

参考資料

1. 簡便法による流出抑制効果の試算例	2
2. 簡便式による地下水涵養効果の概算方法	15
3. シミュレーションによる浸透効果の検討	20
4. 既設雨水ますの活用例	27

1. 簡便法による流出抑制効果の試算例

本編で提示した簡便法による流出抑制効果の概算方法の試算例を紹介する。

(1) 河川流域レベル

鶴見川流域の特定都市河川浸水被害対策法における基準降雨を用いて試算する。

1) ピーク雨量及び総雨量の低減による流出抑制効果の概算

$$\text{ピーク雨量の低減率} = F_c / (r_p \times f)$$

$$\text{総雨量の低減率} = (\text{ベースカットされた総雨量}) / \sum (r_i \times f)$$

ここに、 r_i : 各降雨継続時間における対象降雨のハイトグラフの雨量(mm/hr)

r_p : 対象降雨のハイトグラフのピーク雨量(mm/hr)

f : 流出係数、計画値 f_1 又は現況値 f_2

$\sum (r_i \times f)$: 有効降雨の総雨量(mm)

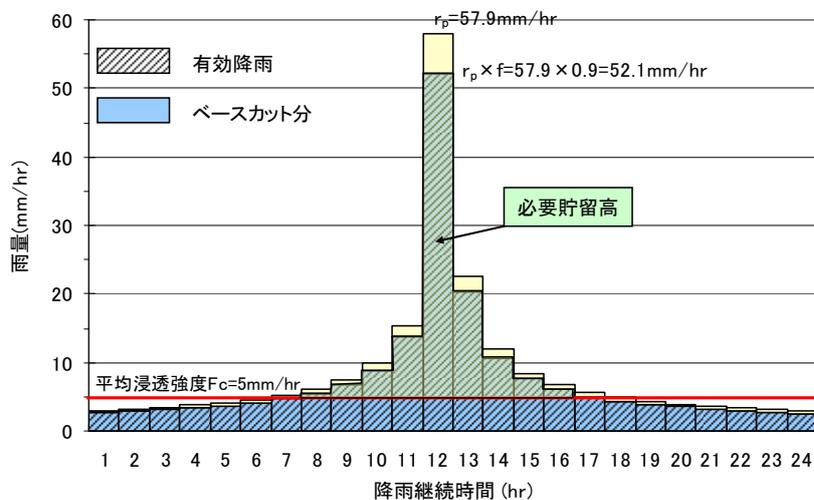
洪水到達時間を1時間として基準降雨の計画ハイトグラフや、流出係数を考慮した有効降雨ハイトグラフを作成する (参考図 1-1)。

$$\text{基準降雨の降雨強度式 } r = \frac{1452}{t^{0.7} + 7.5} \text{ より、} t=60 \text{ 分の時、} r_p = 57.9 \text{ mm/hr}$$

流出係数 f 及び F_c を変動させた場合のピーク雨量の低減率を参考表 1-1 に示す。

参考表 1-1 ピーク雨量の低減率 (%)

f \ Fc		流域平均浸透強度 (mm/hr)				
		1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
流出係数	0.6	2.9	5.8	8.6	11.5	14.4
	0.7	2.5	4.9	7.4	9.9	12.3
	0.8	2.2	4.3	6.5	8.6	10.8
	0.9	1.9	3.8	5.8	7.7	9.6



参考図 1-1 降雨ハイトグラフ (洪水到達時間 1 時間、 $f=0.9$ 、 $F_c=5\text{mm/hr}$ の場合)

また、任意の流域平均浸透強度 F_c に対し、流出係数 $f=0.9$ の場合の必要貯留高、ベースカット分及び有効降雨の総雨量の低減率の算定例を参考表 1-2 に示す。

参考表 1-2 必要貯留高、ベースカット分及び総雨量の低減率の算定例 ($f=0.9$)

降雨継続 時間(hr)	計画降雨 (mm/hr)	有効降雨 (mm/hr)	流域平均強度 F_c (mm/hr)									
	$f=1.0$	$f=0.9$	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	50.0	51.0	52.0	53.0
1	2.96	2.67	1.67	0.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	3.17	2.86	1.86	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	3.42	3.08	2.08	1.08	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	3.72	3.35	2.35	1.35	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	4.10	3.69	2.69	1.69	0.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	4.57	4.11	3.11	2.11	1.11	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	5.20	4.68	3.68	2.68	1.68	0.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	6.09	5.48	4.48	3.48	2.48	1.48	0.48	0.00	0.00	0.00	0.00
9	7.45	6.71	5.71	4.71	3.71	2.71	1.71	0.00	0.00	0.00	0.00
10	9.84	8.85	7.85	6.85	5.85	4.85	3.85	0.00	0.00	0.00	0.00
11	15.36	13.82	12.82	11.82	10.82	9.82	8.82	0.00	0.00	0.00	0.00
12	57.92	52.13	51.13	50.13	49.13	48.13	47.13	2.13	1.13	0.13	0.00
13	22.66	20.39	19.39	18.39	17.39	16.39	15.39	0.00	0.00	0.00	0.00
14	11.90	10.71	9.71	8.71	7.71	6.71	5.71	0.00	0.00	0.00	0.00
15	8.45	7.61	6.61	5.61	4.61	3.61	2.61	0.00	0.00	0.00	0.00
16	6.69	6.02	5.02	4.02	3.02	2.02	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
17	5.61	5.05	4.05	3.05	2.05	1.05	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00
18	4.86	4.38	3.38	2.38	1.38	0.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	4.32	3.89	2.89	1.89	0.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	3.90	3.51	2.51	1.51	0.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	3.56	3.21	2.21	1.21	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	3.29	2.96	1.96	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	3.06	2.76	1.76	0.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	2.87	2.58	1.58	0.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
必要貯留高(mm)	205.0	184.49	160.49	136.49	113.66	97.95	86.77	2.13	1.13	0.13	0.00
ベースカット分 (mm)			24.00	48.00	70.82	86.54	97.72	182.36	183.36	184.36	184.49
有効降雨の総雨量に対する低減率(%)			13.01	26.02	38.39	46.91	52.97	98.84	99.39	99.93	100.00

同様に、流出係数を変化させて $F_c=1\sim 5\text{mm/hr}$ 時の有効降雨の総雨量の低減率を参考表 1-3 にまとめて示す。

参考表 1-3 総雨量の低減率 (%)

f		F_c	流域平均浸透強度 (mm/hr)				
			1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
流 出 係 数	0.6		19.5	38.4	50.2	57.6	62.9
	0.7		16.7	33.5	45.9	53.7	59.2
	0.8		14.6	29.3	42.0	50.2	56.0
	0.9		13.0	26.0	38.4	46.9	53.0

2) 流末における流量の低減量 (カット量) 及び低減効果の概算

低減量 ΔQ は、次式により求める。

$$\text{低減量 (m}^3/\text{sec)} = (1/360) \times F_c \times A, \quad A: \text{流域面積 (ha)}$$

鶴見川末吉橋基準点における流量の低減効果の概算例を参考表 1-4 に示す。

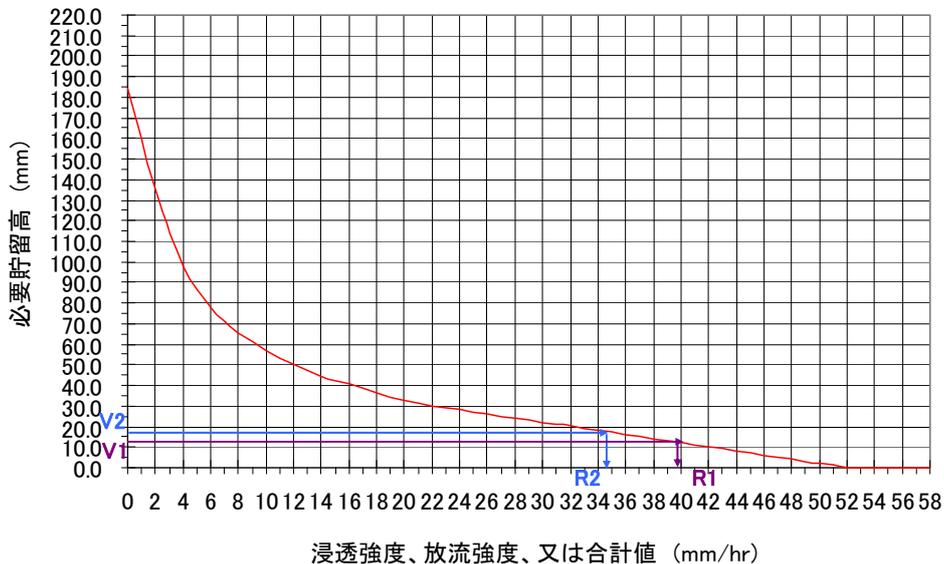
参考表 1-4 流末における流量の低減効果の概算例

末吉橋上流の流域面積 A=23,000 (ha)	流域平均浸透強度 Fc (mm/hr)				
末吉橋の流域基本高水流量*Q=2,110m ³ /sec	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
低減量 ΔQ (m ³ /sec)	63.9	127.8	191.7	255.6	319.4
末吉橋の流域基本高水流量に対する低減効果(%)	3.0	6.1	9.1	12.1	15.1

※鶴見川流域水害対策計画における流域分担に関する考え方 (SS33.9 戦後最大降雨) より

3) 貯留浸透併用の場合の対策規模の概算例

将来の計画目標とする流出係数 f を 0.9 と仮定して、f=0.9 の時の浸透強度と必要貯留高の関係を参考図 1-2 に示す。この図は、横軸が放流強度であっても同じ関係図となる。



参考図 1-2 貯留浸透併用の場合の対策規模の算定用グラフ

鶴見川流域における平成 20 年度末の実施済み対策量は、約 2,930,000m³である。これは、末吉橋上流域に対する貯留高 V1 に換算すると以下のとおりである。

$$V1 = 2,930,000 \div 23,000 \div 10 = 12.7\text{mm}$$

参考図 1-2 より、V1 は放流強度 R1=39.5mm/hr に相当する。

鶴見川流域の総合治水対策における流域対策の目標量は、約 3,800,000m³である。これは、末吉橋上流域に対する貯留高 V2 に換算すると以下のとおりである。

$$V2 = 3,800,000 \div 23,000 \div 10 = 16.5\text{mm}$$

参考図 1-2 より、V2 は放流強度 R2=35.5mm/hr に相当する。

したがって、残対策を浸透のみで行う場合は、R1-R2 = 4 mm/hr の流域平均浸透強度の浸透整備が必要であり、残対策を貯留のみで行う場合は、V2-V1 = 3.8mm の貯留高の貯留整備が必要となる。また、本図を基に別途、浸透及び貯留の残対策量の組み合わせを決めることも可能となる。

(2) 小排水区や開発域レベル（10ha 以下）

横浜市の 6.3 年確率降雨強度（時間雨量 50mm/hr）を用いて試算する。

1) ピーク雨量及び総雨量の低減による流出抑制効果の概算

流達時間を 10 分として計画ハイトグラフや、流出係数を考慮した有効降雨ハイトグラフを作成する（参考図 1-3）。

$$\text{ピーク雨量の低減率} = F_c / (r_p \times f)$$

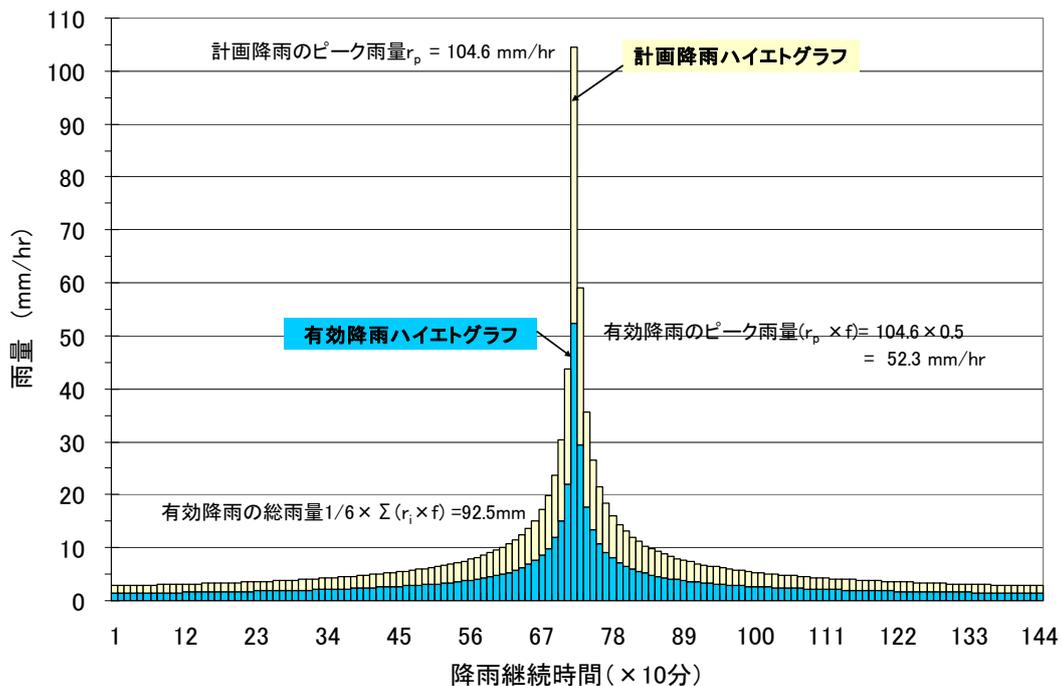
$$\text{総雨量の低減率} = (\text{ベースカットされた総雨量}) / \sum (r_i \times f) / 6$$

横浜 6.3 年確立降雨強度式 $r = \frac{1025}{t^{0.667} + 5.153}$ より、 $t=10$ 分の時、 $r_p = 104.6 \text{ mm/hr}$

流出係数 f 及び平均浸透強度 F_c を変動させた場合のピーク雨量の低減率を参考表 1-1 に示す。

参考表 1-5 ピーク雨量の低減率（%）

f \ Fc		平均浸透強度 (mm/hr)				
		1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
流出 係 数	0.5	1.9	3.8	5.7	7.6	9.6
	0.6	1.6	3.2	4.8	6.4	8.0
	0.7	1.4	2.7	4.1	5.5	6.8
	0.8	1.2	2.4	3.6	4.8	6.0
	0.9	1.1	2.1	3.2	4.2	5.3



参考図 1-3 降雨ハイトグラフ（流達時間 10 分、 $f=0.5$ の場合）

また、任意の平均浸透強度 F_c に対し、流出係数 $f=0.5$ の場合の必要貯留高、ベースカット分及び有効降雨の総雨量の低減率の算定例を参考表 1-6 に示す。

参考表 1-6 必要貯留高、ベースカット分及び総雨量の低減率の算定例 ($f=0.5$)

降雨継続時間(min)	計画降雨(mm/hr)		平均浸透強度 F_c (mm/hr)										
	$f=1.0$	$f=0.5$	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	...	50.0	51.0	52.0	53.0	
10	2.79	1.39	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
20	2.81	1.41	0.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
30	2.84	1.42	0.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
40	2.87	1.43	0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
50	2.90	1.45	0.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
60	2.93	1.46	0.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
540	7.17	3.59	2.59	1.59	0.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
550	7.46	3.73	2.73	1.73	0.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
560	7.78	3.89	2.89	1.89	0.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
570	8.13	4.07	3.07	2.07	1.07	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
580	8.53	4.26	3.26	2.26	1.26	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
590	8.97	4.49	3.49	2.49	1.49	0.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
600	9.48	4.74	3.74	2.74	1.74	0.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
610	10.06	5.03	4.03	3.03	2.03	1.03	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	
620	10.74	5.37	4.37	3.37	2.37	1.37	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	
630	11.54	5.77	4.77	3.77	2.77	1.77	0.77	0.00	0.00	0.00	0.00	
640	12.50	6.25	5.25	4.25	3.25	2.25	1.25	0.00	0.00	0.00	0.00	
650	13.68	6.84	5.84	4.84	3.84	2.84	1.84	0.00	0.00	0.00	0.00	
660	15.17	7.59	6.59	5.59	4.59	3.59	2.59	0.00	0.00	0.00	0.00	
670	17.12	8.56	7.56	6.56	5.56	4.56	3.56	0.00	0.00	0.00	0.00	
680	19.80	9.90	8.90	7.90	6.90	5.90	4.90	0.00	0.00	0.00	0.00	
690	23.75	11.88	10.88	9.88	8.88	7.88	6.88	0.00	0.00	0.00	0.00	
700	30.31	15.15	14.15	13.15	12.15	11.15	10.15	0.00	0.00	0.00	0.00	
710	43.88	21.94	20.94	19.94	18.94	17.94	16.94	0.00	0.00	0.00	0.00	
720	104.61	52.31	51.31	50.31	49.31	48.31	47.31	2.31	1.31	0.31	0.00	
730	59.02	29.51	28.51	27.51	26.51	25.51	24.51	0.00	0.00	0.00	0.00	
740	35.62	17.81	16.81	15.81	14.81	13.81	12.81	0.00	0.00	0.00	0.00	
750	26.56	13.28	12.28	11.28	10.28	9.28	8.28	0.00	0.00	0.00	0.00	
760	21.56	10.78	9.78	8.78	7.78	6.78	5.78	0.00	0.00	0.00	0.00	
770	18.34	9.17	8.17	7.17	6.17	5.17	4.17	0.00	0.00	0.00	0.00	
780	16.08	8.04	7.04	6.04	5.04	4.04	3.04	0.00	0.00	0.00	0.00	
↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	
1380	2.94	1.47	0.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1390	2.91	1.46	0.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1400	2.88	1.44	0.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1410	2.86	1.43	0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1420	2.83	1.41	0.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1430	2.80	1.40	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1440	2.77	1.39	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
必要貯留高(mm)	184.99	92.49	68.49	48.02	37.58	31.21	26.78	0.38	0.22	0.05	0.00	
ベースカット分(mm)			24.00	44.47	54.91	61.29	65.72	92.11	92.28	92.44	92.49	
有効降雨の総雨量に対する低減率(%)			25.95	48.08	59.37	66.26	71.05	99.58	99.76	99.94	100.00	

同様に、流出係数を変化させて $F_c=1\sim 5\text{mm/hr}$ 時の有効降雨の総雨量の低減率を参考表 1-7 にまとめて示す。

参考表 1-7 総雨量の低減率 (%)

		F_c	平均浸透強度 (mm/hr)				
			1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
流出係数	0.5	26.0	48.1	59.4	66.3	71.1	
	0.6	21.6	42.3	54.4	62.0	67.2	
	0.7	18.5	37.0	50.2	58.1	63.6	
	0.8	16.2	32.4	46.1	54.5	60.4	
	0.9	14.4	28.8	42.3	51.2	57.4	

2) 流末における流量の低減量（カット量）及び低減効果の概算

低減量 ΔQ は、次式により求める。

$$\text{低減量 (m}^3/\text{sec)} = (1/360) \times F_c \times A, \quad A : \text{流域面積 (ha)}$$

某排水区（排水面積 2.0ha、将来の計画目標とする流出係数 $f_1=0.8$ ）の流末における流量の低減効果の概算例を参考表 1-4 に示す。

$f_1=0.8$ の時の雨水流出量 Q は、次式により算定される。

$$Q = 1/360 \times r \cdot f_1 \cdot A = 1/360 \times 104.6 \times 0.8 \times 2.0 = 0.464 \text{ m}^3/\text{sec}$$

排水区の流末における流量の低減効果の概算例を参考表 1-8 に示す。当然の結果として、参考表 1-5 の $f=0.8$ の時のピーク雨量の低減率と同じである。

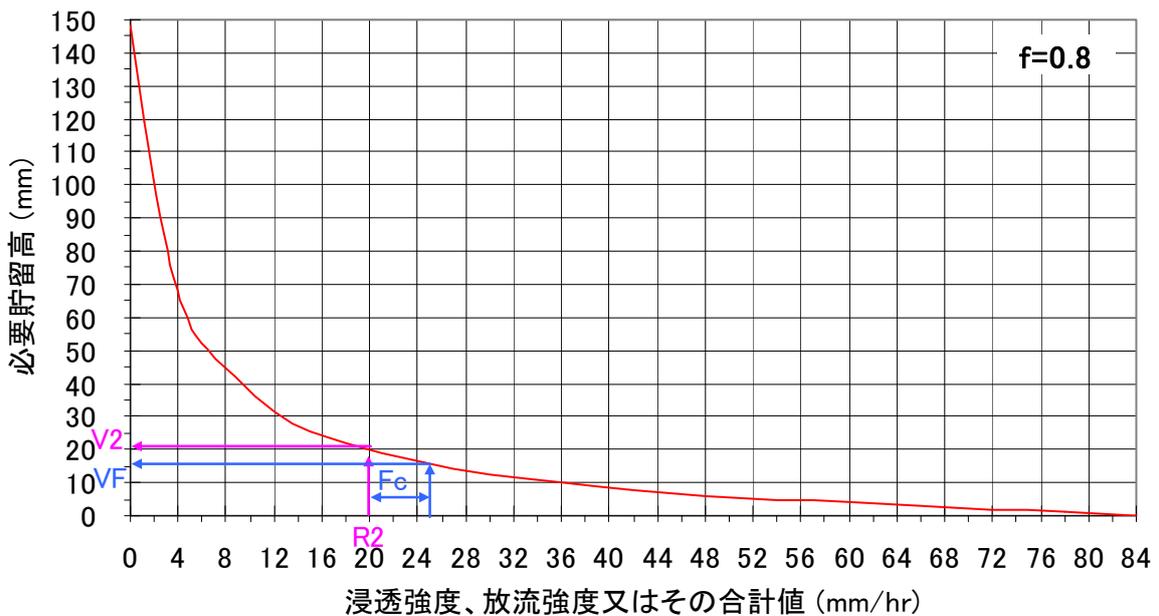
参考表 1-8 流末における流量の低減効果の概算例

排水面積 A=2.0 (ha) 流末の計画雨水流出量 Q= 0.464 m ³ /sec	平均浸透強度 F _c (mm/hr)				
	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
低減量 ΔQ (m ³ /sec)	0.006	0.011	0.017	0.022	0.028
流末における低減効果(%)	1.2	2.4	3.6	4.8	6.0

3) 平均湛水時間の短縮効果の概算

将来の計画目標とする流出係数 f を 0.8 と仮定して、 $f=0.8$ の時の浸透強度と必要貯留高の関係を参考図 1-4 に示す。この図は、横軸が放流強度であっても同じ関係図となる。

現況の流下能力に相当する降雨強度（放流強度 R_2 ）が 20mm/hr と仮定した場合、その必要貯留高 V_2 は 20mm である。また、浸透施設の設置による浸透強度 $F_c=5\text{mm/hr}$ の場合、その必要貯留高 V_F は 15mm である。



参考図 1-4 浸透強度、放流強度と必要貯留高との関係

現況流下能力 Q_c は、次式により算定される。

$$Q_c = 1/360 \times 20 \times 0.8 \times 2.0 = 0.089 \text{ m}^3/\text{sec}$$

平均湛水時間 T は、次式により算定される。

$$T = \text{必要貯留量} / (Q_c + \Delta Q)$$

$$\text{ここで、必要貯留量 (m}^3\text{)} = \text{必要貯留高 (mm)} \times \text{排水面積 (ha)} \times 10$$

参考表 1-9 に平均湛水時間の短縮効果の概算例を示す。8 分～32 分の平均湛水時間の短縮が図られる。

参考表 1-9 平均湛水時間の短縮効果

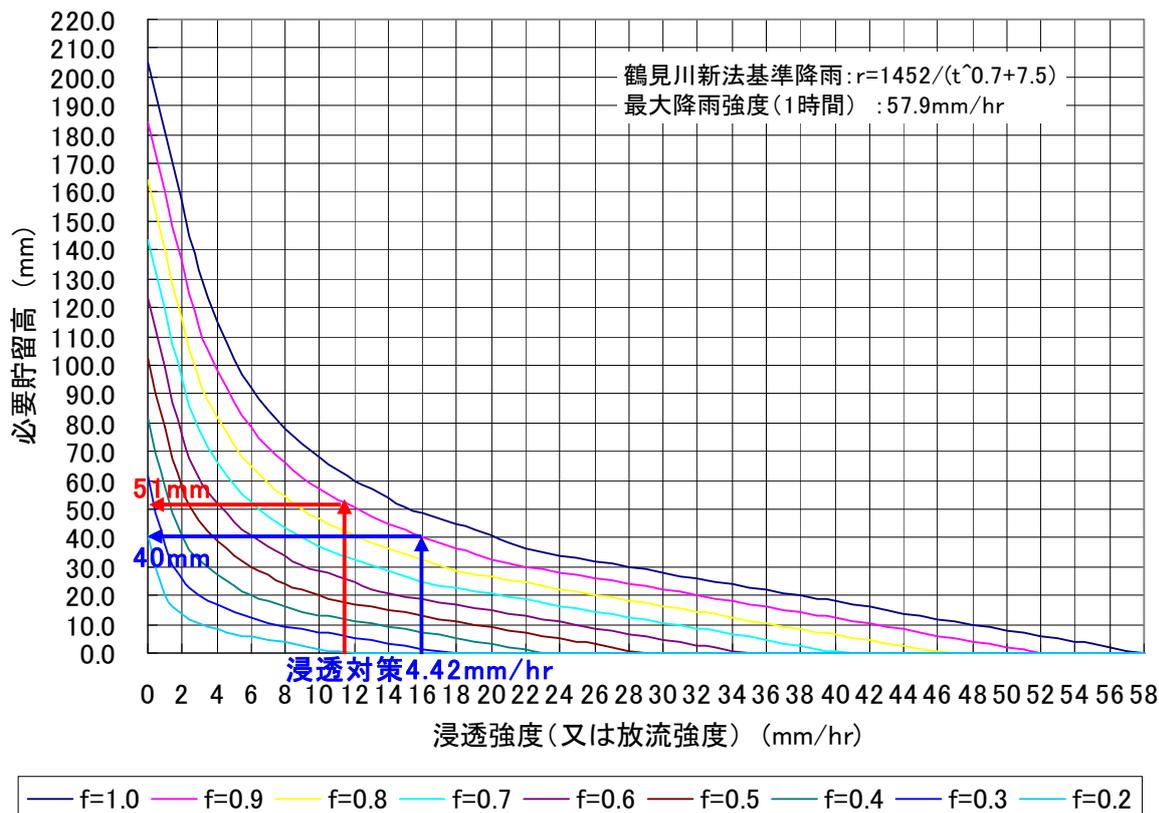
排水面積 $A=2.0$ (ha) 流末における現況流下能力 $Q_c = 0.089 \text{ m}^3/\text{sec}$		平均浸透強度 F_c (mm/hr)					
		0.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
低減量 ΔQ (m ³ /sec)		0.000	0.006	0.011	0.017	0.022	0.028
$Q_c + \Delta Q$ (m ³ /sec)		0.089	0.095	0.100	0.106	0.111	0.117
必要貯留高 (mm)		20	19	18	17	16	15
必要貯留量 (m ³)		400	380	360	340	320	300
平均湛水時間	(sec)	4494	4000	3600	3208	2883	2564
	(min)	75	67	60	53	48	43

(3) 簡便法による調整池必要容量の算定

調整池の必要容量は、必要貯留高と浸透強度（又は放流強度）との関係図を用いて容易に算定することができる。

1) 開発前及び開発後の流出係数が与えられる場合

開発前の流出係数 f が 0.2、開発後の流出係数が 0.9 の場合の鶴見川の試算例を示す。



参考図 1-5 流出係数が 0.2 から 0.9 に開発された場合の浸透対策有無による必要貯留高

【参考図 1-5 の説明】

- ・ 流出係数が 0.2 の放流強度は、 $11.58\text{mm}(=57.9 \times 0.2)$ である。
- ・ 浸透対策なしの必要貯留高は、放流強度 11.58mm/hr 、流出係数 0.9 のグラフの値を読み取り、 $51\text{mm}(=510\text{m}^3/\text{ha})$ となる。但し、放流強度は小数点以下を切り下げて、必要貯留高を読み取る方が安全側の値 (53mm) となる。
- ・ 浸透対策 4.42mm/hr を実施した場合の必要貯留高は、浸透強度と放流強度を合算した 16mm/hr の流出係数 0.9 のグラフ値を読み取り、 $40\text{mm}(=400\text{m}^3/\text{ha})$ となる。
- ・ 調整池容量計算システムを用いた場合の同じ条件での必要貯留容量は、浸透対策なしで $509\text{m}^3/\text{ha}$ 、浸透対策ありで、 $414\text{m}^3/\text{ha}$ となり、本簡便法により求めた値は概ね妥当である。

2) 許容放流量と開発後の流出係数が与えられる場合

埼玉県雨水流出抑制施設設置指導の手引き（平成 17 年 4 月：埼玉県 県土整備部 河川砂防課）において、県南ブロックの必要調整容量は開発行為 1ha あたり、950m³と定められている。これは、許容放流量（比流量）が 0.05m³/sec/ha で、開発後の流出係数 f が 0.9 を想定している。

許容放流量から放流強度 rc（mm/hr）への換算は次式による。

$$f = 360 \times Q_c / (A \times r_{10})$$

Q_c：放流量（m³/s） 0.05m³/sec/ha × A

r₁₀：降雨強度式において、洪水到達時間 t を 10 分とした場合のピーク降雨強度（mm/hr）

埼玉県県南ブロックの降雨強度式 $r_{10} = 1500 / (t^{2/3} + 5.0) = 1500 / (10^{2/3} + 5.0) = 155.6$

A：集水面積(ha)

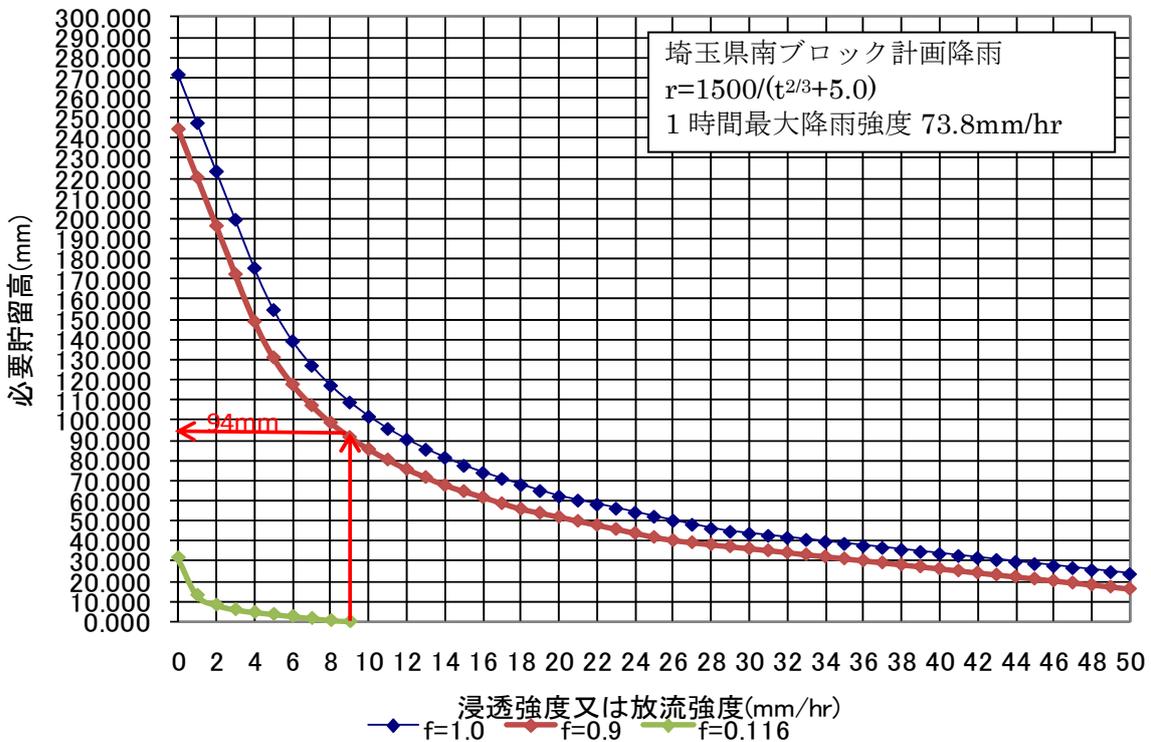
$$rc = r_{60} \times f$$

r₆₀：洪水到達時間 t を 60 分とした場合のピーク降雨強度（mm/hr）

$$r_{60} = 1500 / (60^{2/3} + 5.0) = 73.8$$

故に、f = 0.116、放流強度 rc = 8.56 mm/hr となる。

参考図 1-6 により、放流強度 8.56 mm/hr の流出係数 0.9 のグラフ値を読み取り、必要貯留高は 94mm(=940m³/ha)となる。先の 950m³/ha（実際の計算値は 918 m³/ha）と比べて概ね妥当であると言える。



参考図 1-6 埼玉県県南ブロックにおける必要貯留高の算定

3) 降雨の違いによる検証

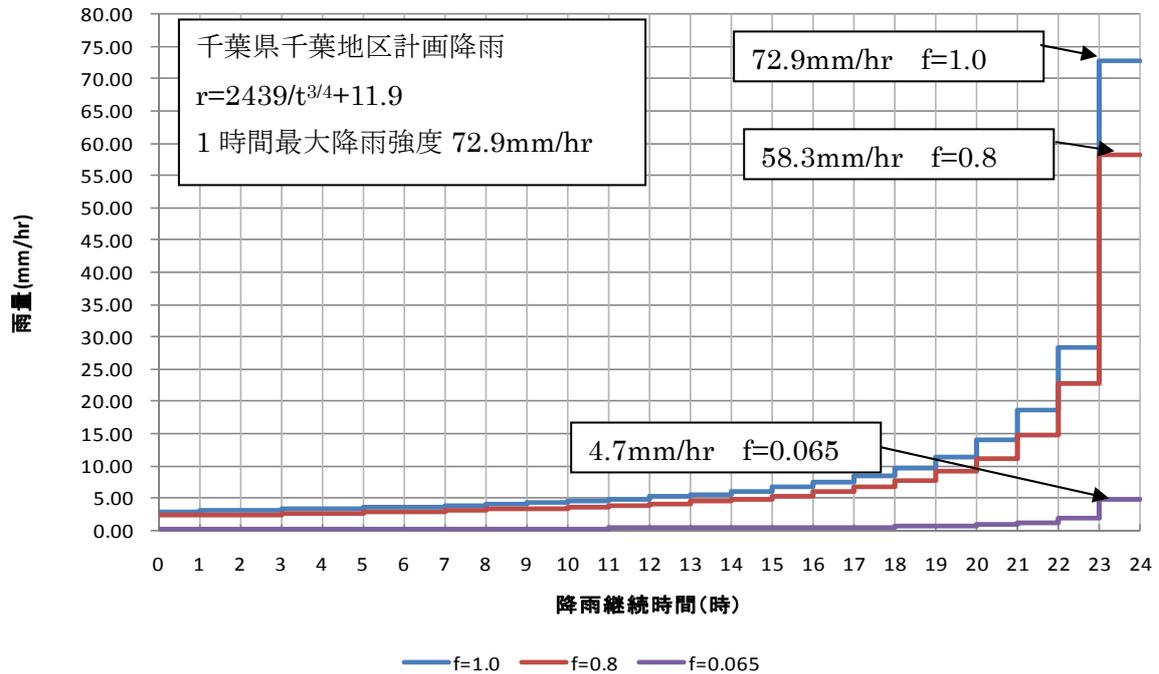
簡便法により、降雨強度式が異なっても比較的精度良く、調整池の必要容量が算定できることが分かる。

参考表 1-10 検討対象降雨一覧 (赤字)は簡便法による算定値

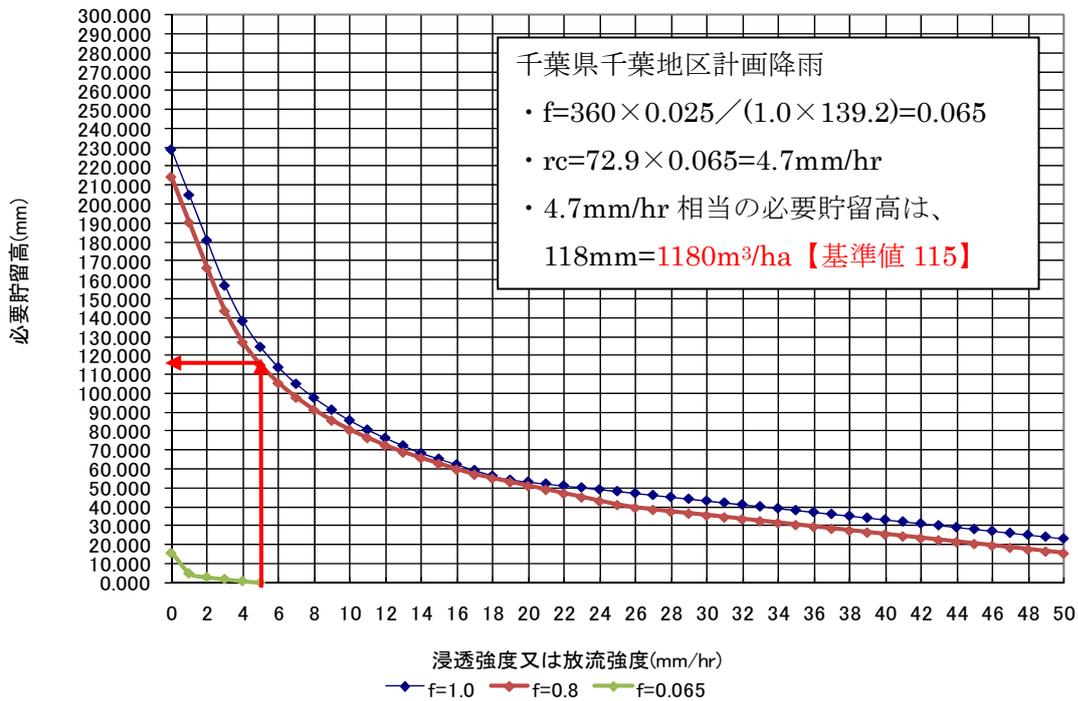
No	検討対象降雨	確率	降雨強度式	開発指導基準 (m ³ /ha)	備考
1	千葉県千葉地区	1/50	$r=2439/t^{3/4}+11.9$ (参考図 1-7)	1150(1180) (参考図 1-8)	f=0.8 放流量 0.025m ³ /s/ha
2	新川 (0.05ha 以上 0.1ha 未満)	1/3	$r=1112.7/t^{0.72}+6.079$ (参考図 1-9)	360(360) (参考図 1-10)	f=0.2~0.9 まで改 変
3	新川 (0.1ha 以上)	1/10	$r=2095/t^{0.75}+11.717$ (参考図 1-11)	560(550) (参考図 1-12)	f=0.2~0.9 まで改 変

参考文献

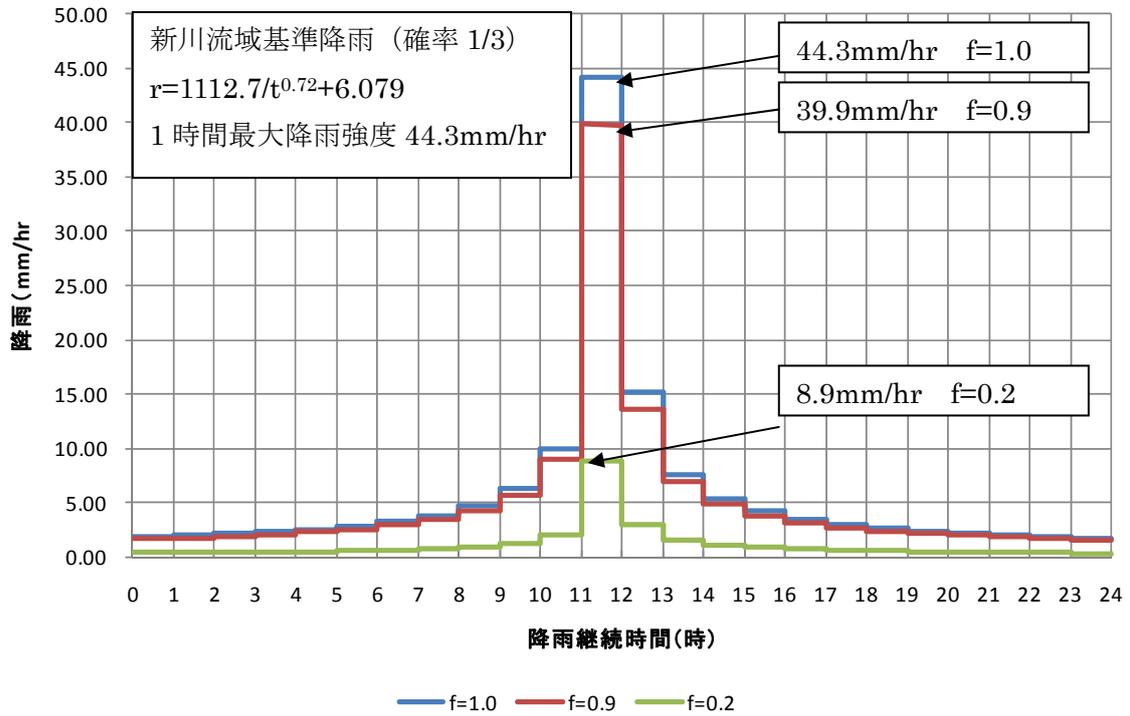
- 千葉県における宅地開発等に伴う雨水排水・貯留浸透計画策定の手引
(平成 15 年 3 月：千葉県 土木部)
- 雨水浸透阻害行為許可等のための雨水貯留浸透施設設計・施工技術指針
(平成 18 年 1 月：名古屋市)



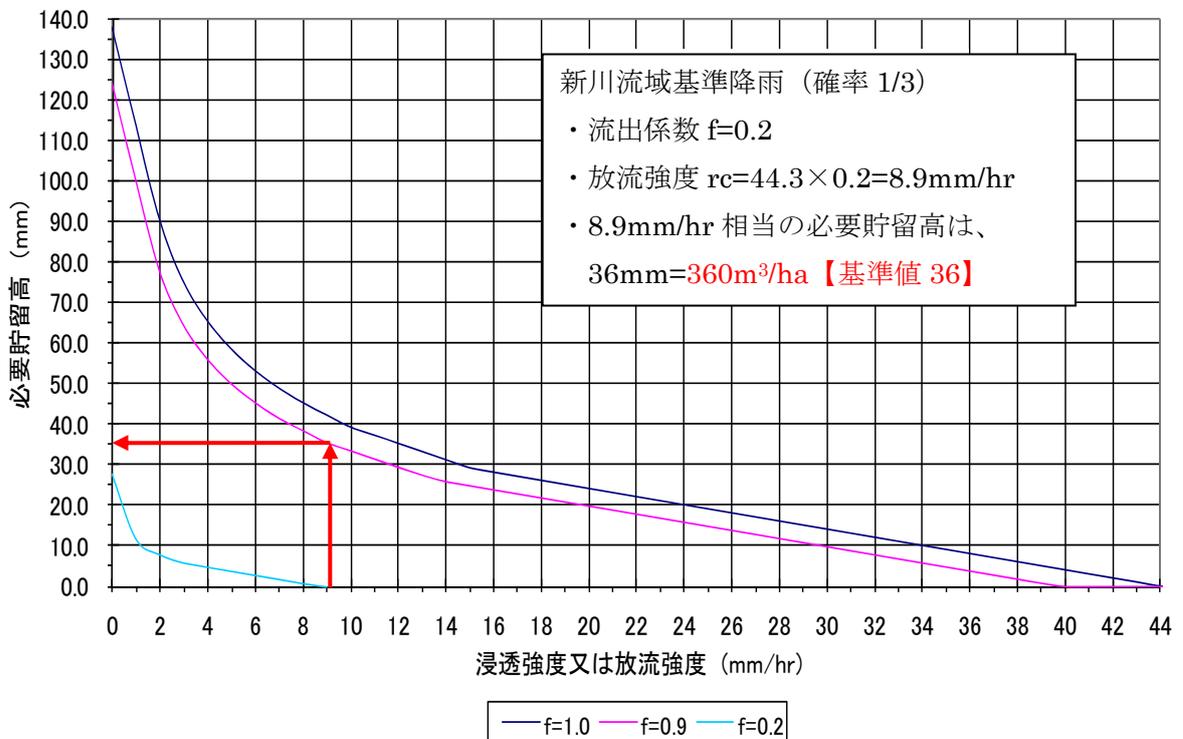
参考図 1-7 ハイエトグラフ(千葉県千葉地区計画降雨)



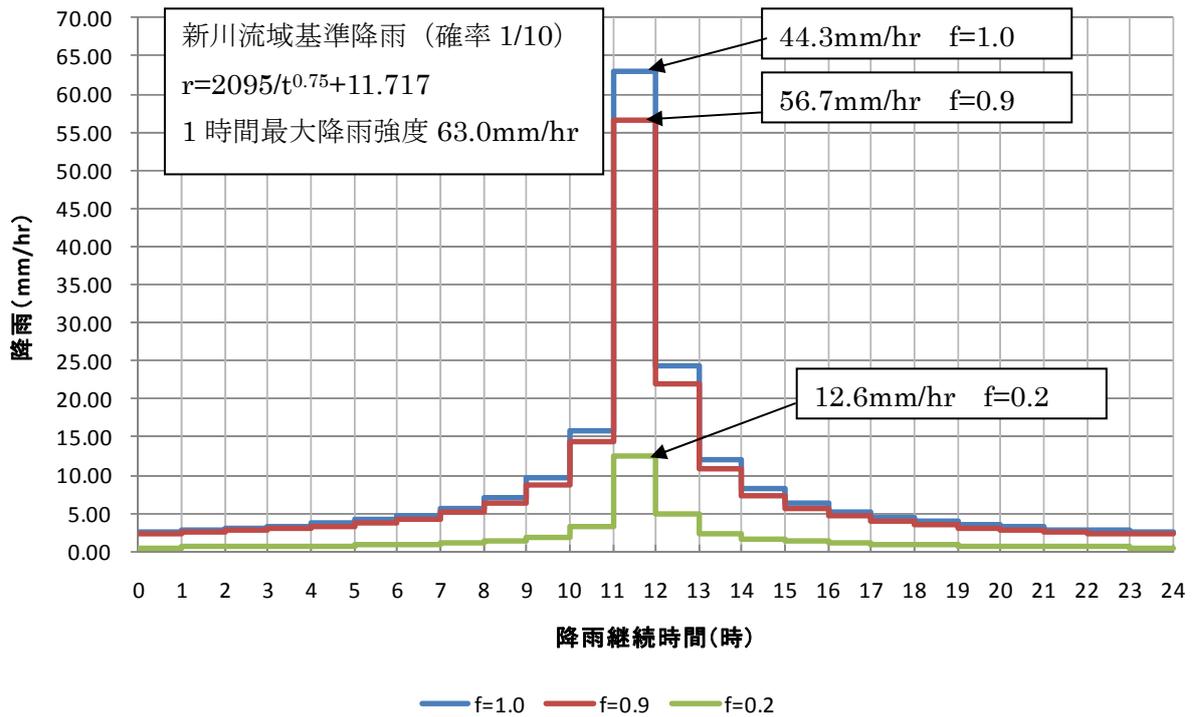
参考図 1-8 必要貯留高と放流強度又は浸透強度の関係図(千葉県千葉地区計画降雨)



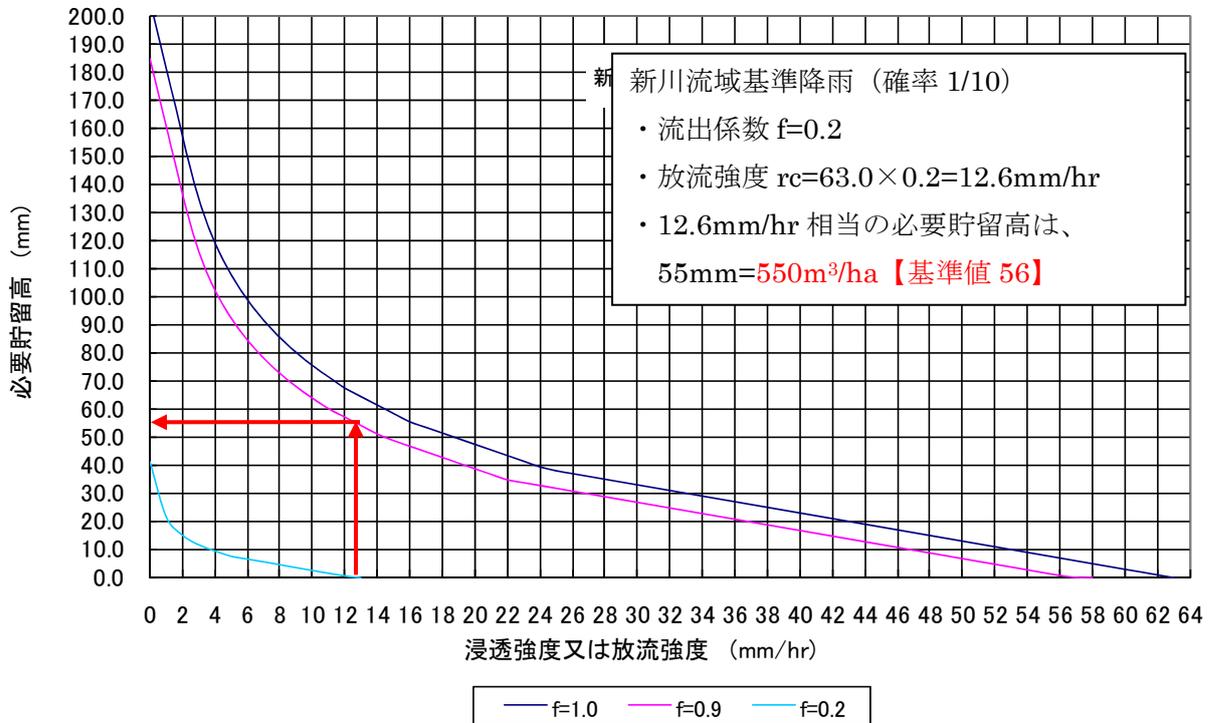
参考図 1-9 ハイエトグラフ(新川流域基準降雨 (確率 1/3))



参考図 1-10 必要貯留高と放流強度又は浸透強度の関係図(新川流域基準降雨 (確率 1/3))



参考図 1-11 ハイエットグラフ(新川流域基準降雨 (確率 1/10))

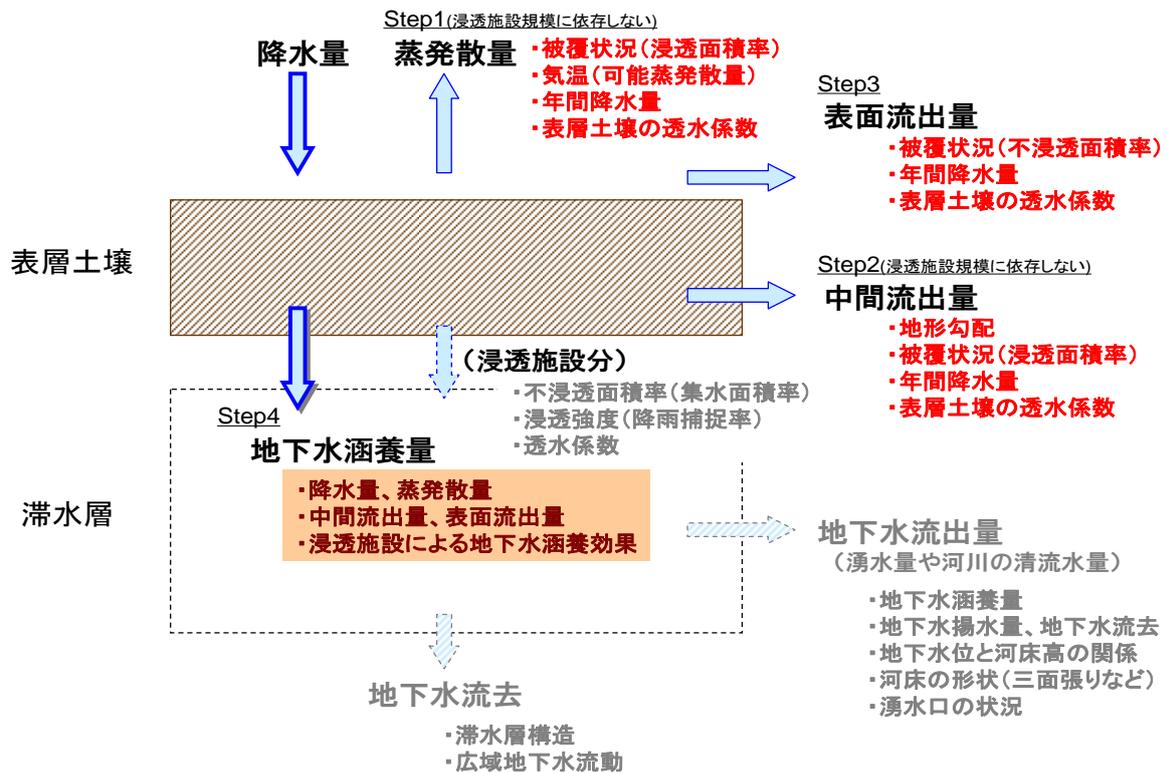


参考図 1-12 必要貯留高と放流強度又は浸透強度の関係図(新川流域基準降雨 (確率 1/10))

2. 簡便式による地下水涵養効果の概算方法

水循環モデルによる定量評価を行うためには、土地利用や人口、下水道整備状況などの社会条件データや、雨量や河川流量(日単位)などの自然条件データなどさまざまな流域情報を収集する必要がある。地方自治体が管理する中小河川流域においては、検証するための日流量データが計測されていないなど、十分な流域情報を収集することができないことが想定される。ここでは**必要最低限のデータ**を用いて流域の年間水収支の状況を概算するための簡便式と試算例を紹介する。

水循環モデルの概要を参考図 2-1 に示す。



参考図 2-1 水循環系構成要素と主な影響因子

■簡便式

- ①蒸発散量[mm/year] = f (浸透面積率・年間降水量・年平均気温)
- ②中間流出量[mm/year] = f (浸透面積率・地形勾配、年間降水量)
- ③表面流出量[mm/year] = f (不浸透面積率、浸透強度、年間降水量)
- ④地下水涵養量[mm/year] = 年間降水量 - 蒸発散量 - 中間流出量 - 参考表面流出量

地下水涵養量から地下水流出量($m^3/s/100km^2$)への換算は、同一条件下における SHER モデルと簡便式との相関式を求めて算出した。

必要最低限のデータ: ①年間降水量 (渇水年・平水年・豊水年)、②年平均気温、③表層土壌の飽和透水係数 (10^{-3} 、 10^{-4} 、 10^{-5} cm/sec)、④地表面の平均勾配、⑤被覆状況 (浸透面積率又は不浸透面積率)

(1) 蒸発散量

蒸発散量は、「浸透面積率×年間降水量×年平均気温」を指標として算定する(式 1-1)。この式の係数 a 及び係数 b は、表層土壌の飽和透水係数のオーダー毎に、年間降水量をパラメーターとした(式 1-2)から(式 1-7)を用いて設定する。

<p>● 蒸発散量(mm/year)の算定式</p> $\text{蒸発散量} = a \cdot e^{b \times (\text{浸透面積率} \times \text{年間降水量} \times \text{年平均気温})} \quad \dots \text{(式 1-1)}$
<p>● 係数 a、係数 b の算定式</p> <p><表層土壌の飽和透水係数が 10^{-3}cm/s のオーダーの場合></p> $a = 50.701 \cdot e^{0.0003 \times (\text{年間降水量})} \quad \dots \text{(式 1-2)}$ $b = 1.2143 \times (\text{年間降水量})^{-1.2741} \quad \dots \text{(式 1-3)}$ <p><表層土壌の飽和透水係数が 10^{-4}cm/s のオーダーの場合></p> $a = 53.057 \cdot e^{0.0003 \times (\text{年間降水量})} \quad \dots \text{(式 1-4)}$ $b = 1.2143 \times (\text{年間降水量})^{-1.2741} \quad \dots \text{(式 1-5)}$ <p><表層土壌の飽和透水係数が 10^{-5}cm/s のオーダーの場合></p> $a = 62.704 \cdot e^{0.0004 \times (\text{年間降水量})} \quad \dots \text{(式 1-6)}$ $b = 4.3916 \times (\text{年間降水量})^{-1.4622} \quad \dots \text{(式 1-7)}$

(2) 中間流出量

中間流出量は、「浸透面積率×地形勾配」を指標として算定する(式 2-1)。この式の係数 a 及び係数 b は、表層土壌の飽和透水係数のオーダー毎に、年間降水量をパラメーターとした(式 2-2)から(式 2-7)を用いて設定する。

<p>● 中間流出量(mm/year)の算定式</p> $\text{中間流出量} = a \cdot (\text{浸透面積率} \times \text{地形勾配})^{-b} \quad \dots \text{(式 2-1)}$ <p>(注) 地形勾配 : i </p>
<p>● 係数 a、係数 b の算定式</p> <p><表層土壌の飽和透水係数が 10^{-3}cm/s のオーダーの場合></p> $a = 1.1716 \times (\text{年間降水量}) - 324.09 \quad \dots \text{(式 2-2)}$ $b = 0.947 \times (\text{年間降水量})^{-0.0479} \quad \dots \text{(式 2-3)}$ <p><表層土壌の飽和透水係数が 10^{-4}cm/s のオーダーの場合></p> $a = 0.723 \times (\text{年間降水量}) - 51.895 \quad \dots \text{(式 2-4)}$ $b = 1.507 \times (\text{年間降水量})^{-0.113} \quad \dots \text{(式 2-5)}$ <p><表層土壌の飽和透水係数が 10^{-5}cm/s のオーダーの場合></p> $a = 0.3405 \times (\text{年間降水量}) + 149.91 \quad \dots \text{(式 2-6)}$ $b = 1.2108 \times (\text{年間降水量})^{-0.0749} \quad \dots \text{(式 2-7)}$

(3) 表面流出量

表面流出量は、(式 3-1)に示すように、浸透施設を設置していない場合の表面流出量(①)から、浸透施設設置による流出抑制効果量(②)を引くことよって求める。以下にそれぞれを算定するための簡便法を示す。

● 参考表面流出量(mm/year)の算定式

$$\begin{aligned} \text{表面流出量} &= \text{表面流出量 (浸透施設なし : ①)} \\ &\quad - \text{浸透施設による流出抑制効果量 (②)} \cdots \text{(式 3-1)} \end{aligned}$$

表面流出量 (浸透施設なしの状態)

表面流出量は、「不浸透面積率」を指標として算定する(式 3-2-1)。この式の係数 a 及び係数 b は、表層土壌の飽和透水係数のオーダー毎に、年間降水量をパラメーターとした(式 3-2-2)から(式 3-2-7)を用いて設定する。

● 表面流出量(mm/year)の算定式

$$\text{表面流出量 (①)} = a \cdot e^{b \times (\text{不浸透面積率})} \cdots \text{(式 3-2-1)}$$

(注) 浸透施設を設置している場合には、その流出抑制量を引く。

● 係数 a 、係数 b の算定式

<表層土壌の飽和透水係数が 10^{-3} cm/s のオーダーの場合>

$$a = 0.0702 \times (\text{年間降水量}) - 29.116 \cdots \text{(式 3-2-2)}$$

$$b = 14.04 \times (\text{年間降水量})^{0.1323} \cdots \text{(式 3-2-3)}$$

<表層土壌の飽和透水係数が 10^{-4} cm/s のオーダーの場合>

$$a = 0.0727 \times (\text{年間降水量}) - 31.894 \cdots \text{(式 3-2-4)}$$

$$b = 7.4201 \times (\text{年間降水量})^{-0.0304} \cdots \text{(式 3-2-5)}$$

<表層土壌の飽和透水係数が 10^{-5} cm/s のオーダーの場合>

$$a = 0.1298 \times (\text{年間降水量}) - 93.814 \cdots \text{(式 3-2-6)}$$

$$b = 50.781 \times (\text{年間降水量})^{0.2897} \cdots \text{(式 3-2-7)}$$

浸透施設による流出抑制効果量（≒地下水涵養量）の設定方法

浸透施設による流出抑制効果量（≒地下水涵養量増加分）は、「不浸透面積率」を指標として算定する(式 3-3-1)。この式の係数 a 及び係数 b は、年間降水量をパラメーターとして、不浸透面積に対する浸透施設強度ごとに、(式 3-3-2)、(式 3-3-3)、及び参考表 2-1 を用いて設定する。なお、表層土壌の飽和透水係数は、浸透施設の浸透強度を算定する際に反映される。

● 浸透施設による流出抑制量（≒地下水涵養量増加分）(mm/year)の算定式

$$\text{浸透施設による流出抑制量(②)} = a \cdot e^{b \times (\text{不浸透面積率})} \dots (\text{式 3-3-1})$$

● 係数 a、係数 b の算定式

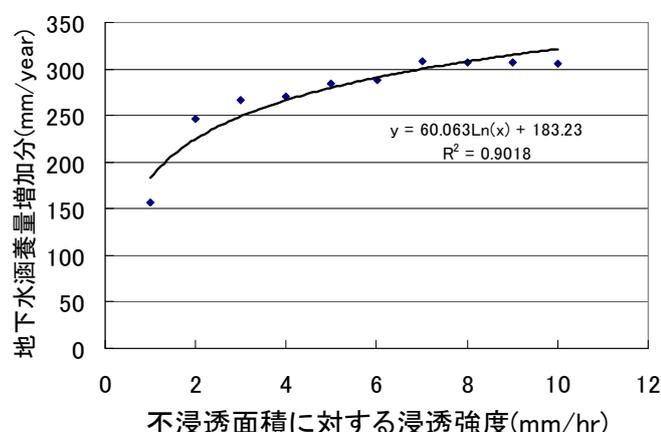
$$\text{係数 a} = c \cdot e^{d \times (\text{年間降水量})} \dots (\text{式 3-3-2})$$

$$\text{係数 b} = f \cdot e^{g \times (\text{年間降水量})} \dots (\text{式 3-3-3})$$

参考表 2-1 係数 c・係数 d・係数 f・係数 g の一覧

不浸透面積 に対する 浸透強度 I	式(3-3-1)の係数 a を 決めるための係数 c、d		式(3-3-1)の係数 b を 決めるための係数 f、g	
	係数 c	係数 d	係数 f	係数 g
1mm	8.6418	0.0007	6.7003	-0.0001
2mm	12.316	0.0008	6.6184	-0.00011
3mm	14.074	0.0008	6.5091	-0.00012
4mm	14.913	0.0008	6.4447	-0.00013
5mm	16.016	0.0009	6.4435	-0.0002
6mm	15.085	0.0095	6.4285	-0.0002
7mm	14.918	0.001	6.4456	-0.0002
8mm	14.823	0.001	6.4595	-0.0002
9mm	14.727	0.001	6.4625	-0.0002
10mm	14.693	0.001	6.4764	-0.0002

式 3-3-1 は、年間降水量及び不浸透面積率が与条件として与えられるならば、参考図 2-2 のとおり、不浸透面積に対する浸透強度 I と浸透施設による流出抑制量（≒地下水涵養量増加分）との関係図が得られる。



参考図 2-2 浸透強度 I と地下水涵養量増加分との関係

(年間降水量 1500mm, 不浸透面積率 0.32 の例)

(4) 地下水涵養量

地下水涵養量は(式 4-1)より算定する。なお、地下水の汲み上げの顕著な地域では、地下水流出量との関係性を評価する場合には、揚水量を地下水涵養量から引く必要がある。また、水田などからの地下水涵養が顕著な地域では、水田の減水深などを用いて地下水涵養量を上乗せする必要がある。

● 地下水涵養量(mm/year)の算定式

地下水涵養量＝年間降水量－蒸発散量－中間流出量－表面流出量…(式 4-1)

(注) 地下水の汲み上げの顕著な場合は、地下水涵養量から引く。

(注) 水田などからの涵養が顕著な場合には、地下水涵養量を上乗せする。

(5) 平常時河川流量

地下水涵養量から平常時流量を算定するための式として(式 5-1)から(式 5-3)が設定さる。

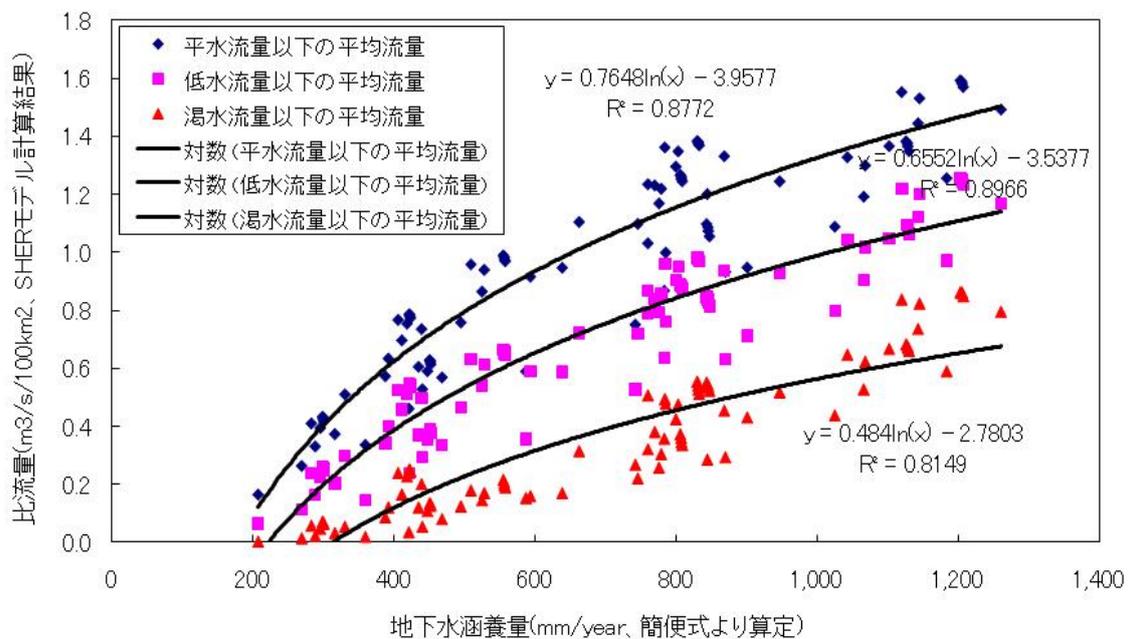
● 平常時流量の算定式

平水流量以下の平均比流量＝ $0.7648 \times \ln(\text{地下水涵養量}) - 3.9577$ … (式 5-1)

低水流量以下の平均比流量＝ $0.6552 \times \ln(\text{地下水涵養量}) - 3.5377$ … (式 5-2)

渇水流量以下の平均比流量＝ $0.4840 \times \ln(\text{地下水涵養量}) - 2.7803$ … (式 5-3)

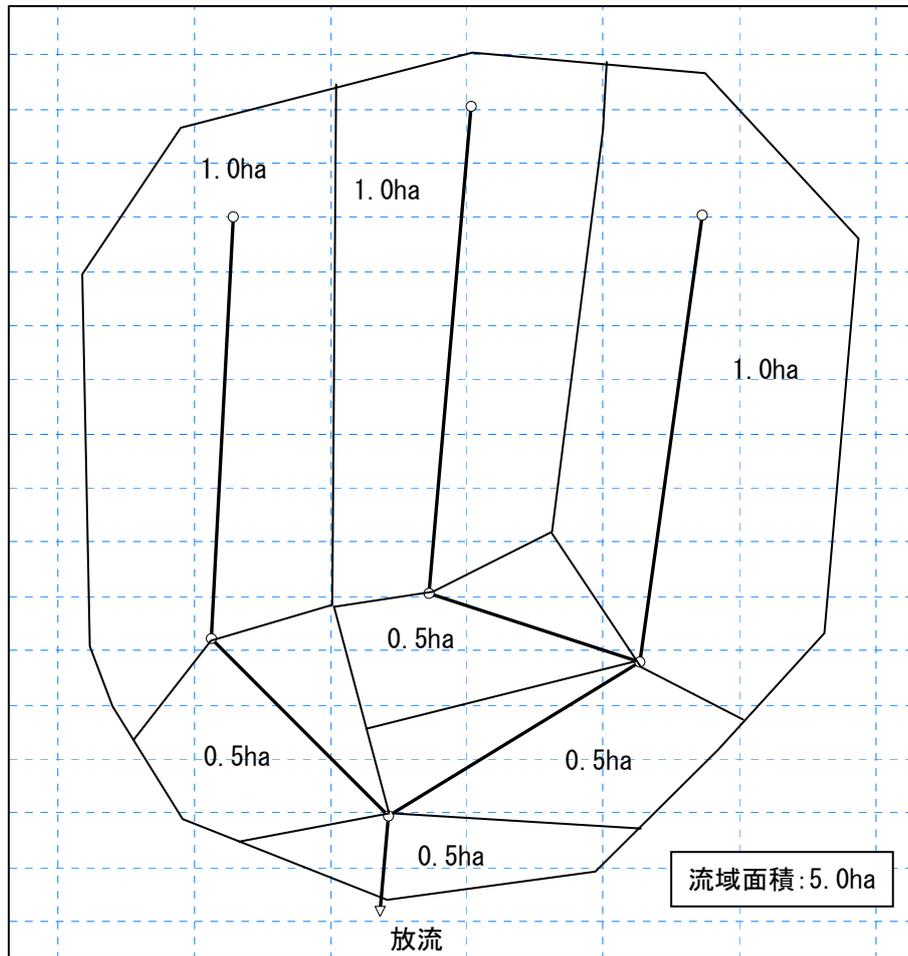
(注) 各平均流量は比流量(単位： $\text{m}^3/\text{s}/100\text{km}^2$)



参考図 2-3 地下水涵養量より比流量の算定

3. シミュレーションによる浸透効果の検討

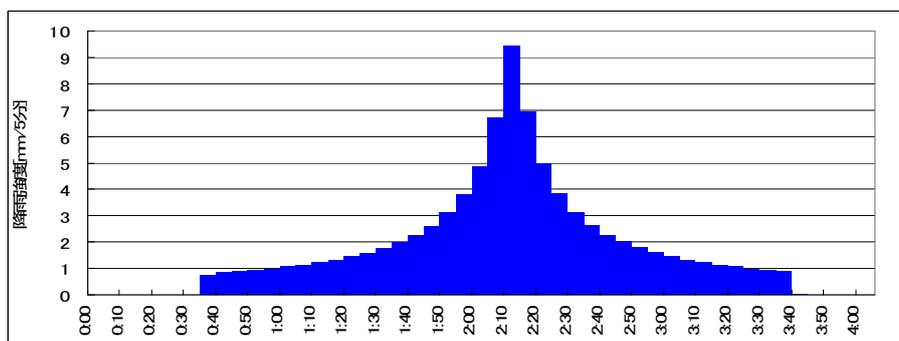
参考図 3-1 に示す仮想流域を対象に、流量のシミュレーションを行い、流出率モデルと一定量差引きモデルの相違及び浸透施設の設置による流量削減の効果について検証を行った。



参考図 3-1 仮想流域

対象降雨は参考図 3-2 に示す 50mm 計画降雨とし、以下の各ケースで流量がどのように変化するかを確認した。

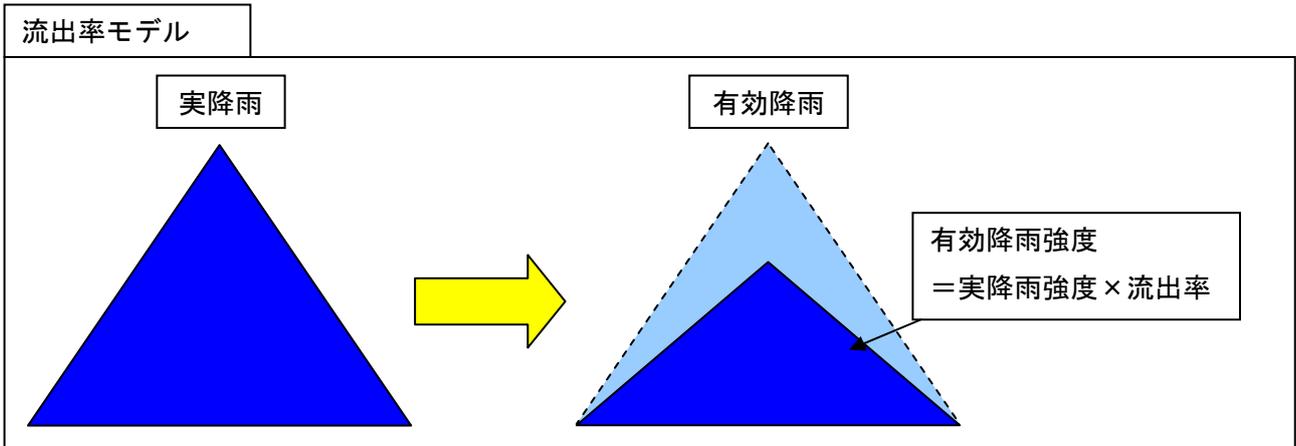
- ① 流出率モデルの流出率を変化させた場合
- ② 一定量差引きモデルの浸透強度を変化させた場合
- ③ ②のモデルに浸透施設を追加し、浸透施設の浸透強度を変化させた場合



参考図 3-2 50mm 計画降雨

(1) 流出率モデルの流出率を変化させた場合

流出率モデルは、有効降雨の降雨強度を実降雨との割合で表すモデルである。



流出率モデルの構築にあたっては、道路、屋根等の地表面の種類ごとに代表的な流出率を割り当て、平均流出率を定める。

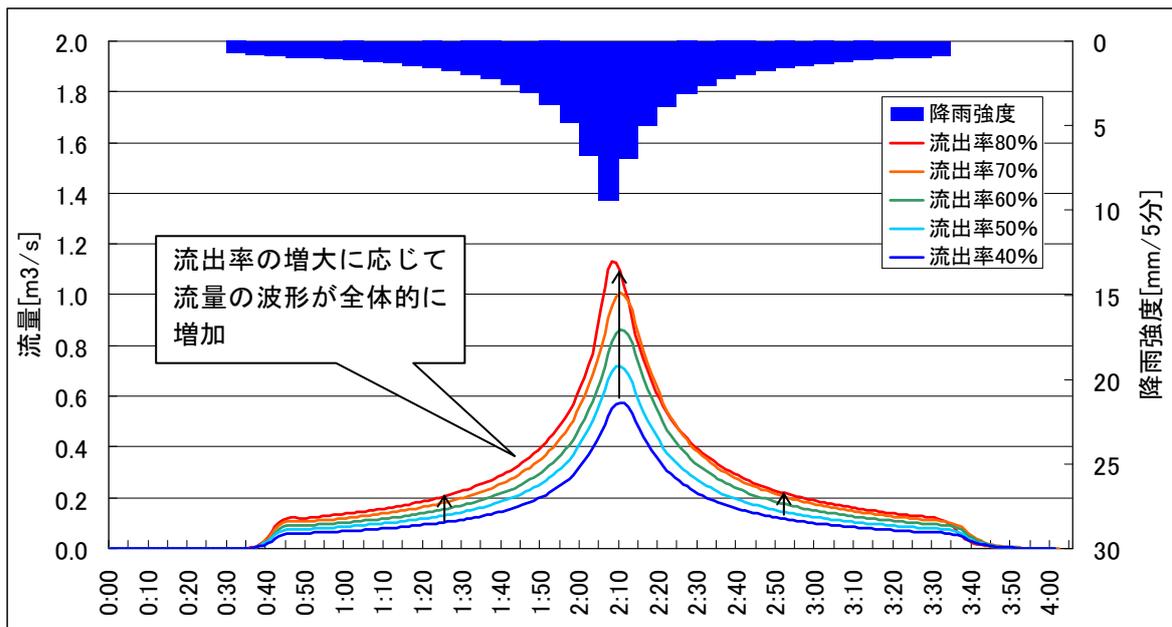
地表面の種類ごとの流出率については、例えば以下のような指針値が定められている。

参考表 3-1 工種別基礎流出係数の標準値

(下水道施設計画・設計指針と解説(前編 2001年版)、日本下水道協会編)

工種別	流出係数	工種別	流出係数
屋根	0.85~0.95	間地	0.10~0.30
道路	0.80~0.90	芝、樹木の多い公園	0.05~0.25
その他の不透面	0.75~0.85	勾配の緩い山地	0.20~0.40
水面	1.00	勾配の急な山地	0.40~0.60

参考図 3-1 に示す仮想流域に対し、流出率を 40%から 80%まで、10%ずつ増加させて流量のシミュレーションを行った結果を参考図 3-3 に示す。



参考図 3-3 流出率モデルの解析結果

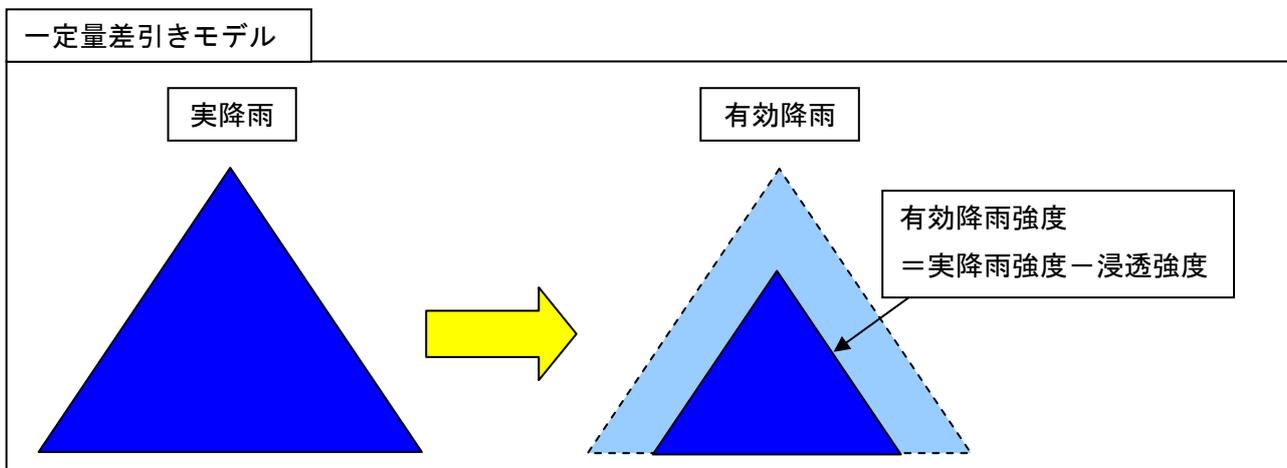
参考図 3-3 から分かるように、流出率モデルでは、降雨強度の大きさに関わらず、流出率の増大に応じて流量の波形が全体的に増加する。

流出率モデルでは、地表面の種類とその割合が分かれば流出率が概ね推定でき、パラメータの調整が容易であるという利点がある。

しかし、あらゆる強度の降雨に対して流出率を一律に定義する流出率モデルでは、実際の降雨では降雨強度が強いほど流出率が大きくなる傾向があり、異なる強度の複数の降雨に対して調整が難しいという課題がある。

(2) 一定量差引きモデルの浸透強度を変化させた場合

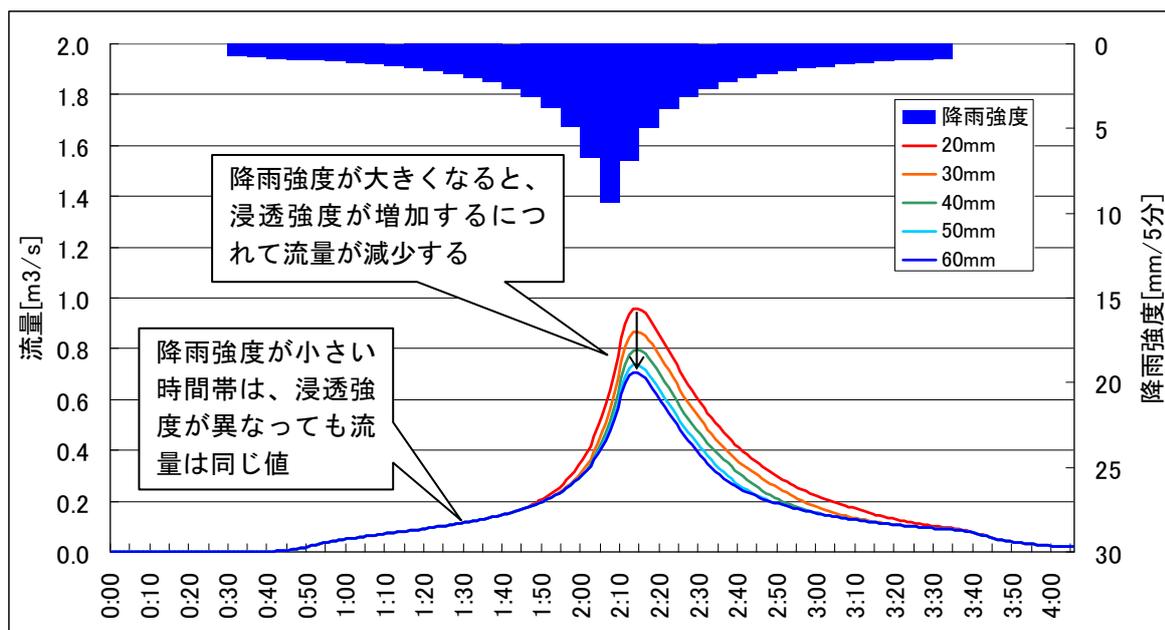
一定量差引きモデルは、実降雨に対し、裸地面等の浸透域の浸透強度分を一律に差し引いて有効降雨を算出するモデルである。



仮想流域に対し、参考表 3-2 に示す土地利用を想定した一定量差引きモデルを作成し、浸透域の浸透強度を 20mm/hr から 60mm/hr まで、10mm/hr ずつ増加させて流量のシミュレーションを行った結果を参考図 3-4 に示す。

参考表 3-2 仮想流域の土地利用面積割合

地表面の種類	面積割合 (%)	くぼ地貯留 (mm)	浸透強度 (mm/hr)
屋根	25	0	
道路	25	2	
浸透域	50	6	20~60 (10mm/hr ずつ変化させて解析)



参考図 3-4 一定量差引きモデルの解析結果

参考図 3-4 から分かるように、一定量差引きモデルでは、降雨強度の小さい降雨初期は浸透強度が異なっても流量はほとんど変わらないが、降雨強度が大きくなると浸透強度の増加に伴い流量が減少する。

一定量差引きモデルは、降雨強度が浸透強度よりも大きくなるとその超過分が浸透域から流出すると想定しており、実現象に近い解析方法であると考えられる。

ただし、浸透強度をどの程度見込むべきか等、調整が必要なパラメータが流出率モデルよりも多くなる。

(3) 一定量差引きモデルに浸透施設を追加し、浸透施設の浸透強度を変化させた場合の流量削減効果

(2.)の一定量差引きモデルを対象に、流域に浸透ますを設置した場合を想定してシミュレーションを行った。

参考図 3-1 に示す地表図において、参考表 3-2 に示す屋根及び道路の区域の中で、浸透ますを設置する面積を変化させ、参考表 3-3 のとおり想定した。

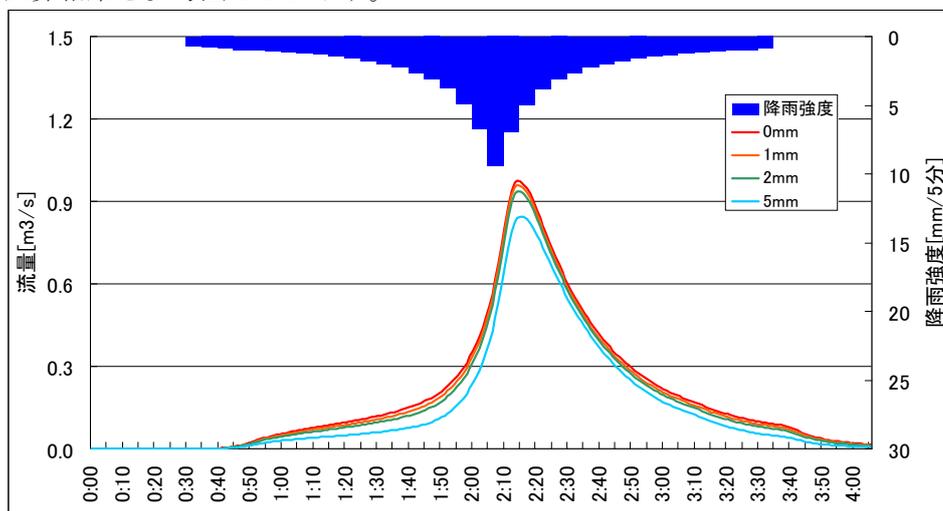
パラメータについては、手引き 2.3 項において、土壌の飽和透水係数は $10^{-5} \sim 10^{-4}$ (m/sec) 程度の事例が多いとされ、算定例として飽和透水係数を 1.0×10^{-4} (m/sec) としたときの浸透ますの単位設計浸透量 0.2 ($\text{m}^3/\text{hr}/\text{基}$) が提示されていることから、ここでは中間的な値として、飽和透水係数を 5.0×10^{-4} (m/sec)、そのときの浸透ますの単位設計浸透量を 0.4 ($\text{m}^3/\text{hr}/\text{基}$) (= 0.0066 ($\text{m}^3/\text{分}/\text{基}$)) と想定した。また、浸透ます 1 基あたりの流入面積は、手引き 2.3 項の算定例と同じ 40 ($\text{m}^2/\text{基}$) とした。これらの値を想定した場合、参考表 3-3 に示す浸透ます設置対象面積に対し、浸透ますによる流域平均浸透強度は $1.0 \sim 5.0$ mm/hr に相当する。なお、浸透域の浸透強度は 20 mm/hr と想定した。

参考表 3-3 仮想流域における浸透ますの設置条件

浸透ます設置基数	流入面積	設計浸透量	浸透ます設置対象面積	浸透施設による流域平均浸透強度
基	$\text{m}^2/\text{基}$	$\text{m}^3/\text{分}/\text{基}$	ha	mm/hr
125	40	0.0066	0.50 (10%)	1.0
313			1.25 (25%)	2.5
625			2.50 (50%)	5.0

※カッコ内は流域面積に占める浸透ます設置対象面積の割合

流量の試算結果を参考図 3-5 に示す。



参考図 3-5 浸透施設を追加したモデルの解析結果

解析に用いた 50mm 計画降雨では、5 分間最大降雨強度は約 9.4 mm/5 分であり、時間降雨強度に換算すると 113 mm/hr となる。

浸透ますによる流域平均浸透強度が 1.0 mm/hr 程度の場合は浸透施設を設置しない場合との明確な差はみられないが、 5 mm/hr の浸透強度の場合はピーク流量の減少が顕著に表れる。

浸透施設による流域平均浸透強度とピーク流量の減少率との関係を参考表 3-4 に示す。

参考表 3-4 流域平均浸透強度とピーク流量の関係

浸透施設による 流域平均浸透強度 (mm)	0mm	1mm	2mm	5mm
ピーク流量 (m ³ /s)	0.98	0.96	0.94	0.85
浸透強度 0mm に対する ピーク流量の減少率 (%)	-	1.4	3.9	13.3

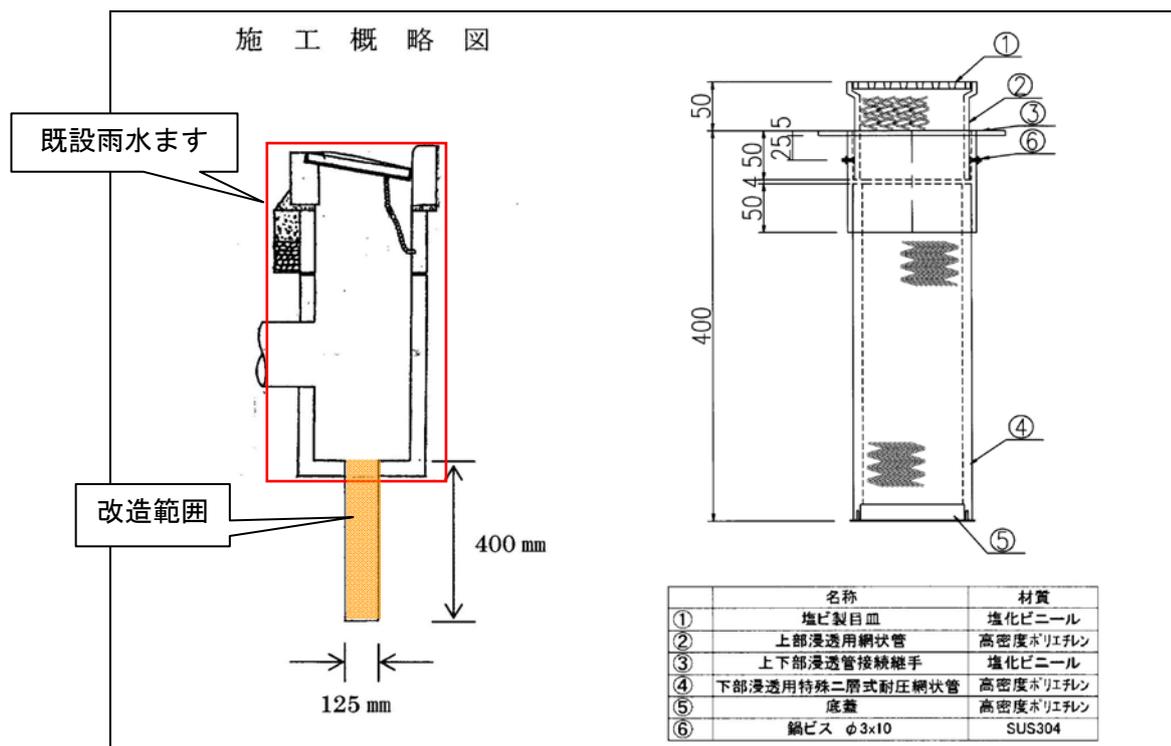
なお、土壌の飽和透水係数を手引き 2.3 項の算定例と同じ 1.0×10^{-5} (m/sec) とした場合でも、流域の全域が浸透ますの設置対象であれば（本仮想流域では屋根及び道路区域である 50%までが浸透ますの設置対象）、このパラメータ設定条件下においての流域平均浸透強度は最大 5mm/hr と
なる。

4. 既設雨水ますの活用例

既設の雨水ますを浸透ますと交換する場合、舗装の掘削⇒雨水ますの撤去⇒碎石の敷設⇒浸透ますの設置⇒埋め戻し⇒再舗装という一連の作業に大きな手間やコストがかかり、浸透施設設置が進まない一因となっている。

そこで、既設の雨水ますを活用し、施設の一部を改造することによって浸透機能を付加することができれば、設置の手間やコストが大幅に削減される可能性がある。

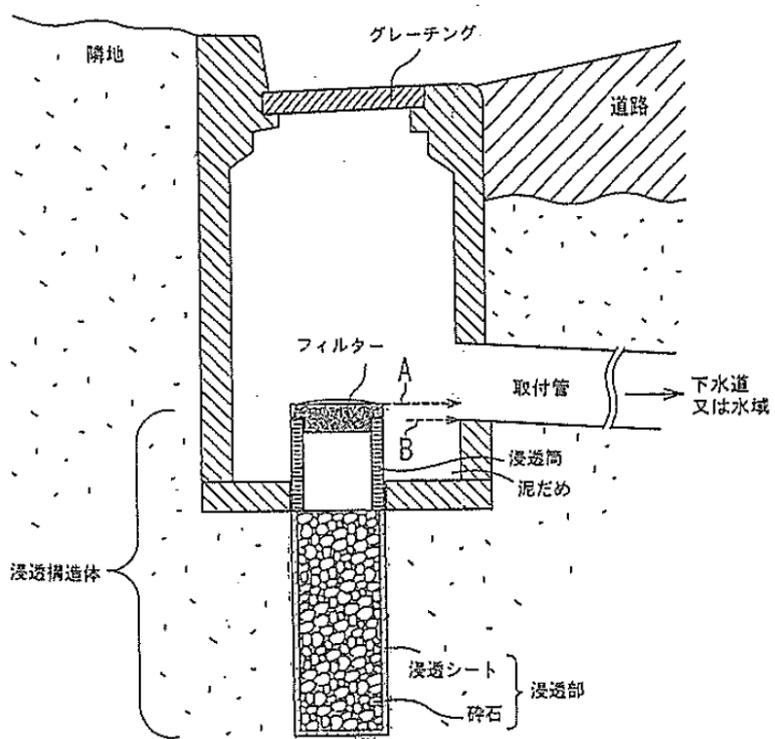
既設の雨水ますを改造し浸透機能を付加する手法の検討例を以下に示す。



参考図 4-1 既設雨水ますの活用例 (A 市)

参考図 4-1 に示した改造例では、設置後 0.7~1.8L/分・基程度の浸透量が得られたが、土砂の流入による目詰まりが進行しやすいことが判っており、A 市では現在さらに構造検討を行っている。

また、B市においては、A市と同様に既存の道路集水ますの底に浸透孔を削孔して浸透化を行う構造としている。B市では削孔部分に碎石を充填することで目詰まりが起きにくいよう配慮している。



参考図 4-2 既設雨水ますの活用例 (B市)