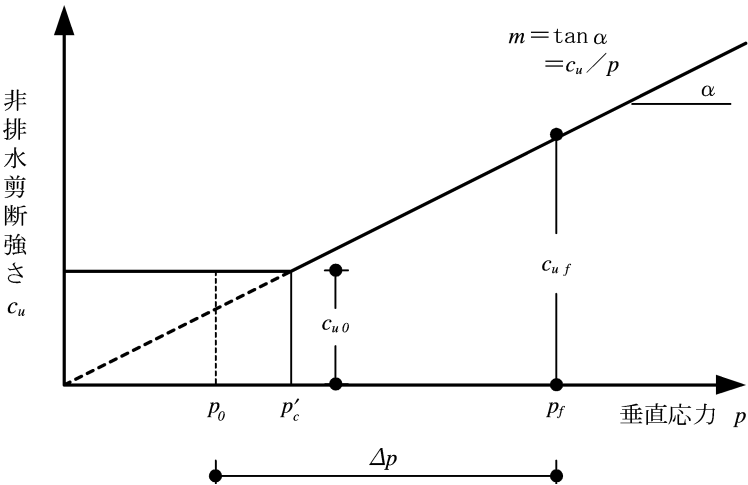


図 6.2.4-4 増加強度算出方法

表 6.2.4-4 強度増加率の一般値

土 質	強度増加率 (m)
粘性土	0.30～0.45
シルト	0.25～0.40
有機質土及び黒泥	0.20～0.35
PEAT	0.35～0.50

2) 内部摩擦角 ϕ

内部摩擦角は、主に砂質土や礫質土に与える強度定数であり、飽和状態で密度調整をした供試体を用い、三軸圧縮試験（又は、等体積一面剪断試験）で求める。

試験条件は圧密非排水条件 CU とするが、剪断時に過剰間隙水圧が発生しない試料は、圧密排水条件 CD に変えても良い。

供試体が採取できない場合の内部摩擦角は、原位置試験の値を用い、次式で推定する。

道路橋示方書の式

$$\phi_d = \sqrt{15N} + 15 \leq 45^\circ \quad \text{但し、} N \leq 5$$

大崎の式（建築基礎構造設計指針）

$$\phi_d = \sqrt{20N} + 15$$

(5) 沈下特性

基礎地盤の沈下は、次の通り、弾性沈下量（即時沈下量）及び粘性土の圧密沈下を検討する。

1) 弾性沈下量（即時沈下量）

弾性沈下（即時沈下）解析に用いる変形係数 E は、ボーリング孔を利用した孔内水平載荷試験や平板載荷試験、又は、三軸圧縮試験や一軸圧縮試験の応力－ひずみ曲線から求める。

変形係数は、原位置試験や室内土質試験により求め、標準貫入試験から求める場合は、 N 値から $E = 7N$ として算出するが、精度は劣る。

2) 圧密沈下量

圧密沈下解析に用いる圧密特性は、乱さない試料による圧密試験結果から、変形量に対しては、間隙比 e 、体積圧縮係数 M_v 、圧縮指数 C_c を $e - \log P$ 曲線や $\log M_v - \log P$ 曲線から求める。

沈下時間を検討するための圧密係数 C_v は、 $\log C_v - \log P$ 曲線から求める。

FEM 応力変形解析は、弾塑性解析、弾粘塑性解析が主流であり、この時に用いるパラメータは、限界状態係数 M や圧縮指数 C_c 、ダイレイタンス係数 D 等であり、これらは、三軸圧縮試験、圧密試験から求める。

6.3 浸透流解析

浸透流解析は、浸潤線の形状、漏水の有無の他、漏水量及び浸透時間の算定を行うものであり、代表的な手法には、次のものがある。

- (1) 有限要素法
- (2) キャサグランデ (Casagrande) の方法
- (3) 差分法
- (4) フローネット法
- (5) クリュージャー・ジャスティン (Creager & Justin) の方法
- (6) 山村・久楽の方法

(2)、(4)～(6)は、河川水位の上昇に伴う浸透問題を定常状態で解くものであり、(1)、(3)は、定常状態、非定常状態の両者の解析ができる。

従来の解析手法では、最も危険となる定常状態の浸潤線、浸透量を求める計算が行われていたが、我が国の河川は急峻な山地を流れ下り、速やかに海に注ぐため、洪水も比較的短時間に終了することから、現実的には、非定常状態の検討が必要である。

河川の洪水位が急激に低下した場合は、堤体内の浸透水も同様に低下するため、漏水には安全側に作用するが、法すべりには過剰な残留水圧となり、危険側になることに注意が必要である。

時間計算は別途に行い、洪水継続時間と堤体内の浸透速度を比較し、漏水の有無を判定してきたが、最近では、非定常流も比較的短時間に処理することが可能となった有限要素法による解析が一般的に行われている。

有限要素法は、従来の定常計算では評価できなかった降雨浸透による浸潤線への影響等も考慮でき、更に、出水時における実際の堤防状況（不飽和状態～飽和状態～不飽和状態に変化する）を再現することも可能である。

以下に、これらの解析手法について解説する。

6.3.1 有限要素法

有限要素法は、定常、非定常状態における浸透流解析に適用され、境界条件、初期条件、外力条件を自由に設定することによって、複雑な形状や材料特性の違いを再現すること、及び作成した節点、要素における水頭や流速等の値を算定することができる他、外水位と共に、様々なパターンの降雨波形を入力し、解析することが可能である。

本手法の基本式は、次の通りである。

$$\frac{\partial}{\partial X} \left(kX \frac{\partial \psi}{\partial X} \right) + \frac{\partial}{\partial Z} \left(kZ \frac{\partial \psi}{\partial Z} + k \right) = (C + \alpha S_s) \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad \dots\dots\dots \text{(式 6.3.1-1)}$$

X : 堤防横断方向の水平方向の軸

Z : 堤防横断方向の鉛直方向の軸

k : 透水係数 (m/hr)

ψ : 圧力水頭 (m)

C : 比水分容量 (l/m)

α : 飽和、不飽和の判定係数 (飽和 1、不飽和 0)

S_s : 比貯留係数 (l/m)

t : 時間 (hr)

有限要素法による浸透流解析を適用するに当っては、できるだけ現場条件を詳細に再現することに配慮し、要素の分割においては、以下の点に留意する必要がある。

堤体の鉛直方向の要素分割幅 : 堤防の高さの 1/10 以下程度とする

地盤表層部分の鉛直方向の要素分割幅 : 0.25～0.50 m 以下程度とする

なお、本計算法の特徴は、次の通りである。

- (1) 堤体及び基礎地盤が均質、不均質であっても解析できる。
- (2) 定常流、非定常流の浸透流解析に適用できる。
- (3) 土質定数の変化、不飽和領域、降雨浸透等の境界条件や初期条件を自由に設定することが可能である。

6.3.2 キャサグランデ（Casagrande）の方法

Casagrande の方法は、定常状態における堤体内の浸潤線及び浸透量を算出する方法であり、浸透時間については、別途、内田の式で求める。

基本放物線は、浸潤線を 2 次放物線と仮定し、実浸出斜面長 a 及び漏水量 Q を求める。（図 6.3.2-1 参照）

1) 基本放物線

$$y = \sqrt{2 y_0 x + y_0^2} \dots\dots\dots \text{(式 6.3.2-1)}$$

$$\therefore y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

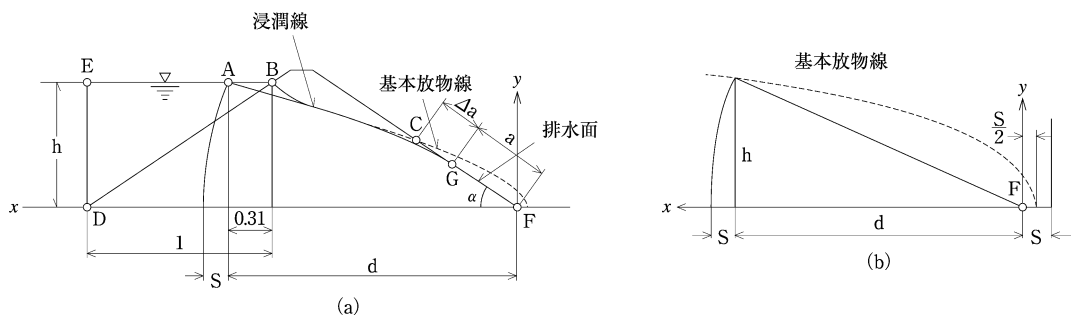


図 6.3.2-1 堤体浸潤線の図解法

2) 浸出斜面長 a

$$a = \sqrt{d^2 + h^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha} \dots\dots\dots \text{(式 6.3.2-2)}$$

但し、 $\alpha > 30^\circ$ の場合は、図 6.3.2-2 から求める。

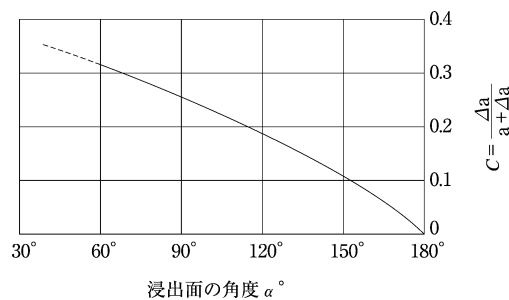


図 6.3.2-2 浸出斜面長 a の算出図

3) 浸潤線

浸潤線は、上記で求めた基本放物線を描き、図 6.3.2-1 に示す B 点、浸出斜面長 a から求められる G 点を用いて補正することにより求める。

4) 漏水量 Q

裏法の傾斜角 $\alpha \geq 30^\circ$ のとき

$$Q = k(\sqrt{d^2 + h^2} - d) \quad \dots\dots\dots (式 6.3.2-3)$$

裏法の傾斜角 $\alpha < 30^\circ$ のとき

$$Q = k \sin^2 \alpha (\sqrt{d^2 + h^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha}) \quad \dots\dots\dots (式 6.3.2-4)$$

$$= k \sin^2 \alpha$$

k : 透水係数

d, h : 図 6.3.2-1 参照

5) 浸潤線が裏法に達する時間 t

裏法尻から漏水が始まるまでに要する時間を求めるには、内田の式が使われている。

$$t = (L/\beta)^2 / (kh) \quad \dots\dots\dots (式 6.3.2-5)$$

$$\beta = \sqrt{8/(3n)}$$

k : 透水係数

n : 間隙率

L, h : 図 6.3.2-3 参照

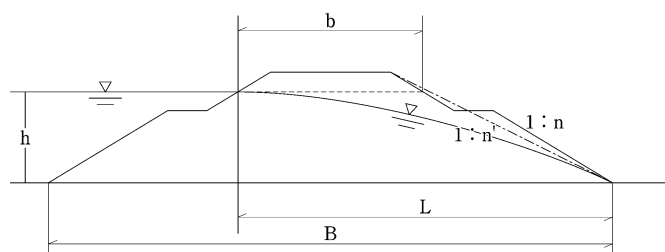


図 6.3.2-3 浸潤線裏法到達時間計算断面

なお、本計算式の特徴と適用限界は、次の通りである。

- ① 定常状態の浸透流に適用し、非定常流には適用できない。
- ② 難透水性地盤上にある透水性堤防の浸潤線の位置を求めるものである。
- ③ 堤防の漏水量を求めることができる。

6.3.3 差分法

差分法は、図 6.3.3-1 に示す通り、対象領域に正方形の網目を設定し、格子点のポテンシャルを h_0 、隣接する格子点のポテンシャルを h_1 、 h_2 、 h_3 、 h_4 、格子間隔を Δd として、差分方程式を用い浸透流解析を行うものである。

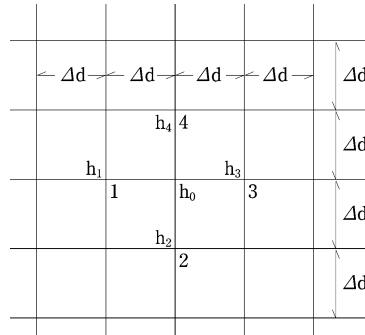


図 6.3.3-1 差分格子

なお、本計算法の特徴と適用限界は、次の通りである。

- (1) 定常流、非定常流の両者に適用できる。
- (2) 計算精度を上げるために、格子点間隔を狭くしすぎると、計算時間が飛躍的に長くなり、丸め誤差のため、解が収束しなくなる場合がある。
- (3) 境界上で、境界線と格子点が一致しない場合が多く、境界条件の適用が難しい。
- (4) 不均質な堤体への適用が難しい。

6.3.4 フローネット法

フローネット法は、定常状態における流線と等ポテンシャル線の曲線群からなる流線網から浸透量を求めるものである。

流線網は、図解法で描くことが比較的簡単で実用的であり、直交曲線群と境界条件を合わせ、以下の条件を満足するように描くことにより、流線網を作成する。

- (1) 堤体及び基礎地盤を流れる水は、一定の流線に沿って流れており、流線に直交する形で等ポテンシャル線が存在する。
- (2) 堤体直下及び透水層底面（不透水層上面）は流線となり、この間にある流線は、滑らかな曲線でなければならない。
- (3) 全ての流線と等ポテンシャル線は、直交する。
- (4) 浸透が起こる流入地盤面と流出地盤面は、等ポテンシャルであり、流線は、直角となる。
- (5) 流線と等ポテンシャル線でできた網目は、ほぼ正方形になるようにする。

上記の条件に基づいて描かれた流線網より、流線で囲まれる要素数 N_f 、等ポテンシャル

線で囲まれる要素数 N_d を用い流量 Q を次式で求める。

$$Q = hk \frac{N_f}{N_d} \dots\dots\dots \text{(式 6.3.4-1)}$$

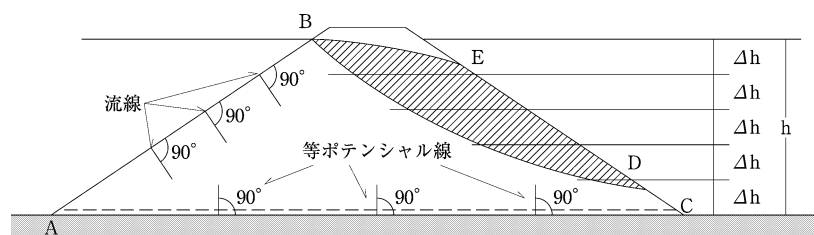
Q : 浸透流量

h : 水頭差

k : 透水係数

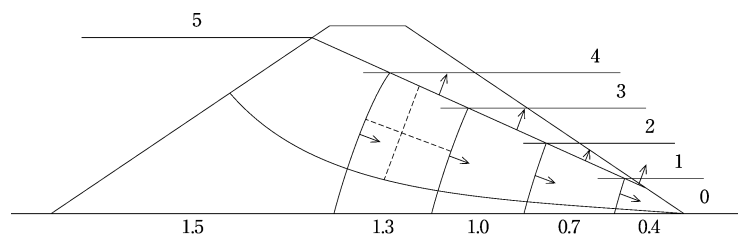
N_f : 流線で囲まれる要素数

N_d : 等ポテンシャル線で囲まれる要素数



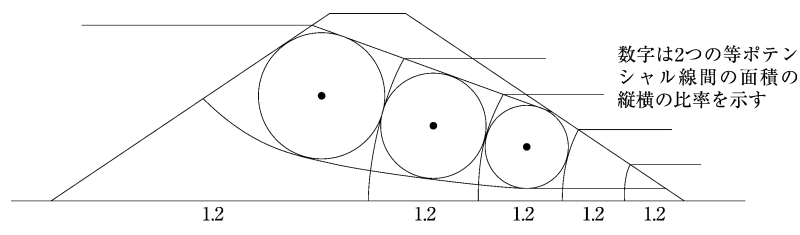
(a)

(a)



(b)

(b)



(c)

(c)

図 6.3.4-1 フローネットの作成と流線網の例

なお、本計算法の特徴と適用限界は、以下の通りである。

- (1) 均質な堤体及び基礎地盤の浸透流解析に適用する。
- (2) 定常状態の浸透流に適用し、非定常流には適用できない。
- (3) 堤体及び基礎地盤の漏水量を求めることができる。

6.3.5 クリューガー・ジャスティン (Creager & Justin) の方法

Creager & Justin の方法は、堤体と基礎地盤の透水係数が、ほぼ等しい場合における定常状態の漏水量を求めるものである。

漏水量 Q は次式で求める。

$$Q = \frac{4kh^2}{9l} + \frac{k_bhb}{l} \dots\dots\dots (式 6.3.5-1)$$

- k : 堤体の透水係数
- b : 基礎地盤の層厚
- h : 水頭差
- k_b : 基礎地盤の透水係数
- l : B_2 と C_0 との間の水平距離

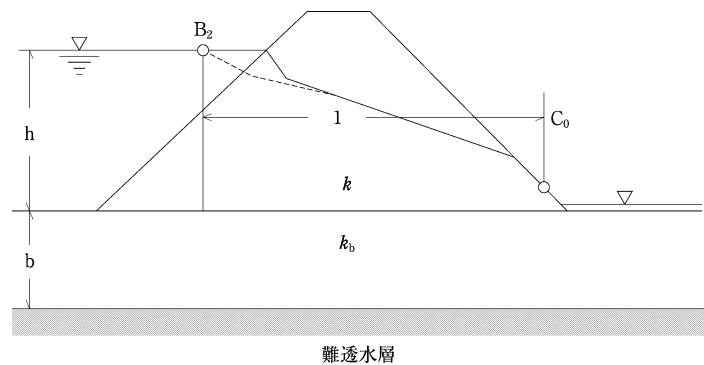


図 6.3.5-1 Creager & Justin の方法

なお、本計算法の特徴と適用限界は、次の通りである。

- (1) 堤体及び基礎地盤がそれぞれ均質であり、両者の透水係数が近似している場合の浸透流解析に適用する。
- (2) 定常状態の浸透流に適用し、非定常流には適用できない。
- (3) 堤体及び基礎地盤の漏水量を求めることができる。

6.3.6 山村・久楽の方法

本手法は、堤体幅 B で、堤体を難透水性とした際の地盤の浸透圧を解き、裏法尻における水頭 ϕ_B を次式により求めている。なお、浸透流は、定常状態としている。

(1) 透水層が河床に露出し、無限の広がりを持つ場合

$$\phi_B = \frac{\lambda \phi_1 + B \phi_2}{B + \lambda} \dots\dots\dots \text{(式 6.3.6-1)}$$

$$\lambda = \sqrt{kDc} \quad c = D'/k'$$

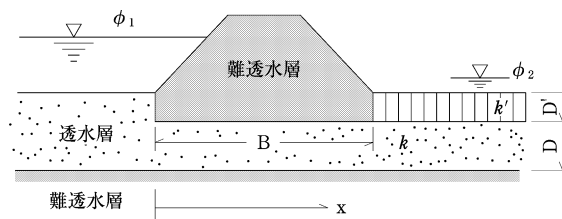


図 6.3.6-1 河床に露出した透水層がある場合

(2) 河床に半透水性の表層が存在し、透水層が無限に広がる場合

$$\phi_B = \frac{\{\lambda_2 \tanh(L/\lambda_1)\} \phi_1 + \{\lambda_1 + B \tanh(L/\lambda_1)\} \phi_2}{(B + \lambda_2) \tanh(L/\lambda_1) + \lambda_1} \dots\dots\dots \text{(式 6.3.6-2)}$$

$x = 0$ の場合

$$\phi_0 = \frac{\{(B + \lambda_2) \tanh(L/\lambda_1) \phi_1 + \lambda_1 \phi_2\}}{(B + \lambda_2) \tanh(L/\lambda_1)} \dots\dots\dots \text{(式 6.3.6-3)}$$

$$\lambda_1 = \sqrt{kDc_1}$$

$$\lambda_2 = \sqrt{kDc_2}$$

$$c_1 = D_1/k_1$$

$$c_2 = D_2/k_2$$

(3) 川幅が十分に広い場合、 $\tanh(L/\lambda_1) \rightarrow 1$ となり、以下のように簡略化される。

$$\phi_B = \frac{\lambda_2 \phi_1 + (\lambda_1 + B) \phi_2}{B + \lambda_2 + \lambda_1} \dots\dots\dots \text{(式 6.3.6-4)}$$

$$\phi_0 = \frac{(\lambda_2 + B) \phi_1 + \lambda_1 \phi_2}{B + \lambda_2 + \lambda_1} \dots\dots\dots \text{(式 6.3.6-5)}$$

このときの漏水量は、

$$Q = k_i A \text{ より}$$

$$Q = k \{ (\phi_0 - \phi_B) / B \} D \dots\dots\dots (式 6.3.6-6)$$

$$= \frac{kD(\phi_1 - \phi_2)}{B + \lambda_2 + \lambda_1}$$

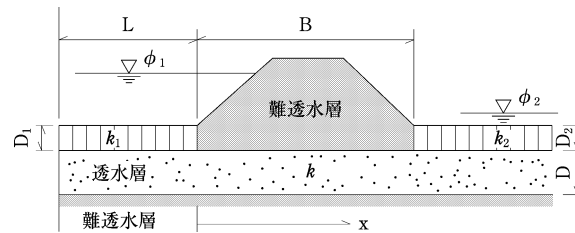


図 6.3.6-2 河床に表層が存在する場合

- (4) 透水層上に難透水性の堤防があり、浸透条件を単純化できる場合は、漏水量を次式で求めることができる。

$$Q = \rho k H \dots\dots\dots (式 6.3.6-7)$$

Q ：単位堤防幅当りの漏水量

H ：基礎地盤から河川水位までの高さ

ρ ：堤防の断面形状、堤内外地の表土の性質、透水性の
下層の性質によって決まる定数

無限に広い水平な透水層の場合の ρ は、次式で表す

$$\rho = b / (L + 0.86 b)$$

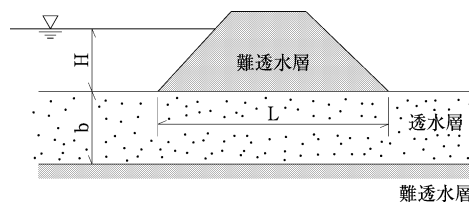


図 6.3.6-3 無限に広い水平な透水層上の堤防

- (5) 透水層の上に難透水層や半透水層の地盤が存在する場合の値は、次式で表される。

$$\rho = b / (S + x_3) \dots\dots\dots (式 6.3.6-8)$$

$$x_3 = \sqrt{(b k Z_b) / k_b}$$

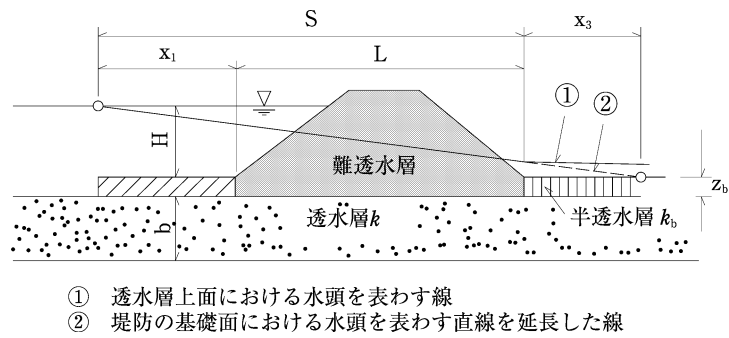


図 6.3.6-4 半無限に広がった透水層上に不透水層と半透水層が存在する地盤上の堤防

(6) 堤外地の透水層が全面的に露出している場合、透水層の表面を一樣なブランケットで被覆することによって、動水勾配は緩やかになる。このとき、 ρ 及び x_3 は前項の式によるが、 S は次式で表される。

$$S = x_1 + L \dots\dots\dots (式 6.3.6-9)$$

$$x_1 = \frac{\tanh\{(k_B L_B)/(k_b Z_b)\}}{\sqrt{k_B/(k_b Z_b)}}$$

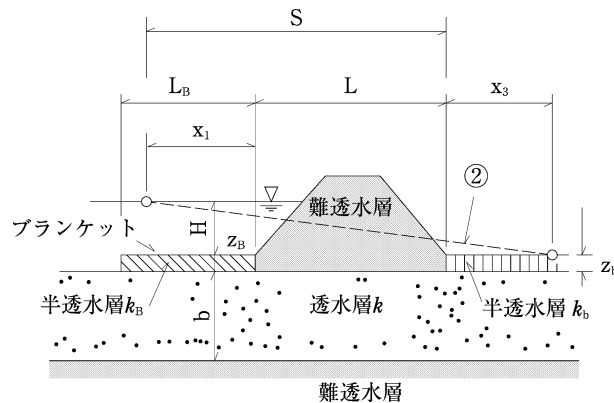


図 6.3.6-5 ブランケットで透水層表面を被覆した場合の堤防

なお、本計算法の特徴と適用限界は、次の通りである。

- 1) 堤体が難透水性であり、基礎地盤が半透水層で覆われている場合の基礎地盤漏水量解析に適用する。
- 2) 定常状態の浸透流に適用し、非定常流には適用できない。

6.3.7 浸透流モデル解析と考察

有限要素法と Casagrande の浸透流解析手法を例に、図 6.3.7-1 に示す形状の堤防に、河川水位（GL+2.5 m）を与えた場合のモデル解析を行い、比較を行った。

(1) 有限要素法による飽和・不飽和浸透流解析事例

1) 計算条件

堤体の透水係数 $k=5 \times 10^{-3}$ (cm/sec)

堤体の間隙率 有効間隙率を $n=0.2$ とする。

不飽和特性 図 6.2.4-1、図 6.2.4-2 に示す砂質土：[S] とする。

堤体形状は下図の通りであり、基礎地盤の浸透は考慮しない。

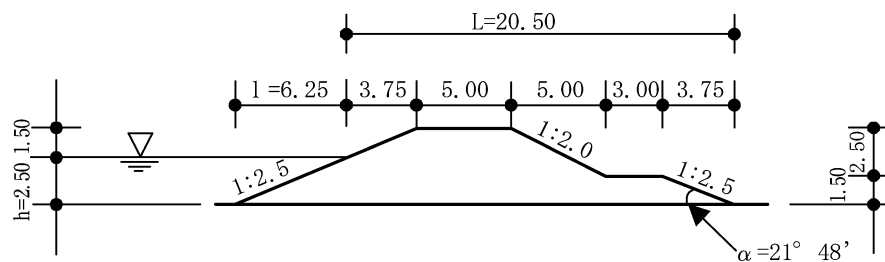


図 6.3.7-1 堤体形状計算条件（単位：m）

2) 有限要素法による浸透流解析結果

図 6.3.7-2 に示すように、時間経過に応じ浸潤線が堤体内で成長し、河川水位がピーク水位に達してから 50 時間経過後に、堤体内浸透水が裏法面から浸出している。

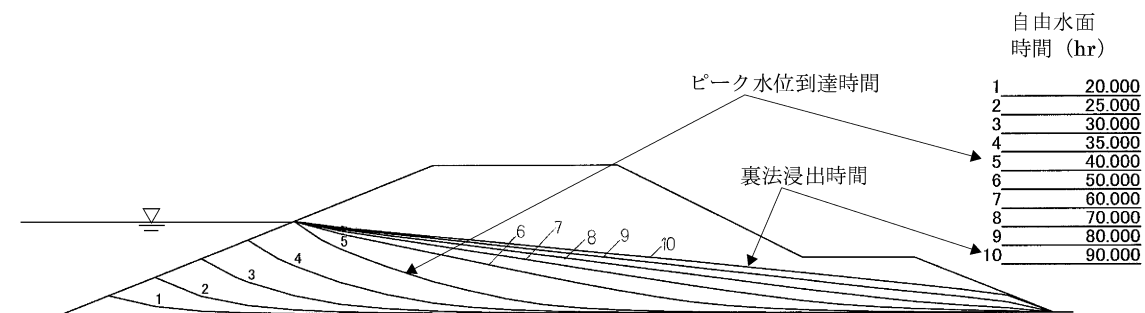


図 6.3.7-2 有限要素法による浸透流解析結果図
(裏法面からの浸出までの経過)

河川水位がピーク水位に到達した後の浸透状況を図 6.3.7-3 に示す。これによると、ピーク水位到達後 70 時間で堤体内の浸潤面上昇が安定し、定常状態に達している。

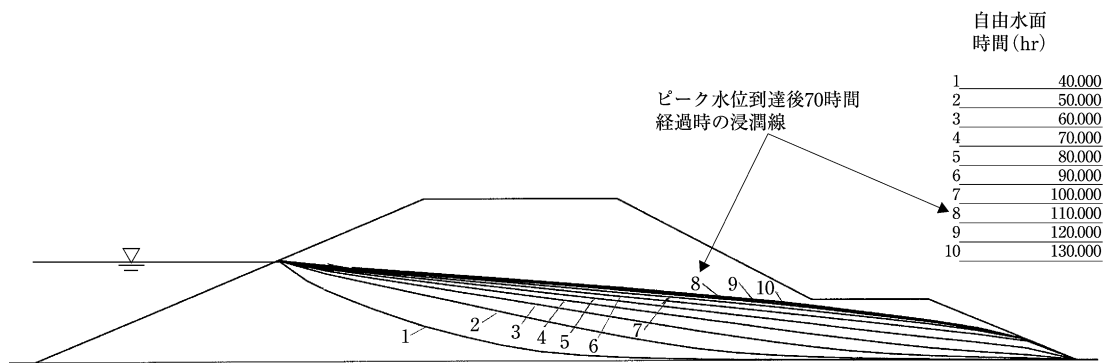


図 6.3.7-3 有限要素法による浸透流解析結果図
(ピーク水位到達後の浸透状況)

(2) キャサグランデ (Casagrande) の方法による浸透流解析事例

1) 基本放物線

$$d = 0.3 \times 6.25 + 3.75 + 5.00 + 5.00 + 3.00 + 35 = 22.38 \text{ (m)}$$

$$y_0 = \sqrt{22.38^2 + 2.50^2} - 22.38$$

$$\therefore y = \sqrt{2 \times 0.14 \times x + 0.14^2} = \sqrt{0.28x + 0.02}$$

2) 浸出斜面長

$$\alpha = 21.8^\circ < 30^\circ$$

$$a = \sqrt{22.38^2 + 2.50^2} - \sqrt{22.38^2 - 2.50^2 \cot^2 21.8^\circ}$$

$$= 22.52 - 21.49 = 1.03 \text{ (m)} = 103 \text{ (cm)}$$

3) 漏水量

$$Q = 5 \times 10^{-3} \times \sin^2 21.8^\circ \times 103$$

$$= 5 \times 10^{-3} \times 0.138 \times 103 = 0.71 \text{ (cm}^3/\text{sec/cm)}$$

4) 浸潤面が裏法に達する時間

$$\beta = \sqrt{8/(3+0.2)} = 3.65$$

$$k = 5 \times 10^{-3} \text{ (cm/sec)} = 0.18 \text{ (m/hr)}$$

$$\therefore t = (20.50/3.65)^2 / (0.18 \times 2.50) = 70 \text{ (hr)}$$

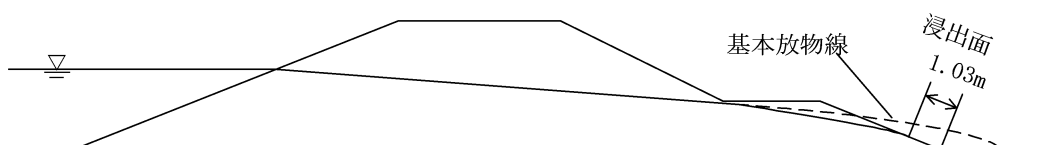


図 6.3.7-4 Casagrande の方法により求めた浸潤線

(3) 解析結果の考察

図 6.3.7-4 は、Casagrande の方法により求めた浸潤線を示したものであるが、有限要素法解析による定常状態に達した以後の浸潤線（図 6.3.7-3 参照）と良く一致し、裏法の浸出位置もほぼ同一となる。

モデルケースでは、堤体の土質条件を単純化していることから、解析手法による違いはあまり生じないが、土質条件が複雑になると、FEM 解析以外の手法では、不正確になったり、解が得られなくなる場合がある。

従って、解析方法の選択においては、検討すべき問題の質として、外力、堤防断面、土質条件等の物理量を対象に、定常的な現象を扱うか、非定常な現象を扱うか、また、結果がどの程度になるか等を見極めておかなければ、精度と信頼性に大きな差違が生じることに留意する必要がある。

6.4 パイピング・ヒービングの検討

パイピングは、限界動水勾配、限界流速、水頭クリープ比について、ヒービングは水圧、土圧比、限界動水勾配について、以下の計算法で検討する。

6.4.1 堤防漏水と動水勾配

堤体内や基礎地盤内を流れる地下水の流量は、次のダルシーの法則で表わせる。

$$Q = kiA \dots\dots\dots (\text{式 } 6.4.1-1)$$

Q : 流量

k : 透水係数

A : 地下水の流れる面積

i : 動水勾配 $i = \frac{H}{D}$

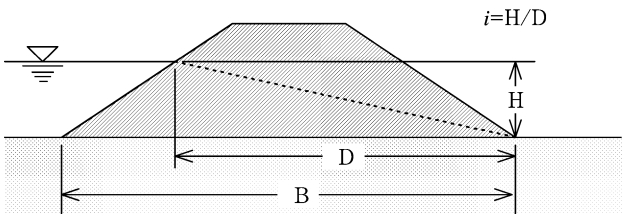


図 6.4.1-1 河川堤防の平均動水勾配

上式において、 k 、 A を一定とすると、流量 Q は動水勾配 i に比例して増加することから、河川堤防の漏水量を少なくするためには、動水勾配を小さくすれば良いことになる。

一方、動水勾配 i が一定であっても上式から明らかな通り、堤体の透水係数 k が大きければ堤体からの漏水（流量 Q ）は大きくなり、透水係数が小さければ漏水は生じにくくなる。

動水勾配が大きくなると、堤体内の土粒子が移動し始め、パイピングの発生につながるが、土粒子が移動を始めようとするときの動水勾配を限界動水勾配 i_c という。

各地の河川で発生した漏水現象と動水勾配の関係を表 6.4.1-1 に示す。

これより、動水勾配が $i \geq 0.2$ になると漏水が生じ始め、 $i \geq 0.4$ で漏水が激しくなり、 $i \geq 0.5$ になると砂（土粒子）の噴き上げが生じる可能性が大きいと判断できる。

表 6.4.1-1 漏水現象と動水勾配の関係

動 水 勾 配 i	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
漏水が生じている	■■■■■■						
激しい漏水が生じる			■■■■				
砂の吹き上げが生じる				■■■■			

なお、堤体の動水勾配（平均動水勾配）が 0.2 以下であっても、裏法尻における動水勾配（局所動水勾配）が部分的に大きくなり、漏水や砂の噴き上げが生じることがあるため、解析的な手法で検討する場合には、局所動水勾配による安全性確認が必要である。

6.4.2 パイピングの検討

(1) 限界動水勾配の検討

砂質土等の浸透性地盤の土粒子が浸透水圧によって移動し始めるときの動水勾配を限界動水勾配と称し、次式で示される。

$$i_c = \frac{\rho_s - 1}{1 + e} \dots\dots\dots (式 6.4.2-2)$$

i_c : 限界動水勾配

ρ_s : 土粒子の密度

e : 土の間隙比

一般的な土として $\rho_s = 2.7$ 、 $e = 0.7$ とすると $i_c = 1$ となる。

(2) 局所動水勾配の検討

局所動水勾配は、有限要素法による浸透流解析における要素幅と節点における圧力差として扱い、次式で求める。

$$\text{局所動水勾配} = \frac{\text{節点における圧力差} (\Delta P)}{\text{基礎地盤における 1 要素の高さ、又は、幅} (\Delta d)}$$

$$\text{鉛直方向の局所動水勾配} = \frac{\Delta P}{\Delta d} = \frac{P_B - P_A}{Z_A - Z_B}$$

$$\text{水平方向の局所動水勾配} = \frac{\Delta P}{\Delta d} = \frac{P_C - P_A}{X_A - X_C}$$

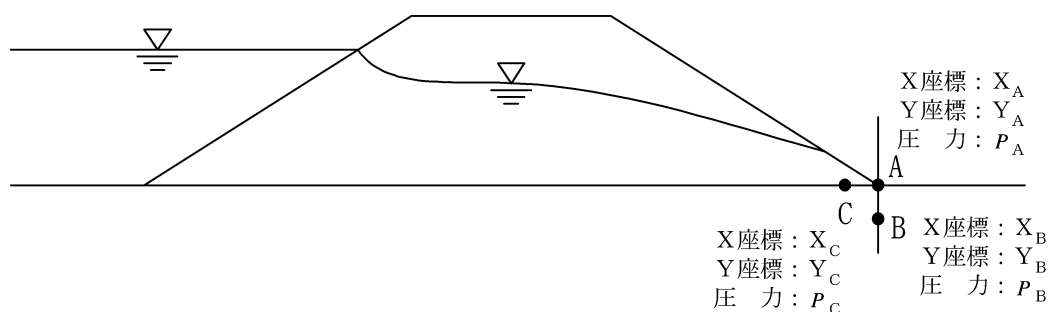


図 6.4.2-1 局所動水勾配の算出法

(3) 限界流速による検討

水面下にある地盤内の土粒子が移動し始める水の流速を限界流速といい、堤体内の流速は、これを超えないようにする必要がある。

限界流速は、次式で求める。

1) ジャステイン (Justin) の方法

$$V_c = \sqrt{\frac{Wg}{A\rho_w}} \dots\dots\dots (式 6.4.2-2)$$

$$W = P = \frac{AV^2}{g} \rho_w$$

V_c : 限界流速

W : 土粒子の水中における有効重量

ρ_w : 水の密度

g : 重力加速度

V : 浸透流速

A : 土粒子の断面積

2) コスロバ (Koslova) の実験式

$$V_c = 0.26 d_2 \left(1 + 1000 \frac{d_2}{D_2} \right) \dots\dots\dots (式 6.4.2-3)$$

V_c : 限界流速

D : 土粒子の平均粒径

d : 任意の土粒子の粒径

図 6.4.2-2 は、混合砂を用いた久保田・田中の実験、コスロバ (Koslova) の実験及び理想的な単一粒子の運動則として求めたジャステイン (Justin) の理論式を比較したものである。これによると、Justin の限界流速は、他 2 者の実験に比べ過大評価の傾向にある。

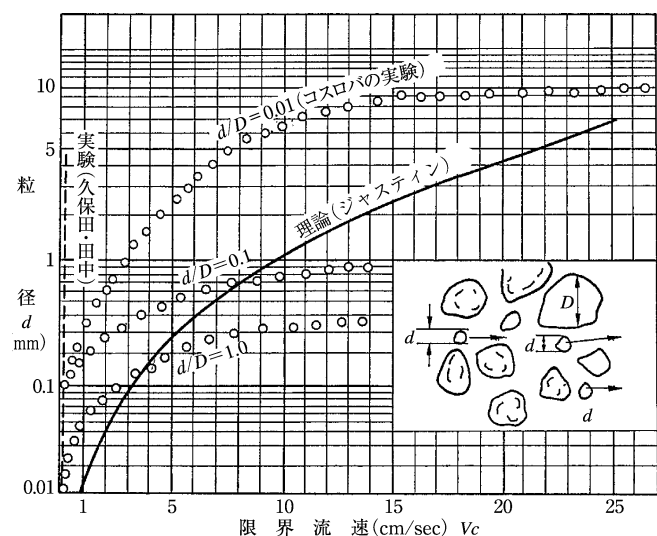


図 6.4.2-2 粒径に応じた限界流速の比較

(4) 水頭クリープ比の検討

透水性基礎地盤上に難透水性材料で構成される堤体を設ける場合は、次式で水頭クリープ比を求め、水頭クリープ比が表 6.4.2-1 に示す値よりも大きければ、堤体底面の粒子移動による浸食は安全とする。

ブライ（Bligh）の式による水頭クリープ比 C_c

$$C_c = \frac{L}{\Delta h} \dots\dots\dots (式 6.4.2-3)$$

レーン（Lane）の式による加重水頭クリープ比 C_w

$$C_w = \frac{L_w}{\Delta h} = \frac{L_w/3}{\Delta h} \dots\dots\dots (式 6.4.2-4)$$

L ：堤体幅

Δh ：水頭差

L_w ：重みをつけたクリープ長 $L_w = L/3$

表 6.4.2-1 基礎地盤の土質と限界クリープ比の関係

基礎地盤	C_c	C_w	基礎地盤	C_c	C_w
シルト	18	8.5	中砂利	—	3.5
細砂	15	7.0	砂・砂利混合物	9.0	—
中砂	—	6.0	玉石混じり粗砂利	4.0～6.0	3.0
粗砂	12	5.0	玉石と砂利	—	2.5
細砂利	—	4.0			

(5) パイピングに対する安全基準

パイピングは、浸透水圧の作用により土粒子が洗い出され、土中にパイプ状の水みちが生じる現象であり、陥没や法面の崩壊を招く恐れがある。

パイピングに対する安全基準は、平均動水勾配で概略的に検討する場合には、前項の表 6.4.1-1 が参考になる。

局所動水勾配を基に判断する場合は、次の通りとする。

$$\text{局所動水勾配 } i_p < \text{限界動水勾配 } i_c$$

なお、本計算式の特徴と適用限界は、次の通りである。

- 1) 限界動水勾配による方法は、原式が重力式であるため、適用は、鉛直方向のパイピングに限る。
- 2) 限界流速による方法は、堤体、基礎地盤の何れにも適用できるが、堤体に適用する場合は、適用部分周辺の水頭分布を確認しておく必要がある。
- 3) 水頭クリープ比による方法は、透水性基礎地盤上にある難透水性材料で築造される堤体に適用される。

6.4.3 ヒービングの検討

裏法尻付近の基礎地盤が透水性の良い砂質土や礫質土の上に、難透水性の粘性土が被覆されている場合、基底面に作用する揚圧力により、被覆土が持ち上げられ破壊することがある。このような現象をヒービングという。

(1) 水圧・土圧比によるヒービングの検討

水圧・土圧比によるヒービングの検討は、図 6.4.3-1 に示す通り、難透水性の土層を押し上げようとする揚圧力と難透水性土層の自重とのバランスについて評価するもので、次式で安全率を求める。

安全率は、 $F_s > 1$ とする

$$F_s = \frac{\rho_t H_1}{\rho_w \Delta h} \dots \dots \dots (\text{式 6.4.3-1})$$

F_s : 安全率

ρ_t : 難透水層の密度

ρ_w : 水の密度

Δh : 法尻付近の水頭

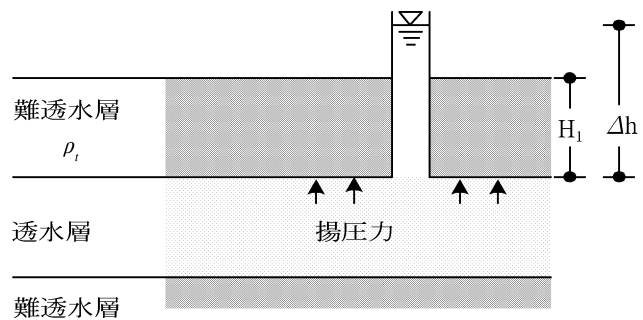


図 6.4.3-1 水圧・土圧比の検討モデル図

図 6.4.3-2 は、裏法尻側の透水性基礎地盤面上に難透水性の被覆土がある場合の揚圧力と被覆土層厚との関係の観測結果であり、図に示す理論的発生限界は、上式の $(\rho_t \cdot H_1)$ に該当する被覆土層の重量である。

これによると、被覆土層厚が 2 m を超えると、理論的発生限界より大きな水圧に耐えられる傾向にあるとして、図中 A 線と表示されている境界線が示されている。

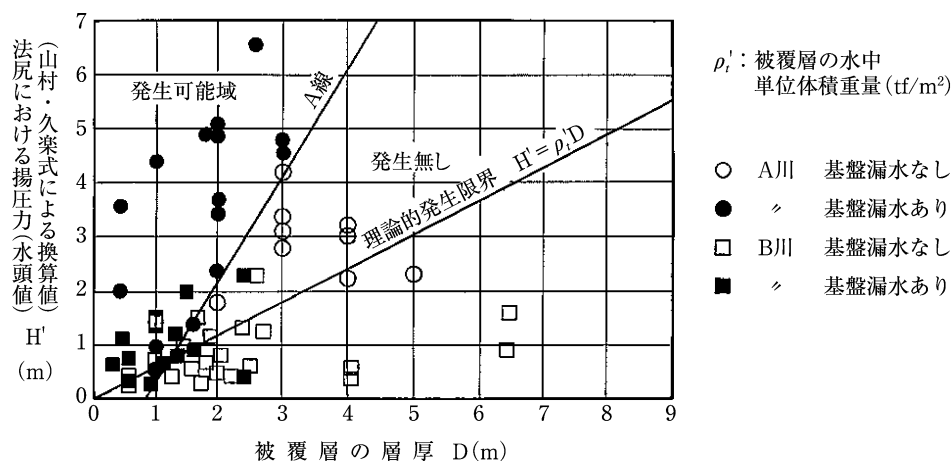


図 6.4.3-2 被覆層の厚さと法尻における揚圧力

(2) 限界動水勾配によるヒービングの検討

図 6.4.3-3 の通り、難透水層が透水層を被覆している場合、次式で限界動水勾配を求め、限界動水勾配が 0.4～0.5 を超えないようにする。

難透水層が透水層を被覆している場合は、裏法尻付近の動水勾配が 0.4 以上で漏水が始まり、0.5 以上で填砂現象が生じ易い。(表 6.4.1-1 参照)

$$i_c = \frac{\Delta h - H_1}{H_1} \dots\dots\dots (式 6.4.3-2)$$

$$= \frac{\Delta h'}{H_1}$$

Δh ：裏法尻付近の水頭

H_1 ：難透水層の層厚

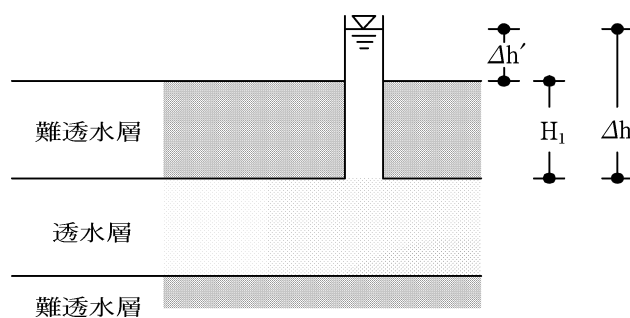


図 6.4.3-3 限界動水勾配の検討モデル図

6.5 浸潤線と毛管上昇高

堤体内における浸潤線の位置は、6.3 浸透流解析に基づいて設定するが、浸潤線の上にも毛管上昇領域があり、飽和度の変化によって強度低下が生じるので注意する必要がある。

毛管上昇領域については、図 6.5-1 に示す実験結果が得られ、また、石狩川における火山灰土を用いた実測値によれば、毛管現象による飽和領域の拡大は 30 cm 程度である。

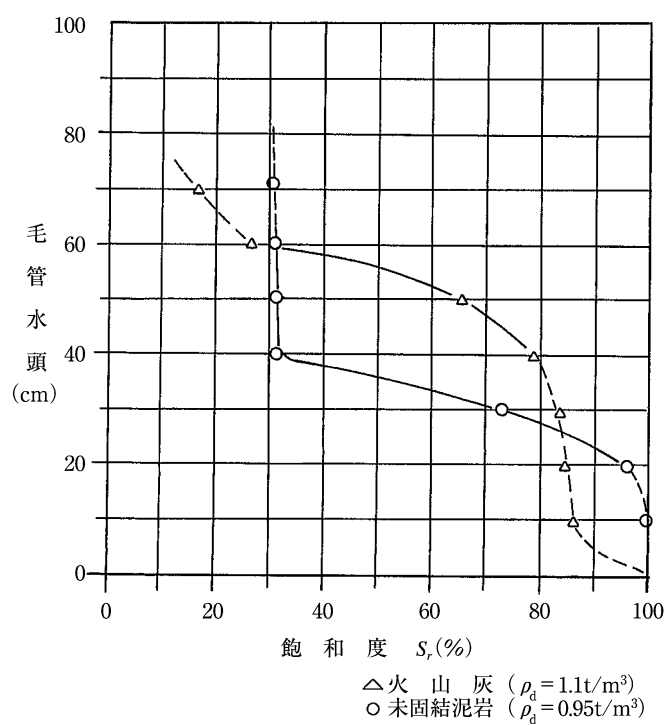


図 6.5-1 毛管水頭と飽和度

6.6 浸透能による雨水浸透領域

(1) 不飽和浸透流の基本式

堤体内部は、雨水浸透により飽和度が上昇し危険な状態になっていくが、降雨規模によって堤体内に浸透できる水量が変化し、飽和する範囲も変化する。

不飽和領域の浸透量（一次元流）は、ダルシー（Darcy）の法則より、次式で示される。

$$q = kC \left(1 - \frac{\delta h_c}{\delta x}\right) \dots\dots\dots \text{(式 6.6-1)}$$

q : 単位面積あたりの浸透量

k : 飽和透水係数

C : 比透水係数

h_c : 毛管水頭

x : 距離

(2) 浸透領域の決定

飽和状態では、比透水係数は 1.0、サクション力は 0 となり、水分は重力水として移動し、また、浸透量を上回る降水は、表面流出することになる。

浸透可能水量は、土の間隙（水分）状態でも変化し、土はサクション力や吸着力による水分を保有しており、その水分量は体積含水率、或いは、含水比として評価される。

浸透可能容量は、この体積含水率の最大と最小の差に層厚を乗じることで求められ、体積含水率は、間隙率と飽和度から、次式で求められる。

$$\theta = n \times S_r$$

θ : 体積含水率

n : 間隙率

S_r : 飽和度

ある深さ H までに浸透できる水量 q は、次式となる。

$$\begin{aligned} q &= \{(\theta_{\max} - \theta_{\min}) / 100\} H \\ &= \{n \times (S_{r \max} - S_{r \min}) / 100\} H \end{aligned}$$

これより、降雨量 q を与えたときの浸透範囲は、次式で求められる。

$$\begin{aligned} H &= q / \{n \times (S_{r \max} - S_{r \min}) / 100\} \\ &= q / \{n \times (100 - \text{初期飽和度 } S_r) / 100\} \\ H &: \text{浸透範囲} \end{aligned}$$

降雨量 150～300 mm 程度、堤体の間隙比 $n=0.4$ 、初期飽和度 $S_r=60\%$ とした時の飽和範囲 H を試算すると

$$H = 150 \sim 300 / \{0.4(100 - 60) / 100\}$$

=937.5~1875 (mm)

この例では、表層約1m程度が飽和し、強度低下し易い範囲が形成される。

試算と同様規模の降雨量であった昭和56年石狩川洪水時では、この範囲の土が強度低下し、法すべりを生じた事例が多いと報告されている。

堤防の拡築等が行われている箇所では、図6.6-1のモデル図のように旧堤材料が拡築部より浸透能が小さい場合、境界部に浸透流を生じ、これに起因して法面のすべりが発生することがあるので、堤防履歴や境界部分の土質性状を十分に把握することが、現象解明や対策検討において重要である。

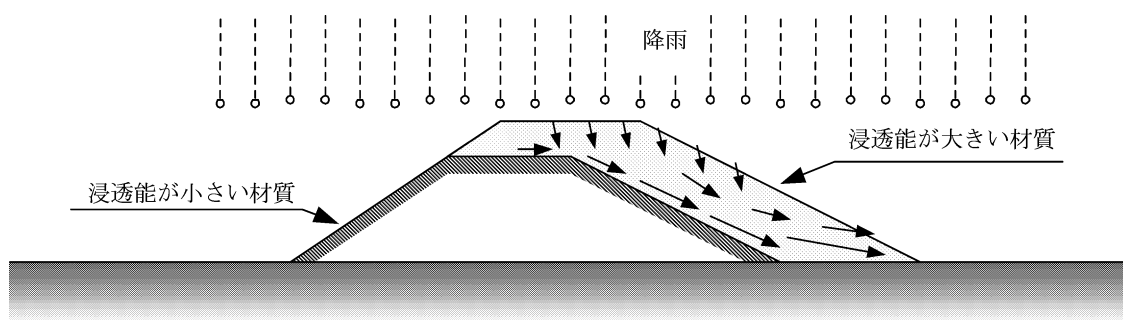


図 6.6-1 浸透能の違いによる堤体内浸透流の発生モデル図

(3) 浸透時間

図6.6-2に示す浸潤前線 x_f までの到達時間 t は、次式で求まる。このとき、 x_f までは飽和しており、浸潤前線よりも下の飽和土は、初期と同一とする。

$$t = \frac{n}{k} \left(x_f + h_c \log_e \left| \frac{h_c}{x_f + h_c} \right| \right) \dots\dots\dots (式 6.6-2)$$

t : 時間

n : 有効間隙率

k : 透水係数

x_f : 浸潤前線までの深さ

h_c : 毛管水頭

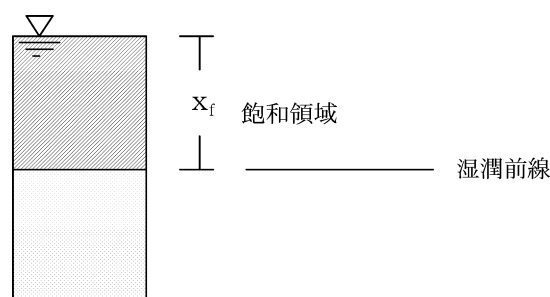


図 6.6-2 飽和領域と浸潤前線

6.7 すべり破壊に対する安定解析

6.7.1 堤体及び基礎地盤の安定解析

堤体及び堤体と基礎地盤のすべり破壊に対する安定解析は、図 6.7.1-1 の通り円弧すべりを想定し、次式に示す簡便分割法によりトライアルを行い、最小安全率を求める。

$$F_s = \frac{\sum \{cl + (W - ub) \cos \alpha \tan \phi\}}{\sum W \sin \alpha} \dots\dots\dots (式 6.7.1-1)$$

W : 分割片の重量

u : すべり面に作用する間隙水圧

c : すべり面上の土の粘着力

ϕ : すべり面上の土の内部摩擦角

l : 分割片のすべり面の長

b : 分割片の幅

α : 円弧の中心における法線と鉛直線のなす角

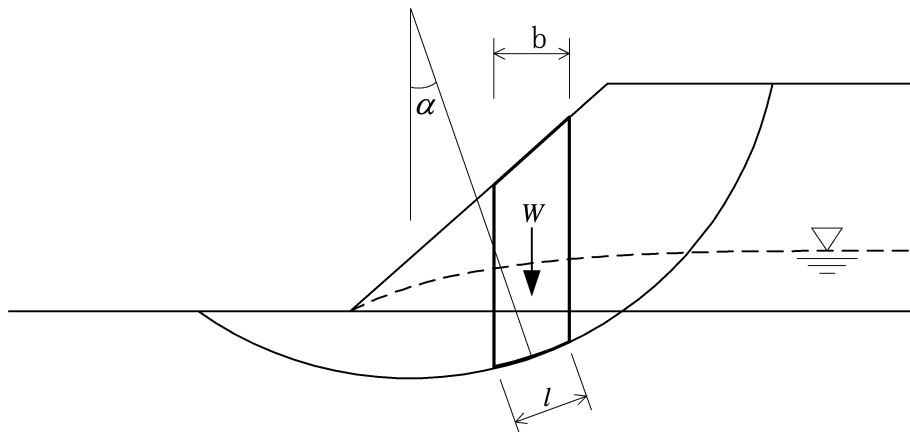


図 6.7.1-1 簡便分割法による安定計算

最小安全率は、次の値を確保する。

$$F_s \geq 1.2$$

浸潤面は浸透流解析で求めた最も大きい危険値を用い、被覆土は降雨の浸透を考慮し、飽和状態とする。

6.7.2 被覆土の安定解析

盛土材料が砂質シルト系や火山灰系では、降雨や降雪等により堤防表層部が緩み易く、このような部分や築造後、間もない堤防が豪雨にあったときに表層すべりが生じ易く、また、被覆土等の表層が浸透水の影響で植生と共にすべり出すことがある。

これらの滑動は、平面すべりの形状を示すので、無限に広がった斜面における平面すべりを想定し、安定解析を行う。

平面すべりの算定法

$$F_s = \frac{cl + (W \cos \alpha - ub) \tan \phi}{W \sin \alpha} \dots\dots\dots (式 6.7.2-1)$$

$c=0$ 、 $u=0$ のとき

$$F_s = \frac{W \cos \alpha \tan \phi}{W \sin \alpha}$$

$$= \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

W ：すべり片の重量

u ：すべり面上の間隙水圧

c ：すべり面上の土の粘着力

ϕ ：すべり面上の土の内部摩擦角

l ：スライスすべり面の長さ

b ：スライスの幅

α ：すべり面と水平線のなす角

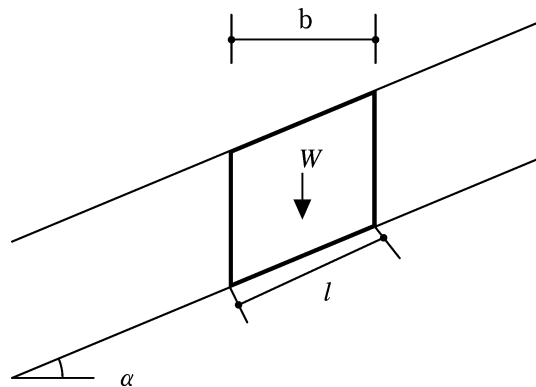


図 6.7.2-1 平面すべりによる安定計算

最小安全率は、次の値を確保する。

$$F_s \geq 1.2$$

被覆土は、降雨の浸透を考慮し、飽和状態とする。

6.8 沈下・変形解析

樋門等構造物周辺の漏水は、堤防盛土の沈下により、構造物周辺に空洞やゆるみが発生することによって引き起こされるものである。

沈下解析の方法は、一次元の沈下計算が一般的であるが、カムクレイモデルや修正カムクレイモデル、関口・太田モデルを用いた有限要素法による応力、変形解析、更に、有限要素法にジョイント要素を導入した精密解析法等による解析が行われている。

沈下は、載荷重により弾性的に発生する即時沈下と塑性的に発生する圧密沈下がある。

また、泥炭性軟弱地盤では、長期に亘って進行する二次圧密沈下を十分考慮することが必要である。

構造物周辺の沈下に伴う複雑な変状挙動を解析するための有限要素法にジョイント要素を組み込んだモデルでは、地中の変位、ゆるみ、クラック、空洞等の変状を精密に解析することが可能であり、現況の変状実態分析、新設の長期変状挙動予測及びリスク管理等に利用していくことができる。

6.8.1 一次元沈下解析

(1) 即時沈下量の算定

樋門等構造物の即時沈下量は、地盤を弾性体と仮定し、次式で求める。

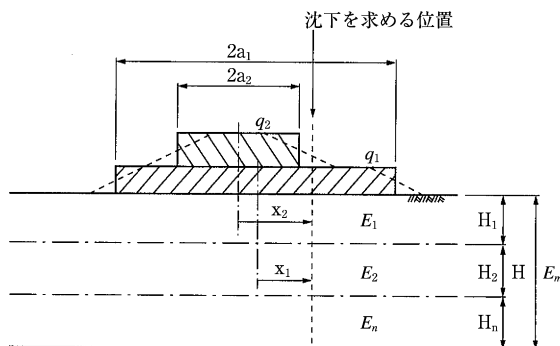


図 6.8.1-1 即時沈下の計算モデル

$$S_{ix} = \sum_{i=1}^n \frac{-3 a_i q_i}{E_m \pi} \log \left\{ \sin \left(\tan^{-1} \frac{a_i}{H} \right) \right\} \left\{ 1.0 - \frac{0.75}{\pi} \left[\left(1 + \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 + \frac{x}{a_i} \right| + \left(1 - \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 - \frac{x}{a_i} \right| \right] \right\} \quad \dots\dots\dots (式 6.8.1-1)$$

S_{ix} ：函軸方向 x における基礎地盤の即時沈下量

q_i ：盛土荷重

E_m ：地盤の換算変形係数

$$E_m = \frac{\log \frac{(B+2 H \tan \theta) L}{(L+2 H \tan \theta) B}}{\sum \frac{1}{E_i} \log \frac{(B+2 H_i \tan \theta)(L+2 H_{i-1} \tan \theta)}{(L+2 H_i \tan \theta)(B+2 H_{i-1} \tan \theta)}}$$

E_i : 地盤の変形係数

B : 載荷幅 $B=2 a_i$

L : 載荷奥行き

H : 沈下対象層厚 B の 3 倍以上

n : 等分布荷重数

x : それぞれの等分布荷重のセンターからの距離

θ : 荷重の分散角 $\theta=30^\circ$ とする

なお、沈下計算における荷重は、図 6.8.1-2 に示す通り、即時沈下量算定に用いる荷重は床付け面より上の全盛土荷重とし、既設堤体による圧密沈下が終了している場合の圧密沈下量計算には、拡築断面となる腹付け盛土のみの荷重を考慮する。

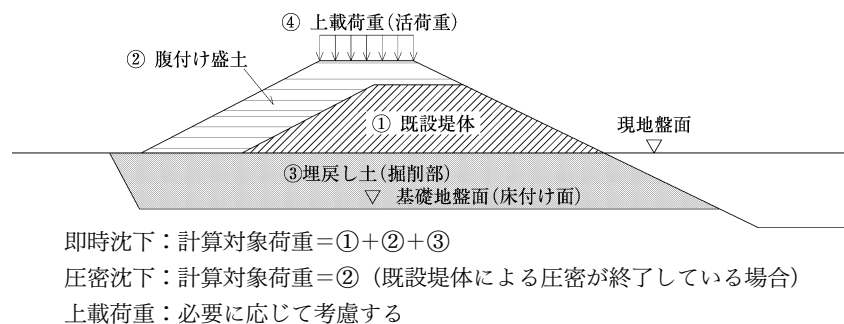


図 6.8.1-2 段階盛土による荷重の考え方

砂質土の場合は、次式に示す N 値を用いたドゥ・ビヤー (De Beer) の式、或いは、図 6.8.1-3 に示すヘッグ (Hoggh) の圧力と間隙比の関係図から即時沈下量を求める方法もある。

$$S = 0.4 \frac{P_0 H}{N} \log \frac{(P_0 + \Delta P)}{P_0} \dots \text{(式 6.8.1-2)}$$

S : 沈下量

P_0 : 初期土被り荷重

ΔP : 地中増加応力

H : 圧密層層厚

N : N 値

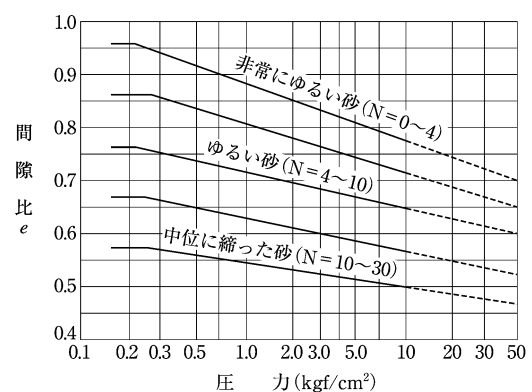


図 6.8.1-3 圧力～間隙比関係図

(2) 圧密沈下量の算定

圧密沈下量は、次の計算式の何れかを用いて求める。

1) 密圧沈下曲線を用いる式

$$S = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} H \cdots \cdots \cdots \text{(式 6.8.1-3)}$$

2) 圧縮指数を用いる式

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \cdots \cdots \cdots \text{(式 6.8.1-4)}$$

3) 体積圧縮係数を用いる式

$$S = M_v \Delta P H \cdots \cdots \cdots \text{(式 6.8.1-5)}$$

S	: 圧密沈下量	p_0	: 初期間隙比
C_c	: 圧縮指数	H	: 被圧密層層厚
M_v	: 体積圧縮係数	e_1	: 応力増加後の空隙比
e_0	: 初期間隙比	ΔP	: 地中増加応力

(3) 地中増加応力の求め方

上載荷重による地中増加応力は、堤防盛土を半無限に連続する台形荷重として扱い、以下に示すオスターバーグ（Osterberg）の影響係数 I を用いて、次式で求める。

$$\Delta P = q_E I \cdots \cdots \cdots \text{(式 6.8.1-6)}$$

$$= \rho_E H_E I$$

ΔP : 地中増加応力

q_E : 上載荷重

ρ_E : 盛土の密度

H_E : 盛土高

I : 図 6.8.1-4 から求まる影響係数

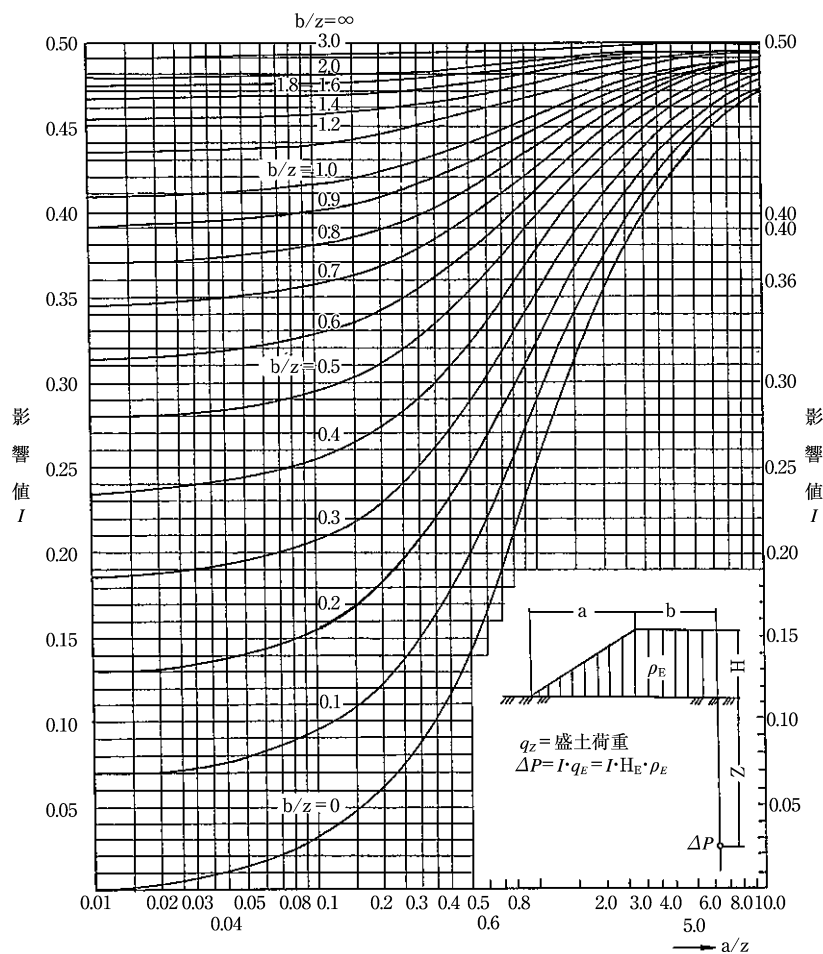


図 6.8.1-4 Osterberg の影響線図

上載荷重には、施工中の重機荷重や完成後の車両通行荷重分として、上載圧 $q = 10 \text{ kN/m}^2$ を考慮する。

地下水位が高く盛土が水没する場合には、浮力を考慮した水没補正を行う必要がある。

なお、参考のため、Osterberg の影響線図の根拠となる計算式は、式 6.8.1-7 に、載荷条件は、図 6.8.1-5 に示す。

$$\Delta P_z = \rho_E H_E (I_1 + I_2) \dots\dots\dots \text{(式 6.8.1-7)}$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \beta_1 + \frac{(a+b-l) \alpha_1}{a} + \frac{Zl}{Z^2 + l^2} \right\}$$

$$I_2 = \frac{1}{\pi} \left\{ \beta_2 + \frac{(a+b+l) \alpha_2}{a} - \frac{Zl}{Z^2 + l^2} \right\}$$

$$\alpha_1 = \tan^{-1} \frac{(a+b-l)}{Z} - \tan^{-1} \frac{(b-l)}{Z}$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1} \frac{(a+b+l)}{Z} - \tan^{-1} \frac{(b+l)}{Z}$$

$$\beta_1 = \tan^{-1} \frac{(b-l)}{Z} + \tan^{-1} \frac{l}{Z}$$

$$\beta_2 = \tan^{-1} \frac{(b+l)}{Z} - \tan^{-1} \frac{l}{Z}$$

法尻を基点にする場合は、 $l=a+b-x$ に置きかえること。

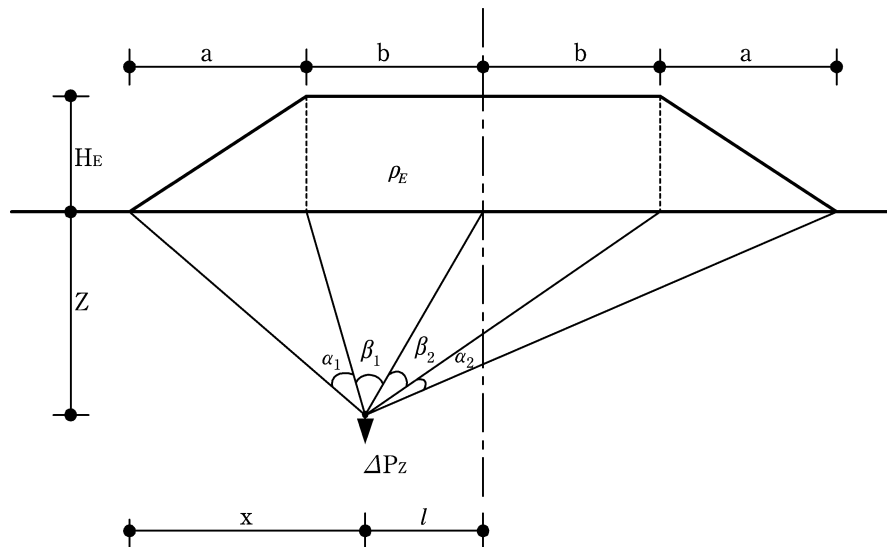


図 6.8.1-5 式 6.8.1-7 の載荷条件図

(4) 沈下量の概略検討法

圧密試験のデータが揃っていない段階において、概略の沈下量を推定する場合には、土の含水比や液性限界を指標にして間隙比や体積圧縮係数、圧縮指数を求め、次式で沈下量を求める。

1) 初期間隙比

$$e_0 = \frac{\rho_s \gamma_w - \gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \dots\dots\dots \text{(式 6.8.1-8)}$$

e_0 : 初期間隙比

ρ_{sat} : 土の飽和密度

ρ_w : 水の密度 $\rho_w = 1$ とする

ρ_s : 土粒子の密度

2) 圧縮指数と液性限界の関係

$$C_c = 0.009(w_L - 10) \dots\dots\dots \text{(式 6.8.1-9)}$$

C_c : 圧縮指数

w_L : 液性限界

3) 自然含水比と間隙比の関係 図 6.8.1-5 参照

4) 平均含水比と平均体積圧縮係数の関係 図 6.8.1-6 参照

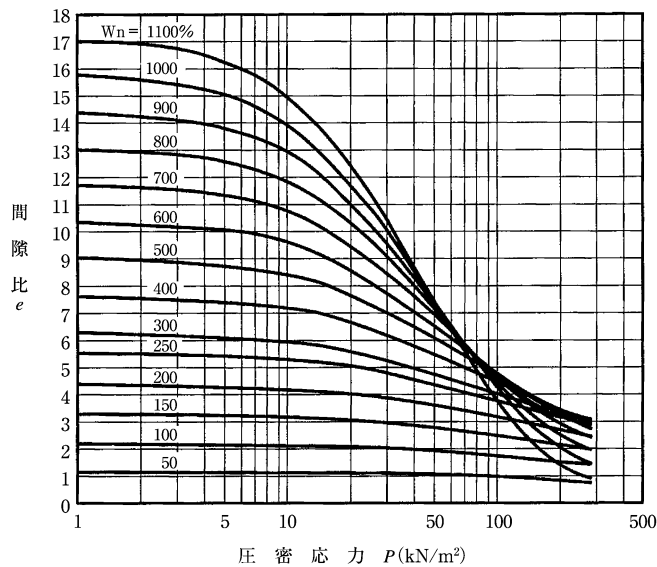


図 6.8.1-5 自然含水比と e - $\log P$ 曲線の関係

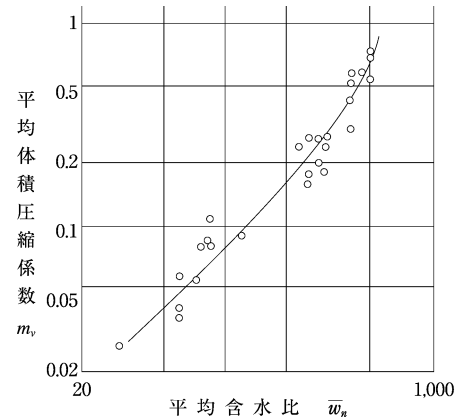


図 6.8.1-6 平均含水比 $\bar{w}_n$ と平均体積圧縮係数 m_v の関係

(5) 二次圧密沈下量

泥炭性軟弱地盤では、泥炭の圧密や分解等による長期的なクリープ変形（二次圧密）が大きくなると予想されるため、二次圧密沈下量を次式で求める。

$$S = C_\alpha H \log \frac{(t_0 + \Delta t)}{t_0} \dots\dots\dots \text{(式 6.8.1-10)}$$

S : 二次圧密沈下量

t_0 : 一次圧密沈下量

Δt : t_0 以降の経過時間

H : 被圧密層層厚

C_α : 二次圧密係数

一般的に、二次圧密係数は、粘性土が 0.005～0.02 程度、泥炭が 0.05～0.10 程度とされているが、室内での長期圧密試験や現地観測結果等を考慮し、設定する必要がある。

(6) 圧密沈下時間の算定

圧密沈下時間は、次式で求める。

$$t = \frac{T_v D^2}{C_v} \dots\dots\dots (式 6.8.1-11)$$

$$T_v = \frac{\frac{\pi}{4} U^2}{(1 - U^{5.6})^{0.375}} \quad \text{図 6.8.1-7 参照}$$

$$U = \frac{\left(4 \frac{T_v}{\pi}\right)^{0.5}}{\left\{1 + \left(4 \frac{T_v}{\pi}\right)^{2.8}\right\}^{0.179}}$$

- t : 圧密沈下時間 (day)
- T_v : 時間係数
- U : 圧密度
- D : 排水距離 (cm)
 - 片面排水 ; $D = H$
 - 両面排水 ; $D = H/2$
- H : 被圧密層層厚
- C_v : 圧密係数 (cm^2/day)

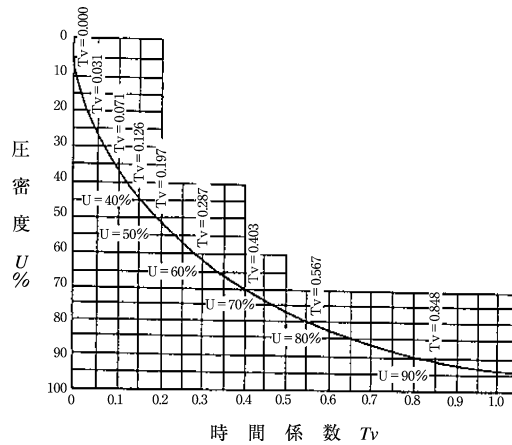


図 6.8.1-7 圧密度と時間係数

図 6.8.1-8 の通り、被圧密層が複数存在する場合には、ある層の圧密係数を基準とする換算層厚の沈下時間を求める。

換算層厚の求め方は、次式による。

$$H = H_1 \sqrt{\frac{C_{v0}}{C_{v1}}} + H_2 \sqrt{\frac{C_{v0}}{C_{v2}}} + \dots + H_n \sqrt{\frac{C_{v0}}{C_{vn}}} \quad \dots\dots\dots (式 6.8.1-12)$$

H : 換算層厚

H_i : i 番目の土層の層厚

C_{v0} : 基準とする土層の圧密係数

C_{vi} : i 番目の土層の圧密係数

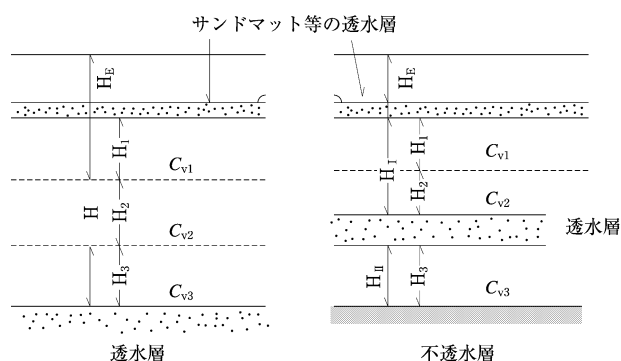


図 6.8.1-8 圧密層の区分

(7) 側方流動

盛土の側方流動による周辺地盤へ与える影響については、図 6.8.1-9 を用いて検討する。

沈下量 $S_t = C_1 \cdot S_0$ S_0 : 盛土中央部における沈下量

側方地盤隆起量 $\delta_v = C_1 \cdot S_0$ H : 軟弱層厚

側方地盤水平移動量 $\delta_x = C_2 \cdot S_0$ $C_1 \sim C_3$: 下図による

側方地盤に変位の及ぶ距離 $L = C_3 \cdot H$

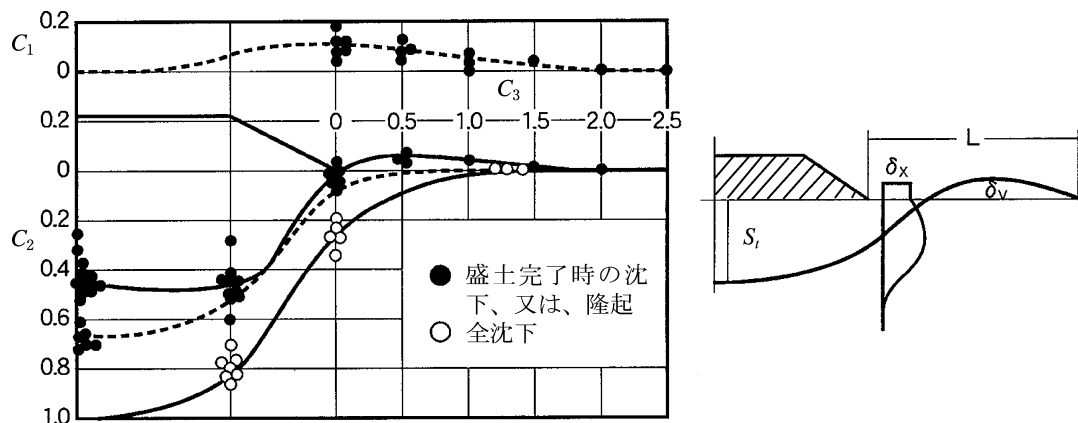


図 6.8.1-9 盛土の沈下形状と側方への影響

6.8.2 有限要素法による沈下解析

(1) 解析方法

有限要素法による解析には、以下の解析法があるが、近年は、表 6.8.2-1 に示すような弾塑性解析及び弾粘塑性解析が多く適用されている。

表 6.8.2-1 有限要素による沈下解析法

解 析 手 法	構 成 式 モ デ ル	備 考
① 線形弾性解析		
② 非線形弾性解析	Duncan-Chang	
③ 弾塑性解析	Von-Mises、Drucker-Prager、 Cam-Clay、修正Cam-Clay	線 形 非線形
④ 粘弾性解析	Maxwell、Kelvin	
⑤ 弾粘塑性解析	関口・太田	

線形弾性解析は、地中応力の計算、微小変形等を求める際に用いられ、フック (Hooke) の法則に従い $\sigma = E\varepsilon$ よりひずみ ε を求めるが、降伏点を考慮していないため、弾性領域の計算のみに用いられる。

代表的な応力－ひずみの関係は、図 6.8.2-1 に示す。

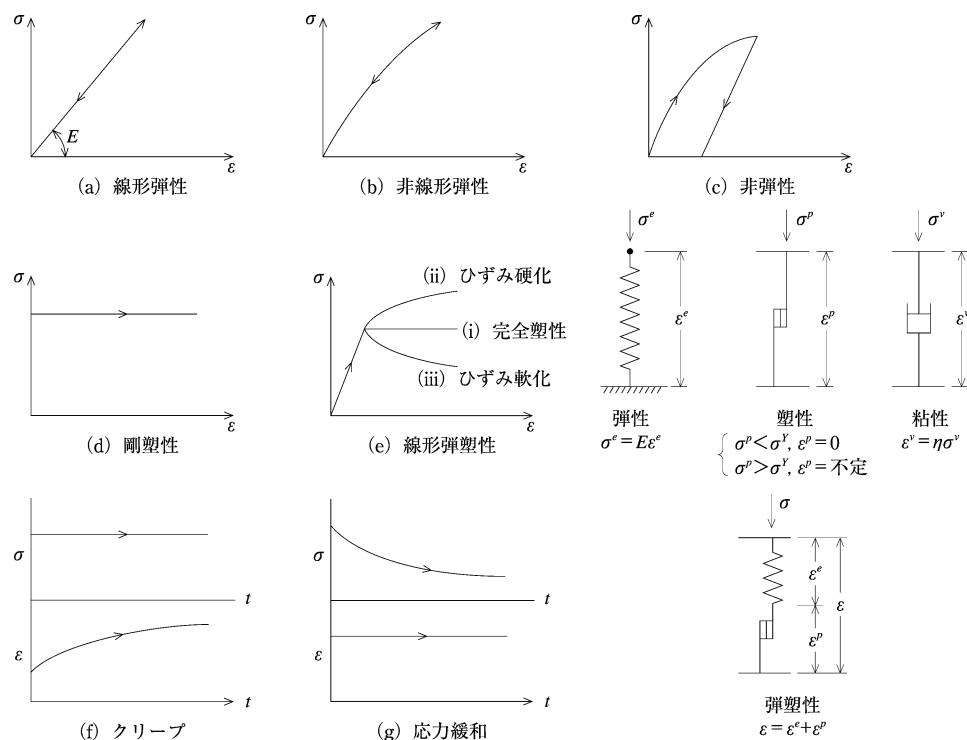


図 6.8.2-1 代表的な応力－ひずみ曲線モデル図

降伏点を考慮した弾塑性解析は、降伏点以降は剪断強度一定とする場合、ひずみ硬化を考慮し、増加させる場合及び減少させるひずみ軟化の場合がある。

非線形弾性解析は、実際の応力－ひずみ曲線が非線形であることを忠実に再現しようとするもので、ピーク強度に漸近させる方法と途中に除荷・再載荷があった場合も含め、再現する方法がある。

沈下解析において、何れの解析手法を採用するかは、対象地盤の変形特性を考慮して決定することになる。

なお、変形特性、即ち、応力－ひずみ関係の分類は、表 6.8.2-2 に示す通りである。

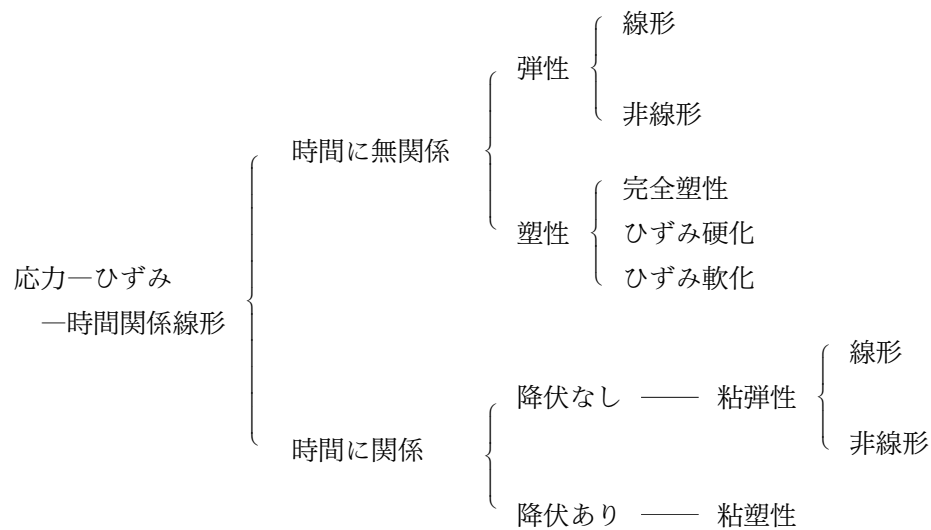


表 6.8.2-2 応力－ひずみ関係の分類

(2) 解析事例

有限要素法による構造物周辺の変状・挙動を解析するため、ジョイント要素を考慮した応力、変形解析の計算例を以下に示す。

1) 解析の流れ

解析のフローは、図 6.8.2-2 に示す。

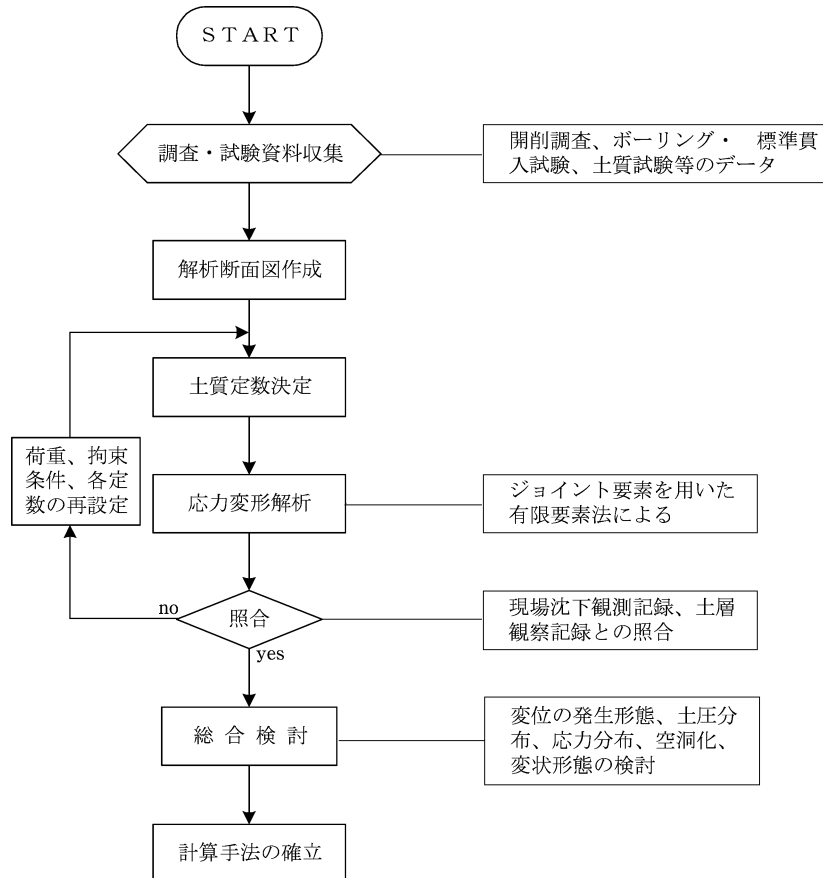


図 6.8.2-2 解析フロー図

2) 計算条件

材料モデル：線形弾性 ジョイント要素は、不連続面の挙動に対応させるため、
図 6.8.2-3 に示す閉合、開口、回転、膨張、収縮の変形
モードを考慮

解析特性：平面ひずみ

拘束条件：解析域 底面、側面はスライド拘束（X 方向固定）
樋門底面、上面 Y 方向固定
樋門側面 ジョイント部開口あり

荷重条件：盛土荷重は、100%

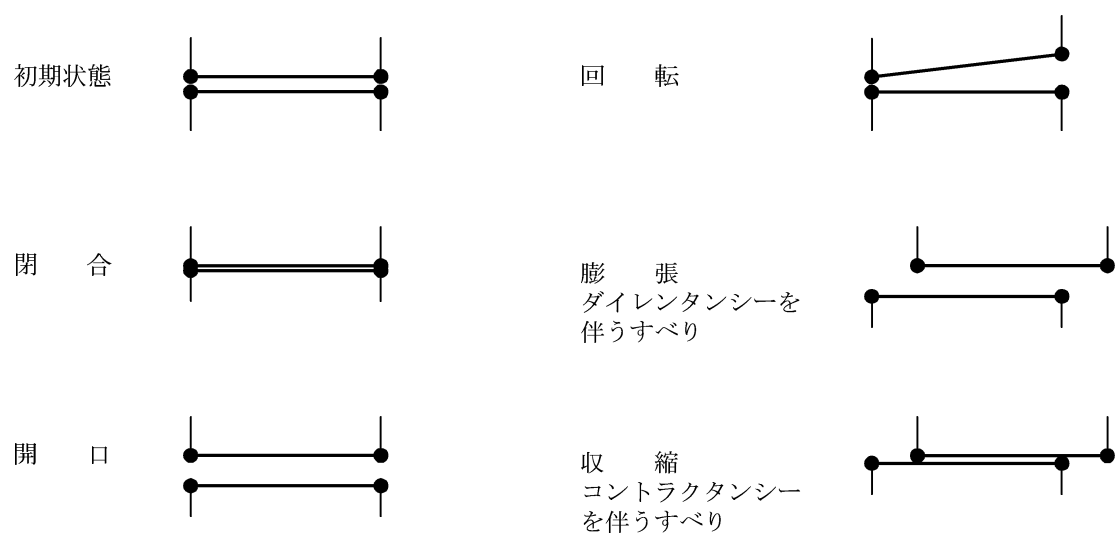


図 6.8.2-3 不連続面の挙動に対応する各種変形モード

3) 解析モデル

解析に用いたモデル図は、図 6.8.2-4 に示す。

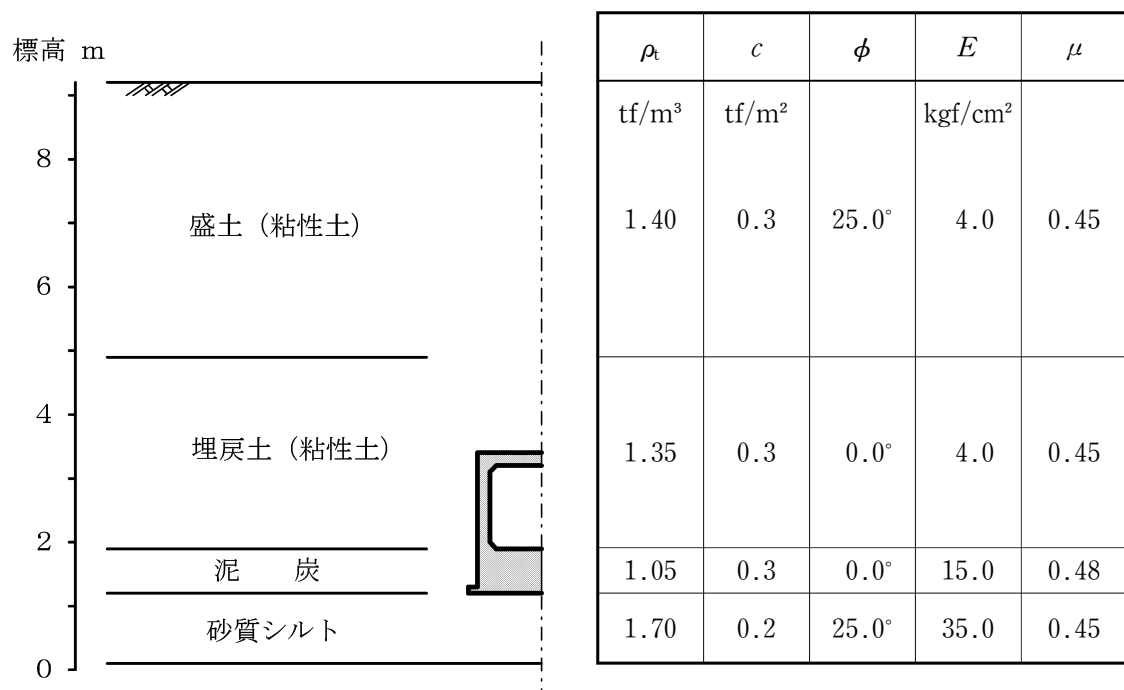


図 6.8.2-4 解析モデル図

4) 解析結果

解析結果は、図 6.8.2-5 の通り、函渠直下及び埋戻し部で変形が見られ、側面及び構造物上部隅角部の空洞も再現される等、開削調査で確認される空洞、ゆるみ域の分布箇所と一致する結果となっている。

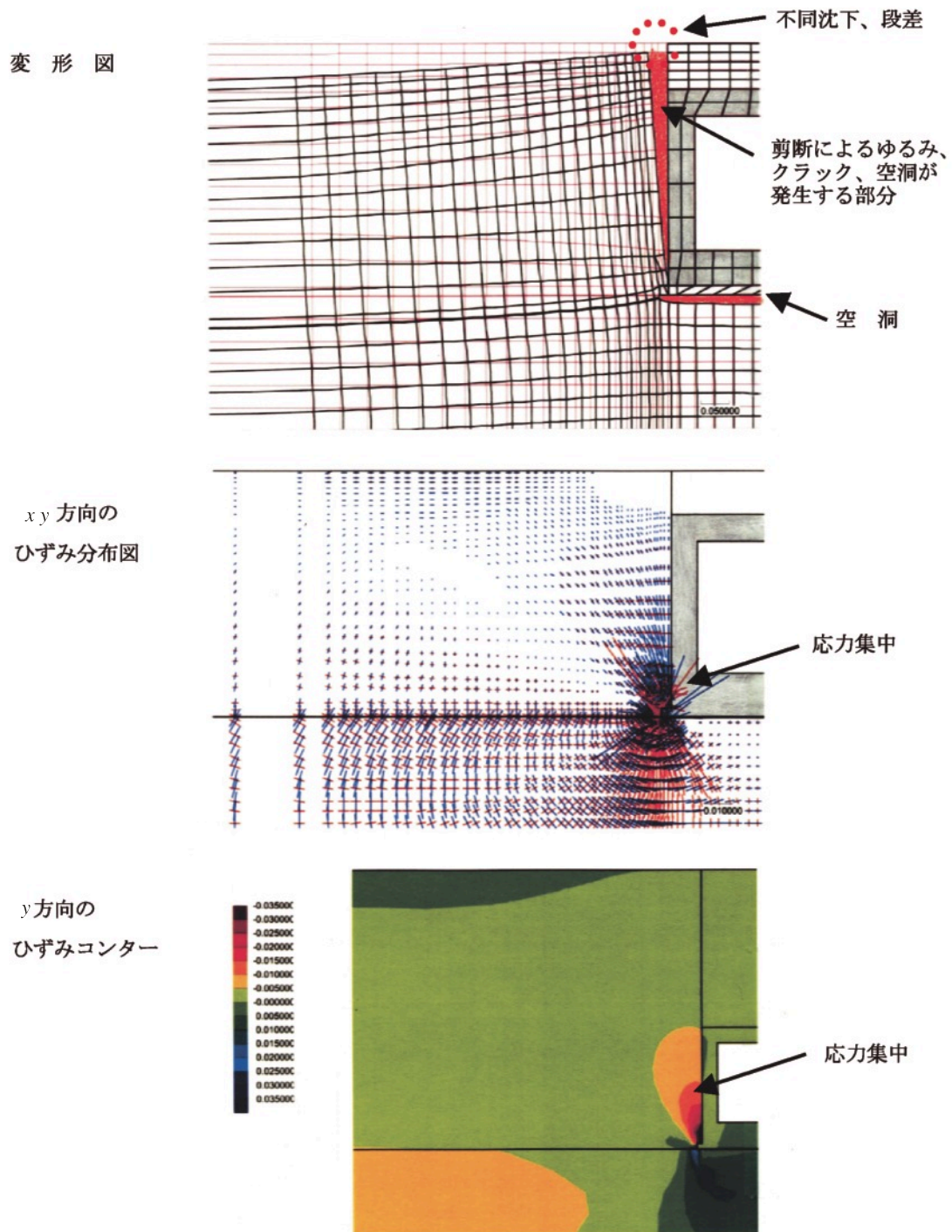


図 6.8.2-5 変形図、ひずみ分布図

6.9 地震時の検討

地震による変形や破壊の解析手法は未開発のため、現時点では、液状化評価を行い、更に、堤防表法、裏法の地震時におけるすべり破壊に対する安全率を求める。

液状化評価は、一般的に基礎地盤を対象にしているが、釧路川遊水地堤防のように堤防材料が砂質土であり地下水面下にある場合には、盛土の液状化評価が必要である。

地震時のすべり破壊に対する安定解析は、地震時における過剰間隙水圧を考慮した場合及び慣性力を考慮した場合の両者について検討するものとする。

(1) 地震時安全率

1) 液状化評価

液状化抵抗率 F_L 値が 1.0 以下の場合に液状化対策が必要である。

2) すべり破壊の安全率 F_s

$$\text{地震時：} F_s \geq 1.0$$

地震時の河川水位は、通常の場合、常時の河川水位とするが、必要に応じ、洪水時を考慮して設定する。

なお、参考のため、地震時安全率と地震時における堤防天端の沈下量（上限値）の関係を表 6.9-1 に示す。

表 6.9-1 地震時安全率と沈下量の関係

地震時安全率 F_{sd}		沈下量（上限値）
慣性力考慮 $F_{sd}(k_h)$	過剰間隙水圧考慮 $F_{sd}(\Delta u)$	
$1.0 < F_{sd}$		0
$0.8 < F_{sd} \leq 1.0$		堤防高 $\times 0.25$
$F_{sd}(k_h) \leq 0.8$	$0.6 < F_{sd}(\Delta u) \leq 0.8$	堤防高 $\times 0.50$
	$F_{sd}(\Delta u) \leq 0.6$	堤防高 $\times 0.75$

注) 地震時安全率は、表法、裏法における $F_{sd}(k_h)$ 、 $F_{sd}(\Delta u)$ の何れか低い値を用いる。

(2) 地震時外力（設計震度）の設定

地震時における外力は、堤防敷幅 B、堤防高 H に応じ、表 6.9-2 を参考に設定する。

表 6.9-2 河川堤防に設定する地震外力（設計震度）

設計震度	堤防規模	地域区分		
		強震帯区域	中震帯区域	弱震帯区域
液状化対応	———	0.18	0.15	0.12
慣性力対応	$B/H \leq 20$	0.18	0.15	0.12
	$10 < B/H \leq 10$	0.16	0.14	0.11
	$20 < B/H$	0.15	0.12	0.10

注 1) 地域区分は、図 6.9-1 に示す。 注 2) B：堤防敷幅 H：堤防高

なお、対象地域で過去に大きな地震災害があったり、地震災害が想定されている場合には、地震応答解析を行うことが必要である。

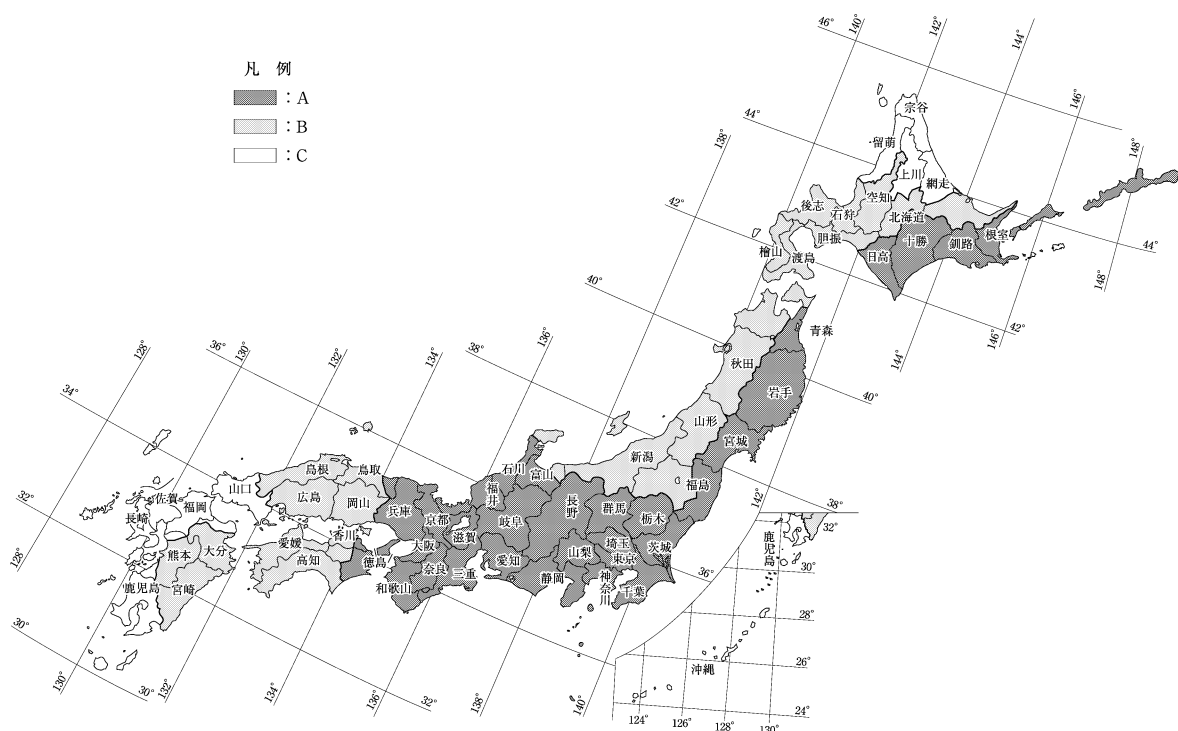


図 6.9-1 地震強度の地域区分

(3) 安定解析

1) 液状化評価

液状化抵抗率 F_L は、土層毎に次式で求める。

$$F_L = \frac{R}{L} \dots\dots\dots (式 6.9-1)$$

F_L : 液状化抵抗率
 R : 動的剪断強度比
 L : 地震時剪断応力比

動的剪断強度比 R 及び地震時剪断応力比 L は「道路橋示方書・耐震設計編」に準拠して求める。

これらの算定に当っては、標準貫入試験 N 値、粒度試験結果、土の密度、繰り返し三軸強度比等の値が必要である。

2) 過剰間隙水圧の算出

地震時に発生する過剰間隙水圧は、次式で求める。

$F_L > 1.0$ のとき

$$\Delta u = \sigma_v' F_L^{-7} \dots\dots\dots \text{(式 6.9-2)}$$

$F_L \leq 1.0$ のとき

$$\Delta u = \sigma_v' \dots\dots\dots \text{(式 6.9-3)}$$

σ_v' : 有効上載荷重

3) 過剰間隙水圧 Δu を考慮した安定計算

次式により、過剰間隙水圧 Δu を考慮したすべり円の最小安全率を求める。

$$F_{sd}(\Delta u) = \frac{\Sigma\{cl + (W - ub - \Delta ub)\cos\alpha \tan\phi\}}{\Sigma W \sin\alpha} \dots\dots\dots \text{(式 6.9-4)}$$

W : 分割片の重量

u : すべり面に作用する過剰間隙水圧

Δu : 地震時に発生する過剰間隙水圧

c : すべり面上の土の粘着力

ϕ : すべり面上の土の内部摩擦角

l : 分割片のすべり面の長さ

b : 分割片の幅

α : 円弧の中心における法線と鉛直線のなす角

4) 慣性力を考慮した安定計算

次式により、慣性力を考慮したすべり円の最小安全率を求める。

$$F_{sd}(K_h) = \frac{\Sigma[cl + \{(W - ub)\cos\alpha - K_h \sin\alpha\}\tan\phi]}{\Sigma\left(W \sin\alpha + K_h W \frac{Y}{R}\right)} \dots\dots\dots \text{(式 6.9-5)}$$

K_h : 慣性力による設計震度

Y : 分割片の重心から円弧中心までの高さ

R : すべり円弧の半径

6.10 遊水地等背割堤の扱い

(1) 水位変動モデル

遊水地等背割堤の水位は、図 6.10-1 に示すモデルが考えられる。

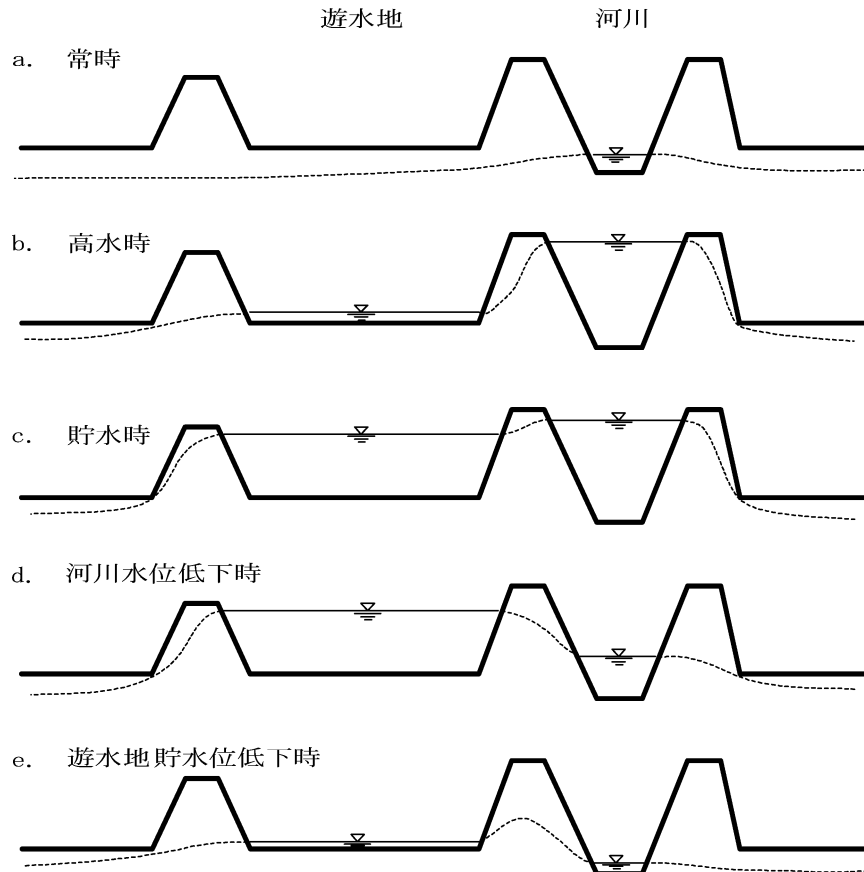


図 6.10-1 遊水地背割堤における水位変動モデル

- 1) b.の高水時における浸透流は、通常の堤防の高水時と同じに扱う。
- 2) c.の貯水時は、背割堤両面の水位が高まり、両側から堤防に浸水するため、飽和し易いが、両者の水圧が、ほぼ、バランスするので、これによる漏水の問題は発生しないと考えられる。
- 3) d.の河川水位低下時及び e.の貯水位低下時は、水位の低下速度が速く、水位低下側に残留水圧が発生するため、これによる法すべりに対する安定及び漏水、パイピング等の検討が必要である。

(2) 浸透流解析事例

図 6.10-2 は、一般堤防及び遊水地隣接堤防の洪水時における浸透流 FEM 解析事例であり、遊水地の水位が上昇した場合には、明らかに、その影響が現れている。

堤体が透水性材料を挟在する場合や基礎地盤が透水性の場合には、更に複雑な水位挙動を示し、法面の安定に影響を及ぼすので、遊水地運用に伴う水位変動と堤体内浸潤線の変化を十分把握することが必要である。

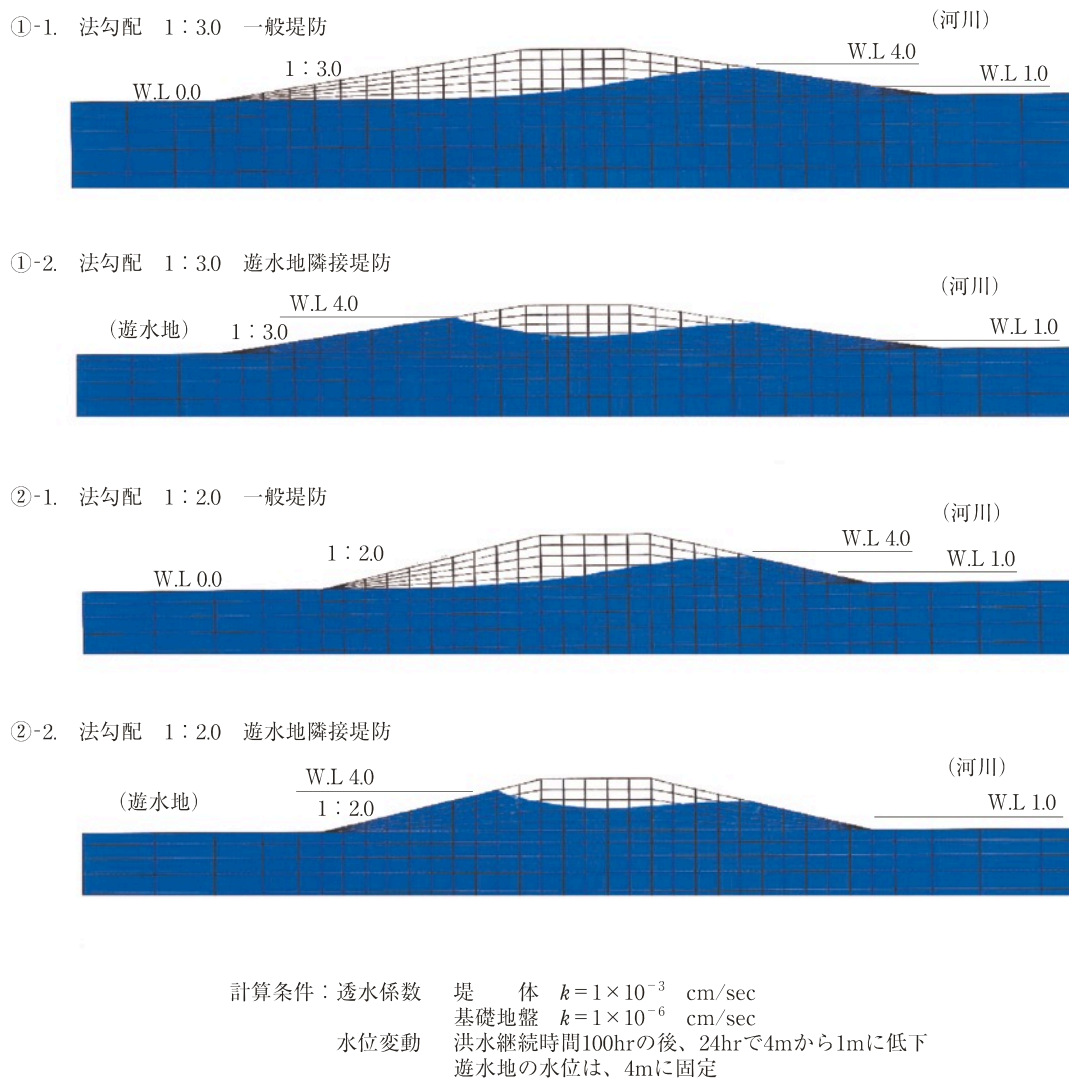


図 6.10-2 浸透流 FEM 解析例

第7章 漏水対策工の設計と施工法

7.1 概 説

河川堤防における漏水対策工の基本的な目的は、次の通りである。

なお、直接基礎の柔構造樋門であっても、沈下、ゆるみ、空洞化、躯体損傷等の変状が解消される訳ではないので、本章の検討を行う必要がある。

(1) 堤 防

- 1) 堤防に、できる限り水を浸透させない。
- 2) 堤防に浸透した水は、安全に排水する。
- 3) 動水勾配を軽減させる。
- 4) 堤防の剪断強度を増加させる。

(2) 樋門等構造物

- 1) 構造物と周辺堤防等の不同沈下を抑制する。
- 2) ゆるみや空洞が発生した場合でも、浸透水の疎通は阻止する。
- 3) 継続的地盤沈下、或いは、沈下を許容する場合は、監視と定期点検を行う。

(3) 地震の影響

地震の影響では、クラックや液状化が潜在し易く、また、漏水原因に直結し易いことから、次の内部瑕疵への対策を考慮する。

- 1) 堤体と基礎地盤の震動と液状化対策を行う。
- 2) 構造物の震動による堤防等の変状を抑止する。
- 3) 震動や液状化による堤防等の潜在性変状を抑止する。

(4) 漏水対策工の設計

次の項目等について、詳細に検討する。

- 1) 遮水機能と耐久性の確保。
- 2) 堤防と地盤の沈下対策及び樋門等構造物周辺の不同沈下対策と遮水対策。
- 3) 盛土材、護岸等被覆材、仮設及び地盤改良・強化等に使用する材料の水理特性。
- 4) 採用工法の機能と工法組合せ効果及び波及現象の分析。
- 5) 堤防沈下、堤防と構造物の不同沈下、構造物変位及び地下水の観測・監視体制。
- 6) 施工性、経済性及び過去の災害分析。
- 7) 周辺の自然及び社会環境、維持管理及びリスク管理対策。

(5) 漏水対策工の施工

次の項目等について、機能と効果を十分に発揮させるため、慎重な施工を行う。

- 1) 盛土や埋戻し等の土工における均質性と難透水性の確保。
- 2) 表面被覆、地盤改良・強化、その他の工法及び樋門等構造物の遮水性の確保。
- 3) 適確な施工と品質管理。

漏水対策工は、以上のような目的を達成させ、堤防の質的強化を図るものであり、また、河川周辺の社会、文化、風土等の環境に調和するものでなければならない。

本章では、これらの考え方を基本に、漏水対策の設計と施工技術について解説する。

7.2 堤防漏水対策工

7.2.1 堤防漏水対策工の検討手順

堤防漏水対策の検討は、図 7.2.1-1 のフローの通り、堤防漏水とそれに伴う堤防災害の発生を防止するのに最も有効な工法を選定した後、対策工の種別毎に対策位置と規模を設定し、現場条件に応じた施工法を検討する。

ここで最も重要な段階は、漏水対策工の選定であり、既存の対策工を含めた複数の工法について対策効果を考慮し、施工性、経済性、環境への影響等の観点も含めた総合的な判断をしなければならない。

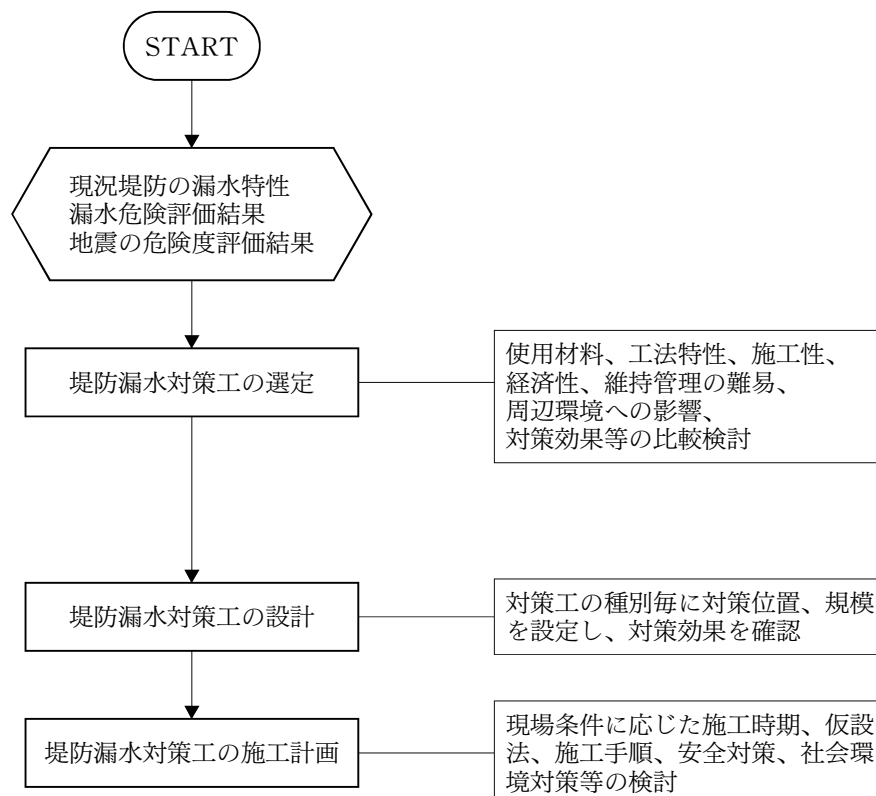


図 7.2.1-1 堤防漏水対策の検討手順

7.2.2 堤防漏水対策工の選定

河川堤防の漏水対策工の検討は、漏水危険箇所の抽出及び漏水原因の区分に基づき、下記を考慮して、適切な対策工法を選定する。

(1) 漏水対策工の基本方針

- 1) 堤体内、基礎地盤内への浸透水の抑止、又は、軽減化を図る。
- 2) 堤体内の浸透水を安全に排除する。
- 3) 動水勾配を軽減する。
- 4) 堤防の強度増加を図る。

(2) 基本検討事項

- 1) 使用材料と適用工法の機能と効果、施工性、耐久性を検討する。
- 2) 対策工費、維持管理費等のライフサイクルコストを検討する。
- 3) 維持管理やリスク管理方法を検討する。
- 4) 河川環境、景観、周辺社会の生活環境、文化、風土等への影響を検討する。
- 5) 軟弱地盤や緩い砂層等で、地震や液状化に脆弱であり、漏水に影響を及ぼすと評価される場合は、地震対策の検討を行う。

これらを考慮した堤防漏水対策工法選定フローは、図 7.2.2-1 に、適用に当たっての問題点と検討事項は、表 7.2.2-1 に示す。

(3) 基本的な対策工法

前記の基本方針 4 項目に対応する対策工法は、下記の通りである。

- 1) 堤体内、基礎地盤内への浸透水の抑止、軽減化工法
表法面浸透防止工法、全面被覆工法、ブランケット工法、遮水壁工法、地盤改良工法
- 2) 堤体内の浸透水排除工法
堤体内ドレーン工、裏法尻ドレーン工法、裏法尻部排水工法
- 3) 動水勾配の軽減工法
裏法尻押え盛土工法、ブランケット工法、遮水壁工法、断面拡大工法、河積拡大工法
- 4) 堤防の強度増加工法
全面被覆工法、押え盛土工法、断面拡大工法、表法面浸透防止工法、ドレーン工法、安定処理工法、土質改良工法、グラウト工法

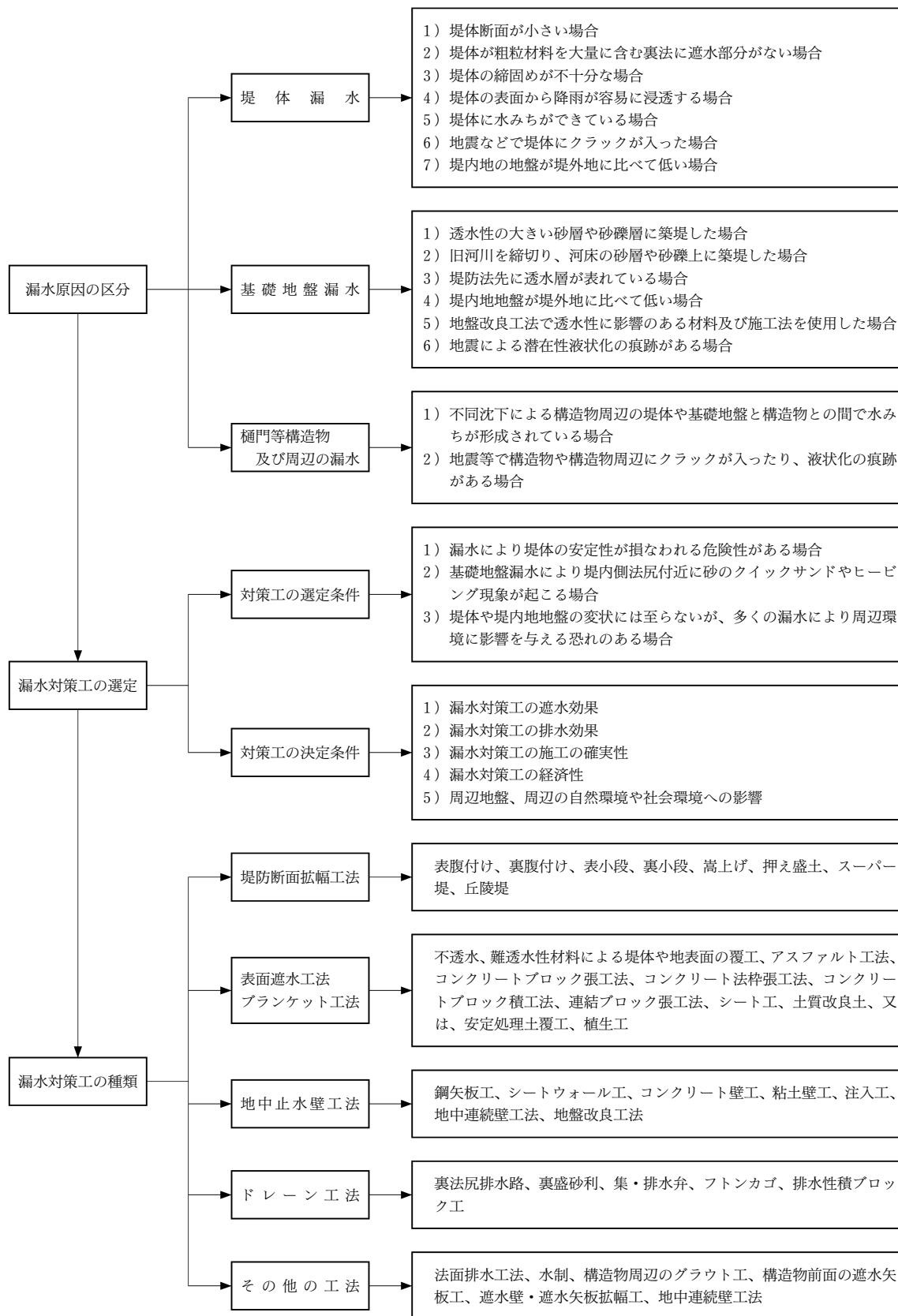
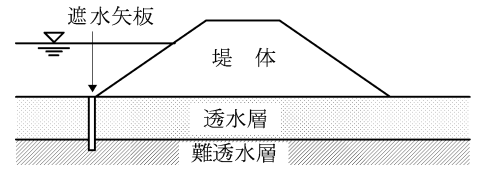
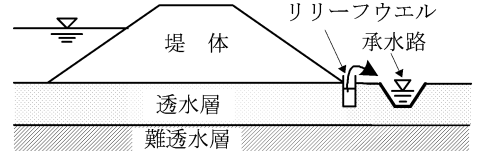
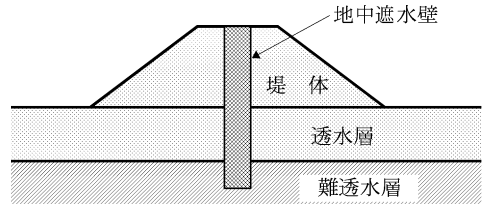


図 7.2.2-1 堤防漏水対策工選定の基本フロー

表 7.2.2-1(1) 漏水対策工の種類と適用

対策工法			工法の目的	問題点と検討事項	対策工モデル
堤体部に対する対策工	表 法 面 浸 透 防 止 工 法	良質土被覆工	堤体表法からの浸透を軽減する。	- 施工方法や凍上による劣化など長期安定化対策を検討する。 - 高水時の洗掘や侵食防止対策を検討する。	
		法面排水工	降雨を速やかに排水する。	- 降雨対策への効果は大きい。 - 浸水部分への効果は期待できない。	
		止水護岸工	- 堤体表法からの浸透を抑止する。 - 表法面の洗掘を防止し、土砂の流出を防止する。	- シート等の止水材料のすべりに対する検討や、護岸背面に残留する水圧による浮上がり防止対策を検討する。 - 覆土、植生等により環境や景観対策を検討する。	
	裏 法 尻 排 水 工 法	裏法尻排水工	- 裏法尻部に浸透した堤体内の水の排除とすべりを防止する。 - 浸透圧を軽減する。	- 裏法先の用地確保が必要。 - 排水を考慮する場合は、ドレーン材の選定及び吸出し防止対策を検討する。	
		断面拡幅工法	堤防断面を拡幅し浸透路長を長くする。	- すべり防止のため、できるだけ緩傾斜勾配とする。 - 堤防断面の拡大に伴い雨水が浸透し易いため、堤体の難透水化や排水対策を検討する。 - 不同沈下対策を検討する。	
		表面遮水工法	- 河川水および降雨が堤体内に浸透しにくい構造にする。 - 全面被覆土により剪断強度を増加させ堤体の安定を増す。 - 遮水材により堤防表面を被覆保護する	- 越流対策を兼ねる場合には耐越流構造とする。 - 水密性が高い構造の場合は堤体内からの排気、排水対策を検討する。 - 不同沈下による遮水材の損傷防止及び損傷箇所からの侵入水防止対策を検討する。 - 遮水材下の空洞化対策を検討する。	

表 7.2.2-1(2) 漏水対策工の種類と適用

基礎地盤に対する対策工	ブランケット工法	- 河川水が直接基礎地盤の透水層に浸透するのを軽減する。 - 浸透路長を長くし、裏法尻付近の水圧を軽減させる。	- 高水敷幅の確保が必要である。 - 土質材料（良質土）を用いる場合は洗掘防止のため60cm以上の厚さを確保し、張芝等で被覆する。 - シート、護岸、アスファルト等を使用する場合は、洗掘、揚圧力、劣化、損傷対策を検討する。	
	遮水壁工法	基礎地盤の透水層への浸透水を遮断する。	- 透水層の厚さ、材質に応じて適切な工法で遮水壁を設計する。 - 周辺の地下水環境への影響を検討する。	
	排水工法	地下水位や浸潤線を低下させる。	- 地下水環境に影響がある。 - 規模が大きくなり易い。 - 排水費用が必要になる。	
両方が透水性	地中遮水壁工法	透水性の堤体と基礎地盤の遮水化を図る。	- 堤体と遮水壁の異質性を考慮した地震時の挙動について検討する。 - 地盤改良工法では、難透水性及び改良体の重ね幅を十分確保する。 - シート、鋼矢板等を使用する場合は、地盤沈下に伴う長期的な堤体との密着性を検討する。 - 周辺の地下水環境への影響を検討する。	

7.2.3 堤防漏水対策工設計の留意事項

堤防漏水対策工を堤体漏水対策工と基礎地盤漏水対策工に分け、それぞれの設計方法と留意事項について解説する。

(1) 堤体漏水対策工

1) 表法被覆工法

表法被覆工法は、透水係数の小さい土質材料、シート、護岸、コンクリート、コンクリートブロック、アスファルト等の人工材料を用いて、表法からの浸透水を抑止、又は、抑制する工法であり、留意事項等は、以下の通りである。

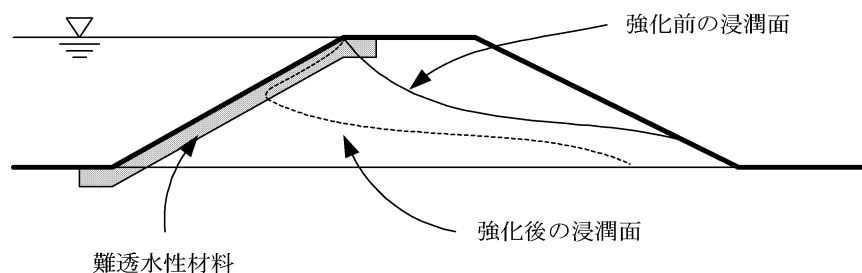


図 7.2.3-1 法面被覆工法による浸潤面の低下模式図

- ① 詳細な浸潤線形状や対策効果は、被覆材料に透水係数を設定し、FEM 非定常浸透流解析で判定する。
- ② 土質材料による被覆工は厚さ 60 cm 以上とし、透水係数は $k=1 \times 10^{-4} \sim 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 以下とする。

土質材料は、転圧が十分に行え、透水性が低く、剪断強度の大きい材料を用い、土質材料が高含水の粘性土や粗粒材の場合には、安定処理や土質改良を行う。
- ③ 人工材料は、耐久性を考慮の上、透水係数は第 6 章 表 6.2.4-3 の値を参考にする。
- ④ 水衝部に侵食防止のためのブロック張り工等を施す場合は、目地部分の遮水処理を行い、下敷き遮水シート下に厚さ 30 cm 以上の良質土層を設ける。
- ⑤ コンクリート等による全面被覆工法の場合、堤体内の空気圧や地下水が表面被覆部に悪影響を与えないよう給排気用のパイプ及び排水対策が必要である。

また、被覆材の劣化や損傷対策、被覆材下の空洞化対策、洪水低下時の揚圧力対策等が必要である。

2) 断面拡幅工法

断面拡幅工法は、浸透路長を長くして裏法に浸出する時間を確保し、安定性を向上させるものであり、留意事項等は、以下の通りである。

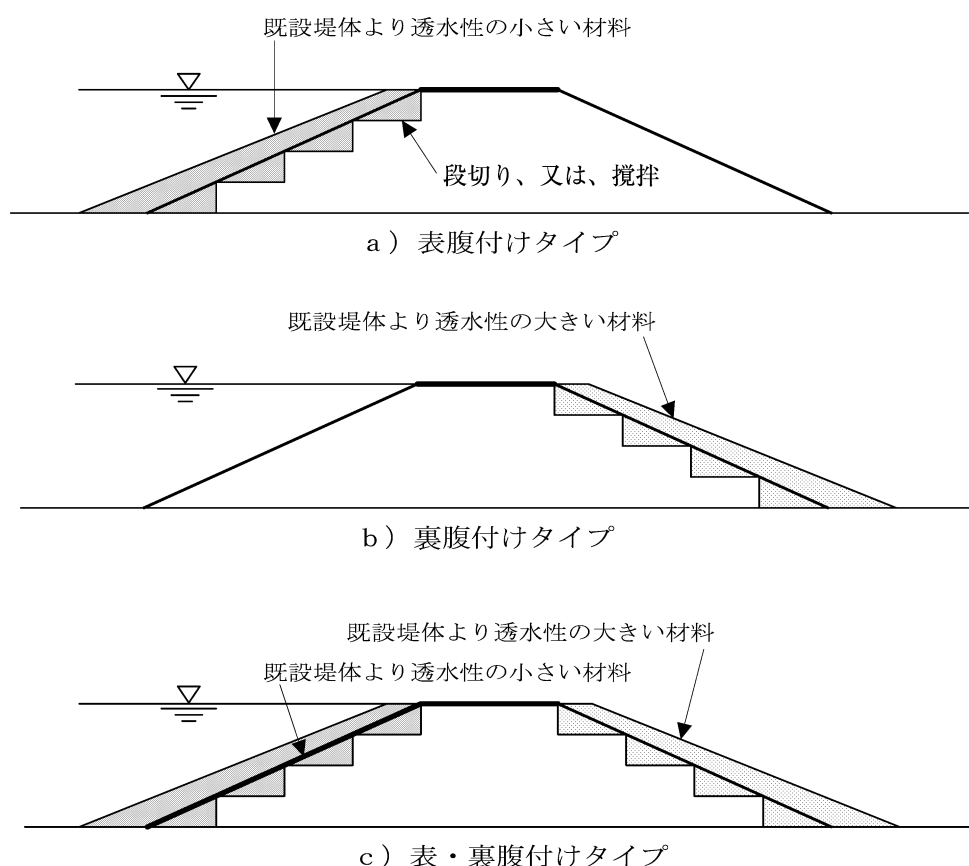


図 7.2.3-2 断面拡幅工法の基本的構造

- ① 雨水の浸透対策では、表面被覆工法と同様に、難透水性材料や人工材料による被覆と裏側の排水性を高める処理が必要である。
- ② 被覆や排水処理工の必要幅の検討は、非定常浸透流解析で行い、拡幅断面の安定計算は、浸潤線を考慮して検討する。
- ③ 石狩川における裏盛砂利工の検討では、法すべり評価ランクと河川敷地の制約条件等を考慮し、その形状を次のように規定している。
 - a. 盛砂利幅(B)は5.0 m、厚さは0.5 m以上とし、砂利上に厚さ0.6 m以上の被覆土を施す。
 - b. 砂利層の高さは、湿潤に伴う強度低下を考慮して、Taylorの安定図表から求めた限界高を堤防天端高から差し引き決定するが、低下した強度の確認が難しいため、実際には天端より2 m下がりと規定している。

3) ドレーン工法

ドレーン工法は、砂利類や人工ドレーン材を用いて堤体内の浸透水を速やかに排水し、浸潤面上昇による法すべり防止を目的とするものであり、留意事項等は、次の通りである。

なお、本工法には、地震時における間隔水圧消散と液状化抑止の効果が認められるが、地中水の排出に伴う堤防の沈下や内部損傷等が発生することもあるので、注意を要する。

① 砂利類によるドレーン工

- a. ドレーン工の厚さは、0.5 m 以上とする。
- b. ドレーン工の敷幅は、パイピングを発生させないため、平均動水勾配 (H/D_1) を 0.3 以下とし、すべり破壊に対する安全を考慮して、堤防敷幅 B の 1/10 以上とし、浸透流解析により妥当性を確認する。

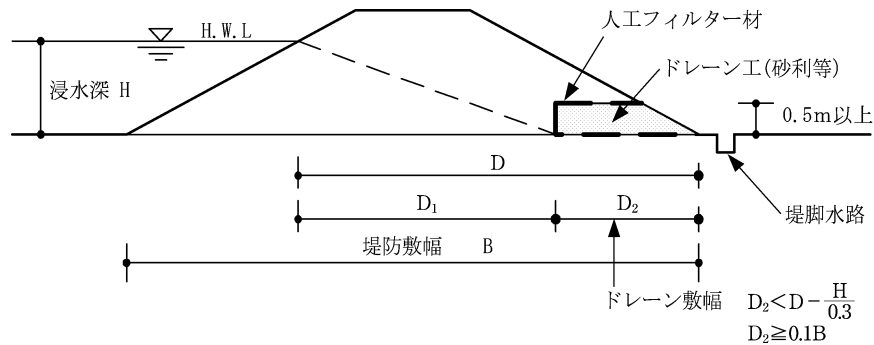


図 7.2.3-3 ドレーン工の断面形状

- c. 堤体材料とドレーン材の透水性には差があるため、接触部に大きな動水勾配が作用し、堤体材料の洗い出しやパイピングが生じ易くなるので、フィルター材は、式 7.2.3-1、2 の範囲の材料を選定する。

$$\frac{\text{フィルター材の 15\% 粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の 15\% 粒径}} > 5 \quad \cdots \cdots \text{(式 7.2.3-1)}$$

$$\frac{\text{フィルター材の 15\% 粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の 85\% 粒径}} < 5 \quad \cdots \cdots \text{(式 7.2.3-2)}$$

- d. 人工フィルター材は、次の条件を確保する。
 - i フィルター材は、長期間安定し目詰まりを生じないこと。
 - ii フィルター材の開孔径は、以下の範囲であること。
 $0.1 \text{ mm} \leq \text{ジオテキスタイル 95\% 開孔径} \leq \text{堤体土の 85\% 粒径}$
 - iii 透水係数は、 $1 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ 以上であること。
 - iv 材質の強度が大きいこと。(引張強度 $T_p \geq 0.2 \text{ tf/m}$)
 - v フィルター材及びドレーン材の透水係数は、堤体土の 100 倍程度とする。
 - vi 人工フィルター材の布設幅は、全面被覆を標準とする。
- e. 浸透水は、速やかに排水溝へ排水する必要があるため、設定されたドレーン工の規模により排水される流量を求め排水路の設計を行う。
- f. 水路との接続部は、排水能力を低下させることのないように被覆土は置かず、盛砂利、石積み、フトンカゴ、排水性積ブロック等で押える。

図 7.2.3-4 は、押え盛土と裏盛砂利工によるドレーン工の例を示す。

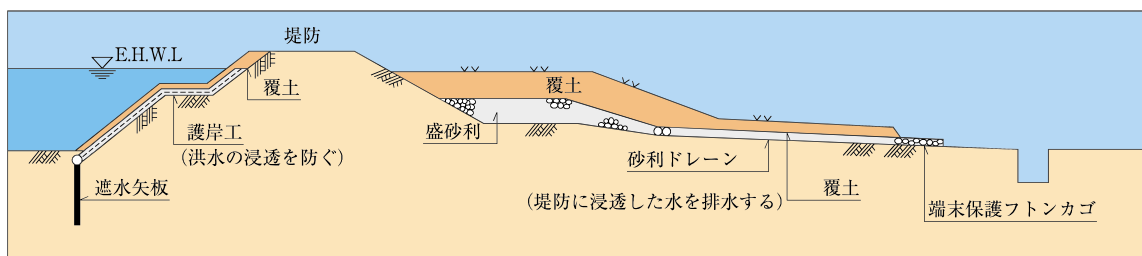


図 7.2.3-4 裏盛砂利工の例

② パイプ等の人工ドレーン材による工法

図 7.2.3-5 にパイプドレーン工の例を示す。

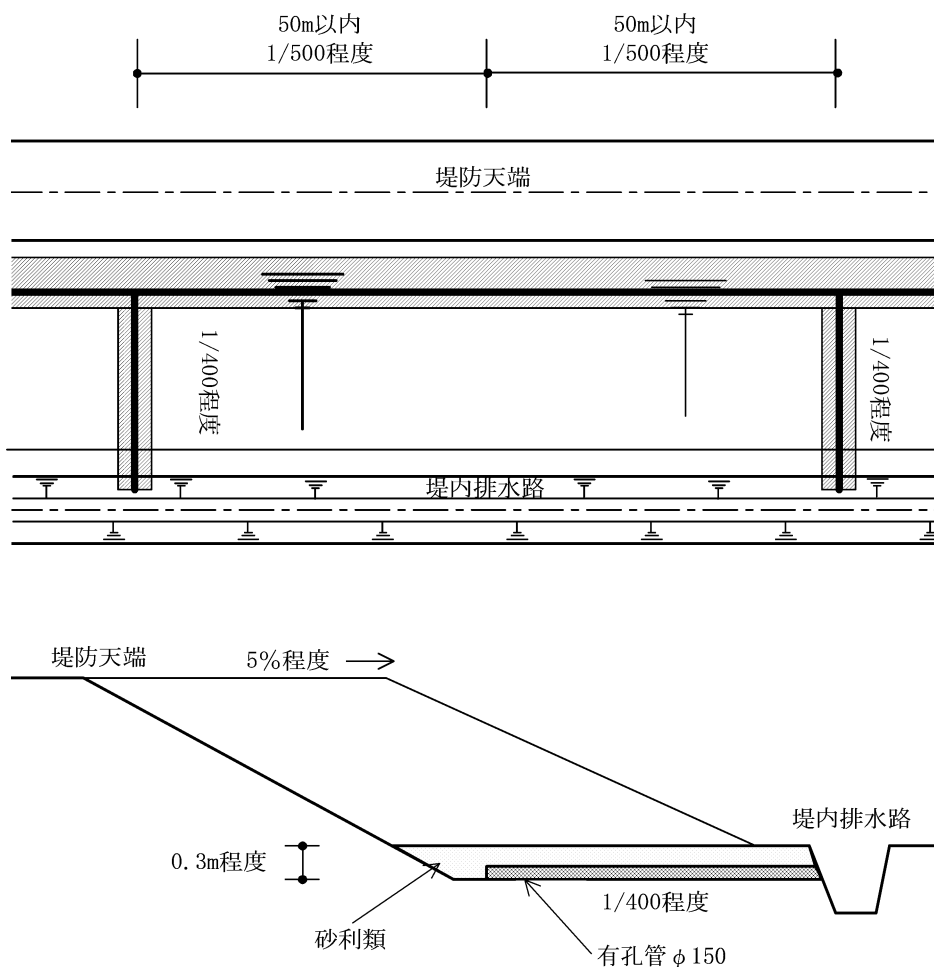


図 7.2.3-5 パイプドレーン工の例

(2) 基礎地盤漏水対策工

1) ブランケット工法

ブランケット工法は、川表側地盤からの浸透水を抑制するために、浸透路長を長くし、動水勾配と裏法尻付近の浸透水压を軽減するものであり、以下に本工法の留意事項、基本

的構造（図 7.2.3-6）及び材料選定における留意点（表 7.2.3-2）を示す。

- ① 被覆層は、浸透防止のみでなく洗掘防止も兼ねるため、透水性の小さい良質土、コンクリートブロック、アスファルト等による被覆の他、表層地盤改良や転圧等により難透水性を確保する必要がある。また、洪水流により被覆土が洗掘される恐れがある水衝部等は、護岸等を併用する。
- ② 被覆土は、高水敷の植生、湿乾繰り返し及び凍結融解により、被覆土層にゆるみやクラック等が形成されると遮水効果が低下するため、十分な厚さを確保し、また、現場状況や使用材料に配慮して、透水係数 $k=1\times 10^{-4}\sim 10^{-5}\text{cm/sec}$ 以下の難透水性材料を使用する。

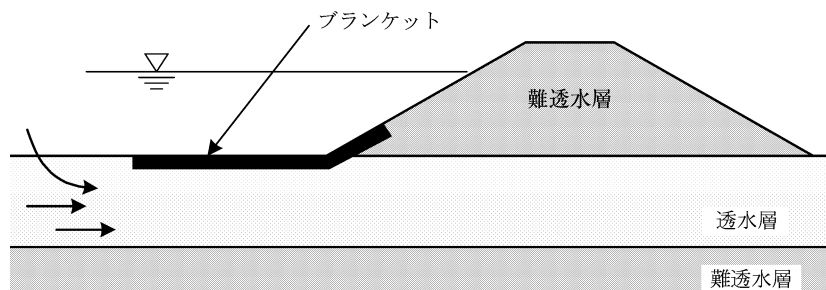


図 7.2.3-6 ブランケット工法の基本的構造

表 7.2.3-2 ブランケットの材料選定における留意点

種 類	留 意 点
土 質 材 料	・ 締固め後の土の透水係数が$1\times 10^{-5}\text{cm/sec}$以下で、変形し難く、有害なクラックを生じないこと。 ・ 粒度組成は表のり面被覆工法と同様である。 ・ 締固めが容易で、施工性が良く、かつ入手が容易であること。 ・ 凍結融解作用による性状変化が小さいこと。
遮 水 シ ー ト	・ シートの損傷や浮き上がり防止のため、覆土やコンクリートブロック等の保護工が必要である。
アスファルト舗装	・ 被覆効果は大きいですが、一般には施工が大掛かりで、広いスペースが必要である。 ・ 排水、排気、洪水時の揚圧力等への対策を考慮する。 ・ 長期的な劣化、クラック等の損傷、植生の突き抜け対策等を考慮する。

2) 遮水工法

遮水工法は、基礎地盤浸透を防ぐため、図 7.2.3-7 の通り、堤外法尻部に地中遮水壁を設けるもので、矢板、コンクリート壁、地盤改良による連続壁等が用いられる。

なお、留意事項等は、以下の通りである。

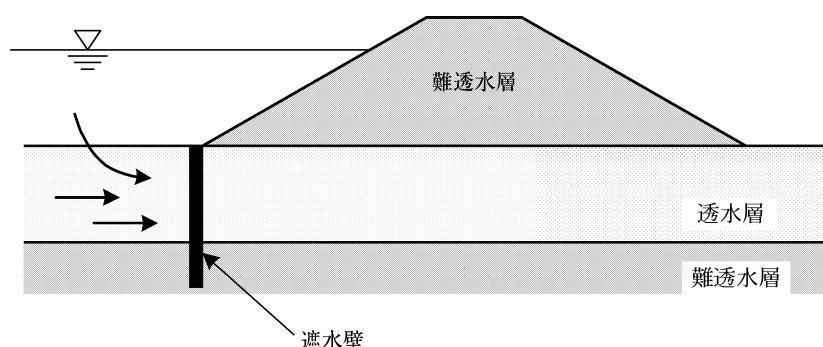


図 7.2.3-7 遮水工法の基本的な構造

- ① 本工法は、透水層厚があまり厚くなく、完全に締切ることができる場合には、効果が大きく、透水層が厚い場合には、浸透路長を長くして浸透時間を延ばすための遮水壁打設長を確保する。

打設長は、クリープ比の計算からパイピングが生じない長さとする。

- ② 洪水継続時間が長時間に及ぶ場合は、透水層の完全締切り以外は効果が期待できず、図 7.2.3-8 の通り、浸透流量を 50% に低減するためには、透水層を 80~90% 程度締切らなければ達成できない。

完全締切りの場合は、遮水工を難透水層に 50 cm 以上貫入させる。

- ③ 浸透流解析に用いる矢板の透水係数は、一般的に第 6 章表 6.2.4-3 に示した値を採用する。

- ④ 河川周辺の通常時の地下水は、堤内側の浅い透水層内を流れて河川側に流下するか、河川から堤内側に伏流する形で流れている。

これらの流れを遮断する遮水工は、堤内側の地下水位上昇、地盤の湿潤化、水質悪化等を発生させ易く、下流側の堤内地では、地下水位低下が発生する恐れがあるため、本工法の適用に当たっては、周辺の地下水環境に与える影響を検討する必要がある。

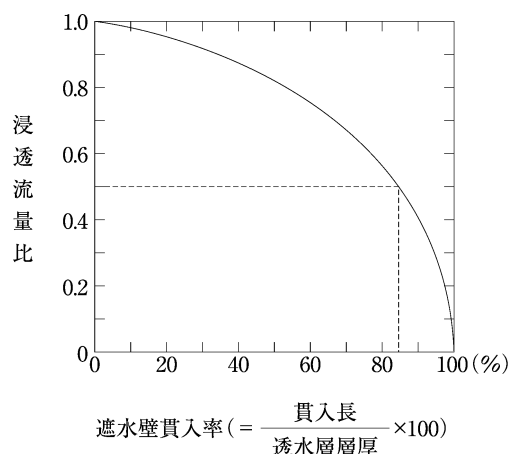


図 7.2.3-8 遮水壁貫入率と浸透流量

3) 排水工法

堤防裏法尻に設置するリリーフウェル工と承水路工は、基盤からの浸透水の排水と減圧を目的とした工法である。

なお、留意事項等は、以下の通りである。

- ① リリーフウェル工は、基盤から浸透した水が堤体内の浸潤線を押上げないように速やかに排水することを目的としており、その例を図 7.2.3-9 に示す。

但し、リリーフウェルからの排水は水温が低いため、農業用水路に排水が直結して

いる場合には、稲作などに影響を与えることがあるので、採用に当たっては、周辺の水利用状況に注意する必要がある。

- ② 承水路工は、堤防の安定性を考慮し、2 Hルールに従い、図 7.2.3-10 に示す排水性の高い構造で配置する。

「漏水対策工設計施工指針(案)」では、図 7.2.3-11 に示す通り、堤体法尻より 10 m 程度の位置に水路を設けるものとしており、水路断面は、周辺からの流入量と浸透流解析で算定した排水量で決めている。

- ③ ドレーン工は、承水路等の敷高を下げることにより、地盤浸透対策としての効果を期待する場合もある。

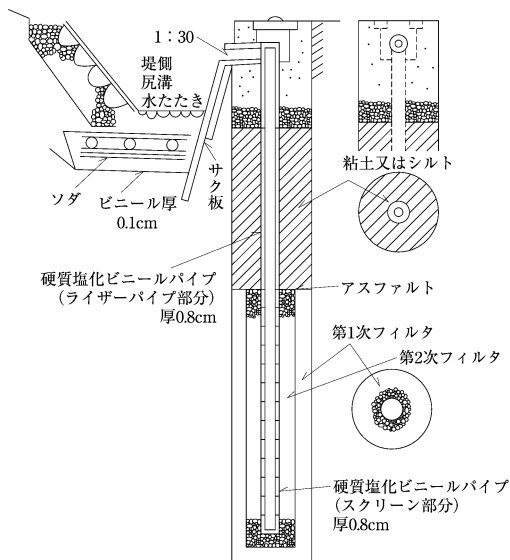


図 7.2.3-9 リリーフウェルの例

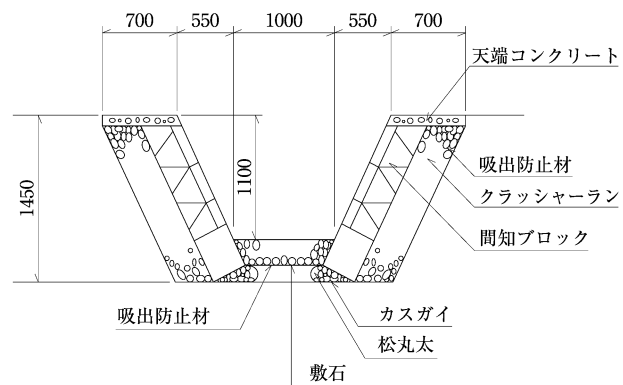


図 7.2.3-10 承水路の構造例

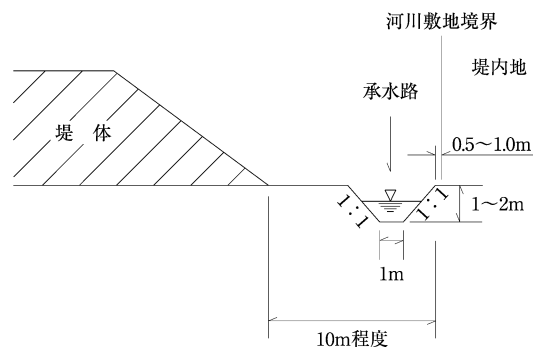


図 7.2.3-11 承水路の位置

7.2.4 堤防漏水対策工施工の留意事項

(1) 基本的事項

本項では、河川堤防の漏水対策工施工時に留意すべき事項、施工管理技術及び留意事項について解説する。

- 1) 堤防は基礎地盤となじませ、一体とすることで洪水に対応するものであり、築堤工事における十分な転圧、表土剥ぎ、段切り及び攪拌施工等が必要である。
- 2) 軟弱地盤における施工技術は、盛土用の仮設材料（シートやポンプ）の改良、大気圧工法と称される強制圧密工法、大型化する機械のトラフィカビリティ確保にジオテキスタイル等の新材料を利用した仮設工法、並びに、各種の地盤改良工法等の新技術の開発動向を十分把握し、最適な工法を採用する必要がある。
- 3) 新施工技術の導入とコスト縮減等の社会的要請に対処するため、リアルタイムの施工管理、データベースを利用した施工効率化等の情報化施工の導入が必要である。
- 4) 施工時における環境対策は、重要な問題であり、騒音、振動、排ガス対策、濁水等の水質対策、土壤汚染対策、風土や文化への配慮、動植物への配慮等、広範な施工及び社会環境対策が必要である。
- 5) 建設発生材では、廃棄物による環境悪化防止とリサイクル促進の観点から、他事業との連携等による発生材、発生土及び不良土の有効利用等を積極的に行う必要がある。

(2) 堤防築造における漏水対策への留意事項

浸透に対する堤防の安全性を確保するためには、施工中から堤防の透水性と強度特性及び基礎地盤の透水性に留意しながら現場施工を進める必要があり、その留意点を下記に示す。

1) 築堤材料の把握

堤防築造における盛土材料は、川表側に難透水性材料を配置し、川裏側に剪断強度が高く透水性の良い材料を用いることが基本であり、そのためには、盛土材料の仕上り後の性状について、土質試験等で予め把握しておく必要がある。

2) 表土剥ぎ及び段切り施工

植生の分解作用による沈下、或いは、拡幅盛土と旧堤や基礎地盤との境界が弱点となることを防ぐために、施工前に表土の剥ぎ取りを十分にいき、腹付け盛土を行う場合は、基礎地盤及び現堤体と一体となるよう図7.2.4-1に示す段切り施工を行う。

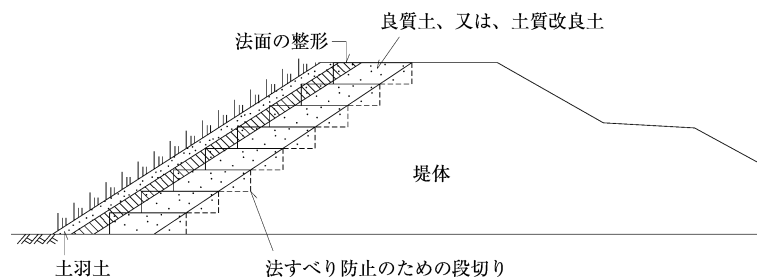


図 7.2.4-1 段切り施工例

3) 新旧築堤材のなじみ

現堤体と拡築盛土の材料が異なるとき、境界部が浸透面やすべり面となることがあるため、新旧築堤材をなじませるための攪拌や土質安定処理等を行う。

4) サンドマット等の布設

地盤改良やトラフィカビリティ確保のためサンドマットや敷砂利等を施工する場合、これらが浸透層として作用しないよう、図 7.2.4-2 の通り、川表側法尻より 2 m 以上の被覆厚を確保するか、表小段を設ける。また、サンドマット上に吸出し防止材を布設する。

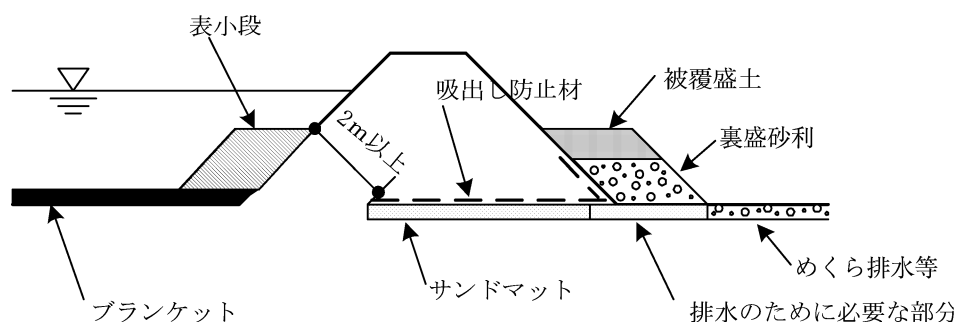


図 7.2.4-2 サンドマットの布設法

5) 盛土施工中の降雨対策

降雨が施工中の築堤盛土内に浸透したり、滞留しないように盛土の最上部には、法面部に向う勾配や排水溝等を設け、排水処理を十分に行う。

降雨中に土工作業を行うとルーズ（泥濘）化し、トラフィカビリティの確保や盛土転圧の品質確保が困難となるので、降雨時の施工は休止する。

6) 冬期施工

冬期施工では、シートで覆いをし、必要に応じヒーターで暖める等の対策を講じ、盛土内への雪水や凍結土の混入及び盛土材の凍結対策を十分に行い、凍結融解後のゆるみやクラックの発生による強度低下、沈下及び土質性状の変化等を防止する。

7) トラフィカビリティの確保

軟弱地盤におけるサンドマットの厚さやトラフィカビリティの判定には、表 7.2.4-1 及び表 7.2.4-2 に示すコーン指数で判定する。

表 7.2.4-1 サンドマットの厚さ

表層コーン支持力 (kgf/cm ²)	サンドマットの厚さ (cm)
2.0以上	50
2.0 ～1.0	50～80
1.0 ～0.75	80～100
0.75～0.5	100～120
0.5以下	120

表 7.2.4-2 建設機械の走行に必要なコーン指数

建設機械の種類	コーン指数 q_c (kgf/cm ²)	施工機械の接地圧 (kgf/cm ²)
超湿地ブルドーザー	2 以上	0.15～0.23
湿地ブルドーザー	3 以上	0.22～0.43
普通ブルドーザー (15t 級程度)	5 以上	0.50～0.60
普通ブルドーザー (21t 級程度)	7 以上	0.60～1.00
スクレーパー	6 以上 (超湿地形は 4 以上)	0.41～0.56 (0.27)
被けん引式スクレーパー (小型)	7 以上	1.3～1.4
自走式スクレーパー (小型)	10以上	4.0～4.5
ダンプトラック	12以上	3.5～5.5

8) 盛土施工速度

軟弱地盤上の盛土施工では、基礎地盤を走行車両、土工機械及び盛土施工による荷重や衝撃で乱したり、破壊させることがないように、急速な施工を避けなければならない。

なお、軟弱地盤における一般的な施工速度の標準は、表 7.2.4-3 の通りである。

表 7.2.4-3 盛土施工速度

地盤状況	施工速度
厚い粘土質地盤及び黒泥、又は、厚く堆積した泥炭質地盤	3 cm/day
普通の粘土質地盤	5 cm/day
薄い粘土質地盤及び黒泥、又は、薄い泥炭質地盤	10cm/day

9) 土の撒き出し厚

施工中における盛土の自重沈下、すべり及び崩壊防止のため、高撒き出しを避け、30～50 cm 程度で敷均して十分に転圧を行う。

締固め度は、JIS A 1210 の試験法により、90%以上になるように設定し、目標値を確保できない場合には、良質材の混合、安定処理等によって品質を確保する。

また、土質によっては、オーバーコンパクションを起して密度不足になることがあるため、施工前に締め固め試験や試験施工（転圧試験）で確認する。

10) 余盛り

完成後における盛土や地盤の沈下量を予測し、それに対応した余盛りを行う。

砂礫系以外の土質では、十分に転圧を行った盛土であっても盛土高の 2～3 %程度の圧密沈下を生じることがあるので、高盛土の場合は、慎重な余盛りの検討が必要である。

11) 法面の仕上げ

法面は、浸透対策、安定対策、環境対策を考慮して、粘性土を用いた土羽土を 30～50 cm の厚さで施工する。

昭和 56 年石狩川洪水や常呂川堤防実験等で、植生が雨水によるガリ侵食や越水時の耐侵

食性、乾湿繰り返しによる法面の風化、劣化防止に役立つことが確認されており、植生の根付きのためにも土羽土は必要である。

火山灰質や砂質シルト質の土羽土を用いた場合は、雨水や凍結融解により、法面が緩るみ、ガリ侵食を受け易くなるので法面安定化対策が必要である。

泥炭系土質では、年月と共に分解が進むため、盛土に使用しないことが原則であるが、事情により使用する場合は、十分な覆土を施工し、施工後の変質を最小限にすることが必要である。

(3) 漏水対策工の施工に対する留意点

1) 堤体漏水対策工の施工

覆土工や断面拡幅工等の堤体漏水対策工における施工では、材料選定や既設堤防との一体化に向けた段切りや攪拌、透水性を低下させるための締固め等を必ず実施する。

これらの留意点は、以下の通りである。

① 防水シートの布設

護岸による漏水対策工を施す場合は、遮水機能を確保するため、防水シート等を布設する。また、水密性を保持するため、現場接着部分は、10 cm 以上の重ね幅を取る。

② 護岸工の目地施工

護岸工として大型コンクリートブロック等を用いる場合は、継目の遮水性を良くするためにモルタル、コンクリート、樹脂系目地材、その他の目地材で継ぎ目を充填する。

漏水対策護岸工の例は、図 7.2.4-3 に示す。

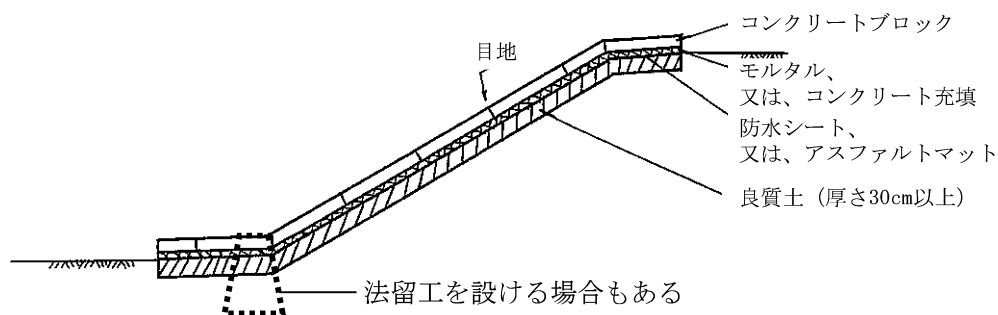


図 7.2.4-3 漏水対策護岸工の例

③ ドレーン材の目詰まり防止

ドレーン工を施工する場合、ドレーン内の目詰まりを起さぬように、ドレーンと堤体の間にフィルターを設ける。

④ 裏盛砂利ドレーン工の排水

裏盛砂利を施工する場合は、浸透水を速やかに排除するため、図 7.2.4-4 の通り、法尻には被覆土を施工しないことを原則とし、やむを得ず全面被覆する場合は、5 m 毎に水抜き工を施工する。

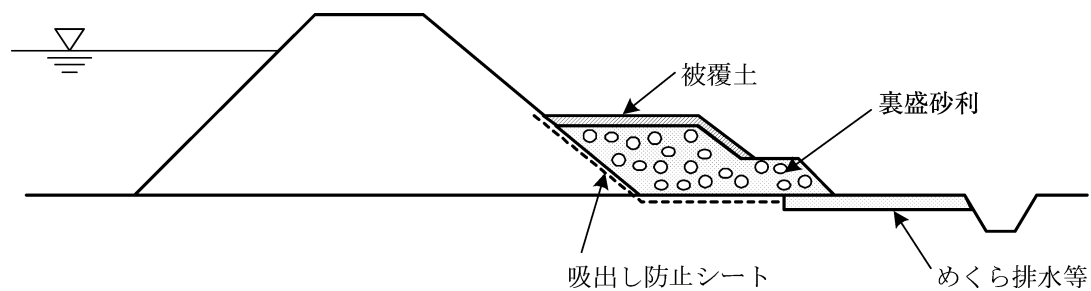


図 7.2.4-4 裏盛砂利ドレーン工の例

2) 基盤漏水対策工の施工

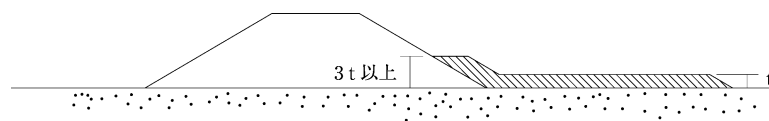
① ブランケット工法

ブランケット工法は、浸透防止のみでなく洗掘防止も兼ねるため、十分に転圧を行い、被覆土は2層以下の撒き出しで、厚さ0.6m以上を確保できるように施工し、締固め度は90%以上を確保する。

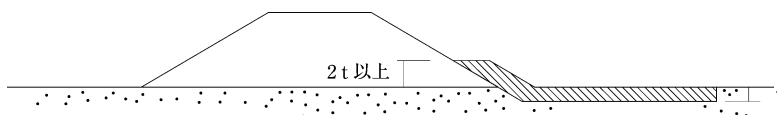
水衝部等の被覆土が洗掘される恐れがある箇所は、護岸等を併用する。

法尻付近の接点部では、被覆層厚が薄くならないように留意し、施工は、図7.2.4-5に示す構造で行い、特に止水性、耐洗掘性の確保に留意する。

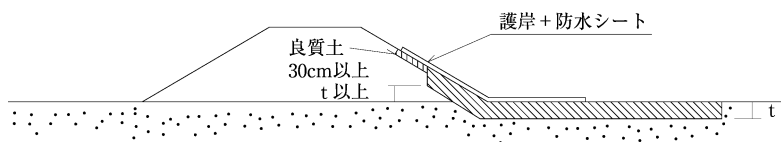
a. ブランケットを高水敷上に行う場合



b. ブランケットを高水敷内に行う場合



c. ブランケットを護岸工法等と併用する場合



d. ブランケットと護岸工法を遮水矢板等と併用する場合

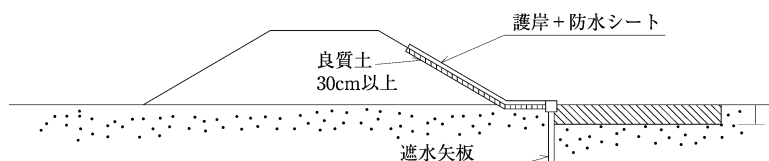


図 7.2.4-5 ブランケットの取付け施工

② 鋼矢板等による遮水工

鋼矢板等による遮水工は、継手からの漏水が大きくなるように、水密性を確保しなければならない。

鋼矢板打設時における打設、引き抜きの繰返しで地盤を乱すことや鋼矢板沿いに水みちを作ることのないように留意する。

打設した鋼矢板等の頭部は、図 7.2.4-6 の通りコンクリート等により頭部保護を行い、安全性を確保する。

遮水工を護岸工と一体化させる場合には、図 7.2.4-6 に示す防水シートやアスファルトマットを笠コンクリートと 10 cm 以上接着させ、水密性を確保する。

鋼矢板工法や連続地中壁工法等は、施工中に地下水の水質悪化、枯渇、湿潤化等を引き起こすことがあるため、周辺地下水も含めた監視を行うことが必要である。

仮設工では、重機、資材等の施工ヤード、搬入路の確保、仮設工及び支持力等の安定性について検討する。

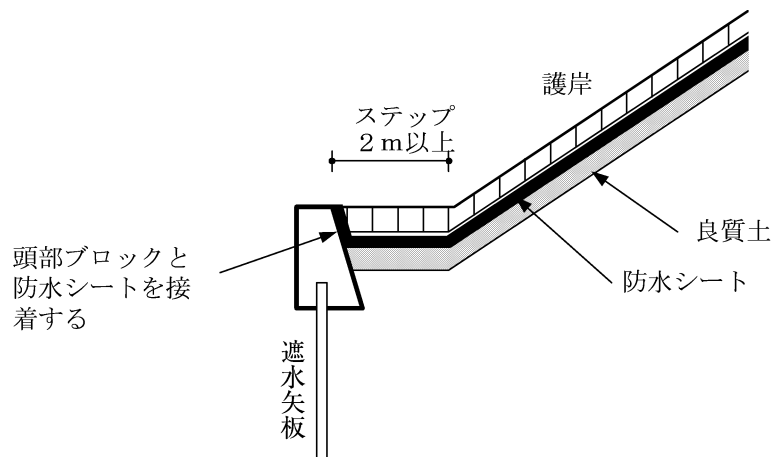


図 7.2.4-6 矢板頭部保護工の水密性施工

(4) 施工管理上の留意事項

堤防及び漏水対策工の施工時における施工管理（品質管理、動態観測）上の留意点について、以下に解説する。

1) 盛土の品質管理

盛土及びブランケット工の品質管理は、材料の物理特性、締固め度、透水性、強度等の試験結果から得られた所定の設計値に対して、現地において、その出来上がりの品質を確認するものであり、表 7.2.4-4 に示す品質管理に関する試験を行う。

- ① 現場密度試験の方法は砂置換法を基本とし、現場条件や材料等を勘案し、別途の試験法を適用する場合は、RI 法、水置換法、コアカッター法等を選定する。
- ② 現場透水試験は、ピット孔やボーリング孔を利用する試験法、又は、簡易浸透能試験により行う。

- ③ ドレーン材や被覆土材は、盛土と同様に、現場密度試験、含水量試験、粒度試験、現場透水試験を行い、所定の目標値の確認を行う。

表 7.2.4-4 品質管理に関する試験項目と試験頻度

対 象	区 分	試験項目	試 験 頻 度
盛 土	必 須	現場密度試験	1,000m ³ に 1 回、又は、築堤延長20mに 1 回
		含水量試験	降雨後、又は、含水比に変化が認められたとき
		まき出し	1 層30cm、締め固め度90%以上
	その他	コーン指数測定	トラフィカビリティーが悪いとき
ブ ラ ン ケ ッ ト	必 須	現場密度試験	1,000m ³ に 1 回
		含水量試験	〃 〃
		粒土試験	〃 〃
		透水試験	〃 〃
		撤出し	1 層30cm、2 層60cm以下 締め固め度90%以上

2) 盛土の動態観測

盛土の動態観測は、工事施工中、或いは、供用開始後において、安全施工及び設計値以上の沈下やすべり破壊が予測される場合に、速やかに対策を行うことを目的として、基礎地盤の沈下及び基礎地盤と盛土の安定に関する時系列データを観測収集するものである。

① 観測計器の種類及び配置

一般に使われる動態観測用の計器は、表 7.2.4-5 の通りであり、これらの計器を軟弱層の厚さや予想される変状（沈下、安定問題）に合せて、図 7.2.4-7 のように配置する。

表 7.2.4-5 各種動態観測用の計器

計器の名称	利 用 目 的		備 考
	沈下管理	安定管理	
地 表 面 型 沈 下 計	◎	◎	
深 層 型 沈 下 計	○	○	
地 表 面 変 位 杭	○	◎	
地 表 面 伸 縮 計 (自記式地すべり計)	—	◎	
地 中 変 位 計	○	○	
間 隙 水 圧 計	○	○	

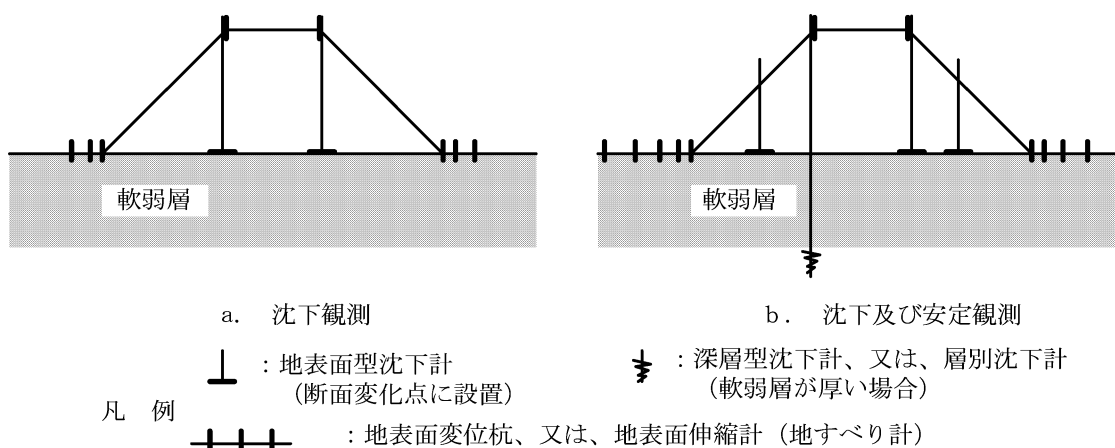


図 7.2.4-7 堤防の動態観測計器の配置

② 観測頻度

観測頻度は、次の通りである。

施工中 : 1回/1～3日

施工完了直後 : 1回/1～2週

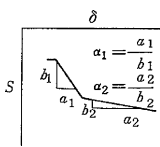
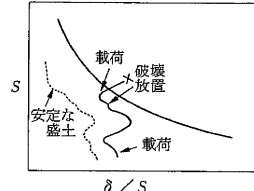
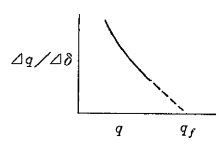
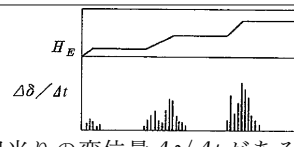
施工完了後 : 1回/月～年

③ 沈下量の整理

沈下量は、動態把握と盛土量算出（出来形管理）資料として必要であるから、堤防の縦・横断方向の測定を行い、実測沈下量を元に、現状の沈下速度、圧密度及び最終沈下量を推定して、沈下管理に用いる。

沈下と水平変位の関係は、表 7.2.4-6 に示す安定管理図によって地盤の挙動やすべり破壊危険度の将来予測を行い、危険な状態が予測された場合には、速やかに安定化対策を実施する。

表 7.2.4-6 定量的な安定管理方法

管理方法	内 容	基 準 値 の 例
S- δ 法	 Sとδをプロットし、$\alpha_2/\alpha_1 \sim \alpha_1$がある大きさを超えることで破壊を予測。	・圧密変形と剪断変形のバランスが容易にみられ、破壊の兆候が早くつかめる。 ・管理基準値の目安。 $\alpha_2 \geq 0.7$、 $\alpha_2 \geq \alpha_1 + 0.5$
S- δ/S 法	 Sとδ/Sをプロットし、その軌道が破壊基準線に近づくか否かで破壊を予測。	・盛土施工の全期間に亘って、地盤の挙動を把握するのに有効である。 ・管理基準値の目安。 $S > 5.93 \exp \{1.28 (\delta/S)^2 - 3.41 \times (\delta/S)\}$
$\Delta q/\Delta \delta - q$ 法	 漸増载荷中の$\Delta q/\Delta \delta - q$関係（右下からの曲線）を外挿することで破壊荷重$q_f$を予測。	・ある程度の高さまで施工した時点で、それまでのデータを用いて限界盛土高を推定するのに有効である。 ・管理基準値の目安。 $\Delta q/\Delta \delta \geq 15 \text{ (tf/m}^2\text{)}$
$\Delta \delta/\Delta t - t$ 法	 δの1日当りの変位量$\Delta \delta/\Delta t$がある大きさを超えることで破壊を予測。	・1日当りの変位量が簡便にチェックできる。 ・管理基準値の目安。 $\Delta \delta/t \geq 1 \sim 2 \text{ (cm/日)}$

注) S: 盛土中央部の沈下量 q_j : 任意の時点の盛土荷重
 q : 盛土荷重 δ : 盛土のり尻部の水平変位量
 q_f : 破壊時の盛土荷重 H_E : 盛土高さ

7.3 樋門等構造物の漏水対策工

7.3.1 樋門等構造物漏水対策工の考え方

樋門等構造物の設置箇所は、不同沈下により起因する空洞化等の変状が発生し易く、出水時の弱点になる場合がある。従って、土構造物と剛性構造物の物理的特性や地震応答の相違を考慮した上で、一連の堤防と同等以上の安全度確保が必要である。また、既設の樋門等構造物周辺における漏水対策工の基本的な考え方は、表 7.3.1-1 の通りである。

表 7.3.1-1 既設の樋門等構造物周辺における漏水対策

漏水経路と出入り口	漏水経路の発生原因機構	漏水抑止・抑制工法	問 題 点
(1) 漏水の入り口 1) 堤体と地盤の剝離、ゆるみ、クラック、空洞部 2) 翼壁と埋め戻し土との接続部の剝離等による間隙 3) 水叩きと函渠との接続部 4) 翼壁端部付近 5) 函渠のクラック、継手止水板の切れ	1) 不同沈下による堤体と地盤の損傷 2) 翼壁の拔上り、埋戻し土のゆるみ、沈下に伴う躯体からの剝離、雨水流入 3) 函渠と水叩きとの不同沈下による止水板の切れ 4) 翼壁の拔上りと周辺のゆるみ 5) 函渠にかかる曲げ、引張り力	1) 遮水壁や遮水矢板の拡大 2) グラウト注入、地中連続壁、遮水シートの固着、切返し、締め固め 3) 翼壁前面・護岸外端・高水護岸下端の連続矢板打設による遮水 4) 伸縮性コーキング材による遮水補修 5) 水ガラス系グラウト注入、表層遮水シートの固着 6) モルタル、伸縮コーキング材による遮水補修、可撓性継手による遮水補修、内側巻立て補修	1) 遮水壁と遮水矢板の不同沈下対策 2) 沈下ギャップに対応するシート固着の検討 3) 遮水性確保工法の現場適用性検討
(2) 漏水の主経路 1) 堤体と接続する地盤の剝離、ゆるみ、クラック、空洞 2) 函渠底板下部の空洞 3) 遮水矢板の端部迂回路 4) 遮水矢板の脱落部 5) 水叩き底板下部	1) 構造物と周辺堤防との不同沈下 2) 函渠の拔上りによる直下空洞の形成・拡大、漏水に伴う空洞、ゆるみ 3) 遮水矢板前後の空洞と水圧差による迂回路形成 4) 地盤沈下に伴う負の摩擦力による矢板や杭の脱落 5) 水叩き部の拔上りによる空洞の形成	1) CBグラウト注入 2) 水ガラス系グラウト注入 3) 矢板の側方拡張 4) 地盤改良 5) 地中連続壁 6) 開削して、遮水矢板拡大、良質土・安定処理土等による埋戻し。	1) 漏水対策を行っても堤防の残留沈下があると、空洞が再発生し易い 2) 空洞、ゆるみ等の範囲の特定が困難 3) 矢板の脱落は修復が困難 4) 膨張、伸縮に追従する空洞閉塞材料の開発 5) 開削は、施工時期、コストの検討が必要
(3) 漏水の出口 1) 裏胸壁端部 2) 裏翼壁外部 3) 裏水叩きと函渠との接続部 4) 裏水路底	1) 翼壁の拔上りりと周辺のゆるみ 2) 矢板前後の水圧差による迂回路と土被り不足 3) 函渠と水叩きの不同沈下による遮水目地の切れ 4) 土被りが薄い場合、漏水口になり易い	1) 函渠中間で水みちの遮断 2) 押え盛土と締め固め 3) 伸縮性コーキング材による遮水補修 4) 函渠と水叩き間で水みちの遮断 5) 裏盛砂利、ドレーン工、排水性積ブロック、フトンカゴ	1) 土被りが小さいため、川表側での漏水対策の効果確保に工夫が必要 2) 躯体周辺部から浸出水が噴出するので、土砂の吸出し、流出を最小限に押える工法を適用 3) ドレーン工採用時は漏水を増長させない対策検討
漏水経路全体に対して		1) 河川水の浸入を堤防表面で抑止 2) 矢板側方拡張打設 3) 空洞充填 4) 構造物の接続部、継手部、クラック等の遮水性損傷部補修 5) 周辺土のゆるみの締め固め、固化	1) 拔上り等のギャップが大きくなるとの余裕の取り方に工夫が必要 2) モニタリングが必要 3) 構造物と堤体地盤との接続部の強化対策や矢板等で凹凸をつける等の浸透路長の増大対策が必要
漏水進行抑止、被害軽減法		フェールセーフの採用 まわり土手（メガネ土手）、周辺道路嵩上げ、二線堤、周辺の地上げ等	1) 堤内地の用地確保が必要 2) 他事業との調整が必要
維持管理、リスク管理		沈下等の観測、変状動態観測 定期点検調査、リスク管理システムの構築	

なお、土構造物と剛性構造物の物理的特性の相違を考慮した安全対策を検討する場合の留意事項を以下に解説する。

- (1) 変状対策として、設計時の条件に戻すことにより、問題は解決できるか。
 - 1) 地盤沈下地帯の場合は、樋門直下の空洞充填を行っても再発生する可能性が高い。
 - 2) 遮水壁側方の遮水矢板設置範囲が狭く、また、遮水壁上方の浸透対策が不足である。
 - 3) 地中における変状の実態把握、対策施工の信頼度や効果の検証が十分にできない。
- (2) 現在の技術基準に沿って対策を行うことにより、問題は解決できるか。
 - 1) 既設遮水矢板の今後の状態への信頼度が十分でない。
 - 2) 遮水矢板の側方への拡張には、開削や遮水壁等の一部改築等が必要になる。
 - 3) 地中における対策工施工の信頼度と効果の状況が解明されていない。
 - 4) 地震応答の相違や液状化による影響が解明されていない。

- (3) 一連の堤防としての安全度を確保する方策は、どうあるべきか。

樋門等構造物周辺を堤防一般部と同程度まで安全性を高める必要があり、そのためには、新たに、図 7.3.1-1 の通り、水みちが形成されても漏水災害に事象連鎖させないための恒久的な対策を行う必要がある。

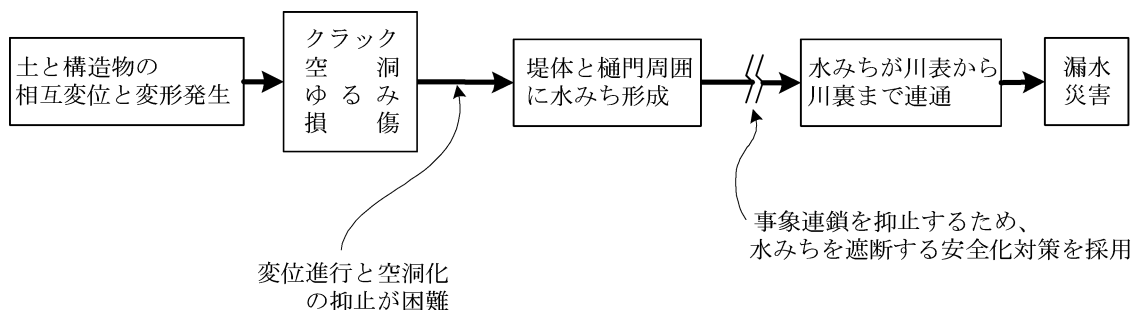


図 7.3.1-1 構造物周辺漏水対策工の新たな流れ

- 1) 川表側で、完全な遮水を行う（図 7.3.1-2 参照）。
- 2) 躯体に沿う水みちが形成されても、浸透水を函渠の途中で完全に遮断する函渠全周の遮水対策を行う（図 7.3.1-3、7.3.1-4 参照）。
- 3) 川裏側でのパイピングを発生させない。
- 4) 観測監視及び点検等のシステム整備とリスク管理の強化を行う。
- 5) 早期の空洞化等の対策を行う。
- 6) 地震や液状化対策を考慮した対策を検討する。

(4) 樋門等構造物の漏水対策事例

全国の河川で行われている樋門等構造物の主な漏水対策例を以下に示す。

1) 函渠途中における水みち遮断対策

本工法は、函渠の中間に遮水矢板を設置し、浸透水の疎通を遮断するものである。

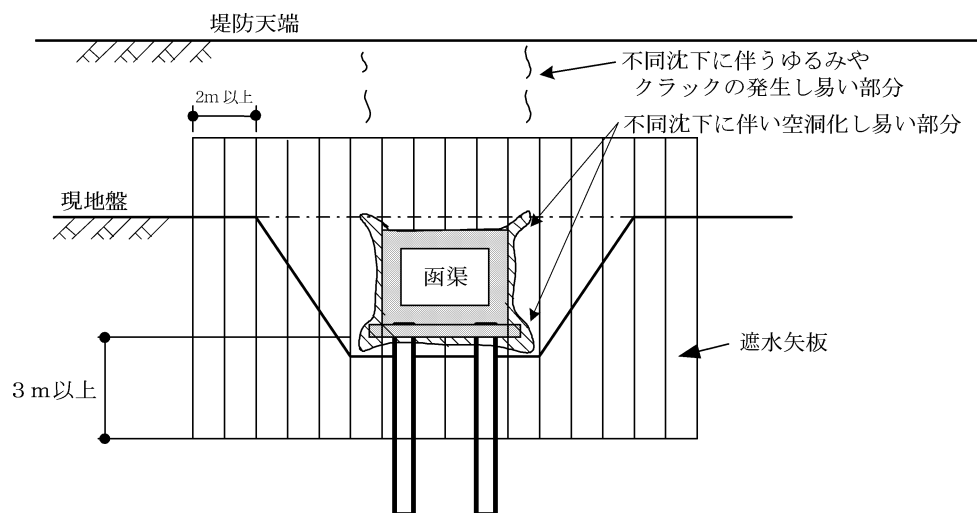


図 7.3.1-2 函渠途中における水みちの遮断対策

2) 川表法面での止水対策

本工法は、堤防法尻部等に鋼矢板による遮水壁を設け、基礎地盤からの浸透を抑止するものである。

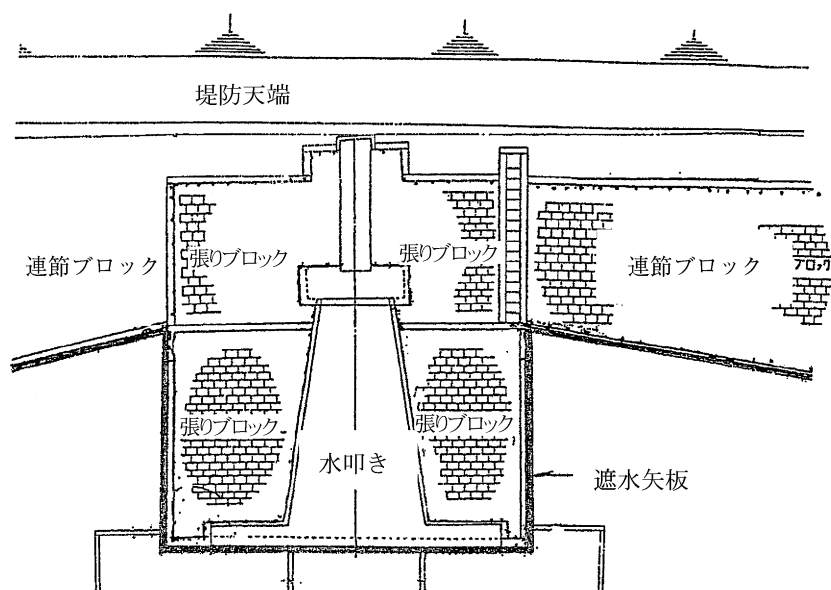


図 7.3.1-3 川表表面での遮水対策（小貝川の事例）

3) 地中連続壁を用いた漏水対策

本工法は、高圧噴射攪拌工法により、円柱形の改良体を連続させ、地中連続壁を形成すると共に函渠底版下はグラウトにより改良し、浸透水を遮断する。なお、施工後の地盤沈下により函渠と改良体とが剥離することがあるため、函渠周辺は、十分に地盤改良を行う必要がある。

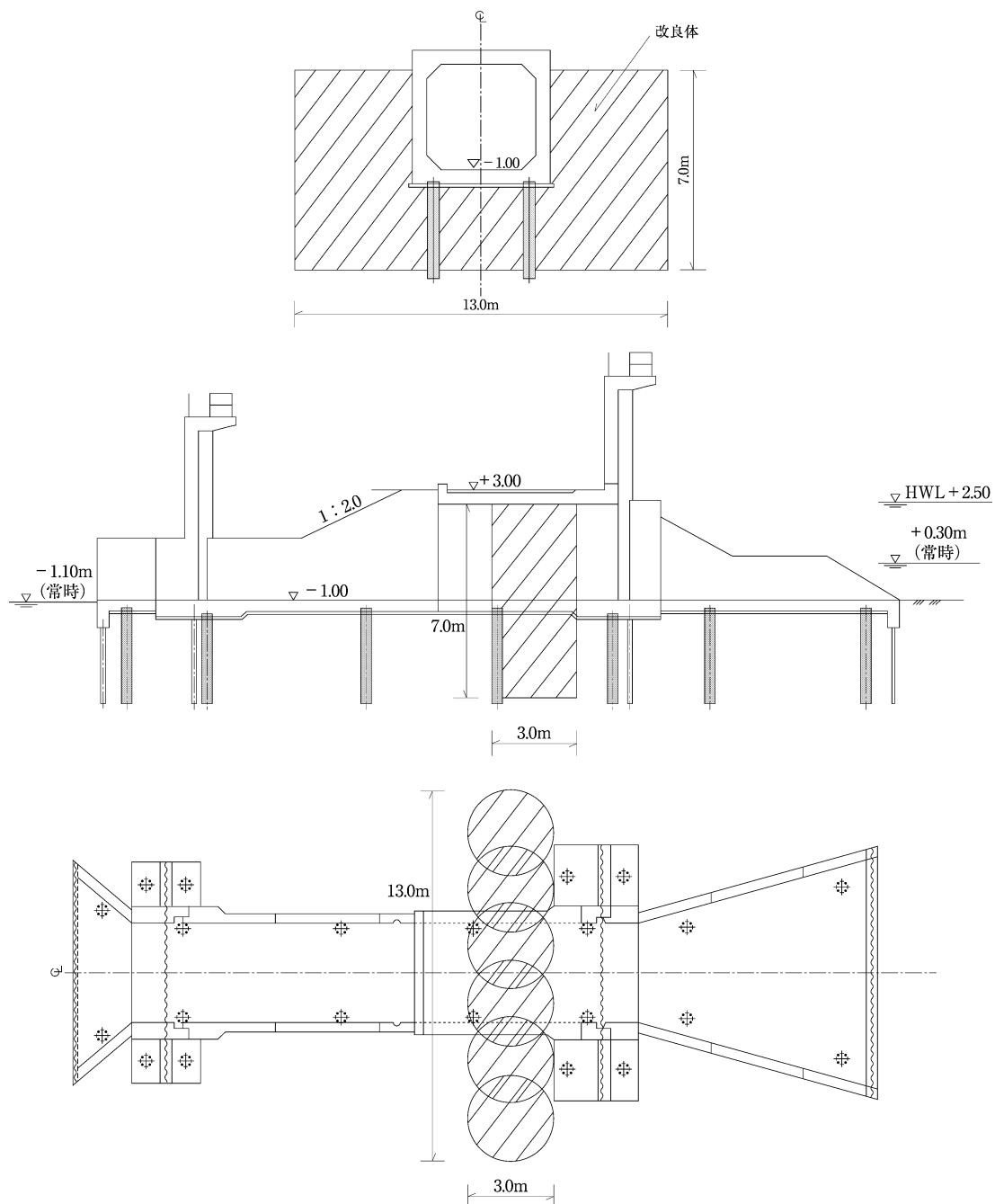


図 7.3.1-4 高圧噴射攪拌工法による函渠中央部の遮水対策（斐伊川の事例）

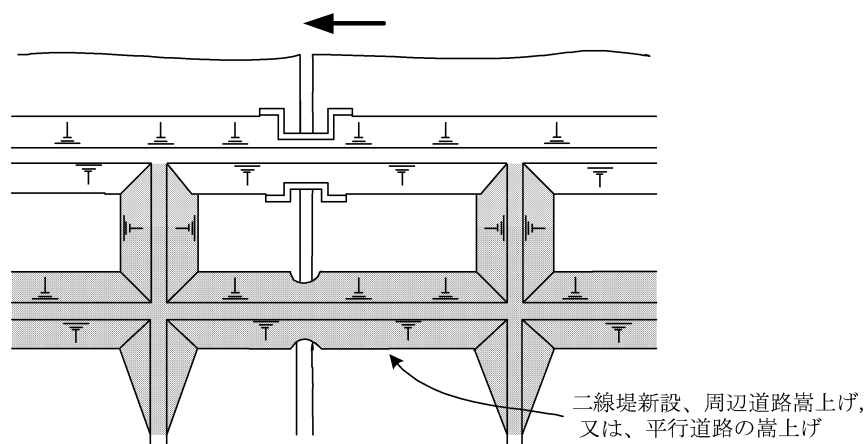
4) フェールセーフ対策による漏水対策

万一、漏水、或いは、破堤した場合の被害軽減化対策として、まわり土手、周辺道路の嵩上げ、2線堤の設置等のフェールセーフ対策を行うものである。

a. まわり土手（めがね土手）



b. 道路嵩上げ、二線堤



c. 地上げ

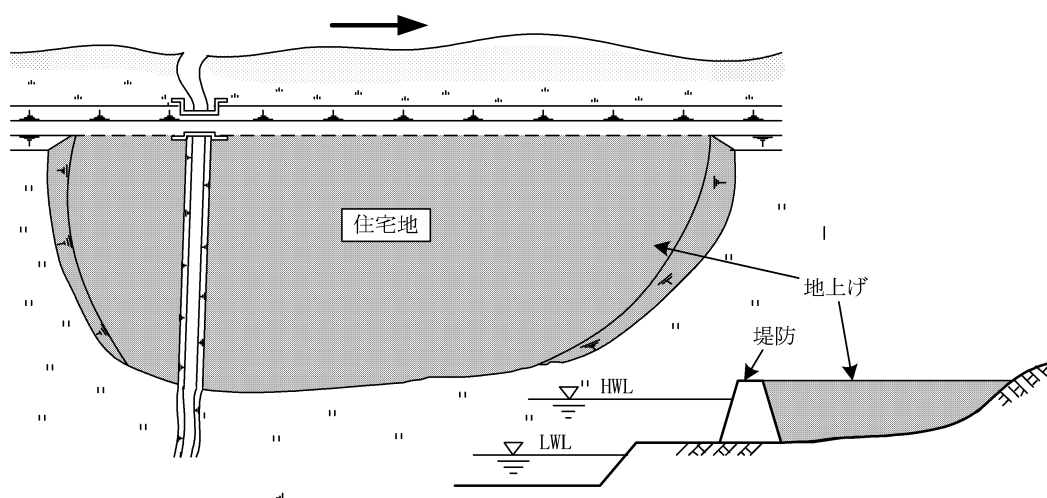


図 7.3.1-5 フェールセーフ対策の参考例

5) 構造的改築による漏水対策

本工法は、既設樋門の構造基準を変更し、全面改築による漏水対策を行うものである。

a. 柔構造樋門

不同沈下の影響を小さくする。但し、不同沈下、空洞化等は避けられないため、監視やフェールセーフ対策は必要である。

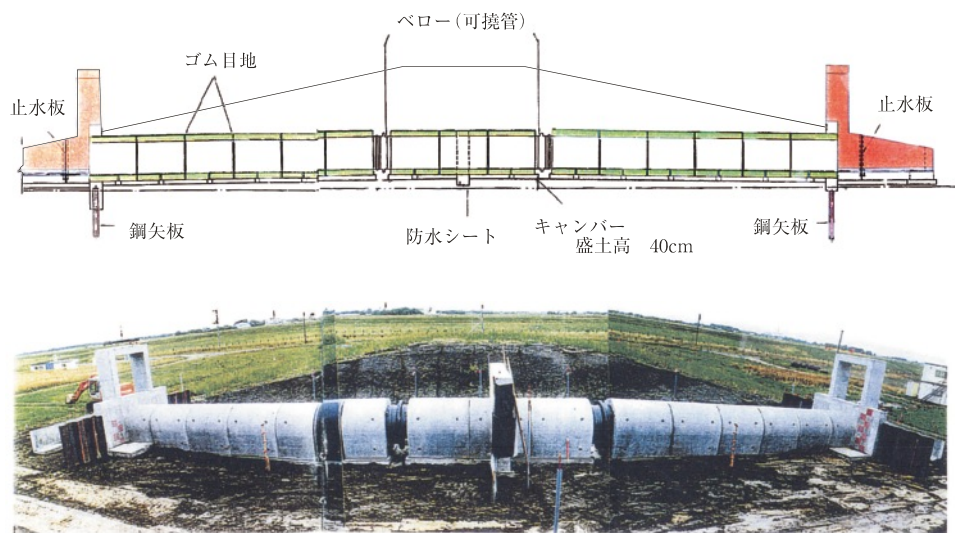


図 7.3.1-6 柔構造樋門の例

b. オーバーサイフォン

遮水構造物である堤防に、変状発生原因となる横断構造物を設けない構造にする。

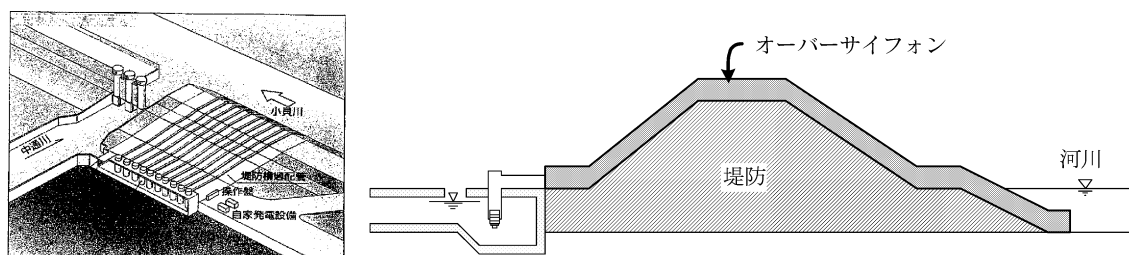


図 7.3.1-7 オーバーサイフォン（接地配管式）の例

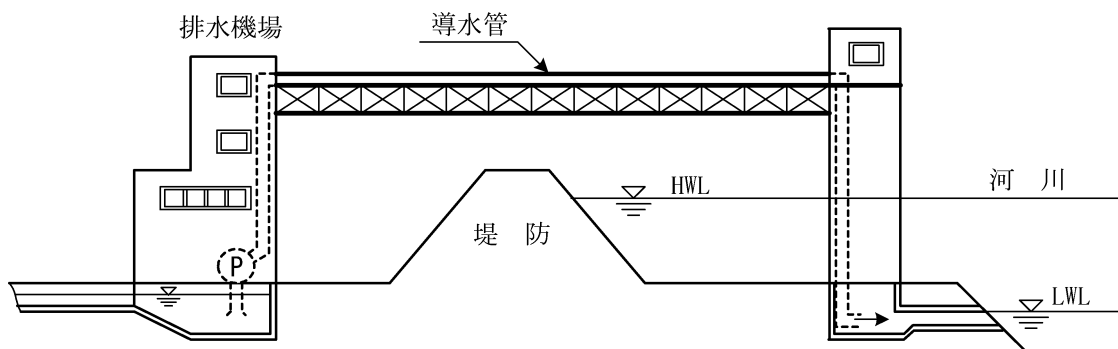


図 7.3.1-8 オーバーサイフォン（水管橋式）の例

7.3.2 樋門等構造物漏水対策工の検討手順

構造物周辺漏水対策は、漏水特性が堤防一般部とは異なり、不同沈下に伴う堤防や地盤の変状及び構造物自体の損傷に起因する漏水等の障害を除去するために行うものである。

漏水対策工の検討では、図7.3.2-1の流れを基本に、構造物周辺の漏水特性、遮水機能及び地震と液状化の影響を評価した後、対策効果、経済性、施工性等を検討し、遮水機能確保に最も有効な対策工を選定し、その後、必要な範囲を設定し、現場条件に適応した施工工法を検討する。

なお、樋門等構造物の対策工の選定に当っては、事前に、類似条件にある既設樋門等の変状実態や問題点を分析し、改善方法を考察すると共に、空洞化の進行特性、現場条件と施工方法、地震の影響等について詳細に検討することが必要である。

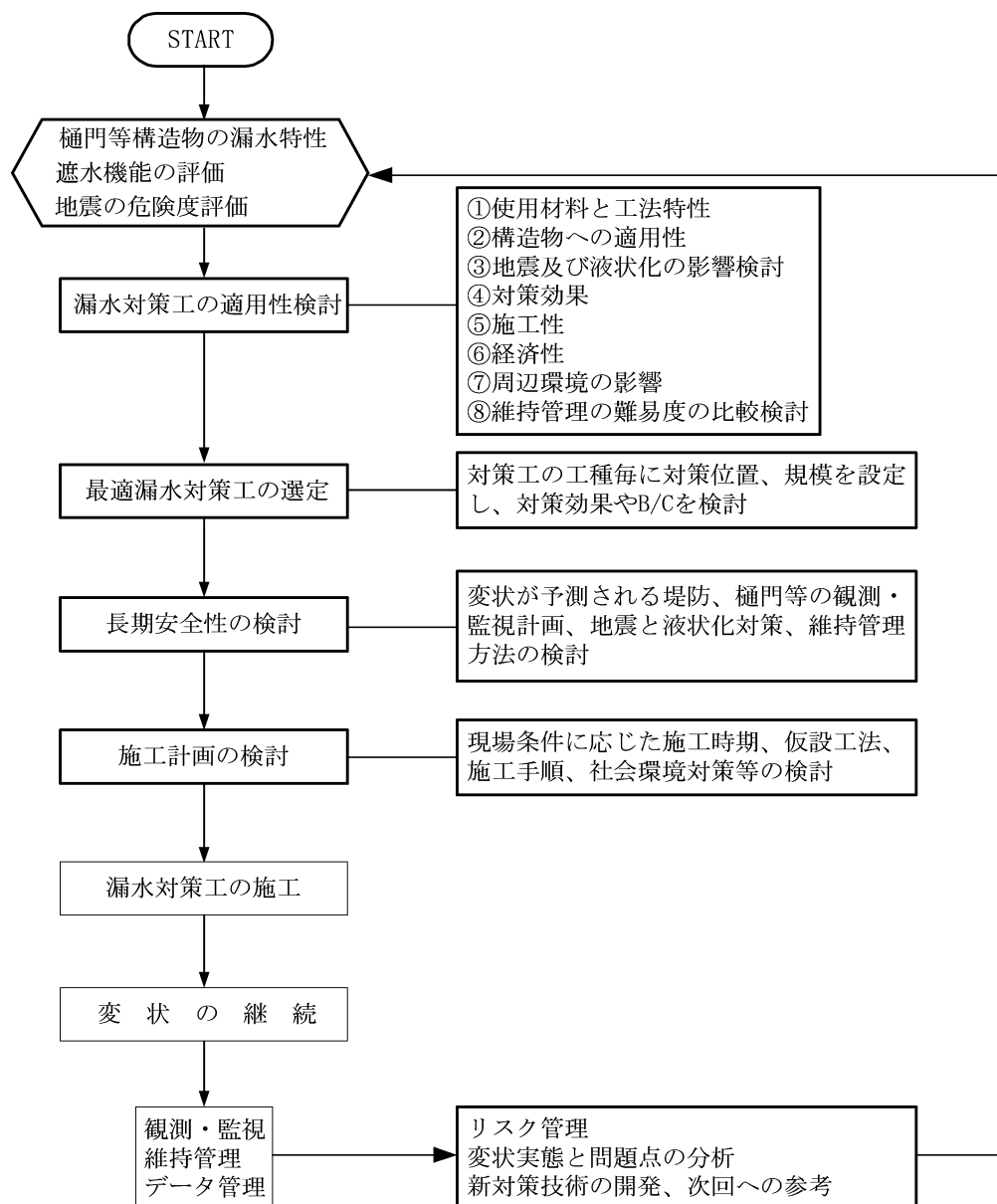
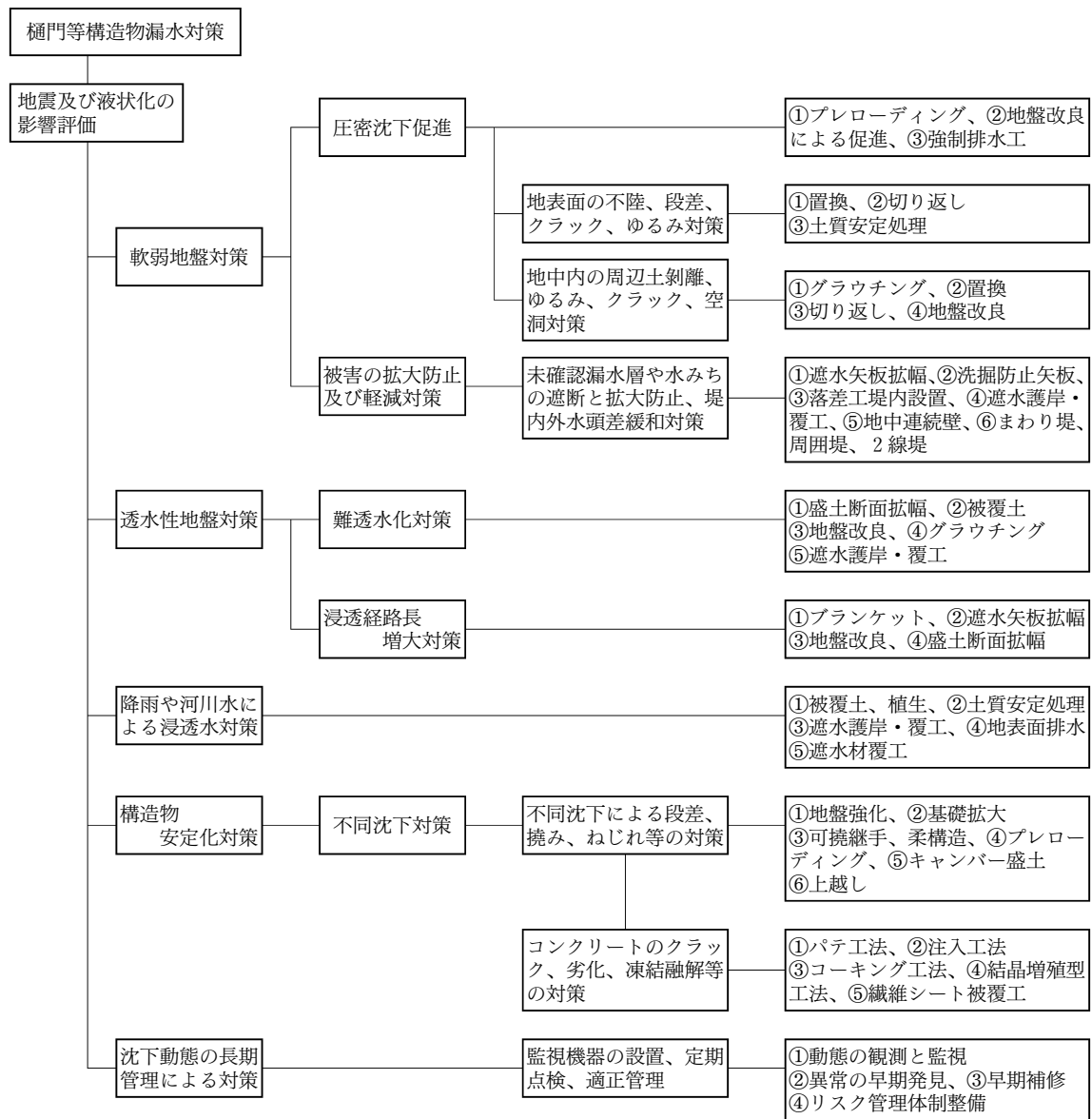


図 7.3.2-1 樋門等構造物漏水対策の検討手順

7.3.3 樋門等構造物漏水対策工の体系

樋門等構造物漏水対策工の基本は、地震及び液状化の影響を評価した上で、図7.3.3-1に示す通り、設置箇所の地盤対策、堤防や地盤への浸透対策、構造物自体の安定化対策及び維持管理やリスク管理の基本となる観測・監視・点検等の統合により体系化される。



7.3.4 樋門等構造物漏水対策工の選定

樋門等構造物の漏水対策は、堤防自体の強化対策と共に、基礎地盤の安定化を図るための地盤沈下対策や難透水化対策、空洞化等の変状部の浸透水対策、地盤及び液状化対策、或いは、構造物自体の構造的強化対策等について、遮水効果、構造物強度、施工性、長期安全性、経済性等の観点から、その適用性を広範囲に比較検討し、最適対策工法を選定するものであり、その検討事項を以下に示す。

なお、補修工法については、第8章で解説する。

(1) 基本事項

本対策は、堤防と同様に軟弱地盤及び透水性地盤に着目し、次の事項について安全性を検討する。

- 1) 軟弱地盤の沈下抑制及び不同沈下対策は、構造物設置範囲及び地盤沈下の影響範囲を十分カバーする範囲のプレロード、地盤改良・強化等の対策。
- 2) 軟弱地盤が深い(概ね 10 m 以上)場合及び長期地盤沈下が進行する場合は、変位杭、沈下板、傾斜計等の設置計画、また、構造物自体に影響が及ぶと予測される場合は、変位鉋、継ぎ目計、鉄筋計等の設置計画。
- 3) 軟弱層が深く、 N 値 5 以下が連続する場合は、側方流動による地盤の移動、陥没、隆起等が卓越してくることを考慮し、偏載荷重を回避する構造設計、載荷重配置及び埋戻し・盛土施工法等の対策。
- 4) 透水性地盤は、地盤改良等による難透水化対策及び鋼矢板、シート、セメント・ベントナイト類、地盤改良等による地中壁等の遮水対策。
- 5) 透水性地盤の構造物周辺は、浸透水が集中し易く、また、施工中の排水処理等によるルーフィング浸透が発生し易いこと等を考慮した浸透経路形成の抑止対策。
- 6) 堤防、又は、基礎地盤に軟弱地盤や緩い砂層を挟在している場合は、地震及び液状化対策。
- 7) 地盤沈下に起因する変状と災害の軽減対策、或いは、構造物周辺の漏水経路形成を抑止することが技術的に困難な場合は、次の変状及び災害抑止対策。
 - ① 動水勾配の軽減化による漏水経路の形成抑止
 - a. 堤内側に落差工等の設置
 - ② 漏水経路の遮断、拡大防止及び土砂の吸出し防止
 - a. 地盤改良等による周辺堤防強化
 - b. 地中遮水壁の設置
 - c. 遮水矢板や洗掘防止矢板の拡大
 - d. 遮水護岸の設置
 - e. 堤防と構造物接続部の強化及び裏盛砂利等の吸出し防止施設の設置
 - f. 浸透路長増大を目的とした遮水壁の拡大、矢板壁や扶壁の増設
 - ③ 遮水壁側面の遮水矢板
 - a. 変位に追従し易い可撓性継手の設置

8) 適性な施工管理、維持管理及びリスク管理

- ① 調査孔の設置
- ② 堤防と樋門等の変位、変状、地下水位、土圧等の観測・監視装置の設置
- ③ 点検、調査を含む維持管理体制及びリスク管理システムの整備

(2) 直接基礎形式の検討事項

直接基礎形式は、地盤支持力が十分に期待できる場合、或いは、地盤改良・強化を行うことにより、沈下起因する障害を抑止できる場合に適用する工法であり、基本事項の他に、次の検討を加える。

- 1) 現地における地盤強度の確認方法と均質化対策
- 2) プレローディング、地盤改良等による地盤強化対策
- 3) 柔構造物樋門等の検討事項

近年は、前述の原則によらず軟弱地盤上の樋門等構造物周辺の空洞化対策として、地盤沈下への追従性と函渠の構造的柔軟性を求めた柔構造樋門が採用されている。

柔構造樋門は、地盤改良・強化、キャンバー盛土、可撓継手等により、相対的な変位や変位量を少なくし、設計許容値内で安全性を確保するという理念に基づく工法である。

この工法は、地盤沈下特性を利用している面もあるが、変位・変状を抑止するものではないため、堤防や構造物自体の損傷、接続構造物との結合不良、排水阻害等が発生することがあり、また、地震時の挙動が不明確であるから、次の事項の検討を加える。

- ① 地盤強化部分と自然地盤部分の摺り付け方法及び長期安全性確保対策。
- ② 可撓継手等の付属設備の交換・修繕対策。
- ③ 地震応答解析（地盤と構造物の震動の共合作用、胸・翼壁及び門柱等の構造系の振動の共合作用による函渠のねじれや結合部の安全性）。

(3) 杭基礎形式の検討事項

杭基礎は、地盤支持力が不足する場合に適用する工法であり、構造的に優れ、広く採用されている。

一方、層厚が大きい軟弱地盤の場合は、周辺堤防との不同沈下に伴う段差、ゆるみ、クラック、空洞化等の変状及び躯体の損傷等が発生し易い欠点も有し、漏水等による重大な災害を引き起こすこともあるため、基本事項の他に、次の検討を加える。

- 1) 遮水矢板のネガティブフリクションによる脱落防止対策。
- 2) 樋門等構造物と周辺堤防との摺り付け方法。
- 3) 不同沈下に伴う周辺土の剝離対策。

(4) 既設樋門等構造物の検討事項

既設の樋門等構造物の漏水対策は、次の場合について災害箇所、災害程度及び施工条件を分析し、適用工法を比較検討する。

- 1) 災害箇所の条件

- ① 周辺堤防が損傷している、或いは、周辺土が剝離している。
- ② 樋門等の構造物自体が損傷している。
- ③ 周辺堤防と樋門等構造物自体の双方が損傷している。

2) 災害程度は、次の状態を危険度大と評価する。

- ① 堤防沈下や法面の不同沈下量が 20 cm 以上。
- ② 堤防に $q_c=30 \text{ KN/m}^2$ 以下のゆるみ、又は、クラック、陥没穴の発生。
- ③ 底版下に 0.1 m 以上の空洞の発生、又は、周辺土が剝離。
- ④ コンクリート部のクラックで、0.2 mm 以上が複数、又は、0.5 mm 以上の開口。
- ⑤ 翼壁、胸壁等が損壊、傾斜が 5° 以上、又は、機能維持が困難と考えられる場合。
- ⑥ 函渠の折損、10 cm 以上のたわみ。
- ⑦ 継手部の継手設備の損壊、5 cm 以上の段差、継手開口 5 cm 以上、継手カラーの折損、損壊。

3) 施工法は、災害箇所、災害程度及び次の条件を総合的に検討して選択する。

- ① 堤防及び樋門等構造物の現況を維持して行う施工の場合。
- ② 堤防開削が必要な場合の施工条件。
 - a. コンクリート部の打ち換え等で開削が必要。
 - b. 災害程度が大であり、浸透水の遮水、又は、函渠内からの遮水が困難。
 - c. 品質管理及び施工上、開削が必要。

(5) 漏水対策工の選定

前項により、技術的適用性を検討した工法について、下記の事項の検討を加え、最適工法を選定する。

なお、軟弱地盤における地盤強化工法は、軟弱層の層厚に比例して建設費が増大するため、災害軽減化等の効果、経済性、安全確保の信頼性及びリスク管理等のバランスを考慮し、直接基礎形式か杭基礎形式かの選定をする。

- 1) 周辺環境への影響。
- 2) 地域社会との合意形成。
- 3) 廃棄物処理、リサイクルの計画。
- 4) 長期監視、維持管理、リスク管理の計画。
- 5) コスト縮減対策。
- 6) 建設費、維持管理費等を含めたライフサイクルコストと経済効果。

7.3.5 樋門等構造物漏水対策工の設計計画

本対策工の設計計画では、樋門等の形状、支持形式、地盤条件等により事前対策や細部設計方法が相違するため、以下に考慮すべき事項について解説する。

(1) 軟弱地盤の安定化計画

基礎地盤の沈下抑制対策は、プレローディング工法や地盤改良工法等を採用し、これらの改良範囲は、図 7.3.5-1 を参考に設定する。

但し、改良範囲、プレローディング幅及び高さは、構造物近傍のゆるみ層、圧密された地盤のリバウンド及び圧密沈下と側方流動の影響範囲を考慮し、幅は、躯体中心より天端で上、下流に 30 m 以上、高さは、計画盛土に 20% 程度の割増しを加えて施工する。

沈下の検討は、堤防盛土部分は、リバウンドを考慮して解析し、構造物等は、躯体の接地荷重と堤防の単位面積荷重を比較して、大きい方の荷重を用いて解析し、安定計算に基づく限界盛土高以内で施工する。

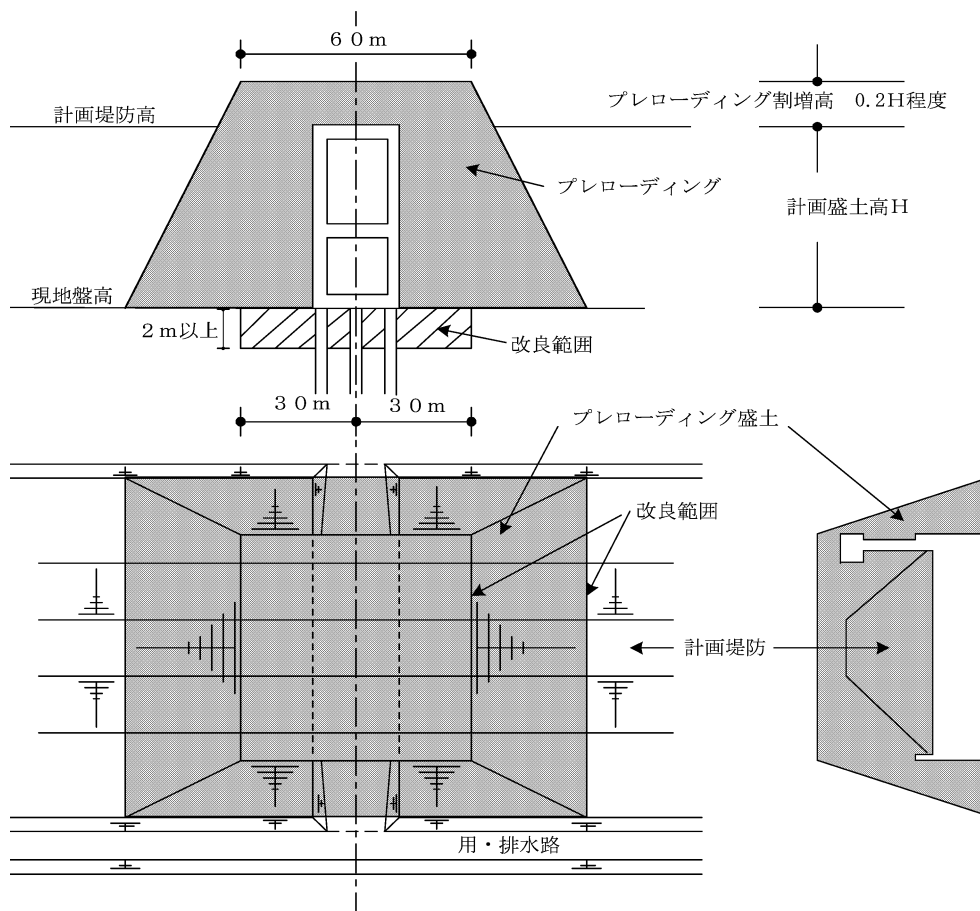


図 7.3.5-1 地盤改良及びプレローディングの範囲

(2) 透水性地盤の安定化計画

本対策は、樋門等構造物と土との接統部における浸透水の疎通や集中を抑止するため、堤防等を難透水化する。又は、浸透路長を増大させる等の方法で安全度を確保するものである。

難透水化は、土質安定処理、地盤改良、防水シート布設、護岸、地中連続壁、グラウト等の工法が適用され、浸透路長増大は、前記の他、遮水矢板壁や扶壁の増設等の工法が適用される。

安全化範囲は、深さ方向では堤防と同様であり、平面的には、浸透流解析で求める、或いは、図 7.3.5-2 範囲以上とする。

なお、礫質系地盤では、漏水しても法すべり等の災害につながらない場合もあるが、繰り返し洪水を受けて堤防決壊に至った事例もあるので、基本的な対策工の検討を行う。

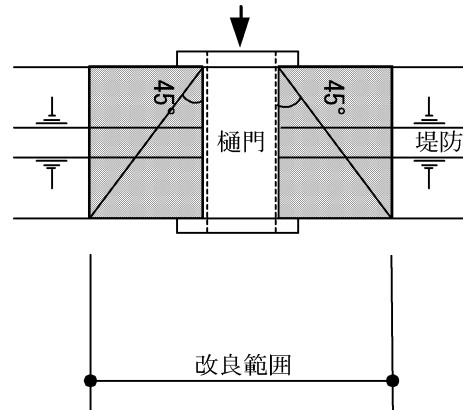


図 7.3.5-2 平面的な安全化範囲

(3) 緩い砂層を挟在する地盤の安定化計画

樋門等構造物の周辺に緩い砂層が存在する場合は、浸透水や地震時の液状化により土砂が吸い出される危険性が高く、吸い出し等を受けた場合は、地中応力の偏圧化を招き、下記のような現象を引き起こす。

1) 直接基礎形式

支持物がない構造物周辺に吸い出しを受けた場合は、基礎地盤支持力のバランスを欠き、堤防等の損壊の他、構造物自体の沈下、傾斜、ねじれ、折損、損壊等を招き、また、底版付近の吸い出しが潜在化した場合は、洪水時の漏水経路となり、漏水危険度を増大させる。

地震による液状化では、地震動と構造物自体の揺れが共振し、外力を加重させると共に、間隙水圧の上昇に伴う揚圧力により、構造物自体が持ちあがることもある。

2) 基礎杭形式

本形式では、直接基礎と同様の損壊が発生するが、構造物自体は杭支持のため構造的安定性に優れているが、堤防の沈下、すべり、クラック、底版下の空洞化等により、構造物自体の安全性が損なわれることがある。

以上の通り、緩い砂層は、透水性と液状化の両面からの危険性が内在していることを十分に考慮する必要がある。また、地震による液状化の潜在的な災害痕跡が、その後の洪水時に漏水災害を引き起こした事例もあるので、現地調査を注意深く行い、適切な安全化計画を立案することが大切である。

(4) 構造物自体と周囲の安全化計画

1) 遮水矢板の設計

呑口、吐口前面及び遮水壁に設置する遮水矢板は、浸透水が地中では3次元方向に流動することを考慮し、函渠全周面のクリープ浸透を検討した上で、クリープ比8.5以上を確保する。

遮水矢板の設置範囲は、不同沈下に伴い周辺土が剥離する、或いは、ゆるみ、クラック、段差等の損傷が堤防天端まで及ぶことを考慮し、下記の通りに設置する。

ネガティブフリクションによる遮水矢板の脱落防止対策は、躯体と遮水矢板を剛結する。

躯体側面の遮水矢板は、不同沈下による変状対策として、可撓矢板を設置する（図7.3.5-3、7.3.5-4参照）。なお、本書の遮水矢板設置範囲は、変状実態を考慮して、河川砂防技術基準（案）等より、安全度向上を図っている。

- ① 側壁から6m以上、且つ、埋戻し線法肩から2m以上。
- ② 底板から3m以上。
- ③ 遮水壁上方に2m以上。

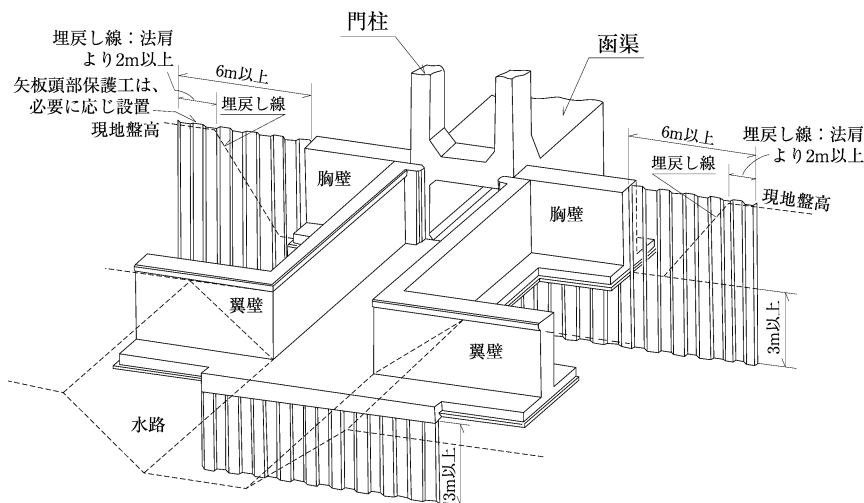


図 7.3.5-3 胸壁及び翼壁における遮水矢板工

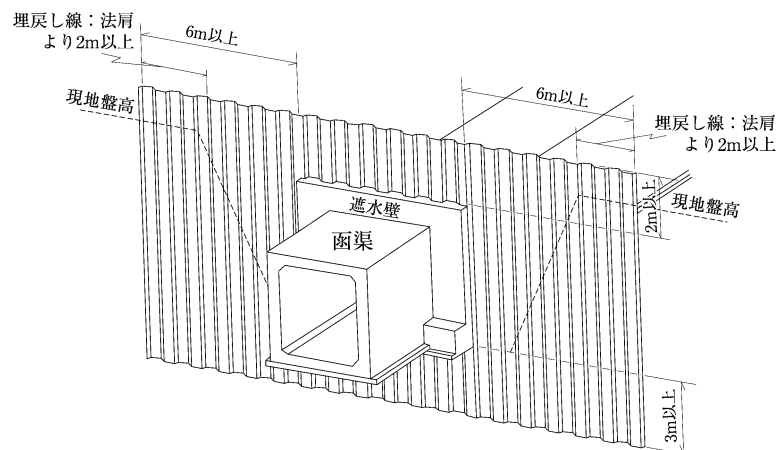
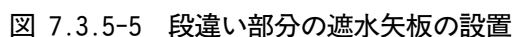
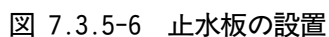


図 7.3.5-4 遮水壁における遮水矢板工

構造物形状から段違い部分がある場合は、地中の浸透流特性を考慮し、図 7.3.5-5 の通遮水矢板を設置する。



函渠の継手部、翼壁取付け部等の接続部における止水板は、図 7.3.5-6 のように取付け、継手や接続部の離脱、段差等による止水板の切断や損傷が生じても取替え可能な構造になるように配慮する。



4) 護岸の遮水シート

護岸の下には遮水シートを布設し、シートの下には厚さ 30 cm 以上の良質土層（透水係数 $k=10^{-4}$ cm/sec 以下）を設ける。

5) 呑・吐口水叩き前面の遮水矢板

呑・吐口における水叩き前面は、漏水が発生した場合や構造物と取付水路護岸との間に段差が生じた場合の対策として、 $L=3.0$ m 以上の漏水及び洗掘防止矢板を設置する。

6) 落差工の設置

堤内地と外水位との差が大きい場合は、内外水位差による動水勾配の軽減を図るため、落差工を設置し、落差工は函渠や翼壁部と切り離れた構造とし、堤内側に設置する。

但し、高水敷幅が 30 m 以上あり、沈下や洗掘の恐れがない場合は、堤外地に落差工を設けても良い。（図 7.3.5-7 参照）

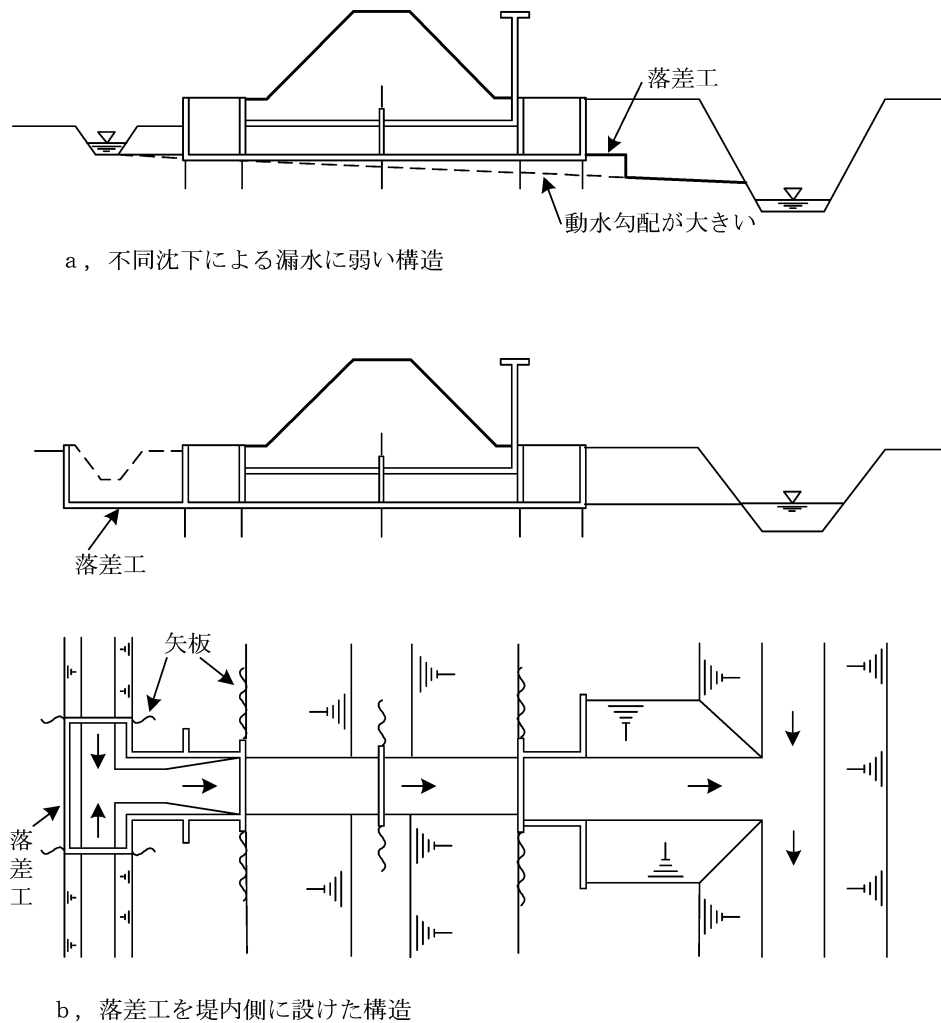


図 7.3.5-7 落差工の設置

7) 調査孔の設置

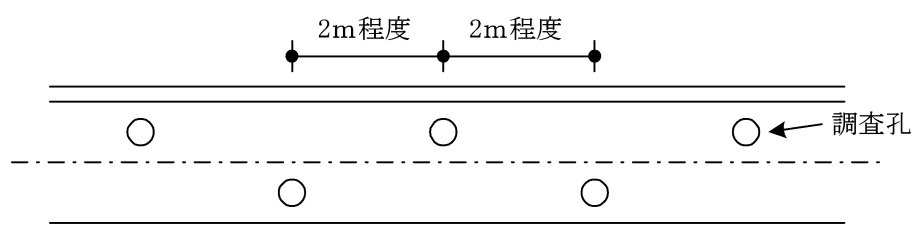
函渠の底面や側壁には、土層観察や空洞調査等の観測孔及び補修孔として、予め、調査孔を設置する。(図 7.3.5-8 参照)

調査孔の間隔は、次の通りとする。

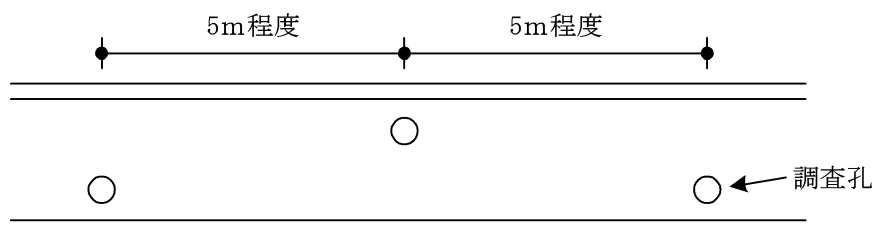
- ① 底 面 2 m 間隔程度
- ② 側 壁 5 m 間隔程度

なお、調査孔の蓋は耐腐食性や耐錆性のものを用いる。

調査孔は、連通試験用の調査孔や空洞化した際のグラウト孔にも利用するため、必ず配置する。



a. 底面配置図



b. 側壁配置図

図 7.3.5-8 調査孔の配置

7.3.6 既設構造物に対するグラウト工法の設計計画

本項では、既設構造物漏水対策工として、一般的に適用されているグラウト工法の設計計画について解説する。

(1) グラウト工法の設計計画

1) グラウト工法の設計の流れ

グラウト工法の設計の流れは、図 7.3.6-1 の通りであり、本工法は、直接観察できない部分に対する遮水、或いは、地盤強化のための工法であるから、設計と現場条件の整合性を常に確認し、目的とする遮水効果を確実に得るようにしなければならない。

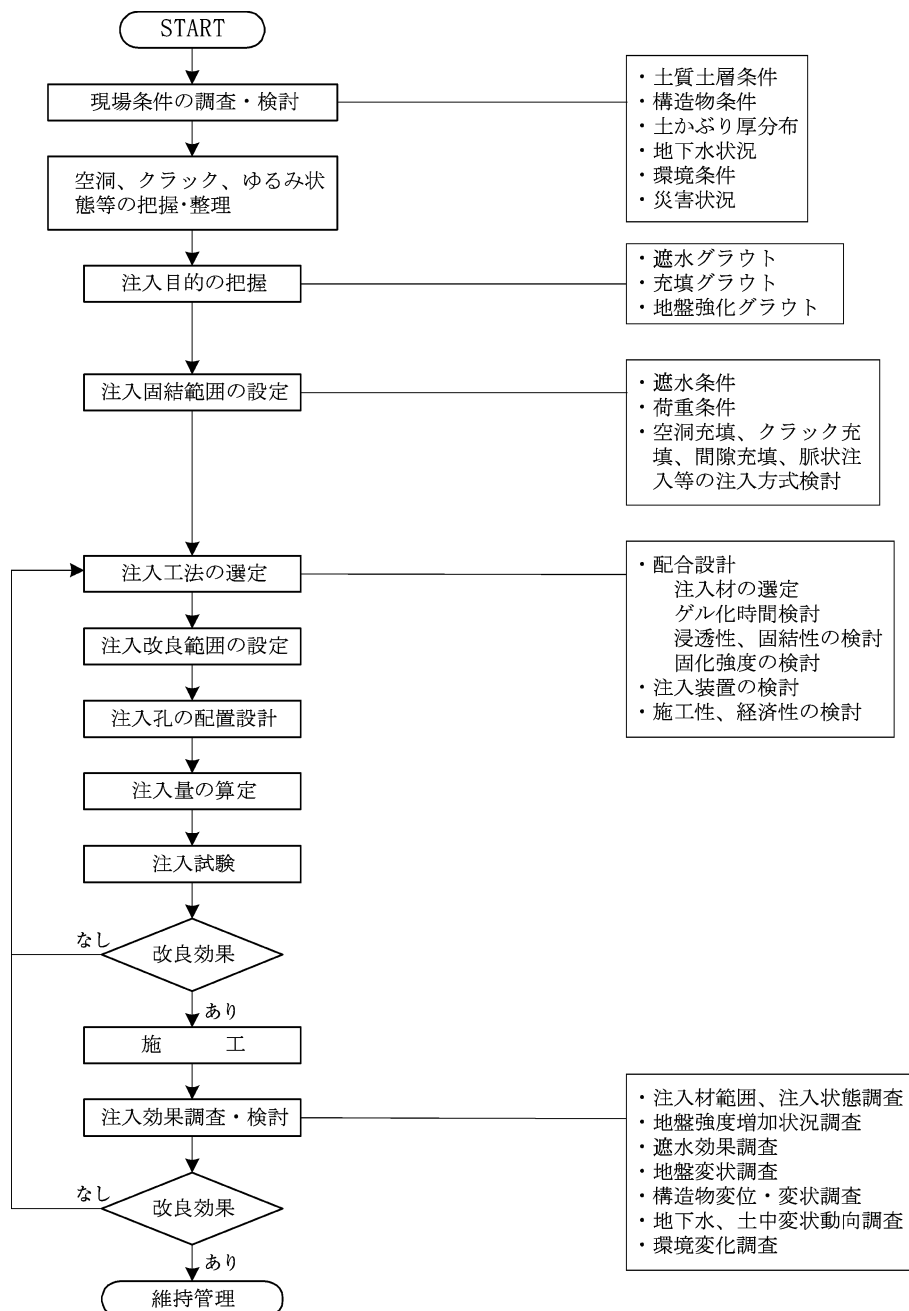


図 7.3.6-1 グラウト工法の設計の流れ

2) グラウト工法の分類

グラウト工法は目的、注入材、注入箇所によって表 7.3.6-1 のように分類する。

表 7.3.6-1 グラウト工法の分類

目的による分類	地盤改良強化グラウト
	遮水グラウト
	充填グラウト
注入材による分類	セメントグラウト
	ベントナイトグラウト
	セメントモルタルグラウト
	アスファルトグラウト
	ケミカルグラウト（水ガラス系）
注入箇所による分類	エアームルタルグラウト
	空洞グラウト
	地盤のクラックグラウト
	ゆるみ層グラウト

なお、一般的に空洞グラウトの場合は、スランプ値 20～25 cm の中硬練り材料を使用し、クラック、ゆるみ層グラウトは、フロー値 25～30 sec の軟練り材料が使われる。

また、グラウト材料の硬化収縮や地中損傷の複雑さに対処するため、膨張材を混合することもある。

グラウト注入後の透水係数は、 $k=1\times 10^{-5}\text{cm/sec}$ 以下を目標とする。

3) 注入孔の配置

注入孔は、注入有効範囲が相互に重なるように配置する。

注入範囲 D は、注入材の流動性、固結性等に配慮し、次の範囲を基準とする。

- ① 空洞グラウト ：D= 2 ～ 5 m 程度
- ② その他のグラウト
 - 遮水の場合 ：D=1.0～1.2 m
 - 地盤強化の場合：D=1.0～1.5 m

グラウト注入工の配列は、地盤の複雑さ、不均質さにより注入方向等を人為的にコントロールできないため、注入範囲はきれいな円柱体を確保できず、注入径が数 10 cm と非常に小さくなる場合があったり、未改良部分が残ったりするため、複列注入を原則とする。

地中で掘削方向を制御可能な地中誘導方式で配管し、注入する場合は、注入範囲が 1.0 ～ 1.5 m 程度の球状を想定するので、構造物の影響を考慮し、注入孔配列や注入点を設定する。

4) 注入管の配置

注入管の配置は、現場条件、特に、構造物の形状等と注入改良部の位置関係で決まるため、グラウト工法の目的や方式により、現場に最も適した配置を選定する。

5) グラウトの注入圧

樋門等構造物の周辺堤防に適用するグラウト工は、

- ① 土かぶり厚が小さい浅層地盤を対象としている。
- ② 地表に達する損傷がある。
- ③ 構造物や周辺地盤への影響を避けるため、できるだけ低圧で注入する。

等の特性を考慮し、一般的なグラウトの注入圧は、下記の通りに設定している。

a. 空洞への注入 : 無圧注入 (流し込み)

b. 地盤のクラック、ゆるみ層への注入 : 第1段階 無圧注入

第2段階 加圧注入 0.5 kgf/cm^2 以下

加圧注入は、リークし易い他、地盤、堤体及び構造物を浮き上げたり、破壊させることもあるので、その影響を監視しながら行う必要がある。

注入順序は、グラウト材料の流出、逸脱を小さくするため、外周部分から (呑口・吐口側、側方の外側から) 注入する。

6) 注入改良範囲

① 空洞グラウト

空洞全体が充填されるように慎重に注入し、空洞の大きさや広がり把握されていない場合や周辺の土質条件が良好な場合は、空洞グラウトとクラック、又は、ゆるみ層グラウトを併用する。

② クラック及びゆるみ層グラウト

構造物周辺の土質や地下水、構造物の形状寸法、土の応力分布、クラック、ゆるみの範囲、施工条件等により、画一的に注入改良範囲を決定することは難しいが、下記の範囲以上に注入することを目標とする。

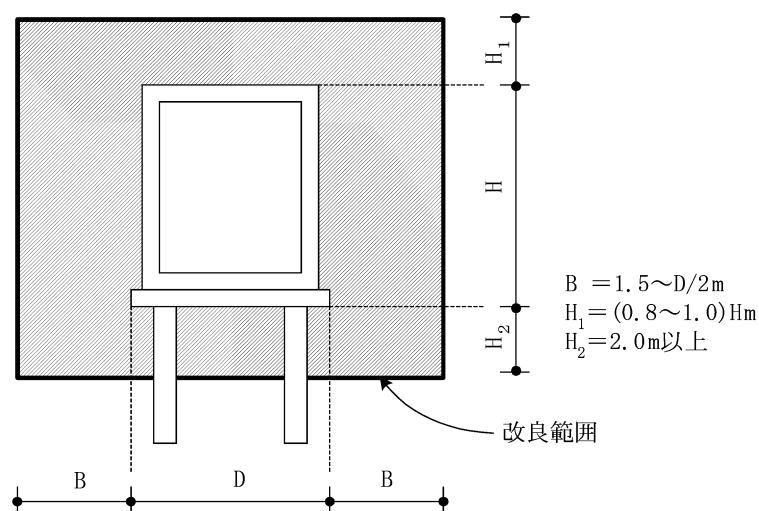


図 7.3.6-2 クラック及びゆるみ層グラウト工の注入改良範囲

7) 構造物縦断方向の注入範囲

構造物縦断方向は、図 7.3.6-3 に示すように、法面の延長線と構造物床版下面高の交点の位置により、次の通り範囲を設定する。

- ① 呑吐口とも交点が翼壁より外部にある場合

$$l_1 \leq 1.0 \cdots \cdots 1.0 \times 2 + L (\text{m})$$

$$l_1 > 1.0 \cdots \cdots l_1 \times 2 + L (\text{m})$$

- ② 呑吐口とも交点が翼壁より内部にある場合

$$1.0 \times 2 + L (\text{m})$$

- ③ 図 7.3.6-3 と同じ条件の場合

$$l_2 \leq 1.0 \cdots \cdots 1.0 + L + 1.0 (\text{m})$$

$$l_2 > 1.0 \cdots \cdots l_2 + L + 1.0 (\text{m})$$

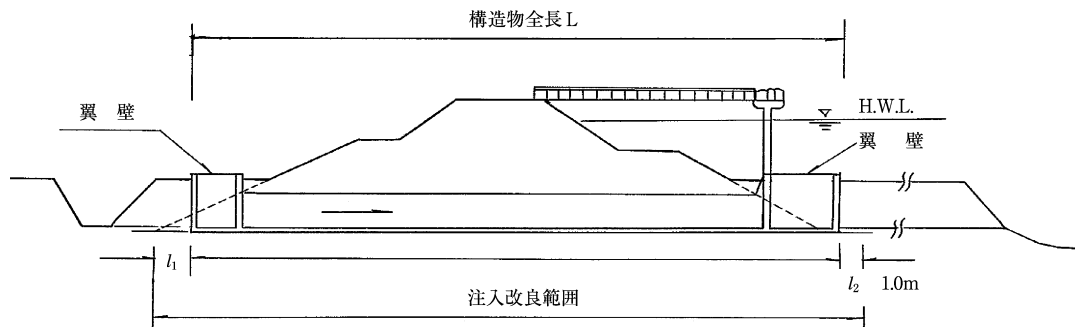


図 7.3.6-3 構造物縦断方向の注入範囲

8) 全注入量

グラウト工法の全注入量は、次式で求める。

$$Q = Vn \alpha = V\lambda$$

Q : 全注入量

V : 注入改良範囲の土量 (m^3)

n : 土の間隙率 (%)

λ : 注入率

α : 過去に実績から得た充填率 (%) 表 7.3.6-1 参照

表 7.3.6-1 土質と充填率

土 質	充填率 (%)
粘土質地盤	20~40
砂 質 地 盤	40~60
砂礫質地盤	約60

なお、この式による注入量は、均等注入が可能な場合には有効であるが、クラック注入等には、大きな差異が生じ易いので、流量計や注入材料使用量等による検証が必要である。

7.3.7 樋門等構造物漏水対策工の施工計画

(1) 構造物周辺の施工における留意事項

1) 残留沈下量軽減対策

軟弱地盤地帯では、堤防の漏水原因としてインパクトの大きい不同沈下が生じ易いため、下記の工法等により、長期に亘る残留沈下量軽減対策を行う必要がある。

対策範囲は、軟弱層の厚さ、地盤強度等を詳細に分析し、沈下や側方流動の影響範囲を十分にカバーするように配慮する。

盛土や開削等の施工時に、堤防や地盤の変状動向が変化した場合は、直ちに施工を中止して、原因究明と対策の検討を行う。

また、堤防や地盤から、水の浸出や湧出が生じた場合は、ルーズ化、ゆるみ、水みちの原因とならないように排水処理と再転圧や置換を行い、必要に応じて、排水やグラウト充填が可能な装置等を設置する。

なお、近年は、新技術が多数開発されているので、情報収集と分析に十分配慮する。

① 段階盛土施工法

盛土の沈下管理を精密に行うことにより、施工速度をコントロールしながら地盤の圧密沈下を安全に促進させる工法であり、確実で、経済的であるが、施工期間が長くなる。

なお、段階施工に樹脂系や繊維系のシートを併用し、荷重分散、トラフィカビリティ確保及び施工期間の短縮を図る工法もある。

② プレロード工法

プレロード工法は、圧密沈下を促進させ、地盤の安定化を図るために実施するものであり、開削時に地盤を乱さないように、基礎底面付近の掘削は慎重に行うと共に、リバウンド対策を考慮する。

また、変位杭、沈下板等により、モニタリングを行いながら、基礎地盤がすべり破壊や側方流動を起さないように施工速度を管理する。

施工後は、沈下と周辺の変状の時系列変化を観測し、構造物への影響を長期にモニタリングして、安全管理を行う。

③ 土質安定処理工法

軟弱土や透水性土等の堤防不適格土を、重機等でセメントや石灰等の土質改良材と現位置攪拌混合（プラント混合もある）し、良質化する工法であり、地表から比較的浅い土層の改良に用いられる。

なお、不良地盤における構造物設置等に必要な特性（安定性と支持力の向上、沈下低減等）を確保する目的の地盤改良工法とは、区分される。

④ 地盤改良工法

基礎処理の深さ、杭径等の諸元や薬液注入工法や深層混合処理工法における配合率、水セメント比、注入圧、ロッド引抜き速度等が仕様を満たし、所要の強度や質的改良が行われているか否かを管理する。

水際の施工では、改良材の河川、地下水への影響をモニタリングし、周辺環境に悪

影響を及ぼさないよう配慮する。

⑤ 砂柱杭工法

サンドパイル、サンドコンパクションパイル工法等で使用する砂柱杭、サンドマット、シート等が透水層にならないように漏水防止対策を行う。

⑥ 群杭工法

樋門等構造物周辺に木杭等による群杭工法を採用する場合は、樋門等との沈下量の差違、群杭の傾斜や側方移動をモニタリングすると共に、杭上部の連結や保護に使用する鉄筋、ワイヤー、金網、シート、サンドマット等が透水層にならないように漏水防止対策を行う。

2) 転 圧

転圧の均質性を確保し、また、転圧不足にならないよう高まきを避け、十分に転圧するため、できるだけ広いヤードが確保できるように配慮する。

構造物近傍や隅角部付近は転圧作業がしづらく、また、クラックやルーフィング等が発生し易いため、特に、入念な転圧を行う。

透水性地盤上における構造物周辺の埋戻し転圧においては、施工中の水替えや沈下等の影響によるルーフィング等により、水みちの残存や空洞化が発生することもあるので、埋戻しは、特に慎重に行う。

3) 埋め戻し材料

埋め戻し材料は、透水性が低く、転圧がし易く、強度低下が生じ難い材料を選択するものとし、一般的には、礫混じり粘性土（粘土、シルト）等が適している。

泥炭のように圧縮性が高く、分解し易い土、或いは、砂質土、火山灰のように透水性の高い土砂は使用しないのが原則であるが、使用する場合は土質安定処理等を行い、難透水性を確保した上で使用する。

4) 降雨中の排水処理

降雨中の施工は、転圧不足や転圧の練り返しに伴うルーズ化による強度低下が生じるため、基本的に施工は休止し、強い降雨の場合は、排水処理やシート等による降雨浸透防止対策を行う。

水際における施工は、日々の気象情報と河川及び周辺の排水状況に留意し、適切な施工管理を行う。

5) 締め固め

躯体に変形を与えぬように左右均等に埋戻し締め固めを行い、偏心荷重が生じないように配慮する。

6) 施工管理

維持管理やリスク管理を考慮し、施工時に変位杭、層別沈下計等の計器埋設を行うと共に、変状の経時的挙動を監視可能な施工管理を行う。また、完了後の点検やモニタリングが行えるように、施工時に、調査孔や変位杭、層別沈下計、変位鉤等を設置する。

7) 開削及び埋戻し

開削時に堤防を傷めないよう開削範囲、法勾配に配慮する。また、埋戻し土と周辺堤防とのなじみをよくするため、段切りやなじみ施工を行い、土質安定処理や地盤改良による地中壁を施工する場合は、既設堤体とのなじみや嵌入部を設けること等に配慮する。

8) 堤防の補修

既設堤防の開削や埋戻しに伴う沈下、クラック、空洞等が生じた場合は、早期に堤防の補修を行い、弱点部が残らないように処理すると共に、変位杭の設置や定期点検等によるモニタリングを行い、安全度確保を図る。

(2) グラウト工法における留意事項

土かぶり厚が小さい浅層地盤におけるグラウト工法は、リーク防止及び構造物や周辺地盤の変状防止のため、流し込み等による無圧力や低圧力で注入を行う。また、注入箇所の土質により遮水効果、硬化後の性質等が異なるため、施工前に固化試験、施工性、経済性等について検討し、施工中の環境への影響、実施後の効果の確認等を定期的に点検する。

グラウト工法の施工管理項目は、表 7.3.7-1 に示す通りである。

表 7.3.7-1 グラウト工法施工管理項目の分類

管 理 項 目	管 理 内 容	
現 場 条 件 管 理	土質土層条件の調査把握	
	構造物条件の調査把握	
	地下水条件の調査把握	
	土と水の（混合）化学試験	
	注入箇所、範囲、条件の調査把握	
配 合 管 理	薬液試験	
	ゲル化試験	
	強度試験	
注 入 試 験	室内注入試験	標準砂注入試験 現場試料注入試験
	現場注入試験	
施 工 状 況 管 理	注入装置管理	
	薬液品質管理	
	注入圧力、流量管理	
	注入材料使用量管理	
	注入箇所変状管理	
出 来 形 管 理	注入範囲、注入状態調査	
	地盤強度増加状況調査	
	遮水効果調査	
そ の 他 の 管 理	地盤、構造物等変状調査	
	環境、地下水等変化調査	
	注入箇所変状追跡調査	

(3) 施工管理上の留意事項

樋門等構造物の改築や新築の場合は、水みちの形成に影響を及ぼす地盤沈下や透水性材料について、慎重な管理を行うことが重要である。

柔構造樋門では、不同沈下の影響が大であり、基礎地盤の沈下量や周辺盛土の沈下量及び躯体の沈下、ねじれ、段差、撓み等の変形を把握する必要がある。

改築では、堤防開削時における基礎地盤のリバウンド量を観測し、埋め戻し施工の沈下量予測を行う。また、埋め戻し土の管理は、堤防の施工時と同様の品質管理が必要である。

樋門等構造物の動態観測に用いる計器の種類は、表 7.3.7-2 に示す通りである。

表 7.3.7-2 樋門等構造物に使用する動態観測計器

観 測 計 器 名	観 測 目 的	観測計器概要・留意事項
不動杭 変位杭 変位鉾	地表面変位 地表面変位 構造物変位	変位杭等の基準点として設置 木杭に目印付き鉾を固定し設置 測量鉾等を用いる 構造物本体、継手の計測に適用
伸縮計 傾斜計	地表面移動量 地中・構造物水平変位	センサーで水管式、電気式に区分
内管式層別沈下計 スクリュー式沈下計 ロッド又はパイプ式沈下板	盛土内沈下量 地盤内沈下量 盛土内沈下量	底版とベーンを設置した土層の計測ができ、2層以上の計測が可能 スクリューを設置した土層の計測 底版を設置した土層の計測
スクリュー式リバウンド計	地盤リバウンド量 (地下水位) 地盤リバウンド量	先端を圧密沈下の影響がない土層に定着。時間ロスの影響大 ボーリング孔内にアンカーを設置 電気式、ワイヤー等で計測
地下水位計	地下水位	測定孔は、ボーリング孔、又は、スクリュー式リバウンド計の転用
電気式間隙水圧計 マノメータ式間隙水圧計 オープンピエゾメーター	間隙水圧 間隙水圧 間隙水圧	電気式が一般的
土圧計 孔内水平載荷試験	土中土圧、壁面土圧 静止土圧	受圧面と土の接触に特に注意 ボーリング孔を利用
油圧型荷重計（ロードセル） センターホール荷重計	受動荷重 緊張力荷重	荷重が直交するように設置 タイロッド等の緊張力測定
鉄筋計 ひずみ計	鉄筋の受動応力 構造物の受動応力	

図 7.3.7-1 は、編著者が開発した水みちが発生し易い樋門等構造物の床版、上部隅角部周辺等の任意土層の沈下挙動が測定可能な不同沈下観測器具（層別沈下計他）の構造である。

樋門等構造物に対する観測は、構造物と併せて、周辺の堤防における変形状況も把握しなければならない。このための樋門等構造物における動態観測等の計器配置例は、後述の図 8.4.1-1、図 8.4.1-2 に示した。

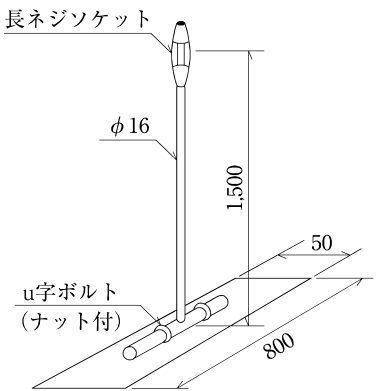
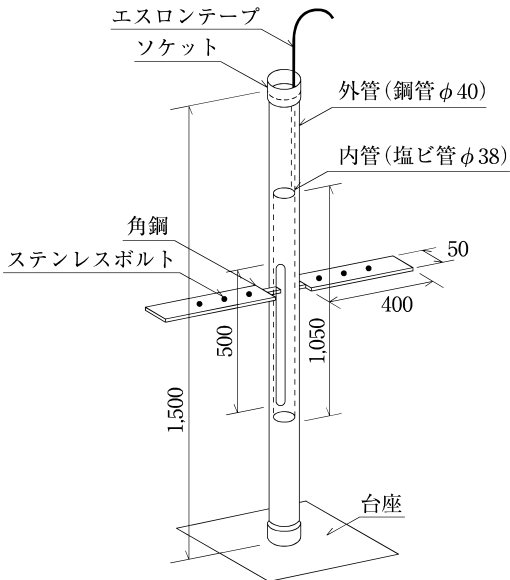
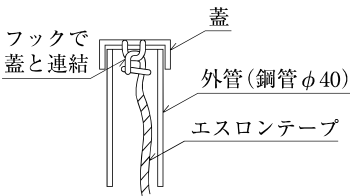
ロッド型沈下計	内管式層別沈下計
 (単位：mm)	 (単位：mm) 上端部詳細図 
ロッド型沈下計は、土圧を受ける沈下版(鋼板)の幅を小さくすることで、狭隘な部分の変位測定が可能である。 沈下量を測定するロッドと鋼板は、Uボルトで連結する可動型であり、土圧作用を緩和する構造になっている。	層別沈下計は、台座の上の沈下計をつないでいくことにより、各土層の沈下量を測定する。 この沈下計は、外管と内管が独立して各土層の挙動に追従することができ、また、観測は、台座と各パーンの設置時標高を測定し、その後の沈下量は、水準測量、又は、エスロンテープの読み取りによりデータを得ることができる。

図 7.3.7-1 不同沈下観測用沈下計の構造図

7.4 漏水対策工の事例

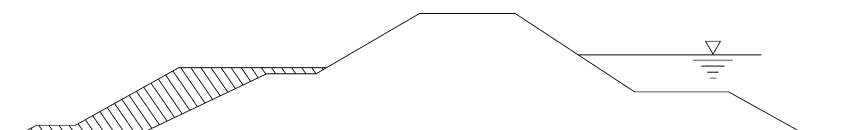
全国の河川における漏水対策工の代表的な事例を以下に示す。

7.4.1 堤防漏水対策工の事例

(1) 堤体断面拡幅工法の事例

1) 裏法押し盛土工法

普通土による拡幅（石狩川堤防）



2) 裏法押し盛土＋ドレーン兼用工法

砂利による拡幅（千歳川堤防）

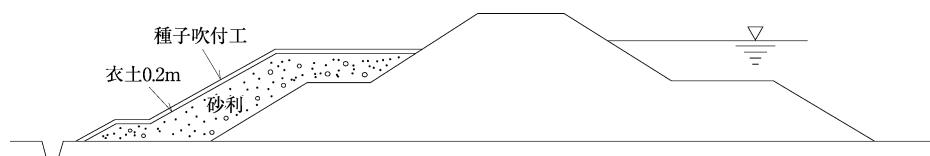


図 7.4.1-1 堤体断面拡幅工法の事例

(2) 地中遮水壁工法

水密性材料による遮水壁設置工法

十勝川堤防

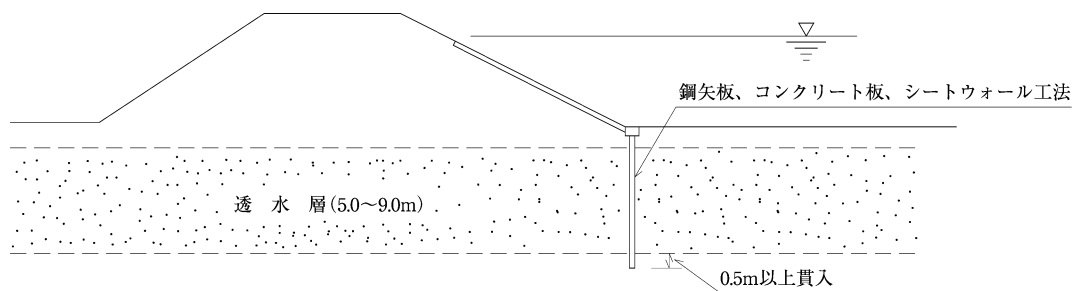
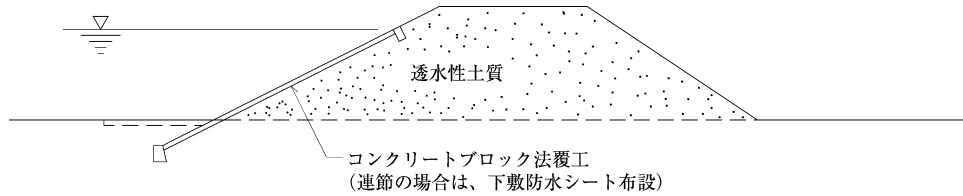


図 7.4.1-2 地中遮水壁工法の事例

(3) 表面止水工法の事例

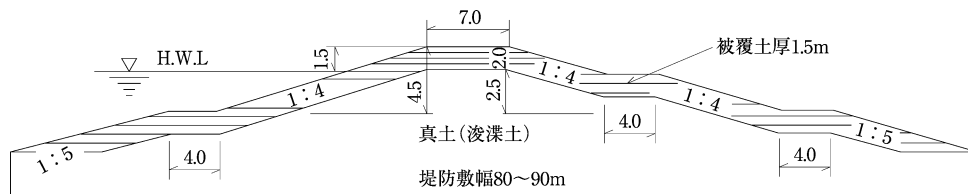
1) コンクリートブロックによる表法被覆工法

十勝川堤防



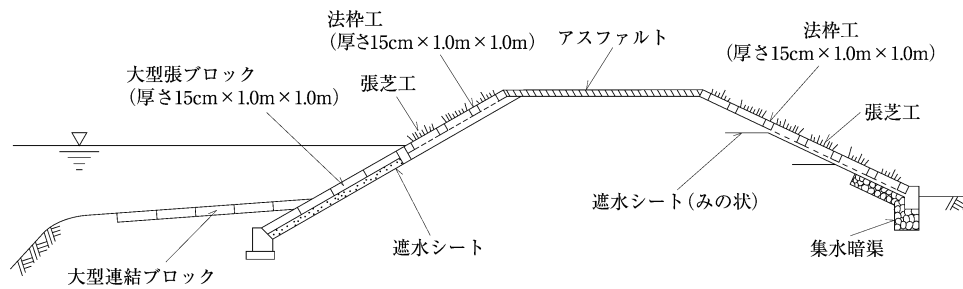
2) 土による前面被覆工法

渡良瀬遊水池



3) ブロック、法枠工、アスファルト等による全面被覆工

加古川堤防



4) ブランケット工法

石狩川堤防、十勝川堤防

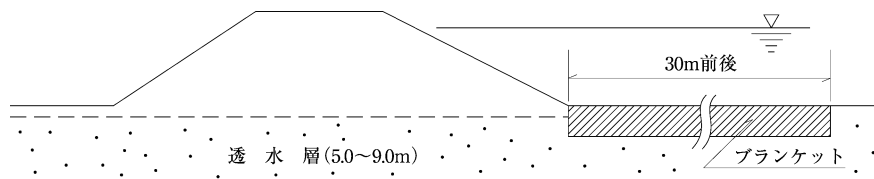
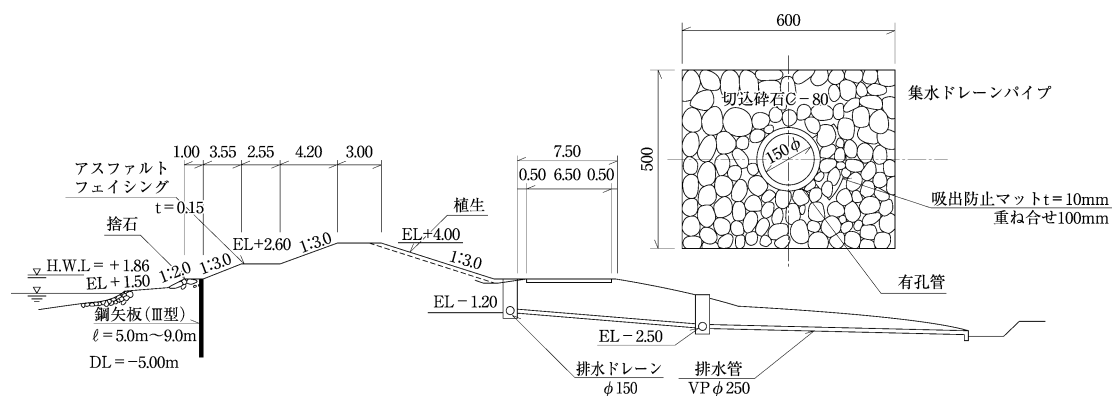


図 7.4.1-3 表面遮水工法の事例

(4) ドレーン工を用いた排水工法の事例

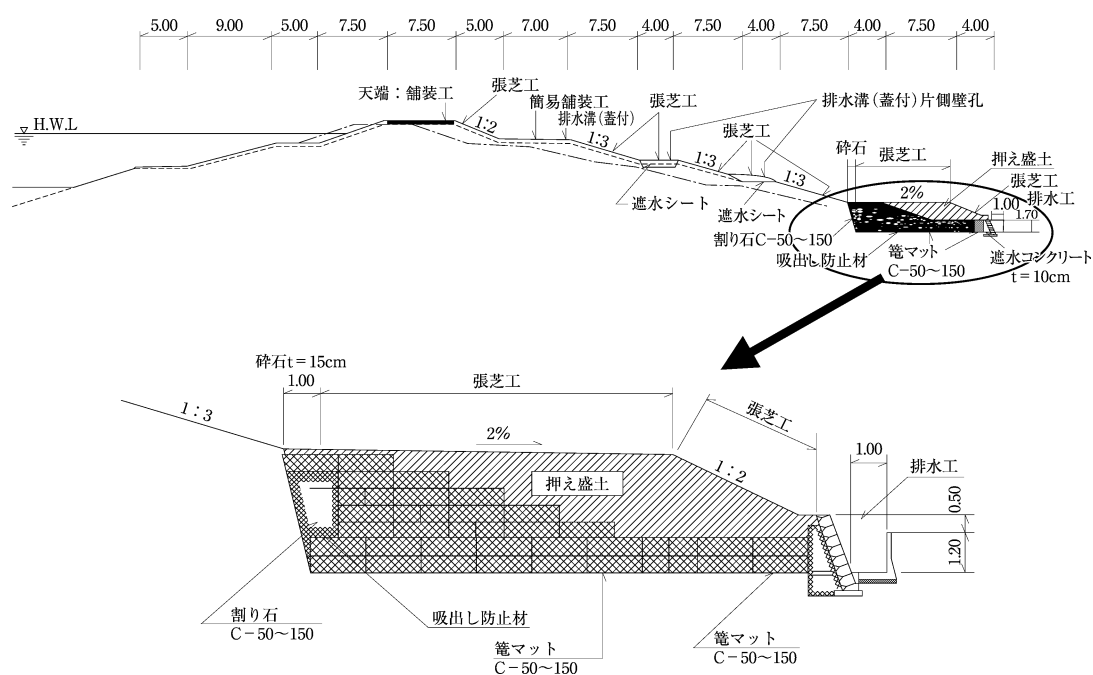
1) ドレーン工の線状配置

八郎潟干拓堤防



2) ドレーン工の面状配置

利根川堤防



3) ドレーン工の面状及び部分配置

筑後川堤防（実験堤）

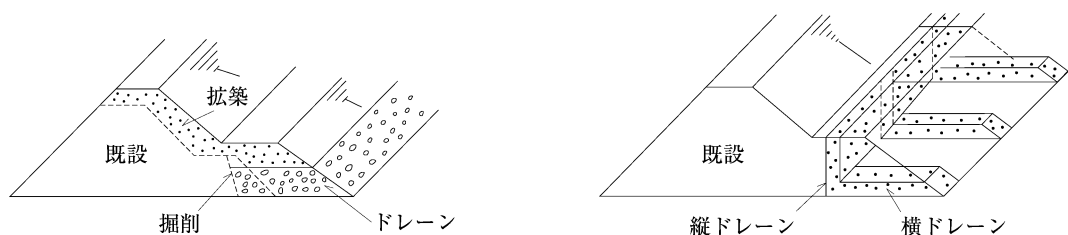
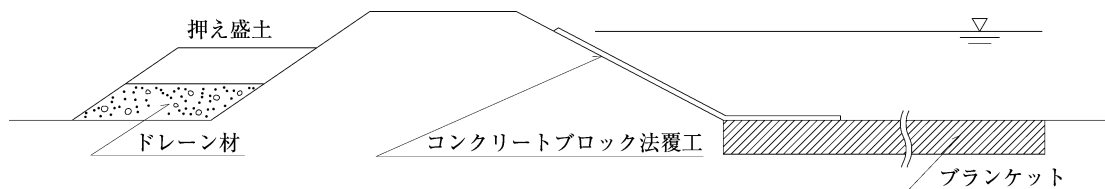


図 7.4.1-4 ドレーン工を用いた排水工法の事例

(5) ドレーン工併用工法の事例

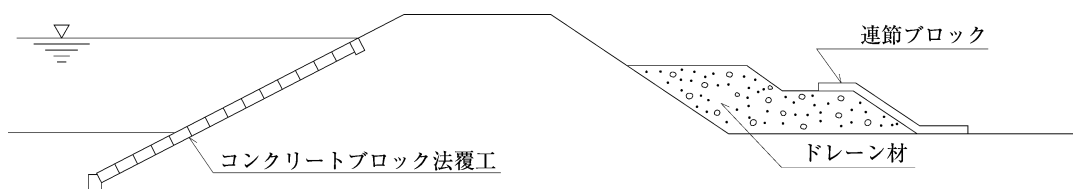
1) 表法護岸+裏押え盛土工法

名寄川堤防



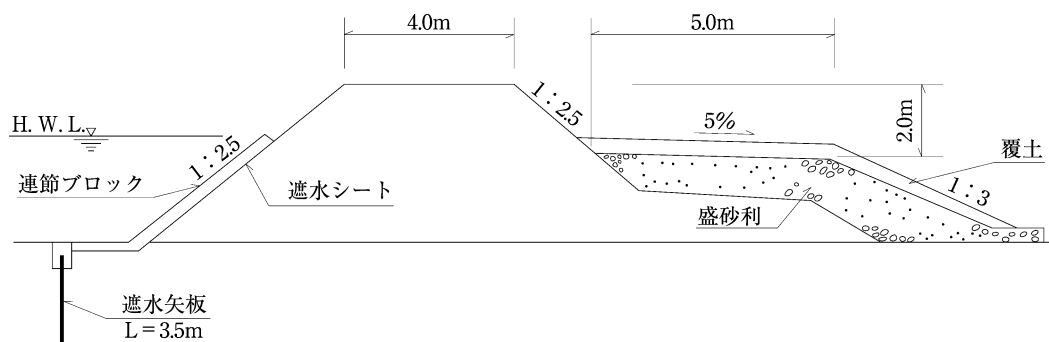
2) 表法護岸+裏ドレーン工法

天塩川堤防



3) 遮水矢板+表法護岸+裏盛砂利工法

(千歳川堤防)



4) 遮水矢板+表法護岸+裏ドレーン工法

江戸川堤防

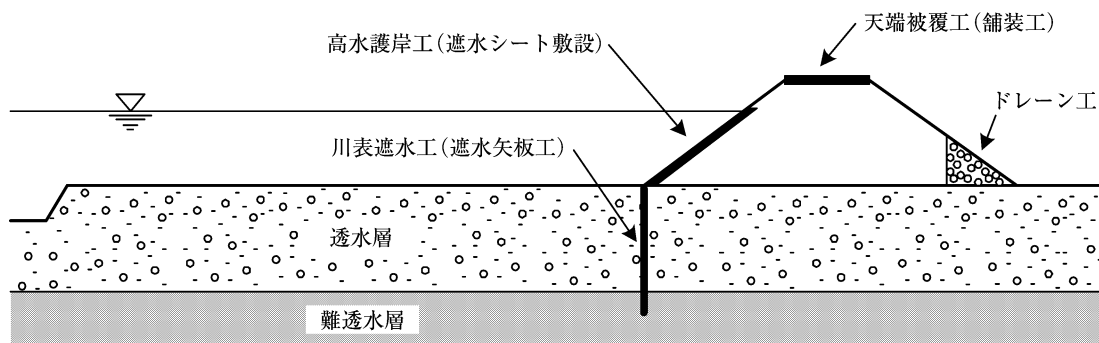
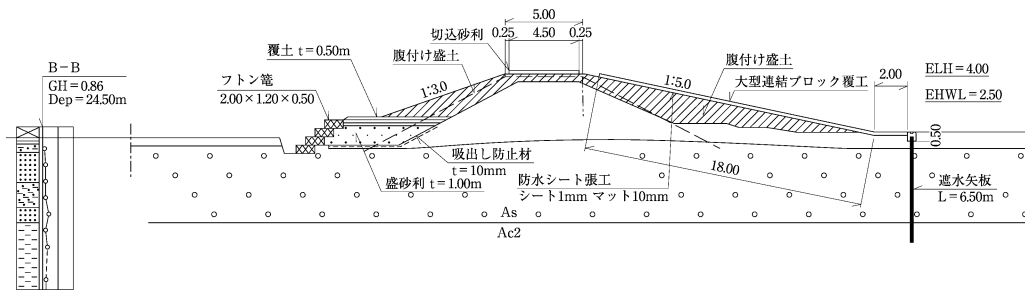


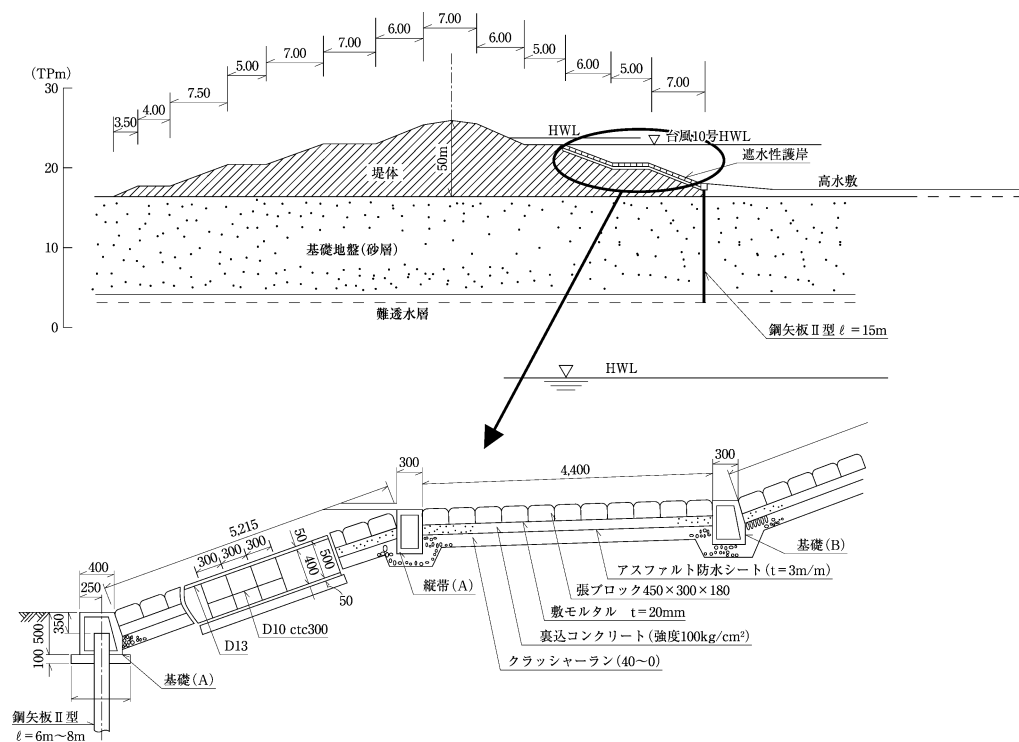
図 7.4.1-5 ドレーン工併用工法の事例

(6) 鋼矢板と表法護岸工の組合せ工法の事例

1) 網走川（網走湖）堤防



2) 利根川堤防



3) 小貝川堤防

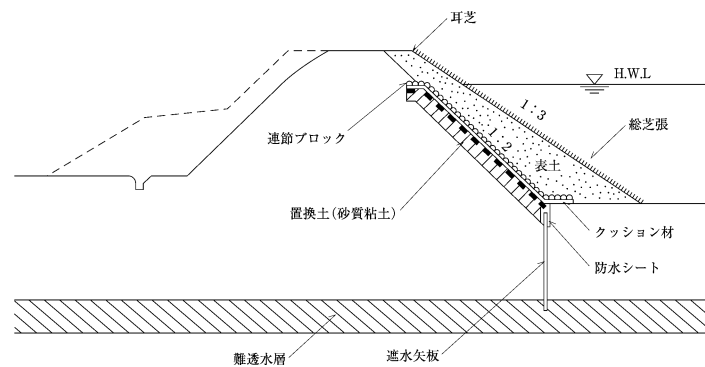


図 7.4.1-6 鋼矢板と表法護岸工の組合せ工法の事例

1) 表法防水シート+護岸工法

Figure 1 illustrates the construction method of a stepped slope using interlocking blocks. The diagram shows a cross-section of a slope with a water level line at the top. The slope is reinforced with interlocking blocks (連節ブロック) and a bottom waterproofing sheet (下敷防水シート). The blocks are shown in two stages: one being laid on the slope and another being laid on a prepared surface.

透 水 層

遮水矢板

コンクリートブロック法粋工

ブランケット

229

7.4.2 構造物周辺漏水対策工の事例

構造物周辺における対策工は、図7.4.2-1に示すようなグラウト工法による空洞等の充填が多く行われ、また、ドレーン工法、表法のコンクリートブロック工の下に遮水シートを敷設した工法、地中連続壁工等を併用した対策が多く行われている。

なお、北海道開発局管内のグラウト工法による漏水対策の計画樋門等では、グラウト工を繰り返し実施した樋門もあり、周辺の開発に伴う地盤沈下地帯では、グラウトによる空洞対策を実施しても空洞化が再発する場合があるので、グラウト工法による対策箇所は、モニタリングや点検を定期的に行うことが必要である。

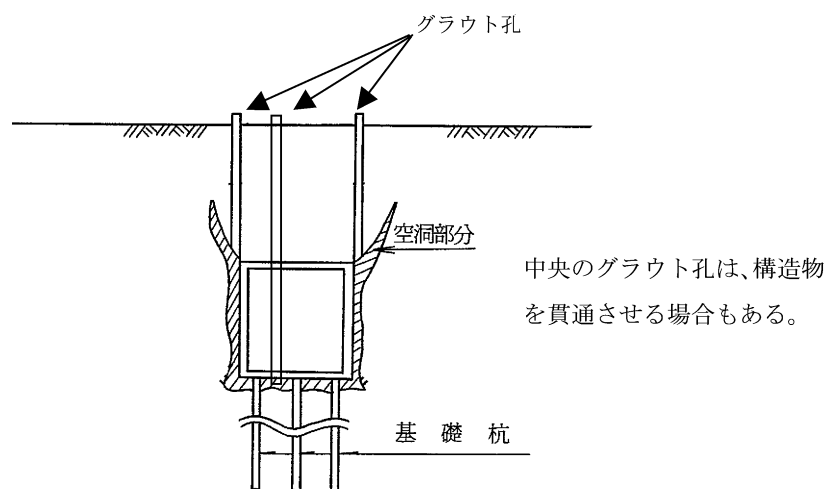


図 7.4.2-1 構造物周辺のグラウト工法の事例

7.4.3 直接基礎と柔構造樋門の事例

泥炭性軟弱地盤地帯においてプレロード工法、パイルネット工法、キャンバー盛土工法を併用した柔構造樋門の事例を以下に示す。

(1) プレロード工法併用の柔構造樋門

計画盛土よりも盛土高の低いプレロード盛土を事前に施し、沈下が進行了した後、盛土を撤去して躯体を布設して、再度、計画盛土を施すものである。本工法には次の利点がある。

- 1) 躯体布設後の沈下量を抑制できる。
- 2) 基礎地盤の支持力を増加させた後に躯体を布設できる。
- 3) プレロード盛土の観測結果から、計画盛土の沈下予測の精度向上が図れる。

一方で、想定沈下曲線と異なった想定外の変位や応力挙動、函渠継手部の開きや食い違い、門柱の傾斜、躯体の損傷、或いは、部分的空洞化等が生じることもあるため、施工後のモニタリングを注意深く行う必要がある。

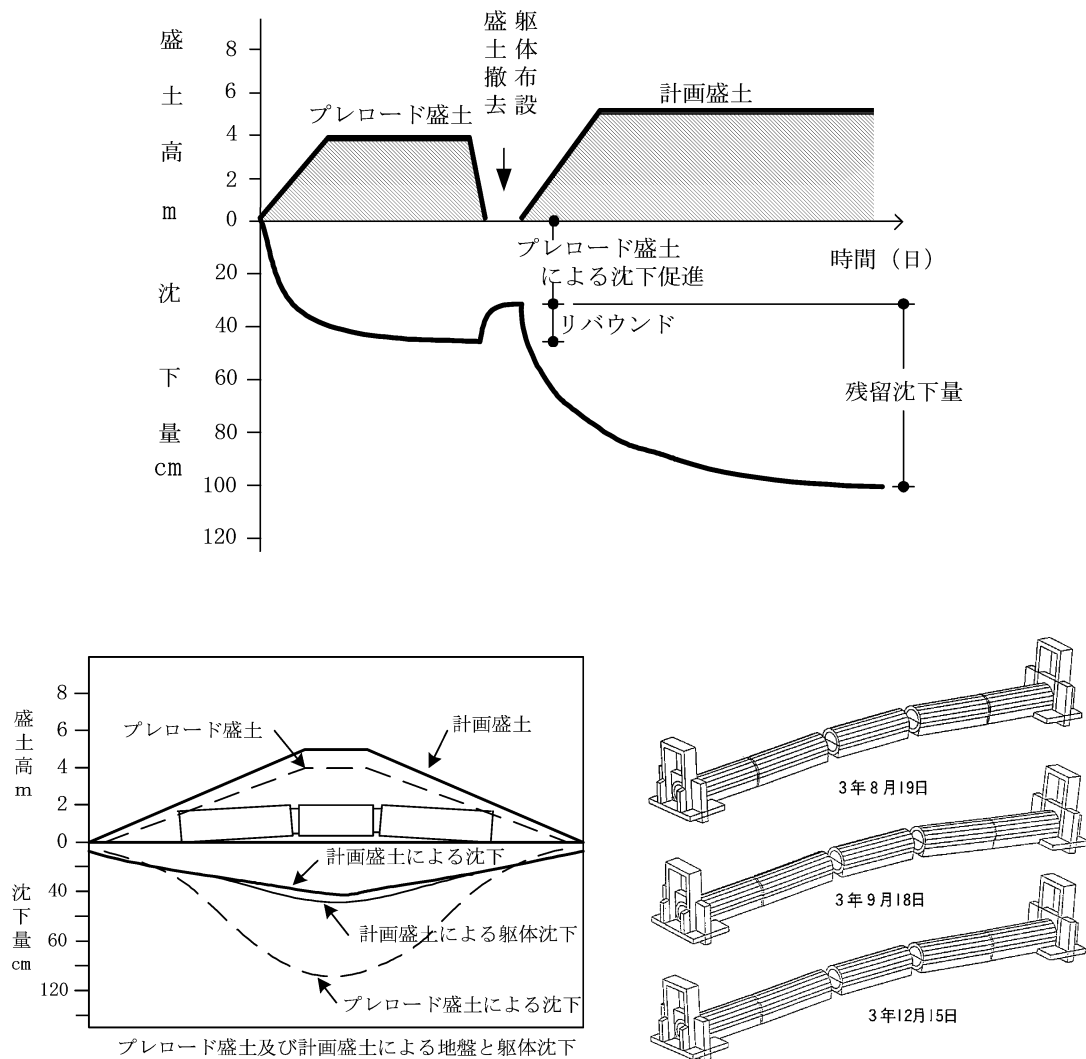


図 7.4.3-1 プレロード工法併用の柔構造樋門

(2) パイルネット工法併用の柔構造樋門

軟弱地盤内に木杭を打設し、杭頭を PC 鋼材で繋ぎ合せ、群杭上部にサンドマットを撒き出し、その上に土木シートを敷き、躯体及び計画盛土を施工するものである。

本工法は、杭によって沈下を抑制し、キャンバー盛土を併用することにより、沈下後の躯体の安定を図ることができる。しかし、沈下のメカニズムについては不明な点があり、函渠継手部の変位が平均せず、特定の箇所に集中する。また、底版下のサンドマット部に空洞化が生じ易い等の問題がある。

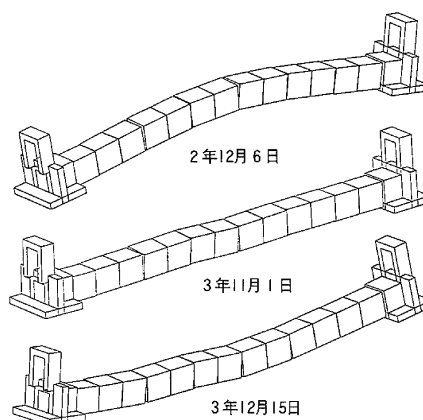
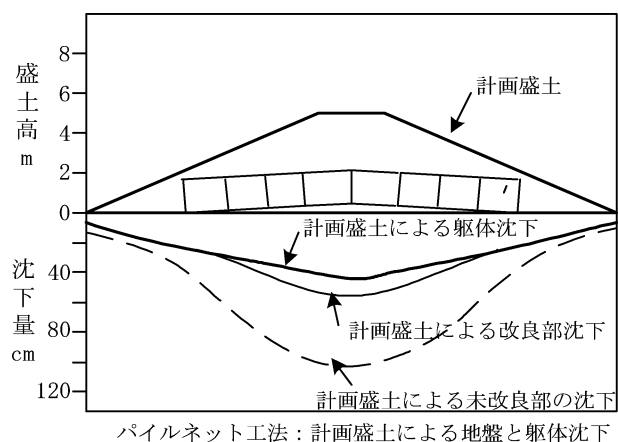
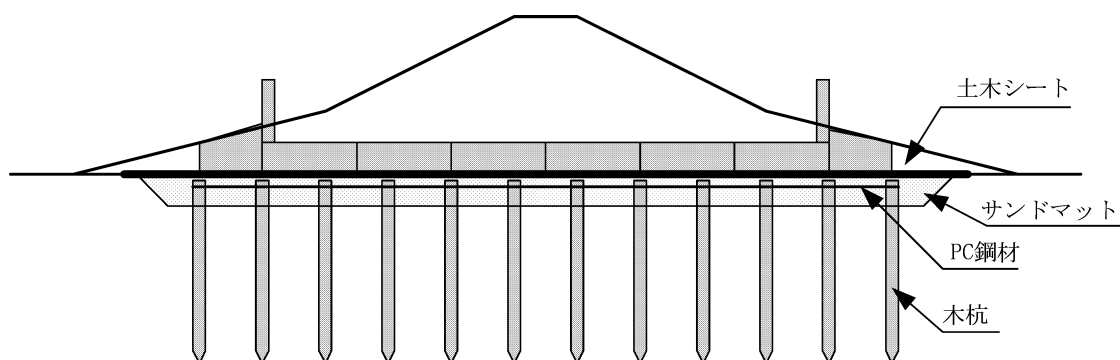
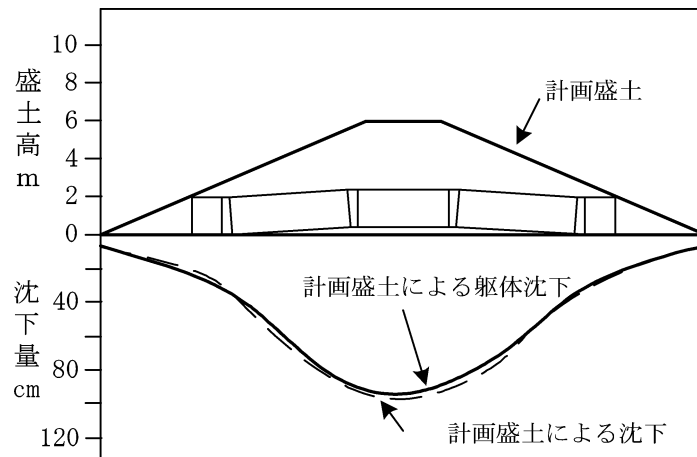


図 7.4.3-2 パイルネット工法併用の柔構造樋門

(3) キャンバー工法併用の柔構造樋門

躯体の下に予想沈下量に相当する高さの盛土（キャンバー盛土）を施工し、沈下安定後、躯体が計画高になることを期待するものである。

本工法は、沈下が期待通りに進行すれば、基礎地盤、躯体、盛土がなじみ、漏水対策として有効な工法である。しかし、事例では、門柱の傾斜、函渠継手部の開き等により、長期安全性に疑問が生じているように、沈下量が予測通りに進行するとは限らず、想定沈下曲線と部分的な沈下量が相似しないことや沈下時間にも遅速があること等のため、土質調査や解析精度が不十分な場合には、問題を起こし易い。



キャンバー工法：計画盛土による地盤と躯体沈下

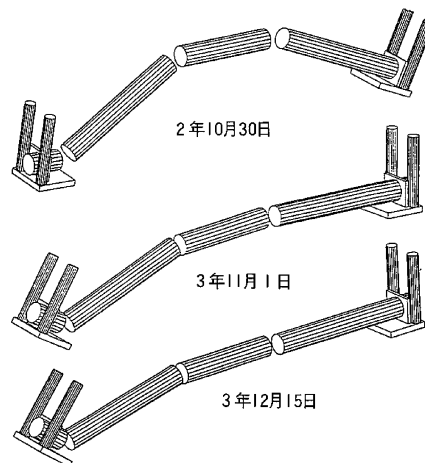


図 7.4.3-3 キャンバー工法併用の柔構造樋門

第8章 堤防安全管理総合技術

8.1 概 説

堤防安全管理の目的は、堤防等のハザード（危険要因）が災害誘発要因（外力作用）により、どのような災害リスク（危険度）につながり、どのような災害シナリオ（事象連鎖）が予測され、どのような対策を選択し実行するか等について、情報収集・処理から対策実行までをシステム化し、常時、必要な安全度レベルを確保することである。

このシステムの運用に当っては、観測監視、点検、診断、調査、情報処理、解析、評価、設計、施工、修繕補修、維持管理、リスクマネジメント等の多岐多様に亘る技術分野を統合化し、運用することが必要であり、以下に、これらについて解説する。

(1) 堤防維持管理の基本認識

堤防の維持管理及びリスクマネジメントを行うに当っては、次の事項を十分認識した上で実施する必要がある。

- 1) 洪水災害は、流域社会の人命や資産を奪うだけでなく、災害規模の大きさや災害の長期化によっては、生産活動や社会経済に大きな影響を与えることになること。
- 2) 地域社会の治水対策への要請に対し、時代に相応しい適切な対応と治水対策に対する社会の信頼性を確保することが極めて重要であること。
- 3) 堤防は、洪水防御の根幹施設であること。
- 4) 洪水防御の重要性から、堤防の危険個所の見過ごしや未対策が容認されるといったことはあり得ないこと。
- 5) 河川管理施設の整備は、長い歳月と莫大な投資を必要とすること。
- 6) 一方で、集中豪雨や大地震等の想定外の自然現象に起因する災害を含め、最悪シナリオである決壊から洪水氾濫に事象連鎖した場合は、その説明責任は重大であり、社会の理解を得ることは非常に難しいこと。

従って、上記の状況や課題を踏まえると、今後の堤防の維持管理では、既設施設の安全度向上と耐久性の確保について、施設整備等のハード面の対策以外に、リスクの把握、経済性の検討、社会環境対策、技術者育成、情報開示等の事業遂行に関連する幅広いソフト面における対応策の研究と検討を行い、最適な対策を選択することが必要である。

これらに対処するためには、堤防の計画、築造、維持管理までのライフサイクル全般をリスクマネジメントとして体系化し、総合的に信頼性の高い安全管理体制を構築することが新しい河川管理のあり方である。

(2) 堤防維持管理の基本事項

堤防の維持管理上、重要な点検調査等に関しては次節以降に詳細を示すが、基本ポイントは、以下の通りである。

- 1) 堤防及び樋門等構造物は気温、凍結融解、降雨、流水、地盤沈下、材質変化等により変状が生じ、劣化や損傷が進行する。また、断面形状及び構成物質の強度や透水性等の物理的要因の他、潜在している漏水原因がある場合は、出水時の危険個所になる。
- 2) 現在の堤防の点検調査は、外観調査、パトロール、防災エキスパート通報、情報交換等で行われているが、洪水時や夜間は危険作業を伴い、目視観測も困難になるため、情報技術(IT)を活用し、高輝度、暗視、赤外線カメラ等を装着した CCTV や監視用光ファイバーの設置等、多様な点検監視方法を展開することが必要である。
- 3) 点検調査の時期は、洪水や地震等の災害発生後に集中的に行われることが常である。しかし、地盤沈下等の進行性変状、凍結融解等の季節的変状及び災害時に潜在した変状等については、平常時の定期的な点検による変状現象の掘り起こし作業を行うことが重要であり、これらの日常的点検作業は、堤防の安全度確保と未然の災害防止対策として重要な役割を担う。
- 4) 点検調査の初期段階では、簡便な外観調査を主とした現地調査結果から、堤防や樋門等の施設安全度を評価する手法を適用し、その後の対策工等の設計計画段階では、詳細な調査方法を適用することが実務性と経済的な面から有利である。
- 5) 修繕・改良は、計画時の機能を回復させる場合と機能拡大を伴う場合があるが、計画変更、外力の変化及び変状進行性にも十分な配慮を行い、監視・観測機器の設置等も含めた検討を行うことが必要である。
- 6) 補修工法は、各種の新技术と新材料が提案されているので、技術動向を見極め、土木材料以外に建築、機械、電気通信、情報処理等の関連技術で採用している技術等を含め、最適技術の選択と適用に配慮することが重要である。

8.2 堤防維持管理計画

堤防及び樋門等構造物の管理は、流水を安全に流下させるための長大な土構造物と挟在するコンクリート構造物等の機能と品質について、設置目的通りに、長期に亘って安全度を確保して行くために行われる。

従って、堤防維持管理では、築造当初の形態と経時的に変化していく状態の調査結果に基づいて比較検討し、所要の対策を取ることになる。

変状発生誘因では、外力は、降雨、河川水、地震、気温、地下水、地盤沈下、施工及び交通荷重等があり、自然条件からは、地形地質、河道変遷、植生等がある。

これらの誘因から発生する現象は、浸透、漏水、越水、洗掘、沈下、震動、液状化、凍上、乾燥等であり、結果として堤防や樋門等構造物の損壊につながる。

維持管理に適用する点検調査方法は、各種提案されているが、各調査段階で所要の成果を上げることに留意し、既存データの分析から始まり、目視による観察、簡易な計測、現場状況を勘案した調査等の段階を踏んで、順次、高度なレベルの手法を採用していくことが効果的であり、機能的にも優れている。

軟弱地盤や透水性地盤上の堤防では、沈下、変位、変形、地下水等の点検調査を行うこ

とが必要である。このような点検調査は、堤防等の変状を早期に発見し、その後の詳細調査や安全対策の方針決定、各対策工の効果確認、災害の未然防止、調査・設計へのフィードバック等への貴重な資料になるものであるから、担当技術者には、現場の変状に対する十分な観察力、変状過程への洞察力及び変状の多様性に対する経験を備えていることが必須であるので、日頃から技術者教育とデータベースの整備を行うことが必要である。

なお、点検調査の目的と時期からは、次の通り分類される。

(1) 日常点検調査

堤防全区間を対象としてチェック表等を用い、外観観察や計測により堤防、構造物及び周辺の状況、変状の有無、変状の進行度合い等を確認する。

(2) 定期点検調査

軟弱地盤上の堤防や樋門等構造物の沈下量や変状把握、透水性地盤の河川からの浸透水や地下水位の把握及び監視や対策効果測定のため、観測設備を設置している場合には、観測、調査、分析等の必要なモニタリングを行う。

(3) 洪水時点検調査

降雨等の気象条件を分析の上、洪水前は降雨による災害、洪水中は降雨や流出状況を考慮し、越流、洗掘、漏水、法すべり等の災害発生に当たっては、時々刻々と変化する現場状況を把握すると共に、災害の進展動向を推測し、あらゆる災害に臨機応変に対処できるような調査を行う必要がある。

(4) リスク管理調査

平常時から危機管理に連携させるため、危険箇所のハザードを特定して、定期的な点検と監視、リスク動向等を把握分析し、過去の災害形態分析や災害予測システム等から漏水危険度動向を予測し、対策に関するシナリオ設定と情報提供を行う。

以上の通り、堤防の維持管理は、広い氾濫原の安全対策に関わる重要問題を取り扱うので、日頃から堤防等の部分的条件、問題点、ハザード等を詳細に把握することに努め、適切なリスク管理ができるように維持管理計画を策定し、運用することが重要である。

8.3 堤防の点検・維持管理

8.3.1 日常の点検

河川堤防は、小規模な変状であっても、それが進行している場合、或いは、漏水に直接関係する場合には、出水時の危険箇所となる。従って、堤防の漏水に関する常時の点検、維持管理が必要である。

軟弱地盤上の堤防は、年1回以上の水準測量を行い、所要の堤防高が不足した箇所や沈

下動向の大きい箇所は、詳細に調査を行って、変状の把握と適切な補修対策を実施する。

なお、堤防や樋門等構造物に関する河川管理施設点検要領を作成し、点検結果を台帳形式や点検システムで整理し、適宜、現場と台帳等をチェックして適正な管理を行うことが必要であることから、以下に点検時における着目点について、項目別に解説する。

(1) 法面の変状

法面にはらみや凹みがある場合は、洪水時に法すべりや洗掘が発生する可能性がある。

(2) 裏法尻の湿潤化

裏法尻付近が常時湿潤状態にある堤防は、堤体内浸潤線が高い位置にあるため、洪水時に河川水が裏法に浸潤しやすく、強度も低下していて法すべりが生じ易い。

湿生植物が繁茂している箇所は、同様の状態にあると考えられ、要注意である。

(3) 天端や小段の水溜まり

天端や小段の水溜まりは、長期滞水により、その下の地盤を軟弱化させている可能性がある。また、天端の凹部水溜まりは、堤体の局所的な沈下を内在している場合もある。

(4) 法面の雨水流下痕

流下痕（リルやガリ）は、降雨時に雨水が集中的に流れていることを示すもので、雨裂、法面侵食及び法すべり発生の原因となる。

(5) 天端や法面の引っ張りクラック

天端や法面に引っ張りクラックが発生している場合は、降雨時や融雪時等に、クラックに水が浸透し、その浸透水圧により法すべりを起す可能性がある。

高含水比の粘性土で築造された堤防、法面の拡幅が繰り返された軟弱地盤上の堤防、或いは、樋門等構造物周辺の堤防等は、引っ張りクラックが発生し易い。また、堤体法面の乾燥によるクラックも同様の状態になる。

(6) 法面の植生

法面の植生は、雨水や河川水による侵食防止と環境保全のためのもので、活着不良な植生や集塊化は、雨裂や洗掘発生の原因になる。

植生の剥がれ、枯れ、或いは、湿性植物に変化するといった場合は、堤体内水位の異常や地中生物の巣穴が密集する等という堤防不安定化の要因が内在している可能性がある。

緩勾配堤は、車両の不法走行による法面損傷例もあるので、進入防止対策が必要である。

(7) 地中生物の棲息

地中生物の巣穴は、堤防の不安定化につながる可能性がある。代表的な地中生物は、モグラの他、ヌートリア、ハタネズミ、ミンク等であり、その棲息状況については十分に調査

する必要がある。これらの巣穴や塚が密集している箇所は、芝土の下に雨水の流れる水みちがつくれ、パイピング、法面侵食、法すべり等を発生させる原因になり易い。

(8) 河道内の状況観察

堤防点検時は、河道内外の状況を併せて観察し、河道状況（流水動向、砂礫堆、中州、工作物等）、集排水状況、河川堤防周辺等の土地利用状況の変化度合いや背後地の重要性を確認する。これらのことや不法工作物、不法投棄物等の環境悪化が、堤防の安全性に影響を与えることもある。

(9) 堤防漏水監視システム

日常の点検は、管理台帳による定期的な点検だけではなく、連続的な計器観測（自動計測）が有効であり、特に、異常時には効果が発揮される。

図 8.3.1-1 に堤防の浸潤線等自動観測システムの例を示す。なお、間隙水圧観測では、正負の間隙水圧を測定できる土壤水分計を用い、不飽和浸透の観測を行うことにより、解析の精度が向上する。

漏水監視では、光ファイバーケーブルを堤体内、護岸内及び樋門等周辺に設置し、浸透水の有無や侵食を監視するシステムが開発され、実用化されている。

本システムはケーブル内を通過する光の散乱現象から、特定位置の温度やケーブルの歪みを測定するもので、これが浸透水の有無や護岸の変状観測に応用されているものであり、その布設概念図を図 8.3.1-2 に示す。

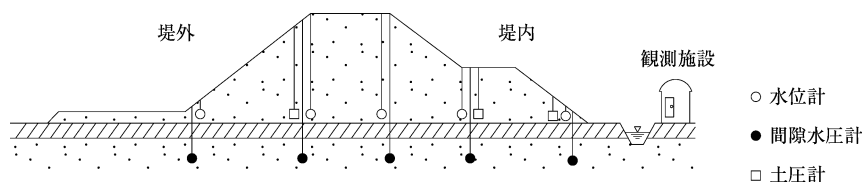


図 8.3.1-1 自動観測システムの例

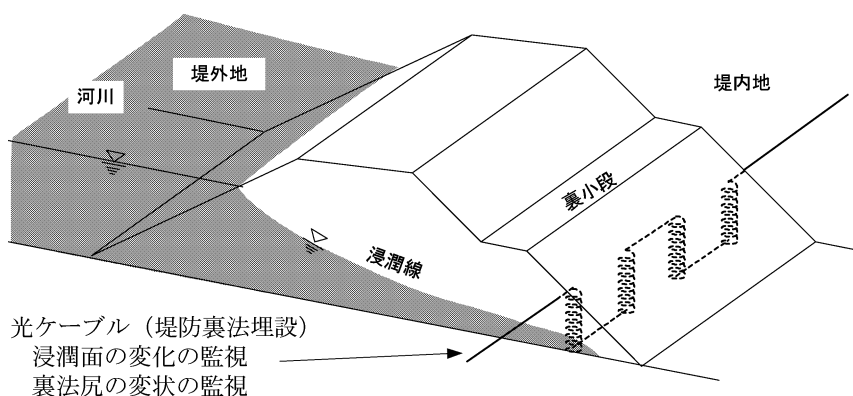


図 8.3.1-2 光ケーブルセンサーの河川堤防への適用（構想図）

8.3.2 異常時の維持管理

河川堤防における点検、監視は、日々の変状観察と共に、出水時、地震時等の異常時には、特に迅速性に心掛け、且つ、詳細に実施し、早急な災害実態把握と次の出水に対応する必要がある。

異常時は、災害の実態把握と拡大を防ぐ緊急時であり、短時間に、また、臨機応変に処理していかなければならない。そのため、事前の体制整備が危機管理上の重要施策となる。

出水時における漏水災害調査は、図 8.3.2-2 のフローに従い、表 8.3.2-1 に示す項目の調査を行う。

漏水範囲の調査は、浸出し易い箇所重点をおき、漏水の影響による高含水比化、ルーズ化、膨潤化等の発生している範囲を調査する。その調査ポイントは以下の通りであり、図 8.3.2-1 に調査ポイントの設定例を示す。

- (1) 目視で漏水している部分について、余裕のある範囲にメッシュでポイントを設定する。
- (2) 各ポイントの地盤強度は、ポータブルコーン等を用いて調査する。
- (3) 数箇所のポイントから代表的な試料を採取し、含水比状態等の観察を行う。
- (4) 早急に深度方向に深く試料を採取する必要がある場合は、ピートサンプラー等を用いる。
- (5) 出水中の試掘等の方法は、漏水の助長、拡大等の危険性を十分考慮する。
- (6) 礫質土は、目視、簡易な土質試験等により判断する。

なお、異常時の点検調査においては、調査実施者の安全を確保すると共に、調査そのものが漏水、その他の災害を助長させることのないよう、十分留意しなければならない。

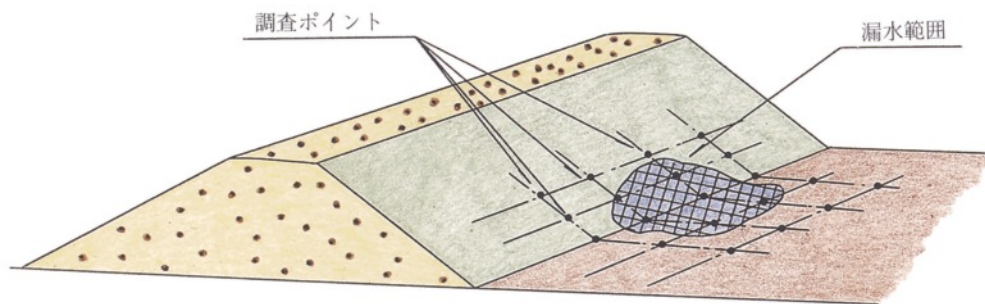


図 8.3.2-1 調査ポイントの設定

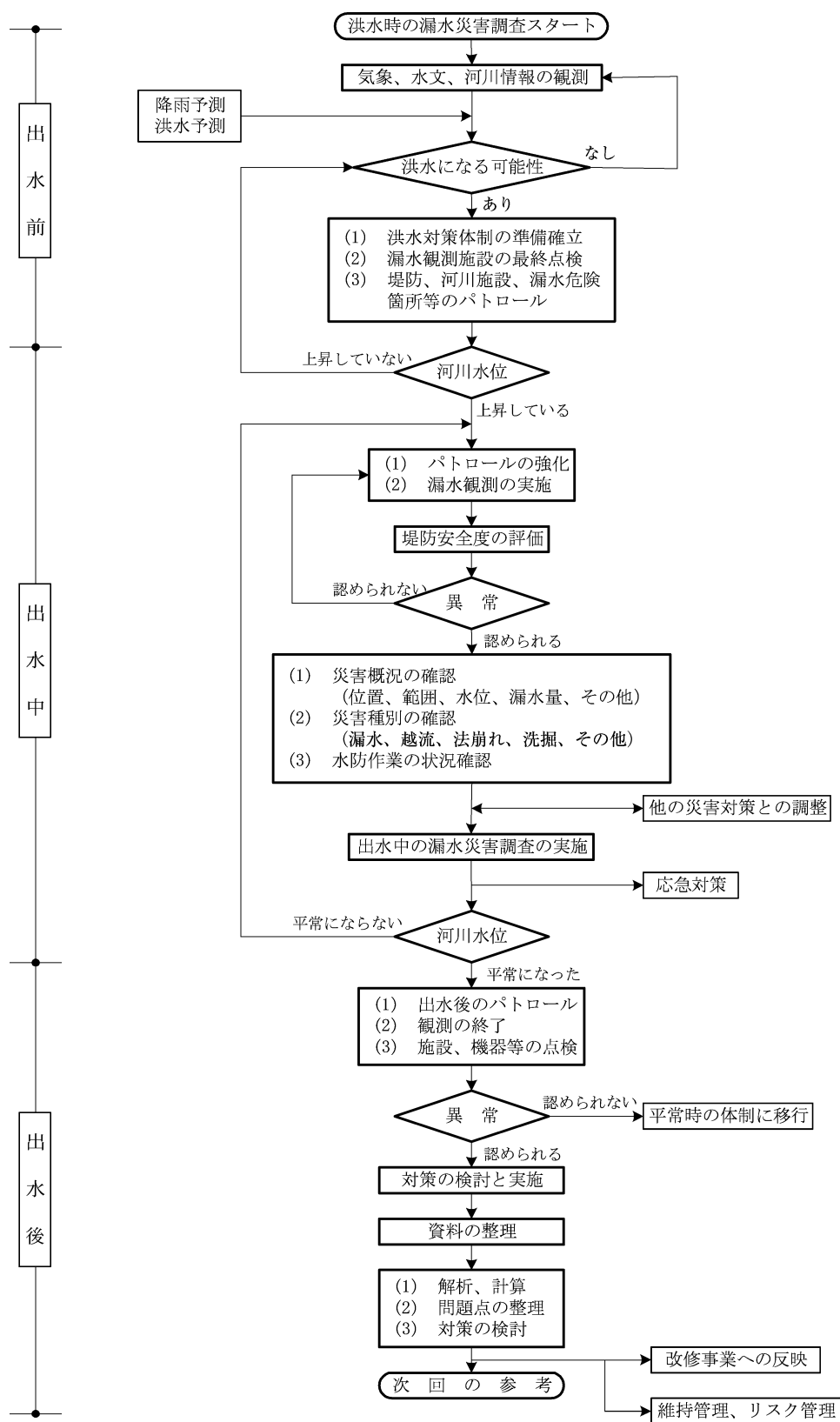


図 8.3.2-2 出水時の漏水災害調査フロー

表 8.3.2-1 出水時の漏水調査項目

項目 時期	パトロール等による調査点検項目		漏水調査項目	漏水観測項目	情報交換、その他
出水前	堤 防	①不同沈下状況 ②法面、小段等の凹凸、クラック、開口部の有無 ③溜り水の有無 ④常時湿潤箇所の有無 ⑤部分的な湿潤度の変化状況 ⑥植生の状況 ⑦漏水対策工の状況	①見回り点検 ②踏査 ③観察記録収集 ④サンプリング ⑤鉄筋、ポータブルコーン等によるサウンディング ⑥スコップ等による試掘 ⑦簡易な土質試験 ⑧打音	①雨量 ②河川水位 ③堤内水位 ④堤体内地下水位 ⑤地下水位 ⑥間隙水圧 ⑦土壌水分 ⑧その他（沈下量、土圧等）	①洪水対策との調整 ②調査、点検体制の準備 ③降雨予測、洪水予測、堤防安全度予測等とのデータ交換 ④工事施工箇所の把握 ⑤漏水危険箇所の把握 ⑥漏水対策工箇所把握 ⑦堤防安全度、漏水危険地盤等の分布状況把握 ⑧交通手段、径路把握と確保 ⑨情報交換、連絡体制の整備 ⑩データ処理体制の整備 ⑪安全作業の確認
	護 岸	①布設状況全般 ②部分的な凹凸、沈下状況 ③目地、連結状況 ④地盤取付部の洗掘跡、凹凸、植生、湧水、障害物や流木等の堆積状況 ⑤ブロック、コンクリート下の空洞の有無 ⑥ブロック、コンクリート等のクラック、割れ、その他の障害状況			
	高水敷堤内地	①常時湿潤箇所の有無 ②湧水、溜り水の有無 ③漏水危険地盤の有無と状況 ④陥没、隆起の有無 ⑤植生の状況 ⑥水路等の変形、沈下、噴砂跡、障害物の有無			
	その他の河川施設	①工作物及び周辺の状況 ②構造物と堤防や地盤の取付部の状況 ③不同沈下状況 ④水路、護岸等との取付状況 ⑤取付道路、専用工作物の状況			
	漏水観測施設	①施設、機械の作動状況 ②周辺の状況、構造物、流木等の状況 ③用紙、インク、電源等の状況 ④関連施設（雨量、河川水位、土壌水分、その他）の作動状況 ⑤観測体制確立			
出水中	堤 防	出水前の項目の他、①雨裂侵食の有無 ②表面上の湿潤度分布 ③浸出水、湧水、漏水の有無 ④陥没、クラック、崩壊の有無 ⑤土砂流失、噴砂の有無 ⑥変形、滑動、不同沈下の有無 ⑦堤防浸水状況 ⑧洗掘の有無	①パトロール ②踏査 ③観察、記録収集 ④測量、計測、打音 ⑤サウンディング ⑥サンプリング ⑦土質試験 ⑧漏水量観測 ⑨漏水範囲の計測 ⑩その他（水防作業状況の確認、その他の災害状況等）	同上	①調査によって、漏水状況の拡大や増長を起きないように配慮する。 ②水防作業と十分な連携をとる。 ③内、外水状況、現場状況を適確に判断し、安全の確保に特に配慮する。
	護 岸	出水前の項目の他、①洗掘の有無 ②護岸損壊の有無 ③障害物、流失物の有無			
	河道内高水敷堤内地	出水前の項目の他、①洪水流の水位、流向、流速、乱れの状況等 ②植生、構造物、その他による堰上げ、流向変化乱れの状況等の把握 ③内水位、氾濫状況等の把握 ④漏水、噴砂、浸出水等の状況			
	その他の河川施設	出水前の項目の他、①工作物周辺の洗掘、崩壊等の状況 ②漏水、噴砂、取付水路内の流動状況の把握			
	漏水観測施設	①各施設の作動状況の確認 ②観測作業の実施状況 ③支援体制の状況			
出水後	堤 防	前段までの他、災害実態、痕跡等に配慮して調査する。	①パトロール ②踏査 ③観察、記録収集 ④測量、計測、打音 ⑤サウンディング ⑥ボーリング ⑦サンプリング ⑧土質試験 ⑨現場透水試験 ⑩試掘、開削調査含水比、密度、強度、透水係数等の分布測定 ⑪漏水経路、水みち、ガマ等の実態分析調査	同上 (継続、通年観測する場合以外は終了する。)	①成果の使用目的、緊急度等を踏まえ調査計画を検討する。 ②実態調査は、現場の状況変化が少ない内に迅速に行う。 ③災害対策との関連に配慮する。 ④収集データは早急に整理し、必要な情報提供を行う。
	護 岸	同上			
	高水敷堤内地	同上			
	その他の河川施設	同上			
	漏水観測施設	①観測終了後の点検 ②継続、通年観測を行う場合は通常の保守点検に移行する。			

8.3.3 漏水対策工施工箇所等の補修

漏水対策工施工箇所等の補修は、その変状や災害がどのような原因で発生しているかを調査し、対策工の機能や安全度不足等について分析して、当初に目的とした機能と効果、或いは、増強させる機能と効果が十分発揮できるように、回復させる必要がある。

一般的に、機能不足の場合は増強し、規模が小さい場合は拡築するが、実際の外力が計画を上回る場合、明らかに機能不足が見られる場合及び大きな損傷を受けた場合等は、補修ではなく改築を行う。

補修工法の基本的工法は、

- (1) 土工による補修：切り返し、置換、断面拡築、土質安定処理
- (2) 湿潤化対策：断面拡築、ドレーン工、裏盛砂利、排水路整備
- (3) ブランケットや覆土：断面拡大、置換、被覆土、再転圧、土質安定処理
- (4) 止水壁：止水壁拡大、地盤改良、グラウト、地中連続壁、ドレーン工
- (5) ドレーン工：ドレーン増設、孔内洗浄、材料交換、遮蔽物撤去

等であるが、現場の障害状況を精査し、最適な工法を適用する。また、各工法と障害の関係から見た補修要領を表 8.3.3-1 に示す。

表 8.3.3-1 漏水対策工施工箇所等の補修要領

対策工法	障 害	補 修 要 領
断面拡幅工法	①クラック ②法尻等のゆるみ、湿潤化 ③法すべり	①切り返し ②良質土置換 ③表層部の土質安定処理 ④表層部の再度締め固め ⑤ドレーン工 ⑥裏盛砂利
表面遮水工法	①クラック ②陥没、凹凸 ③目地の開口 ④凍上による劣化 ⑤植生の突き抜け ⑥材料の流失	①軽微なクラックや開口は、モルタル充填等 ②陥没や大きな変状は、改築 ③ブランケット工の被覆土、締め固め、張芝 ④土質安定処理 ⑤シート、ブロック張工等の表面保護覆工
地中遮水工法	①法尻のバイピング、ヒーピング ②法尻のゆるみ、湿潤化 ③周辺地下水の枯渇 ④周辺地盤の湿潤化	①ドレーン工の併用 ②ブランケット工等の併用 ③止水工の再施工 ④地盤改良工 ⑤地中連続壁工 ⑥グラウト工
ドレーン工法	①ドレーン材の目詰まり ②土砂や流木、ゴミ等による排水路の遮断	①ドレーン増設 ②ドレーン材の置換 ③水路遮蔽物の除去 ④排水路整備
そ の 他	①パイピング ②法尻の湿潤化	①水抜き施工 ②排水路整備 ③土質安定処理 ④フトンカゴ ⑤排水性積ブロック ⑥盛砂利

8.4 樋門等構造物の点検・維持管理

8.4.1 点検・維持管理

樋門等構造物の変状は、出水時の直接的な漏水危険箇所となるため、平常時からの点検監視について、以下の事項に配慮して実施する。

(1) 点検項目

構造物自体のクラック、変位、変形等の変状の他に、構造物周辺の状況について点検する必要がある、その点検項目は、表 8.4.1-1 に示す。

表 8.4.1-1 点検項目一覧

河川管理施設の 点 検 箇 所		点 検 項 目		
		平 時	洪 水 時	地 震 後
堤 防	天 端	①沈下、凹凸の有無 ②クラック・開口部の有無 ③植生の有無	①雨水の流下方向 ②陥没、クラックの有無	①縦・横断クラック ②沈下、陥没、滑動、 崩壊の有無
	法 面	①クラック、顕著な凹凸の有無 ②法面の湿潤状況 ③湧水、流水の痕跡の有無 ④植生分布の異常	①漏水の有無 ②広範囲な浸出 ③小さな無数の穴の有無 ④やや大きな穴からの湧水 ⑤芝下の流水、芝下からの土砂流出 ⑥ガリ侵食、崩壊の有無 ⑦植生の倒伏、流出状況 ⑧根茎部の洗掘状況	①縦・横断クラック ②崩壊の有無 ③沈下、陥没の有無 ④盛上りの有無 ⑤墳砂の有無
	小 段	①常時湿潤箇所の有無 ②流水方向の痕跡 ③溜り水の有無	①雨水の流下方向 ②陥没、クラック、隆起の有無 ③溜り水の有無	①縦・横断クラック ②沈下、陥没、滑動、 崩壊の有無 ③隆起の有無
	取付水路	①沈下、変形の有無 ②目地からの湧水 ③湧き出し土砂の堆積の有無 ④排水妨害の有無	①多量の雨水流入箇所 ②目地からの湧水 ③湧水状況（土粒子の含み具合） ④排水妨害物の有無	①クラックの有無 ②凹凸の有無 ③目地からの噴砂 ④損壊状況
	護 岸	①ブロックの沈下、凹凸の有無 ②目地のクラック、開口の有無 ③開口部からの植生の有無 ④ブロック下部の空隙の有無	①ブロックの凹凸の有無 ②クラック・開口部からの土砂流出 ③ブロックの損壊や流出	①クラック、凹凸の 有無 ②陥没、隆起の有無 ③損壊状況
高水敷・堤内地		①常時湿潤箇所の有無 ②陥没・隆起の有無 ③植生分布の異常	①水の流下方向 ②陥没・隆起の有無	①クラック、沈下、 陥没、隆起の有無 ②噴砂の有無
構造物その他		①構造物のクラック、変形、離脱、折損、傾斜、塗装劣化の有無 ②構造物周辺土の沈下、開口、剝離の有無 ③付属機械の作動状況	①構造物及び周辺からの漏水 ②構造物周辺の土砂流出の有無 ③河川や排水路との接続部の変状や洗掘状況 ④構造物自体の損傷	①構造物のクラック、変形、離脱、折損、傾斜、塗装劣化の有無 ②構造物周辺土の沈下、開口、剝離の有無 ③構造物周辺の噴砂の有無 ④付属機械の作動状況

(2) 点検項目に対する調査方法

点検調査では、堤防や周辺の変状と環境変化、構造物の変状と老朽化を判断できるよう踏査時に詳細に観察し、記録することが重要である。

漏水原因となる構造物周辺盛土のクラック、ゆるみ及び空洞化が発達する範囲は、構造物の左右から2 m程度、床版下は1.0 m程度、上方は堤防表面に達するので、この範囲に対するサウンディング、ボーリング、物理探査、連通試験等を用いた点検が必要である。

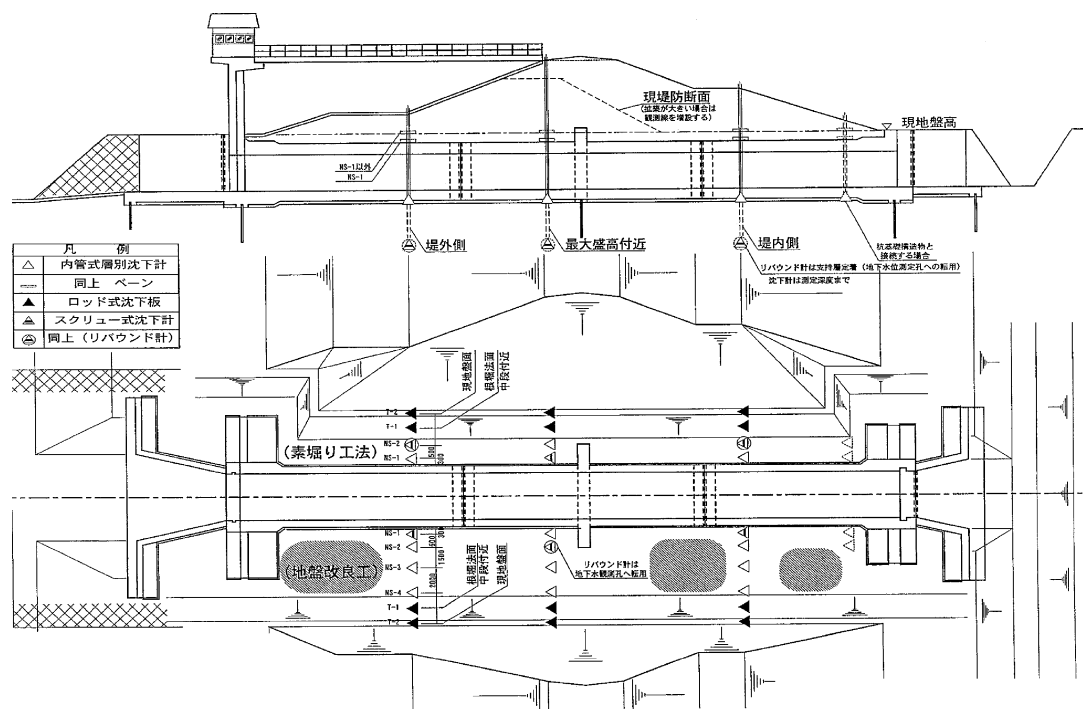
障害の早期発見は、定期的な点検調査、施工時に配置した動態観測計器、或いは、物理探査手法による定期的な監視を継続し、データを蓄積して、変状の進行予測や変化状況を日頃から把握分析することにより可能となる。

軟弱地盤における空洞が生じ易い構造物の計器埋設例は、図8.4.1-1、図8.4.1-2に示す。この場合、構造物箇所だけではなく、広く周辺盛土部の挙動を把握することが信頼性の高い危険度評価につながる。

構造物も堤防と同様に光ケーブル等による監視が実施されており、温度センサーと比抵抗測定を併せて観測することにより、沈下量を推定できる。

日常の点検は、調査技術者が入れる樋門等では、目視観察や打音調査等で行うが、水深が大きい場合や小口径の構造物にはロボットカメラ等を利用する。

なお、調査方法や測定計器等は、調査事例や技術情報を収集分析の上、適用する。



- 注) ・沈下計の観測線は、3 測線以上とする。
 ・測線間隔が20 m を超える場合は、適宜、測線を増設する。
 ・堤防を大きく拡築する場合は、設計沈下量等を勘案し、測線を増築する。
 ・最大盛土高及び設計最大沈下量になる部分を観測できる様配慮する。
 ・直接基礎構造物と杭基礎構造物を接続する場合は、接続部付近に測線を増設する。

図 8.4.1-1 構造物周辺の計器埋設例（構造物縦断面及び平面）

函型躯体

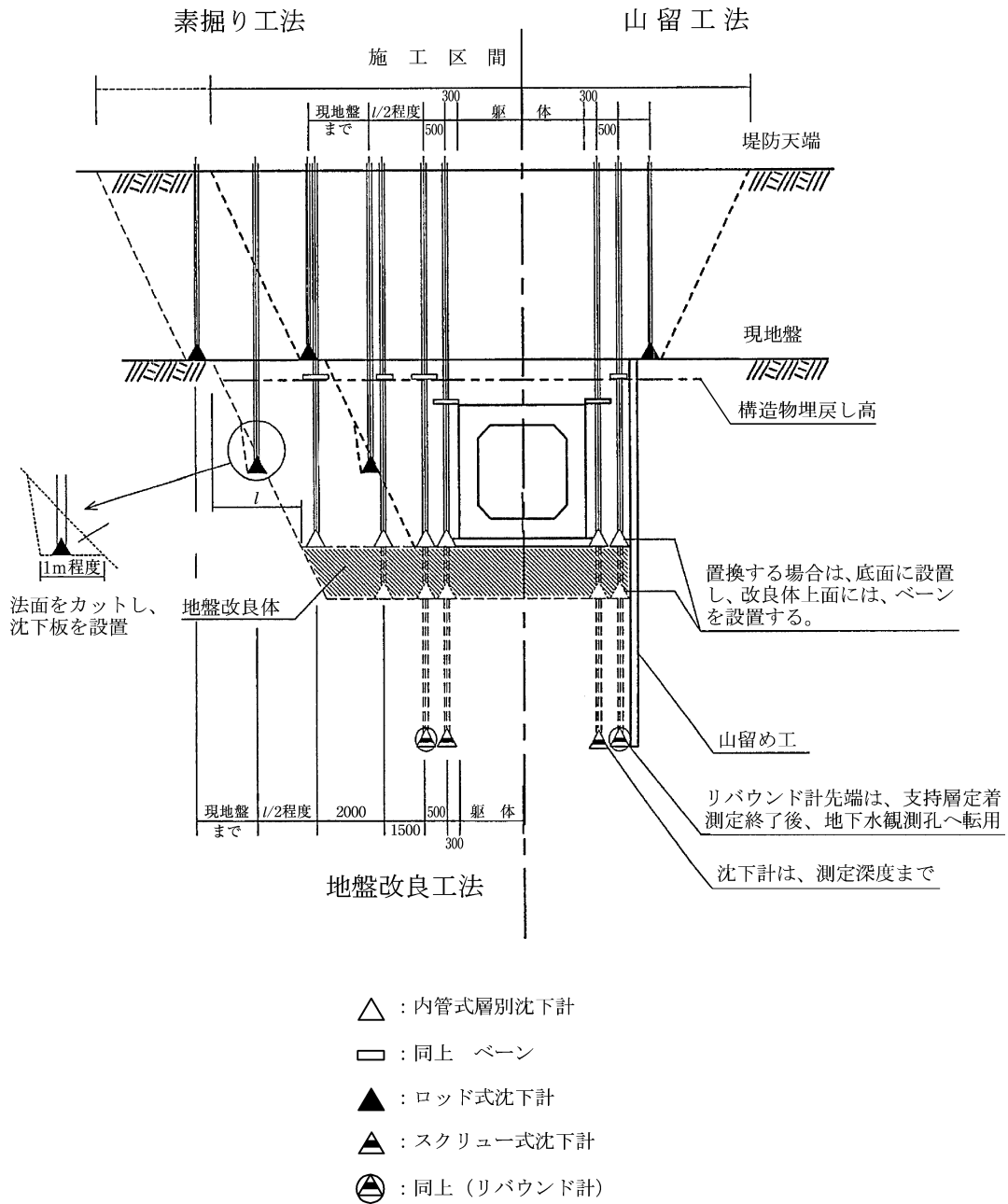


図 8.4.1-2 構造物周辺の計器埋設例（構造物横断面）

(3) 連通試験の方法

連通試験とは、空洞及び水みちの存在を確認するために調査孔やグラウト孔を利用して、空洞・空隙を伝わる圧力伝播、或いは、水の流動を確認するものである。

遮水矢板を挟む2孔間の水理的応答では、矢板の存在、脱落、側方迂回水みちの存在を推定することができる。

過去の調査結果では、空洞量が20 cm 以上の場合は、全て連通性が認められ、空洞量が5～15 cm の場合は、半数以上が連通性を示した。

連通試験の結果から、図 8.4.1-3 に示す各孔の注水・応答を示す基本水位応答図より、注水量と水位変化量の関係図（応答相関図 1）や水位上昇量関係図（応答相関図 2）、応答比とタイムラグの関係図（応答相関図 3）を作成し、プロットされる位置により、空洞の状況や水みちの連続性を判断する。

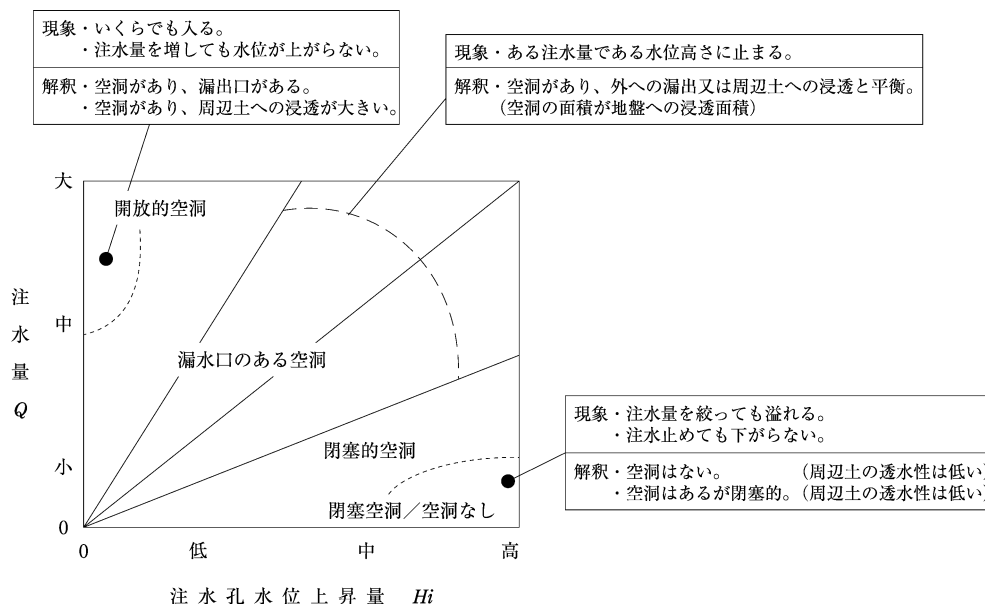


図 8.4.1-3 (1) 注水状況の判定

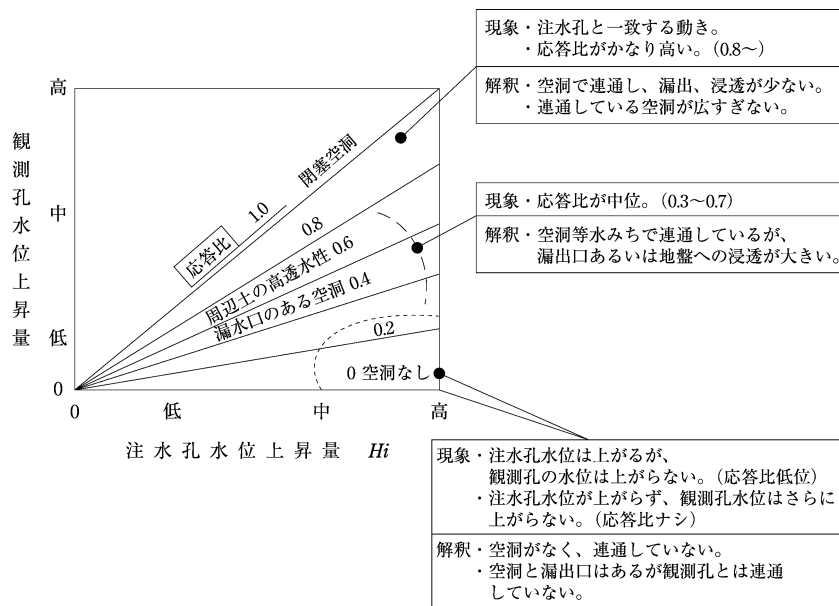


図 8.4.1-3 (2) 観測孔水位の判定

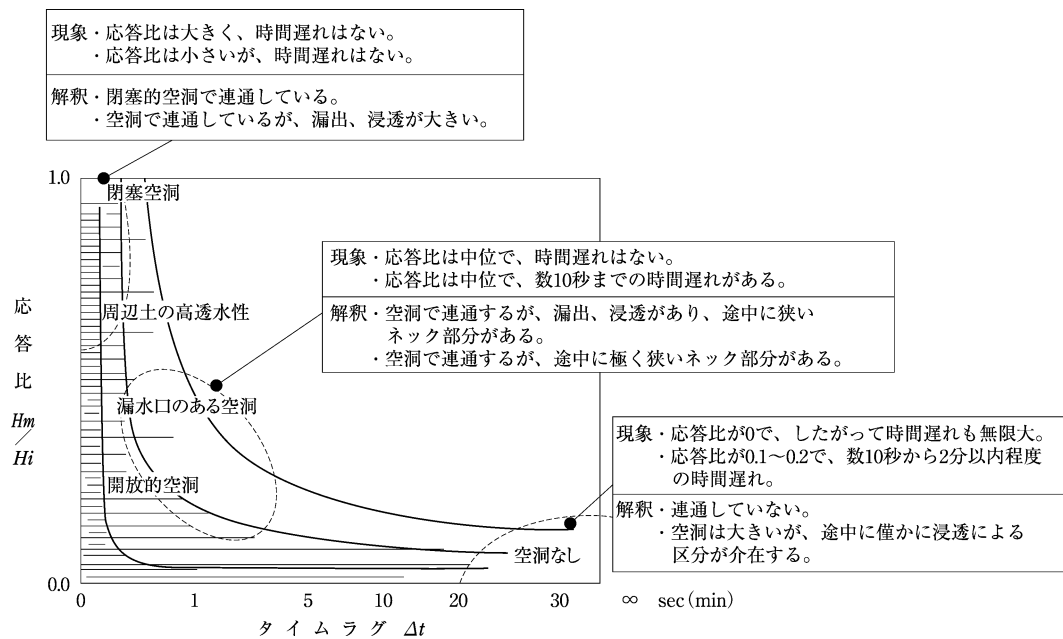


図 8.4.1-3 (3) 観測孔水位の時間による判定

(4) 点検時期及び頻度

点検頻度は、堤防点検調査と同様に1回/年以上とし、融雪、出水及び地震の発生後には、早急に、沈下、劣化、損傷の進行度合い、新たな損傷の発生及び液状化状況等を把握し、変状が認められた場合には、速やかに補修を行う。

今後の樋門等構造物の管理は、日常や異常時の監視及びリスク管理のため、堤防と併せて、沈下計や間隙水圧計等を設置し、構造物の抜け上がり、周辺地盤の沈下、ゆるみ、空洞化の進行状況等を把握する構造物に関する変状の監視システムが必要である。

(5) 補修の可否判断

現場の災害状況から、補修や改築・改修の方針を判断する場合、一般的に、被災規模、機能確保、法令や技術基準の改定状況、施工規模と範囲、周辺環境への影響、所要工事費等により扱いが変わり、現状機能と構造回復及び部分的改良等を求める比較的小規模の場合については、補修として取り扱っている。

日常点検からは、既存のデータと現場確認時の変状の大きさ、進行程度、新たな変状発生等の比較、機能回復や増強の必要性等によって、第1次の補修可否判断を行い、その後、必要に応じて詳細調査、変状分析、危険度評価等を行って、補修計画を策定する。

洪水や地震災害における災害中、或いは、直後の緊急的な対策は、補修の範囲外と考えられるが、現場の観察と災害進展動向の推察によって緊急性を判別し、所要の対策を講じることになるため、日頃から技術の研鑽や訓練が必要である。

これらの判断基準は、技術的経験による評価の他、国土交通省、「樋門等構造物周辺堤防点検要領」、北海道開発局「樋門・樋管等河川構造物の損傷度ランクについて」及び各種の危険度評価法や数値解析法等を参考に、現場に最適な手法を選択して実施する。

8.4.2 堤防の補修技術

堤防における補修技術は、前述の表 8.4.1-1 に対する変状や災害の状況から、表 8.4.2-1 に示す対策が行われる。

堤防補修技術の基本は、第 7 章漏水対策工の設計と施工法であるから、変状種別と補修工法について、修復効果、遮水構造物としての機能、耐久性、維持管理のし易さ、周辺環境との調和等を十分検討して、最適工法の選択と施工を行うように留意する。

なお、補修対策における新技術や新素材の適用については、技術的検討を行った上で、効果が確認されたものは、適宜、導入して既設施設の弱点をカバーし、現状回復における機能不足や再度災害の発生を排除することが重要である。

表 8.4.2-1 堤防の補修

名 称	変 状 種 別	補 修 工 法
天 端	凹凸、ガリ	補足砂利、傾斜土補足、土質安定処理、舗装
	法肩崩壊	補足土、天芝、安定処理
法 面	植生	芝替え、植生マット
	凹凸、ガリ	補足土、再仕上、護岸
	クラック、段差	切り返し、グラウト工、再施工
	法すべり	補足土、押え盛土、置換え、盛砂利、フトンカゴ
	湿潤化、湧水	ドレーン、盛砂利、フトンカゴ、排水性積ブロック
小 段	凹凸、ガリ	補足土、再整形、土質安定処理、植生
	逆傾斜	補足土、再整形
取 付 水 路	沈下、変形	再整形、トラフ、柵渠工
	湧水、噴砂	水抜工、トラフ、柵渠工、護岸
護 岸	沈下、変形、損壊	再布設、改築
	護岸下の空洞化	補足土＋再布設（土質安定処理含む）
高 水 敷 堤 内 地	湿潤化、湧水	水抜工、暗渠工、盛砂利置換え
	陥没、隆起	補足土、再整形
構造物周辺	クラック、段差	切り返し、グラウト工、地盤改良、再施工
	空洞化	開削切り返し、グラウト工
	止水壁設置範囲不足	止水矢板増設、地中連続壁、地盤改良、グラウト工

8.4.3 構造物本体の補修技術

樋門等構造物本体の損傷や劣化により発生する漏水の補修技術は、以下の通りである。

(1) 補修工法の体系

河川構造物に適用可能な補修工法の体系は、図 8.4.3-1 に示した。

なお、工法の選定に当っては、温度、湿度、交通荷重、土圧、水圧、紫外線等による変形、耐久性等の現場条件及び構造物周囲の遮水効果や函渠の水密性を考慮の上、新技術、新素材等を含め、積極的に研究することが肝要である。

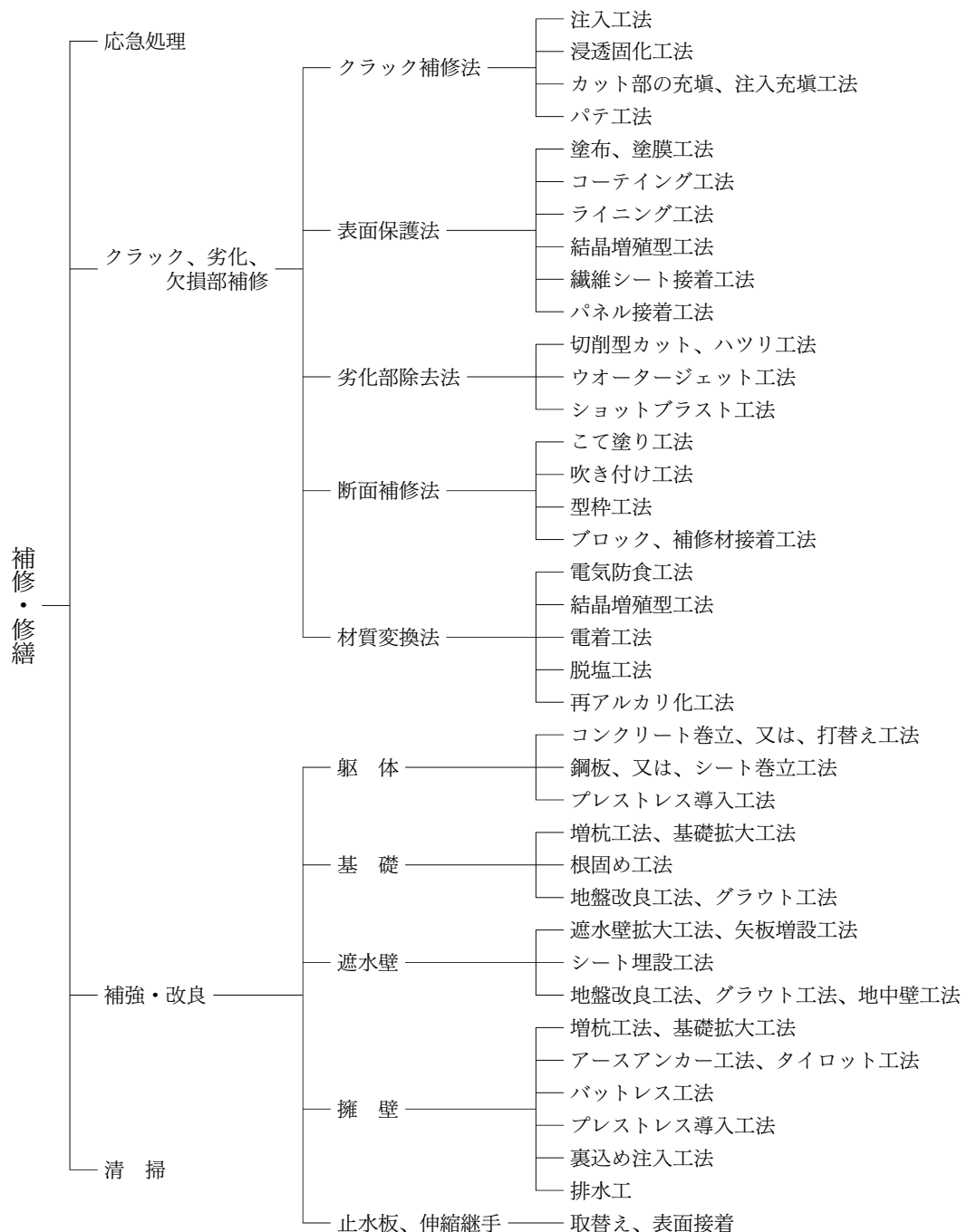


図 8.4.3-1 河川構造物補修工法体系図（捲揚機等の機械部分は除く）

(2) 補修の必要性の判定

構造物本体の補修は、図 8.4.3-2 に示す判定フローに従い補修の必要性について判断し、前項の図 8.4.3-1 に示す体系図から補修工法を選定する。

なお、補修は、現存の構造物の遮水機能や水利機能を生かして行うものであるから、仮設や代替機能の確保に十分配慮すると共に、補修後に現構造物との物性や環境への応答差により、所要の機能と効果が発揮できなかつたり、補修部分の剥離や損壊が生じることもあるので、必ず追跡調査や監視を行い、適正な安全度を確保することに留意する必要がある。

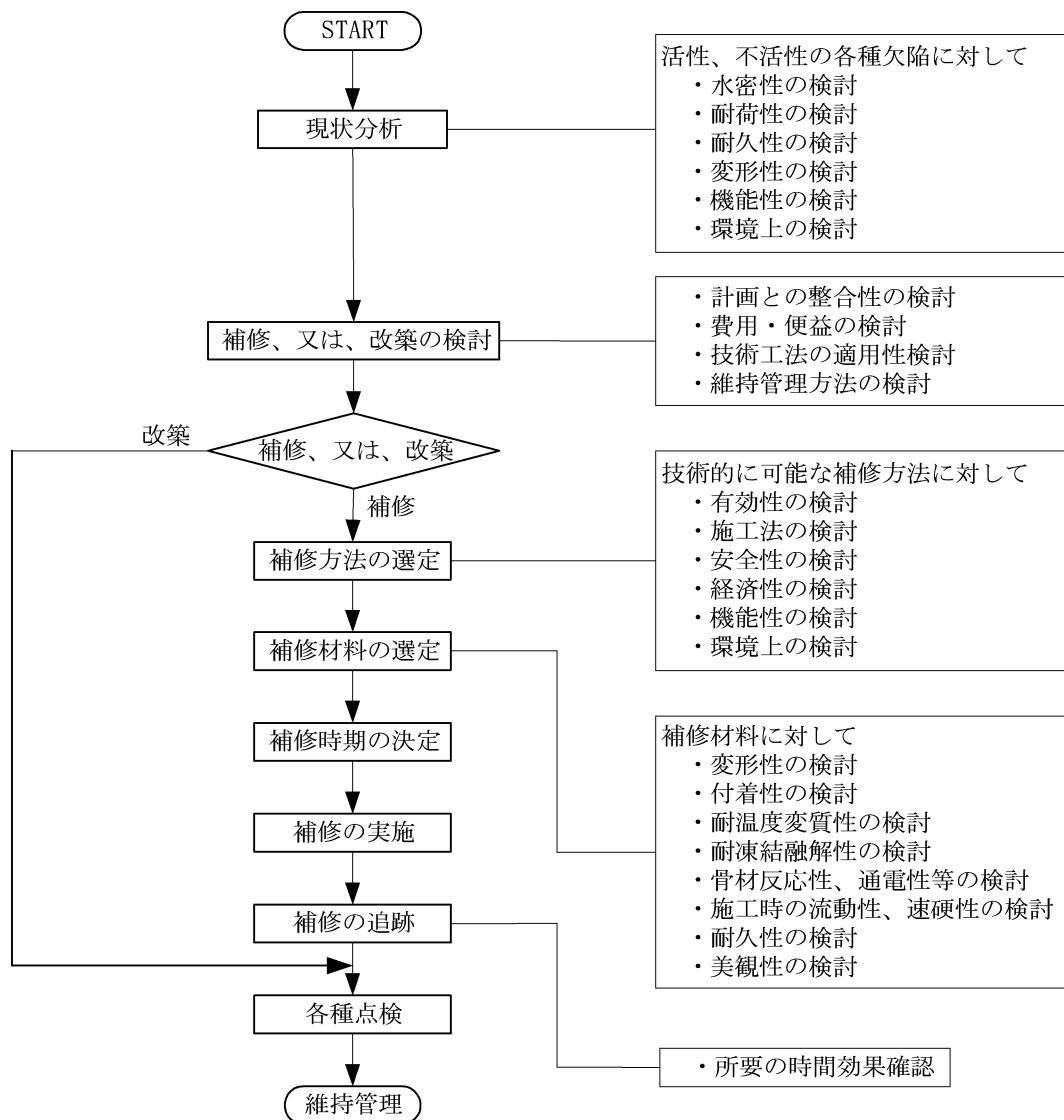


図 8.4.3-2 補修必要性の判定フローチャート

(3) 補修の判定項目

構造物の現状分析から補修の必要性を判定するための検討項目は、表 8.4.3-1 の通りである。

表 8.4.3-1 構造物の損傷に対する補修の判定項目

分 類		構造物の損傷に対する補修の判定項目
欠陥の内容		1) 種類 ①クラック、②剝離、③鉄筋露出、④漏水、⑤劣化、⑥空洞及び豆板 ⑦コールドジョイント、⑧変位、変形 2) 性状 ①活性、②不活性
欠陥の原因		1) 設計要因 2) 施工要因 3) 外的要因 4) 機能要因
補修の必要性についての検討事項	水密性	1) 漏水原因 (クラック、ジャンカ、損壊、劣化、コールドジョイント、締固め不足、継手損傷等) 2) 漏水経路 3) 漏水の函渠等内外の疎通状況 4) 周辺地盤の状態 (剝離、ゆるみ、クラック、空洞化)
	耐荷性	1) 破壊安全度 ①クラック幅をもとに鉄筋の応力度の検討 ②欠陥による欠損断面を考慮して鉄筋、PC鋼材、コンクリートの応力度の検討 ③コアの採取によりコンクリートの応力度の検討 ④載荷試験による剛性度の検討 2) 安定安全度 ①欠陥による欠損断面を考慮して転倒、滑動、支持力による安定安全度の検討
	耐久性	1) 鉄筋、PC鋼材の腐食 2) クラック幅及びクラック深さが、鋼材の腐食、並びにコンクリートの劣化(中性化)に及ぼす影響度の検討
	変形性	1) クラックによる構造系の変形度の検討 2) 下部工の不同沈下及び水平移動等が構造物に及ぼす影響度の検討 3) 構造物の変形が周辺土や堤防の変形、漏水等に及ぼす影響の検討
	機能性	1) 瑕疵や破損が取排水機能等に及ぼす影響の検討 2) 活性状態にある場合は、長期的な安全性、機能変化についての検討
	美観性	1) 美観を考慮する環境度の検討
判定(要否)		

(4) 損傷度ランク区分

構造物の損傷度は、表 8.4.3-2 に基づいて判定し、A から D までのランク区分を設定した上で、ランク区分に応じた対策を講じる。

- 1) 損傷度ランク A：至急に補修、又は、改良工事が必要。
- 2) 損傷度ランク B：早期に計画的補修、又は、改良工事が必要。
- 3) 損傷度ランク C：継続監視を行う。
- 4) 損傷度ランク D：通常の保守点検を行う。

表 8.4.3-2 樋門等河川構造物の損傷度ランクにおけるランク区分

樋門管名			管理者名			
位 置	(河川名) 川		(左右区分) 岸	(距離標) km	(箇所名) 地先	
区 分	調査項目	損 傷 度 ラ ン ク				
		A	B	C	D	
(1)コンクリート部の応力的クラック	状 態	クラックによる欠落	全体的クラック	部分的クラック	その他のクラック	
	開 き	0.5mm以上	0.2～0.5mm未満	0.1～0.2mm未満	0.1mm未満	
(2)コンクリート部の劣化	状 態	崩壊・欠落	全体的クラック	部分的クラック	その他のクラック	
	劣化深度	かぶり残存 0 %	かぶり 50%以内	50～100%	異常なし	
	打音検査	崩壊する	著しい強度低下が判る	強度低下が判る	異常なし	
(3)コンクリート部の対設計基準強度	強 度	75%以下	75～85%未満	85～100%	100%以上	
(4)函渠の変状	位相・状態	折損・開き・段差・横ズレ 5 cm以上	折損・開き・段差・横ズレ 2 ～ 5 cm	折損・開き・段差・横ズレ 2 cm未満 全周クラック	異常なし	
	函渠のたわみ	30cm以上	10～30cm未満	10cm未満	異常なし	
(5)函(管)渠継手部及び翼壁・水路等との結合部の変状	状 態	カラー脱却・止水板破損・可撓継手離脱・損壊	翼壁、胸壁、門柱の傾斜 5°以上			
	開 き 可撓継手なし	5 cm以上	3 ～ 5 cm未満	3 cm未満	異常なし	
	開 き 可撓継手あり	許容範囲の 100%以上	許容範囲の 80%以上	許容範囲の 80%未満	異常なし	
	段差・横ズレ	5 cm以上	2 ～ 5 cm未満	2 cm未満	異常なし	
(6)鉄 筋	状態・開き	切断・露出・発錆クラック部分が剥がれる	発錆クラック 0.2mm以上	発錆クラック 0.2mm未満	異常なし	
(7)浸入水漏水	状 態	浸水口が判る水が吹き出ている	浸水範囲が判る水が流れている	浸水範囲が判る水が浸出している	滲みが判る	
(8)土砂堆積	堆積深さ	堆積高さ 径の 3 倍以上	堆積高さ 径の 1 ～ 3 倍未満	堆積高さ 径の 1 割未満	堆積なし	
特記事項						

(5) 既設コンクリートの補修工法

1) 損傷状況の確認

既設コンクリートの補修に当っては、下記の事項に留意し、損傷状況と現場条件を確認する。

- ① 樋門等のコンクリート構造物は、水中や地中部分が多いため、周辺土壌や排水の成分、気温、酸性雨、凍結融解、地盤沈下、盛土や交通荷重等の影響を受け、品質保全の面からは厳しい環境中に設置されている。
- ② コンクリートは、施工条件、化学物質、熱、光、水、荷重等により、変形、変質及びクラックが発生する。
- ③ クラックに通水がある場合は、コンクリートの固結成分であるカルシウム分が溶出し、白色の遊離石灰になる。この溶出により pH が低下するため、コンクリートは、微細な空洞化を引き起こし、更に通水し易くなると共に、水の作用により中性化も促進され、著しい強度低下を招く。
- ④ 高温では、極端な乾燥、膨張、収縮による変形の繰り返しとなり、低温では、水分の凍結膨張作用により、共にクラックやスケーリングの発生につながる。

これらの作用や化学的変質を劣化といい、最終的にコンクリートは崩壊する。

なお、コンクリートのクラックは、発生形状が化学的、物理的な作用によって、表 8.4.3-3 に示すような特徴的な形状が見られる場合が多いので、同表を参考に詳細に観察する。

表 8.4.3-3(1) コンクリートのクラック発生原因と特性

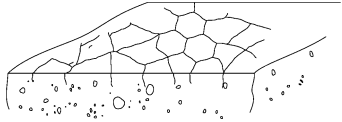
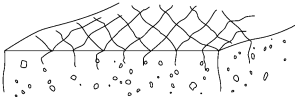
原 因	特 性	概 略 図
①セメントの不良	・コンクリート打設後、細いクラックが不規則に発生する。	亀甲状クラック  網目状クラック 
②骨材の不良	(泥分の多い骨材) ・コンクリートの乾燥収縮に伴って、不規則な網目状のクラックが発生する。 (反応性、又は、風化性骨材) ・コンクリートが硬化した後に発生する。 ・クラックの形状は、骨材の中心に発生し、円錐形の剝離（ポップアウト）を伴うことがある。	①と同様 ポップアウト 

表 8.4.3- 3(2) コンクリートのクラック発生原因と特性

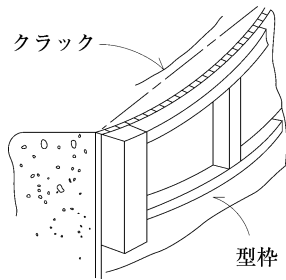
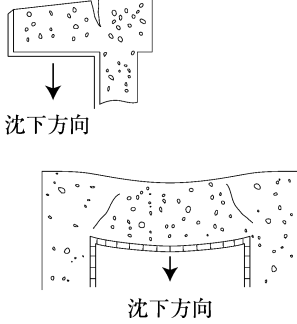
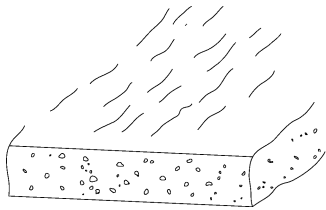
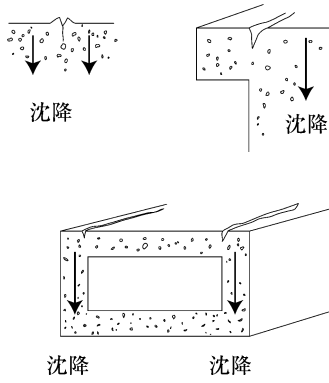
原 因	特 性	概 略 図
③型枠移動、又は、はらみ	・コンクリート打設後に発生する。 ・クラックの方向は、型枠の移動方向に平行して発生する。	
④支保工の沈下、早期脱型	・沈下するとき、水平な鉄筋が妨げとなり、不均等に沈下する。 ・コンクリート打設直後に発生し、クラック幅が比較的大きい。 ・支点部等に発生し易い。 ・鉄筋の上面に沿った表面クラックが多い。	
⑤養生の不良	(プラスチックシュリンケージ) ・コンクリート打設直後に発生する。 ・クラックの深さは、浅く、鉄筋のかぶり程度である。 ・風の強い日や空気が乾燥している日等に施工したコンクリートに発生し易い。 ・比較的短い表面クラックが多い。	
	(温度応力) ・材令 2 ～ 3 日で発生する。 ・冬期に生じ易い。 ・クラックは、部材の長手方向に直角に、直線的で等間隔に発生する。	
⑥コンクリートの沈下	・締固めが不十分で、コンクリートブリージングが多い場合、コンクリート断面の急変する箇所や鉄筋、パイプ等のかぶりが小さい箇所に発生し易い。 ・コンクリート打設直後に発生する。 ・クラックの深さは、浅い。 ・クラックの方向は、鉄筋、又は、パイプに沿う。	

表 8.4.3- 3(3) コンクリートのクラック発生原因と特性

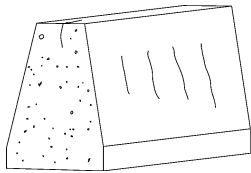
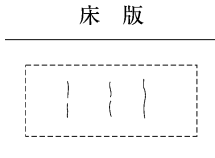
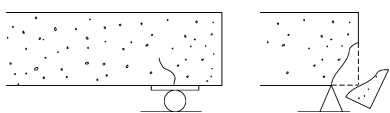
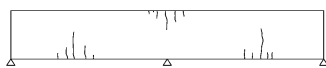
原 因	特 性	概 略 図
⑦コンクリートの硬化熱による	・マスコンクリート ・早強性コンクリートを使用したコンクリート、富配合のコンクリート及び冬期における養生不足のコンクリート等に生じ易い。 ・打設後、2～3日で発生する。 ・部材の長手方向に直角になり、直線的で等間隔の貫通クラックが発生する。	
	・新旧コンクリートの打継ぎ等では、打継ぎ面に直角な方向にクラックが発生する。	
⑧乾燥収縮による	・W/Cの大きいコンクリートに発生し易い。 ・材令2～3カ月で発生する。マスコンクリートでは、6～8カ月で発生することもある。 ・開口部、隅角部等に発生し易い。 ・部材の長手方向に直角になり、等間隔になる。開口部の周囲では、放射状クラックになる。 ・床版に交通荷重がある場合は、平行クラックから網目状クラックに進展する。	 床 版  桁
⑨コンクリートの圧縮強度不足	・支承部等の支圧応力の大きい箇所に発生し易い。 ・圧縮による歪みが周囲に分散するため、圧縮点から縦状に伸びるクラックになり、端部付近では欠落することもある。	
⑩設計以上の外力（衝撃を含む）	(曲げ) ・桁や版の引張り側に垂直に、中立軸に向って発生する。 (剪断) ・支承部等に発生し易く、クラックの方向は、ほぼ45°に近い。 (衝撃) ・衝撃を受けた箇所を中心にクラックが発生する。	曲げクラック  剪断クラック  衝撃によるクラック 

表 8.4.3- 3(4) コンクリートのクラック発生原因と特性

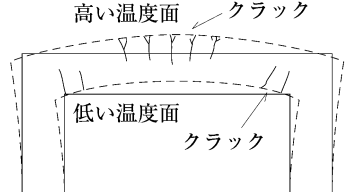
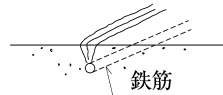
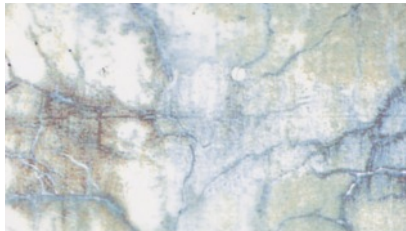
原 因	特 性	概 略 図
①外的条件の変化	(コンクリートの温度変化) • 温度の高い面が膨張変形するため、部材の曲がり方向に対して、直角に、ほぼ等間隔な表面クラック、又は、貫通クラックが発生する。 • ゲルバーヒンジ部等にも発生する。 • 年間の温度変化伸縮目地の圧縮等を生じる他、膨張と収縮の繰り返しにより、長手方向に直角のクラックが発生する。	(温度上昇による変形) 
	(凍結融解) • コンクリート中の水分が凍結膨張してクラックを発生させ、凍結部分がスケーリングとなり崩壊する。 • 細かい亀甲状の表面クラックが発生。	
	(塩害) • コンクリート中の塩分やクラック等から侵入した塩分が鉄筋を発錆させる。	
	(鉄筋の発錆) • コンクリート表面にヘアークラックが発生し、コンクリートが劣化する。 • 鉄筋に沿った比較的大きいクラックで、発錆進行に伴い、クラックも大きくなる。	(発錆によるクラック) 
	(化学作用) • コンクリート表面にヘアークラックが発生し、コンクリートが劣化する。 • 表面のペースト分が剥がれ、骨材が露出する。	
	(アルカリ骨材反応) • 塩化ナトリウム等の塩化物を含む骨材が、セメント、混和材料、水等に含まれるアルカリ金属 (Na、K) と反応し、時間の経過と共に異常膨張を生じて、クラックを起こす。 • 無筋では亀甲状、鉄筋では主筋軸方向にクラックが発生し、遊離石灰が見られる。	
	(中性化) • 水酸化カルシウム等が炭酸ガス等と反応して変質し、炭酸化すると、pHを低下させて中性化する。 • 微細なクラックを生じたり、鉄筋発錆の原因となって、クラックを発生させる。	
	(地震) • 震動によって、躯体の目地や躯体と周辺土との間にずれや引っ張り亀裂等が発生することがある。 • 震動が大きい場合、函渠や門柱、翼壁等の結合部に剪断亀裂が発生する場合がある。曲げでは、引張側に垂直に、剪断では、主筋材の45°方向にクラックが発生する。	

表 8.4.3- 3 (5) コンクリートのクラック発生原因と特性

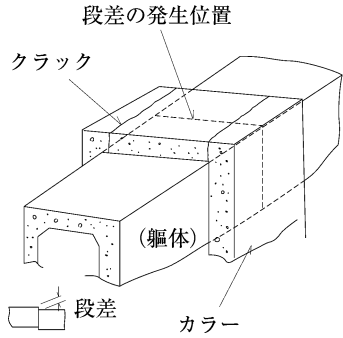
原 因	特 性	概 略 図
⑫不同沈下	(基礎の不同沈下) ・樋門では、曲げクラックと同様に入る場合が多い。 ・鉛直方向に、函渠の歪みに比例して大きくなる。	
	(継手部の不同沈下) ・函渠継手部の不同沈下では、2 cm程度の段差が発生するとカラーにクラックが入る。 ・カラーにクラックの入る場合が多い。 ・カラー上面にクラックが生じ易く、斜めにクラックの入る場合もある。	
	(胸壁部の不同沈下) ・ほぼ45°にクラックが入る。 ・剪断応力が卓越する場合は、クラックの幅は下の方が大きい。 ・曲げ応力が卓越する場合は、クラックの幅は上の方が大きくなる。 (翼壁部の不同沈下) ・止水板が切断する他、45°方向のクラックが多い。	

表 8.4.3- 3(6) コンクリートのクラック発生原因と特性

原 因	特 性	概 略 図
	(不同沈下及び引張り) ・軟弱地盤で上載荷重により、不同沈下と引張り応力が働く場合、函渠継手部の離脱及び躯体にほぼ直角に全周に渡ってクラックが入る。 ・クラックは、盛土の中央部に多く入り、盛高が少ない部分は間隔が大きくなる。	
⑭コールドジョイント	・本来、一体化しているコンクリートが何らかの理由により、内部に不連続面が生じている部分をコールドジョイントといい、次の形成過程がある。 a. 打設が一時中断した場合、ブリージング現象によるレイタンスが堆積する。これを除去しないで次の打設を行うと、内部に一体化されない不連続面が形成される。 b. 硬化時の強度不足の時点における载荷、型枠の取外しや沈下、衝撃、振動等の外力負荷により、内部にクラックが発生し、不連続面が形成される。 ・コールドジョイントは、応力伝達が不完全であり、水が浸透しやすく、劣化も早いため、強度不足、剥離現象等の原因になる。 ・打継ぎ目に沿った直線状のクラックが発生する。	

2) 構造物補修調査法

コンクリートの劣化、クラック、その他の維持補修に関わる調査は、表 8.4.3-4 を参考に損傷原因、補修目的、現場条件、安全対策及び新技術の開発情報を十分検討し、最適な手法を採用する。

表 8.4.3-4 維持管理に関するコンクリートの調査法

調 査 項 目	調 査 手 法
全体的な変状状態	目視による外観観察(写真、スケッチ、マーキング)、赤外線法、レーザー反射法、電磁波レーダー法、チェックリスト法
部分的な変状状態	反発硬度法(打音、シュミットハンマー)超音波法、衝撃弾性波法、放射線透過法
鋼材調査	電磁誘導法、自然電位法、分極抵抗法、電気抵抗法
クラック調査	目視観察(写真、スケッチ、マーキング)AE(アコースティック・エミッション)法
塩化物・中性化調査	フェノールフタレイン法、硝酸銀噴霧法、示差熱重量法電子線マイクロアナライザー(EPMA)法
結晶構造	粉末X線回帰分析
膨張量	膨張量試験
アルカリ骨材反応試験	化学(水酸化ナトリウム)法、モルタルバー法迅速法

3) 補修方法の方針

補修方法の選定に当たっては、下記の事項を考慮し、方針を決定する。

- ① 止水、又は、漏水対策の補修材は、多くの製品が公開されているが、何れの材料も半永久的にその効果を発揮するものではない。
- ② 補修材は、既設材料と同様のものを使用する他、注入材、充填材、表面被覆材及び塗布材等が使用され、これらの材料の組み合わせ、損傷状況、損傷原因及び現場環境等に適応する材料を使用する。

補修材料は、損傷原因と現場条件を十分検討の上、複数の材料の特性を比較検討した上で選定し、形状復元や止水等の対策に使用する。

- ③ 止水や漏水対策における補修は、水圧の作用する側、即ち、上流側に施すことが効果的であり、耐久性も向上する。

施工条件等によって、止むを得ず水圧の作用する反対側に補修を行う場合には、浸透水圧や補修材剥離等に対処可能な対策を選定する。

4) 補修材料の条件

コンクリート補修材料は、下記の条件に、現場環境を考慮し、最適な補修材料を選定する。

- ① 温度変化による目地やクラックの開閉に追従すること。(変形性)
- ② コンクリートとの付着性が良いこと。(付着性)
- ③ 季節的温度変化に対し、材質が安定していること。(耐候性)

- ④ 高温下や低温下、水中において材質が大きく変わらないこと。(耐高温性、耐低温性、耐水性、耐凍結融解性)
- ⑤ 長期間(10年以上)に亘り、材質が安定していること。(耐久性)
- ⑥ 薄い、狭い、高い、急勾配等の現場条件であっても施工可能なこと。(施工性)
- ⑦ 施工後に周囲と調和していること。(美観性)
- ⑧ 有害物質の放出や溶出がないこと。(安全性)

5) 補修材料の選定

既設コンクリートのクラック、劣化等の補修に用いる材料は、損傷原因、損傷状態、損傷規模、補修目的、施工性、耐久性等から、一般的に表8.4.3-5の材料が用いられるが、新材料開発が進展していることを考慮し、市場調査や試験施工等により、使用材料を選定することが必要である。

表 8.4.3-5 補修箇所と適用材料

補 修 箇 所	適 用 材 料	備 考
大きな欠損、打ち換え部分、ジャンカ部分の補修	既設仕様以上のコンクリート(早強、速硬性、無収縮、超微粒子を含む)、ブロック、鋼材、高流動性ポリマーセメント、ガラス繊維性材料	かすがい鉄筋やアンカーで補強することもある。
クラック注入材	モルタル、超微粒子セメント、エポキシ樹脂、ウレタン樹脂、結晶増殖材、ポリマーセメント	0.2~0.5mmのクラックに注入工法を用いる。
クラック塗布材	ウレタン樹脂、結晶増殖材、アスファルト、浸透性防水材、シリコン樹脂、アクリル樹脂、ポリウレタン樹脂	0.2mm以下のクラックに表面処理工法を用いる。
ハツリ、カット部	コンクリート(早強、無収縮を含む)、モルタル、エポキシ樹脂、ウレタン樹脂、コーキング材、結晶増殖材、補強鋼材+充填材	0.5mm以上、又は、鉄筋が発錆している場合にハツリ、カット工法を用いる。
表面被覆、保護材	コンクリート(早強、無収縮を含む)、モルタル、エポキシ樹脂、ウレタン樹脂、コーキング材、結晶増殖材、吹き付け材、炭素繊維布、鋼板、ガラス繊維(可視化)性材料、ハイブリッドシート、繊維シート	
全体的な材質変換	電気防食によるイオン変換、結晶増殖材、リチウムイオン溶液、導電性ポリマーセメント陽極材	鋼材防食、脱塩、再アルカリ化、電着、結晶増殖等の工法がある。
空洞、裏込め注入材	セメントベントナイト、膨張材入りセメント、グラウト材、可塑性注入材	

6) 補修材料の仕様

補修材料の仕様を決定するに当たっての要求性能と材料特性、評価項目、評価基準を表8.4.3-6に示す。

表 8.4.3-6 補修材の要求性能と評価項目、評価基準

要求性能	補修材料の特性	評 価 項 目	評 価 基 準
常温における基本性能	常温時の機械的性能 耐水性、耐透水性 変形性 付着性	止水性能 変形性能（引張り、圧縮時の強度・変形量） 付着性能（母材コンクリートとの付着強度・変形量）	耐水性：水で変質せず、水を通さない 伸び：120%以上、又は、目地開き3mmに追随すること 付着強さ：0.3N/mm ² 以上 (JIS A 6909相当の性能)
環境性能	耐候性 耐高・低温性 耐凍結融解性	低温時の基本性能（変形性能、付着性能） 耐久性能（劣化性能：温冷繰返し後の付着性能）	高・低温下（±30℃）で常温の基本性能を有すること 温冷繰返しで付着強さが低下しないこと
安全性能	有害物質の有無	有害物質有無の確認	有害物質の放出や溶出性がないこと (日本水道協会JWWA-K-149相当)
作業性能	施工方法 施工範囲 養生期間	作業可能時間 施工可能厚さ 早強性	壁面や天井における作業が可能なこと 材料のたれがないこと 高・低温下で作業が可能なこと 養生期間が短いこと
経済性等	施工に要する費用 景観、美観	価格 周囲に調和する	維持管理計画、補修規模を考慮した上で経済的であり、美観的であること

7) コンクリート補修工法の概要と事例

コンクリート補修工法の概要を下記に解説し、事例は、図 8.4.3-3～図 8.4.3-10 に示す。

① 躯体コンクリートのクラック

浮きやスケーリングを除去し、UカットやVカットした後、モルタル、樹脂系止水材、結晶増殖材等を注入して止水し、表面をコンクリートや樹脂系充填材で補修する。

② 応力的にクラックが入った場合

①と同様の処置を行う他、所要強度を確保するため、コンクリート覆工や補強材（鉄筋、シート、炭素繊維、網等）を加えて補強し、補修する。

③ クラックからの漏水が多い場合

漏水が多い場合は、クラックの発生している躯体外周の地盤に水みちや空洞化が形成されていると考えられるので、最初にグラウト等による充填と止水を行う。

その後、①の方法による補修を行うが、止水できなかった場合は、土砂流出防止機能と逆止弁付きのドレーンパイプを設置して、安全に排水する方法を採用する。

④ ハツリ、カット工法

クラック部分を大きくカットする場合は、ブレーカー等を用い、部分的、又は、表面をハツリの場合は、人力ハツリ等を行うが、これらの工法は、コンクリートに微細なクラックと粉塵を発生させるため、近年は、ジェットウォーターが多く用いられている。

なお、切り取りは、人力の他、コンクリートカッターやワイヤソー等が用いられる。

また、大きなハツリ箇所の補修は、アンカー等を用いて、剥落しないように補強する。

⑤ 継手の止水板、伸縮継手

取替えを基本とし、取替えができない場合は、表面に新しい止水板や伸縮継手を張りつけ補修する。

a. ハツリ工法

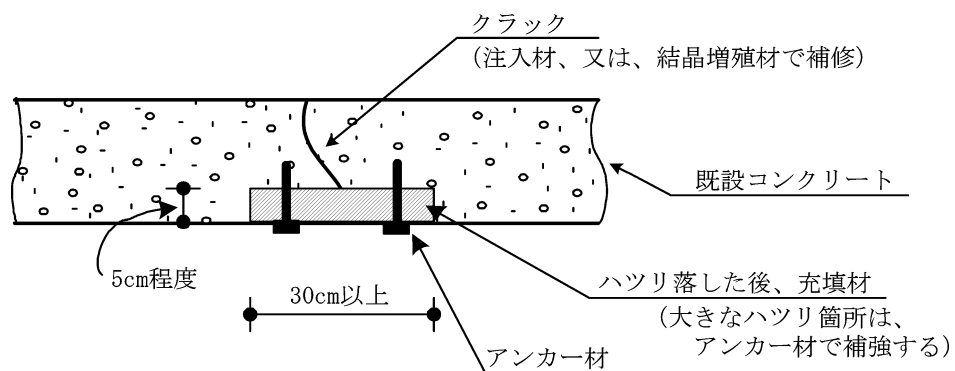


図 8.4.3-3 ハツリ工法概要図

b. Vカット工法

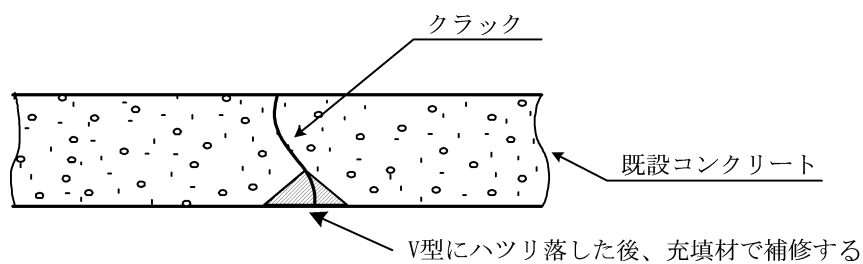


図 8.4.3-4 Vカット工法概要図

c. クラックの注入方法

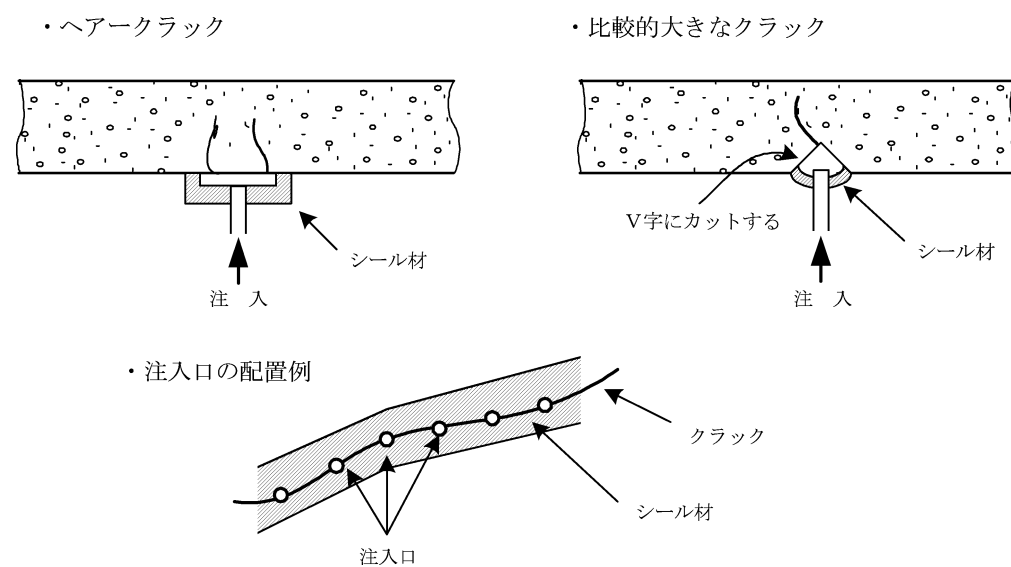


図 8.4.3-5 クラックの注入方法概要図

d. コーキング工法

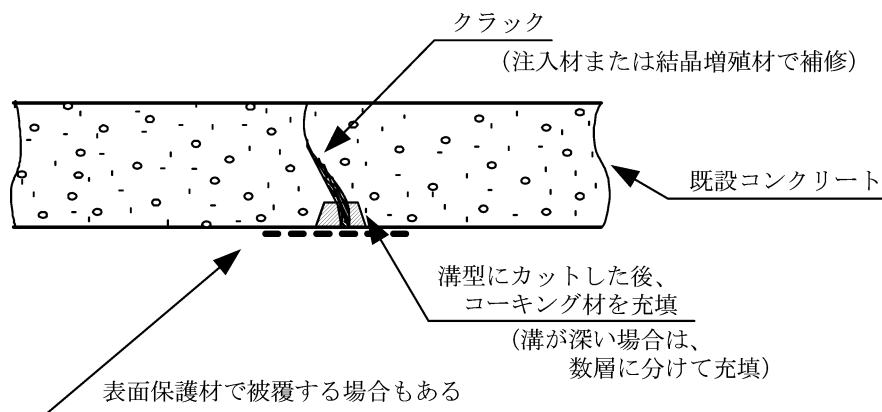


図 8.4.3-6 コーキング工法概要図

e. 結晶増殖型工法

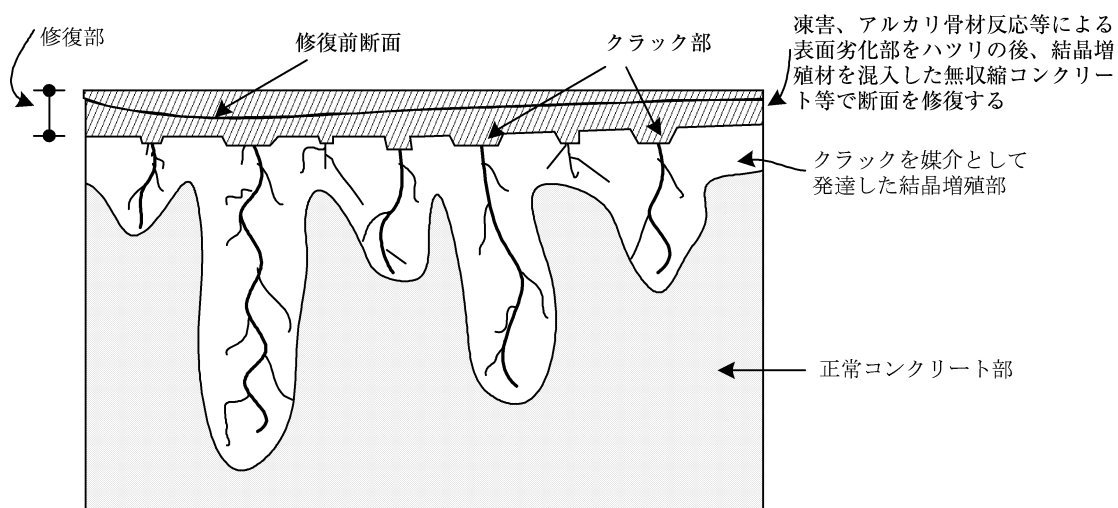
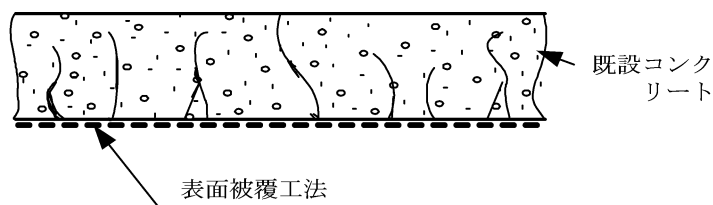


図 8.4.3-7 結晶増殖型工法概要図

f. 表面被覆工法



- ・表面被覆工法は、細い多数のクラックがある場合に、表面を直接的に補修する。
- ・コンクリートライニングの場合は、被覆厚さが大きくなる。

図 8.4.3-8 表面被覆工法概要図

g. ドレーンパイプの設置工法

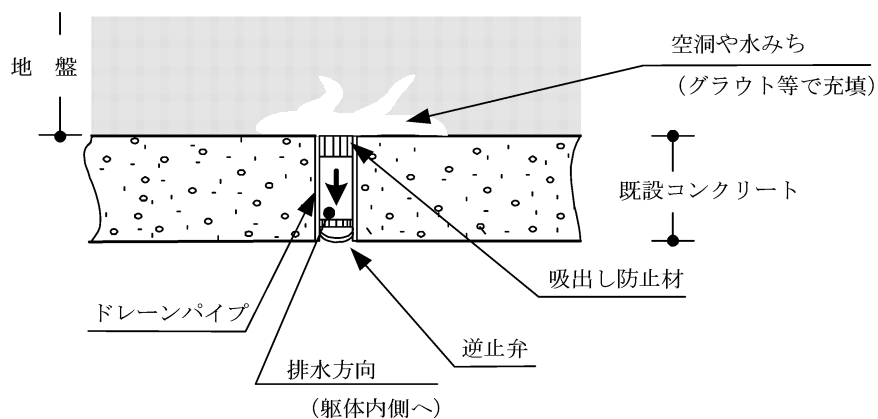


図 8.4.3-9 ドレーンパイプの設置工法概要図

h. 止水板の補修

- ・表面に新しい止水板を張り付け補修する。
- ・止水版の継手は、ゴム系、塩化ビニール系、新素材等を用いて補修する。

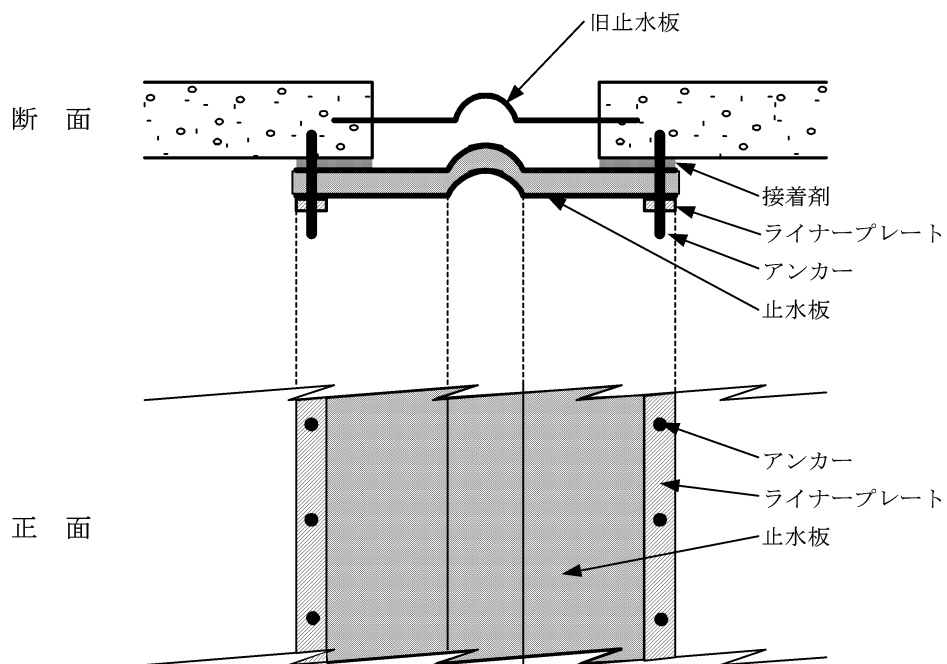


図 8.4.3-10 止水版による補修工法概要図

8.5 点検・維持管理の事例

8.5.1 樋門の点検事例

本樋門は、深さ 24 m 付近まで軟弱な泥炭及び粘性土が分布する軟弱地盤地帯に設置され、基礎は、下部の砂礫層に鋼管杭で支持させた 1.5 m×1.5 m×38 m のボックス形式であり、昭和 54 年に竣工し、平成 8 年に、空洞化対策としてグラウト工が実施されている。

目視観察による函渠内の状況を図 8.5.1-1 の示し、樋門外観調査による点検記録を表 8.5.1 に示す。

これらの観測結果によると、堤体のゆるみ、護岸の不同沈下、函渠の目地の開き、函渠、門柱、胸壁・翼壁のクラックが確認され、函渠内でも漏水が認められた。しかし、打音、ピンポールによる調査では、地盤の変状等は確認されなかった。

空洞や連通性に関する詳細な調査は実施されていないが、堤防の不同沈下、測量や目視及び構造物の損傷度ランクによる危険度評価法で評価した結果から、構造物底版下はグラウトで充填されているものの、堤体や構造物周辺には、ゆるみやクラックが観察され、出水時の水みちになる危険性があると判断された。

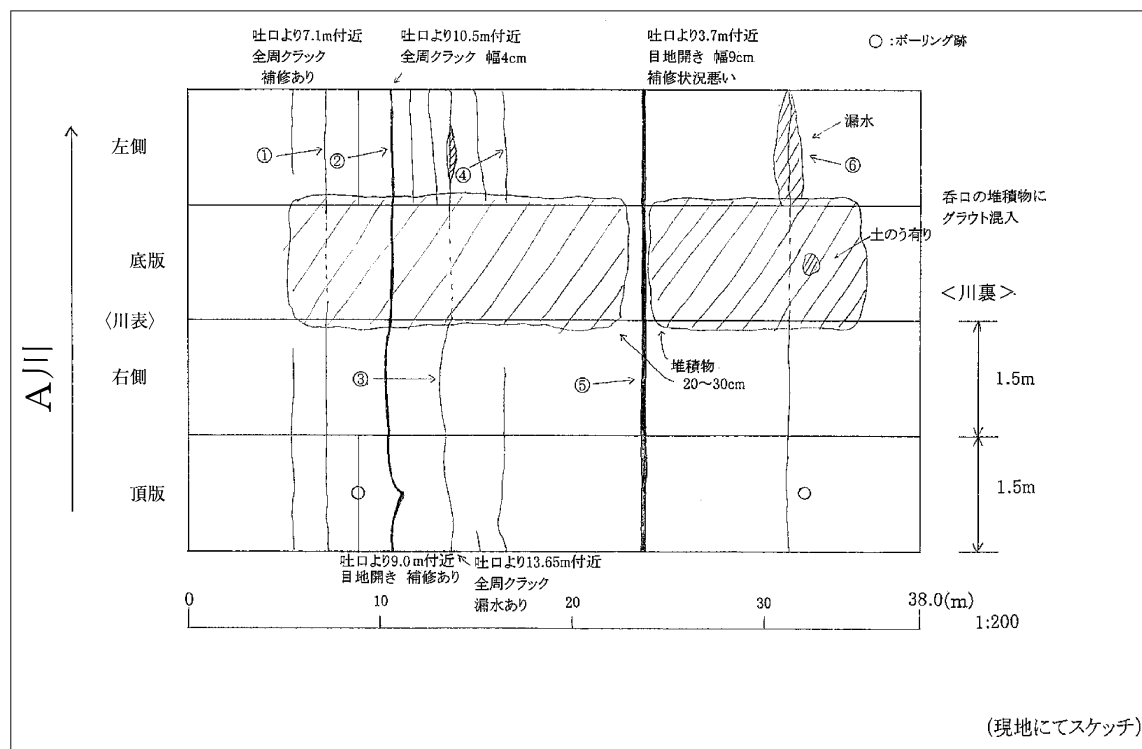


図 8.5.1-1 樋門の点検事例（函渠内状況図）

表 8.5.1-1 樋門点検記録表の例

河川名 _____ 左右岸 左 右 _____ 堤体土質 _____ 基礎形式 _____
 樋門名 _____ 距離標 _____ km 基礎地盤土質 _____ 基礎形状 _____ 調査年月日 _____
 樋門番号 _____ 完成年度 _____ 平均法勾配 _____ 備 考 _____ 調査担当者 _____

区分	種 別	調 査 項 目	損 傷 等 の 有 無	調査方法	補修	写真	備 考 (補修がある場合、補修の規模と補修後の状態を記入のこと)	そ の 他
構造物	面 体	調査時水深	m	0.20	スタッフ		測定時刻 15:00 (測定場所：水叩き)	ボーリング跡あり 堆積物20～30cm
		有・無		有り	無し	目視		
		幅	cm	最大 4cm	コンベックス	○ ①～④	位置：吐口より10.5m	
		長さ	cm	最大 4m	コンベックス		位置：吐口より7.1、10.5、31.2m	
		状況		直線状	目視		位置：	
		ジャンカ (部材の風化)	有り (深さ cm)	無し	目視		位置：	
		角欠き剥離	有り	無し	目視		位置：	
		湧水を伴う穴	有り (径 cm)	無し	目視		位置：	
		背面に達する様な穴	有り (径 cm)	無し	目視		位置：	
		鉄筋の露出	有り	無し	目視		位置：	
		中性化	有り	無し	薬品		位置：	
		ずれ	有り (cm)	無し	目視		位置：	
		開き	有り (9 cm)	無し	コンベックス	○ ⑤	位置：吐口より9.0、23.9m 補修して有るが状態は悪い	
		鉛直変位	有り (径 cm)	無し	目視		位置：	
		不同沈下	有り (7 cm)	無し	レベル		位置：最大変位は吐口より23.9m	
		撓み、折れ曲がり	有り	無し	目視			
		函体に沿う湧水	有り	無し	目視	⑥	位置：吐口より31.2m 全周クラック下流側側面	
	水叩き	有・無	有り	無し				堆積物5～10cm 雑草の植生あり 観察不能 流れはほとんどない
		幅	cm				川表： cm 川裏： cm	
		長さ	cm				川表： cm 川裏： cm	
		状況					川表： cm 川裏： cm	
		ジャンカ (部材の風化)	有り (深さ cm)	無し			川表： cm 川裏： cm	
		角欠き剥離	有り	無し			川表： cm 川裏： cm	
		湧水を伴う穴	有り (径 cm)	無し			川表： cm 川裏： cm	
		背面に達する様な穴	有り (径 cm)	無し			川表： cm 川裏： cm	
		鉄筋の露出	有り	無し			川表： cm 川裏： cm	
		傾 倒	有り	無し	スラント定規		上流側柱： cm 下流側柱： cm	
	門 柱	有・無	有り	無し	目視			表面のみ補修
		幅	0.1cm	コンベックス			上流側柱： 0.1cm 下流側柱： 0.1cm	
		長さ	85cm	コンベックス			上流側柱： 70cm 下流側柱： 85cm	
		状況			目視		上流側柱： cm 下流側柱： cm	
		ジャンカ (部材の風化)	有り (深さ cm)	無し	コンベックス	○	上流側柱： cm 下流側柱： 70×30cm	
		角欠き剥離	有り	無し	目視		上流側柱： cm 下流側柱： cm	
		湧水を伴う穴	有り (径 cm)	無し	目視		上流側柱： cm 下流側柱： cm	
		背面に達する様な穴	有り (径 cm)	無し	目視		上流側柱： cm 下流側柱： cm	
		鉄筋の露出	有り (径 cm)	無し	目視		上流側柱： cm 下流側柱： cm	
		有・無	有り	無し	目視		上流側柱： cm 下流側柱： cm	
	胸・翼壁	幅	0.15cm	コンベックス			川表上流0.15cm 下流 0.1cm 川裏上流 cm 下流 cm	川表上流側 翼壁上面にクラック
		長さ	有り (深さ cm)	コンベックス			川表上流 160cm 下流 55cm 川裏上流 cm 下流 cm	
		状況			目視		川表上流 下流 川裏上流 下流	
		ジャンカ (部材の風化)	有り (深さ cm)	無し	目視		川表上流 cm 下流 cm 川裏上流 cm 下流 cm	
		角欠き剥離	有り	無し	目視		川表上流 cm 下流 cm 川裏上流 cm 下流 cm	
		湧水を伴う穴	有り (径 cm)	無し	目視		川表上流 cm 下流 cm 川裏上流 cm 下流 cm	
		背面に達する様な穴	有り (径 cm)	無し	目視		川表上流 cm 下流 cm 川裏上流 cm 下流 cm	
		鉄筋の露出	有り (径 cm)	無し	目視		川表上流 cm 下流 cm 川裏上流 cm 下流 cm	
		有・無	有り	無し	目視		川表上流 cm 下流 cm 川裏上流 cm 下流 cm	
		腐 食	有り	無し	目視			
	胸・翼壁 接合部	ず れ	有り (4.7 cm)	無し	コンベックス	○ ⑦	川表上流 4.5cm 下流 4.7cm 川裏上流 cm 下流 cm	川表上流側接合部 下方に2m以上空洞 翼壁上面より1mに水
		開 き	有り (cm)	無し	目視		川表上流 cm 下流 cm 川裏上流 cm 下流 cm	
		段 差	有り (cm)	無し	目視		川表上流 cm 下流 cm 川裏上流 cm 下流 cm	
		止水板切れ	有り	無し	目視			
		ず れ	有り	無し	目視		川表上流 cm 下流 cm 川裏上流 cm 下流 cm	
		開 き	有り (1.0 cm)	無し	コンベックス	⑨	川表上流 0.5cm 下流 1.0cm 川裏上流 cm 下流 cm	
		段 差	有り (2.5 cm)	無し	コンベックス	⑨	川表上流 1.5cm 下流 2.5cm 川裏上流 cm 下流 cm	
		抜け上り	有り (15 cm)	無し	目視		位置：法面	
		緩 み	有り	無し	ピンボール	⑧	位置：川裏法尻縦断方向に緩んで水が溜まっている	
		クラック	有り (2 cm)	無し	目視		位置：法面	
堤防	護 岸	湧 水	有り	無し	目視		位置：	
		植生変化	有り	無し	目視			
		胸・翼壁背後の陥没	有り (cm)	無し	目視		位置：	
		法面中断の不同沈下	有り (cm)	無し	目視		位置：	
		クラック	有り (cm)	無し	目視		位置：	
		目地開き	有り (1.5 cm)	無し	コンベックス	⑩	位置：川表下流胸壁回り	
		不同沈下、段差	有り (3 cm)	無し	コンベックス		位置：門柱周辺の護岸部、歩くだけでブロックが沈む	
		植生変化	有り	無し	目視			
		軟弱地盤	5m以下	有り	無し	資料		
		基礎地盤	5～15m	有り	無し	資料		
護岸延長	基礎地盤	15m以上	有り	無し	資料			
		泥炭の有・無	有り	無し	資料			
		空 洞	有り (cm)	無し	打音		位置：	
		緩 み	有り	無し	ピンボール		位置：	

本体	構 造	RC・ヒューム管・その他 ()	本体基礎	本体基礎	直接基礎	杭基礎	その他 ()
	断面形状	m		杭 種	木杭	RC杭	PC杭
	底版厚さ	mm		杭径、長	杭径 500mm	杭長	31.0m
	計画敷高	m		有り (木矢板)	無し	有り	無し
	グラウトホール			底版との接合	有り	無し	
護岸延長	門 柱 構 造	ジャッキ式手動鋼製	止水矢板	側方への延長	有り	無し	
	法 覆 工	コンクリートブロック張・石張・コンクリート法枠張・その他 ()		河挽継手の使用	有り	無し	
	延 長 m			備 考			

8.5.2 グラウト工による補修事例

(1) 揖斐川のグラウト工による補修事例

本事例の空洞は最大深さ 60 cm であり、空洞の大きい部分から片押し注入で充填を行った。

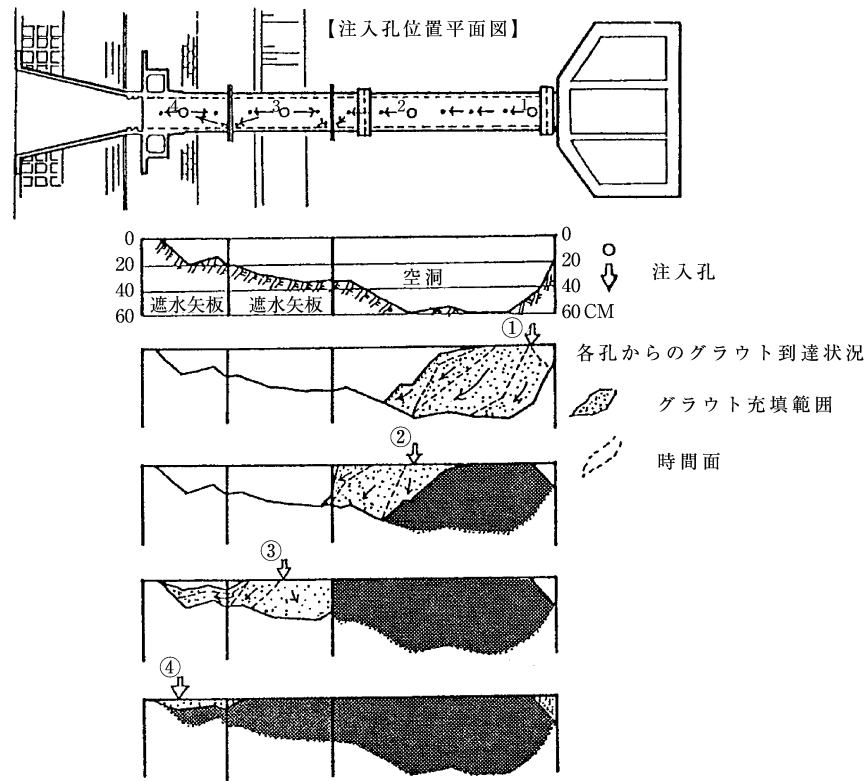
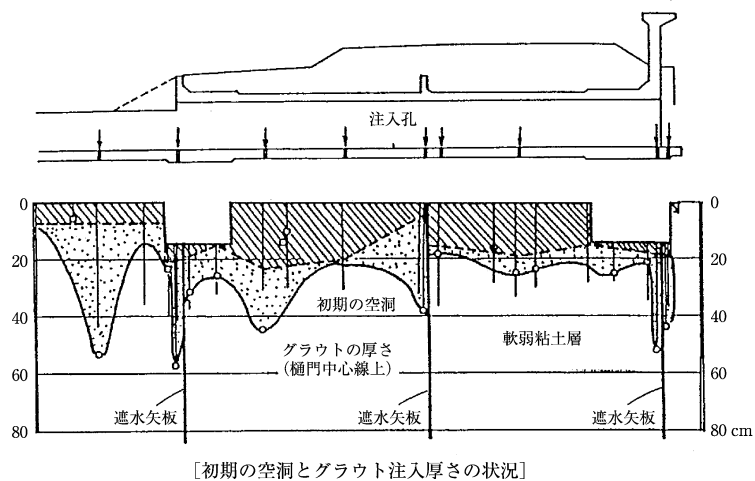


図 8.5.2-1 空洞充填グラウトの実施事例

(2) 百間川のグラウト工による補修事例

本事例の空洞は最大深さ 55 cm であり、外側の注入孔から中央内挿法で充填を行った。



[初期の空洞とグラウト注入厚さの状況]

図 8.5.3-1 軟弱地盤における空洞充填グラウトの実施事例

8.5.3 可撓継手の補修事例

(1) 霞ヶ浦の可撓継手補修事例

図 8.5.3-1 (1)及び図 8.5.3-1 (2)は、霞ヶ浦における可撓継手の補修事例を示したものである。

本事例は、翼壁先端と低水護岸矢板に可撓性継手を増設し、継手には、徳利型の矢板のあそび区間を設けている。この方法は、矢板自体の可撓性は確保できるが、矢板の動きで周囲の土に鉛直に伸びる空隙ができる場合もある。

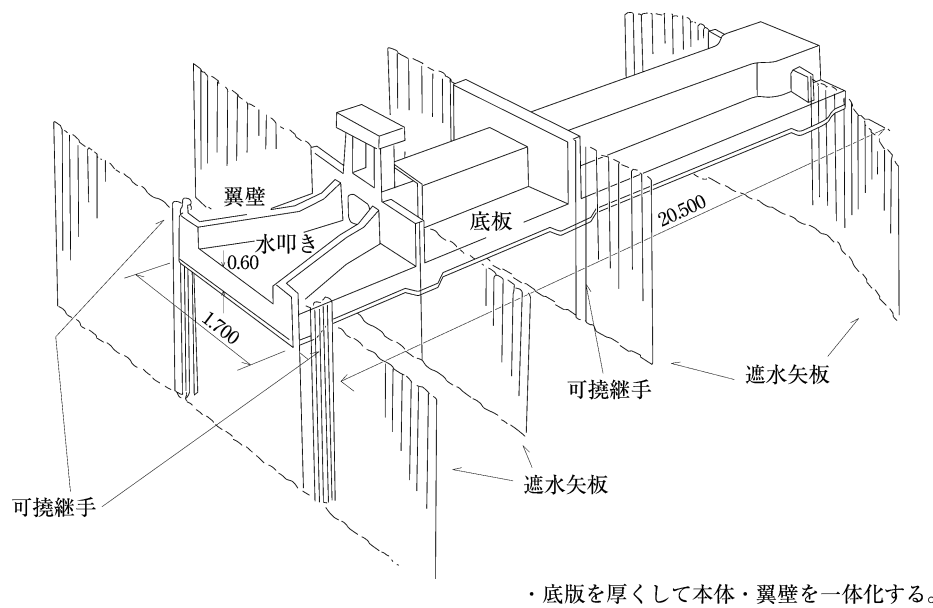


図 8.5.3-1 (1) 霞ヶ浦の可撓継手鳥瞰図

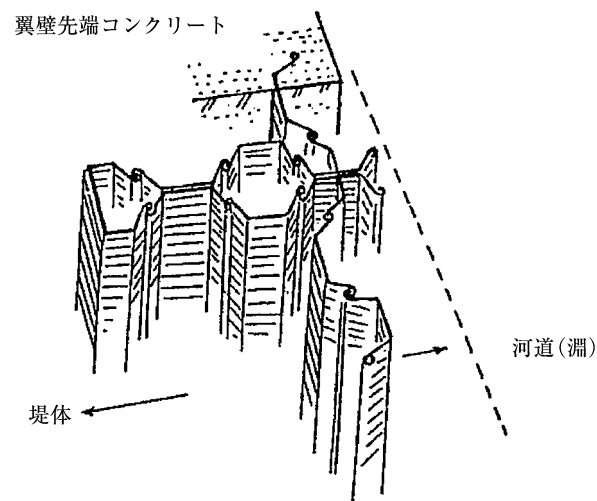
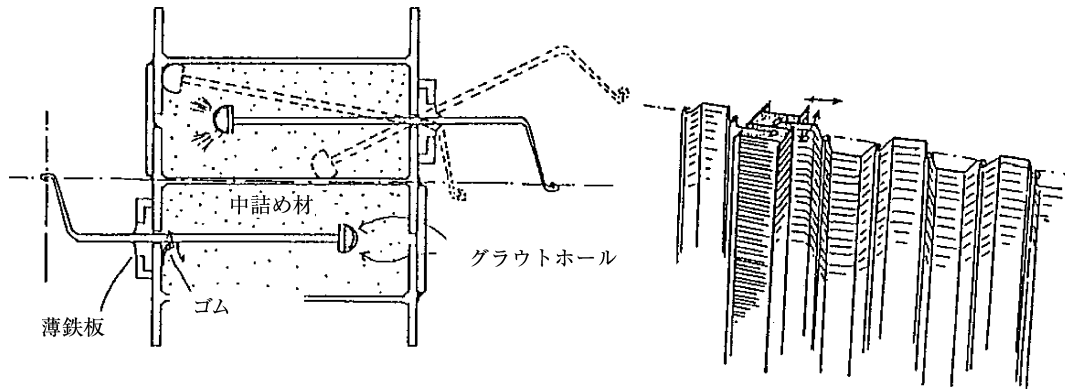


図 8.5.3-1 (2) 霞ヶ浦の可撓継手詳細図

(2) 荒川の可撓継手補修事例

本補修事例の継手は、H型鋼と遮水矢板により可撓部を構成させ、地盤変位に追従可能な動きを持たせたものである。可撓部は、箱状継手のスリットを通して矢板が上下することにより、水平及び水平偏角の自由度を持つことができる。



・中詰め材は、ベントナイト、水、赤土からなる。

図 8.5.3-2 荒川の可撓継手の実施事例

(3) 綾瀬川の可撓継手補修事例

本補修事例の継手は、H型鋼、保護鋼板、ゴム系伸縮材、遮水矢板から構成され、上下方向は鋼製部分、伸長方向は伸縮材となり、地盤変位に追従することができる。

可撓部は、矢板自体の可撓性は確保できるが、矢板の動きで周囲の土に鉛直に伸びる空隙ができる場合もある。

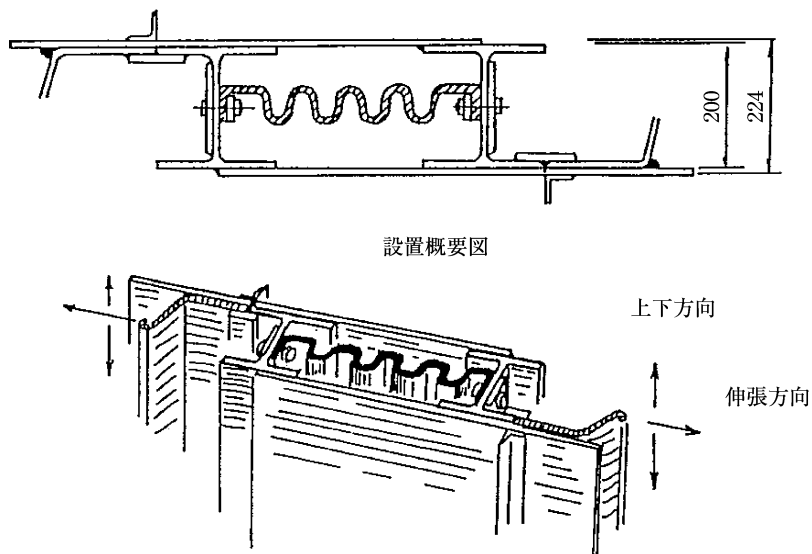


図 8.5.3-3 綾瀬川の可撓継手の実施事例

8.6 堤防リスクマネジメント

8.6.1 堤防リスクマネジメントの必要性

(1) 防災構造物としての河川堤防の特徴

河川堤防の整備は、昭和 30 年代からの高度経済成長期以降、現在に至る 40 年間に大規模な連続堤防が急速に整備され、氾濫域の治水安全度は飛躍的に向上した。

このように整備された堤防は、異なる地盤条件の場所に異なる材料を用いて築造され、また、時代により施工法に差異があるところから、堤防内部は不均質な状態にあり、品質、或いは、機能という点からみると、一連区間の堤防が同等の安全性を有しているとは評価できない実態にある他、堤防には、工学的に異質の樋門等構造物が挟在し、周辺堤防との接合部は、堤防の安全性を阻害する大きな要因になっている。

また、北海道では、積雪寒冷地であることに加え、基礎地盤に極めて軟弱で圧縮性の大きい泥炭層や火山灰が分布すること等、完成後の堤防の質的变化が生じ易いという特殊な条件を保有している。

河川堤防は、流水制御、氾濫防止、環境保全と利用、交通、取排水、生態系保全等の機能を保持している必要があり、基本的には、樋門等を挟在している止水構造物として整備される。

また、河川堤防は、一連区間が連続していることで初めて機能が発揮され、連続堤の 1 箇所が決壊した場合は、その機能を喪失し、氾濫域に甚大な災害を及ぼすことになる。

このように河川堤防は、防災構造物として多様な機能が求められているが、前述の通り、一連区間の堤防安全度は一様ではなく、経時的にも安全度は変化していくということが、河川堤防管理の難しさを示すものである。

(2) 河川管理責任の増大

近年の社会情勢の変化は、氾濫域の治水安全度の向上と相まって、住民の防災意識の希薄化をもたらしたとされる。

反面、住民のニーズや権利意識の多様化や高度化から、仮に堤防が決壊して甚大な災害が発生したような場合には、従来のような天災論や不可抗力論をもって、社会の理解を得ることは困難な状況になってきており、発生する各事象に対し、正確で適切な説明責任を果たす必要があるため、河川管理者の責務は、増大しているのが現状である。

従って、河川管理者は、日常から、堤防の安全度確保と信頼度向上に特段の努力を払うと共に、仮に災害が発生した場合は、迅速で適切に対応することが求められている。

これらに対処するクライシスマネジメントも含んだ広義のリスクマネジメントは、基本的に地域社会と河川管理者が連携して行う防災対策であり、一方のみがその責を負うものではない。

しかし、現実問題として、河川管理者に対する責任や役割の明確な分担範囲を決めることは難しいため、今後は更に自治体や住民との連携がより重要になっていくが、河川管理者としての責務が広範化し、増大していることには変わりはない。

(3) 堤防リスクマネジメントシステム

リスク対応は、一般的に事故や災害等による危機が起きないように、日常から行う安全管理活動をリスク管理（risk management）と呼び、事故や災害等が発生した後の活動を危機管理（crisis management）と呼んでいる。

河川管理におけるリスク対応は、活動の一元性、連続性及び信頼性が重要であり、発生現象の多様性と変動幅の大きい河川のシナリオ（事象連鎖）に柔軟、迅速、且つ、確実な行動力で対応することが求められる。

洪水防御の基幹施設である堤防のリスク対応では、日常管理から洪水時等の危機管理に亘る状況変化に適確に対処し、スムーズな体制移行と効果的な安全対策を実行する基盤として、実際に運用しているデータベース、解析計算システム、管理システム及び GIS 地図データ等の統合化と技術革新を図りながら、高水準の堤防リスクマネジメントシステムを構築していくことが必要になる。

堤防リスクマネジメントシステムは、

- 1) 堤防等に関するあらゆる情報管理から、日常的にハザード（hazard、危険要因）を検知し、必要な対策を実施する。
- 2) 各ハザードが単独、相乗、或いは、誘発しあって災害発生に至る事象連鎖を察知して、必要な情報管理、或いは、体制準備等を行う。
- 3) 危機発生時における体制確立、災害が発生した場合の緊急対策や避難方法及び事後対策等について、各種のシナリオを作成し、最適な分析・評価技術を適用してリスクアセスメント（risk assessment）を行い、リアルタイムの事象と比較検討しながら最適対策を選択し、体制整備等を行う。
- 4) 関係機関、防災対策関係者及び一般社会に対する情報の伝達、交換、提供等を行い、流域社会と一元化した防災対策や社会環境対策を実施する。
- 5) 河川の事業や管理に関する情報公開や説明責任を果たし、また、広報、教育啓蒙、人材育成等を行う。

以上の通り、堤防リスクマネジメントシステムは、日常的な維持管理と共に、広範な事象や問題をモニタリングし、洪水や地震等の異常事態では、速やかに危機管理体制に移行し、信頼性の高い確実な対策を行うことにより、発生した危機の影響を最小限に抑えるシステムのことである。

注 1) ハザード（hazard）：危険物、障害物、危険要因、危険要素等と訳され、堤防安全度評価では、透水性土質、軟弱地盤、不同沈下、堤防のゆるみやクラック、空洞化、樋門等の劣化やクラック、止水板断裂等の障害が相当する。

注 2) リスク（risk）：危険、危険度、危険率等と訳され、堤防安全度評価では、ハザードが単独、複合、或いは、誘発しあって各種の災害を発生させることであり、1 次的なリスクは、地盤沈下、不同沈下、法すべり、越流、洗掘、漏水等があり、2 次以降は、施設損傷、決壊、氾濫、堤内地に発生する各種の災害が相当する。

8.6.2 堤防リスクマネジメントの基本的な考え方

堤防リスクマネジメントの基本的な考え方は、図 8.6.2-1 に示す通りであり、それぞれの段階では、事象分析の結果からフィードバックを繰り返し、リアルタイムのデータに基づいて、適宜、評価と修正を行い、継続して実行する必要がある。

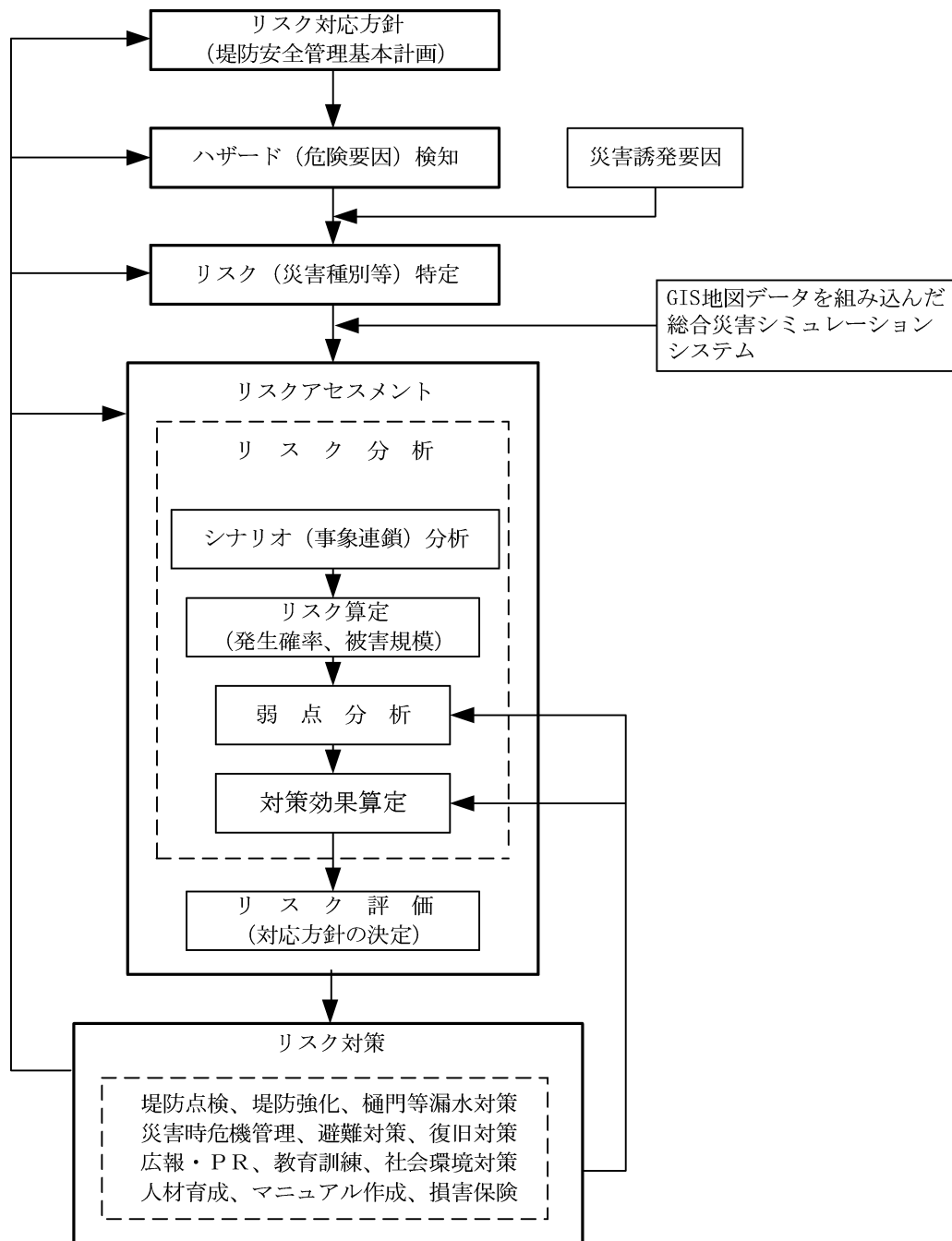


図 8.6.2-1 堤防リスクマネジメントの基本フロー

(1) リスク対応方針（堤防安全管理基本計画）

堤防のリスク対応方針は、堤防整備から維持管理まで、及び日常管理から危機管理までの堤防安全管理全般を包含する行動指針と目的を定める基本計画である。

堤防の安全性は、施設整備の進展、施設の劣化や老朽化、地盤沈下、災害等によって経時的に変動するものである。

このため、堤防の安全度実態を日常的に把握し、変状等を早期に発見して適切な対策を講じると共に、洪水時には、洪水予測や実際の河川水位の上昇状況とリンクした予測情報について、また、地震時には、地震動や津波の分析と共に、災害実態と対処方法のリアルタイムの情報提供を行って、警戒体制や防災対策を支援する。

その後、更に事象が発展した場合は、緊急対策、復旧対策、避難対策及び地域社会の復興対策を含めて、広範な支援を行う。

このようなマネジメントシステムは、多種多様で大量の情報を迅速に収集分析し、現状に対する最良の対応を考察できる環境を実現するものでなければならない。そのための基盤構築では、情報の管理を一元化し、共有化が可能なデータベース及び情報処理、情報交換システム等を整備していく必要がある。

(2) リスク特定

堤防の現況の安全性を評価し、ハザードを把握して、そのハザードがどのようなメカニズムでリスクに結びついていくかを分析した結果から、一連区間のリスクを特定して、各リスク段階をカテゴリー区分し、シナリオ分析の基本データを作成する。そのためには、精度が良く、効率的で経済的な調査手法や安全度評価手法を適用していく必要がある。

(3) リスク分析

1) シナリオ（事象連鎖）分析

リスク分析に当り、各ハザードがリスクに至るシナリオを分析して、災害発生に至る現象を以下のような考え方で設定する。

なお、シナリオは、過去の災害事例や想定災害を勘案し、予め数種類を設定し、実際の諸現象を取り込みつつ、適宜、評価や修正を加えながらシミュレーションを行うことが必要である。

- ① 堤防の日常管理からのリスクは、定期的な沈下観測、外観観察、樋門等の調査、その他の点検調査の結果から、ハザードが降雨、洪水、沈下、地震等の誘因により、リスクに進展するシナリオを分析して、災害発生につながる事象を予測する。
- ② 洪水時には、気象、降雨情報、降雨予測、洪水予測、洪水発生確率、洪水流の動向、内水位の動向等の解析と併行して、
 - a. 堤防は、降雨による浸透と表面流出、洪水位、堤防高、断面・土質と浸透流解析計算等を行い、リアルタイムの安全度を把握する。
 - b. 樋門等構造物は、周辺堤防との接続部に着目し、洪水位と堤防高及び内外水位差による浸透流や動水勾配の影響を分析し、リアルタイムの安全度を把握する。

躯体損傷が漏水に影響する、或いは、不同沈下による周辺土剝離、堤体内のゆるみ、クラック、空洞化等の潜在的ハザードが存在すると予測される場合は、洪水位と堤内地盤高との関係から、リアルタイムの安全度を把握する。

以上のハザードと災害発生誘因の相乗作用から想定されるシナリオの比較検討を行い、災害発生につながる事象を予測する。

- ③ 洪水による越流や堤防決壊が予測される場合は、氾濫解析等の災害シミュレーションと人口、家屋資産、土地利用情報、その他の流域情報等を組み込んだ GIS 地図データを統合した総合災害シミュレーションシステムを開発し、災害箇所の特定制、氾濫流の動向、湛水深、湛水時間等の解析を行い、氾濫過程のシナリオを予測する。
- ④ 氾濫シミュレーションの次は、前項の総合災害シミュレーションシステムにより、交通網を分析し、避難可能な道路、堤防、土地、施設等を選定し、緊急対策等における物流、人員輸送、避難支援等のシナリオを設定する。
- ⑤ 地震の発生後は、短時間で全ての対策に着手する必要があることから、実際に発生した地震動と津波の分析を行って、ハザードからリスクへのシナリオを同時に策定する。

2) リスク算定

リスク算定は、それぞれのリスク特定の後、リスクが顕在化する確立及び顕在化した場合の災害規模について、シナリオの進展状況を踏まえ、実現象の傾向変化及び対策手段の変更や増強が必要になる時点を勘案しながら、リスクの発生確率、災害規模を算定し、対応すべきリスクの影響度や対策優先順位を比較検討するデータを作成する。

堤防災害発生時では、事象発展の予測と実現象を見極めながら、最適対策工法の検討、対策にかかる日数、資材、人員、物流手段、費用等を算定することになる。

また、堤防の弱点となり易い箇所の抽出と災害特性、或いは、シナリオの任意時点における最適対策のあり方や効果について、データを作成する。

3) 弱点分析

堤防管理全般に亘る安全度向上対策を確実に実施すること及び自然現象による災害や危機管理時では、想定外の現象が出現する可能性が大きいこと等を考慮して、予め、各リスクの弱点分析を行い、その対策を設定する。

4) 対策効果算定

対策効果は、特定したリスクのシナリオ進行に伴う任意時点の対策として、

- ① ハザードがリスクに進展しないようにする。
- ② リスクが拡大しないようにする。
- ③ リスクを最小限に抑える。
- ④ リスクを早期に改善させる。

等の目標を踏まえ、解析・評価精度、所要時間、施工量、資材量、物流手段、投資額、信頼性と効果、社会環境への影響等について分析する。

(4) リスク評価

堤防災害に関わる特定したリスクに対し、災害が顕在化する確率と災害規模から、対策手段と優先順位を決定する。

堤防災害発生時では、その後、施設損傷、決壊、氾濫等の２次的災害への事象発展に対する災害規模や災害額の増加状況、対策手段の実効性等を分析しながら、対策増強方法や優先順位を設定していく。

(5) リスク対策

リスク対策には、リスクの保有、削減、回避、移転の４つの方法があり、自然災害を対象とする堤防リスクマネジメントでは、次のような考え方になる。

１）リスク保有

発生確率が一定以上高くとも、リスクが小さい、或いは、確認されていない場合であり、堤防の土質・断面条件、河道断面、堤防や構造物の損傷、その他のハザードが災害発生誘因と相乗し、漏水等のリスクに発展した場合であっても、災害規模、影響範囲、損失負担等が小さく、当面の堤防安全度に影響が少ないと評価されるリスク、或いは、潜在しているハザードがリスクにつながる事が認知されていないリスクは、保有と考える。

２）リスク削減

一般的なリスク対策のことであり、堤防管理では、通常的に行われる堤防等河川施設整備、維持管理等がハード面におけるリスク削減であり、ソフト面では、調査・点検・監視、水文データバンクや流出予測等の河川管理支援システム整備、広報 PR、教育啓蒙、人材育成、情報提供と公開、マニュアル作成、社会環境対策等が相当する。

堤防災害発生時では、降雨強度と表面浸透と流出、堤防高と河川水位と内水位、洪水流の動向、堤防断面土質と浸透流、樋門等構造物に係る水理と浸透流、災害発生状況等の状態をリアルタイムで解析検討し、その情報を伝達、或いは、公開し、点検監視、パトロール、水防活動、緊急対策、避難対策、復旧対策等に活用する。

リスク削減対策の基本である堤防整備では、堤防拡築や強化等の直接的な洪水防御対策と併せ、フェールセーフ（安全制御）の思想から、最悪シナリオである堤防決壊に対し、２線堤、周辺道路の嵩上げ、まわり土手、輪中堤等による総合的な防御手段により、氾濫しても大きな危険側の障害にならない方策も選択肢として必要である。

３）リスク回避

リスク回避は、リスクアセスメントの結果、リスクレベルが高く対策費用が莫大であり、適当な安全対策が選択できない場合にとられる手法であり、氾濫原の居住制限、開発抑止、住居建物等の移転、地上げ盛土等の恒久対策やバイパス河川による特定区間のリスク回避等の対策がある。

しかし、我が国の国土特性と土地利用実態を考慮すると、河川事業においてリスク回避

を行うことは、実現性の面から不可能な場合が多い。

4) リスク移転

堤防リスク対策を堤防強化等で行おうとしたとき、災害規模は大きいが発生確率は小さく、対策費用が莫大になるケースでは、

- ① 高コストであり現実的ではない。
- ② 費用負担が困難である。
- ③ 発生確率の大きい範囲の対策（投資の少ない中小洪水対策）をやめたい。

等の理由から、保険によって損失移転を図る手法である。

8.6.3 堤防リスクマネジメントシステム概要

本システムを運用するに当り、必要なデータ、情報処理システム、解析計算プログラム、情報交換システム等は、以下の通りである。

(1) リスク管理における対応

1) 基本データ

本システムで使用するデータは、次の通りであり、河川と流域に関する広範な情報を必要とするから、予め、GIS 地図データに基本データを取り込み、データベースを作成する。

- ① 堤防、河川の現況と計画、点検・調査、施設整備、安全管理等に関するデータ
- ② 土地利用、流域環境、社会経済等に関するデータ
- ③ 気象、降雨、河川流出、流域水循環等に関するデータ
- ④ 過去の災害実態と分析に関するデータ
- ⑤ 防災対策、復旧対策、社会環境対策等に関するデータ

2) 堤防と河川に関する主なデータの点検と観測の頻度

堤防リスク管理における点検・観測は、表 8.6.3-1 に示す頻度を基本とし、洪水や地震等の危機管理時には、即時に点検、調査、観測、パトロール等を行う。

点検・観測位置は、一連区間では 500 m 毎、ハザード認知箇所、樋門等構造物、水門、堰、頭首工、床止め工等の設置箇所とする。

また、橋梁等の橋台や周辺が地盤沈下の影響を受けている箇所、或いは、透水性地盤に設置されている箇所、橋脚が堤防や河岸に近接している箇所についても点検箇所とする。

表 8.6.3-1 堤防リスク管理における点検・観測頻度

点検・観測項目	一連区間(500m毎)	ハザード認知箇所	樋門等構造物箇所
外 観 観 察	1 回/年	2 回/年	2 回/年
堤 防 高	1 回/年	2 回/年	2 回/年
地 盤 沈 下 量	1 回/年	2 回/年	2 回/年
不 同 沈 下 量	1 回/年	2 回/年	2 回/年
地下水位、間隙水圧	3 回/年	6 回/年	6 回/年
河川施設整備情報	その都度	その都度	その都度

(2) 危機管理時の対応

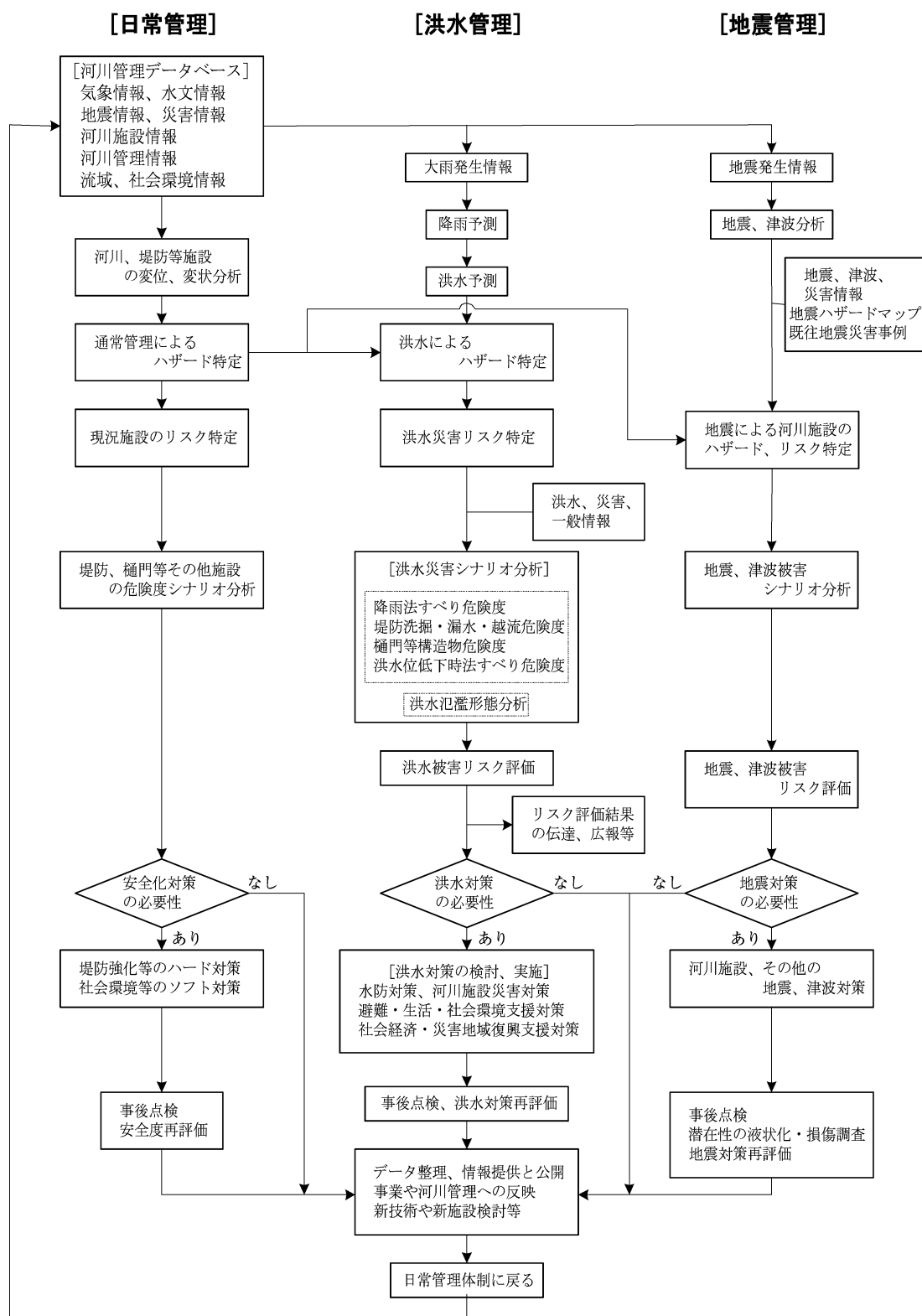
リスクマネジメントでは、情報収集・処理と併行して、各種の災害用シナリオと実際のシナリオについてリアルタイムでチェックし、評価と修正を加えながら実行シナリオ作成と最適対策検討を行い、その結果を用いてマネジメントを行う。

なお、そのシステム内容は、以下の通りである。

- 1) 降雨予測と実績雨量から、降雨強度(10分単位が有意)、累計雨量等を分析すると共に、洪水規模の分析及び法すべり等への影響を予測する。
- 2) 予測洪水位と実測洪水位をチェックしながら、堤防高、流向・流速予測と堤防線形の関係を分析し、越流、洗掘危険箇所等を抽出する。
- 3) 実測洪水ハイドロと堤防及び樋門等構造物箇所の断面、土質、堤内水位等の関係から、河川水位の浸透による影響を分析する。(予め、FEM浸透流解析を行っておく)
- 4) 前項までの分析結果、堤防災害の発生につながると評価された場合は、観測と監視の強化、点検、パトロール、水防支援等の洪水対策体制を確立する。
- 5) 堤防決壊に至ると分析された場合は、総合災害シミュレーションシステムにより、決壊箇所の特定及び時系列の氾濫経過の分析を行い、災害規模の進展状況を予測すると共に、避難・物流経路選定、避難対策支援、災害額算定、緊急災害対策選択等を行う。
- 6) 地震の場合は、全国強震ネットワーク(K-NET)、北海道開発局地震情報伝達システム(WISE)等の観測値と地震災害ハザードマップ及び既往地震災害事例等を比較検討し、震源地、マグニチュード、加速度、震度階級等と地盤性状や施設特性等への影響分析から地震規模の評価を行い、リスク発生の判断、危険箇所の抽出、リスク規模の予測等を行う。
- 7) 前項の各レベルにおける評価結果を適時に関係機関、水防団体、一般社会に伝達公開し、リスク対応の周知、支援、対策実施等を行う。
- 8) リスク管理に当たり、次の事項に留意する。
 - ① 洪水や地震による堤防リスクを発生させる危険箇所は、堤防断面や材質の不適箇所、透水性地盤(液状化危険区域と重複している場合が多い)、軟弱地盤及び樋門等構造物設置箇所である。
 - ② リスク予測技術では、洪水の場合は、水文流出、浸透流・地盤沈下解析、情報処理等の技術進歩により、リスクの予測が可能であるが、地震や潜在性ハザードによる突発的なリスクは、予測不可能である。
 - ③ リスク規模が大きくなるに伴い、観測・情報収集・処理・交換等のシステム障害、混乱、不通、誤報等が大幅に増加することを考慮し、システム運用を行う。

(3) 堤防リスクマネジメントシステムフロー

本システムの基本的フローは、図 8.6.3-1 に示す通りである。



(4) 危機管理時の堤防等リスクのチェックリスト

災害発生に伴う事象連鎖は、不確実性が高いものであるから、予め、危機の種類とパターン及び危険度の大きさを想定し、総合的な危機対処法を実行する手法として、システム安全工学が適用される。

チェックリスト方式は、過去の災害対策をベースとして危機予測と災害軽減化を行う手法であり、危機発生時には、表8.6.3-2に示したチェックリストに基づき、対象災害の変状過程を詳細にチェックしながら先行的、且つ、効果的に対策を実行することが肝要である。

表 8.6.3-2 危機管理時の堤防等リスクのチェックリスト

No.	項 目	危険発生誘因	ハザード	想定リスクと危険度									
				沈下	法崩	越水	洗掘	漏水	軟弱	Pi	He	液状	決壊
1	降雨量	雨量強度 $\leq 10\text{mm/h}$ 累計雨量 $\leq 100\text{mm}$	砂質シルト系地盤 火山灰系堤防		●								
2	堤防高	洪水位上昇	余裕高確保 余裕高不足 余裕高なし			△							●
3	地盤性状	洪水位 地下水位 浸潤線 地震	粘性土系地盤 漏水対策箇所 砂礫系地盤 砂質シルト系地盤 火山灰系地盤 潜在液状化箇所 軟弱地盤 軟弱・透水挟有地盤 基盤処理箇所 漏水対策工破損	△				△					◎
4	堤防品質	降雨 洪水位 地下水位 含水状態 浸潤線 地震	粘性土系堤防 漏水対策堤防 砂礫系堤防 砂質シルト系堤防 火山灰系堤防 泥炭系堤防 粘性・透水挟有堤防 漏水対策工破損	◎				△					◎
5	樋門等構造物	堤内地盤高 $\leq$ 洪水位 地盤沈下 不同沈下 浸潤線 地震	粘性土系堤防 砂礫系堤防 砂質シルト系堤防 火山灰系堤防 泥炭系堤防 粘性・透水挟有堤防 不同沈下発生箇所 樋門等破損箇所	◎				△					◎
6	洪水流	流速、流向	堤防水あたり箇所					●					
7	洪水位低下	低下時間 低下水位差	堤防表法					●					

注1) 沈下：地盤沈下又は不同沈下 法崩：堤防法面崩壊又は法すべり 越水：堤防越水又は越流
洗掘：堤防洗掘 漏水：堤防又は構造物漏水 軟弱：堤防又は地盤の軟弱化 Pi：パイピング
He：ヒーピング 決壊：堤防の洪水決壊又は地盤損傷・崩壊 液状：液状化

注2) 危険度基準 △：危険度注意 ○：危険度小 ◎：危険度大 ●：危険度重大

(5) 洪水対応のタイミングと判断基準

洪水発生では、時系列的に予測シナリオとリアルタイムの危機実態の検証を繰り返し、図 8.6.3-2 のタイミング及び判断基準により、各サブシステムを発動させて対応する。

リスク毎の危険度と規模の評価は、総合災害シミュレーションシステムにより、予め、リスク管理図等を作成し、現地状況報告と併せ、総合的に対応方針を決定する。また、想定外の事象が発生した場合は、即時、シナリオに取り組み、その影響と対策を分析した上で、対応方針を決定する。

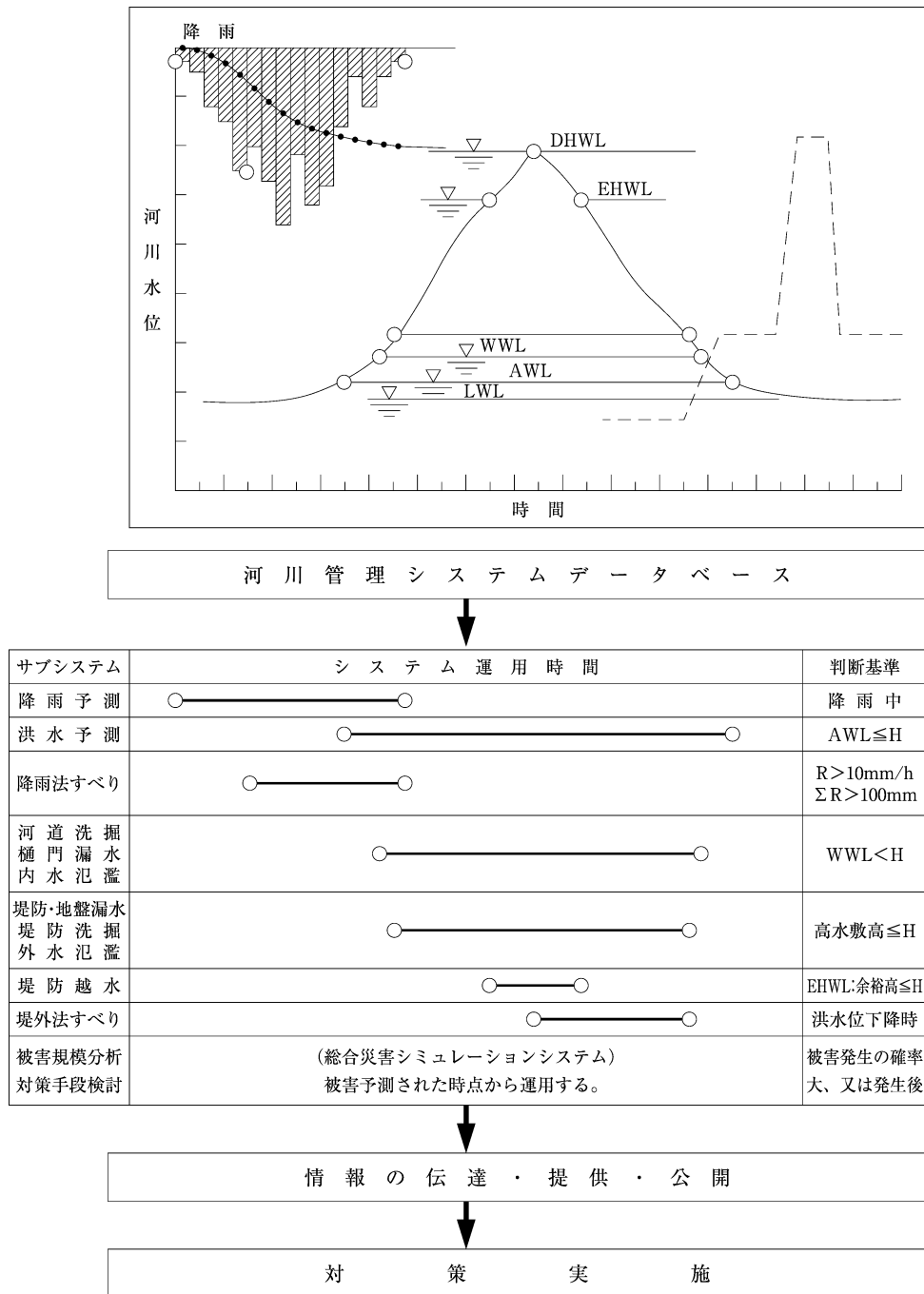
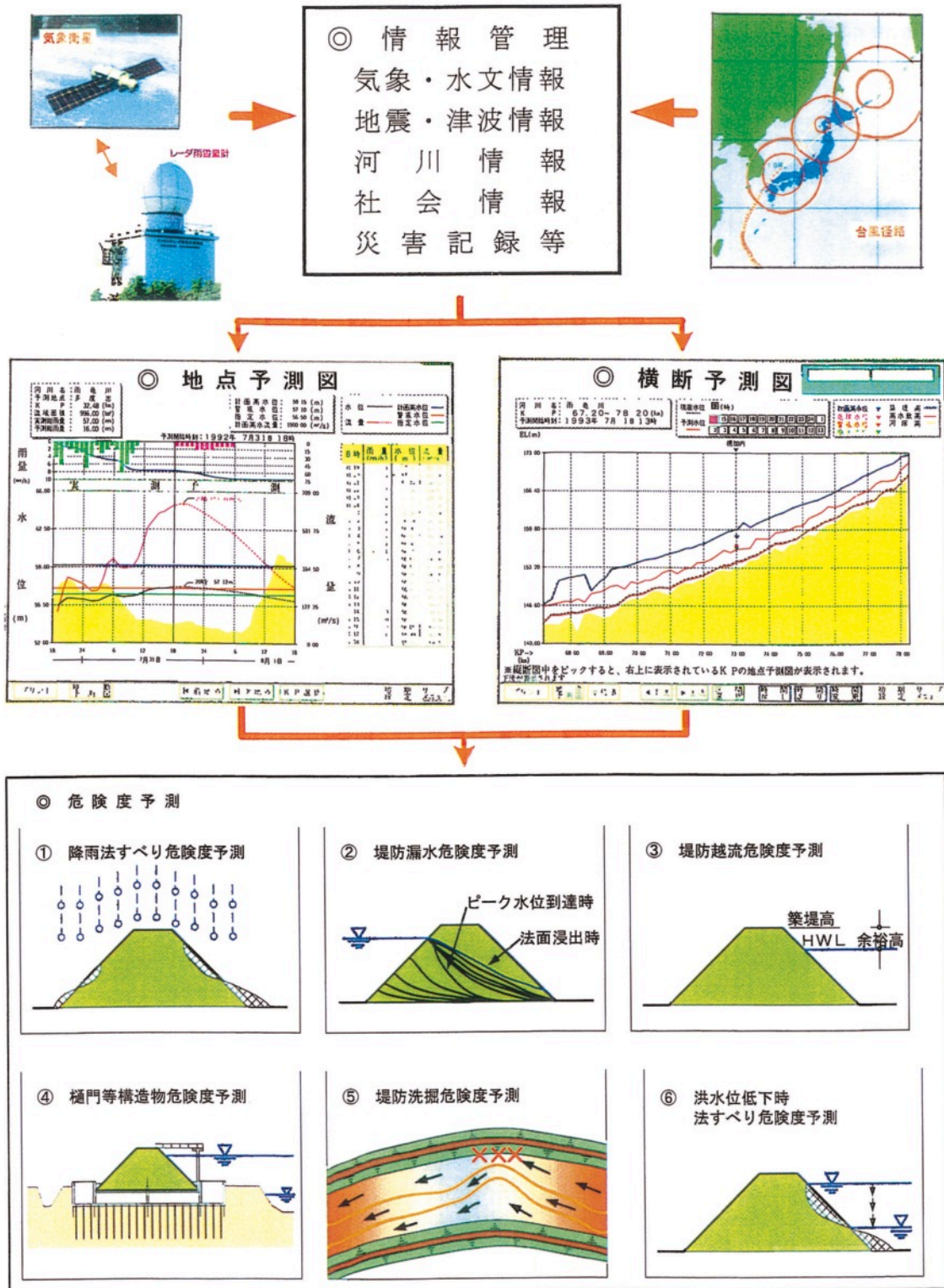
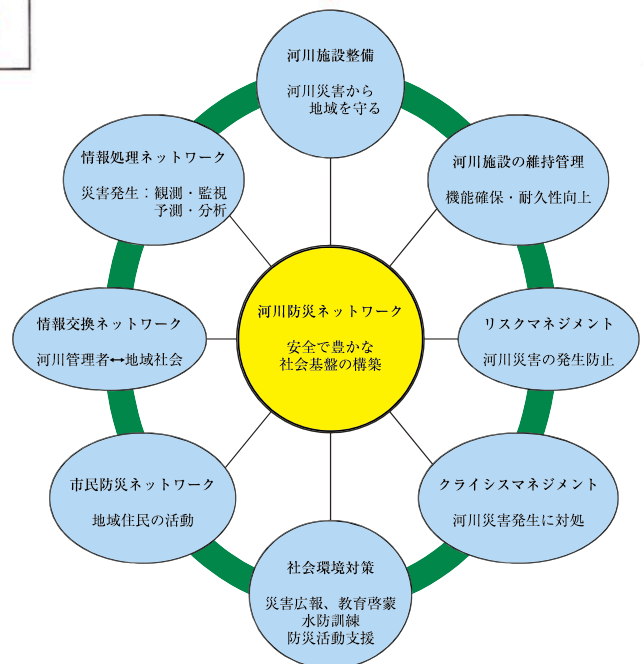
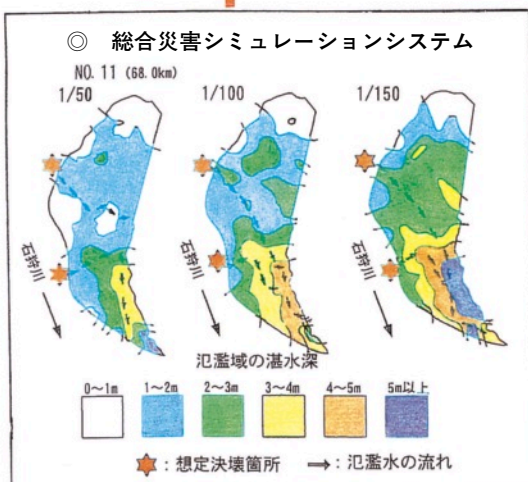
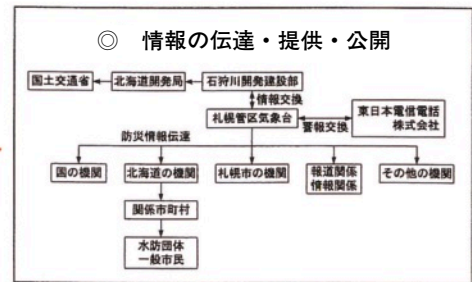
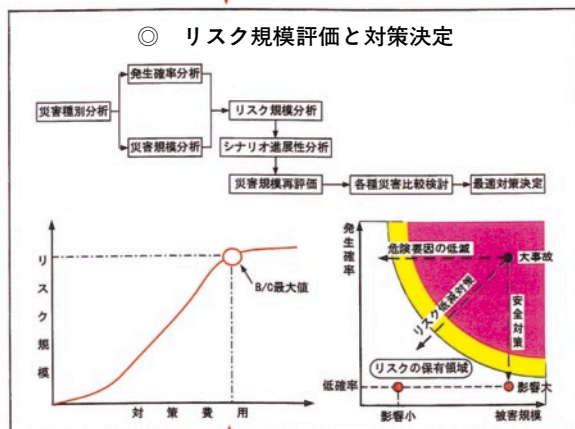
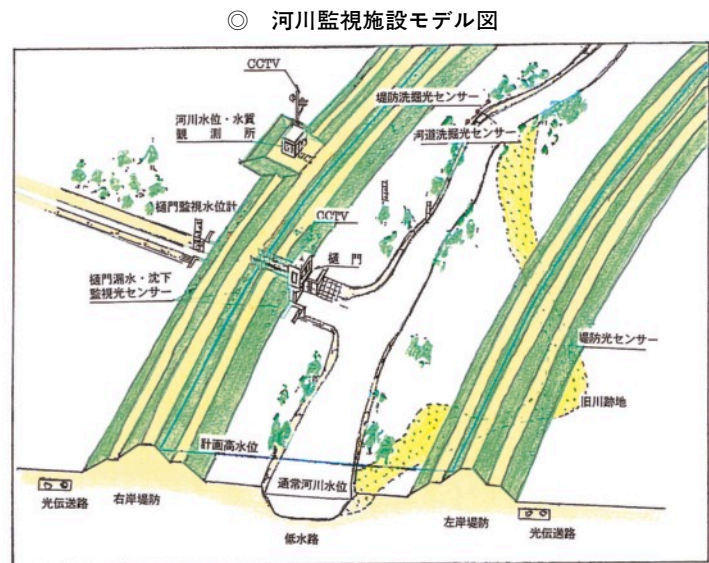
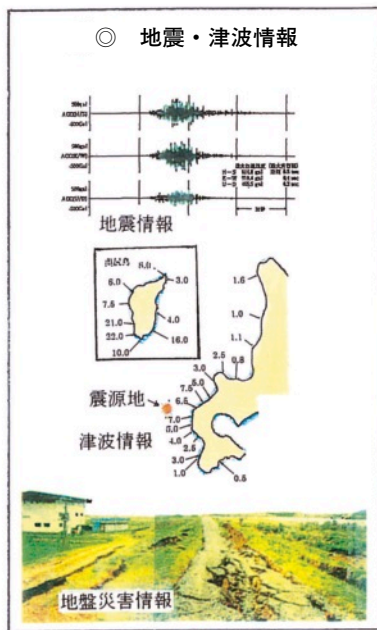


図 8.6.3-2 洪水発生時における時系列対応方針

(6) 今後の堤防リスク管理のイメージ

堤防リスクマネジメントでは、現在の情報収集処理から維持管理までの全般に亘る管理業務の統合化及び新技術開発により、新システムを構築することが必要であり、そのイメージを図 8.6.3-3 に示す。





〈巻 末 資 料〉

巻末資料として、下記の3編を収録した。

巻－1 「用語の説明」は、本書の基本的用語を網羅している。

巻－2 「引用文献」は、本書を編集するに当り、引用した文献をまとめてある。

巻－3 「我が国の堤防技術年表」は、全国及び北海道開発局で行われた河川堤防に関する調査、研究、技術開発の活動記録、実験等を年表としてまとめてある。

巻－1

用語の説明…………… 286

巻－2

引用文献目録…………… 297

巻－3

我が国の堤防技術年表…………… 300

巻－１ 用語の説明

〔あ〕

圧	密	透水性の低い飽和粘土が荷重を受け、内部の間隙水を徐々に排出しながら長時間かかって体積を減少していく現象。 圧密によって地盤が沈下する現象を圧密沈下といい、地下水の汲上げによっても地盤沈下が起きることがある。	
暗	渠	上部を開放しない水路。農地用暗渠の他、市街地での小河川で水路の上部を道路や公園に利用する例がみられ、地下水位の高い畑地の排水を行う場合や地すべり地の水抜き等に暗渠排水が利用されていることが多い。また、堤体の裏法尻強化対策として、裏法尻に暗渠を設ける場合もある。	
安	全	率	安全の程度を表すもので、盛土・材料の破壊応力度と許容応力度との比、或いは、地盤の極限荷重と設計荷重との比をいう。
土 質 安 定 処 理	土工に適さない不良土の耐久性・支持力などを増すための処理。土にセメントやアスファルトを添加混合する安定処理、化学安定処理、粒度改良による安定処理等がある。広義には、地盤改良等による土質改良も含めているが、本書では個別で使用している。		

〔い〕

異形コンクリート ブ ロ ッ ク	防波堤、護岸根固め、根固め水制、河岸保護工、堤防護岸等に用いられるブロックのうち方塊以外のもの。テトラポット、六脚ブロック、中空三角ブロック、アクアトピアブロック等があり、消波や魚巢機能を有する新タイプが多数開発されている。
石 積 工	石を積み重ねた比較的簡易な擁壁工。法勾配が1：1以上の急勾配のものを指し、これよりも緩いものを石張工という。一般の河川護岸には石張工が用いられ、水路や構造物取付護岸に石積みが設けられる。
石 張 工	法面保護の目的として用いられる河川護岸工の一種である。
一 軸 圧 縮 強 さ	側圧を受けない供試体の最大圧縮応力。一軸圧縮試験における破壊時の圧縮応力で q_u で表す。飽和粘土の非排水強さ C_u は $q_u/2$ に等しい。

〔う〕

う な ぎ 止 め	堤防に設けられた樋門等からの漏水を防ぐために、本体の前後端及び水叩きの先端に矢板工を施し、又は、本体中央に突起物による遮水壁を設ける。この遮水壁のことをうなぎ止めという。	
-----------	---	--

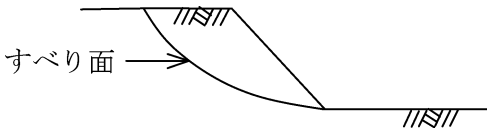
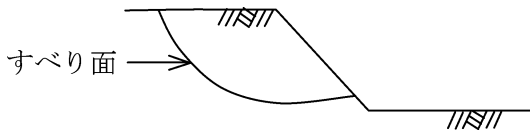
〔え〕

鋭	敏	比	粘性土の乱さない状態における一軸圧縮強さと、含水量を変えないで、それを練り返した状態における一軸圧縮強さとの比。テルツァギー・ペックは鋭敏比4～8の粘土を鋭敏粘土。8以上のものを超鋭敏粘土と呼んだ。
---	---	---	---

液性限界	土が塑性状態から液状に移る限界の含水量。JISA1205 に規定する液性限界試験で求めた流動曲線において、落下回数 25 回に対応する含水比をいう (W_L)。
液性指数	細粒度の自然含水状態における相対的な硬軟を示す量 (IL) であって、次式で表す。 $I_L = \frac{w_n - w_p}{I_p} = \frac{w_n - w_p}{w_L - w_p}$ w_n : 自然含水比 w_p : 塑性限界 I_p : 塑性指数 ($I_p = w_L - w_p$)
越流堤	洪水時にその一部を河川から分流し、洪水ピーク流量の低減を図るために一部を低くした堤防のこと。
円弧すべり	粘着性の土の斜面に起こるすべりで、すべり面は、ほぼ円弧をなす。
〔お〕 オーガー	土中に孔をあける道具で、簡単な土質調査に用いられる。
押え盛土	盛土のすべり破壊に対する安全のため、盛土法先に設けられた副盛土で、盛土本体の重量による底部破壊に対して逆向きのモーメントを与え、安定を保たせる働きをする。裏法尻に施工する場合は、排水を良くするため裏盛り砂利を下部に入れる場合もある。
〔か〕 過圧密	過去において、現在受けている以上の応力で圧密を受けたことのある土の状態。
拡築	既設堤防の嵩上げや腹付を行い、堤防断面を大きくすること。
嵩上げ	河積を増加させるため、既設堤防の上に更に盛土し、堤防の天端高を高くすること。
空石張り	河岸法面の崩れ、流れによる侵食を防ぐため玉石、割石等を張り並べたもので、目地にモルタルを用いないもの。
ガリ侵食	表流水により、V字状の掘れ溝 (ガリ) を形成するような侵食。
函渠	樋門の通水部分のこと。丸型の場合は、管渠と記すこともある。
間隙率	土中の間隙の体積 (V_v) と土の全体積 (V) との比 (n)。 $n = \frac{V_v}{V}$
間隙比	土中の間隙の体積 (V_v) と土粒子の体積 (V_s) との比。 $e = \frac{V_v}{V_s}$

間 隙 水	土粒子間の間隙に存在している水。
乾 燥 密 度	単位体積当りの土粒子の質量をいう。JIS では、単位体積当りの湿潤土を 110℃で一定質量になるまで乾燥させた時の質量として扱う (ρ_d)。 $\rho_d = \frac{\rho_t}{1 + \frac{w}{100}}$ ρ_t : 土の湿潤密度 w : 土の含水比
含 水 比	土に含まれている水分の質量 (W_w) と、その土の乾燥質量 (W_s) との比を百分率で表したものの (JIS A 1203)。 $w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 (\%)$
〔き〕	
基 礎 地 盤 漏 水	堤防の基礎地盤を通じて河川水が、堤内地に浸出する現象。
均 等 係 数	粒径加積曲線の通過質量百分率が 10%の粒径を D_{10}、同じく 60%の粒径を D_{60} としたとき、両者の比をいう (U_c)。 $U_c = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ 均等係数が 1 に近いほど、その土の粒径が均等(粒径が等しい)である。 透水係数を土の粒径から求めるとき、の均等係数が 5 以下の場合、透水係数の値は信頼性が高い。
〔く〕	
ク イ ッ ク ク レ イ	海成の粘土が溶脱（塩類の溶解、流出）を受け、僅かな攪乱でも液状化する超鋭敏な粘土をいう。
ク イ ッ ク サ ン ド	粘着力のない砂が、上向きの浸透流によって液体化する状態。地震時の砂の液状化もクイックサンドと呼ぶ。
軀 体	樋門等構造物全体のコンクリート製の部分をいう。一般的に函渠、胸壁、門柱、翼壁等を指す。
グ ラ ウ ト エ	止水や地盤強化を目的として、セメントモルタル、セメントミルク、粘土、薬液等を透水性地盤や空隙などに注入する工法。
ク リ ー プ (漏水の)	浸透水が構造物と土との接触面に沿って流れること。 浸透水の経路長 (L) と、パイピングが発生し始める時の水頭 (h_c) との比をクリープ比 (C_r) という。 $C_r = \frac{L}{h_c}$
ク リ ー プ (土の)	斜面が破壊を起こすに至らない程度の小さな応力のもとで、長期にわたり緩慢な速度で下方に向かって移動する現象をいう。

〔け〕		
決	壊	堤防が洪水の作用により破壊すること。土木用語大辞典（土木学会）の破堤と同義語であるが、本書では、新聞等のマスコミ関係で使用している決壊を主として使用している。
原	位	土の物理的、力学的性質を現場の地盤中で直接調べる試験の総称。物理探査、貫入試験（サウンディング）、載荷試験、透水試験等がある。
限	界	上向きの浸透水圧によって、土中の有効応力が次第に減少してゼロになるときの動水勾配（ i_c ）。
〔こ〕		
構	造物	堤体内に構築された構造物と堤体土を含めた周辺地盤との間に不同沈下やその他の原因で、構造物周辺に周辺土の剥離、ゆるみ、クラック、空洞等の変状が発生した場合、河川水位の上昇時に、この変状部から外水、又は、内水が滲出する現象。
護	岸	河岸、堤防を保護する工作物のこと。護岸は一般に法覆工、法止工、根固工よりなる。
コ	ー	静的コーン貫入試験から求められる土の貫入抵抗を表わす値（ q_c ）。
ン	支	貫入試験機にはポータブルコーンペネトロメーター、オランダ式コーン貫入試験（2 t 型、10 t 型）があり、間隙水圧等も同時に測定できる多成分コーンもある。
持	力	
（	静	的
貫	入	抵
抗	）	
コ	ン	粘性土の変形の難易の程度を表わした言葉で、一般には「堅い」、「柔らかい」、「もろい」等で表わす。
シ	ス	テ
ン	シ	テ
ン	シ	テ
指	数	粘性土の液性限界（ w_L ）と、その自然含水比（ w_n ）の差を塑性指数（ I_p ）で割った値（ I_c ）。
指	数	$I_c = \frac{w_L - w_n}{I_p}$
コ	ン	護岸法覆工の一種で、控長 30～40 cm のコンクリートブロックを用いて法覆工とする。
ク	リ	ー
ト	ブ	ロ
ク	ッ	ク
張	工	
〔さ〕		
最	適	ある一定の締固め仕事量（エネルギー）により、最大乾燥密度の得られる含水比（ W_{opt} ）。
含	水	比
水	比	JISA 1210 の土の締固め試験によって得られる。
サ	ウ	ロッドにつけた抵抗体を地中に挿入し、貫入、回転、引抜きなどの抵抗から土層の性状を探查すること。
ン	デ	標準貫入試験、各種円スライ（コーン）貫入試験、スウェーデン式サウンディング、ベーン試験、引抜き試験等がある。
ディ	ン	グ
グ	ラ	ン
マ	ッ	ト
工	法	軟弱地盤上に盛土を施工する場合に、施工時のトラフカビリティを改善すること、或いは、圧密によって軟弱層から絞り出

	される過剰間隙水の排水路として用いることを目的として、盛土施工前に地盤上に敷砂を施工する工法である。敷砂の厚さは、施工機械の施工性により決められるが、一般に30～50 cmにすることが多く、泥炭のような非常に軟弱な場合は、1 m以上の厚さにすることもある。
残 留 水 圧	外水の高まりに伴い、堤体に浸透した水が、外水位の低下後、堤体内に残っている場合に生ずる間隙水圧のこと。
残 留 沈 下	軟弱地盤上の構造物や盛土の築造に当って、その荷重により生ずる全沈下量の内、盛土完了後、又は、供用開始後に生ずる沈下のこと。
〔し〕	
自 然 含 水 比	自然状態における土の含水比 (w_n)。
湿 潤 密 度	水を含んだ土の単位体積重量 (ρ_t)。
締 固 め 度	土の締固めの程度を表わす値で、最大乾燥密度に対するその場の乾燥密度を百分率で示したもの。
遮 水 壁 工 法	透水性の地盤中に浸透してくる水を止水する工法で、矢板工法や連続壁工法等がある。 矢板には、鋼矢板、鉄筋コンクリート、シートウォール等がある。連続壁工法としては、粘土壁工、コンクリート壁工、注入工、遮水膜工等がある。
遮 水 矢 板 工	堤防や基礎地盤などの漏水を防止する代表的な工法で、鋼矢板工、コンクリート矢板工、シートウォール工等があげられる。 矢板工法の特徴は、施工が容易な点にあるが、漏水防止として有効なのは、地表面からあまり深くない所に比較的薄い透水層があつて、それを完全に締め切ることができる場合であり、透水層が厚いと遮水が困難となる。
斜 面 先 破 壊	斜面が斜面（法）先を通るすべり面に沿って破壊する現象。 
斜 面 内 破 壊	斜面が斜面（法）内を通るすべり面に沿って破壊する現象。 
斜 面 侵 食	表流水により、斜面が削りとられること。
周 面 摩 擦（杭の）	杭の支持力は、先端支持力と周面支持力に分けられる。この後者の杭周に作用する摩擦力をいう。

重	力	水	重力により、土中を移動しうる水。表面張力の作用で土中に帯水する水を毛管水という。
浸	潤	面	堤体中を流れる重力水の表面、その面の圧力は大気圧に等しい。湿潤面を表わす線が湿潤線である。
浸	透	水	土中を流れる重力水。
〔す〕			
水	衝	部	流水により、強い洗掘力や掃流力が生ずる所。このような位置では、根固工や水制により水衝部を河岸や堤脚から河心側へ導き、堤防などへの作用力を小さくする必要がある。
水中単位体積重量			水中における飽和土の浮力を考慮した単位体積重量 (γ')。
水 中 密 度			水中における飽和土の見かけ上の密度 (ρ')。
水			流水の方向を変更したり、流水幅員を制御して流心を維持するために用いられる構造物。河道法線に平行な水制を縦工、直角なものを横工という。
ス レ ー キ ン グ			塊状の泥岩等が乾燥、吸水の繰返しによって、細粒化する現象。この現象によって、泥岩礫を含んだ盛土に圧縮沈下が生じたり、法面の剪断強度の低下等を引き起こすことがある。
〔せ〕			
正 規 圧 密 粘 土			圧密降伏応力と等しい有効応力を受けた状態の粘土。 現在受けている応力によって圧密が完了しており、それ以上の応力を過去において受けたことがない状態の粘土で、負のダイレイタンスを有し、剪断時の間隙水圧の増加が著しく、強度低下し易い。
剪 断 強 さ			土の剪断抵抗の最大値 (τ_f)。 剪断試験で求められる剪断強さは、次式で表される (クーロンの式)。 $\tau_f = c + \sigma \cdot \tan \phi$ c : 見かけの粘着力 ϕ : 内部摩擦角 σ : 剪断面に働く垂直応力
〔そ〕			
ソ イ ル セ メ ン ト			土にポルトランドセメント、或いは、高炉セメントを添加することによって良質な材料に変えた安定処理土。セメントに水を加えてモルタル状にして用いるものは、プラスチックソイルセメントという。

相 対 密 度	粘着性のない砂の最もゆるい状態における最大間隙比 ($e_{\max}$) と、与えられた状態における間隙比 (e) との差 ($e_{\max} - e$) と、$e_{\max}$ と最も密な状態における最小間隙比 ($e_{\min}$) との差 ($e_{\max} - e_{\min}$) との比 (D_r) であり、密度指数とも呼ばれ、標準貫入試験で得られる。 $D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$
塑 性 限 界	土が半固状態から塑性状態に移る限界の含水量で、JIS A 1206 による試験では、土を直径約 3 mm のひも状にして切れる状態になる時の含水比 (W_p)。
塑 性 指 数	液性限界と塑性限界の差 (I_p)。 $I_p = w_L - w_p$ w_L : 液性限界 w_p : 塑性限界
そ の 他 の 漏 水	動物や植物によって生じた堤体内の空洞やゆるみが原因となって発生する漏水、又は、パイルネット工やサンドマット工などの地盤改良工が原因となって、堤体と基礎地盤との間から生じる漏水等をいう。
〔た〕 体 積 圧 縮 係 数	圧密による土の体積の減少割合を表わす係数 (m_v)。 $m_v = \frac{a_v}{1 + e}$ e : 最初の間隙比 a_v : 圧縮係数 $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}$ Δp : 圧縮応力の増加量 Δe : 間隙比の変化量
段 切 り 施 工	堤防を腹付け、押え盛土などで拡築する場合、堤防法面を階段状に切り旧堤体と盛土材とのなじみを良くし、すべりを防止するために行う施工法。
〔ち〕 置 換 工 法	堤体や地盤の表層部を掘削して、良質土と置き換える工法。
宙 水	不飽和な地盤に局地的に存在する難透水層上にレンズ状にたまった地下水。
〔つ〕 土 の サ ク シ ョ ン	地下水面より上の土中において、土が水分を保持する力。
〔て〕 堤 体 漏 水	堤体内に浸透した外水が、裏法面から滲出する現象。
泥 炭	沼沢地などで生成された水生植物やその他植物遺体の堆積物。

堤防の範囲	堤防の法面が在来地盤と交わる点を結んだ上の部分。法尻近傍に排水や掘削等による低い箇所がある場合は、法面の延長線と低い部分の交点までを堤防として扱うこともある。
堤防漏水	堤体漏水、基礎地盤漏水及びこれらが複合した複合漏水を総称して堤防漏水という。
転圧盛土	土をある厚さに撒き広げて転圧機械を用いて締固め、更にその上に土をまき広げて締固め順次盛立ててゆく盛土。
天端保護工	堤防の天端を舗装等により保護すること。また、低水護岸における遮水矢板の頭部を保護する場合は頭部保護工、或いは、天端保護工と呼ぶことがある。
〔と〕 凍上	凍結作用で生じた地中の氷柱や氷晶により、地面や構造物が持ち上げられる現象。
透水係数	土中における層流状態の水の流れ易さの程度を表わす係数 (k)。 $v = ki \cdots \cdots \text{ダルシーの法則}$ v : 見掛けの浸透流速 k : 透水係数 i : 動水勾配
動水勾配 (動水傾度)	水が土中を流れるときの土の単位長当たりの損失水頭 (i)。
土かぶり(厚)	土中のある深さから、地表面までを覆っている土の高さ。
〔な〕 内水排除	堤内地の湛水や堤内小河川の水を堤外地へ排水すること。 一般に樋門や樋管で常時排水されているが、洪水時には樋門などを閉鎖し、ポンプで排水することもある。
内部摩擦角	土中に働く有効垂直応力と剪断抵抗の関係を表わす直線と横軸のなす角 (ϕ)。 土の剪断強さの内、土粒子の摩擦に起因する抵抗は、剪断面に働く有効垂直応力に比例する。この比例定数を $\tan \phi$ とするとき、ϕ を内部摩擦角という。
難透水層	水が浸透し難い土層。
〔に〕 二線堤	本堤背後の堤内地に築造される堤防、控え堤、二番堤、副堤ともいう。

〔ね〕	根 入 れ 深 さ	地表面から構造物の基礎底面までの深さ。 護岸法覆工や根固め工、根止め工では、基礎面からの深さをいう。
	根 固 め 工	河床や堤防の脚部を洗掘から防護する対策工。
	粘 着 力	土の剪断強さのうち、吸着水の相互作用に起因する部分であり、剪断面に作用する垂直応力に比例しない部分を粘着力という。
	粘 土 壁	基礎地盤漏水の防止等のため、透水性地盤中に施す粘土の壁。
〔の〕	法 覆 工	流水や降雨による侵食、風化、崩落等を防止する目的で用いられる法面の保護工。
	法 留 工	法覆工の基礎となる部分であり、法尻に施工される。
	法 枠 工	コンクリート枠を組み、その中に間詰め石、間詰ブロック、コンクリート、又は、植生等を入れた法覆工の一種。この工法は曲げ変形に弱いので、法面を十分に締固めて沈下が生じないように整形し、基礎コンクリートを打設する場合もある。
〔は〕	パ イ ピ ン グ	浸透水により土粒子が流出し、地盤内にパイプ状の水みちができる現象。
	破 堤	河川水の作用による堤防の全面的な破壊のことで決壊と同義語。
	腹 付 け	浸透路長の確保や法すべりに対する押えのため、法面に添土して堤防の断面を大きくする拡築工法の一種である。
〔ひ〕	被 圧 水	難透水層下にある滞水層の水頭が、滞水層の上側境界面よりも高い状態にある地下水。
	樋 門 ・ 樋 管	用水の取入れ、排水等のために堤防を横断する暗渠。 構造物周辺の漏水は、樋門・樋管等の堤防横断構造物に沿って発生することが多い。
	ヒ ー ビ ン グ	地盤が吸水膨張や上載荷重の除去、上向きの浸透水圧、杭の打込み、凍上等によって上方にふくれる現象。盤ぶくれ、或いは、ふくれ上がりともいう。
〔ふ〕	複 合 漏 水	堤体漏水と基礎地盤漏水が複合して生じる現象。
	不 同 沈 下	盛土や構造物の基礎に対する地盤の沈下量が、一様ではない現象。

不飽和領域	土中の間隙が水で満たされず、空気も含んでいる地盤の領域。
ブランケット工法	難透水性の土やアスファルト等により、堤外地の透水性地盤を表面被覆する工法。基礎地盤漏水の漏水防止工法の一つ。
プレローディング工法	施工後の残留沈下量を抑制するため、構造物や堤体の荷重以上の載荷を行い、圧密沈下が進行した後、余分な載荷を除去する工法。
〔へ〕 ベントナイト	モンモリロナイトを多量に含む粘土の一種。グラウト材やボーリングの孔壁保護等に使用される。
〔ほ〕 ボイリング(砂の)	地下水の上昇流によって地盤が支持力を失い、吹き上り崩壊する現象で、粘着力のない砂粒子が水中に浮遊する。
飽和度	土中の間隙の体積 V_v と間隙中の水の体積 V_w との比。百分率で表わす (S_r)。 $S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 (\%)$
〔ま〕 摩擦杭	杭は先端支持力と周面の摩擦抵抗で支持され、先端支持力よりも周面の摩擦抵抗が大きい杭をいう。
〔み〕 乱さない試料	自然状態の土を、乱さないようにして採取した試料。
乱した試料	自然状態の土を、力学的に乱した状態で採取した試料。
水みち	土中や構造物と地盤の接触面にできる水の通り易い連通した空隙や空洞。堤防漏水は、水みちに沿って生ずる。
〔も〕 毛管水帯	毛管現象によって、地下水面より上に生じる飽和部分。
〔や〕 矢板	土止め工、漏水防止工、簡易な基礎工等に用いられる板。木製、鋼製、鉄筋コンクリート製等がある。
薬液注入	透水性低減、支持力増加等のために、注入後に固化する液体を地盤内に流し込む、又は、圧力を加えて注入すること。グラウト工の一種。
〔ゆ〕 有効応力	土に働く全応力から間隙水圧を差引いた応力。土粒子骨格の圧縮に有効な応力。
有効径	粒径加積曲線の累計重量百分率 10% に相当する粒径 (D_{10})。

〔よ〕	揚 圧 力	構造物に作用する上向きの水圧。
	揚 水 試 験	複数の井戸を設けてポンプで水を汲み上げ、揚水量、水位低下時間、水位回復時間等を測定することにより、地盤の透水性や井戸の限界揚水量、影響範囲等を求める試験。 透水係数を求めるのに最も信頼の高い試験である。
	余 盛 り	土の沈下を考慮して、予め余分に盛土すること。
〔ら〕	ラ ン マ ー	内燃機関により重りを跳ね上げ、落下時の衝撃や振動により土を締固める機械、又は、土の締固め試験でモールド内の土を突固める重り。
〔り〕	流 線 網	土中の二次元浸透流の状態を流線と等ポテンシャル線の二組の曲線群で網目状に表わしたものの。流線網を利用して、浸透水量や流速、任意の位置の水頭等が求まる。
	粒 度 試 験	土の粒径別の重量割合から粒径分布を調べる試験。フルイ分析、沈降分析等によって試験を行う（JIS A 1204）。
	粒 度 組 成	土に含まれる土粒子の粒径別含有割合。
	リ ル	降水の一部が斜面上の僅かな窪みに集中し、洗掘によって生じた浅い溝。雨溝・細溝ともいう。一般に、リルは直線的でそれが網状に連絡している。リルが更に成長し、急傾斜の側壁をもつとガリ（雨裂）になる。
	臨 界 円	円弧すべり面ですべりの安定計算を行う場合、安全率(滑動モーメント M_o と抵抗モーメント M_r との比 M_r/M_o) が最小になるような円。
〔れ〕	連 節 (結) ブ ロ ッ ク 張 工	コンクリートブロックを含銅鉄線等でつなぐ場合を連節ブロック張工と呼び、比較的、大型のコンクリートブロックを鉄筋やシャックル等で数珠つなぎにする場合を連結ブロック張工と呼ぶ。
〔ろ〕	ロ ー ラ ー	転圧輪の荷重で土体、アスファルト体などを締固める機械。
〔わ〕	輪 中 堤	堤防によって周囲を囲まれた地域を輪中といい、この周囲の堤防を輪中堤という。

巻－２ 引用文献目録

文献・資料名	発行者、著者	出版年月
(指針、マニュアル等)		
河川管理施設等構造令 解説・河川管理施設等構造令	(社)日本河川協会、山海堂	昭和53年3月
泥炭性軟弱地盤における 河川堤防の設計・施工指針	北海道開発局建設部河川工事課編 (財)北海道開発協会	昭和57年5月
漏水対策工設計施工指針（第一次案）	北海道開発局	昭和58年6月
漏水対策工設計施工指針（案）	北海道開発局	昭和59年1月
河川堤防強化マニュアル（案） （浸透対策偏）	建設省 関東地方建設局 (財)国土開発技術研究センター	昭和60年3月
出水時における漏水調査のてびき	北海道開発局土木試験所	昭和61年3月
河川構造物漏水調査のてびき	北海道開発局土木試験所	昭和61年3月
樋門・樋管周辺のグラウチングのてびき	北海道開発局土木試験所	昭和61年3月
樋門・管等河川構造物の損傷度ランクについて	北海道開発局	平成3年11月
地下水調査および観測指針（案）	建設省河川局監修、山海堂	平成5年3月
河川土工マニュアル	(財)国土開発技術研究センター	平成5年6月
河川堤防の浸透に対する概略点検について	建設省河川局治水課	平成8年10月
河川堤防の浸透に対する調査要領	建設省河川局治水課	平成9年10月
建設省・河川砂防技術基準（案）	建設省河川局監修 (社)日本河川協会、山海堂	平成9年10月
ドレーン工設計マニュアル	(財)国土開発技術研究センター	平成10年3月
柔構造樋門設計の手引き	(財)国土開発技術研究センター 山海堂	平成10年11月
河川堤防設計指針	建設省河川局治水課	平成12年6月
河川管理施設等構造令 解説・河川管理施設等構造令	(社)日本河川協会、山海堂	平成12年11月
(災害記録、災害調査報告書)		
激特事業の記録	北海道開発局石狩川開発建設部 (財)北海道開発協会	昭和55年3月
水害	北海道開発局・北海道 監修 (財)北海道開発協会 発行	昭和56年12月
昭和56年洪水 堤防被災状況調査資料	(財)北海道開発協会	昭和57年8月
昭和56年 洪水報告書（総括編） （資料編）	北海道開発局監修 (財)北海道開発協会	昭和57年8月
北海道直轄河川 構造物漏水調査資料	北海道開発局	昭和61年3月
変わりゆく小貝川 強い堤防へ 昭和61年8月10号台風 小貝川災害復旧工事の記録	建設省下館工事事務所	
石狩川	(有)国土開発調査会	昭和62年9月
豪雨63・5・3 御船川災害記録	建設省熊本工事事務所	
激特事業の記録	北海道開発局石狩川開発建設部 (財)北海道開発協会	平成元年3月
母なる石狩川	石狩川治水促進期成会 (財)石狩川振興財団	平成5年2月

文献・資料名	発行者、著者	出版年月
北海道地震災害実態調査研究会 報告書	北海道開発局	平成 7 年 2 月
平成 5 年（1993 年）北海道南西沖地震 河川災害の記録	北海道開発局函館開発建設部	平成 8 年 3 月
阿武隈川出水状況（第 1 ～ 4 報）	建設省福島工事事務所	
（参考文献）		
既設築堤安全度調査報告	北海道開発局	昭和51年 3 月
第25回北海道開発局技術研究発表会発表 概要集「昭和56年 8 月洪水における石狩 川堤防調査報告」	北海道開発局石狩川開発建設部	昭和57年 2 月
第25回北海道開発局技術研究発表会発表 概要集「北海道の直轄河川災害について」	北海道開発局稚内開発建設部	昭和57年 2 月
雨水の浸透と盛土の安定性	土質工学会 土と基礎	昭和57年 9 月
地盤の特性が河川堤防内の非定常浸透流 に及ぼす影響	(財)土木研究センター 土木技術資料	昭和57年10月
第26回北海道開発局技術研究発表会指定 課題(河川部門)「漏水対策に関する調査 研究（総括編）」	北海道開発局	昭和58年 2 月
付帯構造物と盛土の挙動に関する資料調 査事例集	建設省土木研究所	昭和58年10月
第28回北海道開発局技術研究発表会概要 集「河川構造物漏水の実態と今後の対策 について」	北海道開発局土木試験所	昭和60年 2 月
堤防補強工法の効果に関する大型模型実 験	(財)土木研究センター 土木技術資料	昭和60年 5 月
補強堤防の耐久性実験	(財)土木研究センター 土木技術資料	昭和62年 8 月
ジオメンブレンを用いた漏水対策護岸の 設計・施工	(財)土木研究センター 土木技術資料	昭和63年 3 月
第33回北海道開発局技術研究発表会発表 概要集「河川構造物周辺の変状対策工に ついて」	北海道開発局開発土木研究所	平成 2 年 2 月
第34回北海道開発局技術研究発表会発表 概要集「樋門等河川構造物の安全度評価 と安定化対策について」	北海道開発局網走開発建設部	平成 3 年 2 月
千歳川放水路計画に関する技術報告	北海道開発局	平成 6 年 7 月
河川堤防漏水調査技術講習会資料	北海道開発局石狩川開発建設部	平成11年 6 月

文献・資料名	発行者、著者	出版年月
(専門技術書)		
土質力学	技報堂	昭和60年4月
軟弱地盤対策工事ポケットブック	山海堂	昭和61年6月
道路土工―軟弱地盤対策工指針―	日本道路協会	昭和61年11月
地下水工学	鹿島出版会	平成2年4月
盛土の調査・設計から施工まで	土質工学会	平成2年7月
地盤沈下とその対策	環境庁水質保全局企画課監修 白亜書房	平成2年7月
軟弱地盤対策工法 ―調査・設計から施工まで―	土質工学会	平成3年6月
新体系土木工学 堤防の設計と施工	土木学会	平成3年7月
ジオテクノート 中間土	土質工学会	平成5年9月
ジオテクノート 不飽和土	土質工学会	平成5年10月
地盤調査法	地盤工学会	平成7年12月
道路橋示方書・同解説 下部構造編	日本道路協会	平成8年12月
道路橋示方書・同解説 耐震設計編	日本道路協会	平成8年12月
埋立地の液状化ハンドブック	(財)沿岸開発技術研究センター	平成9年8月
地下水ハンドブック	建設産業調査会	平成10年8月
港湾の施設の技術上の基準・同解説	日本港湾協会	平成11年4月
土質試験の方法と解説	地盤工学会	平成12年6月
石狩川漏水特性検討業務報告書	北海道開発局 サンコーコンサルタント(株)	昭和56年3月
堤防安全度の評価手法検討業務 報告書	応用地質株式会社	平成8年3月
(学会誌、論文集等)		
土と基礎 土質(地盤)工学研究発表会発表講演集	土質(地盤)工学会	
技術報告資料集	土質(地盤)工学会北海道支部	
地質と調査	土木春秋社	
基礎工	総合土木研究所	
土木施工	山海堂	
施工技術	日刊工業新聞社	
物理探査	物理探査学会	
九州技報	(財)建設工法研究所 監修 建設省九州地方建設局	
応用地質(株)年報	応用地質(株)	
土木試験所月報 開発土木研究所報告	北海道開発局 開発土木研究所	
北海道開発局技術研究発表会論文集	北海道開発局	
土木学会誌 土木学会年次学術講演会論文集	土木学会	

巻－３ 我が国の堤防技術年表

			昭和26年	昭和27年	昭和28年	昭和29年	昭和30年	昭和31年	昭和32年	昭和33年
トピック	災害				石狩川出水 (S28. 7～8)		石狩川出水 (S30. 7)	石狩川出水 (S31. 4)	諫早水害 (S32)	
	法改正等		S26. 7月 北海道開発局の 設置	北海道総合開発 第1次5カ年計 画策定						建設省河川砂防 技術基準
全国 (実験・研究)	浸透	河川水								淀川堤防漏水実験 ←
		降雨								
	越水									
	洗掘									
	耐震									
	土工関係									
北海道開発局	治水事業	仕様書指針の策定						北海道開発局河川工事仕様書制定		
		研究					泥炭地における河川築堤の土質工学的調査(土木試験所報告)			
		工事等								
	道路事業	仕様書指針の策定						北海道開発局道路工事仕様書を制定		
		研究	凍上実態調査を開始(土試)							
		工事等				軟弱地盤処理にサンドドレーン工法を採用(道道月形峰延線)				

			昭和 43 年	昭和 44 年	昭和 45 年	昭和 46 年	昭和 47 年	昭和 48 年	昭和 49 年	昭和 50 年
トピック	災害		十勝沖地震 (S43. 5)						多摩川決壊 (S49)	石狩川堤防破堤 (S50. 8)
	法改正等							樋門・樋管設計 指針(案)策定		河川土工指針 (案)策定
全国 (実験・研究)	浸透	河川水					千歳川漏水実験 [北海道開発局]			
		降雨								
	越水									
	洗掘									
	耐震									
	土工関係									
北海道開発局	治水事業	仕様書指 針の策定					樋門等設計指針 の策定			
		研究		軟弱地盤におけ る盛土の破壊例 とその対策につ いて						
		工事等		軟弱地盤急速盛 土にサンドコン パクション工法 採用(月寒川)		河川環境整備事 業に着手(豊平 川・忠別川)			軟弱地盤対策工 法としてパイル ネット工法の開 発 ・堤防基盤の漏 水対策にシート ウォール工法の 導入(南音更)	
	道路事業	仕様書指 針の策定								
		研究								
		工事等			固結工法(ケミ コパイル)採用 (札幌新道)		構造物による軟 弱地盤処理(パ イルキャップ、 パイルスラブ) 採用(国道 238 号志 撫子橋取 付・国道 276 号 中小屋)			軟弱地盤工法と して深層混合処 理工法採用 (国道 276 号雁 来 BP)

昭和51年	昭和52年	昭和53年	昭和54年	昭和55年	昭和56年	昭和57年	昭和58年	昭和59年
長良川堤防破堤 (S51. 9)		宮城県沖地震発生 (S53. 6)			石狩川堤防破堤 (S56. 8) 小貝川堤防破堤 (S56. 8)	長崎水害 (S57. 7)	日本海中部地震 発生(S58. 5)	
建設省河川砂防技術基準(案)改訂 河川管理施設等構造令								漏水対策工設計施工指針(北海道開発局)
	河川堤防震災対策調査委員会		河川堤防震災対策計画調査委員会	堤体被覆土改良実験(江戸川・縮固め直し、荒川上流・添加剤改良)		強化対策マニュアル(浸透編)作成		
			島松川堤防漏水実験・湛水実験 [北海道開発局]	対策工効果の現地観測(大高島、熊谷、野田等)				
河川堤防に関する文献収集	堤防安定性に関する基本的検討	越流なき破堤事例の研究		大型盛土浸透模型実験 [土研]	百間川縮固め試験 [中国地建]	大型堤防模型浸透実験(表面被覆の効果) [土研]	止水シートから状態敷設による浸透実験 [土研]	実物大堤防実験計画作成 [江戸川工事]
				被覆土による浸透効果検討(飽和浸透解析)			漏水ワーキングG [建設省]	
							大型盛土降雨浸透実験	
小規模モデル実験(土質・締固め度と破壊特性) [土研]					常呂川堤防浸透・越水実験 [北海道開発局]			
	中規模モデル実験(芝と破壊特性) [土研]				筑後川堤防浸透・越水実験 [九州地建]			
肝属川越流堤実験(シラス堤) [九州地建]		大規模モデル実験(破壊進行の定量的把握・各種保護工の試験) [土研]				保護工試験・越水堤防開発 [土研]		
					建設省技術研究会指定課題(局所洗掘実態分析・局所洗掘発生要因分析・被災事例と対策工の実態)	局所洗掘ワーキンググループ(要因分析と予測、洪水中の洗掘調査、対策工の検討)		
河川堤防震災対策調査研究会(災害資料調査、災害予測手法の検討)					河川堤防耐震対策検討委員会			
矢板護岸堤防の耐震模型実験 [土研]		擁壁式特殊堤の耐震模型実験 [土研]		液状化地盤上の盛土の耐震模型実験 [土研]				
						泥炭性軟弱地盤における河川堤防の設計施工指針		漏水対策工設計施工指針の策定
				漏水に関する調査研究 [河川工事課、石建、旭建、帯建、土木試験所]				
		堤防基盤漏水対策にプランケット工法の導入 (六戸島築堤)				丘陵堤施工(石狩川下流)		
開発局道路工事仕様書を全面改正					・泥炭性軟弱地盤対策工指針(案) ・寒冷地における切土のり面工便覧(案)			北海道における不良土対策マニュアル(案)

			昭和60年	昭和61年	昭和62年	昭和63年	平成元年	平成2年	平成3年	平成4年
トピック	災害			小貝川堤防破壊 (S61. 8)						
	法改正等		河川堤防強化マ ニュアル(案) (浸透編) (S60. 3)	建設省河川砂防 技術基準(案) 改訂					河川法一部改正 (高規格堤防) (H3. 11)	河川管理施設等 構造令及び同規 則の一部改正 (高規格堤防) (H4. 2. 1)
全国 (実験・研究)	浸透	河川水	実物大実験堤防 の築堤(江戸川)		江戸川長期湛水 実験		江戸川強化対策工実験 (ドレーン工)			
		降雨	漏水ワーキング G [建設省]	江戸川降雨実験		江戸川降雨+湛 水実験			堤防設計論検討会(堤防研究会)	
	越水			加古川アーモアレービの実験〔姫路工事〕						
						御船川アーモアレービの検討〔熊本工事〕		江の川アーモアレービの検討 三次工事		
	洗掘				護岸・根固め工設計指針検討委員会			多摩川高水敷にて耐浸食実験 〔京浜工事〕		
					護岸の破壊機構に関する渡良瀬川現地観測					
	耐震					地震対策堤防強化計画調査委員会 地震対策堤防強化計画策定マニュアル(案)			信濃川本川下流堤耐震堤防試験施工	
						地震対策堤防強化計画検討 〔関東地建+国土センター〕				
	土工関係				河川土工マニュアル検討委員会〔国土センター〕					
					軟弱地盤対策工法委員会					
北海道開発局	治水事業	仕様書指 針の策定		・出水時における漏水調査・河 川構造物漏水調 査のてびき・樋 門、樋管周辺の グラウチングの てびき						
		研究								
		工事等	摩擦杭基礎工に よる樋門工 (釧路・稚内)					超々軟弱地盤樋 門管試験施工		
	道路事業	仕様書指 針の策定				泥炭性軟弱地盤 対策工指針作成				
		研究								
		工事等					開発局初の軽量 盛土(EPS)工法 による道路盛土 が施工される(国 道233号留萌南 町地区、国道 13号上幌向市街)	コマ型基礎(ト ップベース)工 法(技術パイロ ット事業)を消 波ブロック沈下 対策として試験 施工(国道37号 登別市)		

平成 5 年	平成 6 年	平成 7 年	平成 8 年	平成 9 年	平成 10 年	平成 11 年	平成 12 年	備考
北海道釧路沖地震 (H5. 1. 15) 北海道南西沖地震 (H5. 7. 13)	北海道東方沖地震 (H6. 10. 4) 三陸はるか沖地震 (H6. 12. 28)	兵庫県南部地震 (H7. 1. 17) 新潟北蒲原地震 (H7. 4. 1)			東北・関東地方豪雨災害 (H10. 8～9)		東海豪雨 (H12. 9) 鳥取県西部地震 (H12. 10)	
河川土工マニュアルの策定		河川堤防耐震点検マニュアル (案) (H7. 3)	R I を用いた盛土の締固め管理要領 (案) (H8. 8) 河川堤防の浸透に対する安全性の概略点検について (H8. 10)	河川法改定 (環境) (H9. 6. 4) 河川砂防技術基準 (案) 改訂 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル (案) (H9. 2) 河川堤防の浸透に対する調査要領 (H9. 10)	高規格堤防盛土設計・施工指針 (案) (H10. 1) ドレーン工設計マニュアル (H10. 3) 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル (案) 一部改正 (H10. 9) 柔構造樋門設計の手引き (H10. 11)	護岸の力学設計法 (H11. 2)	河川堤防設計指針 (H12. 6)	
筑後川堤防強化実験								河川堤防強化マニュアル (案) (浸透編) (S60. 3) 国土 C 河川堤防の浸透に対する安全性の概略点検について (H8. 10) 建設省治水課 河川堤防の浸透に対する調査要領 (H9. 10) 建設省治水課 ドレーン工設計マニュアル (H10. 3) 国土 C
(8 年度から耐震対策を含む)					全国堤防詳細調査			
河川管理施設等の安全性評価検討 (浸透編)								
			全国堤防概略点検					
九頭竜川堤防実験				堤防強化 (フロンティア堤防) WG [本省 + 国土・センター]				
一ノ関遊水地堤防越水実験 [盛岡工事]				堤防強化 (フロンティア堤防) WG [本省 + 国土 C]				護岸の力学設計法 (H11. 2) 国土 C 編 山海堂
河川管理施設等の安全性評価検討 (洗掘編)				侵食 WG [本省 + 国土 C] 美しい山河を守る災害復旧工法検討 [本省防災・海岸課 + リバフロ C]				護岸の力学設計法 (H11. 2) 国土 C 編 山海堂 美しい山河を守る災害復旧基本方針 建設省防災・海岸課 監修 (H10. 5) (社) 全国防災協会
(格子状深層混合処理工法の耐震性の評価と実証)								河川堤防耐震点検マニュアル (案) (H7. 3) 建設省治水課 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル (案) (H9. 2) 建設省土木研究所 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル (案) 一部改正 (H10. 9) 建設省土木研究所
北海道地震災害実態調査研究会	淀川下流域堤防本復旧対策検討委員会 [土研 + 淀川工事 + 国土 C]	河川構造物地震対策技術検討委員会 [本省 + 国土 C]	耐震 WG (地震外力、変形解析等) [本省 + 国土 C]					高規格堤防盛土設計施工指針 (案) (H10. 1) リバフロ C 河川土工マニュアル (H5. 6) 国土 C R I を用いた盛土の締固め管理要領 (案) (H8. 8)
高規格堤防施工法検討委員会 [本省 + 関東地建 + 近畿地建 + リバフロ C]								
堤防の締固め管理方法の検討 (R I 器による管理要領)								
北海道地震災害実態調査研究会					樋門・樋管の空洞調査・研究 (資料調査、概観調査、連通試験) [開発土木研究所]			
柔構造樋管の試験施工及び検討								

あとかき

堤防安全度に関わる業務には、石狩川の昭和 50 年 8 月洪水による堤防災害に対する今後の対策の基本として、全流域の堤防安全度を如何に評価し、どのような対策計画を策定するかということから始まり、現在まで 20 数年間携わった。

それから間もなくの昭和 56 年 8 月石狩川は、観測史上最大だった 50 年洪水を更に大きく上回る洪水が発生し、5 年間の激特事業で強化した堤防をいとも簡単に越流や漏水によって破壊し、大災害を引き起こしたことから、堤防の質的安全度の確保が河川整備の重要なテーマになった。

この時期には、全国の各河川でも大洪水が頻発し、当時の建設省は「漏水に関する検討ワーキンググループ」の研究活動や堤防漏水実験等により、災害実態の把握と分析、災害メカニズム等、未説明の問題に対し、多くの研究を行っている。

北海道開発局においても未曾有の洪水規模を考慮した上で、広大な泥炭性軟弱地盤や火山灰系地盤に設置された堤防と樋門等構造物の質的安全度確保に向けて、漏水要因と特性の研究、樋門等構造物漏水のメカニズム解明、漏水調査法の体系化、解析手法と危険度評価法の研究、止水矢板設置法の研究、設計と施工法の標準化、維持管理に関わる技術開発と体系化等を行って、昭和 59 年に「漏水対策工設計施工指針（案）」等を作成して実務に適用している。その後、更に構造物周辺の変状を考慮した危険度評価法、不同沈下観測法、漏水対策補修技術、堤防リスクマネジメント等の開発を行っている。

これらの全国における経験、研究成果及び技術開発を基礎とする漏水対策技術は、科学技術の進歩に伴う他分野の技術革新の成果（コンピュータ技術、新工法、新素材の開発、環境工学、社会工学等）を含めて発展してきたものであり、度重なる大洪水への対策として、治水安全度の向上にご努力された諸先輩方の成果があつての結果であることを、心底から認識するものであった。

近年の河川災害は、堤防の巨大化、都市化の進展、土地利用の高度化、或いは、温暖化に伴う異常気象等に起因し、被害の波及範囲や形態が、従前に経験したことの無い災害現象として頻発している実態から、災害対策も現在の防災関係機関以外に、他部門や地域住民を含め、より広い範囲の人知の結集と早期に市民河川防災ネットワークを構築するための技術開発や社会活動が必要な時代であると考えられるものである。

しかしながら、これまで蓄積された防災技術の基本理念は同じであり、この「河川堤防の漏水対策技術」が、今後の堤防安全管理に役立つことを念願に作成したので、実務用技術書として活用していただければ、心より幸甚に思うものである。

最後に、本書の作成に当り、ご指導、ご意見、或いは、多大のご支援を頂いた国土交通省北海道開発局石狩川開発建設部の関係者及び資料整理から数次に及ぶ修正作業を行って頂いた応用地質㈱の関係者に、心より謝意を表するものである。

瀬川 明久

編著者略歴



瀬川 明久 (せがわ あきひさ)

1945 年 北海道赤平市生まれ
1963 年 北海道滝川工業高等学校土木科卒業
北海道開発局留萌開発建設部入局、その後、石狩川、土木試験所、
本局、網走、石狩川、旭川の各部局にて河川技術職を勤める
1968 年 北海学園大学短期大学部土木科卒業
2003 年 勲北海道河川防災研究センターに勤務、現在に至る
技術士（建設部門、総合技術監理部門） APEC Engineer (Civil, Structural)

主な著書等

「昭和 56 年 8 月洪水における石狩川堤防調査報告」昭和 57 年 2 月 北海道開発局
「漏水対策工設計施工指針（案）」昭和 59 年 1 月 北海道開発局
「河川構造物漏水の実態と今後の対策について」昭和 59 年 2 月 北海道開発局
「河川構造物と不同沈下対策」昭和 60 年 2 月 北海道開発局
「河川構造物周辺の沈下挙動と不同沈下計算手法」昭和 61 年 2 月 北海道開発局
「河川構造物漏水調査のてびき」昭和 61 年 3 月 北海道開発局
「出水時における漏水調査のてびき」昭和 61 年 3 月 北海道開発局
「樋門・樋管周辺のグラウチングのてびき」昭和 61 年 3 月 北海道開発局
「軟弱地盤における構造物周辺の安全化対策
—— 沈下管理と漏水対策技術 ——」昭和 62 年 8 月 土木学会
「樋門等河川構造物の安全度評価と安全化対策について」平成 2 年 2 月 北海道開発局
「樋門・管等河川構造物の損傷度ランクについて」平成 3 年 11 月 北海道開発局
「北海道における巨大地震と河川総合防災のあり方」平成 9 年 5 月 北海道技術士センター
その他、堤防漏水及び河川技術に関する著書、論文を多数発表

河川堤防の漏水対策技術(第 3 版)

発行日 初 版 平成 15 (2003) 年 6 月
第 2 版 平成 15 (2003) 年 11 月
第 3 版 平成 16 (2004) 年 8 月

発行者 財団法人北海道河川防災研究センター

協 力 国土交通省北海道開発局石狩川開発建設部

印刷所 株式会社アイワード

