

土 木 研 究 所 資 料

道路路面雨水処理マニュアル(案)

平成 17 年 6 月

独立行政法人 土木研究所
基礎道路技術研究グループ 舗装チーム
技術推進本部 施工技術チーム

Copyright © (2005) by P.W.R.I.

All rights reversed. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

道路路面雨水処理マニュアル(案)

基礎道路技術研究グループ舗装チーム	上席研究員	伊藤 正秀
基礎道路技術研究グループ舗装チーム	専門研究員	鎌田 修
技術推進本部施工技術チーム	主席研究員	大下 武志
技術推進本部施工技術チーム	研究員	中島伸一郎
技術推進本部施工技術チーム	研究補助員	堤 祥一

要旨

「特定都市河川浸水被害対策法」が平成 16 年 5 月に施行され、同法で指定された流域における一定規模の「雨水浸透阻害行為」に該当する開発行為については、開発前と比較した開発後のピーク流出雨水量の増量をゼロにする必要がある。よって、指定流域の道路・街路新設事業においても透水性舗装や浸透・貯留施設の設置による雨水流出抑制対策が求められる。しかし、車道透水性舗装の設計方法、道路施設としての浸透・貯留施設の設計方法は確立されていない。

本マニュアルでは、特定都市河川浸水被害対策法に対応した雨水処理施設の設計条件の設定方法を示すとともに、透水性舗装について、車道としての耐久性の観点からの設計方法と雨水流出抑制性能の算定方法を取りまとめた。さらに、道路施設としての浸透・貯留施設の設計方法についても示している。

キーワード: 特定都市河川浸水被害対策法, 車道透水性舗装, 浸透・貯留施設, 雨水流出抑制性能

まえがき

近年、都市部において集中的な豪雨の件数が増大している。また、都市部ではビルや道路などの不透水な物質に地面が被覆される割合（被覆率）が高くなっている。それにより、都市部では集中的な豪雨の際に下水や河川に流出する雨水量が増大し、下水や河川が氾濫して洪水が起こる、いわゆる「都市型洪水」が多発している。

そのような状況を背景に、特定都市河川浸水被害対策法が平成 16 年 5 月に施行された。同法で指定された都市河川流域では宅地等（宅地等には道路が含まれる。）以外の土地を宅地等に変更する行為（雨水浸透阻害行為）で、政令で定める規模【1000m²】以上の場合には知事の許可が必要となり、政令で定める技術的基準【当該地域の降雨強度 1/10 の降雨に対して、ピーク流量の増量がゼロとなること】に従い、雨水貯留浸透施設を設置すること（対策工事）が義務づけられる。これにより、一定の条件に該当する道路・街路新設については、透水性舗装や浸透・貯留施設を設置し、雨水流出抑制対策を行う必要がある。

注）【 】書きは政令規定事項

透水性舗装はこれまで主に歩道で使用されているものの、車道への適用は少なく、その設計方法および雨水流出抑制性能の算定方法は確立されていない。また、浸透・貯留施設についても道路に設置する場合の設計方法は確立されていない。そこで、本マニュアルでは現時点での車道透水性舗装および浸透・貯留施設についての設計・施工の考え方およびその標準的な手順を示したものである。

車道透水性舗装および浸透・貯留施設の適用は歴史が浅く、未だ未解明な部分を多く残している。よって本マニュアルは暫定的なものであり、今後の調査・研究に基づいて、より適切な内容に改訂していく必要がある。しかし、本マニュアルに記載した事項の多くは、これまでの舗装、浸透・貯留施設の設計・施工技術には含まれていないものであり、関係技術者にとって有意義な情報が数多く含まれている。本報告が、今後の事業および研究開発の一助となれば幸いである。

【謝辞】

本研究を行うにあたって、「道路雨水の流出抑制技術実用化に関する検討委員会」（委員長：大川秀雄新潟大学教授）、国土交通省道路局国道・防災課および国土交通省河川局河川環境課から様々な御指導、助言を承りました。また、各地方整備局等におきましては、試験舗装の施工とともに、各種調査を実施して頂きました。ここに、記して感謝の意を表します。

平成 17 年 6 月

目 次

第1章 総則

1-1 概説	1
1-1-1 主たる適用対象	1
1-2 適用に際しての留意事項	1
1-2-1 適用上の注意	1
1-2-2 設置箇所に係る留意事項	1
1-2-3 参考とする図書	4

第2章 路面雨水処理の基本的考え方

2-1 概説	5
2-2 路面雨水処理施設の定義	5
2-3 路面雨水処理施設の選定	6
2-3-1 基本的な考え方	6
2-3-2 施設選定の一般的な考え方	6
2-4 既設舗装等の浸透化による面的対策の考え方	9

第3章 設計条件の設定

3-1 概説	10
3-2 設計基準降雨の設定	10
3-3 開発行為前（原地盤）の流出性能評価	10
3-3-1 原地盤ごとの流出係数	10
3-3-2 流出係数の異なる原地盤からなる開発区域全体の流出係数	10
3-3-3 開発前の流出雨水量の算定	10
3-4 開発後の流出雨水量の算定	11
3-4-1 開発区域の目標最大流出雨水量の算定	11
3-4-2 道路構造の異なる各区間の目標最大流出雨水量の設定	12
3-4-3 道路断面の流出雨水量の算定	13
3-4-4 既設舗装の浸透化による効果の算定	13
3-4-5 透水性舗装, 浸透・貯留施設を設置する場合の目標 最大流出雨水量の設定	13

第4章 透水性舗装の設計・施工

4-1	概説	15
4-2	透水性舗装の雨水処理タイプ	15
4-3	舗装設計条件の設定	15
4-3-1	路床、地盤の浸透能力の評価と調査	15
4-3-2	舗装としての耐久性確保に必要な条件と調査	17
4-4	設計の基本的考え方	18
4-4-1	透水性舗装タイプの選定	18
4-4-2	設計の流れ	18
4-5	舗装構造の仮決定	19
4-5-1	透水性舗装のタイプの選定方法	19
4-5-2	材料の選定	20
4-5-3	T _A 法による舗装構造の設計	23
4-5-4	耐久性の面からの舗装厚の割り増し	23
4-5-5	止水処理	23
4-6	雨水流出抑制性能の評価	
4-6-1	基本手順	24
4-6-2	水収支計算による単位面積あたりの流出雨水量の算定	27
4-6-3	合理式による透水性舗装設置区間の流出ハイドログラフ の作成	33
4-7	舗装構造の決定	33
4-8	施工	34
4-8-1	基本的事項	34
4-8-2	留意する事項	34
4-9	性能の確認	36
4-9-1	舗装としての一般的な性能の確認	36
4-9-2	雨水流出抑制性能の確認	36

第5章 浸透・貯留施設の設計・施工

5-1	概説	38
5-2	浸透・貯留施設の種類	38
5-3	設計の基本的考え方	40
5-4	調査	42
5-5	雨水流出抑制性能の評価	42
5-5-1	浸透施設	42
5-5-2	貯留施設	44
5-5-3	水収支計算方法	45
5-6	施工	47
5-6-1	浸透施設の施工	47

5-6-2 貯留施設の施工	47
第6章 開発区域の最大流出雨水量の算定と評価	
6-1 概説	49
6-2 最大流出雨水量の算定と評価	49
6-3 目標最大流出雨水量を満足しない場合の対応策	49
第7章 今後の課題	
7-1 概説	50
7-2 確認が望ましい事項	50
7-2-1 透水性舗装の維持管理	50
7-2-2 浸透・貯留施設の維持管理	50
7-3 データの記録・管理	51
7-4 一層の技術の確立に向けて	51
付録	
付録-1 ボアホール試験方法	52
付録-2 路床土現場浸透試験	53
付録-3 土の粒径、間隙の大きさに基づく飽和透水係数推定方法	54
付録-4 舗装材料の水拘束率・貯留率・透水性能測定方法	55
付録-5 透水性瀝青安定処理配合例	57
付録-6 路面雨水処理施設設計の流れと計算例	58
6-1 概要	58
6-2 雨水処理目標の算定	58
6-3 現場条件の設定	59
6-4 雨水処理施設の選定方法	59
6-5 雨水処理施設設置例	60
付録-7 透水性舗装の雨水流出抑制性能計算例	68
7-1 ハイエトグラフ作成方法と有効雨量の算定	68
7-2 通常法計算例（管排水がない場合）	69
7-3 簡易法計算例（管排水がない場合の図示法）	77
7-4 管排水（放流孔からの排水）を行う場合の計算例	79
7-5 路床浸透と管排水の両方を考える場合の計算例	83
付録-8 浸透施設に関する計算例	86
付録-9 透水性舗装の設計例	93
付録-10 透水性舗装および浸透・貯留施設の概算コスト計算例	95
付録-11 排水性舗装の雨水流出抑制性能計算例	97
付録-12 用語の解説	100

第1章 総 則

1-1 概説

1-1-1 主たる適用対象

特定都市河川浸水被害対策法に基づき、特定都市河川流域に指定された区域において、「雨水浸透阻害行為」に該当する一定規模の道路・街路を新設する場合には、雨水流出抑制対策が必要とされる。本マニュアルは主として、このような目的で、車道に対して透水性舗装および浸透・貯留施設を設置する場合の技術的な対応方針を示したものである。

なお、透水性舗装については、本マニュアルではこれまでに設計・施工に係る知見が得られたアスファルトコンクリート舗装について扱うこととする。

1-2 適用に際しての留意事項

1-2-1 適用上の注意

本マニュアルは主として、透水性舗装および浸透・貯留施設の計画・設計・施工における、現時点での基本的な考え方およびその標準的な手順を示したものである。しかし、透水性舗装および浸透・貯留施設の設置は、現場の状況により様々な対応方法が考えられるものの、本マニュアルでは全ての詳細な現場条件に見合った部分までは個別に取り上げていない。よって、本マニュアルの適用に際しては、字句のみにとらわれることなく、記載されている事柄の意図するところを的確に把握し、現場条件にあった的確な対策を検討することが重要である。

なお、車道への透水性舗装の適用は歴史が浅く、今後の技術の一層の確立のためには、追跡調査等によるデータの蓄積が必要不可欠であることから、可能な限り追跡調査等を実施していくことが望ましい。

また、高架構造等により舗装や浸透施設により最大流出雨水量を抑制することが困難な場合は、高架下に貯水池等を設置して対応することが考えられる。このような場合は「流域貯留施設等技術指針（案）」等に基づき、従来の雨水処理施設と同様な設計をすることとなる。

1-2-2 設置箇所に係わる留意事項

透水性舗装や浸透施設など、地下浸透型の雨水処理施設の設置を計画するときは、交通条件、地形条件、原地盤の浸透能力、地下水位、周辺の土地利用状況等に関する調査を行い、以下の事項に留意して施設設置の可否を判断する。

- ① 雨水の地下浸透による道路構造物や周辺構造物の安定性への影響

② 雨水の地下浸透による周囲の生活環境や、土壌・地下水質環境への影響

③ 路床・原地盤の浸透能力

上記に関して問題が懸念される場合は、浸透による影響を軽減する措置をとる、地下に浸透させない構造を用いる、問題のない区域まで雨水を導水して処理する、当該区間で必要とされる雨水流出抑制量を別の区間で確保する、などの対策を講じるものとする。

地下浸透型の雨水処理施設の設置にあたって注意を要する区域として、具体的には以下のような箇所が挙げられる。

(1) 雨水の地下浸透による道路構造物や周辺構造物の安定性への影響の面から注意を要する区域

1) 法令指定地

地すべり防止区域（地すべり等防止法）、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）などでは、防災上の理由から雨水を地下へ浸透させることが規制されている。

2) のり面・斜面周辺、擁壁周辺

のり面・斜面周辺に地下浸透型の雨水処理施設を設置する場合は、施設設置に伴う雨水浸透を考慮したのり面・斜面の安定性について事前に十分な検討を実施し、施設設置の可否を判断するものとする。切土のり面や斜面については、特に、互層地盤の場合や地層傾斜等に注意が必要である。

擁壁の裏込め部、基礎地盤部での雨水浸透は、擁壁への土圧の増大（裏込め部）や支持力の低下（基礎地盤部）をもたらすため、これらの区域では地下浸透型の雨水処理施設の設置を避ける。

一般的な目安としては、図-1.1に示すように傾斜角 30° 以上で高さ H が $2m$ 以上ののり面・斜面の場合、肩および尻から $2H$ の距離では、地下浸透型雨水処理施設の設置を避けることが望ましい。なお、 $2H$ 以上離して浸透施設を設置する場合にも、雨水浸透を考慮したのり面・斜面の安定性について事前に十分な検討を実施するものとする。

3) 構造物の基礎周辺

地下浸透型の雨水処理施設を構造物の基礎周辺に設置する場合には、地盤の飽和度増加による土の強度低下、浮力、水圧等を考慮して、各構造物において一般的に構造計算をおこなう場合に使用する安定計算を実施するなどして構造物の安定性を検討し、施設設置の可否を判断するものとする。

4) 凍上の危険性がある地域

寒冷地においては、凍上を防止するため、原地盤の凍結深さを考慮して浸透施設の浸透位置を凍結深さ以上とすることを考慮する。

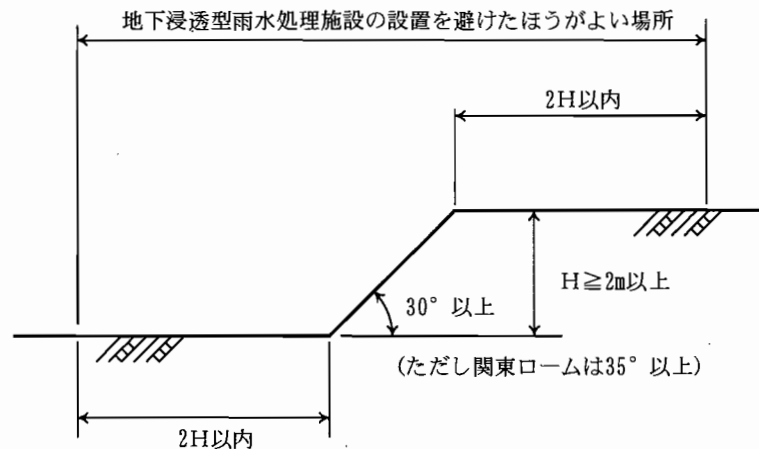


図-1.1 のり面・斜面近傍において地下浸透型雨水処理施設の設置を避けたほうがよい場所の目安

5) 地下埋設物の扱い

車道に透水性舗装を設置する場合は、原則として車道部における縦断方向の地下埋設物の設置は避けることとする。地下埋設物が横断する場合は、埋設物周辺を安定処理する等の対策を講じる。

(2) 雨水の地下浸透による周囲の生活環境や、土壌・地下水質環境への影響の面から注意が必要な区域

1) 隣接地の地盤が低く、浸透雨水による影響が及ぶおそれのある地域

隣接地の地盤が低い場合、浸透水が隣接地に流入することがないように検討が必要である。

2) 土壌環境

土壌汚染対策法に基づき都道府県知事により調査を命令される場合としては、以下の2つがある。これらの場合、土壌調査等を実施する必要があるため、留意が必要である。

①使用が廃止された「特定有害物質の製造、使用又は処理をする水質汚濁防止法の特定施設」に係わる工場・事業場の敷地であった土地(土壌汚染対策法第3条)

②都道府県知事が土壌汚染により人の健康被害が生ずるおそれがあると認める土地(土壌汚染対策法第4条)

また、土壌調査等の結果、土壌汚染の存在が判明した場合においては、同法が定める汚染除去等の措置を適切に行う必要がある。

(3) 路床・原地盤の浸透能力の面から注意が必要な区域

1) 路床・原地盤の浸透性能が低い箇所

路床・原地盤の浸透性能は、主に土質（透水係数）と地下水位に依存する。

a) 土質について

路床・原地盤の透水係数が 10^{-5}cm/s 程度以下の場合には、降雨中の浸透による効果があまり期待できないことに加えて、降雨後も透水性舗装や浸透施設の内部に長時間にわ

たって湛水することになり、舗装の耐久性などの面から好ましくない。したがって、このような場合には、舗装内に一時貯留した後に放流するタイプを用いるか、貯留施設による雨水処理を検討したほうがよい。貯留施設による雨水処理の構造については2-3-2を参照するとよい。

一般的には、透水係数が低くなる土質条件（締固め度、粒度分布）として、以下が目安となる。

- ・締固め度：盛土において、施工時の空気間隙率が10%以下で良く締め固まった状態。
- ・粒度分布：粒度分布において、粘土の占める割合が40%以上のもの（ただし、関東ロームのように、乱さなければ比較的高い透水係数を示す場合もある。）

b) 地下水位について

地下水位が浸透能力に及ぼす影響は、地下水位と施設底面（透水性舗装の場合は路床面）との距離によって決まる。一般に、施設底面と地下水位との距離が0.5m以上あれば、浸透能力が期待できるものとして検討の対象とされる。0.5m以下の場合は、十分な浸透効果は期待できないが、他の対策と組み合わせた対策を講ずる上で、一定の効果を期待して設置する場合もある。なお、地下水位が高く、かつ、降雨により地下水位が敏感に上昇する場合には、設計上の浸透効果が得られない可能性があるため、地下水位の変動については事前に十分な調査が必要である。

1-2-3 参考とする図書

本マニュアルに関連する技術図書としては以下に示すもの等があり、適宜参考にする。

- ・特定都市河川浸水被害対策法施行に関するガイドライン，国土交通省，2004年5月。（関連：第1章，第2章，第3章，第4章，第5章）
- ・舗装構造に関する技術基準。（関連：第4章）
- ・舗装設計施工指針，（社）日本道路協会，2002年2月。（関連：第4章）
- ・舗装施工便覧，（社）日本道路協会，2002年2月。（関連：第4章）
- ・排水性舗装技術指針（案），（社）日本道路協会，1996年11月。（関連：第4章）
- ・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，1995年9月。（関連：第1章，第4章，第5章，第6章）
- ・雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編，（社）雨水貯留浸透技術協会，1997年4月。（関連：第1章，第4章，第5章，第6章）
- ・防災調整池等技術基準（案）解説と設計実例，（社）日本河川協会，1988年。（関連：第4章，第5章，第6章）
- ・流域貯留施設等技術指針（案），建設省河川局都市河川室監修（社）日本河川協会，1986年10月。（関連：第5章）
- ・道路土工－排水工指針，（社）日本道路協会，1987年6月。（関連：第1章，第4章，第5章）

第2章 路面雨水処理の基本的考え方

2-1 概説

路面雨水処理の方法は、基本的に以下の3つの手法があり、これら3つの手法を適切に組み合わせる必要がある。

- ① 道路・街路を新設する開発区域における舗装の浸透化による対策
- ② 道路・街路を新設する開発区域における浸透・貯留施設による対策
- ③ 同一流域内における道路・街路を新設する開発区域外の既設舗装の浸透化等による対策

2-2 路面雨水処理施設の定義

路面雨水処理施設のうち、本マニュアルでは透水性舗装、浸透・貯留施設を扱う。以下に各施設の定義を示す。

1) 透水性舗装

本マニュアルにおける透水性舗装とは、雨水を路面下に浸透させる舗装のうち、表基層、路盤に一時的に貯留して流出雨水量をコントロールして排水する、または雨水を路床や原地盤に浸透させることにより、雨水の最大流出量を抑制する舗装を指す。このうち路床や原地盤に浸透させるタイプのものを、特に「浸透性舗装」と呼ぶこともある。

なお、雨水を路面下に浸透させる舗装のうち、中間層または基層に不透水なアスファルト混合物層等を設置して側溝に雨水を排水する舗装を「排水性舗装」と呼び、本マニュアルでいう透水性舗装とは区別するものとする。

雨水を路面下に浸透させる舗装

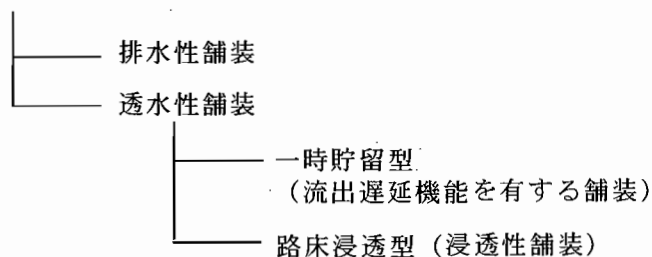


図-2.1 雨水を路面下に浸透させる舗装の区分

2) 浸透施設

本マニュアルにおける浸透施設とは、路面雨水の流出抑制を目的として、道路排水を対象に、舗装外において雨水を原地盤に浸透させる施設をいう。浸透機能のほか、施設内部の空間における若干の貯留機能を有する。浸透の方式には拡水法と井戸法があるが、本マ

マニュアルでは拡水法による浸透施設を対象とする。

3) 貯留施設

本マニュアルにおける貯留施設とは、路面雨水の流出抑制を目的として、道路排水を対象に、舗装外において雨水を一時貯留する施設をいう。浸透施設では、施設内部に流入した雨水を原地盤への浸透によって処理するのに対し、貯留施設では、放流孔を設けて下水・河川に自然排水するか、ポンプによって強制排水する。

2-3 路面雨水処理施設の選定

2-3-1 基本的な考え方

特定都市河川浸水被害対策法においては、雨水浸透阻害行為となる開発行為を行う区域において目標とする最大流出雨水量を設定し、最大流出雨水量を抑制する対策工が必要であれば、流出抑制性能をもった路面雨水処理施設を設置することとされている。開発区域の目標流出抑制量のうち、個々の雨水処理施設にどの程度雨水流出抑制性能を持たせるかは、周辺の土地利用状況、全体のコスト等の広域的な要因を考慮して定める。

道路・街路を新設する開発区域（以下、開発区域と呼ぶ）の目標最大流出雨水量が設定されれば、交通条件、原地盤や路床の浸透性能等の現場要因から具体的な路面雨水処理施設を選定する。

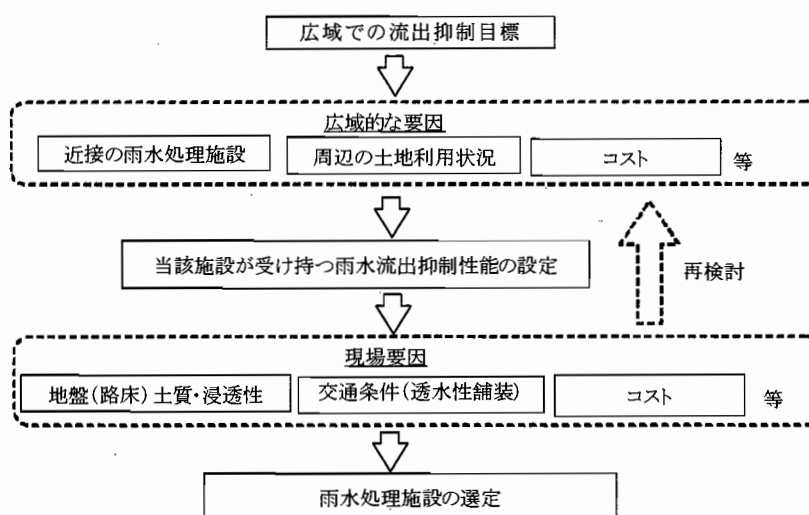
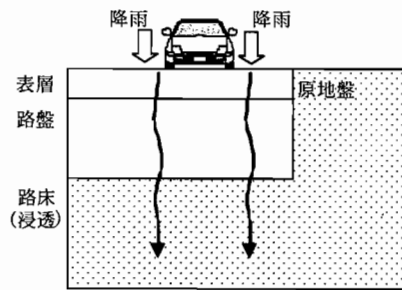


図-2.2 雨水処理施設の選定要因

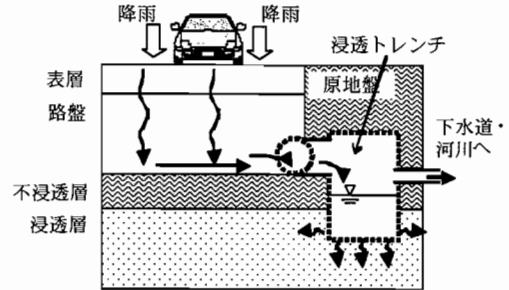
2-3-2 施設選定の一般的な考え方

対応策として透水性舗装および浸透・貯留施設を設置する場合は、路床、原地盤の浸透状況、交通量等の現場要因に応じてその施設の基本的構造がある程度限定される。以下に考えられる基本的な体系を図-2.3に示す。

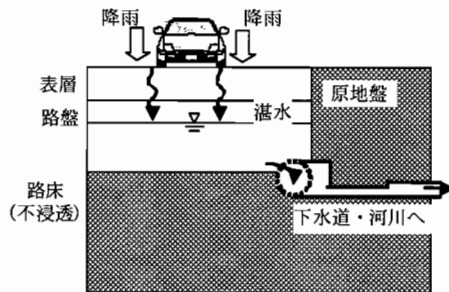
① 透水性舗装（路床浸透型）



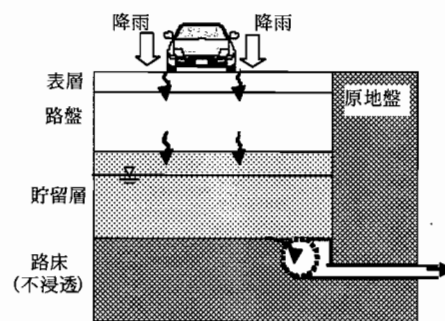
② 透水性舗装（一時貯留型）+浸透施設



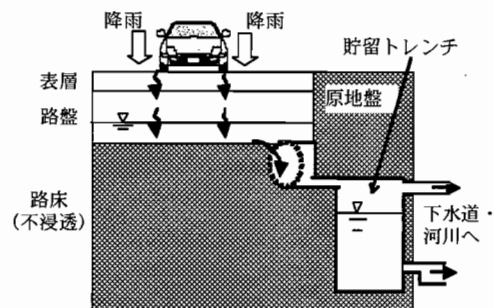
③-1 透水性舗装（一時貯留型）



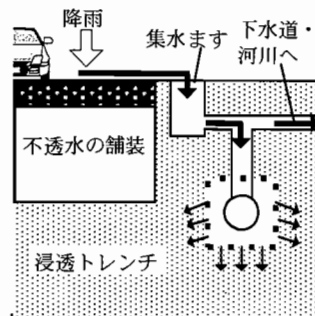
③-2 透水性舗装（一時貯留型）
+貯留層等割り増し



④ 透水性舗装（一時貯留型）+貯留施設



⑤ 浸透施設



⑥ 貯留施設

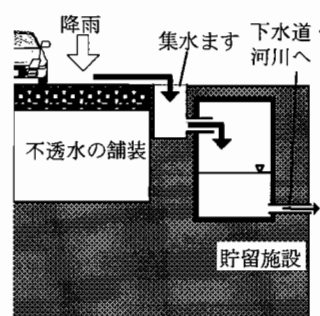


図-2.3 雨水処理施設の基本体系

① 透水性舗装（路床浸透型）

概要 要：雨水を路床から直接浸透させるタイプ。

想定設置場所：原地盤の透水性が期待でき、かつ、路床構築をする際に、安定処理をする必要のない場所。

② 透水性舗装（一時貯留型）＋浸透施設

概要 要：舗装体内に浸透した雨水を路床へ浸透させずに放流孔（排水管）から浸透施設に導水し、浸透施設から原地盤浸透させるタイプ。

想定設置場所：路床面は不浸透層であるが、近下に浸透層が存在する場所。

③－１ 透水性舗装（一時貯留型）

概要 要：雨水を舗装体内に一時貯留し、路床面上に設置した放流孔（排水管）より雨水流出を遅延させて排水を行うタイプ。

想定設置場所：路床も原地盤も不透水であるか、周辺の状態を考慮して浸透させない場合のうち、舗装厚が厚く、舗装体内での一時貯留が期待できる場所。

③－２ 透水性舗装（一時貯留型）＋貯留層等割り増し

概要 要：路盤下に碎石層などの貯留層等を設置し、一時貯留能力を高めるタイプ。

③－１同様、雨水流出を遅延させて排水を行う。

想定設置場所：路床も原地盤も不透水であるか、周辺の状態を考慮して浸透させない場合のうち、舗装厚だけでは貯留能力が不十分な比較的軽交通な場所。

なお、路床が粘性土で舗装としての耐久性確保のために設ける舗装厚の割り増し分についても、この場合と同様に貯留能力として取り扱ってよい。

④ 透水性舗装（一時貯留型）＋貯留施設

概要 要：透水性舗装と併せて貯留施設を設置し、一時貯留能力を高めるタイプ。

想定設置場所：路床も原地盤も不透水であるか、周辺の状態を考慮して透水させない場合のうち、舗装厚だけでは貯留能力が不十分で貯留施設が必要な場所。

⑤ 浸透施設

概要 要：透水性舗装ではない通常の舗装の路面排水施設に浸透施設を接続し、雨水を原地盤に浸透させるタイプ。

想定設置場所：原地盤において雨水の地下浸透が可能で、かつ、原地盤の透水係数が中程度（ $1 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ 程度）以上の場所。

⑥ 貯留施設

概要 要：透水性舗装ではない通常の舗装の路面排水施設に貯留施設を接続し、雨水を貯留させるタイプ。排水方式には、自然排水と強制排水（ポンプ）がある。

想定設置場所：浸透不適地あるいは浸透による対応を考えない場所。

2-4 既設舗装等の浸透化による面的対策の考え方

特定都市河川浸水被害対策法においては、目標雨水流出抑制量を開発区域のみで達成する必要はなく、図-2.4に示すように、同一流域内であれば、開発区域外の既設舗装箇所等の路面雨水処理対策をすることにより、広域的に流出抑制対策を行うこともできる。

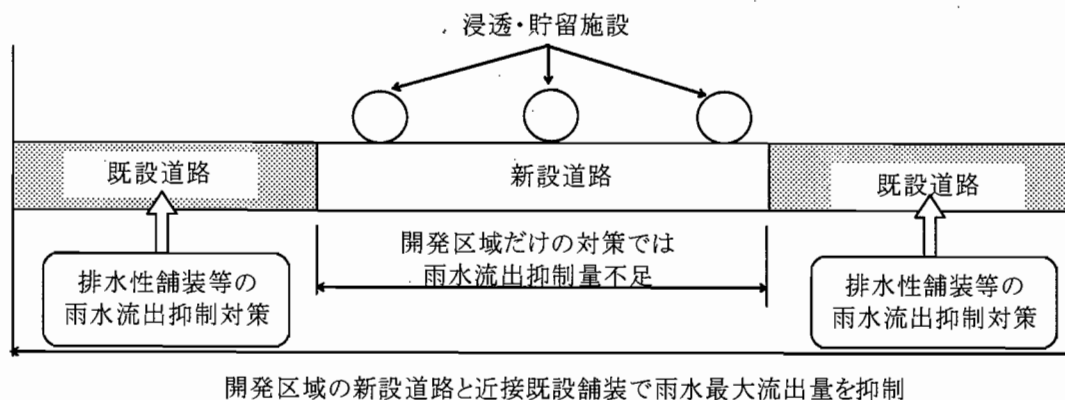


図-2.4 既設舗装等の浸透化による面的対策の概略図

第3章 設計条件の設定

3-1 概説

特定都市河川浸水被害対策法では、基準降雨（10 年確率の降雨）について、開発行為によってピーク流出雨水量（10 分ごとの行為区間からの最大流出雨水量）の増量がゼロになるようにしなければならない。

特定都市河川流域内の開発行為においては、開発前の当該区域の土地利用形態ごとの流出係数を求め、その面積を重みとして按分し、当該区域全体の流出係数を算出することによって開発前の当該区域の最大流出雨水量を求める。これについて、単独の対策、もしくは複数の対策を組み合わせる等で開発区域全体の最大流出雨水量の増量がゼロになるようにしなければならない。

3-2 設計基準降雨の設定

特定都市河川浸水被害対策法における基準降雨は継続時間が 24 時間とする 10 年確率中央集中型降雨波形とされている。同法では当該地域における基準降雨は都道府県長等が定め公示することとしているため、基準降雨は地域ごとに定まったものを使用することとする。

具体的な降雨波形の作成方法を付録 7-1 に示す。

3-3 開発行為前（原地盤）の流出性能評価

3-3-1 原地盤ごとの流出係数

各原地盤の流出係数は、平成 16 年国土交通省告示第 521 号の「流出雨水量の最大値を算定する際に用いる土地利用形態ごとの流出係数を定める告示」に定める別表を用いて設定するか、現地の状況が別表に定める流出係数により難しい場合は、同告示に明記されている「現場試験」により設定するものとする。

3-3-2 流出係数の異なる原地盤からなる開発区域全体の流出係数

開発区域の原地盤に様々な土地利用形態が存在する場合、図-3.1 に示すように、土地利用形態ごとの流出係数をその面積を重みとして按分し、当該区域全体を一律な流出係数として取り扱う。

3-3-3 開発前の地域の流出雨水量の算定

開発前地域の流出雨水量は合理式により算定する。

$$Q = (1/360) \times f \times R \times A / 10000 \quad (3.1)$$

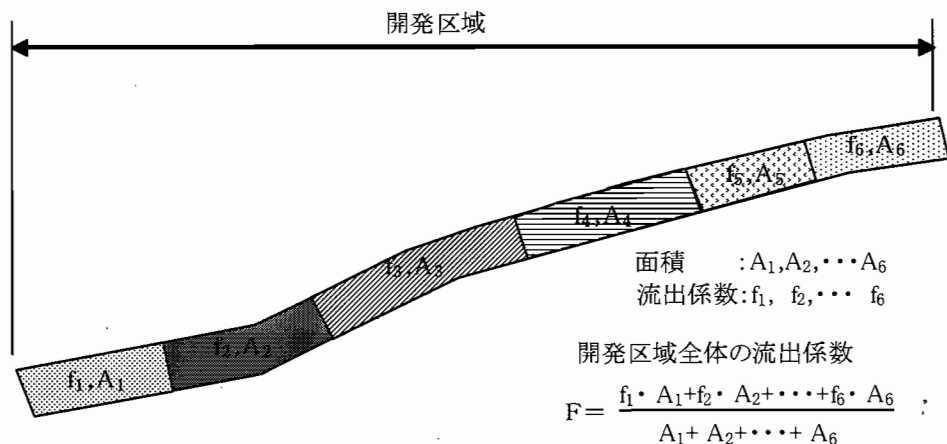


図-3.1 異なる流出係数からなる原地盤の流出係数の求め方

ただし、 Q : 流出雨水量 ($\text{m}^3/\text{秒}$)

f_n : 各区間の流出係数

R : 基準降雨における洪水到達時間内平均降雨強度 (mm/h , 洪水到達時間は 10 分)

A_n : 各区間の面積 (m^2)

3-4 開発後の流出雨水量の算定

3-4-1 開発区域の目標最大流出雨水量の算定

開発区域における開発後の目標最大流出雨水量は広域的な要因によって決められる。図-3.2 に開発区域の目標最大流出雨水量の設定例を示す。パターン①のようにすべての路面雨

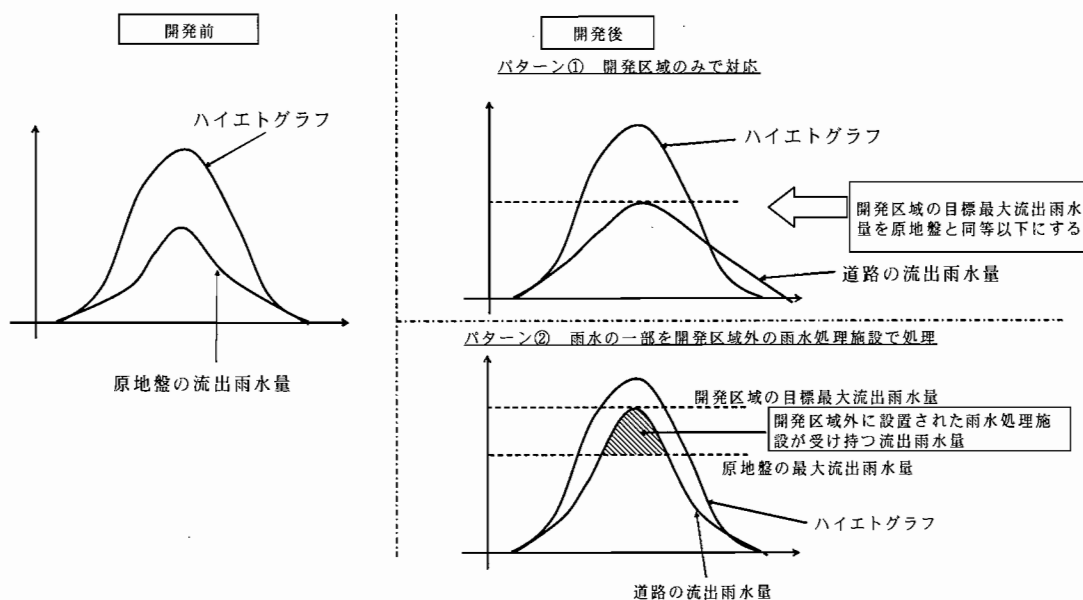


図-3.2 道路設置区間の雨水処理と目標最大流出雨水量の算出例

水を開発区域のみで処理する場合は、開発区域に原地盤と同等の流出抑制性能をもたせなくてはならず、開発区域の最大流出雨水量を原地盤と同等にする必要がある。パターン②のように雨水の一部または全部を開発区域以外で処理する場合は、開発区域の流出抑制雨水量を減ずることができる。

3-4-2 道路構造の異なる各区間の目標最大流出雨水量の設定

開発区域のうち、構造の異なる各区間の目標最大流出雨水量の設定は、各区間の現場条件、コスト等を考慮して仮決定する。仮決定後、図-3.3に示すように、それぞれの流出雨水量を求め、その合計した最大流出雨水量が開発区域の目標最大流出雨水量を満足しているか確認を行う。満足していない場合は、各区間の設計流出雨水量を再設定する。満足している場合でも、現場条件、コスト等を検討の上、より最適な組み合わせはないか検討を行う。

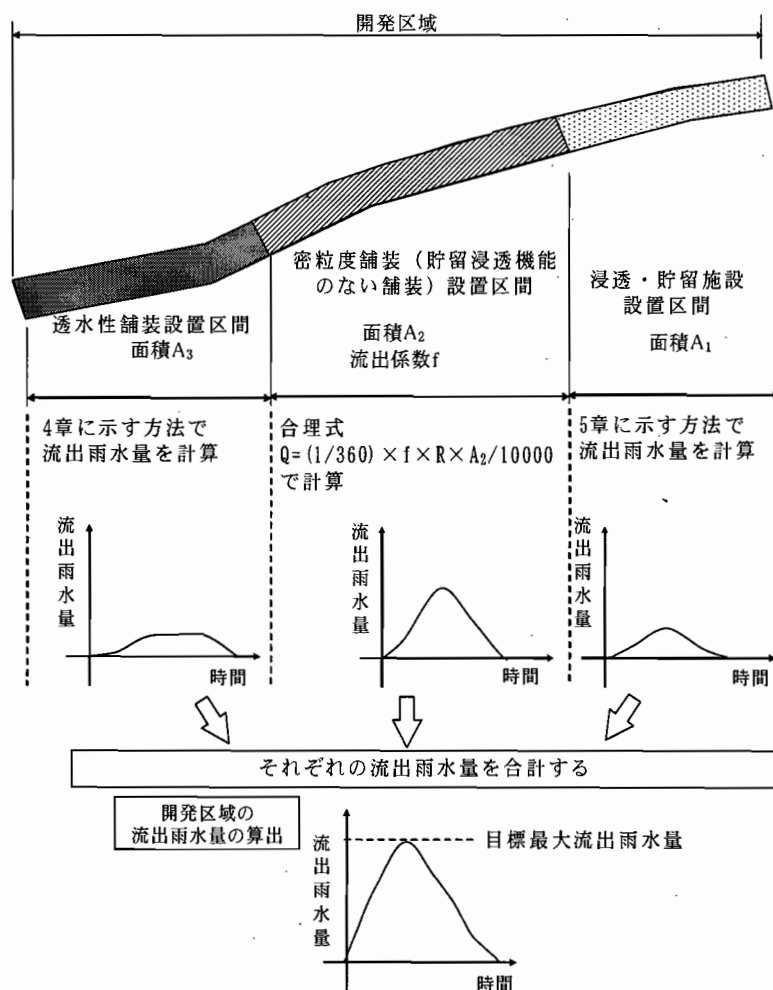


図-3.3 構造の異なる各区間の最大流出雨水量の設定と全体の流出雨水量の算定例

3-4-3 道路断面の流出雨水量の算定

道路断面の流出雨水量は、道路が透水性舗装や排水性舗装、浸透・貯留施設の設置等で雨水貯留浸透機能を持つ場合は、舗装や浸透・貯留施設の流出雨水量を第4章および第5章に示す方法で計算して算出する。

道路が雨水貯留浸透機能を持たない構造を一部に有する場合、平成16年国土交通省告示第521号に示されている流出係数に基づき、図-3.4に示すようにそれぞれの流出係数をその面積を重みとして按分し、開発区域を一様な流出係数として、合理式により流出雨水量を算出する。

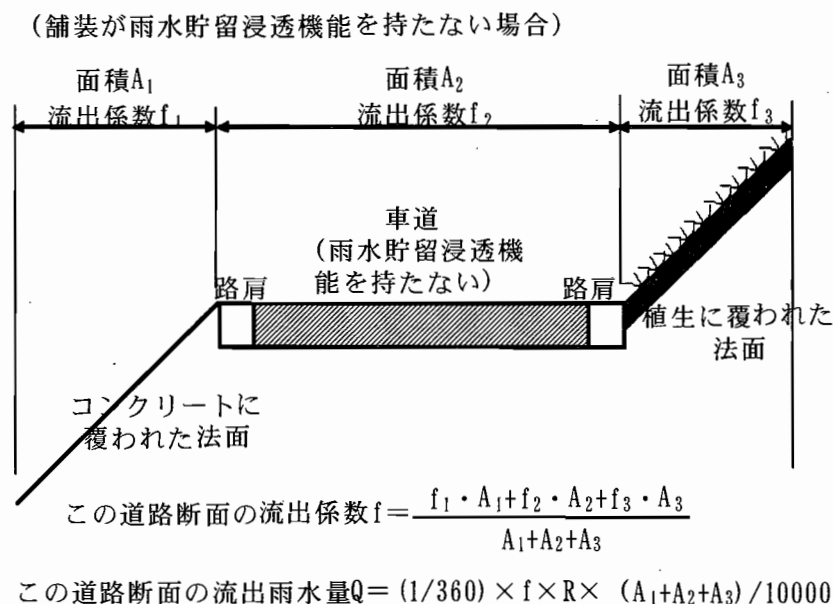


図-3.4 舗装が雨水貯留浸透機能を持たない場合の道路断面の流出係数と流出雨水量の求め方

3-4-4 既設舗装の浸透化による効果の算定

図-2.4に示すように、開発区域における対策と、同一流域内における開発区域外の既設舗装の浸透化を組み合わせた最大流出雨水量を開発行為前と同等以下にする対策をとることも可能である。

3-4-5 透水性舗装、浸透・貯留施設を設置する場合の目標最大流出雨水量の設定

開発行為によってピーク流出雨水量の増量がゼロになるように、開発区域全体の目標最大流出雨水量が決められる。その中で、現場の条件に見合った雨水処理施設の選定が行われる。(図-3.5)。透水性舗装や浸透・貯留施設を設置する場合は、様々な現場要因に見合

った構造を選定し、目標とする最大流出雨水量を満足するか検討を行う。満足しない場合には、構造の変更、雨水処理施設の組み合わせの変更、各雨水処理施設が受け持つ雨水流出抑制性能の分担を変更する等の処置を行う。

車道に透水性舗装を設置する場合の設計の考え方を第4章に、浸透貯留施設を設置する場合の設計の考え方を第5章にそれぞれ示す。

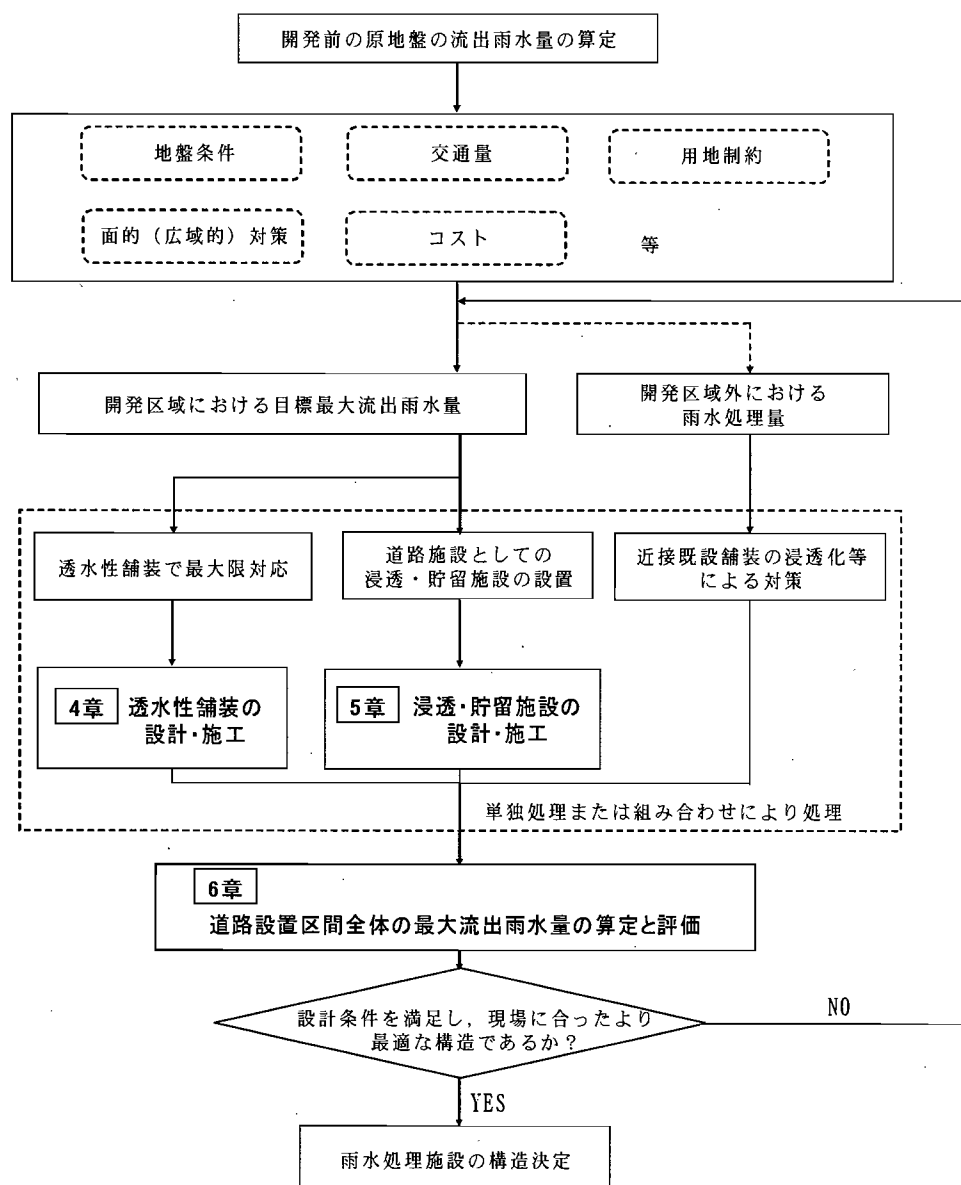


図-3.5 雨水処理施設設計の基本的考え方

第4章 透水性舗装の設計・施工

4-1 概説

透水性舗装の設計は、舗装としての耐久性、および雨水流出抑制性能の観点から行う。

施工についても通常の舗装の場合に加え、設計した雨水流出抑制性能を確保するため特に留意する事項がある。

4-2 透水性舗装の雨水処理タイプ

透水性舗装の一般的な構造図を図-4.1に示す。

透水性舗装の雨水処理のタイプは最終的な雨水処理の形態の違いから次の2つに大別される。

- ① 路床浸透型（集水管、放流孔を設置せず、路床下へ雨水を浸透させるタイプ）
- ② 一時貯留型（集水管、放流孔を設置し、雨水を舗装体外へ排水するタイプ）

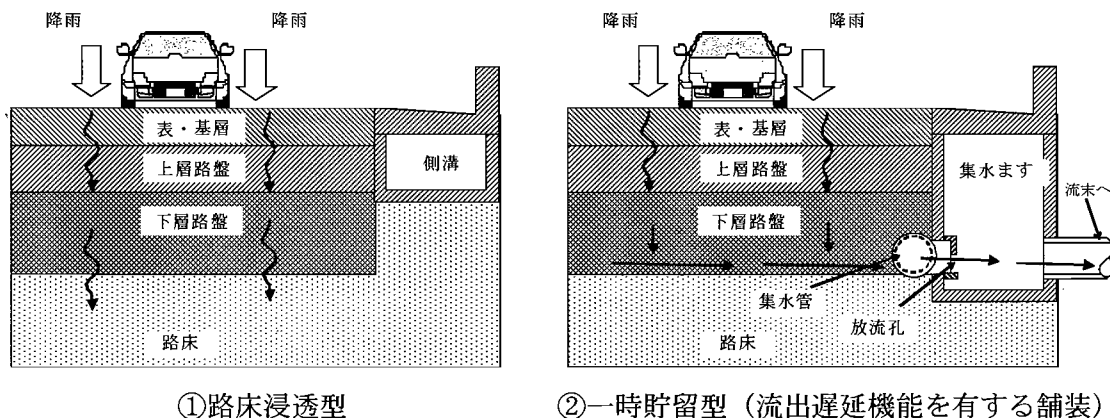


図-4.1 透水性舗装の一般的な構造図

4-3 舗装構造設計条件の設定

舗装の設計条件として必要な現場条件は、舗装としての耐久性の観点から必要となる路床支持力と舗装計画交通量に加え、雨水流出抑制性能の観点から必要となる路床、原地盤の浸透能力である。

4-3-1 路床、原地盤の浸透能力の評価と調査

透水性舗装の種類の選定は雨水が路床下にどの程度浸透するかで決まるが、流出抑制性能は路床だけでなく、原地盤の状態によっても大きく影響を受ける。よって、構造設計を行う際には以下の調査が必要となる。

(1) 路床土、原地盤の透水試験

路床、原地盤の浸透能力は、透水試験により求まる飽和透水係数を用いて判断する。

路床、原地盤の飽和透水係数は同一の地質であっても測定値にばらつきが見られることが多いため、図-4.2 に示すフローに従い試験方法を選定するとよい。なお、試験に当たっては、同一地質でも最低 3 箇所は試験を行うとよい。また、路床、原地盤の地質が変化する場合、新たに飽和透水係数を調べる必要がある。

透水試験における留意点を試験方法別に以下に示す。

1) 室内透水試験

室内透水試験は基本的に JIS A 1218 および JGS（地盤工学会基準）0311 に準拠する方法で、 $\phi 100\text{mm}$ の透水円筒（モールド）に採取した試料を現場の密度、含水比に合わせて試験を行う。ただし、試料が以下の状態にあるときは正確に飽和透水係数を測定するために、以下の対応策をとる。

- ①（状態） $\phi 100\text{mm}$ モールドでは試験が困難な大きい石を含んでいる。

（対応策）その試料の最大粒径に見合ったモールドで、粒径の大きな石を取り除かないで試験を行う。

- ②（状態）乱すと構造が変わる土である。

（対応策）乱した試料による室内透水試験は行わず、原位置での透水試験を行う。

<留意事項 1>

室内透水試験は広く汎用されている試験方法である。しかし、JIS A 1218 で規定され、

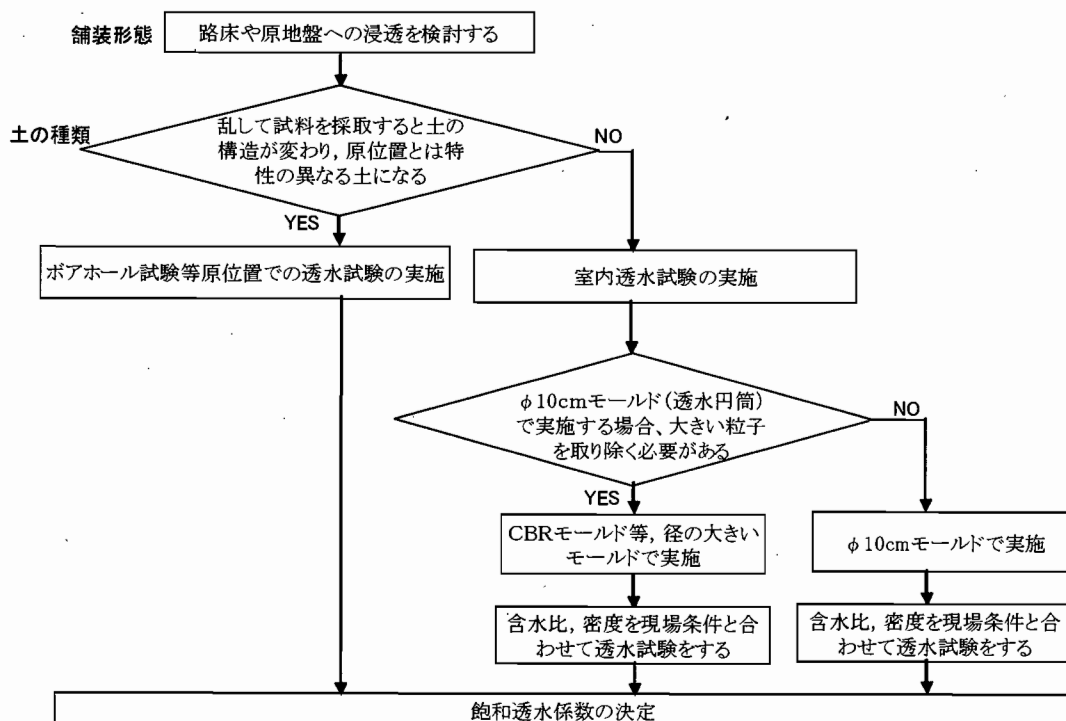


図-4.2 飽和透水係数測定フロー

一般的に広く利用されているφ100mm モールドを用いて 2.5kg ランマーで 3 層 25 回突き固める供試体作製方法では原地盤と状態が異なることがある。よって、原位置において含水比と密度を測定し、モールド内の供試体が原地盤と同じ状態となるように試料調整を行うこととする。また、突固めた層ごとで密度と含水比がばらつかないように留意して突固めを行う。

<留意事項 2>

乱すと構造が変わる土としては、関東ローム、まさ土、高有機質土などが挙げられる。原地盤がこれらに該当するか事前に調査する必要がある。

2) ポアホール試験

原位置で行う透水試験であり、「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)に従って試験を行う。試験方法の概要を付録-1 に示す。

3) その他の飽和透水係数算出方法

その他にも飽和透水係数を求める方法としては、原位置試験では JGS 1316 締固めた地盤の透水試験方法などがある。

また、付録-3 に示すように土の粒径、間隙の大きさから推定する方法もあるが、実際の透水係数と異なることが多いため、この方法は透水係数のおよその見当をつける場合に使用する。

(2) 路床土、原地盤の地質構成の確認

路床上面が透水性の高い地質の場合でも、下方に透水性の低い地質が存在していれば、透水性に影響が出る場合がある。また逆に、路床上面が透水性の低い地質でも、下方の透水性が高い場合は、図-2.2 に示す「②舗装内一時貯留+浸透施設型」の設置が可能となる。このため、路床土、原地盤が透水性の異なる複数の地質からなる場合、その状態および各層の透水係数の確認が必要である。

(3) 地下水位の調査

地下水位が路床上面から 0.5m 以内の場合、浸透性能に影響を与える可能性があり、原位置において浸透能力を確認する必要がある。

4-3-2 舗装としての耐久性確保に必要な条件と調査

耐久性については、「舗装の構造に関する技術基準」の別表 1 に規定される方法により、所要の疲労破壊輪数を満足するように舗装厚を決定する。ただし、路床土が粘性土、もしくは粘性土を安定処理した土の場合で、かつ路床浸透型の透水性舗装の設置を予定している場合は舗装厚の割り増しを行う。断面設計を行う際には以下の調査が必要となる。

- ① 路床土の CBR 試験： T_A 法による設計のため
- ② 路床土の土質分類：舗装厚の割り増しの有無を確認のため

4-4 設計の基本的考え方

4-4-1 透水性舗装タイプの選定

透水性舗装が受け持つ雨水流出抑制性能の目標が定まり、路床、原地盤の浸透能力、路床土支持力、舗装計画交通量が定まれば、透水性舗装の雨水処理のタイプを選定する。透水性舗装の雨水処理タイプは図-4.1のように、路床下へ浸透させるタイプと集水管、放流孔を通して排水するタイプに大別できる。どちらを選択することが有利かは、現場ごとの様々な条件により左右されるために一概には言えないが、舗装計画交通量と路床の浸透能力でおおよそ目安をつけることはできる。舗装計画交通量が透水性舗装の雨水処理タイプの選定に関係する理由は、 T_A 法に基づく必要等値換算厚が舗装計画交通量により異なり、結果として雨水貯留可能量が異なるためである。およそ、舗装計画交通量が重交通で路床の飽和透水係数が $1 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ 程度以上、もしくは舗装計画交通量が軽交通で路床の飽和透水係数が $1 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ 程度以上であれば路床下へ浸透させるタイプを選択し、計画交通量が軽交通で路床の飽和透水係数が $1 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ 程度以下、もしくは計画交通量が重交通で路床の飽和透水係数が $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 程度以下であれば集水管、放流孔を通して排水するタイプを選定することを目安にすればよい。

4-4-2 設計の流れ

透水性舗装の設計は舗装としての耐久性を確保し、さらに目標とする雨水流出抑制性能を満足するように設計する。舗装としての耐久性については、通常の舗装と同様の構造設計を行い、さらに水浸による舗装の割り増しが必要か否かで舗装厚が決まる。また、雨水流出抑制性能については、舗装の耐久性の面から仮決定した舗装構造が目標とする雨水流出抑制性能を満足するか、4-6に規定する水収支計算等によって確認を行う。設計全体の流れを図-4.3に示す。

本章で述べる水収支計算とは、ある時間内に、単位面積あたりの透水性舗装表面から側溝へ流れる水量および放流孔から排水した水量の和を流出雨水量として計算するものである。

水収支計算で透水性舗装の単位面積あたりの流出雨水量を求めた後、合理式により透水性舗装設置区間の流出特性を示した流出ハイドログラフを作成し、透水性舗装の流出雨水量と時間の関係、透水性舗装設置区間の最大流出雨水量を求める。

4-5 舗装構造の仮決定

4-5-1 透水性舗装のタイプの選定方法

地盤の透水性などの現場条件から透水性舗装の種類を選定し、舗装としての耐久性の観点から舗装構造（舗装厚）を仮決定する。その後、水収支計算による単位面積あたりの流出雨水量、合理式による透水性舗装設置区間の流出雨水量と時間の関係、最大流出雨水量の算定を行い、雨水流出抑制性能の確認を行う。

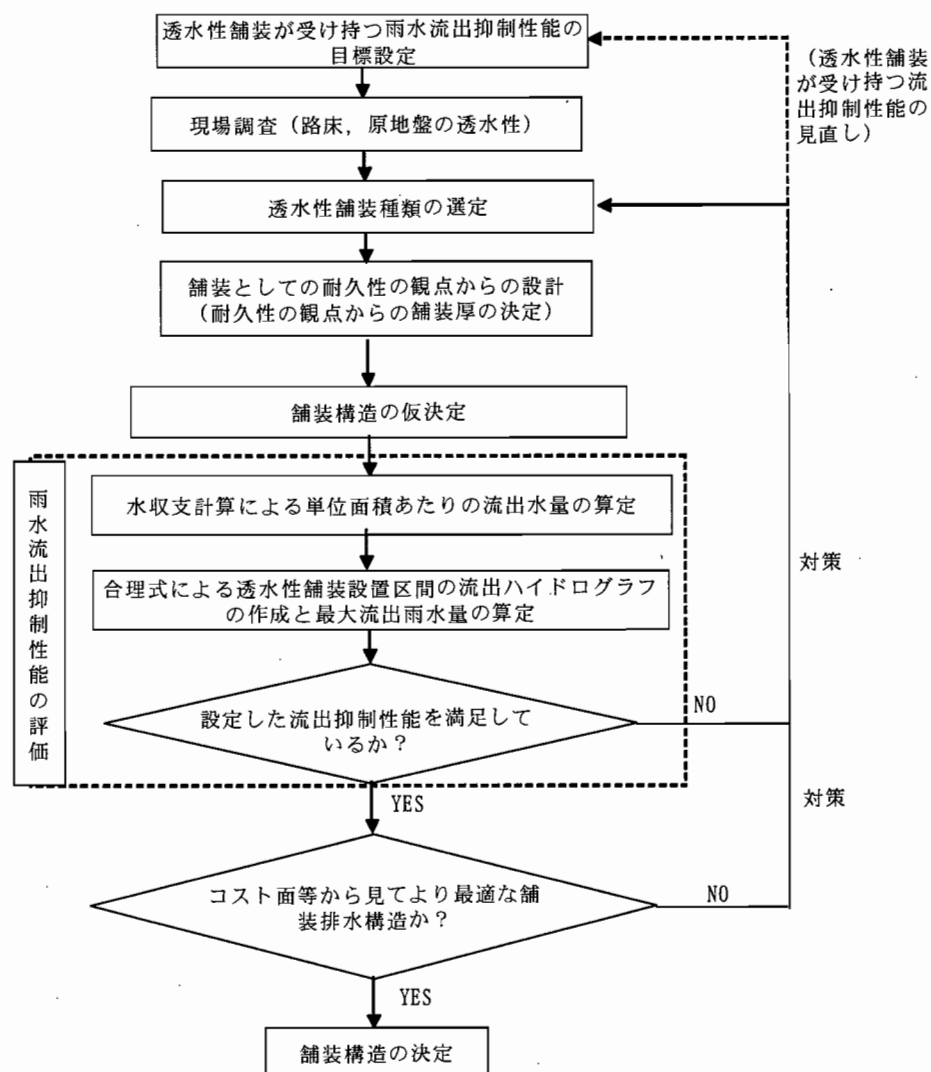


図-4.3 透水性舗装設計の流れ

雨水流出抑制性能が目標を満足しない場合は、仮決定した舗装構造について再検討する。再検討する場合の検討事項としては以下のものがある。

- ① 透水性舗装が受け持つ目標雨水流出抑制性能の再設定
- ② 透水性舗装のタイプの変更

- ③ 雨水流出抑制性能の観点からの舗装厚の割り増し
- ④ 放流施設の設置または放流施設の形状、設置間隔の変更

4-5-2 材料の選定

透水性舗装に使用される材料の一般的事項のうち、使用材料の選定方法については、「舗装設計施工指針」82 ページ～84 ページを参照にする。骨材、アスファルト等の舗装用素材については、「舗装施工便覧」14 ページ～44 ページ、「排水性舗装技術指針（案）」13 ページ～25 ページを参照にする。アスファルト混合物等の舗装材料の性状、開粒度アスファルト混合物の配合設計に関しては「舗装設計施工指針」84 ページ～95 ページ、「舗装施工便覧」44 ページ～54 ページ、「排水性舗装技術指針（案）」26 ページ～35 ページを参照にする。なお、透水性舗装として特に留意が必要な事項は下記のとおりである。

1) 表層・基層材料

表層および基層に使用する混合物は、アスファルト混合物を使用する場合には排水性舗装に用いる開粒度アスファルト混合物を使用する。アスファルト混合物の配合設計は「排水性舗装技術指針（案）」に従うものとする。飽和透水係数は $1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ 以上を確保することとする。バインダーは原則として高粘度改質アスファルトを使用するものとするが、著しく大型車交通量が少ない道路においては、改質アスファルトⅡ型を使用しても良い。

なお、 T_A 法に基づく舗装厚の設計においては、等値換算係数を 1.0 とする。

2) 上層路盤材料

上層路盤材料は透水性舗装以外の通常の舗装に用いられる粒度調整砕石は使用せず、原則として透水性瀝青安定処理を使用するものとし、飽和透水係数が $1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ 以上を確保するものとする。

バインダーは改質アスファルトⅠ型もしくはⅡ型を使用し、最大粒径を 20mm～30mm とするとよい。配合設計においてはマーシャル安定度が軽交通の場合 2.45kN 以上、重交通の場合 3.43kN 以上として、 T_A 法に基づく舗装厚の設計においては、等値換算係数を安定度が 3.43kN 以上の場合は 0.8 とし、2.45kN 以上の場合は 0.55 とする。なお、透水性瀝青安定処理の配合例を付録-5 に示す。

3) 下層路盤材料

下層路盤材料はクラッシュラン等の粒状材料で、「舗装施工便覧」46 ページ～48 ページに記載している性状を満足し、必要な透水性が確保できる材料を使用する。粒状材料の透水性は空気間隙率、および含水比によって大きく異なる。

図-4.4 は、粒状路盤材料において、必要な透水性を確保できる空気間隙率および施工時に許容される含水比の変動範囲を示したものである。まず締固め度 100%における空気間隙率を計算する。その空気間隙率に対して透水性が確保できる最適含水比からの施工時の含水比の変動の許容値を図-4.4 から読みとる。最適含水比において「透水が可能な範囲」にある材料を選択するとともに、施工の際は、本図から読みとれる含水比の変動許容範囲で

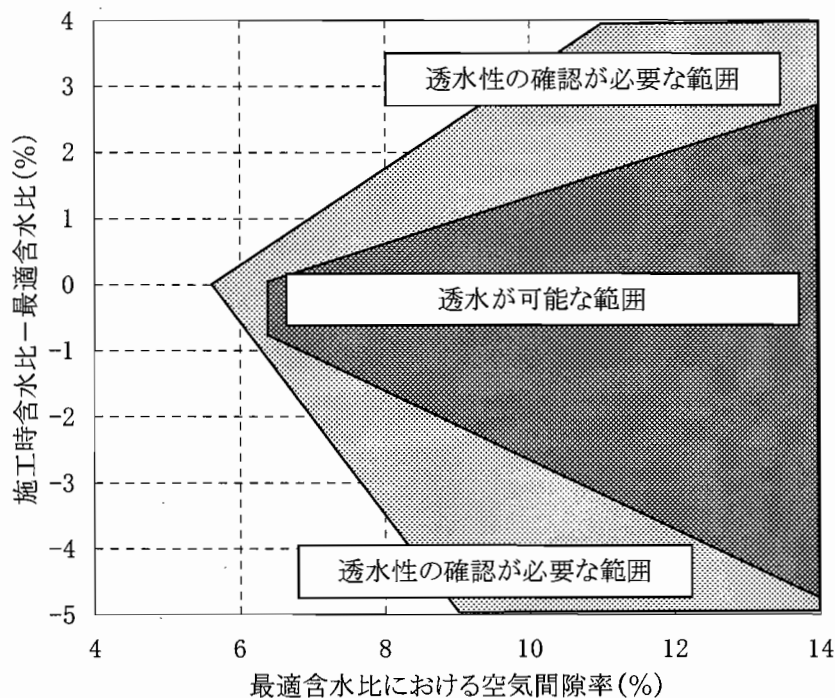


図-4.4 雨水浸透が可能な粒状路盤材料の施工時の空気間隙率および含水比

施工管理し、締固め度が100%を超えて過転圧にならないようにする。

なお、使用する材料によっては、図-4.4に示す「透水が可能な範囲、透水性の確認が必要な範囲」と示している外であっても、透水性が確保できる場合がある。このような場合は施工時に想定される含水比において締固め度100%の状態で行って確認を行う。室内透水試験で飽和透水係数が $1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ 以上を確保できれば、透水性舗装として十分な透水能力を有すると考えてよい。飽和透水係数が $1 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ から $1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ の間にある場合は、式(4.1)を満足するものとする。

$$k \geq 1/36000 \times M_{\max} \quad (4.1)$$

ただし、 k :飽和透水係数 (cm/s)

$M_{\max}$:有効雨量の最大値 (mm/h) ※有効雨量については23ページに詳細記述

試験回数を最低3回以上行い、すべての試験において飽和透水係数が上式を満足するものとする。

なお、粒状材料の室内透水試験を行う際は、粒径の大きい石を取り除くことなく試験が行えるように粒状材料の最大粒径を考慮した透水円筒（モールド）を使用する。

なお、 T_A 法に基づく舗装厚の設計においては、クラッシャーランで修正CBRが30以上ある場合は等値換算係数を0.25とする。

4) 路床上面に設置するフィルター層およびジオテキスタイル

路床細粒分の上昇，粒状路盤材の細粒分流出による路床支持力の低下，浸透能力の阻害が懸念される場合は，フィルター層もしくはジオテキスタイルを路床上面に設置する．フィルター層およびジオテキスタイルは路床の浸透性能以上の透水性能をもち，細粒分の流出防止に効果がある砂や不織布といったものを使用する．フィルター層の厚さは 10cm 程度を標準とする．なお，フィルター層，ジオテキスタイルの等値換算係数は 0 とする．

5) 集水管

集水管は路盤材料細粒分の流出を防ぐ処置が施されているものを使用する．一般的に使用されている有孔コンクリート管，塩化ビニール管の場合，図-4.5 に示すように，良質なフィルター材，グラスファイバー，高分子材料の繊維等で管の孔の部分のを巻くこととする．

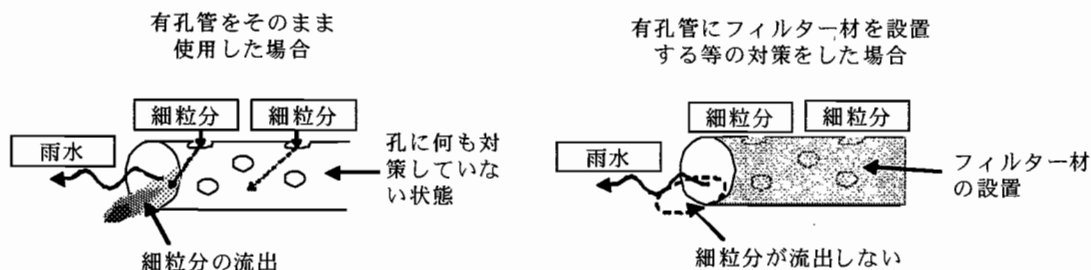


図-4.5 集水管からの細粒分流出と対策効果の概念図

集水管は，放流孔からの最大流出水量（最大管流出水量）を流すことができるような形状のものを選定する．

集水管に流れる最大流量はマンニングの式から算出でき，そこから必要な管の内径を求める．必要な集水管の内径を d (m) とすると，

$$d = \{ (Q_{out} (H_{max}) \times n \times 10) / (\pi \times i^{1/2}) \}^{3/8} \quad (4.2)$$

ただし， $Q_{out} (H_{max})$ ：放流孔から排出する最大管流出水量 (m^3/s)

n ：粗度係数 ($m^{-1/3}s$)

A ：管断面積 (m^2)

i ：動水勾配

ただし，放流孔間隔が狭い場合，あるいは道路幅員が少ないなどの条件により一つの放流孔から排出する水量が少ない場合や，縦断勾配が急な場合などは，計算で得られる集水管の内径が 15cm を下回る場合がある．しかし，管内への土砂詰まり防止の観点から，計算結果にとらわれず集水管の内径は 15cm 以上とする．

6) 放流孔

維持・管理上の観点から，放流孔は基本的に集水ますに設け，清掃，点検ができるよう直径 3cm 以上円形もしくは一辺 3cm 以上の矩形とする．

4-5-3 T_A 法による舗装構造の設計

透水性舗装の疲労破壊輪数の観点からの構造の設計は T_A 法で行い、粘性土の路床の場合には必要に応じて増し厚を行う。なお、浸水による耐久性の低下を許容する場合は、この限りでない。

(1) 路床が砂質系で路床下へ浸透させる場合、あるいは集水管・放流孔で排水する場合

「舗装の構造に関する技術基準」別表 1 に規定する方法に従い、必要等値換算厚を確保するように設計する。詳細は「舗装設計施工指針」160 ページ～226 ページを参照するとよい。

(2) 路床が粘性系で集水管・放流孔を設置せず路床下への浸透で対応する場合

「舗装の構造に関する技術基準」別表 1 に規定する方法により求まる必要等値換算厚に対し、4-5-4 に示す方法に従って耐久性の観点から舗装厚の割り増しを行う。

4-5-4 耐久性の面からの舗装厚の割り増し

割り増しする舗装厚は式 (4.3) で求める。

$$h_a = 0.4 \times h_{ta} + 7 \quad (4.3)$$

ただし、 h_a : 割り増しする舗装厚 (cm)

h_{ta} : T_A 法で舗装を設計した場合の舗装厚さ (cm)

舗装厚の割り増しは下層路盤厚の割り増しで対応する。

4-5-5 止水処理

1-2-2 に示す条件から路床下に雨水を浸透させることが適切ではないと判断した場合には、路床上面に土木用遮水シート等を敷設して水の浸入を防ぐこととする。また、透水性舗装区間から縦断方向に連続する既設舗装等の路盤以下への水の浸入を防ぐ場合には、両舗装工区の境界断面に土木用遮水シートを設置したり、アスファルト乳剤等を塗布するとよい。

4-6 雨水流出抑制性能の評価

4-6-1 基本手順

雨水流出抑制性能の評価は

- ① ハイエトグラフの作成 (3-3 参照) および有効雨量の設定
- ② 水収支計算による単位面積あたりの流出雨水量の計算
- ③ 合理式による透水性舗装設置区間の流出ハイドログラフの作成

の順で行う。

なお、舗装の浸透化として排水性舗装を用いる場合にも本節で述べる方法により、流出抑制性能を評価してよい。

(1) ハイエトグラフの作成と有効雨量の設定

ハイエトグラフの作成方法は、付録 7-1 に示す。

特定都市河川浸水被害対策法を対象とした貯留浸透機能を持つ道路舗装では、ハイエトグ

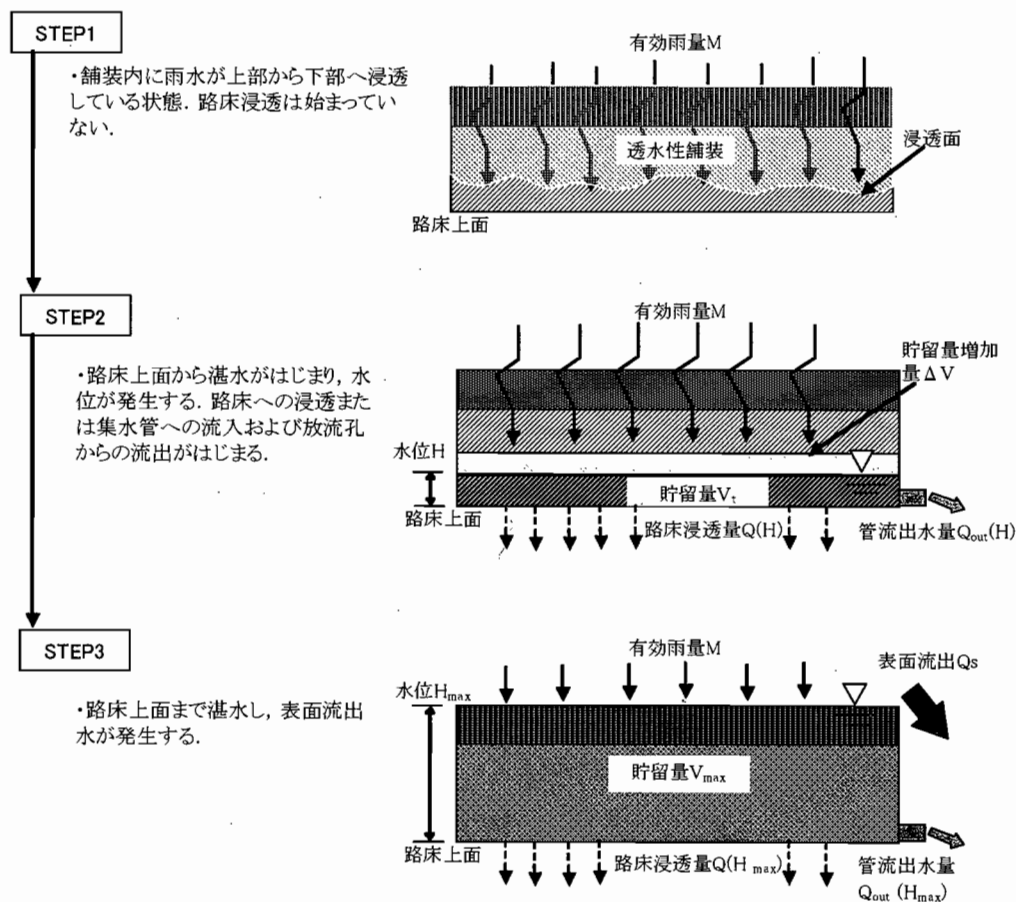


図-4.6 雨水浸透・流出状態概念図

ラフの雨量 R に対し、雨水流出に有効となる雨量分を有効雨量 M とした場合、

$$M=0.9 \times R \quad (4.4)$$

ただし、 M :有効雨量

R : ハイエトグラフから求まる雨量

の関係が成り立つ。

この有効雨量に対して、水収支計算を行うものとする。

(2) 水収支計算の基本手順

透水性舗装への雨水の浸透・貯留、透水性舗装からの流出の過程は図-4.6 に示す3つの状態で表すことができる。

<STEP1：雨水が路床面まで達していない状態>

雨が降り始め、雨水が透水性舗装内に上面から浸透している状態で、路床上面まで達しておらず、水位が発生していない状態。よって路床への浸透、集水管への流入および放流孔からの流出は発生しない。

<STEP2：舗装体内での湛水が生じるものの、舗装表面からの流出は生じていない状態>

STEP1 が路床上面まで達し、舗装内への湛水が始まり、水位が発生する。STEP2 から路床浸透、集水管への流入および放流孔からの流出が発生する。

<STEP3：舗装表面から水が流出した状態>

湛水が舗装上面まで達し、表面流出水が発生する。

以上の3つの状態において、ある時間ごとに各状態における水収支計算を行い、STEP2 と STEP3 における管流出水量および表面流出水量から単位面積あたりの雨水流出量を求める。詳細は4-6-2 に示す。

(3) 合理式による透水性舗装設置区間の流出ハイドログラフ作成までの基本手順

水収支計算で得られた単位面積あたりの雨水流出量を基に、合理式により透水性舗装設置区間の流出ハイドログラフを作成する。詳細は4-6-3 に示す。

流出ハイドログラフ作成までの基本的な流れを図-4.7 に示す。

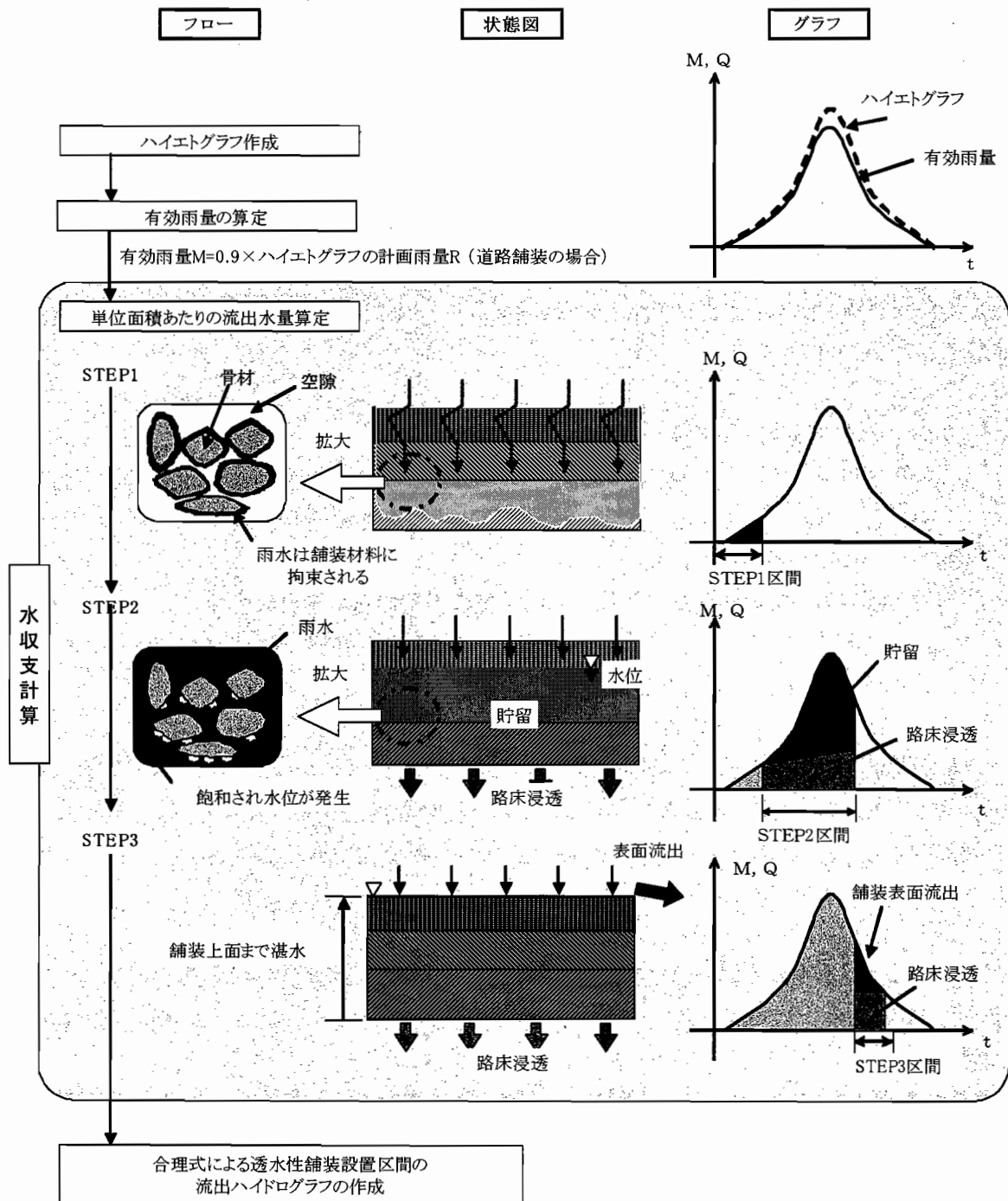


図-4.7 流出ハイドログラフ作成までの基本的流れ

4-6-2 水収支計算による単位面積あたりの流出雨水量の算定

(1) 水収支計算変数の設定

図-4.8 に、各段階の計算に必要な変数を示す。

<計算に必要となる変数>

- ① 水拘束率 R_i
- ② 路床の浸透性能（比浸透量 K_f と飽和透水係数 k_0 ）
- ④ 貯留率 α
- ⑤ 管流出水量 Q_{out}

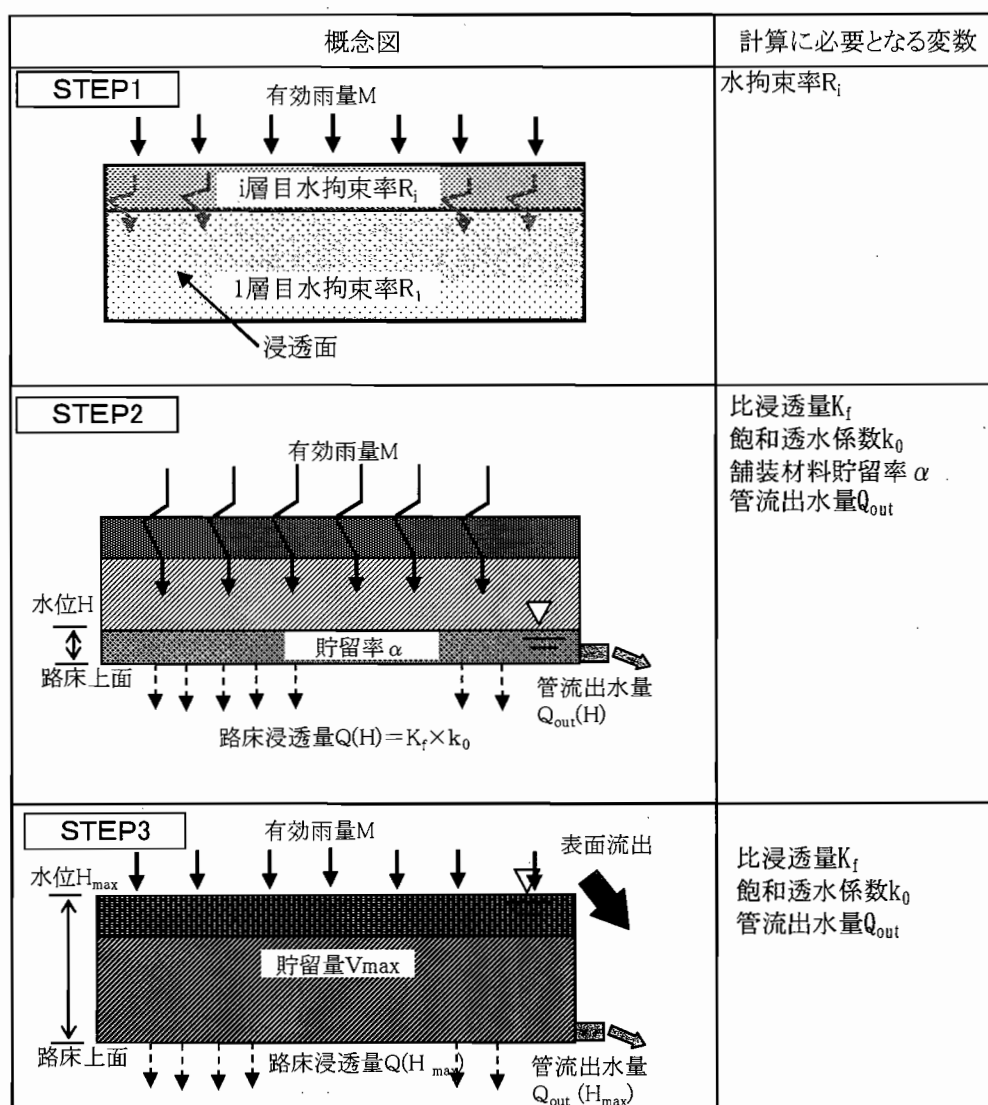


図-4.8 水収支計算の各段階における影響変数一覧図

1) 水拘束率 R_i

重力によって下方へ移動せずに舗装材料に拘束される水の割合であり、式 (4.5) で求める。

$$\text{水拘束率 (\%)} = (\text{舗装内に拘束された水量}) / (\text{舗装体積}) \times 100 \quad (4.5)$$

測定方法は付録-4 に示す試験により測定するとよい。ただし、測定が困難な場合、表-4.1 の値を参考にしてもよい。

表-4.1 舗装材料の水拘束率

材料名	水拘束率 (%)
開粒度アスファルト混合物	1.5
クラッシャーラン	0.5
再生クラッシャーラン	0.5

2) 路床の浸透性能 (比浸透量 K_f と飽和透水係数 k_0)

路床の単位面積あたりの浸透量 Q ($\text{m}^3/\text{h}/\text{m}^2$) は式 (4.6) のように表される。

$$Q = 36 \times K_f \times k_0 \quad (4.6)$$

ただし、 K_f : 試験施設の比浸透量 (m^2/m^2)

k_0 : 飽和透水係数 (cm/s)

①比浸透量 K_f

比浸透量は、地質に関係なく、浸透する原地盤の形状と湛水深によって決まる関数である。比浸透量は、実際の現場の浸透形状を想定し、有限差分法や有限要素法による不飽和浸透解析により求めるか、実際に現場で実験を行って求める。または、式 (4.7) を利用してもよい。

$$K_f (\text{透水性舗装の比浸透量}) = 0.014H + 1.287 \quad (\text{m}^2/\text{m}^2) \quad (4.7)$$

ただし、 H : 水位 (m)

②飽和透水係数 k_0

飽和透水係数は透水試験によって求めることができる材料の透水性能である。飽和透水係数は 4-3-1 に示すフロー、留意事項を参照に求めることとする。

3) 貯留率 α

舗装材料の貯留率とは、舗装材料の水を貯める能力である。舗装材料がその空隙に貯留する水量を体積で割り、百分率で表したものである。

$$\text{貯留率 (\%)} = (\text{舗装内に貯留できる水量}) / (\text{舗装体積}) \times 100 \quad (4.8)$$

舗装材料の貯留率は付録-4 に示すような実験で求めるとよい。ただし、実験の実施が困難である場合は表-4.2 の値を参考にするとしてよい。

ただし、このようにして求めた貯留率は水拘束率を含んでいるため、STEP2 の計算に使用

する貯留率は式 (4.9) により求める。

$$(\text{STEP2 での貯留率}) = (\text{貯留率}) - (\text{水拘束率}) \quad (4.9)$$

貯留率は表-4.2のように材料の空気間隙率によって決まる変数である。

表-4.2 舗装材料の貯留率

材料名	貯留率(%)
アスファルト混合物	(空気間隙率)-6
粒状材料(クラッシャーラン, 再生骨材等)	(空気間隙率)-3

開粒度アスファルト混合物の貯留率は、通常は締固め度 100%における空気間隙率から計算する。

粒状路盤材の空気間隙率は式 (4.10) で求める。

$$V_a = \{100 - (\gamma_d / \gamma_w) \times (100 / G_s + w) \} \times C / 100 \quad (4.10)$$

ただし、 V_a : 空気間隙率 ($V_a / V \times 100$) (%)

γ_d : 乾燥単位体積重量

γ_w : 水の単位体積重量

G_s : 土粒子の比重

w : 含水比 (%)

C : 締固め度 (%)

通常は締固め度を 100%で貯留率の設計を行う。

4) 管流出水量 Q_{out} の算定

放流孔から排水される水量 (管流出水量) は放流孔の断面積と水位から算出する。集水管は放流孔に十分な水量が集まるように設計する。つまり、透水性舗装の雨水流出性能の算定で使用する管流出水量 Q_{out} は放流孔の大きさと水位からなる関数で決まり、集水管はその流れを防がないようにするもので、十分な水量が流れるよう設計されていれば、その設計が水収支計算には直接影響しない。

水位 H (m) における管流出水量 $Q_{out}(H)$ は次式によって決定する。

$$\cdot H \leq 1.2D \quad Q_{out}(H) = 1.7 \sim 1.8 \times B \times H^{3/2} \quad (4.11)$$

$$\cdot H \geq 1.8D \quad Q_{out}(H) = C \times A \times \{2 \times g \times (H - D/2)\}^{1/2} \quad (4.12)$$

ただし、 B : 放流孔の幅 (円管の場合は半径) (m)

D : 放流孔の高さ (円管の場合は直径) (m)

A : 放流孔断面積 (m^2),

g : 重力加速度 ($9.8m/s^2$)

C : 流量係数 (ベルマウスを有するとき 0.85~0.95, 有しないとき 0.6)

1.2D < H < 1.8D の場合は、 $H=1.2D$ での $Q_{out}(H)$ と $H=1.8D$ での $Q_{out}(H)$ を用い、直線近似を原則とする。なお、放流孔の高さが 10cm 以下の場合には、上 2 式で求めた値の小さい方の値を用いてよい。

5) 舗装材料の浸透性能、乳剤、勾配が水収支計算に与える影響

材料選定および施工は、4-5-2、4-8-2 に従うものとし、この場合、舗装材料の透水能力と乳剤は水収支計算に影響しないものとする。また、勾配については、通常勾配の 10% 程度までは影響がないものと考え、勾配による補正は行わず、全幅員、全延長に雨水が貯留するものとして水収支計算を行う。

(2) STEP1（降雨開始から路床浸透が始まるまでの状態）での水収支計算方法

STEP1 での水収支の式は、時間 $t_1 \sim t_n$ までの単位時間あたり有効雨量を $M_1 \sim M_n$ 、透水性舗装の材料別に 1 層目から n 層目まであり、それぞれの厚さが $d_1 \sim d_n$ 、水拘束率を $R_1 \sim R_n$ (%) とすると、式 (4.13) のようになる。

$$\sum_{i=1}^n M_i \times (t_{i+1} - t_i) = \sum_{j=1}^n R_j / 100 \times d_j \quad (4.13)$$

計算に用いる入力値は、

- ① 有効雨量
- ② 水拘束率

である。

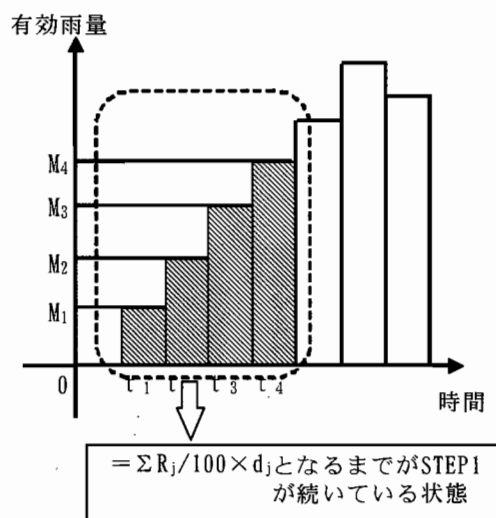


図-4.9 STEP1 計算の概念

(3) STEP2 (水位が発生し、舗装上面が湛水するまでの状態) での水収支計算方法

STEP2 での水収支式は

$$M = Q(H) + \Delta V + Q_{out}(H) \quad (4.14)$$

ただし、 M : Δt 時間における有効雨量

$Q(H)$: 水位 H における路床への浸透量 (28 ページ参照)

ΔV : 貯留量増加量

$Q_{out}(H)$: 水位 H における管流出水量 (29 ページ参照)

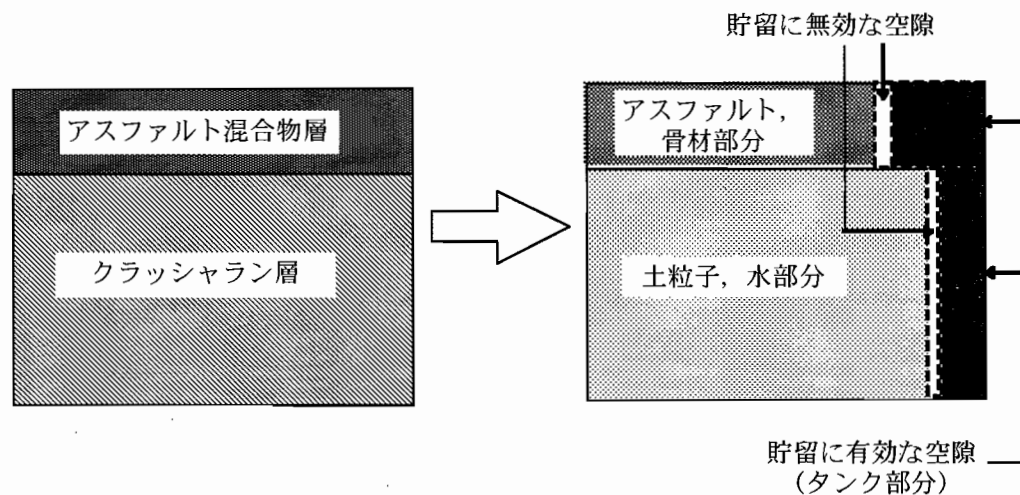
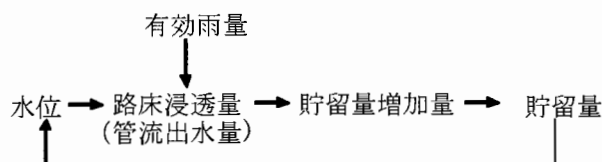


図-4.10 透水性舗装のタンクモデル概念の例

によって求められる。ただし、路床浸透をしない場合は $Q(H) = 0$ 、放流孔を設けない場合は $Q_{out}(H) = 0$ とする。

透水性舗装は材料によって貯留量が異なることから、不連続なタンクモデルとなり、STEP2 において水位が路床上面から舗装天端になるまでの状態を連続式で表すことができない (図-4.10)。

よって、水収支計算は以下に示すような手順により、時間ごとに水位、路床浸透量、貯留量を逐次計算していくこととする。



逐次計算は以下の手順で行う。

- a) ある時間 t_n における水位 H_n 、路床浸透量 $Q(H_n)$ と Δt 時間の有効雨量 M から Δt 時間の貯留量増加量 ΔV を求める。

$$M - Q(H_n) = \Delta V \quad (4.15)$$

ただし、 $M < Q(H_n)$ の場合 $\Delta V = 0$ 。

b) ある時間 t_n における貯留量を V_n , Δt 時間の貯留量増加量を ΔV とすると,

$$V_n + \Delta V = V_{n+1} \quad (4.16)$$

ただし, $t_n + \Delta t = t_{n+1}$

c) 貯留量 V_{n+1} から時間 t_{n+1} の水位 H_{n+1} を求める.

貯留量と水位には以下の関係がある.

・ $0 \leq H \leq H_1$ の場合, ただし, H_1 : 1 層目 (碎石層) の路床上面からの高さ

$$H = V / \{ (\alpha_1 - R_1) / 100 \} \quad (4.17)$$

ただし, $(\alpha_1 - R_1)$: 1 層目の STEP2 での貯留率 (%)

・ $H_1 \leq H \leq H_2$ 場合, ただし, H_2 : 2 層目 (アスコン層) の路床上面からの高さ

$$H = 1 / \{ (\alpha_2 - R_2) / 100 \} \times \{ V - (\alpha_1 - R_1) \times H_1 / 100 \} + H_1 \quad (4.18)$$

ただし, $(\alpha_2 - R_2)$: 2 層目の STEP2 での貯留率 (%)

d) 時間 t_{n+1} の水位 H_{n+1} が求まることにより, a) に戻り, 路床浸透量, 有効雨量から貯留量増加量を算出する.

計算に用いる入力値は,

- ① 有効雨量
- ② 路床の浸透性能
- ③ 管流出水量
- ④ 舗装材料の貯留率

である.

(4) STEP3 (舗装上面まで湛水し, 表面流出水が発生している状態) での水収支計算方法

STEP3 での水収支式は式 (4.19) のようになる.

$$M = Q(H_{\max}) + Q_{\text{out}}(H_{\max}) + Q_s \quad (4.19)$$

ただし, M : Δt 時間における有効雨量

$Q(H_{\max})$: 最大水位 $H_{\max}$ における路床への浸透量 (27 ページ参照)

$Q_{\text{out}}(H_{\max})$: 最大水位 $H_{\max}$ における管流出水量 (28 ページ参照)

Q_s : 表面流出量

によって求められる. ただし, 路床浸透をしない場合は $Q(H_{\max}) = 0$, 放流孔を設けない場合は $Q_{\text{out}}(H_{\max}) = 0$ とする.

(5) 単位面積あたりの流出雨水量の算定

STEP2 および STEP3 の水収支計算により, ある時間における放流孔から排水された水量 Q_{out} , および表面から流出した水量 Q_s が算出される. ある時間における単位面積あたりの流出雨水量 F は,

$$F = Q_{\text{out}} + Q_s \quad (4.20)$$

となる.

4-6-3 合理式による透水性舗装設置区間の流出ハイドログラフの作成

水収支計算により、ある時間における単位面積あたりの流出雨水量 F が算出される。それより、図-4.11 に示すように透水性舗装設置区間全体の流出雨水量を合理式により求め、流出ハイドログラフを作成する。特定都市河川浸水被害対策法においては洪水到達時間を10分と指定している。

図-4.11 の手順で作成された流出ハイドログラフを透水性舗装設置区間の流出雨水量-時間曲線とする。これを道路設置区間全体の流出ハイドログラフ作成の際に、他対策工区の流出ハイドログラフと合計する。

また、透水性舗装単独で原地盤の雨水流出性能と比較する場合には、この流出ハイドログラフの最大値を最大流出雨水量とし、これとハイエトグラフの最大雨量との比を原地盤の流出係数と比較して評価する。

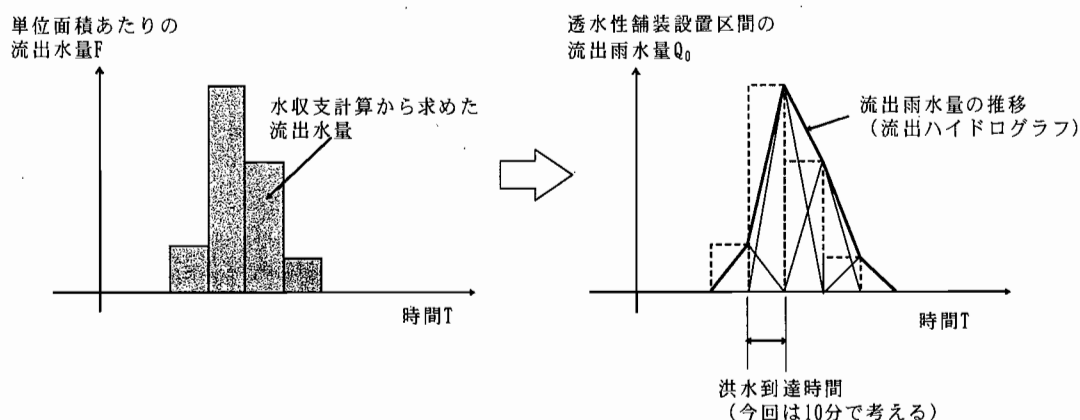


図-4.11 流出ハイドログラフ作成方法

4-7 舗装構造の決定

4-6 で流出抑制性能が目標を満足した場合、コスト、周辺環境等の条件からより最適な舗装構造となっているか確認を行い、舗装構造を最終的に決定する。

4-8 施工

4-8-1 基本的事項

一般的な事項は「舗装の構造に関する技術基準・同解説」,「舗装設計施工指針」,「舗装施工便覧」等を参考にすればよい。透水性舗装の施工として、特に留意すべき事項を以下に述べる。

4-8-2 留意する事項

透水性舗装の施工は耐久性を確保し、かつ水収支計算で使用した貯留率を満たす空隙を確保する必要がある。また、舗装材料、材料間の境界層が十分な透水性能を有することも必要である。

1) 表層・基層の施工

耐久性の面から締固め度を96%以上確保し、かつ、100%（貯留率設計時の締固め度）を超えないようにする。

2) 上層路盤の施工

上層路盤も表層・基層と同様に、耐久性の面から規定する締固め度を96%以上確保し、かつ、100%（貯留率設計時の締固め度）を超えないようにする。

3) タックコート、プライムコートの施工

タックコートは原則として塗布しないこととする。ただし、基層で一旦交通解放する等の場合は、通常使用されるもの(PK-4 および PKR-T)を0.4リットル/m²以下の量で塗布する。

プライムコートは原則として塗布しないこととする。ただし、施工時における下層路盤への雨水浸食等で下層路盤の強度低下が懸念される等の場合は、高浸透性のものを使用する。

4) 下層路盤の施工

下層路盤材である粒状路盤材料は耐久性の面から96%以上確保し、かつ、過転圧がない（100%（貯留率設計時の締固め度）を超えない）ようにする。また、粒状路盤材料の透水能力は含水比によっても影響されるので、設計時の空気間隙率（最適含水比で100%締固めた場合の空気間隙率）の値から図-4.4を用いて施工時の含水比の最適含水比からの誤差の許容値を読みとり、含水比を調整する。

含水比の管理は原則としてプラントで行う。施工時は、含水比がプラント出荷時と大きく変化することがないように、長期間の下層路盤材の放置は避ける。また、長期間現場に路盤材を仮置きし、含水比が変化したと考えられる場合には、現場で含水比の管理を行って、施工するものとする。

5) フィルター層およびジオテキスタイルの施工

フィルター層を設置する場合は厚さが均一になるように敷き均し、フィルター層を荒らしたり、路床土が混入しないように整正、転圧を行う。ジオテキスタイルは施工時に破損することがないように設置し、ラップ部は10~20cm程度ラップ長を設ける。

6) 路床の施工

路床浸透を設計に組み込んでいる透水性舗装の路床整正を行う際は、過度に重機で締固め、路床土の透水試験を行った際の密度と大きく変化することのないようにする。RI 密度計による原地盤との密度比較や付録-2 に示すような透水試験等での原地盤との浸透性能を比較して確認を行う。

7) 既設舗装との継ぎ目の施工

透水性舗装設置区間から既設舗装へ構造が変化する場合は、既設舗装の路盤以下への水の浸入を防ぐために両舗装の工区境界断面に乳剤を塗布したり、土木用遮水シート、不透水なアスファルト混合物等の設置を行うものとする。

8) 集水管の施工

集水管は設計通りに所定の場所に、所定の勾配で設置する。集水管は良質なフィルター材を巻く等、孔の部分から細粒分が入り込むことがないように設計するが、その対策が設計通りに施工されているか確認する。

また、集水管の施工に際しては、締め固め時に破損しないように集水管の周りをフィルター材で保護する等の対策が必要である。

9) 放流孔の施工

放流孔は設計通りに所定の位置に、所定の大きさに施工されているか確認を行う。なお、下水道が合流式の場合で、下水が満水となることにより下水の舗装内へ逆流が懸念される場合には、図-4.12 に示す「下水道施設計画・設計施工指針と解説」((社)日本下水道協会)に記載されているようなフラップゲート等の逆流防止弁の設置等で、逆流防止対策を行うものとする。

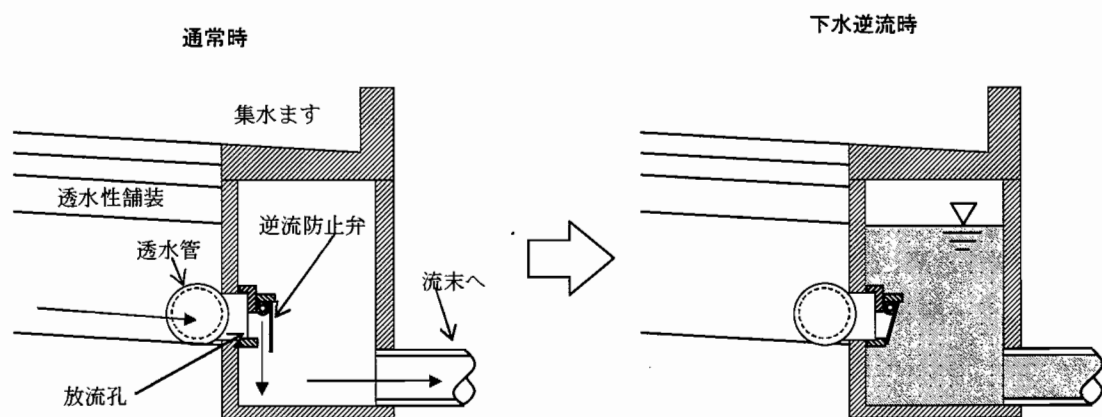


図-4.12 逆流防止弁設置例

4-9 性能の確認

4-9-1 舗装としての一般的な性能の確認

一般的な舗装としての耐久性は、「舗装の構造に関する技術基準」別表 1 に規定する T_A 法で必要とされる等値換算厚を有するか否かにより、所要の疲労破壊抵抗性能を有するか確認を行う。ただし、路床土が粘性土で、集水管・放流孔による排水を行わない場合は、舗装厚の割り増し分も加えて評価する。

耐久性の観点からの各舗装材料出来形・品質管理は、従来の舗装で行ってきたものと同様に行う。具体的には「舗装の構造に関する技術基準」別表 1、「舗装設計施工指針」の 125～136 ページの記述を参照にする。

4-9-2 雨水流出抑制性能の確認

透水性舗装の雨水流出抑制性能の確認は、水収支計算で必要となる路床の浸透能力、舗装材料の貯留率が、水収支計算時に設定した値を満足しているか確認を行う。確保されていない場合は、これらの実測値を用いて水収支計算を新たに行う。また、水収支計算で直接使用しないものの、舗装材料の透水性能の確認も行う。調査項目の確認方法を以下に記載する。

1) 表基層および上層路盤の性能確認

表基層および上層路盤については、使用するアスファルト混合物の貯留率、透水係数を確認する。貯留率の性能確認は、締固め度をプラントでのコア調査等で測定し、設計時に貯留率を想定した際の締固め度（通常は 100%）以下となり、かつ耐久性を確保するために 96% 以上確保していることにより行う。透水係数の確認も設計時に透水試験を行った状態の空隙率を確保しているか確認を行うほか、採取したコアで透水試験を実施して確認してもよい。

2) 下層路盤の性能確認

下層路盤については、粒状路盤材料の透水能力と貯留率の確認を行う。設計した透水性能、貯留率を確保できるような締固め度の値以下となり、かつ耐久性を確保するために 96% 以上確保していることを確認する。確認方法は、施工中または施工後に、RI 密度計、砂置換法、試料採取等により、締固め度を測定することにより行う。

3) フィルター層およびジオテキスタイル層の性能確認

フィルター層は計画高さどおりに設置しているか確認を行う。ジオテキスタイルは指定したラップ長を確保しているか確認をするとともに、破損がないか目視等で確認を行う。

4) 路床の性能確認

路床浸透型タイプの透水性舗装の路床整正を行った場合には、整正後の路床土の浸透能力の確認を行う。確認方法は、整正後の路床土の密度と水収支計算を行う際に透水試験を行った状態での密度を比較し、大きく変化していないことを確認することにより行う。また、付録-2 で示すような現場透水試験や、必要であれば施工後の路床土をサンプリングし、室内透水試験を実施してもよい。

4) 集水管の性能確認

集水管は所定の材料で、所定の位置に破損することなく設置されているか確認を行う。また、フィルター材等で集水管を保護する場合は、それらの設置が所定の材料で、所定の位置に設置されているか目視、出来形により確認を行う。

5) 放流孔の性能確認

放流孔は所定の位置に、所定の大きさで設置されているか確認を行う。また、放流孔が設置している集水ます等が、放流孔以外の場所から舗装内の水が浸入するようなひび割れ、破損等がないか目視、出来形により確認を行う。

第5章 浸透・貯留施設の設計・施工

5-1 概説

本章では、路面雨水処理施設として舗装外に設けられる浸透施設および貯留施設の、計画・設計・施工に関する一般的な技術的事項を示す。

5-2 浸透・貯留施設の種類

道路路面雨水用の浸透施設には、浸透トレンチ、浸透ます、浸透側溝、道路浸透ます等がある。また、貯留施設には、地表面貯留と地下貯留がある。（図-5.1、図-5.2）

1) 浸透施設の種類

- ① 浸透トレンチ：浸透トレンチは、掘削した溝に碎石と有孔管を設置したもので、集水した雨水を側面および底面から地中へ浸透させる施設である。
- ② 浸透ます：浸透ますは、ます本体が透水性を有するもので、集水した雨水をますの側面や底面から地中へ浸透させる施設である。
- ③ 浸透側溝：浸透側溝は、側溝本体が透水性を有するもので、集水した雨水を側溝の側面や底面から地中へ浸透させる施設である。
- ④ 道路浸透ます：道路排水を対象に浸透ますと浸透トレンチを組合わせた施設である。

2) 貯留施設の種類

- ① 地表面貯留：公園、校庭・広場・屋上等に本来の土地利用機能を損なうことがないよう主として浅い水深にて雨水を一時貯留することにより雨水の流出抑制を図る施設である。
- ② 地下貯留：地下に貯留槽を設け、雨水を一時貯留することにより雨水の流出抑制を図る施設である。

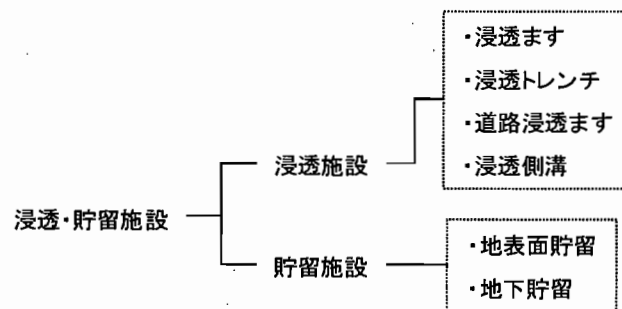


図-5.1 浸透・貯留施設の分類

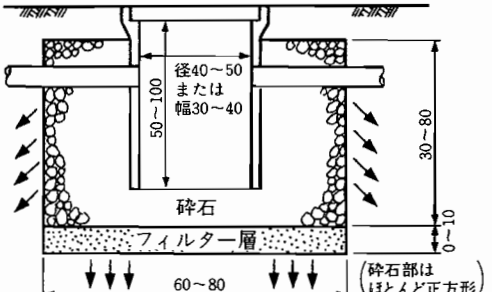
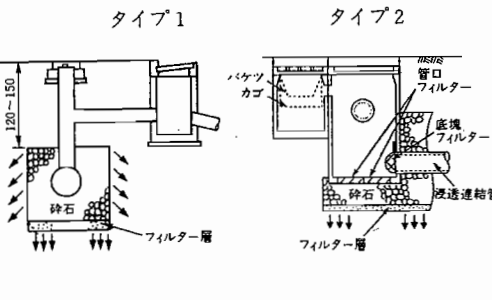
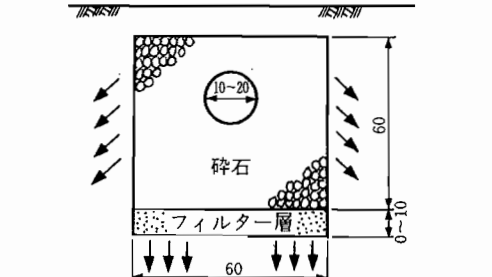
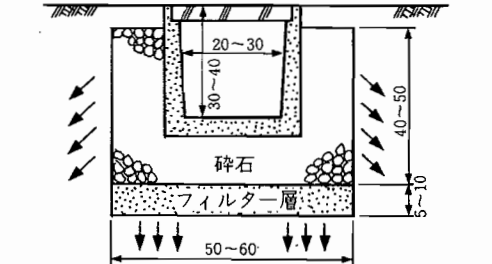
	構 造 (数値はcm)	施 設 の 概 要
浸透ます		ますの周辺を砕石で充填し、集水した雨水をその底部および側面から地表の比較的浅い部分に浸透させるます類である。ますは、有孔コンクリートやポーラスコンクリートを用いる場合が多く、その形状は丸形と角形がある。しかし浸透ますからの浸透量を規定するのは砕石部の形状であり、ますが丸形でも砕石部が角形の場合は角形ますとして取り扱うことになる。
道路浸透ます		道路排水を対象にした浸透ます等を総称している。道路浸透ますでは、土砂、落葉、ゴミなどの流入を防ぐために様々な工夫をしている場合が多い。また、汚染の著しい初期雨水を流入させないよう工夫したものもある。 図は東京都で用いられている構造を一例として示したものである。タイプ1は下水管への接続管を浸透施設への接続管より低くし初期雨水は下水道に流入するように工夫されている。一方、タイプ2は初期雨水から浸透させる構造になっているが、ごみ除け用のバケツ、カゴおよびフィルター等を設置し、目づまりに対する対策を実施している。
浸透トレンチ		掘削した溝に砕石を充填し、さらにこの中に流入水を均一に分散させるために透水性の管を布設したものである。浸透トレンチは、雨水排水施設として兼用される場合が多いため、透水管径、勾配等は、これらの機能を損なわないように配慮する必要がある。
浸透側溝		透水性のコンクリート材を用い、側溝底面および側面を砕石で充填し、集水した雨水をその底面および側面より浸透させる側溝類である。公園やグラウンドに設置すると土砂、ゴミなどの流入による機能低下を起こす場合が多いので、設置場所に応じて適切な維持管理が必要である。

図-5.2 浸透施設の一般的構造

(「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, 1995)

5-3 設計の基本的考え方

浸透・貯留施設設置の検討フローを図-5.3に示す。

1) 施設の概略選定

浸透・貯留施設の検討では、まず、対象区域の地形・地質、地下水条件、流末条件、周辺の土地利用状況、地盤の浸透能力等に関する調査を実施し、浸透施設、貯留施設のどちらで対応するかをおおまかに定める。浸透施設を考える場合には、1-2-2に示す留意事項にしたがって施設設置の可否を判断する。その結果、浸透施設の設置が不適であると判断される場合には、貯留施設による雨水処理を検討する。

2) 目標最大流出雨水量の設定

浸透・貯留施設の目標最大流出雨水量（基準降雨時における浸透・貯留施設からの流出雨水量の最大値についての目標値）を設定する。目標最大流出雨水量は、雨水浸透阻害行為区域全体の計画と浸透・貯留施設の集水条件から設定する。

3) 施設種類・規模の決定

浸透・貯留施設の種類や規模等を仮設定し、基準降雨時の水収支計算を実施する。水収支計算で算定された施設からの流出雨水量の最大値について（2）で設定した目標最大流出雨水量と比較し、算定流出雨水量の最大値が目標最大流出雨水量を下回り、かつ経済的であれば施設の種類・規模が決定となる。一方、流出雨水量の最大値が目標最大流出雨水量を上回れば、施設の種類や規模等を変えて水収支計算を繰り返す。浸透施設の検討において、スペースや経済性の観点から施設規模の拡大がこれ以上困難であると判断される場合には、不足分は貯留施設によって対応するとよい。

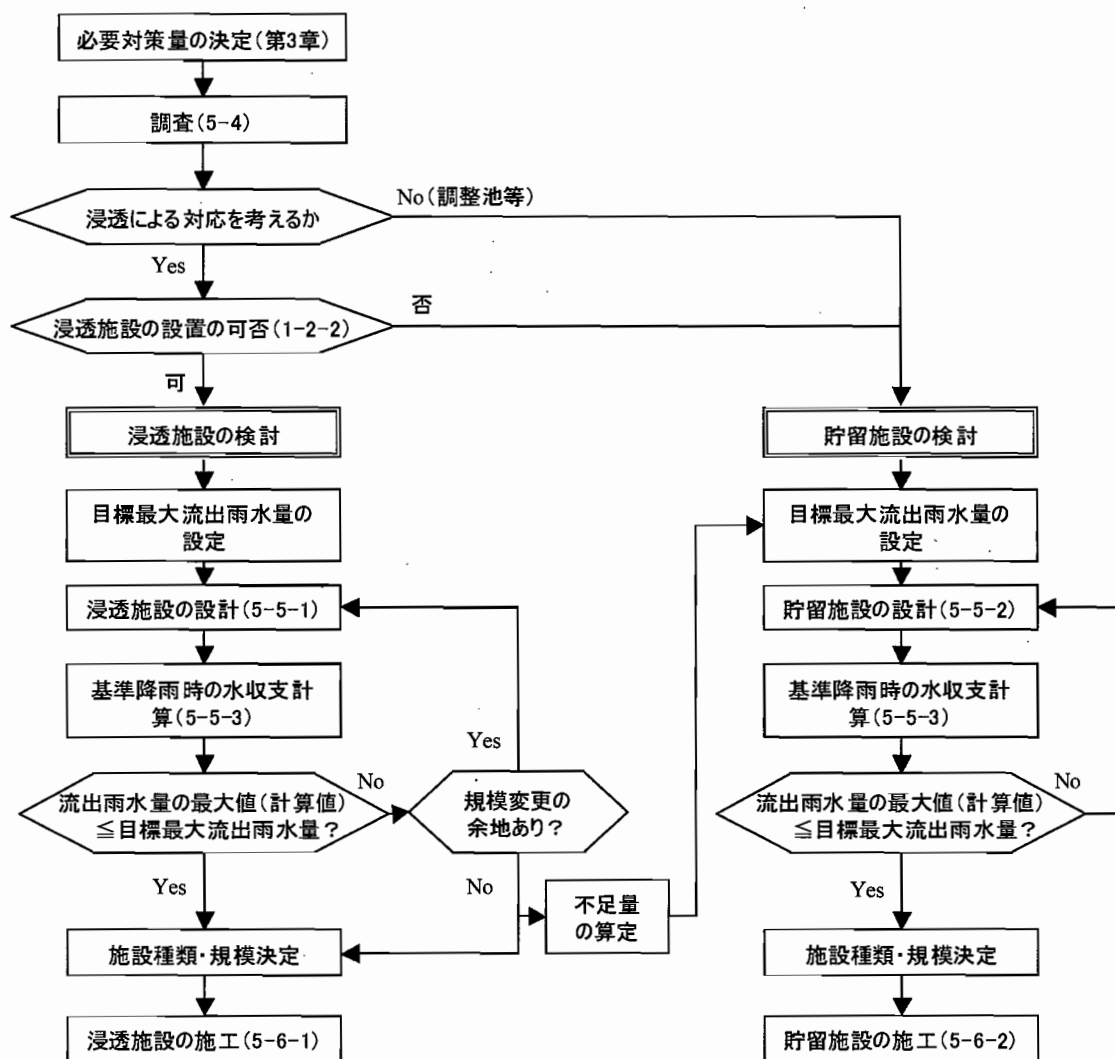


図-5.3 浸透・貯留施設設置の検討フロー

() は本マニュアルにおける記述箇所となる項・節番号を示す。

5-4 調査

浸透・貯留施設の計画では、交通条件、周辺の地形条件、土地利用条件、地質条件、地下水位条件、流末条件、環境条件等の情報が必要であり、既存資料の収集・整理を実施するとともに、必要に応じて現地踏査による調査を行う。

浸透施設の設計では、特に地盤の浸透能力が重要な因子となる。地盤の浸透性能の調査方法については、4-3-1 を参照されたい。また、調査手法等の詳細については、「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、1995）を参照されたい。

<必要な情報>

- ① 地形図、地質図、地下水位、ボーリング資料等
- ② 土地利用図
- ③ 施設計画、排水・流末計画
- ④ 地盤の浸透能力（4-3-1 参照）
- ⑤ 交通条件

5-5 雨水流出抑制性能の評価

5-5-1 浸透施設

(1) 基本方針

浸透施設の設計では、目標最大流出雨水量を満足するように浸透施設の種類・形状・規模を決定する。浸透量の算定方法は（2）に示す方法を標準とする。

(2) 浸透量の算定

1) 単位設計浸透量 q

単位施設規模あたり（浸透トレンチは 1m あたり、浸透ますは 1 個あたり）の設計浸透量を単位設計浸透量という。単位設計浸透量 q は、次式のように、基準浸透量 q_f に浸透能力低下係数 C を乗ずることで算出する。

$$q = C \times q_f \quad (5-1)$$

ただし、 q ：単位設計浸透量（ $\text{m}^3/\text{hr}/\text{単位施設規模}$ ）

q_f ：基準浸透量（ $\text{m}^3/\text{hr}/\text{単位施設規模}$ ）

C ：浸透能力低下係数

2) 基準浸透量 q_f

基準浸透量 q_f は、次式で計算する。

$$q_f = 36 \times k_0 \times K_f \quad (5-2)$$

ただし、 q_f ：基準浸透量（浸透トレンチは $\text{m}^3/\text{hr}/\text{m}$ ，浸透ますは $\text{m}^3/\text{hr}/\text{個}$ ）

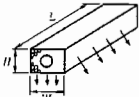
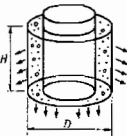
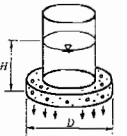
k_0 ：飽和透水係数（ cm/s ）

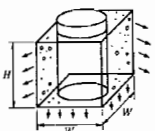
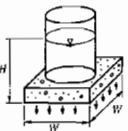
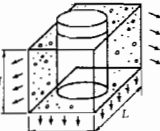
K_f ：比浸透量（浸透トレンチは m^2/m ，浸透ますは $\text{m}^2/\text{個}$ ）

3) 比浸透量 K_f

比浸透量 K_f は、浸透施設の形状と設計水頭に依存する定数で、表-5.1 の簡便式で算定する。

表-5.1 各種浸透施設の比浸透量

施設		浸透側溝および浸透トレンチ		円筒ます			
浸透面		側面および底面		側面および底面		底面	
模式図							
算定式の適用範囲の目安	設計水頭	約 1.5m		約 1.5m		約 1.5m	
	施設規模	幅約 1.5m		0.2m ≤ 直径 ≤ 1m	1m < 直径 < 10m		
基本式		$K = aH + b$ 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)	$K = aH + b$ 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	3.093		0.475D + 0.945	6.244D + 2.853	1.497D - 0.100	2.556D - 2.052
	b	1.34W + 0.677		6.07D + 1.01	0.93D + 1.606D - 0.773	1.13D + 0.638D - 0.011	0.924D + 0.993D - 0.087
	c			2.570 - 0.188			

施設		正方形ます						矩形ます	
浸透面		側面および底面			底面			側面および底面	
模式図									
算定式の適用範囲の目安	設計水頭	約 1.5m			約 1.5m			約 1.5m	
	施設規模	幅 ≤ 1m	1m < 幅 ≤ 10m	10m < 幅 < 80m	幅 ≤ 1m	1m < 幅 ≤ 10m	10m < 幅 < 80m	延長約 200m, 幅約 4m	
基本式		$K = aH^2 + bH + c$ H: 設計水頭 (m) W: 施設幅 (m)	$K = aH + b$ H: 設計水頭 (m) W: 施設幅 (m)	$K = aH + b$ H: 設計水頭 (m) W: 施設幅 (m)	$K = aH + b$ H: 設計水頭 (m) W: 施設幅 (m)	$K = aH + b$ H: 設計水頭 (m) W: 施設幅 (m)	$K = aH + b$ H: 設計水頭 (m) W: 施設幅 (m)	$K = aH + b$ H: 設計水頭 (m) W: 施設幅 (m) L: 施設延長 (m)	
係数	a	0.120W + 0.985	-0.453W + 8.289W + 0.753	0.747W + 21.355	1.676W - 0.137	-0.204W + 3.166W - 1.936	1.265W - 15.670	3.297L + (1.971W + 1.663)	
	b	7.837W + 0.82	1.458W + 1.27W + 0.362	1.263W + 4.295W - 7.649	1.496W + 0.671W - 0.015	1.345W + 0.736W + 0.251	1.259W + 2.336W - 8.13	(1.401W + 0.684)L + (1.214W - 0.834)	
	c	2.858W - 0.283							

（「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，1995）

4) 浸透能力低下係数 C

浸透能力低下係数 C は、浸透施設へのゴミや土砂の流入による浸透能力の低減、地下水位の影響による浸透能力の低減等を考慮する係数である。浸透施設へのゴミや土砂の流入量は、現場周辺の条件によって大きく異なること、浸透能力の経年変化について調査した結果が少ないことなどから一概に定めることは困難である。

本マニュアルでは、雨水浸透施設技術指針[案]を参考に、浸透能力低下係数として $C = 0.81$ (地下水位の影響係数 $0.9 \times$ ゴミ・土砂流入による影響係数 0.9) を目安とする。ただし、この値は、浸透施設へのゴミや土砂の流入を防止する泥だめますやフィルター等を設置し、適切な維持管理を行うことを前提としていることに注意が必要である。

(3) 浸透施設の構造設計上の留意点

各浸透施設に用いる材料や標準構造については、「雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編」(社団法人 雨水貯留浸透技術協会, 1997) に詳述されているので参照されたい。

なお、浸透施設を道路に近接して設置する場合には、以下に留意が必要である。

- ① 上載荷重に対して十分な耐久性を有するように、材料および土被りの設計を行う。
- ② 凍上のおそれのある地域では、地盤の凍結深さを考慮して浸透施設の浸透位置を凍結深さ以上とすることも考慮する。
- ③ 既設埋設物(埋設管等)に近接して浸透施設を設置する場合は、浸透水による悪影響が生じないように離隔距離に注意する。
- ④ 既設構造物に近接して浸透施設を設置する場合は、浸透施設を設置するための掘削によって、構造物の安定性に悪影響を及ぼさないように注意する。

5-5-2 貯留施設

(1) 基本方針

貯留施設の設計では、目標最大流出雨水量満足するように排水方式の選定、放流量の算定、必要貯留量の算定を行う。

(2) 放流量の算定

放流方法には、放流孔による自然排水と、ポンプによる強制排水とがある。自然排水による場合、土砂やゴミによる放流孔の閉塞が生じないように、放流孔のサイズは高さ、幅ともに 10cm 以上(直径 10cm 以上)を原則とする。

1) 自然排水による放流量の算定

自然排水による放流量 Q_c (m^3/s) の計算では、次の流量公式を用いる。

$$H \leq 1.2D \text{ のとき} \quad Q_c = 1.7 \sim 1.8 \times B \times H^{3/2} \quad (5-3)$$

$$H \geq 1.8D \text{ のとき} \quad Q_c = C \times B \times D \times \{2 \times g \times (H - D/2)\}^{1/2}$$

ただし、 C : 流量係数 (ベルマウスを有するとき $C=0.85 \sim 0.95$, ベルマウスのつかない場合は $C=0.6 \sim 0.8$), g : 重力加速度, B : 放流孔の幅 (m), D : 放流孔の高さ (m)。

1. $2D < H < 1.8D$ のときは、 $H=1.2D$ での Q_c と $H=1.8D$ での Q_c を用い直線近似を原則とするが、孔の高さ (管径) が 10cm 程度までであれば、 $1.2D < H < 1.8D$ 間は非常に限られた区間であるので、上 2 式で求めた値の小さい方の値を用いてよい。

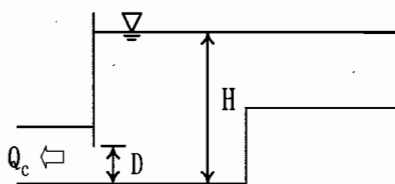


図-5.4 放流孔の構造

2) ポンプによる放流量

ポンプによる放流量は、機種と揚程からグラフにより排水量を求める。

(3) 貯留施設の構造設計上の留意点

貯留施設の標準構造や設計法の詳細については、「防災調整池等技術基準 (案) 解説と設計実例」(社団法人 日本河川協会)、「流域貯留施設等技術指針 (案)」(社団法人 日本河川協会)を参照されたい。

なお、貯留施設の設計では、次項に留意が必要である。

- ① 施設からの排水が円滑に行われるように適度な底面勾配を付す。
- ② 地下貯留施設の設計において、地下水位が高い場合は、浮力による浮き上がりに注意する。

5-5-3 水収支計算方法

浸透・貯留施設による対策量の確認は、以下の水収支計算によって行うものとする。

設計例については、付録-6 および付録-8 を参照されたい。

(1) 浸透施設の計算法

浸透施設の計算法としては、設計浸透量を一定とする計算法 (一定量差し引きモデル) と、施設内の貯留量と湛水深の変化による浸透量の変化を考慮する計算法 (貯留浸透モデ

ル)がある。一定量差し引きモデルは、計算が簡便であるが、浸透施設の有する貯留機能を見込むことができない。したがって、一定量差し引きモデルによって施設の概略規模を設定した後、貯留浸透モデルによって対策量の確認および施設規模の修正を行うとよい。

1) 一定量差し引きモデル

一定量差し引きモデルは、設計水頭における設計浸透量を浸透施設への流入ハイドログラフから一定量差し引く方法である。設計浸透量がそのまま利用できる最も簡便な方法であるが、浸透施設が雨水に満たされる前から設計水頭における設計浸透量を浸透させるため、浸透施設が有する貯留機能を見込むことはできない。

- ① 流入量：浸透施設に流入するハイドログラフ Q を作成する。
- ② 浸透量：式 (5-1)、式 (5-2) により、設計水頭 H に対する施設の単位設計量 q を求め、施設規模 N (浸透トレンチの場合は m 、浸透ますの場合は個) を乗じて浸透施設からの浸透量 I として設定する。なお、流入量 Q が I よりも小さい時点の浸透量は流入量 Q に等しいとする。
- ③ 流出雨水量： Q から I を引くことで浸透施設からの流出雨水量を計算する。

2) 貯留浸透モデル

貯留浸透モデルでは、浸透施設からの浸透量が施設内の湛水深により変化する点に着目しており、浸透施設の貯留と浸透の機能を 1) の手法よりも厳密に評価する。

- ① 流入量：浸透施設に流入するハイドログラフ Q を作成する。
- ② 貯留量・浸透量・溢流量：

浸透施設の浸透量、貯留量、溢流量を以下の手順により算定する。

- a) ある時刻の流入量 Q_n が全て貯留されるとして貯留量 S'_n を求める。

$$S'_n = Q_n \times \Delta t + S_{n-1} \quad (5-4)$$

ここで、 Δt ：計算時間間隔、 n ：時刻を表す添字

- b) 貯留量 S'_n を次式で水深 h_n に換算する。

$$h_n = S'_n / (a \times A) \quad (5-5)$$

ここで、 A ：施設の底面積、 a ：施設の空隙率

- c) 湛水深 h_n の時の浸透量 I_n を次式により算定する。

$$I_n = q(h_n) \times N \quad (5-6)$$

ここで、 $q(h_n)$ ：湛水深 h_n の時の単位設計浸透量、 N ：施設規模 (m , 個)

- d) 次式で浸透施設からの溢流量 O_n を算定する。

$$S'_n \geq I_n \times \Delta t + S_{\max} \text{ のとき } O_n = (S'_n - I_n \times \Delta t - S_{\max}) / \Delta t \quad (5-7)$$

$$S'_n < I_n \times \Delta t + S_{\max} \text{ のとき } O_n = 0$$

ここで、 $S_{\max}$ ：施設の最大貯留量

- e) 浸透処理後の貯留量を次式で求め、a) に戻る。

$$S_n = S'_n - I_n \times \Delta t - O_n \times \Delta t \quad (5-8)$$

(2) 貯留施設の計算法

貯留施設については、上に述べた貯留浸透モデルと同様の方法で水収支計算を行う。具体的には、式(5-4)～式(5-8)における浸透量 I_n が貯留施設からの放流量 $Q_{c,n}$ になる。

- ① 流入量：貯留施設に流入するハイドログラフ Q を作成する。
- ② 貯留量・放流量：以下の手順により算定する。
 - a) ある時刻の流入量 Q_n が全て貯留されるとして式(5-4)により貯留量 S'_n を求める。
 - b) 貯留量 S'_n を式(5-5)により水深 h_n に換算する。
 - c) 湛水深 h_n の時の放流量 $Q_{c,n}$ を算定する。排水方式が自然排水の場合は式(5-3)を用いる。また、ポンプ排水の場合は機種と揚程からグラフにより排水量を求める。
 - d) 放流後の貯留量を次式で求め、a)に戻る。

$$S_n = S'_n - Q_{c,n} \times \Delta t \quad (5-9)$$

5-6 施工

5-6-1 浸透施設の施工

浸透施設の施工では、施設および地盤の浸透能力を損なわないように配慮することが重要である。

- ① 掘削面を締固めないよう配慮する。
- ② 施設内に土砂等が流入しないように配慮する
- ③ 施工は晴天時に行うのが望ましい。
- ④ 浸透トレンチや浸透側溝などでは、勾配の管理を行う。
- ⑤ 工事完了後、浸透能力試験を行うのが望ましい。
- ⑥ 浸透施設の接続先が合流式の下水で、汚水の逆流が懸念される場合には、フラップゲート(図-4.12 参照)等の逆流防止弁を設置するなどの対策を行うものとする。また、防臭対策として、必要に応じて雨水トラップを設置する。逆流防止弁や雨水トラップの構造については、「下水道施設計画・設計施工指針と解説」(社団法人 日本下水道協会)などを参考にするとよい。

各浸透施設の施工方法および手順については、「雨水浸透施設技術指針[案] 構造・施工・維持管理編」(社団法人 雨水貯留浸透技術協会, 1997)を参照されたい。

5-6-2 貯留施設の施工

貯留施設の施工では、施設の貯留機能を損なわないように配慮することが重要である。

- ① 放流孔位置等が設計どおりであることを確認する。
- ② 施設からの排水が円滑に行われるよう勾配の管理を行う。
- ③ 施設および配管からの漏水が生じないよう遮水を行う。

- ④ 貯留施設の接続先が合流式の下水で、汚水の逆流が懸念される場合には、フラップゲート等の逆流防止弁を設置するなどの対策を行うものとする。また、防臭対策として、必要に応じて雨水トラップを設置する。逆流防止弁や雨水トラップの構造については、「下水道施設計画・設計施工指針と解説」（社団法人 日本下水道協会）などを参考にするとい。

第6章 開発区域の最大流出雨水量の算定と評価

6-1 概説

開発区域の最大流出雨水量を算定し、目標最大流出雨水量以下となっていることを確認する。最大流出雨水量が目標最大流出雨水量より大きい場合は、対応策を検討する。

6-2 最大流出雨水量の算定と評価

透水性舗装、浸透・貯留施設のうち、単独の雨水流出抑制対策を採用した場合は、第4章および第5章の手順で求めた流出ハイドログラフから最大流出雨水量を読み取って、目標最大流出雨水量との比較を行って評価する。

複数の雨水処理対策の組み合わせを採用した場合は、図-3.3に示すように、個々の対策ごとに計算した流出ハイドログラフを合計することにより開発区域の流出ハイドログラフを作成し、最大流出雨水量を読み取って、目標最大流出雨水量との比較を行って評価する。

6-3 目標最大流出雨水量を満足しない場合の対応策

開発区域の最大流出雨水量が目標最大流出雨水量以上となる場合は、主として以下の対応策を考える。現場条件、目標最大流出雨水量の設定等の諸条件により有効な方策は現場ごとに異なる。よって現場条件を考慮した上で、現場条件に合った有効な対応策をとるようにする。

- ① 開発区域外の既設舗装の浸透化、浸透・貯留施設での雨水処理による対応
- ② 雨水処理対策の変更、雨水処理施設が処理する水量の分担割合を変更
- ③ 透水性舗装や浸透・貯留施設の構造変更

これらの対応策を単独、もしくは組み合わせて対応する。

第7章 今後の課題

7-1 概説

車道への透水性舗装および浸透・貯留施設の導入の検討は近年始まったばかりであり、十分な知見が蓄積されているとはいえず、本マニュアルは暫定的なものである。今後の課題としては主に以下のものが挙げられる。

- ① 舗装としての長期的な耐久性への影響
- ② 雨水流出抑制性能の持続性
- ③ 雨水浸透の観点からの維持管理手法

これら残された課題に対して調査研究を行う必要があり、追跡調査等のデータが必要である。

7-2 確認が望ましい事項

車道透水性舗装については舗装として一般的な管理を行う必要がある。また、車道透水性舗装および浸透・貯留施設の雨水流出抑制性能の持続性を確認する必要もある。これらについて、適切に維持・管理を行う必要がある。

7-2-1 透水性舗装の維持管理

1) 舗装としての耐久性に係わる維持管理

適切な路面状態が確保されているか日常点検により異常、破損の有無を確認する。

2) 雨水流出抑制性能に係わる維持管理

透水性舗装の雨水流出抑制性能を維持するため、特に以下の点について留意し、確認を行う。

- ① 舗装の空隙にゴミ等が詰まり、降雨時に路面滞水が発生していないか確認を行う。舗装内への雨水浸透が著しく限定されている場合は、適時空隙に詰まったゴミ等の除去を行う。
- ② 放流孔を設置した場合、放流孔にゴミ等が詰まっていないか適時点検を行う。

なお、7-2-2 で述べる浸透・貯留施設の維持管理に記載した事柄も参考にすればよい。

7-2-2 浸透・貯留施設の維持管理

浸透・貯留施設の雨水流出抑制性能を維持するため、特に以下の点について留意し、確認を行う。

- ① 土砂・ゴミ等の流入により浸透能力が低下しないように、定期的に点検・清掃を実施する。補修を要する場合は速やかに補修を行う。清掃の方法として、人力清掃のほか、

高圧洗浄機による洗浄やバキューム車による吸引等がある。

- ② 点検・清掃は、地形的にゴミのたまりやすい場所（坂の下や駐車場付近、周囲に畑・グラウンド等がある場所）について、特に梅雨期、台風シーズン等の雨期の前に必要に応じて行う。
- ③ 大雨直後の清掃、衛生管理などに十分留意する。また、出水、地震直後においては施設の巡視を行う。

＜巡視項目＞

- 施設の破損
- 施設のゴミ・土砂等の流入状況
- 空隙詰まり状況
- 施設周辺状況

7-3 データの記録・管理

今後残された課題に対し、実道でのデータが必要不可欠である。施工箇所においては、可能な限り施工時、追跡調査をデータとして記録・管理することが望ましい。

なお、実施する追跡調査には以下のようなものが考えられる。

- ① 舗装の耐久性に関する調査
FWD たわみ量、わだち掘れ量、平坦性、ひび割れ率
- ② 雨水流出抑制性能に関する調査
浸透水量測定（現場透水試験）
- ③ その他
舗装下の空洞調査

7-4 一層の技術の確立に向けて

本マニュアルは暫定的なものであり、今後、技術の一層の確立を目指し、検討を続けることが必要である。その際、実路における追跡調査のデータは非常に有益な情報であるため、本マニュアルに基づいて設計・施工された車道透水性舗装および浸透・貯留施設についての効果、性能の持続性等についてとりまとめ、広く情報を共有していくことが必要である。

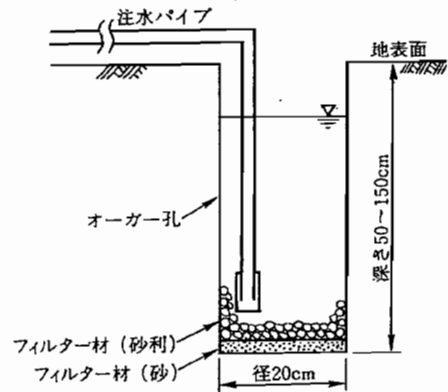
付録

- 付録－1 ボアホール試験方法
- 付録－2 路床土現場浸透試験
- 付録－3 土の粒径，間隙の大きさに基づく飽和透水係数推定方法
- 付録－4 舗装材料の水拘束率・貯留率・透水性能測定方法
- 付録－5 透水性瀝青安定処理配合例
- 付録－6 路面雨水処理施設設計計算例
 - 6－1 概要
 - 6－2 雨水処理目標の算定
 - 6－3 現場条件の設定
 - 6－4 雨水処理施設の選定方法
 - 6－5 雨水処理施設設置例
- 付録－7 透水性舗装の雨水流出抑制性能計算例
 - 7－1 ハイエトグラフ作成方法と有効雨量の算定
 - 7－2 通常法計算例（管排水がない場合）
 - 7－3 簡易法計算例（管排水がない場合の図示法）
 - 7－4 管排水（放流孔からの排水）を行う場合の計算例
 - 7－5 路床浸透と管排水の両方を考える場合の計算例
- 付録－8 浸透・貯留施設設計の計算例
- 付録－9 透水性舗装の設計例
- 付録－10 透水性舗装および浸透・貯留施設のコスト概算計算例
- 付録－11 排水性舗装の雨水流出抑制性能計算例
- 付録－12 用語の解説

付録－1 ポアホール試験方法

1-1 概要

ポアホール試験とは、付図－1.1のような試験施設を原地盤に設置し、原地盤の飽和透水係数を測定する方法である。「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、1995」において原位置での透水試験として詳細が記述されている。よって、試験方法の詳細は「雨水浸透施設技術指針[案]」を参考にするとよいが、概要を以下に示す。



付図－1.1 試験施設

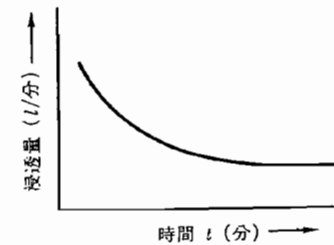
1-2 試験方法

試験施設において、定水位法により透水試験を行う。経過時間毎の注水量から浸透量を求め、ほぼ一定となったとき（付図－1.2）の浸透量を終期浸透量と呼ぶ。終期浸透量は下式により、飽和透水係数 k_0 へ換算される。

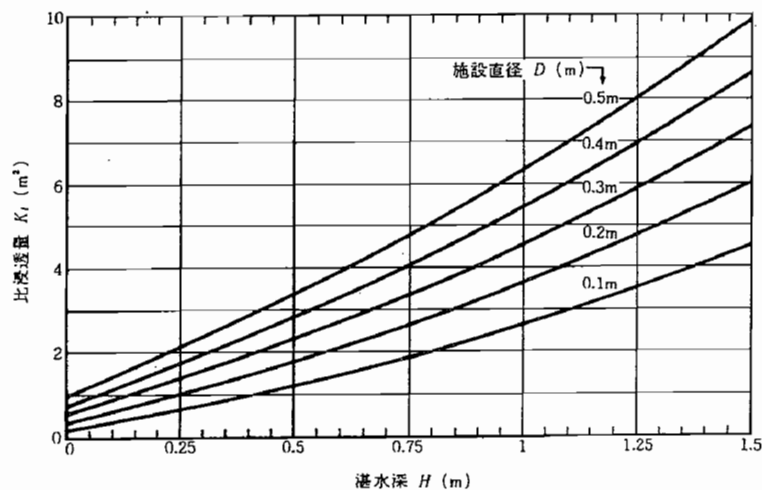
$$k_0 = Q_t / K_t$$

ただし、 k_0 ：飽和透水係数 (m/hr)、 Q_t ：終期浸透量 (m^3/hr)

K_t は試験施設の比浸透量 (m^2) で、施設の形状で決まる定数であり、付図－1.3 より求める。



付図－1.2 浸透量の時間変化



付図－1.3 比浸透量

変水位法による透水試験も提案されているが（「現地浸透実験法の簡略化に関する検討－簡易浸透実験法の提案－」，こうえいフォーラム第 8 号，2000），確立されたものではないため使用する場合は十分な検討が必要である。

付録－2 路床土現場浸透試験

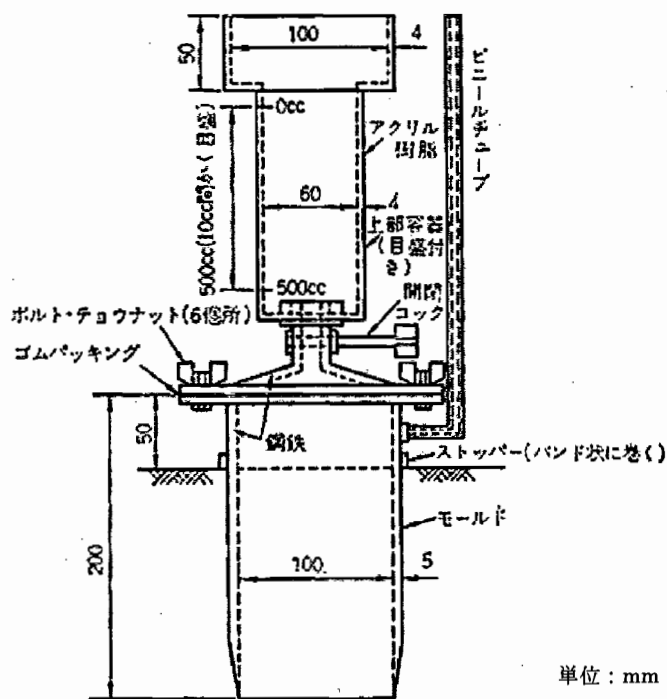
路床土現場透水試験法は「透水性舗装ハンドブック」に記載されている路床の浸透能力を測定する方法である。付図－2.1 に示す試験器を用いて、経過時間に対する浸透量を測定する。測定時間間隔毎の浸透量を測定時間で除すことにより、浸透速度 V (cm/s) が得られる。計算式は

$$V = \Delta Q / (A \times \Delta t)$$

ここで、 ΔQ ：浸透量 (mL)， A ：モールドの断面積 (cm²)， Δt ：測定時間 (s)

ただし、この試験法で得られる浸透速度は、浸透流が円錐状に拡散し、過大な浸透速度を与えてしまうため、単に路床の浸透性能を表す尺度でしかない。

しかし、この試験法は容易で、試験時間も短いことから、現場において路床の構築前と構築後の浸透速度を比較して、路床構築が透水性能に与えた影響を評価する場合等には有用である。



付図－2.1 路床土現場透水試験器

付録-3 土の粒径，間隙の大きさに基づく飽和透水係数推定方法

3-1 概要

土の粒径から飽和透水係数を推定する方法は多数存在するが，実際の透水係数と異なることが多い．よってこれらの方法は透水係数の大体の値を見当つけるのに使用されるべきである．以下に主なものを掲載する．

3-2 飽和透水係数推定方法

(1) Creager (クレージャー) 法

20%粒径 (D_{20}) と飽和透水係数を付表-3.1のように推定できる．

付表-3.1 20%粒径 (D_{20}) と飽和透水係数 (k) の関係 (クレージャー法)

$D_{20}(\text{mm})$	$k(\text{cm/s})$	土質分類	$D_{20}(\text{mm})$	$k(\text{cm/s})$	土質分類
0.005	3.00×10^{-6}	粗粒粘土	0.18	6.85×10^{-3}	微粒砂
0.01	1.05×10^{-5}	細粒シルト	0.20	8.90×10^{-3}	
0.02	4.00×10^{-5}	粗粒シルト	0.25	1.40×10^{-2}	
0.03	8.50×10^{-5}		0.30	2.20×10^{-2}	中粒砂
0.04	1.75×10^{-4}		0.35	3.20×10^{-2}	
0.05	2.80×10^{-4}		0.40	4.50×10^{-2}	
0.06	4.60×10^{-4}	極微粒砂	0.45	5.80×10^{-2}	
0.07	6.50×10^{-4}		0.5	7.50×10^{-2}	粗粒砂
0.08	9.00×10^{-4}		0.6	1.10×10^{-1}	
0.09	1.40×10^{-3}		0.7	1.60×10^{-1}	
0.10	1.75×10^{-3}	微粒砂	0.8	2.15×10^{-1}	
0.12	2.60×10^{-3}		0.9	2.80×10^{-1}	
0.14	3.80×10^{-3}		1.0	3.60×10^{-1}	
0.16	5.10×10^{-3}		2.0	1.80	細礫

(2) Hazen (ヘーゼン) 法

透水係数と 10%粒径 (D_{10}) と温度には以下の関係がある．

$$k = C_s \times (0.7 + 0.03 \times t) \times D_{10}^2$$

ただし， k ：飽和透水係数 (cm/s)， D_{10} ：10% 粒径 (cm)， t ：温度 (℃)

C_s は付表-3.2 に示す．

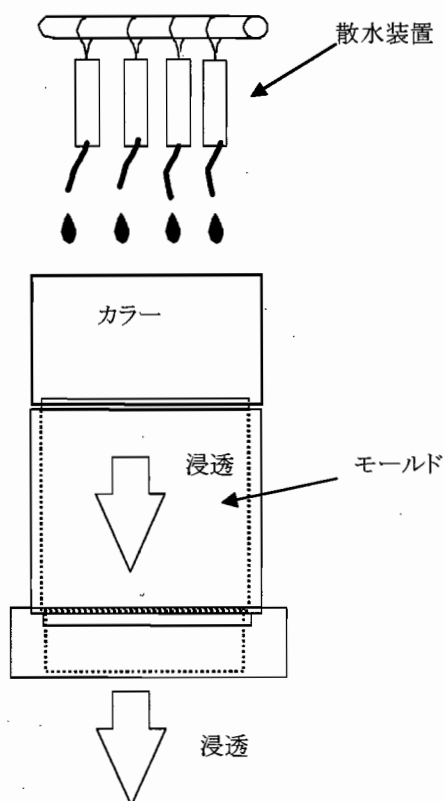
付表-3.2 C_s の値

C_s	砂の状態
150	均等な粒子の場合 (極大値)
116	細砂の緩く締まった状態
70	細砂のよく締まった状態
60	大小粒子混合の場合 (極小値)
46	非常に汚れているとき

付録－4 舗装材料の水拘束率・貯留率・透水性能測定方法

4－1 概要

舗装材料の水拘束率，貯留率，浸透性能は使用材料が一般に舗装材料として使われているアスファルト混合物，クラッシャラン，再生骨材の場合は第4章に示す表－4.1，表－4.2，図－4.4を参考にして決定すればよい．新規の材料の試験を行う場合は付図－4.1のような方法で求めるとよい．



付図－4.1 舗装材料の水拘束量・貯留量・浸透能力測定方法

散水装置は実際の降雨強度に近い散水ができるものとする．目安としては10年確率降雨強度においては100mm/h程度である．

カラーはモールドとの境界から水が漏れることがないように止水する．高さは10cm程度以上あればよい．

モールドは骨材の最大粒径により，粒径の大きな骨材を抜くことがなく試験ができる大きさのものとする．目安としては，骨材最大粒径が20mm以下の場合は内径10cmのモールド（通常透水試験で使用するモールド），最大粒径が40mm以下の場合は内径15cmのモールド（通常CBR試験で使用するモールド）を使用すればよい．ただし，モールド側面に沿って流れる水量の割合が多くならないように，モールド側面にグリースを塗布する等の対策をとる必要がある．

モールド下部は水拘束量，浸透能力を求める場合は水が下部に流出するようにし，貯留量を求める場合には止水をしてモールド内部の舗装材料に水が貯留するようにする。

なお，付図－4.1 に示す試験方法は上記の器具に限らず，現地で再現できる器具を使用してよい。その場合，以下の点について留意すること。

- ① 通常の透水試験のように下部から圧をかけて気泡を抜くことは行わない。
- ② 実際の降雨強度に近い条件で散水する。
- ③ 現場で使用される状態を再現した粒度分布，締固め度，空気間隙率にして試験を行う。

以下に，付図－4.1 の器具を使用した場合の水拘束率，貯留率，透水性能の測定方法を記載する。

4-2 測定方法

(1) 水拘束率，透水性能

散水装置から散水し，下部から流出する水量を測定する。散水強度が 100mm/h 程度の場合は，ある程度の時間が経ち，散水した水量が下部から十分に流出してカラーに溜まっていない状態であれば十分な透水性能をもっていると判断できる。

また，散水を終了した後，下部からの流出が徐々に減っていく。流出がほとんど見られなくなった時点で水拘束率を計算する。

$$\text{水拘束率 (\%)} = \{(\text{散水した水量}) - (\text{下部から流出した水量})\} / (\text{供試体体積}) \times 100$$

(2) 貯留率

貯留率を求める場合はモールド下部を止水して行う。カラー内に散水した水が 10cm 以上滞留するまで散水を行う。貯留率は以下の式で計算される。

$$\text{貯留率 (\%)} = \{(\text{散水した水量}) - (\text{カラーに滞留した水量})\} / (\text{供試体体積}) \times 100$$

付録－5 透水性瀝青安定処理配合例

5－1 目標値

透水性瀝青安定処理混合物の目標値を付表－5.1 に示す。

付表－5.1 透水性瀝青安定処理混合物の目標値

項目	目標値
飽和透水係数	10^{-2} cm/s以上
マーシャル安定度	(重交通) 3.43kN以上
	(軽交通) 2.45kN以上
残留安定度	75%以上
フロー値	20～40 (1/100cm)

5－2 配合例

透水性瀝青安定処理混合物の配合例を以下に示す。

<配合例①>

ふるい目の開き (mm)	通過質量百分率 (%)
37.5	100
31.5	95-100
26.5	90-100
19.0	75-95
13.2	40-70
4.75	10-30
2.36	10-20
0.075	3-7
植物性繊維 (% : 外割)	0.2
アスファルト量 (%)	4.5
使用アスファルト	改質Ⅱ型相当

<配合例②>

ふるい目の開き (mm)	通過質量百分率 (%)
26.5	100
19.0	95-100
13.2	20-80
4.75	10-35
2.36	5-20
0.075	1-5
アスファルト量 (%)	2.5-4.5
使用アスファルト	改質Ⅰ型相当

付録－6 路面雨水処理施設設計の流れと計算例

6－1 概要

路面雨水処理施設の選定は、広域的な要因から当該道路部分が受け持つ雨水流出抑制性能が決められ、現場条件にあった雨水処理施設が選定される。以下に設計の流れと計算例を示す。

本章では、主に雨水処理施設選定の全体的な流れを示し、詳細な雨水流出抑制性能計算例については、透水性舗装を付録－7、浸透施設を付録－8に別途掲載する。

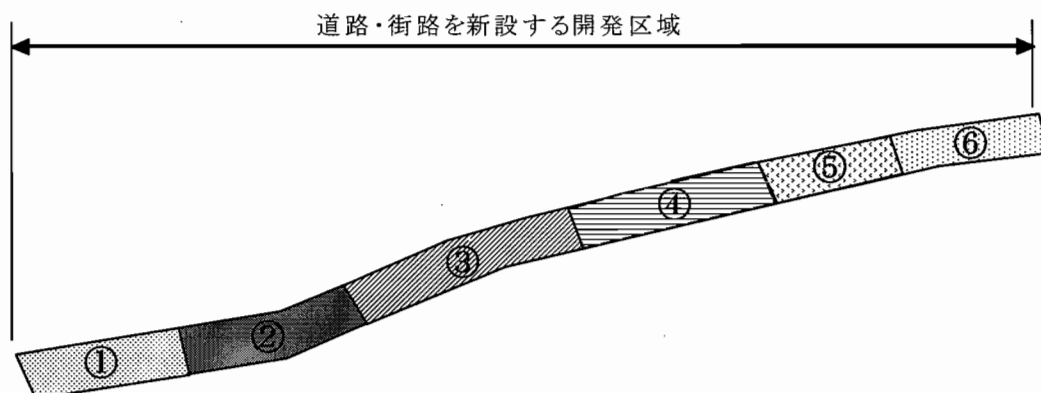
6－2 雨水処理目標の算定

(1) 広域的な雨水処理目標の算定

開発地域が付図－6.1 と付表－6.1 に示すような条件で、土地利用ごとに流出係数が異なっているものとする。

この開発区域での全体の流出係数 F は

$$F = (0.4 \times 80 + 0.3 \times 200 + 0.2 \times 100 + 0.3 \times 100 + 0.2 \times 70 + 0.4 \times 120) / (80 + 200 + 100 + 100 + 70 + 120) = 0.3$$



付図－6.1 開発区域の例

付表－6.1 開発地域例の面積と流出係数

地点	流出係数	面積 (m ²)
①	0.4	80
②	0.3	200
③	0.2	100
④	0.3	100
⑤	0.2	70
⑥	0.4	120

となる。よって、この区域全体の流出係数は一様に 0.3 として取り扱う。

(2) ある区間の道路が受け持つ雨水流出抑制性能

ある区間の道路が受け持つ雨水流出抑制性能は周辺の土地利用状況、全体のコスト等、広域的な要因を考慮して決まる。今回は最大流出雨水量/最大雨量を 0.3 にするものとする。

(3) 道路断面の目標最大流出雨水量から舗装が受け持つ雨水流出抑制性能

道路断面において、舗装、のり面等の流出係数が異なる場合は、各面積を按分して道路断面の流出係数を求め、最大流出雨水量を求める。今回は舗装に求められる最大流出雨水量/最大雨量を 0.3 とし、他との流出ハイドログラフの組み合わせは行わずに単独で対応することとする。

6-3 現場条件の設定

(1) 現場調査

現場調査は、雨水処理施設を選定する際の選定条件となる。路床および原地盤の雨水浸透性能を調べるとともに、舗装の耐久性の観点から、路床土の CBR 値も求める。

1) 透水試験

舗装の雨水流出抑制性能の観点からの設計を行うために、現場から採取した土、あるいは原位置において透水試験を行って、原地盤、路床にあたる位置の地質の透水係数を調べる。調査方法は図-4.2 のフローに従う。

今回は測定の結果、飽和透水係数が 6-5-1 および 6-5-3 の計算例については $1.5 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ ($=0.9 \text{mm/10 分}$) となったものとし、6-5-2 については、 $2.0 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ ($=1.2 \text{mm/10 分}$) となったものとする。

2) CBR 試験と地質調査

舗装の耐久性の観点からの設計を行うために、路床土の CBR 試験と土質を調査する。今回は設計 CBR=6 となったものとする。また、路床土は砂質土で、耐久性の観点からは舗装厚の割り増しは必要ないものとする。

(2) 設計交通量

耐久性の観点から、設計交通量から舗装の設計を行う。その条件で、透水性舗装を設置する場合は、目標とする雨水流出抑制性能を満足するか確認を行う。

(3) ハイエトグラフ

特定都市河川浸水被害対策法で定められている基準降雨は 10 年確率中央集中型降雨曲線とされており、地域で定められたものを使用する。一般的に基準降雨は

$r_t = a / (t^n + b)$ で与えられ、 a, b, n は与えられる。

ハイエトグラフ作成方法は付録 7-1 に示す。

6-4 雨水処理施設の選定方法

ある区間に要求される雨水流出抑制性能は、周辺の土地利用状況、全体のコスト等の広

域的な要因から計画されて決められる。ある区間における目標流出抑制性能が決まれば、現場条件に合った雨水処理施設が選定される。

道路における雨水処理施設には様々な形態のものが考えられるが、本マニュアルが対象とする透水性舗装および浸透・貯留施設では主に以下の組み合わせが考えられる。

- ① 透水性舗装と浸透・貯留施設を設置し、双方で対応
- ② 透水性舗装を設置し、透水性舗装のみで対応
- ③ 雨水を浸透させない舗装に浸透・貯留施設を設置して対応

以下に、透水性舗装と浸透・貯留施設双方で雨水処理を考える場合、透水性舗装単独で雨水処理を考える場合、浸透・貯留施設単独で雨水処理を考える場合の具体的な設計計算例を示す。

6-5 雨水処理施設設置例

6-5-1 透水性舗装と浸透施設で雨水処理をする場合

目標とする雨水流出抑制性能に対し、浸透施設の設置が可能で、コスト的にも適している場合は透水性舗装と浸透施設で雨水処理を行うものとする。

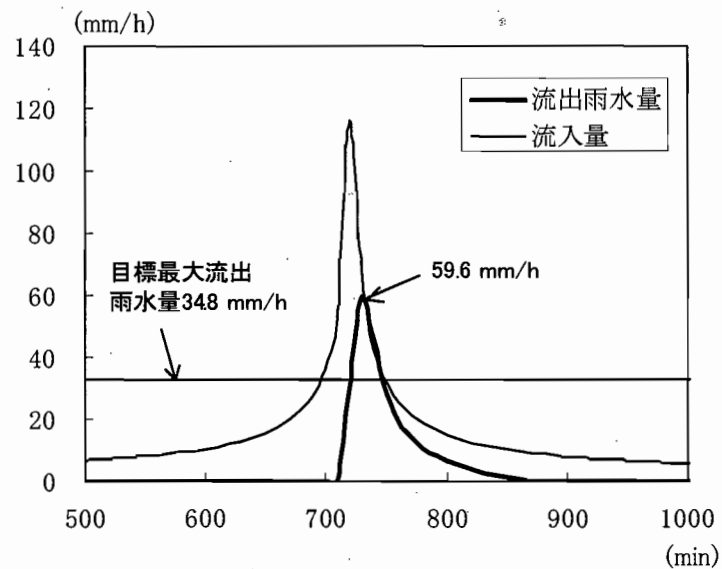
ここでは、 T_A 法による透水性舗装の断面では目標最大流出雨水量を満足できない場合の例を示す。さらにその舗装断面に対して、舗装内への放流管の設置あるいは舗装厚の割り増しによる対応ではなく、表面流出水を浸透トレンチで浸透処理する場合の計算例を示す。

(1) T_A 法による透水性舗装断面と雨水流出計算結果

- ① 付録 6-2 (3) より、開発前の流出係数を 0.3 とすれば、透水性舗装の目標最大流出雨水量は 34.8 mm/h (降雨強度換算：0.3×116mm/h) となる。
- ② 現場調査結果は付録 6-3 で示した結果になったものとする。また、設計交通量を 250 ≤ T < 1,000 (台/日・方向) とし、設計期間を 10 年として信頼度を 90% とした場合、 $T_A = 21$ cm より、付表-6.2 に示す舗装断面を設定する。
- ③ ハイエトグラフに対し、舗装断面と路床の透水係数 k_0 を考慮して水収支計算を行う。
今回ハイエトグラフは付録 7-2 に示すものとする。結果を付図-6.3 に示す。
- ④ 付図-6.3 より、透水性舗装設置後の流出雨水量の最大値は 59.6 mm/h であり、目標最大流出雨水量 34.8mm/h を満足しない。

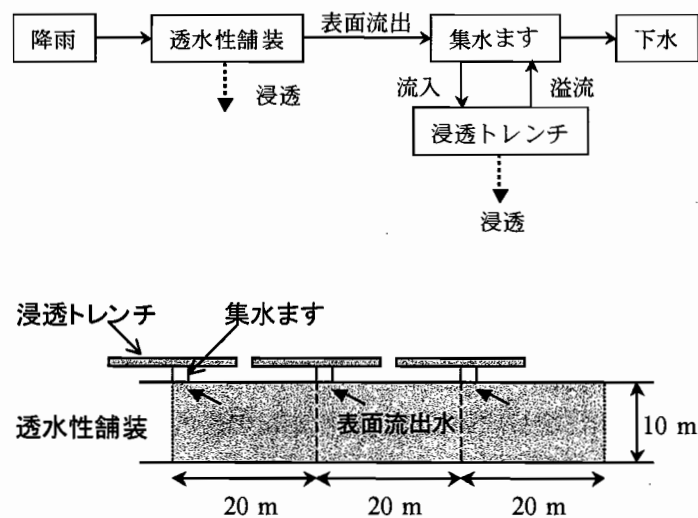
付表-6.2 舗装断面構成

	厚さ	使用材料
表層	5 cm	透水性 As
中間・基層	5 cm	透水性 As
上層路盤	7 cm	透水性安定処理
下層路盤	25 cm	C-40



付図-6.3 水収支計算結果（透水性舗装のみ）

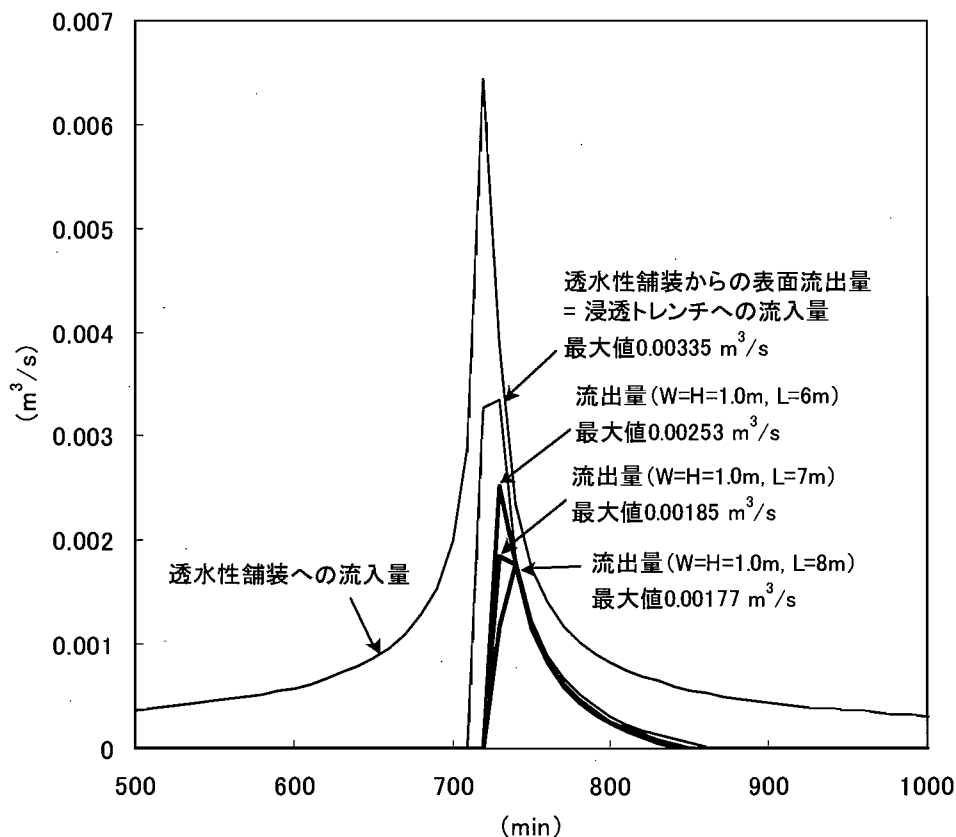
(2) 透水性舗装からの表面流出量の浸透トレンチによる処理



付図-6.4 表面流出水の浸透施設への誘導模式図

- ① (1) より、透水性舗装のみでは目標最大流出雨水量を満足することができないため、付図-6.4に示すように、この表面流出水を集水ますに集め、浸透トレンチに流入させることを考える。
- ② トレンチは、道路延長 20m 間隔で設置された集水ますに接続するものと想定する。すなわち、集水面積は 200m^2 である。

- ③ トレンチの目標最大流出雨水量は、(1) で設定した値 34.8mm/h に集水面積 200 m² を乗じた 0.00193 m³/s である。
- ④ 付図－6.3 の表面流出量から浸透トレンチへの流入ハイドログラフを作成する。結果を付図－6.5 に示す。付図－6.3 のように、透水性舗装では、付録－7 に示すように、(集水面積) = (処理面積) であるため、面積を考慮せずに水量の単位を (mm/hr) のままで水収支計算できるが、透水性舗装の表面流出水を集めて浸透トレンチで処理する場合は面積の考慮が必要となる。すなわち、付図－6.3 の表面流出量 (mm/hr) に集水面積 200m² を乗じたのが、付図－6.5 の浸透トレンチへの流入量 (mm/hr×面積) である。ここでは単位として (m³/s) を用いている。
- ④ 浸透トレンチのサイズを幅 W=1.0 m、設計水頭 H=1.0 m と仮設定する。
- ⑤ ③で求めた流入ハイドログラフ、トレンチサイズ、原地盤の透水係数を用いて雨水流出計算を行い、浸透トレンチの流出ハイドログラフ (付図－6.5) を作成する。
- ⑥ 付図－6.5 より、浸透トレンチ長さ L>7 m の時に流出雨水量の最大値が 0.00193 m³/s を下回り目標最大流出雨水量を満足する。



付図－6.5 透水性舗装の表面流出量を浸透トレンチで処理した場合の水収支計算結果

6-5-2 透水性舗装単独で雨水処理をする場合

(1) 現場調査

現場調査の結果、路床設計 CBR=6 とする。また、設計交通量を $1,000 \leq T < 3,000$ (台/日・方向) とし、設計期間を 10 年として信頼度を 90% とした場合、 $T_A = 37$ cm になる。

(2) 透水性舗装種類の選定

透水性舗装の設計フローは図-4.2 に示す。現場調査が終了すれば、透水性舗装の選定を行う。透水性舗装の種類は図-2.2 に示すものに大別できる。今回は「① 舗装内一時貯留 + 路床浸透型」を選択するものとする。

(3) 舗装としての耐久性の観点からの設計

1) 路床土が砂質土の場合

路床が砂質土の場合は、通常の T_A 法で設計する。今回は $T_A = 37$ cm となるため、付表-6.3 のような断面とする。

付表-6.3 設計断面例 (砂質土路床の場合)

	厚さ(cm)	使用材料	T_A 換算(cm)
表層	5	高粘度アスファルト使用開粒度アスファルト混合物	5
中間層・基層	10	高粘度アスファルト使用開粒度アスファルト混合物	10
上層路盤	15	改質Ⅱ型アスファルト使用透水性安定処理混合物	12
下層路盤	40	クラッシャーラン(C-40)	10
フィルター層	-	ジオテキスタイル	-
合計	70		37

2) 路床土が粘性土の場合

路床が粘性土で、路床浸透型を設置する場合は、「 T_A 法 + 増し厚」で設計する。通常 T_A 法で付表-6.2 のように設計した場合、4-5-4 に示す方法で舗装厚の割り増しをする。

この場合増し厚量 $h_a = 0.4 \times 70 + 7 = 35$ (cm) となり、舗装構成は付表-6.4 のようになる。

付表-6.4 設計断面例 (粘性土路床の場合)

	厚さ(cm)	使用材料	T_A 換算(cm)
表層	5	高粘度アスファルト使用開粒度アスファルト混合物	5
中間層・基層	10	高粘度アスファルト使用開粒度アスファルト混合物	10
上層路盤	15	改質Ⅱ型アスファルト使用透水性安定処理混合物	12
下層路盤	40	クラッシャーラン(C-40)	10
増し厚分	35	クラッシャーラン(C-40)	-
フィルター層	-	ジオテキスタイル	-
合計	105		37

(4) 舗装構造の仮決定

まず、舗装構造を耐久性の観点から設計した構造を舗装構造に仮決定し、雨水流出抑制性能を算定する。

(5) 流出抑制性能の算定（水収支計算による単位延長あたりの流出水量算定と透水性舗装設置区間の流出ハイドログラフ作成と最大流出雨水量の算定）

流出抑制性能算定は、4-6 に示す方法で行う。今回の条件で、路床が砂質土で飽和透水係数が $2 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ の場合の具体的な計算例を付録 7-2（簡易法は付録 7-3）に示す。

また、飽和透水係数が $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 程度以下で、路床浸透が期待できない場合、透水性舗装のタイプが図-2.2 の「② 舗装内一時貯留+排水型」になる。その場合の計算例は付録 7-4 に示す。

付録 7-2 に示すように、この透水性舗装設置区間の単独の最大流出雨水量/最大雨量は 0.06 となり、目標とする流出抑制性能を満足する。

(6) 雨水流出抑制性能が目標を満足した場合の最適な排水構造の選定の検討

設置する透水性舗装が耐久性の面、流出抑制性能の面、双方から条件を満足した場合、コスト、周辺環境等の条件からより最適な舗装構造となっているか確認を行い、舗装構造を最終的に決定する。

(7) 雨水流出抑制性能が目標を満足しない場合の対策

今回の計算例では、目標とする雨水流出抑制性能を満足したが、満足しない場合は対応策を考える必要がある。対応策を大別すると、以下のようになる。

① 当該道路の受け持つ雨水流出抑制性能の見直しで対応

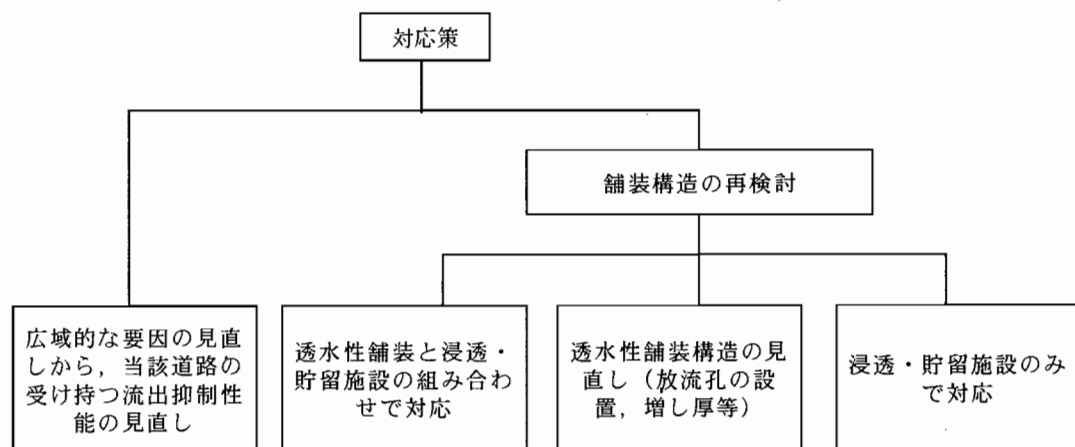
近接の雨水処理施設の使用、既設舗装の浸透化等により、当該透水性舗装区間の受け持つ流出抑制性能の見直しを行う。この場合、ある区間が受け持つ雨水流出抑制性能を見直し、以下、同じ行程を続ける。

② 透水性舗装と浸透・貯留施設の組み合わせで対応

透水性舗装だけの対応では余剰となった流出雨水量を当該道路に設置した浸透・貯留施設で受け持つ。この場合の詳細は付録 6-5-1 に示す。

③ 透水性舗装構造の見直しで対応

透水性舗装単独での対応を見直すには、舗装構造を見直す必要がある。この場合、対



付図-6.6 透水性舗装の流出抑制性能が目標を満足しない場合の主な対応策

応策としては、放流孔の設置と増し厚による貯留量の増加等が考えられる。

この場合、(2)の透水性舗装の選定、(4)の舗装構造の仮決定を見直し、以下、同じ行程を続ける。

④ 浸透・貯留施設設置のみで対応

現場条件によっては、透水性舗装の設置を取りやめ、浸透・貯留施設の設置による対応を考える。この場合の詳細は付録6-5-3に示す。

6-5-3 浸透・貯留施設単独で雨水処理をする場合（雨水を浸透させない舗装に浸透・貯留施設を設置する場合）

(1) 浸透施設による単独処理

原地盤の浸透性が良い、浸透不適地（法令規制地など）でない、舗装外に浸透施設を設置スペースがある、などの条件が満たされる場合には、透水性舗装を用いずに浸透施設単独での雨水処理を検討することもできる。

この場合、舗装は通常の T_A 法で設計を行う。ただし、路床浸透型の透水性舗装での対応が可能な区域（路床の透水係数が高い区域）を除いて、舗装内に雨水を浸透させないように浸透施設の設置位置を深くする、舗装から離すなどの配慮が必要である。

以下では、通常舗装に浸透トレンチを設置する場合の例を示す。ハイエトグラフを付録7-2に示すものとし、通常舗装の流出係数は0.90とし、通常舗装からの流出雨水は集水ますに集められ、浸透トレンチに流入するものとする。浸透トレンチが満水になれば、溢れた雨水が下水へと流出するものとする。

1) 調査

地形・地質、地下水位、透水係数、土地利用状況等について調査し、地下浸透の可能性を判断する。判断では、1-2-2に示した各項目について考慮する。地下浸透が不適と判断される場合には、貯留施設の設置を検討する。

ここでは、当該箇所が浸透適地と判断され、施設設置想定箇所で実施した現場浸透試験から、地盤の透水係数は付録6-3で示した $k=2.0 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ であったとする。

2) 施設の選定

線状構造物である道路では、路面排水用の集水ますに接続して浸透ますあるいは浸透トレンチを設置するのがよい。

ここでは浸透トレンチを想定し、20m間隔で設置される集水ますに接続するものとする。

3) 目標最大流出雨水量の設定

開発前の流出係数を0.3、集水面積を 200 m^2 ($10\text{m} \times 20\text{m}$) とすれば、合理式より目標最大流出雨水量は $0.00193 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

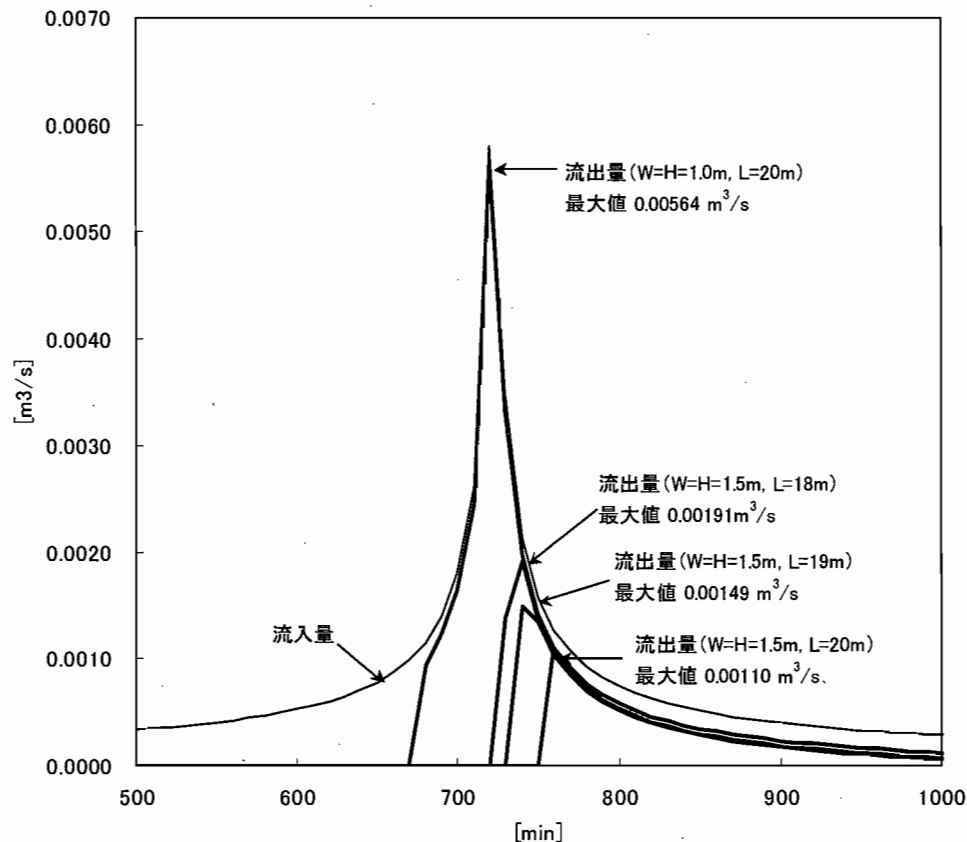
4) 施設サイズの仮設定

浸透施設の設置スペース、施工性等を考慮して施設のサイズを仮設定する。

ここでは、浸透トレンチの幅および高さ（設計水頭）について、1.5mと設定する。

5) 水収支計算

水収支計算は、5-5-3 に示す方法で行う。計算結果を付図-6.7 に示す。付図-6.7 より、トレンチのサイズが $W=H=1.5\text{m}$ の下で長さが $L>18\text{m}$ の時にトレンチからの流出雨水量の最大値は $0.00193\text{ m}^3/\text{s}$ を下回り、目標最大流出雨水量を満足する。



付図-6.7 通常舗装+浸透トレンチの場合の水収支計算結果

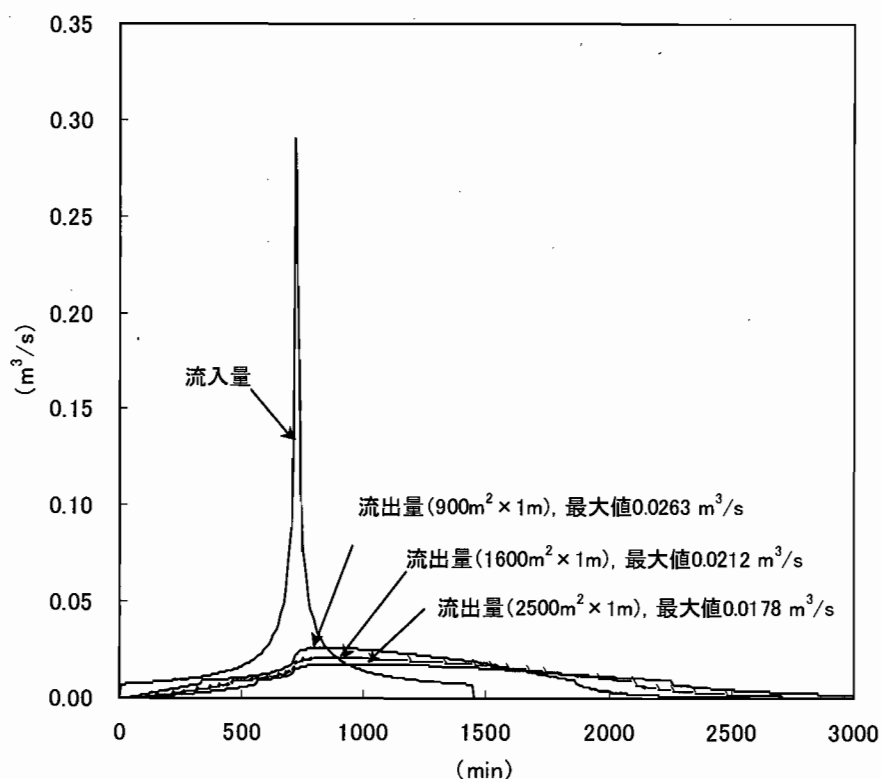
(2) 貯留施設による単独処理

法令規制地などの理由で（1-2-2 参照）雨水の地下浸透が不適当であると判断される区域では、貯留施設で雨水処理を行う必要がある。

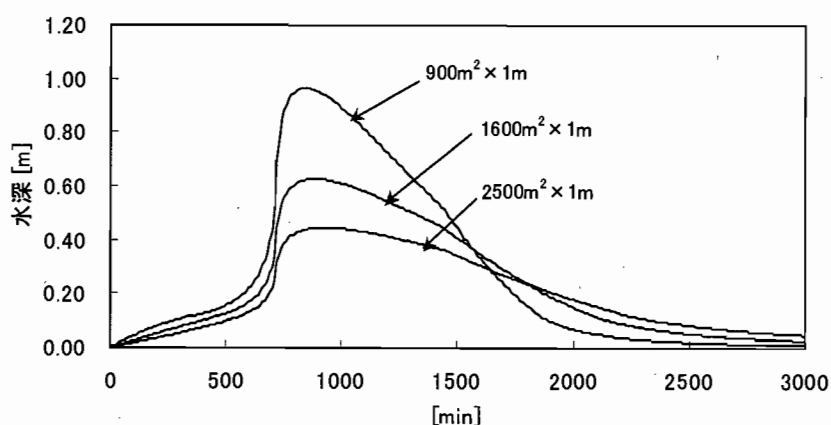
以下では、車道幅 10m、延長 1km の通常舗装に対し、道路外に地下貯留施設を設置し、路面排水をいったん地下貯留施設に貯留したのち、自然排水によって排水を行う場合の例を示す。諸条件は（1）と同様とする。

- ① 開発前の流出係数を 0.3、集水面積を $10,000\text{ m}^2$ ($10\text{m} \times 20\text{m}$) とすれば、合理式より目標最大流出雨水量は $0.00645\text{ m}^3/\text{s}$ である。
- ② 自然排水の放流孔のサイズは、ゴミ等の流入によって放流孔が閉塞しないように、 $0.1\text{ m} \times 0.1\text{ m}$ とする。
- ③ ②の放流孔サイズのと看、許容放流量を流すために必要な水深 H は、式 (5-3) より、 $H=5.94\text{ m}$ である。一方、自然排水のためには、下水管よりも放流孔が高い位置にある必要がある。ここでは、貯留施設の限界水深を 1m と設定する。

- ④ 貯留施設の平面積を仮定し、水収支計算を行う。計算は 5-5-3 (2) の方法で行う。
ここでは、平面積を 900, 1600, 2500 m^2 と仮定して計算を行う。
- ⑤ 計算結果を付図-6.8 に示す。付図-6.8 (a) より、平面積がいずれの場合も、流出雨水量の最大値は 0.0645 m^3/s を下回っており、目標最大流出雨水量を満足する。また、付図-6.8 (b) より、1600, 2500 m^2 のとき、貯留施設内の水深はそれぞれ最大 0.63, 0.44 m であり、限界水深に対して十分に安全な設計となる。



(a) 流入量および流出量



(b) 湛水深

付図-6.8 通常舗装+貯留施設の場合の雨水流出計算結果

付録－7 透水性舗装の雨水流出抑制性能計算例

7-1 ハイエトグラフ作成方法と有効雨量の算定

(1) 確率降雨強度曲線作成方法

ハイエトグラフ（降雨波形）を作成するには、まず確率降雨強度曲線を作成する必要がある。確率降雨曲線は気象データから与えられる。おおむね、以下の式で与えられる場合が多い。

$$r_t = a / (t^n + b)$$

ただし、 a 、 b 、 n ：定数

特定都市河川浸水被害対策法で透水性舗装の水収支計算を行う場合には、 a 、 b 、 n は与えられる。一応、 a 、 b の求め方と具体的な計算例を示しておく。

（具体的計算例）

$$a = r_{t_0} (t_0^n + b) \quad \text{および} \quad b = (t_0^n - \beta \times t^n) / (\beta - 1)$$

ただし、 $\beta = r_t / r_{t_0}$

24 時間降雨強度に関しては、 $t_0 = 24$ 時間、 $t = 1$ 時間とすると降雨資料が得やすく、適合性がよい。

今、10 年確率の 24 時間雨量 (R_{24}) および 1 時間雨量 (R_1) が次のように与えられるとする。

$$R_{24} = 216 \text{ mm}$$

$$R_1 = 63.4 \text{ mm}$$

降雨強度曲線を $r_t = a / (t^{2/3} + b)$ とした場合、

$$t_0 = 24 \text{ (h)} = 1440 \text{ (min)} \text{ のとき, } r_{24} = R_{24} / 24 = 216 / 24 = 9 \text{ (mm/h)}$$

$$t = 1 \text{ (h)} = 60 \text{ (min)} \text{ のとき, } r_1 = R_1 / 1 = 63.4 / 1 = 63.4 \text{ (mm/h)}$$

$$\beta = r_1 / r_{24} = 63.4 / 9 = 7.04$$

$$b = (t_0^n - \beta \times t^n) / (\beta - 1) = (1440^{2/3} - 7.04 \times 60^{2/3}) / (7.04 - 1) = 3.24$$

$$a = r_{t_0} (t_0^n + b) = 216 \times (1440^{2/3} + 3.24) = 1177$$

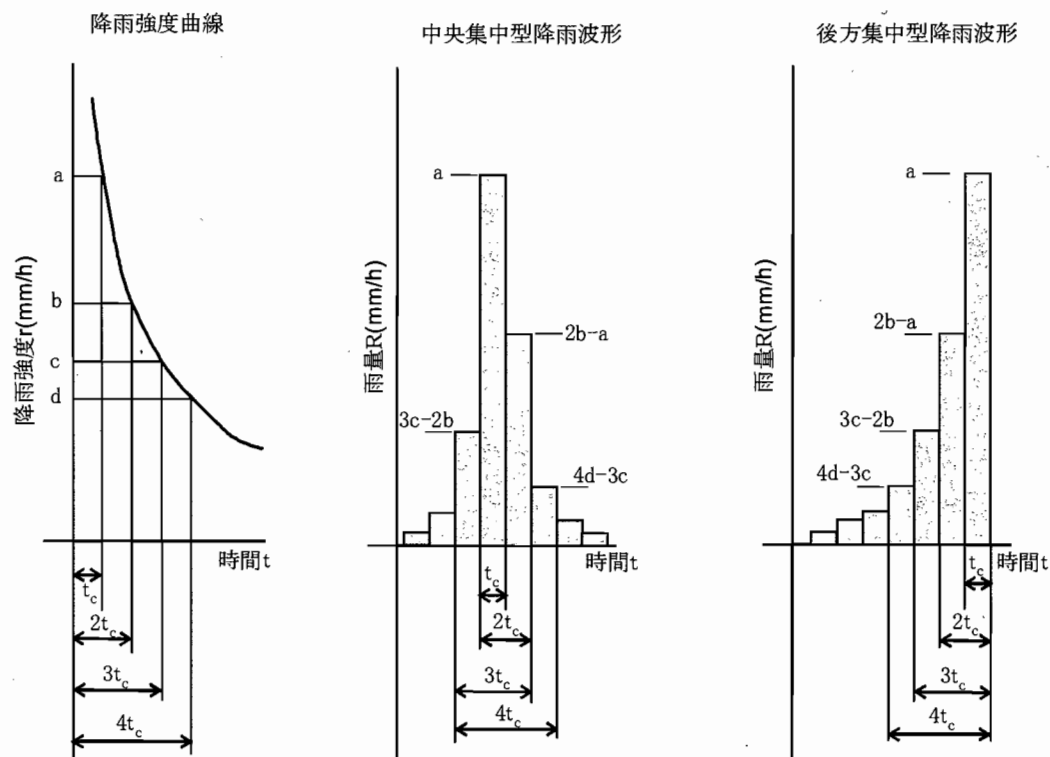
したがって、降雨強度式は

$$r_t = 1177 / (t^{2/3} + 3.24)$$

となる。

(2) ハイエトグラフ（降雨波形）作成方法

ハイエトグラフ（降雨波形）は降雨強度曲線から中央集中型降雨波形と後方集中型降雨波形を作成する方法がある。特定都市河川浸水被害対策法では 10 年確率降雨強度の 24 時間中央集中型降雨波形が対象降雨となっているが、後方集中型降雨波形の作成方法も合わ



付図-7.1 降雨波形の作成方法

(出典:「雨水貯留施設の計画と設計」鹿島出版社)

せて付図-7.1に掲載する。

(3) 有効雨量の算定

特定都市河川浸水被害対策法に対応した貯留浸透機能をもった道路舗装の水収支計算を行う場合は、

有効雨量 $M=0.9 \times R$ (ただし、 R :ハイエトグラフの雨量)

として計算し、この有効雨量が水収支計算において舗装内に浸透する雨量として水収支計算を行う。

7-2 通常法計算例 (管排水がない場合)

透水性舗装の水収支計算による単位面積あたりの流出量の算定、その結果を使用しての合理式による透水性舗装設置区間の最大流出雨水量の算定 (流出ハイドログラフの作成)、最大雨量との比の算出は 4-6 に示す方法で計算する。具体的な計算例を以下に示す。

(1) 条件設定

1) 舗装設計条件

舗装設計条件を路床設計 $CBR=6$ 、計画交通量を 3000 (台/日・方向) 以上、設計期間 10 年として、信頼性 90%として計算を行うと、 $T_A=37\text{cm}$ となる。よって、以下の断面を設定した。

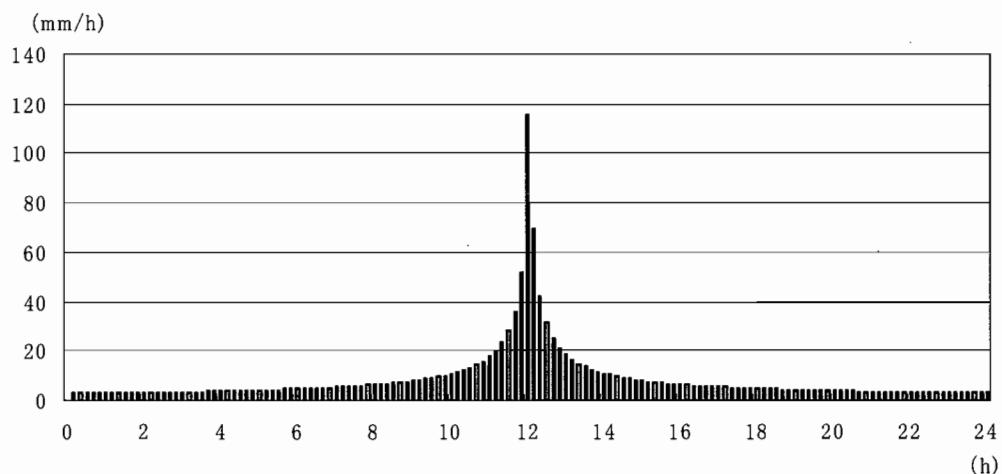
付表-7.1 設計断面例

	厚さ(cm)	使用材料	T _A 換算(cm)
表層	5	高粘度アスファルト使用開粒度アスファルト混合物	5
中間層・基層	10	高粘度アスファルト使用開粒度アスファルト混合物	10
上層路盤	15	改質Ⅱ型アスファルト使用透水性安定処理混合物	12
下層路盤	40	クラッシャーラン(C-40)	10
フィルター層	-	ジオテキスタイル	-
合計	70		37

2) ハイエトグラフ（降雨波形）作成

降雨強度式は $r_t = 1452 / (t^{0.7} + 7.5)$ で与えられるものとする。

これより、付図-7.1 に示す方法で10分ごとの24時間中央集中型降雨波形を作成すると、付図-7.2のような曲線となる。



付図-7.2 24時間中央集中型降雨波形の例

3) 有効雨量の算定

有効雨量は道路舗装であるので、 $M = 0.9 \times R$ ただし (R: ハイエトグラフの雨量) とする。

4) 路床飽和透水係数と比浸透量

① 飽和透水係数

飽和透水係数は試験により測定する。今回は $2.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ ($= 1.2 \text{ mm/10分}$) の砂質土とする。

② 比浸透量

比浸透量は原地盤への浸透形態により、水位と比浸透量の関係を求める。

今回は $K = 0.014H + 1.287 \text{ (m}^2/\text{m}^2\text{)}$ とする。

5) 各層および舗装全体の水拘束量と貯留量

舗装材料の水拘束率と貯留率は空気間隙率から求められる (表-4.1 および表-4.2)。今

回は付表-7.2のように決める.

- ・ (水拘束量) = (厚さ) × (水拘束率) / 100 であり, これは STEP1 が終わるまでの有効雨量に相当する.
- ・ (貯留量) = (厚さ) × (貯留率) / 100 である.
- ・ (STEP2 での貯留率) = (設計貯留率) - (水拘束率) である.
- ・ (STEP2 での貯留量) = (厚さ) × (STEP2 での貯留率) / 100 である.

付表-7.2 水拘束率 (量) と貯留率 (量)

	厚さ(mm)	空気間隙率 (%)	水拘束率 (%)	水拘束量 (mm)	貯留率 (%)	貯留量 (mm)	STEP2での貯留率 (%)	STEP2での貯留量(mm)
関係式	a	b	c	$a \times c / 100$	d	$a \times d / 100$	d-c	$a \times (d-c) / 100$
表層	50	20	1.5	0.75	14	7.00	12.50	6.25
中間層・基層	100	20	1.5	1.50	14	14.00	12.50	12.50
上層路盤	150	20	1.5	2.25	14	21.00	12.50	18.75
下層路盤	400	8	0.5	2.00	5	20.00	4.50	18.00
合計	700	-	-	6.50	-	62.00	-	55.50

6) STEP2 における舗装内貯留量と水位の関係

路床浸透能力は水位によって変化するために, 透水性舗装内部に貯留されている水量と水位の関係を調べておく必要がある.

今回の例も図-4.8 に示すようなタンクモデルであり, 水位 H (mm) と貯留量 V (mm) の関係は路床上面から 400mm までとそれ以上で変わってくる.

① $0 \leq H \leq 400$

この場合, 貯留量は $0 \leq V \leq 18$ である.

下層路盤材 (クラッシュラン: C-40) の貯留量と水位の関係は

$$V = (\text{STEP2 での貯留率}) / 100 \times H = 4.5 / 100 \times H$$

であり, $H = 22.22 \times V$ となる.

② $400 \leq H \leq 700$

この場合, 貯留量は $18 \leq V \leq 55.5$ である.

アスファルト混合物層 (上層路盤, 基層, 中間層, 表層) の水位 H' ($=H-18$) (mm) と貯留量 V' ($=V-18$) (mm) の関係は

$$V' = (\text{STEP2 での貯留率}) / 100 \times H' = 12.5 / 100 \times H'$$

であるので, $H' = 8V'$ となる. ただし, $0 \leq H' \leq 400$ ($0 \leq V' \leq 37.5$) である.

よって, 水位と貯留量の関係は

$$H = 8 \times (V - 18) + 400$$

である.

7) 勾配, 境界, 使用材料の透水性の影響

4-5-2, 4-8-2 に従って材料選定, 施工されたものとし, これらの要因が透水性に与える影響はないものとする.

(2) 計算の実施

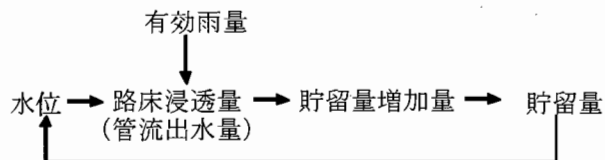
1) STEP1

この舗装の水拘束量は 6.5mm (単位面積あたり) である. これより, 有効雨量の累積計算から STEP1 が終了するまでの時間は 135 分程度である. よって STEP2 は降雨開始から 130 分後から始まるものとする.

2) STEP2 および STEP3

STEP2 は降雨開始から 130 分から始まり, ここから路床への浸透が始まる.

STEP2 においては以下の計算を繰り返し, 貯留量が最大値になるまで行う.



貯留量が最大値になった時から STEP3 が始まり, 以下の関係式が成り立つ.

$$(\text{表面流出量}) = (\text{有効雨量}) - (\text{路床浸透量})$$

これらの計算は Microsoft Excel のような表計算ソフトで計算を行えば簡単に行える.

様々の方法が考えられるが, 以下にその一例を掲載する.

付表-7.3 STEP2 Excel 計算例

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1	時間	ハイエ グラフ 雨量	有効雨 量	水位	比浸透量 K	可能路床 浸透量	EXCEL計算用		単位貯留 増加量	貯留量	貯留量の 残量	単位面積あたり表 面流出水量	
2	(分)	(mm/10分)	(mm/10分)	(mm)	(m ² /m ²)	(mm/10分)			(mm/10分)	(mm)	(mm)	(mm/10分)	(mm/h)
3	t	R	M	$h=f(V_{t-1})$	$K=aH+b$	$Q(h_t)$	M-Q	(M-Q)(2)	$\Delta V=M-Q$ または $V_{max}-V_{t-1}$ の小さい 方	$V_t=V_{t-1}+\Delta V$	$V_{max}-V_t$	$M-Q-\Delta V$	
4	130										55.50		
5	140	0.55	0.50	0.00	1.29	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	55.50	0.00	0.00
6	150	0.56	0.50	0.00	1.29	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	55.50	0.00	0.00
7	160	0.56	0.51	0.00	1.29	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	55.50	0.00	0.00
8	170	0.57	0.51	0.00	1.29	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	55.50	0.00	0.00
9	180	0.58	0.52	0.00	1.29	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	55.50	0.00	0.00
10	190	0.59	0.53	0.00	1.29	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	55.50	0.00	0.00
11	200	0.60	0.54	0.00	1.29	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	55.50	0.00	0.00
12	210	0.60	0.54	0.00	1.29	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	55.50	0.00	0.00
13	220	0.61	0.55	0.00	1.29	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	55.50	0.00	0.00
14	230	0.62	0.56	0.00	1.29	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	55.50	0.00	0.00
15	240	0.63	0.57	0.00	1.29	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	55.50	0.00	0.00
16	250	0.64	0.58	0.00	1.29	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	55.50	0.00	0.00
17	260	0.65	0.59	0.00	1.29	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	55.50	0.00	0.00
18	270	0.66	0.60	0.00	1.29	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	55.50	0.00	0.00
19	280	0.67	0.61	0.00	1.29	1.54	0.00	0.00	0.00	0.00	55.50	0.00	0.00

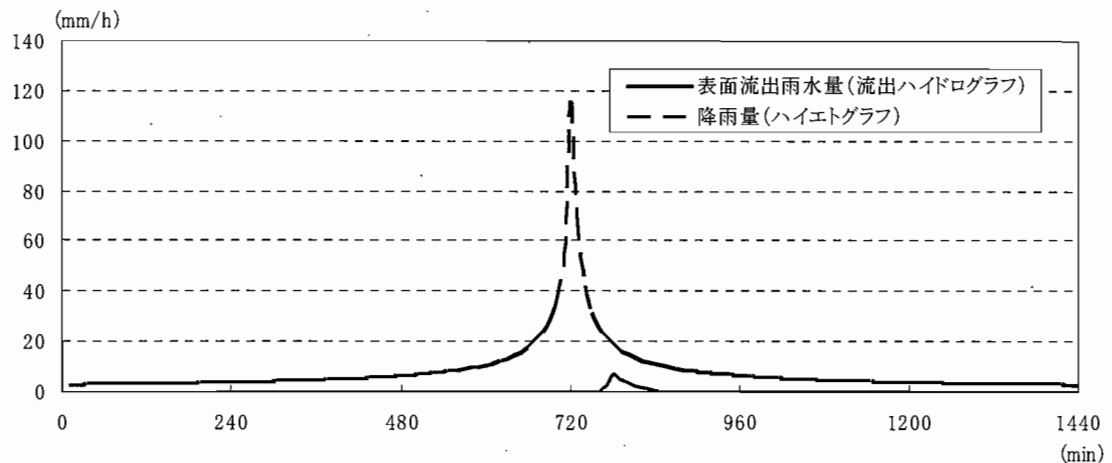
STEP3 付近（表面流出水が発生しているあたり）と計算終了部分付近の Excel 計算シートを付表-7.4 に示す。

付表-7.4 STEP3 付近と計算終了部分の計算例

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1	時間	ハイト グラフ 雨量	有効雨 量	水位	比浸透量 K	路床浸透 量	EXCEL計算用		単位貯留 増加量	貯留量	貯留量の 残量	単位面積あたり表 面流出水量	
2	(分)	(mm/10分)	(mm/10分)	(mm)	(m^2/m^2)	(mm/10分)			(mm/10分)	(mm)	(mm)	(mm/10分)	(mm/h)
3	t	R	M	$h=f(V_{t-1})$	$K=aH+b$	$Q(h_t)$	M-Q	(M-Q)(2)	$\Delta V=M-Q$ または $V_{max}-V_{t-1}$ の小さい 方	$V_t=V_{t-1}+\Delta V$	$V_{max}-V_t$	M-Q- ΔV	
57	660	2.91	2.61	49.68	1.29	1.55	1.07	1.07	1.07	3.31	52.19	0.00	0.00
58	670	3.30	2.97	73.45	1.29	1.55	1.43	1.43	1.43	4.73	50.77	0.00	0.00
59	680	3.85	3.46	105.14	1.29	1.55	1.92	1.92	1.92	6.65	48.85	0.00	0.00
60	690	4.66	4.19	147.75	1.29	1.55	2.64	2.64	2.64	9.29	46.21	0.00	0.00
61	700	5.99	5.39	206.51	1.29	1.55	3.84	3.84	3.84	13.14	42.36	0.00	0.00
62	710	8.70	7.83	291.93	1.29	1.55	6.28	6.28	6.28	19.42	36.08	0.00	0.00
63	720	19.34	17.41	411.34	1.29	1.55	15.86	15.86	15.86	35.27	20.23	0.00	0.00
64	730	11.60	10.44	538.19	1.29	1.55	8.89	8.89	8.89	44.16	11.34	0.00	0.00
65	740	7.06	6.36	609.29	1.30	1.55	4.80	4.80	4.80	48.96	6.54	0.00	0.00
66	750	5.23	4.71	647.69	1.30	1.56	3.15	3.15	3.15	52.11	3.39	0.00	0.00
67	760	4.21	3.79	672.90	1.30	1.56	2.23	2.23	2.23	54.35	1.15	0.00	0.00
68	770	3.55	3.20	690.76	1.30	1.56	1.64	1.64	1.15	55.50	0.00	0.49	2.91
69	780	3.09	2.78	700.00	1.30	1.56	1.22	1.22	0.00	55.50	0.00	1.22	7.34
70	790	2.74	2.47	700.00	1.30	1.56	0.91	0.91	0.00	55.50	0.00	0.91	5.48
71	800	2.48	2.23	700.00	1.30	1.56	0.67	0.67	0.00	55.50	0.00	0.67	4.04
72	810	2.26	2.04	700.00	1.30	1.56	0.48	0.48	0.00	55.50	0.00	0.48	2.88
73	820	2.09	1.88	700.00	1.30	1.56	0.32	0.32	0.00	55.50	0.00	0.32	1.93
74	830	1.94	1.75	700.00	1.30	1.56	0.19	0.19	0.00	55.50	0.00	0.19	1.14
75	840	1.81	1.63	700.00	1.30	1.56	0.08	0.08	0.00	55.50	0.00	0.08	0.46
76	850	1.71	1.54	700.00	1.30	1.56	0.00	-0.02	-0.02	55.48	0.02	0.00	0.00
77	860	1.61	1.45	699.84	1.30	1.56	0.00	-0.10	-0.10	55.37	0.13	0.00	0.00
78	870	1.53	1.38	699.00	1.30	1.56	0.00	-0.18	-0.18	55.20	0.30	0.00	0.00
79	880	1.46	1.31	697.56	1.30	1.56	0.00	-0.25	-0.25	54.95	0.55	0.00	0.00
80	890	1.39	1.25	695.60	1.30	1.56	0.00	-0.30	-0.30	54.65	0.85	0.00	0.00
81	900	1.33	1.20	693.16	1.30	1.56	0.00	-0.36	-0.36	54.29	1.21	0.00	0.00
82	910	1.28	1.15	690.30	1.30	1.56	0.00	-0.41	-0.41	53.88	1.62	0.00	0.00
83	920	1.23	1.11	687.05	1.30	1.56	0.00	-0.45	-0.45	53.43	2.07	0.00	0.00
84	930	1.18	1.07	683.45	1.30	1.56	0.00	-0.49	-0.49	52.94	2.56	0.00	0.00
85	940	1.14	1.03	679.53	1.30	1.56	0.00	-0.53	-0.53	52.41	3.09	0.00	0.00
86	950	1.11	0.99	675.31	1.30	1.56	0.00	-0.56	-0.56	51.85	3.65	0.00	0.00
87	960	1.07	0.96	670.82	1.30	1.56	0.00	-0.59	-0.59	51.26	4.24	0.00	0.00
88	970	1.04	0.93	666.09	1.30	1.56	0.00	-0.62	-0.62	50.64	4.86	0.00	0.00
89	980	1.01	0.91	661.11	1.30	1.56	0.00	-0.65	-0.65	49.99	5.51	0.00	0.00
132	1410	0.49	0.44	226.52	1.29	1.55	0.00	-1.11	-1.11	9.08	46.42	0.00	0.00
133	1420	0.48	0.43	201.86	1.29	1.55	0.00	-1.11	-1.11	7.97	47.53	0.00	0.00
134	1430	0.48	0.43	177.11	1.29	1.55	0.00	-1.12	-1.12	6.85	48.65	0.00	0.00
135	1440	0.47	0.42	152.26	1.29	1.55	0.00	-1.12	-1.12	5.73	49.77	0.00	0.00

上記のように、単位面積あたりの 10 分間における流出雨水量 (mm/h 換算) が求まる。

特定都市河川浸水被害対策法を対象とした場合は、合理式により流出ハイドログラフを 4-6-3 の記述を参考に作成する。今回計算した流出ハイドログラフとハイトグラフを付図-7.3 に示す。



付図-7.3 流出ハイドログラフの例

これより、算出される最大流出雨水量/最大雨量は 0.06 となる。また、この値をとる時間は付表-7.4 から、降雨開始より 780 分後であり、ピーク降雨量となる時間の 60 分から 70 分後となることが分かる。

このように、ある程度の流出抑制性能をもった透水性舗装に発生する最大流出雨水量は降雨が最大の時よりも時間的に遅れを生じる場合が多い。よって、透水性舗装単独で最大流出雨水量/最大雨量を調べることも大事であるが、複数の対策をとる場合は各々の最大流出雨水量発生時間にズレが生じている可能性があるため、全対策の流出ハイドログラフを重ね合わせてピーク流出雨水量を調べる必要がある。

3) 計算式

例として示した Excel シートのそれぞれの列への入力式を以下に示す。なお、以下の入力式の中で「D4」と記述したものは「D 列 4 行」のセルである。以下では式を示し、(○7) = □ × (△7) といった書き方をするが、セルが行を変えても連続で成り立つものである。

① B 列 (ハイトグラフ雨量: mm/10 分)

ハイトグラフの計算時に降雨量を mm/10 分の単位にする。

② C 列 (有効雨量: mm/10 分)

B 列 × 0.9 で計算する。

入力式: (C7)=B7*0.9

③ D 列 (水位: mm)

水位は付録 7-2 (1) 5) で示したように、水位 H (mm) によって貯留量 V (mm) との関係が変わる。今回は

・ $0 \leq H \leq 400$ ($0 \leq V \leq 18$) のとき

$$H = 22.22V$$

・ $400 \leq H \leq 700$ ($18 \leq V \leq 55.5$) のとき

$$H = 8 \times (V_{t-1} - 18) + 400$$

であるために入力式としては

$$\text{入力式: } (D7) = \text{IF}(J6 < 18, 22.22 * J6, 8 * (J6 - 18) + 400)$$

となる。

④ E 列 (比浸透量)

今回は $K = aH + b$, $a = 0.014$, $b = 1.287$ で与えられる。ただし, H の単位は m で, D 列の単位は mm であるので, 高さの単位の補正を行う。よって入力式は

$$\text{入力式: } (E7) = 0.014 * D7 / 1000 + 1.287$$

となる。

⑤ F 列 (可能路床浸透量: $mm/10$ 分)

今回は飽和透水係数が $1.2 \text{ } mm/10 \text{ 分}$ であるので,

$$\text{入力式: } (F7) = E7 * 1.2$$

となる。

ただし, これは理論上路床が浸透できる能力であり, 実際に浸透した水量とは異なる。

⑥ G 列 (有効雨量 M - 浸透水量 Q の補正 1)

十分に貯留されていない状態では (有効雨量 M) < (可能浸透水量 Q) の場合では, 路床に浸透する水量は雨量分と等しくなり, ゼロになる。よって以下の入力式で補正をかける。

$$\text{入力式: } (G7) = \text{IF}(C7 - F7 < 0, 0, C7 - F7)$$

となる。

⑦ H 列 (有効雨量 M - 浸透水量 Q の補正 2)

G 列の補正だけでは, 降雨のピークが過ぎた後の (有効雨量 M) < (可能浸透水量 Q) の場合の浸透量が再現できない。よって以下の補正を行う。

$$\text{入力式: } (H7) = \text{IF}(A7 < 720, G7, C7 - F7)$$

となる。

“720” とは有効雨量がピークの時の A 列 (時間) を表しているが, ピーク後で (雨量 M) < (可能浸透水量 Q) となる時間までの値でよい。

なお, 厳密に言えば, ピーク後でも水位が 0 になった場合はこの補正では水位がマイナスになってしまうので正しい水位を表せない。しかし, そのあたりの水位はピークカット計算に全く関係のない値であるために無視することとした。

⑧ I 列 (単位貯留増加量: $mm/10$ 分)

10 分間での貯留量増加量を示す。STEP2 では $\Delta V = M - Q$ (H 列の値) だが, STEP3 に入る段階では (最大貯留量 $V_{\max}$) - (その前の時間の貯留量 V_{t-1}) の値となり, STEP3 に入ってしまうと 0 になる。これらの値のうち, ΔV は最小の値をとることとなる。よって入力式は

$$\text{入力式: } (I7) = \text{IF}(H7 < K6, H7, K6)$$

となる。

⑨ J 列（貯留量：mm）

貯留量 V_t は $V_t = V_{t-1} + \Delta V$ で表す。ただし、STEP2 での最大貯留量は今回 55.5 mm であるので、

入力式：(J7)=IF (J6+I7>55.5, 55.5, J6+I7)

となる。

⑩ K 列（貯留量の残量：mm）

貯留量残量は、 $V_{\max} - V_t$ で表す。よって入力式は

入力式：(K7)=55.5-J7

となる。

⑪ L 列（表面流出水量：mm/10 分）

表面流出量は（雨量 M ）－（可能路床浸透水量 Q ）－（貯留量増加量 ΔV ）で表される。ただし、この値が 0 より小さいときは 0 である。よって入力式は

入力式：(L7)=IF (C7-F7-I7<0, 0, C7-F7-I7)

となる。

⑫ M 列（表面流出水量のグラフ用の補正：mm/h）

表面流出量を mm/h の単位にする。入力式は

入力式：(M7)=L7*6

となる。

7-3 簡易法計算例（管排水がない場合の図示法）

(1) 概要

簡易的な計算は、路床浸透量を水位の関数と取らずに計算する方法である。

比浸透量が $K=aH+b$ の場合は、 $H=0$ として、 $K=b$ の定数として計算する。この方法は簡単に計算ができるが、路床の浸透能力は不利な方向となる。以下の場合に使用する。

- ① 舗装としての耐久性としての舗装厚に対して、十分に路床の浸透能力があり、路床の浸透能力を不利にとっても十分に流出量のピークカットが見込める場合の計算。
- ② 比浸透量が水位によって大きく変化しない場合、路床浸透を見込んで設計するか、しないかの目安として計算する。

(2) 計算方法

STEP1→STEP2→STEP3 の流れで計算するのは通常法と同じである。ただし、Excel への入力が大幅に縮減できる。また、簡易法は Excel のような表計算ソフトを使わずに、電卓を使った手計算でも十分に対応できる。以下に計算例を示す。

<計算例>

諸条件を付録 7-2 で行った通常法の場合と同じ条件とする。

ただし、路床浸透能力は $Q=b \times k_0 = 1.287 \times 2 \times 10^{-4} \text{ (cm/s)} = 1.54 \text{ (mm/10 分)} = 9.24 \text{ (mm/h)}$ となる。

1) STEP1

STEP1 の終了時刻は付録 7-2 と同様に 130 分とする。

つまり、130 分から路床浸透が始まるものとする。

2) STEP2 および STEP3

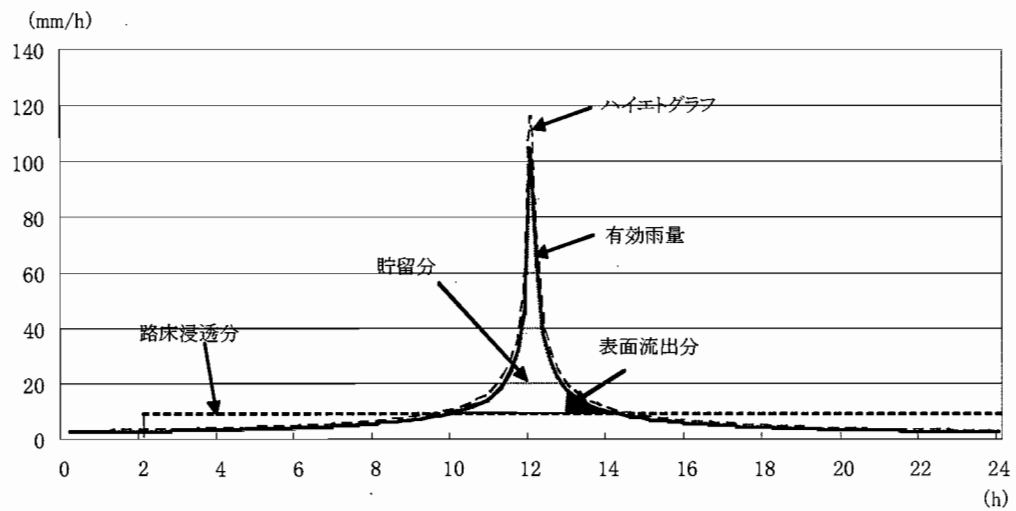
STEP2 から路床浸透が始まる。

付図-7.4 に示すように、この場合路床の浸透能力は一定であるので、路床浸透分の直線がかける。これより、降雨曲線から路床浸透分を引いたものが舗装に貯留される分である。図示、あるいは簡単な計算により貯留できる分がなくなり、路床浸透分より余剰となっている雨量が単位面積あたりに 10 分間で流出する水量である。

注意することは、この場合の舗装材料の貯留率は通常計算例で示したとおり、STEP2 で貯留できる量である。つまり、可能な貯留率から水拘束率をひいた分がここでの材料の貯留率に相当する。

今回、この条件で計算した場合、流出ハイドログラフは通常法で計算し、作成したものとはほぼ一致する。これは今回例に示した比浸透量が水位の影響をあまりうけない為である。つまり、比浸透量を $K=0.014H+1.287$ とした場合で管排水（放流孔からの排水）を行わない場合は、この簡易法でも通常法と同程度の精度を得ることができる。

ただし、比浸透量を実験、現場条件に合わせた数値解析で決定した場合には、水位と比



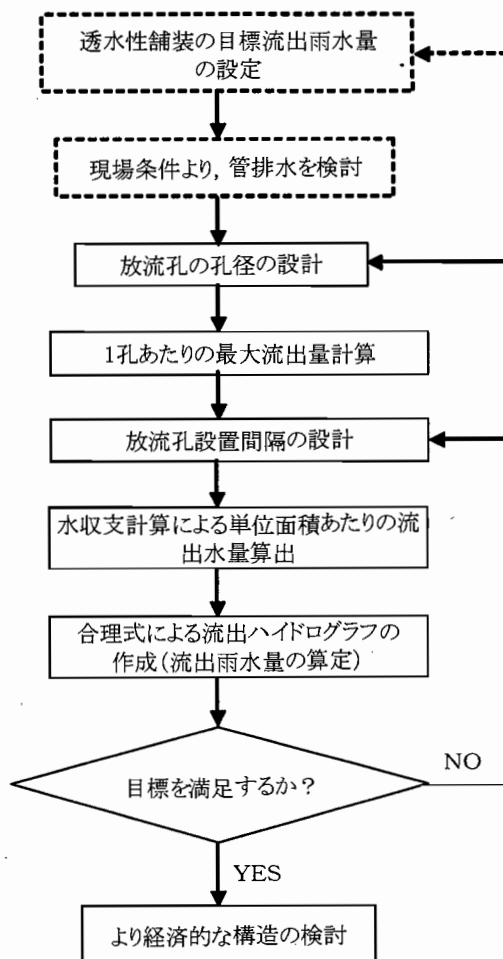
付図-7.4 簡易法の図示

浸透量の関係により、水位によって路床浸透量が大きく変化する場合があります、そのような場合には通常法と簡易法の結果が大きく異なる場合があるので注意を要する。また、集水管、放流孔を使用して排水する場合は、水位に排水量が大きく影響を受けるため、このような簡易法は使えない。

7-4 管排水（放流孔からの排水）を行う場合の計算例

(1) 概要

管による排水を考える場合は、付図-7.5 に示すフローに従う。
具体的な計算例を以下に示す。



付図-7.5 管排水を行う場合の設置フロー

(2) 計算例

1) 条件

舗装断面は付録 7-2, 付録 7-3 と同条件の付表-7.1 に示すものとする。ハイドログラフも付図-7.2 に示すものとする。ただし、路床の飽和透水係数は $1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ として路床からの浸透は考えないものとする。また、道路幅員を 10m とする。

2) 放流孔孔径の設計

放流孔の孔径を 5cm ($=0.05\text{m}$) とする。この場合、舗装厚が 70cm ($=0.7\text{m}$) であり、路床上面に放流孔を設置する。 $C=0.6$ として、最大放流量を計算すると、

$$Q_c = C \times A \times [2 \times g \times (H - D/2)]^{1/2} = 0.00428 \text{ (m}^3/\text{s)} = 15419 \text{ (リットル/h)}$$

3) 放流孔設置間隔の仮決定

透水性舗装単独で、最大流出雨水量/最大雨量が0.3(10分間において)を目標としたと仮定すると、10分間における最大雨量は116(mm/h換算)である。よって許容される流出量は

$116 \times 0.3 = 34.8$ (mm/h換算:10分間)である。

放流孔設置間隔をLとし、最終的には合理式によって全体の流出雨水量を計算しなくてはならないが、単位あたりの流出雨水量がこの条件を満足するように設計するならば

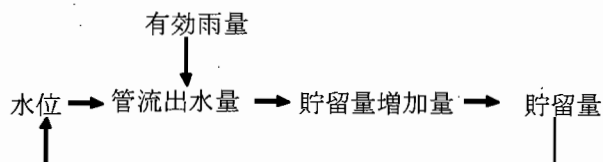
$34.8 \text{ (mm/h)} \times 10 \text{ (幅員:m)} \times L \text{ (m)} \geq 15419$ を満足すればよい。

よって、 $L \geq 44.31 \text{ (m)}$ である。

今回は放流孔の間隔を50mとして水収支計算をする。

4) 水収支計算

水収支計算は路床に浸透させる場合と同様にSTEP1→STEP2 および STEP3 の過程に従う。STEP2 での水収支計算は以下のとおりになる。



STEP1 の計算は付録7-2に示したものと同様になる。管流出は130分から始まる。

STEP2 における水収支計算を行う方法は様々考えられるが、一例を付表-7.5に示す。付表-7.5に示す表計算は付表-7.3に示す表計算シートを一部変更して行う。

<変更箇所>

- ① E列は「比浸透量」ではなく、「管流出流量(リットル/秒)」となる。計算式は

$$H \leq 1.2D \quad Q_c = 1.7 \sim 1.8 \times B \times H^{3/2} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$H \geq 1.8D \quad Q_c = C \times A \times [2 \times g \times (H - D/2)]^{1/2} \quad \dots \text{式(2)}$$

1.2D < H < 1.8D のときは2式のうち値の小さい方となる。H=2.2D 付近までは式(1)がより小さな値をとため、H=1.8D までは式(1)それ以上は式(2)を使用することとする。また、式に $g \text{ (m/s}^2\text{)}$ が含まれるため、計算式中の長さの単位はmで統一し、最後に1000を乗して(リットル/秒)の単位にする。入力式は

入力式:

$$(E7) = IF(D7 < 90, 1.7 * 0.05 / 2 * (D7 / 1000) ^ {1.5} * 1000, 0.6 * 0.05 ^ {2/4} * 3.14 * (2 * 9.8 * (D7 / 1000 - 0.05 / 2)) ^ {0.5} * 1000) \quad \text{となる(太字は放流孔の孔径により変化する)}.$$

- ② F列は「管流出流量(mm/10分)」の値を出す。

E列で求めた(リットル/s)の値を(mm/10分)の値に換算する。今、車幅が10m、放流孔設置間隔が50mであるので、入力式は

$$\text{入力式: } (F7) = E7 * 60 * 10 / 10 / 50 \quad \text{となる(太字は車幅、設置間隔により変化する)}.$$

- ③ M列は流出雨水量となる。

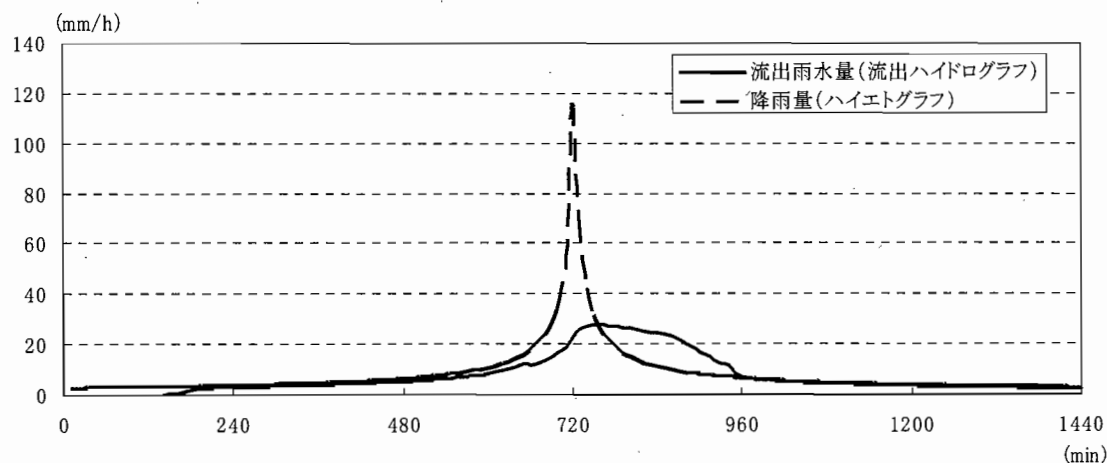
(流出雨水量) = (表面流出水量) + (管流出水量) である。よって入力式は

入力式: $(M7) = (F7+L7) * 6$ となる。なお、単位は (mm/h) である。

以上のように数式を入力すると、付表-7.5 が得られる。付表-7.5 から得られた結果から、付図-7.6 のような単位面積あたりの流出量グラフがかけられる。

付表-7.5 管流出を考えた場合の計算例での計算シート

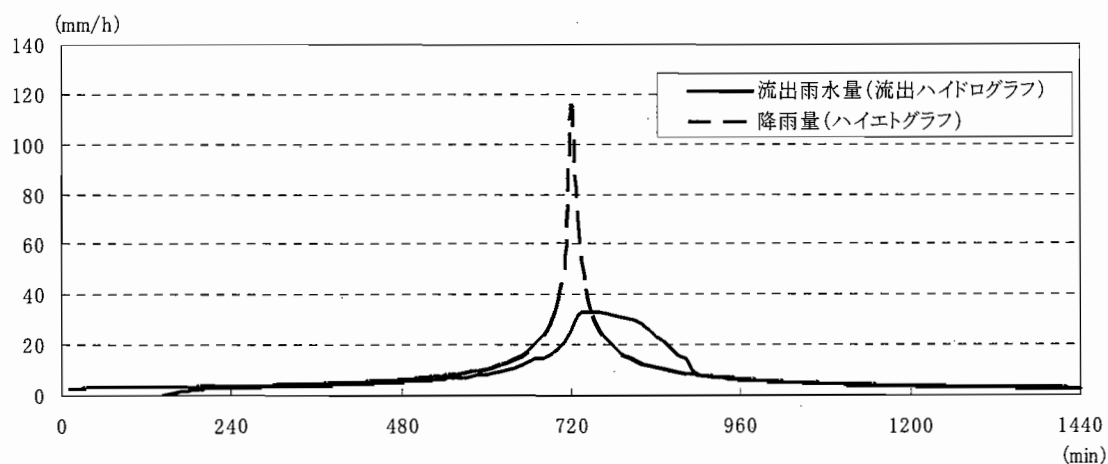
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1	時間	ハイト グラフ雨量	有効雨量	水位	可能管流出量		EXCEL計算用		単位貯留 増加量	貯留量	貯留量の 残量	表面流 出量	単位延長 あたり流出 雨水量
2	(分)	(mm/10分)	(mm/10分)	(mm)	(l/sec)	(mm/10分)			(mm/10分)	(mm)	(mm)	(mm/10分)	(mm/h)
3	t	R	M	$h=f(V_{t-1})$	Qout(h)		M-Qout	(M-Q)(2)	$\Delta V=M-Q$ または $V_{max}-V_{t-1}$ の小さい方	$V_t=V_{t-1}+\Delta V$	$V_{max}-V_t$	$M-Q-\Delta V$	表面流出 水+管排水 量
4	130										55.50		
5	140	0.55	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	55.00	0.00	0.00
6	150	0.56	0.50	11.00	0.05	0.06	0.44	0.44	0.44	0.94	54.56	0.00	0.35
7	160	0.56	0.51	20.84	0.13	0.15	0.35	0.35	0.35	1.29	54.21	0.00	0.92
8	170	0.57	0.51	28.72	0.21	0.25	0.27	0.27	0.27	1.56	53.94	0.00	1.49
9	180	0.58	0.52	34.65	0.27	0.33	0.19	0.19	0.19	1.75	53.75	0.00	1.97
10	190	0.59	0.53	38.93	0.33	0.39	0.14	0.14	0.14	1.89	53.61	0.00	2.35
11	200	0.60	0.54	41.98	0.37	0.44	0.10	0.10	0.10	1.99	53.51	0.00	2.63
12	210	0.60	0.54	44.15	0.39	0.47	0.07	0.07	0.07	2.06	53.44	0.00	2.84
13	220	0.61	0.55	45.73	0.42	0.50	0.05	0.05	0.05	2.11	53.39	0.00	2.99
14	230	0.62	0.56	46.91	0.43	0.52	0.04	0.04	0.04	2.15	53.35	0.00	3.11
15	240	0.63	0.57	47.85	0.44	0.53	0.04	0.04	0.04	2.19	53.31	0.00	3.20
16	250	0.64	0.58	48.63	0.46	0.55	0.03	0.03	0.03	2.22	53.28	0.00	3.28
17	260	0.65	0.59	49.31	0.47	0.56	0.03	0.03	0.03	2.25	53.25	0.00	3.35
57	660	2.91	2.61	123.16	1.63	1.96	0.65	0.65	-0.65	6.20	49.30	0.00	11.76
58	670	3.30	2.97	137.71	1.75	2.10	0.87	0.87	0.87	7.07	48.43	0.00	12.60
59	680	3.85	3.46	157.08	1.89	2.27	1.19	1.19	1.19	8.26	47.24	0.00	13.64
60	690	4.66	4.19	183.53	2.08	2.49	1.70	1.70	1.70	9.96	45.54	0.00	14.94
61	700	5.99	5.39	221.32	2.31	2.77	2.62	2.62	2.62	12.58	42.92	0.00	16.63
62	710	8.70	7.83	279.54	2.63	3.16	4.67	4.67	4.67	17.25	38.25	0.00	18.94
63	720	19.34	17.41	383.39	3.12	3.74	13.66	13.66	13.66	30.92	24.58	0.00	22.47
64	730	11.60	10.44	503.32	3.61	4.33	6.11	6.11	6.11	37.03	18.47	0.00	25.96
65	740	7.06	6.36	552.24	3.79	4.54	1.81	1.81	1.81	38.84	16.66	0.00	27.25
66	750	5.23	4.71	566.74	3.84	4.60	0.10	0.10	0.10	38.95	16.55	0.00	27.63
67	760	4.21	3.79	567.56	3.84	4.61	0.00	-0.82	-0.82	38.13	17.37	0.00	27.65
68	770	3.55	3.20	561.00	3.82	4.58	0.00	-1.38	-1.38	36.74	18.76	0.00	27.48
69	780	3.09	2.78	549.94	3.78	4.53	0.00	-1.75	-1.75	34.99	20.51	0.00	27.19
70	790	2.74	2.47	535.92	3.73	4.47	0.00	-2.00	-2.00	32.99	22.51	0.00	26.83
71	800	2.48	2.23	519.91	3.67	4.40	0.00	-2.17	-2.17	30.82	24.68	0.00	26.40
72	810	2.26	2.04	502.53	3.60	4.32	0.00	-2.29	-2.29	28.53	26.97	0.00	25.94
73	820	2.09	1.88	484.24	3.53	4.24	0.00	-2.36	-2.36	26.17	29.33	0.00	25.44
74	830	1.94	1.75	465.35	3.46	4.15	0.00	-2.41	-2.41	23.76	31.74	0.00	24.91
75	840	1.81	1.63	446.11	3.38	4.06	0.00	-2.43	-2.43	21.34	34.16	0.00	24.36
76	850	1.71	1.54	426.70	3.30	3.96	0.00	-2.43	-2.43	18.91	36.59	0.00	23.79
77	860	1.61	1.45	407.27	3.22	3.87	0.00	-2.42	-2.42	16.49	39.01	0.00	23.21
78	870	1.53	1.38	366.49	3.05	3.66	0.00	-2.28	-2.28	14.21	41.29	0.00	21.93
79	880	1.46	1.31	315.85	2.81	3.37	0.00	-2.06	-2.06	12.15	43.35	0.00	20.24
80	890	1.39	1.25	270.00	2.58	3.10	0.00	-1.84	-1.84	10.31	45.19	0.00	18.58
81	900	1.33	1.20	229.00	2.35	2.83	0.00	-1.63	-1.63	8.68	46.82	0.00	16.95
82	910	1.28	1.15	192.84	2.14	2.56	0.00	-1.41	-1.41	7.26	48.24	0.00	15.38
83	920	1.23	1.11	161.44	1.93	2.31	0.00	-1.20	-1.20	6.06	49.44	0.00	13.86
84	930	1.18	1.07	134.67	1.73	2.07	0.00	-1.01	-1.01	5.05	50.45	0.00	12.43
85	940	1.14	1.03	112.32	1.60	1.92	0.00	-0.89	-0.89	4.16	51.34	0.00	11.52
86	950	1.11	0.99	92.52	1.20	1.44	0.00	-0.44	-0.44	3.72	51.78	0.00	8.61
87	960	1.07	0.96	82.73	1.01	1.21	0.00	-0.25	-0.25	3.47	52.03	0.00	7.28
88	970	1.04	0.93	77.17	0.91	1.09	0.00	-0.16	-0.16	3.31	52.19	0.00	6.56
89	980	1.01	0.91	73.63	0.85	1.02	0.00	-0.11	-0.11	3.20	52.30	0.00	6.11
132	1410	0.49	0.44	42.86	0.38	0.45	0.00	-0.01	-0.01	1.91	53.59	0.00	2.72
133	1420	0.48	0.43	42.55	0.37	0.45	0.00	-0.01	-0.01	1.90	53.60	0.00	2.69
134	1430	0.48	0.43	42.24	0.37	0.44	0.00	-0.01	-0.01	1.89	53.61	0.00	2.66
135	1440	0.47	0.42	41.94	0.37	0.44	0.00	-0.01	-0.01	1.87	53.63	0.00	2.63



付図-7.6 管排水を考えた場合の降雨量と単位面積あたりの流出量のグラフ例
(放流孔 $\phi = 5\text{cm}$, 放流孔間隔 50m)

付図-7.6 の結果から流出ハイドログラフを作成し、最大流出雨水量/最大雨量を求めると 0.24 となり、条件を満足する。

もし、この場合、放流孔間隔を 40m にすると、付図-7.7 のようなハイドログラフが得られる。最大流出雨水量/最大雨量を求めると、0.30 となり、この場合も条件を満足する。放流孔の間隔を仮決定した時に、水位を最大で計算しているため、最初の放流孔間隔の仮決定で求めた間隔よりも小さい時でも条件を満足することはある。



付図-7.7 放流孔 $\phi = 5\text{cm}$ の設置間隔 40m にした場合

7-5 路床浸透と管排水（放流孔からの排水）の両方を考える場合の計算例

路床の飽和透水係数が $1 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ 程度以上あり、管排水（放流孔からの排水）も行う場合は、水収支計算に路床浸透性能と管排水の両方を組み込むこととする。

計算例を以下に示す。

(1) 計算例条件

計算例の条件は以下の様にする。

① 降雨条件

付録 7-2 から付録 7-4 で使用した 24 時間集中降雨型ハイエトグラフを使用する。

② 目標とする流出雨水量

透水性舗装区間単独で最大流出量/最大雨量を 0.2 とする。

③ 地盤浸透性能と土質

路床土は飽和透水係数が $2 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ ($=1.2 \text{mm/10 分}$) の砂質土とする。比浸透量は $K=0.014H+1.287 (\text{m}^2/\text{m}^2)$ とする。

④ 舗装条件

路床設計 CBR=6, 計画交通量 $250 \leq T < 1,000$ (台/日・方向), 信頼度 90% であり, 必要 $T_A=21 \text{cm}$ とする。車道幅は 10m とする。

舗装構造を以下のように設計する。

⑤ 放流孔設置間隔

放流孔は 5cm の径とし, 設置間隔は 50m とする。

付表-7.6 舗装構造例（付録 7-5 で計算する例）

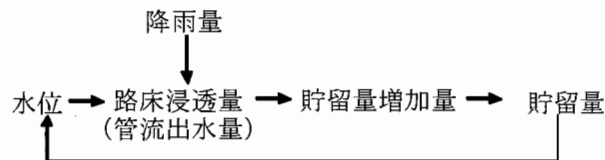
	厚さ (cm)	使用材料	T_A 換算 (cm)
表層	5	高粘度アスファルト使用開粒度アスファルト混合物	5.0
基層	5	高粘度アスファルト使用開粒度アスファルト混合物	5.0
上層路盤	7	改質Ⅱ型アスファルト使用透水性安定処理混合物	5.6
下層路盤	25	クラッシャラン (C-40)	6.3
合計	42	-	21.9

(2) 路床浸透または管排水のみで雨水流出抑制を考えた場合の計算結果

路床浸透のみ, または管排水のみで雨水流出抑制の対策をした場合, 付録 7-2 (または付録 7-3), 付録 7-4 と同様に透水性舗装設置区間の最大流出量/最大雨量を求めた場合, 路床浸透のみでは 0.48 となり, 管流出のみでは 0.33 となり, このままでは目標とする 0.2 を満足できないが, 路床の飽和透水係数が 10^{-4}cm/s のオーダーであるために, 管と路床浸透の組み合わせでの計算を検討する。

(3) 路床浸透と管排水両方を考えた場合の水収支計算方法

路床浸透と管排水の両方を水収支計算に加える場合、以下の計算の流れになる。



つまり、以前は路床浸透量が管流出水量か一方だったものが、両方を入れて計算することとなる。

表計算シートは以下ようになる。

付表-7.7 路床浸透、管排水両方を入れた場合の表計算シートの例

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
1	時間	ハイト グラフ	有効雨 量	水位	比浸透量 K	路床浸透 量	可能管流出量		EXCEL計算用		単位貯留 増加量	貯留量	貯留量の 残量	表面流出 量	単位面積あたり流出 雨水量	
2	(分)	(mm/10分)	(mm/10分)	(mm)	(m ² /m ²)	(mm/10分)	(l/sec)	(mm/10分)			(mm/10分)	(mm)	(mm)	(mm/10分)	(mm/10分)	(mm/h)
3	t	R	M	$h=f(V_{t-1})$	$K=aH+b$	$Q(h_t)$	$Q_{out}(h)$		$M-Q_{out}$	$(M-Q_{out})(2)$	$\Delta V=M-Q-Q_{out}$ または V_{max} の小さい方	$V_t=V_{t-1}+\Delta V$	$V_{max} \cdot V_t$	$M-Q-Q_{out} \cdot \Delta V$	表面流出水+管排水 量	
69	650	2.60	2.34	27.93	1.29	1.54	0.20	0.24	0.56	0.56	0.56	1.82	30.68	0.00	0.24	1.43
70	660	2.91	2.61	40.36	1.29	1.55	0.34	0.41	0.66	0.66	0.66	2.47	30.03	0.00	0.41	2.48
71	670	3.30	2.97	54.94	1.29	1.55	0.55	0.66	0.77	0.77	0.77	3.24	29.26	0.00	0.66	3.94
72	680	3.85	3.46	72.04	1.29	1.55	0.82	0.99	0.93	0.93	0.93	4.17	28.33	0.00	0.99	5.92
73	690	4.66	4.19	92.75	1.29	1.55	1.36	1.63	1.02	1.02	1.02	5.19	27.31	0.00	1.63	9.77
74	700	5.99	5.39	115.33	1.29	1.55	1.57	1.88	1.96	1.96	1.96	7.15	25.35	0.00	1.88	11.29
75	710	8.70	7.83	158.99	1.29	1.55	1.91	2.29	3.99	3.99	3.99	11.15	21.35	0.00	2.29	13.75
76	720	19.34	17.41	247.68	1.29	1.55	2.46	2.95	12.91	12.91	12.91	24.05	8.45	0.00	2.95	17.72
77	730	11.60	10.44	352.41	1.29	1.55	2.98	3.58	5.31	5.31	5.31	29.36	3.14	0.00	3.58	21.49
78	740	7.06	6.36	394.88	1.29	1.55	3.17	3.81	1.00	1.00	1.00	30.36	2.14	0.00	3.81	22.84
79	750	5.23	4.71	402.87	1.29	1.55	3.21	3.85	0.00	-0.69	-0.69	29.67	2.83	0.00	3.85	23.08
80	760	4.21	3.79	397.33	1.29	1.55	3.18	3.82	0.00	-1.58	-1.58	28.08	4.42	0.00	3.82	22.91
81	770	3.55	3.20	384.68	1.29	1.55	3.13	3.75	0.00	-2.11	-2.11	25.98	6.52	0.00	3.75	22.52
82	780	3.09	2.78	367.81	1.29	1.55	3.05	3.66	0.00	-2.43	-2.43	23.54	8.96	0.00	3.66	21.99
83	790	2.74	2.47	348.33	1.29	1.55	2.97	3.56	0.00	-2.64	-2.64	20.90	11.60	0.00	3.56	21.35
84	800	2.48	2.23	327.22	1.29	1.55	2.87	3.44	0.00	-2.76	-2.76	18.14	14.36	0.00	3.44	20.64
85	810	2.26	2.04	305.13	1.29	1.55	2.76	3.31	0.00	-2.83	-2.83	15.32	17.18	0.00	3.31	19.88
86	820	2.09	1.88	282.52	1.29	1.55	2.65	3.18	0.00	-2.85	-2.85	12.47	20.03	0.00	3.18	19.06
87	830	1.94	1.75	259.75	1.29	1.55	2.53	3.03	0.00	-2.84	-2.84	9.63	22.87	0.00	3.03	18.19
88	840	1.81	1.63	214.06	1.29	1.55	2.27	2.72	0.00	-2.64	-2.64	7.00	25.50	0.00	2.72	16.33
89	850	1.71	1.54	155.48	1.29	1.54	1.88	2.26	0.00	-2.26	-2.26	4.74	27.76	0.00	2.26	13.56
146	1420	0.48	0.43	0.73	1.29	0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	32.47	0.00	0.00	0.01
147	1430	0.48	0.43	0.71	1.29	0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	32.47	0.00	0.00	0.01
148	1440	0.47	0.42	0.68	1.29	0.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	32.47	0.00	0.00	0.01

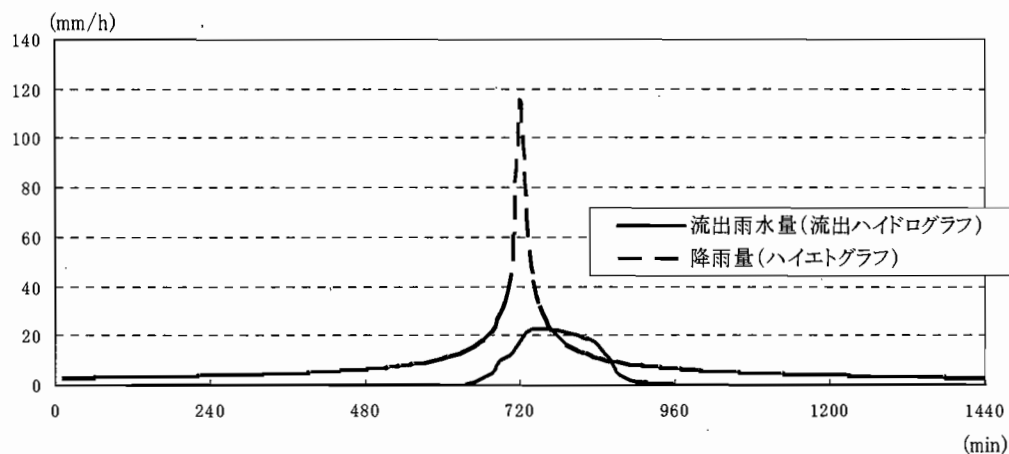
付表-7.7 を作成する場合、付表-7.5 との変更点は以下の2点である。

- ① 路床浸透に関する列 (E列: 比浸透量, F列: 路床浸透量) を挿入する。挿入の仕方は付録7-1 に示す比浸透量, 路床浸透量の入力方法と同様である (付表-7.3 および付表-7.4 においてはE列およびF列)。
- ② 「EXCEL 計算用」としている列 (付表-7.7 においてはI列) の算定式が付表-7.5 においては「有効雨量 M-可能管流出量 Q_{out} 」であったが、付表-7.7 においては「有効雨量 M (C列) -路床浸透量 Q (F列) -管流出量 Q_{out} (H列)」に修正する必要がある。

付表-7.7 に従って、透水性舗装の単位面積あたりの流出雨水量を計算し、合理式により

透水性舗装設置区間の流出ハイドログラフをかくと付図－7.8 のようになる。

最大流出雨水量/最大雨量は 0.2 となり、目標とする最大流出雨水量/最大雨量を満足する。



付図－7.8 路床浸透，管排水両方を入れた場合の流出ハイドログラフの例

付録7-2から付録7-5に水収支計算を本マニュアルの計算方法に従って算定する表計算ソフトへの入力例を示したが，ピーク雨量後に水位がマイナスになる等，完全な状態ではなく，試作版の域をこえていない．これらを使用する場合は，状態の現象を十分に理解した上で使用し，誤作動がないか等，十分な点検を行うこと．また，使用する者が，独自に計算プログラムを開発し，より使いやすいものを作成することが望ましい．

なお，本章で使用した表計算ソフトへの入力例は独立行政法人土木研究所ホームページ中の舗装チームのホームページ（<http://www.pwri.go.jp/team/pavement/>）からダウンロードできるようにしている．

付録－8 浸透施設に関する計算例

<条件>

降雨条件

計画降雨波形：中央集中型モデル降雨（降雨継続時間 24 時間）

降雨強度式： $r=1452/(t^{0.7}+7.5)$ （ピーク降雨：116 mm/hr）

集水条件

車道幅 10 m, 延長 20 m（集水面積 200 m²）

開発前：原野（流出係数 $f_0=0.2$ ）

開発後：通常舗装（流出係数 $f_1=0.9$ ）

地盤透水係数

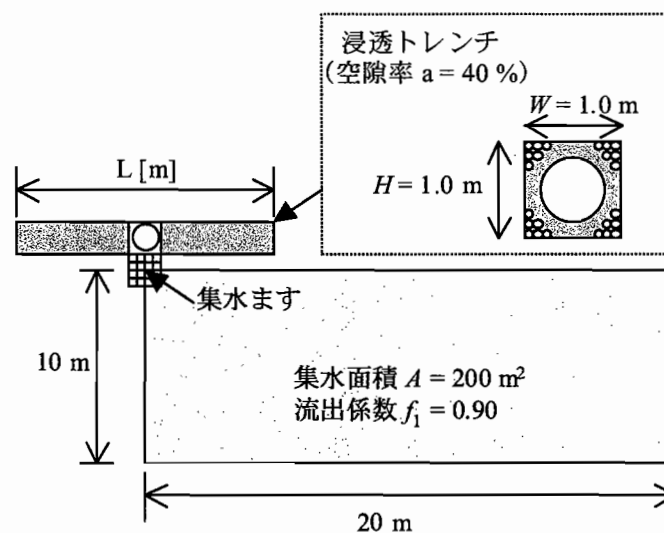
$k_0=5.0 \times 10^{-3}$ (cm/s)

浸透・貯留施設

浸透トレンチ（幅 $W=1.0$ m, 高さ $H=1.0$ m）単独処理

計算手法

貯留浸透モデル（5-5-3（1）2）参照）



付図－8.1 集水領域概念図

(1) 目標最大流出雨水量

ここでは、開発前（原野）の基準降雨時における流出雨水量の最大値を、浸透トレンチの目標最大流出雨水量として設定する。

上記の条件より、開発前の流出係数が 0.2、降雨強度の最大値が 116mm/h、集水面積が 200m²であるから、流出雨水量の最大値を合理式により求めると以下のとおりである。

$$\begin{aligned}
 Q &= f_0 \times r \times A \\
 &= 0.2 \times 116 \times 200 / 3,600,000 \\
 &= 0.00129 \text{ (m}^3/\text{s)}
 \end{aligned}$$

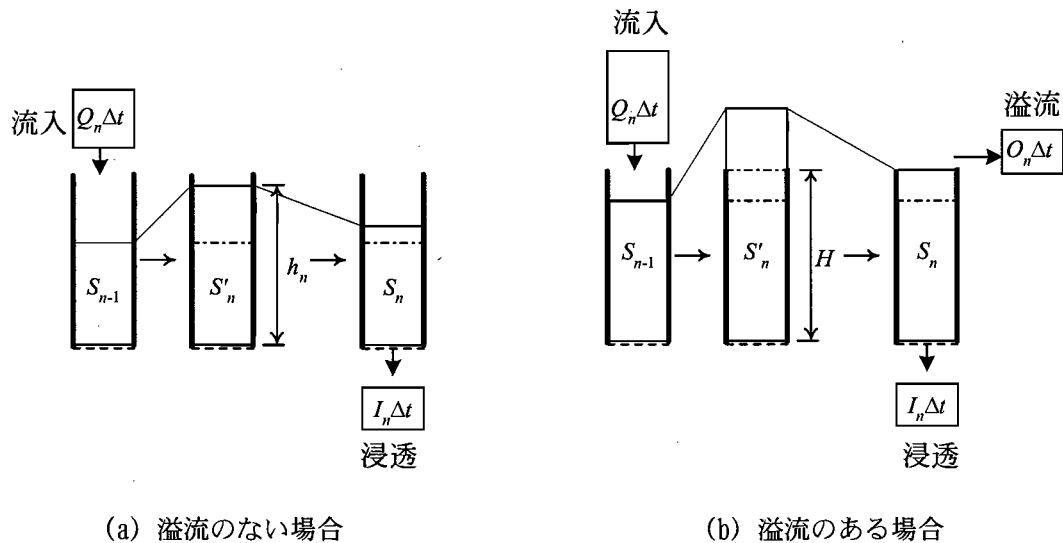
ここで、A：集水面積（200 m²），f₀：開発前流出係数（0.20），r：ピーク降雨強度（116 mm/hr）

したがって、浸透トレンチの目標最大流出雨水量は、

$$Q = 0.00129 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

(2) 水収支計算

トレンチ長さ L=10 m の場合の計算過程の一部を付表－8.1（84，85 ページ）に示すとともに以下で説明する．計算の概念図を付図－8.2 に示す．



付図－8.2 計算過程の概念

<計算過程の一例>

1) 溢流がない場合（t=710 分）（付図－8.2（a）参照）

- ① 前段階（t=700 分）計算終了時の貯留量 $S_{700} = 0.58819 \text{ m}^3$
- ② 710 分におけるトレンチへの流入量 Q_{710} を次式で計算する．

$$\begin{aligned}
 Q_{710} &= f_1 \times r_{710} \times A / 3,600,000 \\
 &= 0.90 \times 52.2 \times 200 / 3,600,000 \\
 &= 0.00261 \text{ (m}^3/\text{s)}
 \end{aligned}$$

ここで、r₇₁₀：710 分における降雨強度（mm/hr），f₁：通常舗装の流出係数（0.90），A：集水面積（m²）

- ③ 700から710分の10分間で流入する雨水 Q_{710} が全てトレンチ内に貯留されたとすると、
浸透・溢流前の全水量 S'_{710} は

$$\begin{aligned} S'_{710} &= Q_{710} \times \Delta t + S_{700} \\ &= 0.00261 \times 600 + 0.58819 \\ &= 2.1540 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

ここで、 Δt ：計算時間間隔 (s)
となる。

- ④ トレンチの最大貯留量 $S_{\max}$ (m³) は

$$\begin{aligned} S_{\max} &= a \times H \times W \times L = 0.4 \times 1.0 \times 1.0 \times 10 \\ &= 4.0 \end{aligned}$$

ここで、 a ：トレンチの空隙率、 H ：トレンチ高さ (m)、 W ：トレンチ幅 (m)、 L ：トレンチ長さ (m)

となり、 $S'_{710} < S_{\max}$ であるから、トレンチは満水にならない。

- ⑤ 貯留量 S'_{710} を次式で水深 h_{710} に換算する。

$$\begin{aligned} h_{710} &= S'_{710} / (a \times W \times L) \\ &= 2.1540 / (0.4 \times 1.0 \times 10) \\ &= 0.5385 \text{ (m)} \end{aligned}$$

- ⑥ 湛水深 h_{710} の時の浸透量 I_{710} を式(5-1)、式(5-2)、表-5.1により算定する。

$$\begin{aligned} I_{710} &= C \times k_0 \times 10^{-2} \times K_f \times L \\ &= C \times k_0 \times 10^{-2} \times (3.093 \times h_{710} + 1.34 \times W + 0.677) \times L \\ &= 0.81 \times 5.0 \times 10^{-5} \times (3.093 \times 0.5385 + 1.34 \times 1.0 \times 0.677) \times 10 \\ &= 0.00149 \text{ (m}^3\text{/s)} \end{aligned}$$

ここで、 C ：浸透能力低下係数、 k_0 ：透水係数 (cm/s)、 K_f ：比浸透量 (m²)

- ⑦ 浸透処理後の貯留量 S_{710} を次式で計算し、①に戻る。

$$\begin{aligned} S_{710} &= S'_{710} - I_{710} \times \Delta t - O_n \times \Delta t \\ &= 2.1540 - 0.00149 \times 600 - 0 \\ &= 1.26 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

2) 溢流がある場合 (t=730分) (付図-8.2 (b) 参照)

- ①②③については $t=710$ 分と同様に計算する。

$$\begin{aligned} S_{720} &= 3.4989 \text{ (m}^3\text{)} \\ Q_{730} &= 0.00350 \text{ (m}^3\text{/s)} \\ S'_{730} &= 5.5871 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

- ④ $S'_{730} (=5.5871 \text{ m}^3) > S_{\max} (=4.0 \text{ m}^3)$ であるから、トレンチは満水になる。

- ⑤ トレンチは満水なので、湛水深は $h_{730}=H=1.0 \text{ m}$

- ⑥ 浸透量 I_{730} は以下のとおり。

$$I_{730} = C \times k_0 \times 10^{-2} \times K_f \times L$$

$$\begin{aligned}
&=C \times k_0 \times 10^{-2} \times (3.093 \times h_{710} + 1.34 \times W + 0.677) \times L \\
&=0.81 \times 5.0 \times 10^{-5} \times (3.093 \times 1.0 + 1.34 \times 1.0 \times 0.677) \times 10 \\
&=0.00207 \text{ (m}^3/\text{s)}
\end{aligned}$$

⑦ $I_{730} \times \Delta t + S_{\max} < S'_{730}$ となるのでトレンチから溢流が発生する.

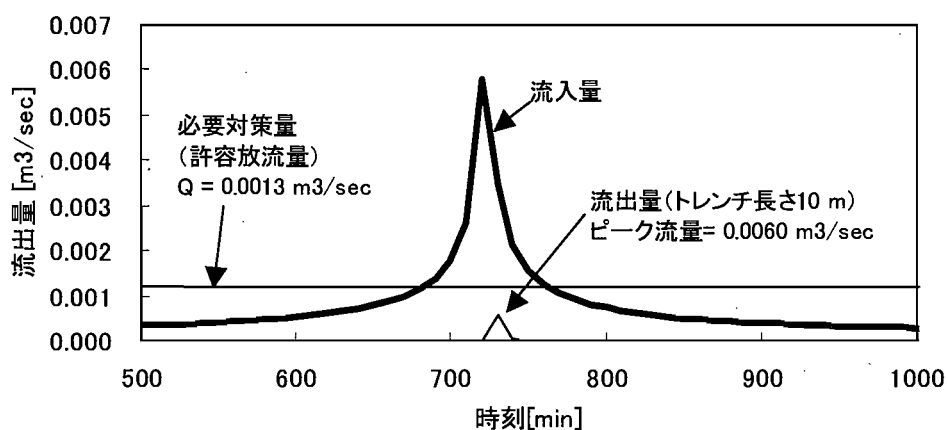
$$\begin{aligned}
O_{730} &= (S'_{730} - I_{730} \times \Delta t - S_{\max}) / \Delta t \\
&= (5.5871 - 0.00207 \times 600 - 4.0) / 600 \\
&= 0.00056 \text{ (m}^3/\text{s)}
\end{aligned}$$

⑧ 浸透処理後の貯留量 S_{730} を次式で計算し、①に戻る.

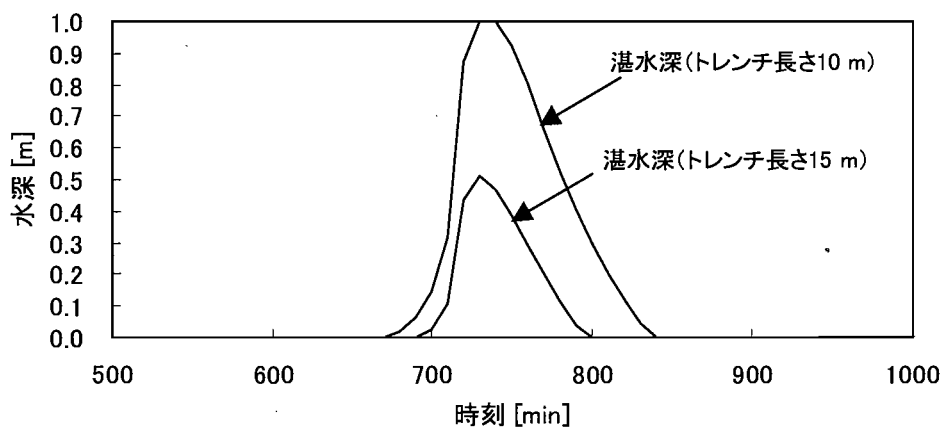
$$S_{730} = S_{\max} = 4.0 \text{ (m}^3\text{)}$$

(3) 計算結果

トレンチ長さ $L=10, 15 \text{ m}$ の場合についての水収支計算結果を付図-8.3 に示す. 図より, $L=15 \text{ m}$ の場合にはトレンチは満水にならない. $L=10 \text{ m}$ の場合には, トレンチは満水になるものの流出雨水量(溢流量)の最大値は $0.0060 \text{ m}^3/\text{s}$ であり, (1) で設定した目標最大流出雨水量 $0.00129 \text{ m}^3/\text{s}$ を満足する.



(a) 流入量, 流出量



(b) トレンチ内湛水深

付図-8.3 貯留浸透モデルによる流出雨水量算定結果

付表－8.1 貯留浸透モデルによる流出雨水量算定結果（一部）

時間 t [min]	降雨量 r_n [mm/10min]	流入量 Q_n [m³/s]	浸透量 I_n [m³/s]	貯留量 S_n [m³]	湛水深 h_n [m]	流出量 O_n [m³/s]
0	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	0.4746	0.00014	0.00014	0.00000	0.00000	0.00000
20	0.4796	0.00014	0.00014	0.00000	0.00000	0.00000
30	0.4846	0.00015	0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
40	0.4898	0.00015	0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
50	0.4952	0.00015	0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
60	0.5006	0.00015	0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
600	1.7586	0.00053	0.00053	0.00000	0.00000	0.00000
610	1.8747	0.00056	0.00056	0.00000	0.00000	0.00000
620	2.0102	0.00060	0.00060	0.00000	0.00000	0.00000
630	2.1707	0.00065	0.00065	0.00000	0.00000	0.00000
640	2.3643	0.00071	0.00071	0.00000	0.00000	0.00000
650	2.6029	0.00078	0.00078	0.00000	0.00000	0.00000
660	2.9051	0.00087	0.00087	0.00000	0.00000	0.00000
670	3.3019	0.00099	0.00099	0.00000	0.00000	0.00000
680	3.8487	0.00115	0.00103	0.07246	0.01812	0.00000
690	4.6568	0.00140	0.00110	0.24944	0.06236	0.00000
700	5.9910	0.00180	0.00123	0.58819	0.14705	0.00000
710	8.6992	0.00261	0.00149	1.25917	0.31479	0.00000
720	19.3416	0.00580	0.00207	3.49893	0.87473	0.00000
730	11.6011	0.00348	0.00207	4.00000	1.00000	0.00058
740	7.0618	0.00212	0.00207	4.00000	1.00000	0.00005
750	5.2293	0.00157	0.00207	3.69955	0.92489	0.00000
760	4.2092	0.00126	0.00207	3.21547	0.80387	0.00000
770	3.5515	0.00107	0.00202	2.64031	0.66008	0.00000
780	3.0890	0.00093	0.00182	2.10561	0.52640	0.00000
790	2.7445	0.00082	0.00163	1.62102	0.40526	0.00000
800	2.4770	0.00074	0.00146	1.18838	0.29710	0.00000

時間 t [min]	降雨量 r _n [mm/10min]	流入量 Q _n [m³/s]	浸透量 I _n [m³/s]	貯留量 S _n [m³]	湛水深 h _n [m]	流出量 O _n [m³/s]
810	2.2627	0.00068	0.00132	0.80572	0.20143	0.00000
820	2.0869	0.00063	0.00119	0.46924	0.11731	0.00000
830	1.9397	0.00058	0.00107	0.17448	0.04362	0.00000
840	1.8145	0.00054	0.00084	0.00000	0.00000	0.00000
850	1.7066	0.00051	0.00051	0.00000	0.00000	0.00000
860	1.6125	0.00048	0.00048	0.00000	0.00000	0.00000
870	1.5297	0.00046	0.00046	0.00000	0.00000	0.00000
880	1.4562	0.00044	0.00044	0.00000	0.00000	0.00000
890	1.3904	0.00042	0.00042	0.00000	0.00000	0.00000
900	1.3312	0.00040	0.00040	0.00000	0.00000	0.00000
910	1.2776	0.00038	0.00038	0.00000	0.00000	0.00000
920	1.2288	0.00037	0.00037	0.00000	0.00000	0.00000
930	1.1841	0.00036	0.00036	0.00000	0.00000	0.00000
940	1.1431	0.00034	0.00034	0.00000	0.00000	0.00000
950	1.1053	0.00033	0.00033	0.00000	0.00000	0.00000
960	1.0703	0.00032	0.00032	0.00000	0.00000	0.00000
970	1.0378	0.00031	0.00031	0.00000	0.00000	0.00000
980	1.0075	0.00030	0.00030	0.00000	0.00000	0.00000
990	0.9793	0.00029	0.00029	0.00000	0.00000	0.00000
1000	0.9528	0.00029	0.00029	0.00000	0.00000	0.00000
1380	0.5034	0.00015	0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
1390	0.4979	0.00015	0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
1400	0.4925	0.00015	0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
1410	0.4872	0.00015	0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
1420	0.4821	0.00014	0.00014	0.00000	0.00000	0.00000
1430	0.4771	0.00014	0.00014	0.00000	0.00000	0.00000
1440	0.4722	0.00014	0.00014	0.00000	0.00000	0.00000

付録－9 透水性舗装の設計例

<例 1>

適用場所： 新潟市
 路床土： 砂地盤
 雨水処理： 路床浸透（6 ページ 図－2.2 タイプ①）
 設計CBR： 8 以上
 舗装構造：

（B 交通）

表層	透水性As(13)	5cm	高粘度改質，空隙率 $\geq 20\%$ ，透水係数 $\geq 10^{-2}$ cm/s
基層	透水性As(20)	5cm	高粘度改質，空隙率 $\geq 20\%$ ，透水係数 $\geq 10^{-2}$ cm/s
上層路盤	透水性As安定処理	8cm	改質Ⅰ型，空隙率 $\geq 23\%$ ，透水係数 $\geq 10^{-2}$ cm/s
下層路盤	クラッシャー	20cm	C-40
路床			

（A 交通）

表層	透水性As(13)	5cm	高粘度改質，空隙率 $\geq 20\%$ ，透水係数 $\geq 10^{-2}$ cm/s
上層路盤	透水性As安定処理	8cm	改質Ⅰ型，空隙率 $\geq 23\%$ ，透水係数 $\geq 10^{-2}$ cm/s
下層路盤	クラッシャー	20cm	C-40
路床			

<例 2>

適用場所： 一般国道 9 号 京都府京都市下京区
 路床土： 砂礫安定処理
 雨水処理： トレンチ原地盤浸透（6 ページ 図－2.2 タイプ②）
 設計CBR： 12
 交通量： D 交通 3,000 台／日
 備考： 下層路盤に浄化材添加，路床面にジオテキスタイル設置
 舗装構造：

表層	透水性As(10)	5cm	高耐久性高粘度改質
基層	透水性As(20)	10cm	高粘度改質
上層路盤	透水性As安定処理(20)	15cm	改質Ⅱ型＋植物性繊維
下層路盤	クラッシャー	15cm	透水係数 $\geq 10^{-3}$ cm/s
○ 下層路盤	浄化材入クラッシャー	10cm	
路床			ジオテキスタイル（長繊維不織布）
↓			
トレンチへ			

<例 3>

適用場所： 一般国道 3 2 9 号 沖縄県石川市
 路床土： 安定処理
 雨水処理： 放流孔排水（6 ページ 図-2.2 タイプ③-1）
 設計 C B R： 8
 交通量： C 交通
 備考： 路床面にジ オキスタイル，下層路盤下部から排水
 舗装構造：

表層	透水性As (13)	5cm	高粘度改質
基層	透水性As (20)	5cm	高粘度改質
上層路盤	透水性As安定処理	10cm	改質Ⅱ型
○ 下層路盤	再生クラッシャー	33cm	RC-40
↓ 路床	ジオキスタイル		
排水			

<例 4>

適用場所： 一般国道 5 4 号 島根県雲南市三刀屋町
 路床土： まさ土
 雨水処理： 放流孔排水（6 ページ 図-2.2 タイプ③-1 および④）
 設計 C B R： 1 2
 交通量： C 交通
 備考： 路床面にジ オキスタイル設置，下層路盤下部から排水
 舗装構造：

表層	透水性As(13)	5cm	高粘度改質
基層	透水性As(20)	5cm	高粘度改質
上層路盤	透水性As安定処理	8cm	改質Ⅱ型
○ 下層路盤	再生クラッシャー	27cm	RC-40
↓ 路床	ジ オキスタイル		
排水またはトレンチへ			

付録－10 透水性舗装および浸透・貯留施設の概算コスト計算例

10－1 計算条件

本章では車道に透水性舗装および浸透・貯留施設を設置した場合の直接工事費の概算例を示す。計算条件を以下に示す。

10－1－1 使用材料条件

(1) 舗装材料

舗装材料設置の m^2 あたり直接工事費を付表－10.1に示す。舗装断面によって、厚さが付表－10.1に示すものと違う場合は、単純に設置する厚さと設置単価に示される厚さの比で乗するものとした。

付表－10.1 舗装材料設置単価表 (m^2 あたり)

材料名	設置単価	設計空隙率
排水性混合物 (13) (高粘度アス使用開粒度混合物)	1,730円/5cm	20%
排水性混合物 (20) (高粘度アス使用開粒度混合物)	2,000円/5cm	20%
密粒度混合物 (20) (ストレータAS60/80使用)	1,150円/5cm	—
透水性瀝青安定処理 (改質Ⅱ型アスファルト使用)	4,180円/15cm	20%
瀝青安定処理	1,790円/10cm	—
粒度調整碎石	750円/15cm	—
C-40	490円/10cm	10%
集水管および放流孔	326円	—

(2) 浸透・貯留施設材料

浸透トレンチ 1m あたりの直接工事費の例を付表－10.2に示す。ただし、断面が $1\text{m} \times 1\text{m}$ 掘削土被りを30cmとした場合である。

付表－10.2 浸透トレンチ工 (トレンチ 1m あたり)

名 称	形 状	単位	数量	単価	金額
硬質塩化ビニル管	内径 400mm, 有孔管, 4m	本	0.25	19,900 円	4,975 円
管敷設工	人力敷設	m	1.0	1,578	1,578
単粒度碎石基礎工	S-30	m ³	0.861	5,936	5,114
フィルター用砂基礎工		m ³	0.05	4,687	234
透水シート工		m ²	4.0	200	800
掘削工	機械土工	m ³	1.377	2,106	2,901
埋戻し工	人力土工	m ³	0.327	3,059	1,000
残土処分工	2t 車, 12km	m ³	1.05	4,077	4,281
計					20,883

10-1-2 設計条件

設計条件を以下に示す。

- ・ 降雨条件：付録 7-2 に示す中央集中降雨波形
- ・ 路床設計 CBR：8
- ・ 道路幅員：10m
- ・ 目標最大流出雨水量/最大雨量：単独で 0.3 以下（0.3 を下回る 0.3 に近い数値）
- ・ 舗装構成：「舗装設計施工指針」196 ページの舗装断面例を引用。ただし、透水性舗装の上層路盤材料は粒度調整碎石ではなく透水性瀝青安定処理とし、等値換算係数分の厚さ分設置することとした。

10-2 直接工事費の概算算出

直接工事費の概算算出結果を付表 7-3 に示す。付表 7-3 に示す直接工事費の比率は、排水性舗装を新設する場合と比較しての概算である。ここで示すものは、あくまで目安であり、厳密には道路条件、現場周辺の状況等に大きく影響されるために、実際の施工の際は現場条件にあった構造でのコスト比較を行うこととする。

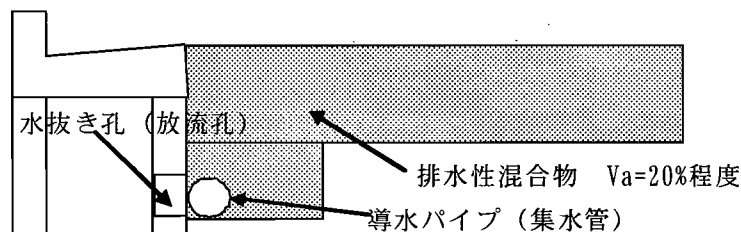
付表-7.3 排水性舗装設置との直接工事費概算比較 (m²あたり)

雨水処理施設	路床透水係数	舗装計画交通量	透水性舗装				浸透・貯留施設 (浸透トレンチ)		排水性舗装 新設との直 接工事費の 比率 (m ² あ たり)
			表+基層	上層路盤	下層路盤	増し厚	幅	高さ	
			開粒度AS	透水性瀝 青安定処理	C-40	C-40	延長mあたり設置量		
	(cm/s)	(台/日・方向)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(m)	(m)	
透水性舗装+ 浸透・貯留施設 図-2.2タイプ②	1×10 ⁻⁴ (原地盤) ※路床は不透水	250≦T<1,000	10	7	15	-	1.22	1.22	2.2~2.4
		1,000≦T<3,000	10	14	20	-	1.11	1.11	1.9~2.1
		3,000≦T	15	15	30	-	1.00	1.00	1.7~1.9
透水性舗装のみで路床 下へ浸透させる 図-2.2タイプ①	1×10 ⁻³	250≦T<1,000	10	7	15	0	-	-	1.4
		1,000≦T<3,000	10	14	20	0	-	-	1.4
		3,000≦T	15	15	30	0	-	-	1.4
	1×10 ⁻⁴	250≦T<1,000	10	7	15	40	-	-	1.9
		1,000≦T<3,000	10	14	20	25	-	-	1.6
		3,000≦T	15	15	30	0	-	-	1.4
	5×10 ⁻⁵ (粘性土路床)	250≦T<1,000	10	7	15	75	-	-	2.3
		1,000≦T<3,000	10	14	20	60	-	-	1.9
		3,000≦T	15	15	30	35	-	-	1.6
透水性舗装のみで集水 管・放流孔で排水 図-2.2タイプ③	5×10 ⁻⁵	250≦T<1,000	10	7	15	20	-	-	1.7
		1,000≦T<3,000	10	14	20	0	-	-	1.4
		3,000≦T	15	15	30	0	-	-	1.4
浸透・貯留施設のみで 対応 (舗装は密粒度AS 舗装) 図-2.2タイプ⑤	1×10 ⁻³	250≦T<1,000	「舗装設計施工指針」194ペー ジ設計CBR=8時の値を入力。た だし、表基層はストレート AS60/80を使用した密粒度AS混 合物を想定				-	-	1.4~1.6
		1,000≦T<3,000					-	-	1.3~1.4
		3,000≦T					-	-	1.2~1.3
	1×10 ⁻⁴	250≦T<1,000					-	-	1.8~2.2
		1,000≦T<3,000					-	-	1.6~1.8
		3,000≦T					-	-	1.4~1.6
							1.00	1.10	
							-	-	
							1.55	1.55	

付録－11 排水性舗装の雨水流出抑制性能計算例

11－1 概念

排水性舗装は表層または表・基層に設置された空隙率の高いアスファルト混合物に雨水を浸透させ、側溝へ雨水を排水させる舗装である。付図－11.1 に概念図を示す。



付図－11.1 排水性舗装概念図

排水性舗装の排水は導水パイプで集水し、集水ますに開けられた水抜き孔を通して排水される。これは本マニュアルの透水性舗装のうち、管排水を設置し、路床浸透が全くない場合と同じ排水形態である。また、排水性舗装の導水パイプはφ20mm 程度あれば 100mm/h 程度の降雨であれば、十分に集水できる能力があることが分かっている。（参考文献；大久保ら，「排水性舗装用導水管の設置効果（排水効果）に関する実大供試体による検討」，第 23 回日本道路会議一般論文集 (C)，pp. 14-15, 1999）よって，排水量は透水性舗装の場合と同様に水抜き孔（放流孔）の大きさと水位の関数により算出することとなる。以下に計算方法と具体的な計算例を掲載する。

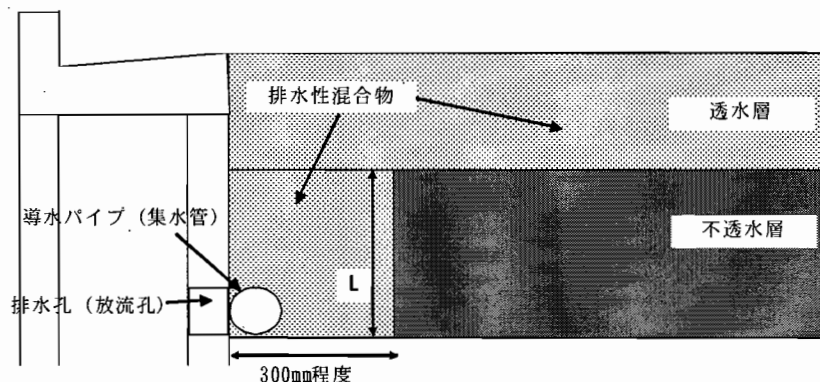
11－2 排水性舗装の排水形態

排水性舗装の排水形態は付図－11.1 のような概念である。導水パイプを用いない形態のものもあるが、水抜き孔（放流孔）に効率的に集水し、流出量をコントロールして排水することを考えた場合，本マニュアルで対象とする排水性舗装は導水パイプの設置を行ったものを標準とする。

11－3 排水性舗装の流出抑制性能の計算方法と計算例

(1) 計算方法概念

排水性舗装の計算概念は、付録 7－4 に示す，管排水（放流孔からの排水）を行う場合の計算方法に準ずる。



付図-11.2 排水性舗装排水部分

付図-11.2において、導水パイプを設置する箇所を透水層下面（排水性混合物設置下面）からL（mm）程度下部に設置した場合、不透水層に設置した透水層幅が車道幅員に比べて十分に、小さい場合は、水収支計算 STEP2 および STEP3 の水位は貯留量から得られる水位にLを加えたものとしてよい。

(2) 計算例

計算条件を以下のようにする。

条件：	車道幅員	10 m
	導水パイプ径	20 mm
	排水性混合物空隙率	20 %
	排水性混合物高さ	50 mm
	排水孔（放流孔）径	40 mm
	排水孔（放流孔）設置間隔	10 m
	付図-10.2におけるL	100 mm
	降雨条件	付録7-4と同じ

付録7-4と同様に表計算ソフトに式を入力し、付表-11.1のように計算する。

付録7-4と入力異なるのは以下の通り。

- ① 不透水層に設置した透水層の幅が車道幅員に比べて十分に小さいものとし、雨水が導水管に流れる場合、水位に付図-11.2の“L”の分が加わるものとする。つまり、水位は「L+（貯留による水位）」とする。よって、入力式は

$$\text{入力式： } (D5) = 100 + 8 * (J4)$$

となる。ここで、“8*(J4)”は排水性舗装（空隙率20%）のSTEP2における貯留率が（貯留率）-（水拘束率）=（20-6）-1.5=12.5%であり、（水位）=100/12.5×（貯留量）となることによる。

“100”は付図-11.2の“L”である。

- ② 管流出水量の入力式において、管径を放流孔の径とする。
- ③ 単位面積あたりの流出雨水量は初期から水位を与えているので、このままでは、理論上の計算排水量を越えてしまうため、「単位面積あたりの流出雨水量 (M 列)」の入力式を

入力式：(M5)=IF (H5=0, C5*6, (L5+F5)*6)

とする。

付表－11.1 排水性舗装の水収支計算例

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1	時間	ハイト グラフ雨 量	有効雨量	水位	可能管流出量		EXCEL計算用		単位貯留 増加量	貯留量	貯留量の 残量	表面流 出量	単位延長 あたり流出 雨水量
2	(分)	(mm/10分)	(mm/10分)	(mm)	(l/sec)	(mm/10分)			(mm/10分)	(mm)	(mm)	(mm/10分)	(mm/h)
3	t	R	M	$h=f(V_{t-1})$	Qout(h)		M-Qout	(M-Q)*(2)	$\Delta V=M-Q$ または $V_{max}-V_{t-1}$ の小さい方	$V_t=V_{t-1}+\Delta V$	$V_{max}-V_t$	$M-Q-\Delta V$	表面流出 水+管排水 量
4	10										6.25		
5	20	0.48	0.43	100.00	0.94	5.66	0.00	0.00	0.00	0.00	6.25	0.00	2.59
6	30	0.48	0.44	100.00	0.94	5.66	0.00	0.00	0.00	0.00	6.25	0.00	2.62
7	40	0.49	0.44	100.00	0.94	5.66	0.00	0.00	0.00	0.00	6.25	0.00	2.65
71	680	3.85	3.46	100.00	0.94	5.66	0.00	0.00	0.00	0.00	6.25	0.00	20.78
72	690	4.66	4.19	100.00	0.94	5.66	0.00	0.00	0.00	0.00	6.25	0.00	25.15
73	700	5.99	5.39	100.00	0.94	5.66	0.00	0.00	0.00	0.00	6.25	0.00	32.35
74	710	8.70	7.83	100.00	0.94	5.66	2.17	2.17	2.17	2.17	4.08	0.00	33.97
75	720	19.34	17.41	117.34	1.04	6.25	11.16	11.16	4.08	6.25	0.00	7.08	79.95
76	730	11.60	10.44	150.00	1.20	7.22	3.22	3.22	0.00	6.25	0.00	3.22	62.65
77	740	7.06	6.36	150.00	1.20	7.22	0.00	-0.86	-0.86	5.39	0.86	0.00	43.31
78	750	5.23	4.71	143.10	1.17	7.02	0.00	-2.32	-2.32	3.07	3.18	0.00	42.14

このように単位面積あたりの流出雨水量を計算し、排水性舗装全体の流出ハイドログラフを作成して、最大流出雨水量/最大雨量を算定する。

なお、今回の降雨条件で、排水性混合物厚さ、付図－11.2 の“L”，排水孔（放流孔）設置間隔，径を変えて計算した場合の算定結果の一覧を付表－11.2 に示す。

付表－11.2 に示したものは計算結果の一例であり、各条件に沿った最大流出雨水量/最大雨量の算定は、透水性舗装同様に個別に計算する必要がある。

付表－11.2 排水性舗装の（最大流出雨水量/最大雨量）計算例

排水性混合物厚さ	排水タイプ	排水孔設置条件		最大流出雨 水量/最大雨 量	最大流出雨 水量発生時間
		排水孔径	排水孔設置 間隔		
cm	-	mm	m	-	(分)
5	①	20	1.0	0.87	720
	②	50	10.0	0.87	720
	③	40	10.0	0.69	720
	④	40	10.0	0.61	720
	⑤	40	10.0	0.58	720
10	①	20	2.0	0.71	720
	②	50	10.0	0.57	720
	③	40	10.0	0.54	730
	④	40	10.0	0.49	730
	⑤	30	10.0	0.54	730

※降雨のピークは710分～720分

付録－12 用語の解説

開発区域

特定都市河川浸水被害対策法において、雨水浸透阻害行為となる開発行為を行う区域。本マニュアルでは、雨水浸透阻害行為に該当する一定規模の道路・街路を新設する区域のことをいう。

管流出（水）量

本マニュアルでは、透水性舗装において、舗装内に雨水を浸透させ、集水管、放流孔を通じて集水ますへ放出する水量を管流出水量としている。

基準降雨

本マニュアルでは、透水性舗装および浸透・貯留施設を設計する際の設計外力に相当する降雨を示す。特定都市河川浸水被害対策法では、基準降雨は都道府県等の長が公示し、確率年を10年、降雨波形を中央集中型、洪水到達時間を10分、降雨継続時間を24時間とし、既存の降雨観測記録から降雨継続時間と降雨強度の関係について統計処理して適切に設定することを標準としている。

降雨強度

降雨の強さを表すために単位時間あたりの降雨量で表したものをいう。一般には1時間あたり降雨量（mm/h）を単位として用いる。

洪水到達時間

雨水の流出において、集水区域の最遠点から流末に到着するまでの時間。本マニュアルでは特定都市河川浸水被害対策法で指定されている10分とする。

合理式

流出係数や洪水到達時間からピーク流量を計算する式であり、現在ではハイドログラフを計算する手法へも展開されている。本マニュアルでは、透水性舗装の単位面積あたりの流出雨水量から透水性舗装設置区間の流出ハイドログラフを作成する際に合理式の使用している。

ジオテキスタイル

本マニュアルでは、透水性舗装および浸透・貯留施設において、雨水の浸透による舗装粒状路盤材や路床、トレンチ内碎石の細粒分流出や路床面の透水性能低下を防ぐために使用することを対象としている。透水性のあるシート状の高分子製品が一般的である。

遮水シート

不透水性のシート状の高分子製品のこと。本マニュアルでは、粘性土盛土のような、雨水を浸透させることにより、舗装のみならず構造物の耐久性へも影響を与える等、路床への雨水浸透を防ぐ場合に使用することを対象としている。

集水管

透水性舗装において、舗装内に浸透した雨水を放流孔へ導くために埋設される管のこと。路盤材の細粒分流出を防ぐ構造である管の使用、もしくはそのような措置が必要である。

湛水

透水性舗装においては、路床面上に水位を生じている状態をいう。浸透・貯留施設においては、施設底面に水位を生じている状態をいう。湛水による水位を湛水深という。

貯留率

透水性舗装において、舗装体が雨水を空隙に貯める能力を本マニュアルでは貯留率とよび、舗装体の体積に対する舗装体に貯留可能な水の体積の割合を百分率で表す。

貯留層

透水性舗装において、耐久性の観点から設計した舗装断面では貯留量が不足する場合、貯留量を補うために設けられる層のこと。

透水性瀝青安定処理

透水性舗装において、浸透性能と耐久性の面から使用されている上層路盤用のアスファルト混合物。配合例は付録-5に示す。

ハイエトグラフ（降雨波形）

ハイエトグラフ（降雨波形）とは、降雨強度と時間の関係をグラフにより示したものである。一般に、横軸に時刻または時間、縦軸に雨量をとり、棒グラフで図示する。一般的に降雨強度曲線から、中央集中型や後方集中型等のハイエトグラフ（降雨波形）を作成する。特定都市河川浸水被害対策法では10年確率24時間中央集中型降雨の10分ごとの推移より求めるものを基準とする。作成方法例は付録7-1に示す。

比浸透量

比浸透量とは、本マニュアルが浸透量の算定法として準拠する雨水浸透施設技術指針[案]の中で提案されている値であり、透水性舗装や浸透施設からの浸透量を浸透地盤（路床や

原地盤)の飽和透水係数で割った値である。したがって、設計上の浸透量は、飽和透水係数に比浸透量を乗じることで算定できる。雨水浸透施設技術指針[案]によれば、比浸透量は、地盤の物性にさほど関係せず、施設の形状と湛水深だけで決まると考えても実用上問題ないとしている。

フィルター層

透水性舗装において、路床の浸透性能保護を目的として路床上に設置する保護層のこと。一般に、砂等が使用される。

放流孔

透水性舗装においては、舗装内から雨水を排出する際に流出量を調整するための調整口のこと。貯留施設においては、施設内からの雨水の排出口のこと。放流孔のサイズは、許容放流量を超えないように設計する。

飽和透水係数

飽和した土の中を層流状態で水が浸透する際の、水の流れやすさの度合いを示す指標であり、比浸透量とともに、路床や原地盤の浸透能力を求めるために必要な値である。本マニュアルでは、4-3-1に示す透水試験を行うことによって求めることを標準とする。

現場浸透試験では地盤を完全に飽和させることはできないため、この試験によって得られる透水係数は厳密には飽和透水係数とはいえない。しかしながら、実際に透水性舗装や浸透施設から雨水が浸透する際の地盤の飽和状況も同様の不飽和状態にあると考えられることから、擬似的な飽和状態における透水係数という意味で飽和透水係数という言葉を用いる。

表面流出水(量)

舗装表面に沿って、路肩あるいは側溝へ向かい雨水が流れ出ること。透水性舗装の水収支計算では単位面積あたりの表面流出水量を算出される。

水収支計算

本マニュアルが示す透水性舗装および浸透貯留施設の設計において、降雨波形または有効雨量から各時刻の流入量、貯留量、流出雨水量などを計算していく過程のこと。本マニュアルでは、水収支計算で用いる単位が透水性舗装と浸透・貯留施設とは異なる。透水性舗装では、集水面積と雨水処理面積が等しいため、単位面積あたりの流量(mm/h)で水収支計算を行う。一方、浸透・貯留施設では、集水面積と処理面積は必ずしも一致しないため、流量(m³/s)で水収支計算を行う。

透水性舗装の水収支計算では、舗装内に発生する水位の状況により、STEP1からSTEP3まで

の3段階に分かれて計算する。

水拘束率

透水性舗装において、重力での下方へ移動を許さず、舗装体が水を拘束する力を水拘束力という。舗装体の体積に対する舗装体が拘束できる雨水の体積の割合を百分率で示したものが水拘束率である。

ハイドログラフ

横軸に時刻を、縦軸に流量をとってグラフ化したもの。透水性舗装や貯留・浸透施設への流入量についてのハイドログラフを流入ハイドログラフといい、一方、施設からの流出量についてのハイドログラフを流出ハイドログラフという。本マニュアルでは、ハイドログラフの縦軸の単位として、透水性舗装では、単位面積あたりの流量 (mm/h) を用い、浸透・貯留施設では流量 (m³/s) を用いる。

本マニュアルの透水性舗装設置区間の流出ハイドログラフは、水収支計算で算出した単位面積あたりの流出雨水量を用いて合理式に基づいた方法で作成する。

有効雨量

ハイドログラフの雨量に対し、貯留浸透機能をもった舗装内に浸透し、水収支計算を行う対象となる雨量。本マニュアルでは、特定都市河川浸水被害対策において、貯留浸透性を有しない通常の道路舗装の流出係数が 0.90 であることから、

$$M(\text{有効雨量}) = 0.9 \times R(\text{ハイドログラフの雨量})$$

として計算するものとする。

流出係数

降雨量に対して地表を流下する雨水の割合を表す数値である。特定都市河川浸水被害対策法での各地盤における流出係数は、平成 16 年度国土交通省告示第 521 号の「流出雨水量の最大値を算定する際に用いる土地利用形態ごとの流出係数を定める告示」に定める別表の値か同告示に指定される「現場試験」を行って設定する。

流出雨水量

本マニュアルではある時間内に透水性舗装から側溝へ流れる水量（表面流出水量）と放流孔から排水される水量（管流出水量）の和を流出雨水量とする。

路床の浸透量

路床浸透量は次式で算定する.

$$Q=k_0\times K_f$$

Q 路床浸透量

k_0 土壌の飽和透水係数

K_f 浸透施設の比浸透量

本マニュアルの透水性舗装の水収支計算では、路床浸透は舗装内に水位が発生した状態で
行われる（水収支計算 STEP2 および STEP3）.

