

・堆積砂量（泥溜）及び合計調整池容量の決定

◆1 調整池Aについて

堆積砂量（泥溜）の算定

堆砂量の算定は林地開発許可申請に従って決定する。

造成中は300m<sup>3</sup>/ha/年とする。

造成後は15m<sup>3</sup>/ha/年とし地表の安定するまでの期間を5年間として算定する。

A流域開発面積 1.054ha

造成中年間堆砂量

300m<sup>3</sup> / ha / 1年 年間堆砂量  
316.200 (m<sup>3</sup>)

造成中においては別途堆砂地を設け調整池へ流入させる。

毎年堆砂土砂を除去する。

開発完了後

15m<sup>3</sup> / ha / 5年 79.050 (m<sup>3</sup>)

上記を開発完了後の、地表が安定するまでの堆砂量とするが、

毎年1回ないし2回、浚渫工事を行う事で、下記を堆砂量として調整池の容量を決定す

15m<sup>3</sup> / ha / 1年 15.810 (m<sup>3</sup>)

別紙調整池容量計算より調整池容量は204m<sup>3</sup>

よって合計調整池容量は

220 (m<sup>3</sup>)

以上となるよう計画する。

◆2 調整池Bについて

堆積砂量（泥溜）の算定

堆砂量の算定は林地開発許可申請に従って決定する。

造成中は300m<sup>3</sup>/ha/年とする。

造成後は15m<sup>3</sup>/ha/年とし地表の安定するまでの期間を5年間として算定する。

B流域開発面積 6.705ha

造成中年間堆砂量

300m<sup>3</sup> / ha / 1年 年間堆砂量  
2011.500 (m<sup>3</sup>)

造成中においては別途堆砂地を設け調整池へ流入させる。

毎年堆砂土砂を除去する。

開発完了後

15m<sup>3</sup> / ha / 5年 502.875 (m<sup>3</sup>)

上記を開発完了後の、地表が安定するまでの堆砂量とするが、

毎年1回ないし2回、浚渫工事を行う事で、下記を堆砂量として調整池の容量を決定す

15m<sup>3</sup> / ha / 1年 100.575 (m<sup>3</sup>)

別紙調整池容量計算より調整池容量は3912m<sup>3</sup>

よって合計調整池容量は

4013 (m<sup>3</sup>)

以上となるよう計画する。

・調整池 A の形状と必要容量との比較

調整 A の詳細を図 4-2-8 に示す。

必要調整池容量 204 m<sup>3</sup> < 計画調整池容量 205.50 m<sup>3</sup>

必要泥溜容量 15.81 m<sup>3</sup> < 計画泥溜容量 19.26 m<sup>3</sup>

必要合計調整池容量 219.81 m<sup>3</sup> < 計画合計調整池容量 224.76 m<sup>3</sup>

調整 A は、位置と周辺環境及び施工後の管理を見込み、掘り込み式とし RC 構造とした。底面はコンクリート打で施工する。

泥溜に堆積した土砂の除去は、南側より重機や人力によって行う。

調整池周辺は自然回復緑地として、自然環境の回復を図る。

調整池よりの放流は通常はオリフィスより放流を行い、計画降雨以上の降雨時は立坑型余水吐きより放流する。立坑型余水吐きは RC 構造とする。

以下余水吐きの計算結果を示す。

余水流量対象降雨強度式は 100 年確率を使用し、その 1.2 倍とした。

2.立坑型余水吐の設計

$$Q = 1/360 \cdot C \cdot I \cdot A$$

A : 集水面積 1.054ha

Q : 洪水流量 (m<sup>3</sup>/sec)

Q' : 洪水流量 (m<sup>3</sup>/sec) × 1.20 (※設計上の洪水流量)

f : 流出係数 0.728

I : 降雨強度 (mm/ha) 100年確率 213.75

Qa=	0.55344	:越流量 (m <sup>3</sup> /sec)
h0=	0.30000	:越流高さ (m) ※HHWL-HWL=0.30mである。
C=	1.8	:流量係数 (通常 1.8)
D=	4.990	:立坑幅 (m)

$$Q = C * D * h^{3/2}$$

$$= 1.451 > 0.55344 \text{ なのでOKである}$$

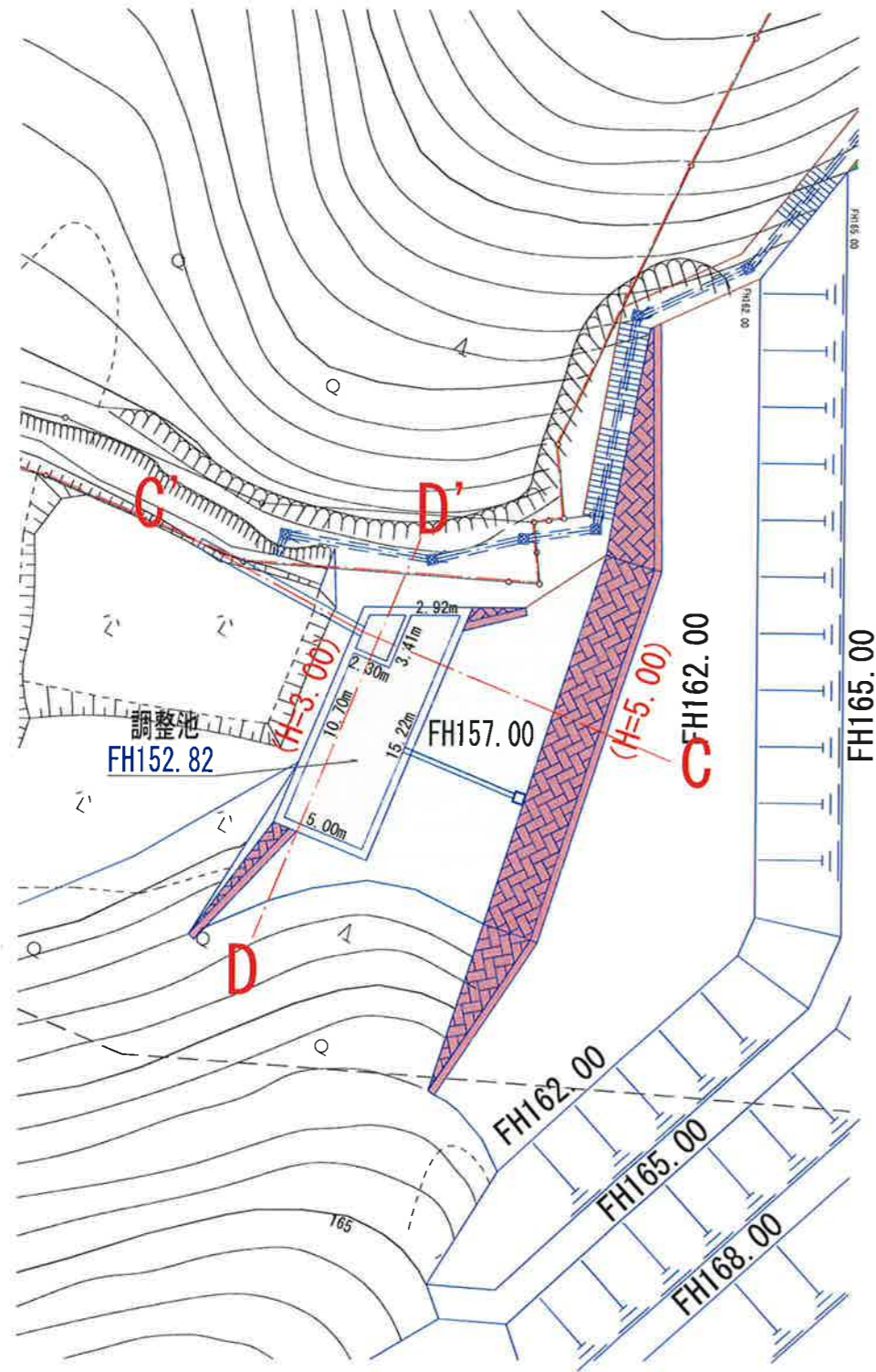
調整池よりの流出管はヒューム管 φ600 で既存水路へ放流する。

・調整池Aの形状と必要容量との比較

計画調整池容量  $64.22\text{m}^2 \times 3.20\text{m} = 205.50\text{m}^3$  > 必要調整池容量  $204\text{m}^3$   
 計画堆積土容量  $64.22\text{m}^2 \times 0.30\text{m} = 19.26\text{m}^3$  > 必要堆積土容量  $15.81\text{m}^3$



調整池A平面図



調整池A断面図

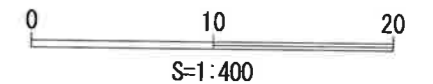
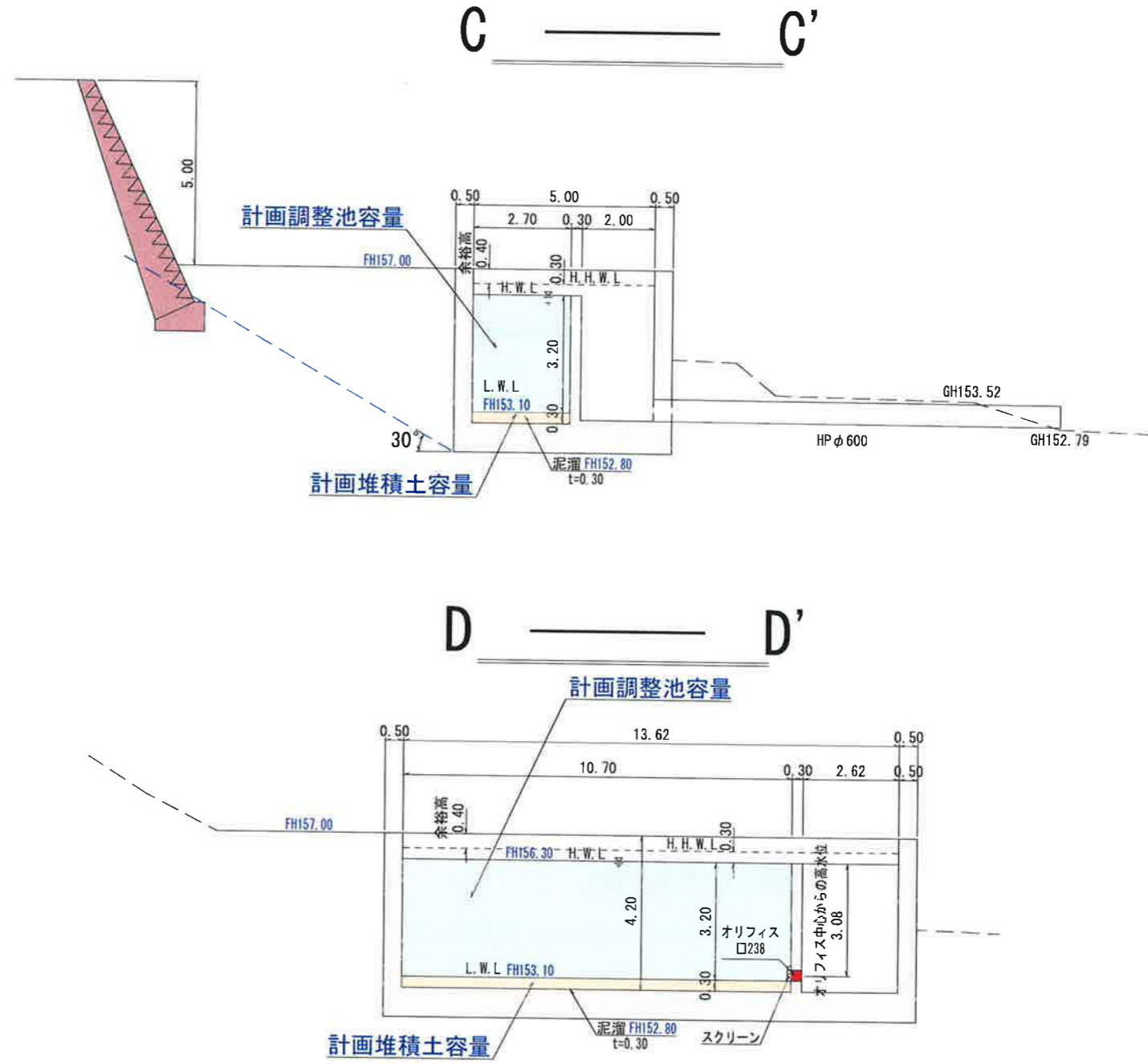


図4-2-8 調整池A平面図・断面図

・調整池Bの形状と必要容量との比較

必要調整池容量 3912 m<sup>3</sup> < 計画調整池容量 3981.81 m<sup>3</sup>

必要泥溜容量 100.57 m<sup>3</sup> < 計画泥溜容量 155.70 m<sup>3</sup>

合計調整池容量 4012.57 m<sup>3</sup> < 計画合計調整池容量 4137.51 m<sup>3</sup>

調整池Bは位置と周辺環境及び用地の面積から掘り込み式とし、周辺を間知ブロック擁壁とRC擁壁で囲った構造とした。底面はコンクリート打で施工する。

泥溜に堆積した土砂の除去の為、調整池上部より底面へ降りる通路を設置する。その通路は周辺の生物が利用できる等の自然環境に配慮を行った。

また調整池上部周辺は植栽緑地とし景観と環境に配慮を行った。

調整池よりの放流は通常はオリフィスより放流を行い、計画降雨以上の降雨時は立坑型余水吐きより放流する。立坑型余水吐きはRC構造とする。

以下余水吐きの計算結果を示す。

余水流量対象降雨強度式は100年確率を使用し、その1.2倍とした。

2.立坑型余水吐の設計

$$Q = 1/360 \cdot C \cdot I \cdot A$$

A : 集水面積 6.705ha

Q : 洪水流量 (m<sup>3</sup>/sec)

Q' : 洪水流量 (m<sup>3</sup>/sec) × 1.20 (※設計上の洪水流量)

f : 流出係数 0.837

I : 降雨強度 (mm/ha) 100年確率 213.75

Qa=	3.71676	: 越流量 (m <sup>3</sup> /sec)
h0=	0.30000	: 越流高さ (m) ※HHWL-HWL=0.30mである。
C=	1.8	: 流量係数 (通常 1.8)
D=	12.900	: 立坑幅 (m)

$$Q = C * D * h^{3/2}$$

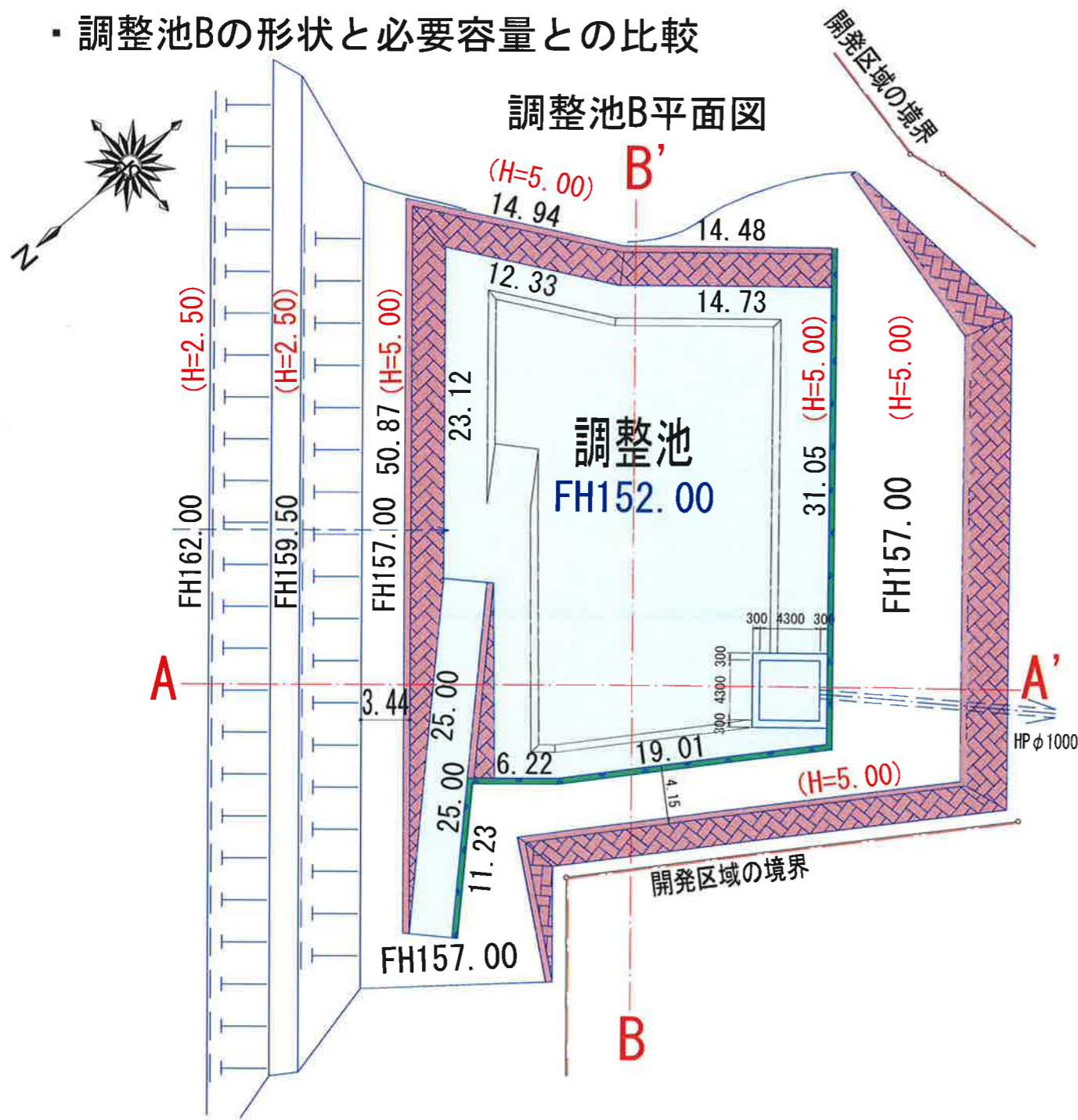
$$= 3.752 > 3.71676 \text{ なのでOKである}$$

調整池よりの流出管はヒューム管φ1000で既存水路へ放流する。

調整池B下流の水路は、現況が水路用地の中に納まっていない為、本事業とは別に用地の交換を行う、その際には水路の改修を行い、事業地よりの放流に耐えうるものとする。  
下流水路の状況と改修位置及び用地の交換箇所を図4-2-7に示す。

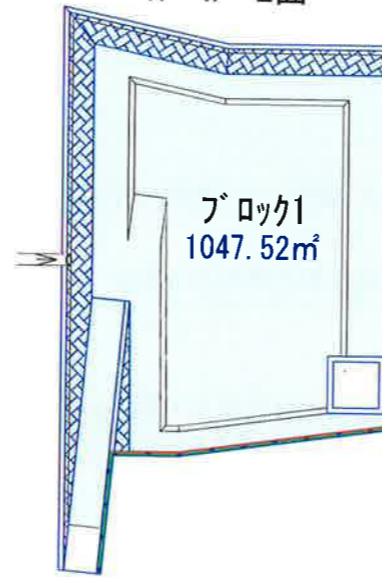
調整池Bの詳細を図4-2-10に示す。

調整池Bの形状と必要容量との比較

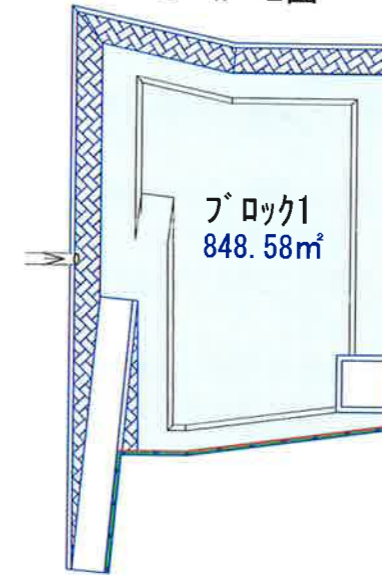


着色力所のCAD上求積による調整池容量の計算

FH156.20水位の面積  
H・W・L面



FH152.00水位の面積  
L・W・L面



計画調整池容量

$$(1047.52\text{m}^2 + 848.58\text{m}^2) / 2 \times 4.20 = 3981.81\text{m}^3$$

計画調整池容量3981.81m<sup>3</sup> > 必要調整池容量3912m<sup>3</sup>

着色力所のCAD上求積による堆積土容量の計算

FH152.00水位の面積  
L・W・L面



FH151.70水位の面積  
池底面



計画堆積土容量

$$(548.78\text{m}^2 + 489.25\text{m}^2) / 2 \times 0.30\text{m} = 155.70\text{m}^3$$

計画堆積土容量155.70m<sup>3</sup> > 必要堆積土容量100.57m<sup>3</sup>

調整池B断面図

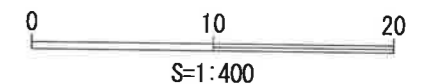
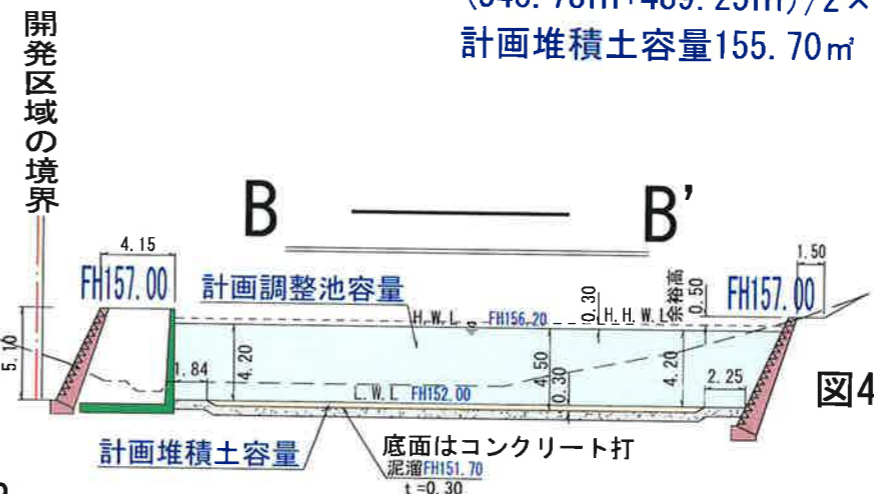
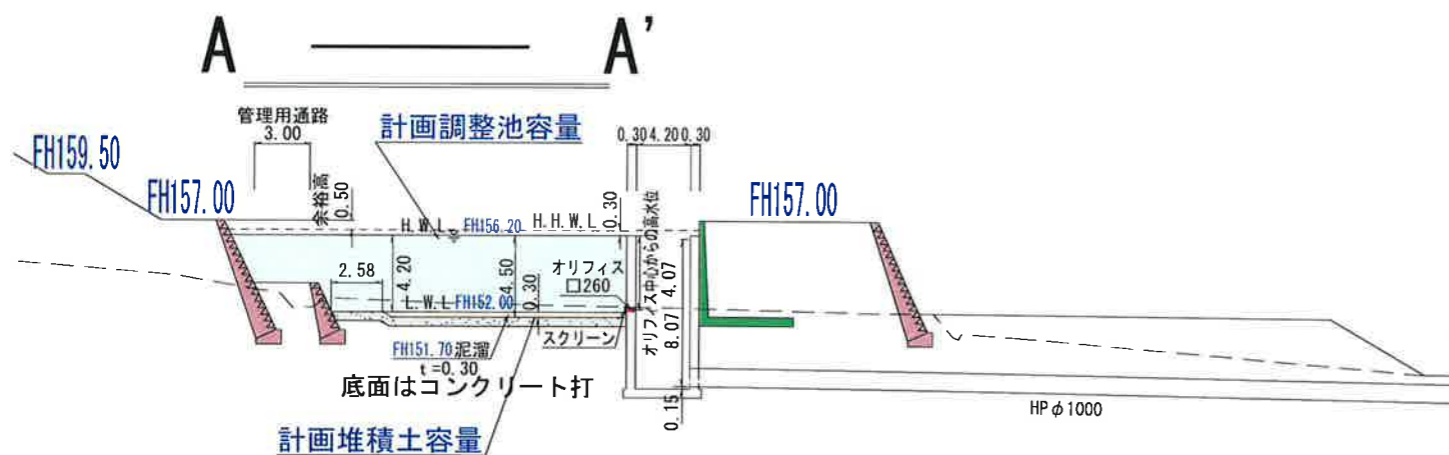
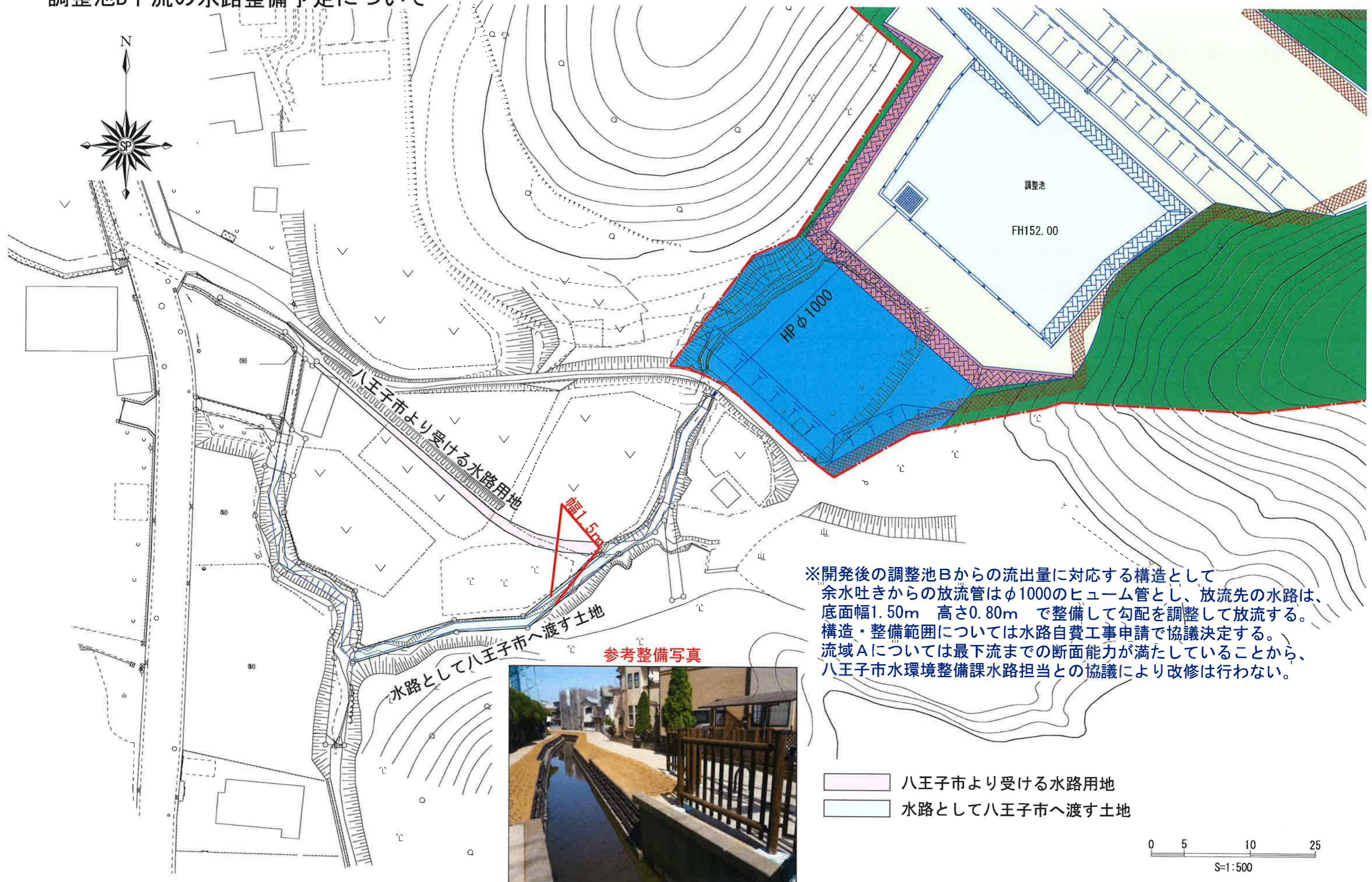


図4-2-9 調整池B平面図・断面図

調整池B下流の水路整備予定について



※開発後の調整池Bからの流出量に対応する構造として  
 余水吐きからの放流管はφ1000のヒューム管とし、放流先の水路は、  
 底面幅1.50m 高さ0.80m で整備して勾配を調整して放流する。  
 構造・整備範囲については水路自費工事申請で協議決定する。  
 流域Aについては最下流までの断面能力が満たしていることから、  
 八王子市水環境整備課水路担当との協議により改修は行わない。

- 八王子市より受ける水路用地
- 水路として八王子市へ渡す土地

0 5 10 25  
 S=1:500

※擬木の利用で整備を行う。  
 4-63

図4-2-10 水路整備予定図

④ 調整池へ誘導する管渠の設計

調整池へ誘導する管渠の勾配及び断面積は、森林法に基づく林地開発許可申請の手引きより、10年に1回の確率で想定される降雨強度式を用いて算出する。

計画雨水量の計算方法は合理式を用いて行う。

合理式  $Q=1/360 \cdot C \cdot I \cdot A$

Q：計画雨水量 (m<sup>3</sup>/sec)

I：降雨強度 (mm/時間)

C：流出係数

A：排水面積 (ha)

流出係数は当該排水区域における降雨量のうち、途中での蒸発浸透などを除いたもので、管渠へ流入する雨水量の割合をいう。

流出係数は土地の利用状況により下記の表の通りとした。

流出係数	土地利用
0.9	資材置場・グラウンド・通路等
0.5	造成法面・植栽緑地
0.3	残留緑地

降雨強度式は森林法の10年に1回の確率で想定される公式を用いた。

10年に1回の降雨強度式

$I=5100/t+25$

I：降雨強度 (mm/時間)

t：流達時間 (10分)

管渠の設計は事業地内を区分けして、各排水面積に対応し且つ集積した雨水排水が可能な断面を選出する。

以降に管渠の断面算出計算書を図4-2-11に排水区画割平面図を示す。

調整池B流入分

番号	面積 (m <sup>2</sup> )	累計面積 (m <sup>2</sup> )	流出係数	降雨強度 (mm/ha)	計画流出量 (m <sup>3</sup> /sec)	累計計画流出量 (m <sup>3</sup> /sec)	排水工 (mm)	形状寸法 (φ/寸)	勾配 (‰)	流速 (m/sec)	流量 (m <sup>3</sup> /sec)	備考
①	3125.74		0.9	145.71	0.114		φ300	15		2.240	0.158	
	1119.12	4244.86	0.5	145.71	0.023	①	φ	#	#	#	#	
②	2539.52		0.9	145.71	0.093		φ450	7		2.041	0.325	
	470.50		0.5	145.71	0.01		#	#	#	#	#	
	3698.92	10953.80	0.3	145.71	0.045	①+②	#	#	#	#	#	
③	1297.44		0.9	145.71	0.047		φ450	9		2.318	0.368	
	135.16		0.5	145.71	0.003		#	#	#	#	#	
	1253.45	13639.85	0.3	145.71	0.015	①+②+③	#	#	#	#	#	
④	9316.57		0.9	145.71	0.339		φ600	9		2.832	0.800	
	5584.79	28541.21	0.3	145.71	0.068	①+②+③+④	#	#	#	#	#	⑨へ流入

⑤	3563.82	3563.82	0.9	145.71	0.13	⑤	φ300	15		2.240	0.158	
⑥	2910.11	6473.93	0.9	145.71	0.106	⑤+⑥	φ400	8		2.011	0.252	
⑧	8428.68	14902.61	0.9	145.71	0.307	⑤+⑥+⑧	φ600	7		2.497	0.706	⑨へ流入

⑨	5257.02		0.5	145.71	0.106		φ900	10		2.905	1.848	
	7805.81	56506.65	0.3	145.71	0.095	①~⑥+⑧+⑨	#	#	#	#	#	
⑩	1104.33		0.9	145.71	0.04		φ900	10		2.429	1.848	
	6256.78		0.5	145.71	0.127		#	#	#	#	#	
	1754.46	65622.22	0.3	145.71	0.021	①~⑥+⑧+⑨+⑩	#	#	#	#	#	調整池Bへ流入

調整池A流入分

番号	面積 (m <sup>2</sup> )	累計面積 (m <sup>2</sup> )	流出係数	降雨強度 (mm/ha)	計画流出量 (m <sup>3</sup> /sec)	累計計画流出量 (m <sup>3</sup> /sec)	排水工 (mm)	形状寸法 (φ/寸)	勾配 (‰)	流速 (m/sec)	流量 (m <sup>3</sup> /sec)	備考
⑦	1811.41	1811.41	0.9	145.71	0.066	⑦	φ250	8		1.429	0.070	
⑩	164.33		0.9	145.71	0.006		φ450	7		2.041	0.325	
	6807.87		0.5	145.71	0.138		#	#	#	#	#	
	2143.37	9115.57	0.3	145.71	0.026	⑦+⑩	#	#	#	#	#	調整池Aへ流入



の排水計算はクッター公式を使用

$Q=1/360 \cdot C \cdot I \cdot A$   $I=5100/T+25$   $T=10$ 分とする

Q：放流量 (m<sup>3</sup>/sec)

C：流出係数 0.90 (施設部) 0.50 (植栽部) 0.30 (残留緑地)

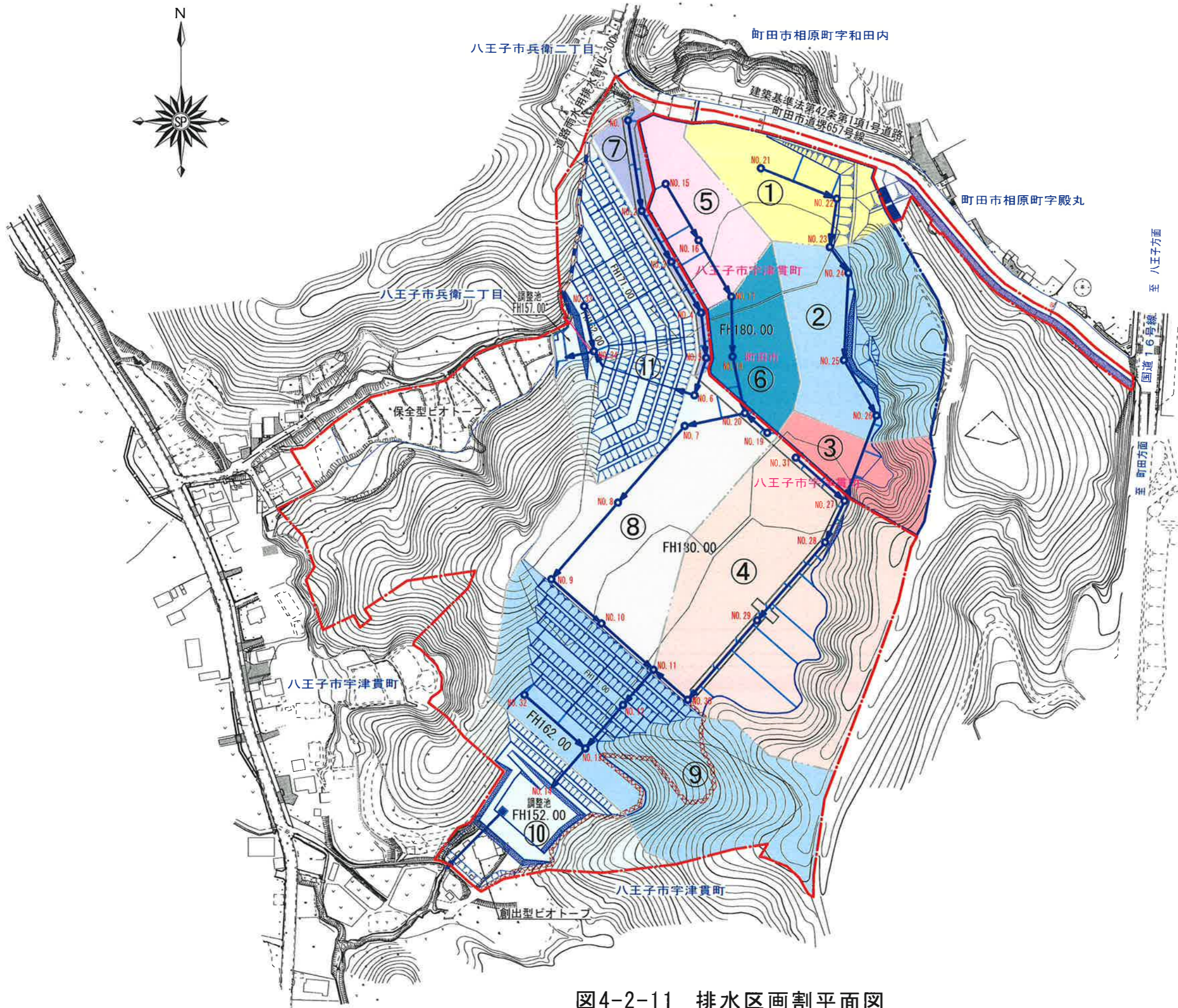
I：降雨強度 (mm/ha)  $Q=1/360 \times C \times 145.71 \times A$

A：集水面積 (m<sup>2</sup>)

管渠の断面算出計算書

(2) 汚水排水計画

・事業地内の汚水は、浄化槽を設けて処理する計画とする。処理水は調整池へ排水する。



集水区域	集水面積 (m <sup>2</sup> )		
	C=0.9	C=0.5	C=0.3
①	3125.74m <sup>2</sup>	1119.12m <sup>2</sup>	
②	2539.52m <sup>2</sup>	470.50m <sup>2</sup>	3698.92m <sup>2</sup>
③	1297.44m <sup>2</sup>	135.16m <sup>2</sup>	1253.45m <sup>2</sup>
④	9316.57m <sup>2</sup>		5584.79m <sup>2</sup>
⑤	3563.82m <sup>2</sup>		
⑥	2910.11m <sup>2</sup>		
⑦	1535.44m <sup>2</sup>		
⑧	8428.68m <sup>2</sup>		
⑨		5257.02m <sup>2</sup>	7805.81m <sup>2</sup>
⑩	1104.33m <sup>2</sup>	6256.78m <sup>2</sup>	1754.46m <sup>2</sup>
⑪	232.40m <sup>2</sup>	7469.00m <sup>2</sup>	1950.27m <sup>2</sup>

凡 例

- 開発区域の境界
- 雨水管 VUφ250からφ450
- 導水管 VUφ200
- 雨水人孔(1号) 内径φ900

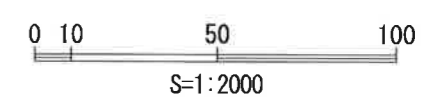


図4-2-11 排水区画割平面図