

千歳川遊水地群における越流堤形状等の検討について（第二報）

石狩川開発建設部 千歳川河川事務所

○楠美 嘉和
高村 章
若林 英樹

越流堤は、目標とする洪水を効果的に調節でき、かつ経済的な構造とする必要がある。そのため、数値解析を行った上で、その結果を水理模型実験により検証して、越流堤諸元を設定する。昨年度、越流堤形状等の諸元を設定するための検討条件について、第一報として報告した。今年度は、越流部分を突起形状にし、越流係数を大きくすることにより、越流堤幅を短くして、効果的な調節や被覆材のコスト縮減が可能となるか、実験を行ったので、第二報として報告する。

キーワード：越流堤、越流係数、洪水調節、水理模型実験

1. 目的

千歳川流域の洪水¹⁾は、広大な流域を持つ本川石狩川の背水の影響を受けて、水位の高い状態が長時間にわたり継続するという特徴を持っている。この洪水時の高い水位を低下させ、洪水を安全に流下させるため、河道の整備と合わせ千歳川流域に6箇所の遊水地を分散して整備する予定であり、今年度、最初の長沼町嶮淵右岸地区遊水地の整備に着手したところである。

洪水時の高い水位を低下させるという遊水地の機能を発揮するためには、洪水を遊水地へ流入させる施設、越流堤が必要である。本報告は、嶮淵右岸地区遊水地（図-1、2左）の越流堤形状や構造を設定し、水理模型実験と数値解析により越流量を求め、目標とする洪水の調節が行える越流堤諸元（長さ、高さ、位置）を決定するものである。

2. 検討の流れ

嶮淵右岸地区遊水地は、千歳川流域の他の遊水地とは異なり、千歳川の支川嶮淵川に接しており、河道幅が狭く、洪水流出が早いという千歳川とは異なる特性を持っている。このため、水理模型実験により、越流に対して河川特性が与える影響を把握したうえで、目標とする洪水の調節が行えるか数値解析で確認を行い、洪水調節機能やコスト面から見て、最適な越流堤諸元を決定する。

(1) 既往検討の状況

昨年度報告した第一報²⁾の越流堤形状は、河川整備計画の堤防形状を基本に天端幅は9.1m、川側勾配は4割とした。

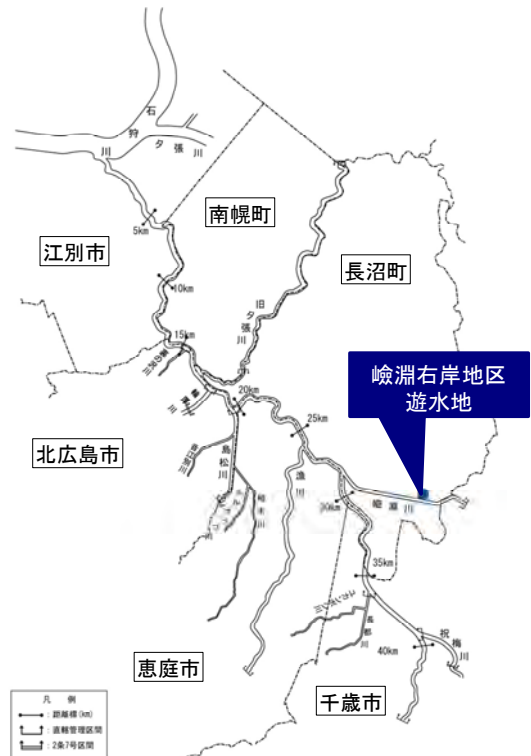


図-1 位置図



図-2 嶮淵川と三次元模型

越流堤諸元の初期値は、昭和56年8月上旬降雨により発生する洪水を、石狩川の整備と相まって、計画高水位（HWL）以下で安全に流し、かつ、洪水調節容量が概ね5千万m³を上回らないように、一次元不定流計算を行うことで求めた。その結果、越流堤諸元の初期値は、越流堤長は400m、天端高は確率水位1/25の9.07mを得た（HWL9.87m）。

一次元不定流計算では、本間の式³⁾から求めた越流係数を用いて、遊水地への越流量を求めており、このピーク値を、越流堤諸元を検討する際の目標とする越流量とした。

(2) 本検討の流れ

模型実験を行うにあたり、被覆構造は、アスファルトフェーシング、コンクリートブロック、コンクリートフェーシング、かごマットの4構造について、比較検討を行い、北海道内での実施事例が多く、維持管理や施工が容易な、コンクリートブロック構造を採用することとした。

嶮淵右岸地区遊水地の越流堤諸元を設定するまでの検討フローを示す（図-3）。

はじめに、正面越流実験により、越流堤天端の形状と構造を設定して、越流水深ごとの正面越流係数を得る。

次に、三次元模型実験により、河道水位及び越流堤長が越流量に与える影響を把握して、越流堤長などの越流堤諸元のうちで見直す部分を検討する。併せて、横越流状態の越流係数を得て、平面二次元解析の結果が、実際の現象と一致しているかを確認する。更に、平面二次元解析では把握できない偏流や乱流などによる影響を確認し、必要に応じ対策の検討を行う。

これらの結果を踏まえた越流堤長を求め、平面二次元解析を行い、目標とする越流量が得られるかの確認を行う。目標とする越流量が得られれば、その越流堤長が設定される。

3. 正面越流実験

正面越流模型は、天端幅を9.1mとし、1/5縮尺で製作した。川側勾配は圍繞堤と同じ4割勾配とし、遊水地側勾配は、圍繞堤との法尻合わせとした。天端位置と法面の形状の組み合わせにより、越流堤形状として次の3ケースを選定した。

ケース①堤防法線が圍繞堤と一致する形状
(遊水地側勾配5割)

ケース②川側法面が圍繞堤と一致する形状
(遊水地側勾配7割)

ケース③階段ステップ（遊水地側かごマット想定）
(遊水地側勾配5割相当の段差50cm)

水路は、全長30m、水路幅1m、水路高1.5mの規模のものを使用した。

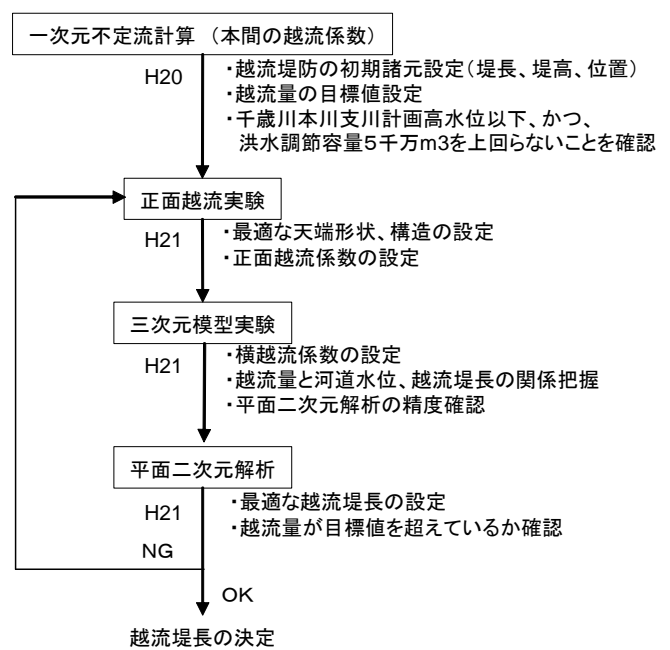


図-3 検討フロー

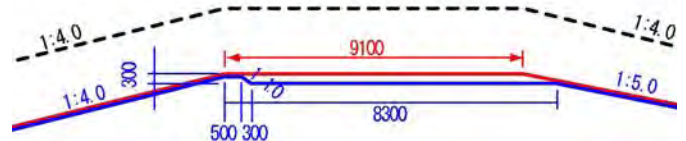


図-4 越流堤天端断面図

赤色：ケース①堤防法線が圍繞堤と一致する形状
青色：ケース②川側法面が圍繞堤と一致する形状
黒色点線：圍繞堤



上 9.1mの天端幅案(①)



④-1 突起天端形状 ④-2 突起台形堰 ④-3 突起鉛直堰
下 突起形状(④)

図-5 正面越流実験写真

(1) 天端位置の検討

正面越流実験での、天端断面図（図-4 赤色）、写真（図-5上）及び計測した結果（図-6）について示す。

正面越流実験では、前述した①～③のケースで実験を行った。実験にあたっては、対象とする洪水の最大越流水深0.35mの前後を網羅できるように、単位幅流量0.3～0.5m³/s、越流水深は0.15m～1.00mの範囲で、完全越流状態ともぐり越流状態でそれぞれ計測を行った。

実験結果より、ケース③の階段ステップは、遊水地側で水が跳ねることから採用しないこととした。また、ケース①とケース②の形状では、越流係数に大きな違いがないことから、越流係数による形状の選定はできなかった。このため、護岸範囲が小さくなり安価となるケース①の形状を採用することとした。ケース①の計測結果により、越流水深と越流係数の相関式を作成した。

$$C1 = 0.1068 \times \ln(h1) + 1.6179 \quad \text{--- (1) 式}$$

C1：越流係数（ケース①）、h1：越流水深 m

この結果、越流水深が0.50mを超えると、本間の式より求めた越流係数よりも、(1)式の越流係数が大きくなるのがわかる。

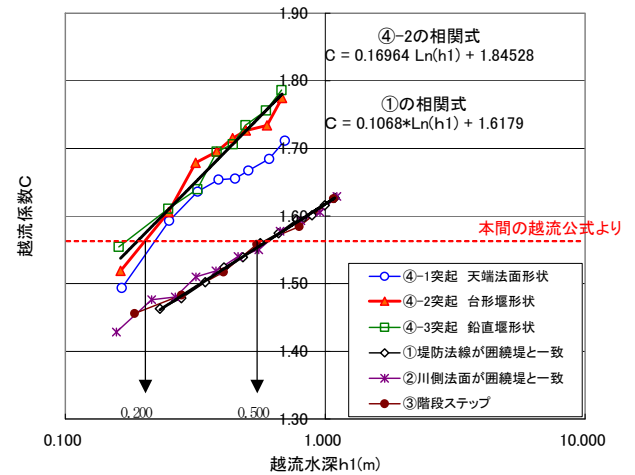
(2) 越流係数向上のための形状検討

対象とする洪水の最大越流水深は0.35m程度であることから、ケース①の越流係数は、本間の越流公式で求めた越流係数より小さくなり、嶮淵右岸地区遊水地における目標とする越流量に対し、実際の量が達しないことが予想された。

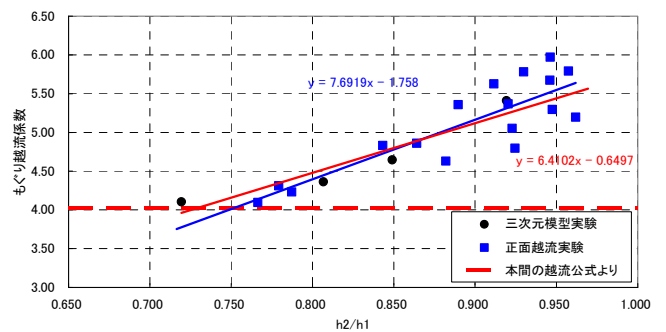
目標とする越流量を確保するためには、越流堤長を伸ばすか、越流堤高を下げるが必要となってくる。越流堤長を伸ばすと、護岸面積が増えるのでコスト高となる。越流堤高を下げるには、確率水位と越流量の関係を明らかにした上で、適切な高さを設定する必要があることから多大な検討が必要となり、また、越流堤高を下げることにより、調節時期の開始が早くなり、ピークカットの効果が十分に発揮できない可能性がある。

このため、ケース④として、越流堤を断面図（図-4 青色）及び写真（図-5下）のように、越流部分を突起形状とするように遊水地側の天端を下げて、正面越流実験を行った。その結果（図-6）、突起形状にすることで、遊水地側で斜流となり、越流係数を増大させることができた。

突起高は、天端水深と端部水深に、限界水深を生じさせる高さ（差）が必要である。ここで、端部水深は限界水深の0.724倍⁴、比エネルギーで2/3倍（水理学的限界水深）とされている。単位幅流量0.5m³/sのとき、天端水深は最大が0.40mで、限界水深が0.294mである。端部水深は0.294×0.724=0.213m、又は0.294×2/3=0.196mであるので、差が大きく危険側となるように0.196mを採用した。



上：完全越流



下：もぐり越流

図-6 越流水深と越流係数の関係

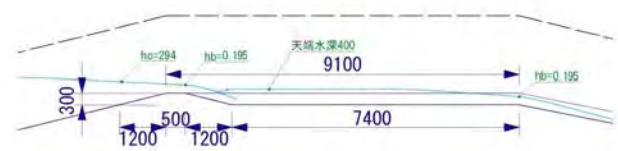


図-7 越流堤天端断面図

これより、突起高は天端水深0.40m－端部水深0.196m＝0.204mとなり0.204m以上必要なことから、余裕を含めて0.3mと設定した（図-7）。

突起形状は、天端幅を0.5m⁵、突起高0.3mとし、勾配については、次のケースとし、それぞれについて越流係数を計測した。

ケース④-1天端法面形状（川側4割、遊水地側4割）

ケース④-2台形堰形状（川側4割、遊水地側1割）

ケース④-3鉛直堰形状（川側4割、遊水地側鉛直）

その結果、水脈の剥離が生じず、最も越流係数が大きな、④-2台形堰形状を採用することとした。

④-2の計測結果により、越流水深と越流係数の相関式を作成した。

$$C2 = 0.16964 \times \ln(h1) + 1.84528 \quad - (2) \text{式}$$

C2: 越流係数 (ケース④-2)、h1: 越流水深 m

この結果、越流水深が0.20mを超えると、本間の式より求めた越流係数よりも、(2)式の越流係数が大きくなるのがわかる。

対象とする洪水の最大越流水深は0.35m程度であることから、嶮淵右岸地区における目標とする越流量に達することが予測される。

このため、得られた正面越流の越流係数を用いて、三次元水理模型実験や二次元数値解析を行い、目標とする越流量が得られるかの確認を行う。

4. 三次元模型実験

三次元模型は、嶮淵右岸地区の越流堤（減勢池含む）部分とその河道上下流KP4.6～5.6を、1/10模型で再現した（図-1右）。越流堤位置の基本的な考え方は、遊水地の上流側で、湾曲していない河道位置とした。

三次元模型の河道粗度は、石狩川と千歳川について、施設、河道状態、流出条件を河川整備計画の整備状態を想定し、これによる一次元不等流計算の水位と、模型水位の差同じとなる様に設定した。粗度の設置は、河道に発砲スチロール製の5～7cm立方体を配置する方法で行った。

また、石狩水理実験場の気象特性として、風と水温低下による粘性増加の影響が懸念されたことから、風対策としては、模型周辺に防風柵を設置した。また、水温低下対策としては、比較的水温が高い夏季に実験を行えるよう実験工程の調整を行った。

(1) 越流堤長設定のための実験

三次元模型実験の条件として、越流堤は、堤長を除いて、2. (1)の初期諸元とした。

越流堤長を設定するために実験した結果（図-8）を示す。この時の実験は、ケース①堤防法線が囲繞堤と一致する形状（囲繞堤の堤防法線と一致、突起の台形堰形状は無し）と、ケース④-2突起の台形堰形状の各々で、200、300、400mの3ケースで実験を実施した。

この結果、河川水位をHWL以下にするために必要な

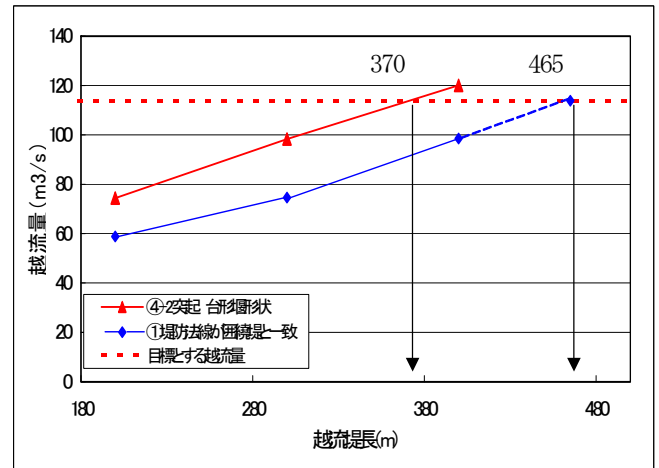
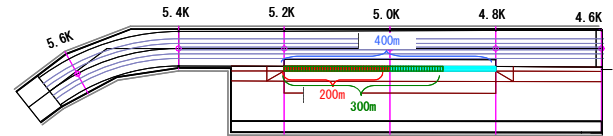


図-8 越流堤長検討試験

越流堤長は、ケース①の形状で465m、ケース④-2の形状で370mとなった。

この結果は、越流堤下流端水位が越流堤長400mのときの水位を用いたものである。④-2形状で計算値の370mと短くなることで、越流端水位が上昇することが予想された。そして、下流端水位が上昇により、越流水深が上がり越流量が増加する現象が生じる。

このため、越流堤長の変化と、越流水深（下流端水位）の変化が、越流量に与える影響について把握することが必要と考えた。

(2) 越流水深の変化が越流量に与える影響の把握

これまでの実験結果を整理すると、越流量との関係は、越流堤長10m差で約3m³/s、河道水位（下流端水位）0.01m (=1cm)差で約5～6m³/sが生じている（表-1）。目標とする越流量が約110～120m³/sに対して、1cmの差約5～6m³/sは、約4～5%にもなり、河道水位に非常に敏感であることが分かる。

表-1 越流量の差

左 越流堤長による差

越流堤長 m	堤長差 m	越流量差 m³/s
350	-20	-6.3
360	-10	-3.2
370	0	0
380	10	3.2
390	20	6.3
400	30	9.5

右 越流水深による差

越流水深 m	水深差 m	越流量差 m³/s		
		堤長 350m	堤長 370m	堤長 400m
0.282	-0.05	-25.6	-27.0	-29.2
0.302	-0.03	-15.6	-16.5	-17.9
0.322	-0.01	-5.3	-5.5	-6.1
0.332	0	0	0	0
0.352	0.02	10.9	11.6	12.5

この表より、越流堤長を20m短くしたとき、下流水位（越流水深）を1cm上げれば、概ね越流量が同じになることが分かる。これより、水位差と越流堤長差の関係式を作成すると次のようになる。

$$\Delta h1 = -1/2000 \times \Delta B - (3) \text{ 式}$$

h1：越流水深、B：越流堤長（Δは差分を示す。）

4. (1) では、越流堤長が短くなることで、越流量が減る影響が示されているが、水位が高くなり越流量が増える影響を見込んでいない。このため、越流堤長400mの実験結果をもとに、400m±100mの範囲で、50m単位で設定した越流堤長毎の越流水深、越流係数、越流量（表-2）を計算した。

この表より、④-2突起台形堰形状では越流堤長が350mでも、河道水位が2.5cm上がれば、目標とする越流量に達するという予測ができる。

越流堤長を短くすることは、コスト縮減に有効であるが、河道水位が上昇するという欠点があることから、越流堤長を350mにした場合の一次元不定流計算（図-9）を行った。

その結果、嶮淵川の越流堤下流端水位が2cm程度の水位上昇であり、想定した2.5cm未満であった。また、千歳川本川支川でHWLを越えなかったことを確認した。従って、突起の台形堰形状にすることにより、越流堤長を350mにすることが可能と考えた。

以上の結果を踏まえ、最終的な三次元模型実験では、越流堤を突起台形堰形状へ、かつ、越流堤長を400mから350mへの改造を行った。

(3) 三次元模型実験と正面越流実験の越流係数の比較

いままでの実験で得た越流水深と越流係数について、三次元模型実験と正面越流実験を比較した（図-10）。その結果、三次元模型実験の結果は、正面越流実験の結果ほぼ同じ傾きとなり、正面越流実験結果の越流水深に対し越流係数が約0.97倍となる。従って、(2)式より横越流係数を求める相関式を次のように作成した。

$$C3 = C2 \times 0.97 \quad (4) \text{ 式}$$

C3：越流係数（横越流係数 ケース④-2）

この約3%は、正面越流と横越流の差である。正面越流実験の越流係数は、三次元模型による横越流の越流係数とほとんど同じといえる。そのため、正面越流実験の結果は、他の千歳川遊水地群の越流堤諸元を設定するた

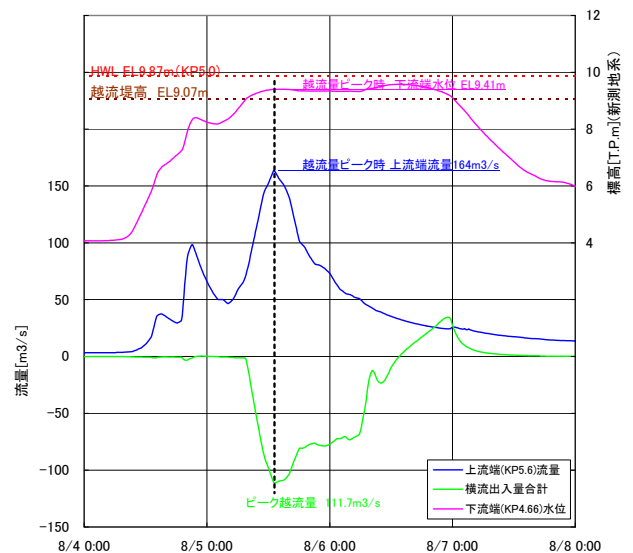


図-9 嶮淵川洪水ハイドログラフ(越流堤長 350m)

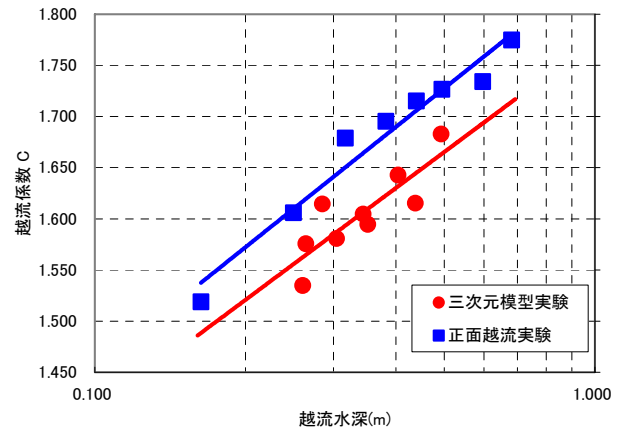


図-10 三次元模型の越流係数(完全越流)

めの数値解析に活用できる。

(4) 平面二次元解析の精度確認実験

平面二次元解析では、突起台形堰形状による正面越流実験の越流量と等しくなるように、越流堤部の粗度係数を越流水深毎に調整するという改良を行った。

平面二次元解析は、上流端水位、下流端水位、河道流量について、一次元不定流計算の結果を時系列に入力で

表-2 各越流堤長に対して、河道水位を考慮して計算した越流量

越流堤長	m	300	350	400	450	500
堤長差	m	-100	-50	0	50	100
水深差	cm	5	2.5	0	-2.5	-5
越流水深	cm	37.06	34.56	32.06	29.56	27.06
越流係数		1.677	1.665	1.652	1.639	1.624
越流量	m³/s	1135	1184	1200	1185	1143

越流堤長 400m の数値は、目標とする越流量 1139m³/s で実験した結果

きる。つまり、洪水の初めから終わりまで非定常条件を表現できるという利点がある。

一方、三次元模型実験は、上流端水位、下流端水位、河道流量は、一次元不定流計算のピーク越流量の数値を使う。つまり、ピーク越流量の時の状態を実現象で再現するという定常条件である。実験は、定常条件であるが、実現象を見ることができ、その実現象を計測できることが利点である。

そこで、三次元模型実験と同じ条件、即ちピーク越流量という定常条件で、平面二次元解析を行い比較を行った(表-3)。その結果、絶対値平均で2.4m³/sの差はあるものの、越流堤長10m変化させたときの越流量と比べても小さく、越流量は概ね一致していることを確認した。また、ピーク流量時以外についても一致していることを確認した。

(5) 偏流や乱流の状況

三次元模型実験の実施により、解析では見られない水の挙動が確認できた(図-11)。

天端上端及び下端には、天端法線に対し斜めの交差波を確認した。突起部からの越流水と、圍繞堤天端への摺付部からの越流水の交差による。交差波を消すには、摺付部からの越流を止めるように突起部を伸ばことが有効と考える。

減勢池下流端では、渦流の発生を確認した。下流側河道で流下方向への流速が極端に小さくなっており、その影響と法面で発生する流速のエネルギーが重なって発生している。渦流には、厚めの護岸や大きめの減勢池で対応することが有効と考える。

6. まとめ

本報告では、数値解析と模型実験により、嶮淵右岸地区遊水地越流堤の形状と諸元を決定した。特に、越流堤長は、正面越流実験の結果を受けて、一般的に考える天端形状では、400mを越えるところを、突起の台形堰形状とすることで、350mにすることができた。これにより、効果的な洪水調節とコスト縮減が可能となった。

今後、他の千歳川遊水地群については、本報告の正面越流実験の越流係数と、三次元模型実験で精度を確認した平面二次元解析の手法を活用して、越流堤諸元の設定を行っていく。

参考文献

- 1) 国土交通省北海道開発局, 2005, 千歳川河川整備計画, 28.
- 2) 千秋ほか, 2009, 千歳川遊水地群における越流堤形状等の検討について(第一報), 第52回北海道開発局技術研究発表会 技術-07, 1-6.
- 3) 土木学会, 1999, 水理公式集, 土木学会, 245.

Yosikazu Kusumi, Akira Takamura and Hideki Wakabayashi

表-3 三次元模型実験と平面二次元解析の差

三次元模型	平面二次元	差	目標となる越流量
m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
123.0	121.5	1.5	117.3
113.1	116.3	-3.2	111.8
111.7	115.8	-4.1	113.9
113.7	114.3	-0.6	111.7

三次元模型と平面二次元の差の絶対値の平均 2.35m³/s

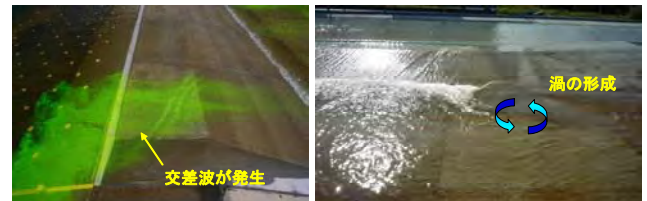


図-11 偏流や乱流の状況

4) 土木施工設計計算例委員会編, 1975, 実際に役立つ水理計算例, 山海堂, 103.

5) 財団法人 国土開発技術研究センター編, 1998, 床止め構造設計の手引き, 山海堂, 45.