

中央大学博士論文

泥炭性軟弱地盤上にある
樋門周辺堤防の安全性に関する研究

瀬 川 明 久

博士(工学)

平成 25 年度
2014 年 3 月

目 次

第 1 章 序章	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 石狩川下流の概要	2
1.3 既往の調査・研究との関連	3
(1) 災害実態に関する調査・研究	3
(2) 変状調査に関する研究	3
(3) 安全対策に関する研究	4
1.4 本研究の意義	6
1.5 本論文の構成	7
1.6 用語の定義	9
参考・引用文献	11
第 2 章 石狩川下流の地勢と堤防	13
2.1 地形・地質と堤防	13
2.1.1 地形・地質の形成過程	13
2.1.2 河道の直線化と河川地形	13
2.1.3 泥炭の分布と工学的性質	15
2.1.4 地盤沈下の実態	15
2.2 氾濫原開発と堤防整備の歴史	16
2.2.1 時代的背景と堤防整備	17
(1) 1868～1869 年：函館裁判所時代	17
(2) 1870～1881 年：北海道開拓使時代	17
(3) 1882～1885 年：三県一局時代	17
(4) 1886～1900 年：北海道庁初期	17
(5) 1901～1909 年：北海道 10 年計画	17
(6) 1910～1926 年：北海道第 1 期拓殖計画	18
(7) 1927～1946 年：北海道第 2 期拓殖計画	18
(8) 1946～1949 年：戦後混乱期の開発と治水計画	18
(9) 1950～1959 年：北海道開発法初期の開発と治水計画	19
(10) 1960～1969 年頃：第一次治水事業五ヶ年計画期の開発と治水事業	19
(11) 1970 年頃～現在：連続堤防整備後の状況	19
2.2.2 氾濫原開発と堤防整備の動向	21
(1) 明治初期から終戦（1868～1945 年）	21
(2) 戦後から連続堤防整備前（1946～1970 年頃）	22
(3) 連続堤防整備後（1970 年頃以降）	22
2.3 洪水防御地区の実態	22

(1) 北村・岩見沢地区	22
(2) 豊平川右岸地区	23
2.4 第2章のまとめ	25
参考・引用文献	25
第3章 主要洪水と堤防決壊の実態	27
3.1 主要洪水と氾濫被害	27
3.2 堤防整備と洪水位の傾向	29
3.3 連続堤防整備後の堤防決壊	30
3.4 第3章のまとめ	31
参考・引用文献	32
第4章 樋門周辺堤防の調査方法	33
4.1 現地調査の留意事項	33
4.2 調査範囲	33
4.3 堤防表面部の変状調査	34
4.3.1 調査の要点と手法	34
4.3.2 現地計測と留意事項	34
4.4 土層内の変状調査	37
4.4.1 土層内の調査方法	37
4.4.2 現地計測と留意事項	38
4.5 全体的な変状形態および調査事例	40
4.6 変状部の捕捉と判定の方法	42
(1) 厚別川のR樋門の変状部捕捉のための調査	43
(2) 野津幌川のG樋門の変状部捕捉のための調査	45
(3) 現地調査結果の評価と提案	46
4.7 第4章のまとめ	51
参考・引用文献	51
第5章 樋門周辺堤防の変状の実態	53
5.1 不等沈下と空洞化の実態	53
5.2 変状の形態と危険性	54
5.2.1 杭基礎樋門の変状	55
5.2.2 柔構造樋門の変状	59
5.2.3 地震時の変状	62
5.2.4 洪水時の変状	64
(1) 噴砂	64
(2) パイピング	66

(3) 法面すべり	68
(4) 樋門漏水および決壊	69
5.3 第5章のまとめ	70
参考・引用文献	71
第6章 変状の形成原因および決壊原因の検証	73
6.1 現地観測による検証	73
(1) R樋門（杭基礎）の動態観測	73
(2) Y樋門（柔構造）の沈下観測	76
(3) Q樋門（柔構造）の沈下観測	77
6.2 数値解析に基づく検証	78
(1) 不等沈下と変状の形成原因の解析	78
(2) 決壊原因の解析	82
6.3 第6章のまとめ	88
参考・引用文献	89
第7章 変状の進行形態および安全対策	91
7.1 変状の進行形態	91
7.2 安全対策	93
7.2.1 変状の発現範囲	94
7.2.2 恒久的な安全対策	94
(1) 不等沈下の軽減対策	94
(2) 浸透水の抑制と排水対策	96
(3) 遮水壁による対策	96
(4) 樋門の削減による対策	97
(5) 氾濫被害の軽減対策	98
1) 二線堤による対策	98
2) 周囲堤による対策	100
3) まわり土手による対策	101
(6) モニタリングによる対策	102
7.3 第7章のまとめ	102
参考・引用文献	103
第8章 結論	105
謝辞	109

第1章 序章

石狩川下流の氾濫原（A=1,450 km²）は、その約70%が泥炭性軟弱地盤^{1),2)}である。この地盤上の樋門と堤防の接続部では、不等沈下に伴いゆるみや空洞などの変状が発現する。

この変状に起因すると考えられる堤防決壊は、1952年筑後川、長良川、1962年奈江豊平川、1975年第2幹川、産化美唄川、1981年小貝川、島松川、1986年小貝川、1999年鶴田川の8河川で9件発生している。また、石狩川下流の1975年と1981年洪水³⁾⁻¹³⁾では、変状に関わる堤防災害が合計49件発生し、樋門周辺堤防は弱点になっていることが判った。

変状に関わる問題点は、①透水性が著しく高くなること、②函体周辺の変状把握が難しいこと、③不等沈下や変状の動態が不明確であること、④ゆるみや空洞などは堤防決壊に直結しやすいことなどであり、連続堤防と地域社会の安全を確保するためには、早期に樋門周辺堤防の変状の実態と危険性を解明し、恒久的な安全対策を実施する必要がある。

本論文では、樋門周辺堤防の安全性向上を目的に、第1に氾濫原開発、洪水災害、堤防整備に関わる歴史的な動向および洪水防御地区の実態を分析し、決壊防止や被害軽減対策の必要性を述べた。第2に変状調査の具体的な方法を提案し、その方法を用いて杭基礎樋門、柔構造樋門、地震時および洪水時における現地調査を行い、変状の実態と形成原因および決壊原因を実証的に解明すると共に、それらの原因を数値解析で検証する方法を提示した。第3に変状が決壊に至る進行形態と変状の発現範囲を推察し、その結果を考慮した恒久的な決壊防止や被害軽減対策のあり方について提言した。

本章では、研究の背景と目的、既往の調査研究との関連および本研究の意義を述べ、本論文の構成および用語の定義を示した。

1.1 研究の背景と目的

石狩川下流の氾濫原の泥炭性軟弱地盤は、直接的な土地利用には不適であったが明治以降の開発と治水対策により、現在では土地利用面積1,280 km²、居住人口100万人¹⁴⁾を擁し、2008年の農業生産高¹⁵⁾は米36.9万t、小麦14.8万tなど産出額1,582億円、製造品出荷額は4,938億円¹⁶⁾に達する我が国有数の産業経済圏域に発展した。この地域を洪水から守る堤防は1970年頃に連続し、1980年代には堤防950 km¹⁷⁾、樋門550箇所¹⁸⁾などが整備されたが、その安全性は地盤沈下に伴い徐々に低下している。

泥炭性軟弱地盤における堤防築造技術¹⁹⁾⁻²⁶⁾は、地盤特性の解明、盛土の安定解析手法の研究、施工技術や地盤改良工法の研究、盛土後の堤防高管理など、地盤沈下を許容した上で安定的な施工が行えるようになった。

一方、樋門周辺堤防では、連続堤防整備後から変状に起因する堤防災害が頻発するようになったが、その形態、発現範囲、進行状況、危険性などは不明確であるため、安全対策は外観上の変状形態や土質調査結果などを勘案して行っている。樋門の空洞化対策¹⁸⁾では、1990年代から2005年まで167樋門、213回のグラウト工が行われたが、1樋門で2~3回充填した事例も27%あり、グラウト充填の長期的な効果維持が難しく、恒久的に決壊防止や被害軽減を図る技術は確立されていない。

近年の堤防一般部の整備状況は、法面の緩傾斜化と施工余盛による断面拡大により安全性の向上が図られている。しかし、樋門周辺堤防では断面拡大により変状も拡大し、漏水災害などの発生が助長されることから、地域社会の安全確保には樋門周辺堤防の早期の安全化が不可欠と考えられる。

本論文では、泥炭性軟弱地盤上の樋門周辺堤防における変状の実態と危険性を実証的に解明すると共に、安全確保のための技術的な対処方法について提言した。

この成果は、石狩川下流を始め、泥炭地や軟弱地盤上にある連続堤防と樋門周辺堤防の安全性の向上および地域社会の安定的発展に寄与できるものとする。

1.2 石狩川下流の概要

モデル流域とした石狩川下流は、図-1.2.1 に示す北海道中央部に位置する一級河川石狩川流域²⁷⁾（流路延長 268 km、流域面積 14,330 km²）の内、河口から神居古潭までの流路延長 138.5 km、面積 9,237.1 km²である。



図-1.2.1 石狩川下流の位置²⁷⁾

1.3 既往の調査・研究との関連

石狩川下流における樋門周辺堤防の決壊事例は、1962、1975、1981年の4件であり、1981、1986年には小貝川で決壊して全国的に報道された。この災害後に、河川管理者による実態調査が行われたが資料は殆ど公開されず、民間における研究環境は整っていない。

この状況を踏まえ、以下に調査・研究分野毎の概要と本論文との関連を述べた。

(1) 災害実態に関する調査・研究

吉川他²⁸⁾は、利根川水系小貝川の樋管周辺堤防の決壊事例を調査した。旧河道上の高須樋管の決壊は、1981年台風15号により発生し、決壊幅の拡大経過や堤防決壊後の形状などの災害実態を示した。決壊原因は、天端より低い洪水位や樋管沿いの漏水状況から、樋管周辺の空洞化であると推定している。豊田樋管の決壊は、1986年8月洪水により発生し、川表側の水防活動中に川裏法尻の漏水が発見され、その後に川表側堤防の半分程度が陥没し、残りは10分前後で崩壊流失して決壊幅は60mになった。決壊状況は、①川裏小段付近の噴出水、②漏水による法すべり、③堤防半壊、④堤防の滑動決壊までの現場写真を示し、決壊原因は堤防天端より低い洪水位、樋管周辺の砂質土層の状態などから不等沈下の影響は少ないとし、施工後35年間における水みち形成であると推察している。

木下他²⁹⁾は、高須樋管の現地調査を行い、決壊後の堤内地状況、時系列の氾濫状況、気象状況、氾濫被害、情報伝達、水防対策、避難経過などについて報告している。決壊原因の調査では、旧小貝川締切り箇所地形・地質状況、堤防嵩上げ経過、樋管設置などの決壊に関連する特性を挙げたものの、原因特定には至らなかったと述べている。

石狩川下流では、1981年8月洪水により二次支川島松川南の里樋門¹¹⁾⁻¹³⁾の周辺堤防が決壊し、その原因は堤防天端より低い洪水位、函体下部の泥炭土層、決壊箇所周辺の堤防に異常が認められないことなどから、不等沈下による空洞化であると推定した。

中島³⁰⁾は、樋門周辺堤防の変状形態やメカニズムなどに関し、開削調査に基づき空洞は樋管下空洞からの土砂吸い出しに伴い造られるが堤体外からは判別つかないとし、その実態推定図と4段階の空洞形成過程を示した。変状と被災現象の関係では、開削調査事例を整理し、遮水矢板側方を迂回する空洞や水みち、土砂の流出状況などのモデル図を作成し、これらの現象は基礎杭樋門に多く発生し損傷規模も大きいと述べている。

以上の研究は、現地調査や聞き取り調査などにより、全体的な変状形態や進行経過などを推定している。本論文では、現地調査に基づき、平時や洪水時などの変状の形態と危険性、その形成原因・進行形態・発現範囲などについて解明した。

(2) 変状調査に関する研究

河川砂防技術基準(案)³¹⁾では、2004年に第17章3.2既設構造物診断のための調査を追加し、樋門等が堤防の弱点にならないように調査・診断を行うとの方針を示し、調査方法は資料調査、現地観察、ボーリング、水圧応答測定試験を挙げた。変状の実態は、表面上の変状形態や被災現象の概念図などを示したが、変状形成に関する記載はない。地盤調査

法³²⁾では、第2章2.3 構造物の維持管理のための調査計画の中で、変状原因を設計・施工時の欠陥、構造物などの経年劣化を挙げ、調査は概略調査から詳細調査に順次行うとしている。2012年の樋門等構造物周辺堤防詳細点検要領³³⁾では、観察方法や変状の見取り図などを示し、連通試験による底版下の空洞調査方法を示した。

茂木他³⁴⁾は、空洞調査に弾性波を用い、堤防内部はS波による2次元および3次元探査、樋管下はP波による適応性について研究した。2次元探査では、ランドストリーマ受信装置を用いて深さ約9mにある幅2.1mの函体、堤防開削面、盛土境界を捉え、3次元探査では疑似空洞(φ50cm)からの反射波イベントを捉えている。P波による樋管下調査では、底版形状は捉えたが空洞を示すイベントは不明としている。これらから、2次元探査は築堤履歴などに、3次元探査は空洞などの密度異常体の検出に有効であると述べている。

佐藤他³⁵⁾は、石狩川水系のグラウト工実施樋門について、96樋門の資料・外観調査、28樋門の連通試験に基づき、空洞の有無の推定法について研究した。その結果、①グラウト実施28樋門の2/3で連通性を認めた。②函体の不等沈下量 ≥ 10 cmで一部連通した空洞が存在し、門柱傾斜がある場合は一部連通した空洞が必ず存在する。③胸・翼壁背後の陥没量 ≥ 20 cmで連通性がある。④調査孔周辺の空洞深さ ≥ 5 cmまたは奥行き ≥ 80 cmで連通性のある空洞がある。これらの指標から空洞の有無が推定できると述べると共に、グラウト対策の調査フローを示し、定期点検の必要性を述べている。

以上は、技術基準書の記載内容の他、非破壊調査の利用方法、グラウト対策後の空洞調査と適正管理のあり方などを研究している。本論文では、1981年8月洪水調査で考案した変状の形態と性状把握を行うための具体的な調査方法を提案した。また、変状の形成原因および堤体が流失する決壊原因の解析方法を提示した。

(3) 安全対策に関する研究

古本他³⁶⁾は、模型で半断面堤防の樋門底版下に、予めφ5cmの空洞を設けたパイピング実験を行い、水位を10cm毎に上昇させて浸潤線を確認した。その結果、パイピング現象と空洞確認時の動水勾配は0.22であり、既往実験³⁷⁾による0.33程度より低い値になった。

パイピング発生点は法尻局所動水勾配1.0付近で発生し、実験用細砂の限界動水勾配とほぼ一致した。遮水工効果実験では、水位上昇に伴い浸透流量は大きくなり、遮水工を設けた場合はパイピング発生時の水位が大きくなったが、水位を堤防天端まで上昇させた場合でもパイピングは発生しなかった。実験用細砂とレーンの加重クリープ比の比較では、細砂の基準値7以上に対し、実験値2.7~3.1になり十分な安全率であると評価した。遮水工実験では、設置間隔を遮水工長さの3倍程度にすることにより、水頭の低下効果が十分得られてパイピング防止効果が高くなると述べている。

三木他³⁸⁾は、樋門周辺の空洞化を考慮した実験を行い、空洞連通の場合の堤体法先の基礎地盤長の影響、空洞化による局所動水勾配評価とパイピング判定基準の限界釣合い法の妥当性および月の輪工のパイピング防止効果について検討した。実験結果は、基礎地盤長の影響では図-1.3.1のように $\Delta h \sim Q$ の関係が一致したこと、図-1.3.2のように法尻付近の

局所動水勾配が一致したこと、パイピングは堤防法尻の樋門側面付近で発生し局所動水勾配も一致していることから、基礎地盤長が実験値 (Δh 、 Q 、圧力水頭) に与える影響はないとした。局所動水勾配評価では $i \sim \Delta h$ の関係から、パイピング時の局所動水勾配 $i \approx 1.0$ となり基準値 0.5 より約 2 倍の安全率になった。限界釣合い法の妥当性では、図-1.3.3 限界盛土厚 t_c と平均動水勾配 i の関係は安全率 $F=1.0$ より低い値であり、この方法ではパイピングを十分に評価できない可能性があるとして述べている。月の輪工の実験では、図-1.3.4 のように $\Delta h \sim Q$ の関係から、押え盛土と同様に月の輪工は説明しきれないメカニズムを含んでいるが、予想以上に高いパイピング防止効果が認められると述べている。

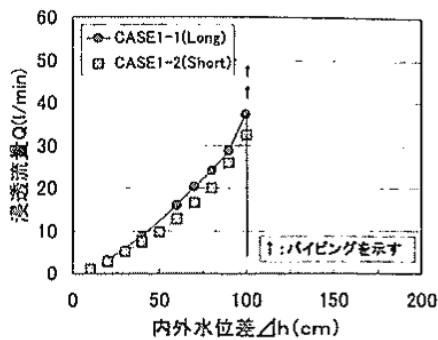


図-1.3.1 基礎地盤長の影響

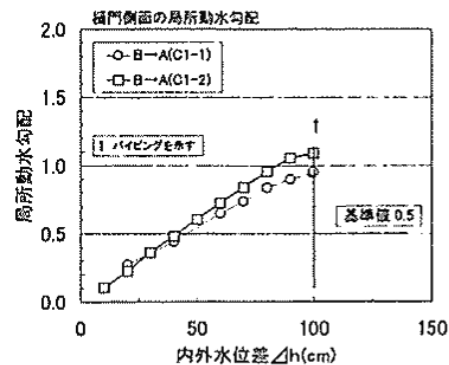


図-1.3.2 局所動水勾配 $i \sim \Delta h$

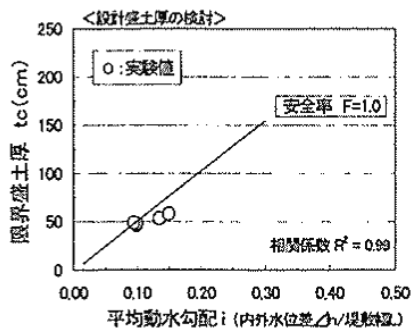


図-1.3.3 限界盛土厚 $t_c \sim$ 平均動水勾配 i

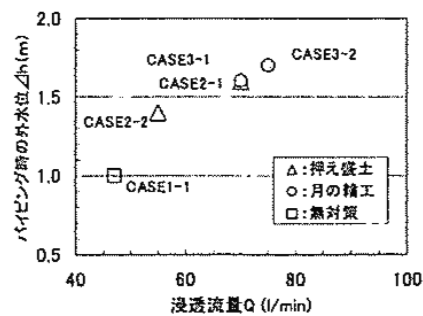


図-1.3.4 パイピング時の $\Delta h \sim Q$

荒井³⁹⁾は、樋門周辺のグラウト等による長期的な遮水効果の確保が難しいことから、盛高 7.0m の堤防模型に 1.35mBOX の樋門模型を組み込み、高圧噴射攪拌工法による地中遮水壁を構築して検証した。充填材は A 材と B 材を用い、円柱改良体 ($\phi 2.0\text{m}$) を各 3 本打設した。開削調査では、A・B 材とも自立強度がある遮水壁が構築されて連続性は良いが、双方とも計画に満たない部分、函体底部付近の空洞、未改良部などが生じ、B 材には体積収縮クラックが生じたことから、未改良部の解消、地中の確認方法、空洞発生への対処、実現場への対応などの課題があると述べている。

相馬他⁴⁰⁾は、石狩川の二次支川島松川において、ケース 1 (土堤防)、ケース 2 (裏盛砂利)、ケース 3 (防水シート付連節ブロック護岸)、ケース 4 (防水シート付連節ブロック護岸 + 止水矢板 3m)、ケース 5 (防水シート付連節ブロック護岸 + ブランケット)、ケース 6 (防水シート付連節ブロック護岸 + 止水矢板 6m) について現地浸透実験を行った。

湛水 72 時間後の浸潤線測定結果は、ケース 1 は、ほぼ裏法尻に到達したが地表部の変状は見られない。ケース 2 は、断面がケース 1 より拡大されたため裏法尻に到達せず堤体の強度低下も見られない。ケース 3 (2 回目) は裏法尻に達し、裏法の 1 部が崩落して排水路内でボイリングが発生した。ケース 4 (2 回目) は、遮水機能強化により裏法尻に到達せず漏水現象もない。ケース 5 (3 回目) は、裏法尻に到達して裏法の 1 部が崩落した。ケース 6 (3 回目) は、裏法尻に達せず漏水現象はない。この結果から 1 度漏水した堤防は、断面拡大または浸透経路を遮断しない限り、比較的短時間で漏水が発生すると報告している。

泥炭性軟弱地盤上の柔構造樋門の基礎処理に関しては、石狩川の一次支川豊平川右岸下流部において、次の A ～C の 3 タイプの試験施工⁴¹⁾が行われている。

A タイプ：プレロード H=4.5m、270 日、沈下量 0.92m、プレキャスト PC 管体、L32.0×
φ 1.35m、堤防高 5.0m、管体上盛土高 3.0m、キャンバー 0.4m

B タイプ：パイルネット φ 19 cm、l=7.0m、プレキャスト PC 函体、L 32.0m×1.2m×1.2m
堤防高 5.0m、函体上盛土高 2.7m、キャンバー 0.5m

C タイプ：地盤改良なし：L 30.0m×φ 1.3m、堤防高 5.0m、函体上盛土高 2.3m、
キャンバー 1.3m

沈下観測の結果は、タイプ A の 2 ヶ月後の沈下量は設計値より -12 cm 過大になり、変状は施工直後が目立った形態はない。タイプ B の 3 ヶ月後の沈下量は設計値より -0.3～0.55m で中央部が折れる形状であり、堤防と函体の相対沈下量は 3 cm である。タイプ C の 3 ヶ月後の沈下量は設計値より -0.15～1.02m で中央部管体が大きく沈下し、堤防と函体の相対沈下量は 7.5 cm、門柱は 5° 傾き、各樋門の沈下は進行中である。この結果から、沈下量の予測値と実測値は近い値であったが、函体の変位予測には沈下分布の精度向上が必要なこと、堤防と函体の相対沈下は遮水壁部や函体中央部で発生したこと、タイプ C の中央部継手で 4 cm の段差が生じたことなどについて報告している。

以上の研究は、模型や実物大の実験によりパイピングの危険性、地盤改良による遮水対策と効果、堤防の遮水工法と効果、柔構造樋門の沈下動態などについて行われている。

本論文では変状は進行性で形態変化し、その進行途中で洪水災害を受けることを踏まえ、現地変状調査などの実証的なデータに基づき進行形態と発現範囲を推察し、それらを考慮した恒久的な決壊防止や被害軽減対策のあり方について提言した。

1.4 本研究の意義

石狩川下流の氾濫原開発の歴史は、頻発する洪水と泥炭性軟弱地盤の 2 つの災害要因との戦いの歴史でもある。この災害対策として 1910 年に石狩川治水計画⁴²⁾が策定されて以来、捷水路や堤防などを整備してきた。その結果、土地利用面積⁴³⁾は 13 万 ha に及び札幌市を始めとする北海道の文化や産業経済どの中核地域が構築された。一方、堤防整備に伴い、氾濫原には堤防で囲まれた 60 余の洪水防御地区が創出され、これらの地区の計画高水位は平屋が水没する 2.0～7.0m の高さにある。また、開発進展に伴う地盤沈下の影響により、樋門周辺堤防では透水性が高まる変状が発現して弱点になっている。したがって、地域社会

の安全確保には、この弱点の早期解消が不可欠であると考えられる。

石狩川下流における 1998 年治水対策に関する洪水意識調査⁴⁴⁾では、①洪水の経験は無い 72%、②洪水への不安は無い 42%、③堤防などの整備が進み洪水の不安は無い 25%、との洪水に対する防御意識や危機感の低い回答が得られ、地域住民の 70%は「洪水による氾濫災害は起こらない」ことを前提に生活していることが端的に表われている。

このような社会環境や住民意識を考慮した場合、堤防が決壊して氾濫が起きた場合は、明治以来 100 年に亘る治水対策の歴史や現況堤防の安全性を理解することが難しいため、大きな社会的混乱を招くことが予測される。

本論文では、石狩川下流の歴史的な発展状況を踏まえ、連続堤防の弱点になりやすい樋門周辺堤防の変状の実態と危険性、堤防災害や氾濫被害の実態などを検証した上で、堤防決壊を想定した被害状況を推察した。その結果、氾濫地区では平屋は水没し、社会活動の継続性が危ぶまれる甚大な被害を受ける可能性が高いことから、確実な決壊防止や被害軽減対策が必要であることを述べた。この災害原因となる変状については、その具体的な調査方法を提案した上で、現地の実態や危険性を検証した。また、安全性の検証に必要な変状の形成原因および決壊原因の推定方法を提示すると共に、変状の進行形態と発現範囲を示し、それらを考慮した恒久的な決壊防止や被害軽減対策のあり方について提言した。

以上の背景を踏まえ、筆者は堤防の安全性と信頼性の向上を図るため、連続堤防の弱点である樋門周辺堤防の恒久的な安全化を目的として、泥炭性軟弱地盤上にある樋門周辺堤防の変状の実態や堤防が決壊に至る進行形態などを明らかにし、その問題への技術的な対処方法と堤防決壊を想定した恒久的な対策方式を提言した^{24), 25), 28), 45)-49)}。

これらの成果は、石狩川下流を始めとする泥炭地や軟弱地盤上にある連続堤防、樋門周辺堤防および地域社会の安全性向上対策に活用できることに意義があると考えられる。

1.5 本論文の構成

本論文は、以下の第 1 章から第 8 章まで構成している。

第 1 章序章は、石狩川下流を対象として、1.1 で泥炭性軟弱地盤上の樋門周辺堤防に関する研究の背景と目的を述べ、1.2 に流域概要を示した。1.3 は既往の調査研究、1.4 は本研究の意義、1.5 は本論文の構成について述べ、1.6 には用語の定義を示した。

第 2 章石狩川下流の地勢と堤防は、氾濫原開発と堤防整備の歴史と安全性の実態を把握するため、2.1 で地形・地質の特性と影響、2.2 で明治から現在までの開発計画と堤防整備の歴史、2.3 で農村部と都市部における洪水防御地区の堤防と浸水被害の実態について分析し、樋門周辺堤防が地域社会の安全確保に関わる問題点を明らかにした。

第 3 章主要洪水と堤防決壊の実態は、氾濫原開発と堤防整備に伴う洪水と被害の傾向変化を把握するため、3.1 で主要洪水と氾濫被害の実態、3.2 で連続堤防の整備前・後における堤防高と洪水位の変化状況を明らかにした。3.3 は、連続堤防の整備後の決壊の実態と発生傾向を分析し、樋門周辺堤防の安全性向上に関する課題を抽出し、堤防整備と堤防災害の傾向変化を踏まえた安全確保の必要性を述べた。

第4章樋門周辺堤防の調査方法は、河川砂防技術基準（案）などの技術基準書³¹⁾⁻³³⁾には変状の位置や形態を考慮した調査方法は示されていないため、石狩川下流の1981年8月洪水を契機に、樋門、堤防、水路および護岸などを含めた変状全般に対する具体的な調査方法および qc 値によるゆるみと空洞の判定方法を提案した。

樋門周辺堤防の変状は、浸透性や通水性を高める形態で発現し、その発現位置は函体と堤防の接続部の狭隘な部分や護岸などによる被覆部分で実態把握が難しいことから、4.1で事前の留意事項を示し、4.2で調査範囲を示した。具体的な調査方法は、4.3~4で堤防表面部および土層内の変状調査として、調査の要点と手法、写真で見る現地計測の実施例と留意事項を示した。4.5は、樋門に関わる全体的な変状モデルと調査事例を示した。4.6は、変状部の捕捉と性状判定に必要な定量的な判定基準を示すため、函体周辺の変状部捕捉のための調査を行い、その結果に基づく調査ポイントの設定方法およびコーン貫入試験値($qc=kg\ f/cm^2$)に基づくゆるみと空洞の判定基準について提案した。

第5章樋門周辺堤防の変状の実態は、第4章の調査方法に基づき不等沈下の実態把握を行うと共に、樋門構造や災害原因別の変状形態を検証し、その危険性を推察した。

5.1は、開削調査に基づき不等沈下と空洞化の実態を示した。5.2は変状について、杭基礎樋門、柔構造樋門、地震時および洪水時（噴砂、パイピング、法面すべり、樋門漏水、決壊）に分類し、各々の詳細な形態を把握して進行状況、危険性および問題点を考察した。

第6章変状の形成原因および決壊原因の検証は、現地調査により変状形成や決壊の原因を把握し、それらの原因を数値解析で検証する方法を提示した。6.1は杭基礎樋門と柔構造樋門の現地調査に基づき、函体周辺土層の動きと変状形成の関わりを解明した。6.2は樋門周辺の沈下形状について、一般的な有限要素法（no-tension法）により再現性を確認した上で、段差部は不連続な変形の解析に適したjoint element法により再現し、最大剪断歪み分布の解析結果と合わせて変状の形成原因を推察した。決壊原因は、1981年8月のM樋門の事例について、堤防決壊の要因として浸潤線、ヒービング、法すべり、不等沈下に伴うヒービングを想定して解析し、その結果の有意性を現地調査結果と比較して示した。

第7章変状の進行形態および安全対策は、変状が決壊に至る形態、対策の目的および範囲を示すと共に、安全対策は決壊防止や被害軽減に確実な効果が期待できて実現性が高い方式を選択し、それらを新しい対策のあり方として提言した。

7.1は、樋門周辺堤防の変状が決壊に至る進行形態について、盛土完了時、開削調査時、洪水水位上昇時、堤防の破壊進行時、決壊後の5段階のモデル図を示した。7.2は安全対策検討の基本として、対策の目的、変状の発現範囲および安全化の必要範囲を示した。

安全対策は恒久的な効果が期待できる方式として、(1)不等沈下の軽減対策、(2)浸透水の抑制と排水対策、(3)遮水壁による対策、(4)樋門の削減による対策、(5)氾濫被害の軽減対策（二線堤、周囲堤、まわり土手）、(6)モニタリングによる対策について、その特性と効果を述べて新しい対策のあり方として提言した。

第8章は、以上の知見を整理して結論とした。

図-1.5.1 に、以上の構成を示した。

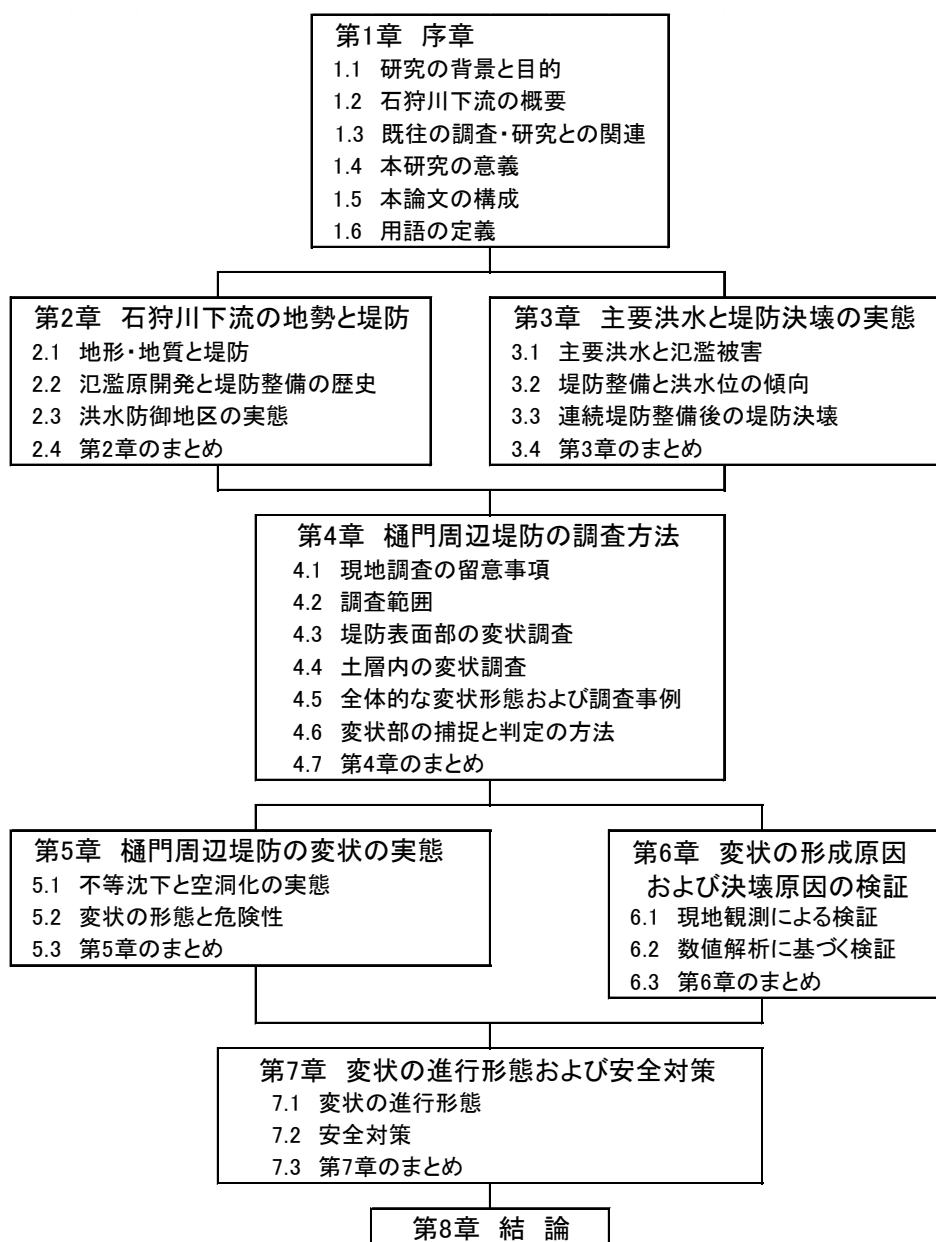


図-1.5.1 本論文の構成

1.6 用語の定義

本論文では、河川工学の中で、一般的に使われているが特に定義されていない用語、あるいは、本論文で意味付けが必要な用語について次の通り定義した。

(1) 泥炭性軟弱地盤

泥炭は、分解不十分な植物遺体が堆積した有機物含有量の極めて高い土を指し、工学的には有機物含有量 20%以上を目安とし、このような泥炭または泥炭の分解物が共在した軟弱地盤を泥炭性軟弱地盤²³⁾と呼ぶ。

(2) 樋門周辺堤防

堤防横断構造物の樋門・樋管に関わる不等沈下の影響範囲で、樋門中心から概ね上下流30mの範囲を指す。

(3) 堤防一般部

連続堤防の内、樋門周辺堤防を除く土堤で構成されている部分のこと。

(4) 杭基礎樋門

樋門・樋管の基礎の支持構造がPC杭や鋼管杭などで支持したもの。

(5) 柔構造樋門

樋門・樋管を地盤沈下に追従させるため、函体を直接基礎または深層混合処理による改良体などで支持し、函体の継手や接続部には伸縮継手を用いて柔軟性を高めたもの。

(6) 変状

地盤沈下、堤防と樋門の接続部の不等沈下、過大荷重、温度変化、化学的作用などにより、完成時の樋門や堤防などの構造物の形状や性状に生じる変位、変形、損傷、変質、劣化、土層の形態や締固状態の変化などを総称して変状と表記する。

(7) ゆるみ

樋門と堤防の接続部における段差状の不等沈下に伴い、函体側面部の土層は剪断破壊などの作用により締固状態が緩む。この状態をゆるみ、発現部分をゆるみ範囲と表記する。

(8) 空隙・空洞

不等沈下に伴う構造物と土層の剥離部を空隙、不等沈下、引き込み沈下、浸透水の疎通、土砂流出などにより形成された空間を空洞と表記する。

(9) パイピング・ルーフィング

地盤中の浸透水流がパイプ状の水みちから噴出する現象をパイピングと呼び、構造物の影響により形成された水みちから噴出する現象はルーフィングと呼ぶが、土木研究所などの従前からの慣例的な表記法に倣い、両者を含めてパイピングと表記する。

(9) 現場浸透能試験

不飽和状態の地盤や土質の浸透特性を概略的に求める透水試験方法の1つである。

図-1.6.1は試験方法^{24),46)}を示したものであり、目盛りを付けた透明パイプを地表に立て込み、図-1.6.2に示すように、周辺地盤が飽和して管内水位の低下量が一定勾配になった時点の透水量から概略的な透水係数を求めることができる。

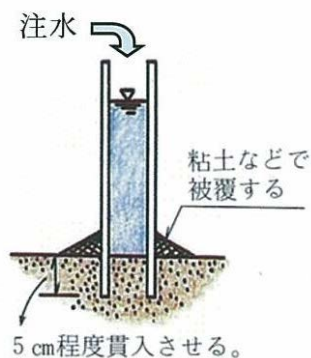


図-1.6.1 現場浸透能試験方法

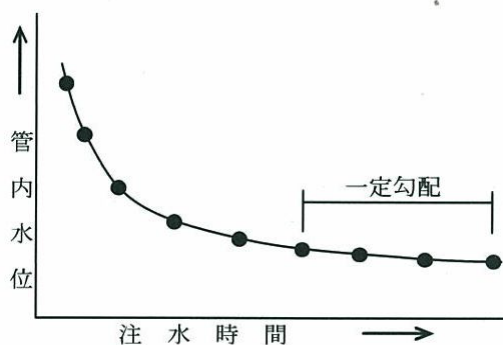


図-1.6.2 注水時間と管内水位の関係

参考・引用文献

- 1)国土庁土地局：北海道土地分類図、石狩・後志・胆振、1975、空知、1977
- 2)石狩川開発建設部：石狩川特殊軟弱地域総合治水計画調査報告書、1980
- 3)石狩川開発建設部：昭和50年8月石狩川洪水報告書、1976
- 4)（財）北海道開発協会：昭和50年洪水報告書、1980
- 5)（財）北海道開発協会：激特事業の記録、1980
- 6)（財）北海道開発協会：石狩川治水史、1980
- 7)石狩川開発建設部：岩見沢河川事務所二十年史、1994
- 8)（財）北海道開発協会：昭和56年洪水報告書、1982
- 9)（財）北海道開発協会：昭和56年洪水堤防被災状況調査資料、1982
- 10)（財）北海道開発協会：石狩川昭和56年8月洪水報告書－洪水に関わる各種対応の記録－、1984
- 11)（財）北海道開発協会：激特事業の記録（昭和56年8月洪水）、1989
- 12)石狩川開発建設部、旭川開発建設部：続石狩川治水史、p724、2001
- 13)千歳川治水史編纂委員会：千歳川治水史、2003
- 14)北海学園大学工学部土木工学科：石狩平野洪水氾濫緊急避難対策調査(1)、p7、1997
- 15)農林水産省：生産農業所得統計
- 16)経済産業省：平成20年度工業統計調査
- 17)北海道開発局河川計画課：北海道直轄河川築堤現況調書、2005
- 18)北海道開発局河川管理課：北海道直轄河川樋門樋管水門排水機場実態表、2005
- 19)横道秀雄：泥炭の強度および泥炭地盤の支持力について、土木試験所報告第6号、p17～31、1950
- 20)堰堤研究室：泥炭地における河川築堤の土質工学的調査（中間報告）－石狩川水系における主として沈下圧縮調査例の概要－、土木試験所報告第14号、p61～71、1955
- 21)宮川勇二：泥炭地の性質について－石狩泥炭はどのような工学的性質をもっているか－、土木試験所報告第50号、p2～14、1957
- 22)宮川勇：泥炭地の土質工学的調査研究第4報泥炭性軟弱地における築堤基盤の安定に関する研究、土木試験所報告第21号、1959
- 23)財）北海道開発協会：泥炭性軟弱地盤における河川堤防の設計・施工指針、1982
- 24)瀬川明久、渡辺和好、熊谷守晃、森康夫：漏水対策工設計施工指針（案）、北海道開発局、P200、1984
- 25)瀬川明久：河川堤防の漏水対策技術、（第1～3版）、（財）北海道河川防災研究センター、2003～2004
- 26)能登繁幸：泥炭性軟弱地盤における土構造物の設計に関する研究、開発土木研究所報告第89号、1988
- 27)国土交通省河川局：石狩川水系河川整備基本方針〈説明資料〉、2004
- 28)吉川勝秀、長瀬迫夫、白井勝二、瀬川明久、福成孝三：河川堤防学－新しい河川工学－、P115

～116、P172～175、2007

- 29)木下武雄、岸井徳雄、富永雅樹、中根和郎：1981年8月24日台風15号による小貝川破堤
水害調査報告、国立防災科学技術センター、p121～123、1983
- 30)中島秀雄：図説河川堤防、p206～216、2003
- 31)（社）日本河川協会：建設省河川砂防基準（案）調査編第17章 p410～411、2004
- 32)（社）地盤工学会：地盤調査の方法と解説、2004
- 33)国土交通省：樋門等構造物周辺堤防詳細点検要領、2012
- 34)茂木正晴、持丸修一、芦田譲、清水信之：弾性波を用いた堤防内部状況探査技術の開発、土
木学会第56回年次学術講演会、p318～319、2001
- 35)佐藤厚子、西本聡：樋門構造物周辺の空洞の調査、開発土木研究所月報、NO,604、p15～21、
2003
- 36)古本一司、恒岡伸行、三木博史、小畑敏子：樋門、樋管周辺のパイピング特性に関する大型
模型実験、土木技術資料 44-3、p58～63、2002
- 37)土木研究所土質研究室：堤防基礎地盤のパイピング破壊に関する模型実験、土木研究所資料
第3399号、p91、1996
- 38)三木博史、古本一司、古田光弘、佐々木博明：樋門・樋管周辺の空洞化を考慮した堤防強化
対策に関する実験的検討、土木学会第55回年次学術講演会、p508～509、2000
- 39)荒井猛：樋門・樋管周辺の遮水性確保技術の開発、土木技術資料 45-5、p66～71、2003
- 40)相馬和則、根守克己：島松川堤防たん水試験、第24回北海道開発局技術研究発表会、p911～918、
1981
- 41)国土開発技術センター：軟弱地盤上における基礎処理試験施工報告書、1994
- 42)岡崎文吉：石狩川治水計画調査報文、1909
- 43)石狩川開発建設部：石狩川の捷水路、1992
- 44)鈴木英一：河川堤防漏水調査技術講演会、資料-1、石狩川開発建設部、1999
- 45)瀬川明久、高橋繁樹、荻原清：（報文）河川構造物周辺の漏水について、北海道開発局土木
試験所月報、NO,361、p2～9、JUNE1983
- 46)瀬川明久、小林信行、渡辺和好、福田義昭：河川構造物漏水調査のてびき、北海道開発局土
木試験所河川研究室、1986
- 47)瀬川明久、港高学、吉川勝秀：石狩川下流の開発と堤防整備の歴史について、土木学会建
設マネジメント研究論文集、Vol.15、p429～440、2008
- 48)瀬川明久、港高学、三室俊昭、吉川勝秀：泥炭性軟弱地盤上の樋門周辺堤防における安全
性に関する実証的研究、土木学会論文集 F6Vol.67、No.2、2011
- 49)瀬川明久、間平祐樹：石狩川下流における樋門周辺堤防の安全確保のあり方について、（社）
日本治水治山協会、水利科学、No. 329、p91～134、2013

第2章 石狩川下流の地勢と堤防

石狩川治水計画¹⁾は、河川水位の低下による水害防止や泥炭地の乾燥化による農地開拓を目的として策定された。その中で堤防整備は、地盤特性や財政難などの影響により進捗せず、1970年頃に60年を要して計画高水位と同高の連続堤防が整備され、現在は完成断面で施工中である。一方、連続堤防整備後の1975年8月²⁾⁻⁶⁾や1981年8月の洪水⁷⁾⁻¹²⁾では、樋門周辺堤防の変状に起因する災害が頻発し、その安全確保のあり方が問題になった。

本章では、石狩川下流における泥炭性軟弱地盤上にある堤防の実態を把握するため、地形・地質特性、開発計画、堤防整備および洪水被害の歴史などを分析し、連続堤防が地域社会の安全確保に果たす役割と樋門周辺堤防の問題を明らかにした。

2.1 地形・地質と堤防

本節では、地形・地質特性から、地盤沈下や堤防沈下などの発生要因を検証し、その実態と樋門周辺堤防への影響について検討した。

2.1.1 地形・地質の形成過程^{2), 12)-16)}

石狩川下流の氾濫原は、北海道の第四紀更新世後期以降に図-2.1.1(a)から(b)へ変化した地形変遷^{13), 14)}により形成された低平地である。(a)図は、北海道が石狩から苫小牧に連なる海域で分断されていた約38万年前の地形であり、内陸部への海域侵入は現在の月形付近までと考えられている。(b)図は現在の地形であり、海域は約3万年前の支笏火山噴火物により太平洋側が埋め立てられ、必然的に古石狩川は日本海側に流下した。残った海域には、石狩川の流送土や火山噴出物が厚く堆積して地表部には泥炭が生成されたことにより、地盤沈下の根本的な要因となる泥炭性軟弱地盤が形成された。

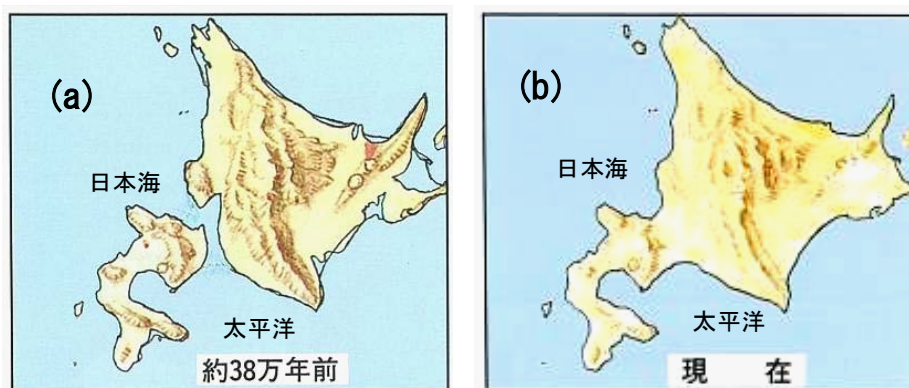


図-2.1.1 石狩川下流の地形変遷^{13), 14)}

2.1.2 河道の直線化と河川地形^{2), 15), 17), 18)}

氾濫原開発を支援する最初の治水対策は、迂余曲折していた石狩川本支川の洪水の流出促進と水位低下を目的として、図-2.1.2に示す本川29箇所と支派川の捷水路を開削する事業であり、1918～1981年の64年間で完了して現在の河川地形が創出された。

その結果、河口～深川間の河道延長¹⁷⁾は、捷水路と自然短絡により 196.2 km (1874) から 121.9 km (1985) になった。支川では豊平川、夕張川、幾春別川、美唄川などが捷水路になり、洪水災害は軽減化して土地利用が進展した。一方、堤防法線は、大半が自然堤防以外の泥炭性軟弱地盤に設定されたことが地盤沈下の影響を強く受ける一因になった。

番号	捷水路名	旧河道	捷水路	着工年月	通水年月
1	生 振	18,193	3,655	1918.10	1931.05
2	当 別	4,182	2,792	1924.07	1933.05
3	篠路第2	2,145	917	1919.06	1921.09
4	篠路第1	3,036	1,647	1922.04	1925.11
5	対 雁	5,891	2,345	1923.04	1933.08
6	巴農場	4,900	1,500	1935.04	1938.05
7	砂 浜	1,600	800	1934.06	1938.09
8	下達布	3,000	1,500	1934.05	1939.09
9	穴 粟	1,300	650	1937.04	1942.05
10	幌達布	1,300	700	1937.04	1942.09
11	豊ヶ丘	2,800	1,900	1934.04	1941.07
12	上新篠津	1,700	1,000	1940.04	1943.10
13	狐 森	2,500	1,100	1940.04	1949.09
14	川 上	500	300	1937.06	1949.09
15	枯 木	4,600	2,100	1939.04	1950.10
16	大 曲	3,700	1,200	1941.05	1955.10
17	札比内	2,500	800	1939.04	1956.10
18	砂 川	6,500	3,000	1964.6	1969.11
19	アイヌ地	2,500	1,200	1941.05	1951.11
20	菊水町	1,500	1,000	1942.05	1947.09
21	池の前	6,000	2,364	1939.05	1941.09
22	蛸の首	4,000	650	1938.10	1939.05
23	江部乙第2	3,800	2,900	1956.10	1960.11
24	六戸島	3,800	2,900	1956.06	1961.11
25	芽 生	3,200	1,200	1946.05	1953.10
26	稲 田	1,000	500	1951.05	1951.09
27	中 島	2,500	1,000	1953.05	1955.03
28	広里第2	1,900	900	1954.07	1955.11
29	広里第3	3,300	2,300	1951.12	1953.07
石狩川 計		100,047m	41,920m	58,127m短縮	
a	石狩放水路	—	2,500	1977.03	1981.08
b	豊平川	11,500	6,670	1932	1941.07
c	厚別川	5,500	2,570	1949	1954
d	夕張川	34,000	11,100	1922.05	1936.08
e	幌向川	2,600	4,500	1943	1965
f	幾春別川	15,000	5,720	1935	1949
g	美唄川	20,500	1,900	1921.12	1925

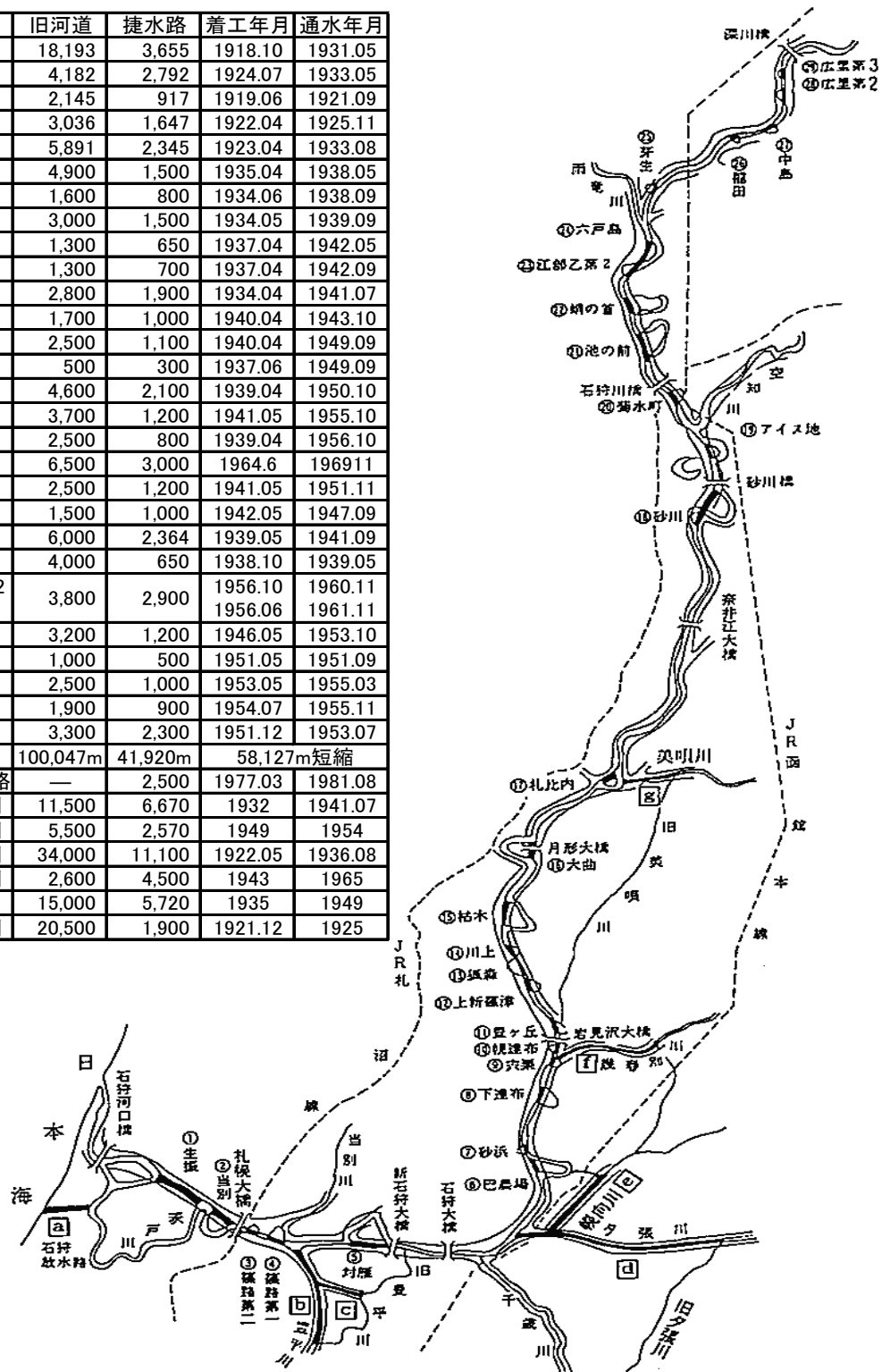


図-2.1.2 石狩川本支川の捷水路位置図^{17), 18)}

2.1.3 泥炭の分布と工学的性質^{2)、15)-16)、19)-23)}

図-2.1.3 は、石狩川下流の 1/20 万地質図¹⁹⁾と土地分類図²⁰⁾を参考に、地形図に高層湿原堆積物（高位泥炭）、中間湿原堆積物（中位泥炭）、低層湿原堆積物（低位泥炭）の分布を示したものである。泥炭地の地質は、表層から泥炭、泥炭質土、粘土・シルト、砂・砂礫で構成され、泥炭層厚は 2.0～12.0m、泥炭層を含めた軟弱地盤厚は 10～50m である。

泥炭の工学的性質は、2t オランダ式二重管コーン貫入試験（以下コーン貫入試験と記す）によるコーン貫入指数 $0.05\sim 0.4\text{MN}/\text{m}^2$ 、含水比 200～1,500%、圧縮指数 3～11 である。

この泥炭を共存する軟弱地盤は泥炭性軟弱地盤^{21)、22)}と呼ばれ、性状は高含水比で圧縮性が大きく非常に脆弱であり、この地盤上の堤防沈下量は堤防高の 30～100% 超である。この地盤特性から、堤防と樋門の接続部では必然的に不等沈下による変状が発生し、その変状は連続堤防の安全性を低下させる弱点になっている。

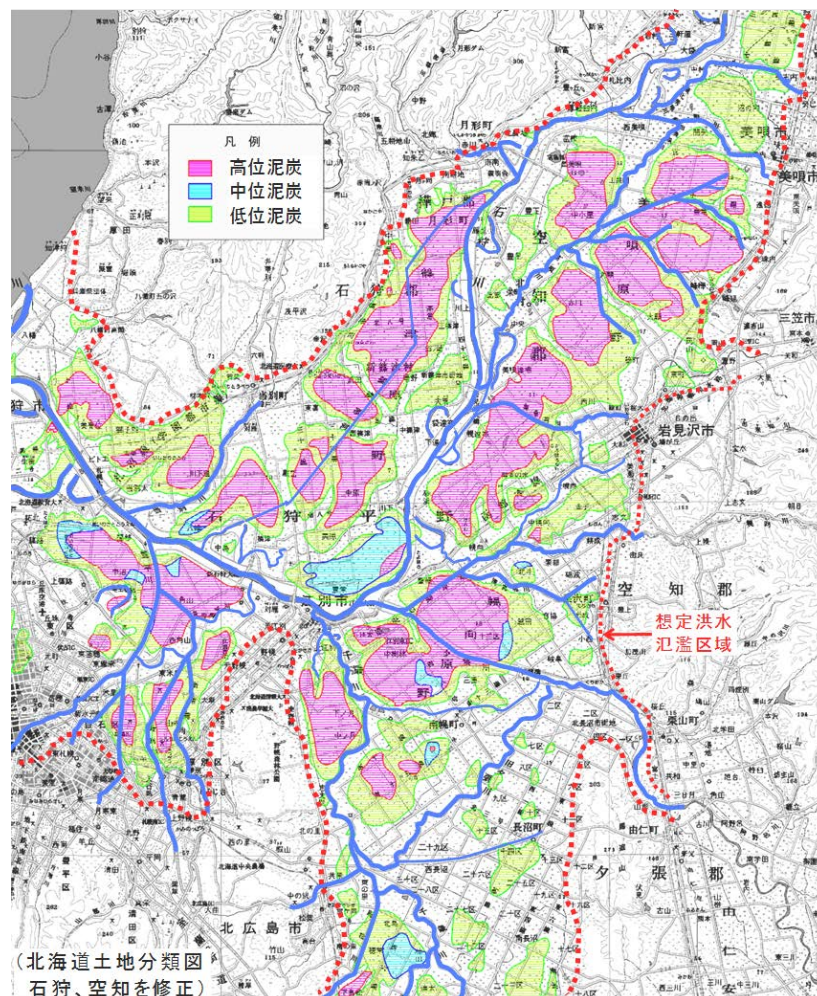


図-2.1.3 石狩川下流の泥炭分布図¹⁹⁾⁻²⁰⁾

2.1.4 地盤沈下の実態^{15)、16)、21)}

図-2.1.4 は、篠津、幌向、美唄地区の三角点改測記録（1957～1979）を比較した地盤沈下分布図である。地区別では、篠津と美唄地区は 60～90 cm 以上、幌向地区は 10～90 cm で

あり、沈下量の大きい箇所は高位や中位の泥炭地である。図-2.1.5 は、筆者らの調査による図-2.1.4 に示した美唄地区A¹-A²測線の地盤標高比較図（1968年地形図と1979年水準測量の比較）であり、沈下量は0.2~1.2m、年平均最大沈下量は10.9cmである。この記録は、高度経済成長期後半から第5次治水事業5カ年計画中期の沈下量を示し、農地開拓や河川改修が急速に進展した時代の現象である。なお、地盤沈下は樋門周辺堤防の不等沈下と変状を進行させるため、連続堤防の安全性は長期的に低下することになる。

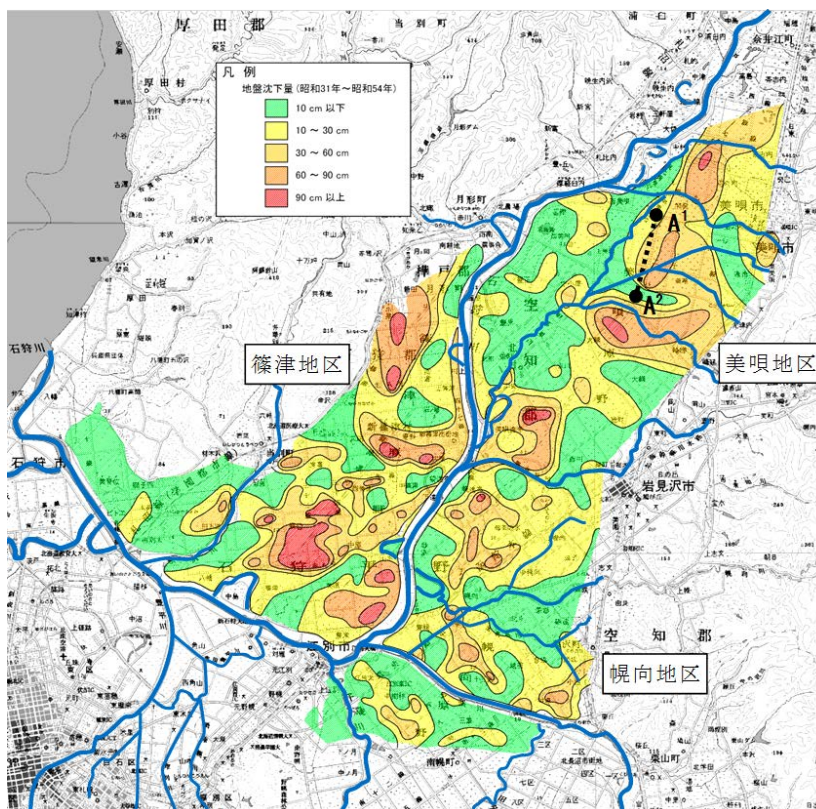


図-2.1.4 石狩川下流の地盤沈下分布図(1957~1979)

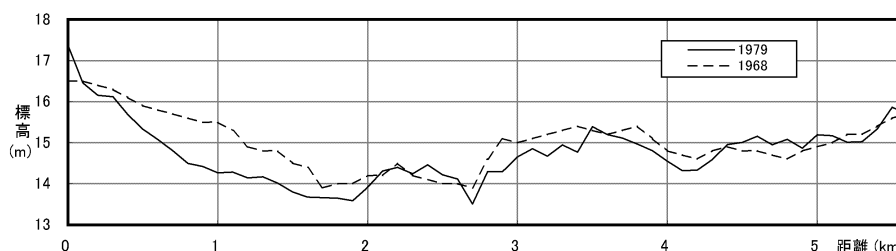


図-2.1.5 美唄地区A¹-A²測線の地盤標高比較図

2.2 氾濫原開発と堤防整備の歴史^{2)、6)、11)、12)、15)、16)、21)、24)-27)}

石狩川下流の本格的な開発は、開拓使10カ年計画(1872)からであり、その支援と水害防止を目的とする石狩川治水計画^{1)、2)}は北海道第1期拓殖計画の初年度(1910)に策定された。連続堤防は、1970年頃に暫定断面(天端高=計画高水位)で整備されたが、1975年8月洪水²⁾⁻⁶⁾では堤防の沈下部からの越水などにより決壊した。その後、1980年に新暫定断

面（天端高=計画高水位+0.5m）で整備したが、1981年8月洪水^{7)・12)}により再び決壊して甚大な災害が発生した。この洪水後は天端を越えるような洪水は発生していないが、今後の堤防整備の基本として、氾濫原開発と堤防整備の歴史的な関わりを考証し、堤防が流域発展に果たした効果、その安全性の実態と課題などについて検討した。

2.2.1 時代的背景と堤防整備

本項では、明治以降の開発計画と堤防整備に関わる土地利用、流域人口、堤防計画延長、洪水災害などの歴史的な実態、動向および問題点を検討した。なお、土地利用面積^{17)・18)}は氾濫区域内²³⁾を対象とし、流域人口^{25)・26)}は厚田、浜益を除いた石狩と空知支庁の合計値、堤防計画延長は土地利用図に記入して図上測定により求めた。

(1) 1868～1869年：函館裁判所時代

明治新政府は、ロシア南下政策の対抗手段としての北海道開発を促進するため、1868（明1）年に函館裁判所を設けたが、函館戦争などの影響により1年数ヶ月で廃止した。

(2) 1870～1881年：北海道開拓使時代

北海道開拓使は、北海道経営の中心として札幌に設置（1870.2）した。1871～1878年には札幌や石狩平野周辺に移民、仙台士族、屯田兵などが入植して開発が始まり、全道人口は約5.8万人になった。治水工事は水害に苦しみつつも財政事情から、測量調査および舟運や漁業のため流木除去や浚渫などの小規模工事のみが行われた。豊平川では1871～1882年に鴨々川水門、札幌本府防御のための市街堤防や水制工事などが行われた。

(3) 1882～1885年：三県一局時代

1882年の廃藩置県に伴い、函館県、札幌県、根室県の3県と農商務省管轄の北海道事業管理局が設置された。夕張川沿いでは、1883～1885年に点的に移民入植が行われたが、開拓使の権限分割と全国的な大不況の影響を受けて開拓は進展していない。

(4) 1886～1900年：北海道庁初期

1886年に北海道庁が設置され、その開拓政策に基づき1887～1895年にかけて新琴似、滝川、沼貝、一己などに屯田兵が入植した。1892年の室蘭～岩見沢間の鉄道開通と旧夕張川～長沼市街間の馬追運河開削に伴い、千歳、夕張、幌向の原野開拓が急進展した。

1896年の土地利用は、札幌、江別、岩見沢、滝川などの市街地開発、氾濫原周辺での点的な耕地開拓により1.6万haになり、1890年の流域人口は15万人になった。

この時代は洪水が頻発し、1898（明31）年に氾濫面積15.0万haに達する大洪水が発生して流域は悲惨な被害を受けた。同年に北海道治水調査会と石狩川治水同盟会が設立され、翌年から河川調査に着手した。治水工事は浚渫や流木除去などが行われたが、開発草創期から好転しない財政事情を理由に石狩川の治水計画は策定されていない。

(5) 1901～1909年：北海道10年計画

本計画は北海道拓殖の重要性から、その促進を図る目的で立案されたが日清・日露戦争の影響で予算確保が難しく、成果もないまま1909年に打ち切りになった。

図-2.2.1に、1909年土地利用と1910年堤防計画を示した。1896年の土地利用は、札幌

周辺、夕張川・幾春別川・空知川の下流域、泥炭地以外の開拓などで 6.07 万 ha になった。

治水工事は日清・日露戦争後の補足計画でも進捗せず、石狩川、千歳川、空知川などの測量調査や流木処理などが行われた。1904 年（明 37）に氾濫面積 14 万 ha に達する大洪水が発生し、相次ぐ大水害により流域住民の開拓意欲は大きく減退した。北海道庁の岡崎文吉技師は、これらの洪水に基づき石狩川対雁地点の計画高水流量を 30 万立方尺（8,348 m³/sec）とする石狩川治水計画報文¹⁾を提出した。

(6) 1910～1926 年：北海道第 1 期拓殖計画

本計画は、拓地殖民、財源確保、情勢変化への対応を目標に掲げて、北海道拓殖の充実を図る事業であるが、財政事情により 15 年間で 17 年間に繰り延べになった。

1926 年の土地利用は札幌圏、氾濫原周辺、当別、篠津などの開発が進み 8.9 万 ha になり、流域人口は 1910 年 56.6 万人、1920 年 56.5 万人と微減した。1910 年策定の石狩川治水計画¹⁾は、河口～対雁間の浸水除去 1.9 万 ha、浸水未開地開発 0.94 万 ha、重要市街地防御などを目的に石狩川第 1 期工事として実施した。改修方式は対雁生振間改修工事設計平面図（1917）に基づき、1918 年から生振捷水路および図-2.2.3 に示す断面の左右岸堤防 28 km に着手し、1926 年の堤防計画延長は捷水路と夕張川新水路を合わせ 54 km になった。また、捷水路左右岸堤防工事では、7.0m 前後の泥炭層の過大な沈下とすべりで難儀したが、1937 年に旧川箇所などを残し、計画の 2.5 倍以上の盛土量を要して完了した。当別川は左右岸 3.5 km の小堤防、滝川市街は 1924～1925 年に堤防 3.4 km と水門 1 箇所、深川市街は 1936 年に堤防が完了した。本計画の石狩川治水費^{2)、12)}の計画額 23,798 千円、支出額 14,376 千円、実施率 60% であり、戦争や恐慌による財政緊縮により治水費の確保は難しかった。

(7) 1927～1946 年：北海道第 2 期拓殖計画

本計画は、第 1 期拓殖計画の根本的方針を継続し、20 年間で未墾地開拓、移民招来、資源開発、人口、食糧などの問題解決を目的に策定された。

1937 年の土地利用は 10.0 万 ha になり、氾濫原の 70% が開発されて湿地は 1/3 になり、1935 年の流域人口は 73 万人になった。1932(昭 7)年には氾濫面積 14 万 ha の大水害が発生し、これを契機に対雁～月形間の浸水除去 5.8 万 ha、浸水区域の開発促進 2.2 万 ha、美唄川と幌向川の治水工事などを目的とする石狩川第 2 期工事(1936～1946)が策定された。

堤防計画延長は、1937 年に石狩川、豊平川・当別川・美唄川・須部都川の早期改修効果を期待する輪中構想^{2)、15)}を合わせ 361 km になった。本川堤防は、右岸対雁～月形 34.4 km、左岸江別～美唄川合流点 30.8 km を施工し、輪中構想は札幌市街と当別地区で完了した。

1941 年に、月形～深川間の開拓と洪水防御を目的とする石狩川第 3 期工事が 17 年計画で着手されたが、太平洋戦争のため 1946 年に打ち切りになった。本計画における石狩川治水費^{2)、12)}の計画額 95,847 千円、実施額 68,670 千円、実施率は 72% である。

(8) 1946～1949 年：戦後混乱期の開発と治水計画

我が国は敗戦により朝鮮、台湾、樺太、千島などの領土と海外の諸権益を失った。戦後の緊急課題となる復員者 455 万人と食糧増産などの受け入れ先として、北海道の役割が重要視された。政府は、戦後復興対策として北海道で入植 20 万戸、開墾 6.3 万 ha などを目的

とする緊急開拓事業実施要領を閣議決定（1945.11）し、1947年から北海道の公共事業費は北海道開発費と改められた。1946年の流域人口は、終戦直後の復員者定住化などにより急増して95.1万人になった。1947～1949年の石狩川下流治水費予算額^{2),12)}は314,021千円であり、1949年以降は予算面で僅かに増加傾向になった。

(9) 1950～1959年：北海道開発法初期の開発と治水計画

1950年に北海道開発法が成立して北海道開発庁、北海道開発局（1952）が設置され、戦後の農林漁業、資源開発、都市開発などの方針を定める北海道総合開発計画（1952～1961）が策定され、この中で石狩川下流の治水対策が重要課題として位置付けられた。

1953年の土地利用は10.1万haになって湿地は点在化し、1955年の流域人口は147.7万人に急増した。1953年に石狩川改修全体計画が策定され、幌向川などの支派川まで整備範囲を拡張し、堤防断面は図-2.2.4に示す計画高水位と同高の暫定断面²⁾になった。

1953(昭28)年に氾濫面積1.09万haに達する水害が発生し、治水対策の早期着手が強く要請された結果、1957年の堤防計画延長は中小河川も取り込まれて665kmになった。

北海道総合開発計画第1次（1952～1956）の国費の河川・砂防費計画額²⁸⁾は30,800百万円、実施額15,130百万円、実施率49%、第2次（1958～1962）の計画額28,831百万円、実施額21,510百万円、実施率75%である。

(10) 1960～1969年頃：第一次治水事業五ヶ年計画期の開発と治水事業

この時代は、高度成長経済（1955～）を背景に社会経済は急速に発展した。1965年の土地利用は13.03万haになり氾濫原の90%が開発され、1965年の流域人口は169.3万人になった。治水事業五ヶ年計画は、1960年の第1次から順次策定され、石狩川下流では泥炭地の洪水防御と無堤地区解消を目標に整備を進めた。この途上の1962（昭37）年に氾濫面積6.61万haに達する大水害が発生し、奈江豊平川では樋門が破壊した。この水害克服を目的に石狩川治水全体計画が策定（1967）され、1967年の堤防計画延長は旧美唄川などの中小河川を取り込み783kmになった。治水事業五ヶ年計画第1～3次（1960～1971）の石狩川下流河川改修費¹²⁾は、計画額80,700、実施額53,796百万円、実施率67%である。

(11) 1970年頃～現在：連続堤防整備後の状況

連続堤防が整備された1970年頃は、洪水災害は大きく軽減すると期待されたが、1975年8月に氾濫面積2.73万haに達する大水害が発生^{2),6)}した。主な原因は、本支川の暫定堤防沈下による越水22件（その内、決壊4件）、樋門漏水と越水による決壊2件である。

復旧工事は激甚災害特別緊急事業（1976～1980）により、天端高を図-2.2.5に示す計画高水位+0.5mとする新暫定断面^{2),5)}で石狩川、旧美唄川、幌向川などが整備された。

新暫定堤防が完成した直後の1981年8月前期に、史上最大の洪水流量と洪水位が観測されて氾濫面積は5.6万haに達し、8月後期には千歳川と豊平川で氾濫面積0.57万haの洪水が発生⁷⁾⁻¹²⁾した。堤防災害は堤防沈下部の越水、堤防や樋門の漏水などに起因する決壊が12件発生し、再び激甚災害特別緊急事業¹⁰⁾が実施され、工事実施基本計画も改定¹¹⁾された。その後の堤防整備は、図-2.2.6～7のように計画断面¹¹⁾に施工余盛を加えて安全性の向上が図られた。しかし、樋門周辺堤防では、断面拡大が不等沈下や変状の進行に繋がること

から長期的な安全確保に課題が残った。

図-2.2.2は、1985年土地利用と堤防計画^{17),18)}である。土地利用は12.8万haになり、湿地は地図上から消失し、環境保全や遊水機能は期待できなくなった。1985年の流域人口は232.4万人であり、堤防の計画延長²⁹⁾は氾濫原全体が取り込まれ948kmになった。

治水事業5ヶ年計画第4次(1972~1976)の石狩川下流河川改修費¹²⁾は、計画額71,000百万円、実施額65,420百万円、実施率92%である。

以上の開発と堤防整備の歴史に伴い、60余の洪水防御地区が創出された結果、氾濫地区では被害の集中化が予測され、地区毎の安全性評価に基づく安全対策が必要になった。

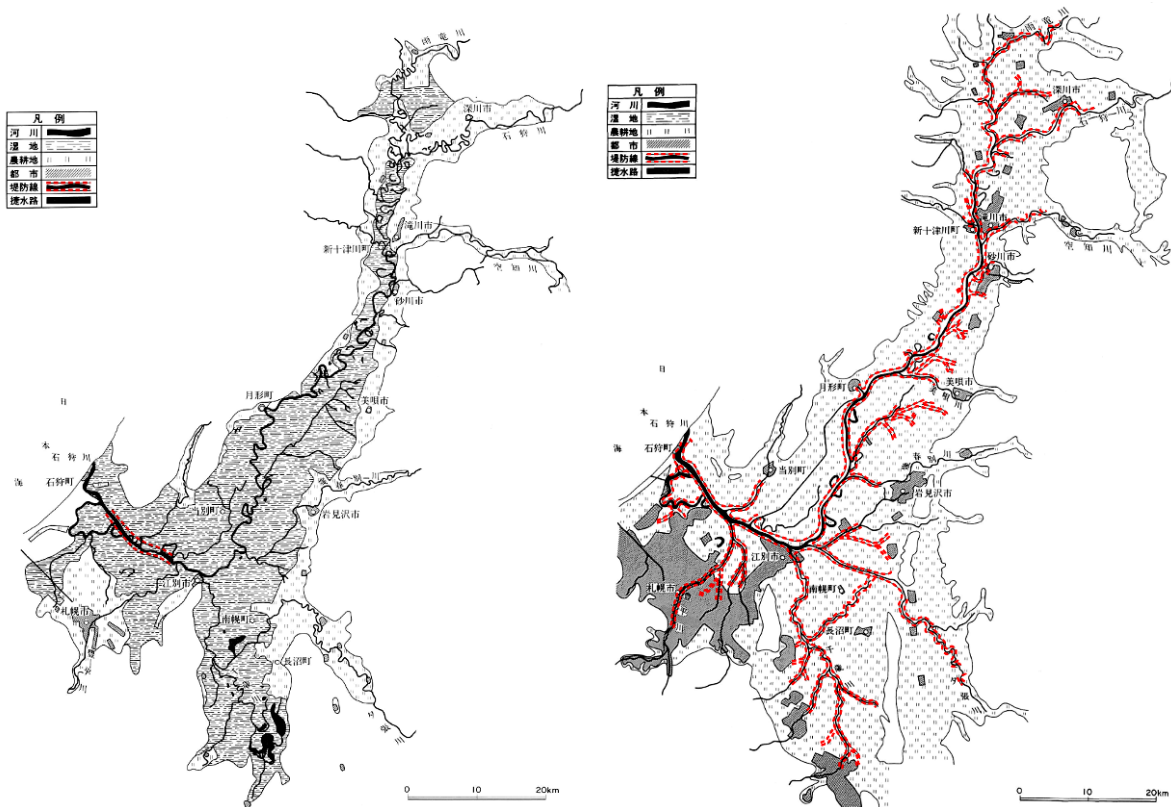


図-2.2.1 1909年土地利用
1910年堤防計画^{17),18)}

図-2.2.2 1985年土地利用
1985年堤防計画^{17),18)}

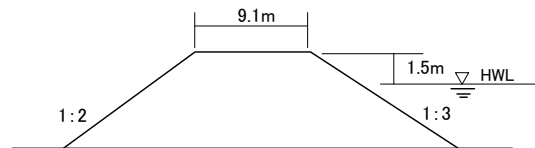


図-2.2.3 1910年以降の堤防断面¹⁾

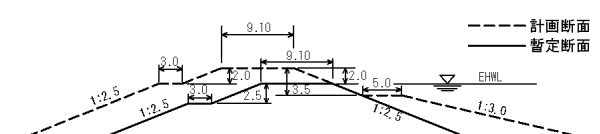


図-2.2.4 1953年以降の
暫定堤防断面(実線)²⁾

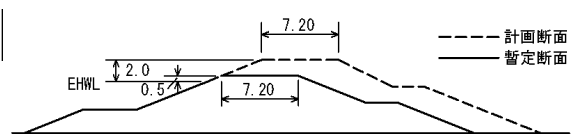


図-2.2.5 1975年以降の
新暫定堤防断面(実線)²⁾

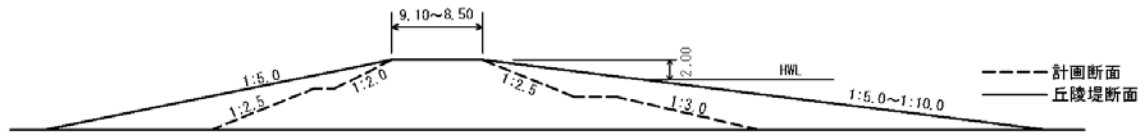


図-2.2.6 1981年以降の石狩川の堤防断面¹⁾

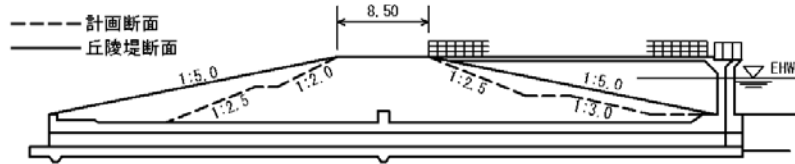


図-2.2.7 1981年以降の樋門箇所の断面¹⁾

2.2.2 氾濫原開発と堤防整備の動向^{2), 11), 15), 16), 24), 28)}

図-2.2.8は石狩川下流に関わる開発計画、主要洪水、土地利用、流域人口、堤防計画延長などの推移であり、明治から現在までを3区分して堤防整備の実態と課題を検証した。

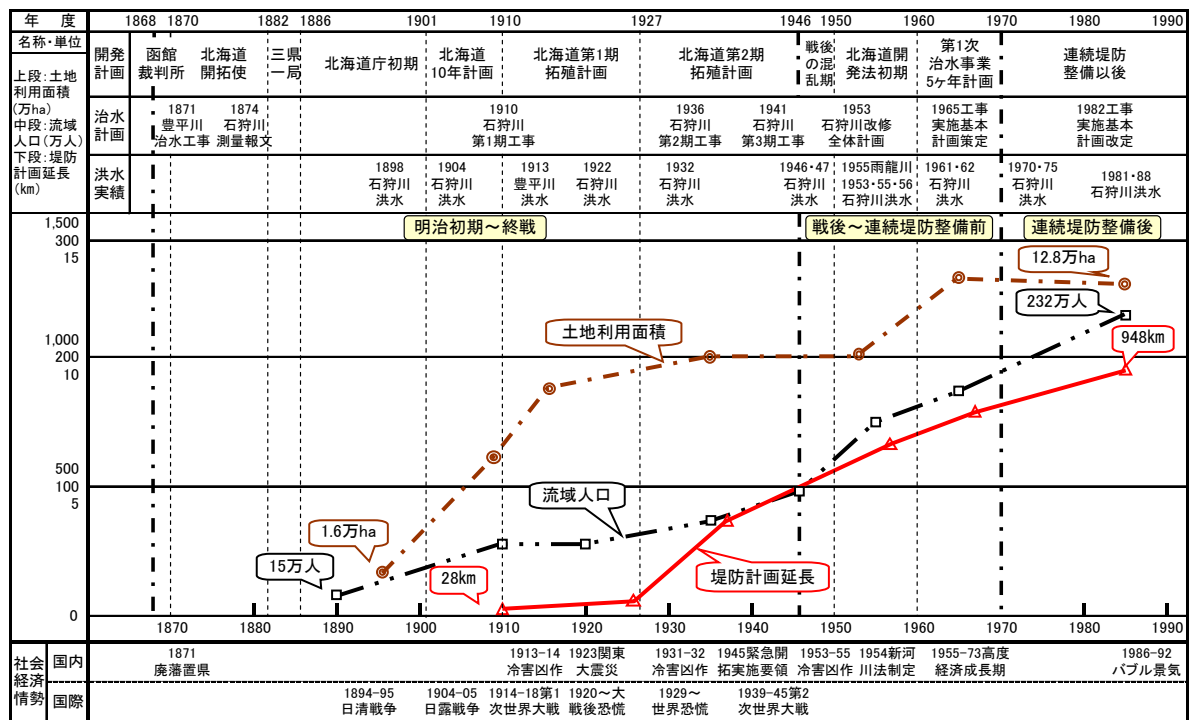


図-2.2.8 開発計画と堤防整備の推移

(1) 明治初期から終戦 (1868~1945年)

図-2.2.8に示したように、明治維新から北海道第2期拓殖計画まで7件の開発計画が策定された。土地利用は、北海道庁初期の1.6万haから北海道第1期拓殖計画まで30年間で8.9万haが開拓され、第2期拓殖計画後期の1935年には10.0万haに達して氾濫原の70%が開発された。流域人口は、北海道庁初期の15万人が第1期拓殖計画初年度には56.6万人になり、1935年には73万人になった。

治水対策は、豊平川は 1871 年から堤防工事など、石狩川は 1874 年から開拓使測量長ジェームス・R・ワッソンらが測量調査に着手した。堤防計画延長は、1910 年の石狩川治水計画の 28 km が 1926 年には夕張川を加えて 54 km になり、1937 年には石狩川第 2 期工事により月形まで 361 km になった。堤防整備は、滝川や深川などの市街地、輪中構想による豊平川地区と当別地区で進行したが、完成延長は計画の 1/3 以下の約 100 km で無堤部が大半であった。整備範囲は、地盤特性や財政難などの影響により広がらず、既往最大洪水の克服は不可能で、水害防止への強い社会的要請に応えられなかった。

(2) 戦後から連続堤防整備前（1946～1970 年頃）

北海道の戦後処理は、1945 年 11 月の緊急開拓実施要領により進められた。土地利用は、社会経済情勢から 1950 年代後半まで進展していないが、1950 年の北海道開発法と北海道総合開発計画の策定や高度成長経済（1955～）などを背景に進展し、1965 年には 13.0 万 ha に達して氾濫原の 90% が開発された。流域人口は、復員者対策などにより 1946 年の 95.1 万人が 1965 年には 169.3 万人と急増した。堤防計画延長は、1953 年の石狩川改修全体計画で無堤地区解消が掲げられ、1957 年には 665 km、1967 年には支派川を加えて 783 km と伸張した。1970 年頃には、60 年を要して暫定断面の連続堤防が整備されて 60 余の洪水防御地区が創出されると共に、1962 年洪水に対処可能になったと期待された。

(3) 連続堤防整備後（1970 年頃以降）

連続堤防の整備後は、土地利用は 1985 年に市街化が進展して 12.8 万 ha になり、流域人口は 20 年で 63 万人増加して 232 万人、氾濫原人口は約 100 万人になった。1975 年と 1981 年に大洪水が発生し、越水に加えて堤防や樋門の漏水に関わる質的災害が発生したが、その後は本川で計画高水位を上回る洪水は発生していない。堤防計画は 1982 年の工事実施基本計画改定に伴い、1985 年には氾濫原全体が取り込まれ 948 km になった。近年の堤防整備は質的強化と掘削土処理を目的に、緩傾斜断面に施工余盛を加えて整備中である。また、杭基礎樋門の空洞化対策³⁰⁾は、507 箇所の内、グラウト工 1 回 33%、2 回以上 27%、柔構造樋門は 44 箇所の内 1 箇所である。このような動向から、連続堤防の弱点となる樋門周辺堤防では、変状の実態解明と恒久的な安全確保のあり方を再構築する必要が生じた。

2.3 洪水防御地区の実態^{9)、15)、16)、27)-32)}

泥炭性軟弱地盤上にある洪水防御地区の実態について、図-2.3.1 に示す農村部の北村・岩見沢地区および図-2.3.3 に示す都市河川部の豊平川右岸地区を対象に、氾濫範囲、浸水深、氾濫実績などを把握し、堤防の効果、安全性および問題点を検証した。

(1) 北村・岩見沢地区

図-2.3.2 は、図-2.3.1 に示す石狩川左岸 KP=56.0 km 付近の旧美唄川を横断する A 測線の横断図である。堤防延長²⁹⁾と樋門数³⁰⁾は、NO,11 は L=36.3 km、26 箇所、NO,12 は L=60.7 km、71 箇所であり、2 地区のグラウト工による空洞化対策は 1 回 38 箇所、2 回 15 箇所、3 回 1 箇所である。A 測線の地盤線は河川周辺より低い部分が 6 割で、雨水などが貯留しやすく

排水性の低い地形である。この地区は農村地帯であり、市街地は岩見沢、北村、美唄市の1部である。外周の堤防高は5.0～7.0mであり、石狩川の計画高水位以下の浸水深は2.0～7.0mであることから、決壊による浸水範囲は地区全体に広がる危険性が高い。

1981年8月洪水ではNO.11、68.0 km²の90%、NO.12、111.0 km²の80%が浸水して浸水時間は96～110時間に達し、4樋門の周辺で水防活動^{7),9)}が行われた。この地区の洪水に対する安全基盤は堤防であり、安全性向上には樋門周辺堤防の変状問題の解決が必要である。

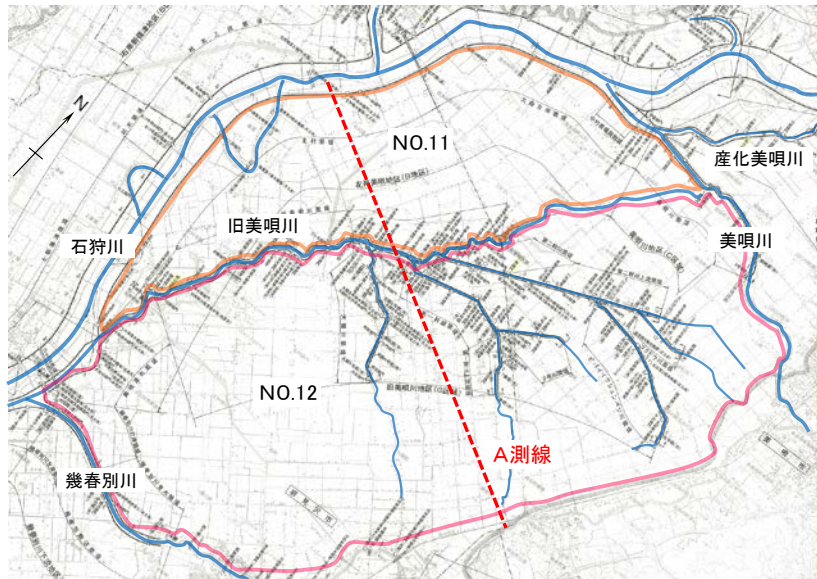


図-2.3.1 北村・美唄地区地形図

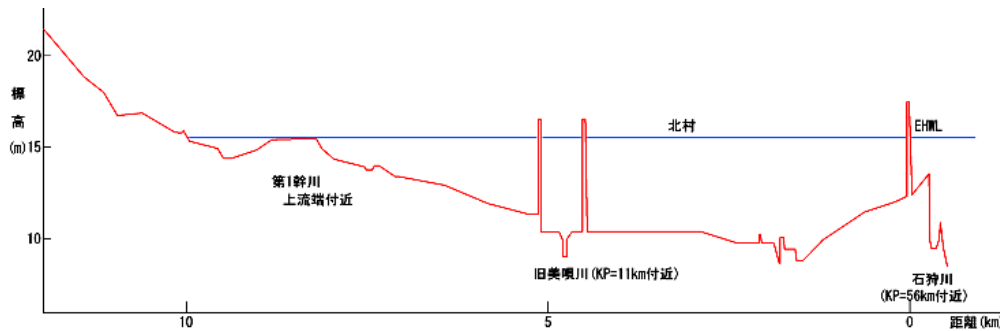


図-2.3.2 北村・岩見沢地区 (A 測線) の横断面図

(2) 豊平川右岸地区

図-2.3.4 は、図-2.3.3 に示す都市河川、豊平川右岸 KP=9.5 km 付近の B 測線の横断面図である。外周堤防は石狩川左岸、豊平川右岸上流、厚別川、野津幌川、月寒川、望月寒川である。この地域は、1910年代は未開の原野であったが、戦後に農地開発が行われて1950年頃に耕地化された。近年は堤防整備により、NO.51～55の5地区に分割され、上流部は市街地に、湿地であった下流地域は耕作地になった。

表-2.3.1 は、各地区の堤防延長²⁹⁾、樋門数³⁰⁾、想定浸水面積³¹⁾および人口動態^{25),26)}を示したものである。地区別の人口は0.9～3.5万人/地区、人口密度は397～7,601人/km²であり、

鉄道や道路などの交通網が整備されている。

現況地盤線は、豊平川から厚別川周辺に至るまで標高差約 2.0m の緩い傾斜地であり、地形は堤防で囲まれた下流閉鎖型で排水性は低い。

堤防高は豊平川が 5.0m、4 支川は 3.0～4.5m であり、豊平川の計画高水位は支川より 1.5m 高く、支川の堤防高を超えて 5.1 km 先の野幌台地に至り、想定浸水深は 3.0～4.5m である。

各地区の樋門数は 7～16 箇所、全体で 55 (直轄 38) 箇所である。樋門のグラウト工による安全対策³⁰⁾は 1 回が 23 箇所、2 回が 8 箇所で行われている。

1981 年洪水による氾濫面積は、NO.51 の 90%、NO.52 の 70%、NO.53 の 80%、NO.54 と NO.55 の 20% が浸水して浸水時間は 46～86 時間に達し、2 樋門の周辺で漏水防止活動^{7),9)}が行われた。豊平川右岸地区の洪水に対する安全基盤は、(1)と同様に堤防に依存しており、安全性向上には樋門周辺堤防の変状問題の解決が必要である。

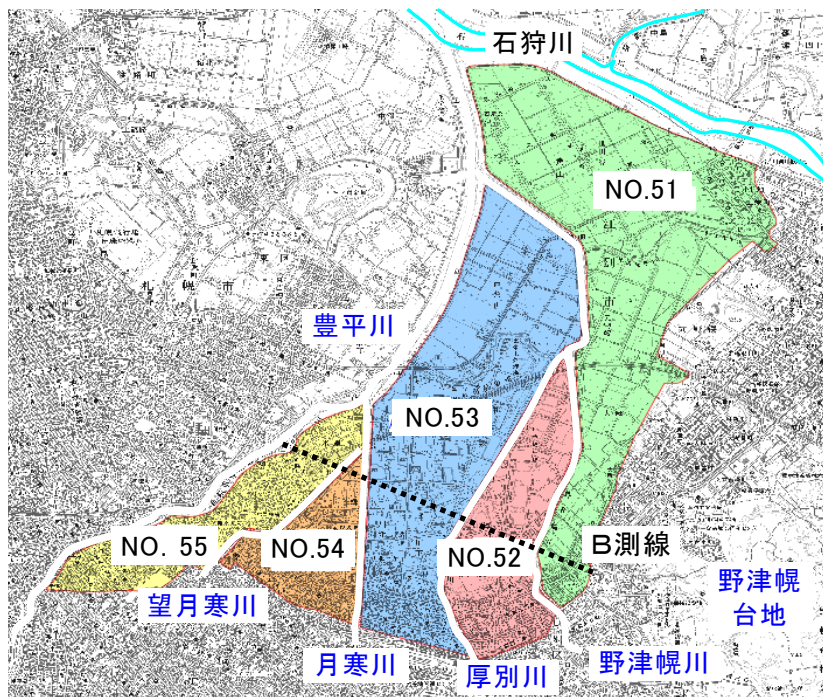


図-2.3.3 豊平川右岸地区 (T9.5) 地形図

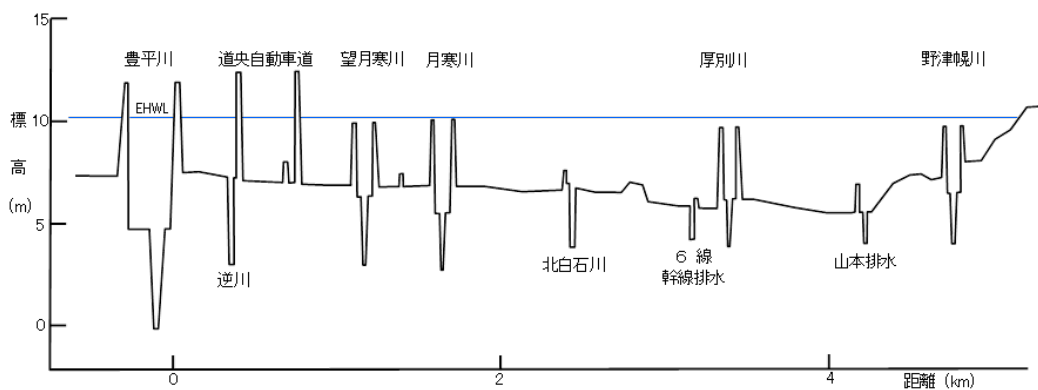


図-2.3.4 豊平川右岸地区 (T9.5) の大横断面図

表-2.3.1 豊平川右岸地区の諸元

地区NO	堤防延長 (km)	樋門数 (箇所)	想定浸水 面積(km ²)	人口 (人)	人口密度 (人/km ²)	世帯数 (世帯)	主要交通幹線(路線)			
							国道	高速	鉄道	地下鉄
NO.51	16.9	10	22.6	8,976	397	3,003	1	1		
NO.52	11.6	7	7.0	13,432	1,922	4,695		(1)	1	
NO.53	19.5	16	17.7	21,507	1,214	7,514	1、(1)	1、(1)	1、(1)	
NO.54	7.0	9	4.1	30,937	7,601	12,519	(1)	(2)	(2)	
NO.55	12.1	13	6.7	35,404	5,292	17,081	1、(1)	(2)	(2)	1
計	67.1	55	58.1	110,256	1,899	44,812	3	2	2	1

注:主要交通幹線の()書は同一幹線の通過地区

2.4 第2章のまとめ

石狩川下流における氾濫原の実態と安全性の検証に基づき、以下に知見を整理した。

- (1) 石狩川下流の氾濫原は、泥炭 ($q_c=0.05\sim 0.4\text{MN}/\text{m}^2$ 、 $w=200\sim 1,500\%$ 、 $c_c=3\sim 11$) を共在する層厚 10~50mの泥炭性軟弱地盤が 70%以上を占め、非常に脆弱な地質の地盤沈下地帯であることから、樋門周辺堤防に連続堤防の弱点となる変状が発現することが判った。
- (2) 氾濫原開発を支援する治水計画は、明治後期の 1910 年に開発後追い型で策定され、1953 年には無堤部解消が目標となり、連続堤防は 1970 年頃に整備された。それから間もない 1975 年と 1981 年洪水では、堤防沈下に伴う越水災害に加え、樋門周辺堤防の変状に起因する堤防災害が頻発したため、その実態と危険性の早期解明が必要になった。
- (3) 連続堤防整備後の災害形態は、従前の無堤部の氾濫や弱小堤の越水から、堤防沈下部の越水および堤防や樋門周辺の漏水による決壊や法すべりなどに変化し、この堤防災害の傾向変化を考慮した安全対策が必要になった。
- (4) 農村部と都市河川部における洪水防御地区の実態分析の結果、2 地区の地形は堤防で囲まれた下流閉鎖型で排水性が低く、外周堤防高は 3.0~7.0m、浸水深は 2.0~7.0m であり、1981 年 8 月洪水では各地区の 20~90%が浸水した。また、2 地区の直轄樋門 135 箇所の内、空洞化対策としてのグラウト工は 61 樋門で 85 回行われ、両地区共に地盤沈下が著しく氾濫被害が広がりやすい洪水に脆弱な形態であることが判った。
- (5) 樋門周辺堤防の変状に関わる問題は、他の洪水防御地区にも共通する課題であることから、今後の堤防整備では地盤沈下による変状の拡大と危険性について解明し、その結果に基づく恒久的な安全対策の検討が必要になった。

参考・引用文献

- 1) 岡崎文吉：石狩川治水計画調査報文、1909
- 2) (財) 北海道開発協会：石狩川治水史、1980
- 3) 石狩川開発建設部：昭和 50 年 8 月石狩川洪水報告書、1976
- 4) (財) 北海道開発協会：昭和 50 年洪水報告書、1980
- 5) (財) 北海道開発協会：激特事業の記録、1980

- 6)石狩川開発建設部：岩見沢河川事務所二十年史、1994
- 7)（財）北海道開発協会：昭和 56 年洪水報告書、1982
- 8)（財）北海道開発協会：昭和 56 年洪水堤防被災状況調査資料、1982
- 9)（財）北海道開発協会：石狩川昭和 56 年 8 月洪水報告書－洪水に関わる各種対応の記録－、1984
- 10)（財）北海道開発協会：激特事業の記録（昭和 56 年 8 月洪水）、1989
- 11)石狩川開発建設部旭川開発建設部：続石狩川治水史、2001
- 12)千歳川治水史編纂委員会：千歳川治水史、2003
- 13)湊正雄、午来正夫、舟橋三男：THE GEOLOGIC DEVELOPMENT OF THE JAPANESE ISLANDS、1965
- 14)市川浩一郎、藤田至則、島津光夫：日本列島地質構造発達史、1970
- 15)瀨川明久、港高学、吉川勝秀：石狩川下流の開発と堤防整備の歴史について、土木学会建設マネジメント研究論文集、Vol.15、p429～440、2008
- 16)瀨川明久、間平祐樹：石狩川下流における樋門周辺堤防の安全確保のあり方について、（社）日本治水治山協会、水利科学、2013
- 17)石狩川開発建設部：石狩川の捷水路、1992
- 18)山口甲、品川守、関博之：捷水路、1996
- 19)工業技術院地質調査所：1/20 万地質図、留萌 1974、札幌 1955
- 20)国土庁土地局：土地分類図、北海道 1（石狩・後志・胆振）1975、北海道 1（空知）1977
- 21)石狩川開発建設部：石狩川特殊軟弱地域総合治水計画調査報告書、1980
- 22)（財）北海道開発協会：泥炭性軟弱地盤における河川堤防の設計・施工指針、1982
- 23)（財）河川情報センター：洪水氾濫危険区域図、p5～6、1993
- 24)北海道庁河川課：北海道河川概要、1939
- 25)総務省統計局：平成 17 年度国勢調査、全国・都道府県・市町村別人口、2005
- 26)北海道新聞社：北海道年鑑、1946～1955
- 27)館谷清、山口甲：北海道の治水、p15～17、1987
- 28)国土交通省河川局：石狩川水系河川整備基本方針〈説明資料〉、2004
- 29)北海道開発局河川計画課：北海道直轄河川築堤現況調書、2005
- 30)北海道開発局河川管理課：北海道直轄河川樋門樋管水門排水機場実態表、2005
- 31)石狩川開発建設：水害危険情報地図説明用パンフレット、1881
- 32)瀨川明久、港高学、三室俊昭、吉川勝秀：泥炭性軟弱地盤上の樋門周辺堤防における安全性に関する実証的研究、土木学会論文集 F6Vol.67、No.2、2011

第3章 主要洪水と堤防決壊の実態

本章では、石狩川下流における洪水と被害の関係を分析し、樋門周辺堤防の安全確保に関わる問題点を考察した。

3.1 主要洪水と氾濫被害¹⁾⁻²¹⁾

表-3.1.1は明治以降の主要洪水と氾濫被害の概要であり、洪水は7～9月の台風や前線による大雨で発生し、融雪出水は1件である。

治水計画策定前の1898(明31)年と1904(明37)年の洪水では氾濫原全域に亘り浸水し、1930年代まで氾濫面積4～15万ha、浸水家屋9.2～41.2千戸の被害が発生した。

暫定堤防(天端高=高計画高水位)整備中の1961年7月洪水では、基準点石狩大橋(KP=26,59km、A=12.697km²)の洪水流量6,800m³/sec、氾濫面積5.23万ha、浸水家屋23.3千戸の大水害が発生した。1962年8月では洪水流量8,100m³/sec、氾濫面積6.61万ha、浸水家屋41.2千戸を記録し、1970年頃の連続堤防整備前までは毎年水害が頻発している。

表-3.1.2は、主要9洪水の石狩大橋流量と被害状況を表し、図-3.1.1は暫定堤防(天端高=計画高水位)整備中の1962年8月、整備後の1975年8月³⁾⁻⁷⁾、新暫定堤防(天端高=計画高水位+0.5m)整備後の1981年8月前・後期⁸⁾⁻¹³⁾の洪水流量と被害の関係である。

連続堤防整備前の1962年以前の石狩大橋流量は、実測4,220～4,515m³/sec、氾濫戻り6,800～8,348m³/secと変動幅は少ないが、石狩大橋到達前に2,285～4,128m³/secが氾濫し、氾濫面積5.2～14.0万ha、浸水家屋16.0～41.2千戸の被害が発生している。整備後の1975年以降は、実測4,332～11,330m³/sec、氾濫戻り4,332～12,080m³/secと変動幅は大きい、氾濫流量は0～1,087m³/secと大幅に減少し、氾濫面積は0.38～6.14万ha、浸水家屋は0.1～22.5千戸と減少傾向になった。

図-3.1.2～3は、暫定堤防整備後の1975年8月洪水と新暫定堤防整備後の1981年8月洪水における氾濫図である。1975年洪水では、石狩大橋の洪水位は計画高水位8.75mを下回っていた。しかし、堤防沈下部からの越水や決壊により、氾濫面積2.73(内水1.08、外水1.65)万ha、浸水家屋20.4千戸、浸水時間66～92時間の被害が発生し、被害総額⁴⁾は288億円に達した。1981年8月前期(3～6日)洪水は、新暫定堤防整備の翌年に発生し、流域平均雨量282mm、最高洪水位9.23m(計画高水位+0.48m)、氾濫戻り流量12,080m³/sec、氾濫面積5.60(内水4.91、外水0.69)万ha、浸水家屋22.5千戸、浸水時間30～444時間の被害が発生した。後期(21～23日)洪水は、一次支川の千歳川と豊平川を主体にした集中豪雨であり、石狩大橋の洪水位7.47m、氾濫面積0.57万ha、浸水家屋12.2千戸、浸水時間30～60時間の被害が発生し、前・後期を合わせた被害総額¹²⁾は948億円に達した。

以上から、石狩川下流では治水計画策定前から洪水災害が頻発していたが、近年は堤防整備の進捗に伴い氾濫面積は減少傾向になった。氾濫形態は、無堤地区の浸水から堤防弱点部の決壊や内水による氾濫に変化し、浸水域は泥炭地などに加え農耕地を市街化した地域で増えた。また、外水氾濫面積の減少は堤防整備効果を表しているが、内水氾濫面積の増大は堤防で囲まれた地区における流入水や氾濫水処理の困難さを表し、流域開発や堤防

整備の進展に伴い、洪水と災害の関係が大きく変化したことが明らかになった。

表-3.1.1 石狩川の主要洪水と氾濫被害の概要

西暦	洪水と氾濫被害の概要 (石狩大橋流量は氾濫戻し)
1898	明治31年9月6~7日、強風を伴う大雨、旭川163mm、札幌157mm。 浸水家屋16.3千戸、死者112名、氾濫面積15.0万ha、石狩川治水調査が始まる。
1904	明治37年7月9~11日、台風は北海道を横断。浸水家屋16千戸、氾濫面積13万ha。 岡崎文吉、本洪水から石狩川対雁の最大流量8,348 m ³ /secと算定。
1922	大正7年9月15~16日、台風は太平洋海上を通過。道内全域が被災。 旭川142.5mm、札幌74.9mm、浸水家屋9.2千戸、死者7名、氾濫面積3.86万ha。
1932	昭和7年8月、低気圧が沿海州、東北沿岸に停滞。小規模洪水8回断続的に発生。石狩川下流 40日超浸水、浸水戸数18.1千戸、死者9名、氾濫面積14万ha。対雁流量8,300 m ³ /sec。
1946	昭和21年7月20~23日、氾濫面積1.65万ha、浸水家屋4.02千戸。
1947	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9.45千戸 氾濫面積4.88万ha。9月カスリン台風が本州を襲来後、石狩川流域で再び洪水。
1953	昭和28年8月1~3日、氾濫面積1.09万ha、浸水家屋2.61千戸
1955	昭和30年7月上旬、雨竜川に集中豪雨、幌加内205mm、新十津川72mm。 氾濫面積1.22万ha、浸水家屋7.95千戸、堤防決壊発生。
1956	昭和31年4月、氾濫面積2.29万ha、浸水家屋4.17千戸。
1961	昭和36年7月24~25日、石狩川全流域で豪雨、10時間平均雨量強度7.5mm/hr、連続降雨40時 間超。浸水家屋23.3千戸、死者11名、氾濫面積5.23万ha。石狩大橋流量6,800 m ³ /sec。
1962	昭和37年8月、台風9号北海道の南海上を通過、空知川上流域を主体とする降雨。 浸水家屋41.2千戸、死者7名、氾濫面積6.61万ha。石狩大橋流量8,100 m ³ /sec。
1970	昭和45年7月31日~8月1日、寒冷前線停滞、石狩川上流域で雷を伴う200mm以上の局地的大 雨。1962年洪水を上回る。石狩川下流は低い水位上昇で災害発生なし。
1975	昭和50年8月22~24日、台風6号、道内全域に大雨、石狩川流域は170mm前後の大雨。各地で 内水氾濫、石狩川下流部では築堤嵩上げ工事中の堤防から越水氾濫、決壊6箇所、浸水家屋20.6 千戸、死者9名、氾濫面積2.92万ha。石狩大橋流量8,620 m ³ /sec。
1981	昭和56年8月3~6日、北海道中央部の停滞前線と台風12号により全道で大雨、石狩大橋平均 雨量282mmは既往最大、岩見沢410mm。石狩川と千歳川で計画高水位超過、決壊12箇所、氾濫 面積6.14万ha、浸水家屋22.5千戸、死者2名。石狩大橋流量12,080 m ³ /sec。 昭和56年8月21~23日、前線と台風15号により道内全域に暴風雨、豊平川と千歳川流域で気 象台創立以来の最大降雨、札幌市内229mm、裏の沢218mm。決壊1箇所、浸水家屋12.16千戸、 死者1名、氾濫面積0.57万ha。石狩大橋流量4,332 m ³ /sec。
1988	昭和63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 で計画高水位超過。浸水家屋2.0千戸、氾濫面積0.65万ha。石狩大橋流量5,759 m ³ /sec。
2001	平成13年9月9~12日、秋雨前線と台風15号により全道で大雨、石狩川下流平均雨量172mm 深川261mm。浸水家屋0.07千戸、氾濫面積0.38万ha。石狩大橋流量6,598 m ³ /sec。

表-3.1.2 石狩大橋最大洪水流量と氾濫被害

西暦	実測流量 (m ³ /sec)	氾濫戻し流量 (m ³ /sec)	氾濫流量 (m ³ /sec)	氾濫面積 (ha)	浸水家屋 (戸)
1904	4,220	8,348	4,128	130,000	16,000
1932	—	8,300	—	140,000	18,100
1961	4,515	6,800	2,285	52,300	23,300
1962	4,410	8,100	3,690	66,100	41,200
1975	7,533	8,620	1,087	29,200	20,600
1981 前期	11,330	12,080	750	61,400	22,500
1981 後期	4,332	4,332	0	5,700	12,200
1988	5,759	5,759	0	6,500	2,000
2001	6,598	6,598	0	3,800	100

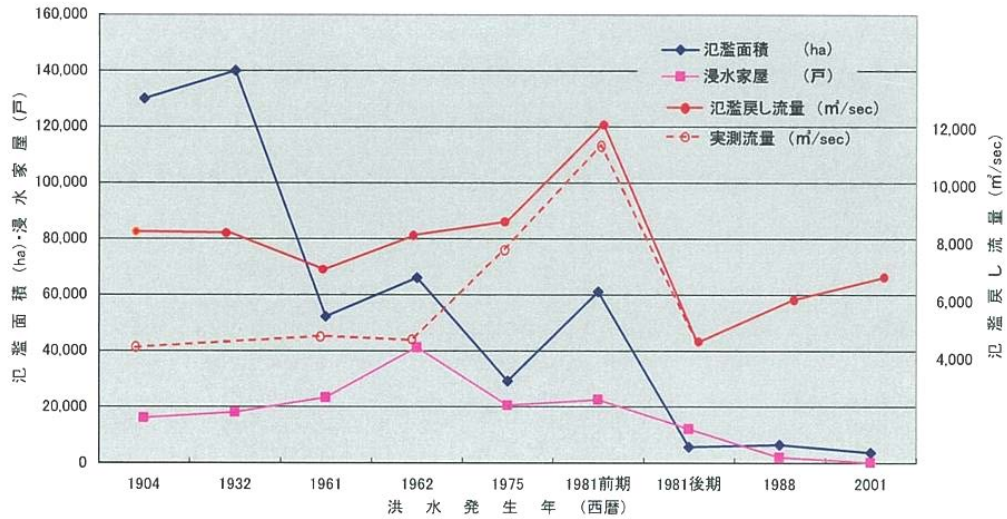


図-3.1.1 石狩大橋洪水流量と氾濫被害の関係

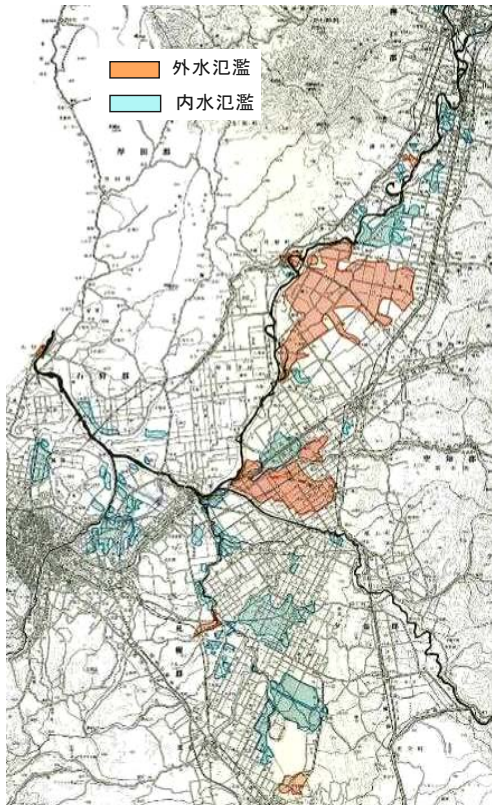


図-3.1.2 1975年8月洪水氾濫図⁴⁾

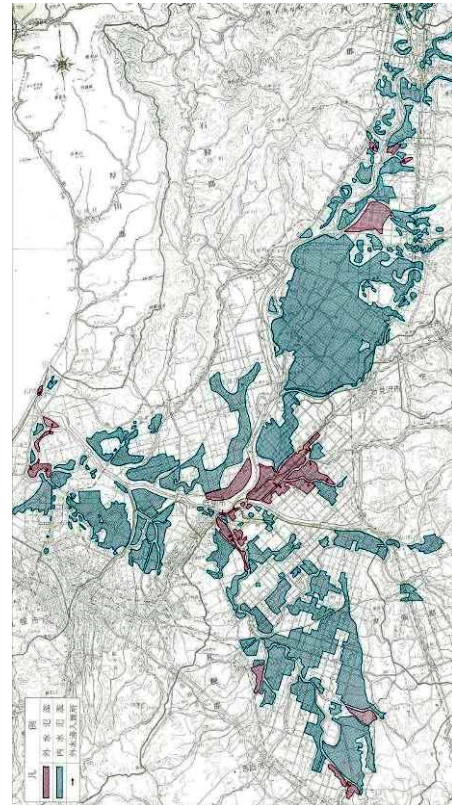


図-3.1.3 1981年8月洪水氾濫図⁸⁾

3.2 堤防整備と洪水位の傾向^{3)-15), 19), 20)}

図-3.2.1は、石狩川下流の距離標80kmまでについて、暫定堤防整備前の1962年と整備後の1975年、新暫定堤防整備後の1981年の痕跡洪水位、堤防標高および決壊箇所を示したものである^{3), 10)}。3洪水の石狩大橋の実測流量は表-3.1.2の通り、1962年4,410 m³/sec、1975年7,533 m³/sec、1981年11,330 m³/secであり、洪水毎に流域平均雨量は24mmと109mm、洪水流量は3,123 m³/secと3,797 m³/sec増加し、水位は平行状に1.0~2.0m高くなった。

1962年の実測流量は氾濫戻し流量 8,100 m³/sec の 54%であり、洪水水位は石狩大橋到達前に氾濫したため低くなった。1975年洪水では、30 kmから上流は堤防高と洪水水位が近接したため、堤防沈下 (-0.81~-1.17m) により 6 箇所 6,000m が越水し、その内 3 箇所 255m が決壊した。1981年は、30 km付近の右岸堤防が越水し、2 箇所 370m が決壊した。

以上の3洪水では、連続堤防整備前の1962年洪水水位が最も低く、整備後の2洪水は降雨量と洪水流量の増加の影響もあって 1.0~2.0m の水位上昇が見られ、その水位は洪水毎に嵩上げされた堤防高を更に上回って越水し、決壊などに繋がったことが判った。

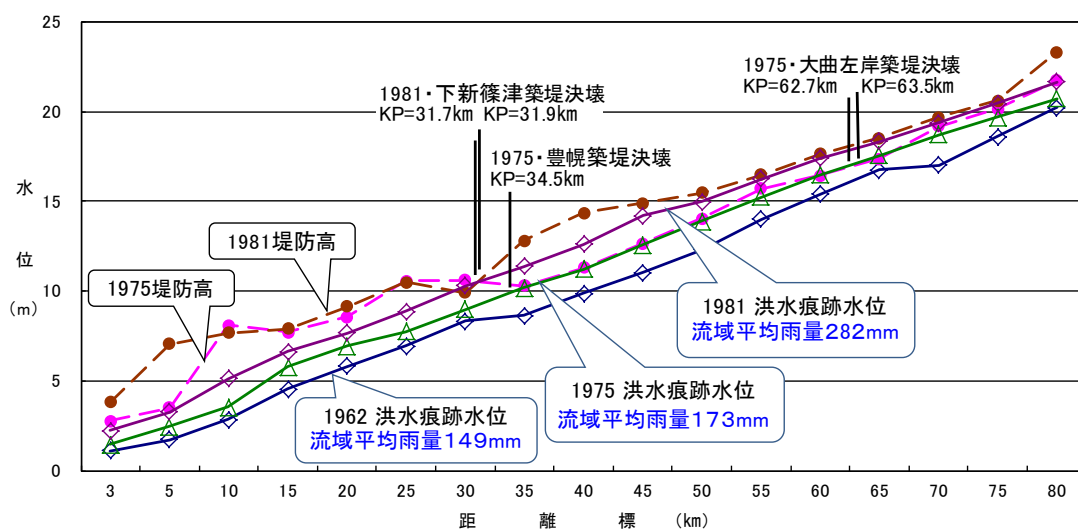


図-3.2.1 洪水痕跡水位と堤防標高

3.3 連続堤防整備後の堤防決壊^{3)-15)、19)-21)}

表-3.3.1 は、連続堤防整備後の1975年8月および1981年8月による堤防決壊箇所一覧を示したものである。

1975年8月洪水による堤防災害は、洪水水位は計画高水位以下であったが暫定堤防が沈下し、天端高が計画高水位より 0.30~1.17m低くなったため、本支川で 22 箇所 9,430mに亘り越水し、その内 4 箇所が決壊した。樋門周辺堤防の漏水防止対策は、本川左岸の北村・美唄地区と一次支川千歳川地区で 7 件行われ、その内、三次支川第 2 幹川右岸の神樋門と二次支川産化美唄川左岸の桜井樋門では、漏水防止作業中に越水 (10 cm程度) も加わって決壊した。1981年8月前・後期の洪水による堤防災害¹⁴⁾は、越水、漏水と越水の複合、法すべり、降雨浸食、堤防や樋門の漏水など 118 件発生した。その要因は、堤防高不足、降雨や河川水の浸透、樋門周辺堤防の変状などであり、越水や法面すべりの他、堤防、地盤、サンドマットおよび樋門周辺における漏水災害が多発した。

決壊の形態は、前期洪水は越水、漏水と越水の複合、樋門漏水で 11 件、後期洪水は地盤漏水 1 件であり、これらの内樋門周辺堤防の決壊は 3 件である。

越水のない状況での決壊は、二次支川の漁川左岸の堤防地盤の漏水 (洪水水位=天端高-1.3m) および島松川左岸の樋門漏水 (洪水水位=天端高-1.0m) で発生した。治水地形分類

では、旧湿地 10 件、旧河道 7 件、自然堤防 1 件であり、旧湿地に当たる泥炭性軟弱地盤や旧河道上での決壊の発生が多かった。樋門周辺堤防の水防活動は 169 件中、42 件 25%を占めて弱点になった実態が顕在化した。

このような堤防災害からの課題は、弱点となった樋門周辺堤防の変状の調査方法や性状判定方法を確立して発生原因、進行形態、発現範囲、危険性を解明し、恒久的な安全対策のあり方を再構築することである。

表-3.3.1 1975・1981 年洪水による堤防決壊箇所一覧

番号	決壊箇所名	決壊原因	計画高水位(m)	最高洪水水位(m)	現況築堤高(m)	越水深(m)	決壊日	決壊延長(m)	浸水面積(ha)	滞水時間(H)	治水地形
75-1	石狩川左岸豊幌築堤	越水	11.03	10.35	9.86	0.49	8/24	75	645	79	自然堤防
75-2	石狩川大曲左岸築堤	越水	17.70	17.24	16.89	0.35	8/24	80	4,065	89	旧河道
75-3	石狩川大曲左岸築堤	越水	18.00	17.38	17.10	0.28	8/24	100	4,065	89	旧河道
75-4	第二幹川上流右岸築堤	樋門漏水+越水	13.44	13.44	13.14	0.30	8/24	100	4,065	92	旧湿地
75-5	産化美唄川左岸築堤	樋門漏水+越水	18.34	18.34	18.04	0.30	8/24	100	1,670	66	旧湿地
75-6	黄白内川左岸築堤	越水	19.63	19.43	19.13	0.30	8/24	40	80	不明	旧河道
81-1	真勲別川築堤	越水	1.85	3.18	2.96	0.22	8/6	41	193	90	旧湿地
81-2	真勲別川築堤	越水	1.85	3.18	2.95	0.23	8/6	35	193	90	旧湿地
81-3	島松川左岸築堤	樋門漏水	9.53	9.53	10.53	-1.00	8/6	60	304	444	旧河道
81-4	漁川左岸築堤	地盤漏水	10.80	10.55	11.80	-1.25	8/23	60	1,084	30	旧河道
81-5	嶮淵川左岸築堤	漏水越水	10.11	10.75	10.65	0.10	8/5	70	387	125	旧河道
81-6	幌向川右岸築堤	漏水越水	9.98	11.10	10.90	0.20	8/6	70	1,143	78	旧湿地
81-7	幌向川右岸築堤	漏水越水	9.98	11.10	10.90	0.20	8/6	180	1,143	78	旧湿地
81-8	石狩川右岸下新篠津築堤	越水	9.96	10.90	10.66	0.24	8/6	150	738	68	旧湿地
81-9	石狩川右岸下新篠津築堤	越水	9.96	10.90	10.66	0.24	8/6	220	738	68	旧湿地
81-10	産化美唄川左岸築堤	越水	18.34	18.50	18.35	0.15	8/6	300	846	96	旧湿地
81-11	奈井江川右岸築堤	越水	19.79	20.28	20.04	0.24	8/6	120	65	73	旧河道
81-12	大鳳川左岸築堤	越水	38.79	39.42	39.10	0.32	8/5	50	279	36	旧湿地

注：1975-2,4,5、1981-1,2、1981-6,7、1981-8,9は同一氾濫地区である。

3.4 第3章のまとめ

本章では、前章の氾濫原開発と堤防整備の歴史的な関わりを踏まえ、洪水と被害の関係を分析した結果、以下の知見が得られた。

- (1) 洪水災害は開拓草創期から頻発し、氾濫面積は連続堤防整備前まで 5~15 万 ha であったが整備後は 3~6 万 ha と減少傾向を示し、堤防整備の効果が認められた。
- (2) 最高洪水水位は、流域開発と堤防整備の進捗に伴い上昇傾向を示し、無堤部があった時代には見られなかった越水、堤防漏水、樋門漏水などの災害が発生するようになった。
- (3) 連続堤防整備後の堤防災害は、降雨量増加や洪水水位上昇などの影響により、堤防の越水による決壊は 1975 年 8 月の 4 件が 1981 年 8 月では 10 件と大幅に増加した。
- (4) 1981 年 8 月洪水による越水がない状況での堤防と樋門に関わる決壊は 2 件、樋門周辺の水防対策は 169 件中 42 件 25%を占め、樋門箇所は危険性の高い弱点部であることが判った。したがって連続堤防の安全確保の基本として、樋門周辺堤防の変状の実態を解明し、その危険性を恒久的に解消できる安全対策が不可欠になった。
- (5) 樋門周辺堤防の災害要因は、洪水水位上昇による水圧増大、不等沈下進行に伴う変状拡大

などであり、堤防一般部の計画断面等による整備状況と比較した場合、今後の洪水では樋門周辺堤防の変状部に洪水外力が集中しやすくなることから、決壊の危険性が高まるものと予測される。

これらの災害から地域社会の安全確保を図るため、不等沈下や変状の実態、進行状況などを詳細に把握すると共に、流域開発、洪水、堤防災害などの傾向変化を踏まえ、樋門周辺堤防の決壊防止や被害軽減に効果的な安全対策のあり方を再構築する必要が生じた。

参考・引用文献

- 1)岡崎文吉：石狩川治水計画調査報文、1909
- 2)北海道庁河川課：北海道河川概要、1939
- 3)石狩川開発建設部：昭和50年(1975)8月洪水石狩川洪水報告書、1976
- 4)（財）北海道開発協会：昭和50年洪水報告書、1980
- 5)（財）北海道開発協会：激特事業の記録、1980
- 6)（財）北海道開発協会：石狩川治水史、1980
- 7)石狩川開発建設部：岩見沢河川事務所二十年史、1994
- 8)（財）北海道開発協会：昭和56年洪水報告書、1982
- 9)（財）北海道開発協会：昭和56年洪水堤防被災状況調査資料、1982
- 10)（財）北海道開発協会：石狩川昭和56年洪水報告書－洪水に関わる各種対応の記録－、1984
- 11)財）北海道開発協会：激特事業の記録(昭和56年8月洪水)、1989
- 12)石狩川開発建設部、旭川開発建設部：続石狩川治水史、2001
- 13)千歳川治水史編纂委員会：千歳川治水史、2003
- 14)瀨川明久、奈良章、石田享平、小池剛：昭和56年8月洪水における石狩川堤防調査報告、第25回北海道開発局技術研究発表会、河川部門、1981
- 15)石狩川開発建設部：石狩川昭和56年8月洪水調査及び解析業務報告書、1982
- 16)石狩川開発建設部：石狩川の捷水路、1992
- 17)山口甲、品川守、関博之：捷水路、1996
- 18)瀨川明久：河川堤防の漏水対策技術、（財）北海道河川防災研究センター、2003
- 19)瀨川明久、港高学、三室俊昭、吉川勝秀：泥炭性軟弱地盤上の樋門周辺堤防における安全性に関する実証的研究、土木学会論文集 F6Vol.67、No.2、2011
- 20)瀨川明久、間平祐樹：石狩川下流における樋門周辺堤防の安全確保のあり方について、（社）日本治水治山協会、水利科学、No. 329、p91～134、2013
- 21)瀨川明久、港高学、吉川勝秀：低湿地堤防の弱点箇所と安全性に関する研究、土木学会水工学委員会河川論文集、第13巻、p309～p314、2007

第4章 樋門周辺堤防の調査方法

前章まで泥炭性軟弱地盤上の樋門周辺堤防の安全性を分析した結果、決壊に進展しやすい変状が必然的に発現することが判明し、その調査が必要になった。しかし、河川砂防技術基準（案）¹⁾や地盤調査法²⁾などには変状把握のための調査方法は記載されていない。

本章では、石狩川下流の1981年8月における災害調査および函体周辺の変状部捕捉のための調査を行った結果に基づき、樋門に関わる変状調査方法、調査ポイントの設定方法およびゆるみや空洞の判定方法を提案し、その検証結果と実施例を示した。

4.1 現地調査の留意事項³⁾⁻⁹⁾

表-4.1.1に、樋門周辺堤防の変状調査における事前の留意事項を示した。現地の変状形態は、①変位・変形・損傷などが目視できる変状、②護岸などの付属工作物・土砂・植生などに隠れた変状、③地中の函体周辺の変状、④樋門自体の変状などがあり、実務では各々の変状の関連性を推察して調査する必要がある。このような現場条件に適切に対処するためには、踏査、堤防表面部の調査、土層内の調査、構造物調査と段階的に調査を行い、各々の段階で変状の実態、着目点、調査方法などを分析して調査計画を修正し、次の段階に移行する基本的な流れを順守することにより、的確なデータ収集と精度向上が図れる。

表-4.1.1 現地調査における事前の留意事項

調査項目	留意事項	備考
1.資料調査	地形・地質、設計施工記録、既存資料などの精査	
2.現地調査計画	目的、範囲、工程、順序、適用手法の検討、調査方針の立案	
3.現地踏査	樋門、堤防、周辺環境、変状などの概況確認、着目点の把握	変状1次分析
4.堤防表面部の調査	変状の観察、計測、土質調査、記録収集などの実施方法	変状2次分析
5.土層内の調査	土層と変状の観察、計測、土質調査、記録収集などの実施方法	変状3次分析
6.開削調査	土層と変状の観察、計測、土質調査、記録収集などの実施方法	
7.現地観測、実験	動態観測、現地実験、模型実験などの着目点と実施方法	

4.2 調査範囲

現地調査では、樋門、堤防、付属工作物などに関わる変状を確実に把握するため、不等沈下の影響範囲と変状の発現状況を確認し、各々の位置、形態、性状、周辺の変状との関連性などを比較しながら調査を行う必要がある。

図-4.2.1は、調査の必要範囲⁵⁾⁻⁸⁾を示したものであり、不等沈下の影響範囲を確実にカバーするため、堤防の縦断方向は樋門を中心に上下流30m程度（開削範囲以上）、横断方向は河川から堤内水路を含めて設定する。調査測線は、樋門横断方向は函体から左右対称に1.0～10.0m間隔、縦断方向は樋門上の川表・裏の法尻、小段、天端、翼壁、水路の付近で8断面以上設定し、発現している変状全体を確実に把握できるように配慮する。

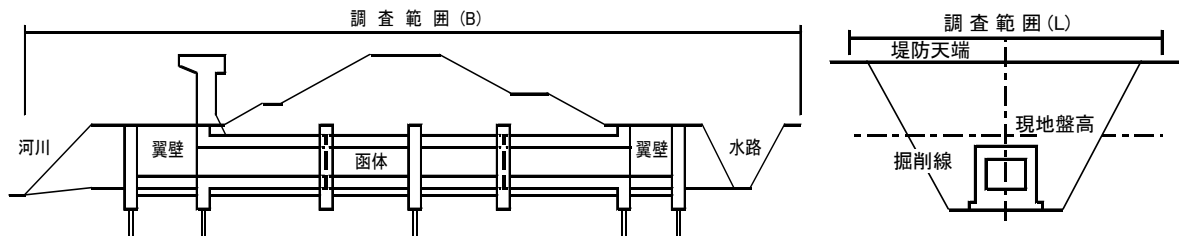


図-4.2.1 樋門の変状調査範囲

4.3 堤防表面部の変状調査³⁾⁻⁹⁾

堤防表面部の変状は堤防、樋門、付属工作物に関連して発現し、その形態は外観や検査杖などで確認できる抜け上がり、段差、クラック、ゆるみ、空隙、陥没などの他、工作物・土砂・草木などに隠れた変状、地震時や出水時の変状など多様である。したがって現地調査では、樋門と堤防の構造、発現の位置・形態・範囲、他の変状との関連、補修工事の影響などを考慮し、事前に除草、土砂除去、清掃などを行い、変状を探り出す必要がある。

本節では、堤防表面部の変状に関し、他の変状や土層内変状との関連性を考慮した現地における観察と計測の要点、手法、留意事項および現地計測の事例を示した。

4.3.1 調査の要点と手法

表-4.3.1は、堤防やコンクリート構造部などで外観から観察できる変状について、調査箇所、調査項目、観察要点および調査手法を示したものである。

現地調査では、不等沈下、漏水、噴砂、軟弱化、土質性状、植生、樋門や付属工作物との接続部の変状、土層内や周辺の変状との関わりなどについて、目視、計測、測量、検査杖、打音、試掘などで確認し、工事の影響で不明瞭な変状は周辺の変状形態から推定する。

表-4.3.2は、コンクリート構造部の調査手法を示したものであり、表面、継手部、接続部などの変状は目視、計測、測量、打音などで確認し、定期的な計測では測量鉞や変位杭などを設置する。全体的な変状やクラックは、目視、計測、クラックスケールなどで確認し、細密なデータが必要な場合は赤外線法、レーザー反射法などの非破壊調査法を用いる。

函体周辺は調査孔やグラウト孔からの観察、L型検査杖、サンプリング、ボアホールカメラなどにより空洞や土質性状を確認する。コンクリート強度は打音で概略的に調べた後、シュミットハンマー、超音波法などで測定する。劣化は目視、打音、フェノールフタレイン塗布などで種別や範囲を確認する。鉄筋調査は目視で表面への影響を確認し、かぶりは電磁誘導法などで計測する。水路や護岸などの付属工作物の調査は、それ自体の変状、樋門や周辺地盤との接続部の状態、吸出しや洗掘の痕跡、護岸下の空洞、法尻や水路内の漏水や噴砂などについて、目視、計測、測量、検査杖、試掘などにより確認する。

4.3.2 現地計測と留意事項

写真-4.3.1に、外観調査などに必要な計測機器や道具類を示した。写真-4.3.2～11は、現地における観察と計測の方法および留意事項であり、この事例を参考に現地調査を行う

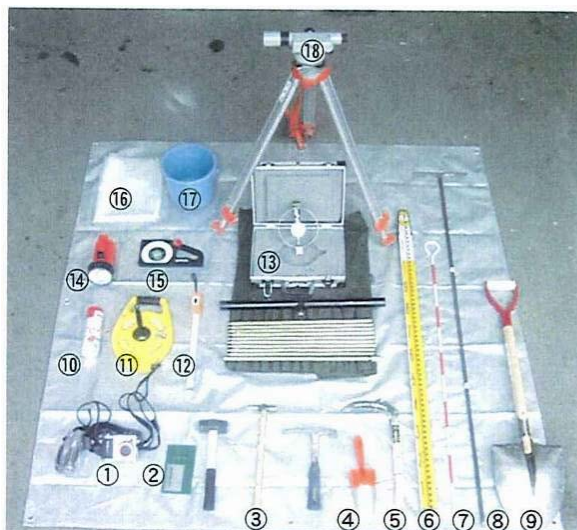
ことにより、変状の詳細な実態把握や見逃しなどの粗漏防止に役立つ。

表-4.3.1 表面部の変状調査の要点と調査手法

調査項目	調査箇所	観察要点	調査手法
堤防 および 周辺地盤	地表面の抜け上がりや段差など	天端、小段、法面、法尻、周辺地盤の高低差、クラック、開口、段差、陥没など	観察、計測、測量、検査杖、試掘
	表層土質	土質性状、ゆるみ、クラック、陥没、空洞、すべりの有無、表層部の浸透性	観察、検査杖、試掘、サンプリング、ポータブルコーン、現場浸透能試験
	植生状況	生長状態、草種（特に湿生植物）、毛根等の状況と含水状態、土質性状	観察、検査杖、試掘による断面確認、植生採集、握り等の土壌分析
	構造物や工作物との接続部	背面地盤の沈下、周辺土の接着状況、浸出水の状況、構造物との接続部のゆるみや空隙の状態、陥没、土質性状	観察、計測、測量、検査杖、打音、試掘、サンプリング、ポータブルコーン、現場浸透能試験
樋門	函体、他のコンクリート構造部	破損、沈下、たわみ、ねじれ、クラック、鉄筋腐食、劣化、漏水の状況	観察、計測、測量、打音、計測鉞、フェノールフタレイン、クラックゲージ、シュミットハンマー
	継手	破損、開口、段差、ねじれ、伸縮継手や止水板の劣化や破断の状況	観察、計測、測量、打音、計測鉞
	翼壁、水叩き	破損、段差、開き、止水板、劣化、底板下空洞、吸出し・洗掘跡の状況	観察、計測、測量、打音、検査杖、計測鉞
	調査孔	土質、空洞、連通性、漏水状況、調査孔口の湧水状態	観察、計測、L型検査杖、サンプリング、ボアホールカメラ
付属工作物	水路、護岸、落差工、集水樹	破損、段差、周辺地盤との接続部、不等沈下、吸出し・洗掘痕跡、護岸下空洞の状態	観察、計測、測量、検査杖、打音、試掘

表-4.3.2 コンクリート構造部の調査手法

調査項目	測定項目
全体的な変状及びクラック	目視観察（写真、スケッチ、マーキング）、打音、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、赤外線法、AE法、レーザー反射法、電磁波レーダー法、チェックリスト法
躯体、胸壁、翼壁の変位や損壊	目視観察、計測、測量
コンクリート強度	打音、シュミットハンマー、超音波法、放射線透過法
コンクリートの劣化の種別と状態	目視観察、打音、フェノールフタレイン、硝酸銀噴霧法
鉄筋の発錆、浮き出し、かぶりの調査	目視観察、打音、電磁誘導法、自然電位法、分極抵抗法、電気抵抗法
函体の継手部、胸壁、翼壁、水たたきなどとの接続部、止水板などの変状	目視観察、打音、計測、測量



- ①カメラ・ビデオカメラ
- ②野帳
- ③ハンマー
- ④シャベル
- ⑤草刈り鎌
- ⑥箱尺
- ⑦測量ピン（検査杖）
- ⑧検査杖
- ⑨スコップ
- ⑩塗料スプレー
- ⑪巻尺
- ⑫コンボックス
- ⑬ポータブルコーン
- ⑭懐中電灯
- ⑮スラントルール
- ⑯ビニール袋
- ⑰バケツ
- ⑱レベル

写真-4.3.1 表面部の変状調査に用いる計測機器

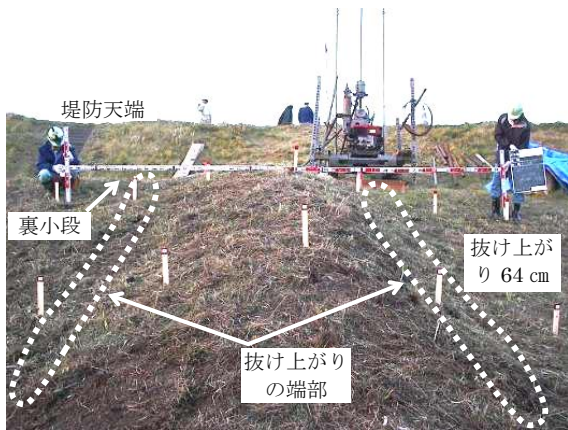


写真-4.3.2 抜け上がりの計測

除草後に、抜け上がりの位置や形状、端部土層のゆるみ状態、土質性状などを観察・計測する。

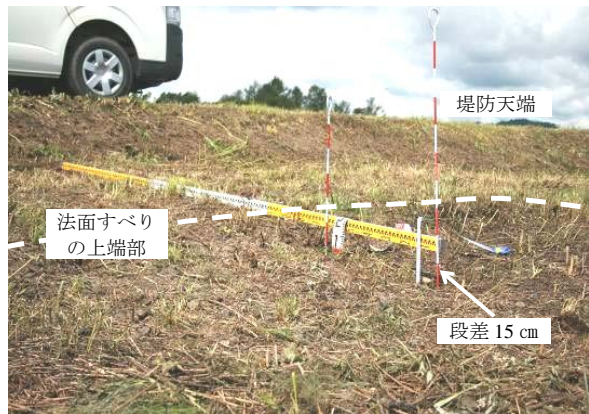


写真-4.3.3 法面すべりの計測

除草後に、法面すべりの位置、形状、クラック、段差、土質性状などを観察・計測する。



写真-4.3.4 法面クラックの計測

石灰液注入後に掘削し、クラックの位置、形状、範囲、深さ、土質性状などを観察・計測する。

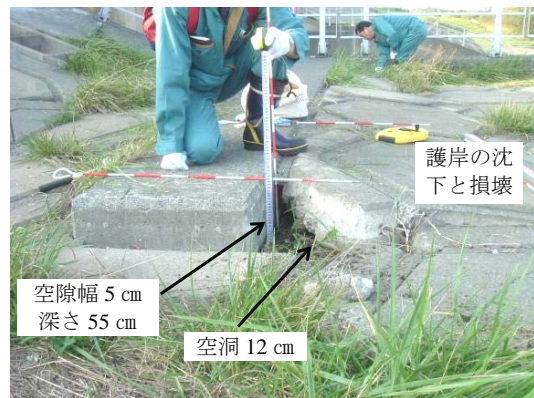


写真-4.3.5 胸壁端部の変状の計測

草木や破損物を除去し、胸壁端部の空隙、護岸の沈下・損壊・空洞などを観察・計測する。



写真-4.3.6 翼壁背後の空隙の計測

草根などの除去後に、翼壁と地盤・護岸の接続状況、護岸の変位・変形・損壊の程度と範囲、空隙の幅や深さなどを観察・計測する。



写真-4.3.7 門柱周辺の変状の計測

草根などの除去後に、門柱・翼壁と地盤の接続状況、護岸の変状・損壊・空洞の程度と範囲、地盤沈下や陥没の程度と範囲などを観察・計測する。



写真-4.3.8 地震後の門柱周辺の変状の計測
門柱、翼壁、護岸、地盤との接続部の変状、損壊、液状化などを観察・計測する。

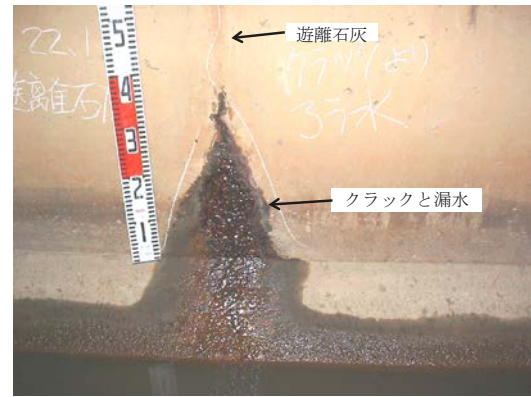


写真-4.3.9 函体クラックと漏水の計測
クラック、遊離石灰、漏水、劣化、色調、継手や接続部の変状や損壊などを観察・計測する。



写真-4.3.10 調査孔からの計測
調査孔の浸出水・周辺の色調やクラック、孔外の土質性状などを観察・計測する。

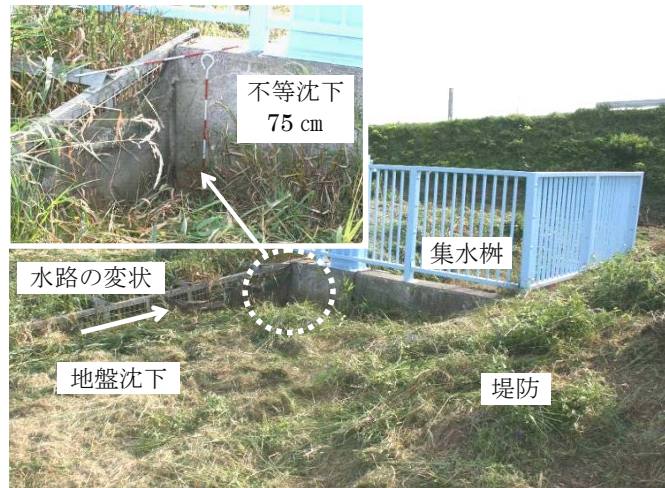


写真-4.3.11 樋門川裏の変状の計測
樋門川裏は、堤防から水路周辺の地盤沈下、軟弱化、漏水、噴砂、構造物の変形や損壊などを観察・計測する。

4.4 土層内の変状調査³⁾⁻¹¹⁾

土層観察による変状の発現範囲は、函体から 4.0m 程度で函体に近づくに従って土質性状は悪化するため、その性状変化を的確に把握して危険性評価に生かす必要がある。

本節では、堤防開削による土層内の変状調査に関わる調査方法および留意事項を示すと共に、現地計測の事例を示した。

4.4.1 土層内の調査方法

堤防を 1 部開削する土層調査では、函体などの構造部、護岸や水路などの附属工作物などの変状発現の関係を把握する。全面開削では堤防と樋門の構造的な関係に配慮し、樋門の縦断方向は呑口側、中央部、吐口側の 3 断面以上、横断方向は函体側方の開削端部 2 断面以上について、スライス法やベンチカット法で段階的に調査^{5),7)}する。土層断面の観察は、樋門や附属工作物と土層の接続部、護岸下などの軟弱化、ゆるみ、クラック、陥没、

空隙などの発現位置、形態、土質性状、透水性などを確認する。透水性や疎通性が高くなるゆるみや空洞などは、その状態、連続性、他の変状との関連性を考慮して調査する。

表-4.4.1に、土層内の変状を堤防開削や土質調査で把握する場合の方法を示した。実務では、踏査で確認した現場条件と変状形態を考慮し、确实性に優れ効率的且つ経済的に変状を捕捉できる方法を選択する。

堤防表面から土層内をサウンディングやボーリングで調査する場合は、予め不等沈下の影響範囲を考慮し、函体近辺のゆるみや空洞が発現しやすい部分を確実に捕捉できるように調査ポイントを設定する。また、狭隘な変状部を確実に把握するためには、予め土層状態をサウンディングや物理探査で概略把握し、その後本調査を行う方法を採用する。

物理探査^{11)~15)}は、函体近辺ではノイズが生じて解像性が低下するので、現場条件と探査機能の組み合わせを十分検討してから行う。

4.4.2 現地計測と留意事項

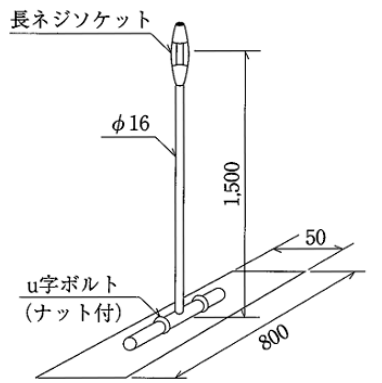
函体周辺の沈下観測では函体から0.5m程度の離れまで、段差状の不等沈下による沈下板の損壊防止および埋戻し施工への障害防止に留意する必要がある。図-4.4.1のロッド型沈下計⁷⁾は損壊防止、図-4.4.2の層別沈下計^{7),16)}は損壊防止と設置数削減を目的に開発した沈下計であり、函体から1.0m以上の離れでは一般的なパイプ型沈下板で良い。堤防や地盤内の浸透水の動態は、地下水位計、間隙水圧計、地下水流向流速計などで観測する。

写真-4.4.1~4は、開削調査による土層や構造物の観察と計測の事例である。この事例を参考に調査を行うことにより、変状や性状の的確な把握と精度向上に役立つ。

表-4.4.1 現地土質調査の方法と探求項目

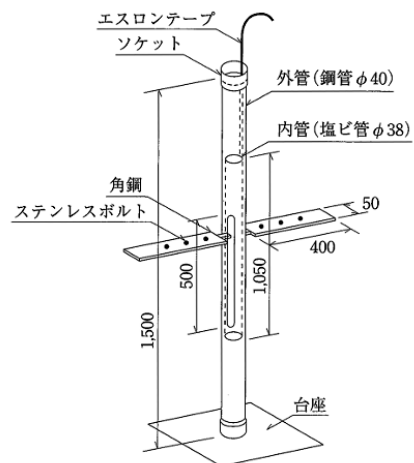
分類	調査方法	探 求 項 目							
		土層構成	試料採集	物理特性	水理特性	強度特性	変形特性	地下水位	間隙水圧
土層断面観察	計測紐張、目視、握り、簡易浸透能試験、塗付剤、検査杖、硬度計、ポータブルコーン、写真など	○	○						
サウンディング	動的貫入試験（オートマチックラムサウンディングなど）、静的貫入試験（オランダ式二重管コーン、ポータブルコーン、スウェーデン式サウンディングなど）	○				○			
	多成分コーン貫入試験	○			○	○			○
ボーリング	ボーリング（地下水位計、間隙水圧計の設置含む）	○	○					○	○
	標準貫入試験	○				○	△		
	現場透水試験				○				○
	物理検層（速度・電気検層など）	○		△		△	○		
	孔内載荷試験					○	○		
物理探査	電気・電磁波・弾性波・音波・重力探査など	○		△		△			
調査孔調査	目視観察、L型検査杖、サンプリング、写真、ビデオ、ポアホールカメラ	○	○		△				
連通試験	注水孔への注水に伴う観測孔の水位応答測定				○				
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			○	○	○	○		

注1) △：観測値より推定値を得る方法。 注2) 土層断面観察には全面開削或いは部分開削が必要である。



(単位：mm)

図-4.4.1 ロッド型沈下計



(単位：mm)

図-4.4.2 層別沈下計

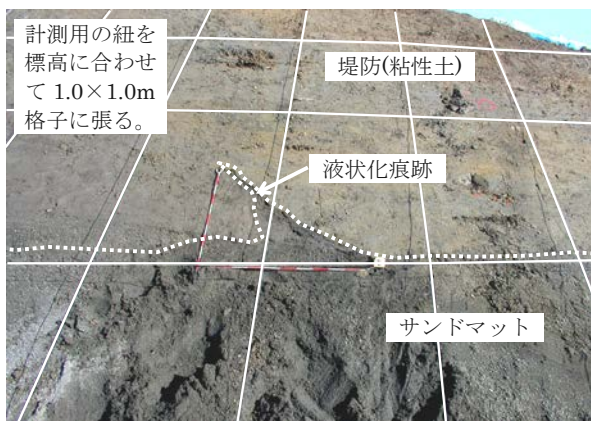


写真-4.4.1 堤防内部の変状の計測

計測紐を張り、堤防の土層・土質の状態、ゆるみ、クラック、空洞、サンドマット、基礎処理状況、液状化痕跡などが判るように計測する。

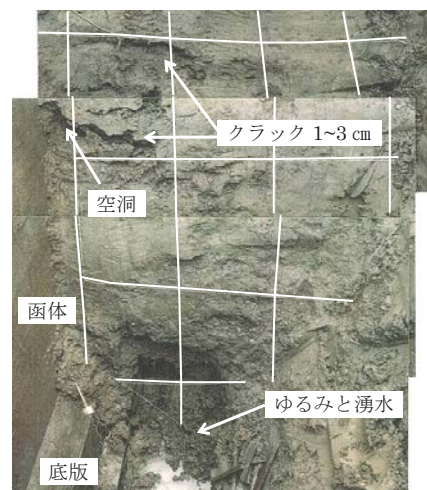


写真-4.4.2 函体周囲の変状の計測

計測紐を張り、函体と土層・土質の状態、クラック、空洞、ゆるみ、湧水、崩壊状況などが判るように計測する。



写真-4.4.3 構造物側面部の変状の計測

強度変化が大きい構造物周辺の土層は、検査杖、ポータブルコーン、土質試験などで確認する。



写真-4.4.4 函体底版部の変状の計測

底版下を0.5m程度掘り下げ、各構造物や土層の変状状態、土質、発現位置などを確認する。

4.5 全体的な変状形態および調査事例

現地調査では、予め変状が発現しやすい位置や基本的な形態を知り、精度向上を図る必要がある。図-4.5.1は、筆者が作成した変状全般を網羅したモデル図⁷⁾、¹⁷⁾であり、図には現地で観察可能な堤防横断面、堤防表面および底版周辺の変状形態を示してある。

図-4.5.2は、堤防表面部の変状調査¹⁸⁾に基づいたデータ整理事例である。樋門構造は平面図と側面図で示し、平面図には地表面で観察された変状の発生位置や写真撮影箇所を示している。堤防天端周辺の変状は、補修工事などで形態不明になりやすいが、その影響を受けることが少ない門柱から翼壁にかけての変状は写真やスケッチ図で示している。

函体の不等沈下状況は縦断形で示し、このケースでは沈下量の差異は2~3cmと小さいが、川裏の付属構造物との継手部では、10cmの差異が生じている。また、函体のクラック、変色、漏水などの全体的な変状形態、それらの規模などが判りやすいように写真を用いて示しており、データ整理の参考となる事例である。

以上のように樋門に関わる変状は、堤防、コンクリート構造部、付属工作物に発現する他、洪水時は時間経過に伴い形態が急速に変化し、堤防損壊では変状部分が流失するなど多様な形態で発現する。したがって堤防安全管理では、これらの図を活用し、平常時から現場点検とデータ整理などを行う必要がある。

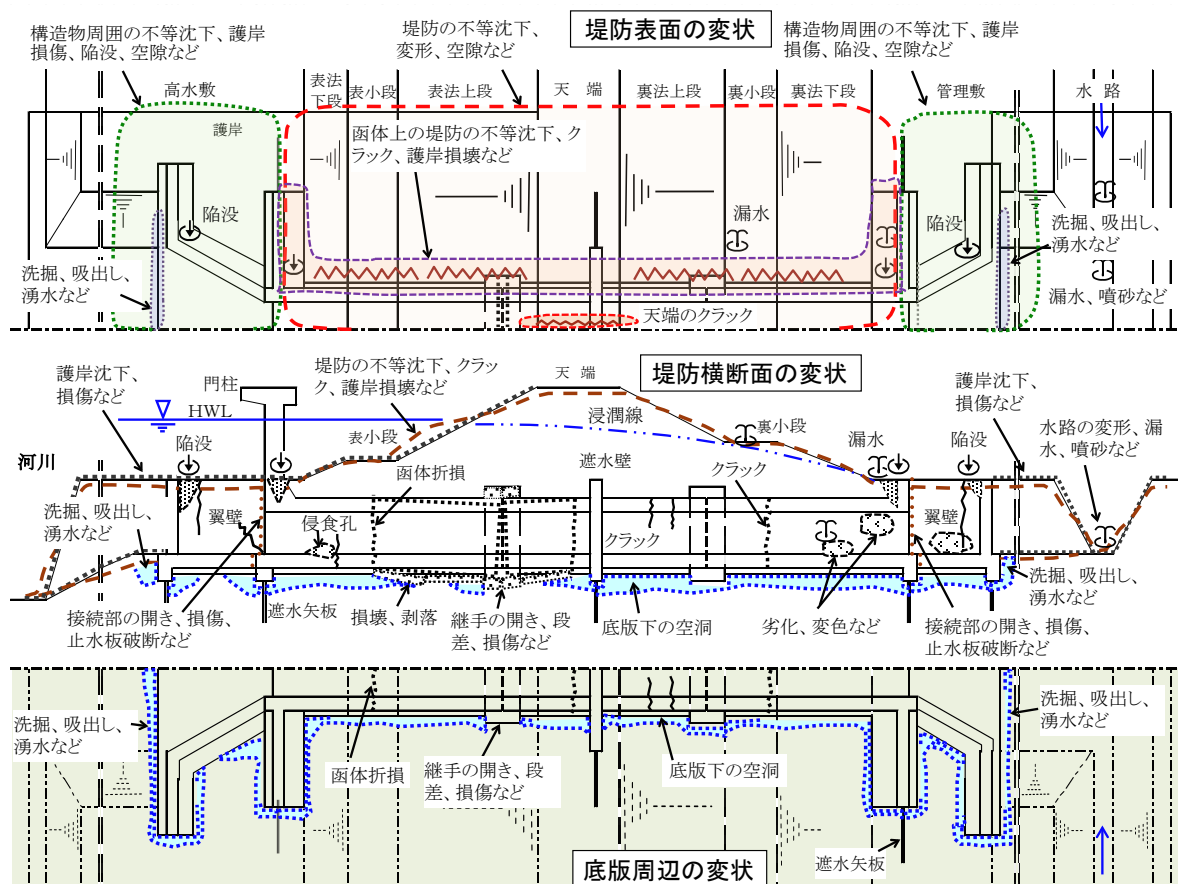


図-4.5.1 樋門周辺堤防の変状形態モデル

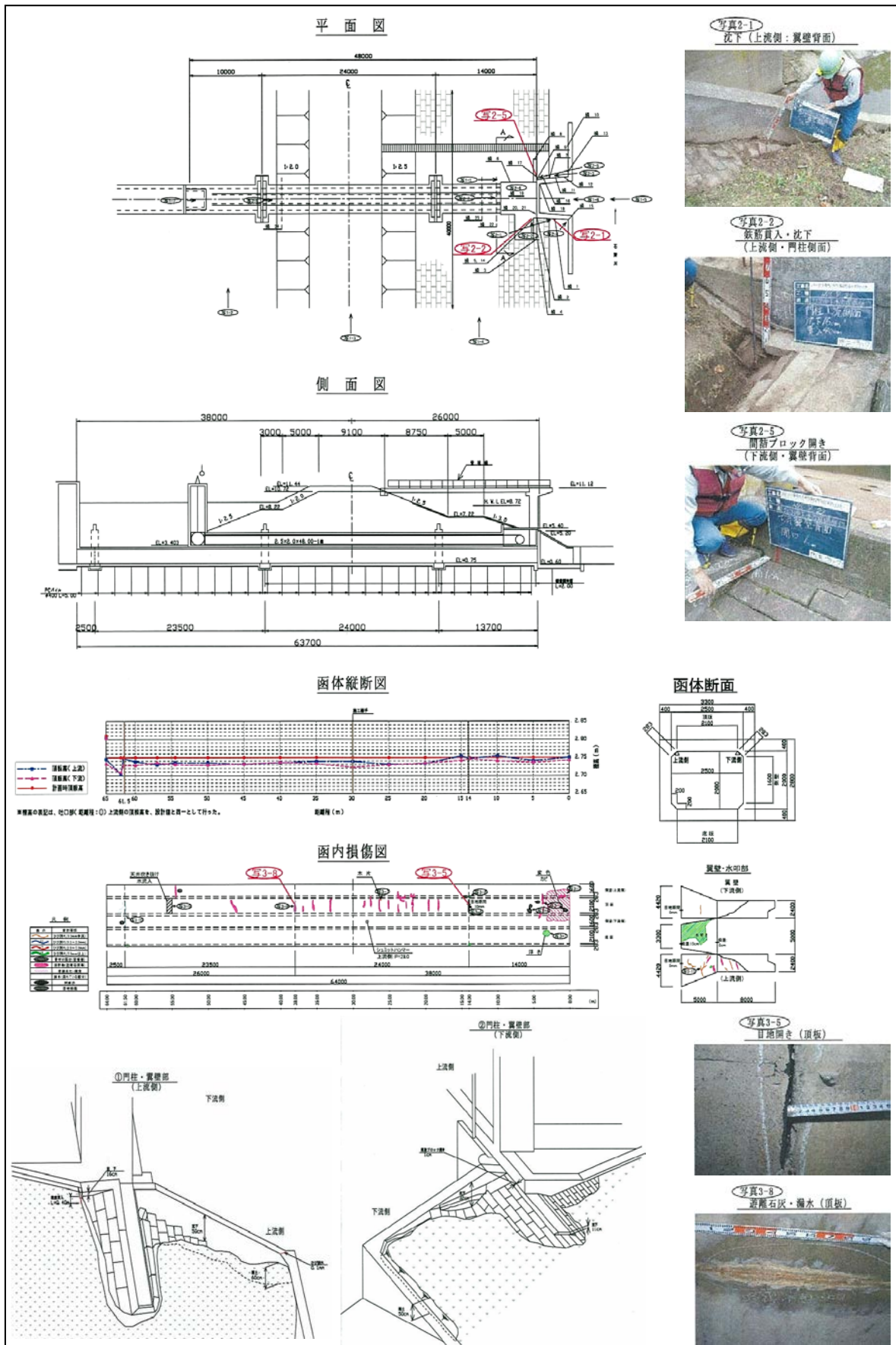


図-4.5.2 表面部の変状調査の整理事例¹⁸⁾

4.6 変状部の捕捉と判定の方法^{3-15)、17)、19)-24)}

樋門の変状調査を始めた 1981 年当時は、地中の函体周辺から堤防表面までの調査は、費用や工期が多大な堤防開削を行う必要があるとされていた。この状況を踏まえ、調査を要する多数の樋門を想定し、変状を簡便、的確且つ経済的に調査する方法を提案した。

表-4.6.1 は、樋門長 25～50mの土工・仮設費を含まない土質調査などの概算費用^{19)、20)}、工期および成果を示したものである。

本表では、コーン貫入試験 100 万円・1 ヶ月、ボーリング 330 万円・2 ヶ月、連通試験 210 万円・2 ヶ月、開削調査 950 万円・3 ヶ月である。

この結果に基づき、堤防開削が無く費用と工期が最小なコーン貫入試験により、変状部捕捉のための調査を行い、その適用性を開削調査結果と比較して検証した。

表-4.6.1 土層調査などの費用と成果（樋門長 25～50m）

調査方法	積算項目	概算費用	工期	得られる成果
コーン貫入試験	2t オランダ式二重管コーン貫入試験 6 点、資料整理・解析費 1 式、(仮設費は含まない)	100 万円	1 ヶ月	地盤強度の連続的な判別、推定土質
ボーリング	ボーリング(φ66) 6 点、シンウォールサンプリング 12 点、土質試験 1 式、試料整理・解析費 1 式、(仮設費は含まない)	330 万円	2 ヶ月	地盤強度、土質の判別、試料採集や透水試験が可能
連通試験	底版削孔 6 点、注水および観測孔 6 点、資料整理・解析費 1 式	210 万円	2 ヶ月	試験水圧による通水性の判別
開削調査	断面観察 5 断面、資料整理費 1 式 (土質試験、掘削・仮設費は含まない)	950 万円	3 ヶ月	土層・土質の判別と各種試験可能

堤防天端からの深度 10～15mに位置する函体周辺の変状の発現範囲は、ゆるみは函体側面から 4.0m程度、空洞は 0.5m程度の狭隘な範囲に発現し、函体に近づくに従って土層性状は著しく劣化して強度も大きく低下する。したがって、堤防表面から探査するコーン貫入試験やボーリングは、函体側近の変状部に正確に到達させる必要が生じる。また、土層強度の連続的な測定は、ゆるみや空洞の発現範囲判定の精度向上に有益である。

図-4.6.1 は開削調査などに基づき、ゆるみや空洞などを高精度で捕捉するための調査ポイントの設定方法を示したものである。堤防下の函体側面の位置は、堤防表面上に川表・裏の胸・翼壁などを基準に測量により正確に投映し、調査ポイントは函体周辺の変状形態を考慮して函体側面から 0.1m 毎に 3 点、それ以降は適宜間隔を広げて設定した。

現地調査ではコーン貫入試験を用い、調査ポイントの設定位置による捕捉精度を確認するため、ポイントが函体から 0.2m 点から始まる二次支川厚別川の R 樋門 (H1.3m×B1.3m×L12.2m)、0.1m 点から始まる三次支川野津幌川の G 樋門 (H1.8m×B2.4m×L19.0m) の 2 ケースについて、変状や土層性状の把握状況を比較した。

なお変状部の判定値は、開削調査による土層観察や土質調査におけるコーン貫入試験結果などを考慮し、ゆるみ範囲は $qc \leq 5.0 \text{ kg f/cm}^2$ ($\div 0.50\text{MN/m}^2$)、空洞部は $qc \leq 1.0 \text{ kg f/cm}^2$ ($\div 0.10\text{MN/m}^2$) と仮定し、その判定効果を検証した。

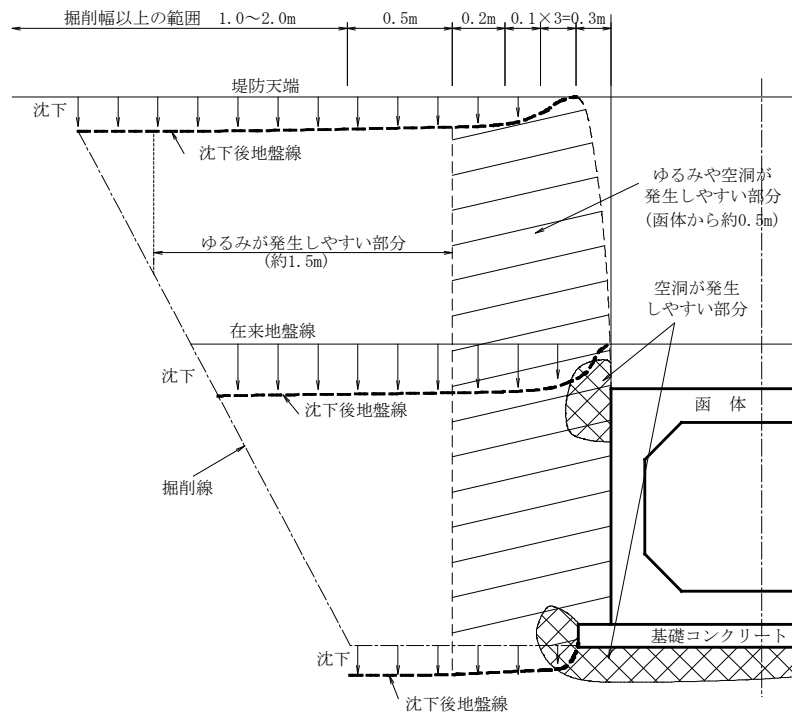


図-4.6.1 堤防天端の調査ポイント

(1) 厚別川のR樋門の変状部捕捉のための調査^{21), 22)}

R樋門の外形寸法は H1.10×B1.10×L12.0(m)、基礎コンクリート T0.2×B1.3(m)、堤防は函体上盛高 3.1m、最大盛高 4.4m、敷幅 19.5m である。

開削調査は、図-4.6.2 に示した門柱川表側から 6.5m の A、B の上下 2 断面で行い、コーン貫入試験は開削箇所の函体側面の左右 0.2m、0.4m、0.7m の計 6 点で行った。

写真-4.6.1 は A 断面の土層状況であり、破線で示した天端の不陸状況は函体直上周辺で約 30 cm 抜け上がり、境界 1 の不陸は 10~20 cm と少ないが、境界 2 と 3 は天端と同様に 20~40 cm 抜け上がっている。土質は天端から境界 1m まで切込砂利、境界 1~2 はシルト質細砂、境界 2~3 は層厚 0.2~0.4m の軽石火山灰、境界 3 の下層は砂質シルトである。

写真-4.6.2 は B 断面の土層状況であり、函体隅角部付近から上方約 1.2m 付近まで土層境界 1~3 は、函体側面上方の左右で同じ段差形状で大きく落ち込んでいた。その周辺のクラックは、函体よりやや広い範囲に放射状で集中的に発生し、シルト質細砂に挟在する薄い泥炭は沈下に伴い大きく変形していた。観察断面の土質は、境界 3 から下方に続く層厚 1.5~2.0m の砂質シルトであり、右半分の中に層厚 0.1m 以下の軽石火山灰を挟在し、その下層は、層厚 0.2m 程度の軽石火山灰、層厚 0.2~0.4m の砂質シルト、その下層は腐植土混じりシルト質細砂である。函体側面上方の左右の不等沈下量は、破線の土層境界 1 は 0.8m、丸点線の境界 3 は 60 cm の段差が生じていた。

写真-4.6.3 は、函体周辺の状況を示したものであり、函体に目立つ損傷は見られないが、基礎コンクリートは一部が損壊剥落し、底版下には拡大写真に示したように函体全長に亘り高さ約 25 cm 前後の連続した空洞が確認された。

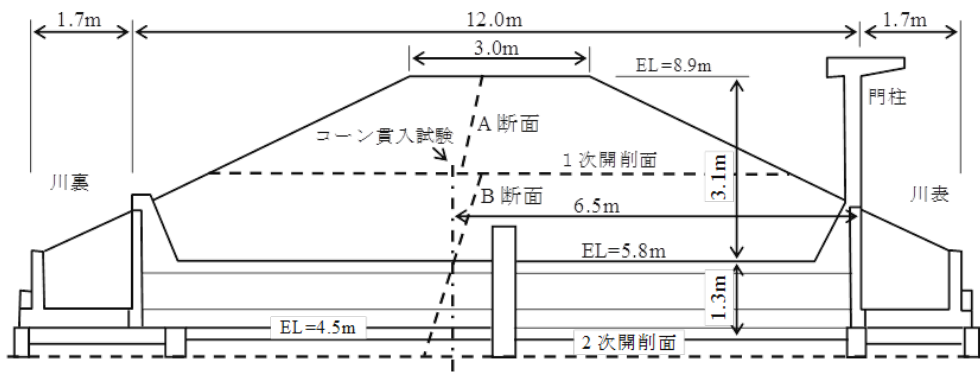


図-4.6.2 R樋門の土質調査位置図



写真-4.6.1 R樋門のA断面土層状況

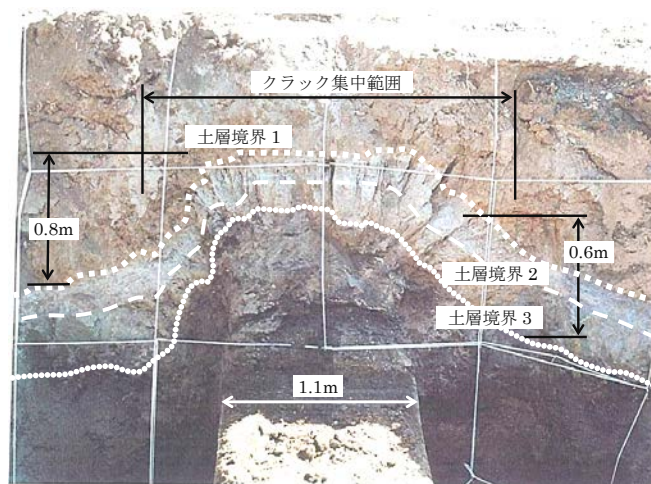


写真-4.6.2 R樋門のB断面土層状況



写真-4.6.3 R樋門の函体および底板下の状況

(2)野津幌川のG樋門の変状部捕捉のための調査^{17),23),24)}

G 樋門の外形寸法は H1.70×B1.60×L16.0(m)、基礎コンクリート T0.1×B1.8(m)、堤防は函体上盛高 4.6m、最大盛高 6.4m、敷幅 19.3m である。

図-4.6.3 は、G 樋門の川裏から 5.5m の観察断面位置を示し、コーン貫入試験は B 測線の函体側面の左右 0.1m、0.2m、0.35m、0.5m、計 8 点で行った。また本図には、函体上部全長に亘るパイプ状空洞および底版下全長に亘る空洞を記載した。

写真-4.6.4 は堤防部の土層状況であり、樋門上の標高 5.0~7.0m の土層境界 1 と 2 は不等沈下の影響で大きく褶曲している。写真-4.6.5 は、函体中央部の止水壁周辺の空洞状況であり、この周辺の土質は泥炭混じり粘性土である。空洞は点線で示した 2 条の水みちを形成し、この水みちを疎通する浸透水は、実線の矢印線で示すルートに従って川表側から止水壁端部を迂回し、川裏側の空洞へ流動した痕跡が明瞭に現れていた。

図-4.6.4 は、開削断面の土層観察図を示し、堤防の不等沈下状況は天端では不陸がやや生じている程度であるが、函体上方の泥炭混じり粘性土とその上層の粘性土との土層境界線は函体中央上方の 1.6m 程度の位置から左右に大きく変形していた。その沈下量は、函体中央部から離れるに従って大きくなり、離れ約 3.0m の位置で左約 120cm、右約 110cm に達していた。空洞は、函体隅角部の左右全長にわたるパイプ状空洞および底版下全体に高さ 20cm 前後の連続した空洞が確認された。

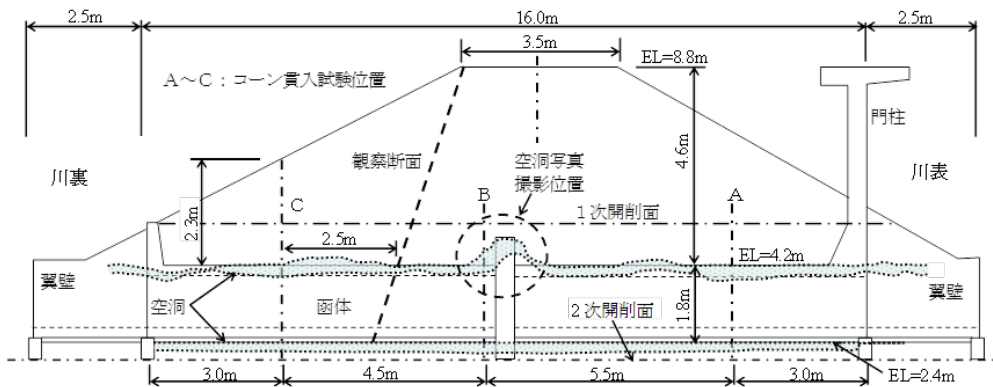


図-4.6.3 G 樋門の観察断面位置と函体右空洞経路

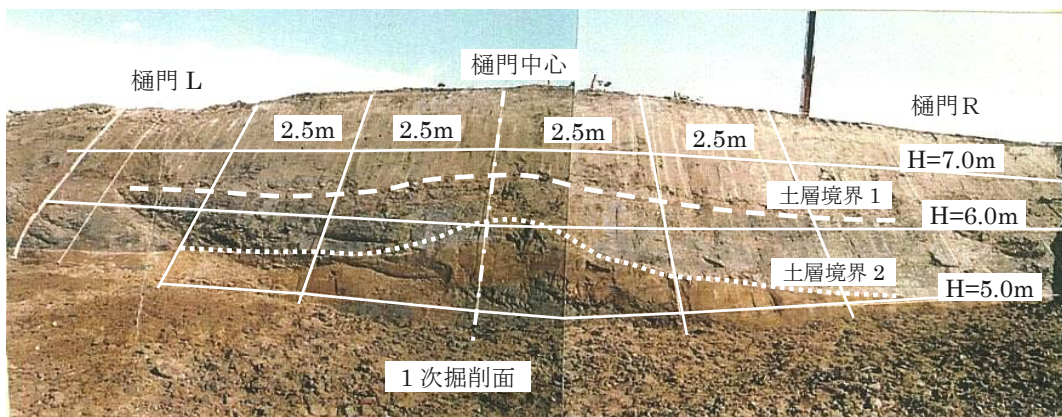


写真-4.6.4 G 樋門の堤防部の土層状況