

東京都雨水貯留・浸透施設技術指針

(資料編)

平成 21 (2009) 年 2 月

東京都総合治水対策協議会

目次

第1章 資料編について	1
[計画編]	
第2章 計画	2
(1) 水文計画	2
1-1 一般事項	2
1-2 計画降雨波形	4
1-3 計画規模	7
1-4 ピーク流量及びハイドログラフの算出	7
(2) 対策量算定	9
2-1 調節容量と排水量	9
2-2 標準等危険度線と流域対策量の算定	9
2-3 貯留量と浸透量の換算	12
(3) 土地利用分類	13
3-1 適地	13
(4) 標準等危険度線による流域対策量の算定方法	14
4-1 標準等危険度線の作成方法 (1)	14
4-2 標準等危険度線の作成方法 (2)	16
4-3 標準等危険度線の使用法	18
(5) 標準等危険度線による浸透施設の貯留量換算方法	20
5-1 浸透施設の貯留換算式	20
5-2 浸透施設の貯留換算法	21
(6) 標準等危険度線による貯留施設の放流量算定方法	22
6-1 貯留施設の放流量算定	22
[実施編]	
第3章 設計	23
(1) 一般事項	23
1-1 設計手順	23
1-2 貯留施設	25
1-3 浸透施設	25
1-4 調節方式	26
1-5 放流量と湛水時間	26
1-6 貯留施設の貯留量	27
1-7 浸透施設の浸透量	27
1-8 ピークカット	43
1-9 配置計画	44
(2) 貯留施設の設計	45
2-1 貯留高	45

2-2	校庭・運動場貯留	46
2-3	公園・緑地貯留	46
2-4	駐車場貯留	47
2-5	棟間貯留	47
2-6	地下貯留	48
2-7	その他の貯留施設	49
2-8	周囲小堤	50
2-9	中水利用	51
(3)	浸透施設の設計	52
3-1	一般	52
3-2	浸透ます	53
3-3	浸透トレンチ	54
3-4	透水性舗装	55
3-5	透水性平板舗装	56
3-6	道路浸透ます	57
3-7	浸透井・浸透池	61
3-8	浸透側溝	63
3-9	その他の浸透施設	64
(4)	排水設計	65
4-1	オリフィスの設計	65
4-2	放流施設	70
4-3	浸透施設の排水	71
第4章	施工	72
(1)	一般事項	72
1-1	貯留施設の施工	72
1-2	浸透施設の施工	72
1-3	排水施設の施工	73
(2)	施工管理(1)	74
2-1	事前調査	74
2-2	工法選択	74
2-3	材料選択	75
(3)	施工管理(2)	76
3-1	浸透面の保護	76
3-2	構造安定	77
3-3	排水	77
3-4	勾配	77
3-5	底面処理	78
3-6	植生	80

3-7 試験	81
第5章 管理	82
(1) 維持管理	82
1-1 清掃	82
1-2 機能回復	83
(2) 安全管理	89
2-1 安全管理の原則	89
2-2 注意看板の設置	90
2-3 巡視	91
2-4 避難	91
2-5 侵入防止措置	92
第6章 実施例	93
付録 浸透能の評価法	98
参考文献	104

第1章 資 料 編 に つ い て

東京都雨水貯留・浸透施設技術指針（以下、「本編」とする。）は、雨水の流出抑制を目的として設置される貯留・浸透施設等に関わる計画及び実施についての技術的な一般事項を説明するものである。

東京都雨水貯留・浸透施設技術指針（資料編）（以下、「資料編」とする。）では、本編で利用されている計画降雨の詳細、標準等危険度線を活用しての貯留量、浸透量、放流量算出方法等の計画論一般を〔計画編〕で記述し、〔実施編〕では、実際の現場において必要となる設計、施工、維持管理方法について記述している。実際の設計においては、〔実施編〕を活用し、貯留施設の多目的利用を考慮した貯留水深、各種浸透施設の構造等に配慮して設計を行う。又、貯留・浸透施設の施工に際しては、施工時の留意事項に配慮して施工を行う。施設完成後には、維持管理事項に配慮して施設の管理を行う必要がある。

第 2 章 計 画 画

(1) 水文計画

1 - 1 一般事項

本章では流域貯留・浸透施設の設計のための計画と河川および下水道の排水能力に対する流出抑制に必要な事項について示す。

(解説)

流域貯留・浸透施設は、流域に分散して設置されるため、施設そのものの水文設計と同時に治水計画上の河川及び下水道に対する流出抑制効果の評価を行う必要がある。

流域貯留・浸透施設のモデルとして、集水域からの流入・貯留・流出の概念を示すと図 2.1.1 になる。貯留、浸透施設設置区域では、それぞれの施設の雨水流出抑制機能(表 2.1.1)により流出抑制が行われる。

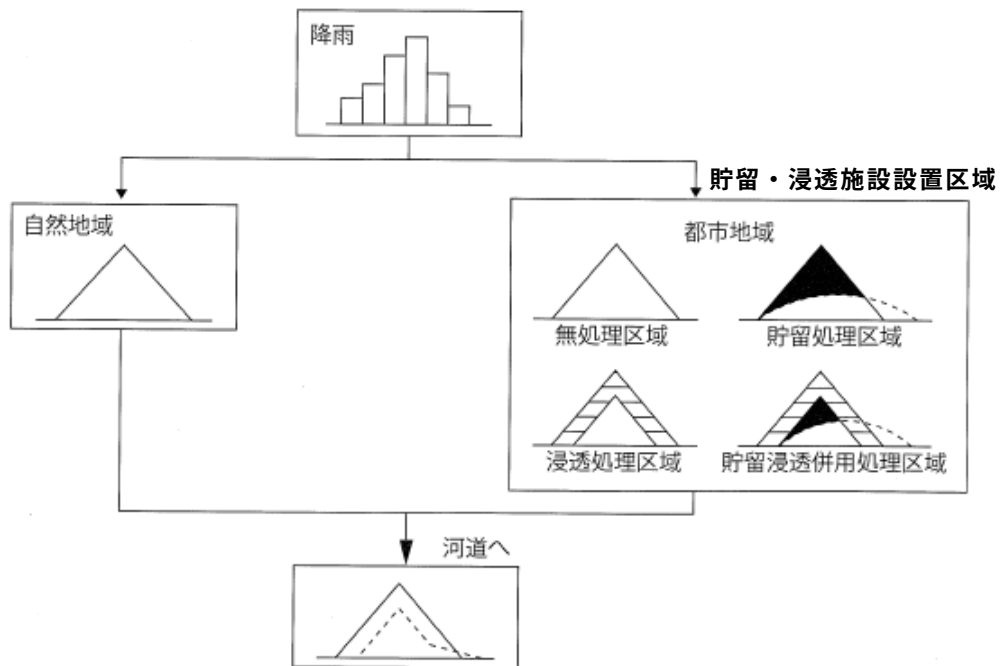
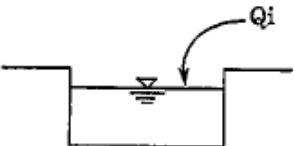
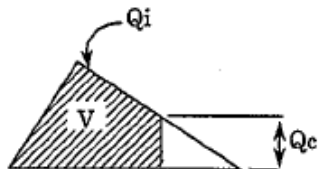
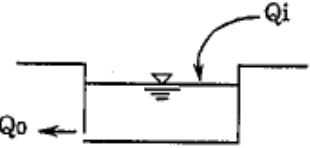
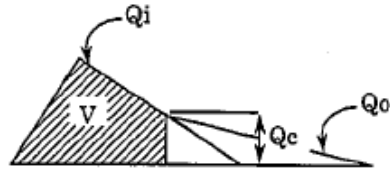
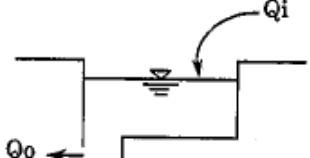
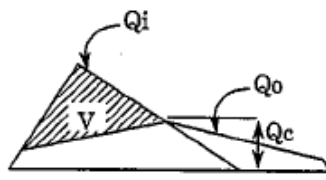
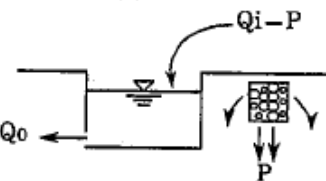
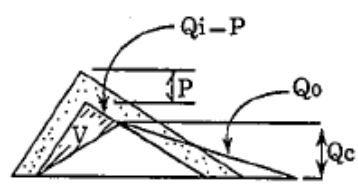
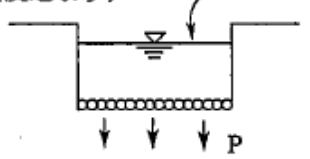
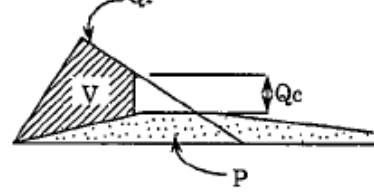
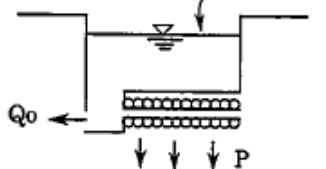
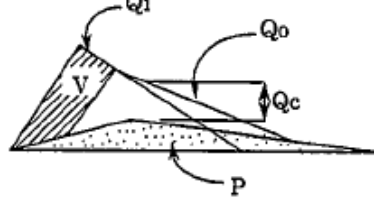


図 2.1.1 雨水貯留・浸透施設モデルの概念図

表 2.1.1 流出抑制施設の水文・水理の概念

施設の型式	調節と必要容量の概念	備考
ためきり 		貯留可能容量が小さい場合は、初期降雨のカットのみで、ピークカットの効果が期待できないことがある。排水はポンプによることとなる。
単断面孔あき 		オフサイト貯留では、この型式が多い。
多段式または側溝 		多段式にして上段の冠水頻度を下げ多目的利用をはかる。オンサイト貯留では側溝等により小降雨を処理し、また排水時間の短縮をはかる。
浸透による前処理 		浸透施設により雨水の前処理を行い浸透しきれなかった雨水を貯留施設で処理する。
底面浸透 (浸透ます) 		透水性の高い地盤では、有効である。
浸透と貯留の併設 		浸透施設を貯留施設に併設したもので、湛水時間の短縮、冠水頻度の減少に効果的である。

註) Q_i ; 流入量, Q_o ; 放流量, Q_c ; 許容放流量, V ; 必要調節容量, P ; 浸透量

1-2 計画降雨波形

流域貯留・浸透施設の設計にあたっての計画降雨波形は、原則として、集水時間を考慮した中央集中型降雨波形を用いるものとし、その継続時間 24 時間を標準とする。

(解説)

降雨強度式

気象庁・東京管区气象台・東京観測所の確率降雨表（表 2.1.2）を用いて最小二乗法により求める（表 2.1.3）。

$$r = b / (t^{2/3} + a)$$

ただし、 r ：降雨強度（mm/hr）、 t ：洪水到達時間（降雨継続時間）（分）、 a 、 b ：定数である。

モデルハイエトグラフ

ハイエトグラフは、そのピークの位置により 1) 前方集中型、2) 中央集中型、3) 後方集中型に分けられるが、中央集中型は、確率的に高い再現性を示す波形であるため、モデルハイエトグラフとしては、この中央集中型のハイエトグラフを用いる（図 2.1.2）。

モデルハイエトグラフの作成には、設定した計画降雨規模により得られる降雨強度曲線を用いる。なお、降雨の継続時間は 24 時間とする。

表 2.1.2 確率降雨表

(東京管区気象台・東京観測所における観測記録をもとに「ガンベル法」により算出)

(単位 mm)

確率年	最大 10 分	最大 20 分	最大 30 分	最大 1 時間	最大 2 時間	最大 3 時間	正時最大 24 時間	日雨量
1.2	7.5	12.3	19.8	30.0	38.5	48.7	85.3	72.2
2	13.6	21.3	30.0	43.1	59.3	70.5	128.0	109.6
3	16.9	26.2	35.8	50.8	70.5	83.5	152.0	130.4
4	18.6	30.0	39.6	56.2	77.8	91.6	168.0	143.8
5	20.4	32.3	42.6	60.2	82.5	97.0	179.2	153.6
7.5	23.0	36.3	47.2	66.2	93.0	108.0	199.5	173.6
10	24.8	39.5	51.0	71.2	98.8	115.0	213.0	182.5
15	27.0	43.3	55.0	76.8	108.3	124.9	231.5	198.3
20	29.0	46.2	58.7	81.2	114.2	132.0	245.5	210.0
30	31.6	50.2	63.7	88.0	123.3	142.1	264.2	226.0
50	34.7	55.2	69.5	95.7	134.5	153.5	287.6	246.5
70	36.4	58.3	72.0	100.5	142.5	161.5	302.0	258.5
80	37.4	59.7	73.8	102.8	145.5	165.0	308.9	265.4
100	38.9	61.8	77.3	106.0	149.6	170.0	319.1	274.1

(資料)

1. 2. 3 時間雨量

昭和 2 年～昭和 41 年

各年最大値 35 個

24 時間雨量

明治 23 年～昭和 41 年

各年最大値 77 個

日 雨 量

昭和 2 年～昭和 41 年

各年最大値 35 個

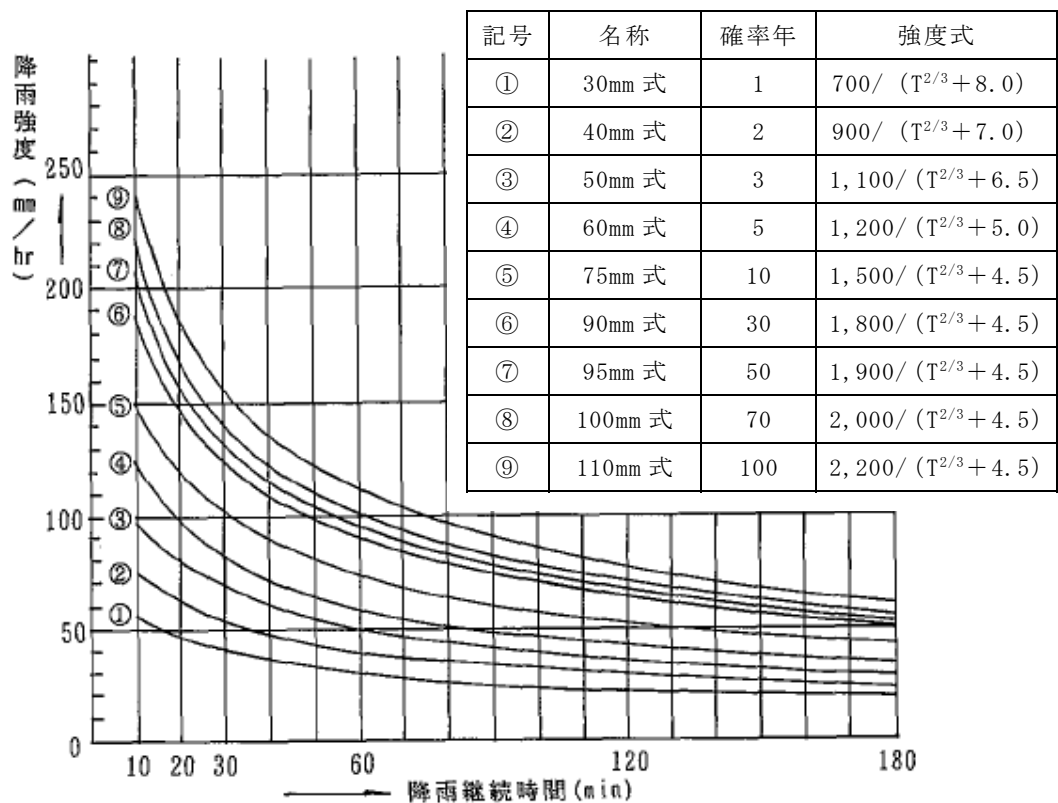


表 2.1.3 確率年別降雨強度曲線一覧表

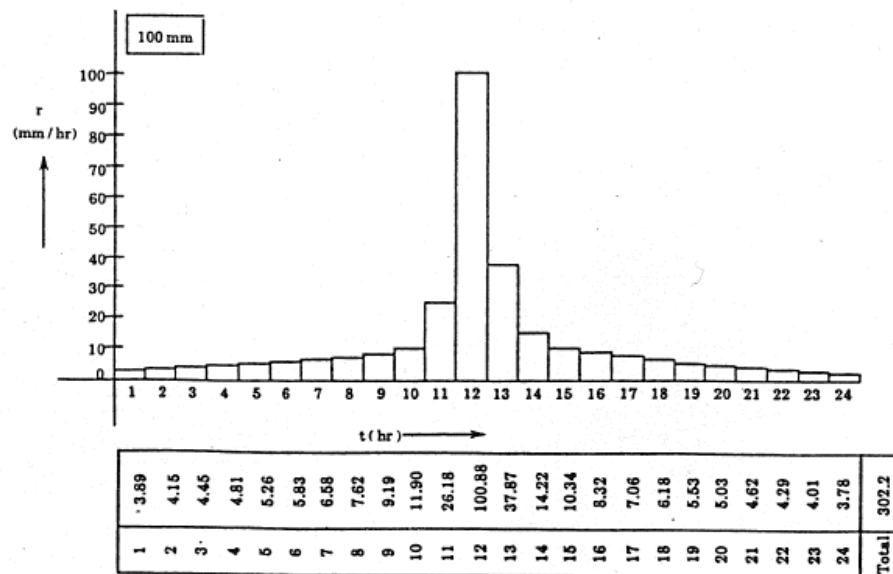
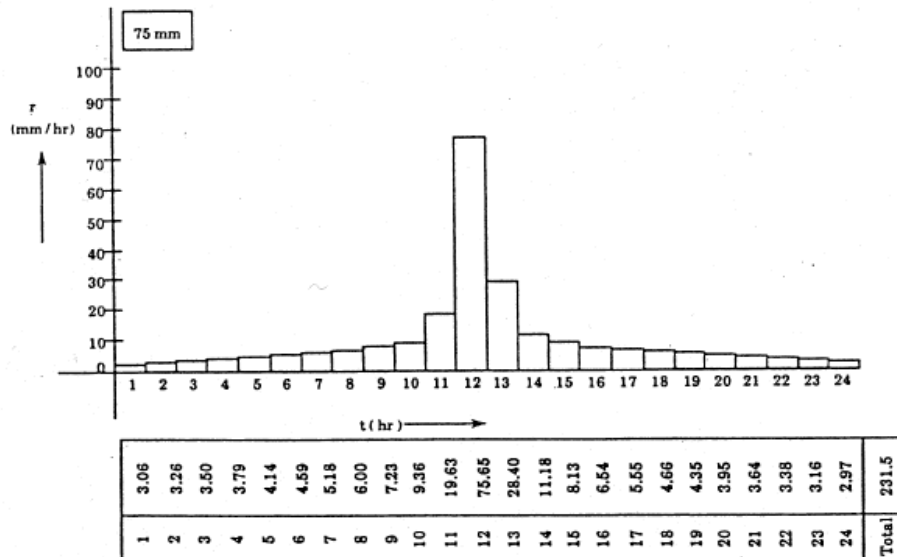
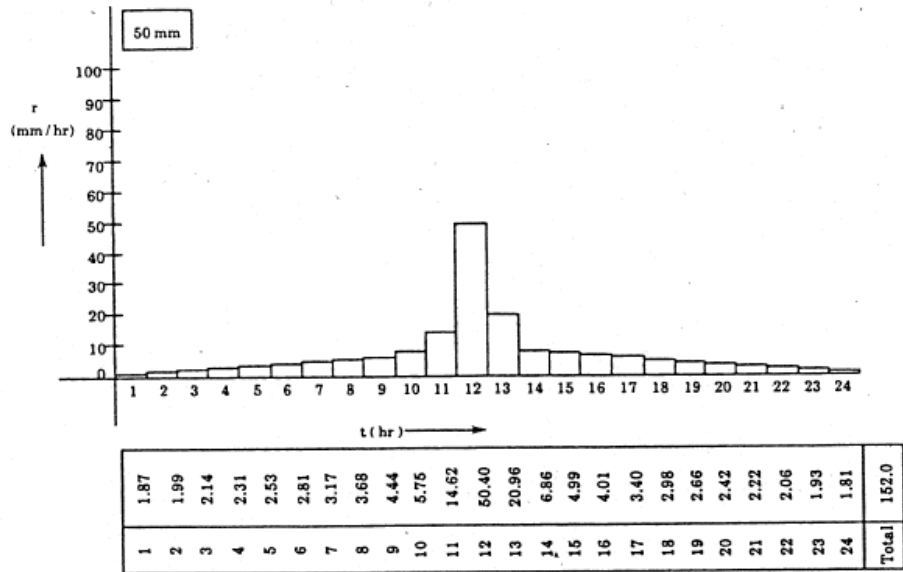


図 2.1.2 中央集中型ハイエトグラフ

1-3 計画規模

貯留・浸透施設の計画降雨は、流域ごとの河川あるいは下水道の計画（排水能力）に整合性をもたせる。

1-4 ピーク流量及びハイドログラフの算出

雨水流出のピーク流量及びハイドログラフの算出は、合理式による。

（解説）

降雨による流出量の計算法は、合理式その他、貯留関数法、準線形モデル、修正 R R L 法、等価粗度による特性曲線法などがあるが、施設そのものの水文設計には、原則として合理式を用いる。

1) ピーク流量計算法

雨水流出のピーク流量は、合理式により求める。なお、洪水到達時間内平均降雨強度は、降雨強度式により求める。

$$Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A$$

ここに、 Q ：ピーク流量（ m^3/s ）

f ：流出係数

r ：洪水到達時間 t_c 内の平均降雨強度（ mm/hr ）

A ：集水面積（ ha ）

t_c ：懸案地点までの洪水到達時間（ min ）

2) 流出ハイドログラフの計算法

流出ハイドログラフは、合理式の理論により、**図 2.1.3** のように作成する。

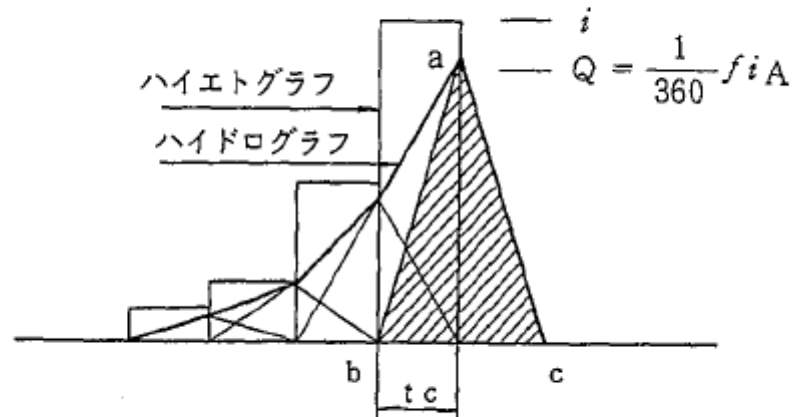


図 2.1.3 流出ハイドログラフの計算法

ここに、 i : ハイエトグラフにおける洪水到達時間 t_c 内平均降雨強度 (mm/hr)

f : 流出係数

t_c : 洪水到達時間 (分)

河川あるいは下水道で使用する計画等を参考に決める。

a 、 b 、 c : 降雨強度 i による流出ハイドログラフ

この方法は、単位図と合理式を組み合わせで計算しようとするものであり、加えてピーク流出係数と流出率が一致するとの仮定によるものである。ただし、あらかじめ有効雨量が得られている場合は、**図 2.1.3** において $f = 1$ として流出ハイドログラフを計算すればよい。

(2) 対策量算定

2-1 調節容量と排水量

流出抑制量（調節容量）の設定は、原則として計画降雨と放流先の排水能力（河川および下水道の容量）との関係（標準等危険度線）から決める。

（解説）

流出抑制量は、施設の設置場所の制約から一様に決めることは難しいが、ここでは調節容量と排水量の二水文量の組み合わせによる方法（標準等危険度線）から一定放流量を前提とする必要抑制量等を決定する。ただし、あらかじめ流域対策量が設定され、本法で算定される容量を上回る場合はこの限りでない。

2-2 標準等危険度線の作成と流域対策量の算定

河川あるいは下水道の計画等で使用している降雨データをもとに総降雨量（mm）と降雨強度（mm/hr）の組み合わせによる標準等危険度線を作成する。

（解説）

一定放流（全量抑制を含む）を前提とした雨水流出抑制量を決める方法として、ここでは総降雨量と降雨強度との組み合わせによる結合確率から標準等危険度線を作成し、必要対策量を決める手段とする。標準等危険度線の作成は以下のとおりである。

- 1) 河川あるいは下水道で使用している雨量観測点のデータにより、降雨継続時間別の確率降雨並びに一連続雨量についての資料を整理する。
- 2) 上記の資料（確率降雨表）より生起確率年別総降雨量と降雨強度を読み取り、等危険度線を作成する。ただし、降雨強度の単位時間は、流域ごとの懸案点までの洪水到達時間を原則とするが、最小10分とする。
- 3) 等危険度線の一例を図2.2.1に示す。

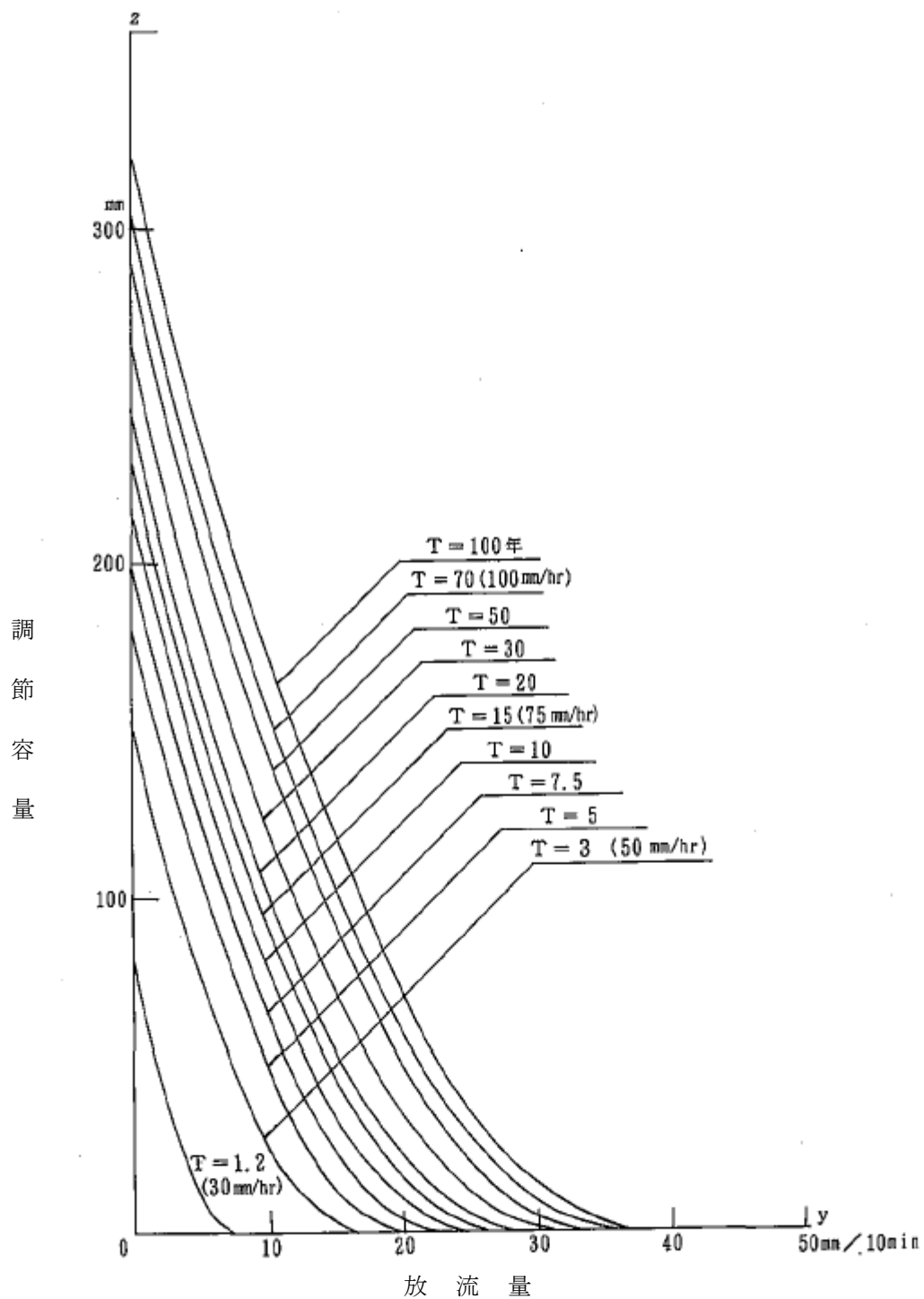


図 2.2.1 標準等危険度線

(図 2.2.1 の解説)

標準等危険度線は、放流量と調節容量（流域対策量）の関係を実績降雨より確率年ごとに 2 次曲線で表現したものである。次ページに示すように、流域対策量、浸透施設の貯留換算及びオリフィス放流量の算定等に用いることができる。

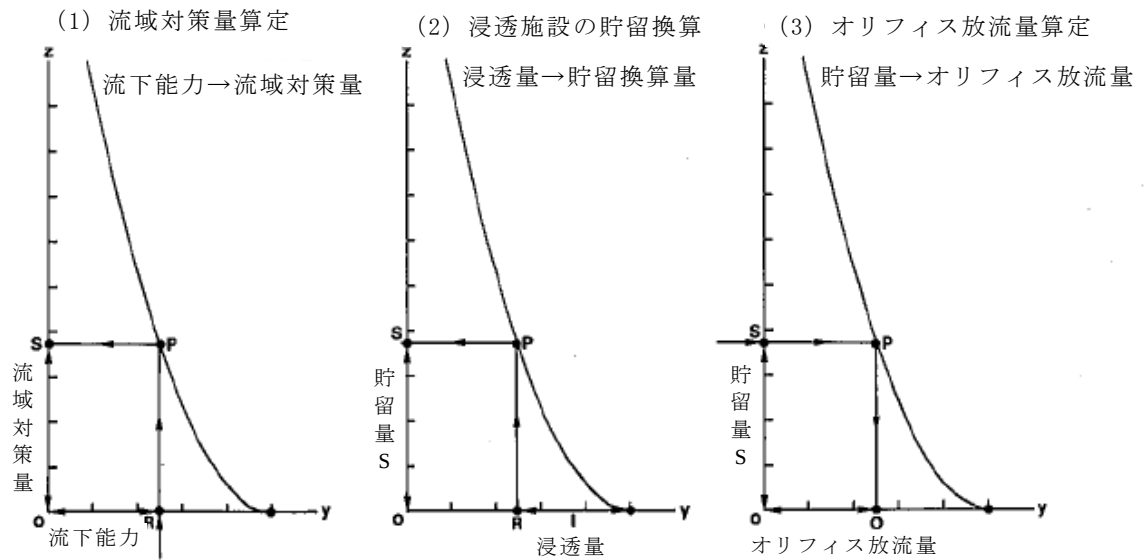


図 2.2.2 標準等危険度線の種々の使用法

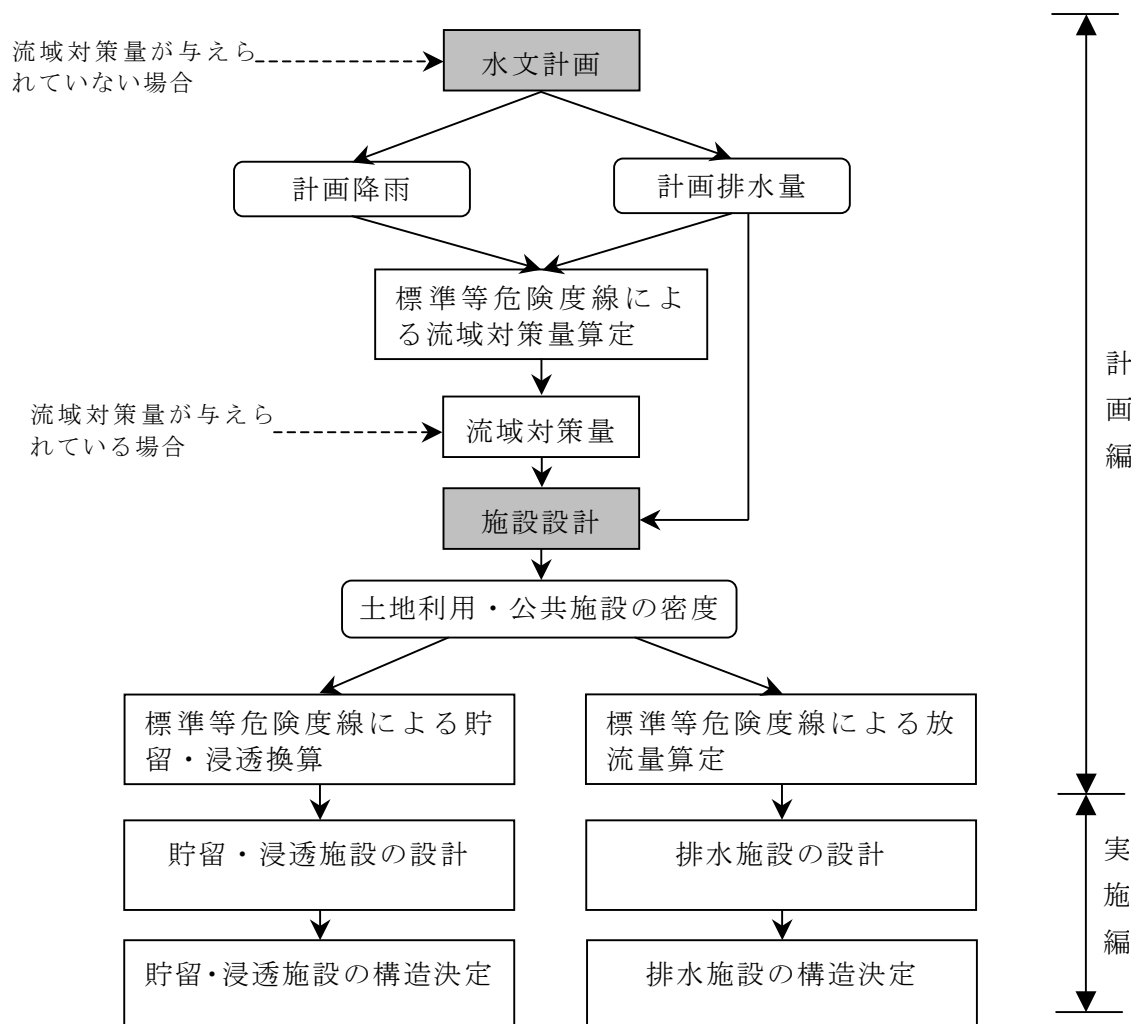


図 2.2.3 貯留・浸透施設設計フロー

- 4) 標準等危険度線を使用すると、従来の流出解析手法よりも簡便に、流域対策量の算定ができるばかりか、浸透施設の評価やオリフィスの設計にも応用することができる。
(図 2.2.2、図 2.2.3 参照)

2-3 貯留量と浸透量の換算

浸透施設の対策量の算定には、浸透量を貯留量に換算する。

(解説)

流域対策量は、貯留量で表現されるので、浸透施設の浸透量を貯留量に換算しなければならない。ここでは、標準等危険度線による方法を示す。

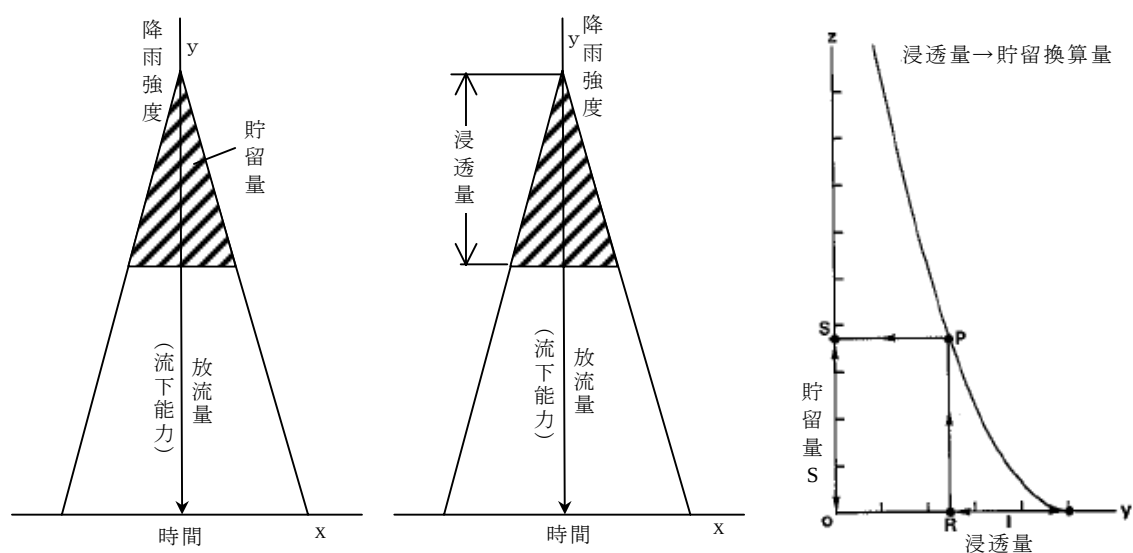


図 2.2.4 浸透量の貯留換算

(図 2.2.4 の解説)

左図は、ハイドログラフ上での貯留・浸透施設のピークカットを表している。すなわち、三角形の斜線部の面積が貯留量で、高さが浸透量に相当する。また、右図は、このハイドログラフの両者の関係を標準等危険度線上に描いたもので、浸透量 I より貯留量 S を求めるようすを表している。

(3) 土地利用分類

3-1 適地

貯留・浸透施設は、東京都浸透能力マップを利用し、設置場所の地形、地質、土地利用等の諸条件をもとに、適地、要調査地域を判断して適切に設置する。

(解説)

貯留・浸透施設による流出抑制を効果的に行うには、適地の選定が重要である。適地の選定には次の諸点を考慮する。

- 1) 東京都浸透能力マップに示される浸透適地である台地部においては、貯留・浸透施設、要調査地域である低地部等においては貯留施設あるいは浸透効果を確認して浸透施設を設置する。
- 2) 浸透施設を設置した場合に、地下水汚染が懸念される場合は設置を避ける。
- 3) 学校、公園のように小児が利用する場所に貯留施設を設置する場合、安全水深に留意し、浸透施設を設置するなど、湛水時間をできるだけ短くする。
- 4) 造成地のように切土・盛土を含む場合、浸透施設設置に伴う地盤の変形に十分注意する。

(4) 標準等危険度線による流域対策量の算定方法

4-1 標準等危険度線の作成方法 (1)

標準等危険度線を簡便に作成するには、三角型ハイエトグラフを仮定し、降雨強度式より求める。

(解説)

標準等危険度線とは、貯留施設と排水施設（河川、下水道）とを等価に評価し、ピーク流量と総流量との結合確率により、治水計画のための流域対策量を簡便に算定する手法である。標準等危険度線は、次のような特徴をもつ。

1. 確率年評価に基づく、排水施設に対応した貯留施設の流域対策量を簡便に算定できる。
2. 流量は、雨量から合理式により算定できる。
3. 貯留施設と浸透施設との対策量の換算も簡便にできる。

標準等危険度線の基本式は、次のように表現される。

$$Z/Z_0 = ((Y_0 - Y) / Y_0)^s$$

ただし、 Z ：調節容量、 Z_0 ：最大調節容量（総雨量）、 Y ：放流量、 Y_0 ：最大放流量（ピーク雨量）、 s ：定数である。

定数 s は、ハイエトグラフの形状に対応し、 $s=1$ が矩形波、 $s=2$ が三角波、 $s=3$ が放物線にそれぞれ対応する。現実の降雨は、 $s=3\sim4$ の範囲に分布する。（図 2.4.1、図 2.4.2 参照）ここで、三角波について標準等危険度線を作成する。

図 2.4.3 に示す三角型ハイエトグラフにおいて、縦軸 Y に降雨強度、横軸 X に時間をとれば、三角形の面積 Z_0 は総降雨量に相当し、三角形の高さ Y_0 はピーク雨量、すなわち降雨強度に相当する。ここで、貯留施設によるピークカット分 Z （調節容量）と放流量 Y の関係を考えると、2 つの三角形の相似則より、三角形の面積は高さの 2 乗に比例し、次式が成り立つ。

$$Z : Z_0 = (Y_0 - Y)^2 : Y_0^2$$

すなわち、(1) 式にほかならない。そこで、確率降雨表より降雨強度 100mm に相当する最大 24 時間雨量と最大 1 時間雨量を求めると、それぞれ $Z_0=302.0\text{mm}$ 、 $Y_0=100.88\text{mm/hr}$ となる。これを (1) 式に代入すれば、次式となる。

100mm 式：

$$Z = 0.0297 (100.88 - Y)^2$$

同様に、降雨強度 75mm、50mm に対応する標準等危険度線を求めることができる。

75mm 式：

$$Z = 0.0405 (75.65 - Y)^2$$

50mm 式：

$$Z = 0.0589 (50.40 - Y)^2$$

なお、ここでは洪水到達時間に相当するピーク時の降雨継続時間を 1 時間としているが、流域の特性を考慮してピーク降雨継続時間は設定され、それに伴い計画降雨波形も決められる。

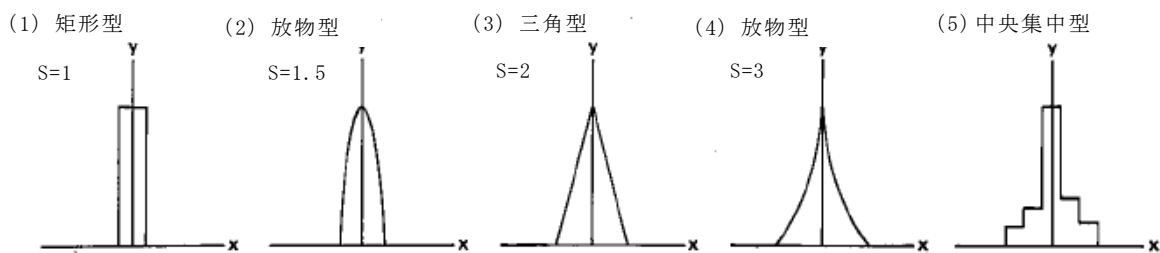


図2.4.1 種々のモデルハイトグラフ

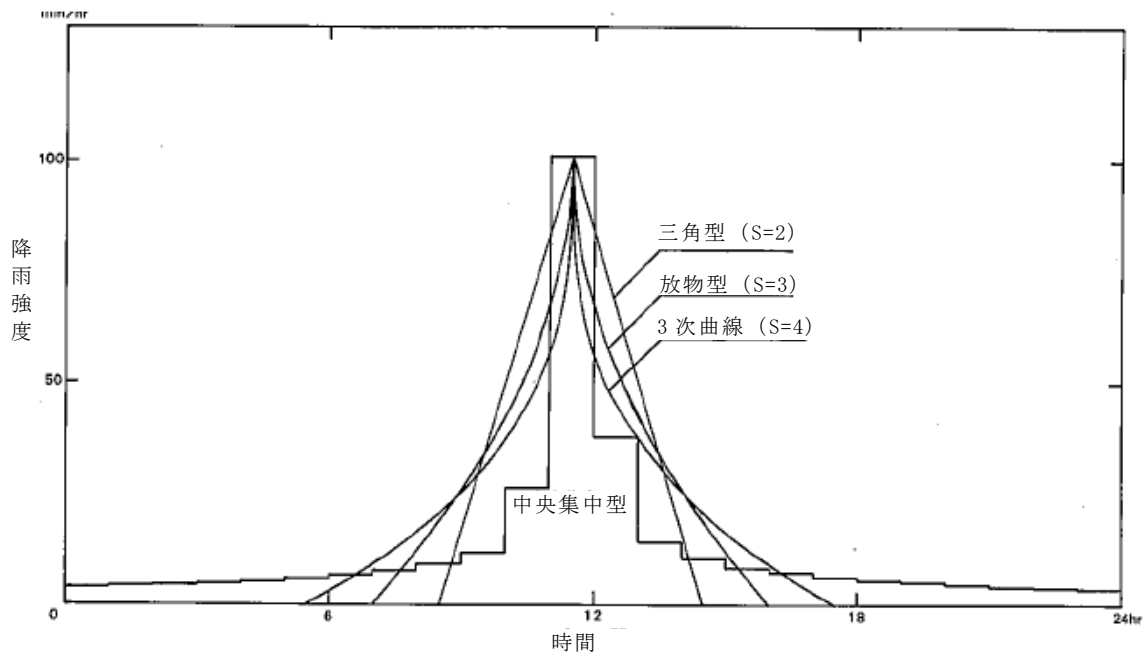


図2.4.2 ハイトグラフの比較

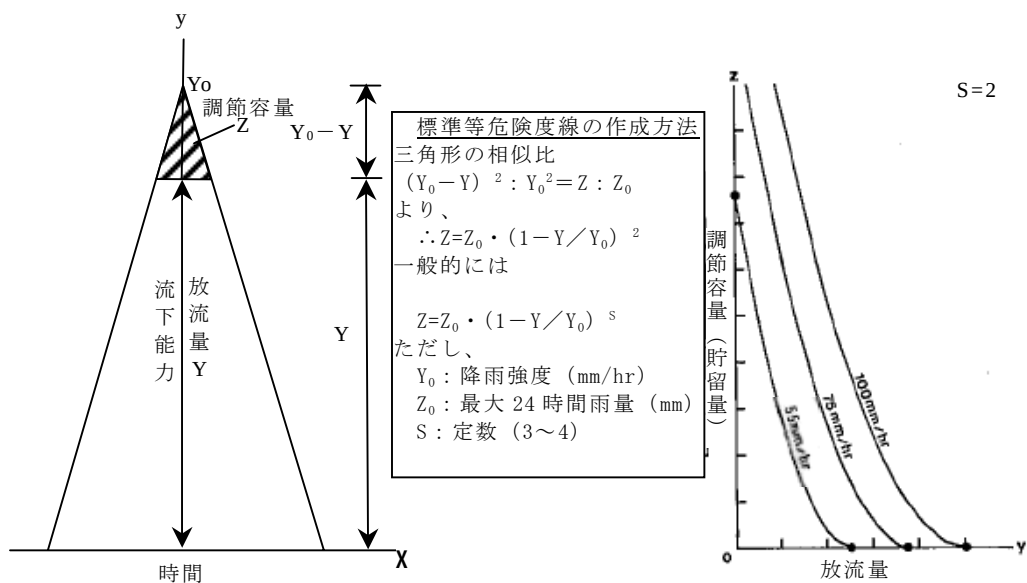


図2.4.3 標準等危険度線の作成法

4-2 標準等危険度線の作成方法 (2)

中央集中型降雨波形に相当する標準等危険度線は、降雨強度式より降雨強度と貯留量の関係を求めることで作成できる。

(解説)

三角型降雨波形に相当する標準等危険度線は、作成が容易で、その性質を知るにはわかりやすいが、次のような欠点をもつ。

1. 算定される流域対策量は、中央集中型に比べ概ね安全側に評価されるが、その安全率は放流量に対応して一定ではなく、危険側を含む。
2. 浸透施設の貯留換算において、確率年ごとに結果が異なる。

そこで、こうした欠点を改善するために降雨強度式より中央集中型降雨波形を求め、その降雨強度と貯留量の関係から標準等危険度線を作成する手法を以下に示す。(表 2.4.1、図 2.4.4 参照)

①1 時間ごとの降雨強度を求める。

②貯留量を次式により算定する。

$$S_0 = 0$$

$$S_i = (i-1) (r_{i-1} - r_i) \Delta t + S_{i-1}$$

ただし、 S_i : i 番目の貯留量、 r_i : i 番目の降雨強度、 Δt : 単位時間 (1 時間) である。

③座標 (r_i 、 S_i) をプロットする。

こうして求めた標準等危険度線は、三角降雨波形のものと同様の流域対策量を算定するが、実際使用するのは右下の直線部分である。従って、ある放流量の範囲では標準等危険度線は直線で表現できることになる。すなわち、確率年ごとに以下のように表現できる。

100mm 式 :

$$Z = 100.88 - Y \quad (Y \geq 37.87 \text{ mm/hr})$$

75mm 式 :

$$Z = 75.65 - Y \quad (Y \geq 28.40 \text{ mm/hr})$$

50mm 式 :

$$Z = 50.40 - Y \quad (Y \geq 20.96 \text{ mm/hr})$$

ただし、 Z : 調節容量 (貯留量)、 Y : 放流量である。

上式を使用すれば、三角型降雨波形をもとに作成した標準等危険度線と比較してさらに簡便に流域対策量を算定することができる。

表 2.4.1 放流量と貯留量

i	t min	t hr(参考)	R	r	s
1	60min	1	100.88mm	100.88mm	0mm
2	120	2	138.75	37.87	63.01
3	180	3	164.93	26.18	86.39
4	240	4	185.53	20.6	103.13
5	300	5	202.78	17.25	116.53
6	360	6	217.76	14.98	127.88
7	420	7	231.09	13.33	137.78
8	480	8	243.14	12.05	146.74
9	540	9	254.19	11.05	154.74
10	600	10	264.42	10.23	162.12

ただし、 $R=(t/60)(2000/(t^{2/3}+4.5))$ 、 $ri=Ri-Ri_{-1}$

$So=0$ 、 $Si=(i-1)(ri_{-1}-ri)+Si_{-1}$

※tの単位はmin (分) を用いること。

t:時間(分)、R:累加雨量(mm)、S:貯留量(mm)、r:放流量(=降雨量)(mm/hr)、Sとrをプロットする。例えば図黒波線は $r=37.87$ 、 $S=63.01$ をプロットしたものである。rが37.87mm以上の直線式は $S=100.88-r$ となるので貯留量(対策量)500 m^3 /ha(50mm)の放流量は50.88mm/hrと得られる(下線部参照)。

なお、50mm/hr降雨強度式は累加雨量でみると $R=(t/60)(1100/(t^{2/3}+6.5))$ で与えられるので(t:分)下記の関係式が得られる。同関係を利用して標準等危険度線を作成することができる。

50mm/hr降雨強度式を利用した貯留量(S)と放流量(r)

i	R	r	S
1	50.40	50.40	0
2	71.36	20.96	29.44
3	85.99	14.63	42.10

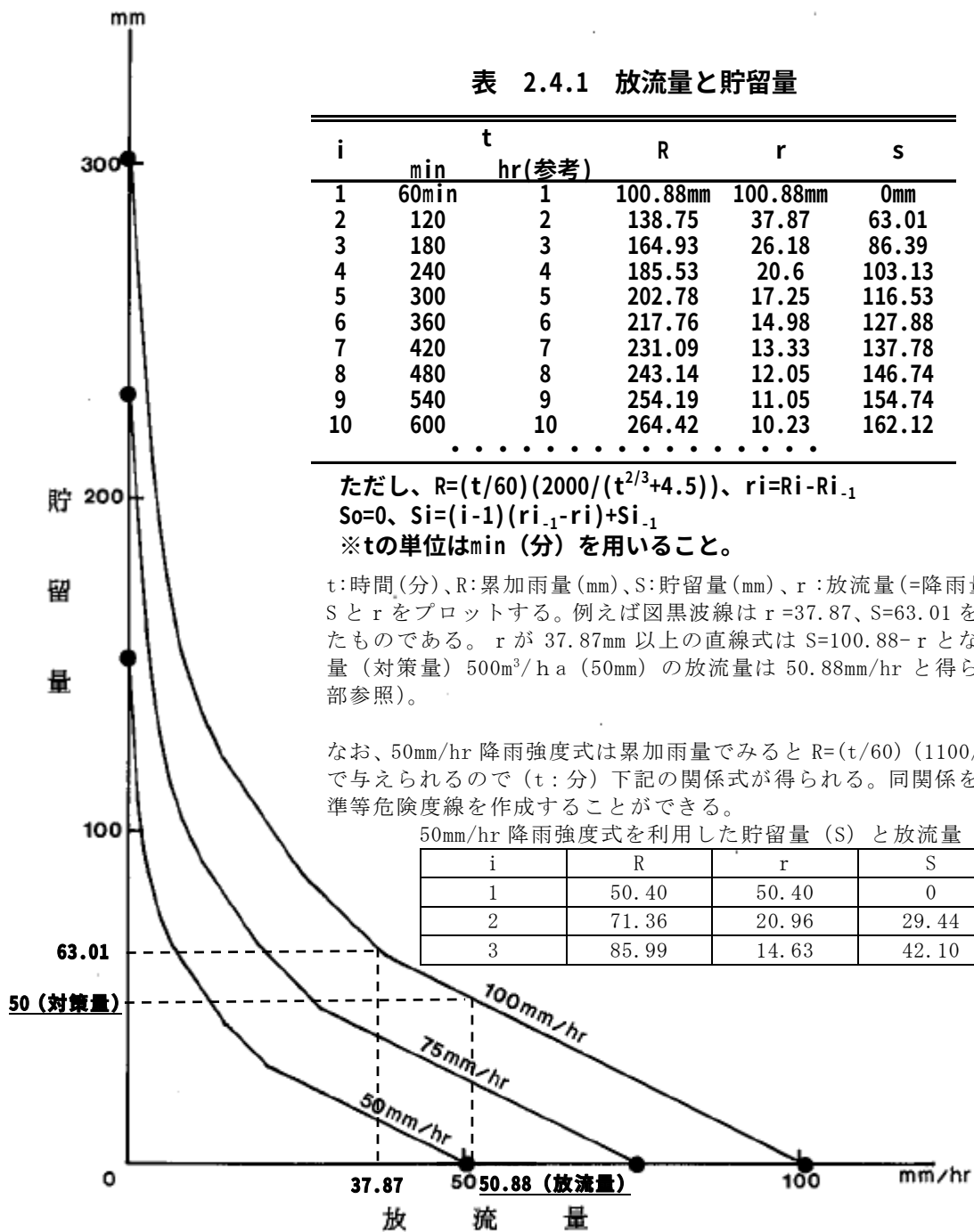


図 2.4.4. 標準等危険度線(中央集中型)

4-3 標準等危険度線の使用法

標準等危険度線は、対象とする流域の排水施設（下水道、河川）の流下能力から対策量を算定する。（図 2.4.5）

（解説）

標準等危険度線は、流域対策を貯留施設でのみ対応する場合、一意的に対策量を算定することができる。例えば、前項の 100mm 式を用いて流域対策量を算定する場合、排水施設の流下能力が 90mm で流出率 0.8 では次のように行う。

まず、洪水到達時間を 1 時間として、流下能力を求めると、 $Y = 90\text{mm/hr} \times 0.8 = 72\text{mm/hr}$
ここで、100mm 式：

$$Z = 100.88 - Y \quad (Y \geq 37.87\text{mm/hr}) \cdots \cdots (1)$$

上式に $Y = 72$ を代入する。

$$\therefore Z = 100.88 - 72 = 28.9\text{mm} = 289\text{m/ha}$$

また、同一敷地内に貯留施設と浸透施設を併設する場合、次のような手法が考えられる。

排水施設の能力を前項と同一とし、浸透施設が 20mm/hr の浸透能力がある場合、

排水能力： $Y = 72\text{mm/hr}$

また、浸透能力 I は

$$I = 20\text{mm/hr}$$

従って、

$$Y' = Y + I = 72 + 20 = 92\text{mm/hr} \quad (\text{貯留} + \text{浸透能力})$$

これを 100mm 式 (1) に代入して

$$\therefore Z = 100.88 - 92 = 8.9\text{mm} = 89\text{m}^3/\text{ha}$$

すなわち、貯留施設で 1ha あたり 89m³、浸透施設で 20mm/hr を処理すればよいことになる。

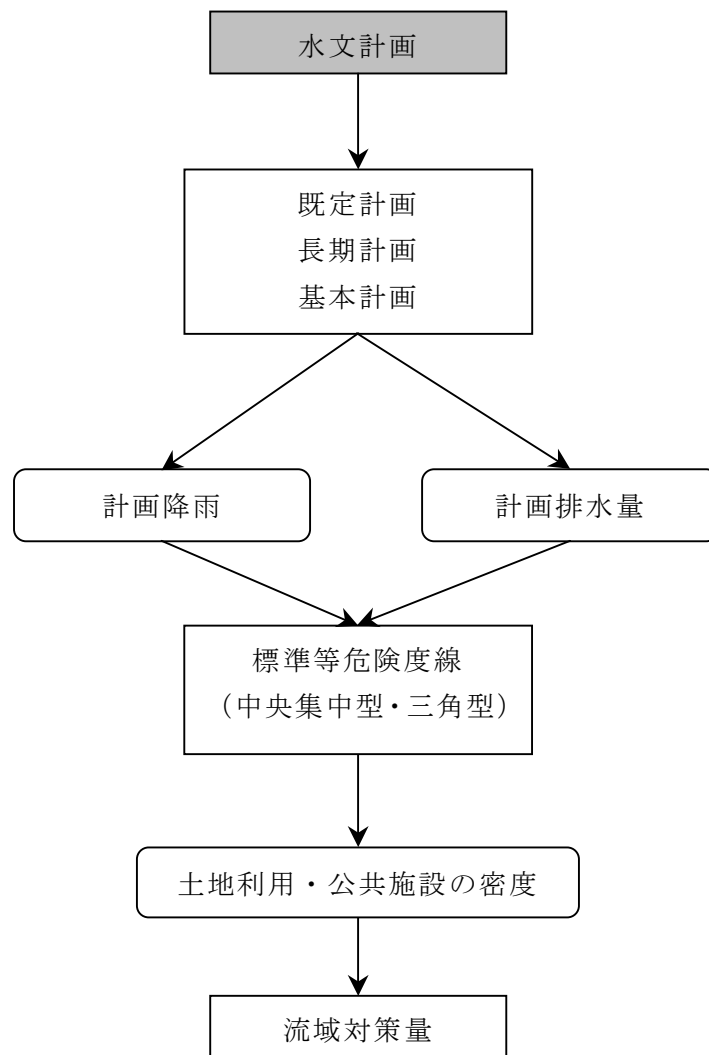


図 2.4.5 標準等危険度線による流域対策量算定

(5) 標準等危険度線による浸透施設の貯留量換算方法

5-1 浸透施設の貯留換算式

標準等危険度線より、浸透施設の貯留換算式を導く。

(解説)

標準等危険度線は、貯留量と放流量（ないしは浸透量）を等価に評価する手法であるので、浸透施設の貯留量換算が可能である。三角型降雨波形の標準等危険度線からは、計画降雨ごとに次式で示す換算式から求める。

$$S = Z_0 (I/Y_0)^2 \cdots \cdots (1)$$

ただし、 S :貯留換算量 (mm)、 Z_0 : 最大 24 時間雨量 (mm)、 I : 浸透量 (mm/hr)、 Y_0 =最大 1 時間雨量 (mm) である。

この式は、三角降雨波形において、ピークカット分の三角形の面積が貯留量、高さが浸透量であることに着目して、三角形の面積と高さの 2 乗が比例することから求めることができる。しかし、(1) 式は計画降雨ごとに異なるので不便である。

一方、中央集中型降雨の標準等危険度線からは、**図 2.5.1** の S と I の関係より計画降雨に関係なく、次の換算式が求められる。ただし、 t : 降雨継続時間である。

$$S = I \cdot t \quad (I \leq \text{計画降雨強度}) \cdots (2)$$

この式もまた、中央集中型降雨波形において、ピークカット分の矩形の面積が貯留量、高さが浸透量であることに着目して、両者が比例関係にあることから求めることができる。

このように、浸透施設の貯留量換算は、中央集中型降雨波形の標準等危険度線からの換算式の方がより簡便である。従って (2) 式を換算式として使用する。

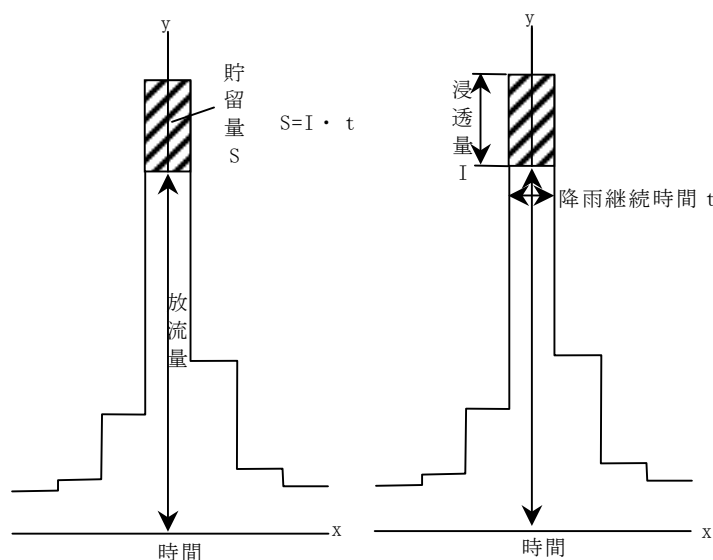


図 2.5.1 浸透量の貯留換算

5-2 浸透施設の貯留換算法

浸透施設の浸透能力は、換算式により貯留量に換算できる。

(解説)

浸透施設の浸透能力の算定では、貯留量に換算した方がわかりやすい。これは、前項で求めた換算式が妥当である。(図 2.5.2) 例えば、浸透トレンチ (1m あたりの浸透能力 $0.25\text{m}^3/\text{hr}$) を敷地面積 1ha に 400m 埋設した場合、敷地全体の浸透能力 I は、浸透施設の総和を敷地面積で割ったものに等しく、

$$I = 0.25\text{m}^3/\text{hr} \times 400\text{m} \div 1\text{ha} = 100\text{m}^3/\text{ha} \cdot \text{hr} = 10\text{mm}/\text{hr}$$

ただし、 $10\text{m}^3/\text{ha} = 1\text{mm}$ である。

この結果を換算式に代入する。洪水到達時間 $t = 1\text{hr}$ として、

$$\therefore S = I \cdot t = 10 \times 1 = 10\text{mm}$$

すなわち、この施設は貯留量に換算して 10mm に相当する。このように浸透施設の貯留量換算にあたっては、浸透量を対象とする敷地面積で割って、 mm/hr 単位にする必要がある。換算により、浸透施設は貯留量で表現され、流域全体の総和を求めることができる。

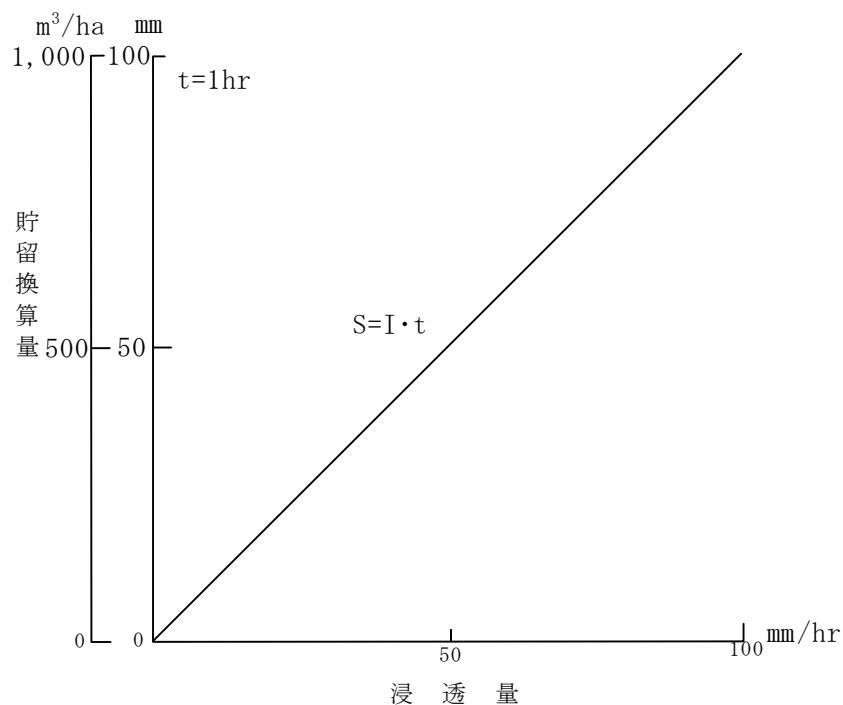


図 2.5.2 浸透施設の貯留換算

(6) 標準等危険度線による貯留施設の放流量算定方法

6-1 貯留施設の放流量算定

流域対策量が与えられた貯留施設の放流量は、標準等危険度線により算定する。

(解説)

公共施設ないしは大規模民間施設の偏在等で、平均よりも過大な対策を見込む必要がある場合、その施設ごとに与えられる対策量に対しては、放流先の流下能力より低い放流量に設定する必要がある。しかし、個別の施設ごとに流出計算を試みるのは大変な労力であり、不合理である。そこで、簡便かつ合理的に個別施設ごとの放流量を算定する手法として、標準等危険度線による算定方法をここでは採用する。すなわち、図 2.6.1 の計画降雨ごとの標準等危険度線に対し、縦軸の対策量より、横軸の放流量を読み取る。放流量の単位は降雨強度 (mm/hr) になっているので、敷地面積をかけ、放流量とする。

参考- 計画規模とオリフィス放流量

対策量	100mm/hr (基本)	75mm/hr (長期)	50mm/hr
600m ³ /ha	40.9mm/hr (0.11m ³ /s/ha)	22.0mm/hr (0.061m ³ /s/ha)	9.4mm/hr (0.026m ³ /s/ha)
500m ³ /ha	50.9 mm/hr (0.14m ³ /s/ha)	27.0mm/hr (0.075m ³ /s/ha)	12.0mm/hr (0.033m ³ /s/ha)

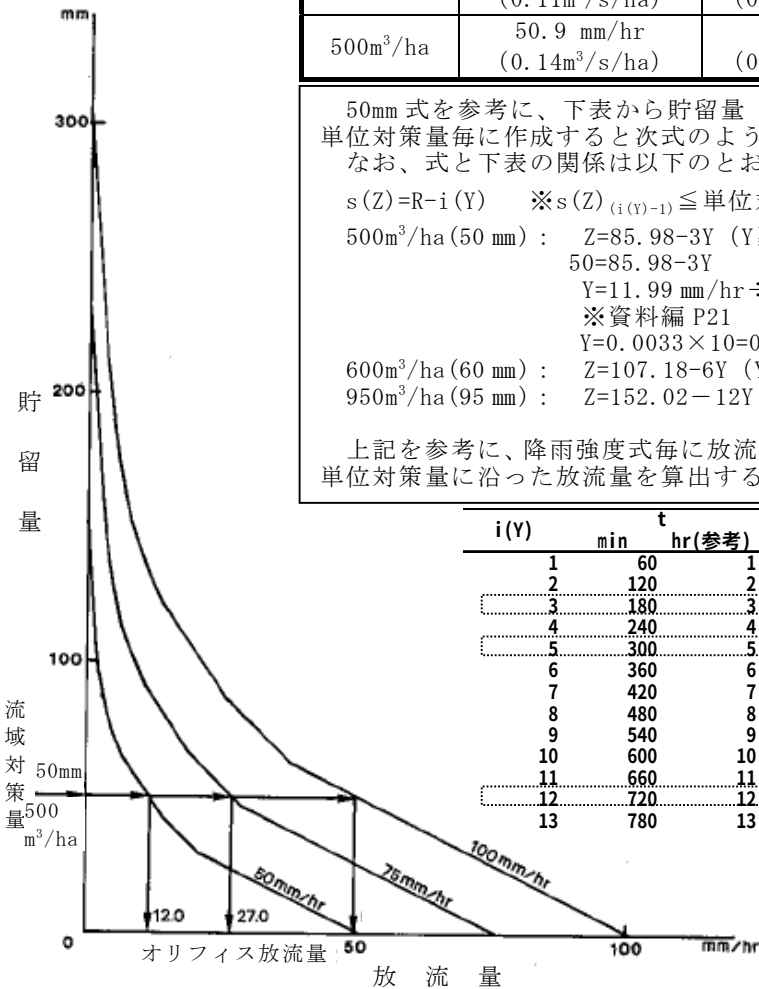
50mm 式を参考に、下表から貯留量 (対策量) Z と放流量 Y の関係式を単位対策量毎に作成すると次式のようなになる。
なお、式と下表の関係は以下のとおりである。

$s(Z)=R-i(Y)$ ※ $s(Z)_{(i(Y)-1)} \leq \text{単位対策量} \leq s(Z)_{i(Y)}$

500m³/ha (50 mm) : $Z=85.98-3Y$ ($Y \geq 11.54\text{mm}$)
 $50=85.98-3Y$
 $Y=11.99 \text{ mm/hr} \div 3600=0.0033 \text{ mm/s}$
※資料編 P21 図 2.5.2 より $10\text{m}^3/\text{ha}=1 \text{ mm}$
 $Y=0.0033 \times 10=0.033\text{m}^3/\text{s/ha}$

600m³/ha (60 mm) : $Z=107.18-6Y$ ($Y \geq 8.39\text{mm}$)
950m³/ha (95 mm) : $Z=152.02-12Y$ ($Y \geq 5.00\text{mm}$)

上記を参考に、降雨強度式毎に放流量と貯留量(資料編 P17)を作成し、単位対策量に沿った放流量を算出する。



i(Y)	min	t hr(参考)	R	r	s(Z)
1	60	1	50.40	50.40	0.00
2	120	2	71.36	20.96	29.43
3	180	3	85.98	14.62	42.12
4	240	4	97.52	11.54	51.38
5	300	5	107.18	9.66	58.86
6	360	6	115.57	8.39	65.23
7	420	7	123.04	7.46	70.81
8	480	8	129.78	6.75	75.80
9	540	9	135.97	6.18	80.34
10	600	10	141.68	5.72	84.50
11	660	11	147.01	5.33	88.37
12	720	12	152.02	5.00	91.98
13	780	13	156.74	4.72	95.37

図 2.6.1 オリフィス放流量の算定

第3章 設 計

(1) 一般事項

1-1 設計手順

貯留・浸透施設の設計は、原則として流域の計画降雨と河川・下水道の流下能力により、貯留・浸透施設規模を決定し、オリフィスの排水設計を行う。

(解説)

貯留・浸透施設の設計は、**図 3.1.1** のように行う。すなわち、流域における計画降雨と河川・下水道の流下能力との差から流域対策量を決定し、貯留・浸透施設の規模を算定する。また、オリフィスの排水量は河川・下水道の流下能力に対応させ、計画降雨に対する貯留・浸透施設の流出抑制量とオリフィスの排水量の関係を概念的に示したのが**図 3.1.2**である。図中縦軸は降雨強度 (mm/hr) であり、横軸は時間 (hr) である。従って、面積は降雨量 (mm) となる。この図では、流出抑制量が貯留施設では貯留高に相当する降雨量で表現され、浸透施設では浸透量に相当する降雨強度で表現される。オリフィスの排水量 (放流量) と河川・下水道の流下能力は共に降雨強度で表現され、次式が成り立つ。ただし、単位は 1)、3) で mm/hr、2) で mm である。

- 1) 流域の計画降雨強度 = 貯留・浸透施設の流出抑制量 + オリフィスの放流量 (排水量)
- 2) 流出抑制量 = 貯留施設の貯留量 + 浸透施設の浸透量 (貯留換算量)
- 3) オリフィスの放流量 ≤ 河川・下水道の流下能力

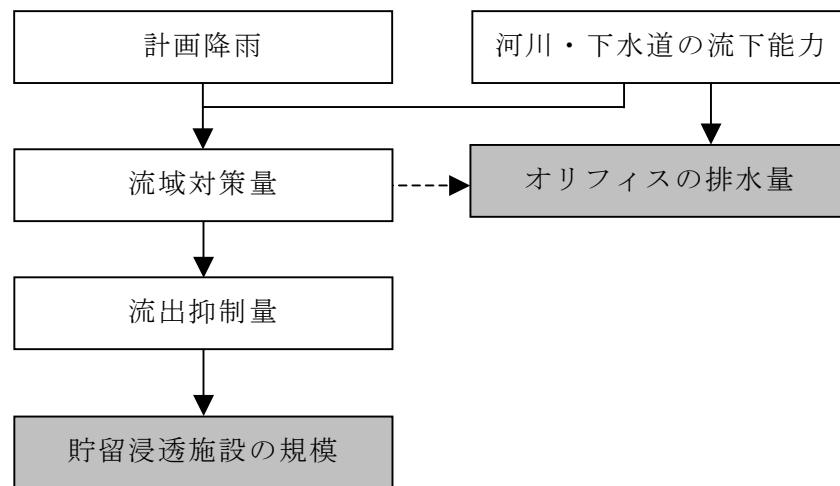


図 3.1.1 設計手順

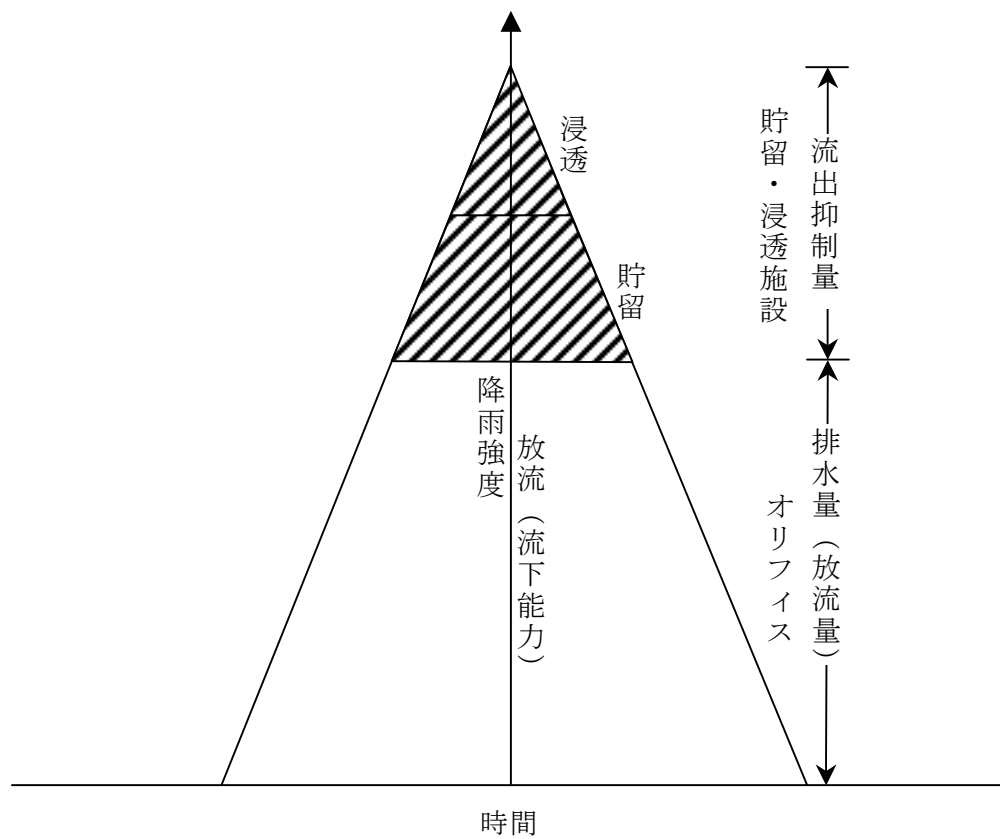


図 3.1.2 流出抑制の概念図

1-2 貯留施設

貯留施設は、貯留部と排水部からなる施設とする。

(解説)

貯留施設は、**図 3.1.3** に示すように、貯留部と排水部からなるものを標準とする。貯留部は安全水深を考慮し、排水部はオリフィスの構造とする。貯留の対象となる敷地は、公共下水道（ないしは河川）に接続できる地盤高がなければならない。（ただし、地下貯留の場合はこの限りではない。）

1-3 浸透施設

浸透施設は、集水部と浸透部からなる施設とする。

(解説)

浸透施設は、**図 3.1.4** に示すように、集水部と浸透部からなる。浸透部は浸透能が高く、地盤の変形の恐れがない場所を選択する。浸透施設は総流出量を減少させ、流域の保水機能を増加させる効果があるばかりか、貯留施設と併用させることで、かん水頻度の減少と排水時間の短縮等で、貯留施設の効果を増大させる。

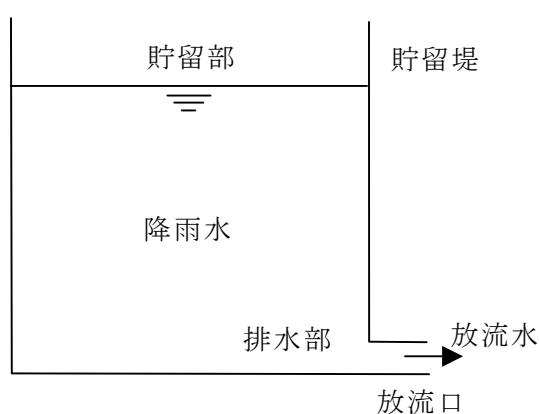


図 3.1.3 貯留施設のモデル



図 3.1.4 浸透施設のモデル

1-4 調節方式

貯留施設からの雨水の調節方式は、自然放流方式あるいはポンプ排水方式が採用される。

(解説)

貯留施設等は、集水面積が小さいため、降雨開始から流出発生までの時間が極めて短いので、雨水流出の調節方式は自然放流方式とし、確実な調節機能がなければならない。ただし、東京都内では土地利用の制約から地下貯留が利用される例も多いため、地下貯留の場合は、的確なポンプ操作が確保されなければならない。

1-5 放流量と湛水時間

貯留施設からの放流量及び放流孔は、貯留可能容量を超えないよう、かつ降雨終了後の排水が一定時間で完了するよう設定することを原則とする。さらに放流先水路流下能力を上回らないよう配慮する。

(解説)

- 1) 貯留施設は、流域に分散して配置され、しかも、各施設共、貯留可能量と集水面積の関係が異なるため、一律に放流比流量（単位面積あたりの放出量）を設定すると、施設によっては、貯留可能容量を利用しきれないもの、あるいは、容量が不足のため溢水するものが出てくる。貯留施設の規模や排水路の状況によっては、本文中に示した考え方は、必ずしも効率がよいとは限らないが、必要調節容量が施設本来の機能から定まる貯留可能容量を超えないよう、また降雨終了後は、できるだけ早く貯留施設の設置場所における本来の利用機能を回復することが必要である。
- 2) 湛水時間は、主に放流孔の大きさによって決まり、これが小さいほど必要調節容量、湛水時間共に増大する。従来事例によると、降雨終了後の湛水時間は 12 時間程度におさえるように設計されている例が多い。

1-6 貯留施設の貯留量

貯留施設の貯留量は貯留施設の容量を用いて算出する。

(解説)

貯留施設の貯留量は計画貯留水位以下の容量を用いて算出する。

1-7 浸透施設の浸透量

浸透施設の浸透量は、比浸透量と飽和透水係数を用いて算出する。

(解説)

1) 浸透量の算出方法

浸透施設の浸透量は、(社) 雨水貯留浸透技術協会で採用されている考え方を利用して算出する。浸透施設の種類によって基準浸透量に、浸透トレンチ、浸透側溝は設置延長、浸透ますは設置個数、浸透池は池面積を乗じて求める。

浸透施設浸透量 (m³/hr)

= 基準浸透量 (Qf) × 施設設置延長 (あるいは設置個数、池面積)

= C × 比浸透量 (K) × 飽和透水係数 (f) × 施設設置延長 (あるいは設置個数、池面積)

ここで、C：影響係数（地下水位の影響 0.9、目詰まりの影響 0.9 を考慮して 0.81 とする）

Qf：浸透施設（1m、1個あるいは1m²あたり）の基準浸透量（m³/hr）

K：浸透施設の比浸透量（m²）

f：土壌の飽和透水係数（m/hr）

具体的には、次のようにして雨水浸透施設浸透量を計算する。

○基準浸透量の算定の手順

1. 浸透マップ等を利用して飽和透水係数（f）を求める。
2. 設置施設の比浸透量（K）を、雨水浸透施設の形状と設計水頭をパラメーターとする基本式より求める。
3. 1.で求められた飽和透水係数（f）に 2.で求めた設置施設の比浸透量（K）を乗じ、さらに影響係数を考慮して設置施設の基準浸透量（Qf）を算定する。

基準浸透量 (Qf) = C × 比浸透量 (K) × 飽和透水係数 (f)

○浸透量の算出方法

得られた基準浸透量に施設設置延長（あるいは設置個数、池面積）を乗じて全浸透量を算出する。

雨水浸透施設浸透量 (m³/hr)

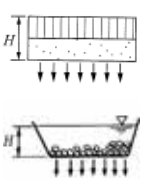
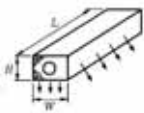
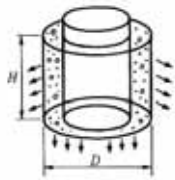
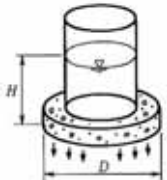
= 基準浸透量 (Qf) × 施設設置延長 (あるいは設置個数、池面積)

注. 透水性舗装（透水性平板）は、目詰まり等により機能低下するため、従来より貯留量（歩道 20mm、駐車場 50mm）で扱われており、本指針でも貯留量で評価する。又、浸透井については、比浸透量が得られていないので、前東京都雨水貯留・浸透施設技術指針（案）（平成3年）（以下、「旧技術指針」とする。）をもとに設計を行う。

浸透施設の比浸透量 (K) について

浸透施設の比浸透量（K）は、施設の形状と設計水頭より、「雨水浸透施設技術指針（案）調査・計画編」（社団法人 雨水貯留浸透技術協会）に記載される表 3.1.1～参考の基本式を用いて算出することができる。

表 3.1.1 (1) 比浸透量 (K) の算定式

施設		透水性舗装浸透池	浸透側溝及び浸透トレレンチ	円筒ます			
浸透面		底面	側面及び底面	側面及び底面		底面	
模式図							
算定式の適用範囲の目安	設計水頭	$H \leq 1.5\text{m}$	$H \leq 1.5\text{m}$	$H \leq 1.5\text{m}$		$H \leq 1.5\text{m}$	
	施設規模	底面積が約 400m^2 以上	$W \leq 1.5\text{m}$	$0.2\text{m} \leq D \leq 1\text{m}$	$1\text{m} < D \leq 10\text{m}$	$0.3\text{m} \leq D \leq 1\text{m}$	$1\text{m} < D \leq 10\text{m}$
基本式		$K = aH + b$ H: 設計水頭 (m)	$K = aH + b$ H: 設計水頭 (m) W: 施設幅 (m)	$K = aH^2 + bH + c$ H: 設計水頭 (m) D: 施設直径 (m)	$K = aH + b$ H: 設計水頭 (m) D: 施設直径 (m)		
係数	a	0.014	3.093	$0.475D + 0.945$	$6.244D + 2.853$	$1.497D - 0.100$	$2.556D - 2.052$
	b	1.287	$1.34W + 0.677$	$6.07D + 1.01$	$0.93D^2 + 1.606D - 0.773$	$1.13D^2 + 0.638D - 0.011$	$0.924D^2 + 0.993D - 0.087$
	c	—	—	$2.570D - 0.188$	—	—	—
備考		比浸透量は単位面積当たりの値	比浸透量は単位長さ当たりの値	—	—	—	—

注. 透水性舗装は、目詰まり等による機能低下が著しいため、貯留量(歩道 20mm、駐車場 50mm)で評価する

表 3.1.1 (2) 比浸透量 (K) の算定式

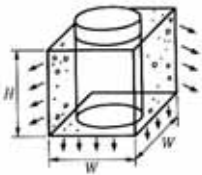
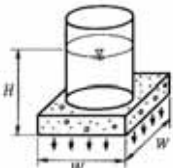
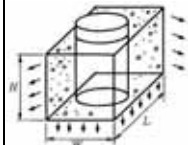
施設		正方形ます						矩形のます
浸透面		側面及び底面			底面			側面及び底面
模式図								
算定式の適用範囲の目安	設計水頭	H ≦ 1.5m						約 1.5m
	施設規模	W ≦ 1m	1m < W ≦ 10m	10m < W ≦ 80m	W ≦ 1m	1m < W ≦ 10m	10m < W ≦ 80m	L ≦ 200m、 W ≦ 4m
基本式		K = a H ² + b H + c H：設計水頭（m） W：施設幅（m）	K = a H + b H：設計水頭（m） W：施設幅（m）					K = a H + b H：設計水頭（m） L：施設延長（m） W：施設幅（m）
係数	a	0.120W + 0.985	-0.453W ² + 8.289W + 0.753	0.747W + 21.355	1.676W - 0.137	-0.204W ² + 3.166W - 1.936	1.265W - 15.670	3.297L + (1.971W + 4.663)
	b	7.837W + 0.82	1.458W ² + 1.27W + 0.362	1.263W ² + 4.295W - 7.649	1.496W ² + 0.671W - 0.015	1.345W ² + 0.736W + 0.251	1.259W ² + 2.336W - 8.13	(1.401W + 0.684) L + (1.214W - 0.834)
	c	2.858W - 0.283	—	—	—	—	—	—
備考		—	—	—	—	—	—	—

表 3.1.1 (3) 比浸透量 (K) の算定式

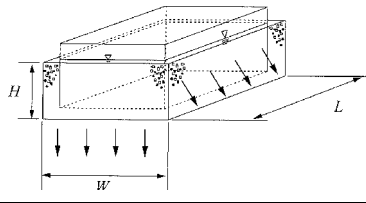
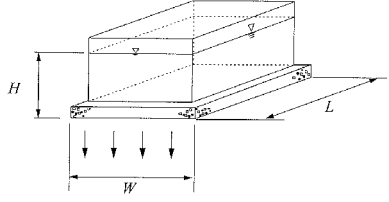
施設		大型貯留槽（既製品に適用可能）					
浸透面		側面及び底面					
模式図							
算定式の適用範囲の目安	設計水頭	$1\text{m} \leq H \leq 5\text{m}$					
	施設規模	W=5m	W=10m	W=20m	W=30m	W=40m	W=50m
基本式		$K = (aH + b)L$ H：設計水頭（m）、L：長辺長さ（m）、W：施設幅（m）					
係数	a	$8.83X^{-0.461}$	$7.88X^{-0.446}$	$7.06X^{-0.452}$	$6.43X^{-0.444}$	$5.97X^{-0.440}$	$5.62X^{-0.442}$
	b	7.03	14.00	27.06	39.75	52.25	64.68
	c	—	—	—	—	—	—
備考		X は幅（W）に対する長辺長さ（L）の倍率を示す。 $X=L/W$ X の適用範囲は 1～5 倍の間とする。 プレキャスト式雨水地下貯留施設の構造に適した評価式である。					

表 3.1.1 (4) 比浸透量 (K) の算定式

施設		大型貯留槽（既製品に適用可能）					
浸透面		底面					
模式図							
算定式の適用範囲の目安	設計水頭	$1\text{m} \leq H \leq 5\text{m}$					
	施設規模	W=5m	W=10m	W=20m	W=30m	W=40m	W=50m
基本式		$K = (aH + b)L$ H：設計水頭（m）、L：長辺長さ（m）、W：施設幅（m）					
係数	a	$1.94X^{-0.328}$	$2.29X^{-0.397}$	$2.37X^{-0.488}$	$2.17X^{-0.518}$	$1.96X^{-0.554}$	$1.76X^{-0.609}$
	b	7.57	13.84	26.36	38.79	51.16	63.50
	c	—	—	—	—	—	—
備考		X は幅（W）に対する長辺長さ（L）の倍率を示す。 $X=L/W$ X の適用範囲は 1～5 倍の間とする。 プレキャスト式雨水地下貯留施設の構造に適した評価式である。					

注）施設幅（W）が上記施設幅の間にくる場合、例えば W=7.5m のようなケースでは、W=5m と W=10m の計算を行い、施設幅（W）に対し、比例配分して比浸透量（K）を求める。

(参考 前出算定式の施設に該当しないタイプの浸透施設の比浸透量の計算方法)

① 浸透ます

施設幅・径が同一であれば、標準施設の比浸透量を利用して、当該施設の比浸透量を算定することが出来る。

側面浸透施設のみ：(側面及び底面の比浸透量) - (底面だけの比浸透量)

付加水压がかかる：標準的な施設に対する静水压の比により算定

② 浸透トレンチ

施設幅・径が同一であれば、当該施設の比浸透量は、標準的な施設との静水压の比を補正係数として、次式で算定できる。

比浸透量 = 標準施設の比浸透量 × 補正係数

ここに、補正係数 = 当該施設の静水压 / 標準施設の静水压

4 ケース (A：片面浸透なし、B：底面浸透のみ、C：側面浸透のみ、D：付加水压がかかる) の静水压と補正係数を表 - a に、計算例を算定手順とともに表 - b に示す。ただし、静水压そのものの値を計算する必要はなく、施設の単位長さ当りに作用する静水压を単位体積重量で除した値 (単位は m^2) で表記し、静水压指標と称す。

浸透施設のタイプ

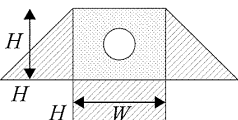
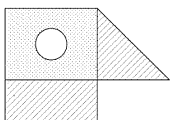
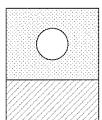
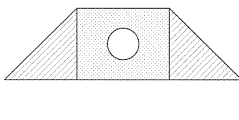
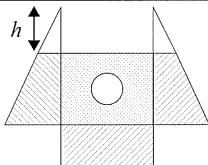
標準施設	A：片面浸透なし	B：底面浸透のみ	C：側面浸透のみ	D：付加水压がかかる
				

表 - a 静水压及び補正係数

区分	静水压 / ρg (単位長さ当り) (静水压指標、 m^2)		補正係数
	標準施設	該当施設	
A：片面浸透なし	H (H+W)	$H^2/2 + WH$	$(H/2 + W) / (H + W)$
B：底面浸透のみ		WH	$W / (H + W)$
C：側面浸透のみ		H^2	$H / (H + W)$
D：付加水压がかかる		$H (H + 2h) + W (H + h)$	$(H (H + 2h) + W (H + h)) / (H (H + W))$

算定手順

① 標準施設 (浸透トレンチ) の比浸透量： $K = aH + b = 3.093H + (1.34W + 0.677)$

ここに、H：設計水頭 (m)、W：底面幅 (m)

② 補正係数：表 - a 参照

③ 当該施設の比浸透量：標準施設の比浸透量 × 補正係数 = ① × ②

表 - b 比浸透量の計算例

区分	施設の形状など			標準施設		当該施設		
	設計水頭高さ H	付加水压の水圧 h	底面幅 W	比浸透量 K (m^2) ①	静水压指標 (m^2)	静水压指標 (m^2)	補正係数 ②	比浸透量 K (m^2) ③
A：片面浸透なし	0.6m	—	0.5m	3.20	0.66	0.48	0.73	2.338
B：底面浸透のみ		—				0.3	0.45	1.441
C：側面浸透のみ		—				0.36	0.55	1.762
D：付加水压がかかる		0.1m				0.83	1.26	4.036

2) 飽和透水係数

飽和透水係数は東京都浸透能力マップに記載される飽和透水係数を利用する。

(解説)

東京都浸透能力マップは、以下の方法で作成されている。

2-1) 地形・地質からの浸透適地の判断

土地分類基本調査、東京都（以下、「都」とする。）で整理されている表層地質図を利用して浸透施設設置の適、要調査地域の検討を行った。一般に地形・地質から浸透の適、要調査地域の判断は以下のように行われる。

(適地)

- ① 台地・段丘（構成地質による）
- ② 扇状地
- ③ 自然堤防（構成堆積物による）
- ④ 山麓堆積地
- ⑤ 丘陵地（構成地質による、急斜面は適さない）
- ⑥ 浜堤・砂丘地

(要調査地域)

- ① 沖積低地（デルタ地帯）
- ② 人工改変地（盛土の場合は盛土材により異なる）
- ③ 切土面で第三紀砂泥岩
- ④ 旧河道（ただし、扇状地上の河道跡は適地の場合もある）、後背湿地、旧湖沼
- ⑤ 雨水の浸透で法面など地盤の安定が損なわれる恐れのある地域
- ⑥ 山地（勾配が急なので浸透施設設置に適さない）

ここで、東京の地形・地質を見てみると東京は大きく分けて、青梅以西の山地、青梅以東の台地そして海岸沿い、河川沿いに広がる低地に分類することができる。

地形・地質からの浸透適地、要調査地域の判断を以下に整理した。

(浸透適地)

浸透適地は、台地・段丘を取り上げることができ、具体的には次の台地を浸透適地とする。なお、台地によっては人工改変地が見られる場合もあるが、基盤はロームであることから台地での人工改変地は適地扱いとしている。

- ① 立川ローム層・立川段丘（青柳段丘を含む、新第四紀後期更新世）
- ② 武蔵野ローム層・武蔵野段丘（新第四紀後期更新世）
- ③ 多摩ローム層Ⅰ、Ⅱ（土橋ローム層、御殿峠礫層を含む、新第四紀中期更新世）
- ④ 下末吉ローム層・下末吉段丘（新第四紀後期更新世）

これらの台地の飽和透水係数の相違は明らかではないが、将来的に資料の蓄積に従って、飽和透水係数の相違が見られる場合も考えられるため、浸透マップでは台地の種類別に色分けを行い整理する。

（要調査地域、浸透対策に地形条件等の勘案が必要な地域）

要調査地域、浸透対策に地形条件等の勘案が必要な地域としては山地、低地を上げることができる。地質的には、新第四紀前期更新世の上総層群、上総層群の上位に位置する新第四紀中期更新世の東京層、さらに低地に位置する新第四紀完新世の沖積層、沖積段丘並びに埋立地、人工改変地等が該当する。

上総層群は、南関東一体に広く分布し半固結状の堆積物によって構成され、主に海成層から成る。上総層群は、王禅寺層、柿生層、鶴川層、稲城層等の多くの地層で成り立っている。東京層は、下末吉層の不整合下にあって、上総層群より若い地層の総称である。東京層は、武蔵野台地東部板橋区等の台地崖下に現れていたが、現在は殆どが擁壁等によって覆われている。また、低地に位置するもののやや比高の高い沖積段丘も要調査地域とし、地形条件等の勘案が必要な地域とした。なお、立川ローム層内に小規模の白抜き地域が見られるが、これらは砂利採取跡地である。（図 3.1.5）

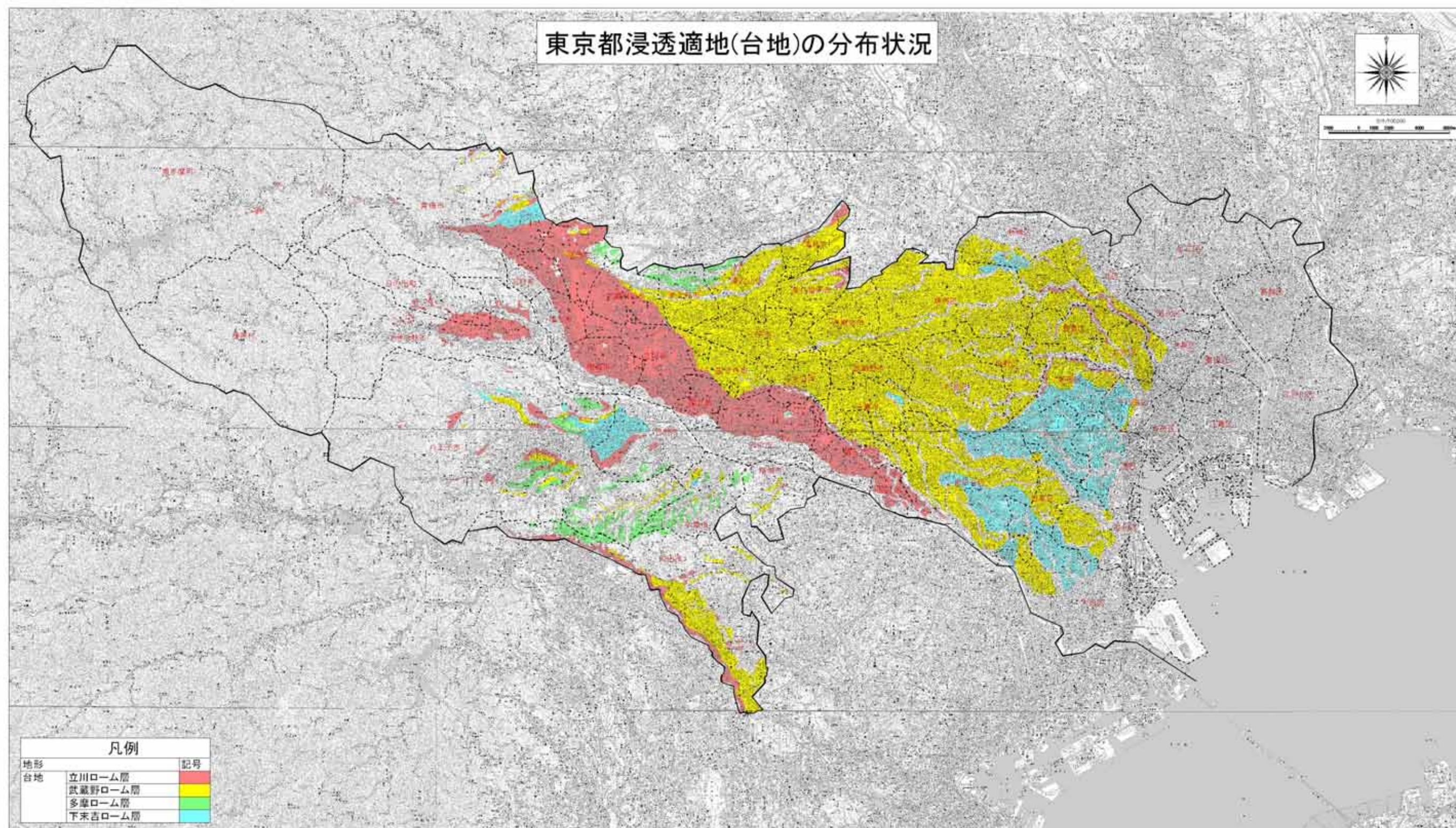


図 3.1.5 浸透適地である台地の分布状況

2-2) 法令指定地

以下の法令指定地では浸透施設は設置出来ない。(図 3.1.6) (法令指定地は都のホームページ、<http://www.kensetsu.metro.tokyo.jp/kasen/map/dosha.html> で確認できる)。

①砂防指定地

砂防法に基づき土石流が発生するおそれのある箇所として指定された地域

②急傾斜地崩壊危険区域

急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律に基づき崖崩れのおそれのある箇所として指定された地域

③地すべり防止区域

地すべり等防止法に基づき地すべりのおそれのある箇所として指定された地域

なお、さらに土砂災害防止法（土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律）に基づき、基礎調査を実施し西多摩地区から土砂災害警戒区域等の指定がなされつつあるが、現在作業中であるので本業務では考慮していない。

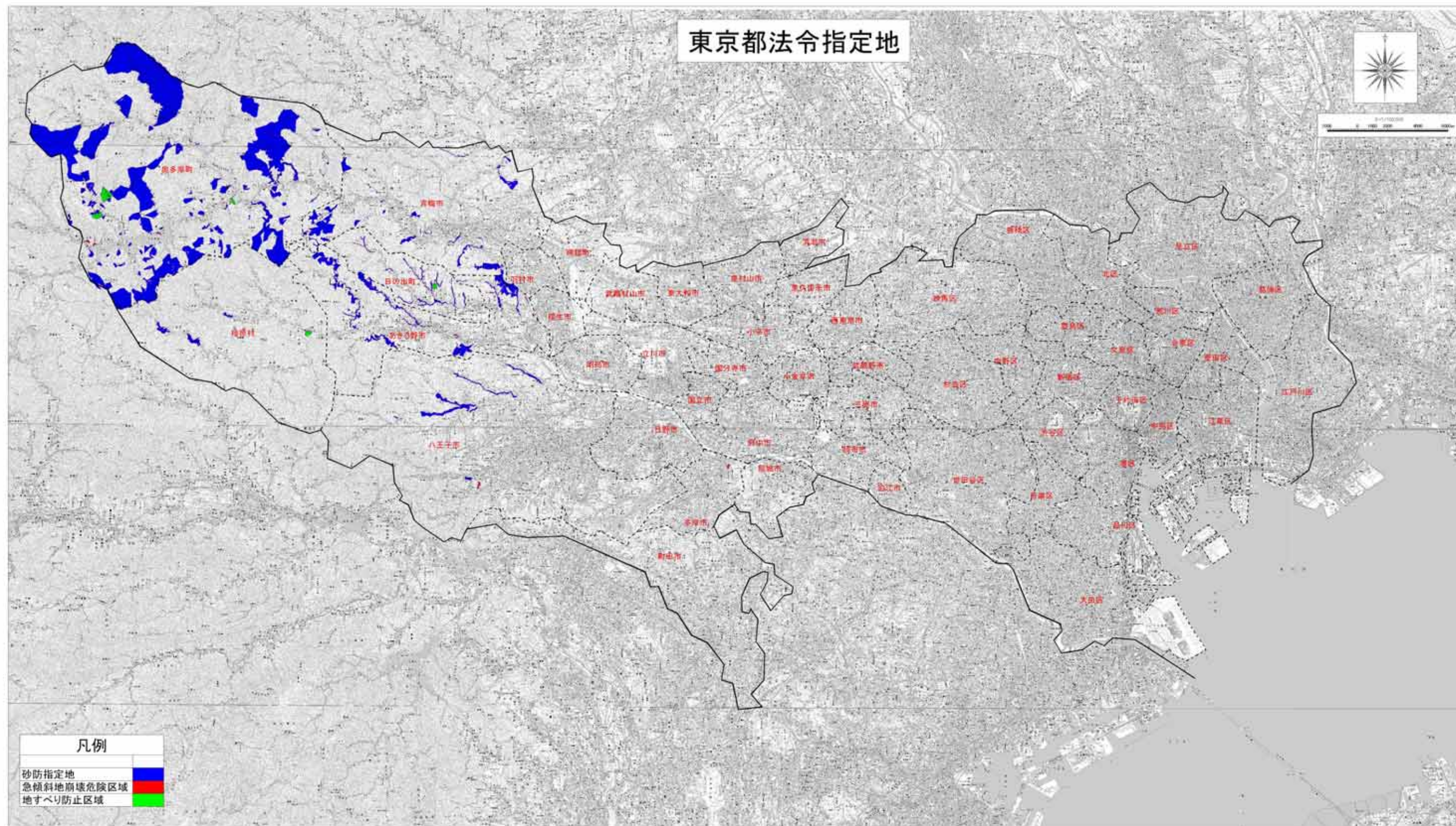


図 3.1.6 法令指定地

2-3) 不圧地下水位

武蔵野台地の全域的な不圧地下水の分布状況を東京の自然史（貝塚爽平、紀伊国屋新書）より見てみると次図に示されるように不圧地下水位は青海付近から入間川沿いに荒川に向かって低下すると共に都心を経て海に向かって低下する傾向が見られる。

武蔵野台地の地形が西方及び北西方で急なのに対応して地下水面の形もこの方面で勾配が急である。また、武蔵野の北西部を見ると地形の上では段丘面が区別されているが、地下水面は区別が明らかではなく地下水位に段差は見られない。このため、所沢台や金子台は、地下水面が特に深く地表から 20～25m にも達する。

次に武蔵野東部を見ると西部と違って浅井戸地帯が広い。淀橋台や荏原台の地下水位は浅く、豊島区、世田谷区の地下水面は地表から 4～5m 程度となっている。一方、浸透施設による浸透を考えて見ると地下水位面は浸透施設底面より、50cm 以下にあることが望ましい(例えば、施設高さを 2m とすると地下水位は地表から 2.5m 以下にあることが望ましい)。

図 3.1.7 より地下水面の浅い地域(5m 以浅)を考えると冬より夏は降雨の影響もあり、地下水位が上昇すること、又降雨による一時的な地下水位上昇も考えられるので浸透に対して要調査地域として位置付けることも可能である。しかし、その場合には、23 区の台地の多くの地域が要調査地域となり、浸透施設の普及に影響を及ぼすこと、浸透施設としては、規模の小さな施設も考えられること、台地は一般に浸透適地と考えられることから、ここでは武蔵野台地東部についても浸透適地と考えることにする。

規模の大きな浸透施設を設置する場合には、地下水位を調査する等適切な対応が必要となる。なお、沖積低地は、地下水位の如何に関わらず浸透能力が小さいので要調査地域（浸透対策に地形条件等の勘案が必要な地域）とする。

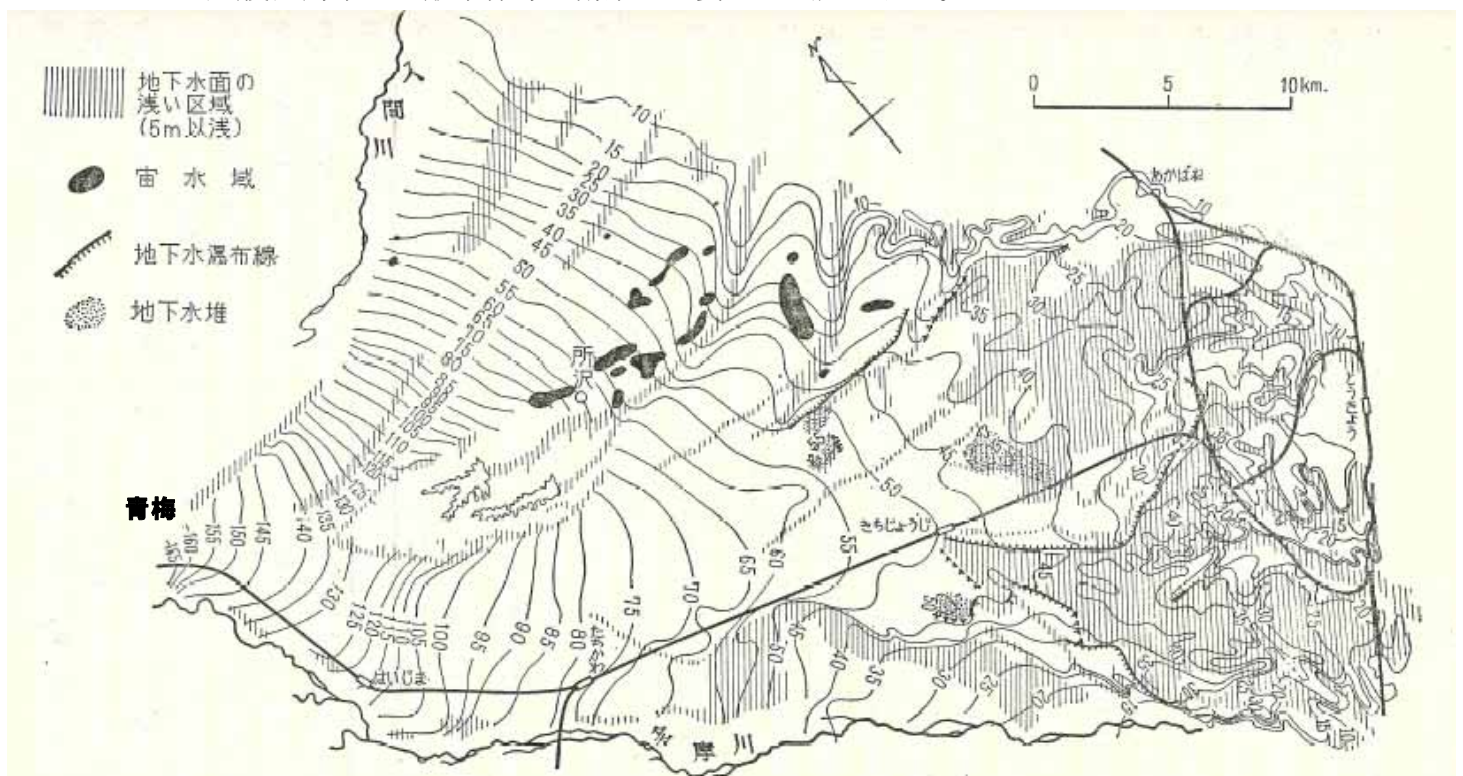


図 3.1.7 武蔵野台地の冬の低水季における地下水面、等高線は不圧地下水位 (T.P.m)

2-4) 飽和透水係数

東京都台地の飽和透水係数を設定するために参考として他の機関等で使用している飽和透水係数等を調査し、東京都浸透能力マップで利用する飽和透水係数を設定する。

①他の機関等で利用されている飽和透水係数

図 3.1.8 に示すように関東ローム層における飽和透水係数は、平均的に見ると $(2\sim4) \times 10^{-5} \text{ m/s}$ ($0.072\sim0.144 \text{ m/hr}$) 程度に集中している。

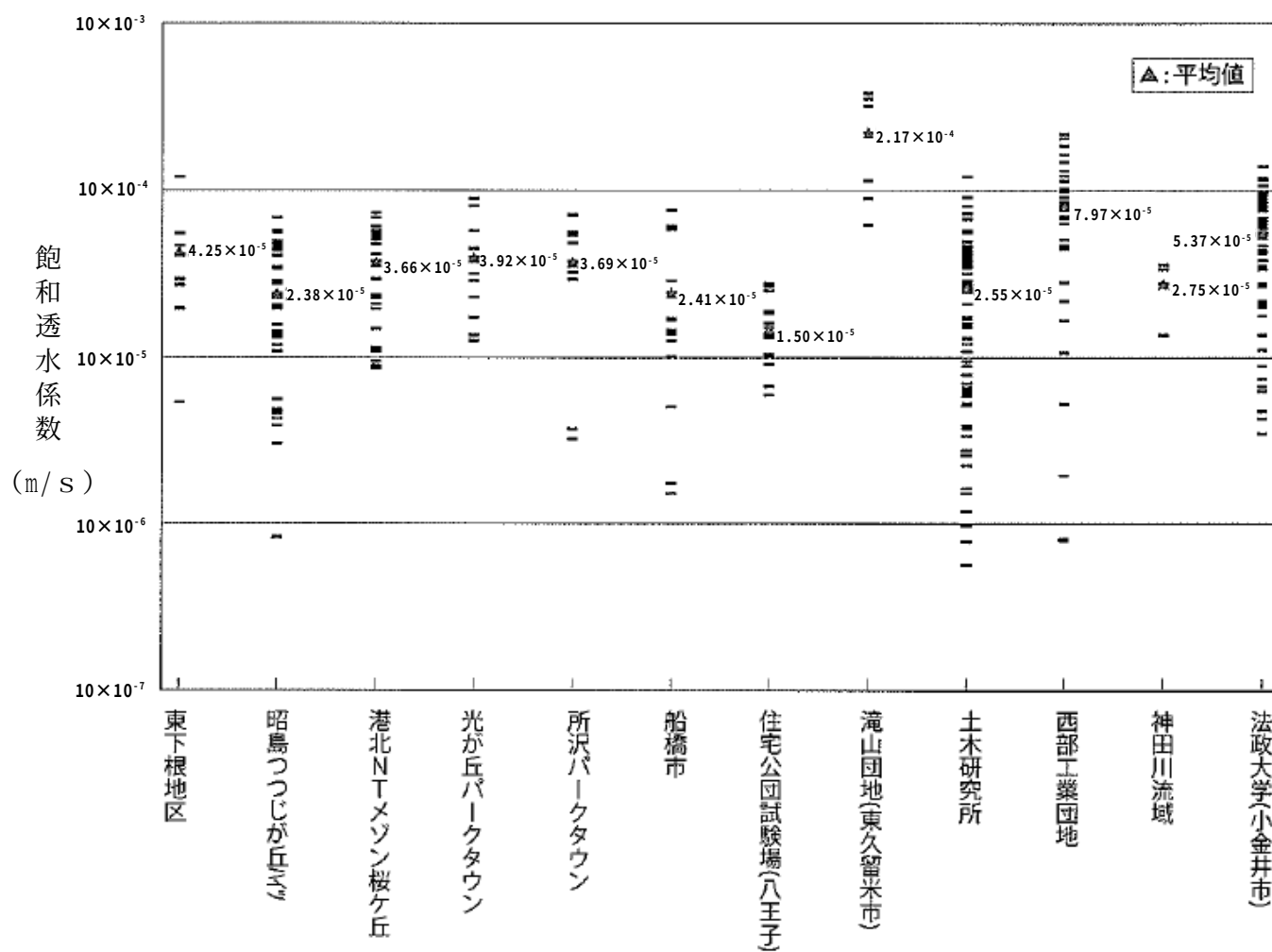


図 3.1.8 関東ローム層地盤の飽和透水係数
(雨水浸透施設技術指針(案)調査・計画編、(社)雨水貯留浸透技術協会編)

②旧技術指針での飽和透水係数

旧技術指針で利用されている設計浸透能から飽和透水係数を逆算した。

旧技術指針では、浸透ます（設計水頭 0.93m、幅 1.0m）、浸透トレンチ（設計水頭 0.75m、幅 0.75m）の設計浸透能として以下の数値が用いられている。（表 3.1.2、図 3.1.9、図 3.1.10 参照）

表 3.1.2 浸透施設（浸透ます、浸透トレンチ）の設計浸透能

浸透層の地質	設計浸透能
新期ローム、黒ぼく	0.7
砂礫	1.0

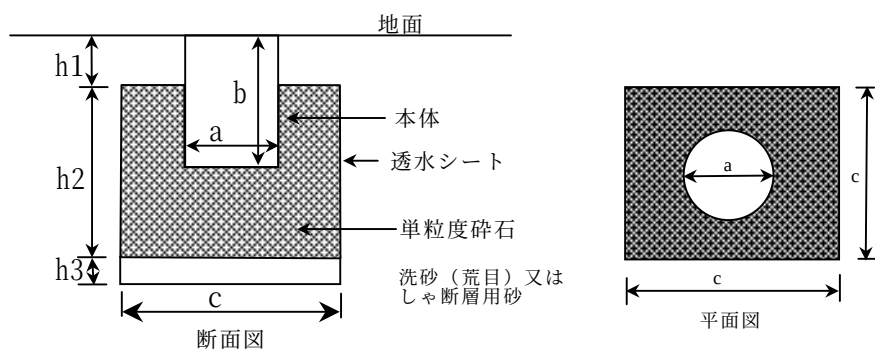


図 3.1.9 浸透ますの構造

設計水頭： $h_2 + h_3$
幅： C

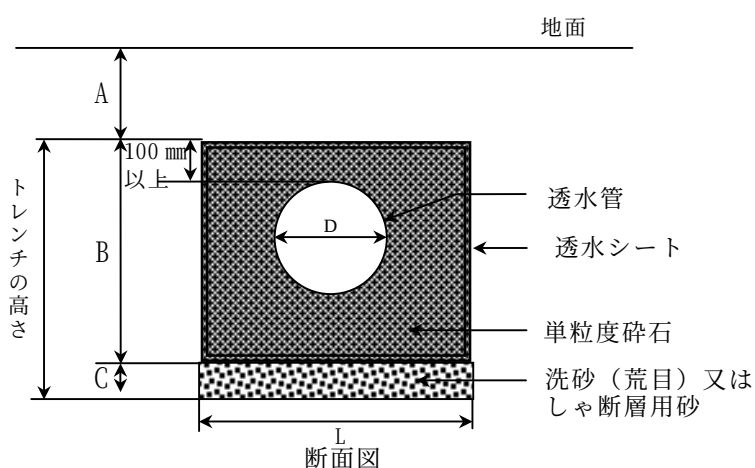


図 3.1.10 浸透トレンチの構造

設計水頭： $B + C$
幅： L

これより、次式を用いて飽和透水係数を逆算する。

雨水浸透施設単位浸透量 $=0.81 \times$ 比浸透量（K） $\times$ 飽和透水係数（f）

先ず、比浸透量（K）を比浸透量の算定式を用いて算出する。

比浸透量（ます）

$$a=0.120 \times \text{幅}+0.985=1.105、b=7.837 \times \text{幅}+0.82=8.657、C=2.858 \times \text{幅}-0.283 \\ =2.575$$

$$K=1.105 \times \text{水頭}^2+8.657 \times \text{水頭}+2.575=11.582$$

比浸透量（トレンチ）

$$a=3.093、b=1.34 \times \text{幅}+0.677=1.682$$

$$K=3.093 \times \text{水頭}+1.682=4.002$$

次に、飽和透水係数を次式を用いて算出する。

飽和透水係数 $=$ 雨水浸透施設単位浸透量 $/$ （ $0.81 \times$ 比浸透量）

表 3.1.3 飽和透水係数

施設	新期ローム、黒ぼく	砂れき
ます	0.075m/hr	0.107m/hr
トレンチ	0.216m/hr	0.308m/hr
平均	0.112m/hr	0.208m/hr

得られた飽和透水係数(表 3.1.3)を平均的にみれば、新期ローム、黒ぼくで 0.112m/hr、砂れきで 0.208m/hr となる。

③東京都台地で採用する飽和透水係数と浸透能力マップ

東京都台地の透水層はローム層であるので、東京都台地の飽和透水係数は、関東ロームの飽和透水係数の平均値（ $2 \sim 4$ ） $\times 10^{-5}$ m/s（0.072 $\sim$ 0.144m/hr）、旧技術指針の飽和透水係数（0.112 $\sim$ 0.208m/hr）より、 4×10^{-5} m/s（0.144m/hr 0.14m/hr）が採用できると考えられる。（表 3.1.4）なお、飽和透水係数については、本指針を運用していく中で資料の蓄積を図り、必要な精度が確保されれば飽和透水係数を更新していくことも考えている。

表 3.1.4 東京都浸透能力マップの飽和透水係数

分類	地形	飽和透水係数（m/hr）	備考
浸透対策に適した地域	台地	立川ローム層	
		武蔵野ローム層	
		多摩ローム層	
		下末吉ローム層	
浸透対策に地形条件等の勘案が必要な地域	山地、沖積低地、人工改変地	浸透効果を調査し、飽和透水係数を設定。（急傾斜地崩壊危険区域等の法令指定地では設置出来ないので指定状況を確認）	

東京都浸透能力マップを図 3.1.11 に示す。

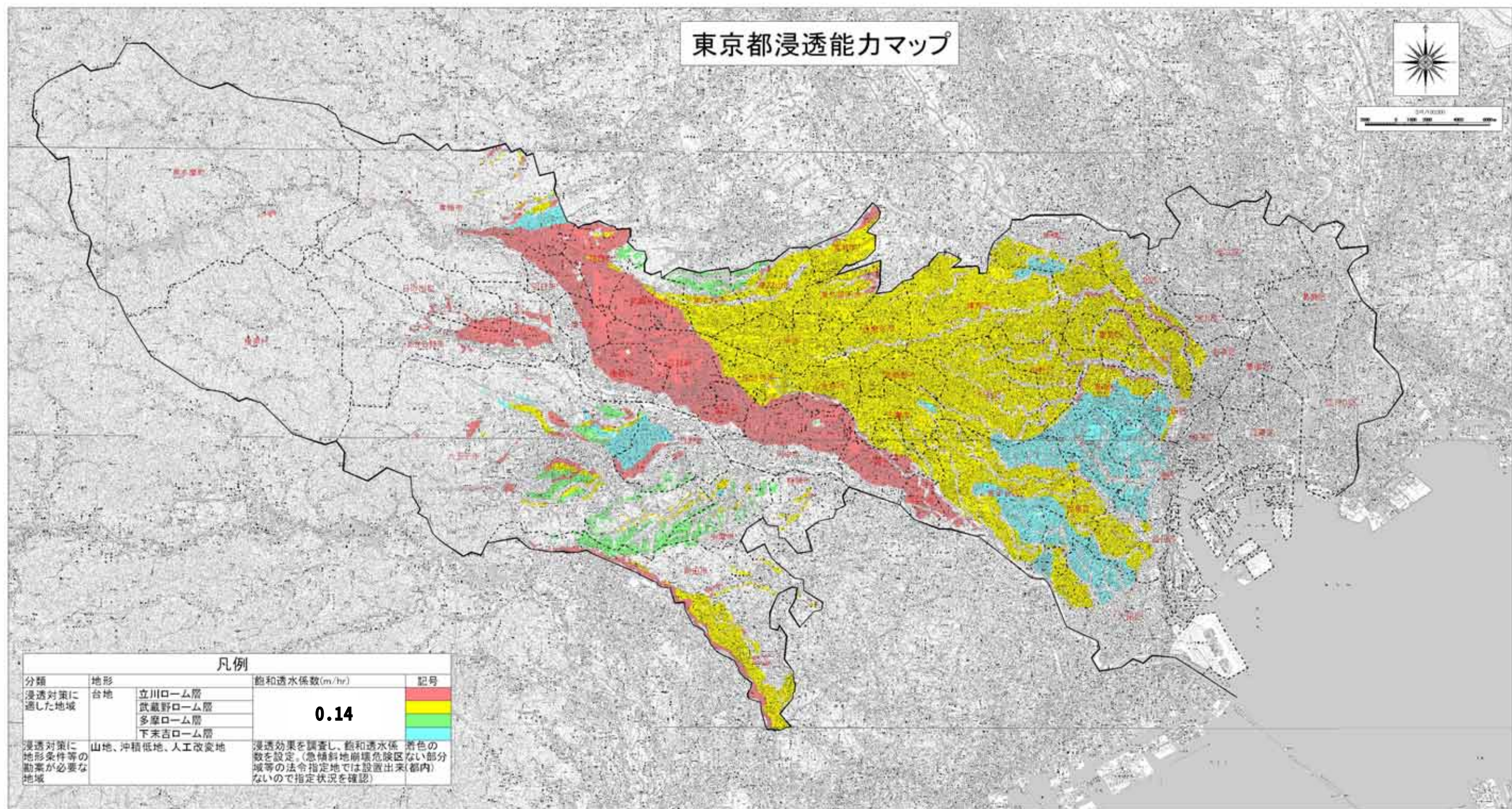


図 3.1.11 東京都浸透能力マップ

3) 浸透施設の空隙貯留量

浸透施設のます本体や充填材の空隙を利用したの貯留機能を評価することも可能である。

(解説)

浸透施設は浸透機能の他にます本体や充填材の空隙を利用したの貯留機能を評価することが可能である。浸透施設の空隙貯留量は次のようにして算出する。

$$\text{浸透施設の空隙貯留量 (m}^3\text{)} = \text{透水管やます本体の体積} + \text{充填材の体積} \times \text{空隙率}$$

充填材の空隙率は使用する砕石の大きさによるが、一般的には30～40％程度である(「雨水浸透施設技術指針(案)調査・計画編」(社団法人 雨水貯留浸透技術協会)による)ので平均的に35％を用いることが出来る。なお、充填材の空隙率を証明できる資料があれば証明される空隙率を用いることも出来る。

4) 土地利用別浸透能

土地利用別浸透能によって浸透量を評価することが可能である。

(解説)

土地利用形態によって浸透能は変化する。(表3.1.5)裸地を芝生等に変えることにより大きな浸透効果を得ることができる。

表 3.1.5 土地利用別浸透能評価

土地利用	浸透能 (mm/hr)	評価
畑地	130～	良好
林地	60～	
芝地	50～	
植栽	14～100 (50)	
草地	18～23 (20)	
裸地	1～8 (2)	不良
グラウンド	2～10 (2)	
造成地	2～50 (2)	
透水性舗装	20 (歩道)、50 (駐車場)	—

注. 透水性舗装は本指針では貯留換算して用いている。

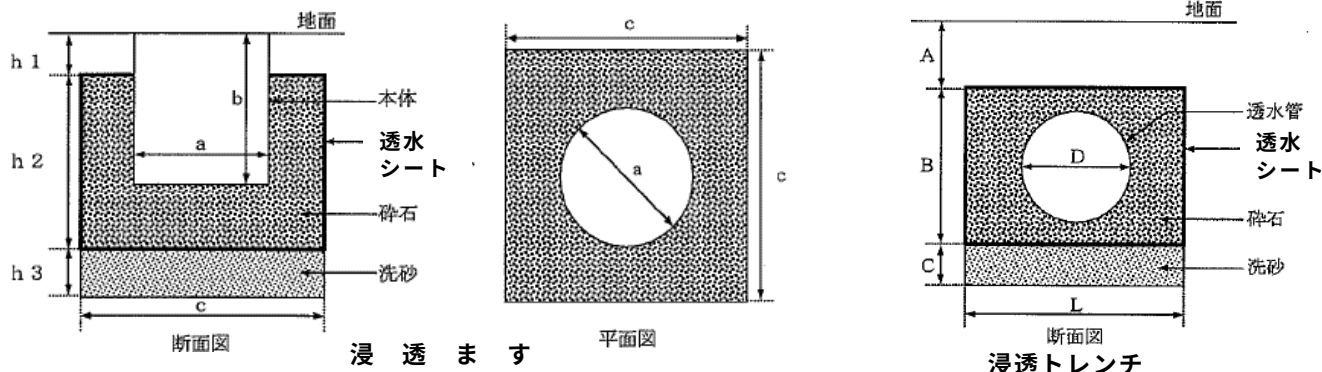
参考－飽和透水係数 0.14m/hr を利用しての一般家庭用浸透施設の比浸透量、単位浸透量、
単位貯留・浸透量

(1) 浸透ます

型番	ます の径 a (mm)	深さ b (mm)	h1 (mm)	h2 (mm)	h3 (mm)	施設幅 c (mm)	設計水頭 (h2+h3) (m)	比浸透 量 (m ²)	単位浸透量 (m ³ / (個・hr))	空隙貯 留量 (m ³ /個)	単位貯留・ 浸透量 (m ³ / (個・hr))
P I	150	400	100	390	25	300	0.415	2.066	0.234	0.016	0.250
II	200	400	100	390	25	400	0.415	2.679	0.304	0.028	0.332
III	250	500	100	510	30	500	0.540	4.010	0.455	0.057	0.512
IV	300	500	100	510	30	600	0.540	4.722	0.535	0.083	0.618
V	350	600	100	630	35	700	0.665	6.384	0.724	0.139	0.863
VI	400	600	100	630	35	800	0.665	7.196	0.816	0.182	0.998
VII	500	800	100	880	50	1,000	0.930	11.582	1.313	0.397	1.710

(2) 浸透トレンチ

型番	管径 D (mm)	L (mm)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	設計水頭 (B+C) (m)	比浸透 量 (m ²)	単位浸透量 (m ³ / (m・hr))	空隙貯 留量 (m ³ /m)	単位貯留・ 浸透量 (m ³ / (m・hr))
T I	75	250	150	280	20	0.30	1.940	0.220	0.027	0.247
II	100	300	150	325	25	0.35	2.162	0.245	0.039	0.284
III	125	350	150	375	25	0.40	2.383	0.270	0.054	0.324
IV	150	400	150	420	30	0.45	2.605	0.295	0.070	0.365
V	200	550	200	560	40	0.60	3.270	0.371	0.128	0.499
VI	200	750	250	700	50	0.75	4.002	0.454	0.204	0.658



○単位浸透量の算出方法

単位浸透量 (Qf) = C × 比浸透量 (K) × 飽和透水係数 (f)

ここで、Qf : 浸透施設 (1 個、1m 当たり) の単位浸透量 (m³/hr)

C : 影響係数 (地下水位の影響 0.9、目詰まりの影響 0.9 を考慮して 0.81 とする)

K : 浸透施設の比浸透量 (m²)

f : 土壌の飽和透水係数 (m/hr) (= 0.14m/hr とした)

○空隙貯留量の算出方法

浸透ますのます本体、砕石の空隙、浸透トレンチの透水管、砕石の空隙での貯留量を評価した。
砕石の空隙率は用いる砕石の大きさによるが、一般的には 30～40% 程度であるのでここでは 35% とした。

・浸透ますの空隙貯留量 (m³/個) = $3.14 \times (a/2)^2 \times (b-h1) + (c \times c \times h2 - 3.14 \times (a/2)^2 \times (b-h1)) \times \text{空隙率}$

・浸透トレンチの空隙貯留量 (m³/m) = $3.14 \times (D/2)^2 + (B \times L - 3.14 \times (D/2)^2) \times \text{空隙率}$

○単位貯留・浸透量 = 単位浸透量 + 空隙貯留量

1-8 ピークカット

浸透施設に、分流構造によるピークカット方式を採用した場合、流出抑制量はピーク時の分流量とする。

(解説)

道路浸透ますでは、路面排水を対象とするため、初期雨水は下水道に放流し、降雨のピーク時のみ浸透施設が機能するように分流構造を採用している。(図 3.1.12) こうした場合の流出抑制量はピーク時の分流量となる。分流構造とした街渠ますの水理実験によれば、下水道管(導水管)と浸透連絡管(連絡口)との管底差から、浸透施設に流入する分配率は次式で表される。

浸透連絡口が矩形(250mm×200mm)の場合

$$P = -2.53 + 42.81 \log Q \quad (\text{口底差 } 3\text{cm}) \cdots \cdots (1)$$

浸透連絡管が円形(200mm 径)の場合

$$P = 5.05 + 22.71 \log Q \quad (\text{口底差 } 3\text{cm}) \cdots \cdots (2)$$

ただし、P: 分配率(%)、Q: 流入量(1/s)である。

従って、矩形の浸透連絡口を用いた道路浸透ますの流出抑制量は、集水面積 200m²で、降雨強度 50mm/hr のとき 9mm/hr カット、同じく 75mm/hr のとき 18mm/hr カット、100mm/hr のとき 29mm/hr カットすることになる。

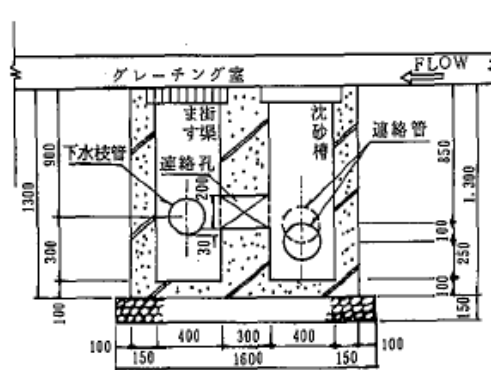


図 3.1.12 分流構造

1-9 配置計画

流出抑制施設全体の配置は、対象とする敷地の土地利用計画、建築計画に十分配慮した無理のない集・排水系統とし、また集水域から貯留・浸透施設を経て、敷地外の排水施設に至るまでの雨水の流れが、流出抑制機能を効果的に発揮するように、各施設の配置には十分留意する。

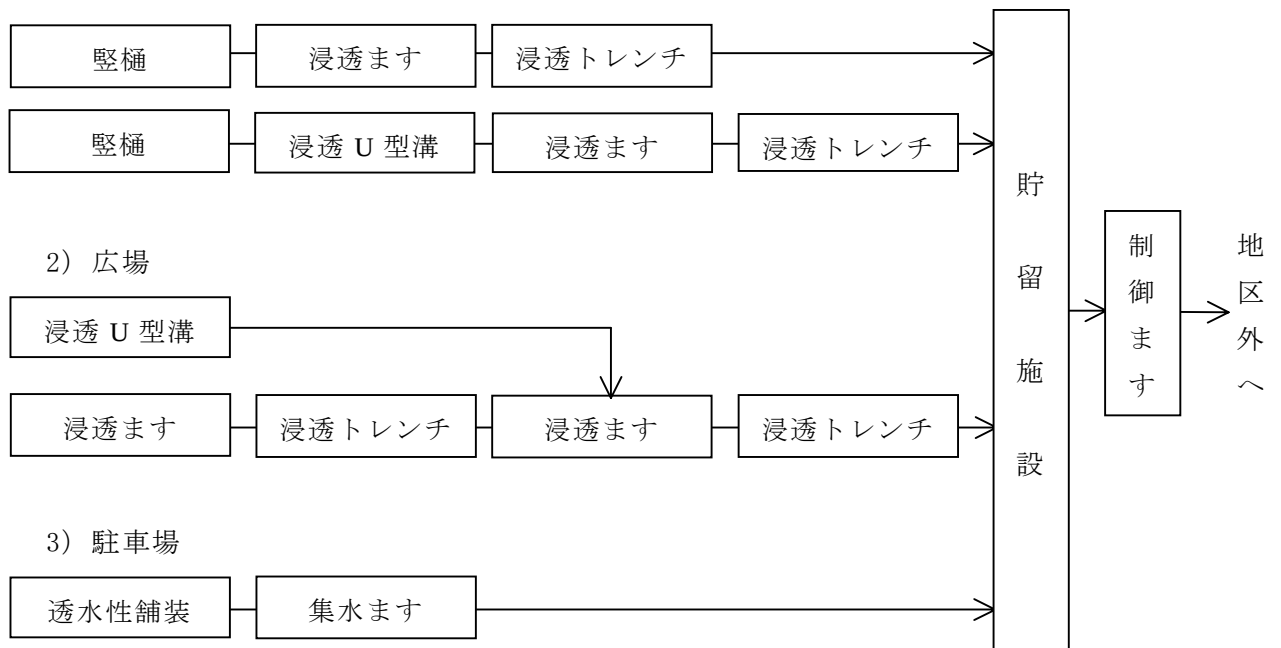
(解説)

集・排水施設の浸透施設化 (図 3.1.13)

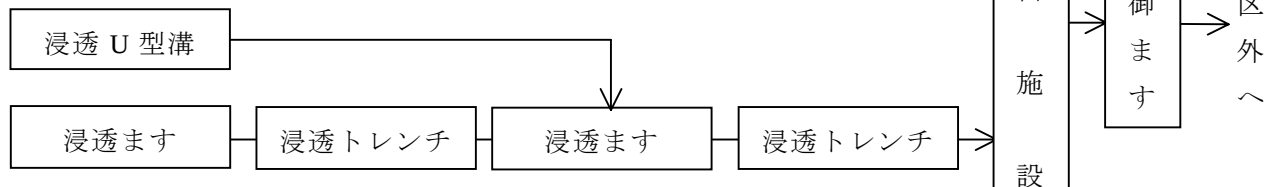
- ・ 屋根の雨水を受ける施設：集水ます → 浸透ます
- ・ 雨水の移動：排水管、側溝 → 浸透トレンチ、浸透 U 型溝
- ・ 現位置での浸透：→ 透水性舗装、透水性平板
- ・ 緑地等の浸透域：→ 縁石で囲み、溢流分を排水する。

請願陳情

1) 住宅



2) 広場



3) 駐車場

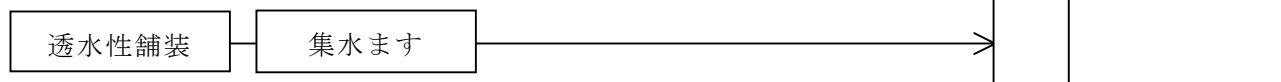


図 3.1.13 集・排水施設の浸透施設化と雨水の流れ

(2) 貯留施設の設計

2-1 貯留高

貯留施設の貯留高は、工種（土地利用）ごとの安全水深以下とし、かつ堆砂量を考慮して 10cm 以上とする。

（解説）

貯留施設の貯留高は、機能的には流域対策量相当分が満たされればよいが、安全面と維持管理面から安全水深以下でかつ堆砂量を考慮して 10cm 以上とする。安全水深は土地利用ごとに異なるが、排水性を考慮して貯留堤に沿って側溝を設置することが望ましい。（図 3.2.1）

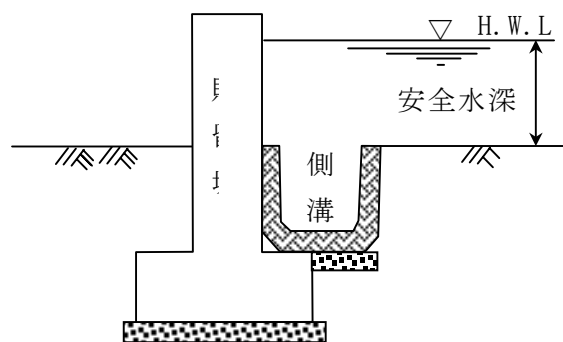


図 3.2.1 貯留堤の安全水深

なお、各家庭で利用されている雨水タンク（図 3.2.2）等による各戸貯留の場合には、敷地にあった大きさのタンクを選定し、安全性、ゴミ・ほこりの流入防止を目的として蓋を設けると共にタンクの底に貯まった沈殿物を除去するために泥抜きコック等をつけておくと清掃に便利である。



図 3.2.2 雨水タンクによる雨水貯留（各戸貯留対策）

2-2 校庭・運動場貯留

学校・幼稚園の屋外運動場を雨水貯留施設として利用する場合は、児童、幼児に対する安全性に配慮し、貯留施設を計画、設計する。

(解説)

学校の校庭内における流域貯留施設の設置可能地としては、グラウンド等が考えられる。グラウンドでの貯留水深は幼児用プールの設計上の目安とされている水深 0.2m に対し、児童の体力を考慮し 0.3m を標準とする。(図 3.2.3)



図 3.2.3 校庭貯留

2-3 公園・緑地貯留

公園・緑地等を雨水貯留施設として利用する場合は、公園の機能、利用者の安全対策、修景などを考慮して貯留場所を設定し、貯留施設を計画、設計する。

(解説)

公園には児童公園、近隣公園、地区公園等の種類が考えられる。公園は各々その性格によってスポーツレクリエーションの機能、憩いの機能、環境保全機能等のゾーニングが行われる。貯留施設として利用可能な区域はスポーツレクリエーション区域であり、地形条件によっては憩いの区域等の一部も利用可能である。また、公園の地下空間を利用した貯留も可能である。(図 3.2.4) 公園での貯留限界水深はその利用目的により、児童公園は 0.2m 程度、地区および近隣公園は 0.3m 程度である。



図 3.2.4 公園貯留

地下貯留槽が一杯になると中央の流出口から地上の公園部に貯留される。

2-4 駐車場貯留

駐車場を雨水貯留施設として利用する場合は、自動車のブレーキドラムが濡れないなど、自動車の走行に支障を生じないように、また利用者の降雨時における利用に配慮して貯留施設を計画、設計する。

(解説)

駐車場を利用して雨水貯留を行うものであり、貯留時は、駐車場の利用が多少不便になるが、雨水が貯留されている時間はそんなに長くはないので適切な計画により駐車場での雨水貯留が可能である。(図 3.2.5) 駐車場での貯留水深は自動車のブレーキドラムが濡れると、走行上危険があるので 0.1m 程度に制限される。



図 3.2.5 駐車場貯留

2-5 棟間貯留

団地の棟間を雨水貯留施設として利用する場合は、緊急車の侵入、建築物の保護、幼児に対する安全対策、維持管理などを総合的に配慮して貯留施設を計画、設計する。

(解説)

集合住宅の住棟間隔は日照を確保することを原則として計画されているために十分な距離が確保されている。このため、この住棟間隔を貯留施設として利用することが考えられる。(図 3.2.6) 棟間貯留を計画する場合には降雨終了時の排水を考慮して緩やかな勾配を設ける。また、貯留水深は設置場所に対する安全対策を考慮して計画する。



図 3.2.6 棟間貯留

2-6 地下貯留

道路、駐車場、住棟もしくは公園等において、地表に貯留施設を設置することが困難な場合、あるいは、地表の利用に対する影響を最小限にしたい場合等は、地下貯留槽を検討する。地下貯留槽を設ける場合は、排水用にポンプが必要となるケースが多く、また、計画以上の大雨に備え、余水吐を設ける。(図 3.2.7～図 3.2.9) 貯留部は通常目に触れないが、大雨直後の清掃等、衛生管理に十分留意する必要がある。

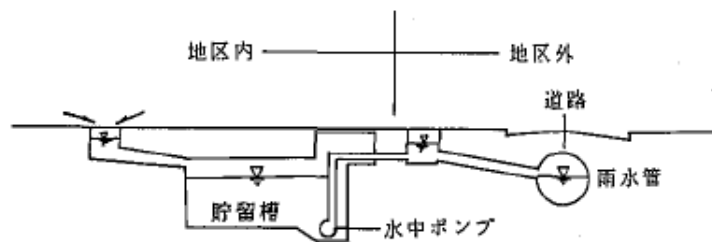
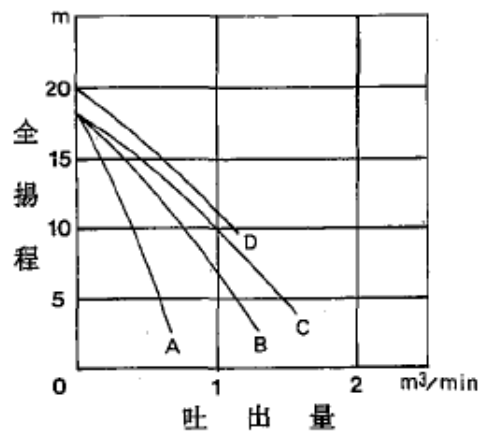


図 3.2.7 地下式貯留施設構造概念



口径 (mm)	形式	出力 (KW)	電圧 (3相)V	全揚程 m	吐出量 m³/min
80	A	1.5	200	8	0.5
100	B	2.2	200	10	0.6
	C	3.7	200	11/10	1.0
	D	3.7	200	16/15	0.6

図 3.2.8 ポンプの性能曲線と仕様

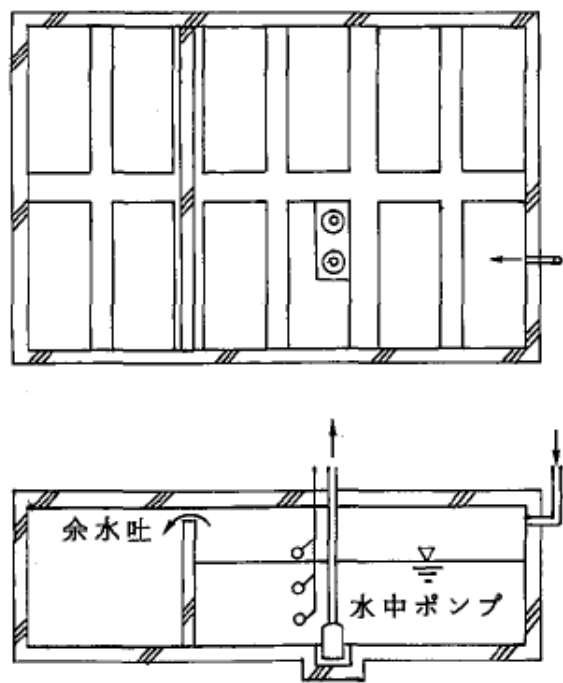


図 3.2.9 貯留槽と水中ポンプ

2-7 その他の貯留施設

1. 広場貯留

住宅団地の中、ショッピングセンター前の広場あるいは工場の材料置き場等の貯留施設化が考えられる。広場の施設構造およびその他の各種施設の存在により、貯留水深、勾配に制約があることに留意する必要がある。

2. 屋上貯留

建築物の耐荷重が大きくなること、雨漏りへの配慮およびドレインの目詰まり防止等、技術的にも維持管理上も困難な問題が少なくないことを留意して計画する。(図 3.2.10)

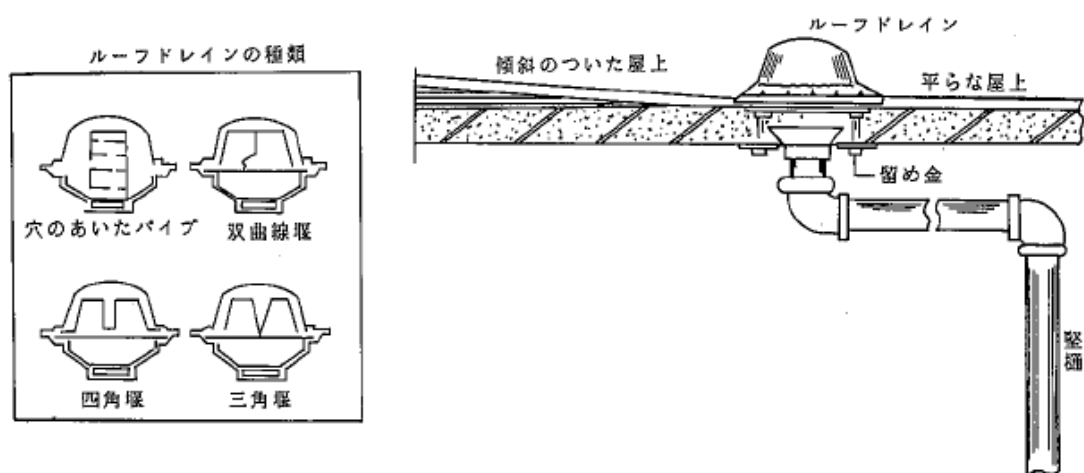


図 3.2.10 ルーフドレインの例

2-8 周囲小堤

グラウンド等を小堤で囲って貯留施設とする場合、法面の安定、構造物の安全性、設置場所の状況等を勘案し、適切な構造様式を計画する。(図 3.2.11、図 3.2.12)

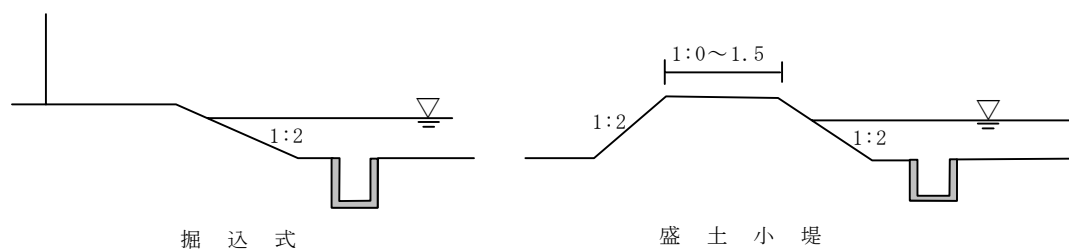


図 3.2.11 貯留部周囲堤の概念

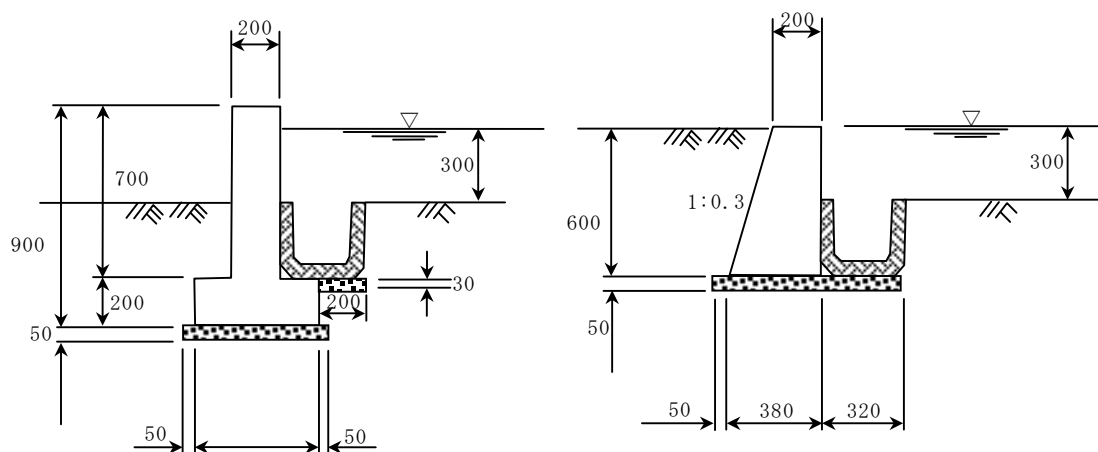


図 3.2.12 周囲小堤としてのコンクリート壁の例

2-9 中水利用

中水利用を目的にする貯留施設は洪水時に利用可能な容量を施設の貯留対策量とする。

(解説)

中水利用を目的として貯留槽を設けた施設（図 3.2.13）では、一般に湛水状態にあり、洪水時に貯留槽全量の流出抑制を期待することは不可能である。従って、中水利用を目的とする貯留施設は洪水時に利用可能な容量を雨水・貯留施設の容量とする。なお、中水とは上水（飲み水）、下水（汚水）に対することばであり、飲み水としての使用はできないが、庭の散水等に利用される雨水の貯留水である。中水利用を行っている貯留施設は降雨が予想された場合にはできるだけ貯留水を放流し、雨水の貯留機能を十分に活用させる必要がある。

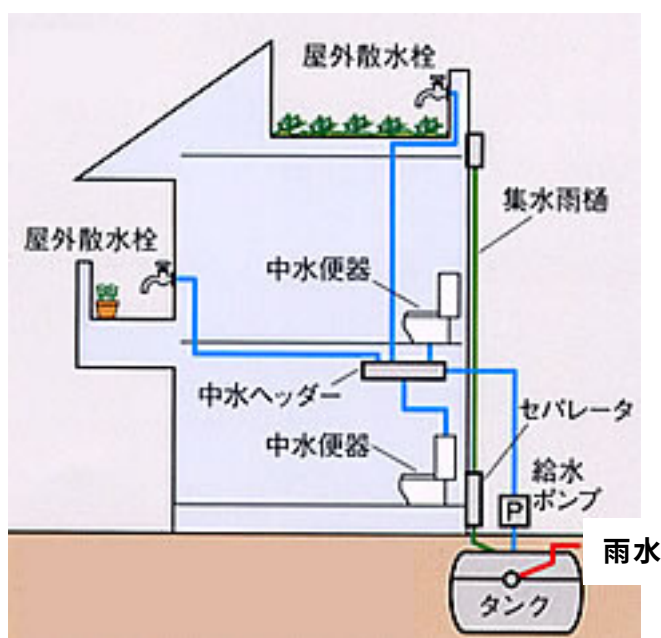


図 3.2.13 中水利用例

(3) 浸透施設の設計

3-1 一般

浸透施設の計画においては用地の地形・地質条件からみて不適地および規制地は避けること。また施設の機能劣化をもたらす目詰まり防止のため、原則として屋根上の雨水を集水して処理することとし、土砂を含む恐れのある地表上の雨水排水や生活排水の流入を避けること。さらに、ゴミ除けのためのフィルターの設置や土砂の除去等の維持・管理には十分留意する必要がある。また、施設の配置上近傍の建物等の既設構造物や地下埋設物に対し支障のないようかつ、のり面、擁壁等の構造物の安全性を損なうことがないように留意する。

(解説)

- ・浸透施設は相互干渉するので、1.5m 以上離して設置する。
- ・盛土地形の場合には浸透施設は現地盤高以下に設置する。
- ・浸透施設の設置場所は建物等への影響を考慮して、基礎から 30cm 以上あるいは浸透施設の掘削深に相当する距離を離して設置する。又、地下埋設物がある場合には地下埋設物から原則として 30cm 以上離して設置する。(図 3.3.1)

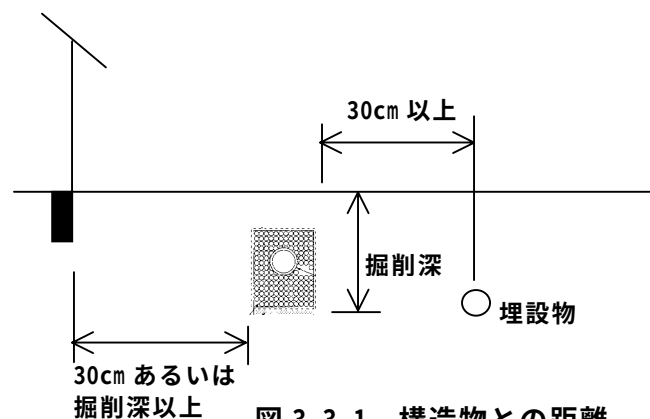


図 3.3.1 構造物との距離

- ・雨水浸透により、現状の法面や擁壁の安全性が損なわれるような場所、すなわち図 3.3.2 に示すような傾斜地近傍箇所には浸透施設の設置を禁止する。

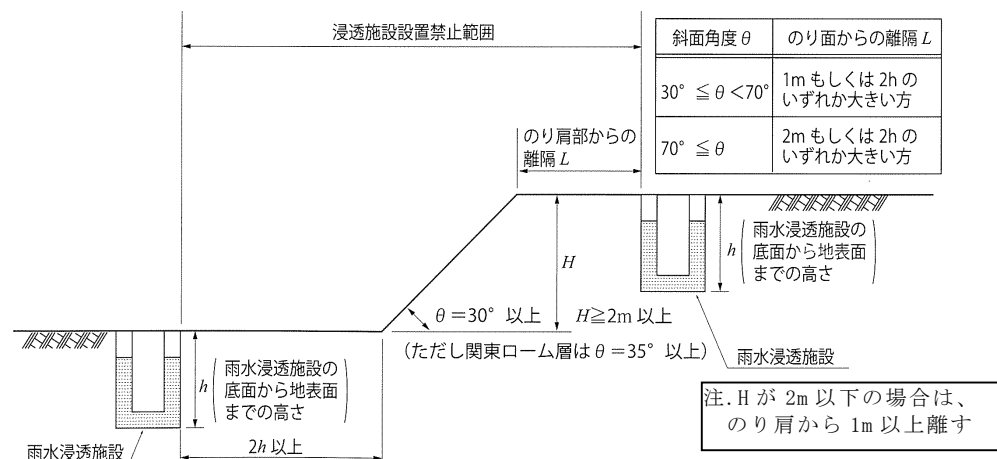


図 3.3.2 傾斜地近傍箇所

3-2 浸透ます

- (1) 浸透ますは、ますの周辺を碎石で充填し、集水した雨水をその底部及び側面から地表の比較的浅い部分に浸透させるものである。
- (2) ます本体は透水構造とし、有孔コンクリートやポーラスコンクリートが用いられることが多い。
- (3) ますの上部構造は、その集水目的に応じて宅地ます、U型ます、街渠ます等の通常の側溝及びます蓋を使用する。

図 3.3.3 に、浸透ますの例を示す。

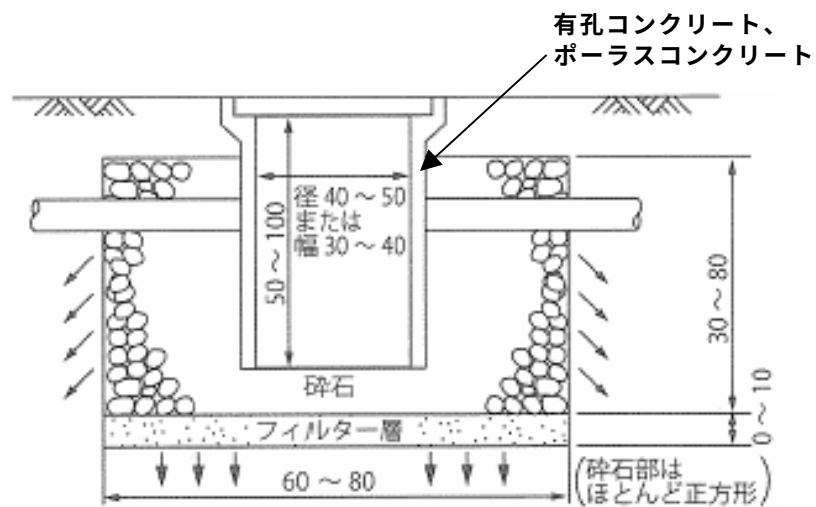


図 3.3.3 浸透ますの例

3-3 浸透トレンチ

- (1) 浸透トレンチは浸透機能と通水機能を有し、流入した雨水を透水管より砕石を通して地中へ分散浸透させるものである。
- (2) 透水管は有孔管又はポーラス管を標準とするが、管底部は懸濁物質が砕石中へ流入するのを防止するために原則として透水構造とはしない。
- (3) 砕石の全面をくるむように透水シートを敷設し、普通土で埋め戻す。

図 3.3.4 に、浸透トレンチの例を示す。

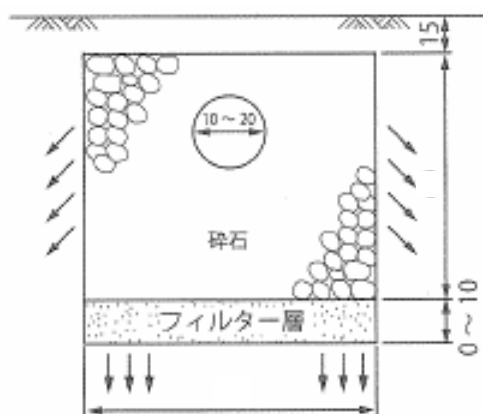


図 3.3.4 浸透トレンチの例

(解説)

浸透トレンチを接続する場合には、浸透トレンチの流出側の管底を流入側の管底より高い位置で接続する。(図 3.3.5)

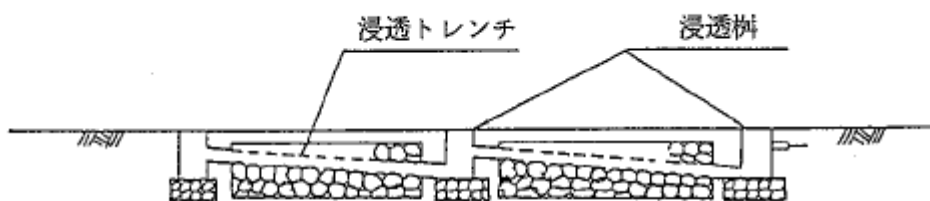


図 3.3.5 浸透トレンチの接続

3-4 透水性舗装

透水性舗装は、原則として下記による。

- (1) 透水性舗装は、歩道、自転車道および自動車交通の少ない生活道路、駐車場に用いる。
- (2) 舗装材料、構造は、路床から遮断層用砂、クラッシャラン（C-30）又は再生クラッシャラン（RC-30）、アスファルト混合物（開粒2号）の順とする。（表3.3.1）
- (3) 設計上の貯留量は、歩道・自転車道で20mm、駐車場で50mmとする。

表 3.3.1 透水性舗装の標準構造

（単位：cm）

構成	表層	路盤	フィルター層	舗装厚 （総厚）
使用材料	開粒度アスファルト 混合物2号	再生クラッシャラン（RC-30） クラッシャラン（C-30）	遮断層用砂	
区分Ⅰ	4	10	(5)	14(19)
区分Ⅱ	4	15	(5)	19(24)

注．フィルター層は舗装厚には含めない

区分Ⅰ：歩道や自転車道で、専ら歩行者及び自転車の通行を想定した場合。

区分Ⅱ：公園や商店街の歩行者系道路で、歩行者や自転車以外に管理用車両や限定された一般車両の通行を想定した場合。

（解説）

透水性舗装は、多くが関東ロームの地山を路床土として再利用するために土を乱してしまうので、浸透能を低下させてしまう（～1mm/hr）。また、表層の開粒アスファルトも竣工直後は透水性が極めて大きい（50mm/hr）が、数ヶ月で劣化しやはり期待できない。従って、ここでは透水性舗装の評価として浸透量ではなく、貯留量で20～50mmとした。

3-5 透水性平板舗装

透水性平板舗装は、原則として下記による。

- (1) 透水性平板舗装は、荷重の比較的少ない歩道等に用いる。
- (2) 乗入部での舗装は認められていない。
- (3) 透水性平板舗装は、路床から、遮断用砂、クラッシャラン（C-30）、又は再生クラッシャラン（RC-30）、透水性シート、敷砂、透水性平板（またはインターロッキングブロック）の順とする。（表 3.3.2）
- (4) 設計上の貯留量は、20mm とする。

表 3.3.2 透水性平板舗装の標準構造

（単位：cm）

構成	コンクリート 平板層	サンド クッション	砂の流 出防止	路盤	フィル ター層	舗装厚 (総厚)
使用材料	透水性コン クリート平板	敷砂	透水性 シート	再生クラッシャラン（RC-30） クラッシャラン（C-30）	遮断層 用砂	
区分Ⅰ	6	3	使用	10	(5)	19(24)

区分Ⅰ：歩道や自転車道で、専ら歩行者及び自転車の通行を想定した場合。

（解説）

1. 構造

- 1) 透水性平板より浸透した雨水は、砂、碎石を経て地盤に浸透するが、路盤の締め固めが不均等の場合には、路盤の雨水の移動によって敷砂が流され、部分的に陥没する場合がある。施工にあたっては、この点に十分注意するとともに、斜面部への適用は避けたほうがよい。
- 2) 透水性平板舗装、インターロッキングブロックを用いる場合には、目地からの浸透の他、ブロック自体も透水性のものにする。

2. 設計浸透能と施設規模

透水性舗装と同様、設計上、貯留量 20mm とする。

3-6 道路浸透ます

道路浸透ますは都において試行的に設置されてきたもので、道路街渠ますから連結管を通して雨水の流入を図り、歩道下に設けられた浸透トレンチ（ヨコ型と称す）へ導き、地下地盤への浸透を図る施設である。標準的な構造は、図 3.3.6～図 3.3.10 のとおりとする。

(1) よこ型・標準（既設ます接続用）

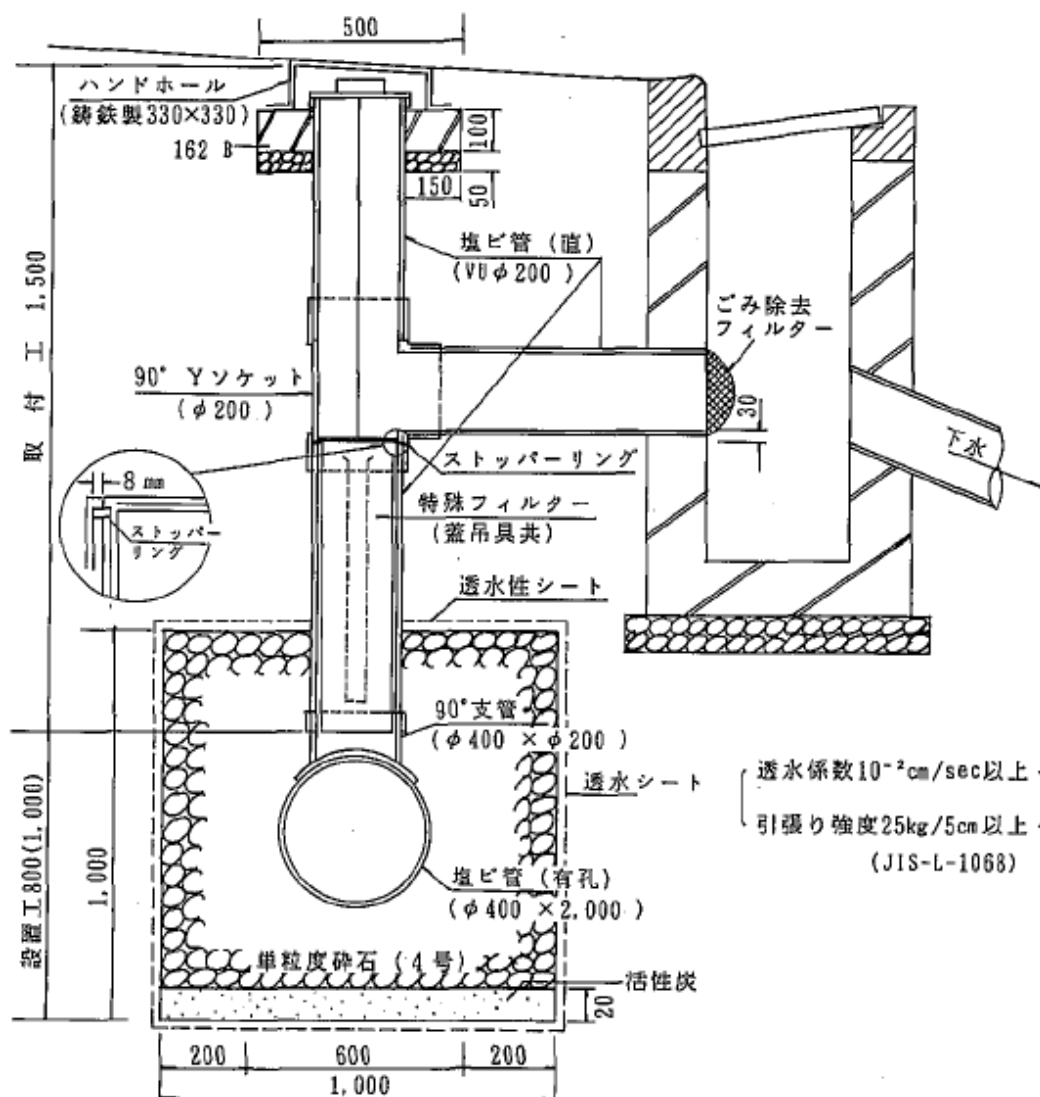


図 3.3.6 道路浸透ます（既設ます接続用）

（注）砕石層の長さは 3.0m とする。

(2) よこ型・二連（新設用）

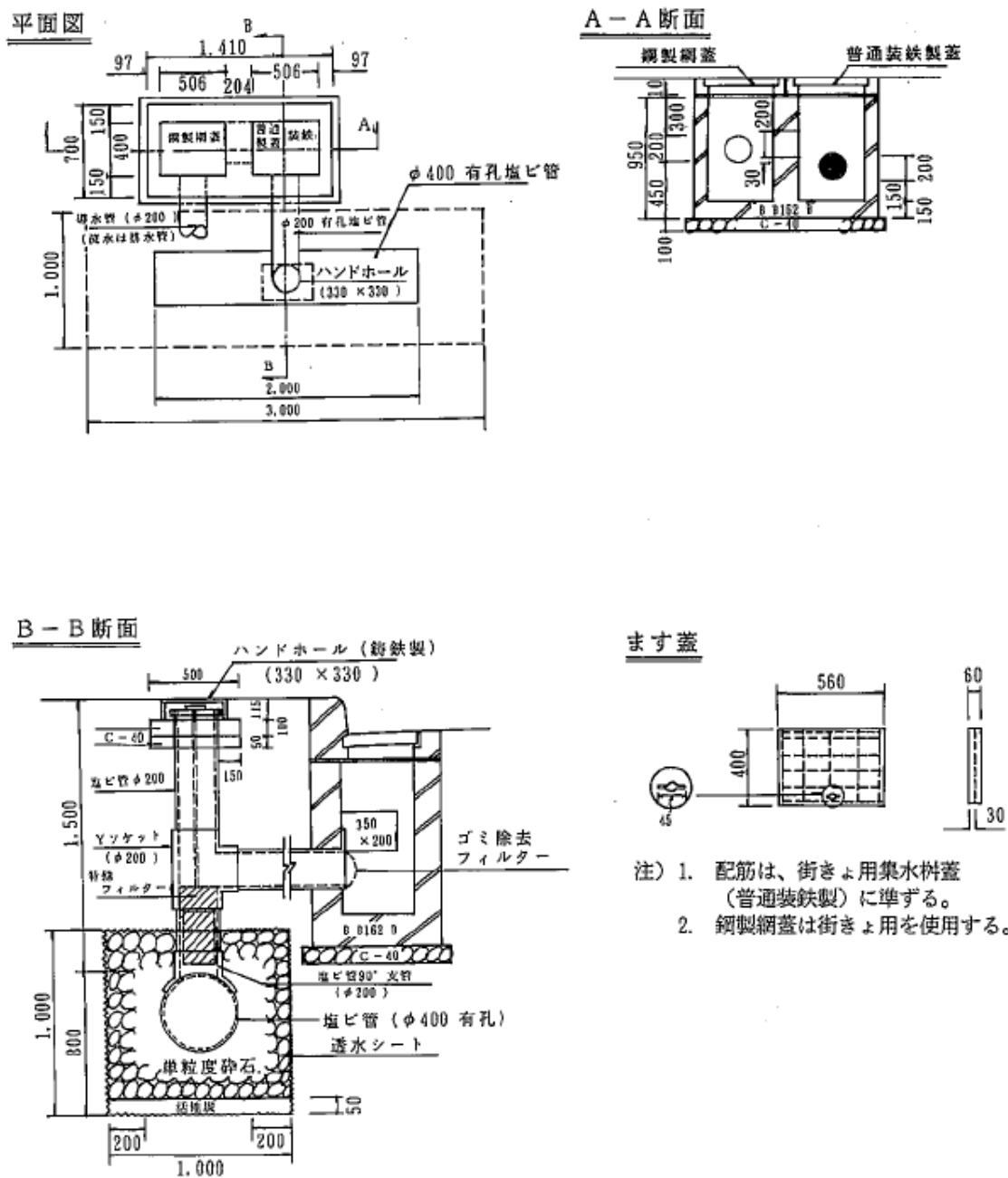


図 3.3.7 道路浸透ます（新設用）

(3) ハンドホール蓋及び蓋掛

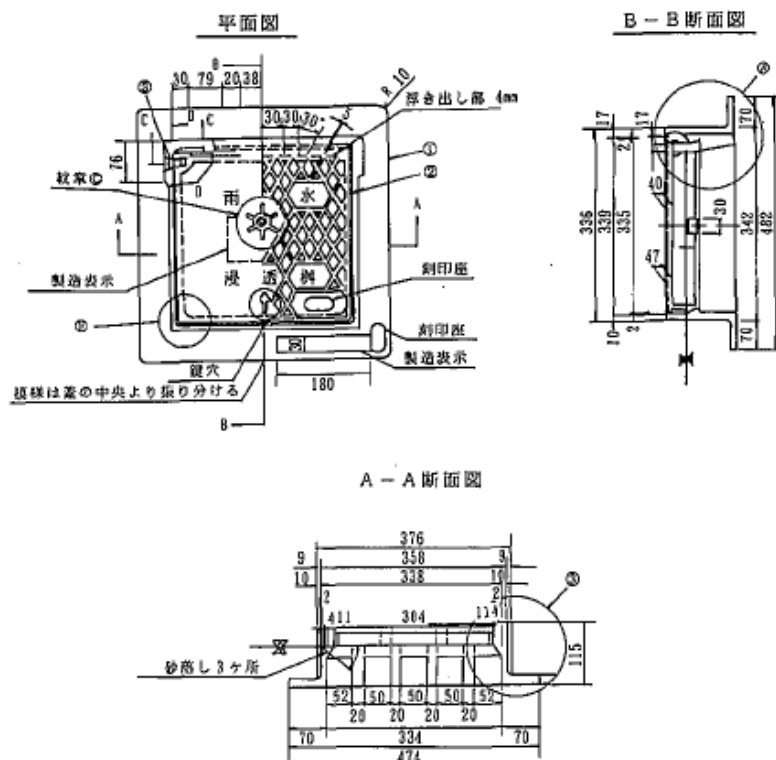


図 3.3.8 ハンドホール

(4) 特殊フィルター (参考図)

(規格)

- ① 材質；塩ビ、またはステンレス製。
- ② 機能；浸透管に流入する濁水中の浮遊物等を除去できること。
- ③ 仕様；濁水通過試験による特殊フィルターの通水能が濁水通過履歴1～2年相当時においても1.2ℓ/secを保持し、浮遊物を除去できること。

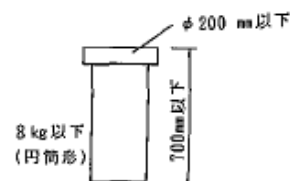


図 3.3.9 特殊フィルター

(5) ごみ除去フィルター (参考図)

- ① 材質；塩ビ又はステンレス製。
- ② 機能；浮遊物が除去できること。

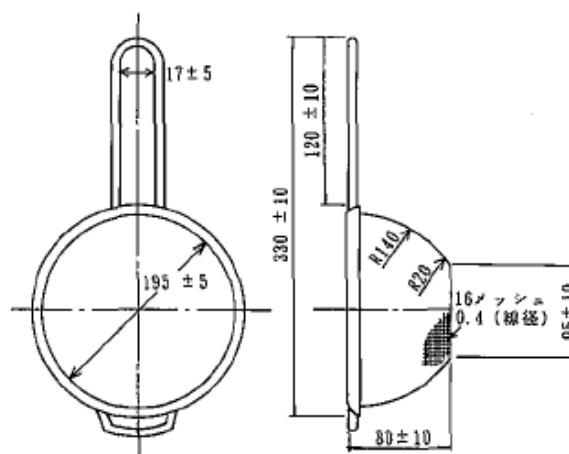


図 3.3.10 ごみ除去フィルター

(6) ボックス式多孔板溝

従来の浸透トレンチや道路浸透ますでは、浸透部に碎石を用いてきたが、浸透能力が低い地盤に対しては、**図 3.3.11** に示すボックス式多孔板溝を使用するとよい。単粒度碎石の場合、空隙率は最大でも 40% であるが、ボックス式多孔板溝では約 90% にも達し、より多くの貯留量が期待できる。また、浸透量も碎石と比べて遜色がないので、地下の埋設状況やコストの比較で選択すればよい。浸透量は**本編表-2、資料編表-3.1.1 比浸透量の算定式**の内の大型貯留槽の比浸透量を用いて算出する。

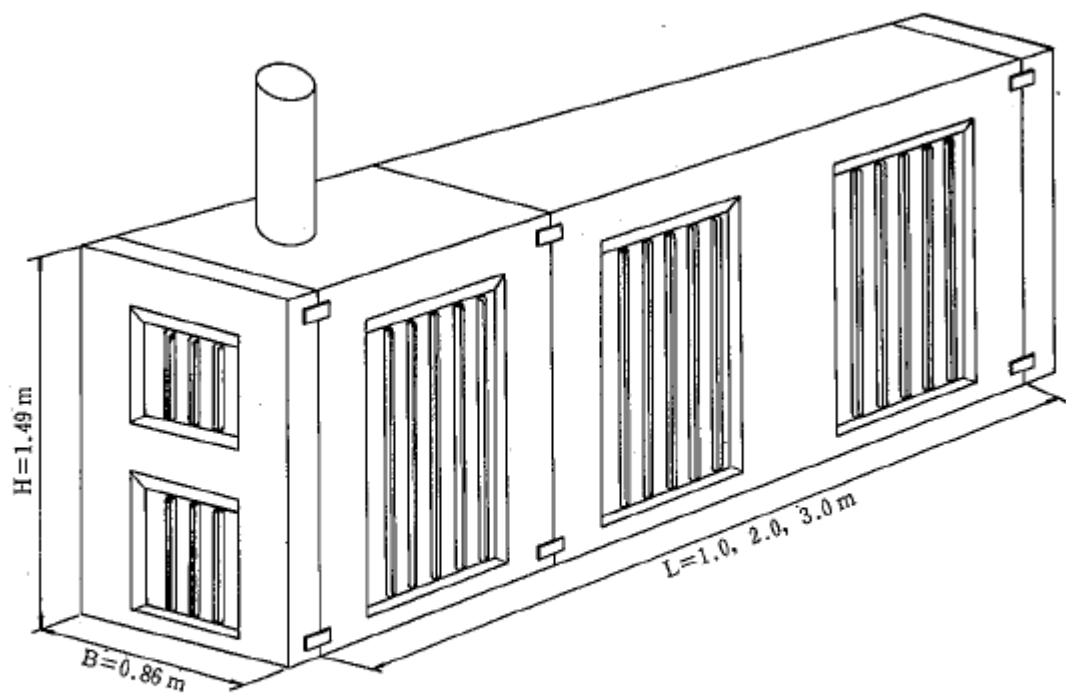


図 3.3.11 ボックス式多孔板溝

3-7 浸透井・浸透池

- (1) 浸透井には、浅層の地下水面より高い位置の砂礫層へ雨水を注入する深さ 10m 程度までの乾式浸透井（吸い込み井とも呼ぶ）と、深層の地下水面下の砂礫層（深さ 50m 程度まで）へ雨水を注入する湿式浸透井とがある。浸透池は、貯留施設の底部に浸透井を設けるか、あるいは砂礫層まで掘り込んで浸透処理を兼用した施設をいう。
- (2) 浸透井・浸透池ともに一井当たりの浸透処理能力は極めて高く、屋根上の排水以外の地表面の排水を処理する場合がしばしばある。そのような場合には目詰まりによる浸透機能の劣化を防止するために、道路浸透ますのような付属施設による雨水の前処理を必要とする。
- (3) 乾式浸透井の設計浸透能は、透水係数 K を $1.0 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ （砂礫）または $1.0 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ （新期ローム、黒ぼく）として推定する。湿式浸透井については、現場における浸透実験（参考資料参照）による標準浸透能に対し、目詰まりによる影響を考慮して 0.85 を乗じた値を設計浸透能とする。浸透池は比浸透量を用いて設計浸透能を評価する。

（解説）

浸透井の影響半径を表 3.3.3、表 3.3.4 に示した。

表 3.3.3 粒径と影響半径

土質		影響半径 R(m)
区分	粒径 (mm)	
粗レキ	>10	>1500
レキ	2~10	500~1500
粗砂	1~2	400~500
粗砂	0.5~1	200~400
粗砂	0.25~0.5	100~200
細砂	0.10~0.25	50~100
細砂	0.05~0.10	10~50
シルト	0.025~0.05	5~10

表 3.3.4 地下水条件と影響半径

堆積物の種類	地下水条件	影響半径 R (m)
細砂～中砂	被圧	250～500
	不圧	100～200
粗砂～礫層	被圧	750～1500
	不圧	300～500
破碎岩盤	被圧	1000～1500
	不圧	500～1000

(参 考)

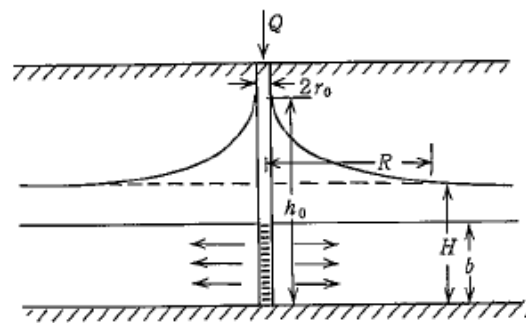
浸透井の浸透能力の算定式を下に示す。

浸透井の構造を考慮の上、適用すること。(図 3.3.12 参照)

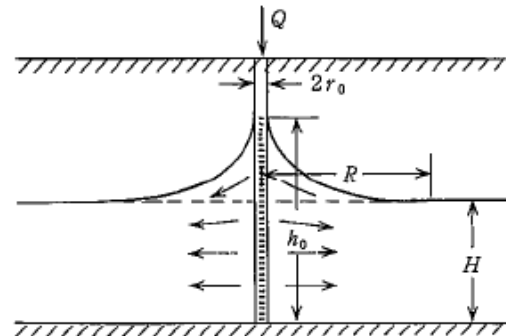
$$Q = \frac{2 \pi k b (h_0 - H)}{2.3 \log_{10} (R/r_0)} \quad (\text{被圧地下水})$$

$$Q = \frac{\pi k (h_0^2 - H^2)}{2.3 \log_{10} (R/r_0)} \quad (\text{自由水面を持つ地下水})$$

Q : 浸透量 (m³/min)、k : 透水係数 (m/min)、H : 滞水層の下端から最初の地下水位までの高さ (m)、h₀ : 井戸の水位 (m)、b : 滞水層の厚さ (m)、r₀ : 井戸の半径 (m)、R : 影響半径 (m)



(被圧地下水)



(自由水面を持つ地下水)

図 3.3.12 浸透井の構造

3-8 浸透側溝

浸透側溝（U型溝）の構造は、原則として図 3.3.13 による。

- (1) 側溝の底面に敷砂を厚さ 5～10cm、碎石を 10cm 以上充填した構造とする。なお、側溝の側面に巻厚 10cm 以上の碎石を施す。
- (2) 側溝は透水性のものを使用し、その幅は所用の浸透量によって決め 15～45cm を標準とする。
- (3) 側溝に段差が生じる場合、または、末端の接続ますにはその手前に越流堰を設ける。
- (4) 側溝は蓋掛けを原則とする。
- (5) 屋根排水の取り付け口には、状況に応じて泥溜まりを設ける。（図 3.3.14）

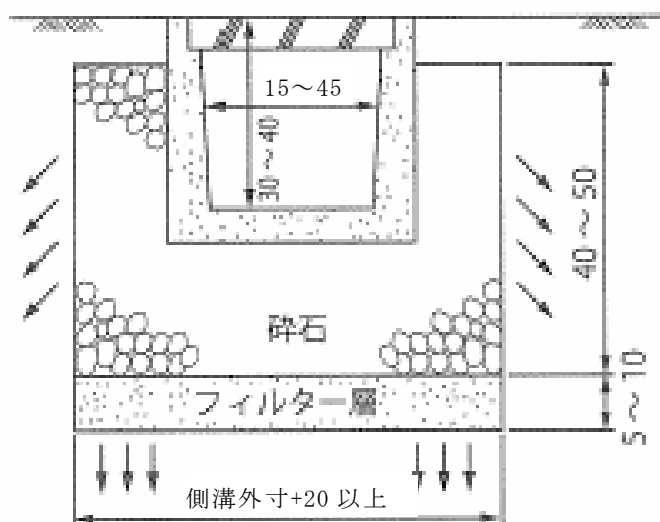


図 3.3.13 浸透側溝の構造

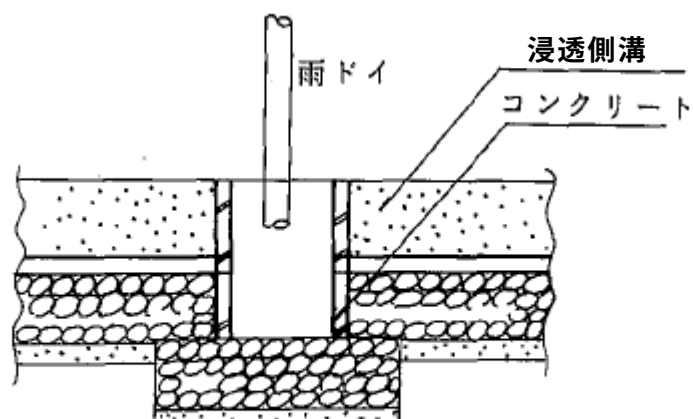


図 3.3.14 浸透側溝に泥溜まりを設置した場合

3-9 その他の浸透施設

雨水地下貯留浸透施設

- (1) 空隙貯留浸透施設は集水（泥ため）ます、流入管、オーバーフロー管、充填材、敷砂及び透水シートより構成される。（図 3.3.15）
- (2) 貯留浸透施設は貯留機能と浸透機能を持たせたもので、形状や寸法を自由に選定でき、上部を道路、駐車場、緑地、スポーツ施設等として利用できる。
- (3) また、施設内に別途貯留槽を設け、雨水の有効利用を図ることもできる。その場合、洪水時に利用可能な容量を貯留対策量とする。
- (4) 流入土砂による空隙の閉塞や浸透機能の低下を防止するため、対象雨水を比較的清浄な屋根雨水とし、流入前に泥ためますや目詰まり防止装置の設置が必要になる。
- (5) 充填材料は空隙率が高く、上載荷重や側圧に十分に耐力がある材料を選定する。

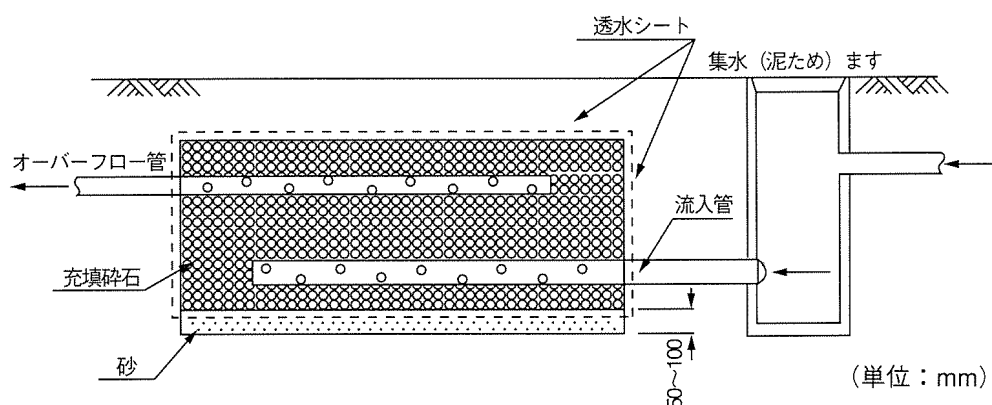


図 3.3.15 雨水地下貯留浸透施設の標準構造

(解説)

既成の二次製品（図 3.3.16）についても安全上の配慮がなされていれば使用することが可能である。なお、目詰まり防止装置についてはその機能を維持するために維持管理を十分に行う。

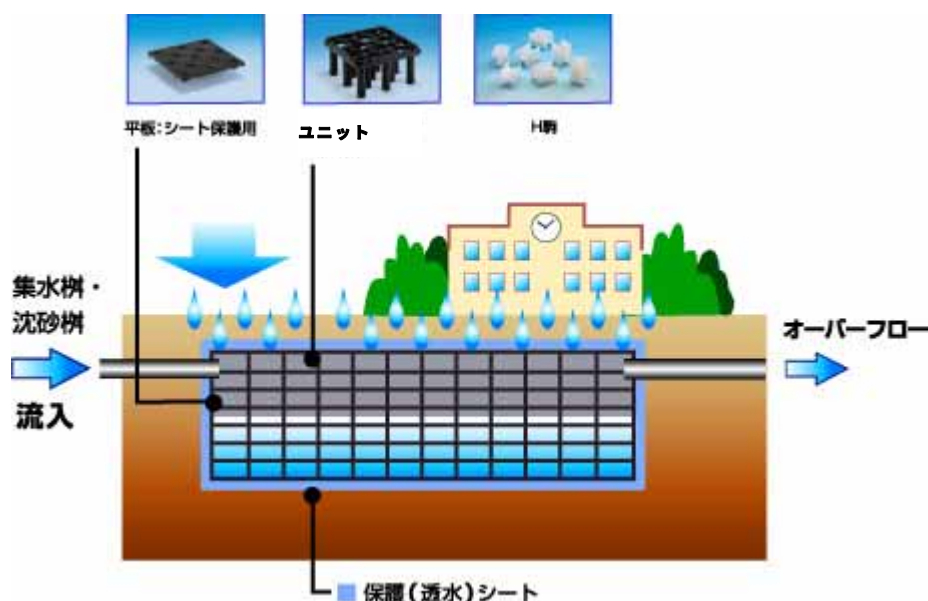


図 3.3.16 既製品の例

(4) 排水設計

4-1 オリフィスの設計

オリフィス（図 3.4.1、図 3.4.2、図 3.4.9）は、放流先の流下能力に対応させ、その設計には次の流量公式を用いる。

放流口が矩形の場合、

$$Q = c \cdot B \cdot D \cdot \{2g (H - D/2)\}^{1/2}$$

放流口が円形の場合、

$$Q = c \cdot A \cdot \{2g (H - d/2)\}^{1/2}$$

ただし、 Q ：放流量、 c ：流量係数（=0.6）、 B ：放流口の幅、 D ：放流口の高さ、 g ：重力の加速度（ 9.8m/s^2 ）、 A ：放流口の断面積、 d ：放流口の直径である。

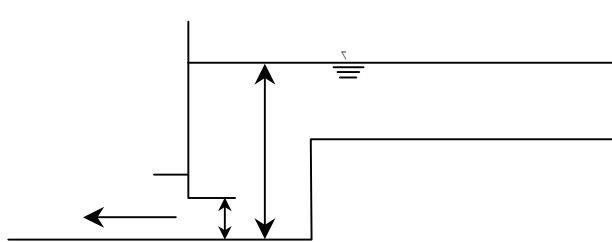


図 3.4.1 オリフィスの構造

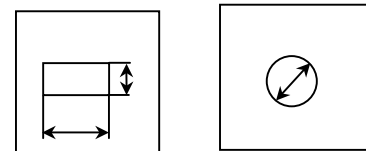


図 3.4.2 放流口の形状

（解説）

オリフィスの設計にあたっては、流量公式を基本として使用する。流量係数は、一般に 0.6～0.8 の範囲にあるが、ここでは 0.6 とする。また重力の加速度は 9.8m/s^2 である。こうして求めたオリフィスの貯留水深と放流量の関係を示したのが、図 3.4.4～図 3.4.8 である。なお、放流先の流下能力、すなわち放流量は、排水施設の計画降雨と敷地面積と流出係数との積より求められる。堤防を計画する場合には超過洪水時の堤防の決壊を防ぐため、余水吐を設ける。（図 3.4.3）

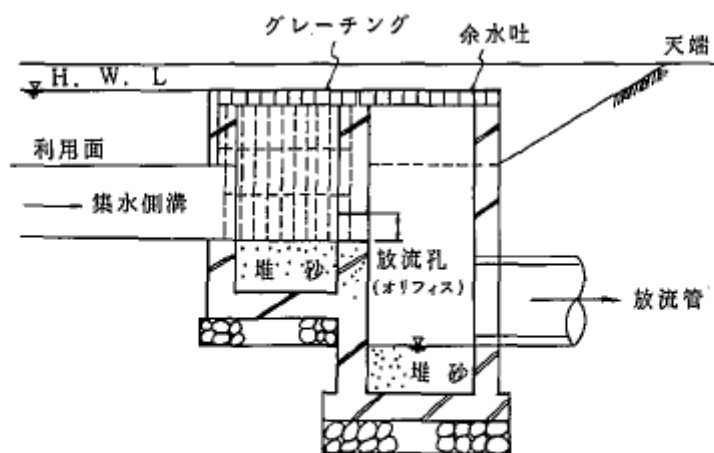


図 3.4.3 放流施設構造図

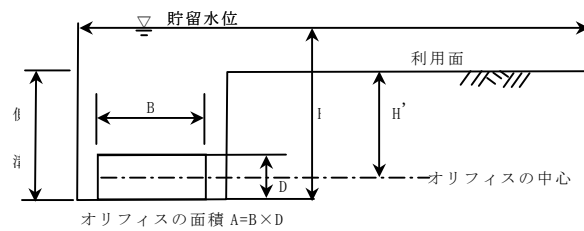


図 3.4.4 オリフィスのパラメータ

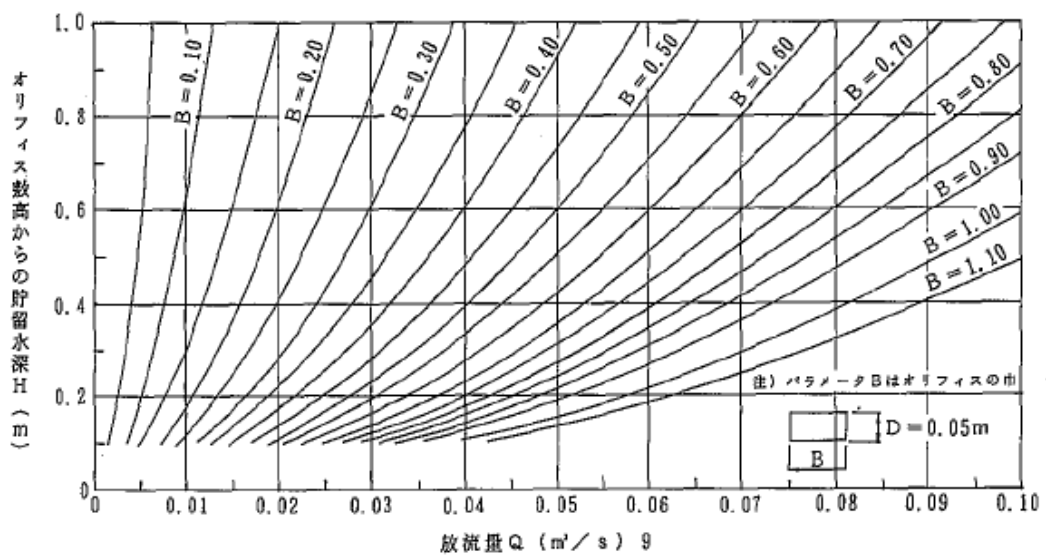


図 3.4.5 オリフィス水深 H ～ 放流量 Q 関係図 ($D = 0.05 \text{ m}$)

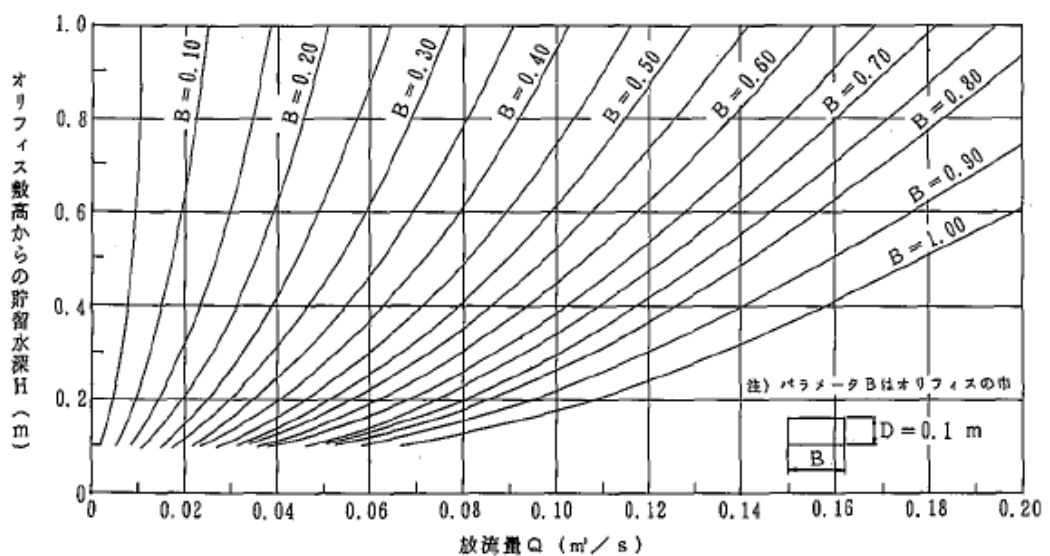


図 3.4.6 オリフィス水深 H ～ 放流量 Q 関係図 ($D = 0.1 \text{ m}$)

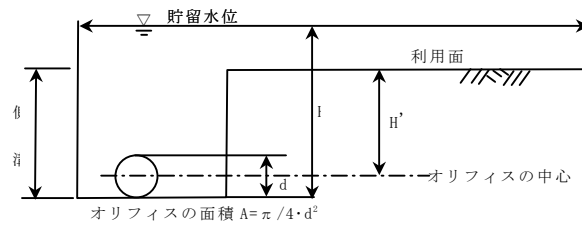


図 3.4.7 オリフィスのパラメータ

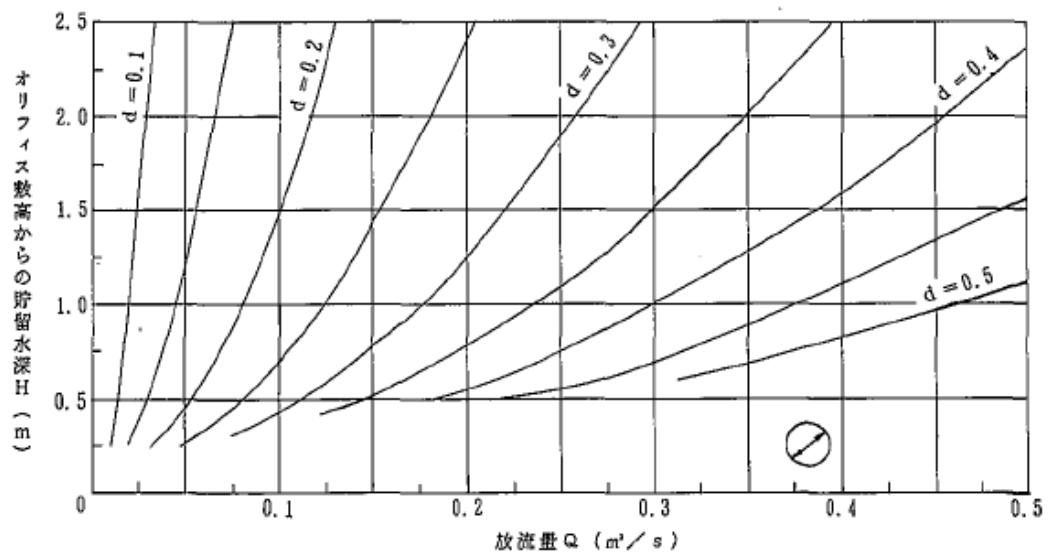


図 3.4.8 オリフィス水深 H ～ 放流量 Q 関係図

(排水施設の設計例)

開発面積 2ha、流域対策量が 1ha あたり 300m³ で、放流先の流下能力が降雨強度 50.8mm/hr で流出係数 0.6、下水道管底が地盤より 60cm の位置にある場合、次のように計算する。

(図.3.4.10、表 3.4.1)

(注. 放流先の流下能力は放流量協議によって設定するものであり、ここでは一例を示している。)

貯留水深：300m³÷1ha=30mm

降雨強度：50.8mm/hr

放流量：Q=50.8mm/hr×0.6×2ha=609.6m³/hr=0.169m³/s

オリフィス水深：H=0.60+0.03(貯留水深)=0.63m

オリフィス H～Q 関係図(円形) から H≤0.63m と Q=0.169m³/s を満たす d=0.35m が求まる。

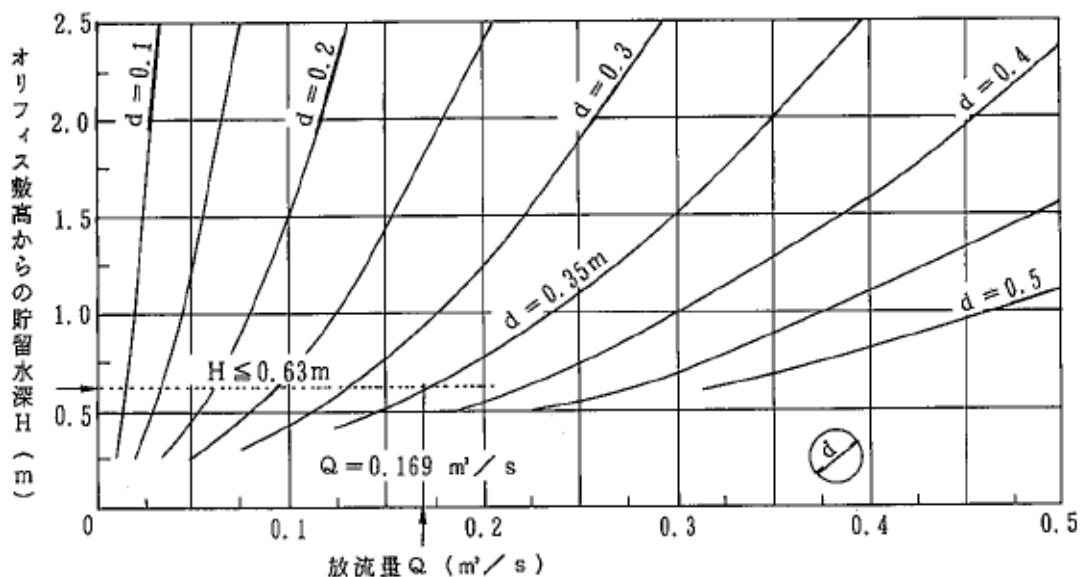


図 3.4.10 オリフィス水深 H～放流量 Q 関係図

表3.4.1 確率降雨表

	確率年	最大10分	最大1時間	正時最大 24時間
降雨強度	1.2	7.5	30.0	85.3
	3	16.9	50.8	152.0
	15	27.0	76.8	231.5
	30	31.6	88.0	264.2
	70	36.4	100.5	302.0

4-2 放流施設

(1) 放流施設は貯留施設の機能を効果的に発揮させる施設であり、その構造には十分留意する必要がある。特にオリフィスの規模およびオリフィスが閉塞しないような付帯施設に配慮する必要がある。(図 3.4.11)

- ①オリフィスは対象とする地区の計画規模に対応した寸法・形状とし、地盤面より低い位置に設置する。
- ②放流施設の流入部にはオリフィスの閉塞を防ぐための土砂溜と、落葉・ゴミなどの流入防止のためのスクリーンを設ける。
- ③放流施設は自然放流方式とし、ゲートやバルブを設けない。

(2) 貯留施設および浸透施設には、計画以上の降雨による湛水被害を防止するため余水吐を設ける。余水吐は自由越流方式とし、地区外を含めた土地利用および地形を考慮して安全な構造となるよう計画する。(図 3.4.12)

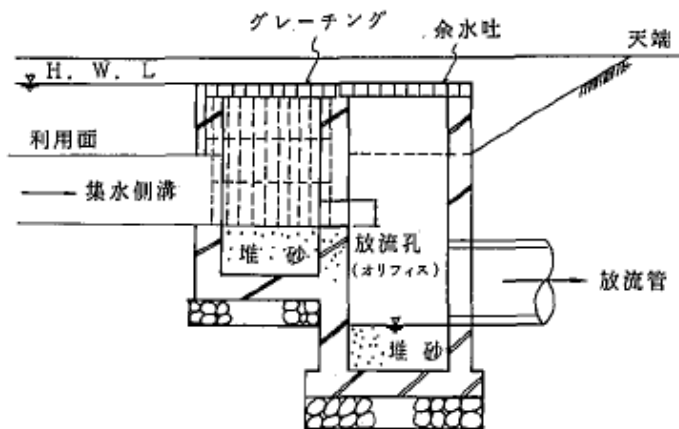


図 3.4.11 放流施設の例

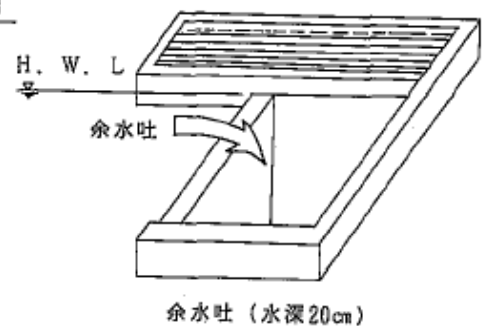


図 3.4.12 余水吐の例

4-3 浸透施設の排水

浸透施設の排水は、できるだけ高い位置で排水施設と接続して行う。

(解説)

浸透施設を有効に働かせるには、放流先への接続口（放流口）をできるだけ高くして十分な水頭圧をかける必要がある。また、排水設備からの逆流を防止するためにも接続位置を高くする。さらに、悪臭を防止するにはトラップを設ける。(図 3.4.13)

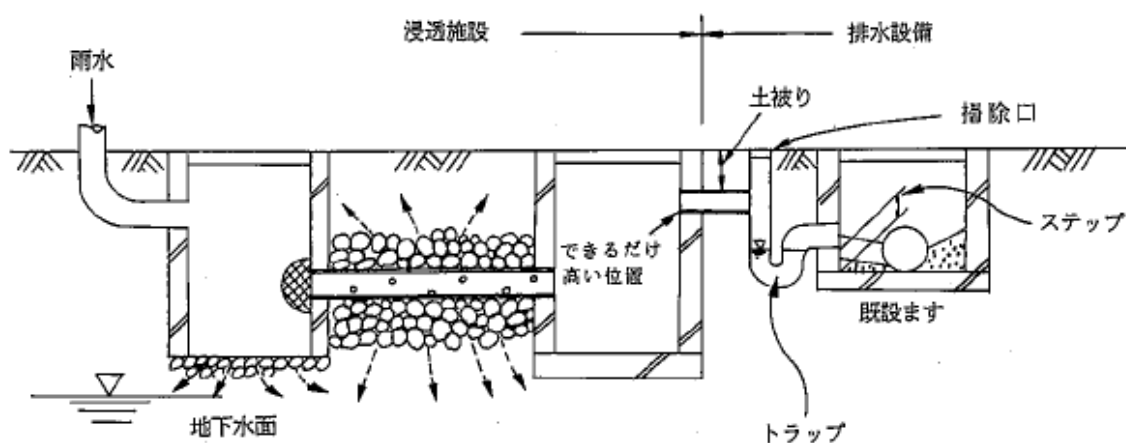


図 3.4.13 排水設備との接続例

第4章 施 工

(1) 一般事項

1-1 貯留施設の施工

貯留施設の施工にあたっては、貯留機能を損なうことのないように、計画水位（貯留水位）、越流水位、オリフィス敷高、排水位等の関係と止水並びに排水機能が設計どおりであることを常に確認する。

（解説）

貯留施設の施工にあたって、最も注意すべきことは貯留機能を損なわないことである。すなわち、まず、流域対策量に基づく貯留量が確保されるように施工を行う（計画水位（貯留水位）で計画貯留量が確保されるように断面を施工する）。次に、所定のピークカットがなされるよう、オリフィス位置、断面等を設計どおりに施工を行う。さらに仕上げにあたっては、止水と排水にも留意する必要がある。

1-2 浸透施設の施工

浸透施設の施工にあたっては、自然の地山をできるだけ保護し、掘削、転圧、埋戻し時には浸透能力を損なわないように注意する。

（解説）

関東ロームは、自然の地山の状態を乱すと著しく浸透能が低下する。そのため、施工にあたっては浸透面を保護することが肝要で、掘削後は床付けを行わず、直ちに敷砂を行い、碎石を投入するなどの施工上の注意を払う必要がある。ただし、透水性舗装のように、安全のために路床土に転圧をかける場合、浸透が期待できなくなるが、排水工を別途行うなどで、現場に対応した処置をとることも必要である。

1－3 排水施設の施工

排水施設の施工にあたっては、貯留・浸透施設のそれぞれの特性を配慮し、特に勾配や土砂流出に留意し施工する。

(解説)

貯留施設は、降雨時には計画水位まで貯留し、晴天時には速やかに排水する構造でなければならない。一方、浸透施設は、降雨時にできるだけ雨水を滞留させる構造でなければならない。従って、貯留施設は通常順勾配で設計される。また、土砂の流出入により、流出抑制効果が阻害されるので、極力土砂の移動、堆積を抑える必要がある。しかしながら、施工時の不注意により、誤った勾配で施工されるとその機能が十分果たされないことがある。このため、施工にあたり、貯留・浸透施設の特性の違いを十分理解し、底面勾配や土砂流出に留意する必要がある。

(2) 施工管理 (1)

2-1 事前調査

施設の施工にあたっては、事前調査を行い、設置の適否を規定する水文学的自然条件を把握する。

(解説)

貯留・浸透施設の設計時に、ボーリング資料や下水道管路図等により、貯留・浸透施設の選択や排水系統の計画がなされるが、実際の施工にあたっては改めて測量、ボーリング、土質試験、試掘等により地形勾配、土質、地下水位、浸透能等の水文学的自然条件を正確に把握することが望ましい。

2-2 工法選択

施工にあたっては、貯留・浸透施設を生かすよう、適切な工法を選択する。

(解説)

例えば、浸透施設の施工にあたり、掘削を人力か機械かの選択は、浸透能に影響を及ぼす。当然、掘削面を乱せば、浸透能は低下する。従って、施工にあたっては貯留・浸透機能を最大限生かすよう、適切な工法の選択が肝要である。

2-3 材料選択

施工にあたっては、貯留・浸透施設を生かすよう、適切な材料を選択する。

(解説)

例えば、浸透施設の碎石には、クラッシャラン、再生クラッシャラン、粒度調整碎石、再生粒度調整碎石、単粒度碎石という具合にそれぞれの特性を生かした選択がある。(表 4.2.1) 機能性、施工性、経済性といった因子から選択する。

表 4.2.1 浸透施設の材料表

碎石	呼び名	粒度範囲 mm	用途
単粒度碎石	S-80 (1号)	80～60	道路の敷碎石・路盤及び瀝青舗装の表層 や基層など トレンチ
	S-60 (2号)	60～40	
	S-40 (3号)	40～30	
	S-30 (4号)	30～20	
	S-20 (5号)	20～13	
	S-13 (6号)	13～5	
	S-5 (7号)	5～2.5	
クラッシャラン	C-60	60～0	路盤材料・構造物の基礎及び目つぶし 浸透性の場合は、C-20
	C-40	40～0	
	C-30	30～0	
	C-20	20～0	
粒度調整碎石	M-40	40～0	路盤材料
	M-30	30～0	
再生クラッシャラン	RC-40	40～0	路盤材料
	RC-30	30～0	
再生粒度調整碎石	RM-40	40～0	路盤材料
	RM-30	30～0	

(3) 施工管理 (2)

3-1 浸透面の保護

関東ロームを浸透層としている場合、自然の地山を保護するために、適切な施工管理を行う。

(解説)

既に述べたように、関東ロームは自然の地山の状態を乱すと、浸透能ばかりか、力学的性質も著しく劣化する。そのため、掘削後の浸透面の保護はもちろんのこと、降雨時の施工を避け、人力よりも機械による迅速な施工が望まれる。また、浸透面の敷砂による保護と同時に、工事中の排水の流入も避けなければならない。**表 4.3.1** には関東ロームの工学的性質を示す。

表 4.3.1 関東ロームの強さの概略値

	現状土（地山）	こね返した状態（盛土）
自然含水比 ω_n (%)	80～150	—
液性限界 ω_L (%)	50～150	—
塑性指数 I_p	30～70	—
単位体積重量 γ_t (g/cm ³)	1.30～1.45	—
コーン指数 q_c (Kg/cm ²)	10～25	2～12
CBR (%)	10～15	1～4
一軸圧縮強さ q_c (Kg/cm ²)	0.5～2.5	0.2～1.0
三軸圧縮強さ (uu)		
C_u (Kg/cm ²)	0.2～0.6	0.1～0.4
ϕ_u (度)	5～17	0～10
三軸圧縮強さ (Cu)		
C_{Cu} (Kg/cm ²)		0～0.3
ϕ_{Cu} (度)		20～30
透水係数 k (cm/s)	$10^{-2} \sim 10^{-4}$	$10^{-6} \sim 10^{-7}$
許容指示力 q_a (t/m ²)	10～15	—
N値	3～5	—
変形係数 E (Kg/cm ²)	200～400	20～100

注．付録 浸透能の評価法、**図 8.2.1** 参照

3-2 構造安定

貯留・浸透施設は、設計はもとより、施工にあたって十分な強度を有し、構造的に安定であるよう管理されなければならない。

（解説）

貯留施設は、低地部に設置される場合が多く、従って地盤が悪く、地下水位が高いことが予想される。設計時に、地盤に応じた十分な安全を図ることはもちろんだが、施工にあたって、構造的に安定であるよう、管理されねばならない。一方、浸透施設は、降雨時に大量の雨水を地中に強制的に浸透させても、構造的に安定となるよう、設計はもちろん、施工にあたって細心の注意を払って管理されなければならない。

3－3 排水

施工中の出水は適宜排水されねばならない。

（解説）

地盤の掘削中、地下水ないしは工事用水が出水することがあるが、施工管理上、危険であり、また浸透面をいためることにもなるので、直ちに排水されることが望ましい。

3－4 勾配

貯留・浸透施設の施工にあたって、勾配の管理は厳密でなければならない。

（解説）

貯留・浸透施設の施工にあたって、勾配の管理は最も注意を要する。施設を最大限機能させ、ピーク時に所定の流出抑制効果をあげるためには、設計上の勾配が確保されなければならない。

3－5 底面処理

貯留施設の底面は、施設形態に応じて適切な底面処理が施されなければならない。

(解説)

貯留施設の底面は、降雨後の排水性能を高めるため、適切な勾配を設ける。(表 4.3.2) 各種地表面に応じた標準的な勾配を下表に示す。また、排水性能を高める底面処理の方法として、透水性材料の使用がある。特に駐車場や公園では、透水性舗装等の浸透施設の併設が望ましい。ところで、貯留施設の貯留敷からの浸透や漏水が問題となる場合、防水層(ライニング)を施す必要がある。一般的なライニングを表 4.3.3 に示す。

表 4.3.2 底面処理の標準勾配

種類	標準勾配 (%)
アスファルト舗装面	2
アスファルト・コンクリート舗装面	1.5
ソイルセメント面	2～3
砂利敷面	3～5
芝生(鑑賞用立入らないところ)	3
芝生(立入って使用するところ)	1
張芝排水路	3～5

注) 上記資料は「流域貯留施設等設計指針(案)」(建設省)による

表 4.3.3 ライニングの種類

材料と酒類		摘 用
土	叩き粘土アース ベントナイトソ イルセメント	叩き粘土は砂利 2、砂 1、粘土 1 にて硬練りされたものである。 ローム土を用いる場合層厚 30cm で漏水を止めることはできず、 50cm 以上が必要である。 上記材料が現地にて入手困難な場合、ベントナイトライニング、 ソイルセメントライニングなどを使用することがある。改良材と して石灰系を用いることは、水質上好ましくない。これらはいず れも厳密な施工管理を必要とする。
コンク リート	現場打ちコンク リート コンクリートブ ロック ショットクリー ト	水密コンクリート、防水混和剤、防水モルタル塗りなどがある。 大規模な場合、止水板入りエキスパンションが必要。地下水が高 い場合には揚圧力減少のために、ライニング裏側に排水処理をする。 護岸などに使用、平型、間知型、L 型、パネル型、円弧型等。 セメント、砂、水の混合物を圧縮空気で吹付ける工法で、鉄筋、 メッシュで補強する。壁面で 5cm、池底で 8cm 厚が必要である。
アスフ アルト	アスファルトコ ンクリート プレキャストア スファルト アスファルトス プレー	道路舗装と同じ、転圧機械の重量に耐える地耐力が必要である。 アスファルト、ブロック、シート、マットを瀝青材で継ぐ工法で、 ジョイントの施工量が多量となる。 アスファルトスプレーによる水密膜。
合成樹脂防水膜を材料と したライニング		引張強度、透水性に優れる。鋭い角を持つ岩石などに弱いため施 工箇所を選ぶ。縁部のおさまりに注意を要す。
その他		スチール等を用いる場合は、防錆、揚圧力等に注意する。

注) 上記資料は「雨水流出抑制施設設計指針(案)」(住宅・都市整備公団)による

土砂流出の防止や地表の浸透能を高めるために、必要に応じ植生工を行う。

(解説)

都市域の裸地やグラウンドは、一般に浸透能が低く、降雨時には土砂の流出を伴う。そこで、これらの底面処理を兼ねて、植生を施し、土砂の流出の位防止と浸透能の向上を図ることが考えられる。植生としては、常緑樹、落葉樹や芝生等がある。(表 4.3.4) 植樹は、放流部や流入部を避け集中群植とし、平常時の地下水位が地表面より 1m 以上とすることが望ましい。

表 4.3.4 土地利用別浸透能評価

土地利用	浸透能 (mm/hr)	評価
畑地	130～	良好
林地	60～	
芝地	50～	
植栽	14～100 (50)	
草地	18～23 (20)	
裸地	1～8 (2)	不良

浸透施設やオリフィスの竣工にあたっては、注水試験を行うことが望ましい。

(解説)

貯留・浸透施設が実際の降雨時に機能するかどうかの確認に注水試験を実施するとよい。注水試験には、透水性舗装の現場透水試験器（図 4.3.1）のような簡単なものもあるが、タンク車を使用する大がかりなものもある。施設の種類と規模に応じて選択すればよい。

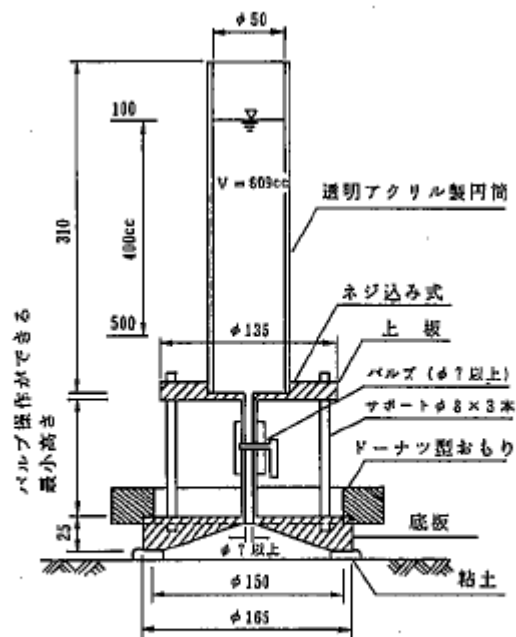


図 4.3.1 現場透水試験器

(1) 維持管理

1-1 清掃

貯留・浸透施設の管理者は、流出抑制機能を保持するために清掃等の維持管理を行う。

(解説)

貯留・浸透施設の機能を保持するための維持管理としては、排水溝および放流孔の清掃と土砂除去等がある。浸透施設では、水洗洗浄方式により目詰まりを除去し、機能の維持、回復を図ることが望ましい。なお、公園等との兼用施設となる場合は、機能維持だけでなく、利用者の安全に配慮して管理を行う必要がある。

維持管理のための点検には定期点検と非常時点検がある。定期点検は梅雨時期や台風シーズンを考慮して年1回以上行い、別途、利用者等から施設の破損等の通報があった場合には非常時点検を行い施設の補修を行う。点検、補修を効率的に行うためには維持管理のマニュアルを作成し、それに従って行動することが有効である。(P86 参照) 本節にマニュアル等を収録した。なお、施設によっては簡易な清掃(日常点検)を行う管理者と破損等がみられた場合に補修・機能回復(大規模補修等)を行う管理者が異なる場合もみられるが、両者は互いに連絡を取り合い施設の機能維持に努める必要がある。

(1) 貯留施設の清掃

点検結果に基づき、土砂、ゴミ、落葉等の清掃、放流施設等の詰まりの解消の他、周辺施設の清掃を行うことが必要である。出水後は法面、放流孔に付着したゴミ類を取り除く。

(2) 浸透施設の清掃

点検結果に基づき、浸透施設の機能維持を目的として清掃を行う。清掃内容は、土砂、ゴミ、落葉等の清掃、目詰まり防止装置等の詰まりの解消があり、同時に周辺施設の清掃を行うことが重要である。高圧洗浄機を使用する場合には目詰まり原因となる微細な土などを浸透面に押し込んだりして浸透機能が低下しないよう注意が必要である。又、洗浄水等が浸透施設内に流入しないように注意する。

1-2 機能回復

貯留・浸透施設は、施設の破損や沈下等によりその機能が発揮できなくなった時は、速やかに補修等により機能回復を図る。

(解説)

貯留施設は、オリフィスが破損、閉塞すると機能しなくなる。また浸透施設は、浸透面が破損して目詰まりを起こすと浸透能力が低下する。そこで、施設の破損等が見られた場合には補修等を行いその機能回復に努める必要がある。

(1) 貯留施設の機能回復

排水溝、放流孔付近の清掃、土砂除去により機能回復を図る。又、施設の破損や地表面の陥没、沈下が発生した場合には補修を行う。補修で対応できないものは交換や新規に設置しなおす。特に放流施設の破損は雨水流出抑制機能に影響を与えるため、早急な対応が必要である。また、貯留部の周囲堤に亀裂が見られる場合には決壊のおそれも考えられるので早急に補修を行うなどの対応が必要である。

(2) 浸透施設の機能回復

浸透施設は、目詰まり等により浸透機能が低下し、水が溜まったり、地区外へ溢水することが考えられる。浸透施設は、外見だけでは機能の低下を判断しにくいいため、施設の構造形式や土地利用、浸透施設への流入水の性状を十分把握して清掃、洗浄等により機能維持、回復を図ることが必要である。施設の破損や地表面の陥没、沈下が発生した場合には補修を行い、補修で対応できないものは交換や新規に設置しなおすなどの対応が必要となってくる。

貯留施設のうち、地下にあるものはオープン型と違い、簡単に状況を確認することが困難である上、維持管理作業も開放型の貯留施設に比べ手間を要する。

よって、以下の事項に留意しながら、維持管理を行う。

① 残留水の排水と処理に係わる管理

- ・地下貯留施設へ流入した貯留水は、洪水中または減水期間中に速やかに放流先へ排水する。洪水後に地下貯留施設に残留水が残る場合には計画貯留量が確保されないばかりか水質が悪化することがあるため、降雨終了後速やかにポンプ等を用いて排水する。

② 洗浄、清掃

- ・地下貯留施設の貯留水の排水に伴い、床・壁面及び柱、梁等には浮遊物が付着する。
- ・これらの壁面などへの付着物は、長時間放置した場合には固形化、固着化する恐れがある。
- ・また、乾燥しない部分では、腐敗の温床ともなり悪臭の源となる恐れがある。これら为了避免するため、排水後に汚れを洗い落とす。なお、床面に土砂が堆積し、(図 5.1.1 参照) 洗浄、清掃では除去できない場合がある。洗浄等に対応できない場合の土砂の搬出方法を定めておき、計画的に土砂の除去を行い、貯留容量の確保に努める必要がある。



図 5.1.1 地下貯留槽に貯まった土砂

③ 換気

- ・洪水排水後の地下貯留施設内の沈殿汚濁物質排出、清掃作業等に従事する作業員の良好な作業環境の維持を図るため、換気設備が必要であり、常に良好な状態に維持しておく。

④ 脱臭

- ・残留汚濁水による臭気などが発生する恐れがあるので、施設内の作業環境及び周辺住民の環境を守るため脱臭設備が必要で、その設備を常に良好な状態に維持しておく。

⑤ 搬入、搬出管理

- ・点検管理員の昇降、維持管理用の機器や車両の搬入、搬出に必要な設備を設ける必要があり、常に良好な状態に維持しておく。

⑥ 計測管理（コンクリートのひび割れ、変形、漏水の状況等）

- ・地下貯留施設近傍の工事などによって、地下貯留施設各施設の故障や事故を未然に防ぐため、またその対策を講じるために随時及び定期的に各種の計測を実施していく。

適切な維持管理を実施していくため、管理マニュアル、台帳、チェックリストを作成する必要がある。

・管理マニュアルの例

1	総則 (1) 目的 マニュアル策定の目的を記載する。貯留・浸透施設は、維持管理を適切に行わないと所期の目的を達成することができないので、施設設置後の維持管理の必要性を明記する。 (2) 適用範囲 区内、市内等の適用範囲を記載する。 (3) 用語の定義 使用頻度が多く、分かり難い用語を説明する。
2	台帳の作成 維持管理を効率的に行うために台帳の作成が有効であることを記載する。また、台帳に網羅しておくことが望ましい項目の必要性、留意事項を記載する。 (1) 設置年月日、施設名称、住所、敷地又は開発面積、流域対策量、施工者（設置者） 施設の基礎的な情報として網羅しておくことが望ましい項目と必要性を記載する。 (2) 維持管理責任者名 適切な維持管理を行うためには管理者が必要である。施設によって日常管理担当と大規模補修担当が異なる場合があり、管理者を選任する場合の留意事項を記載する。 (3) 管理区分 公的管理、民間管理等の把握や、管理協定の締結の必要性、締結内容の留意事項を記載する。 (4) 貯留・浸透施設規模 貯留・浸透施設の諸元として網羅しておく項目と必要性を記載する。また、ポンプ等操作を伴う場合は、タイミングや排水時間等の留意事項を記載する。 (5) 維持管理計画 台帳へも維持管理を簡単に記載することが必要である。詳細は、「3 点検等」を参考に維持管理を行う必要があることを記載する。 (6) 中水利用等 中水利用等の治水機能と併用する構造の場合には、供用後にその機能が不明瞭となる恐れがあるので留意事項を記載する。すなわち、計画の貯留容量を確保するためには排水が確実に実施されることが必要であり、降雨前の排水をルール付けていく必要があることを記載する。 (7) 施設概要 台帳に記載すべき概要図の精度等を記載する。
3	点検等 (1) 点検頻度 貯留・浸透施設の機能を維持するために必要な定期点検の頻度（年1回以上）、施設に異常が発見された場合の早期補修の必要性、大雨洪水警報発令時の必要に応じての巡視等適切な点検が施設の永続性を保証することを記載する。 (2) 清掃、補修 土砂、ごみ、落ち葉の除去、周辺の清掃、目詰まり防止装置の清掃、蓋のズレをなおす、施設の破損、沈下状況の確認、補修等流出抑制施設の機能維持のために必要な清掃、補修内容を具体的に記載する。清掃、補修は、チェックリストに従って行うことも記載する。
4	その他 (1) 台帳の保存 今後の維持管理を効率的に行うため、台帳の保存が必要であることを記載する。 (2) 図面の保存 施設の清掃、補修に利用できるように、施設設置時の設計図等（平面図、構造図等）を保存しておく必要があることを記載する。 (3) 過去の清掃、補修結果の保存 今後の維持管理を効率的に行うため、台帳、図面とともに過去の清掃、補修状況の保存（チェックリストの保存）が必要であることを記載する。

・流出抑制施設台帳の例

設置年月日	平成 年 月 日		
施設名称			
住所			
敷地又は開発面積	ha		
流域対策量	m ³	単位流域対策量	m ³ /ha
施工者（設置者）			
維持管理 責任者名	清掃担当	不明な場合は土地使用者又は土地管理者となります	
	補修担当		
管理区分			
貯留・浸透施設規模	雨水ます 径（縦×横） 、水深 、 箇所 雨水浸透ます 径（縦×横） 、水深 、 箇所 雨水管 径（幅×高さ） 、長さ m 雨水トレンチ 径（幅×高さ） 、長さ m その他の浸透施設規模 貯留池（タンクを含む） 施設の構造 貯留容量 m ³ 貯留面積 m ² 貯留水深 m 放流先河川（名称、自然流下、ポンプ、放流量）		
維持管理計画	①定期点検は年1回以上行い、清掃、破損箇所の修理を行う。（梅雨前が望ましい） ②定期点検以外に異常が発見された場合は早期に適切な点検、清掃、補修を行う。 ③点検、清掃及び補修等の記録は大切に保存する。		
中水利用等	有 無 中水利用を行う場合には、洪水前に貯留水の排水を行う必要がある。		
施設概要（施設配置図、施設構造図）			

注．あくまで一例であり、状況に応じた台帳の作成が必要である。

・維持管理のチェックリストの例

2－1 安全管理の原則

貯留施設の安全管理の原則として、流出抑制施設であることの周知、巡視および避難の容易さ、利用者の接近に対する安全、並びに本来の土地利用上の機能について留意する。

(解説)

貯留施設は、計画・設計・管理の誤りが本来の土地利用上の機能を阻害するだけでなく、人命を危険におかすことにもなりかねないので、土地利用上の制約を克服するだけでなく、利用者に対し、思いやりのある細やかな配慮でその安全性を確保することが必要である。

2－2 注意看板の設置

貯留施設の敷地内には、必要に応じ、注意看板を設置し、注意を喚起する。

(解説)

貯留施設の安全管理上の留意点として、必要に応じて、降雨時の施設の危険性を示し、協力を求めるための注意看板（図 5.2.1）を設置し、利用者に周知徹底させる。注意看板は、目的にあった内容をわかりやすく表示し、適切に設置する。内容は、危険箇所あるいは侵入禁止箇所の表示、利用上の注意事項あるいは施設の平面図等とし、理解しやすいデザインとする。看板は、流出されない強度と耐候性のある材料を使用した構造とする。

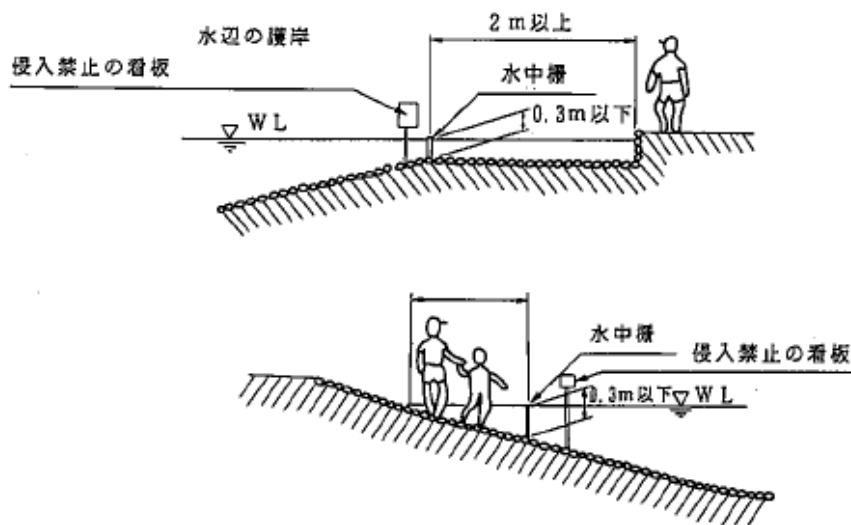


図 5. 2. 1 注意看板の例

貯留・浸透施設は、規模に応じ、降雨時の巡視を行う。

（解説）

大規模な貯留・浸透施設は、降雨時に行うことが望ましい。また、そうした施設では巡視を容易にするよう、あらかじめ設計されなければならない。

2－4 避難

貯留施設は、降雨時に利用者が容易に避難できるよう、配慮されなければならない。

（解説）

公園や広場を利用した大規模な貯留施設は、降雨時に利用者が容易に避難できるよう、避難経路を示す等の配慮が望ましい。特に避難経路は、幼児や老人、車椅子使用者でも単独で容易に避難できるよう、線形、段差、勾配にも留意する必要がある。

2－5 侵入防止措置

降雨時に人が接近する恐れのある危険箇所には侵入防止のため植栽・柵等の施設を設置する。

(解説)

利用者が多く、転落した場合、容易に登れない構造の施設では、利用者が接近できないよう、必要に応じ植栽や柵を設置し、看板等で注意を与えるようにする。(図 5.2.2)

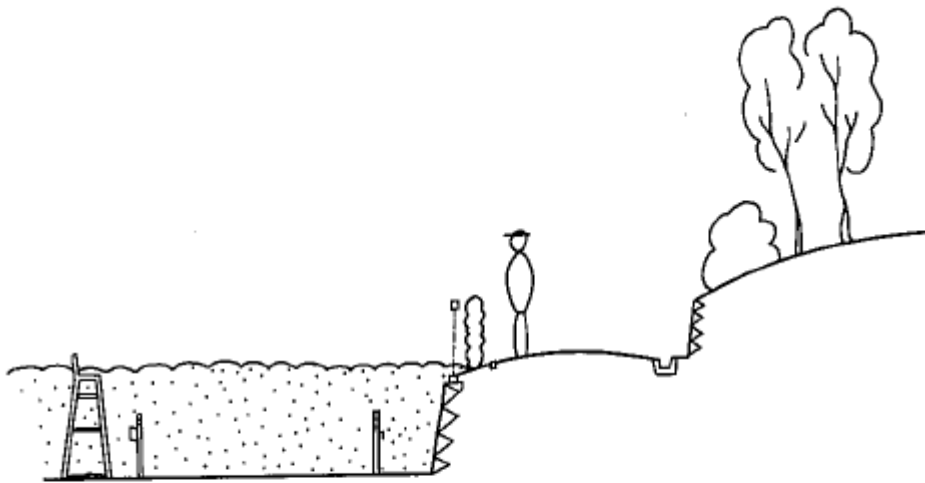


図 5.2.2 園路が水平で、水没した周辺の地盤高の変化が
予知できないような場合の植栽、柵等の設置

第 6 章 実 施 例

(1) 都営町田小川団地

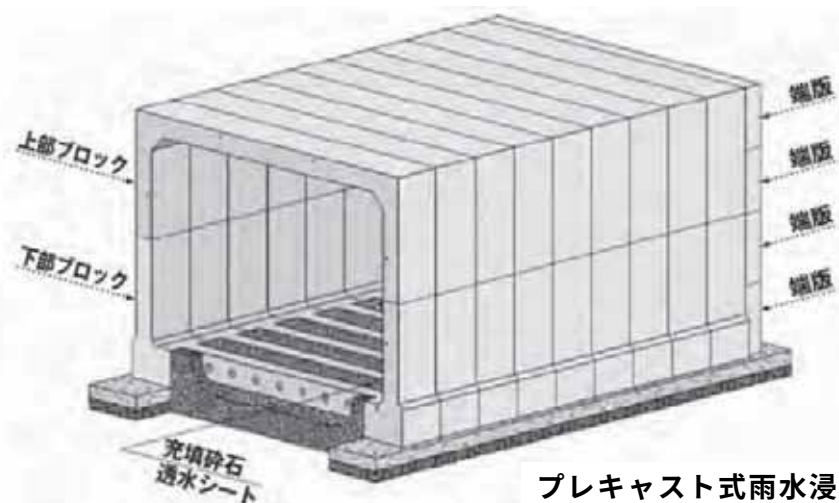
1. 概要

団地の排水先は市道の U 形溝のみで、流末排水施設が未整備であるので敷地内の雨水流出を抑制するために貯留・浸透施設を設置した。

2. 計画諸元

施設名	都営町田小川団地
所在地	町田市
施工者	都住宅局
完成年度	平成 7 年度
流出抑制施設の種別、延長	浸透貯留槽 365m ³ 透水性舗装 2,100m ² 、浸透トレンチ 200m、 浸透ます 37 個
集水面積	—

3. 平面図、施設図



プレキャスト式雨水浸透貯留槽

(2) 保谷駅南口地区第一種市街地再開発事業施設

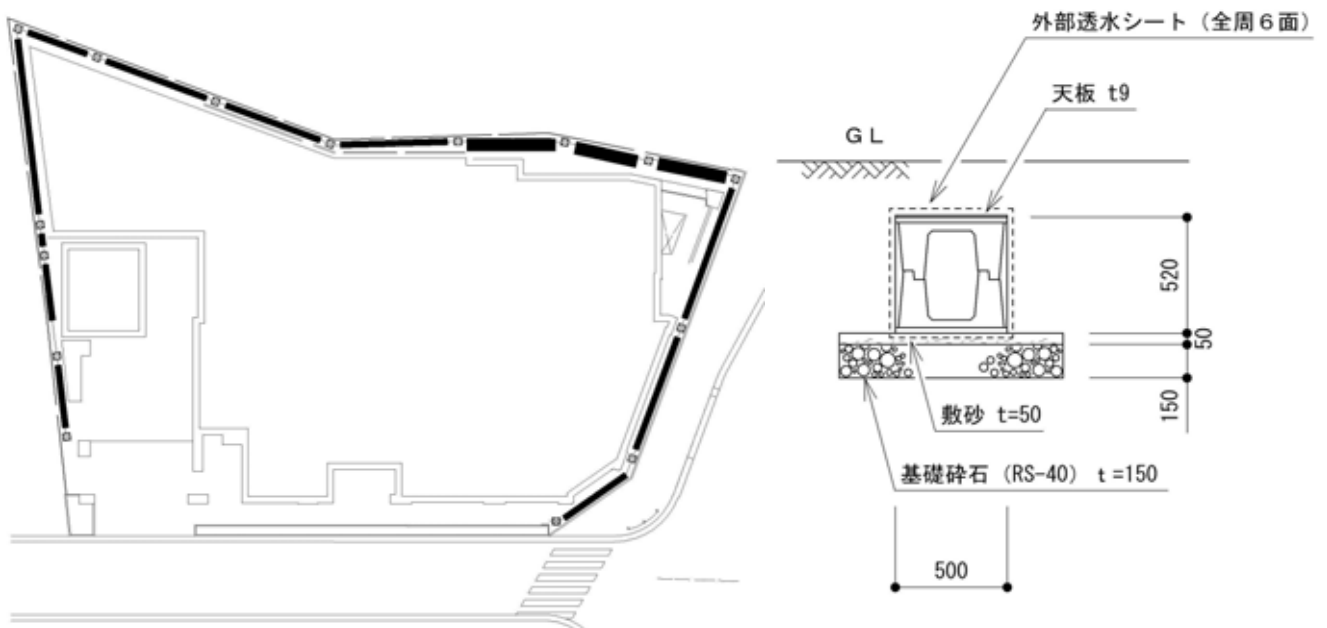
1. 概要

再開発事業敷地内の雨水流出を抑制するために貯留・浸透施設を設置した。

2. 計画諸元

施設名	保谷駅南口地区第一種市街地再開発事業施設
所在地	西東京市東町 3 丁目 500 番地
施工者	西東京市
完成年度	平成 20 年度
流出抑制施設の種別、延長	貯留浸透槽 116m 浸透ます 15 個
集水面積	0.1695ha

3. 平面図、横断面図



貯留浸透槽（黒塗部）配置図

貯留浸透槽断面図

(3) 港区立芝公園多目的運動場

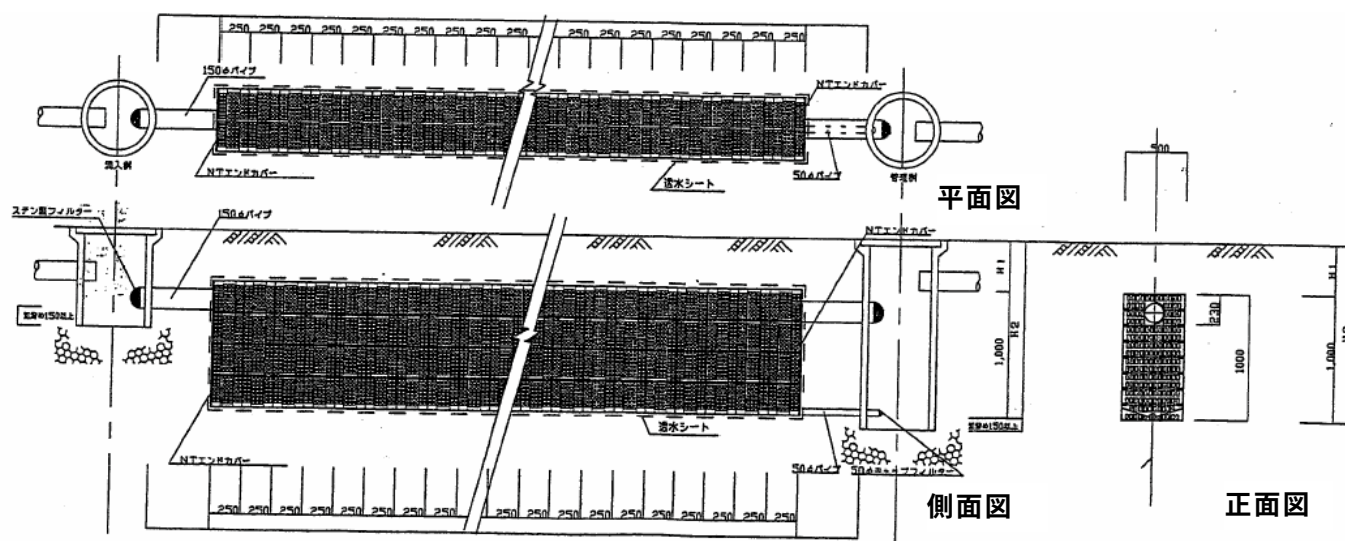
1. 概要

敷地内の雨水流出を抑制するために浸透施設を設置した。

2. 計画諸元

施設名	港区立芝公園多目的運動場
所在地	港区芝公園 2-7-2
施工者	港区
完成年度	平成 18 年度
流出抑制施設の種別、延長	浸透トレンチ 292m
集水面積	0.4453ha

3. 平面図、横断面図



(4) 多摩霊園

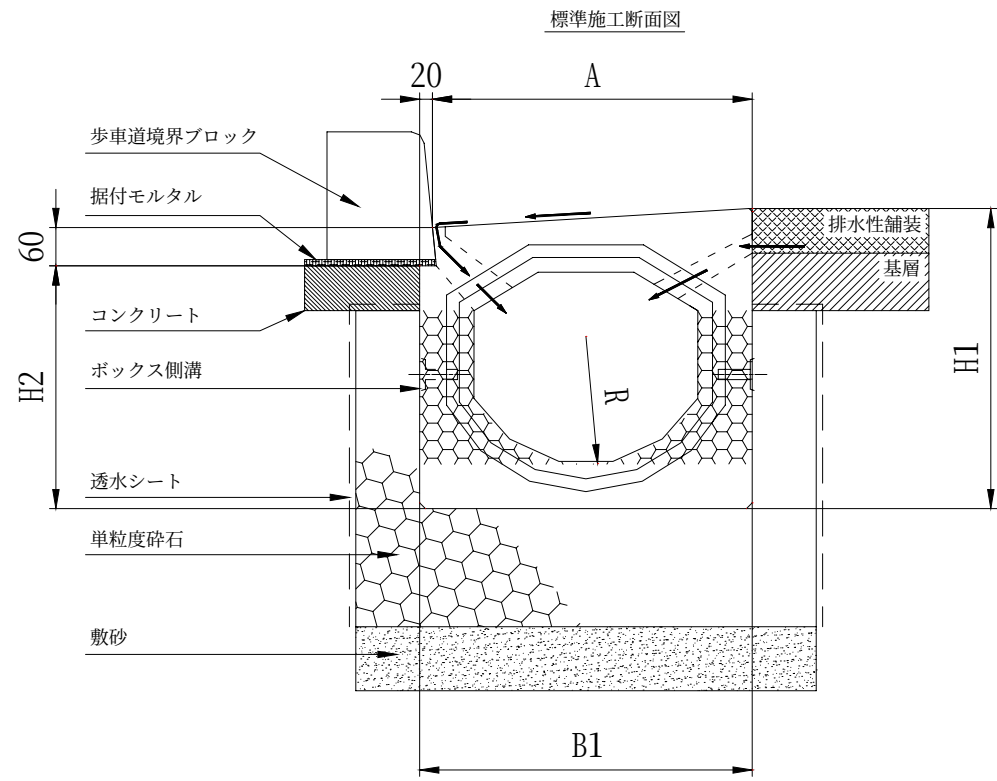
1. 概要

多摩霊園敷地内の雨水流出を抑制するために浸透施設を設置した。

2. 計画諸元

施設名	多摩霊園
所在地	府中市多摩町 4 丁目
施工者	都西部公園緑地事務所
完成年度	平成 20,21 年度（予定）
流出抑制施設の種別、延長	浸透側溝 1,628m
集水面積	—

3. 断面図



1. 概要

2. 計画諸元

3. 平面図、横断図



付 録

浸透能の評価法

(1) 不飽和浸透

降雨時の土壌への雨水の浸透は、「不飽和浸透」という形態で進行する。すなわち、土壌の間隙中を水と空気とが同時に移動していく浸透形態である（図 8.1.1）。

ところで、不飽和浸透を記述するにはダルシー則を拡張したリチャーズの式が使われる。

$$\partial \theta / \partial t = \nabla \cdot (k \nabla \Phi) \dots \dots \dots (1)$$

ただし、 θ ：体積含水率、 t ：時間、 k ：透水性係数、 Φ ポテンシャルである。

しかし、リチャーズの式を使用するには、数値解析を必要とするので、この式より第一近似として導出した、次のフィリップ式を使用するといふ。

$$i = 1/2St - 1/2 + kp \dots \dots \dots (2)$$

ただし、 i ＝浸透能、 S ：吸収能、 kp ：定数（ $t \rightarrow \infty$ で飽和透水性係数）である。

また、このフィリップ式中の吸収能 S は、グリーン・アンプト式のパラメータで次のように表現される。

$$S = \sqrt{2ks \Delta \theta (H + H_f)} \dots \dots \dots (3)$$

ただし、 ks ：飽和透水係数、 $\Delta \theta$ ：体積含水率変化、 H ：水深、 H_f ：毛管吸引圧である。

なお、最も古典的な浸透式であるグリーン・アンプト式は、フィリップ式と等価で(3)式で結びつけられる。

$$i = ks (H + Zf + H_f) / Zf \dots \dots \dots (4)$$

ただし、 Zf ：浸潤深度である。パラメータの関係を図 8.1.2 に示す。

以上、3 式について述べたが、経験式として著名なホートン式は、水深が変動するような特殊な場合に使用できるが、そのパラメーターは一般に物理的に正確な定義ができないので使用しない方がよいだろう。4 式のように図 8.1.3 に示す。ただし、フィリップ式とグリーン・アンプト式とは重なっている。

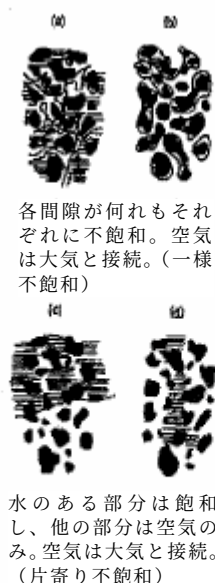


図 8.1.1 不飽和状態のいろいろ

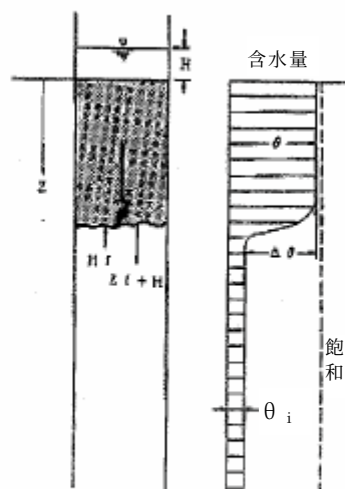


図 8.1.2 Green-Ampt式による不飽和浸透

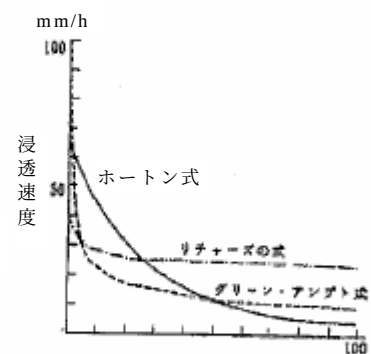


図 8.1.3 各種浸透方程式

(2)関東ロームの浸透特性

浸透施設が設置される土壌は、主に関東ローム層と黒ぼくである。関東ロームは火山灰質粘性土で、低位のものから立川ローム、武蔵野ローム、下末吉ローム、多摩ロームの4層に細分される。その自然含水比は非常に高く、80～180%の範囲にある。間隙率も非常に大きく、70～80%の範囲にある。なかでも立川ローム層は、高い自然含水比、高い間隙率を示すとともにばらつきが大きい。

自然の成層状態の関東ロームの浸透係数は図 8.2.1 に示すように $10^{-2} \sim 10^{-3} \text{cm/sec}$ のオーダーである。関東ロームには水平な層理はなく。鉛直方向に亀裂や細管が発達し、浸透能は鉛直方向が水平方向より数倍以上大きい。しかし、一度自然の構造を破壊し、締固めると透水係数は小さくなり、 $10^{-6} \sim 10^{-7} \text{cm/sec}$ のオーダーとなる。

これに対し、黒ぼくは一般に土構造の発達が良好で粗間隙に富み、透水係数は 10^{-2}cm/sec のオーダーである。締固めた場合、含水比によらず、 $10^{-3} \sim 10^{-4} \text{cm/sec}$ のオーダーとなる。

したがって、関東ロームや黒ぼくでは自然の地山を保護し、施工時にできるだけ団粒構造を乱さないことが肝要である。

図 8.2.1 関東ロームの強さの概略値

		現状土（地山）	こね返した状態（盛土）
自然含水比	ω_n (%)	80～150	—
液性限界	ω_L (%)	50～150	—
塑性指数	I_p	30～70	—
単位体積重量	γ_t (g/cm ³)	1.30～1.45	—
コーン指数	q_c (Kg/cm ²)	10～25	2～12
CBR (%)		10～15	1～4
一軸圧縮強さ	q_c (Kg/cm ²)	0.5～2.5	0.2～1.0
三軸圧縮強さ (uu)			
	C_u (Kg/cm ²)	0.2～0.6	0.1～0.4
	ϕ_u (度)	5～17	0～10
三軸圧縮強さ (Cu)			
	C_{cu} (Kg/cm ²)		0～0.3
	ϕ_{cu} (度)		20～30
透水係数	k (cm/s)	$10^{-2} \sim 10^{-4}$	$10^{-6} \sim 10^{-7}$
許容指示力	q_a (t/m ²)	10～15	—
N値		3～5	—
変形係数	E (Kg/cm ²)	200～400	20～100

(3)浸透実験

浸透施設を設置する地盤の浸透能を評価するには浸透実験を行う必要がある。最も簡単には、透水試験を行えばよいが、いくつかの試験法には問題も多く、しかも浸透施設の評価に直接つながらないものもある。そこで、簡便でなおかつ正確な浸透能評価を与える試験として、かん水型浸透計による試験法を示す。

かん水型浸透計の構造は、**図 8.3.1**に示すようにマリOTTタンクとシリンダーからなる。水深はマリOTTタンクの空気口の調整により自在に変えられるが、約1cmの水深で試験を行えばほぼ鉛直方向の浸透能を評価したことになる。**図 8.3.2**に水深を変化させた浸透能の時間変動を示すが、比較的短時間で安定した浸透能となることがわかる。これを終期浸透能と定義して、表層の不飽和透水係数を示すものとする。

さて、水深を3種類変えて浸透実験を行えば、さらに詳細な土壌の浸透特性を知ることができる。すなわち、フィリップ式で回帰し、水深の異なる吸収能 S を求めることで、パラメーターの体積含水率変化 $\Delta \theta$ 、毛管吸収圧 H_f 、飽和透水係数が求められる(**図 8.3.2**)。

以上の調査を事前に行えば、浸透施設の規模が決定される。実際には、施工管理ならびに追跡調査として、完成した浸透施設に直接注水する方法がある。一定水深に保ち、タンク車により大量の水を注入するが、約1時間で安定する(**図 8.3.3**)。

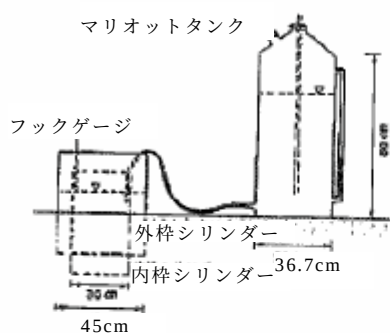


図 8.3.1 冠水型浸透計

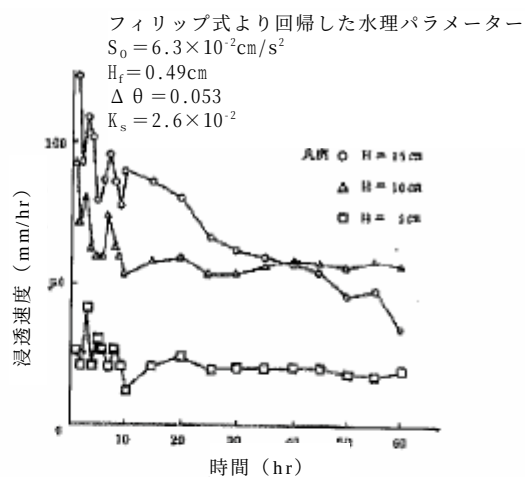


図 8.3.2 浸透計による浸透間線

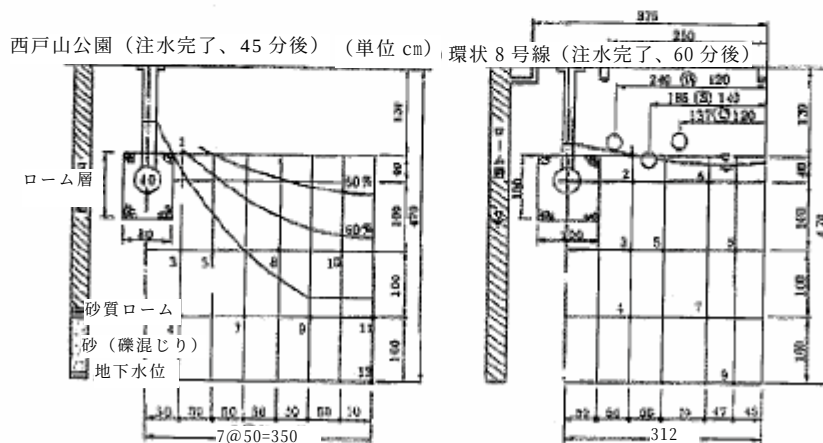


図 8.3.3 浸透流と飽和域

(4)土中水分特性

浸透能を端的に説明すれば、フィリップ式から明らかなように、浸透初期は透水係数と体積含水率変化と水深の積の平方根に等しく、浸透終期はほぼ透水係数に等しいといえる。したがって、鉛直浸透だけで評価するならば、透水係数さえわかればよいことになる。しかし、実際の浸透施設は3次元浸透を示すので、土中水分特性がわからなければならない。

土中水分特性とは、土壤の吸引圧と水分量の関係である（図 8.4.1）。この関係の一例として次式がある。

$$\theta / \theta_s = (\Psi_e / \Psi)^{-b} \cdots \cdots (5)$$

ただし、 θ ：体積含水率、 θ_s ：飽和体積含水率、 Ψ_e ：空気侵入ポテンシャル、 Ψ ：マトリックポテンシャル、 b ：定数である。

キャンベルは、上式を用いて不飽和透水係数を表現した。

$$k = k_s (\theta / \theta_s)^{2b+3} \cdots \cdots (6)$$

$$k = k_s (\Psi_e / \Psi)^{2+3/b} \cdots \cdots (7)$$

こうして、不飽和透水係数 k 、体積含水率 θ 、マトリックポテンシャル Ψ との関数関係が決定される。実験的に飽和透水係数 k_s 、 θ - Ψ 関係（図 8.4.1）より定数 b 、空気侵入ポテンシャル Ψ_e を求めれば、土中水分特性はすべての関数で表現できることになる。

パラメータの例を表 8.4.1 に示す。これより求めた、関東ロームの標準的な値を表 8.4.2 に示す。

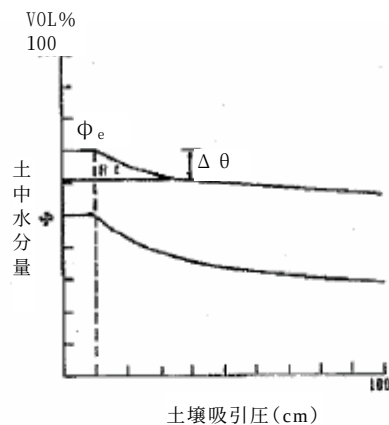


図 8.4.1 土中水分量と吸引圧

表 8.4.1 土中水分パラメータ

地点	項目	θ_s (%)	b	Ψ_e (cm)	K_s (cm/s)
西戸山公園		69.1~70.0	47.0~137.5	-10	2.2×10^{-7}
中野工業高校		55.1~62.5	3.9~11.2	-10	6.8×10^{-4}
練馬東出張所		39.9~40.2	4.1~5.4	-10	-
清瀬高校		69.3~70.1	7.9~65.3	-10	1.2×10^{-4}
中里橋アパート		49.2~51.9	13.6~31.9	-10	2.2×10^{-4}

表 8.4.2 関東ロームの標準値

K_s	θ_i	θ_s	b	Ψ_e
10^{-4}	0.6	0.7	6	-10cm

(5) 浸透施設の浸透特性

土壌の水分特性がわかれば、リチャーズの式より数値解析ができる。数値解析は、差分法か有限要素法で行うのが一般的である。境界条件として、たん水深と地下水位を与えるのに工夫がいるが、(4)で示した関数を使用すれば、プログラムの困難は少ない。

差分法で計算した浸透トレンチ結果を図 8.5.1 に示す。ほかの施設も同様に解析すれば、土壌の水分特性に依存した各施設の浸透特性が求められる。

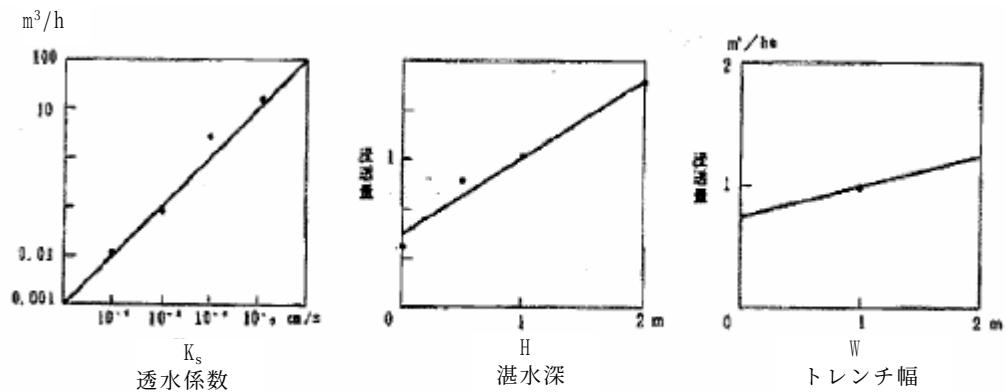


図 8.5.1 浸透トレンチのパラメーター依存性

参考文献

- 1) 建設省土木研究所「雨水貯留に関する調査第3報」土木研究所資料第1382号、1978.
- 2) 建設省土木研究所「雨水貯留施設の最近の動向」土木研究所資料1579号、1980.
- 3) 日本住宅団体、日本河川協会「大規模宅地開発に伴う調整池技術基準（案）」1971.
- 4) 日本河川協会「防災調整池技術基準（案）」1987.
- 5) 鶴見川流域総合治水対策協議会「鶴見川流域整備計画」、1981.
- 6) 鶴見川流域水防計画委員会「鶴見川流域水防災計画委員会中間報告書」、1977.
- 7) 建設省河川局都市河川課・土木研究所総合治水研究室「総合治水対策マニュアル案」、1981.
- 8) 建設省河川局都市河川課「特定河川流域総合整備事業制度及び特定保水池整備事業制度の構想」、河川、1983.
- 9) 建設省土木研究所「アメリカにおける都市域での雨水貯留の実情」、土木技術資料No.1068、1975.
- 10) 建設省土木研究所「わが国の都市域での雨水貯留の実情とその改善（贈補版）」、土木研究所資料No.1174、1977.
- 11) 日本住宅団体、財団法人国土開発技術研究センター「宅地開発等に伴う雨水貯留施設技術指針（案）」、1987.
- 12) 日本住宅公団「宅地開発等に伴う雨水貯留施設技術指針（案）の現場担当者手引」、1978.
- 13) 貝塚爽平「東京の自然史」、紀伊国屋書店、1976
- 14) 関東ローム研究グループ「関東ローム—その起源と性状—」、築地書店、1967.
- 15) 住宅・都市整備公団建築部土木課「降雨水の地下浸透処理に関する技術資料（案）」、1979.
- 16) 住宅・都市整備公団建設部土木課「住宅団地における雨水流出抑制施設設計指針（案）」、1980.
- 17) 建設省土木研究所水文研究室「地下水人工涵養の概説」、土木研究所資料No.1947、1979.
- 18) 建設省土木研究所水文研究室「注入井による地下水の人工涵養」、土木研究所資料No.1498、1979.
- 19) 建設省土木研究所水文研究室「地下水涵養技術の応用に関する資料集」、1981.
- 20) 建設省土木研究所・財団法人国土開発技術研究センター「地下水涵養技術の開発」、1981.
- 21) 建設省土木研究所「地下水涵養技術の応用に関する資料集（第二版）」、1983.
- 22) 建設省土木研究所「地下浸透を考慮した流出抑制法の開発実験に関する報告書」、土木研究所資料No.1767号、1982.
- 23) 日本住宅協会、住宅・都市整備団体「降雨水の地下浸透工法（拡水法）に関する技術資料（案）」、1982.
- 24) 藤田昌一「雨水流出抑制型下水道の現状と課題」
- 25) 石原旭「住宅公団における地下浸透工法」、河川No.413、1980.
- 26) 日本住宅協会・住宅都市整備公団建築部「降雨水の団地内処理システムに関する開発研究報告書」、1981.

- 27) 土木研究所総合治水研究室「浸透型流出抑制施設の現地浸透能力調査手法に関する報告書」、総合治水研究室資料 3、1983.
- 28) 建設省土木研究所「土地利用変化を評価する流出モデル」、土木研究資料 No.1499、1979.
- 29) 山口高志・吉川勝秀・角田学「治水計画の算定および評価に関する研究（Ⅰ）」、土木研究所報告 No.156、1981.
- 30) 吉野文雄・吉川勝秀「土地利用の変化に起因する洪水災害の分析と治水対策の変化」土木技術資料 Vol.22、No.2、1981.
- 31) 吉川勝秀・吉野文雄・中島輝雄「流域の都市化に起因する洪水災害の変化」、第 25 回水理講演会論文集、1981.
- 32) 和泉清他「下水道普及に伴う河川流出の変化について（その 2）」、東京都土木技術研究所年報、1983.
- 33) 建設省河川局都市河川室：流域貯留施設等設計指針（案）、1986.
- 34) 建設工業調査会：親水設計－水辺のデザインのために－
- 35) 全建技術シリーズ 9、都市計画のたて方
- 36) 「宅地造成施行法」、山海堂
- 37) （社）日本道路建設業協会編、「透水性舗装ハンドブック」、山海堂、1979.
- 38) 日本大学理工学部理工学研究所、交通工学科舗装研究室「透水性舗装調査研究（追跡調査）報告書」、1977.1978.1979.
- 39) 日本建築学会編、「建築資料集成 2」、丸善
- 40) 小山隆紹、藤田昌一「新しい下水道方式の計画と設計」、鹿島出版会、1984.
- 41) 熊谷純一郎、原田幸雄「雨水貯留施設の計画と設計」、鹿島出版会、1986.
- 42) 市川新、マキシモヴィッチ「都市域の雨水流出とその抑制」、鹿島出版会、1988.
- 43) 江藤剛治「雨水貯留施設の治水・利水・水環境機能」、水工学シリーズ、87-A-3、土木学会水理委員会、1987.
- 44) 土木学会編「水理公式集」
- 45) （社）雨水貯留浸透技術協会編、「増補改定雨水浸透施設技術指針（案）調査・計画編」、2006.
- 46) （社）雨水貯留浸透技術協会編、「雨水浸透施設技術指針（案）構造・施工・維持管理編」、1997.
- 47) （社）雨水貯留浸透技術協会編、「流域貯留浸透施設のご紹介」、2007.
- 48) 東京都、「土地分類基本調査（川越・青梅・八王子・藤沢・上野原・秩父・五日市・三峰・丹波・東京東北部・東京東南部・東京西北部・東京西南部）」

注．本文中に文献番号の記載のない文献は、本指針作成にあたって全般的に参考とした文献である。