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

瀬川 明久¹・港 高学²・三室 俊昭³・吉川 勝秀⁴

¹正会員 萩原建設工業株式会社札幌支店(〒062-0921 札幌市豊平区中の島1条18丁目3-28)

E-mail: segawa.a@hagiwara-inc.co.jp

²正会員 株式会社エーティック(〒063-0801 札幌市西区二十四軒1条5丁目6-1)

E-mail: minato@a-tic.co.jp

³工博(〒001-0029 札幌市北区北29条西4丁目2-1)

E-mail: mimurohome@mbr.nifty.com

⁴正会員 工博 日本大学理工学部社会交通工学科 教授(〒274-8501 千葉県船橋市習志野台7-24-1)

E-mail: yoshikawa@trpt.cst.nihon-u.ac.jp

石狩川下流の泥炭性軟弱地盤上の堤防では、地盤沈下に伴い樋門周辺でゆるみや空洞化などの変状が発現して洪水時の弱点になっている。1981年8月洪水では、樋門周辺堤防で決壊1件、法面すべりなど42件の災害が発生し、堤防の決壊防止のあり方が問題になった。本論文では、地域社会の安全確保に不可欠な樋門周辺の決壊防止と被害軽減化を目的に、第1に不等沈下の要因把握ならびに氾濫原開発と堤防整備などの動向から、堤防の安全性の問題を検討して確実な安全対策の必要性を述べた。第2には現地調査に基づき、変状の形態、不等沈下の動態およびそれらの危険性を明らかにした上で、変状に関わる調査方法を提案した。第3には堤防が決壊に至る進行形態を実証的に推察し、その形態と変状の発現範囲を考慮した恒久的対策のあり方を示し、総合的な安全対策技術の確立のための考察を行なった。

Key Words : peaty soft ground, water leak investigation, water leak around sluice, security management of the levee

1. 研究の背景と目的

石狩川下流の氾濫原(面積: $A=1,450 \text{ km}^2$)は、約70%が泥炭性軟弱地盤で構成され、堤防約950km、樋門約550箇所が整備された。一方、樋門周辺堤防では不等沈下に伴う空洞などの変状が発現し、1981年8月洪水では決壊1件、法すべりなど42件が発生した。1993年に約260箇所の空洞化対策が計画されたが、変状の形態や動態が不明確なこと、対策効果の維持が難しいことなどにより、樋門周辺堤防の恒久的な安全性は確保されていない。

本論文では、地域社会の安全確保および樋門周辺堤防の決壊防止と被害軽減化を目的に、第1に不等沈下の発生要因、氾濫原開発と堤防整備の動向および堤防の実態を分析して確実な安全対策の必要性を述べた。第2には現地調査に基づき、変状の形態、不等沈下の動態およびそれらの危険性を明らかにした上で、変状に関わる調査方法を提案した。第3には樋門周辺堤防の決壊の進行形態を実証的に推察し、その形態と変状の発現範囲を考慮した恒久的な決壊防止と被害軽減対策のあり方を示し、総合的な安全対策技術の確立のための考察を行なった。

2. 既往研究との関連

表-1に、樋門周辺堤防に関わる既往の研究分野ごとの概要を整理し、それらの分野に対する本論文の目的と要旨を示した。

表-1 既往研究の概要

項目	研究者, 文献名 (上付き数字は参考文献番号)
災害実態の研究	吉川ら ¹⁾ の研究: 小貝川の現地調査により、高須樋管の決壊原因は空洞化、豊田樋管は浸透水による水みちであると推定している。
	木下ら ²⁾ の研究: 小貝川の高須樋管の時系列の被害拡大状況などを調査したが、決壊原因の特定には至っていないと報告している。
	中島 ³⁾ の研究: 開削調査により、樋管下の空洞は土砂吸出しにより形成されると述べ、モデル図などを示している。
	本論文: 実際の災害は、変状が生じた後の現象であるので、一連の経過を把握するため、現地調査などに基づき、変状の位置別の形態、洪水時の進行形態および不等沈下の動態を明らかにした。
変状調査の研究	河川砂防技術基準(案) ⁴⁾ : 2004年に既設構造物診断のための調査の項を設け、変状概念図を示したが、変状の位置や形態に応じた具体的な調査方法は示していない。
	茂木ら ⁵⁾ の研究: 弾性波による空洞調査を行い、2次元探査は築堤履歴に、3次元探査は空洞調査に有効であるとし、精度向上にはデータの蓄積が必要であると報告している。
	佐藤ら ⁶⁾ の研究: 樋門周辺グラウト後の空洞の有無について、指標を用いた推定方法および対策調査のフローを提示している。
	本論文: 変状の発現位置と形態を、実務で的確に把握するための調査方法およびゆるみと空洞の判定方法を提案した。
安全対策の研究	古本ら ⁷⁾ の研究: 堤体にφ5cmの空洞を設けた実験により、パイピングは法尻の局所動水勾配 ≥ 1.0 で発生し、その防止には遮水工間隔を長さの3倍以上で設置が必要であると報告している。
	相馬ら ⁸⁾ の研究: 島松川堤防の浸透実験により、漏水防止には防水護岸と遮水矢板長6.0m以上の設置が必要で、1度漏水した堤防には浸透水の浸透経路の遮断が必要であると報告している。
	野上ら ⁹⁾ の研究: 柔構造樋門3タイプの現地実験により、無処理地盤では1.0m以上の沈下が発生したことから、沈下予測の精度向上と地盤強化対策が必要であると報告している。
	本論文: 既設の河川施設の機能を再検討し、樋門周辺堤防の決壊防止と被害軽減化に確実に効果が期待できる対策方式を示した。

3. 石狩川下流の地勢と堤防¹⁰⁻¹⁵⁾

石狩川下流域の氾濫原開発と堤防の実態を分析し、樋門周辺堤防の問題と決壊防止の必要性を次に述べる。

(1) 氾濫原開発

開発計画と堤防整備に関わる第1の時代は、函館裁判所時代から北海道第2期拓殖計画(1868～1946)の79年間である。土地利用は1935年に10万haに達して氾濫原の70%が開発され、流域人口は73万人になった。堤防計画は、1937年に延長361kmになったが無堤部が多く、治水対策への社会的要請に応えられない時代であった。

第2の時代は、戦後混乱期から第一次治水事業五カ年計画期(1946～1969)の24年間である。戦後処理は北海道緊急開拓実施要領(1945.11)により進行し、土地利用は北海道総合開発計画などを背景に進展して1965年には13万haに達し、流域人口は169万人に急増した。1967年に堤防延長は783kmとなり、その後の1970年頃に着手以来60年を要して暫定断面の連続堤防が整備された。

第3の時代は、連続堤防の整備後(1970～)であり、1985年の土地利用は12.8万ha、流域人口は232万人、氾濫原の人口は100万人余に達した。堤防計画は、1982年以降は計画断面で整備し、1985年の堤防延長は948kmになり完成率は約60%になったが、杭基礎樋門の約1/3でグラウトによる空洞化対策が行なわれている。

(2) 堤防の実態

地盤沈下の根本的な原因は、石狩低地帯の泥炭性軟弱地盤を主体とする地質構造にある。地盤沈下は、氾濫原開発に伴う水害防止と泥炭地の乾燥化事業により進行し、樋門周辺堤防では変状が発現するようになった。堤防の嵩上げは、地盤特性から沈下量が盛土高の70%以上に達するため難しい実態にある。また、堤防整備により、高さ3.0～7.0mの本支川堤防で分割された60余の洪水防御地区が創出され、各地区の想定浸水深は2.0～7.0m、樋門は4～26箇所設置されている。堤防が決壊した場合は、地区全体に浸水して滞水時間が長くなり、決壊した地区の被害規模が拡大しやすい流域形態になった。

以上から、堤防は地域社会の発展を支える重要な安全基盤であることが明らかになり、堤防決壊による氾濫被害を防止するためには、樋門周辺堤防の変状と危険性に関わる問題を解決する必要があることが判った。

4. 主要洪水と堤防決壊の実態^{11)-12), 15)-16)}

洪水の発生原因は、7～9月の台風や前線に関わる大雨が多い。1904～2001年の基準点石狩大橋(料程標KP=26.59km、流域面積A=12,697km²)における1904～2001年の主要9洪水の実測流量は4,220～11,330 m³/sec、氾濫面積は0.38～14.0万haである。連続堤防の整備前の1962年、整備後の1975年と1981年の痕跡洪水水位は、洪水毎に併行状に1.0～2.0m高くなり、堤防の整備効果により

氾濫面積は減少傾向を示したが、堤防への洪水外力は増大した。表-2は1975年と1981年洪水による決壊箇所を示し、1975年洪水では暫定断面堤防(天端高=計画高水位)の越水などにより6箇所が決壊し、樋門周辺堤防はその内の2件である。1981年洪水では、堤防は新暫定断面(天端高=計画高水位+0.5m)になったが、計画高水位を上回る洪水と堤防沈下起因して越水、法面すべり、漏水など118件の堤防災害が発生し、決壊は越水10件、樋門と地盤の漏水各1件である。堤防の決壊防止活動169件中、樋門周辺は42件で25%を占め、樋門周辺堤防が弱点になっている実態が明らかになった。

表-2 連続堤防整備後の決壊箇所一覧¹¹⁾⁻¹⁶⁾

番号	決壊箇所	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)
75-1	豊幌	越水	11.03	10.35	9.86	0.49	8/24	75	645	79
75-2	第二幹川	越水+樋門漏水	13.44	13.44	13.14	0.30	8/24	100	4,065	92
75-3	産化美唄川	越水+樋門漏水	18.34	18.34	18.04	0.30	8/24	100	1,670	66
75-4	大曲左岸	越水	17.70	17.24	16.89	0.35	8/24	80	4,065	89
75-5	大曲左岸	越水	18.00	17.38	17.10	0.28	8/24	100	4,065	89
75-6	黄臼内川	越水	19.63	19.43	19.13	0.30	8/24	40	80	不明
81-1	真敷別川	越水	1.85	3.18	2.96	0.22	8/6	41	193	90
81-2	真敷別川	越水	1.85	3.18	2.95	0.23	8/6	35	193	90
81-3	島松川	樋門漏水	9.53	9.53	10.53	-1.00	8/6	60	304	444
81-4	漁川	地盤漏水	10.80	10.55	11.80	-1.25	8/23	60	1,084	30
81-5	嶮淵川	越水	10.11	10.75	10.65	0.10	8/5	70	387	125
81-6	幌向川	越水	9.98	11.10	10.90	0.20	8/6	70	1,143	78
81-7	幌向川	越水	9.98	11.10	10.90	0.20	8/6	180	1,143	78
81-8	下新篠津	越水	9.96	10.90	10.66	0.24	8/6	150	738	68
81-9	下新篠津	越水	9.96	10.90	10.66	0.24	8/6	220	738	68
81-10	産化美唄川	越水	18.34	18.50	18.35	0.15	8/6	300	846	96
81-11	奈井江川	越水	19.79	20.28	20.04	0.24	8/6	120	65	73
81-12	大鳳川	越水	38.79	39.42	39.10	0.32	8/5	50	279	36

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

5. 樋門周辺の堤防の変状実態¹⁵⁾⁻²¹⁾

樋門の開削調査20箇所による不等沈下の発生率は100%、空洞の発生率は75%である。写真-1～4は、洪水時を含めた現地調査に基づく変状形態を示したものであり、これらから安全性に及ぼす影響を推察した。

写真-1は、川表法面の変状であり、白破線で示す法面中段と門柱背後には抜け上がり、芝法面には段差と開口クラックが発現し、開口部から降雨や河川水が直接的に浸透する形態である。写真-2は、1981年8月洪水でパイピングが発生した樋門の土層断面で、黒破線で示す土層境界は函体直上から大きく褶曲して無数のクラックが見られ、ゆるみは点線で示す幅約1.0mの範囲に、函体右上部と底版下には30～40cmの空洞が発現して浸透水が容易に疎通する形態である。写真-3は、長さが約30%不足している樋門の底版周辺で、計画高水位より0.19m高く、天端より0.95m低い洪水水位での漏水であり、堤防の1部流失、河道内の渦流、川裏側の白く泡立った浸出水が見られる危険な形態である。写真-4は、天端高より約1.0m低い洪水水位(計画高水位と同高)で決壊した箇所であり、函体下の地盤は深さ1.2～1.3m流失した。決壊原因は、天端より低い洪水水位、函体や堤防に異常

はないこと、函体下の泥炭層の存在などから、不等沈下に伴う空洞からのパイピングによるものと推定された。

写真-1 堤防表面の抜け上がりなどの変状^{1),20),25)}

写真-2 函体周辺の土層や底版下空洞などの変状²⁰⁾

写真-3 樋門底版部からの漏水状況²¹⁾

写真-4 樋門周辺の堤防の決壊状況^{1),21)}

6. 樋門周辺堤防の変状の調査と形態判定^{22)-26),15)-20)}

1980年代前半の樋門の変状調査では、開削調査以外の方法は具体化されていなかった。このため、著者らは堤防表面部や函体周辺の変状を的確に、かつ簡便で経済的に調査する次の方法を提案した。変状は、発現位置や土質により形態や性状が変化する。これらを考慮し、調査の実施は、踏査→堤防表面部→土層内→動態観測や開削調査(必要に応じて)と進行させ、各段階で変状を分析す

る。詳細調査や開削調査などでは、更に変状の形態や性状を把握するための具体的な方法を検討する必要がある。

表-3に、現地調査などの結果から、変状の発現位置別の調査項目、観察要点および調査手法を示した。なお提案した方法は、石狩川などで広く適用されている。

表-3 変状調査の要点と調査手法¹⁷⁾⁻¹⁸⁾

調査箇所	調査項目	観察要点	調査手法
堤防及び周辺地盤	地表面の不陸、抜け上がり等	天端、小段、法面、法尻、周辺地盤の高低差、クラック、開口、段差等	観察、計測、測量、検査杖
	表層土質	硬さ、含水状態、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、試験、検査杖、サンプリング、ボーラブルコーン、現場浸透試験
	植生状況	生長、草種、毛根等の状況と土質、含水状態	観察、検査杖、試験による断面確認、植生、目視による土壌分析
	構造物との接続部	背面地盤の沈下、周辺土の接着状況、土質、含水状態、浸出水状況、構造物との接続部の空隙	観察、計測、測量、検査杖、試験、打音、現場浸透試験
樋門	函体、他の躯体、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	観察、計測、測量、打音、計測紙、フェノールフタレイン塗布、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状況	観察、計測、測量、打音
	翼壁、水たき	破損、段差、開き、止水板、劣化、底版下空洞、吸出し・洗掘跡の状況	観察、計測、測量、打音、検査杖
	調査孔	土質、空洞、連通性、漏水状況、孔口の漏水状態	観察、計測、L型検査杖、サンプリング、ボアホールカメラ
付属構造物	水路、護岸、落差工、集水樹	破損、段差、周辺掘付け、不同沈下、吸出し・洗掘跡、護岸下空洞の状態	観察、計測、測量、打音、試験、検査杖

図-1~3は、函体周辺の沈下と土圧の動態観測および変状の形態判定の例である。

図-1は、写真-1~2の変状を発現させる沈下動態を、盛土開始時から30日間観測した結果である。沈下板は、函体から0.2m離れた基礎地盤上 T_1 および函体から1.0m離れた基礎地盤上から1.05mの盛土内 T_2 の2箇所に設置した。盛土施工は5段階、総盛土厚7.5mであり、敷均・転圧は15tブルドーザ、函体周辺はランマー転圧、沈下板周囲は人力で踏固めた。沈下動態は、沈下板 T_1 は盛土直後から急速な沈下を始め、盛土高の増加に伴い沈下量も増し盛土完了時は18cmになった。沈下板 T_2 は、 T_1 と同様の沈下傾向を示したが、圧密・圧縮沈下量の合計により盛土完了時の沈下量は36cmになり、盛土自体の圧縮沈下量 $T_2 - T_1$ は約60日で終了している。この沈下曲線を用いた双曲線法による T_1 の最終沈下量は約24cmであり、盛土完了時との比較では圧密沈下の約75%が終了している。これらから、函体側面の0.2m点の沈下量18cmになり段差状と推定されること、変状を発生させる不等沈下は盛土と同時に始まることが明らかになった。

図-2は、盛土開始後790日間の土圧観測結果であり、図中の1~5は土圧測定箇所である。鉛直土圧計の1と5は、施工直後の $0.541 \sim 0.580 \text{ kgf/m}^2$ が $0.771 \sim 0.796 \text{ kgf/m}^2$ と増加し、2~4の水平土圧計は $0.412 \sim 0.525 \text{ kgf/m}^2$ が $0.040 \sim 0.190 \text{ kgf/m}^2$ と低下したことから、不等沈下の進行に伴い函体側面の土層が緩むことが確認された。

図-3は、ゆるみと空洞の判定例であり、2tオランダ式二重管コーン貫入試験値($qc = \text{MN/m}^2$)と土層断面の観察結果の重ね図である。図では、開削調査の土層観察や検査杖差込などによる脆弱な部分と $qc = 0.50 \text{ MN/m}^2$ の範囲

がほぼ一致する。また、土圧は図-2のように60~90%低下する。これらより、ゆるみは $q_c = 0.50 \text{ MN/m}^2$ の範囲、空洞は土層観察結果とコーン自沈点がほぼ一致することから $q_c = 0.10 \text{ MN/m}^2$ とする判定値を提案した。

図-1 盛土施工中の沈下観測結果²⁰⁾

図-2 函体周辺の土圧観測結果²⁴⁾

図-3 q_c 値によるゆるみと空洞の推定範囲

7. 樋門周辺堤防の決壊の進行形態¹⁵⁾⁻²⁷⁾

現地調査結果などにに基づき、樋門周辺堤防の決壊の進行形態を推察し、図-4~8のように5段階で示した。

図-4は、沈下観測結果から推定した盛土完了時の変状形態であり、外観上の変化は少ないが函体周辺では小規模な空洞などが形成される。図-5は、開削調査時(設置期間約20年)の形態であり、堤防表面では写真-1のよ

うに抜け上がり、クラック、段差、護岸の変状などが発現する。函体周辺では写真-2に示した土層の褶曲、ゆるみ、クラック、空洞などが発現して水みちが形成され、最終的な変状形態に近似した状況となる。図-6は、写真-3の初期的状況であり、変状の進行により水みちが形成された状態で洪水水位が上昇した場合の形態である。堤防は浅く浸水しているがパイピングは容易に発生し、堤防表面の変状が顕著になり、川裏では変状部の拡大による浸透水が増加して堤防破壊の前兆現象が発現する。

図-7は、写真-3の堤防損壊中の形態であり、パイピングが激しくなり水みちや浸出口は拡大し、土砂流出や法すべりなどが連鎖的に発生して変状部は急速に拡大する。

図-8は、写真-4に示す最終の変状形態であり、堤防は浮力や水圧的作用による崩壊や滑動により決壊に至る。

図-4 堤防盛土完了後の変状状況²⁰⁾

図-5 堤防開削時の変状状況²⁰⁾

図-6 堤防浸水時の変状状況²⁰⁾

図-7 洪水外力増加時の変状状況²⁰⁾

図-8 堤防決壊後の変状状況²⁰⁾

8. 樋門周辺の堤防の安全対策¹⁵⁾⁻²⁷⁾

樋門周辺堤防の変状は、堤防天端から函体底面部の左右約4.0mの範囲に連続的に発現することが多く、決壊防止には発現範囲を十分にカバーする遮水強化対策が必要になる。安全対策では、この変状の発現範囲と決壊の進行形態を考慮した恒久的な方式の考え方を示した。(1)柔構造樋門の遮水壁拡張

柔構造樋門では、沈下対策として地盤強化を行っているが変状は発現する。一方、遮水壁上端高は現地盤高以下であり、それ以上の水位上昇では浸透水疎通を抑止できない。図-9は、樋門周辺の浸透水疎通を抑止を図る遮水壁拡張の構造図であり、遮水護岸や土質改良などの併用により恒久的な安全性が確保できる。

(2) オーバーサイフォン

オーバーサイフォンは、地盤沈下の影響を排除するために堤防断面外に樋門構造物を設置する施設分離方式である。その構造には、堤防表面に設置する地上配管式および堤防を横架する水管橋式があり、空洞部を疎通するパイピングなどによる堤防決壊は恒久的に解消される。

(3) 樋門の統合による撤去および水門化

連続堤防の弱点箇所削減のため、樋門数は少ない方が望ましい。この対策として統合、撤去或いは水門化により樋門数を削減する方法が挙げられる。水門化は、堤防荷重削減による不等沈下や空洞化の抑止、構造物周りの遮水矢板や縁切り矢板の設置などによる遮水機能強化により、恒久的な安全確保を図るものである。

(4) 二次洪水防御施設

二次洪水防御施設は、フェールセーフによる氾濫対策であり、樋門周辺の堤防が図-6～8のように損壊や決壊による氾濫被害を、以下の施設で氾濫の拡大抑止を図ることにより恒久的に被害軽減を図る方式である。

a) 二線堤は、本堤が決壊した場合に控えの堤防や道路利用などにより、直接的な氾濫の拡大抑止や氾濫域の遊水地化による対策で、確実に被害軽減を図る方式である。

石狩川下流では、堤防と道路の併行的な整備区間が多く短期間で効果が期待できる。また、近年は各河川で自治体との協働による氾濫被害軽減の実績が増えている。

b) 周囲堤は、写真-5のように旧河道や湖沼などの外周に、白破線で示す位置に堤防を築造し、樋門部が決壊した場合に確実に氾濫の拡大抑止を図る方式であり、湛水面積により洪水調節地や遊水地として活用できる。石狩川下流では31箇所の旧河道が存在し、洪水対策や環境利用なども含めて多面的な効果が期待できる。

c) まわり土手は、樋門周辺の堤防が決壊した場合に、川裏水路を取り囲むまわり土手により確実に氾濫の拡大抑止を図る方式であり、小規模な施設で被害軽減効果が得られる。写真-6は、写真-4や図-8に示す樋門周辺堤防の決壊による氾濫後の状況であり、このような河川地形では、白線付近にまわり土手を築造することにより、氾濫被害の確実な軽減効果が期待できる。

以上のように、樋門周辺堤防の不等沈下に関わる恒久的な安全対策の新しい考え方を示した。実際の樋門を対象とした事例では、小貝川伊丹水門などがあるが実績は少なく、今後は対象箇所の絞り込み、対策効果、経済性、社会環境対策などの研究とデータの蓄積が必要である。

図-9 遮水壁拡張の構造^{17)・18)}

写真-5 周囲堤が期待できる河川地形²¹⁾

写真-6 まわり土手が期待できる河川地形²¹⁾

9. 結論

石狩川下流では、氾濫原に高さ3.0～7.0mの連続堤防に守られた人口約100万人の社会が構築され、その安全確保が重要な課題になっている。これらを踏まえ、本論文では堤防の安全性を多面的に検証し、次の結論を得た。

地盤沈下に伴い樋門周辺の堤防で発現する変状は、連続堤防の弱点になる。変状に起因する堤防災害は連続堤防の整備後から顕在化し、決壊防止や被害軽減対策が必要になった。現地調査に基づいて変状形態を詳細に示し、変状部では浸透性や通水性が高まることを明らかにした。変状調査の具体的方法およびゆるみと空洞の判定方法を提案した。樋門周辺堤防の決壊の進行形態を解明し、その形態と変状の発現範囲を考慮した恒久的な安全対策として、柔構造樋門の遮水壁拡張、オーバーサイフォン、樋門の統合と撤去および水門化、二次洪水防御施設（二線堤、周囲堤、まわり土手）を示すとともに、今後の課題について述べた。

以上により、本研究は連続堤防の安全性向上と地域社会の安定的発展に寄与できると考える。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 中島秀雄: 図説河川堤防, p206~216, 2003.
- 4) (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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 野上勝広, 橋本三郎, 増田宏幸: 軟弱地盤上の樋門・樋管試験施工について(第1報)—柔構造・柔支持樋管の検討—, 第35回北海道開発局技術研究発表会, 河-21, p165~170, 1991.
- 10) 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, 土木学会第26回建設マネジメント研究論文集, Vol.15, p429~440, 2008.
- 11) 石狩川開発建設部: 昭和50年8月石狩川洪水報告書, 1976.
- 12) (財)北海道開発協会: 昭和56年洪水報告書, 1982.
- 13) (財)北海道開発協会: 石狩川治水史, 1980.
- 14) 石狩川・旭川開発建設部: 続石狩川治水史, 2001.
- 15) 瀬川明久, 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考察, 河川論文技術集, NO.13, p309~314, 2007.
- 16) 瀬川明久, 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.
- 17) 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), 北海道開発局編集委員会, 1984.
- 18) 瀬川明久: 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, 2004.
- 19) 瀬川明久, 港高学, 吉川勝秀: 樋門周辺の沈下と変状の経時的挙動について, 地下水地盤環境に関するシンポジウム—水辺と堤防と地下水—発表論文集, p53~60, 2006.
- 20) 瀬川明久, 港高学, 吉川勝秀: 樋門周辺堤防の変状に関する実証的考察, 安全問題研究論文集, p119~124, 2007.
- 21) 石狩川開発建設部: 昭和56年8月洪水写真, 1981.
- 22) 瀬川明久, 小林伸行, 渡辺和好: 河川構造物と不同沈下対策, 第29回北海道開発局技術研究発表会, D32, 1985.
- 23) 瀬川明久, 渡辺和好: 構造物周辺の不同沈下の実測と解析, 土木学会第41回年次学術講演会, 1986.
- 24) 瀬川明久, 小林伸行, 渡辺和好: 河川構造物周辺の沈下挙動と不同沈下計算法, 第30回北海道開発局技術研究発表会, A・6, 1986.
- 25) 瀬川明久, 小林伸行, 渡辺和好: 軟弱地盤における構造物周辺の安定化対策—沈下管理と漏水対策技術—, 土木学会第42回年次学術講演会, ポスターセッション, p2~3, 1987.
- 26) 瀬川明久, 掛村拓史, 港高学, 吉川勝秀: 低湿地堤防における樋門周辺の沈下挙動解析, 土木学会第61回年次学術講演会, 2-012, p21~22, 2006.
- 27) 瀬川明久, 港高学, 吉川勝秀: 低湿地堤防の樋門に関わる災害と恒久的安全対策に関する一考察, 土木学会第61回年次学術講演会, 2-014, p25~26, 2006.

(2011.7.22 受付)

SUBSTANTIAL STUDY ON SAFETY OF THE SLUICE OUTSKIRTS DIKE ON THE PEATY SOFT GROUND

Akihisa SEGAWA, Takanori MINATO, Toshiaki MIMURO, Katuhide YOSHIKAWA

The dike based on the peaty soft ground at Ishikari River down stream has some weak points. It is the looseness and the cavity etc. Dike disaster occurred a collapse and 42 places slope sliding around the dike at the time of flood of August, 1981. That is why the way of the ensuring safety of consecutive dikes became the problem.

The purpose of this paper is prevention of collapse and damage reduction around the sluice which is essential to the ensuring safety of the community. First of all, I spoke the need of certain safety from factor grasp of the differential settlement and a trend of flood plain development and the dike maintenance. To the second, I suggested the investigation method, after having clarified a form of the transformation and progress of the differential settlement and these risk based on a field works. To the third, I estimated the progress form that a dike reached the breaching and showed the way of lasting measures in consideration of the form and outbreak range. Thereafter, I performed consideration for establishment of the general safety measures technology.