

ため池の「切下げ」の検討事例

事例 F 池

事例 F 池の「切り下げ」の場合

- ① 地元管理者との協議により、受益面積が半分程度になっているので、堤防を1.00m下げた場合を検討する。
- ② 受益面積 変更前 0.4 ha
 変更後 0.2 ha
 増減 $\Delta 0.2$ ha
- ③ 流域面積 0.003 km²
- ④ ため池面積 0.0003 km²
- ⑤ 設計洪水量 0.127 m³/s (別紙設計洪水流量参照)
- ⑥ 1/10年確率雨量 91.7 mm/hr (現況水路能力より1/10年確率洪水量で検討)

○仮想断面の確認

地元地権者との協議によりため池貯水位（満水位）を現況より1.00m下げることとした。

・堤体寸法比較表

項目	規 格	現況	切り下げ後	仮想断面	摘 要
堤高	基礎地盤～堤頂	3.00	3.00	2.68	
貯水深	基礎地盤～満水位	2.70	1.70	1.70	
越流水深	設計洪水時の越流水深	0.30	0.37	0.37	
余裕高	設計洪水位～堤頂	0	0.93	0.61	
堤頂幅		2.00	2.00	2.00	堤高5.00m未満
前法勾配		1 : 1.3	1 : 1.3	1 : 1.5	
小段幅		-	-	-	
後法勾配		1 : 1.5	1 : 1.5	1 : 1.5	
小段幅		-	-	-	

ため池仮想断面については、「ため池設計指針」表3.3.4により算出する。

堤頂幅

$$B=0.2H+2.0$$

$$B= 2.00 \text{ m} \quad B : \text{堤頂幅 (m)}$$

H : 堤高 (m)

なお、堤高5.0m未満で車両が通行しない等のため池はは2.0mとすることが出来る。

余裕高

$$h_2=0.05H_2+^{\ast}0.50$$

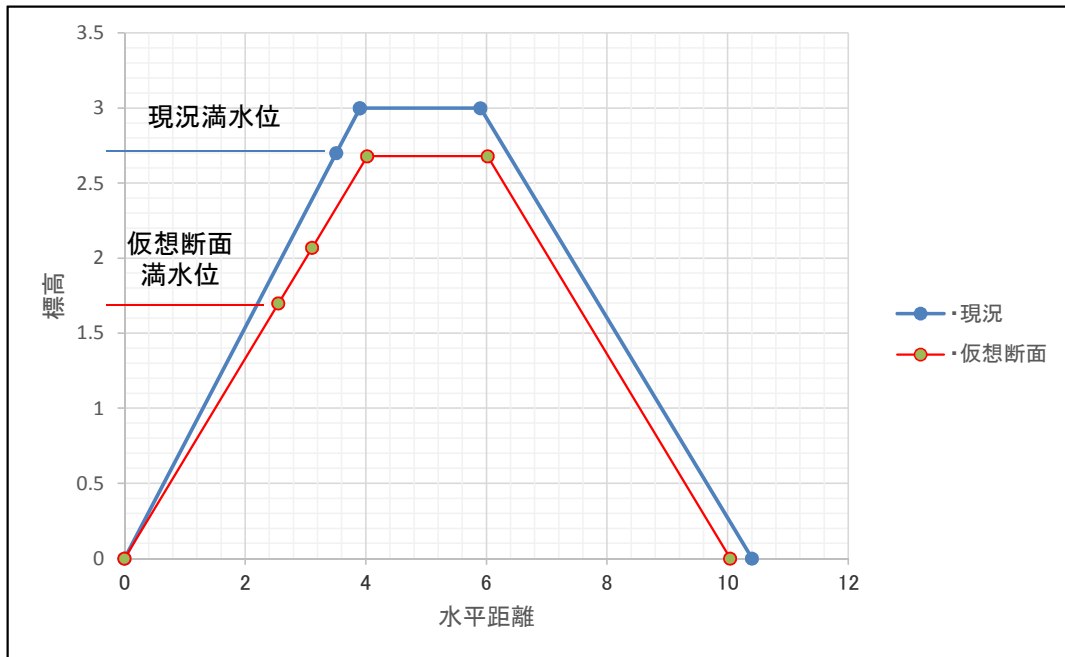
$$h_2= 0.61 \text{ m} \quad h_2 : \text{余裕高 (m)}$$

H₂ : 最高水深 (1.70+0.37=2.07m)

ただし、波の打ち上げ高さ : R \leq 0.50mとする

※本編は、小～中規模のため池を対象とし、波の打ち上げ高さも0.50m以下と想定しているため定数を0.50に減じる。

堤体寸法比較表より各堤体断面を図示すると、



堤体断面の座標

・現況

・仮想断面

位置	水平距離	標高	位置	水平距離	標高
上流側法先	0	0	上流側法先	0	0
満水位	3.51	2.7	満水位	2.55	1.7
設計洪水位	3.9	3	設計洪水位	3.11	2.07
上流側堤頂	3.9	3	上流側堤頂	4.02	2.68
下流側堤頂	5.9	3	下流側堤頂	6.02	2.68
下流側法先	10.4	0	下流側法先	10.04	0

上記の比較図より、現況断面はすべて仮想断面以上であるため、切り下げ後の条件で堤体は安定するといえる。

○「切り下げ」及び洪水吐の検討

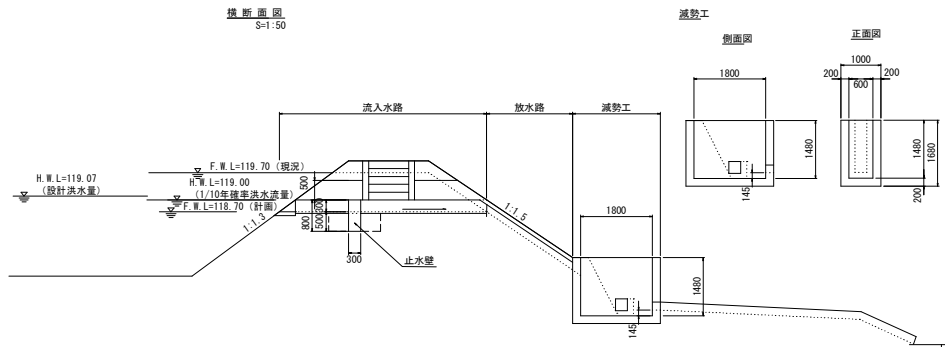
下鍛冶屋後池は、農地転用等によりかんがい受益が無くなくなったことと、堤体が老朽化し、下流の民家や公共施設が危険な状態であることから、管理者の同意を得て、ため池の「切り下げ」を検討してみることにする。

○洪水吐の構成

現況の洪水吐三面水路300×300は年数が経過しているが、補修すれば使用可能であるため、できる限り有効利用することにする。

○洪水吐型式の選定

誘導水路 現況断面は三面水路の300×300であるため、1/10年確率
 洪水量で検討してみることにする
 洪水吐全断面 設計洪水量



○「切り下げ」断面

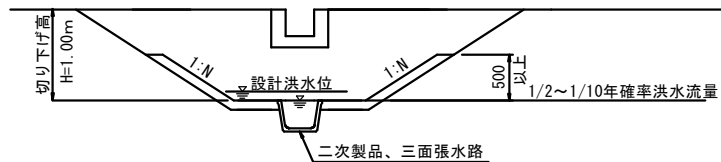
誘導水路管理幅：W = 0.50m

洪水吐土羽部勾配：N

堤体掘削勾配は、切り下げ後、堤体として利用するため、マニュアルにより、1:1.5で計画する。

小段 切り下げ高さ5.0m以下（1.00m）であるため、該当なし。

○標準断面（「切り下げ」断面）



法勾配：N = 1 : 1.5 1.5 割
 左岸法面：斜率 = 1.8028
 右岸法面：斜率 = 1.8028

粗度係数※

n = 0.015 三面張水路、張コンクリート

※土地改良事業計画基準設計「水路工」参照

区分	構造	1/10年確率	設計洪水量	単位	水路勾配
誘導水路	排水溝300×300	0.063	0.127	m ³ /s	0.02 (1/50.0)
張コンクリート	無筋コンクリート	-	0.127	m ³ /s	0.02 (1/50.0)

○洪水吐流入水路

・誘導水路の断面計算

水路流入型

$$B = Q_d / (1.704 \times C \times H_d^{3/2}) \quad (\text{排水溝} 300 \times 300)$$

B: 誘導水路幅 0.345 m

Q_d: 設計洪水流量 (m³/s)

C: 流入係数 (水路入り口の側壁形状が漏斗状のとき: 0.88
直角のとき: 0.82)

注) 漏斗形状は側壁流入角30°、底面流入角は直角でH_d/B ≤ 0.6

H_d: 設計水頭 (速度水頭を含む越流総水頭) (m)

$$H_d = Q_d / (1.704 \times C \times B)^{2/3}$$

確率年毎の設計水頭

確率年	H _d	水路高	判定
1/10	0.28 m	0.3 m	OK
設計洪水量	0.45 m	0.3 m	NG

設計洪水量は排水溝300×300のみでは流すことができない。

従って、誘導水路は1/10年確率洪水量を流す断面となり、構造及び形状は下記のとおりとする。

記号	名称	規格	数値	単位	適用
B ₁	誘導水路	上幅	0.39	m	排水溝300×300
B ₂	誘導水路	下幅	0.30	m	"
H ₁	誘導水路	高さ	0.3	m	"

・張コンクリートの断面計算（等流計算）

張コンクリートの形状寸法表（仮定断面）

記号	名称	規格	数値	単位	適用
H ₂	設計水深		0.07	m	設計洪水流量時
h	張コン高	直高	0.5	m	H ₂ ≥0.5m
W ₁	管理幅	左岸	0.5	m	W ₁ ≥0.5m
W ₂	管理幅	右岸	0.5	m	W ₂ ≥0.5m
W ₃	張コン幅	上幅	1.38	m	B ₁ +W ₁ +W ₂
W ₄	張コン幅	下幅	1.59	m	W ₃ +H ₂ ×N×2

流量：Q= A・V 流速：V= 1/n・R^{2/3}・I^{1/2}

誘導水路の通水断面積：A₁= m² 参考 排水溝断面表より

張コンクリートの通水断面積：A₂= 0.104 m² 1/2×(W₃+W₄)×H₂

通水断面：A = 0.104 m² A₁+A₂

潤辺（誘導水路）：P₁= 0.9 m

潤辺（張コンクリート）：P₂= 1.252 m

潤辺計（P₁+P₂）：P = 2.152 m

粗度係数（誘導水路）：n₁= 0.014

粗度係数（張コンクリート）：n₂= 0.015

合成粗度係数：n = 0.015 n = {1/P×(P₁×n₁^{3/2}+P₂×n₂^{3/2})}^{2/3}

径深：R = 0.048 m

勾配：I = 0.0200 (1/50.0)

V= 1.245 m/s

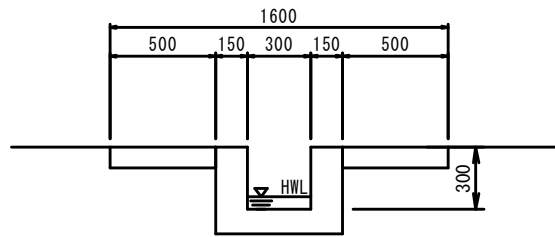
Q= 0.129 m³/s ≥ 設計洪水流量 = 0.127 m³/s

『OK』

従って、設計洪水位は誘導水路天端から **0.07** mで越流水深は **0.37** m

○洪水吐放水路

- ・標準断面（放水路）



- ・誘導水路の断面計算

区分	構造	1/10年確率	設計流量	単位	水路勾配	
誘導水路	三面張水路	0.063	0.127	m ³ /s	0.6667	(1/1.5)
張コンクリート	無筋コンクリート		0.127	m ³ /s	0.6667	(1/1.5)

誘導水路の形状寸法表

記号	名称	規格	数値	単位	適用
B ₁	誘導水路	上幅	0.3	m	
B ₂	誘導水路	下幅	0.3	m	
H ₁	誘導水路	高さ	0.3	m	

① 誘導水路の断面計算（等流計算）

$$\text{流量：} Q = A \cdot V \qquad \text{流速：} V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$\begin{aligned} \text{通水断面：} A &= 0.09 \quad \text{m}^2 \\ \text{潤辺（誘導水路）：} P_1 &= 0.9 \quad \text{m} \\ \text{粗度係数（誘導水路）：} n_1 &= 0.015 \\ \text{径深：} R &= 0.100 \quad \text{m} \\ \text{勾配：} I &= 0.6667 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= 11.728 \quad \text{m/s} \\ Q &= 1.056 \quad \text{m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

放水路の流量

確率年	確率流量	放水路	判定
1/10	0.063m ³ /s	1.056 m ³ /s	OK
設計洪水量	0.127m ³ /s	1.056 m ³ /s	OK

従って、誘導水路のみで設計洪水流量を流すことができるが、放水路の余裕高0.30mは取れないため、張コンクリートを計画する。

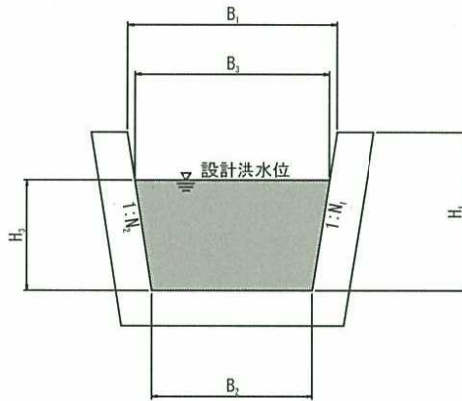
○張コンクリートの断面計算（等流計算）

上記の結果より、誘導水路のみで設計洪水流量を流せるが、余裕高が不足するので張コンクリートを計画する。

張コンクリートの形状寸法表

記号	名称	規格	数値	単位	適用
H ₂	張コン高	直高	0	m	水路内で流下するため0mとする
h	余裕高		0.3	m	h ≥ 0.3m
W ₁	管理幅	左岸	0.5	m	W ₁ ≥ 0.5m
W ₂	管理幅	右岸	0.5	m	W ₂ ≥ 0.5m
W ₃	張コン幅	下幅	1.3	m	B ₁ + W ₁ + W ₂
W ₄	張コン幅	上幅	1.3	m	W ₃ + H ₂ × N × 2
N	法勾配				

ここで、洪水位：H₃を算定してみる



寸法表

B ₁	0.3	N ₁	0
B ₂	0.3	N ₂	0
H ₁	0.3		

流量：Q = A · V

流速：V = 1/n · R^{2/3} · I^{1/2}

通水断面：A = 1/2 × (B₃ + B₂) × H₃

潤辺（誘導水路）：P₁ = B₁ + H₃ × {(1 + N₁²)^{1/2} + (1 + N₂²)^{1/2}}

粗度係数（誘導水路）：n₁ = 0.015

径深：R = A/P₁ m

勾配：I = 0.6667 (1/1.5)

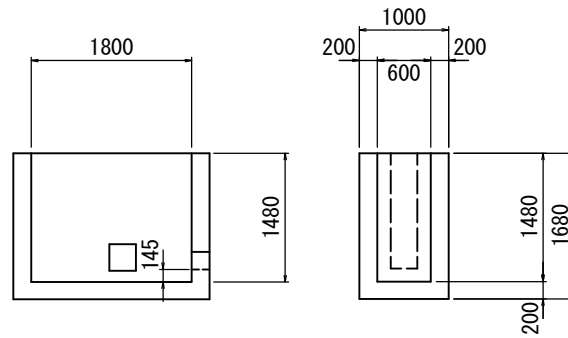
水深：H₃ = 0.30mからQ = 設計洪水量となるまで繰り返し試算してみる

水深：H ₃	B ₃	A	P ₁	R	V	Q	設計洪水量
0.3	0.3	0.0900	0.9000	0.1	11.728	1.055	0.127
0.1	0.3	0.0300	0.5000	0.06	8.3427	0.250	0.127
0.07	0.3	0.0210	0.4400	0.0477	7.1596	0.150	0.127
0.0624	0.3	0.0187	0.4248	0.044	6.7844	0.127	0.127

H₃ + h：余裕高 = 0.3624 m

従って、誘導水路より0.062mを超える部分については、張コンクリートを両岸0.50m（水平部）に設置する。

○洪水吐減勢工の断面計算



放水路の断面計算より

流速 : $V_1 = 6.7844$ m/s

水深 : $d_1 = 0.0624$ m/s

土地改良事業設計指針『ため池整備』より跳水後の水深を求めると、

$$d_2/d_1 = 1/2 \times ((1+8 \cdot F_1^2)^{1/2} - 1)$$

d_1 : 跳水始点における水深(m)

d_2 : 跳水末端における水深(m)

F_1 : 跳水始点のフルード数 ($V_1/(g \times d_1)^{1/2}$)

$$F_1 = 8.676$$

$$\begin{aligned} d_2 &= 0.0624 \times 1/2 \times ((1+8 \times 8.676^2)^{1/2} - 1) \\ &= 0.735 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{減勢工の壁高} : H &= d_2 + 0.3 \\ &= 1.035 \text{ m 以上} \end{aligned}$$

既設減勢工形状をチェックしてみると

区分	既設断面	基準断面	判定
長さ	1.8	1.50	OK
幅	0.6	1.00	OK
深さ	1.48	1.03	OK

従って、既設減勢工は基準に適合しているため、既設利用とする。

○設計洪水流量

ため池改修の設計洪水流量は、次のうち最も大きい流量の1.2倍とする

土地改良事業設計指針『ため池整備』（以下、「ため池設計指針」）より

- ①確率的に200年に1回起こると推定される200年確率洪水流量（以下、「A項流量」）
- ②観測あるいは、洪水痕跡等から推定される既往最大洪水流量（以下、「B項流量」）
- ③気象・水象条件の類似する近傍流域における水象、若しくは気象の観測結果から推定される最大洪水流量（以下、「C項流量」）

(1) A項流量の計算(200年確率雨量)

①洪水到達時間の推定

洪水到達時間は次式によって求める。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35}$$

ここで、

A : 流域面積 (km²)

r_e : 洪水到達時間 t_p 内の平均有効降雨強度 (mm/h)

C : 流域の土地利用形態に応じて異なる定数

t_p が分単位のとときの C の値は、表-3.2.1による。

降雨強度は島根県土木部河川課「島根県短時間降雨強度曲線式」を適用する

降雨強度式 $r = \frac{16526.61}{t^{0.938} + 91.32}$ (浜田管内)

流域面積 $A = 0.0031$ (km²) ←流域図より

時間係数 $C = 70$

区分	C値	面積	積
宅地	70	0.0028	0.196
ため池	70	0.0003	0.021
計	70	0.0031	0.217

洪水到達時間

表-3.2.1 洪水到達時間係数 C の値 (角屋・福島)

- ・自然丘陵山地 : $C = 250 \sim 350 \approx 290$
- ・放牧地 : $C = 190 \sim 210 \approx 200$
- ・ゴルフ場 : $C = 130 \sim 150 \approx 140$
- ・開発直後粗造成宅地、舗装道路及び水路の密な農地 : $C = 90 \sim 120 \approx 100$
- ・市街地 : $C = 60 \sim 90 \approx 70$

流出係数

$f_p = 0.8$

合理式の流出係数（「河川改修計画実施要領」より）

密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑・原野	0.6
水田	0.7
山地	0.7

→ 平均値0.80

仮定の洪水到達時間を $t = 60$ とし、 t と t_p の値が同じになるまで繰り返す。

t	r	t_p
60	95.9	4.0
20	122.5	3.7
10	132.2	3.6
5	137.9	3.5
3.5	139.8	3.5

←採用値

従って、※20分以下であるため、洪水到達時間は 20 分

※ 河川砂防技術指針により、洪水到達時間は20分以下は20分とする。

②洪水量の算定

$$Q_A = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A \quad \dots\dots\dots (3.2.1)$$

Q_A : 洪水ピーク流量 (m^3/s)

r_e : 洪水到達時間内流域平均有効降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km^2)

$$r_e = f_p \cdot r \quad \dots\dots\dots (3.2.3)$$

降雨強度	r	mm/hr	153.1
流出係数	f_p		0.80
有効降雨強度	r_e	mm/hr	122.5
流域面積	A	km^2	0.003
流量	Q_A	m^3/s	0.105

←200年確率洪水流量

(2) B項流量の計算

不明

(3) C項流量の計算

浜田気象台データより	77.9	mm/hr	1944.8.25
降雨強度曲線より (200年確率)	87.0	mm/hr	①
計算上の降雨強度	153.1	mm/hr	②
拡大率: ②/①	1.760		
C項雨量強度	77.9	×	1.760 = 137.1 mm/hr

$$Q = 1/3.6 \times f \times R \times A = 0.094 \text{ m}^3/s$$

設計洪水流量

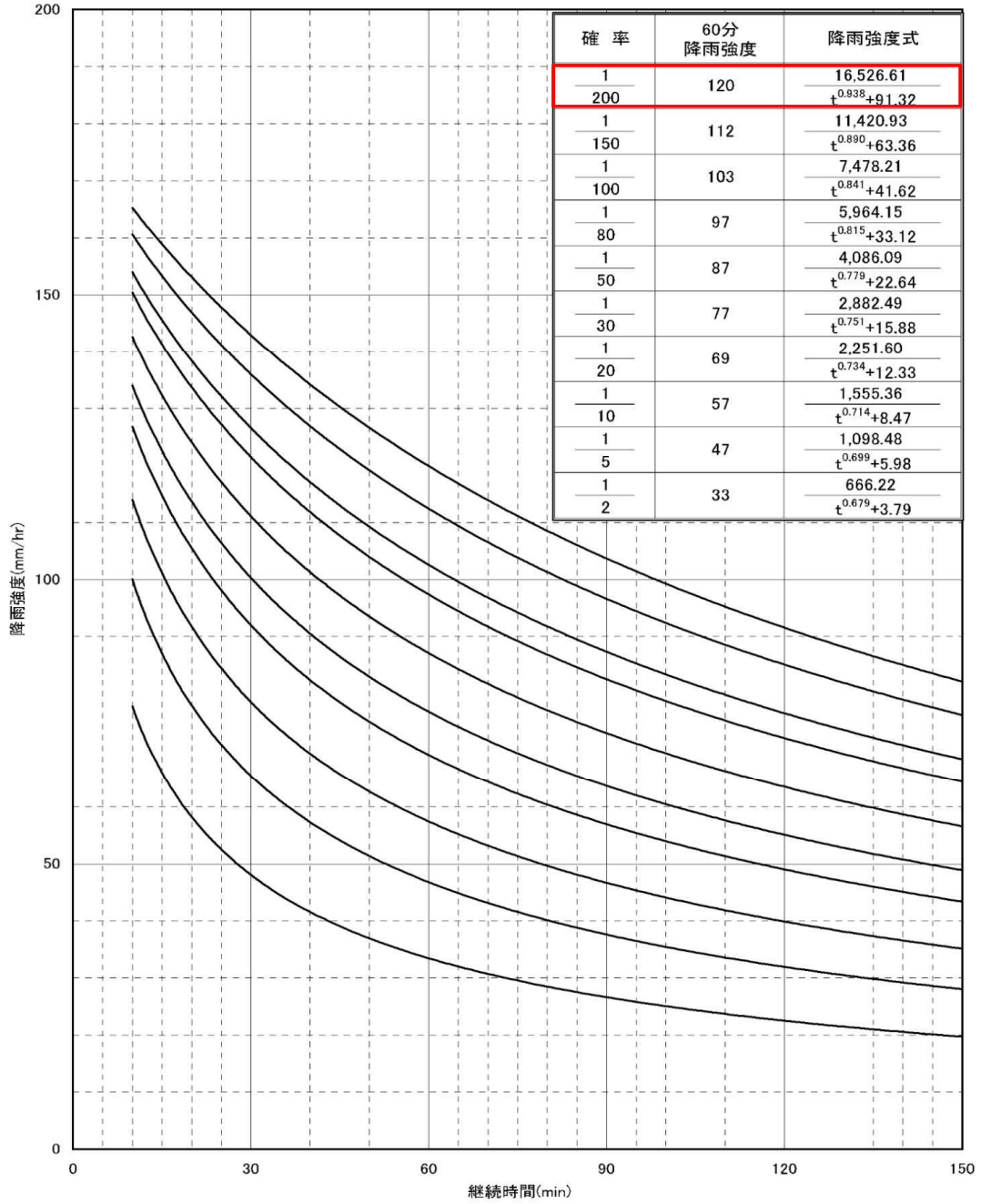
項目	洪水流量	単位	摘要
A項	0.105	m^3/s	最大流量
B項	-	m^3/s	
C項	0.094	m^3/s	

上表より、設計洪水流量は

$$0.105 \times 1.2 = 0.127 \text{ m}^3/s$$

浜田管内降雨強度曲線式

浜田地区



○洪水流量の計算(1/10年確率雨量)

①洪水到達時間の推定

洪水到達時間は次式によって求める。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35}$$

ここで、

降雨強度式 $r = \frac{1555.36}{t^{0.714} + 8.47}$ ←河川課：島根県短時間降雨強度
曲線式より1/10年確率 浜田

流域面積 $A = 0.003 \text{ (km}^2\text{)} \leftarrow$ 流域図より

時間係数 $C = 70$

区分	C値	面積	積
宅地	70	0.0028	0.196
ため池	70	0.0003	0.021
計	70	0.0031	0.217

流出係数

$f_p = 0.8$

合理式の流出係数 (表2.5.1)

密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑・原野	0.6
水田	0.7
山地	0.7

→ 平均値0.80

仮定の洪水到達時間を $t = 60$ とし、 t と t_p の値が同じになるまで繰り返す。

t	r	t_p
60	46.0	5.1
20	73.4	4.4
10	91.2	4.0
5	107.0	3.8
3.8	112.5	3.8

←採用値

従って、20分以下であるため、洪水到達時間は 20 分とする。

②洪水流量の算定

降雨強度	r	mm/hr	91.7	
流出係数	f_p		0.80	
有効降雨強度	r_e	mm/hr	73.4	
流域面積	A	km ²	0.003	
流量	Q_A	m ³ /s	0.063	←1/10年確率洪水流量

$$Q_A = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A \quad \dots\dots\dots (3.2.1)$$

Q_A : 洪水ピーク流量 (m³/s)

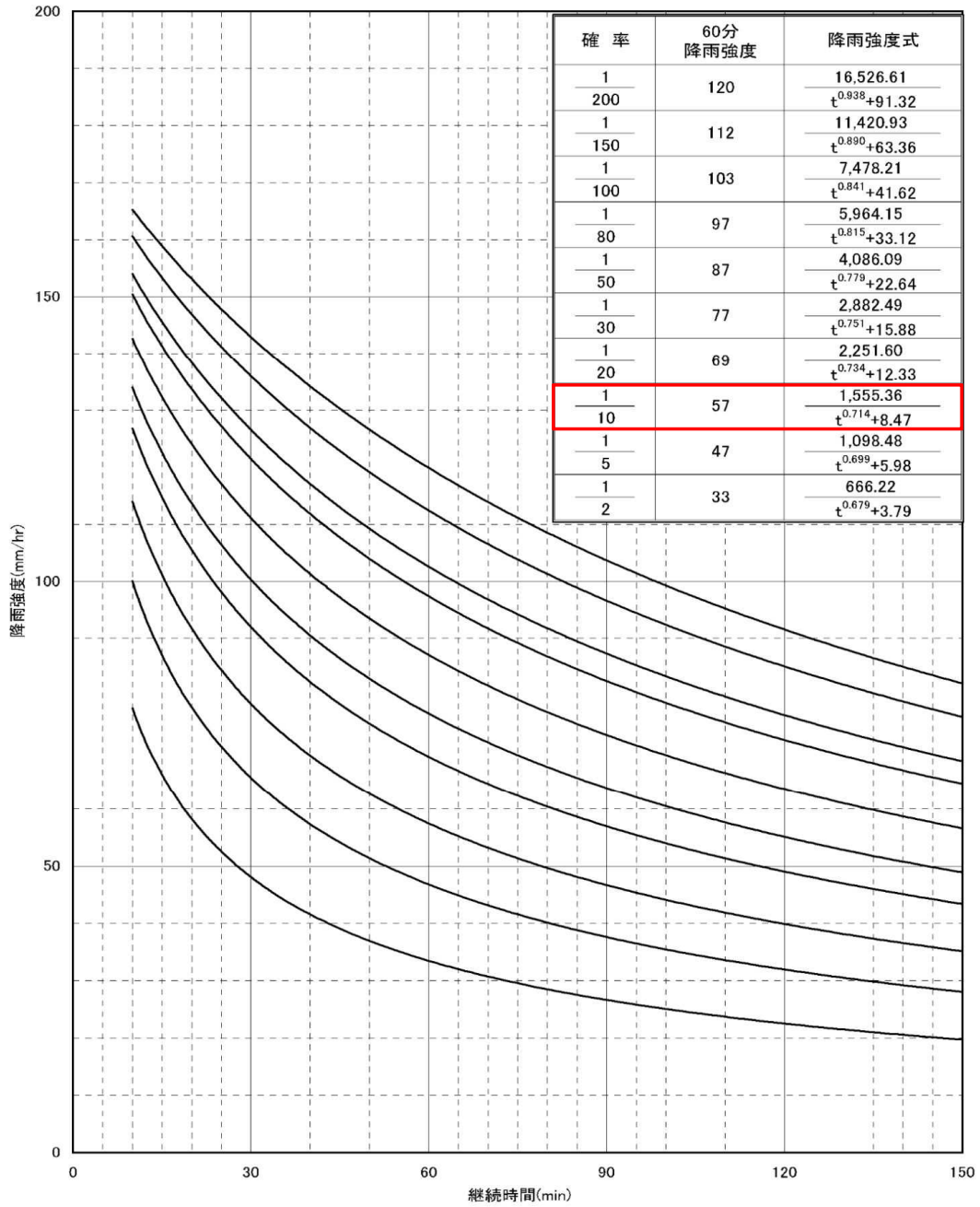
r_e : 洪水到達時間内流域平均有効降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km²)

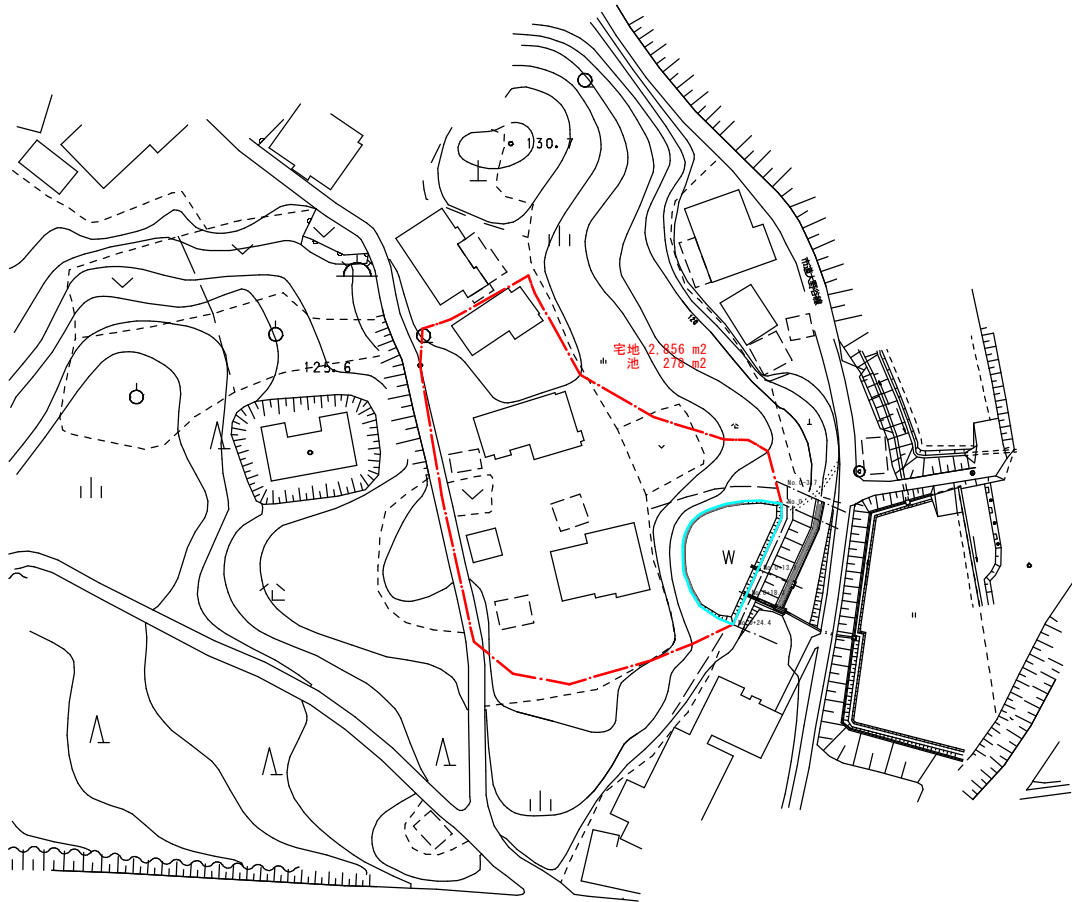
$$r_e = f_p \cdot r \quad \dots\dots\dots (3.2.3)$$

降雨強度曲線

浜田地区



流域図



事例E池 「切下げ」 工事

切り下げ高 1.00 m

ため池諸元

堤長	24	m	整備長	6.6	m
堤高	3.6	m	貯水量	350	m ³
天端幅	2	m	切下後の貯水量	190	m ³
法勾配	1 : 1.3	上流	受益面積	0.4	ha
	1 : 1.5	下流			

単位：円

工種	名称	規格	数量	単位	単価	金額	備考
堤体切り下げ工事 H=1.00m							
堤体切り下げ工事							
	掘削	土砂	16	m ³	823	13,168	
	埋戻	土砂	4	m ³	2,225	8,900	
	構造物取壊	無筋CON	1	m ³	24,720	24,720	
	切土法面仕上げ	土砂	2	m ²	686	1,372	
	植生工		2	m ²	2,001	4,002	
	残土積込	土砂	12	m ³	711	8,532	
	残土運搬	土砂	12	m ³	1,012	12,144	
	残土整地	土砂	12	m ³	95	1,140	
	コンクリート殻運搬		1	m ³	1,265	1,265	
	産廃処分費		2	t	2,000	4,000	
	小計					79,243	
階段工							
	基面整正	土砂	3	m ²	272	816	
	均コンクリート	18-8-40	0.2	m ³	24,610	4,922	
	型枠	均コン	0.4	m ²	2,860	1,144	
	生コンクリート	18-8-40	0.6	m ³	24,610	14,766	
	型枠	小型	3	m ²	5,099	15,297	
	小計					36,945	
張コンクリート							
	張コンクリート	18-8-40	1	m ³	24,610	24,610	
	基面整正	土砂	9	m ²	272	2,448	
	小計					27,058	
洪水吐工							
本体							
	基面整正	土砂	4	m ²	272	1,088	
	排水溝	300×300	5	m	4,665	23,325	
	計					24,413	
止水壁							
	基面整正	土砂	1	m ²	272	272	
	生コンクリート	18-8-40	0.3	m ³	28,480	8,544	
	型枠	小型	2	m ²	5,099	10,198	
	計					19,014	
	小計					43,427	

単位：円

工種	名称	規格	数量	単位	単価	金額	備考
直接工事費計						186,673	
諸経費			74.26%		186,673	138,327	
工事価格						325,000	
消費税相当額						16,250	
工事費計						341,250	