

農業ハウス建設に伴う雨水流出抑制 のための畑地貯留の基本設計

報 告 書

令和 7 年 3 月



公益社団法人雨水貯留浸透技術協会

農業ハウス建設に伴う雨水流出抑制のための畑地貯留の基本設計

報告書

< 目 次 >

目次

1.	業務概要	1
1.1	目 的	1
2.	許容放流量を 69 mm/hr とする場合	2
2.1	検討条件	2
2.1.1	降雨強度式	2
2.1.2	排水面積	2
2.1.3	流出係数	4
2.1.4	洪水到達時間	4
2.2	必要対策量	5
2.2.1	対策前の流出量	5
2.2.2	必要対策量	5
3.	排水路の流下能力を考慮する場合	8
3.1	排水路の流下能力	8
3.2	必要対策量	9
	参考資料Ⅰ：分土工の概略検討	10
	参考資料Ⅱ：畑地への越流総容量および畑地貯留の検討	14

1. 業務概要

1.1 目的

本業務は令和 7 年 3 月に開催された一ツ瀬川土地改良区(以下「土地改良区」という)と発注者との協議を踏まえて農業ハウス建設地(以下「事業地」という)に設置する畑地貯留施設の基本仕様を再検討するものである。

1.2 検討項目

本業務の検討項目は以下とする。

- ①許容放流量を 69 mm/hr とする場合の必要対策量等の検討
- ②排水路の流下能力を考慮する場合の必要対策量等の検討

① は上記の協議における土地改良区より「既存の排水路は 5 年確率 69 mm/hr に対応可能」との指摘を受けての検討項目である。

ちなみに、既往業務の参考資料である『陣の内水理計算書』(以下「水理計算書」という)では、これが「10 年確率 72.5 mm/hr」となっていた。

② はこの「69 mm/hr」が単位排水量(排水系統の下流端でのピーク流量をその地点の流域面積で除した値¹)ではなく、単に 60 分の降雨強度を指す場合に備えての検討項目である。ここでの下流端でのピーク流量は約 15 分の平均降雨強度で計算されるので ① とは値が大きく異なる。

¹ 農林水産省:『土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 計画「排水」基準』、平成 31 年 4 月

2. 許容放流量を 69 mm/hr とする場合

2.1 検討条件

2.1.1 降雨強度式

宮崎県県土整備部河川課が公表している[宮崎圏域の降雨強度式](#)(年超過確率 1/5)は次式の通りである。

$$\bar{r} = \frac{623}{\sqrt{t_c} + 1.762} \quad (1)$$

ここに、 $\bar{r}$:洪水到達時間内の平均降雨強度(mm/hr)、 t_c :洪水到達時間(分)である。

当式の 60 分の降雨強度は 65.5 mm/hr となるので、土地改良区指定の 69 mm/hr に合わせるため、これを 1.05 倍した下式を事業地での降雨強度式とする。

$$\bar{r} = \frac{656.05}{\sqrt{t_c} + 1.762} \quad (2)$$

2.1.2 排水面積

図 2-1 は水理計算書に掲載されている排水ブロックおよび排水路の状況を空中写真に投影したものである。これに対して事業後は 図 2-2 に示すように現状の I ブロックが東側に張り出すとともに、現状の III ブロックの一部が I ブロックに編入される。

これを踏まえて、事業前後の各地点の排水面積は下表の通りである。事業前の面積は水理計算書に拠る。

表 2-1 排水面積

地点	排水 ブロック	事業前 (ha)	事業後 (ha)	備 考
A	I	1.65	2.81	1.16 ha 増
B	I + II	4.95	6.11	同上
C	I + II + III	6.43	7.52	1.09 ha 増
D	I + II + III + IV	7.05	8.14	同上
E	I + II + III + IV + V	7.37	8.46	同上

地点 C の排水面積の増分が 1.16ha から 1.09ha に減っているのは、排水ブロック I と III とに重なっている面積があるからである。

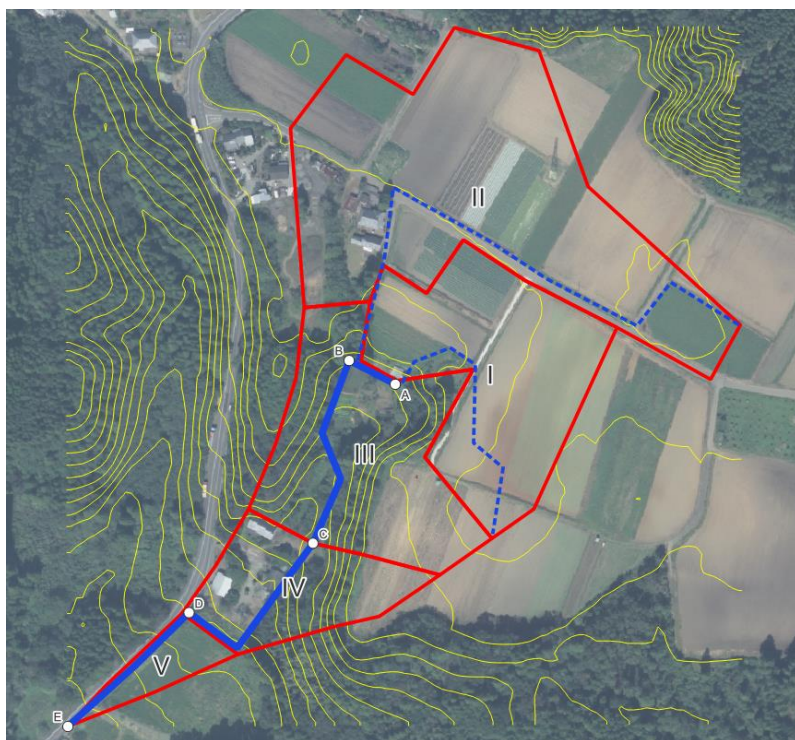


図 2-1 排水ブロック（現状）



図 2-2 排水ブロック（事業後）

2.1.3 流出係数

I ブロックについて建物の流出係数を 0.90、それ以外の流出係数を畑地の 0.35 としてブロック平均では 0.665 となる。なお、建設地の総面積は 3.46697ha(レベル測量時)とされているが、既設排水路への流出量に直接の影響を与える排水ブロック I (事業後)の面積 2.81ha を考慮する。

表 2-2 流出係数

地目	面積 (ha)	流 出 係 数	備 考
建 物	1.61	0.90	
建物以外	1.20	0.35	
全 体	2.81	0.665	流出係数は加重平均

2.1.4 洪水到達時間

I ブロックでA地点に集まる雨水の流下経路の内、最長となるのは下図において黄色の矢印で示す 400 m の経路である。これの流下速度を 0.5 m/s と仮定すると、洪水到達時間は 13.3 分 ($= 400 \div 0.5 \div 60$) である。



図 2-3 最遠点からの流下経路

2.2 必要対策量

2.2.1 対策前の流出量

流出量は次の合理式で計算する。

$$Q = \frac{1}{360} f \cdot \bar{r} \cdot A \quad (3)$$

$$q = f \cdot \bar{r} = \frac{360Q}{A} \quad (4)$$

ここに、 Q : 流出量(m^3/s)、 f : 流出係数、 $\bar{r}$: 洪水到達時間内の平均降雨強度(mm/hr) A : 排水面積(ha)、 q : 流出高(mm/hr) である。

前節で設けた条件より、無対策の場合の流出量は下表の通りである。

表 2-3 対策前の流出量

項目	記号	単位	数 値	備 考
洪水到達時間	t_c	分	13.3	
平均降雨強度	$\bar{r}$	mm/hr	121.3	式(2)
流出係数	f		0.665	
排水面積	A	ha	2.81	
流出量	Q	m^3/s	0.630	式(3)
流出高	q	mm/hr	80.7	式(4)

2.2.2 必要対策量

上記の流出高 80.7 mm/hr (0.630 m^3/s) と許容放流量 69 mm/hr (0.539 m^3/s) の差分 11.7 mm/hr (0.091 m^3/s) を構内の排水施設に(土地改良区分と自用地分に)分流する機能を持たせることで処理する。図 2-5 は構内排水の末端に 図 2-6 に示すような構造物を設置してこれを行う場合のイメージである。

分流工・越流の詳細については発注者が行う構内排水の設計を踏まえて具体化する必要があるが、概略の検討は参考資料を参照されたし。

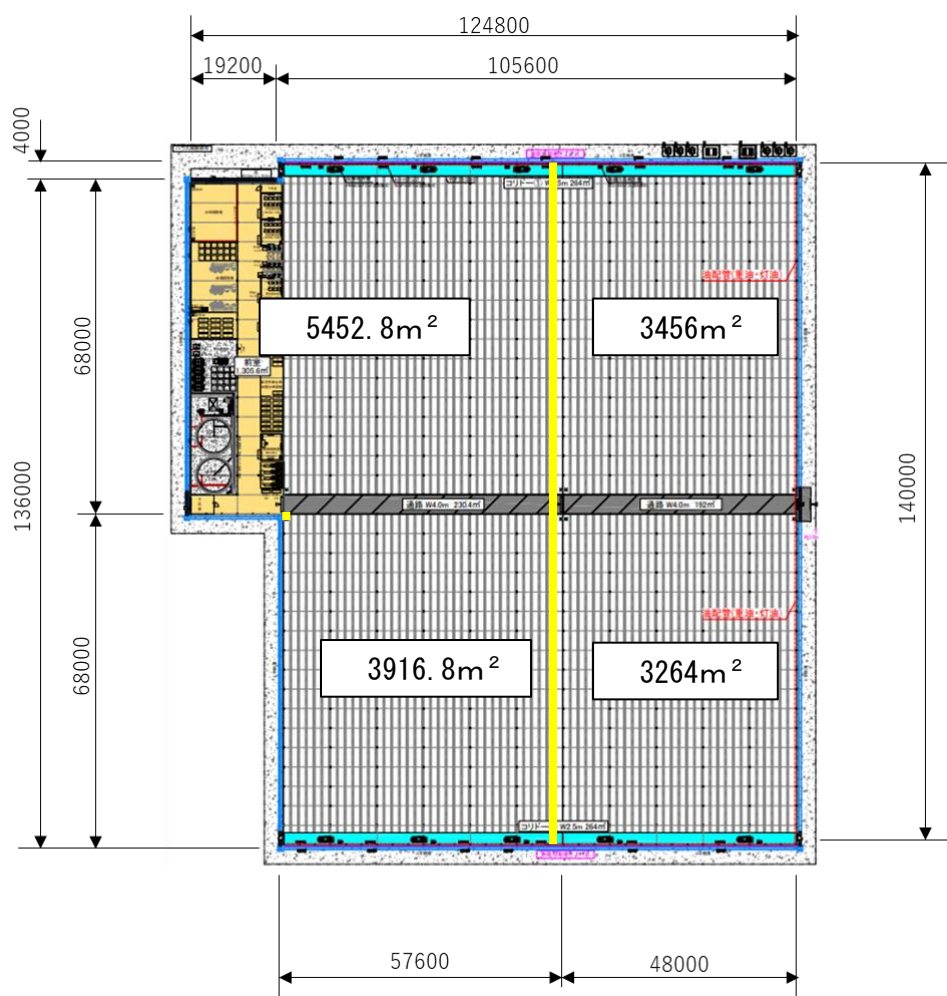


図 2-4 建物平面図

表 2-4 エリア別の流出量

エリア	面 積 (ha)	流出量 (m ³ /s)	備 考
前室・西栽培室①	0.54528	0.165	面積按分
西栽培室②	0.39168	0.119	同上
東栽培室①	0.34560	0.105	同上
東栽培室②	0.32640	0.099	同上
小計	1.60896	0.488	$0.90 \times 121.3 \times 1.61 \div 360$
建物以外	1.2	0.142	$0.35 \times 121.3 \times 1.20 \div 360$
計	2.81	0.630	表 2-3

※上表には、東側下足番 21m²が含まれていないが、これも入れても 1.61106ha で、計算結果には影響がない。



図 2-5 対策のイメージ

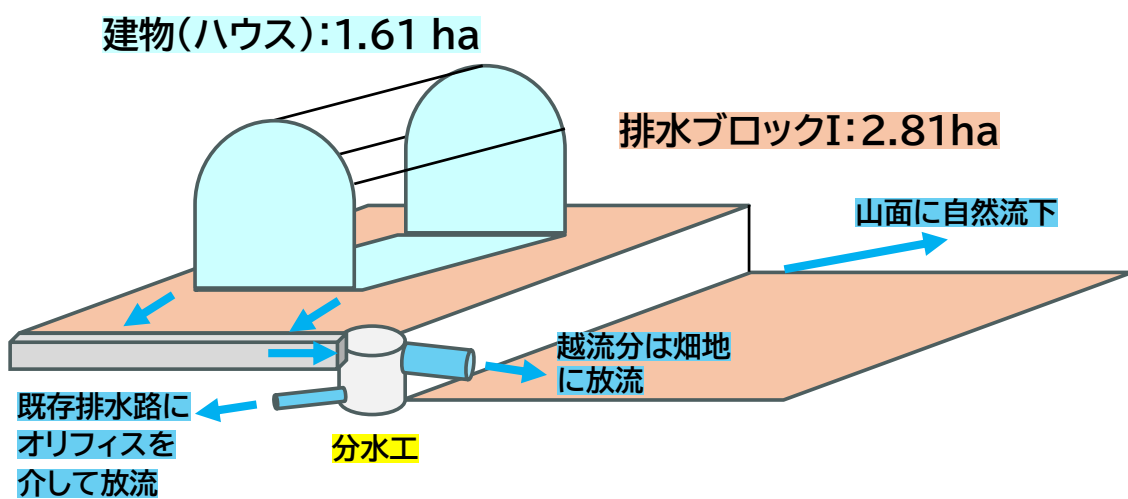


図 2-6 分流工のイメージ

3. 排水路の流下能力を考慮する場合

3.1 排水路の流下能力

排水路の流下能力は次のマンニングの式で計算される。

$$Q = \frac{\sqrt{i_b}}{n} A \left(\frac{A}{S} \right)^{2/3} \quad (5)$$

ここに、 Q : 流量 (m^3/s)、 i_b : 勾配、 n : マニングの粗度係数、 A : 流積 (m^2)、 S : 潤辺長 (m) である。既設排水路で敷設されている U 字溝に対しては 図 3-1 の各寸法を用いて次式で計算される。

$$A = \frac{W_t + W_b}{2} D_a, \quad S = W_b + 2D_a \sqrt{1 + m^2}, \quad m = \frac{W_t - W_b}{2D_f} \quad (6)$$

また、図中の F_b は余裕高で『[土地改良事業計画設計基準 計画「ほ場整備\(畑\)技術書 20」](#)』より、小規模な長方形の射流水路の一般式

$$F_b = 0.1 \times (Q/A) \sqrt{D_a} \quad (7)$$

を適用して計算する。

以上より、当排水区の各区間の排水能力 Q_a は下表の通りである。水路の諸元は水理計算書より区間内において最も勾配が小さい部分のものをを用いた。最終列の q_a は 式(4) より Q_a を区間下流端の排水面積(表 2-1 事業後) で除して単位換算したものである。

同表より q_a の最小値 31.5 mm/hr が排水能力を考慮する場合の許容放流量となる。

表 3-1 排水能力

区間	W_t (m)	W_b (m)	D_f (m)	$1/i_b$	n	D_a (m)	F_b (m)	Q_a (m^3/s)	q_a (mm/hr)	備 考
A-B	0.40	0.35	0.40	33.5	0.014	0.257	0.143	0.265	34.0	2.81 ha
B-C	0.60	0.54	0.60	31.6	0.014	0.371	0.229	0.780	37.3	7.52 ha
C-D	0.60	0.54	0.60	45.9	0.014	0.398	0.202	0.713	31.5	8.14 ha
D-E	0.60	0.54	0.60	21.0	0.014	0.339	0.261	0.847	43.4	8.46 ha

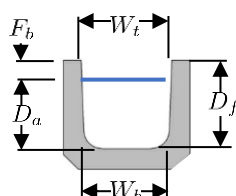


図 3-1 記号図

3.2 必要対策量

流出高 80.7 mm/hr ($0.630 \text{ m}^3/\text{s}$) と前出の 31.5 mm/hr ($0.246 \text{ m}^3/\text{s}$) の差分 49.2 mm/hr ($0.384 \text{ m}^3/\text{s}$) を構内の雨水枡に(土地改良区分と自用地分に)分流する機能を持たせることで処理する。対策工は前出の 図 2-6 と同様であるが放流管の口径が小さくなり、越流管の口径が大きくなる。

分流工・越流の詳細については発注者が行う構内排水の設計を踏まえて具体化する必要があるが、概略の検討は参考資料を参照されたし。



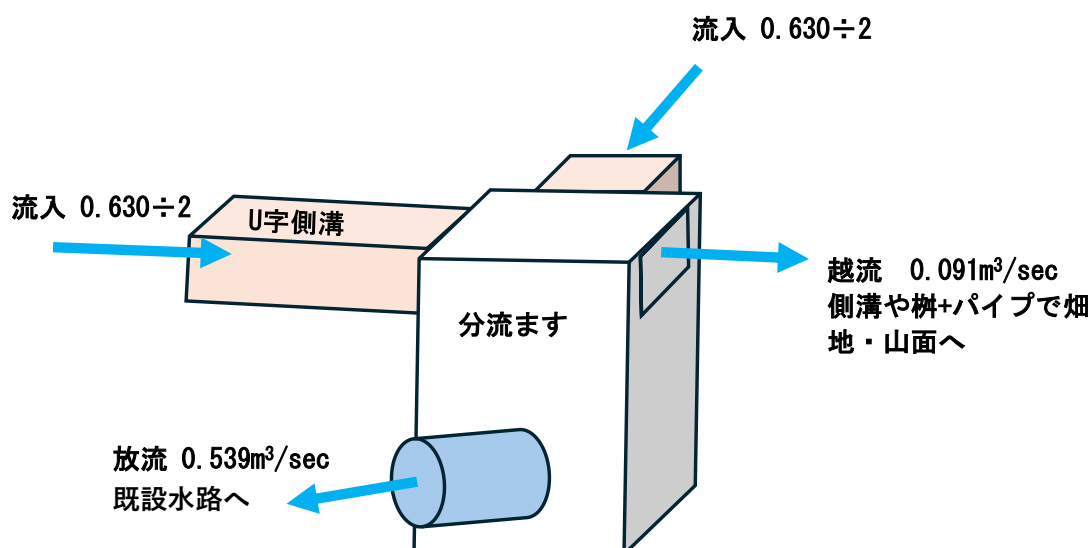
図 3-2 対策のイメージ（排水能力考慮）

参考資料Ⅰ：分水の概略検討

1. 許容放流量を 69 mm/hr とする場合（ケース 1）

ケース 1 の分流ますでの分水方法は、参図-1 となる。以下の条件で検討を行った。

- ①構内排水路の規模を大きくしないため、2 系統から流入させることとした。
- ②既設排水路への放流はオリフィスで、U 字側溝天端まで満水となっても許容放流量を満足するものとした。
- ③U 字側溝は 8 割水深で、要求される流量を流下できる最小勾配をマンニングの式を用いて求めた。この勾配より大きくしてもよいが、流速は 0.5m/sec～2.0m/sec を目安とした方がよい。
- ④U 字側溝の天端を GL.0.000m とした。



参図-1 分水方法のイメージ（ケース 1）

参表-1 に示すとおり、オリフィス径が 0.5m、設計水頭 h が 1.068m で、許容放流量 0.539 m^3/sec を満足する。放流量の算定は次式による

$$Q_c = 0.6 \times a \times \sqrt{2gh}$$

ここに、 a :オリフィス断面積 (m^2)、 h 設計水頭 (m)

また、参表-2 に流入側溝および越流側溝の検討結果を示す。U 字側溝は U-450 を採用しても良さそうであるが、計画地盤高や地表面勾配等の条件により、2 系統から流入させることが可能かなどを更に検討する必要がある。

参表-1 放流管の検討結果（ケース 1）

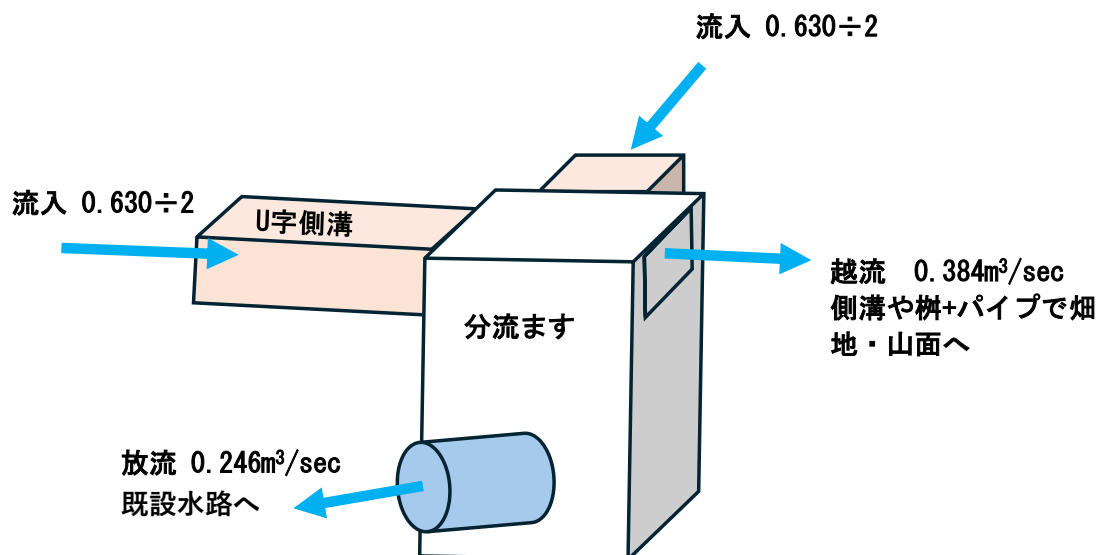
放流管の検討		
放流量	0.539	m ³ /sec
オリフィス径	0.500	m
断面積	0.196	m ²
流量係数	0.6	
設計水頭h	1.068	m
U字側溝天端	GL.0.000	m
U字側溝	U-450	mm
U字側溝底高	GL.-0.450	m
管中心高	GL.-1.068	m
管底高	GL.-1.318	m

参表-2 流入側溝および越流側溝の検討結果（ケース 1）

	流入側溝		越流（オーバーフロー）側溝			
流量	0.315	m ³ /sec	0.091	m ³ /sec	0.091	m ³ /sec
U字側溝	U-450	mm	U-450	mm	U-300	mm
幅Wt,高さH	0.45	m	0.45	m	0.3	m
幅Wb	0.4	m	0.4	m	0.26	m
水深	0.36	m, 8割水深	0.36	m, 8割水深	0.24	m, 8割水深
流積	0.153	m ²	0.153	m ²	0.0672	m ²
流速	2.059	m	0.595	m	1.354	m
粗度係数	0.014		0.014		0.014	
側壁勾配m	0.056		0.056		0.067	
潤辺S	0.851	m	0.851	m	0.561	m
径深R	0.180	m	0.180	m	0.120	m
側溝勾配	I=0.0082	1/I=122.20	I=0.0007	1/I=1464.20	I=0.0061	1/I=164.42

2. 排水路の流下能力を考慮する場合（ケース 2）

ケース 2 の分流ますでの分水方法は、参図-2 となる。検討条件はケース 1 と同じである。



参図-2 分水方法のイメージ（ケース 2）

参表-3 に示すとおり、オリフィス径が 0.35m、設計水頭 h が 0.927m で、許容放流量 $0.246\text{m}^3/\text{sec}$ を満足する。

また、参表-4 に流入側溝および越流側溝の検討結果を示す。U 字側溝は U-450 を採用しても良さそうであるが、計画地盤高や地表面勾配等の条件により、2 系統から流入させることが可能かなどを更に検討する必要がある。

参表-3 放流管の検討結果（ケース 2）

放流管の検討		
放流量	0.246	m^3/sec
オリフィス径	0.350	m
断面積	0.096	m^2
流量係数	0.6	
設計水頭 h	0.927	m
U字側溝天端	GL.0.000	m
U字側溝	U-450	mm
U字側溝底高	GL.-0.450	m
管中心高	GL.-0.927	m
管底高	GL.-1.102	m

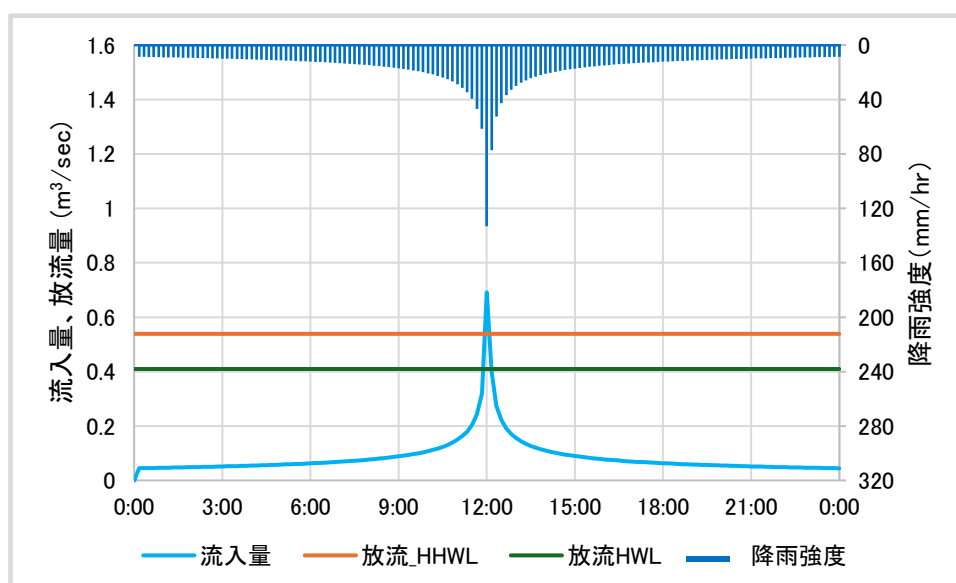
参表-4 流入側溝および越流側溝の検討結果（ケース 2）

	流入側溝		越流側溝	
流量	0.315	m ³ /sec	0.384	m ³ /sec
U字側溝	U-450	mm	U-450	mm
幅Wt,高さH	0.45	m	0.45	m
幅Wb	0.4	m	0.4	m
水深	0.36	m, 8割水深	0.36	m, 8割水深
流積	0.153	m ²	0.153	m ²
流速	2.059	m	2.510	m
粗度係数	0.014		0.014	
側壁勾配m	0.056		0.056	
潤辺S	0.851	m	0.851	m
径深R	0.180	m	0.180	m
側溝勾配	I=0.0082	1/I=122.20	I=0.0122	1/I=82.23

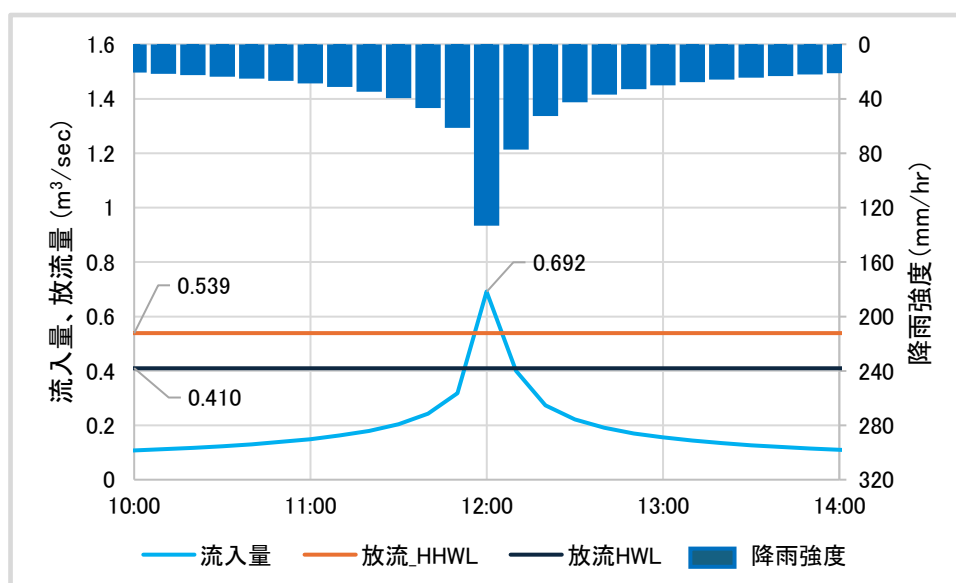
参考資料Ⅱ：畑地への越流総容量および畑地貯留の検討

1. 許容放流量を 69 mm/hr とする場合（ケース 1）

本編 2.1.1 降雨強度式の式(2)を用いて、排水ブロックⅠからの流出ハイドログラフ（流入量）を算定した結果を参図-3 および参図-4 に示す。洪水到達時間 10 分、平均流出係数 0.655、集水面積は 2.81ha での算定結果である。また、両図には流入側溝の底高(HWL)と流入側溝の天端高(HHWL)に水位がある時のオリフィスからの放流量も併記してある。



参図-3 流出ハイドログラフ（ケース 1）



参図-4 同上（10時から14時の間を表示）

参図-4 のピーク流入量が $0.692\text{m}^3/\text{sec}$ と参図-1 に示した流入量 $0.630\text{m}^3/\text{sec}$ (2系統合計) より大きくなっているのは、洪水到達時間を 13 分から 10 分に短縮したためである。

HWL を超えた時に分流ますから越流が開始され、HHWL の時がオリフィスからの許容放流量 (最大放流量) となる。

HHWL 時の放流量は、参図-1 または参表-1 から、 $0.539\text{m}^3/\text{sec}$

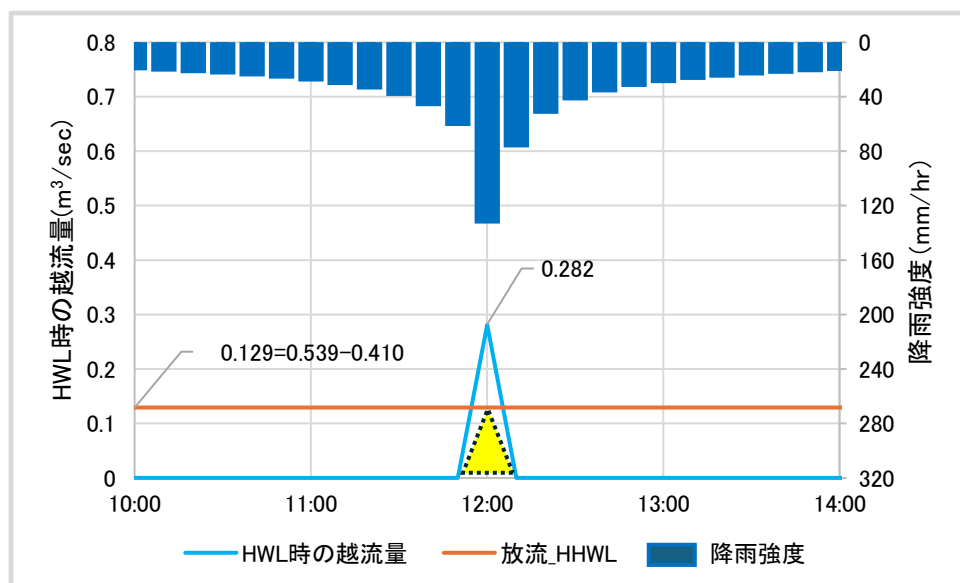
HWL 時は、オリフィス ($\Phi 500\text{mm}$) に作用する水頭が $1.068 - 0.45 = 0.618\text{m}$ となり、オリフィスの流量公式から、 $0.410\text{m}^3/\text{sec}$ となる。

HWL 時の放流量を超える時刻は、11:50～12:10 からの 20 分間である。また、HWL 時の放流量を超えた流入量はピーク時のみ 1 回であり、 $0.282 (= 0.692 - 0.410)\text{m}^3/\text{sec}$ の 10 分間だけである。

HHWL までは放流量は増えるので、その分 (参図-5 の黄色部分) を差し引いて越流する総容量を算出するならば、以下のとおりである。

$$0.282\text{m}^3/\text{sec} \times 10\text{分} \times 60 - [(0.539\text{m}^3/\text{sec} - 0.410\text{m}^3/\text{sec}) \times 20\text{分} \times 60 \div 2] \\ = 168.9 - 77.4 = 91.5\text{m}^3$$

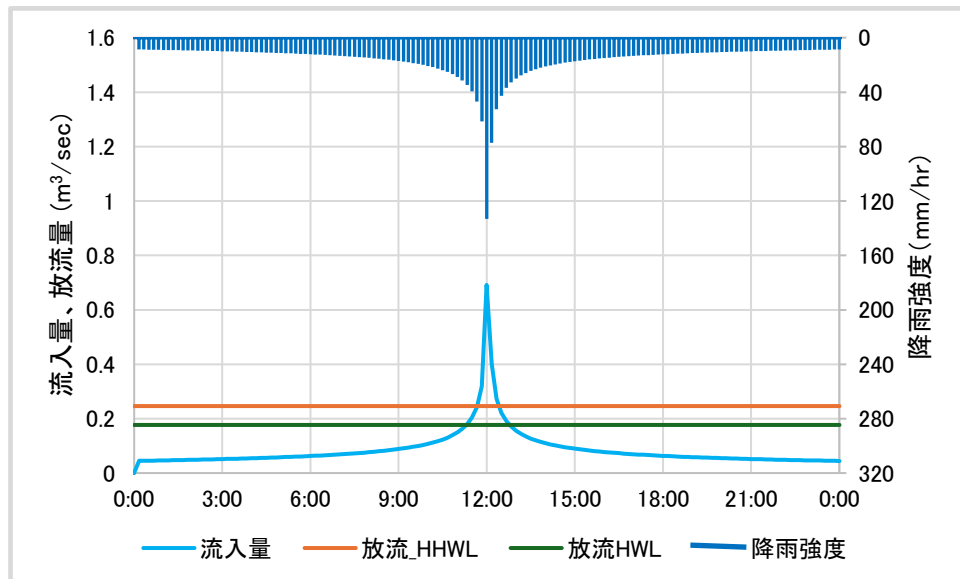
この越流総量を 2000m^2 の畑地に放流するならば、平均湛水深は 46mm 程度である。



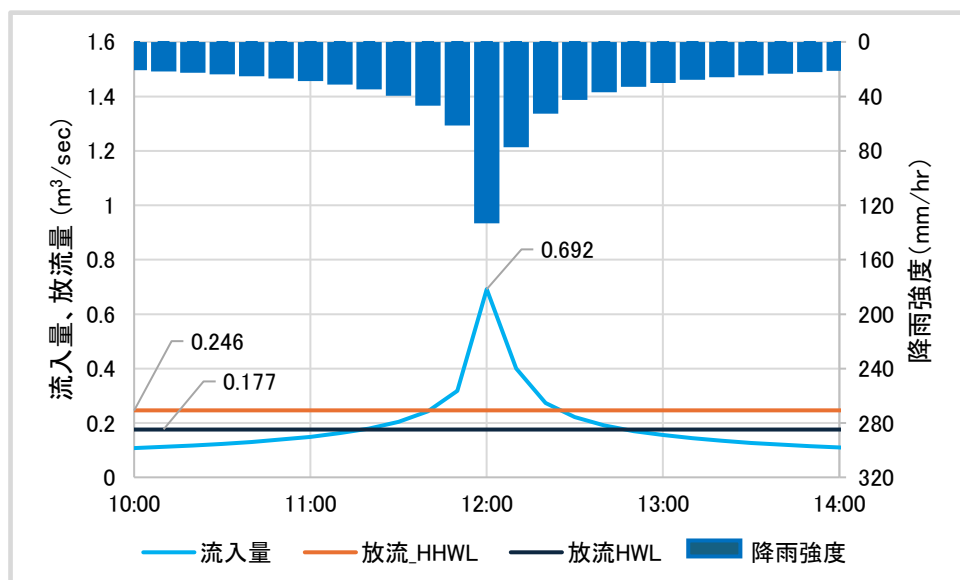
参図-5 越流総容量の算定方法 (ケース 1)

2. 排水路の流下能力を考慮する場合（ケース 2）

本編 2.1.1 降雨強度式の式(2)を用いて、排水ブロック I からの流出ハイドログラフ（流入量）を算定した結果を参図-6 および参図-7 に示す。洪水到達時間 10 分、平均流出係数 0.655、集水面積は 2.81ha での算定結果である。また、両図には流入側溝の底高（HWL）と流入側溝の天端高（HHWL）に水位がある時のオリフィスからの放流量も併記してある。



参図-6 流出ハイドログラフ（ケース 2）



参図-7 同上（10 時から 14 時の間を表示）

参図-7 のピーク流入量が $0.692\text{m}^3/\text{sec}$ と参図-2 に示した流入量 $0.630\text{m}^3/\text{sec}$ (2系統合計) より大きくなっているのは、洪水到達時間を 13 分から 10 分に短縮したためである。

HWL を超えた時に分流ますから越流が開始され、HHWL の時がオリフィスからの許容放流量(最大放流量)となる。

HHWL 時の放流量は、参図-2 または参表-2 から、 $0.246\text{m}^3/\text{sec}$

HWL 時は、オリフィス($\Phi 350\text{mm}$)に作用する水頭が $0.927-0.45=0.477\text{m}$ となり、オリフィスの流量公式から、 $0.177\text{m}^3/\text{sec}$ となる。

HWL 時の放流量を超える時刻は、11:10～12:50 からの 100 分間である。また、HWL 時の放流量を超えた流入量はピーク時を含めて参表-5 に示すとおり 9 回あり、その合計は $1.136\text{m}^3/\text{sec}$ である。

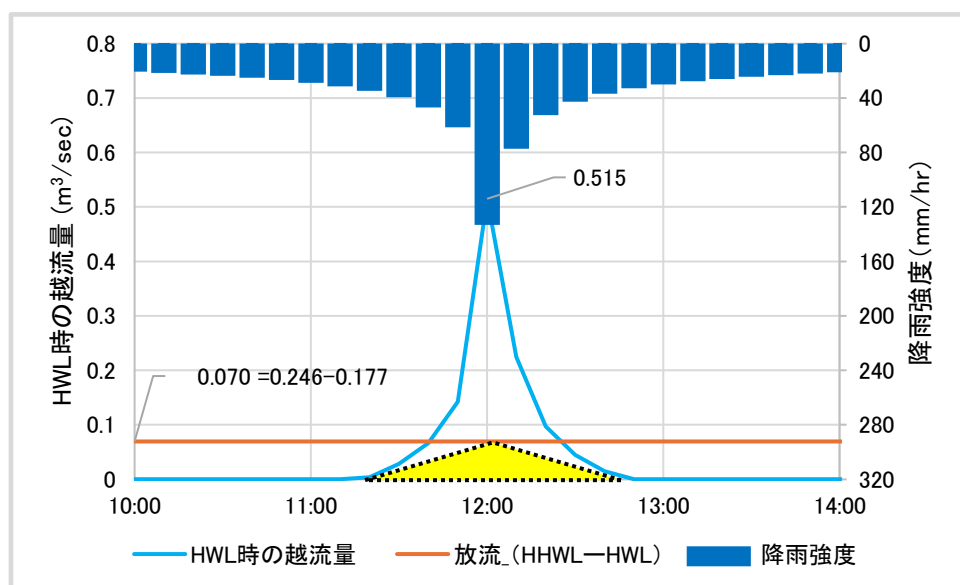
参表-5 HWL 時の越流量 (ケース 2)

時刻	流入量	HWL 放流	越流量	時刻	流入量	HWL 放流	越流量
11:10	0.163	0.177	0.000	12:10	0.401	0.177	0.224
11:20	0.180	0.177	0.004	12:20	0.273	0.177	0.097
11:30	0.205	0.177	0.028	12:30	0.221	0.177	0.045
11:40	0.243	0.177	0.067	12:40	0.191	0.177	0.015
11:50	0.319	0.177	0.142	12:50	0.171	0.177	0.000
12:00	0.692	0.177	0.515	越流量合計			1.136

HHWL までは放流量は増えるので、その分(参図-8 の黄色部分)を差し引いて越流する総容量を算出するならば、以下のとおりである。

$$1.136\text{m}^3/\text{sec} \times 10\text{分} \times 60 - [(0.246\text{m}^3/\text{sec} - 0.177\text{m}^3/\text{sec}) \times 100\text{分} \times 60 \div 2] \\ = 681.6 - 208.5 = 473.1\text{m}^3$$

この越流総量を 2000m^2 の畑地に放流するならば、平均湛水深は 24cm 程度である。



参図-8 越流総容量の算定方法（ケース 2）