

第5章 調整池設計

5.1 検討条件

検討条件は既設調整池の考え方に準ずることを基本とし次のとおりとした。

(1) 検討基準

大規模開発行為に伴う調整池等計画のてびき（案）（設置基準編）平成元年3月／新潟県土木部河川課（以下「てびき」と記す）を用いた。

(2) 検討方法と諸元

調整池対象面積及び下流比流量の条件から、「必要調節容量算定表（その1）」によるものとし、算定上の諸元を次のとおりとした。

- 開発後の流出係数 : 0.9
- 降雨強度の適用地域 : 高田（図 5-1）
- 現況土地利用 : 水田
- 開発面積 : 1.36ha（図 5-2）
- 許容比流量 : 1.58m³/s/km²（資料 5-1）
- 堆砂量原単位 : 70m³/ha/年
- 調整池の護岸 : 法面（コスト縮減のため）
- : 既設に同じ

P.18

4-b 洪水調整容量の算定

設計条件

4-b-1) 流域・・・開発区域=2.0 ha (No.1調整池・・・i ha No.2調整池・・・j ha)

4-b-2) 流出係数・・・開発前 水田・・・0.7 (土地改良区域の一部)
開発後 宅地・・・0.9 (開発区域の40%以上の為)

4-b-3) 開発地の現況土地利用・・・水田
開発後の現況土地利用・・・宅地

4-b-4) 対象河川の許容放流量・・・1.58 m³/s/km²

資料 5-1 許容比流量の決定根拠

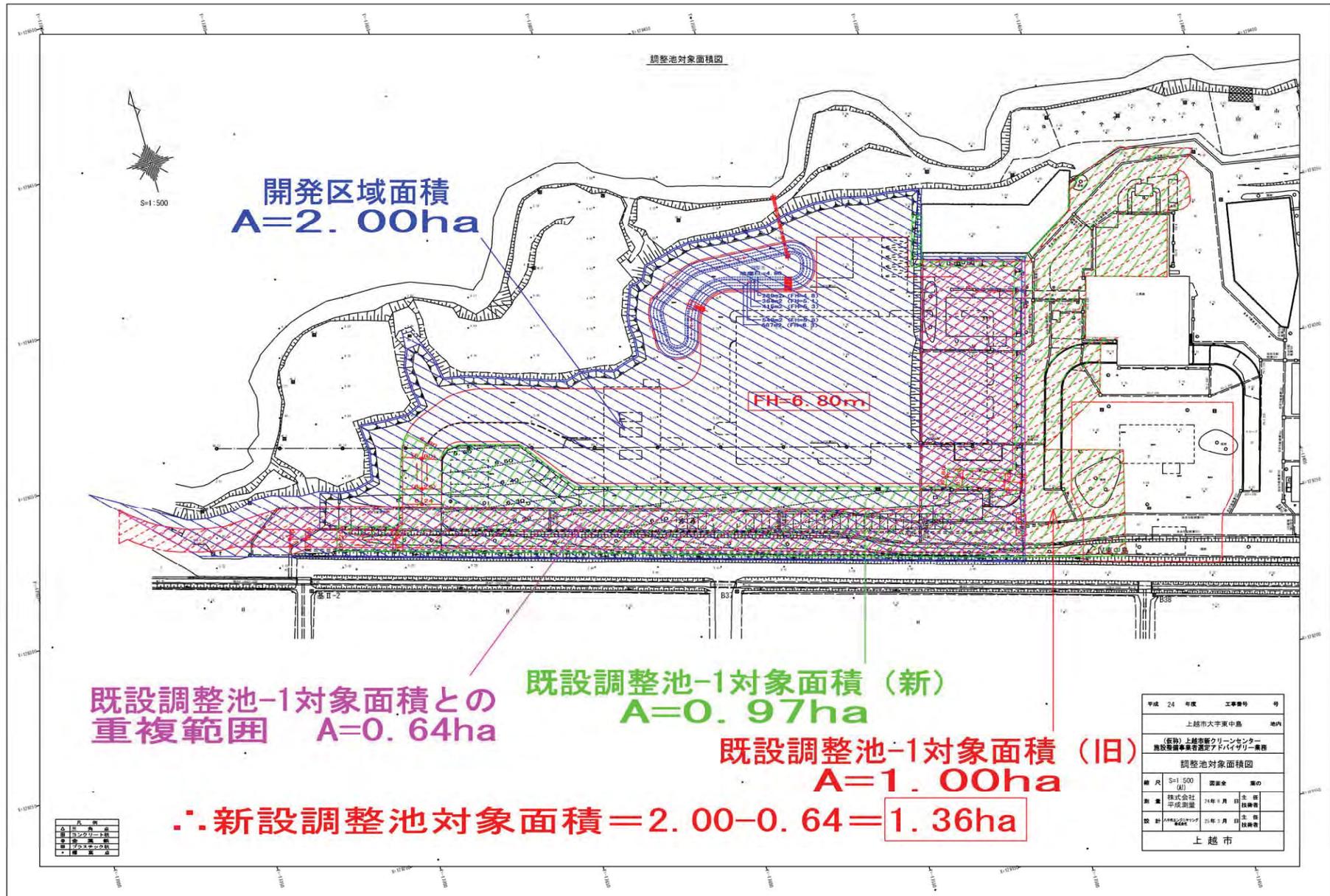


図 5-2 調整池対象面積図

5.2 検討範囲

本検討の範囲を図 5-3 に示す。

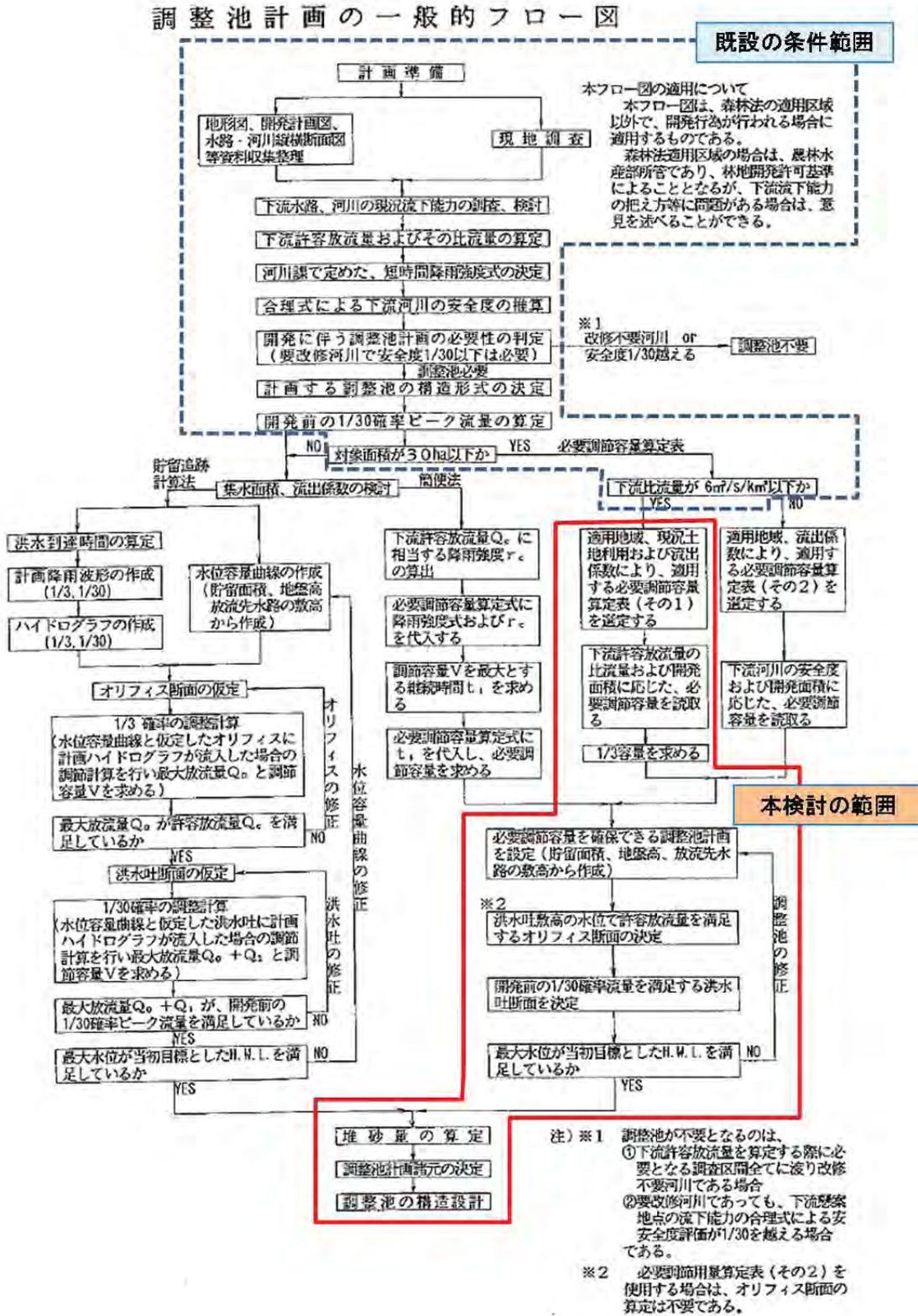


図 5-3 検討範囲¹⁰

¹⁰ てびき p16

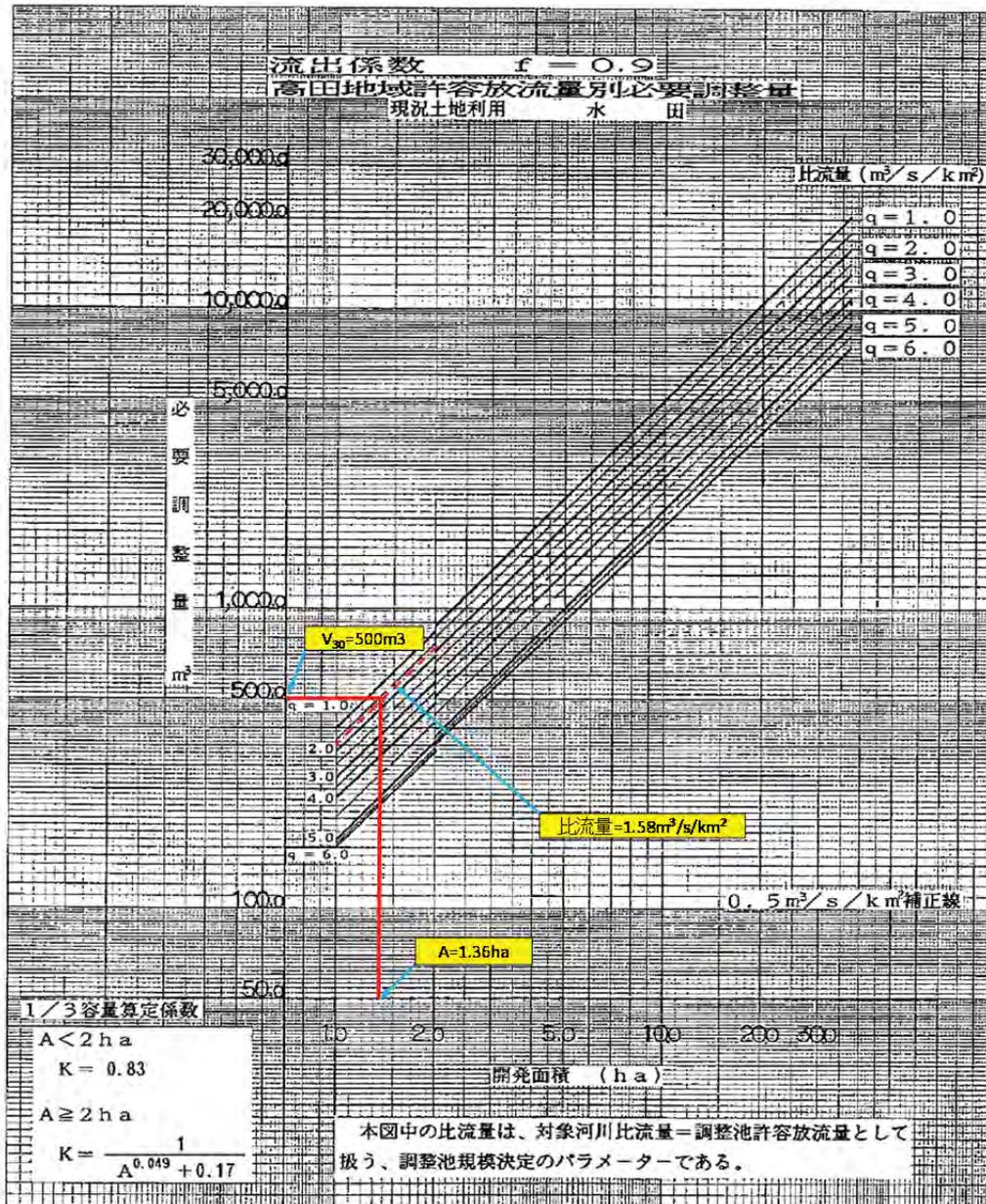
5.3 容量の検討

てびき「必要調節容量算定表（その1）」を用いて容量の検討を行った（図 5-4）。結果は次のとおりである。

- 1/30 確率容量 (V30) : 500m3
- 1/3 確率容量 (V3) : 420m3

必要調節容量: V30

調整池対象面積 = 1.36ha



1/3 確率容量: V3

$$V3 = 0.83 \times 500 = 415 \approx 420 m^3$$

図 5-4 必要調節容量算定表（その1）¹¹

¹¹ てびき p35

5.4 調整池の計画

(1) 配置と形状

計画敷地の条件並びに容量の条件を満足する調整池の形状を次のとおりとした。

【配置】

○河川放流を容易とするため、工場棟北西側の河川近傍箇所とした。

【平面形状】

○上記位置において、道路（舗装）施設範囲外の部分に効果的に配置できる形状とした。

○容量確保及び景観的な印象緩和効果のため屈曲部には単心円を挿入した。

【断面形状】

○コスト縮減化のため、護岸を法面（土羽）とし、その勾配を1:2.0とした。

○勾配1:2.0については一般的な堤防の勾配値である。

○容量及び平面形状との兼ね合いから調整池の全深さは2.0mとした。

○なお、次の理由により調整池の管理用斜路は設けないこととした。

- ・小規模であり護岸も法面であるため、管理時の人的な進入は容易である。
- ・計算上の堆砂量は年96m³（後述）と少ない（舗装面が多いため実際はさらに少ないと考えられる）ため管理そのものの頻度が少ないと考えられる。

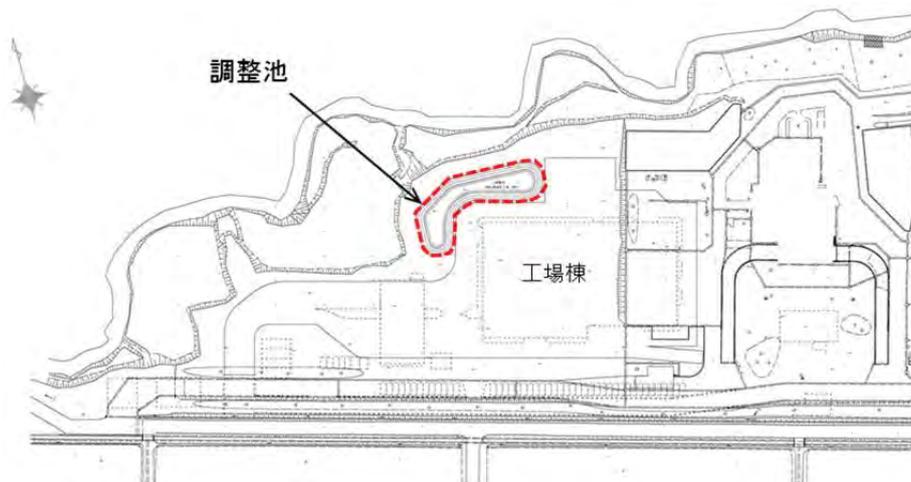


図 5-5 調整池の配置

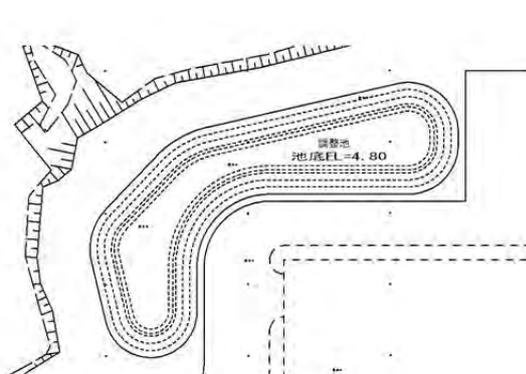


図 5-6 調整池平面形状

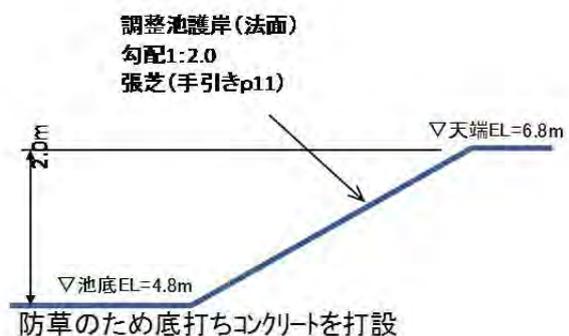


図 5-7 調整池断面形状

(2) 放流設備

放流設備は次の理由により放流塔方式を採用することとした。

- ・近年の小規模調整池において設計・施工事例が多い。
- ・矩形のため施工が容易。
- ・洪水吐を地山に乗せる等の構造上の配慮を要しない。

なお、放流塔は現場打ちコンクリートにて築造するものとする。

(3) 水位と容量

計画した調整池の水位と容量について図 5-8 に示した。

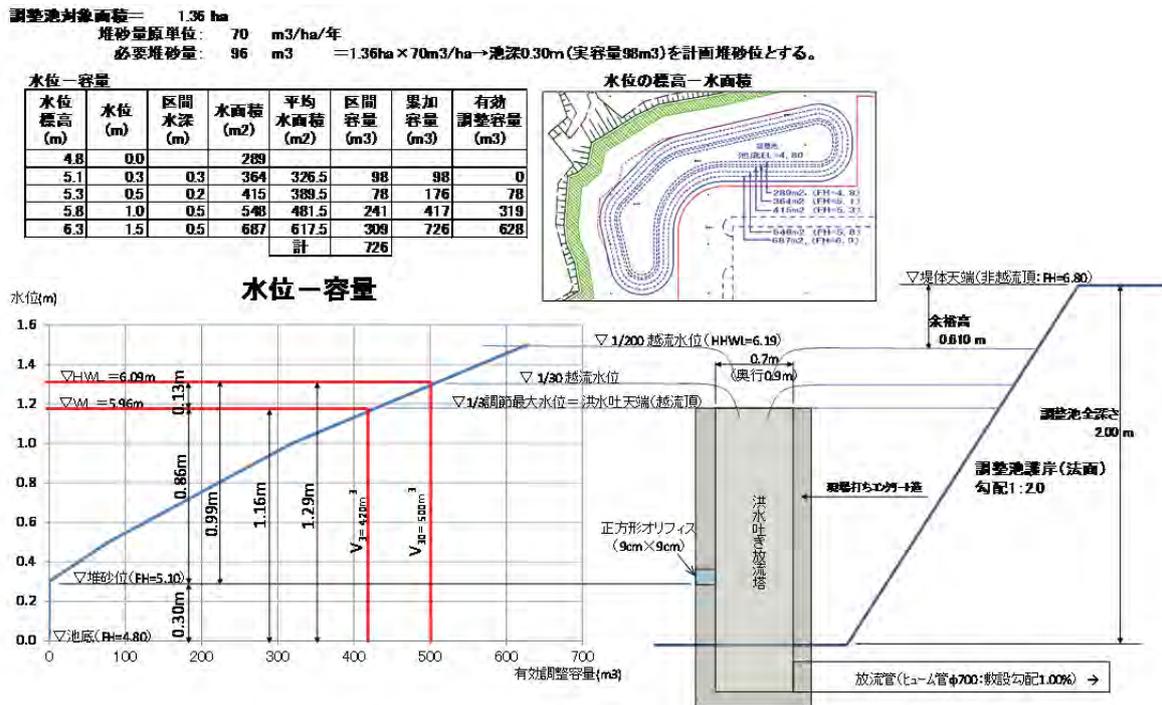


図 5-8 調整池の水位と容量

(4) オリフィスの検討

てびき p9 に基づいてオリフィスを検討する。

II-11 オリフィス放流量

オリフィス放流量は、任意の水頭に対して次式で与えられる。

- 1) $H \leq 1.2D$ $Q_0 = 1.7 \sim 1.8 \cdot B \cdot H^{3/2}$
- 2) $H \geq 1.8D$ $Q_0 = C \cdot B \cdot D \cdot \sqrt{2g(H-D/2)}$
- 3) $1.2D < H < 1.8D$

この間については、 $H=1.2D$ の Q_0 と $H=1.8D$ の Q_0 を用いた直線近似とする。

ここに、C：流量係数で、ベルマウスを有するときは $C=0.85 \sim 0.95$ 、有しないときは $C=0.6$ とする。

B：放流オリフィスの幅 (m)
D：放流オリフィスの高さ (m)
g：重力の加速度 (m/sec^2)

オリフィス放流量については、貯水位が洪水吐敷高となるときにおいて、下流許容放流量に応じた量となり、このときに1/3確率の洪水規模に対応する容量が確保されていなければならない。

許容放流量： $Q_a = \text{許容比流量} \times \text{調整池対象面積}$

$$= 1.58 \times 1.36 \div 100$$

$$= 0.021 m^3/sec$$

オリフィス形状を $0.09m \times 0.09m$ とすると、 $D=0.09$

$$\therefore 1.8D = 1.8 \times 0.09$$

$$= 0.162 < H = 0.86 \quad \dots \text{資料-4 より}$$

$C=0.6$ (ベルマウスを有しない正方形とする。)

よって、2) $H \geq 1.8D$ $Q_0 = C \cdot B \cdot D \cdot \sqrt{2g(H-D/2)}$ 式を用いる。

$$\text{オリフィス流量：} Q_0 = 0.6 \times 0.09 \times 0.09 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.86 - 0.09/2)}$$

$$= 0.019 m^3/sec < Q_a \quad \dots \text{ok}$$

以上より、オリフィスは9cmの正方形とする。

(5) 洪水吐きの検討

てびき p9 に基づいて洪水吐きを検討する。

II-12 洪水吐の放流量

洪水吐放流量は、次式で与えられる。

$$Q_1 = C \cdot L \cdot H^{3/2}$$

ここに、 Q_1 : 洪水吐放流量
 C : 流量係数 (1.8)
 L : 越流幅 (m)
 H : 越流水深 (m)

1) 洪水吐からの放流量については、1/30確率の洪水に対して、開発後のピーク流量の値を開発前流量まで調節しうる断面を有していること。

$$Q_0 + Q_1 = \text{開発前流量 (1/30)}$$

この場合における水位に相当する調節容量が、必要調節容量となる。

1/30 水位時のオリフィス流量 : Q_0

$$Q_0 = 0.6 \times 0.09 \times 0.09 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (0.99 - 0.09/2)}$$

$$= 0.021 \text{ m}^3/\text{sec} \quad \text{※} 0.99 \text{ は図 5-8 より}$$

1/30 の開発前流量 : q

$$q = 1/360 \times f \times r \times A$$

ここに、 f : 開発前の流出係数 (既設に同じ水田として 0.7 とする。)

r : 洪水到達時間内の降雨強度

洪水到達時間は、図 5-9 において防災調節池等技術基準 (案) p9 を運用し、等流流速法と土研式で検討した結果に基づいて 10 分とする。

以上から降雨強度は、てびき p80 より 110.3mm/hr とする。

A : 開発面積 (ha)

降雨強度一覧表 (水田)

T	(単位: mm/h)								
	1/2	1/3	1/5	1/10	1/20	1/30	1/50	1/70	1/100
0:10 (10)	----	65.9	77.4	89.6	102.9	110.3	120.4	127.5	134.6
0:15 (15)	----	52.8	62.4	74.7	87.6	95.0	104.0	111.9	118.8
0:20 (20)	----	45.5	53.9	65.6	77.7	84.7	94.1	100.8	107.4
0:25 (25)	----	40.7	48.2	59.2	70.5	77.2	86.1	92.4	98.6
0:30 (30)	----	37.2	44.2	54.5	65.1	71.4	79.8	85.7	91.6
0:35 (35)	----	34.6	41.0	50.8	60.7	67.7	74.6	80.2	85.8
0:40 (40)	----	32.5	38.5	47.7	57.2	62.8	70.3	75.6	80.8
0:45 (45)	----	30.7	36.5	45.2	54.1	59.5	66.6	71.6	76.6
0:50 (50)	----	29.3	34.7	43.0	51.5	56.6	63.4	68.2	72.9
0:55 (55)	----	28.0	33.2	41.2	49.3	54.1	60.0	65.1	69.7
1: 0 (60)	----	27.0	31.9	39.5	47.3	51.9	58.1	62.4	66.8

てびき p 80

$$\therefore q = 1/360 \times 0.7 \times 110.3 \times 1.36$$

$$= 0.292 \text{ m}^3/\text{sec}$$

よって、洪水吐きの許容放流量 : $q_a = 0.292 - 0.021$

$$= 0.271 \text{ m}^3/\text{sec}$$

越流水深：H=0.13m（資料-4より）

越流幅：L=3.2mとすると、

$$\begin{aligned} \therefore \text{洪水吐き放流量：} Q1 &= 1.8 \times 3.2 \times 0.13^{3/2} \\ &= 0.270 \text{m}^3/\text{sec} < q_a = 0.271 \text{m}^3/\text{sec} \quad \dots \text{ok} \end{aligned}$$

洪水到達時間(tc)の検討

洪水到達時間について防災調節池等技術基準(案)p9に基づき検討する。

(1) 等流流速法

この方法は、洪水到達時間を洪水時の雨水が流域から河道へはいるまでの時間（流入時間 t_1 ）と流量計算地点まで河道を流れ下る時間（流下時間 t_2 ）との和であるとする方法（ $t_c = t_1 + t_2$ とする方法）である。

流入時間に t_1 については、開発前に対しては流域斜面長の長短に応じて30分以内の適切な時間をとる。開発後に対しては一般に下水道計画において使用される5～10分程度をとる。

流下時間については、開発後に対して次式による。

$$t_2 = \frac{1}{3600} \cdot L / V \quad \dots \dots \dots (2.2)$$

ここで、 t_2 ：河道流下時間(hr)、 L ：河道延長(m)、 V ：管路においてはManning式により求めた満管流速、開水路においては計画流量程度の流量に対し、Manning式により求めた流速(m/sec)。

なお、粗度係数に関しては、小さめに見積った方が t_2 は小さめの値に算出される。

(2) 土研式

土木研究所では全国の流出試験地について、到達時間 t_c をまとめたところ次の式をえた。

$$\text{開発後 } t_c = 2.40 \times 10^{-4} (L / \sqrt{S})^{0.7} \quad \dots \dots \dots (2.3)$$

ここで、 t_c ：洪水到達時間(hr)、 L ：河道延長(m)、 S ：河道の勾配である。なお、上式の適用範囲は、 $L \div \sqrt{S} = 4 \times 10^3 \sim 4 \times 10^5$ (m)までである。

これらの式では t_c は降雨ピークから洪水ピークまでの時間の2倍として求めた値である。

--- 防災調節池等技術基準(案)p9

(1) 等流流速法

$$\begin{aligned} L &= 170 \text{ m} && \dots \text{雨水排水施設の最長距離} \\ V &= 0.9 \text{ m/sec} && \dots \text{雨水排水施設の計画流速} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore t_2 &= 1/3600 \times 170 / 0.9 \\ &= 0.052 \text{ hr} \\ &= 3.1 \text{ min} \end{aligned}$$

流入時間： $t_1 = 7$ 分とすると、

$$\begin{aligned} t_c &= t_1 + t_2 \\ &= 7 + 3.1 \\ &= 10.1 \\ &\doteq 10 \text{ 分} \end{aligned}$$

(2) 土研式

$$\begin{aligned} L &= 170 \text{ m} && \dots \text{雨水排水施設の最長距離} \\ S &= 0.2 \% && \dots \text{雨水排水施設の計画管底勾配} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L \div \sqrt{S} &= 170 \div \sqrt{0.002} \\ &= 3,801 \text{ m} \quad \dots \dots 4 \times 10^3 \sim 4 \times 10^5 \text{ のため適用範囲外} \end{aligned}$$

以上より、洪水到達時間は10分とする。

図 5-9 洪水到達時間 (tc) の検討

(6) 放流管の検討

放流管は破堤防止の観点から開発後における異常洪水流量を放流管の 3/4 断面 (7.02 割水深) で流下しうる断面とする。

(4) 放流管路は、放流管設計流量、(計画対象洪水流入時の計画最大放流量)に対して十分な余裕をもった無圧式管路として設計する。放流管には無圧式と圧力式との2種があるが、圧力式では設計・施工および保守管理上の条件が厳しく、入念な配慮が必要であるので、ここでは問題の少ない無圧式管路として設計することとした。このため放流管のみ口は設計洪水流入時の最高水位において設計流量以上の流量が管路内に流入しない構造とし、管路部の流水断面積は、最大値が管路断面積の3/4以下となるように設計する。なお、上記流量条件において、放流管出口が下流水位以下にならないよう出口敷高を設定しなければならない。

無圧式放流管の通水能力は、次式で求められる。

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (3.10)$$

ここに、 Q は流量 (m^3/sec)、 n はマンニングの粗度係数でコンクリート管路では経年変化も考慮し、設計では $n=0.015$ 程度を用いるものとする。

また、 A は流水断面積 (m^2)、 R は径深 (A/P : P は潤辺 (m)) (m)、 I は水路勾配である。

(3.10) 式を円形断面に適用した場合、流水断面積を管路断面積の3/4として変形すれば、次式が得られる。

$$Q = \frac{0.262}{n} \cdot D^{8/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (3.11)$$

ここで、 D は管径 (m) であり、この場合の水深 d は、 $d=0.702D$ である。矩形断面水路では、管路幅を B (m)、水深を h (m) として、

$$Q = \frac{Bh}{n} \cdot \left(\frac{Bh}{B+2h} \right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (3.12)$$

となる。この時には、管路断面高は $H=4h/3$ で与えられる。

・・・防災調節池等技術基準 (案) p92

放流管の設計流量 : q_e

$$q_e = 1/360 \times f \times r \times A \times \alpha$$

ここに、 f : 開発後の流出係数 (0.9)

r : 洪水到達時間内の降雨強度

洪水到達時間は、図 5-9 において防災調節池等技術基準 (案) p9 を運用し、等流流速法と土研式で検討した結果に基づいて 10 分とする。

以上から降雨強度は、てびき p80 より 134.5mm/hr とする。

A : 開発面積 (ha)

α : てびき p10 に基づいてフィルタイプダムの 1/200 確率降雨強度の係数 $\times 1.2$ とする。但し、手引きでは 1/200 確率の降雨強度が無いため、慣用されている 1/200 確率降雨強度 \doteq 1/100 確率降雨強度 $\times 1.2$ とする。よって、 $\alpha=1.2 \times 1.2=1.44$ とする。

2) ダム式 (フィルタイプ) の場合の洪水吐は、1/200 確率または、既往最大流量のいずれか大きいものの 1.2 倍以上の流量を放流しうるものとする。
ただし、コンクリートダムにあっては、「河川砂防技術基準 (案)」等を参考とするものとする。

・・・てびき p10

降雨強度一覧表 (高田)

(単位:MM/H)

T	1/2	1/3	1/5	1/10	1/20	1/30	1/50	1/70	1/100
0:10 (10)	----	65.9	77.4	89.6	102.9	110.3	120.4	127.5	134.5
0:15 (15)	----	52.8	62.4	74.7	87.6	95.0	104.0	111.9	118.8
0:20 (20)	----	45.5	53.9	65.6	77.7	84.7	94.4	100.8	107.4
0:25 (25)	----	40.7	48.2	59.2	70.5	77.2	86.1	92.4	98.6
0:30 (30)	----	37.2	44.2	54.5	65.1	71.4	79.8	85.7	91.6
0:35 (35)	----	34.6	41.0	50.8	60.7	66.7	74.6	80.2	85.8
0:40 (40)	----	32.5	38.5	47.7	57.2	62.8	70.3	75.6	80.8
0:45 (45)	----	30.7	36.5	45.2	54.1	59.5	66.8	71.6	76.6
0:50 (50)	----	29.3	34.7	43.0	51.5	56.6	63.4	68.2	72.9
0:55 (55)	----	28.0	33.2	41.2	49.3	54.1	60.6	65.1	69.7
1: 0 (60)	----	27.0	31.9	39.5	47.3	51.9	58.1	62.4	66.8

・・・てびき p80

$$\therefore q_e = 1/360 \times 0.9 \times 134.5 \times 1.36 \times 1.44$$

$$= 0.659 \text{ m}^3/\text{sec}$$

以上から、表 5-1 に示す放流管の流下能力表に基づいて、放流管を次のとおりとする。

管種：ヒューム管（鉄筋コンクリート管）

管径：φ700

敷設勾配：1.00%

流速：2.696m/sec

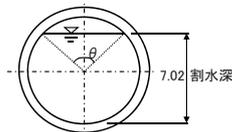
流下能力：0.778m³/sec > q_e = 0.659m³/sec ・ ・ ok

また、洪水吐き（放流塔）については越流幅：L=3.2m とし、ヒューム管（φ700：外径φ816）の接続を考慮して開口内法は900×700の長方形とする。

表 5-1 放流管の流下能力表

放流管の流下能力表

条件
 雨水：ヒューム管
 粗度係数 = 0.013 ...市基準p12
 7.02 割水深 → θ = 132.34 度
 ...市基準p13(満流)



Φ	全断面積 (m ²)	全管径 (m)	有効面積 (m ²)	有効管径 (m)	0.50 %		0.60 %		0.70 %		0.80 %		0.90 %		1.00 %		1.10 %		1.20 %		1.30 %		
					流速-V (m/sec)	流量-Q (m ³ /sec)																	
150	0.0177	0.4712	0.0133	0.2980	0.0446	0.684	0.009	0.749	0.009	0.809	0.010	0.865	0.011	0.918	0.012	0.967	0.012	1.015	0.013	1.060	0.014	1.103	0.014
200	0.0314	0.6283	0.0235	0.3973	0.0591	0.825	0.019	0.904	0.021	0.976	0.022	1.044	0.024	1.107	0.026	1.167	0.027	1.224	0.028	1.279	0.030	1.331	0.031
250	0.0491	0.7854	0.0368	0.4967	0.0741	0.960	0.035	1.051	0.038	1.135	0.041	1.214	0.044	1.287	0.047	1.357	0.049	1.423	0.052	1.487	0.054	1.547	0.056
300	0.0707	0.9425	0.0530	0.5960	0.0889	1.083	0.057	1.187	0.062	1.282	0.067	1.370	0.072	1.454	0.077	1.532	0.081	1.607	0.085	1.678	0.088	1.747	0.092
350	0.0962	1.0996	0.0721	0.6954	0.1037	1.201	0.086	1.315	0.094	1.421	0.102	1.519	0.109	1.611	0.116	1.698	0.122	1.781	0.128	1.860	0.134	1.936	0.139
400	0.1257	1.2566	0.0943	0.7946	0.1187	1.314	0.123	1.439	0.135	1.554	0.146	1.662	0.156	1.763	0.166	1.858	0.175	1.949	0.183	2.035	0.191	2.118	0.199
450	0.1590	1.4137	0.1192	0.8940	0.1333	1.419	0.169	1.555	0.185	1.679	0.200	1.795	0.213	1.904	0.226	2.007	0.239	2.105	0.250	2.199	0.262	2.289	0.272
500	0.1963	1.5708	0.1472	0.9933	0.1482	1.523	0.224	1.669	0.245	1.802	0.265	1.927	0.283	2.044	0.300	2.154	0.317	2.259	0.332	2.360	0.347	2.456	0.361
600	0.2827	1.8850	0.2120	1.1921	0.1778	1.720	0.364	1.884	0.399	2.035	0.431	2.175	0.461	2.307	0.489	2.432	0.515	2.551	0.540	2.664	0.564	2.773	0.587
700	0.3848	2.1991	0.2886	1.3907	0.2075	1.906	0.550	2.088	0.602	2.256	0.651	2.411	0.695	2.558	0.738	2.696	0.778	2.828	0.816	2.953	0.852	3.074	0.887
800	0.5027	2.5133	0.3770	1.5894	0.2372	2.084	0.785	2.283	0.860	2.466	0.929	2.636	0.993	2.796	1.054	2.948	1.111	3.091	1.165	3.229	1.217	3.361	1.267
900	0.6362	2.8274	0.4772	1.7880	0.2669	2.255	1.076	2.470	1.178	2.668	1.273	2.852	1.360	3.025	1.443	3.189	1.521	3.344	1.595	3.493	1.666	3.636	1.735
1,000	0.7854	3.1416	0.5891	1.9867	0.2965	2.419	1.425	2.649	1.560	2.862	1.686	3.059	1.802	3.245	1.911	3.420	2.014	3.587	2.113	3.747	2.207	3.900	2.297

■ : 調整池放流管に使用

(7) 異常洪水水位と堤体標高の照査

ここで、異常洪水流量における水位と堤体標高を照査すると表 5-2 のとおりとなる。

表 5-2 異常洪水水位と堤体標高の照査

堰堤標高6.8m に対する 余裕高(m)	越流水深 (m)	オリフィス流量 (m ³ /sec) ①	洪水吐き流量 (m ³ /sec) ②	①+② (m ³ /sec)
0.612	0.228	0.02197	0.62708	0.649
0.611	0.229	0.02198	0.63121	0.653
0.610	0.230	0.02199	0.63535	0.657
0.609	0.231	0.02201	0.63950	0.662
0.608	0.232	0.02202	0.64366	0.666

よって、てびき p 12 に規定された余裕高：30 以上を十分満足する。

Ⅲ-5 余裕高

余裕高は、原則として30cm以上とする。ただし、周辺の土地利用の状況から支障のないときは、この限りでない。

5.5 検討結果

以上の検討結果を表 5-3 に示す。

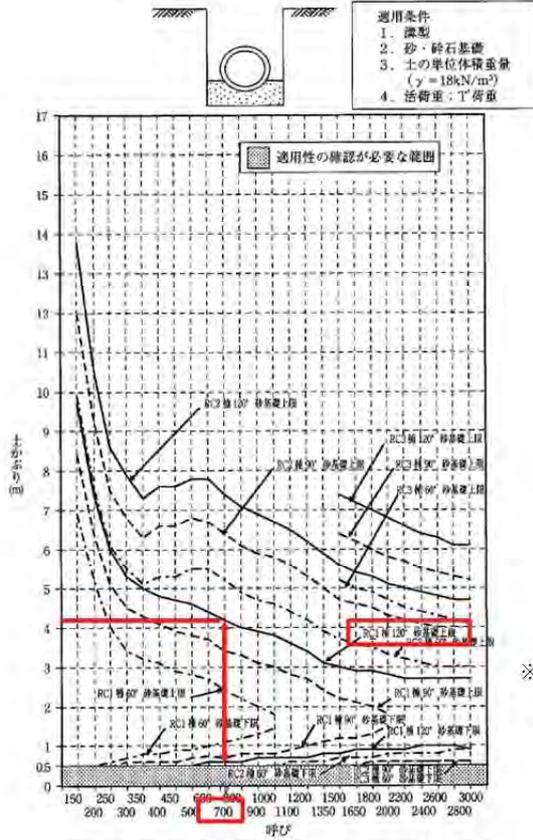
表 5-3 検討結果

項目		単位	検討結果	摘要	
開発面積		ha	1.36		
1/30確率	必要容量:V30	m ³	500	図6-8 参照	
	有効水深	m	0.99	〃	
1/3確率	必要容量:V3	m ³	420	〃	
	有効水深	m	0.86	〃	
堆砂	必要容量:Vs	m ³	96	〃	
	実容量:V	m ³	98	〃	
	実容量堆砂高	m	0.30	〃	
余裕高		m	0.610	〃	
調整池の全深さ		m	2.00	〃	
放流設備	洪水吐き	方式	-	放流塔	
		形状	-	90cm×70cm 長方形	
	オリフィス	型式	-	単純開口 (ヘルマウス無し)	
		形状	-	1辺9cm 正方形	
	放流管	型式	-	ヒューム管 (1種)	図6-10 参照
		形状	-	φ700	

放流管に用いるヒューム管(φ700)の管種

通常、ヒューム管は土被りや掘削条件等により砂基礎やコンクリート基礎等の基礎形式・形状に対応する了承条件から管種が設定される。本計画の放流管の最大土被りは2.65mとなるため、ここでは道路土工-カルパート工指針の許容土被りの図表に基づいて基礎形式と管種を設定する。

下図に基づいて管種は1種(砂基礎相当条件)とする。但し、河川関連の構造物であるため、砂を含む粒状材料での管巻き立ては、水みちを形成する可能性がある。このため、砂に代えて現場発生土のうち良質土で管巻き立て(埋戻し)を行うものとする。



解図 6-18 遠心力鉄筋コンクリート管の基礎形式選定図
(溝型：砂・砕石基礎)

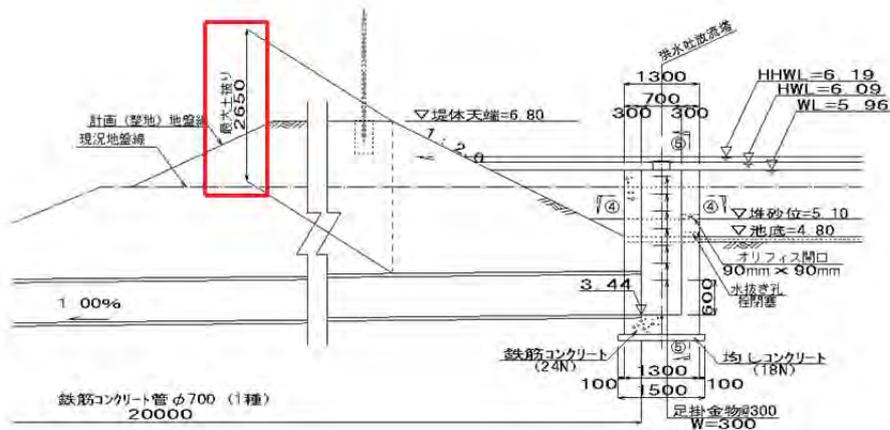


図 5-10 放流管に用いるヒューム管(φ700)の管種