

赤土流出対策の沈砂池設計について

株式会社 沖橋エンジニアリング

大塚 祐治

1. はじめに

沖縄県における赤土流出は、自然環境や景観に与える悪影響として問題になっており、対策の1案として畑地の末端に沈砂池が設置されてきている。赤土対策は、「発生源(畑地)での対策」と「発生源から流出した後の対策」の2つに分かれ、沈砂池は「発生源から流出した後の対策」である。

沈砂池は、文献により広さや深さが決定されるが、赤土が流出した場合の沈砂池内の水位変動は解明されていないのが実状である。本報告は、沈砂池内の水位変動をシュミレーションにより求めたもので、宜野座地区で採用されたものである。本案は、今後の沈砂池設計参考になると思い、以下に報告するものである。

- - 沈砂池設計の課題 - -

洪水が発生している時にすべての赤土流出を防ぐことはできない。

洪水流出後に赤土だけでなく雨水も沈砂池に貯留することになり、雑草が繁茂している沈砂池がある。この雑草が多くなると従来の沈砂池機能(洪水を貯留する機能)が軽減されることになる。

沈砂池の最高水位(堆砂高+堆砂面上水深、下図に示すH)は、砂の沈降理論より把握されているが、この最高水位(一時的に発生する水位)をどのように確保し、洪水が治まった後には沈砂池の水位が降下するような機能を持たせる必要がある。

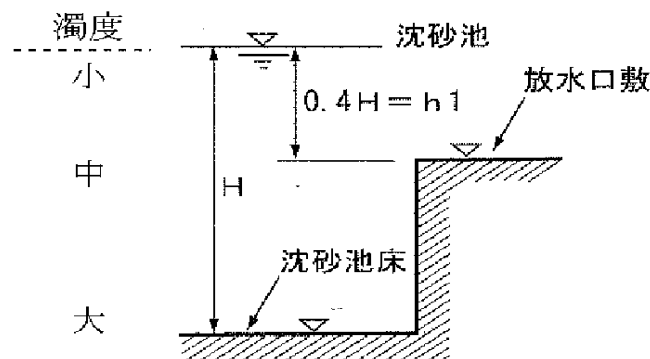


図4.6.6 放流口敷高

- - 課題に対する対策 - -

赤土の粒子は非常に小さいため洪水時の濁水を赤土と水に区分するには、すべての洪水を一次的に貯留させるような沈砂池が必要となる。この要求を満足させるには非常に大きな沈砂池が必要となる。よって、本案では「洪水発生中は赤土の流出を許し、洪水の流出がなくなった(雨が止んだ)場合に速やかに赤土流出がなくなるような沈砂池構造とする。雨が止んだあとには沈砂池の中に赤土と水が混在する。この時間が長くなると雑草が繁茂することになる。よって、雨が止んだあとには貯流水を速やかに堤外へ放出させる構造とする。

沈砂池内の水位を保つには、沈砂池の中敷フトン籠の形状を工夫(流入 = 貯留 + 流出となるように工夫)することにより可能となる。

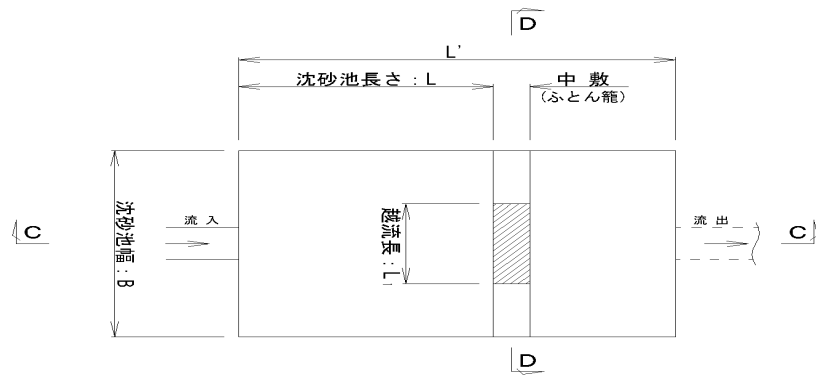
- - 対策案と設計例 - -

沈砂池の基本的な数値（池の面積や確保水深）は決定されているものとする。設計例では、池の面積240m²、確保水深0.8m、設計対象洪水10年確率とする。

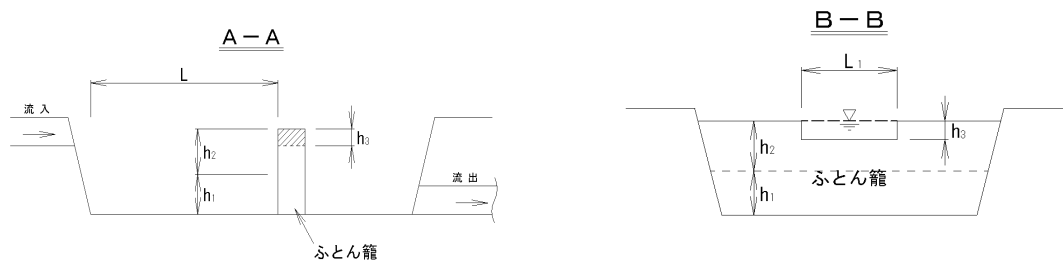
沈砂池の下流側にフトン籠を設ける。フトン籠の高さは沈砂池の確保水深（堆砂深と堆砂面上の水深を加えた高さ）とする。設計例では0.8m（フトン籠2段）とする。

フトン籠の前面にシートないしは透水コンクリートを設置する。設計例ではシートとし、これからの流出を 10^{-2} cm/sとして流出量を求める。部分的に設置しない箇所を設ける。

設計例では設置しない部分を幅3.5m、フトン籠天端からの高さ0.3mとする。



沈砂池平面図



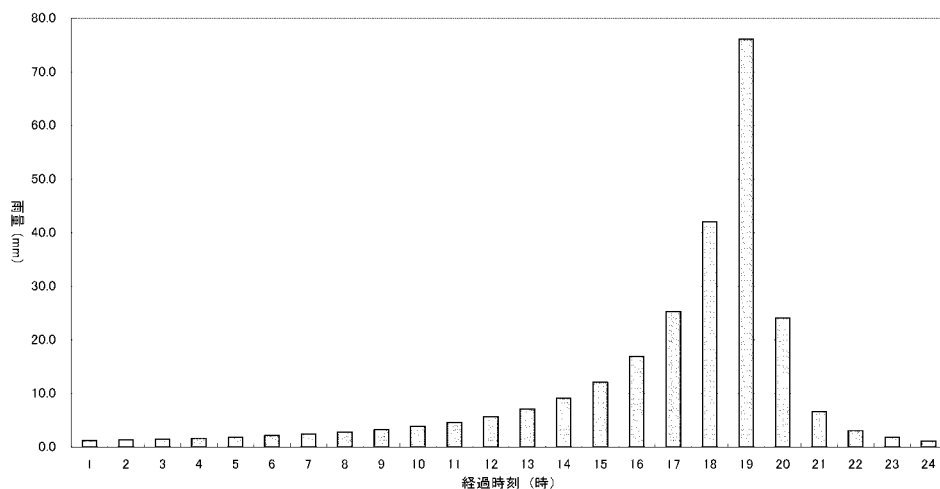
上記で決定した沈砂池で水位がどこまで上昇するかのシュミレーションにより沈砂池の最高水深が確保水位に一致するかを検証する。一致しない場合はシートを設置しない部分の形状を変更する。

確保水位を過ぎた後に水位が下降する時間を把握する。設計例では5時間後には、シートを設置しない部分より下側に水位が下降することになる。また、9日間で沈砂池の貯留水が流出することになる。

2. 設計方針と結果

- 設計方針 -

設計は10年確率の降雨分布を把握し、流域面積と流出率を乗じて流入量とする。



の流入量を沈砂池の貯留量と沈砂池からの流出量に分ける。

で求めた貯流量の最高水位が確保水位と一致ないしは確保水位以下であるかの確認を行う。

の値が確保水位を超える場合はシートを設置しない部分の形状を変更して再度からの計算を行う。

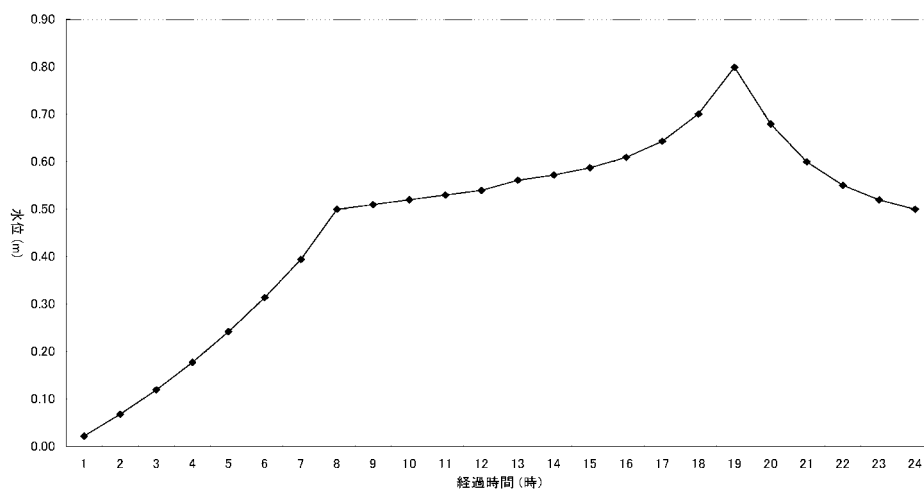
上記の流入量の計算を4-1項に添付し、貯留量の計算を4-2項に添付する。また、沈砂池からの貯流量の流出に要する日数の把握を4-3項で行う。これにより次の結果を得た。

- 検討結果 -

シートを設置しない部分の断面を3.5m×0.3mとした場合に沈砂池の最高水位が確保水位となる。

洪水がピークに達してから5時間後には赤土の流出を抑えることができるようになった。

洪水が発生してから9日後には、沈砂池の貯流水を排除することができた。



3. 考察

今回の検討では洪水のピークから5時間後に赤土の流出を抑えることができたが、降雨パターンが本検討以外のものであれば、要する時間が短くなったり長くなったりする。また、今回10年確率の洪水としたが確率年が変わると要する時間も変わってくることになる。

本検討では沈砂池下流のフトン籠にシートを設置する部分と設置しない部分に分けた。これは設置した部分が洪水を積極的に貯留し、設置していない部分は洪水を沈砂池外へ放出するものである。このシートを今回の検討では $1.0 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ の透水係数で検討した。これは、シートの特性より決定される数値である。この係数 $1.0 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ は比較的透水性の良いものと考えていたが、沈砂池の貯流水を排除するのに9日を要したことを考えると、この透水係数は難透水であることが解った。よって、この材料(透水性係数)を変えることにより排除日数を変更できることが解った。

今回の検討は以上の報告(シュミレーション)で決定したものである。よって、今回実施されるG地区の結果を加味して今後の沈砂池設計へ反映されていくことが望まれる。



中敷フトン籠の断面図

4 . 設計資料

4 - 1 . 流入量波形

降雨波形は、防災ダム計画の計画降雨として採用される後方山形を採用する（降雨のピークが全体の8割の位置にある「後方8割」とする）。

貯水高の検討は日雨量を対象とすることより、解析では日雨量と1時間雨量を用いて降雨波形を決定する。また、特性係数式は地域に関係なくタルボット式となる（応用水文統計学より）。

雨量資料は名護の10年確率とした。

$$10\text{年確率日雨量 } R_{10}^{24} = 257.6 \text{ mm/日}$$

$$10\text{年確率時間雨量 } R_{10}^1 = 76.1 \text{ mm/hr}$$

1). 長時間降雨強度式

特性係数值 ${}_2^1$

$${}_2^1 = \frac{24 \times R_{10}^1}{R_{10}^{24}} = \frac{24 \times 76.1}{257.6} = 7.090$$

特性係数式 ${}_2^t$

$${}_2^t = \frac{a}{t + b} \quad \text{タルボット式}$$

t = 時間

a, b = 係数

係数a,bは、t = 24のとき ${}_2^{24} = 1.00$, t = 1のとき ${}_2^1 = 7.090$ となる性格を持つことを利用して把握する。

$${}_2^{24} = \frac{a}{24 + b} = 1.0 \Rightarrow a = 24 + b \quad \dots (1)$$

$${}_2^1 = \frac{a}{1 + b} = 7.090 \Rightarrow a = 7.090 + 7.090 b \quad \dots (2)$$

(1), (2)式より

$$b = \frac{24 - 7.090}{7.090 - 1} = 2.777$$

(1)式より

$$a = 24 + 2.777 = 26.777$$

特性係数式 ${}_2^t$ は、次のとおりとなる。

$${}_2^t = \frac{26.777}{t + 2.777}$$

長時間降雨強度式 I_2^t

$$\begin{aligned} I_2^t &= {}_2^t \times R_2^{24} \\ &= \frac{26.777}{t + 2.777} \times 257.6 = \frac{6,897.8}{t + 2.777} \end{aligned}$$

2).降雨ハイエトグラフの作成

- - - ピーク前の降雨強度 I - - -

$$I = a \times b \times r^2 \times \left(\frac{1}{t_1 + b \times r} - \frac{1}{t_2 + b \times r} \right)$$

a, b : 長時間降雨強度式の係数

$$a = 6,897.8 \quad b = 2.777$$

r : ピーク時の位置 (後方 8 割の場合 $r = 0.8$)

t_1 : 降雨強度を求める時の初めの時刻 0, 0.8, 1.8, 2.8 . . . , 17.8

t_2 : " 終わりの時刻 0.8, 1.8, 2.8, 3.8 . . . , 18.8

$$a \times b \times r^2 = 6,897.8 \times 2.777 \times 0.8^2 = 12,259.3$$

$$b \times r = 2.777 \times 0.8 = 2.222$$

上記より降雨強度式は次のとおりとなる。

$$I = 12,259.3 \times \left(\frac{1}{t_1 + 2.222} - \frac{1}{t_2 + 2.222} \right)$$

$t_1 = 0, t_2 = 0.8$ の場合

$$I = 12,259.3 \times \left(\frac{1}{0 + 2.222} - \frac{1}{0.8 + 2.222} \right) = 1,460.6$$

時間雨量

$$r = \frac{1,460.6}{24} = 60.86 \text{ (mm/hr)}$$

$t_1 = 0.8, t_2 = 1.8$ の場合

$$I = 12,259.3 \times \left(\frac{1}{0.8 + 2.222} - \frac{1}{1.8 + 2.222} \right) = 1,008.6$$

時間雨量

$$r = \frac{1,008.6}{24} = 42.03 \text{ (mm/hr)}$$

- - - ピーク後の降雨強度 I - - -

$$I = a \cdot b \cdot (1 - r)^2 \left(\frac{1}{t_1 + b \cdot (1 - r)} - \frac{1}{t_2 + b \cdot (1 - r)} \right)$$

係数はピーク前に同じ。ただし、 t_1, t_2 は次のとおりとなる。

t_1 : 降雨強度を求める時の初めの時刻 0, 0.2, 1.2, 2.2, 3.2, 4.2

t_2 : " 終わりの時刻 0.2, 1.2, 2.2, 3.2, 4.2, 5.2

$$a \cdot b \cdot (1 - r)^2 = 6,897.8 \times 2.777 \times (1 - 0.80)^2 = 766.2$$

$$b \cdot (1 - r) = 2.777 \times (1 - 0.80) = 0.555$$

上記より降雨強度式は次のとおりとなる

$$I = 766.2 \times \left(\frac{1}{t_1 + 0.555} - \frac{1}{t_2 + 0.555} \right)$$

$t_1 = 0, t_2 = 0.2$ の場合

$$I = 766.2 \times \left(\frac{1}{0 + 0.555} - \frac{1}{0.2 + 0.555} \right) = 365.7$$

時間雨量

$$r = \frac{365.7}{24} = 15.24 \text{ (mm/hr)}$$

ピーク前の時間雨量 60.86 (mm/hr) に 15.24 を加えて 76.1 (mm/hr) となる。

これは、確率計算結果の10年確率の時間雨量値と一致するものであり、
 本法の算定が妥当であることの証明ともなる。

$$r = 60.86 + 15.24 = 76.1 \quad (\text{mm/hr})$$

$t_1 = 0.2, t_2 = 1.2$ の場合

$$I = 766.2 \times \left(\frac{1}{0.2 + 0.555} - \frac{1}{1.2 + 0.555} \right) = 578.3$$

時間雨量

$$r = \frac{578.3}{24} = 24.10 \quad (\text{mm/hr})$$

以下、同様な算定で降雨分布を表1-2で算定する(結果を図1-2に添付)。

表1-2・ハイエトグラフの作成表

時刻	ピーク前の時間		ピーク後の時間		降雨強度 (mm/24hr)	時間雨量 (mm/hr)
	t_1	～ t_2	t_1	～ t_2		
1	17.8	～ 18.8			29.13	1.2
2	16.8	～ 17.8			32.19	1.3
3	15.8	～ 16.8			35.76	1.5
4	14.8	～ 15.8			39.96	1.7
5	13.8	～ 14.8			44.95	1.9
6	12.8	～ 13.8			50.94	2.1
7	11.8	～ 12.8			58.20	2.4
8	10.8	～ 11.8			67.14	2.8
9	9.8	～ 10.8			78.31	3.3
10	8.8	～ 9.8			92.52	3.9
11	7.8	～ 8.8			110.98	4.6
12	6.8	～ 7.8			135.58	5.6
13	5.8	～ 6.8			169.39	7.1
14	4.8	～ 5.8			217.63	9.1
15	3.8	～ 4.8			289.91	12.1
16	2.8	～ 3.8			405.37	16.9
17	1.8	～ 2.8			606.94	25.3
18	0.8	～ 1.8			1008.62	42.0
19	0.0	～ 0.8			1460.55	76.1
			0	～ 0.2	365.71	
20			0.2	～ 1.2	578.25	24.1
21			1.2	～ 2.2	158.47	6.6
22			2.2	～ 3.2	74.06	3.1
23			3.2	～ 4.2	42.91	1.8
24			4.2	～ 5.2	28.00	1.2
計						257.6

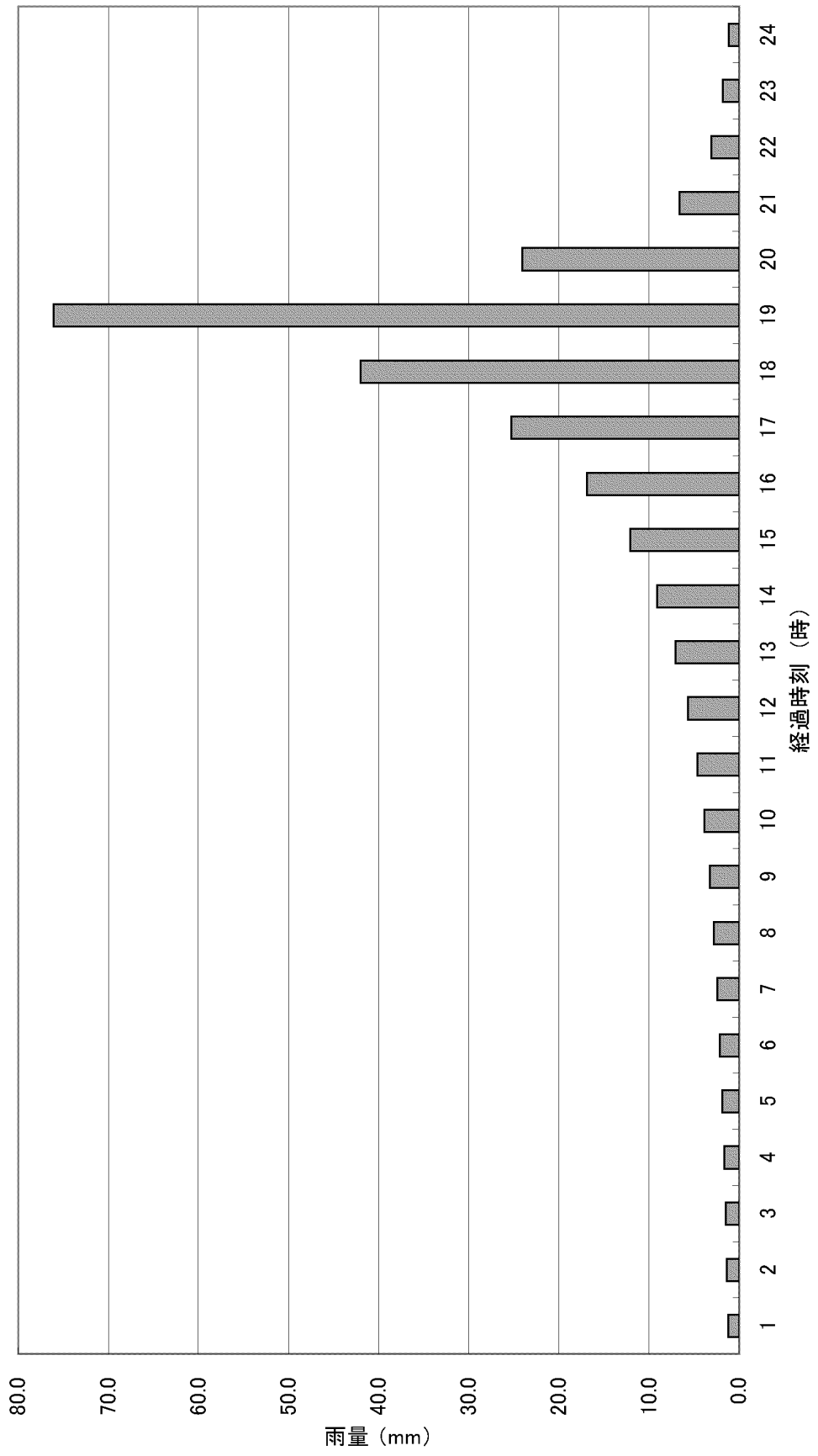
降雨強度

ピーク前 $12259.3 \times \{1/(t_1 + 2.222) - 1/(t_2 + 2.222)\}$

ピーク後 $766.2 \times \{1/(t_1 + 0.555) - 1/(t_2 + 0.555)\}$

時間雨量 = 降雨強度 / 24

图1-2. 降雨分布



3) 流量波形 (ハイドログラフ)

流出量は、洪水到達時間が短い (10分) ため、1 時間に降った雨がその時間以内で流出してしまふものと考えて算出する (下記)。

流出量

$$Q = r \times A \times 10 \times f \quad \text{m}^3$$

Q : 流出量 (m³) , A : 流域面積 A = 1.65 ha
f : 流出率 f = 0.54

時間単位の流出量 (m³)

時間	雨量	流出量
	mm	m ³
1	1.2	10.7
2	1.3	11.6
3	1.5	13.4
4	1.7	15.1
5	1.9	16.9
6	2.1	18.7
7	2.4	21.4
8	2.8	24.9
9	3.3	29.4
10	3.9	34.7
11	4.6	41.0
12	5.6	49.9
13	7.1	63.3
14	9.1	81.1
15	12.1	107.8
16	16.9	150.6
17	25.3	225.4
18	42.0	374.2
19	76.1	678.1
20	24.1	214.7
21	6.6	58.8
22	3.1	27.6
23	1.8	16.0
24	1.2	10.7

4 - 2 . 沈砂池の最高水位

無設置部分の大きさは、幅Bを大きく採れば高さHは小さくなる。ここでは、高さHを沈砂池水深（確保水深）H1の0.4H1以内となるように決定し、幅Bは、任意の値として試算（洪水時10年確率洪水量が沈砂池に流入しても確保水深以上とならないような収支計算による試算）により決定する。試算は表1-3で行う。

1) .シート部からの流出量

シート部からの流出量は砂防堰堤幅（新規沈砂池においては中式フトン籠の幅）に水深とシートの透水係数（ $1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ ）を乗じたもので把握される。

$$Q = B \times h \times S \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

B：砂防堰堤幅（新規沈砂池フトン籠幅）6.0（m） h：沈砂池水深（m）

S：透水シートの透水係数（ $1 \times 10^{-2} \text{cm/s} = 1 \times 10^{-4} \text{m/s}$ ）

2) .シート無設置部からの流出量

シートを設置しない部分からの流出量は次のように把握する。

透水シートを設置しない部分の幅Bを仮定する。

流出する水深を限界水深として水深dを求める。

$$d = 0.467 \times (Q / B)^{2/3} \quad Q ; \text{流出量} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

流出する量Qは で求めた値にフトン籠の空隙率（10%）を乗じた量とする。

フトン籠で流出を阻害されるため流出量はQ1の10%（*）とする。

* カゴマットの中詰容積使用量は全容積の90%（土木工事積算標準積算基準書（河川道路備） -2- -2）より、流出量を10%とした。

3) .沈砂池の貯水量V

$$V = A \times h$$

A：沈砂池の面積240m² h：沈砂池の水深m

4) .沈砂池からの流出量Qout

沈砂池の水深hが確保水深H1を超えない幅B1が求める値である。収支計算は次による。

$$Q_{in} = Q_{out} + V$$

Q_{in}：流入量 Q_{out}：流出量 V：貯留量

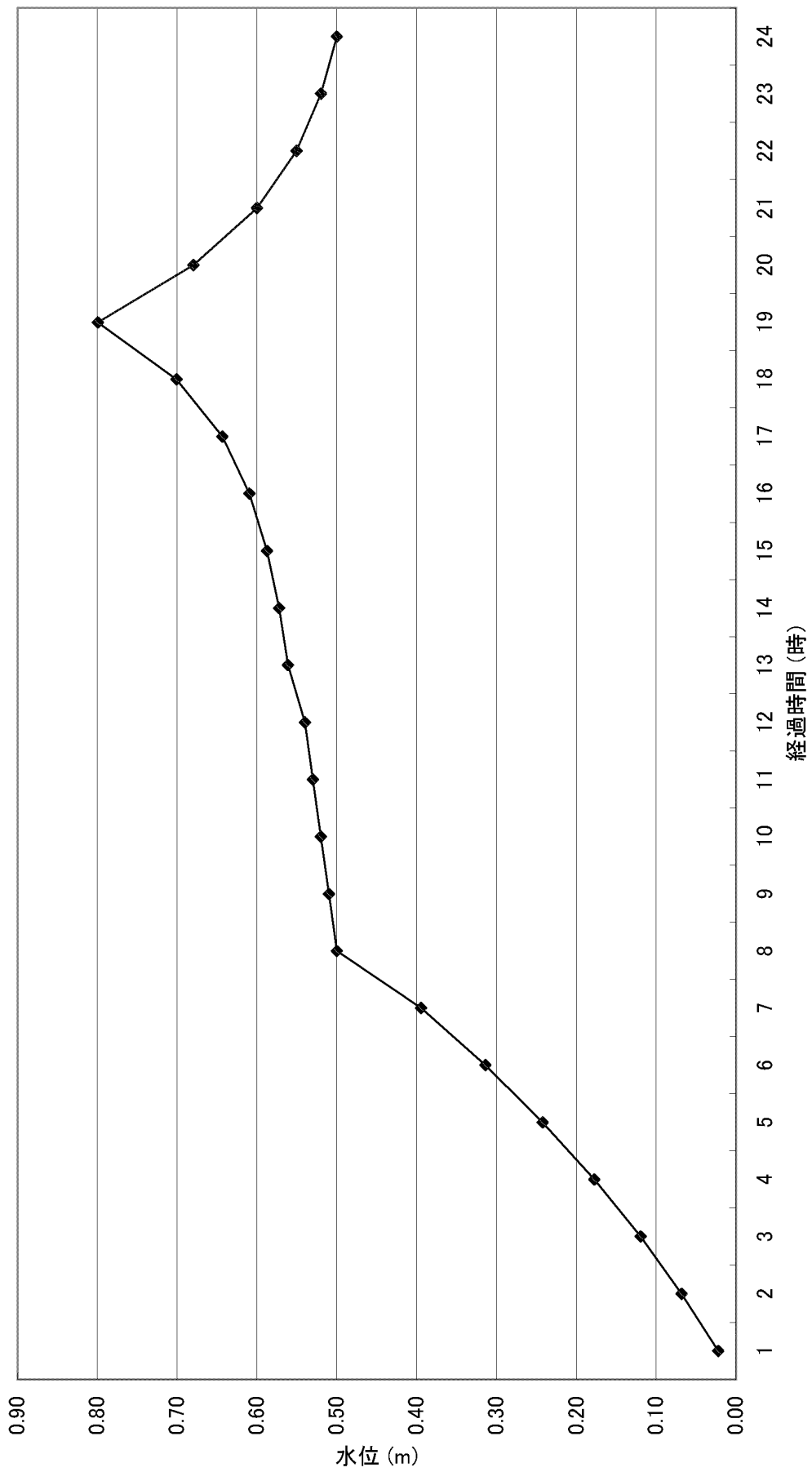
計算は、表1 - 3で行う。その結果B1=3.5mを得る。

表1-3 (3) 1号新規沈砂池潤節計算表 (透水シート無設置幅 B= 3.5 m)

時刻 t	流入量 I(t) (m ³ /s)	平均流入量 0.0+I(t+0)/2 (m ³ /s)	貯水深 h(t) (m)	貯水量 C(t) (m ³)	区間貯水量 C(t+Δt)-C(t) (m ³)	流出量 Q(t)				平均流出量 0.0+Q(t+0)/2 (m ³ /s)	貯留+流出 C+0 (m ³)	
						透水シート部 0.50 m以下 (m ³ /s)	透水シート部 0.50 m ~ 0.80 m (m ³ /s)	無設置部 (m ³ /s)	0.80 m以上 フタ部 (m ³ /s)			
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	10.70	5.350	0.022190	5.350	5.350	0.0000333	0.0000133	0.0000133	0.0000133	0.0000133	0.0000133	5.350
2	11.60	11.150	0.068240	16.378	11.052	0.0000409	0.0000409	0.0000409	0.0000409	0.0000409	0.0000409	11.150
3	13.40	12.500	0.119450	28.675	12.206	0.0000717	0.0000717	0.0000717	0.0000717	0.0000717	0.0000717	12.500
4	15.10	14.250	0.177520	42.605	13.920	0.0001065	0.0001065	0.0001065	0.0001065	0.0001065	0.0001065	14.250
5	16.90	16.000	0.242296	58.151	15.046	0.0001454	0.0001454	0.0001454	0.0001454	0.0001454	0.0001454	16.000
6	18.70	17.800	0.313060	75.350	17.199	0.0001884	0.0001884	0.0001884	0.0001884	0.0001884	0.0001884	17.800
7	21.40	20.050	0.399315	94.636	19.285	0.0002306	0.0002306	0.0002306	0.0002306	0.0002306	0.0002306	20.050
8	24.90	23.150	0.496098	116.834	22.106	0.0002921	0.0002921	0.0002921	0.0002921	0.0002921	0.0002921	23.150
9	29.40	27.150	0.599000	120.000	3.166	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	27.150
10	34.70	32.050	0.540178	129.643	9.643	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	32.050
11	41.00	37.950	0.546369	131.129	-0.249	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	37.950
12	49.90	45.450	0.551842	132.442	1.795	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	45.450
13	63.30	56.000	0.561235	134.096	1.314	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	56.000
14	81.10	72.200	0.572410	137.378	2.254	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	72.200
15	107.80	98.450	0.587065	141.025	3.682	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	98.450
16	150.80	129.200	0.600519	146.292	3.687	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	129.200
17	223.40	186.000	0.643331	154.399	5.267	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	186.000
18	374.20	299.800	0.700815	168.196	8.108	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	299.800
19	678.10	526.150	0.799473	191.873	13.706	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	526.150
20	214.70	446.400	0.679667	163.120	23.678	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	446.400
21	58.80	136.750	0.543502	130.440	-28.753	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	136.750
22	37.60	43.200	0.530593	132.142	-32.690	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	43.200
23	16.00	21.800	0.519974	124.794	1.702	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	21.800
24	10.70	13.350	0.521632	125.192	-7.349	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	0.0003000	13.350

1号沈砂池 調整池前橋 240 m² 透水シート透水係数 10⁻² cm/s 無設置部幅 3.5 m

图 1-3-1.1 号新規沈砂池貯水位變動图



4 - 3 . 沈砂池が空虚に要する日数

沈砂池の洪水後の水位は、シートを設置していない高さまで急速に降下することは予想される（本沈砂池は $H=0.30\text{m}$ ）が、この水位からはシートからの流出のみとなり、下降速度は極端に遅くなりことも予想される。ここでは、沈砂池の水位が下がり切るまでの日数を把握する。条件として、この期間には降雨はないものとして把握する。

$$N = \frac{A \times h \times 2}{B \times h \times S}$$

N：降下日数、A：沈砂池の面積(m^2)、h：沈砂池の水深(m)、

S：透水シートの透水係数 $1 \times 10^{-4}(\text{m/s})$ B：砂防堰堤幅（沈砂池は中敷フトン竈幅）

$$N = \frac{240 \times 0.5 \times 2}{6.0 \times 0.5 \times 1 \times 10^{-4}} = 800,000 \text{ sec} = 9.3 \text{ 日}$$

* 本沈砂池が空虚になるのに約 9 日の日数をようする。