

造成計画（調整池等）

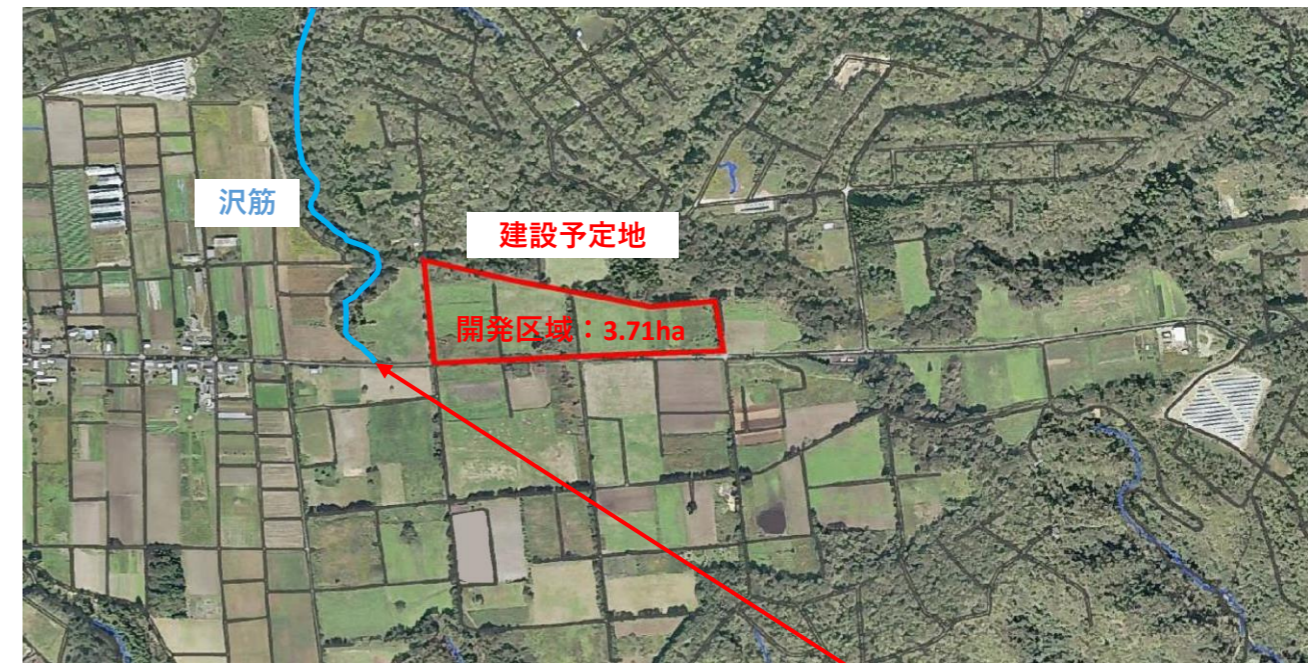
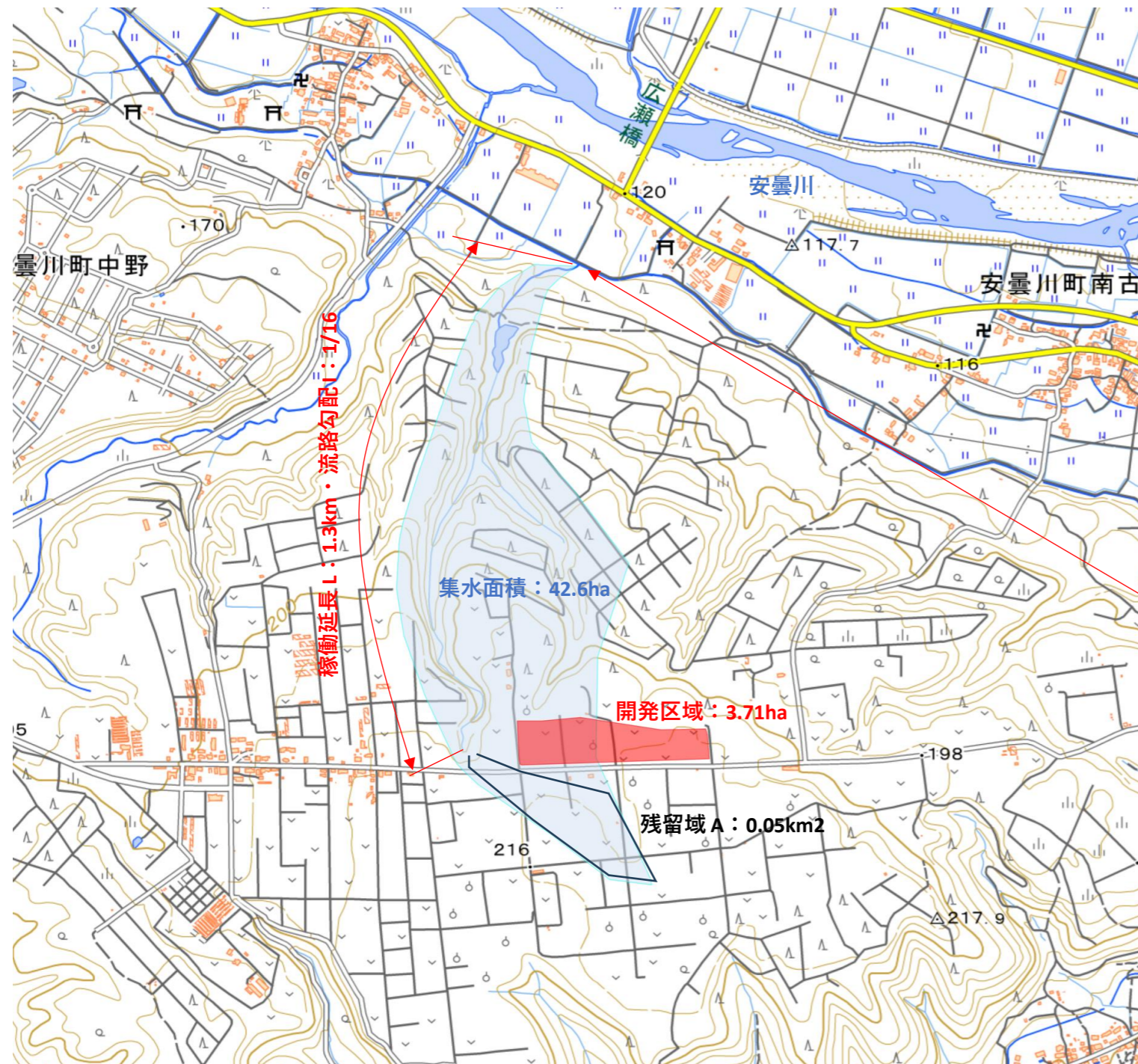
目的	建設予定地において調整池がどの程度の面積を占めることになるか確認するとともに、来年度以降に実施する設計作業の参考とするため
計算結果	必要容量：6,829m ³ 、想定面積：50m×46m=2,300m ² （深さを3mと想定） ※計算内容はP2~P4に後述する。
今後の方針	来年度に放流水路における河川測量を実施し、正確な最小断面積や流路勾配など必要な把握したうえで、設計を進めていく。

○開発区域周辺の流域および流域内の最小比流量の算定

都市計画法に基づく開発行為に関する技術基準編(H22.4)高島市土木交通部都市計画課 および 開発に伴う雨水排水計画基準(案)(H14.4)滋賀県土木交通部河港課

- ・ため池からの流出下流端用水路接続部が最小断面と仮定し、最小比流量を算定する。

<最小断面下流での流入河川>
 1級河川 安曇川 (流域面積 418km²)
 <最小断面より上流の条件>
 最小断面までの集水面積 : 426,470m²(42.6ha)
 最小断面までの河道延長(L) : 1.3km
 最小断面までの流路勾配(I) : 1/16 (地形図等高線より) ⇒ 平均流速(W) : 3.5m/s
 上流端部上の残留域面積(A) : 0.05km²



- ・開発区域隣接の道路に側溝等は設置されていない。



- ・水路の最小断面サイズ : 幅0.5m × 高さ0.3m

○対象流域の50年超過確率流量

・最小断面下流の流入河川は、一級河川安曇川であるので、安曇川の流域面積が5km²以上であることから、年超過確率は1/50を採用する。

(1) 年超過確率と降雨強度 r の算定

$$r = \frac{a}{\sqrt{t - b}} \quad (\text{mm/hr}) \quad \text{ここに } t : \text{洪水到達時間 (分)}$$

河川の種類		年超過確率	a	b	洪水到達時間 t
都市 下水道・ 雨水幹線	流域面積 100ha 未満	1/5	321.0	0.2472	下記(2) のとおり (ただし、 t ≥ 5分 とする。)
	" 100ha 以上	1/10	383.4	0.1246	
普通河川	河川法準用河川	1/10	383.4	0.1246	
	上記以外の河川 (区分は都市下水道 と同じ)	1/5 1/10	321.0 383.4	0.2472 0.1246	
一級河川	流域面積 5km ² 以上	1/50	638.0	0.3590	
	" 5km ² 未満	1/30	523.7	0.4547	
	上記を基本とし、流域等の状況を勘案し河川管理者が指示する。	1/10	383.4	0.1246	

(2) 洪水到達時間 t の算定

$$t = t_a + t_b \quad \text{ここに } t_a : \text{流下時間 (分)} \\ t_b : \text{流入時間 (分)}$$

$$t_a = \frac{L}{W \times 60}$$

I	1/100 以上	1/100 ~ 200	1/200 以下
W	3.5	3.0	2.1

ここに L : 河道延長 (m)
W : 河道の平均流速 (m/s)
I : 流路勾配

t _b	残流域	2 km ² 以上	30分(特に急斜面区域は20分)
		2 km ² 未満	30・√A/√2

ここに A : 残流域の面積 (km²)

$$t_a = 1300 / (3.5 \times 60) = 6.19[\text{分}]$$

$$t_b = 30 \times \sqrt{0.05} / \sqrt{2} = 4.74[\text{分}]$$

$$t = 6.19 + 4.74 = 10.93[\text{分}]$$

$$r = 638 / (\sqrt{10.93 - 0.3590}) = 216.5[\text{mm/hr}]$$

・流域内は、山地と畑、原野が含まれるため、面積比率を1:1として、流出係数は0.65とする。

流出係数

流域形態	流出係数 f
密集市街地 (開発地)	0.9
一般市街地	0.8
畑・原野	0.6
水田	0.7
山地	0.7

$$\text{合理式 } Q_p = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A$$

ここに Q_p : 計画高水流量 (m³/s)

A : 流域面積 (km²)

f : 流出係数

r : 降雨強度 (mm/hr)

・対象流域からの流量は、上式より、以下のとおりとなる。

$$Q_p = 1/3.6 \times 0.65 \times 216.5 \times 0.43 = 16.81[\text{m}^3/\text{s}]$$

○狭小箇所の流下能力

・最小断面(0.6m×0.3m)を1/16勾配で流下すると仮定して、以下のとおりとなる。

$$Q = aV$$

$$V = 1/n \times (a/P)^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$\text{断面積 : } a = 0.5 \times 0.3 = 0.15[\text{m}^2]$$

$$\text{潤辺 : } P = 0.5 + 0.3 \times 2 = 1.1[\text{m}]$$

$$\text{粗度係数 : } n = 0.015 \quad (\text{コンクリート水路})$$

$$\text{流速 : } V = 1/0.015 \times (0.15/1.1)^{2/3} \times (1/16)^{1/2} = 4.42[\text{m/s}]$$

$$Q = 0.15 \times 4.42 = 0.663[\text{m}^3/\text{s}]$$

< Q_p ⇒ 調整池の計画が必要

○比流量

・比流量は、流下能力を流域面積で除した値となる。

$$q = Q/A = 0.663/42.6 = 0.015[\text{m}^3/\text{s}/\text{ha}]$$

○開発区域の許容放流量

第1.1 調整池による洪水調節の原則

調整池は計画規模以下の全ての降雨に対して、開発後、開発区域から流出する洪水のピーク流量が、流末排水河川の流下能力に相応する流量（以下「開発区域の許容放流量」という。）以下となるよう、流量を調節するものとする。

2 開発区域の許容放流量は次式により算出するものとする。

$$Q_c' = q_c \times A$$

ここに Q_c' : 開発区域の許容放流量 (m³/s)

A : 開発区域の面積 (ha)

q_c : 流末排水河川の各狭小箇所iの流下能力から算出される比流量 q_i のうち最小値 (m³/s/ha)

$$q_i = Q_i / A_i$$

q_i : 各狭小箇所iの流下能力から算出される比流量 (m³/s/ha)
 Q_i : 狭小箇所iの流下能力 (m³/s)
 A_i : 狭小箇所iにおける流域面積 (ha)
 i : 各狭小箇所を示す添字 (i = 1 ~ n)

$$Q_c = 0.015 \times 3.71 = 0.055 [m^3/s]$$

○設計貯留容量の算定 (簡便式)

(2) 簡便式

計画規模の降雨強度曲線を用いて次式により求める方法であり、設計貯留容量は任意の継続時間に対して、次式で算定される必要調節容量の最大値とする。

$$V = (r_i - \frac{r_c}{2}) \cdot t_i \cdot f_c \cdot A_c \cdot \frac{1}{6}$$

ここに V : 必要調節容量 (m³)

f_c : 調整池集水域の開発後の流出係数

A_c : 調整池の集水面積 (ha)

r_c : 調整池の許容放流量に対応する降雨強度 (mm/hr)

$$r_c = Q_c \cdot \frac{360}{f_c \cdot A_c}$$

Q_c : 調整池の許容放流量 (m³/s)

r_i : 計画規模の降雨強度曲線上の任意の継続時間 t_i に対応する降雨強度 (mm/hr)

t_i : 任意の継続時間 (min) (ただし、0 ≤ t_i ≤ 6時間とする。)

・調整池の許容放流量に対する降雨強度

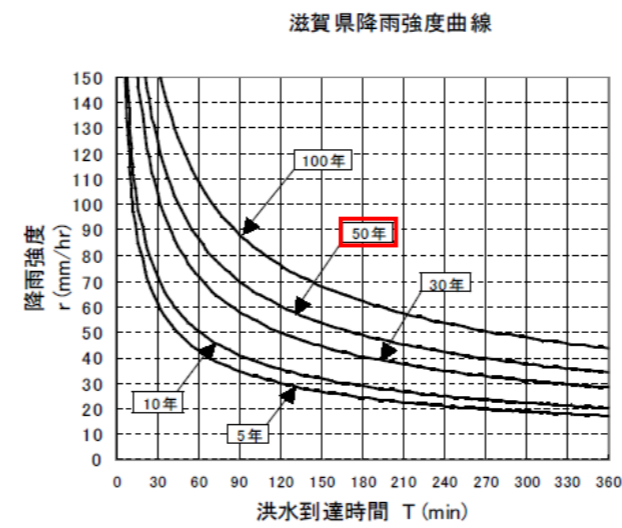
調整池集水域の開発後の流出係数を0.9とすると、降雨強度は以下のとおりとなる。

$$r_c = 0.055 \times 360 / (0.9 \times 3.71) = 5.93 [mm/hr]$$

・任意の継続時間に対して算定される必要調節容量の最大値を求める

$$V_w = 6272.5 [m^3]$$

必要調節容量計算表



$$50 \text{年 } r = \frac{638.0}{T^{0.5} - 0.3590}$$

降雨継続時間 t (min)	降雨強度 r _t (mm/hr)	貯留容量 V _t (m ³)
260.0	40.47	5426.3
270.0	39.69	5518.8
280.0	38.96	5609.3
290.0	38.27	5697.9
300.0	37.61	5784.7
310.0	36.99	5869.9
320.0	36.40	5953.3
330.0	35.83	6035.3
340.0	35.29	6115.7
350.0	34.77	6194.8
360.0	34.27	6272.5

←MAX

・土地造成中の設計堆砂量は、年1回の浚渫を想定して、150m³/ha/年とする。

$$V_s = 150 \times 3.71 = 556.5 [m^3/\text{年}]$$

第1.4 設計堆砂量

設計堆砂量は、土地造成中と土地造成完了後について、それぞれ次表の単位面積当たり設計堆砂量を標準とし、これに調整池の集水面積と堆積年数を乗じて算定するものとする。

	単位面積当たり設計堆砂量 (m ³ /ha/年)	
土地造成中	150	
土地造成完了後	建築物・舗装等が多く、土砂流出がごく少量と考えられる区域	1.5
	張芝等で地表面が保護されるなど土砂流出が少量と考えられる区域	10
	裸地などのため土砂流出が考えられる区域	150

2 設計に用いる堆積年数は、土地造成中においては、施工年数および維持管理の計画により決定するものとし、土地造成完了後においては、維持管理の計画により決定するものとする。ただし、土砂の除去は、土地造成中においては1年に1回程度、土地造成完了後においては5年に1回を原則とする。

3 開発事業者は、将来調整池の管理を他の者に移管する場合、土地造成完了後における堆積年数の設定について、事前にその者の了解を得なければならない。

・設計貯留容量は、必要調節容量と設計堆砂量の和となるので、以下のとおりとなる。

$$V = 6272.5 + 556.5 = 6829 [m^3]$$

$$\text{想定寸法} \Rightarrow 50m \times 46m \times 3m = 6900 [m^3]$$