

水理実験による収縮堰付き横越流堰の洪水流下能力の検証

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 独立行政法人農業食品産業技術総合研究機構農村工学研究所 公開日: 2025-06-17 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 田中, 良和, 向井, 章恵, 樽屋, 啓之 メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.24514/0002001336

(c) 国立研究開発法人 農業・食品産業技術総合研究機構
National Agriculture and Food Research
Organization, Japan

水理実験による収縮堰付き横越流堰の洪水流下能力の検証

田中良和*・向井章恵*・樽屋啓之*

目 次	
I 緒言	153
II 地区の概要	153
III 実験の概要	154
1 手順	154
2 模型の構造	154
3 測定方法	156
IV 排水路の水面形および流況	156
V 横越流堰の越流特性	158
VI 横越流堰下流端における溢水対策	159
VII 結言	161
参考文献	161
Summary	162

I 緒 言

横越流堰は、本線排水路の通水能力を超過した洪水流量をバイパス水路または遊水池へ越流させて、洪水リスクを低減する機能を有する余水吐設施であり、比較的延長の長い水利施設である。横越流堰の流量係数については、数多くの既往の研究において、様々な形状に対して水理実験により明らかにされており、これら情報は荒尾ら(2000)によって整理されている。しかし、実際の設計では、用地問題や水利慣行などの制約を受け、既往の研究の水理実験と同等の構造に必ずしも合致しない場合がある。本報告は、横越流堰に与えられた用地面積に対して目標となる越流量を確保できない状況の中、本線排水路の下流側に収縮堰を設けてバイパス排水路への越流量を増加させるようにして解決を図ることを検討した事例研究の成果である。

事例となった長野県県営ため池等整備事業長野3期地区では、本線排水路の下流側の通水能力が小さいために、横越流堰より下流側の本線排水路内に収縮堰を設置することによって、洪水時の越流量を確保することを計画している。一般的な横越流堰の越流量は水路断面が一様であることを前提とした水理設計によって決定されるのに対して、収縮堰付きの横越流堰の越流量は下流側の収縮堰の水路断面変化の影響によって増加するが、これまで同様の形状の水理実験がなされておらず、流量係数も不明であったため、正確な水理設計が困難であった。

そこで本報告では、収縮堰付き横越流堰の水理模型実験を行い、適切な分水量が確保され、溢水が生じな

いかを検証し、本線排水路の下流側の洪水時のリスク管理に資することを目的とした。

この報告を整理するにあたり、長野県長野地方事務所農地整備課に情報提供のご協力を得た。ここに記して謝意を表する。

II 地区の概要

本地区は長野県県営ため池等整備事業の事業計画範囲地区である。流域面積 1,712ha, 受益面積 427ha, 被害想定面積 350ha である。千曲川左岸の長野市東部に位置し、果樹と水稻を中心とした農業地帯である。Fig.1 に示すように、柳原1号幹線排水路下流の北尾張部付近において横越流堰を設け、柳原バイパス暗渠にて分水して排水する計画である。排水路の全長は 6,805km であり、柳原排水機場の排水量は 23.0m³/s である。分水における基本条件として、「平常時」と「洪水時」の流量条件がある。平常時の流量とは、灌漑時の流量のことである。平常時には、本線排水路の下流側において長野平土地改良区が取水しているので、本線排水路の下流側の流量を 3.3m³/s 以上確保する必要がある。平常時には、バイパス暗渠への越流量はなく、水位は横越流堰のクレストの天端の高さより低いものとしている。洪水時の流量は、1/10 年確率降雨の流量が本線排水路に流下した時点の流量で 34.9m³/s となる。本線排水路の下流側の通水能力に限界があり、洪水時には、本線排水路の下流側の流量を 5.4m³/s 以下に抑制する必要がある。そのためには、余水 29.5m³/s 以上をすべてバイパス暗渠へ分水しなくてはならない。

* 施設資源部水路工水理研究室

平成 20 年 12 月 15 日受理

キーワード：収縮堰、横越流堰、洪水

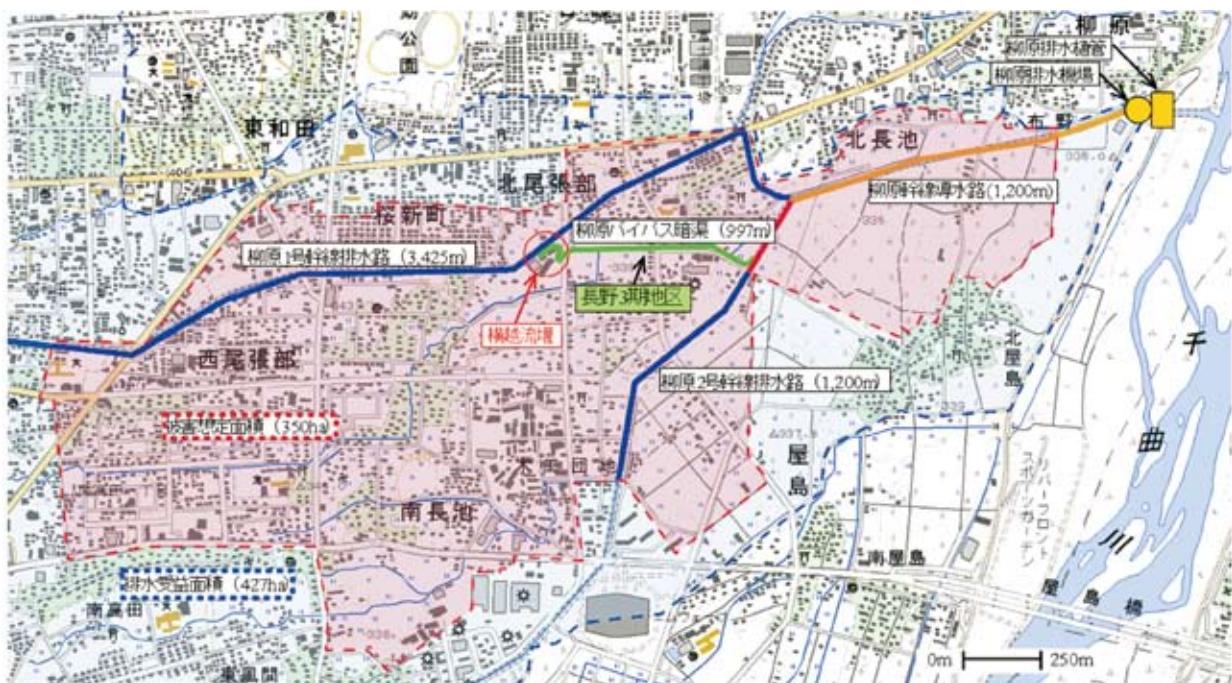


Fig.1 対象地区の概要図 (国土地理院 地図閲覧サービス 2万5千分1 地形図使用)
The schematic diagram of object region (Geographical Survey Inst. map reading service 1/25000 topographical map use)

III 実験の概要

1 手順

本実験では、横越流堰の全体、本線排水路とバイパス暗渠の一部を再現した模型を用い、Fig.2 の実験フローチャートに沿って検討を行う。

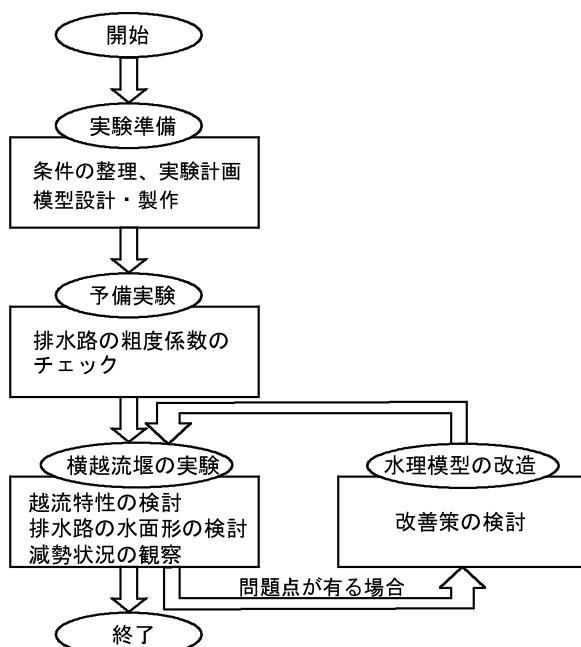


Fig.2 実験手順フローチャート
The experimental procedure flowchart

2 模型の構造

a 横越流堰の流量配分と設計

土地改良事業計画設計基準の技術書「水路工」(2001)によると、越流量は以下の手順にしたがって求められる。

- 横越流堰上流端 h_1 と下流端 h_2 を仮定する。
- 下流の設計流量から横越流堰下流端の水深 H_{e2} を計算する。
- 堰長 L と横越流堰上流端の水深 H_{e1} を仮定し、平均越流水深 H_{em} を求める。
- 横越流堰の越流量は、次式によって求める。

$$Q_w = CLH_{em}^{3/2} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 Q_w ：越流量(m^3/s)、 L ：堰長(m)、 H_{e1} 、 H_{e2} ：横越流堰の上流端と下流端の越流水深(m)、 H_{em} ：平均越流水深(m) = $0.5 (H_{e1} + H_{e2})$ 、 C ：越流係数は次式による。

$$C = 1.838 \times (1 + 0.0012 / H_{em}) \times (1 - 0.1 \times (H_{em} / L)^{0.5}) \dots \dots \dots (2)$$

横越流堰の諸量に関する記号は Fig.3 のように説明される。

さらに、本線排水路の横越流堰区間における摩擦損失水頭 H_f と横越流堰の分水損失水頭 H_b は、次式になる。

$$H_f = (I_1 + I_2)L/2 \quad \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 I_1 ：横越流堰の上流端の動水勾配、 I_2 ：横越流堰の下流端の動水勾配である。

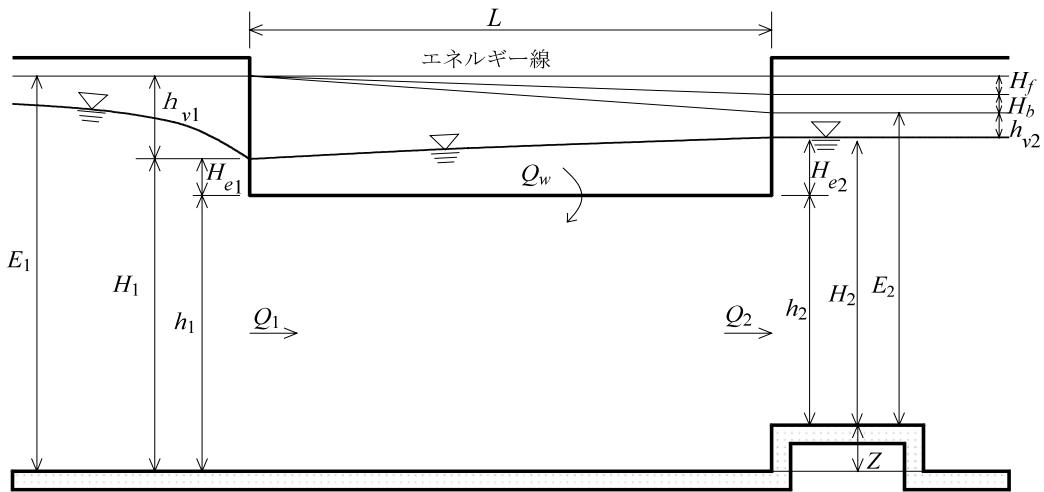


Fig.3 横越流堰の流量に関する記号の説明図
The explanatory drawing of the symbol on flow rate of the side-weir

$$H_b = f_b(v_1^2/2g) \quad \dots \dots \dots \quad (4)$$

ただし、分水損失係数 f_b は分流比 Q_r の関数として表される。

$$f_b = 0.5807Q_r - \sqrt{0.0788Q_r + 0.0003} + 0.0171 \quad \dots \dots \dots \quad (5)$$

$$Q_r = Q_w/Q_1 \quad \dots \dots \dots \quad (6)$$

ここで、 v_1 ：横越流堰の上流端の設計流速、 Q_w ：越流量、および Q_1 ：横越流の上流端の設計流量である。

上下流のエネルギーが一致するので、次式が成り立つ。

$$E_1 = E_2 + Z + H_f + H_b \quad \dots \dots \dots \quad (7)$$

ここで、 E_1 ：上流端の比エネルギー、 E_2 ：下流端の比エネルギー、 Z ：堰上げ高、 H_f ：本線排水路の横越流堰区間における摩擦損失水頭、 H_b ：分水による損失水頭である。

上下流のエネルギーが一致するように、堰長 L や上流端越流水深 H_{e1} の修正を繰り返す。

本線排水路の場合、勾配は 1/500、水路幅 B は 5m、および粗度係数を 0.015 である。横越流堰の構造を次のように計算して決定した。

洪水時における分水工より上流側の本線排水路の流量は、 $34.9\text{m}^3/\text{s}$ であるので、マニングの式より、横越流堰よりも上流側の本線排水路の断面の水深 H_1 は 2.114m であった。流速は 3.331m/s であるので、上流側の本線排水路の断面の比エネルギーは 2.680m である。

他方、横越流堰よりも下流側の本線排水路の流量は、 $5.4\text{m}^3/\text{s}$ であるので、収縮堰を設置して流量制限を行う。越流水深 H_2 は、以下の四角堰基本式より、1.146m と求められた。

$$h = \left(\frac{Q}{C \cdot b} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \dots \dots \dots \quad (8)$$

ここで、 Q は流量、 C は流量係数、および、 b は越流幅である。ここで、堰上げ高さ Z は 0.968 ($=2.114-1.146$) m とした。

堰長 L を 42m と制限すると、横越流堰からの越流量は、 29.5 ($=34.9-5.4$) m^3/s であるので、(1) 式から、平均越流水深 H_{em} は 0.530m となった。よって、下流端の越流水深 H_{e2} を 0.529m と設定すると、 h_2 は 0.617 ($=1.146-0.529$) m となり、 h_1 は 1.584 ($=0.617+0.968$) m となる。

さらに、本線排水路の横越流堰区間における摩擦損失水頭 H_f と横越流堰の分水損失水頭 H_b は、それぞれ 0.112m と 0.141m と計算されるので、横越流堰の下流端の比エネルギーは 2.680m となる。これは、上流端の全エネルギーと等しいので、計算はここで終了し、堰長 L は 42m、堰の高さ h_1 は 1.584m と決定された。

b 相似律と模型縮尺

排水路の流れ、堰の越流に対しては、水の粘性・表面張力に比較して重力に起因する慣性力の影響が卓越することから、実物と模型のフルード数を等しくするフルードの相似律に従って実験を行う。

模型の縮尺は大きい方が望ましいが、実験目的に対する必要精度、実験施設の規模および相似性との関係を考慮して選定した。経験上、考慮した事項は以下の通りである。水深は重要区間の水深は 3cm 以上となるようにした。模型の範囲は検討区間の上流側は水路幅の 3~6 倍程度、下流側は水路幅の 2~5 倍程度を目安とした。また、越流堰の実験では、水の粘性や表面張力の影響を避け、越流係数の相似性を満たすために、堰の越流水深は横越流模型の越流水深を 2~3cm

Table 1 模型縮尺と模型諸量の対比
The contrast of model amount and model contraction scale

水理量	実物	模型			
		$K_L = 1/6$	$K_L = 1/8$	$K_L = 1/10$	$K_L = 1/12$
模型規模					
水路幅 (m)	5	0.833	0.625	0.500	0.417
堰長 (m)	42	7.000	5.250	4.200	3.500
排水路延長 (m)	6805	1134.167	850.625	680.500	567.083
流量規模					
計画流量 (m^3/s)	34.9	0.396	0.193	0.110	0.070
本線流量 (m^3/s)	29.5	0.335	0.163	0.093	0.059
分水量 (m^3/s)	5.4	0.061	0.030	0.017	0.011
水深規模					
計画水深 (m)	2	0.333	0.250	0.200	0.167
越流水深 (m)	0.53	0.088	0.066	0.053	0.044
粗度係数	0.015	0.011	0.011	0.010	0.010
流速規模					
本線流速 (m/s)	3	1.225	1.061	0.949	0.866
レイノルズ数	1.7E+07	1.1E+06	7.4E+05	5.3E+05	4.0E+05
模型規模		大	適	適	適
流量規模		大	適	適	適
水深規模		適	適	適	小
流速規模		適	適	適	適
総合評価		△	○	◎	△

程度以上とした。長さの縮尺を替えて模型諸量を対比して示せば、Table 1 のようになり、本実験では模型縮尺を $K_L = 1/10$ とした。

模型の平面配置を Fig.4 に示す。Table 2 に示すように、模型における本線排水路、越流堰およびバイパス暗渠の再現範囲は以下の通りである。

本線排水路の断面形状は、高さ 2.8m、幅 5.0m の三面張水路である。勾配は 1/500 である。バイパス暗渠の断面形状は箱型である。幅は 1.5m ~ 5.79m、高さは 1.63 ~ 2.89m と下流側の方へ大きくなる。本線排水路に平衡して側道があるため、バイパス暗渠の上流側は上部が道路である。上流側の勾配は 1/30 であるが、下流側の勾配は 1/400 である。横越流堰は堰長 42m、幅 1m である。本線排水路の水路底と横越流堰のクレスト天端までの高さは 1.58m であり、バイパス暗渠の水路底と横越流堰のクレスト天端までの高さは、1.67 ~ 2.97m へと下流側に行くにつれて大きくなる。最後に収縮堰

の形状は、幅 1.9m、高さ 2.514m、長さ 0.9m とした。収縮堰では、高さ 0.1m の角落とし材によって流量を調節できるようにしている。

粗度係数の調整は、模型縮尺 1/10 の相似条件から粗度係数 0.010 をおおよそ満たすように、1cm 立方の角材を 20cm 間隔で貼り付けて、調整を行った。

3 測定方法

実験において、水位、流量、および流速の諸量を測定した。水位の測定は、1/10mm 読みの土研式ポイントゲージを用いて測定した。流量は、本線排水路上流端とバイパス暗渠下流端に設置する量水堰を用いて測定した。流速は、3 次元電磁流速計（東京計測 SF-2013）を用いて測定した。このほか、排水路にウラニン色素を投入して、目視にて流況を観察した。

IV 排水路の水面形および流況

本線排水路と横越流堰における水面の高さを、Fig.5 の青矢印に図示したように、それぞれ 5cm 間隔と 2cm 間隔で測定した。横越流堰から $29.5m^3/s$ 以上の越流量が流れるためには、収縮堰の中央部の角落とし材を 100cm の高さに積み重ねる必要があった。その際、横越流堰の下流端付近の右岸側の水面が局所的に上昇した。さらに、横越流堰の下流端付近の落下水脈は突発的に上昇して側道へ乗り上げるような高い場合も生じた。上昇した水位は右岸側において 2.73m となり、河

Table 2 水路模型の再現範囲
Reproduction range of the open channel model

区分	再現範囲	模型構造	附帯施設
本線排水路	下流：約30m (No.34+11.3 ~ No.35+12.25)	木製 アクリル製	給水装置 水位調節装置 量水堰
バイパス暗渠	下流：約40m (No.52 ~ No.56)	木製	水位調節装置 量水堰
横越流堰	水利構造の全体	木製	

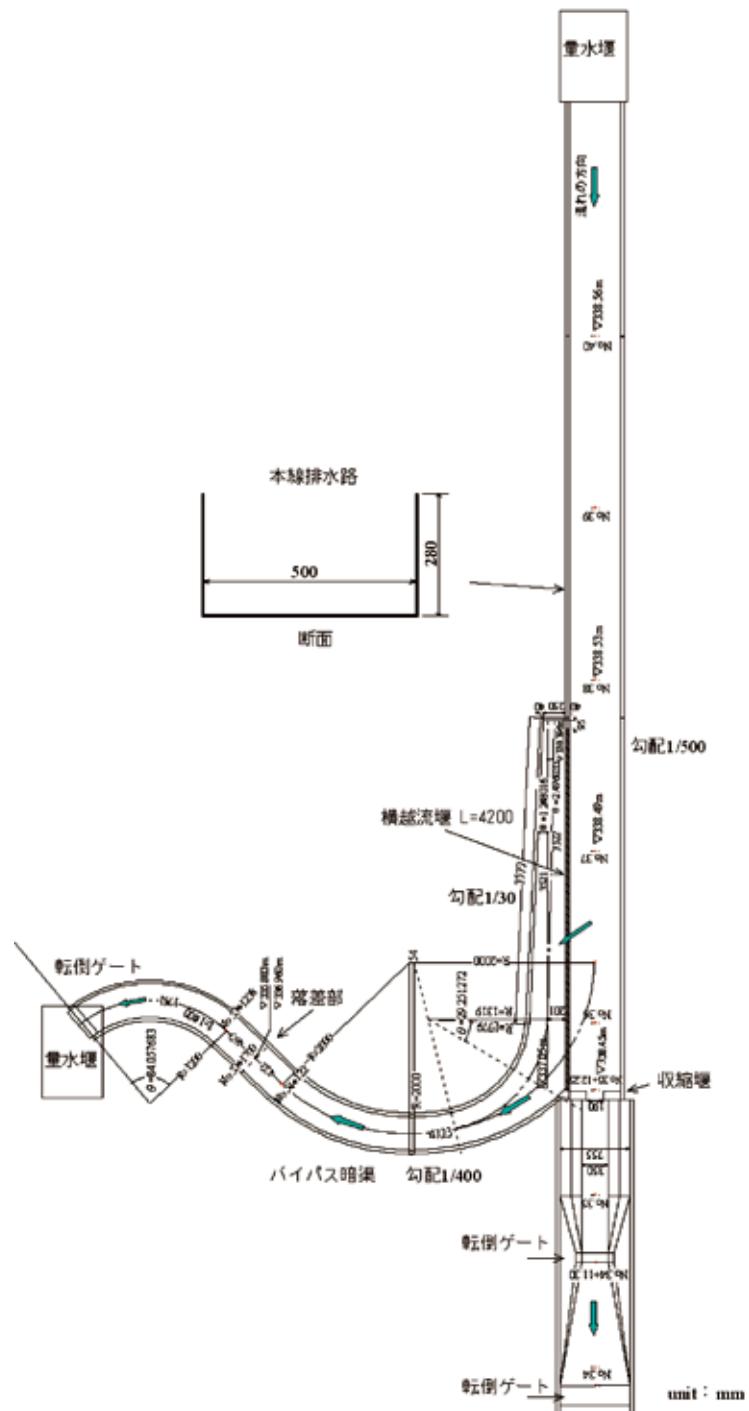


Fig.4 水路模型一般配置

岸高 2.8m に肉薄する危険な高さとなり、側道への溢水の可能性が懸念された。

ここで、右岸側の局所的な水面上昇の原因について考える。ウラニン色素による流れの軌跡(Fig.8)では、左岸側の流速は遅く、時折、水平渦が観測されて逆流が生じていたが、右岸側の流速は速く、下流側ほど右岸側を向く速度成分が大きくなっている。また、3次元電磁流速計による流速分布の測定(Fig.9)では、約5分間の流下方向成分が最大となるデータを選択して記録したがために水平渦の速度成分は確認できないもの

の、右岸側を向く速度成分が下流に行くにつれて大きくなっていることが判る。よって、横越流堰の下流端付近では、左岸側に比べて大きい右岸側の流れが、収縮堰の右岸側の壁面や横越流堰の下流端の水路側壁に衝突して減速し、大きな圧力水頭が生じて水面が上昇したためであると推察される。

横越流堰の下流端付近の落下水脈が突発的に上昇した原因は、横越流堰を越流した落下水脈のナップの形成に起因すると推察される。バイパス暗渠の水面が常に高いために、本線排水路から横越流堰を越流してバ

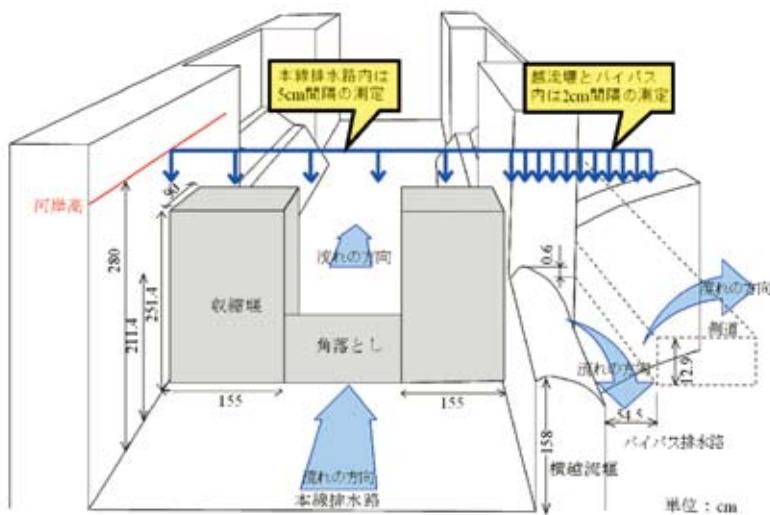


Fig.5 水面形の測定位置
Measurement points of shape of water surface profile

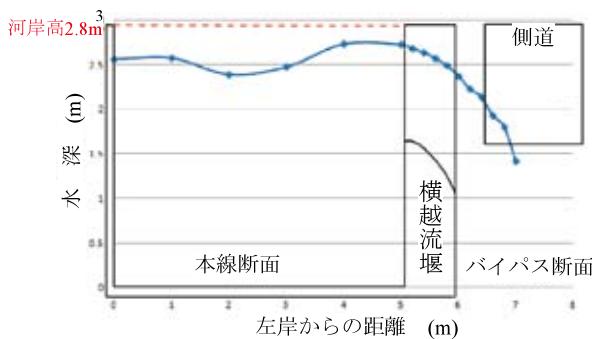


Fig.6 水面形の測定結果
The measurement result of shape of water surface profile



Fig.7 横越流堰の下流端における局所的な水面上昇
The local surface elevation in the downstream edge of the side-weir

バイパスに流入する際に、十分な落下高さがなく、横越流堰の下流端以外の上流側全域は、ほとんどの時間において付着ナップの状態であった。他方、横越流堰の下流端の約2mの領域では、完全ナップと付着ナップを頻繁に繰り返して、落下水脈の水面形状が大きく乱れた (Fig.10)。

したがって、横越流堰の下流端付近では水面が河岸

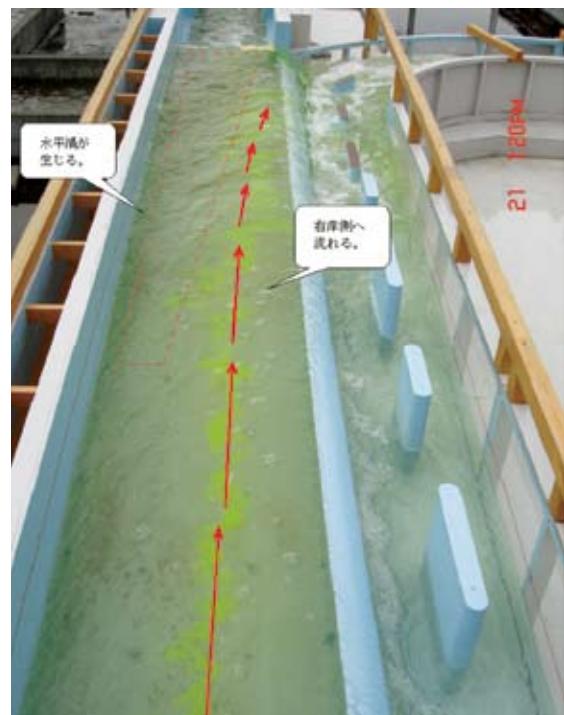


Fig.8 本線排水路におけるトレーサーの流跡
The trajectory of the tracer in the main line drainage

高に接近しており、不安定であるために、改良が必要であった。ここでは、収縮堰の堰高を40cm低くして、収縮堰を越流可能な状態にして、水面の上昇を防ぐように改良した。次章において、堰高を40cm低くした2.114mの収縮堰を付けた場合の横越流堰の越流特性を示す。

V 横越流堰の越流特性

本線排水路の流入量を洪水時流量 $34.9\text{m}^3/\text{s}$ とし、収縮堰の堰上げ高さを変化させて、分水量と収縮堰の水

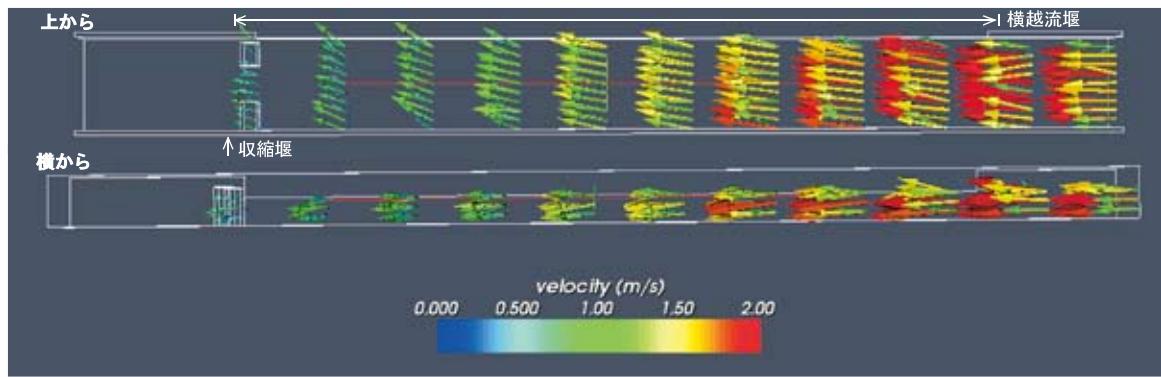


Fig.9 本線排水路における流速ベクトル
Flow velocity vector in the main line drainage

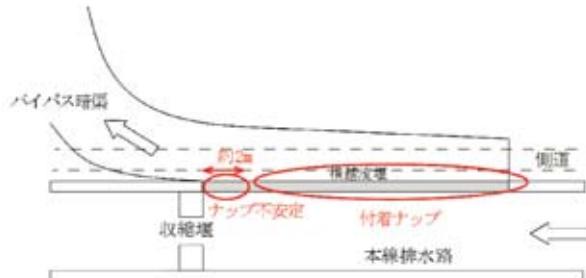


Fig.10 落下水脈の振動する領域の概念図
The conceptual scheme of the region where falling water vibrates

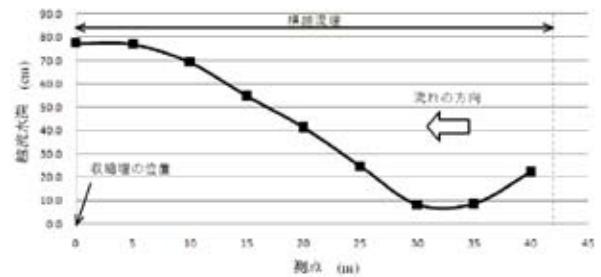


Fig.11 横越流堰における越流水深の変化
The change of the overflow depth in the side-weir

Table 3 収縮堰の堰上げ高さと分水量の関係
The relationship between diversion quantity and contraction dam padding height

収縮堰の堰上げ高さ (cm)	分水量 (m ³ /L)	収縮堰の水深 (cm)
130	30.44	242.5
120	29.80	239.7
110	29.18	243.8
100	28.56	242.5
90	26.96	240.8
80	26.24	240.4
70	25.46	239.4
50	23.65	238.8
0	21.46	237.1

深を測定した。その結果を Table 3 に整理した。分水量 29.5m³/s 以上の適切な分水操作を行うためには、収縮堰中央部の堰上げ高さを 120cm 以上確保する必要があった。しかし、収縮堰中央部の堰上げ高さを 120cm に保持した場合、本線排水路の平常時流量 3.3m³/s が流下すると 2.77m³/s の越流量が生じてしまう。平常時流量を流す時に越流量を 0.0m³/s にするためには、収縮堰中央部の堰上げ高さを 50cm に低下させる必要があった。

越流水深は、一度、測点 40m ~ 35m においては減少したが、測点 35m ~ 5m において大きく増加し、横越流堰の上流端 40m から下流端 0m に向かって S 字状に

増加した。(Fig.11)。

分水量が適切な分水量となる収縮堰の堰上げ高さは 120cm であり、越流水深から (2) 式を使って求めた流量係数は 1.82 であった。横越流堰の公式 (1) より求めた越流量 26.95m³/s とバイパス暗渠下流の量水堰の水深から求めた越流量 29.80m³/s との誤差は 10.58% であった。

越流量が大きく生じた原因は以下のように考えられる。道上と檜谷(1996)による横越流堰周辺の流れの数値解析結果では、右岸側にある横越流近辺のみ右岸側の速度成分があり、左岸側は流下方向の速度成分のみであるのに対して、本実験における収縮堰付き横越流堰では、収縮堰によって左岸側の流速が小さくなり、右岸側においては右岸側を向く速度成分が大きくなつたためであると推察される。

よって、(1) より求めた補正後の流量係数は 2.01 であった。

VI 横越流堰下流端における溢水対策

横越流堰の下流端において、落下水脈の水面が本線排水路の下流端において跳ね上がり、側道下の壁面に接触して溢水する現象が発生した。この問題点を改善するために、水理模型の改良を試みた。

改良のポイントは、横越流堰下流端における本線排水路の側壁に、三角柱の整流板を取り付け、本線排水路の主流方向の流れが本線排水路の側壁に衝突するの

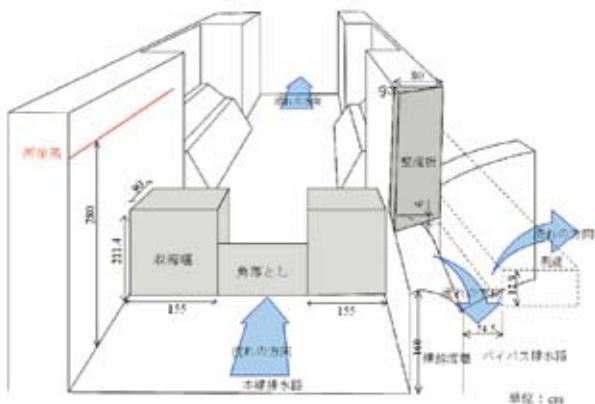


Fig.12 改良型Iの詳細図
The detail drawing of improved I

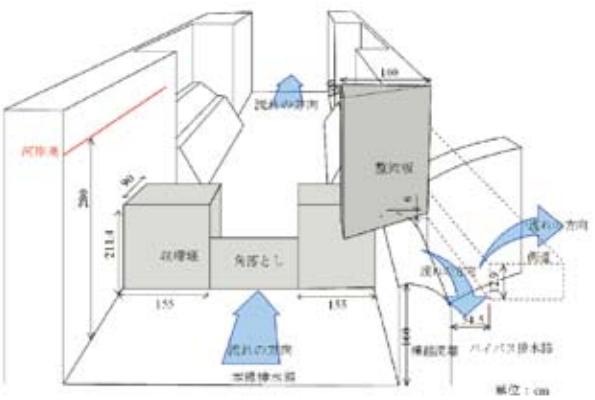


Fig.13 改良型IIの詳細図
The detail drawing of improved II

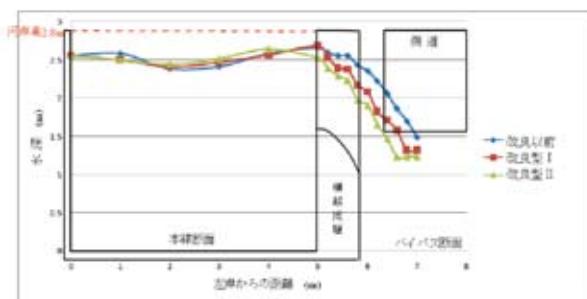


Fig.14 水面形の計測結果
The measuring result of shape of water surface

を避ける構造とした。整流板の大きさを2種類試し、それぞれを「改良型I」と「改良型II」と呼ぶことにする。Fig.12とFig.13にそれぞれの改良型の形状を示す。

本線排水路の横断面の水深と横越流堰における水面の高さを、Fig.5と同様に青線に沿って計測した。水面は振動していたため、計測した水深の最大値を計測した。

その結果を、Fig.14に整理して比較した。改良以前の場合、落下水脈が側道下の壁面に常に接触して溢水したが、改良型IとIIの場合、落下水脈が側道下の壁面に接触する頻度が低くなり、改善された。Fig.14に



Fig.15 横越流堰の下流端における流況 (改良以前)
The flow condition in the downstream edge of the side-weir (before the improvement)



Fig.16 横越流堰の下流端における流況 (改良型I)
The flow condition in the downstream edge of the side-weir (improved I)



Fig.17 横越流堰の下流端における流況 (改良型II)
The flow condition in the downstream edge of the side-weir (improved II)

おいて、改良型Iよりも改良型IIの方が、落下水脈の水面の高さが約10cm低く、落下水脈の接触がより改善された。この違いは流況の写真 (Fig.15～Fig.17) から把握できる。改良型Iでは、落下水脈が周期的に側道下の壁面に接触する。他方、改良型IIでは、落下水脈が側道下の壁面に接触するまでの周期が緩慢になった。しかし、改良型IIにおいても完全に接触が無くなるわけではなかった。

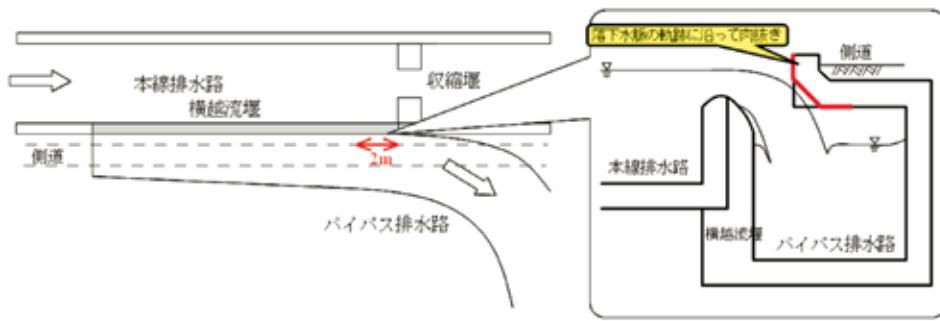


Fig.18 側道の下の壁面コンクリート部分を形状変更
Wall surface concrete part under the frontage road is the shape change

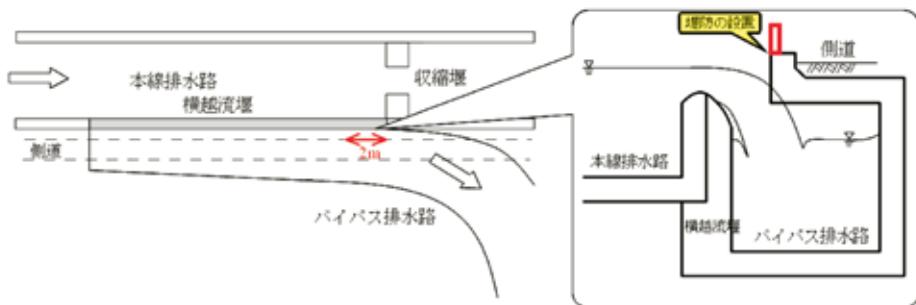


Fig.19 側道の横に堤防の設置
The installation of the embankment by the frontage road

本線排水路の水面と落下水脈の振動を制御するための水理模型の改善を行い、大幅なリスクの低減効果を得られたが、落下水脈が側道下の壁面へ接触することを完全に抑制出来なかつたため、側道へ溢水することを防止する構造にすることがさらに望ましい。さらなる改良案として、以下のような構造にすることによって側道へ溢水するリスクがより低減すると考えられる。

①横越流堰下流端 2m 付近の側道下の壁面コンクリート部分を、落下水脈が接触しない形状に変更する。

②横越流堰下流端 2m 付近の側道横に堤防を設置する。

③横越流堰全体の堰高を低くする。ただし、この場合は再度、流量係数の検証が必要である。

VII 結 言

以上の水理実験の結果を整理すると、以下のように要約できる。

①水理実験により適切な越流量を確保できた。本線排水路の洪水時と平常時の越流量の自由度を確保するには、収縮堰の収縮部の堰上げ高さをそれぞれ 120cm と 50cm に調節することで可能になった。ただし、平常時と洪水時においてゲート操作をする必要の無いことが維持管理においては理想的であるが、収縮堰の収縮部の堰上げ高さを変更することなく対処するためには、横越流堰の構造の寸法を再検討する必要がある。

②本報告で測定した収縮堰付き横越流堰の流量係数は、横越流堰の公式から導いた値と約 11% の差異があり、2.01 であった。収縮堰の通水断面の減少によって、左岸側の流速が遅くなり、右岸側においては右岸側を向く速度成分が大きくなつたことが寄与していると推察された。

③本線排水路の主流方向の流れが横越流堰下流端における側壁や収縮堰に衝突し、本線排水路の水面上昇と落下水脈の水面形が乱れる問題が生じた。収縮堰の堰高を低くすることと横越流堰の下流端に整流板を据え付けることによって、大幅に低減出来ることを示した。

参考文献

- 1) 荒尾慎司・瀧田康雄・楠田哲也 (2000) : 直線水路における横越流堰の分水特性に関する実験的研究および理論的研究の検証 - レビューと課題 -, 下水道協会誌, 37, 448, p.151-164
- 2) 道上正規・檜谷治 (1996) : 横越流堰周辺の流れに関する数値シミュレーション, 鳥取大学工学部研究報告, 27, p.87-94
- 3) 農林水産省農村振興局 (2001) : 土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」 技術書, p.570-578

The verification by the hydraulic test of the ability of the side-weir with the contraction dam under the flood flow

TANAKA Yoshikazu, MUKAI Akie and TARUYA Hiroyuki

Summary

Recently, the farmland which had fulfilled the role of the regulating pondage of the flood decreased. The outflow which lost the adjustment function can become a cause of the flood damage. The side-weir diverts the flood discharge which exceeded ability of the downstream of the main drainage to bypass channel. In this report, case study of the side-weir with the contraction dam was carried out in order to control a risk in the flood in the downstream of the main drainage. In experimental result and value required from the formula, there was 11% difference on the flow coefficient of the side-weir, however, the diversion quantity has been appropriately ensured. Although falling water is disturbed on the downstream edge of side-weir, it was drastically reduced as a result of installing the rectification plate.

Keywords : contraction dam, side-weir, flood