産・学・官の連携で都市と地域の未来をひらく

新都市社会技術融合創造研究会

透水性舗装の現状把握及びそれの各種都市環境への影響評価手法の確立

現在進行中のプロジェクト



プロジェクトリーダー

大西　有三

京都大学大学院
工学研究科教授

参加メンバー

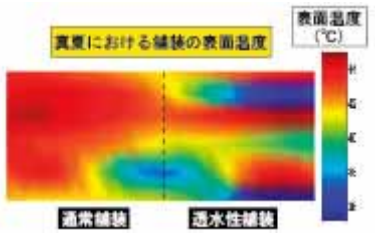
- 産 (社)日本道路建設業協会関西支部、 エヌ・ティ・ティ・インフラネット(株)、 総合計測(株)
- 学 京都大学大学院工学研究科
- 官 国土交通省 近畿地方整備局
  (道路部、京都国道事務所、大阪国道事務所、 近畿技術事務所)

研究の目的

透水性舗装は、雨水を地盤にしみこませる機能をもっているため、ヒートアイランド対策や洪水対策などの都市環境改善に期待が寄せられている。実際の道路での試験施工と実大実験施設による試験を行い、都市環境改善効果を定量的に評価する。

研究の概要

1) 路面ヒート抑制あるいは雨水流出抑制といった都市環境を改善する機能を透水性舗装が有していることを実際の車道を使った実験で定量的に実証する。



2) モデル舗装を使った実験によって、舗装体内の水の挙動による路面ヒート抑制効果の証明、および流出抑制機能の降雨強度依存性の有無の検証などを行い、各種機能を明らかにする。



透水性舗装モデル:国土交通省 近畿技術事務所

研究期間 平成 15 年 3 月～平成 19 年 3 月

大西先生の研究室ホームページ

http://geotech.kuciv.kyoto-u.ac.jp/index.html

透水性舗装の雨水浸透・流出抑制効果に関する実験的研究

大西有三[1]・矢野隆夫[2]・西山　哲[3]・山本　剛[4]・和田　実[5]・宮崎幸雄[6]

1 正会員　工博,Ph.D　京都大学大学院　教授　工学研究科（〒606-8501 京都市左京区吉田本町）
ohnishi@geotech.kuciv.kyoto-u.ac.jp
2 正会員　博士(工学)　京都大学大学院　技術専門職員　工学研究科（〒606-8501 京都市左京区吉田本町）
3 正会員　博士(工学)　京都大学大学院　助教授　工学研究科（〒606-8501 京都市左京区吉田本町）
4 正会員　国土交通省近畿技術事務所 所長　（〒573-0166 枚方市山田池北町 11-1）
5 非会員 経済学修士 国土交通省近畿技術事務所 副所長　（〒573-0166 枚方市山田池北町 11-1）
6 非会員 国土交通省近畿技術事務所 技術課技術第二係長　（〒573-0166 枚方市山田池北町 11-1）

１．はじめに

地球規模で環境問題がクローズアップされている中，2005 年２月，ロシアの批准によって“京都議定書”は発効された．そのような状況下で土木分野においては，現在から未来へとつながる持続可能な開発に向けた「具体的な行動」をさらに進めていくため，都市部における環境の変化が地球規模の環境に与える影響を，気象環境，水環境，災害対策といった様々な観点から評価することは非常に重要である．

近年，わが国の都市部では急激な市街化により，アスファルト舗装等の人工被覆面の増加，工場，車，ビル等からの人工廃熱の増加によるヒートアイランド現象等が問題視されており，急激な都市環境の悪化が生じつつある．その中でも都市環境の悪化の一要因としてアスファルト舗装がクローズアップされている．

アスファルト舗装は人や車などが安全，快適，迅速に移動させるための交通施設であり，都市生活に多くの利便を与える構造物であるが，雨天時の泥濘化や乾燥時の砂塵の防止等を目的として地表を被覆することによって発展してきた．そのため，アスファルト等で地表が覆われることによって**図-1** に示すような都市部を含めた水文学的水循環が遮断され，土壌水分の不足，地中温度の上昇，地中酸素の欠乏，浅層地下水の枯渇等を誘発し，植生や地中生態系に悪影響を及ぼしている．同時に工業地帯のように地下水の過剰利用が行われれば，地盤沈下という物理的問題だけでなく海水の逆浸透による地下水の塩水化という障害も生じ，さらに生態系悪化に拍車をかけることとなる．また，アスファルトに覆われた都市部で集中豪雨が発生した場合，下水道や河川への流出量がそれらの雨水処理能力を超えると都市型洪水が発生する可能性がある．2005 年９月には東京都を中心に集中豪雨

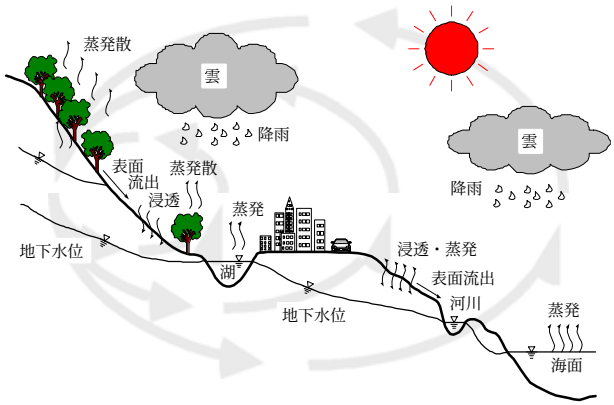


図-1 地下水涵養の概念

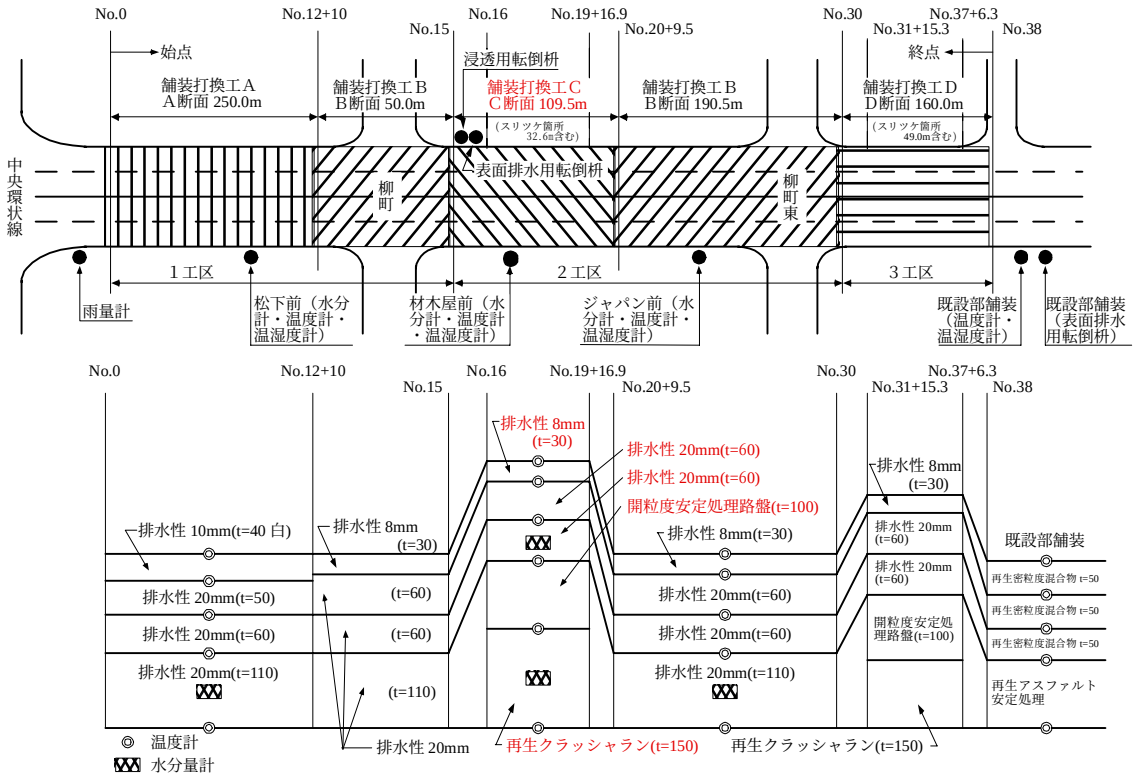


図-2 国道 163 号線門真地区の透水性舗装の概要

が発生し，東京都杉並区下井草で 1 時間当たりの最大降雨量 112.0mm/hr が観測され，杉並区，中野区を中心に都内で 5000 棟を超える浸水被害が発生した[1]．しかし，東京都や大阪市などの大都市においては市街化が進んでいるため，河川の拡幅，堤防の拡張といった河川整備による浸水被害の防止が困難となっている．

浸水被害防止のための対策の推進を目的として，2003 年に「特定都市河川浸水被害対策法」が制定された．この法律は，都市部を流れる河川流域において，著しい浸水被害が発生し，又はそのおそれがあり，かつ市街化の進展により河川整備が困難な地域に対して，流域水害対策計画の策定，河川管理者による雨水貯留浸透施設の整備，雨水の流出を抑制するための規制，都市洪水想定区域の指定といった，浸水被害防止のための総合的な治水対策の推進を図るものである[2]．この中で，雨水浸透阻害行為として，不透水材料を用いた舗装について規制されている．

この法律の制定を受け，遊水地，調節池および雨水貯留槽[3]などの貯留施設や浸透枡，浸透トレンチ[4]などの浸透施設が多数設置される中，雨水浸透・流出抑制施設として透水性舗装が注目されている．透水性舗装は舗装の空隙を大きくすることで高い透水性を持ち，雨水を地下へ浸透させる機能を持っている．そのため，集中豪雨時の下水道や河川の雨水処理量負担の軽減などの都市型洪水抑制効果が期待されている．現在，東京都においては区部の面積の約 15%，都心 3 区では約 23%を占める道路舗装について，透水化に取り組み，都道をはじめ道路の歩道部分を順次透水性に転換し，雨水浸透機能を向上させている．また，車道部分についても，透水性舗装材の耐久性に関する実験[5,6]がなされており，車道透水性舗装の導入が進められている[7]．

透水性舗装の目指す効果はその特徴をふまえて，(1) 雨水浸透・雨水流出抑制効果，(2)ヒートアイランド現象の緩和，(3)水循環の保全，(4)交通騒音の低減，(5)走行車両による水はねや水しぶきの緩和，(6)ハイドロブレーニング現象の緩和などが挙げられる．一方，透水性舗装には上述した利点があるものの，交通量の多い車道部へ適用するには，(7)路盤・路床の強度，(8)目詰まりの問題，(9)透水性舗装を確保したままの再生工事が困難，(10)従来舗装に比べてコストが高いなどの問題を抱えており，透水性舗装のメカニズム等の実験的な解明が待たれている．

透水性舗装における雨水の浸透は，非定常かつ不飽和状態であり，なおかつ，路盤などの湿潤状態により異なることなどから，透水性能を正確に評価することは難しい．そこで本研究では降雨強度などのパラメータを自由に設定できるような透水性舗装のモデルを構築し，透水性舗装の期待される多くの特性のうち，特に(1)の雨水浸透・流出抑制効果について議論する．

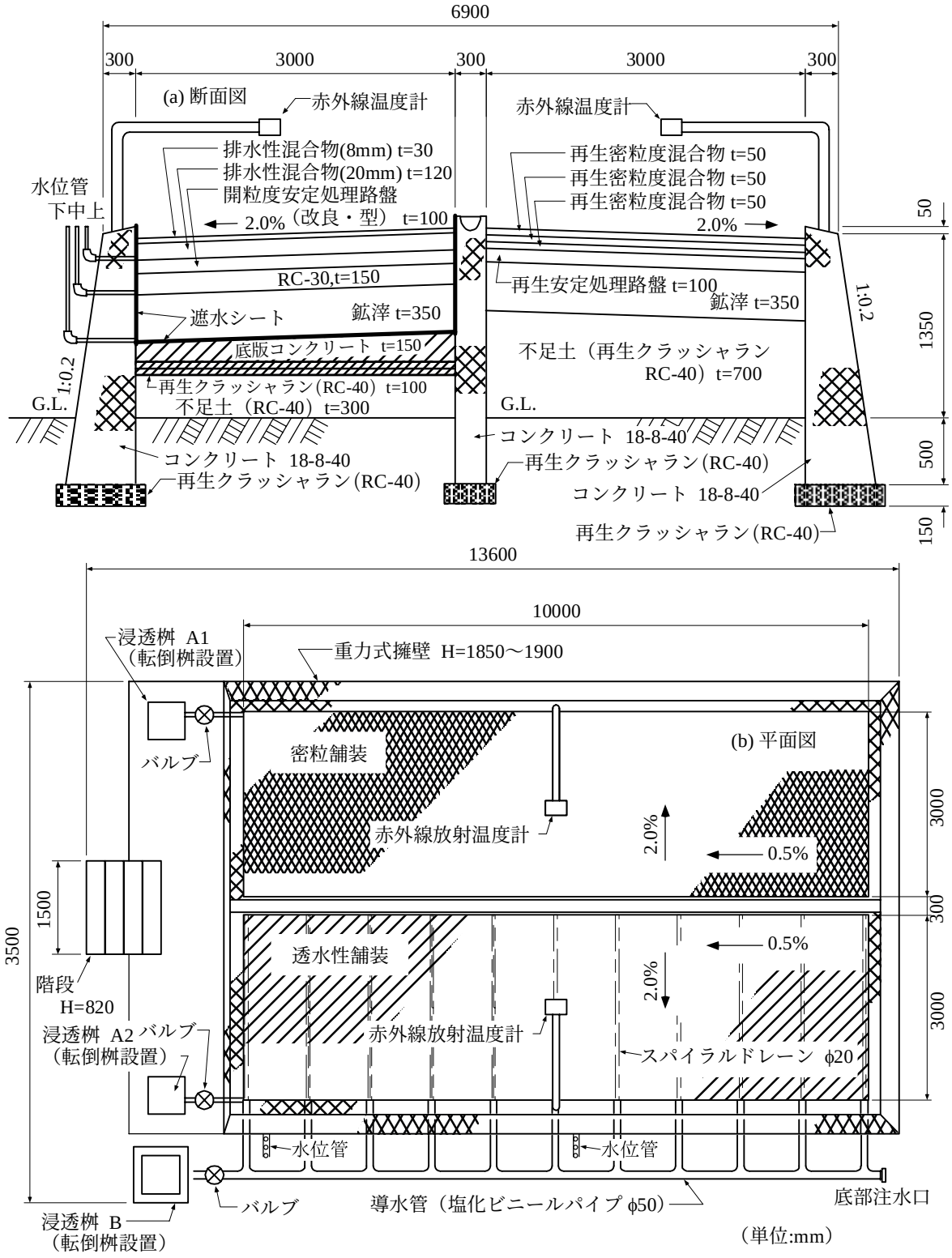


図-3 モデル舗装の断面図および平面図

２．透水性舗装モデルの構築とその概要

(1) 透水性舗装モデルの構築

わが国で初めて大型交通量の多い道路で透水性舗装の試験施工が行われたのは，国土交通省近畿地方整備局管内の国道24号和歌山バイパス（供用開始日：平成５年７月）であり，透水性舗装の機能持続性や路面の耐久性，供用性などの調査が実施されている[8]．また近年では国道９号線五条大宮地区（供用開始日：平成15年８月）や国道163号線門真地区（供用開始日：平成16年３月）でも試

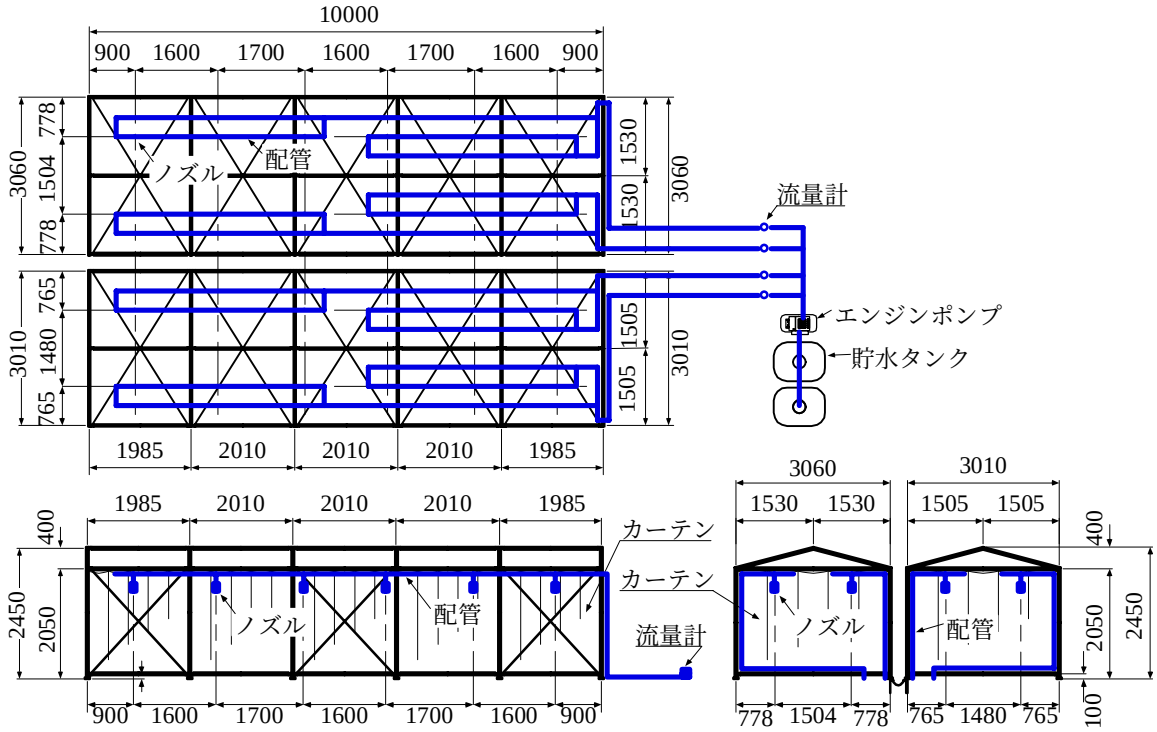


図-4 散水施設とノズルの設置位置

表-1 透水性舗装に用いた路盤材料

	材料	層厚 H (mm)	透水係数 (cm/sec)	空隙率 n (%)
表層	開粒度(最大粒径8.0mm) 高粘度改質アスコン	30.0	5.01×10^{-2}	22.5
中間層・基層	開粒度(最大粒径20.0mm) 高粘度改質アスコン	120.0	6.42×10^{-2}	20.3
上層路盤(As安定層)	開粒度アスファルト安定処理（改質Ⅱ型）	100.0	6.86×10^{-2}	20.8
下層路盤(RC-30層)	再生クラッシャーラン(RC-30)	150.0	1.30×10^{-3}	26.5
路床	鉱滓（固結層）	350.0	9.00×10^{-5}	5.0

験施工が行われており，現地調査が進められている．

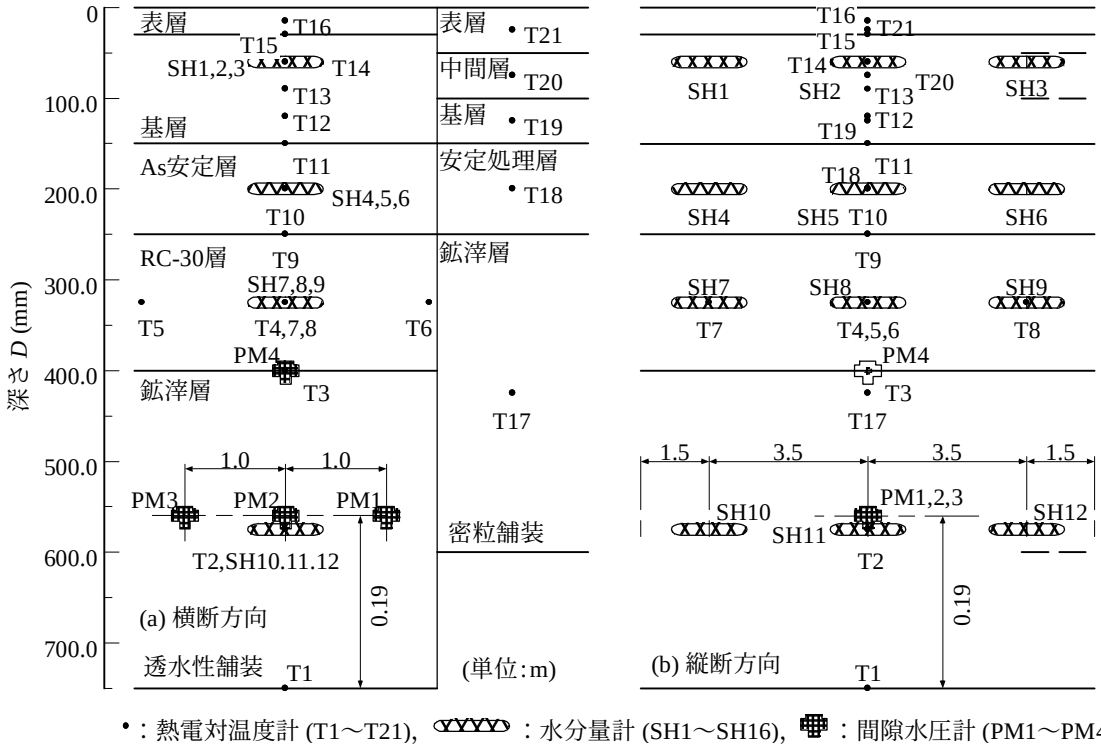
図-2 は試験施工の一例である国道 163 号線門真地区の調査箇所，調査項目および舗装断面を示したものである．現場調査を実施する場合，調査区間の交通規制や交通事故，後述する水収支を計測する場合には自然降雨を待たなければならないなど，数々の制約が生じる．そこでそれらの制約を排除するため，降雨強度などの実験条件を自由に設定できる透水性舗装のモデルを構築し，その舗装の機能持続性に着目し，機能の解明を試みることにした．

本研究に用いた透水性舗装のモデルは，**図-2** に示す国道 163 号線門真地区に試験施工された透水性舗装の１断面(舗装打換工C，設計交通量：D交通 (=3900 台／日)，設計 CBR=20.0%，等価換算厚 T_A=25.2)を，大阪府枚方市にある国土交通省近畿技術事務所の構内において再現したものであり，透水性舗装の機能を検証するため密粒舗装も設置されている．なお，本透水性舗装モデルは路床浸透型[9]として設計してある．

本実験に用いたモデル舗装の概略を**図-3(a),(b)**に示す．これらの舗装は一般に供用しないため，連続して水収支，温度，水分量および蒸発量等を計測することができる．また，できる限り実際に供用される道路と同じ施工方法でモデルを構築することを目標としたため，ダンプトラック，アスファルトフィニッシャ，マカダムローラ，タイヤローラなどで施工できる最小の広さ（3.0m×10.0m）として設計されている．

透水性舗装および密粒舗装への人工的な散水実験を行うため，１列に６個，２列で合計 12 個の散水ノズルを**図-4** のように設置し，舗装面全体に一様に散水できる構造となっている．また，後述する水収支を正確に計測するためには，散水中の人工降雨が風などによって舗装外に飛散することを防止しなければならない．よって，散水実験中は本舗装モデルの周囲を透明なビニールカーテンで囲うことにより人工降雨の飛散を防止してある．

表-1 に舗装に用いた路盤材料の物性値を示す．なお，表中に示す透水係数は本論文では議論の対象としないが，参考のため示してある．表層混合物は通常用いられる排



•：熱電対温度計 (T1～T21)，：水分量計 (SH1～SH16)，：間隙水圧計 (PM1～PM4)

図-5 各種センサーの設置位置

水性舗装と同じ最大粒径が 8.0mm，空隙率が約 22.5%の高粘度改質アスファルトである．中間層混合物と基層混合物は同様な高粘度改質アスファルトで，空隙率が約 20.0%，最大粒径が 20.0mm のものを用いた．中間層，基層については以後，まとめて基層と呼ぶことにする．上層路盤は開粒度安定処理路盤（改質Ⅱ型アスファルト）材を加えたものであり，下層路盤は標準的なクラッシャーラン RC-30 である．事前調査により，国道 163 号線門真地区の路床（鉱滓層）の透水係数は 9.0×10^{-5}cm/sec となっている．よって，本モデル舗装では現位置における路床を鉱滓によって再現することとし，鉱滓にセメント系混合物を加えることにより，現地における路床と同程度の透水係数に調整した上で施工した．

本モデル実験における計測項目は，

(a) 人工降雨量，溢流量および浸透量（転倒枡）
(b) 土壌水分量（水分量計）
(c) 舗装内の水位（水位管，間隙水圧計）
(d) 舗装表面，舗装内部の温度，外気温および水温（T 型熱電対温度計，光ファイバー温度センサーおよび赤外線放射温度計）
(e) 舗装面からの蒸発量（蒸発量計）

である．**図-5** に各センサーの設置位置を示す．以下，それぞれの項目を論じるが，項目(d),(e)については本論文中で議論しないため説明を省略するが，その概要や計測結果については参考文献 10)～14)に詳述してある．

(a)人工降雨量，溢流量および浸透量（転倒枡）

人工降雨は前述したように各舗装に対し，１列に６個，２列で合計 12 個の散水ノズルを設置し，最大で約 125mm/hr の降雨強度で散水できる構造となっている．溢流量の計測は**図-3(b)**に示すように舗装に散水した水を，塩化ビニールパイプ（直径=ϕ50mm）によって浸透枡（透水性舗装：浸透枡 A2，密粒舗装：浸透枡 A1）に導水することにより計測できる．浸透量の計測は透水性舗装のみで行っており，国道 163 号線の路床を模擬した鉱滓層を浸透した雨水を，スパイラルドレーンを介して導水管（塩化ビニールパイプ，直径=ϕ50mm）に導水し，浸透枡（浸透枡 B）によって行っている．なお，前述したように本透水性舗装モデルは路床浸透型として設計されていることから，浸透量はすべて地下水に涵養し，短期間に河川などに流入しないものとして取り扱うことにする．

(b)土壌水分量（水分量計）

水分量計は誘電性土壌水分センサーを用いており，透水性舗装内では鉱滓層，RC-30 層，アスファルト安定処理層のほぼ中心に埋設した．基層については中間層，基層と二段階に分けて施工したため，層の中間よりも上に設置してある．また，水分量計は**図-5(b)**に示すように奥行き方向に３列あり，合計 12 箇所設置されている．なお，このセンサーは土壌誘電率から体積含水量を測定するセンサーであり，水分の誘電率（=約 80.0）が土壌鉱物（=3.0~5.0）や空気（=1.0）に比べて高いことを利用して

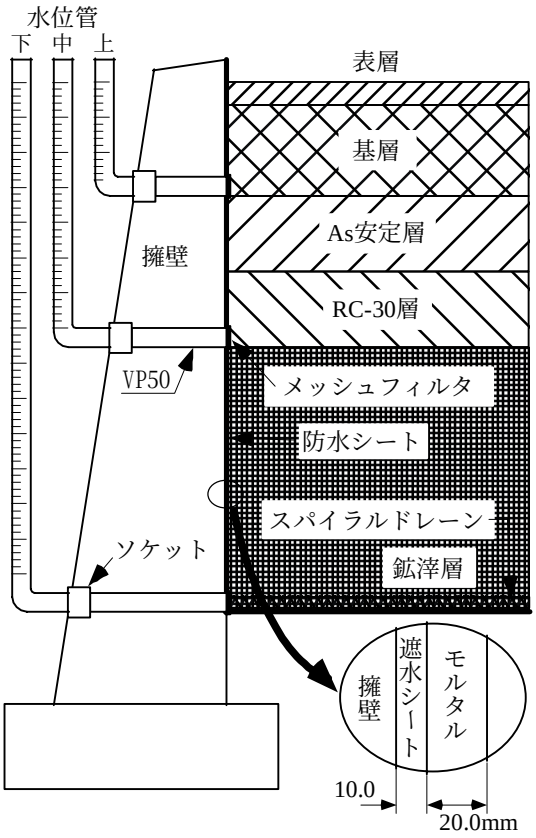


図-6 水位管断面図

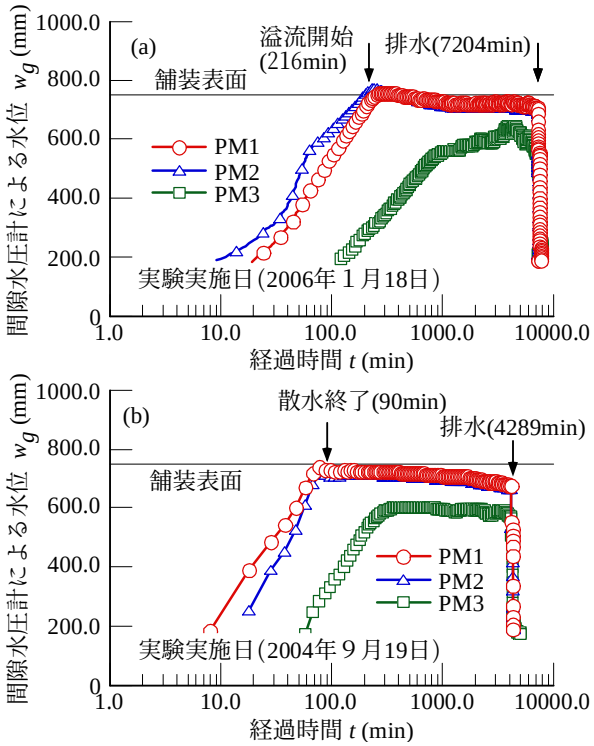


図-7 漏水処理結果

表-2 降雨条件

実験実施日	降雨強度 R_c(mm/hr)	降雨時間 t (hr)	降雨量 R(mm)
2004年12月８日	19.4	4:18	83.4
2004年８月12日	30.1	2:45	82.8
2004年２月27日	35.7	3:00	107.1
2004年２月13日	47.5	2:00	95.0
2004年８月４日	53.7	1:33	83.2
2004年２月20日	71.2	1:28	104.4
2004年11月26日	96.4	0:55	88.4
2004年12月14日	123.0	0:39	80.0

いる．

(c)舗装内の水位（水位管，間隙水圧計）

透水性舗装内部の水位を計測するため，水位管と間隙水圧計を設置した．

間隙水圧計は図-5 に示すように鉱滓層の中間に３カ所，RC-30 層の最上部に１カ所，合計４カ所設置した．この水圧計は，舗装体の厚さが 750.0mm であるため，低圧力を精度良く計測することのできるようにダイアフラムの直径が約 40.0mm と大きく，フルスケールが 1000.0mm で気圧の変動を受けない構造となっている．

水位管は図-6 に示すように基層と As 安定層の境界，RC-30 層と鉱滓層の境界および鉱滓層の下部に設置してある．水位管は透明になっているため，散水時に目視で観測でき，舗装内の水位を確認することができる．

(2) 漏水処理

透水性舗装の水収支は次式で表される．

$$R_c = q_f + q_i + q_s + q_e \qquad (1)$$

ここに，R_c は降雨強度(mm/hr)，q_f は溢流量(mm/hr)，q_i は浸透流(mm/hr)，q_s は貯留量(mm/hr)であり，q_e は蒸発量(mm/hr)である．ここで，R_c，q_f および q_i は計測値であることから，q_s は次式から計算される．

$$q_s = R_c - (q_f + q_i + q_e) \qquad (2)$$

また，本研究では散水実験中の q_e を計測することが不可能であるため，散水実験中の q_e はゼロと仮定している．

式(1)の水収支を正確に計測するためには本モデル舗装の止水構造は高い止水性が要求される．実験開始直後の本モデルは止水構造の不備から擁壁と底版コンクリート

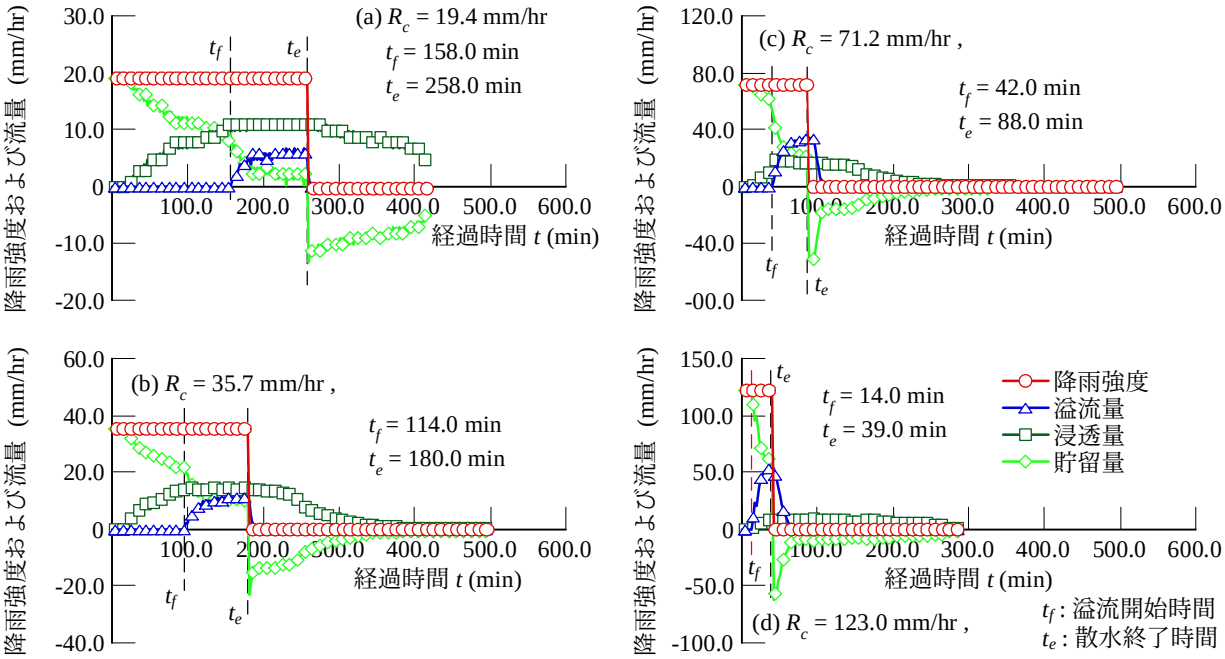


図-8 経過時間 t と降雨量 R_c，溢流量 q_f，浸透流 q_i および貯留量 q_s の関係

の接合部分からの漏水が確認された．そこで，舗装を再構築することとなり，**図-6** に示すように遮水シートとモルタルからなる止水構造を新たに設置した．

図-7 は止水構造を確認した結果である．**図-7(a)**は**図-3** に示す浸透桝 B（浸透量計測用転倒桝設置）に設置されているバルブを閉じ，底部注水口と**図-4** に示す注水タンク底部をホースによって結合して舗装内を満水状態にし，約５日間放置した後，排水した結果である．また，**図-7(b)** は浸透桝 B に設置されているバルブを閉じた状態で，降雨強度 R_c を 30.0mm/hr に設定して約 90 分間散水して舗装面から溢流させ，その後約３日間放置した後，排水した結果である．この図から，舗装内の水位は満水状態でほぼ一定の水位を保っていることから，本モデル舗装からの漏水はほぼ無いものと推測できる．なお，**図-7(b)** に示す降雨実験において，降雨終了から排水までの放置期間に若干の水位低下が認められるが，これは実験実施日が９月中旬の夏季であることから蒸発による水位低下と推察される．この論拠は次のように考えられる．放置期間の水位低下は最大で約 60.0mm であった．ここで，舗装面積と同じプールと本舗装モデルでの蒸発量が同程度であると仮定すると，本舗装の間隙率は約 20.0%であるので，実際の水位低下は約 12.0mm となり，これを一日当たりの蒸発量に換算すると約 4.0mm/day となる．宮崎 [15] によって，一日当たりの最大可能蒸発量（ポテンシャル蒸発量）は与えられた大気の温度，湿度，風速などによって左右されるものの，最小で 1.0mm/day 以下，最大で 10.0mm/day 程度であり，また，湿った土壌から乾燥した高温の大気中への蒸発量は 4.0～7.0mm/day 程度であることが示されており，このことから放置期間の水位低下は蒸発によるものと推察した．

３．計測結果および考察

本研究では近畿技術事務所内において施工された舗装モデルを用いて，**表-2** に示すような降雨条件で散水実験を行い，溢流量，浸透量や，水位管，水分量計および水圧計の計測データにより雨水浸透･流出抑制効果を検証する．

(1) 降雨強度による水収支の変化

透水性舗装の雨水浸透･流出抑制効果を議論する場合，降雨強度 R_c などが水収支に与える影響を的確に把握する必要がある．まず始めに，R_c による水収支を論じる．

図-8 に経過時間 t (min)と R_c，q_f，q_i および q_s の関係を示し，**図-9** に R_c と R_c に対する q_f や q_i の割合を示す．**図-8** からは R_c が強くなるほど溢流開始時間 t_f (min)が早くなる傾向があることが，**図-9** からは流量に関しては R_c が強くなるほど q_f の割合が多くなると共に q_i の割合が少なくなる傾向が読み取れ，q_s に関しては R_c の強さに関係なく約 60%となっており，ほぼ一定値を取ることが確認できる．また，R_c に対する q_f の割合が，R_c が 123.0mm/hr で約 40.0%（よって，流出を抑制する割合は約 60.0%となる），

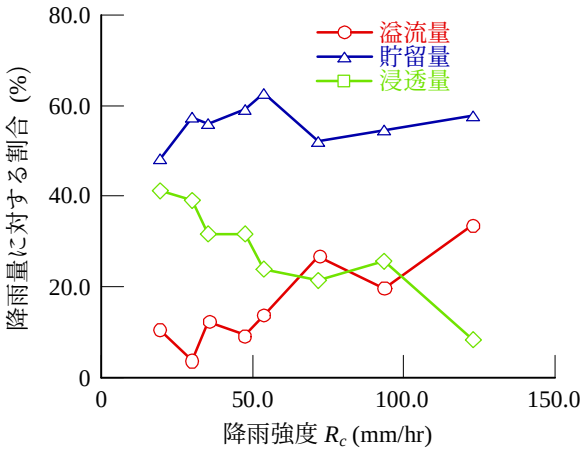


図-9 降雨強度 R_c と降雨強度に対する降雨量 q_r, 溢流量 q_f および浸透流 q_i の割合

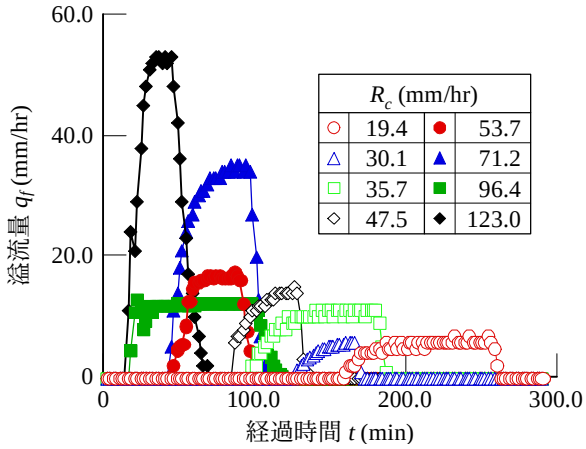


図-10 越流量 q_f の計時変化

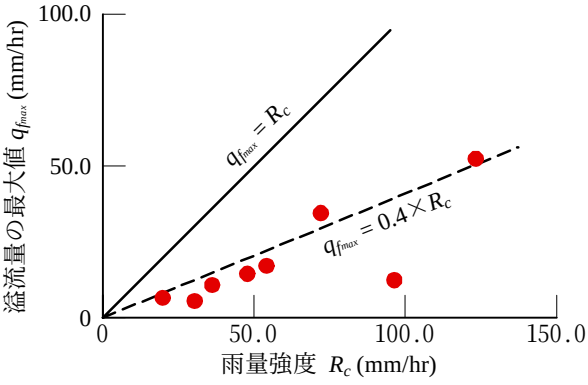


図-11 降雨強度 R_c と越流量 q_f の最大値

19.4mm/hr で約 10.0%（90.0%）となっており，少なくとも降雨量の約 60.0%の流出量が抑制されることがわかる．

q_f の計時変化を**図-10** に示し，R_c と q_f の最大値 $q_{f_{max}}$ の関係を**図-11** に示す．なお，**図-11** の実線は降雨が 100.0%表面排水された場合の越流量である．**図-10** からは，R_c が強くなるほど q_f が大きくなる傾向があることが読み取れ，**図-11** に示す R_c と $q_{f_{max}}$ の関係から，その関係は原点を通る直線で近似でき，その比は約 0.4 となっている．よって，このことからも約 60.0%程度の流出量が抑制されることがわかる．以上のことから，R_c に対する流出抑制量は**図-9** に示すように R_c の強さに依存するものの，ほぼ一定値をとることが確認できる．よって，R_c が 100.0mm/hr 以上の「猛烈な降雨」でも少なくとも降雨量の約 60.0%程度の流出量が抑制されることが期待できる．

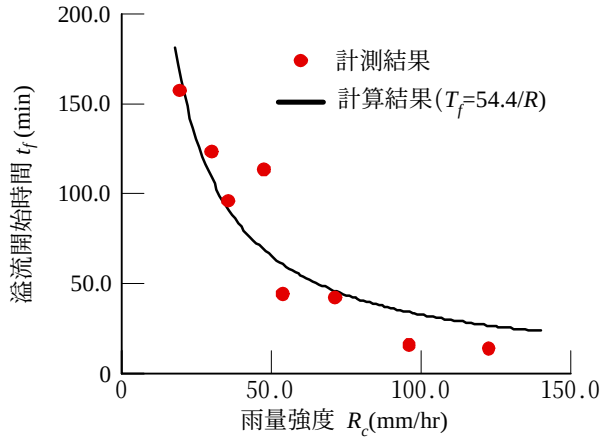


図-12 降雨強度 R_c と溢流開始時間 t_f

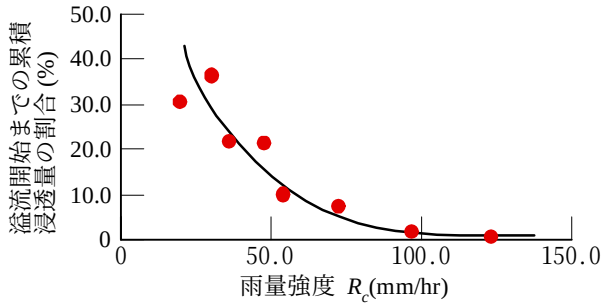


図-13 降雨強度 R_c と溢流開始までの累積浸透量の割合

次に t_f について述べる．**図-12** は**図-8** に示す R_c と t_f の関係を具体的に示したものであり，この図からも R_c が強くなるほど t_f が早くなる傾向があることが確認でき，その関係は双曲線的であることがわかる．ここで，舗装体内が一種のプールと仮定し，t_f の議論を進めることにする．

透水性舗装の雨水浸透・雨水流出抑制効果を議論する場合，透水係数が重要な値となる．しかし，透水性舗装における雨水の浸透は，非定常かつ不飽和状態であり，そのような状況で舗装内の水挙動を考える場合，飽和透水係数と不飽和透水係数を考慮しなければならなく，その挙動は複雑なものとなる．よって,ここでは透水係数を考慮せず，

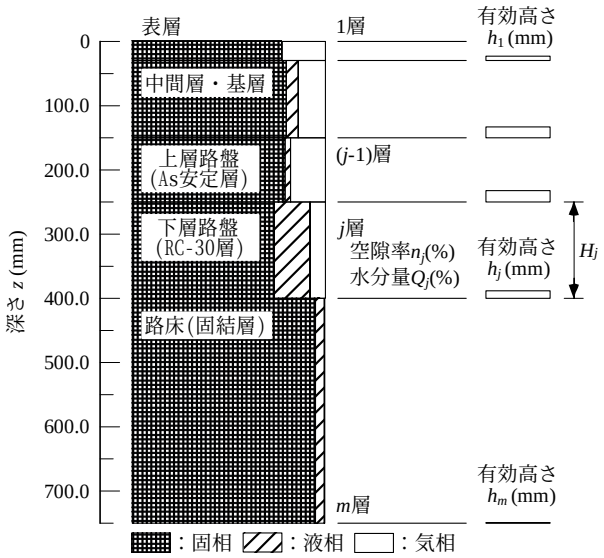


図-14 透水性舗装内部のモデル化

表-3 各層の有効高さと計算結果

	層厚 H (mm)	間隙率 n (%)	初期飽和度S_{r0} (%)	有効高さ h (mm)	到達時間 T_r (hr)
表層	30.0	22.5	0	6.8	$6.8/R_c$
中間層・基層	120.0	20.3	31.5	16.7	$16.7/R_c$
上層路盤(As安定層)	100.0	20.8	13.4	18.0	$18.0/R_c$
下層路盤(RC-30層)	150.0	26.5	70.7	11.7	$11.7/R_c$
路床	350.0	5.0	93.3	1.2	$1.2/R_c$

舗装内部の水位は底部より逐次飽和していくと仮定する．また，**図-13** に示すように，溢流開始までの累積浸透量の降雨強度に対する割合は最大で 36.4%となっているが，議論を簡単にするため，浸透流量は考慮しないものとする．

舗装体は**図-14** に示すように固層，液層，気層に分けることができる．そこで気層のみに着目することで舗装体を簡略化してモデル化することができる．図に示すように，層厚 H_j (min)の j 層の間隙率が n_j (%)，初期飽和度が S_{r_j} (%)であると仮定し，この層に含まれる空隙の体積を有効高さ h_j (min)で定義すると以下のように表される．なお，S_{r0} とは散水実験開始前の各層の飽和度である．

$$h_j = \frac{n_j}{100} \times (1 - \frac{S_{r0}}{100}) \times H_j \qquad (3)$$

したがって，R_c で連続的に雨が降った場合に j 層の最下端から最上端までに到達する計算上の時間 T_{r_j} (min)は，

$$T_{r_j} = \frac{h_j}{R} = \frac{n_j}{100} \times (1 - \frac{S_{r0}}{100}) \times H_j \times \frac{1}{R} \qquad (4)$$

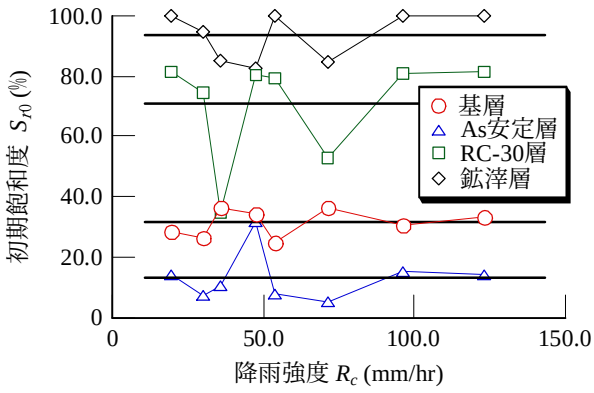


図-15 降雨強度 R_c と初期飽和度 S_{r0}

となる．よって，m 層からなるアスファルト構造物の下端から上端まで雨水が到達する時間 T_r (min)は，

$$T_r = \sum_{j=1}^{m} T_{r_j} = \{\sum_{j=1}^{m} \frac{n_j}{100} \times (1 - \frac{S_{r0}}{100}) \times H_j\} \times \frac{1}{R_c} \qquad (5)$$

となり，$\{\sum_{j=1}^{m} \frac{n_j}{100} \times (1 - \frac{S_{r0}}{100}) \times H_j\}$ の部分は定数項となるため，雨水の到達時間 T_r は $1/R_c$ に比例する直角双曲線となる．本モデル実験場の各層の計算結果は**表-3** のようになっており，各層の T_r は表中に示すように計算できる．よって，舗装表面までの到達時間，すなわち，計算上の溢流開始時間 T_f (min)は

$$T_f = 54.4 / R_c \qquad (6)$$

となる．ただし，表中の S_{r0} は各散水実験における初期飽和度の平均値である．**図-15** に R_c と各層の S_{r0} 関係を示す．この図から，S_{r0} は実験日によって大きく変動していることがわかる．これは実験開始日前の気象条件等が大きく影響していると推測されることから，本研究では平均値を用いることにした．

図-12 に示す実線は式(6)を適用した結果である．この図からは，R_c が弱い領域ではその挙動を良く表現しているものの，R_c が強くなればなるほど大きくかけ離れていく様子が確認できる．このことは，R_c によって浸透現象が異なる可能性を示唆するものであると推測されるが，舗装体の空隙状態や S_{r0} などを的確に求めることにより，溢流開始時間がある程度予測可能であることがわかる．

(2) 水分量計測結果

ここからは舗装体内部の水の状態を詳しく見ていくこ

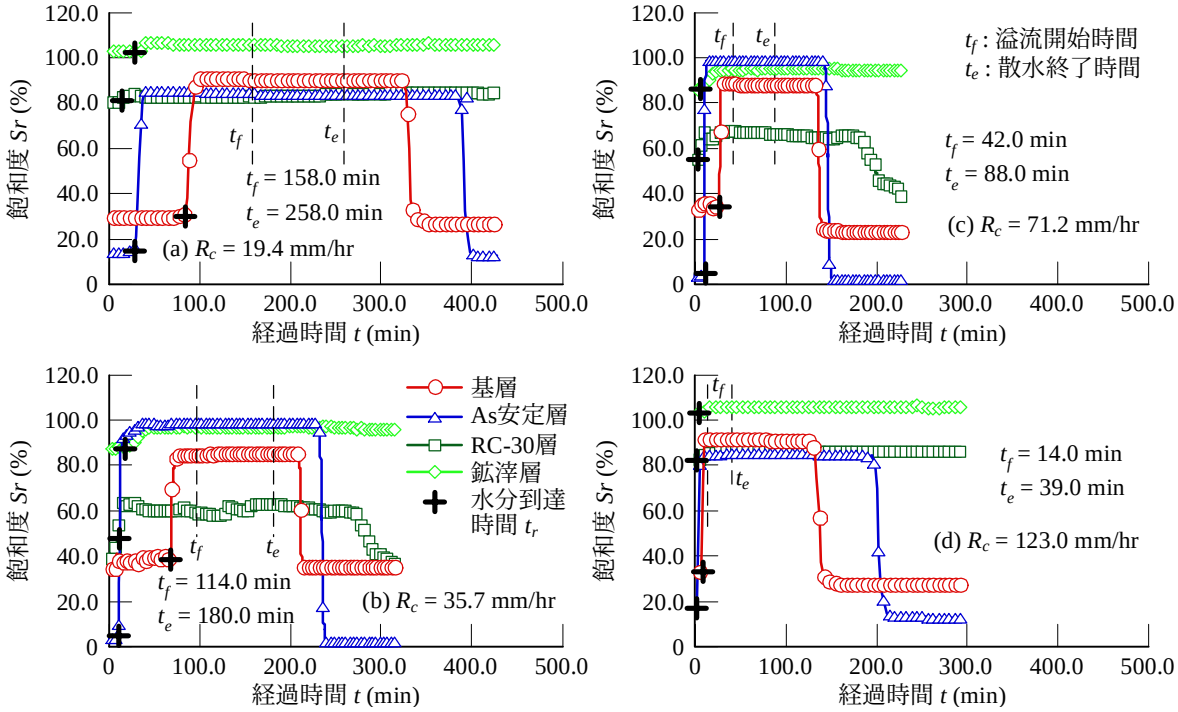


図-16 経過時間 t と飽和度 S_r の関係

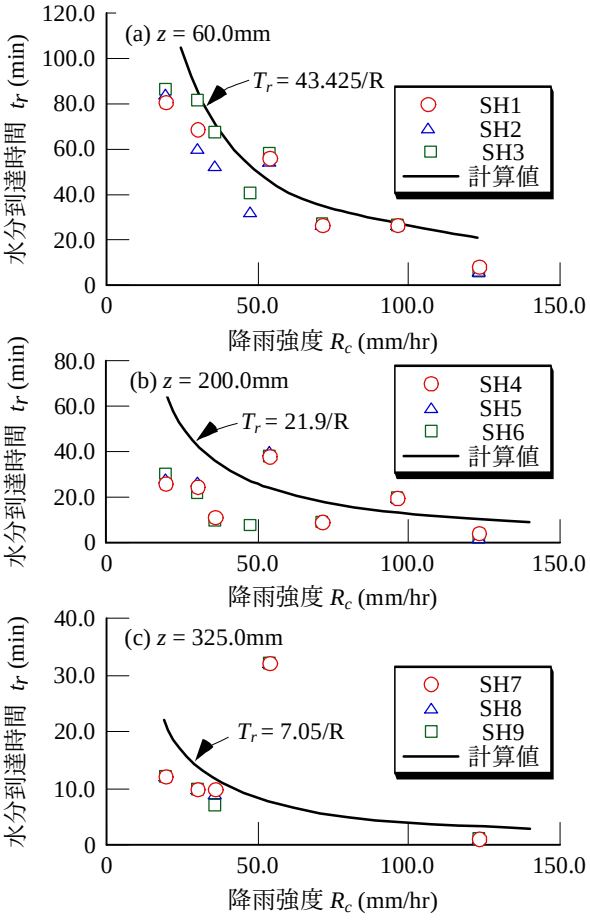


図-17 降雨強度 R_c と水分到達時間 t_r

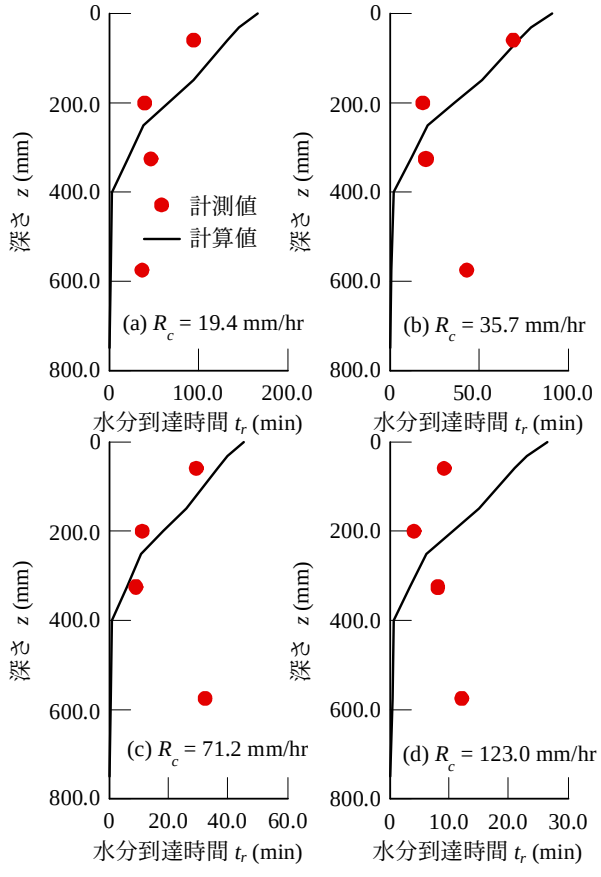


図-18 水分到達時間 t_r の深度分布

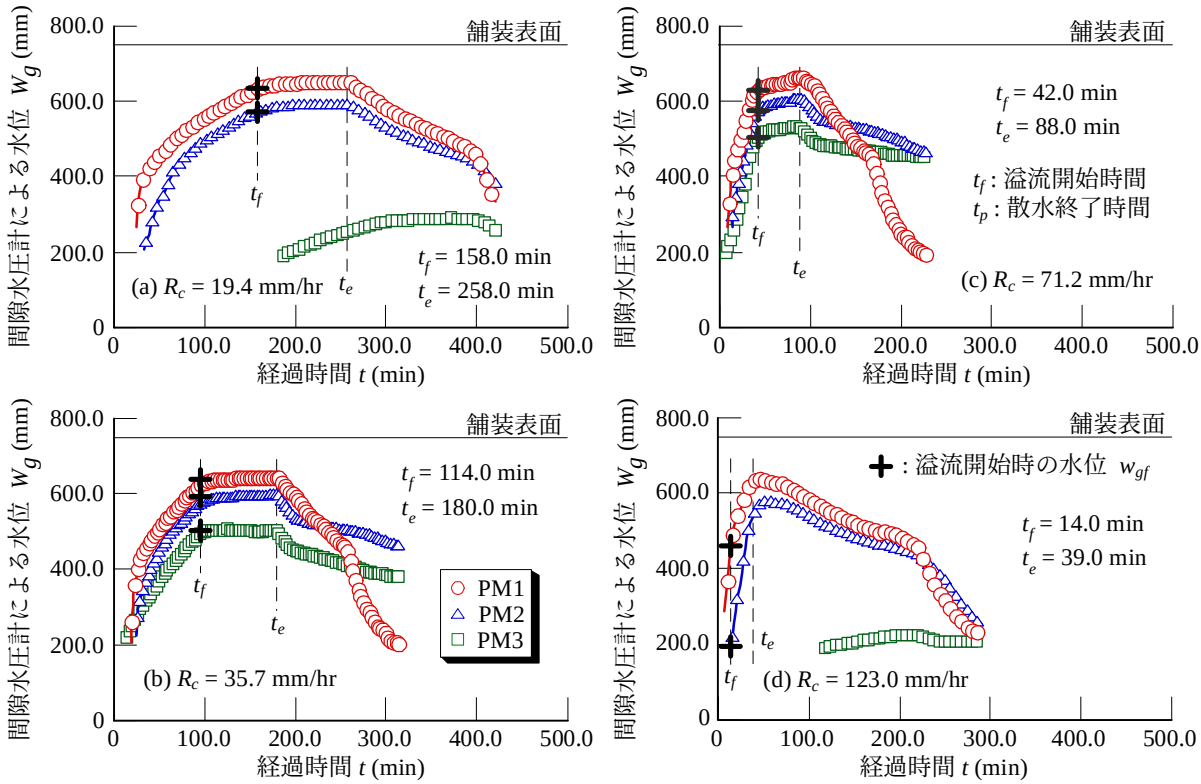


図-19 経過時間 t と間隙水圧計による水位 w_g の関係

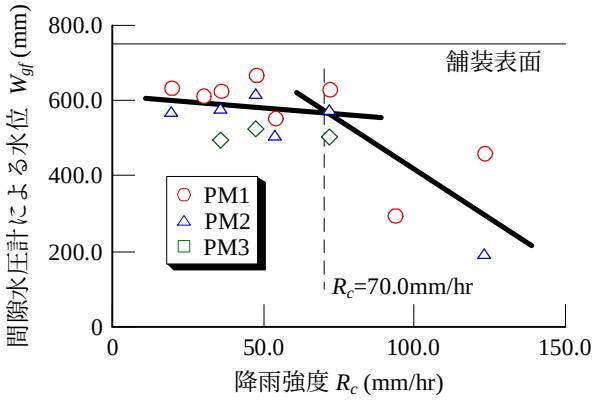


図-20 降雨強度 R_c と溢流開始時の水位 w_{gf}

とにする．

図-16 に t と飽和度 S_r の関係を示す．これらの図からは R_c が強くなるほど水分到達時間 t_r が早くなる傾向があることがわかる．ただし，t_r とは各層に設置されている水分量計が反応し始める時間である．この現象を具体的に示したのが**図-17** である．この図からは R_c と t_r は双曲線的な関係を示すことがわかる．

図-17 に示す実線は水分量計が設置されている各深さにおける計算上の到達時間 T_r である．各深さの T_r は式(5)から以下のように求められる．

$$T_r = 43.4 / R_c \quad (z = 60.0\text{mm}) \tag{7}$$

$$T_r = 21.9 / R_c \quad (z = 200.0\text{mm}) \tag{8}$$

$$T_r = 7.1 / R_c \quad (z = 325.0\text{mm}) \tag{9}$$

この図からは，t_r は T_r よりも早く到達する傾向が見られるものの，ある程度の現象を表現していることがわかる．

図-18 に t_r と深さ z (mm)の関係を示す．この図からも，R_c が強くなるほど t_r が早くなっているものの，R_c が弱い場合はその挙動を良く表現していることが確認できる．このことから，溢流開始時間の推定と同様に，舗装体の空隙状態や S_{r0} などを求めることにより，舗装内の水分挙動をある程度把握することが可能であると推測される

(3) 水位計測結果

ここでは間隙水圧計による水位計測結果と水位管による水位計測結果について議論する．

まず初めに間隙水圧計による水位計測結果を述べる．

図-19 に t と間隙水圧計による水位 w_g (mm)の関係を示す．この図からは溢流開始時の水位 w_{gf} (mm)は R_c が強くなるほど低くなる傾向が認められる．**図-20** は R_c と w_{gf} の関係を示したものであり，R_c が強くなるほど w_{gf} は低く

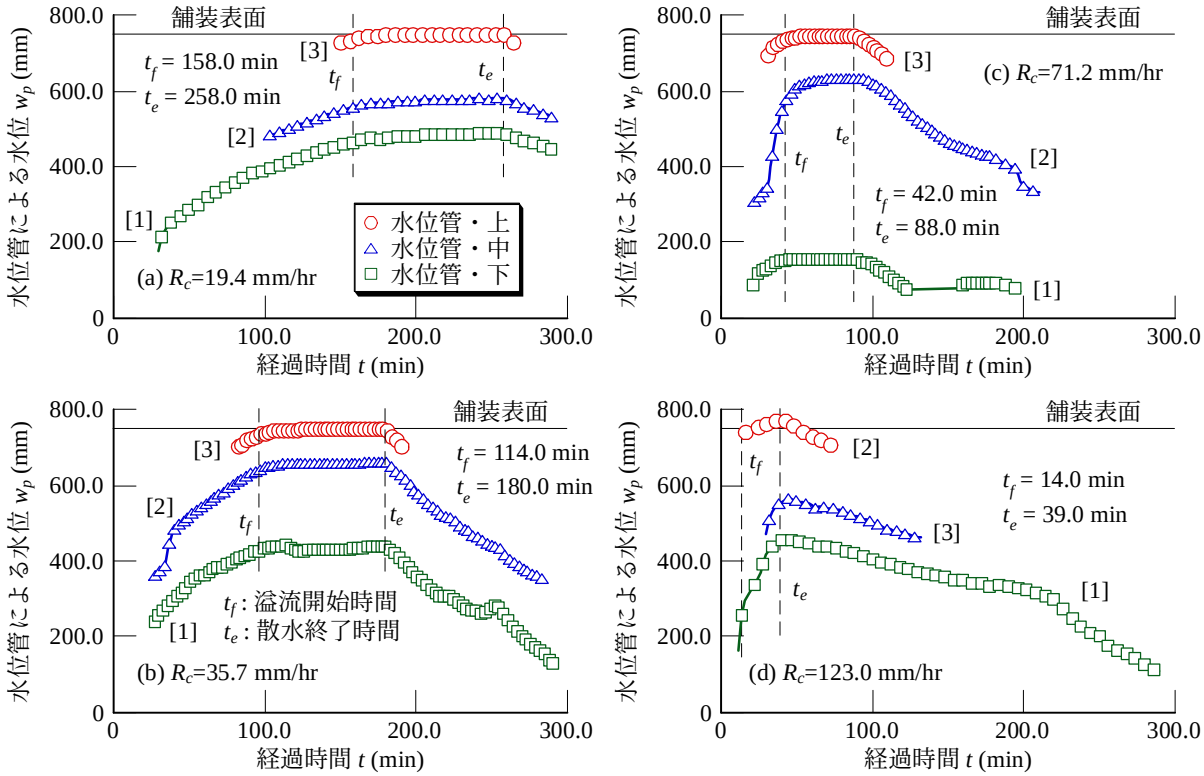


図-21 経過時間 t と水位管による水位 w_p の関係

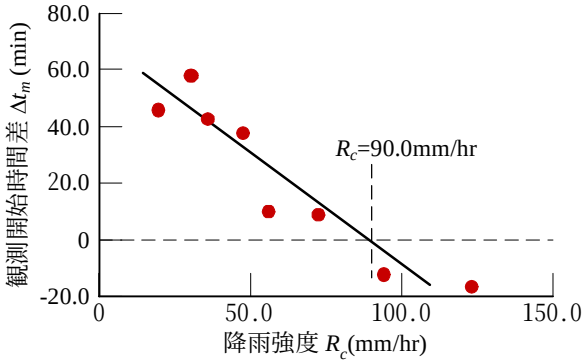


図-22 降雨強度 R_c と観測開始可能時間差 Δt_m

なっていき，R_c が約 70.0mm/hr 以降では急激に低下する様子が読み取れる．この原因としては，舗装内が不飽和状態になっていることが考えられる．換言すると，雨水が舗装内の間隙に流入する際，そこに存在する空気の抵抗を受けながら浸透して行くため，空気が雨水の流入の抵抗となり，雨水が間隙に入り込めない状態が発生するのではないかと推察される．このことは舗装内に二重水面が発生していることを示唆しているものと考えられる．

次に水位管による水位計測結果を述べる．

図-21 に水位管の計時変化を示す．なお，図中の[1]～[3]は水位管測定開始可能時間 t_m (min)の順番を示している．

図-21 (a),(b),(c)からわかるように，R_c が弱い場合は下の水位管から順次計測できるのに対し，**図-21 (d)**に示すように，R_c が強くなる場合は下の水位管から順次測定できるのではなく，水位管･中（RC-30 層底部）よりも水位管･上（基層底部）が早く測定されている事がわかる．水位管･中と水位管･上の観測開始可能時間の時間差 Δt_m (min)を**図-22** に示す．この図から明らかなように，R_c が強まるにつれて Δt_m が縮まり，R_c が 90.0mm/hr 以上では Δt_m が負になっていることから，基層底部の方が t_m は早くなっていることが確認できる．このことは，As 安定層内や RC-30 層内において二重水面ができている可能性があると推察される．

4．おわりに

本研究では，国土交通省近畿技術事務所の構内において透水性舗装のモデルを施工し，散水実験を行うことで透水性舗装が持つ雨水浸透・流出抑制効果について検証を行った．以下に本研究で得られた知見を述べる．

(1) R_c が強くなるほど q_f が多くなるとともに，t_f が早なることがわかった．

(2) 雨水流出抑制効果に関して，本モデル舗装において，透水性舗装は少なくとも降雨量の約 60.0%の流出量が抑制されることがわかった．

(3) 舗装体を一種のプールと仮定し，簡単なモデル化を行うことで透水性舗装の浸透現象をある程度説明することができた．

(4) (3)の結果から，R_c と t_f には直角双曲線的な関係があることがわかった．

(5) (3)の結果から，R_c の強さによって浸透現象が異なる可能性があることがわかった．

(6) (5)は舗装体内に二重水面が形成されることに起因すると推測されることがわかった．

以上，透水性舗装の雨水浸透･流出抑制効果について論じてきたが，以下に問題点や今後の課題について述べる．

上記(1)，(2)の知見を受けて，本研究では R_c を一定として散水実験を行った．しかし，実際の降雨現象は時間によって R_c が変化することは自明である．よって，降雨条件によって浸透現象が変化する可能性があり，今後は実際の降雨をモデル舗装に再現することで透水性舗装の雨水浸透・流出抑制効果を検証していく必要がある．

上記(3)~(6)の知見を受けて，実験に関しては現状の計測項目では舗装内部の水の状態を詳細に把握するのは困難である．よって，電気探査法などの他の計測方法を導入して計測を強化する必要がある．また，舗装内の水の動きを的確に把握するには実験のみでは限界がある．よって，今後は飽和ー不飽和浸透流解析や降雨浸透モデルによる浸透流解析などの数値解析手法を用いて，舗装内の水の動きを調べていくことが重要な課題となる．

また，透水性舗装を雨水貯留浸透施設として機能させるためには貯留能力を向上させる必要がある．その場合，極力二重水面の発生を防ぐことが有効であると考えられ，二重水面を防止する工法の開発が必要不可欠となる．

謝辞：本研究を遂行するに当たり，社団法人日本道路建設業協会関西支部・木下孝樹氏，藤林省吾氏，山崎泰生氏ならびにNTTインフラネット株式会社・奥野正富氏の多大なる御協力を頂きました．また，本研究の一部は平成16年度日本学術振興会科学研究費補助金萌芽研究16656142（平成16～17年度）により実施したものであります．ここに感謝の意を表します．

参考文献

1) 野村孝雄：集中豪雨による東京都内における水害について（速報）：土木学会誌，Vol.90, No.11，pp.51~52, 2005.
2) 国土交通省都市・地域整備局下水道部／河川局監修：「特定都市河川浸水被害対策法の概要」パンフレット，2003.
3) 雨水貯留浸透技術協会編：雨水利用ハンドブック，山海堂，pp.117~128, 2005.
4) 中島伸一郎，堤　祥一，大下武志：道路用浸透トレンチの雨水流出抑制性能，土木技術資料，Vol.47, No.12, pp.60~65, 2005.
5) 笠原彰彦，根本信行，四辻　勝：車道透水性舗装の表層の耐久性に関する検討，土木学会年次学術講演会論文集，No.42, pp.118~119, 1987.
6) 田口　仁，帆苅浩三，佐藤勝久，田村淳也，渡辺俊治：透水性アスファルト安定処理剤の安定性および耐久性の基礎的検討，土木学会年次学術講演会論文集，No.53, pp.130~131, 1998.
7) 水と舗装を考える会：よくわかる透水性舗装，山海堂，pp.79~98, 1997.
9) 国土交通省土木研究所編：土木研究所資料第3971号，道路路面雨水処理マニュアル(案)，pp.15, 2005.
8) 矢野隆夫，大西有三，西山　哲，和田　実，宮崎幸雄：大型交通量の多い車道へ適用された透水性舗装の各種特性の経年変化に関する研究，土木学会論文集，（投稿中）
10) 西山　哲，大西有三，矢野隆夫，和田　実：洪水抑制およびヒートアイランド現象緩和のための透水性舗装，土と基礎，Vol.53, No.9, pp.24~26, 2005.
11) 北山迪也，大西有三，西山　哲，上原真一，矢野隆夫，青木一男：透水性舗装における熱と水の移動に関する実験的研究，土木学会関西支部年次学術講演会概要集，V-36, 2005.
12) 北山迪也，大西有三，西山　哲，上原真一，矢野隆夫，和田実：都市環境改善のための水循環の保全に関する研究，第54期材料学会学術講演会講演論文集，pp.129~130, 2005.
13) 丹原康滋，大西有三，西山　哲，矢野隆夫：透水性舗装における蒸発散と熱移動に関する研究，第39回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.2363~2364,2004.
14) K.Tambara, Y. Ohnishi, S. Nishiyama, T. Yano, S. Uehara : Study of Evaporation and Heat Transfer at Permeable Pavement, *Proceedings of Geo-engineering in Groundwater, Land Subsidence, Exploration Geophysics and Underground Rock Engineering*, Paper 8, 2004.
15) 宮崎　毅：環境地水学，東京大学出版会，pp.53~54,2004.

大型交通量の多い車道へ適用された透水性舗装の各種特性の経年変化に関する研究

大西有三[1]・矢野隆夫[2]・西山　哲[3]・山本　剛[4]・和田　実[5]・宮崎幸雄[6]

1 正会員　工博, Ph.D　京都大学大学院　教授　工学研究科（〒606-8501 京都市左京区吉田本町）
ohnishi@geotech.kuciv.kyoto-u.ac.jp
2 正会員　博士(工学)　京都大学大学院　技術専門職員　工学研究科（〒606-8501 京都市左京区吉田本町）
3 正会員　博士(工学)　京都大学大学院　助教授　工学研究科（〒606-8501 京都市左京区吉田本町）
4 正会員　国土交通省近畿技術事務所 所長　（〒573-0166 枚方市山田池北町 11-1）
5 非会員 経済学修士 国土交通省近畿技術事務所 副所長　（〒573-0166 枚方市山田池北町 11-1）
6 非会員 国土交通省近畿技術事務所 技術課技術第二係長　（〒573-0166 枚方市山田池北町 11-1）

１．はじめに

近年, 都市環境問題としてヒートアイランド現象[1)]が注目されており，その対抗策として，各都市で打ち水大作戦[2)]が盛んに行われている. これは市民参加型の行事であり，打ち水の蒸発によって都市の気温を２℃程度下げることで都市の熱環境を改善しようという試みである.

ヒートアイランド現象とは都市周辺と比較して都市部の気温が高くなるという現象であり，その原因として，エネルギー消費の増大に伴う人工排熱の増加，熱容量の大きな構造物による夜間の熱の放出，アスファルト舗装などの人工被覆面の増加に伴う蒸発散の減少などが考えられるが，その中でもアスファルト舗装が都市環境悪化に大きく関与していることが指摘されている[3)].

アスファルト舗装された道路は, 人や物が安全, 快適, 迅速に移動させるための交通施設である．従来のアスファルト舗装はその耐久性を向上させるために水密性に優れた構造とし，路盤や路床に雨水が侵入することを防ぐことを基本として進歩してきた．そのため，都市環境に関しては豪雨時の都市型洪水の発生やヒートアイランド現象の要因になっており，車の走行性に関しては降雨時のハイドロブレーニング現象，スモーキング現象が発生する要因にもなっている．それらの事柄を受け，都市環境改善の対策工法として透水性舗装[4)]が注目されつつある.



図-1 調査箇所

透水性舗装は透水性の高いアスファルトを使った舗装であり，高機能舗装とも呼ばれるものである．高機能舗装は透水性舗装以外にもいくつかあり，排水性舗装および保水性舗装などに分類される．排水性舗装は透水性の高い表層から流れ込んだ雨水を中間の不透水層より道路の側面にある排水溝に誘導する形式がとられており，不透水層より下には雨水は浸透しない．保水性舗装は表層に保水性材料を混合し，雨水を表層に蓄えることのできる舗装であるが排水性舗装と同様に雨水は地下には涵養



図-2 試験舗装の内容と工種

しない．これに対し，透水性舗装は各層が透水性の高い材料から作られており，流れ込んだ雨水は表層，基層，路盤を介し路床へと涵養していく．

透水性舗装の目指す効果はその特徴をふまえて，前述した４つの現象の緩和以外に，水循環の保全，交通騒音の低減などが挙げられる．そこで著者らは期待される効果の内，都市型洪水抑止効果およびヒートアイランド現象の緩和に着目し，降雨強度などのパラメータを自由に設定できるような透水性舗装のモデルを構築して降雨実験を行った．その結果，都市型洪水抑止効果に関しては，全降雨量の少なくとも約 60%程度のピークカットが期待できることを明らかにした[5)~9)]．また，ヒートアイランド現象の緩和に関しては，舗装からの水の蒸発に伴う潜熱移動によって，従来舗装に比べて日中で最大４℃，夜間においても１℃～２℃程度低減されることから，路面温度低減効果が期待できることを明らかにした[5)10)~12)]．

一方，透水性舗装には上述した利点があるものの，車道部へ適用するには，路盤・路床の耐久性や舗装の目詰まりなどの問題を抱えており、笠原ら[13)]や田口ら[14)]によって透水性舗装材の耐久性に関する研究がなされているが、透水性舗装のメカニズムや耐久性を解明するための長期にわたる実証的な追跡調査は皆無である。そこで本研究では，国道 24 号和歌山バイパスに試験施工された透水性舗装の約 11 年半に及ぶ追跡調査の結果を用いて，舗装構造としての耐久性や機能性に注目し，その効果を論じるものである．

２．調査箇所および調査項目

試験施工箇所および調査箇所は**図-1**に示す和歌山県那賀郡岩出町吉田の国道24号和歌山バイパスである．供用

表-1 アスファルト混合物の配合と性状

		透水性舗装			標準舗装		
		表層	中間層・基層	上層路盤	密粒度AS(20)	粗粒度AS(20)	AS安定処理(25)
					表層	中間層・基層	上層路盤
骨材配合率(%)	5号砕石	-	34.0	39.0	20.0	21.0	32.0
	6号砕石	84.0	50.0	44.0	28.0	35.0	24.0
	7号砕石	-	-	-	10.0	17.0	7.0
	ｽｸﾘｰﾆﾝｸﾞｽ	-	-	-	11.0	10.0	13.0
	砂	11.0	11.0	12.0	26.6	13.5	21.0
	石粉	5.0	5.0	5.0	4.5	3.5	3.0
	バインダー量(%)	5.1	5.0	4.5	5.2	4.6	4.0
混合物の性状	密度(kN/m^3)	19.591	19.679	19.640	22.936	23.632	23.073
	理論密度(kN/m^3)	24.545	24.594	24.800	24.417	24.721	24.898
	空隙率(%)	20.2	20.0	20.0	4.1	4.4	7.3
	飽和度(%)	33.1	32.9	30.3	74.7	71.1	55.5
	透水係数(cm/sec)	1.4×10^{-1}	1.8×10^{-1}	2.0×10^{-1}	-	-	-
	安定度(N)	510.0	492.0	466.0	1170.0	1064.0	829.0
	ﾌﾛｰ値(1/100cm)	25.0	27.0	23.0	28.0	30.0	25.0
	残留安定度(%)	90.0	89.0	86.0	-	-	-
	DS(回/mm)	3900	4700	2100	1855	-	-

表-2 調査項目

調査および試験項目		規格	数量	摘要
路面調査関係	ひびわれ	スケッチによる方法	2520m^2	全工区
	平坦性	3mプロフィルメータ	1400m	車線毎2測線(OWP・IWP)／工区
	わだち掘れ	横断プロフィルメータ	28点	4定点／工区
	たわみ量	FWD ベンケルマンビーム	28点	4定点／工区
	すべり抵抗	DFテスター	56点	8定点(OWP・BWP)／工区
	現場透水量	舗装試験法便覧	48点	8定点(OWP・BWP)／工区
	騒音		2ヶ所	2定点／1，4工区
	試料採取	舗装試験法便覧	14本	2定点／工区
室内試験	密度	かさ密度	56点	2定点・4層／工区
	室内透水量	室内定水位	48点	2定点・4層／工区（標準工区は除く）

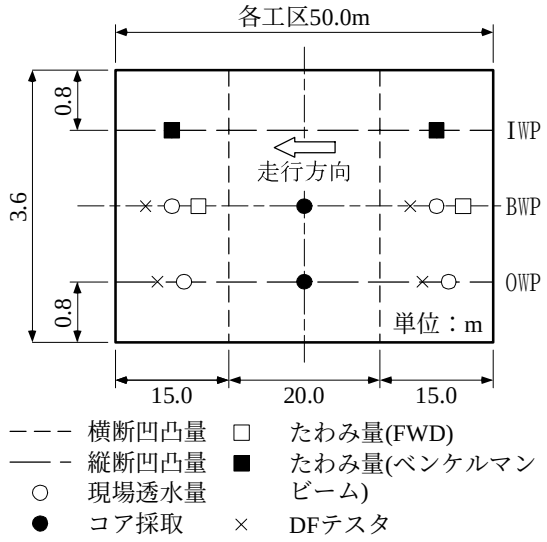


図-3 調査測定箇所

開始は平成5年7月であり，建設当初，試験舗装工区は片側1車線の上下線を対象に各7工区設けられていたが，平成9年5月の拡幅工事によって**図-2**に示すように上下片側2車線となり，従来の上り線が現在の下り追越車線へと移行した．したがって，平成9年度より上り線の走行および追越車線が試験舗装調査の対象位置となっている．透水性舗装は**図-2**，**表-1**に示すように全6工区設けられており，表層から上層路盤までの4層が空隙率約20.0%の混合物で施工されている．舗装構造は**図-2**に示すようにその構造が路床へ与える影響を比較するため，下層路盤以下の舗装構成を変化させている．標準舗装（1工区）は透水性舗装の対比工区として隣接する箇所に設けられており，その舗装構造は近畿地方整備局の設計標準断面を用いている．透水性舗装は基本的に標準舗装のアスファルト層を透水性に変更したものである．2工区は下層路盤に切込砕石を用いており，3工区の舗装構造は2工区と同じであるが，路床は泥濘化などを防ぐためにジオテキスタイルを採用してある．4工区は下層路盤に切込砕石を用いており，路床保護のため遮断（保水）層として砂層を採用している．5工区は4工区の切込砕

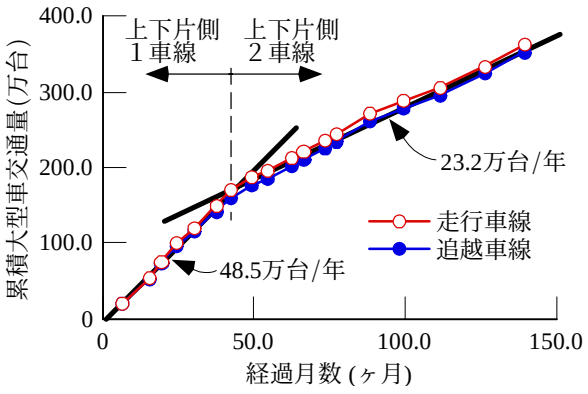


図-4 累計大型車交通量

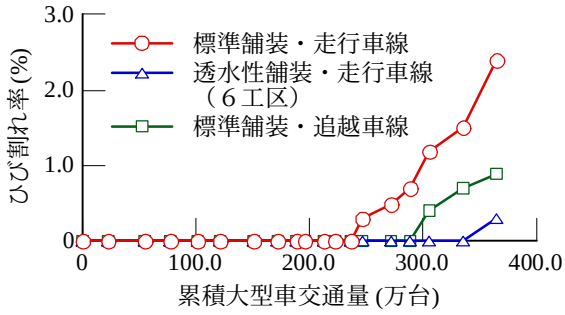


図-5 ひび割れ率

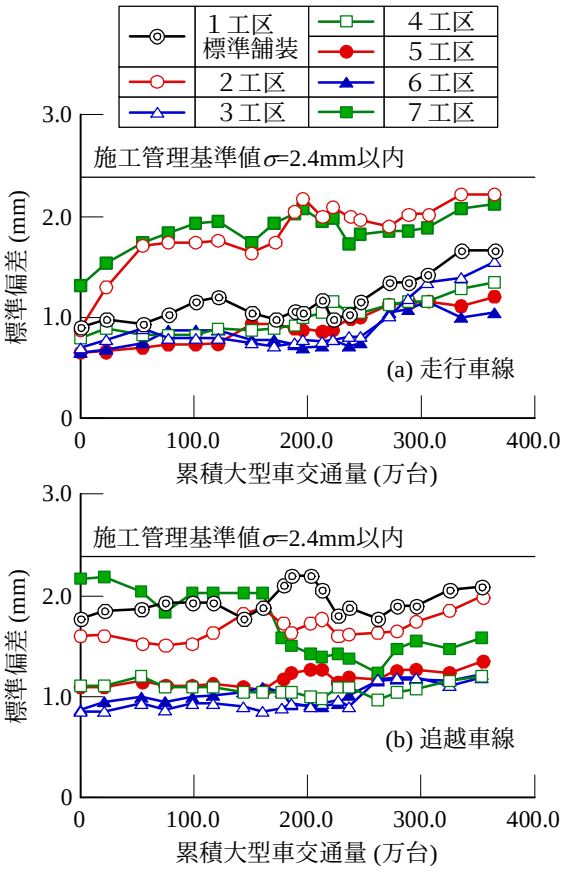


図-6 平坦性の経年変化

石をAs再生砕石に変更したものである．６工区は下層路盤にAs再生砕石を用いており，路床保護のためジオテキスタイルを採用してある．それに対し，７工区の舗装構造は６工区と同じであるが，路床保護のためジオテキスタイルを採用していない工区である．なお，路線状況は縦断勾配が0～2.5%程度であるがほぼ直線で平坦であり，当該路線において渋滞は見られずスムーズな車両の流れであることが確認されている．

調査項目は**表-2** に示すように路面調査関係が８種類，室内試験としては２種類である．また，調査測定位置は**図-3** に示すように，舗装構造や下層路盤以下の舗装構成を比較検討するため，各舗装工区とも同じ位置となっている．

３．調査結果

道路の求められる機能は安全性，快適性および耐久性である．安全性は**表-2** に示すすべり抵抗などから判断され，快適性に関しては平坦性や騒音などから確認される．耐久性はたわみ量から逆解析的に求められた弾性係数から評価される．また，透水性舗装の最も特徴的な機能である透水性は現場透水量や室内で実施される透水試験などによって確認される．よって，ここではまず初めに路面調査結果を述べ，続いて室内試験結果を論じる．

(1)路面調査結果

a)累積大型交通量

国土交通省和歌山河川国道事務所の交通量調査結果を基に，試験舗装区間の供用開始からの累積大型車交通量を**図-4**に示す．供用開始後，拡幅工事までは年間約48.5万台程度の交通量であったが，拡幅工事後は一路線あたり年間約23.2万台程度で推移しており，今後もこの傾向で推移していくものと推測される．

b) ひび割れ率

ひび割れ率の測定は舗装試験法便覧[15]の「舗装路面のひび割れ測定方法」に準拠し，ひび割れ発生状況を縮尺1/200の図面にスケッチした．ただし，ひび割れ率の計算にあたり，試料採取に伴う復旧跡等はパッチング面積に含めないものとする．

ひび割れ率の経年変化を**図-5**に示す．現在までに，供用開始から約11年半経過したが，ひび割れの発生が確認されたのは標準舗装１工区の走行車線，追越車線および透水性舗装６工区の走行車線である．この図から明らかなように，最もひび割れが確認された標準舗装の走行車線においても約2.4%程度のひび割れ率であり，道路維持修繕要綱[16]に記されている補修要否の判断目標値30.0～

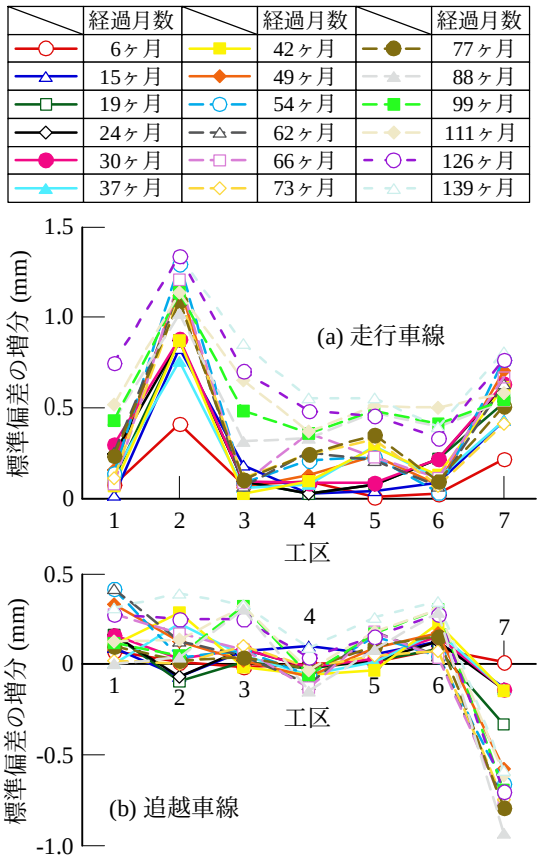


図-7 工区と平坦性の増分の関係

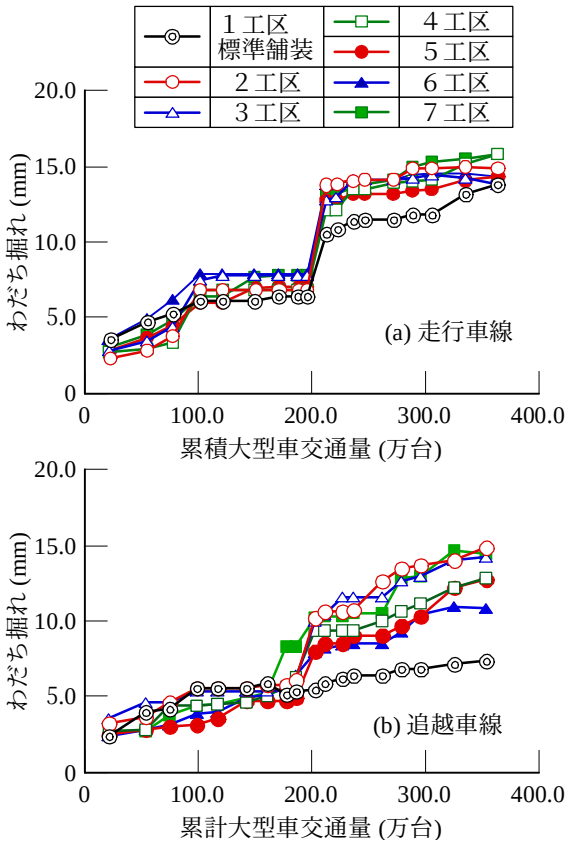


図-8 わだち掘れの経時変化

40.0%を大きく下回り良好な路面状態を維持していることがわかる．

c)縦断凹凸量（平坦性）

縦断凹凸量（以下、平坦性と呼ぶ）の測定は舗装試験法便覧[15]の「舗装路面の平坦性測定方法」に準拠し，その測定方法は3mプロフィルメータによる方法である．計測位置は図-3に示すようにOWP，IWPであり，区間の始点から終点まで連続して測定した．

平坦性の経年変化を図-6に示す．平坦性は各工区とも若干の増加傾向があるものの，その標準偏差は施工管理基準（2.4mm以内）を満足しており良好な状態を維持していることがわかる．また経年における変化についても，標準偏差は大きな変動もなく推移していることから，今後もこの傾向で進行していくと推測される．

図-7 に各工区の平坦性の増分を示す．この図からは，追越車線は7工区を除けばほぼ同じような挙動を示しているが，走行車線では工区，すなわち，工種によりその挙動が大きく異なっていることが確認できる．

まず初めに，路床の補強が平坦性に及ぼす影響を述べる．図-7(a)に示す走行車線に着目し，標準舗装（1工区）と透水性舗装（2工区）を比較すると，透水性舗装の方がその値は大きくなっていることがわかる．また，透水性舗装で路床にジオテキスタイルを設置した工区（3工区）と未設置工区（2工区）を比較すると，未設置工区の方が大きな値を示していることが確認できる．しかし，標準舗装（1工区）と透水性舗装（3工区）を比較すると，ほぼ同じような値を示しており，このことから，路床はジオテキスタイルなどによって保護することが望ましいことがわかる．

次に，下層路盤の材料の違いが，平坦性に与える影響について述べる．下層路盤に切込砕石を採用した工区（2，3，4工区）とAs再生砕石を採用した工区（5，6，7工区）を比較すると，4工区と5工区はほぼ同じような値を示しているものの，全般的に切込砕石を採用した方が平坦性は大きな値を示していることがわかる．

よって以上の事柄は，舗装内に雨水を浸透させると路床を弱体化する可能性があるが，下層路盤にAs再生砕石などの最適な材料を採用し，路床をジオテキスタイルなどによって保護することで，ほぼ標準舗装と同等の耐久性が確保できることを示唆していると推察される．

d）横断凹凸量（わだち掘れ量）

横断凹凸量（以下，わだち掘れ量と呼ぶ）の測定は舗装試験法便覧[15]の「舗装路面のわだち掘れ量測定方法」に準拠し，測定は横断プロフィルメータによる方法とした．計測位置は図-3に示した位置（単路部20.0m間隔）であり，OWP，IWPのわだち掘れ量を求め，その平均値を代表値とした．

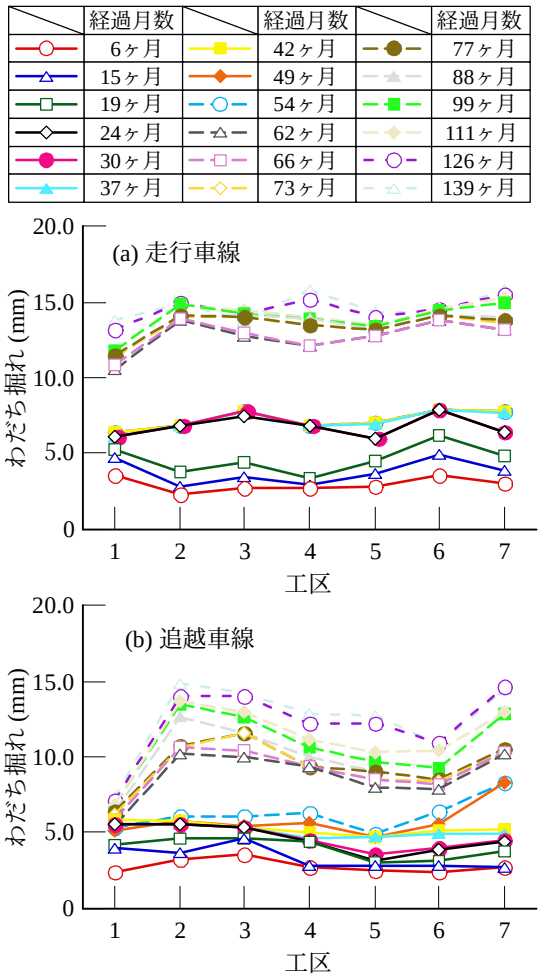


図-9 工区とわだち掘れ量の関係

図-8にわだち掘れ量の経年変化を示す．この図からは，各工区のわだち掘れ量は2.0～16.0mm程度の範囲で分布しており，道路維持修繕要綱[16]に記されている補修要否の判断目標値30.0～40.0mm以内を下回り良好な路面状態を維持していることがわかる．

各工区別のわだち掘れ量を図-9 に示す．この図からは，走行車線では全工区とも同程度のわだち掘れ量を示しているものの，追越車線では工種によりその挙動が異なっていることが確認できる．追越車線において標準舗装と透水性舗装を比較すると，全体的に透水性舗装の方が大きな値を示しており，路床の保護状態や下層路盤の材料の違いを比較すると，平坦性と同様の傾向を示していることが確認できる．

e)たわみ量

ここでは，FWD たわみ量とベンケルマンビームによるたわみ量の計測結果を論じる．

FWDたわみ量は，FWD試験機を用いて路面のたわみ形状を測定した．測定方法の詳細については参考文献17)に譲る．たわみ量の測定は図-3に示す位置において３回測定し，１回目の測定値を棄却した後，２回目と３回目の

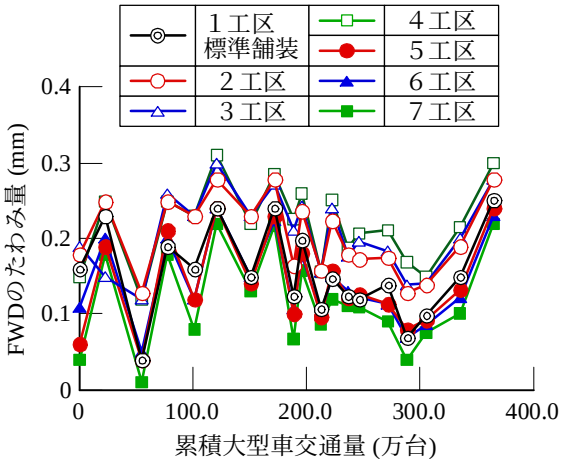


図-10 FWD たわみ量の経年変化

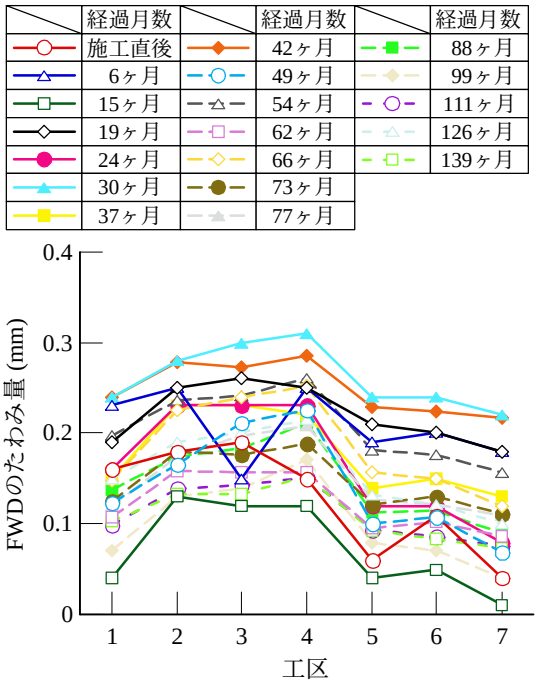


図-11 工区と FWD たわみ量の関係

測定値の平均をその位置の測定値とした．なお，温度補正後の値は，FWD運用マニュアル(案)[18]に準拠し，各測点におけるたわみ量の平均値を20℃に換算した値である．

図-10にFWDたわみ量の計測結果を示す．この図からは，たわみ量は各工区ともここ２～３年で若干の増加は見られるものの，大きな変動もなく推移していることがわかる．図-11に工区別のたわみ量を示す．透水性舗装各工区のたわみ量は，２，３，４工区のたわみ量が５，６，７工区のたわみ量より大きな結果を示した．この現象は，図-2に示すように透水性舗装２，３，４工区の下層路盤には切込砕石が使用されており，透水性舗装５，６，７工区はAs再生砕石が使用されていることから，下層路盤材料の違いに起因していると推察される．また，透水性

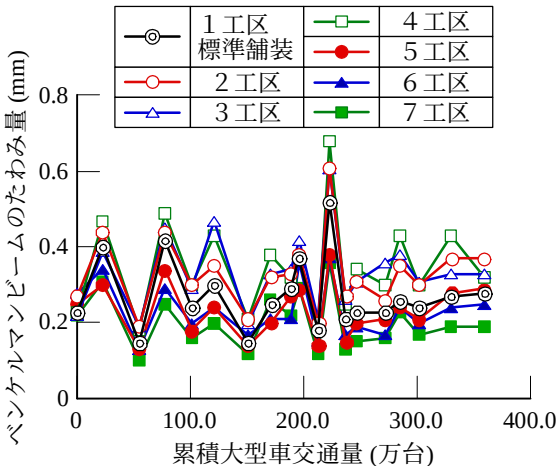


図-12 ベンケルマンビームによるたわみ量の経年変化

	経過月数		経過月数		経過月数
	施工直後		42ヶ月		88ヶ月
	6ヶ月		49ヶ月		99ヶ月
	15ヶ月		54ヶ月		111ヶ月
	19ヶ月		62ヶ月		126ヶ月
	24ヶ月		66ヶ月		139ヶ月
	30ヶ月		73ヶ月		
	37ヶ月		77ヶ月		

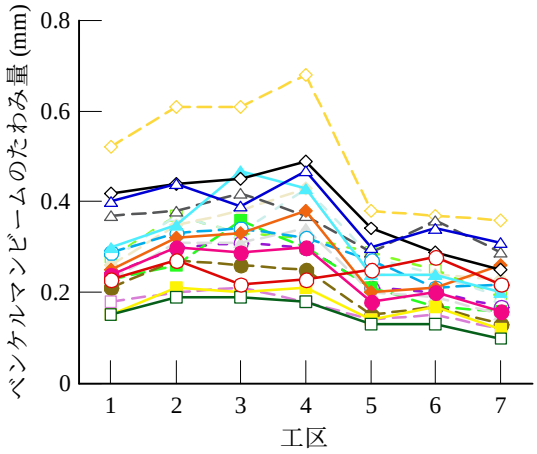


図-13 工区とベンケルマンビームによるたわみ量の関係

舗装工区については下層路盤材料の違いがたわみ量に大きく影響することが明らかとなったが，標準舗装と透水性舗装との比較は，アスファルト舗装種別やアスファルト舗装厚などの条件の違いから一概に比べることは難しいと考えられる．よって，ここでは標準舗装と透水性舗装との比較を議論の対象にしない．

ベンケルマンビームによるたわみ量測定は舗装試験法便覧[15]の「ベンケルマンビームによるたわみ量測定方法」に準拠した．なお，たわみ量は道路維持修繕要綱[16]における温度補正曲線を用いて温度補正を行ったものである．

ベンケルマンビームによるたわみ量の計測結果を**図-12**に示し，**図-13**に工区別のたわみ量を示す．これらの図から，ベンケルマンビームによるたわみ量は**図-11**に示

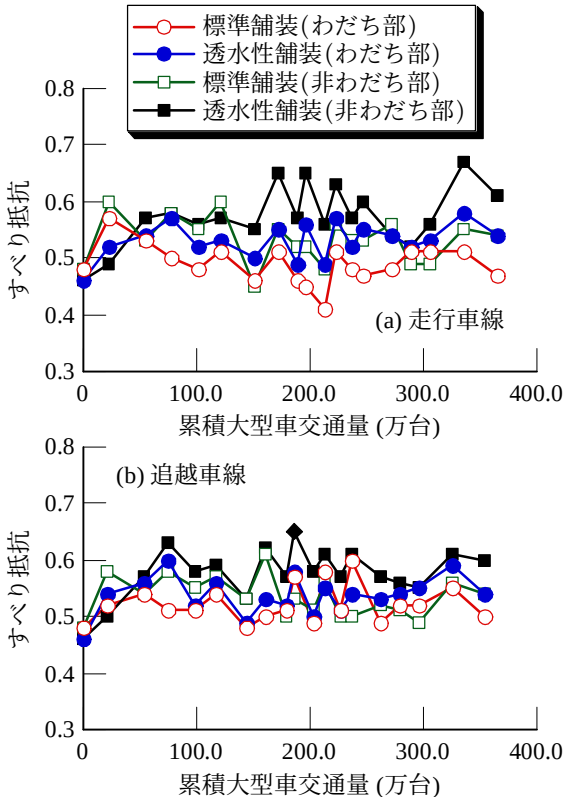


図-14 累計大型車交通量とすべり抵抗の関係

すFWDたわみ量と同じような挙動を示していることが確認でき，下層路盤材料の違いが大きく影響していることがわかる．

以上，たわみ量の経年変化について述べてきたが，近年のたわみ量には顕著な変動が無く，同程度を推移している．このことは，後述する現場透水量の経年変化と合わせて考えると，雨水等が舗装内に浸透することが少なく，支持力の低下が小さいことによるものと推察される．

f)回転式すべり抵抗測定器によるすべり抵抗（すべり抵抗）

回転式すべり抵抗測定器（DFテスタ）によるすべり抵抗（以下，すべり抵抗と呼ぶ）の測定は舗装試験法便覧別冊[19]の「回転式すべり抵抗測定器によるすべり抵抗の測定方法」に準拠した．計測は**図-3**に示す測定位置において各々３回湿潤状態で測定した．測定値は60.0km/hrのすべり抵抗として算出した．

図-14 にすべり抵抗の計測結果を示す．この図から明らかなように，標準舗装と透水性舗装のすべり抵抗は0.5～0.6程度の範囲であり，路面のすべりとその対策[20]に示される日本における評価値0.4以上を，なおかつ，道路維持修繕要綱[16]に記されている補修要否の判断目標値0.25を大きく上回り，標準舗装，透水性舗装とも良好な路面状態を維持していることがわかる．また，すべり抵抗は，供用開始後から大きな変動はなく今後も 0.5～0.6 程度を維持していくものと推察される．

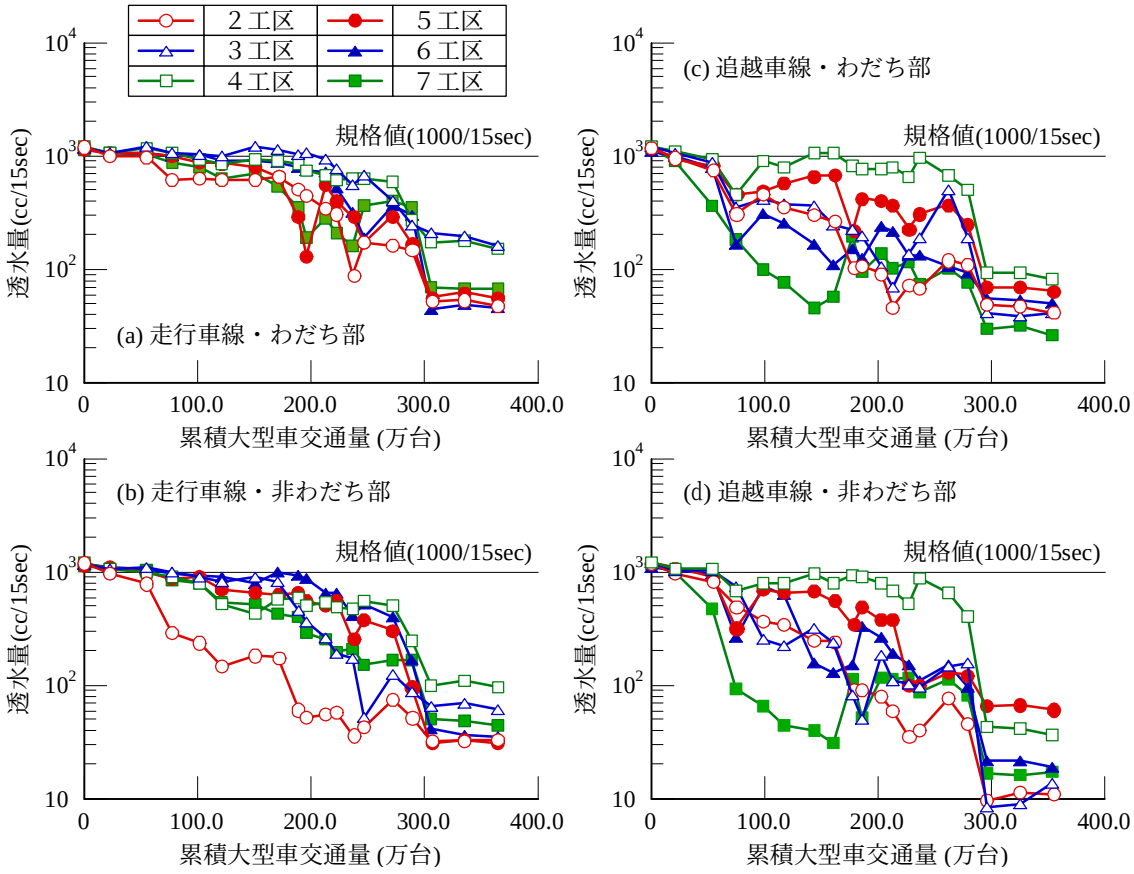


図-15 累計大型車交通量と現場透水量の関係

g)現場透水量

現場透水量は舗装試験法便覧別冊[19]の「現場透水量試験方法」に準拠し，**図-3**に示す位置で水400ccが透水する時間を測定した．なお，水400ccの基準位置は水頭目盛ゼロの位置とし，水400ccの透水時間に120秒以上時間を要する場合は任意の時間内における透水量の変化を400ccの透水時間に換算し，15秒当たりの流下した透水量で評価した．

図-15に累積大型交通量と透水量の関係を示した．この図より，供用開始２年後（累積大型車交通量100万台程度）を境に大きく低下する傾向が確認され，近年においては走行車線，追越車線とも，各工区でのわだち部，非わだち部の透水量が最も透水する箇所においても約200cc程度であり，排水性舗装技術指針(案)[21]の出来形合格判定値（1000/15sec以上）を大きく下回り透水機能を喪失している状況にあると言える．また，透水量はここ２～３年の調査結果と同程度であり，透水機能性は限界まで低下していると推察される．よって，透水性舗装に期待される効果，すなわち，都市型洪水抑止効果，水循環の保全や，走行車両による水はねや水しぶきの緩和，ハイドロプレーニング現象の緩和効果なども望めない状態にあることから，これらの効果を維持するためには，適切な時期に排水性舗装機能回復車[22),23)]による機能回復作業を行う必要がある．

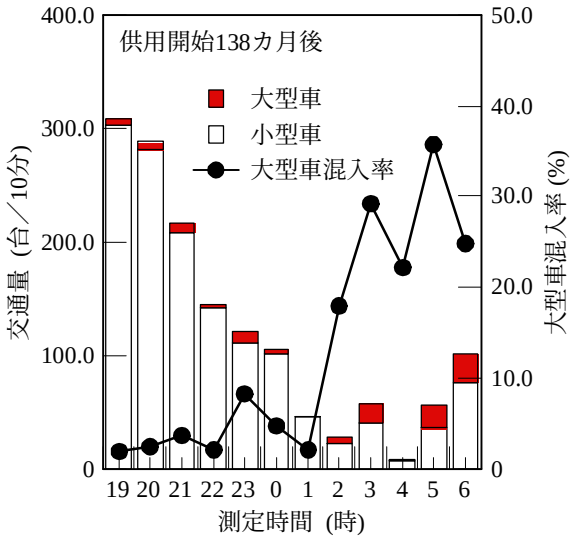


図-16 交通量の経時変化（供用開始後 138 ヶ月）

h)騒音

ここではまず初めに全体交通量調査結果を述べ，騒音測定結果を述べる．

全体交通量調査は騒音測定と同時に毎正時から１断面10分間（上下線）で通過車両台数を大型車類と小型車類

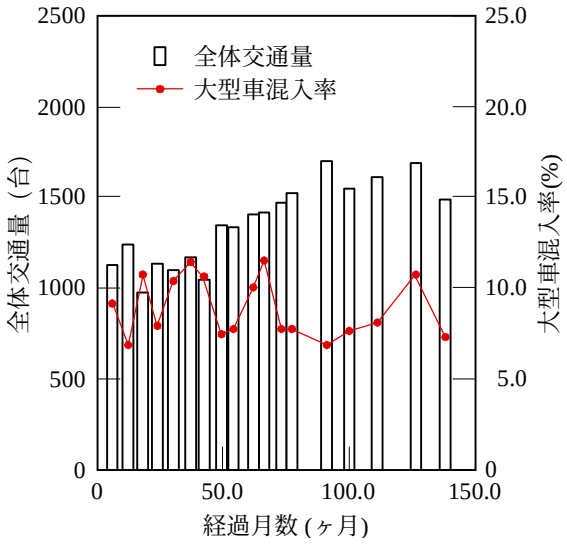


図-17 交通量および大型車混入率の経年変化

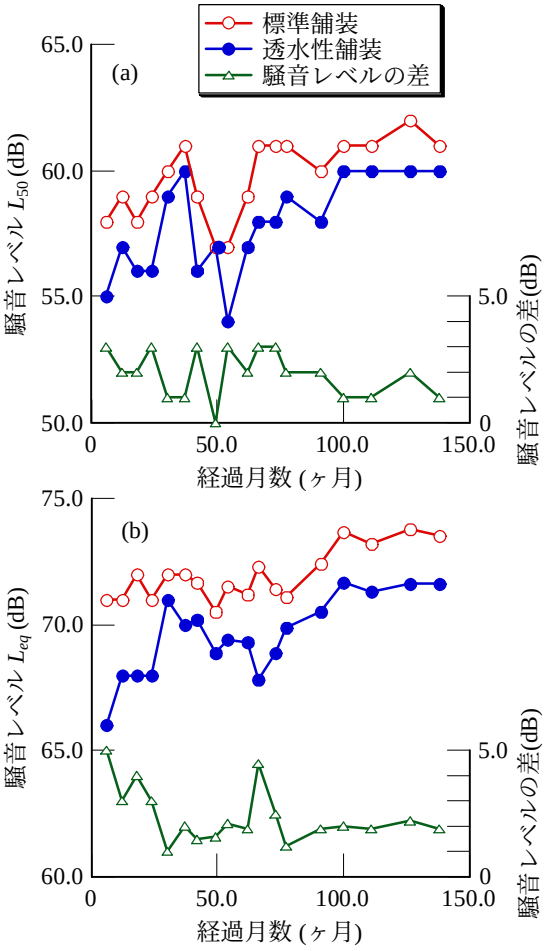


図-18 騒音レベルの経年変化

（大型車類とはバス(2)，普通貨物(1)，特殊車(8,9,0)であり，小型車類は大型車類以外の車輌（バイクを除く）である）の２車種に分類して測定した．**図-16**に交通量の経時変化を示す．この図から，当該調査路線の交通量は，

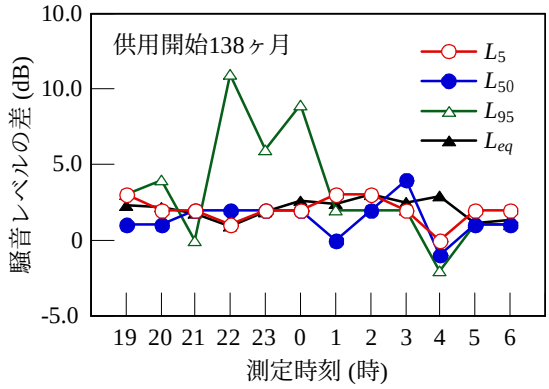


図-19 透水性舗装と標準舗装の騒音レベルの差

午前０時台から５時台にかけて交通量が減る傾向を示すと共に，夜中の時間帯には大型車の交通量が多くなる傾向があることがわかる．全体交通量を**図-17**に示す．測定時間ごとの合計である全体交通量は約1500台程度であり，ここ数年の調査結果を見ても同程度である．よって，今後も1500～1700台程度の交通量で推移していくものと推察される．また，大型車混入率についても調査開始年度から今年度まで約10%前後で推移していることから，今後も同程度の混入率で推移していくものと推測される．

次に騒音測定結果について述べる．測定箇所は**図-2**に示すように標準舗装(１工区)と透水性舗装４工区の２箇所である．測定方法はJIS Z 8731-1999に定める環境騒音の表示・測定方法によるものとし，測定機器についてはJIS C 1502に定める普通騒音計，またはこれと同等以上の測定機器を用いた．なお，マイクロホンの設置箇所は図中●印であり、高さは1.2mである．騒音の測定は**図-2**に示す２地点同時に毎正時10分間のA特性音圧レベルをデータレコーダに録音後，５秒間隔100個の統計処理を行い，中央値(L_{50})，90%レンジ上端値(L_5)，下端値(L_{95})および等価騒音レベル(L_{eq})を算出した．また，JIS C 1513に定める1/3オクターブバンド分析器を用いて同時に周波数分析も行っている．**図-18**に騒音レベルの経年変化を示す．この図から明らかなように，騒音レベルは経年による増加が見られるものの，透水性舗装では全ての測定時期で騒音レベル中央値(L_{50})，等価騒音レベル(L_{eq})とも2.0～3.0dB程度小さくなっており，騒音低減効果が確認できる．

図-19に供用開始138ヶ月後の標準舗装と透水性舗装の騒音レベルの差を示す．自動車騒音の評価値である騒音レベル中央値(L_{50})で，標準舗装を基準として透水性舗装と比較をすると，４時台では標準舗装が低い値を示したものの，他の時間帯では透水性舗装の方が小さい騒音レベルを示していることがわかる．現在の環境基準での評価値である等価騒音レベル(L_{eq})については，測定時間ごとで0.9～3.0dBの範囲で標準舗装と透水性舗装に差があり，全ての測定時間で標準舗装より透水性舗装の方が騒音レベ

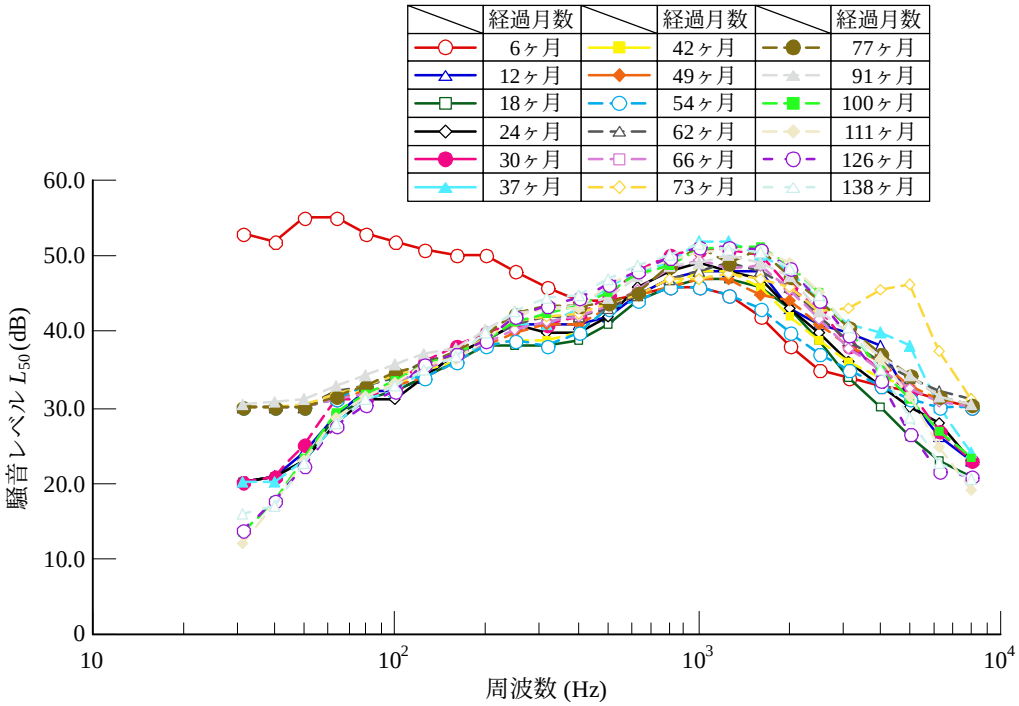


図-20 透水性舗n装の騒音レベルの経年変化

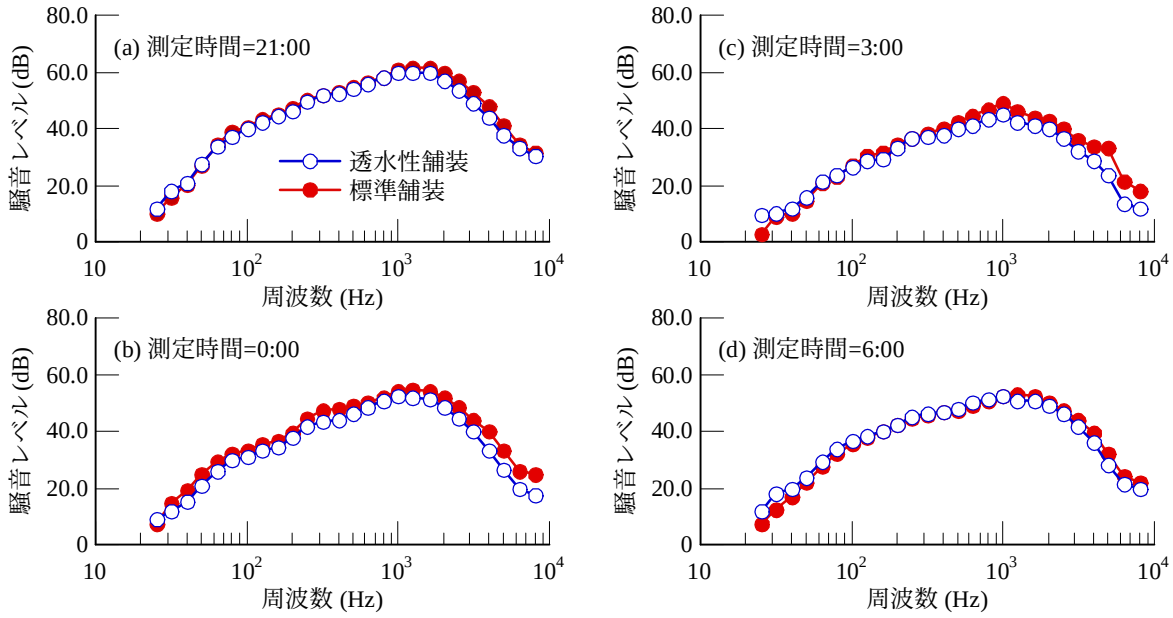


図-21 騒音レベルの1/3オクターブ周波数分布

ルは低くなっていることが読み取れ，騒音レベルの90%レンジ上端値(L_5)についてもすべての測定時間で透水性舗装の騒音レベルが小さいことがわかる．また，90%レンジ下端値(L_{95})では，4時台では透水性舗装の騒音レベルが大きい値を示したが，他の時間帯では低い騒音レベルを示していることがわかる．以上のことから，供用開始後138ヶ月経過の透水性舗装においても，騒音低減効果が維持されていると推測できる．

図-20に透水性舗装の騒音レベル中央値(L_{50})の経年変化を示す．この図からは，透水性舗装の騒音レベルの経年変化をみても大きな変動はなく，同程度の水準を維持していることがわかる．

供用開始138ヵ月後の騒音レベル中央値(L_{50})をオクターブ周波数分析した結果を**図-21**に示し，周波数分析による騒音レベルの差の経年変化を**図-22**に示す．これらの図からは，測定時間ごとの周波数特性においても人間が敏

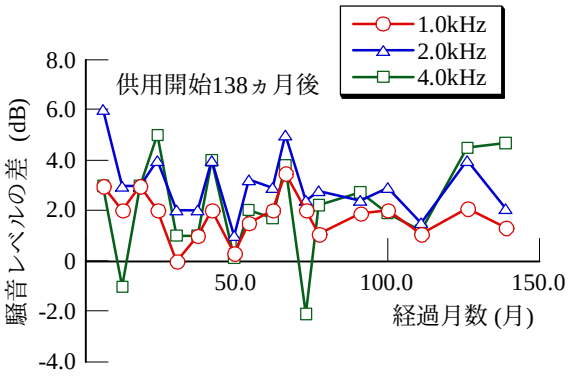


図-22 周波数分析による騒音レベルの差の経年変化

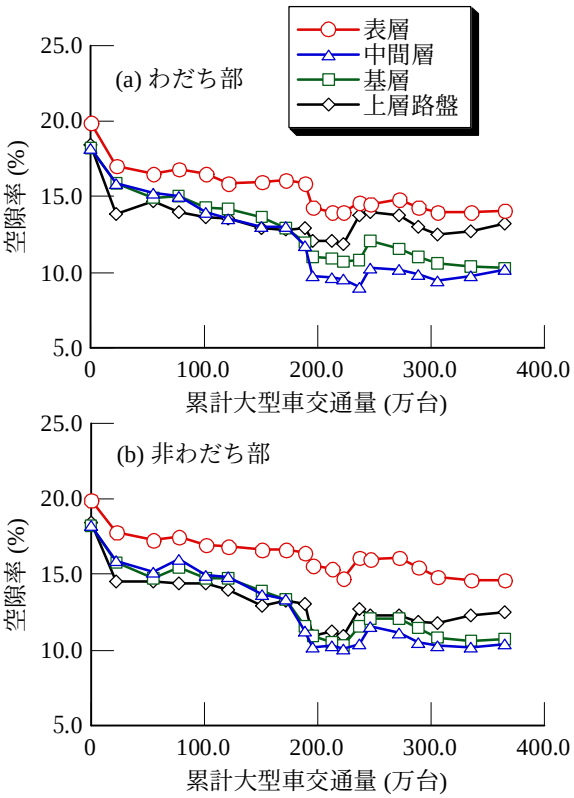


図-23 累積大型車交通量と層別空隙率の関係

感に感じる周波数帯である1.0kHz～2.0kHzで，どの時間帯も標準舗装より透水性舗装の騒音レベルが小さい傾向を示していることから、周波数分析における騒音レベルについても透水性舗装の騒音低減効果が確認できる．

(2)室内試験結果

前述したように，現場透水量は年を経るごとに減少していき，透水性舗装としての機能を喪失していることは明らかである．そこで，透水性舗装材料としての機能喪失がどの位置でどのように進行していくかを解明する必要がある．よってここでは，現場で採取された試料を用いて行ったかさ密度試験結果から求めた空隙率と室内透

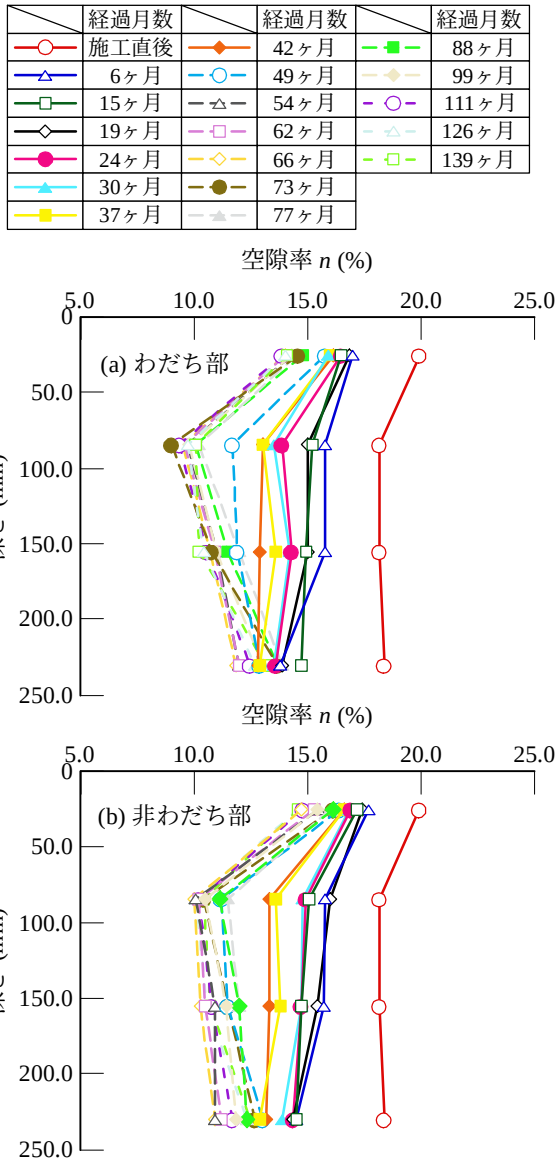


図-24 各深度の空隙率

水試験結果について論じる．

試料採取方法は舗装試験法便覧[15]の「アスファルト舗装の切取りコア採取方法」に準拠した．試料採取箇所は**図-3**に示す位置で，コアカッターを用いてφ100.0mmのコアを採取した．なお，コア採取跡は加熱アスファルト混合物でタンパを用いて入念に締め固めを行い復旧した．

a)空隙率

アスファルト混合物の空隙率は透水性舗装の機能にとって重要な要素であり，かさ密度と理論密度から算出される．かさ密度を求める試験方法は舗装試験法便覧[15]の「透水性アスファルト混合物の密度試験方法」に準拠し，ノギスによる方法とした．供試体はコンクリートカッタにより測定対象となる層（表層，中間層，基層および上層路盤）に切断し，自然乾燥させた後，直径と厚さおよび質量を測定してかさ密度を求めた．

空隙率はかさ密度と理論密度との比から次式のように

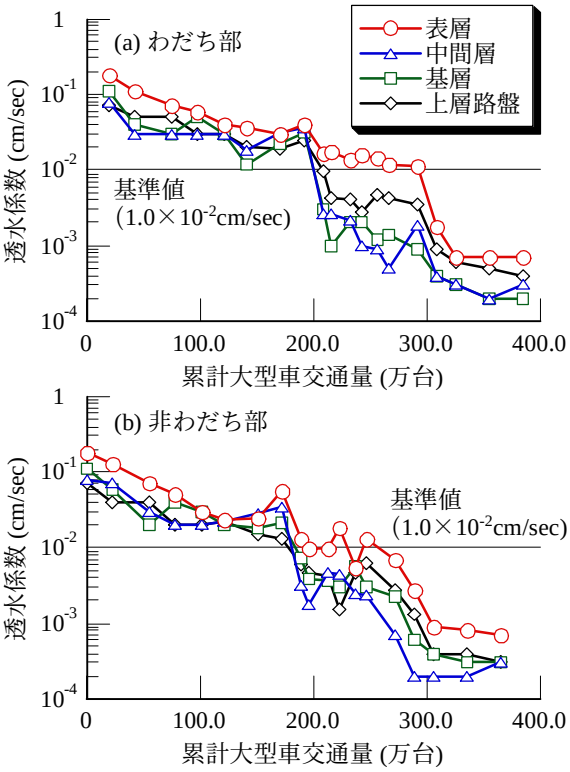


図-25 累積大型車交通量と透水係数の関係

与えられる．

$$n = (1 - \frac{\rho_b}{\rho_t}) \times 100 \qquad (1)$$

ここに，n は空隙率，ρ_b はかさ密度であり，ρ_t は理論密度である．

図-23 に空隙率の経年変化を示す．空隙率はわだち部，非わだち部とも年を経ると共に減少していることが確認できる．その要因としては空隙が土砂等によって塞がれることや，交通荷重により押しつぶされる，いわゆる空隙つぶれが考えられる．また，ここ２～３年の空隙率の変動に着目すると，その値は大きな変動がなく推移していることから，空隙の目詰まり，もしくは空隙つぶれがほぼ終息していることがわかる．**図-24** に深さと空隙率の関係を示す．この図からは，経年と共に上層路盤から順番に空隙率が小さくなるものの，最終的には中間層の空隙率が最も小さく，中間層での空隙詰まりが他の層より大きいことがわかる．このことから，ポーラスなアスファルト混合物において，中間層に相当する深さ 7.0～12.0cm で空隙詰まりが生じやすいと推察される．また，中間層のわだち部と非わだち部を比較すると，わだち部の空隙率が小さくなっていることが読み取れる．ここで，土砂等による目詰まりが両部で同程度であると仮定すると，わだち部における空隙つぶれが非わだち部より大き

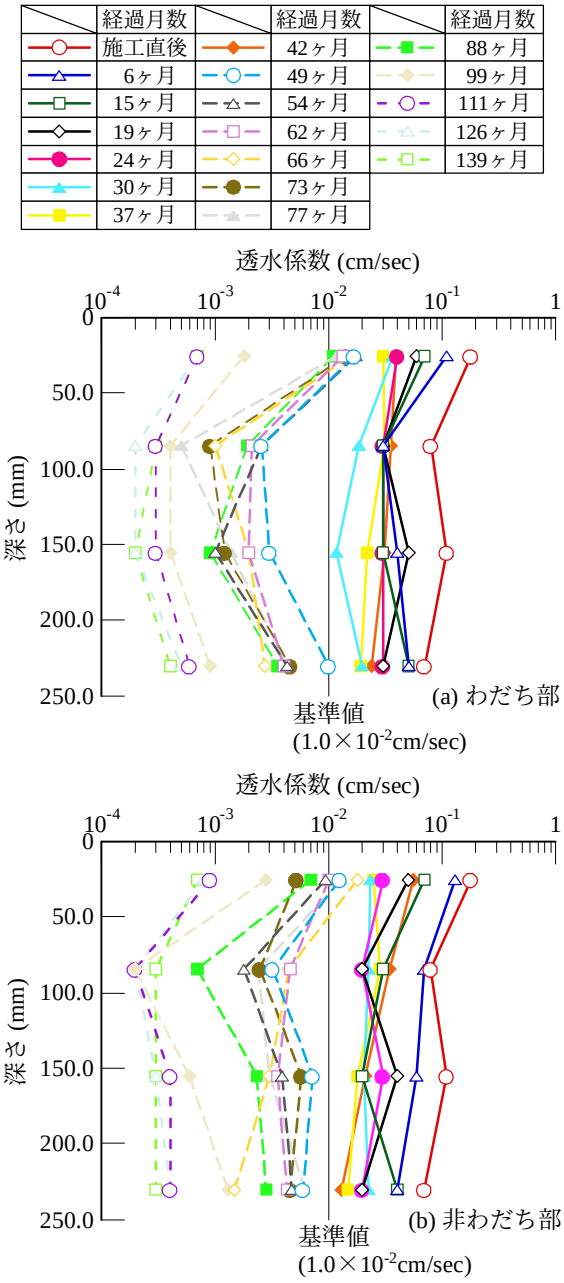


図-26 各深度の透水係数

くなっている可能性があると推察される．

b)室内透水試験

室内透水試験は舗装試験法便覧[15]の「透水性アスファルト混合物の透水試験方法」に準拠し，水温15℃に相当する透水係数として整理した．

図-25に透水係数の経年変化を示し，深さと透水係数の関係を**図-26**に示す．ただし，透水係数は透水性舗装全工区を平均したものである．この両図からは，供用開始後30ヶ月までは透水性舗装の性能指標である基準値の 1.0×10^{-2} cm/secを上回っているものの，年を経るごとに透水性が悪くなっていくことがわかる．特にここ２～３年の透水係数は，わだち部，非わだち部とも，平均で約 4.0×10^{-4} cm/sec程度で基準値を大きく下回っていることが

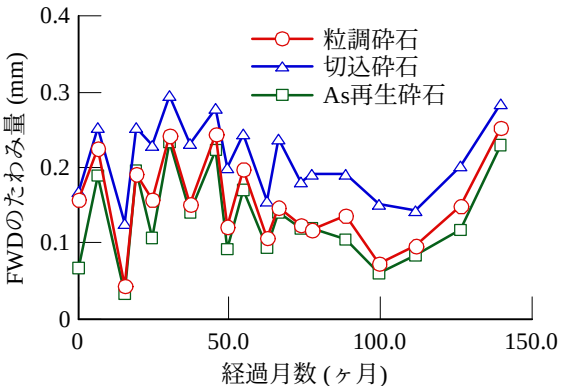


図-27 下層路盤別のFWDたわみ量の経年変化

確認できる．また，近年における透水係数は同程度の値を推移していることから，現場透水量でも述べたように，透水機能が限界点まで低下しており，その機能が喪失しているものと推察される．

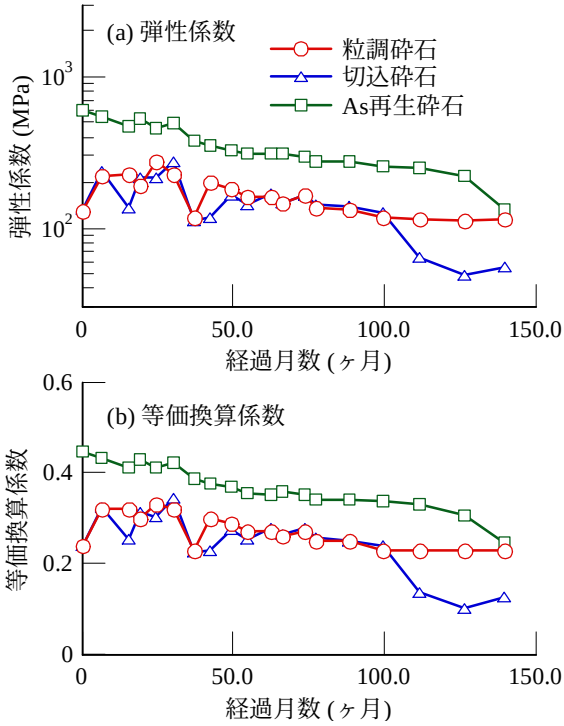


図-28 FWDたわみ量の逆解析による弾性係数

4．性能評価

透水性舗装が大型交通量の多い箇所へ導入されるには性能評価を行う必要がある．そこでここでは前述した調査結果を用いて舗装構造物としての性能評価を論じる．

(1)構造に関する評価

a) たわみ量による各工区の断面の評価

路盤層における下層路盤材料は，大きく分けて１工区の標準舗装では粒調砕石が用いられており，２～４工区の透水性舗装では切込砕石が，５～７工区はAs再生砕石が採用されている．**３．(1),e)**で説明したたわみ量において，この下層路盤材料の違いが大きく影響することを明らかにした．ここでは逆解析手法によって算出した弾性係数や等価換算係数を用いて舗装構造物の評価を論じる．なお，本研究で用いた逆解析手法は多層弾性理論から導かれた松井ら[24]の方法を用いた．また，たわみ量としてはFWDたわみ量を用いるものとする．

まず初めに，たわみ量を下層路盤材料別に切込砕石は２～４工区の平均値として，As再生砕石は５～７工区の平均値として再整理した．その結果を**図-27**に示す．供用開始後139ヵ月後の平均たわみ量は，１工区の平均たわみ量を100%とした場合，その他の工区の平均たわみ量の比率は，切込砕石で約137%，As再生砕石で約86%となっており，下層路盤材料の違いがたわみ量に大きく影響することが再確認できる．

図-28に経過月数と弾性係数および等価換算係数の関係を示す．供用開始139ヶ月後の粒調砕石の弾性係数は，低下傾向にあるものの，等値換算係数は約0.23であり，舗装設計施工指針[25]に記載されている下層路盤の修正CBR20以上30未満の材料に相当する0.20を上回り，支持力を維持していることがわかる．それに対し，切込砕石の弾性係数は他の工区と比較すると低下率が大きく，等値換算係数においても約0.13程度と下層路盤材としての支持力を維持していない状態にあり，**表-3**の下層路盤に対する弾性係数の変動範囲[26]をみても，かなり低下していることを示している．また，As再生砕石の弾性係数は，他の工区と同様に低下傾向にあるものの，等値換算係数は約0.25であり，下層路盤としては修正CBR30以上の材料に相当する支持力を維持していることがわかる．

表-3 弾性係数の変動範囲[23]

	弾性係数(MPa)
アスファルト層	4905 ～ 17658
As安定処理層	1570 ～ 8829
上層路盤	294 ～ 883
下層路盤	128 ～ 329
路床	25 ～ 128

b) アスファルト混合物層の評価

標準舗装には密粒度のアスファルト混合物が用いられ，透水性舗装には開粒度のアスファルト混合物が採用されている．ここではその材質の違いが弾性係数に如何に影響を及ぼすかを論じる．

図-29にアスファルト混合物の経過月数と弾性係数の関係を示す．この図から，ここ２～３年のアスファルト

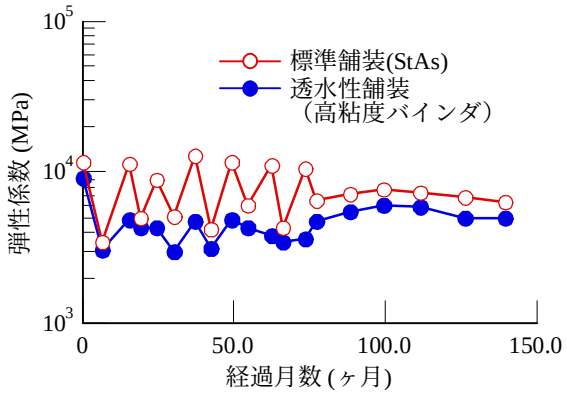


図-29 逆解析による弾性係数の経年変化（アスファルト混合物）

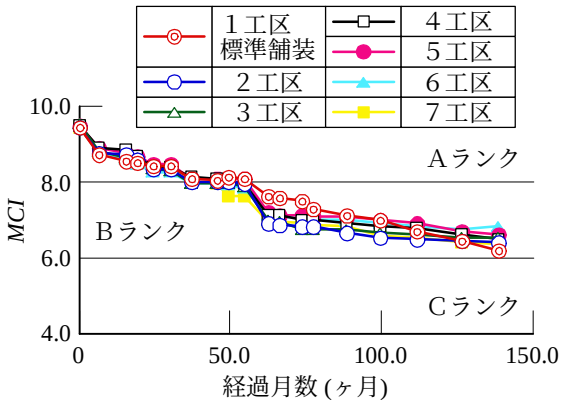


図-31 各工区のMCIの経年変化

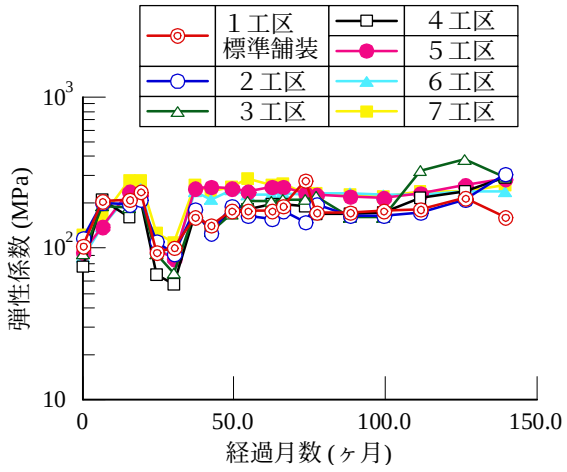


図-30 路床の弾性係数の経年変化

混合物の弾性係数は，標準舗装と透水性舗装に若干の差が見られるものの，約5394～6867MPa程度であり，表-3に示すアスファルト層の弾性係数の変動範囲(4905～17658MPa)内であることからアスファルト混合物層の支持力としては問題ないと推察される．また， 弾性係数としては，施工直後から標準舗装（StAsを使用）のアスファルト混合物が透水性舗装（高粘度バインダを使用）より大きい値となっており，密粒度のアスファルト混合物の方が，開粒度の混合物より弾性係数が大きくなる傾向にあるといえる．よって，アスファルト混合物の弾性係数は使用するアスファルトの性能より混合物の粒度組成が反映されていると推察される．

c）路床の評価

３．(1),e)で述べたように，路床保護の有無がその挙動に大きく影響を及ぼす．ここでは路床の弾性係数の経年変化を論じる．

図-30に路床の経過月数と弾性係数の関係を示す．路床の弾性係数は，供用開始直後は大きく変動しているものの，ここ数年は各工区とも大きな変動はなく安定した値で推移している．また，透水性舗装工区の路床では，舗装体からの雨水浸透による路床の支持力低下が懸念されるが，調査結果では施工直後から安定した支持力を維持しており，浸透水による影響は小さいと推察される．

(2)供用性・耐久性の評価

a）供用性の評価

道路の供用性の評価は路面のひび割れ率などから路面状態を総合的に判断して数値化される．一般的に，その評価方法はAASHOが開発した*PSI*と、国土交通省が独自に開発した*MCI*が広く用いられているが，本研究では*MCI*を用いて路面の供用性を評価する．*MCI*はひびわれ率，わだち掘れ量および平坦性の３項目の路面性状結果から総合的に供用性を評価するが，路面状況に応じてひびわれ率とわだち掘れ量の２項目から評価とする場合，あるいはひびわれ率のみ，またはわだち掘れ量のみの１項目から評価とする場合がある．本研究では３項目全てによる評価と，２項目および１項目のみの*MCI*をそれぞれ算出し，その内の最低値を該当工区の*MCI*とした．なお，*MCI*の算出方法や評価区分については舗装試験法便覧[15]の「付録１．舗装供用性評価方法」に譲る．

経過月数と*MCI*の関係を図-31に示す．この図から明らかなように，*MCI*は年を経ると共に減少していくが各工区で大きな差は認められず，最終的な評価区分は全工区でＢランク「いく分欠陥があるが，良好と見なされる」の評価となった．このように，*MCI*を低下させている原因としては，標準舗装（１工区）はひびわれ率とわだち掘れ量であるのに対し，透水性舗装工区（２～７工区）では，わだち掘れ量による影響が大きいと推測できる．

b）耐久性の評価

道路の耐久性は等価換算厚T_Aから評価できる．等価換算厚T_Aは舗装各層の弾性係数や等価換算係数を多層弾性理論により逆解析的に求め，それらの値と層厚から決定できる．算出方法については参考文献27)に譲る．

図-32に等価換算厚T_Aの経年変化を示す．この図から，切込砕石を採用した透水性舗装（２～４工区）とAs再生

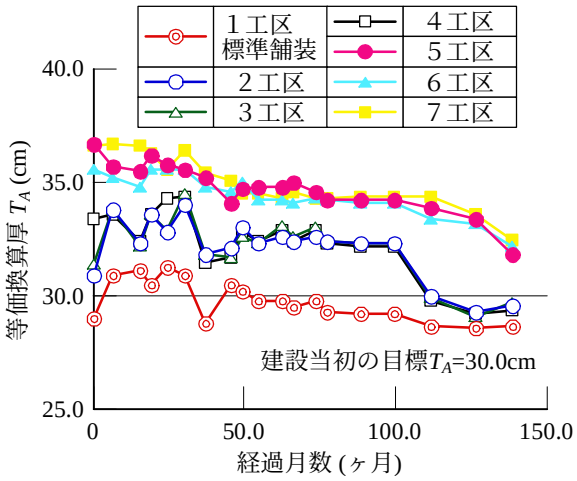


図-32 工区別等値換算厚T_Aの経年変化

砕石を採用した透水性舗装（５～７工区）を比較すると、As再生砕石を採用した工区の方が等価換算厚T_Aは大きくなっており、下層路盤材料の違いが等価換算厚T_Aに顕著に影響することが確認できる。また、各工区における等値換算厚T_A は標準舗装と切込砕石を採用した透水性舗装（２～４工区）で昨年と同程度の値を示しているものの，As再生砕石を採用した透水性舗装（５～７工区）では若干の支持力低下が確認できる．しかしながら，全般的にその低下率は小さく，大きな支持力の低下に繋がっていないことがわかる．したがって，調査対象路線の建設当初の目標T_Aが30.0cm（設計CBR12.0%，D交通）であったことを考えれば，現状の透水性舗装５～７工区については必要な支持力を維持しているが，標準舗装および透水性舗装の２～４工区は支持力が若干不足していると推測される．

５．おわりに

本調査研究で得られた知見を以下に示す．

(1) ひびわれの発生については，標準舗装および透水性舗装６工区の走行車線で発生が確認されたが，経年における進行度合いも小さく，大きな破損には繋がっていないと推測される．

(2) 各工区の平坦性は経年変化により若干の増加はあるものの，施工管理基準である標準偏差（2.4mm以内）を維持しており，舗装は良好であるといえる．路床の補強が平坦性に及ぼす影響を調べた結果，路床はジオテキスタイルなどによって保護することが望ましいことがわかった．また，透水性舗装工区において、下層路盤材料の違いが平坦性に与える影響を調べた結果，全般的に切込砕石を採用した方が平坦性は大きな値を示していることがわかった．よってこれらのことから，下層路盤に最適な材料を採用し，路床を保護することで，ほぼ標準舗装と同等の耐久性が確保できると推察される．

(3) わだち掘れ量は各工区とも大きな進行は見られず，今回の測定での最大値は15.8mmで，道路維持修繕要綱[16]における維持修繕要否判断の目標値30.0mmを下回っており，健全な状態を維持しているものと推測できる．

(4) 透水性舗装の透水能力を把握するために実施した現場透水試験では，各工区とも不透水の領域に近く透水機能を有していない状態である．

(5) たわみ量については，FWDおよびベンケルマンビームによる２種類の測定方法により行ったが，測定機器の違いによるたわみ量の差はみられるものの，下層路盤材料別のたわみ量は切込砕石が最もたわみ量が大きく，次いで粒調砕石，As再生砕石の順で小さくなっている．

(6) DF テスタによるすべり抵抗は，経年変化によるすべり抵抗の変動は少なく 0.5～0.6 程度であり，今後も同程度で維持していくものと推察される．

(7) 騒音測定に関しては騒音レベルの等値騒音レベル(L_{eq})の比較において，供用開始138ヶ月後の透水性舗装は，標準舗装より平均で2.0～3.0dB程度小さく，透水性舗装の騒音低減効果が保持されていることが確認された．

(8) 採取コアによる空隙率と透水係数は，中間層および基層の空隙率および透水係数の低下が著しく，ポーラスなアスファルト混合物において中間層に相当する深さ7.0～12.0cmでの空隙詰まりが生じやすいと推察される．

(9) *MCI*に関しては，全工区でＢランク「いく分欠陥があるが，良好とみなされる」の評価となった．

(10) 等値換算厚T_Aによる耐久性の評価では，設計当初のT_A=30.0cm以上を満足している工区として透水性舗装５～７工区が該当し，その他工区に関してはやや下回る結果となった．これは下層路盤材料の支持力の違いが顕著に現れた結果と推察される．

以上，11年半に及ぶ追跡調査の知見を述べてきたが，その結果を総括すると，供用５年経過（累積大型車交通量200万台程度）で大型車の通行が多いと考えられる走行車線で，わだち掘れ量が5.0mmの大幅な増加を示し，透水性舗装の最大の機能である透水能力を表す透水量は供用開始２年後（累積大型車交通量100万台程度）を境に大きく低下する傾向がみられた．しかし，透水係数と相関が高いと考えられる採取コアの空隙率については，供用６ヶ月後および供用４年後（累積大型車交通量20万台および180万台程度）での低下が大きく，透水量との直接的な相関は見られなかった．また，透水性舗装は吸音性が高く騒音低減効果という機能も備えているが，騒音測定

の結果からは，人間が敏感に聞き取る周波数での騒音低減効果は施工直後から12年経過した時点においても1.0～2.0dB程度の低減効果が持続されていることが確認できた．しかし，排水性舗装の一般的な騒音低減効果は，3.0～5.0dB程度であることを考慮すると，供用２年以降では1.0～2.0dB程度となっており，騒音低減に対する性能低下が伺える．

透水性舗装は，雨水等を舗装体内に浸透させることから，下層路盤および路床の支持力低下が懸念されるため，FWDによる支持力調査を実施したが，路床においては施工直後から現在に至るまで同程度の水準を維持しており，雨水浸透の影響は小さいことが確認された．下層路盤の支持力については，切込砕石を使用した２～４工区がAs再生砕石を使用した５～７工区より支持力の低下が著しい結果となったものの，As再生砕石を使用した工区においては，11年半が経過した現在も良好な支持力を維持している状態である．

本研究で行った調査は，1993年６月の車道透水性舗装の試験施工から供用139ヶ月後までの路面性状および透水性舗装としての機能，耐久性とさらに供用性の評価を目的に実施された．この長期にわたる調査において透水性舗装は，路面性状および供用性の評価という観点からみて路床，路盤の支持力が交通量に見合った設計条件であれば優れた耐久性を示すことが確認できた．

参考文献

1) 齋藤武雄：ヒートアイランド―灼熱化する巨大都市，講談社，pp.56，1997.
2) 土木学会誌：「風をおこそう！」打ち水大作戦実施される，Vol.89，No.10，pp.104，2004.
3) 姫野賢治：都市における熱環境と舗装―ヒートアイランド現象と舗装―、セメント・コンクリート、No.613，pp.26~34，1998.
4) 日本道路建設業協会編： 透水性舗装ハンドブック， pp.14，1979.
5) 西山　哲，大西有三，矢野隆夫，和田　実：洪水抑制およびヒートアイランド現象緩和のための透水性舗装，土と基礎，Vol.53，No.9，pp.24~26，2005.
6) 丹原康滋，大西有三，西山　哲，矢野隆夫，曽田　知，小林英彦：都市における洪水抑制のための地下水の水文学的研究，第54期材料学会学術講演会講演論文集，pp.131~132，2005.
7) 大西有三，西山　哲，矢野隆夫，青木一男，曽田　知，和田実：透水性舗装の都市型洪水抑止効果に関する実験的研究，土木学会論文集，（投稿中）
8) 青木一男，深谷文統，大西有三，西山　哲，矢野隆夫，和田実，宮崎幸雄：透水性舗装における Diskin and Nazimov の浸透能式の適応性について，日本地下水学会 2005 年秋季講演会講演要旨，pp.314~317,2005.
9) 青木一男，深谷文統，大西有三，西山　哲，矢野隆夫，和田実，宮崎幸雄：豪雨時における透水性舗装のピークカットに関する実験的研究，地下水地盤環境に関するシンポジウム 2005 発表論文集，pp.79~86,2005.
10) 丹原康滋，大西有三，西山　哲，矢野隆夫：透水性舗装における蒸発散と熱移動に関する研究，第 39 回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.2363~2364,2004.
11) 青木一男，長友靖恭，大西有三，西山　哲，矢野隆夫，曽田知，和田　実：透水性舗装における水移動および熱移動に関する実験的研究，日本地下水学会 2004 年秋季講演会講演要旨，pp.102~105,2004.
12) 北山迪也，大西有三，西山　哲，上原真一，矢野隆夫，青木一男：透水性舗装における熱と水の移動に関する実験的研究，土木学会関西支部年次学術講演会概要集，V-36, 2005.
13) 笠原彰彦，根本信行，四辻　勝：車道透水性舗装の表層の耐久性に関する検討，土木学会年次学術講演会論文集，No.42，pp.118~119，1987.
14) 田口　仁，帆苅浩三，佐藤勝久，田村淳也，渡辺俊治：透水性アスファルト安定処理剤の安定性および耐久性の基礎的検討，土木学会年次学術講演会論文集，No.53，pp.130~131，1998.
15) 日本道路協会編：舗装試験法便覧，1989.
16) 日本道路協会編：道路維持修繕要綱，1978.
17) 土木学会舗装工学委員会編：舗装工学ライブラリー２ FWD および小型 FWD 運用の手引き，2002.
18) 道路保全技術センター編：FWD 運用マニュアル（案），1996.
19) 日本道路協会編：舗装試験法便覧別冊（暫定試験方法），1996.
20) 市原　薫，小野田光之：路面のすべりとその対策，技術書院，pp.80,1997.
21) 日本道路協会編：排水性舗装技術指針(案)，1996.
22) 岸　幸雄，後藤春樹，鈴木信一郎：低騒音（排水性）舗装機能回復車の新型洗浄システムとその効果，舗装，Vol.37,No.5,pp.30~34.2002.
23) 勝　敏行，斉藤　徹，佐々木昌平，鈴木　宏：高速型排水性舗装機能回復車の開発とその効果の検証，舗装，Vol.39,No.11,pp.15~19.2004.
24) 松井邦人，井上武美，三瓶辰之：舗装各層の弾性係数を表面たわみから推定する一手法，土木学会論文集，第420号／V-13，pp.107~114,1990.
25) 日本道路協会編：舗装設計施工指針，2001.
26) 丸山暉彦，後藤　厳，阿部長門，姫野賢治，林　正則：アスファルト舗装の FWD たわみに関する研究，第４回北陸道路会議技術報文集，pp.73~78,1988.
27) 井原　務，井上武美，陶山武彦：アスファルト舗装の評価診断・修繕設計支援システムの開発，道路建設，pp.44~53,1991.