

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第3226号

土 木 研 究 所 資 料

道路内の流水による舗装面の破壊

—高規格堤防の水理設計のために(3)—

平成5年11月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1993) by P.W.R.I.

All rights reserved. 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 Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所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、土木研究所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。

道路内の流水による舗装面の破壊 —高規格堤防の水理設計のために(3)—

河川研究室 室 長 宇 多 高 明
主任研究員 藤 田 光 一
研 究 員 佐々木 克 也

要 旨

超過洪水による堤防越流が起こった場合、高規格堤防上の道路には越流水が集中し、道路内で高流速流れが発生する。この流れによって道路の舗装面が破壊されると、舗装面よりはるかに侵食を受け易い土層が露出するために、堤防破壊の危険度が非常に高くなると考えられる。このため高規格堤防は、道路舗装面が越流水により破壊されないよう設計されなければならない。そこで、道路内を流れる高流速水による舗装面の破壊機構を、高流速侵食試験装置を用いた実物大道路破壊実験により調べ、破壊を起こす流速およびせん断力と舗装構造との関係を明らかにした。これに基づき、許容できる道路内流速、せん断力を求める方法を提案した。

キーワード：高規格堤防，堤防越流，道路，舗装面，侵食破壊，超過洪水対策

目 次

記号の説明

第1章 はじめに	1
1.1 本研究の背景と目的	1
1.2 研究方法と研究概要	2
第2章 アスファルト舗装面の耐侵食力	5
2.1 実験方法	5
2.2 傷の無いアスファルト舗装面の強度	6
2.3 破壊促進要因についての考察	7
2.4 ひびわれによる破壊	11
2.4.1 実験条件	11
2.4.2 実験結果	11
2.4.3 破壊機構の考察	15
2.4.4 破壊現象を表わすモデル	16
2.5 わだち掘れによる破壊	18
2.5.1 実験条件	18
2.5.2 実験結果	19
2.5.3 破壊機構の考察	20
2.5.4 破壊現象を表わすモデル	21
第3章 舗装面以外の道路構成要素の耐侵食力	23
3.1 実験条件	23
3.2 実験結果	23
3.2.1 L型街渠（流向と平行；ケースS-1）	23
3.2.2 L型街渠（流向と直角；ケースS-2）	23
3.2.3 蓋付きU型溝（ケースS-3）	23
3.2.4 マンホール（ケースS-4）	27
3.2.5 歩道用ブロック張り簡易舗装（ケースS-5）	27
3.2.6 まとめ	27
第4章 現地アスファルト舗装面の侵食破壊試験	28
4.1 試験の目的	28
4.2 試験に用いた試料	28

4.3 試験結果	30
第5章 流水に対する道路の耐侵食力の推定	33
5.1 想定する道路破壊形態	33
5.2 耐侵食力推定の考え方	33
5.3 耐侵食力の推定	34
5.3.1 アスファルト舗装面の耐侵食力	34
5.3.2 道路舗装面以外の道路構成要素の耐侵食力	36
5.4 道路の耐侵食力についての総合検討	36
5.5 耐侵食力の推定結果の適用に当たっての留意事項	37
謝 辞	39
参考文献	40
付 録	41
1. $H_g \sim V$ 関係のキャリブレーション	43
2. アスファルト舗装の維持修繕	46
3. ひびわれを持つアスファルト舗装の侵食破壊状況の写真	49
4. 供試体上の圧力変動の特性	52
5. わだち掘れを持つアスファルト舗装の侵食破壊状況の写真	56
6. わだち掘れ部分の揚力係数の推定	63
7. 舗装面以外の道路構成要素の侵食破壊状況の写真	64

記 号 の 説 明

- τ : 高規格堤防設計における元々の定義は、「越流水によって堤防表面に作用するせん断力」であるが、本研究では「直交道路に集まる越流水による道路面上のせん断力」として用いる。
- τ_a : 高規格堤防設計における元々の定義は、「堤防表面が侵食・洗掘破壊を受けないための許容せん断力」であるが、本研究では「侵食・洗掘破壊に対する道路面の耐力（許容せん断力）」として用いる。
- V : 高流速侵食試験装置に設置された供試体上の鉛直平均流速
道路構成要素上の鉛直平均流速
- u_* : 高流速侵食試験装置に設置された供試体上の摩擦速度
道路構成要素上の摩擦速度
- u_{*c} : 破壊が起こり始める摩擦速度 (τ_a に対応)
- H_g : 高流速侵食試験装置の上流端に据え付けられたゲートの上流側の水深
- H_s : 高流速侵食試験装置に設置された供試体上の水深
- a : 高流速侵食試験装置の上流端に据え付けられたゲートの開度
- C_g : 高流速侵食試験装置の上流端に据え付けられたゲートの流量係数
- t : アスファルト舗装の表層と基層の厚さを加えたもの。いわゆるアスファルト・コンクリート層の厚さ
- t_c : アスファルト舗装面のひびわれの深さ
- a_1, a_2 : それぞれ、上から見た孤立アスコン塊の流水方向の長さ、流向と直交する方向の長さ
- A_L : 上から見た孤立アスコン塊の投影面積
- T_D : ある流水外力を発生させてから孤立アスコン塊の流出が起こるまでの時間
- L' : 舗装面破壊のきっかけとなる孤立アスコン層の初期持ち上がりを起こす変動揚力の代表値
- $C_{L'}$: L' に関する揚力係数で、摩擦速度 u_* を基準にしたもの（本研究では「変動揚力係数」と呼ぶ）
- L_R : 一本のわだち掘れの凸部に作用する、わだち掘れ単位長さ当りの揚力
- C_{LR} : わだち掘れ凸部に関する揚力係数（流速を用いず、代わりに u_* を用いて定義）
- b_R : わだち掘れ凸部の幅
- g : 重力加速度
- ρ : 水の密度
- γ : 水の単位体積重量 ($= \rho g$)
- τ_a : アスコン層の単位体積重量（本研究では、 $2100 \text{ (kgf/m}^3\text{)}$ とする）
- P : アスコン層の引張り耐力（単位長さ当りの力；アスコン層を上から引張る）
- n_a : アスファルト表面のマニングの粗度係数
- H_R : 直交道路上の水深

W : 着目しているアスコン塊の水中重量

L : 着目しているアスコン塊に作用する揚力

C_L : 着目しているアスコン塊についての揚力係数

S : アスコン層のせん断強度 (単位長さ当りの力)

第1章 はじめに

1.1 本研究の背景と目的

高規格堤防（通称「スーパー堤防」）は、超過洪水を考慮しない普通の堤防（以後「通常堤防」と呼ぶ）よりもはるかに緩やかな幅広の裏のり部を持つ盛土構造を基本とする堤防であり、その裏のりが通常の土地利用に供されていることを前提にして、超過洪水の発生時に作用すると予想される諸外力に対して堤体が破壊されないように設計される。

高規格堤防の設計においては、超過洪水時に発生する越流に対して十分な強度を堤防に持たせることが最も重要な設計要件の1つとなる。越流外力に関する高規格堤防設計については、河川管理施設等構造令（以後「構造令」と呼ぶ）の第22条の2において、越流水によるせん断力 τ を高規格堤防に作用する荷重として採用すること、また構造令第18条の3項において、この τ に対して洗掘破壊が生じない構造にすることが定められている。

構造令に示された以上の考え方に基づき、越流水による洗掘破壊に対する安全性についての高規格堤防基本構造（具体的には堤防裏のり勾配1）の設計は、次に示す方法を基本とする方向で現在検討されている。

① 堤防形状は次式が成立するように設計する。

$$\tau \leq \tau_a \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

ここに、 τ ：越流水によって堤防表面に作用するせん断力、 τ_a ：堤防表面が侵食・洗掘破壊を受けないための許容せん断力

② 上式の τ と τ_a は高規格堤防上の土地利用状況によって大きく変化するので、設計においては土地利用状況の想定とそれに応じた τ と τ_a の見積りが最も重要である。高規格堤防が半永久構造物であり、将来にわたる土地利用状況を特定することは不可能であるから、設計においては、当面予想される土地利用状況とは無関係に、設計項目ごとに通常の土地利用として予想される最も厳しい土地利用状況を想定しなければならない。越流水による洗掘破壊を考える場合、堤防法線に対し直角に走る道路（以後「直交道路」と呼ぶ）に越流水が集まり、直交道路内を高流速で流下して道路の侵食・洗掘破壊を引起し、それが堤防全体の破壊に進行するという状況が一般には最も厳しいと考えられる。そして、越流水が直交道路内を高流速で流下する状況において式（1.1）が成立するように堤防設計を行う。すなわち、 τ には直交道路に集まる越流水による道路面上のせん断力を取り、 τ_a には侵食・洗掘破壊に対する道路面の耐力をとる。

なお、高規格堤防上の越流水の挙動に関する実験的検討を通じて、上記②に示した考え方が概ね妥当であることが確認されている。また、直交道路に集まる越流水による道路面上のせん断力 τ を高規格堤防の越流水深から算定する方法が、実験結果に基づき提案されている（文献(1)の第4章3節を参照されたい）。

以上の設計法にしたがって高規格堤防を実際に設計するには、上記 τ_a すなわち道路面の侵食・洗掘

に対する耐力を知る必要がある。そこで、本研究では、流水に対する道路面の耐力、具体的には道路面がどのくらいの流水せん断力まで侵食・洗掘破壊に耐え得るか、を求めることを目的とする。

1.2 研究方法と研究概要

図-1.1に、高規格堤防の標準的な形態の1つを示す。この図に示されるように、高規格堤防は、基本的には通常堤防と同様の表のり・天端と、通常堤防よりはるかに緩く一定の勾配を持つ裏のりとから成る。しかし一般的には、盛土により裏のり面上に水平地盤が造られ、そこが通常の土地利用に供されるので、数層の水平面とそれらの境界での段差、道路が、高規格堤防の形態を決める3つの基本構成要素となる。本研究では、文献(1)と同様に、上記各水平面を水平地盤（川側から堤内地側に向って、第1段、第2段……と名付ける）と呼び、堤防法線に直交する道路を直交道路、堤防法線と平行の道路を平行道路（川側から堤内地側に向って、第1、第2……と名付ける）と呼ぶ。

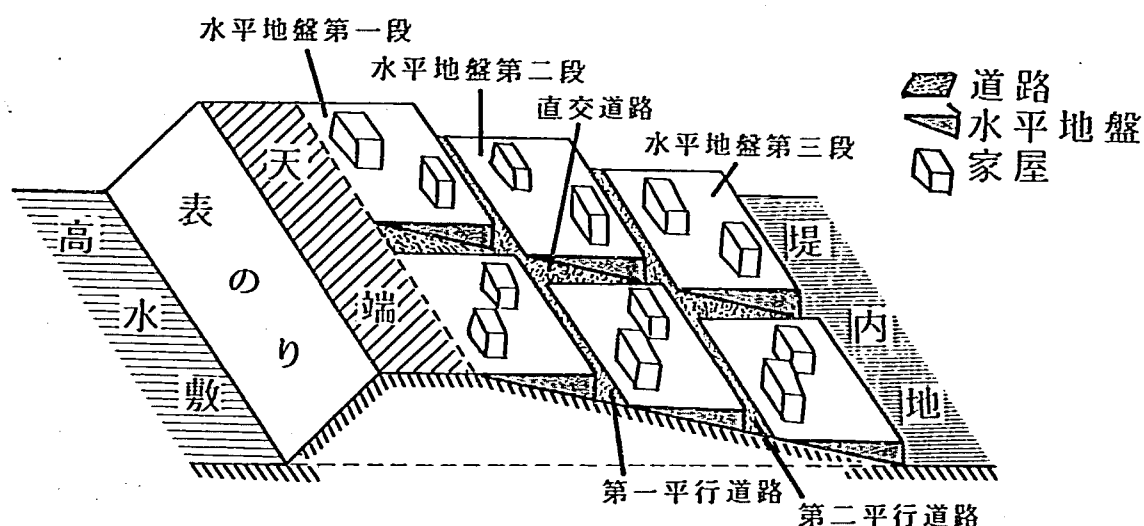
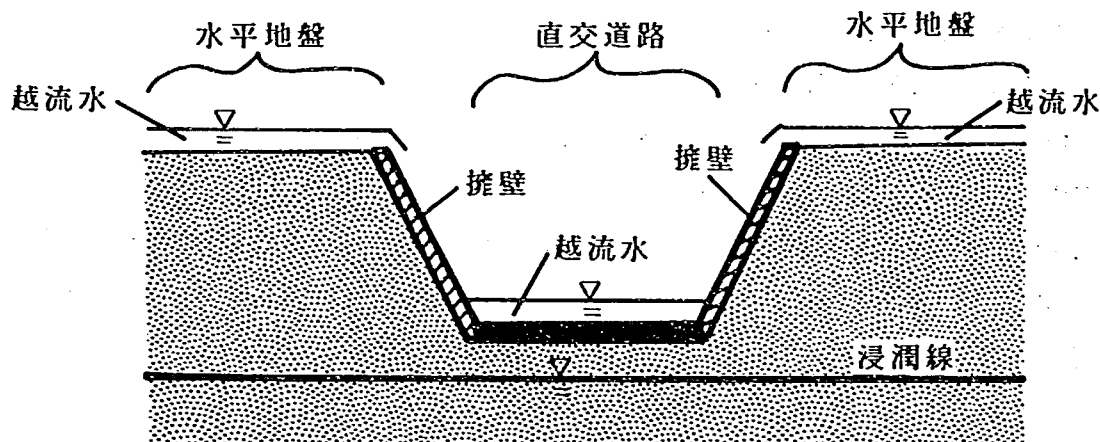


図-1.1 標準的な高規格堤防形態の例

直交道路は、平行道路との交差点付近を除くと、両側の水平地盤よりも低い位置にあり、直交道路と水平地盤との段差は擁壁あるいはそれに類するもので覆われるのが一般的である。したがって通常の場合、越流水にとって直交道路は、底面を舗装面、側壁を擁壁で覆われた三面張り水路のようになる（図-1.2 参照）。また、直交道路が裏のり末端でいきなり切れるとは考えにくく、堤内地に道路が延びている状況が一般的であると考えられる。また、越流に対する防護措置が天端に全くない状況では越流に対して天端が弱点になると考えられるので、天端表面には必要な範囲に保護工（たとえば舗装など）が設置され、それは直交道路と接続することになる。以上から、越流水が堤体侵食を起こすような高流速を持つ範囲は、〔直交道路の範囲〕+〔その堤内地側に接続する道路の範囲〕+〔その川側に接続する保護工設置範囲〕の内側に位置することになる。このことは、高流速発生域が、道路あるいはそれに準じた場所とその外側にある侵食に弱い場所（たとえば裸地や草地）との両方にまたがることが無い、言換えれば、侵食に弱い道路外の領域から道路領域へ高流速が流れ込むことが無く、



図－1.2 高規格堤防縦断面の模式図

その逆も無いことを示している(注1参照)。本研究では、高規格堤防において一般的と考えられるこのような越流状況を想定して、直交道路内を越流水が高流速で流下することによる直交道路面の破壊を対象にする。

ここで言う「直交道路内」の意味についてさらに説明を加える。流水による道路の破壊については、河道内の洪水流による高水敷上の舗装面の破壊、堤内地での氾濫流による道路の破壊などの事例が報告され、それらの破壊の主因として、道路外縁の地面の侵食→洗掘の進行、道路舗装面の下の残留空気による揚圧力が指摘されている^{2),3)}。すなわち、道路の舗装面自体は流水に対し相当の強度を持つものの、次のような理由により道路破壊が起こるという指摘である；1) 舗装面周囲の裸地や草地部分が侵食を受け、大きな洗掘に発達するために、舗装面の基礎が脱落したり舗装面の上流端が流水からまともに力を受けるようになるため、舗装面が破壊される；2) 揚圧力によって舗装面にひび割れ・凹凸など大きな損傷が生じた所に流水が作用して道路が破壊される。これら2つの原因による破壊は、道路面自体の耐力よりも小さい外力で起こると考えられる。本研究において、「直交道路内を越流水が高流速で流下することによる直交道路面の破壊を対象にする」と限定しているのは、上記2つの原因による道路破壊を研究対象外としていることを明確にするためである。これは、高規格堤防上の道路面の破壊現象に限って一般的に成立すると考えられる次のような状況を前提にしているからである；道路内外をまたぐような高流速水は実際上生じず(＝高流速水は道路の中だけを流れ)、また、浸潤線が堤体表面に出ないように設計されるので(構造令施行規則第13条の5第4項を参照のこと)道路下の残留空気による揚圧力は無い(注2参照)。したがって、本研究から導き出される道路面の強度は、流水に対する道路面自体の強度であり、その強度は氾濫流や河道内流水による道路破壊に関する強度とは異なることに留意する必要がある。高規格堤防にとっては特殊な上記1), 2)の状況が想定される場合には、本研究の結果とは別の方法で道路の強度を見積らなければならない(このことについては、第5章5節でもう一度述べる)。

直交道路内を流れる高流速水に対する道路面の強度を調べるには、道路面を構成する各要素の破壊現象を把握しなければならない。本研究では、最も重要な道路面の構成要素として舗装面を取りあげ、

舗装面の流水に対する強度を調べる。その際アスファルト舗装面を対象としコンクリート舗装は検討しない。これは、第5章2節で述べるように、コンクリート舗装の方が流水に強いので、アスファルト舗装の強度を明らかにしておけば高規格堤防の設計上充分であるからである。舗装面以外には、代表的な道路構成要素としてマンホール、側溝、歩道の強度を調べる。

道路を構成する各要素の破壊現象はいずれも複雑であり、縮小道路模型を用いた模型実験による破壊現象の定量的把握は難しいことから、破壊現象を忠実に再現する実物大実験を検討手段の中心に据え、高流速侵食試験装置を用いた実物大道路破壊実験を行った。この実験結果に基づき、破壊を起こす流速およびせん断力と舗装構造との関係を明らかにし、許容できる道路内流速・せん断力を求める方法を提案した。

第2章ではアスファルト舗装面の強度についての検討結果を、第3章ではアスファルト舗装面以外の道路構成要素の強度についての検討結果を述べる。第2、3章ではいずれも、実験水路内で実験のために製作した道路構成要素を対象にしている。第4章では、損傷を受けたアスファルト舗装面を現地から採取し、侵食破壊試験を行った結果を述べる。最終の第5章では、第2～4章の成果を総合して、侵食・洗掘に対する道路の強度を推定する方法を提案する。

なお、一連の実験は関東地方建設局、(財)リバーフロント整備センターの発注により土木研究所において行われた。土木研究所河川部河川研究室は、本省河川局治水課、関東および近畿地方建設局より、実験実施に当たっての技術指導と実験結果の2次分析・考察の依頼を受けた。この土木研究所資料はその成果をとりまとめたものである。

注1) 直交道路と平行道路との交差点付近では、直交道路からの高流速水が水平地盤に侵入し、直交道路との境界付近の水平地盤に侵食・洗掘を起こす危険があることが文献(1)より明らかになっている(文献(1)第4章4節参照)。この問題への対処の基本的な考え方が、文献(1)第4章4節に述べられている。本研究では、この考え方に沿った適切な対処により上記の問題が解決されていることを前提に、具体的には、直交道路から水平地盤へ侵入する高速流による水平地盤の侵食が道路に悪影響を及ぼさないことを前提に、検討を進めている。

注2) 浸潤線が道路面より低い位置にあっても、水平地盤が全面的に越流を受けている状況では、水平地盤上の越流水と浸潤線との間にある空気の圧力を通して、水平地盤上の水深分の揚圧力が道路面下から作用することも考えられる(付図参照)。しかし、本研究では、水平地盤上の水深分の余剰空気圧は、道路両側の擁壁や各水平地盤間の段差を覆う擁壁の隙間や排水穴など様々な場所に存在すると考えられる空気の抜け穴から抜け、考慮すべき大きさには達しないと考えて、それを考慮しないことにしている。

第2章 アスファルト舗装面の耐侵食力

2.1 実験方法

流水による道路の破壊現象を実験において忠実に再現することを目的として、実物大の道路破壊実験を行うことができる高流速侵食試験装置を開発し、土木研究所構内に設置した。装置の概要を図-2.1に示す。この装置は、上流部に高さ3.5mのゲートを持つ勾配1/30、幅1.5mのモルタル仕上げ水路であり、ゲート下から高流速（最高8m/s）でほぼ等流状態の水流を発生させることができる。ゲートから下流5mの位置に、水路縦断方向長さ3m、幅2m、深さ0.7~0.8mの供試体ボックスを設け、ここにアスファルト舗装など道路を構成する各要素を設置して流水による破壊現象を調べた。水脈の流速制御は、ゲート上流池の水位を調節することにより行った。

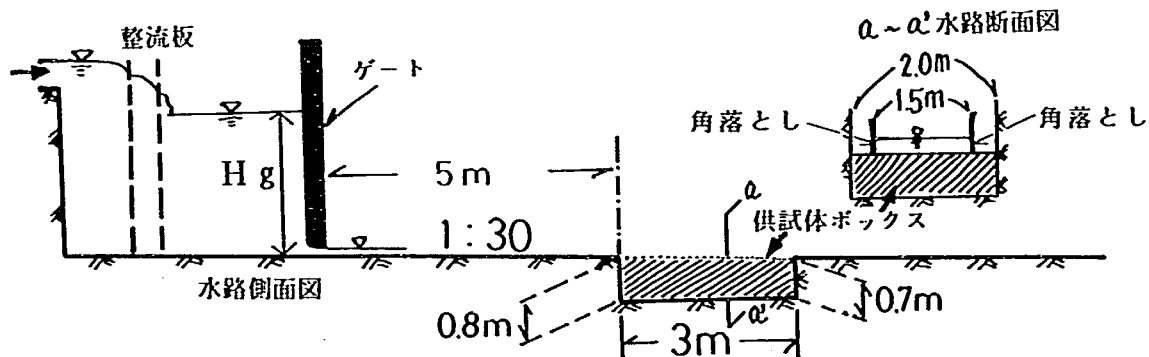


図-2.1 高流速侵食試験装置

侵食実験においては、供試体が側壁と縁切れし、そこでは側方との力学的つながりを失うため、側壁付近の供試体が弱点となる。このためそこから侵食破壊が進み、実際と異なる破壊現象が現れることがしばしばある。本装置は、このような実験装置に起因する誤差をなくするために、供試体の幅を水路幅（1.5m）より大きい2mとし、供試体設置範囲の側壁を角落としにしている（図-2.1右上の水路断面図を参照のこと）。これにより、水路側壁沿いにおいても、供試体は側方との力学的つながりを持ち、そこが弱点箇所になることはない。なお、角落とし下端と供試体表面との隙間から水が入り、角落とし裏側では水路内の水深と同じ水深を実験中に持つが、このことは侵食実験自体に影響を与えない。

実験においては、水脈厚が供試体上で17cm程度となるように、ゲート開度を20cmとし、実験中この開度に固定した。また、流水外力を表わす一次水理量を供試体上の鉛直平均流速 V とし、水路上流端ゲートの上流の水深 H_g を調節することにより V を制御した。このため、実験に先立って、 $H_g \sim V$ 関係についてキャリブレーションを行った。その内容は本試験装置の他の水理特性とともに付録1に示されているので、必要に応じて参照されたい。

以下では、供試体上の鉛直平均流速 V あるいはそれに対応した摩擦速度 u_* で流水外力を表現し、特に断わらない限り、その時の供試体上の水深 H_s は17cm前後である。 H_s の詳細については付録1を参照されたい。

2.2 傷の無いアスファルト舗装面の強度

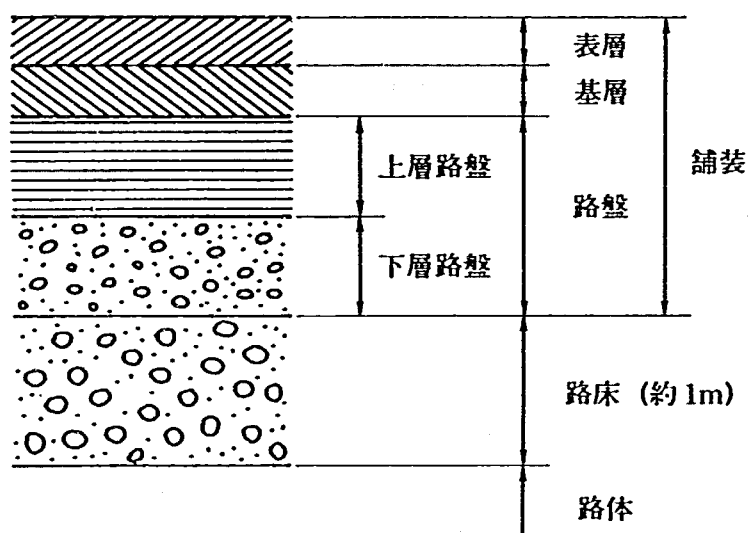
アスファルト舗装は、図－2.2に示すように表層、基層、路盤、路床からなり、いわゆるアスファルト・コンクリート層（以後、アスコン層と略称する）は表層と基層に当たる。アスファルト舗装要綱⁴⁾によれば、設計CBRと表－2.1に示される交通量区分によって、舗装構成の決定と舗装厚の設計が行われる。この中で、表層と基層を加えた厚さの最小値は、表－2.2のように規定される。高規格堤防の設計においては、その中の道路についても事前にその規格を規定することはできないので、直交道路の耐侵食強度を検討する際には、実際に造られるアスファルト舗装の中で最も流水に弱い構造を想定すべきである。アスファルト舗装要綱⁴⁾（p.301）によれば、交通量区分がLで設計CBRが3の場合に設計される道路が最も構造的に弱いアスファルト舗装を持ち、この場合の舗装構成、使用材料、設計厚の代表例は次の通りである。

〔表層＋基層／加熱アスファルト混合物〕：5 cm

〔上層路盤／粒度調整碎石〕：15 cm

〔下層路盤／クラッシャーラン〕：20 cm

* 合計厚 40 cm



図－2.2 アスファルト舗装の構成と各層の名称（文献(4)より）

表－2.1 設計交通量の区分（文献(4)より）

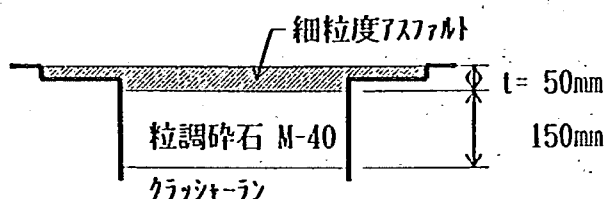
設計交通量の区分	大型車交通量(台/日・方向)の範囲
L 交通	100 未満
A 交通	100 以上 250 未満
B 交通	250 以上 1,000 未満
C 交通	1,000 以上 3,000 未満
D 交通	3,000 以上

表－2.2 表層と基層の最小厚さ（文献(4)より）

設計交通量の区分	表層と基層を加えた厚さ(cm)
L, A 交通	5
B 交通	10 (5)
C 交通	15 (10)
D 交通	20 (15)

〔注〕上層路盤に瀝青安定処理工法を用いる場合は（ ）内の厚さまで低減してもよい。

以上から本実験では、〔表層＋基層〕に相当するアスコン層に厚さ 5 cm の細粒度アスファルトを用い、その下に上層路盤に相当する粒度調整碎石（M-40）を厚さ 15 cm 敷き、さらにその下に下層路盤に相当するクラッシャーランを敷いたアスファルト舗装を標準供試体とした（図－2.3 参照）。したがって、本章においては、実際に存在すると予想されるアスファルト舗装構造の中で最も弱い図－2.3 に示す標準供試体を中心に、アスファルト舗装の耐侵食力を調べて行くことになる。なお、次節以降、この標準供試体と異なる構造のアスファルト舗装を用いる場合があるが、それらの標準供試体との相違点はアスコン層の厚さしがより小さくなっていることだけである。



図－2.3 アスファルト舗装の標準供試体（縦断面図）

図－2.3 のアスファルト舗装標準供試体の上に鉛直平均流速 $V = 8 \text{ m/s}$ を 20 時間通水したが何の変化も起こらなかった。このことは、アスファルト舗装面に何らかの破壊促進要因がない限り、少なくとも 8 m/s 以下の流速では、越流水による舗装面の破壊は実際上起こらないことを示している。

2.3 破壊促進要因についての考察

実際のアスファルト舗装面には種々の“傷”が存在し、それが破壊促進要因になると考えられる。そのような傷が全く無い状況（＝前節で対象にしたような舗装面）を維持するのは現実的に不可能である。技術的には可能であっても、それだけのために一般に行われている維持管理労力を著しく上回る労力を直交道路にかけるのは、通常の土地利用を前提に越流に耐えるよう基本形状を定めるという高規格堤防設計の主旨に合わない。したがって、通常行われる道路の維持管理（舗装の耐久性の確保、構造機能の保持；走行性の確保、交通の安全性・快適性の保持；沿道環境の悪化防止が目的⁹⁾）の下で発生し得る傷があっても、道路が越流水により破壊されないように堤防設計を行うことが肝要である。このことと前節の結果を考え合わせると、アスファルト舗装面の耐侵食力の評価に当たっては、

- 1) 実際に舗装面に発生し得る傷の種類と程度の特定
- 2) 上記 1) の傷を持つ舗装面の耐侵食力評価

の 2 段階の検討が必要になることがわかる。そこでまず本節では、通常行われる水準の道路維持管理の下で発生し得る傷について検討する。その傷を持つ舗装面の耐侵食力評価は次節以降で行う。

付録 2 には、道路維持修繕要綱⁹⁾にあるアスファルト舗装の破損の分類とその内容、破損の種類ごとの維持修繕要否の目標値（修繕が必要と判断すべき破損程度）をまとめて示している。この目標値は、少なくともそれ以下の程度の破損が実際に存在し得ることを表わした数値と見ることもできる。本研究では、この付録 2 の内容から、侵食破壊の促進要因となる破損の種類として、「ひびわれ」と「わだち掘れ」をとりあげ、これらがアスファルト舗装破壊に与える影響を調べることにした。

ひびわれは、一般に開き幅 5 mm 程度のもので言い、その形態には、局部的なひびわれ（ヘアク

ラック、線状ひびわれ)、これらが発達した全面的なひびわれ(亀甲状のようなひびわれ)がある(文献(5)より)。図-2.4に、実際の道路で測定されたひびわれの平面形状を示す⁶⁾。本研究では、種々のひびわれ深さについて、図-2.4を参考に様々な平面形状を持つひびわれをアスファルト舗装面に造り、侵食実験を行った。この結果は次節(第2章4節)で述べられる。

わだち掘れは、道路の横断方向の凹凸で、車輪の通過頻度が最も高い位置に規則的に生じる凹みのことである(文献(5)より)。付録2に示したように、文献(5)によれば、交通量の少ない一般道路についてのわだち掘れの維持修繕要否判断の目標値は40mmである。本研究では、アスファルト舗装の供試体に波高40mmの凹凸をつけ(模擬わだち掘れ)、侵食実験を行った。この結果は第2章5節で述べられる。

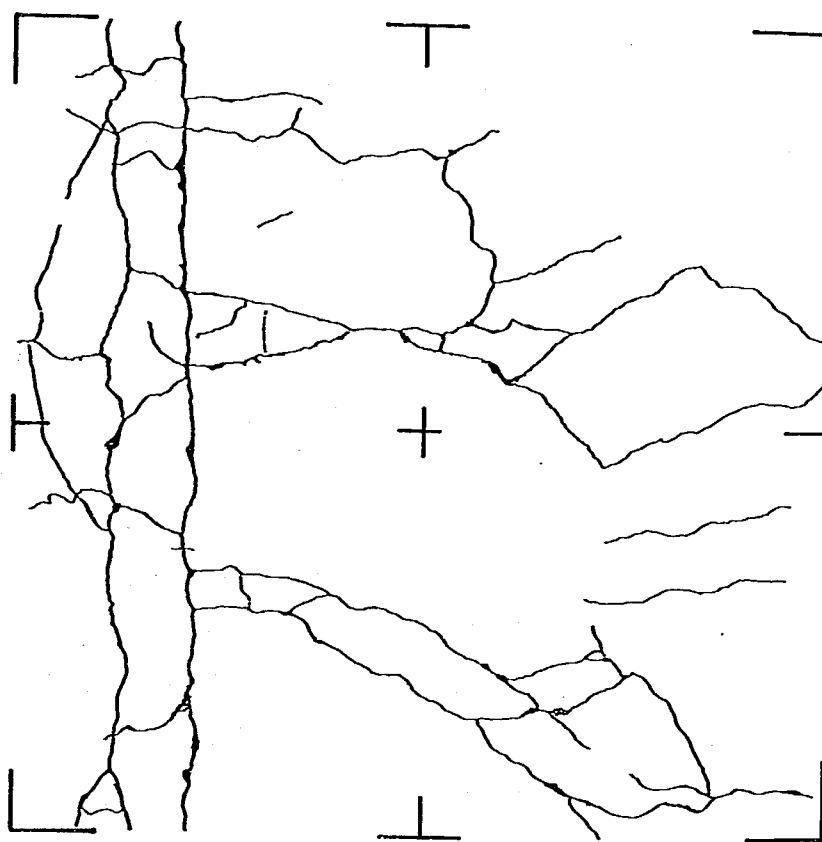


図-2.4(a) アスファルト舗装面のひびわれの平面形状測定例
(1メッシュが50cm×50cm) (文献(6)より)

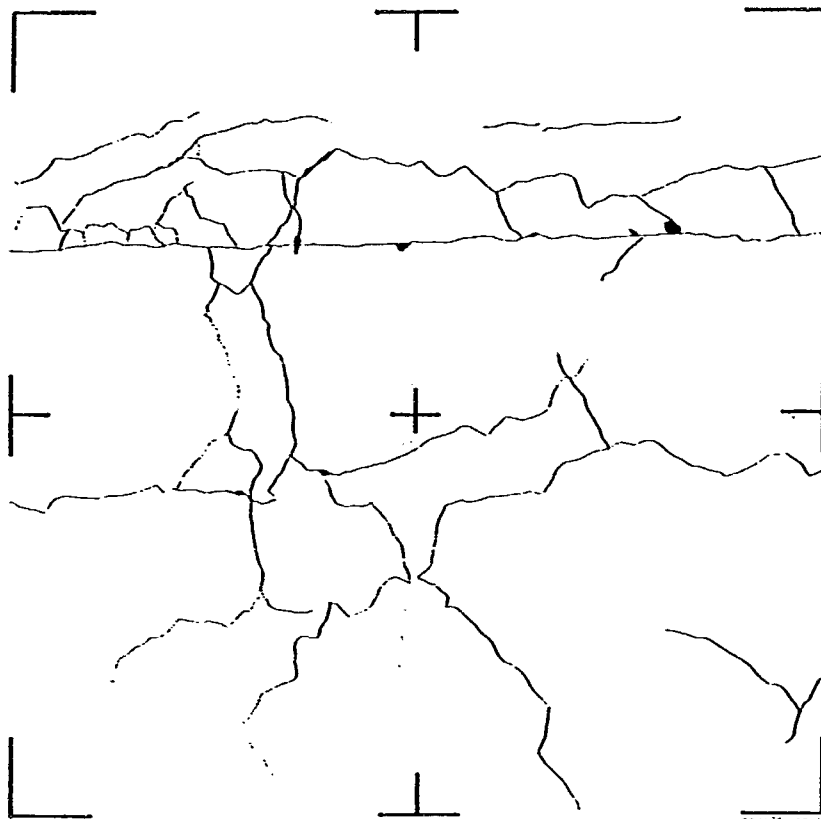


図-2.4(b) アスファルト舗装面のひびわれの平面形状測定例
(1メッシュが50cm×50cm) (文献(6)より)

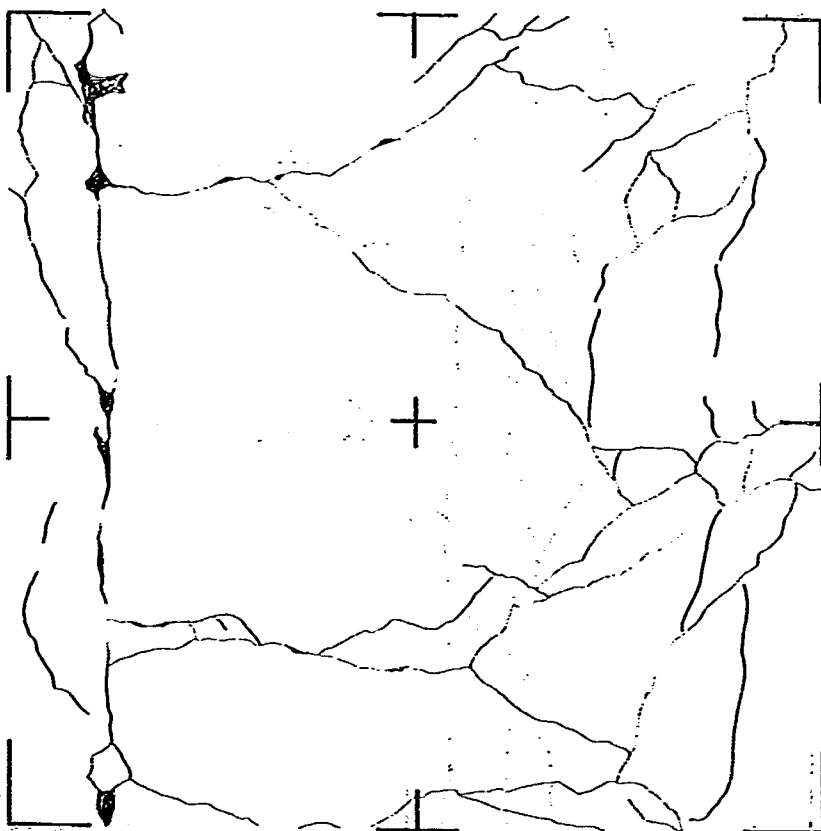


図-2.4(c) アスファルト舗装面のひびわれの平面形状測定例
(1メッシュが50cm×50cm) (文献(6)より)

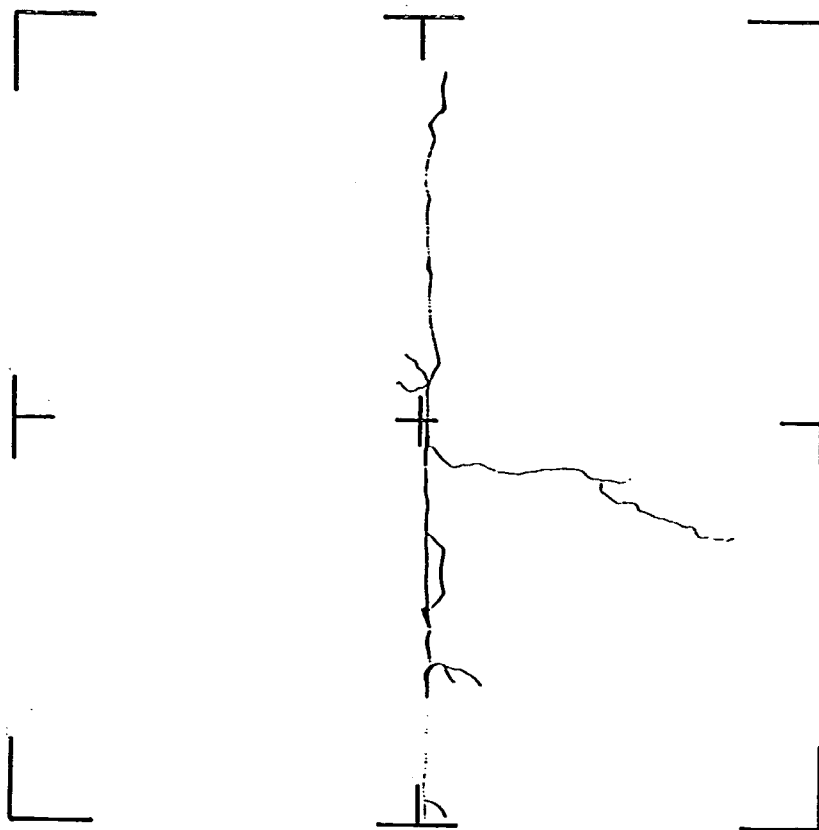


図-2.4(d) アスファルト舗装面のひびわれの平面形状測定例
(1メッシュが50cm×50cm) (文献(6)より)

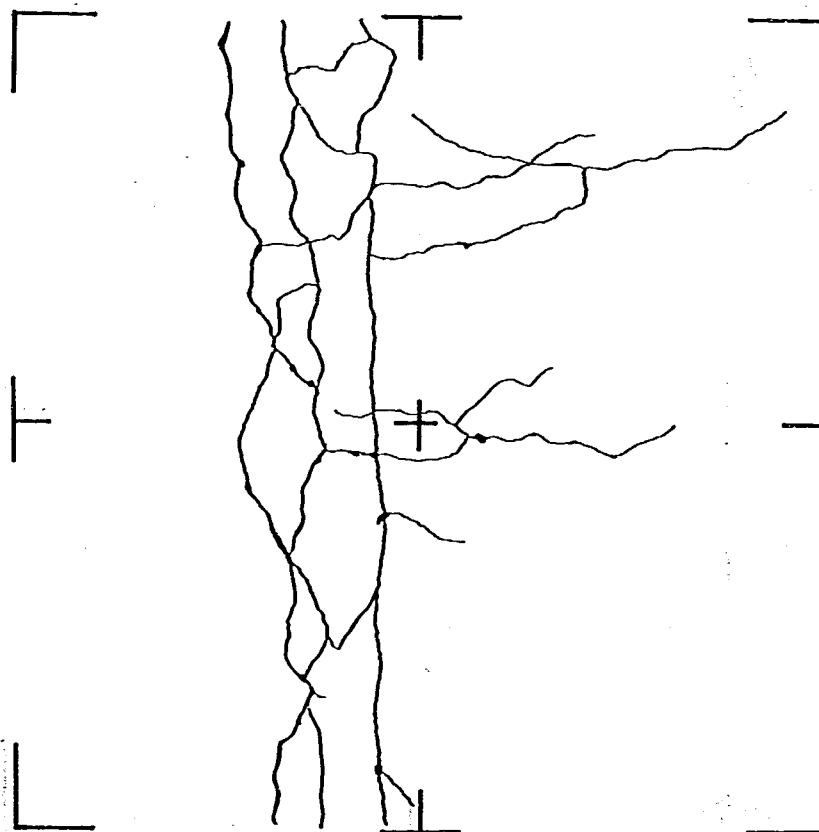


図-2.4(e) アスファルト舗装面のひびわれの平面形状測定例
(1メッシュが50cm×50cm) (文献(6)より)

2.4 ひびわれによる破壊

2.4.1 実験条件

表－2.3に、ひびわれを持つアスファルト舗装面に関する実験条件を示す。この表にあるように、異なる形態のひびわれを持つ7つのアスファルト舗装供試体を対象に侵食実験を行った。表中の備考欄に示しているように、ひびわれ形態は、〔浅層か、深層か〕、〔局部的か、全面的か〕、〔アスコン層厚 t が標準供試体と同じ5cmか、それより小さいか〕の組み合わせにより定めている。これらの定義は以下の通りである。

浅層ひびわれ：ひびわれ深さ t_c が t (=5cm)より小さい。すなわち、ひびわれが路盤に達していない。実験では、いずれの場合も $t_c = 2.5\text{cm}$ とした。

深層ひびわれ：ひびわれ深さ t_c が t と同じ。すなわち、ひびわれが路盤に達している。

局部的ひびわれ：閉じた形状を持たないひびわれ。このため、ひびわれによって完全に囲まれ周囲と縁切れしたアスコン層は存在しない。

全面的ひびわれ：閉じた形状を持つひびわれ。このため、ひびわれによって完全に囲まれ周囲と縁切れしたアスコン層が存在する。以後、これを「孤立アスコン塊」と呼ぶ。

ひびわれは、舗装面にカッターを入れることにより作った。ひびわれ幅は最大5mmである。

2.4.2 実験結果

(1) ケースC－1

$V = 3\text{ m/s}$, 4 m/s , 5 m/s , 6 m/s , 7 m/s , 8 m/s を各15分通水し、その後 $V = 8\text{ m/s}$ を1時間通水したが、何の変化も生じなかった。

(2) ケースC－2

$V = 8\text{ m/s}$ を1時間通水したが、何の変化も生じなかった。

(3) ケースC－3

$V = 8\text{ m/s}$ を1時間通水したが、何の変化も生じなかった。

(4) ケースC－4

$V = 8\text{ m/s}$ を通水して2分後に、全面的ひびわれにより周囲から縁切れした長方形(1m×0.5m；厚さ5cm)のアスコン層の塊が流出した。この孤立アスコン塊の流出は、孤立アスコン塊が全体的に持ち上がり一気に下流に運ばれるという形をとった。

(5) ケースC－5

$V = 3\text{ m/s}$, 4 m/s , 5 m/s , 6 m/s , 7 m/s を各15分通水したが何の変化も生じなかった。その後 $V = 8\text{ m/s}$ を通水して2分後に、孤立アスコン塊(0.25×0.25m；厚さ5cm)が流出した。流出過程は、ケースC－4と同様であった。

(6) ケースC－6

$V = 3\text{ m/s}$, 4 m/s , 5 m/s , 6 m/s を各15分通水したが何の変化も生じなかった。その後 $V = 7\text{ m/s}$ を通水して10分後に、孤立アスコン塊(1×0.5m；厚さ4cm)が流出した。流出過程は、

表-2.3 ひびわれを持つアスファルト舗装面に関する実験条件

実験条件名	平面図**)	縦断面図	備考*)
C-1			[浅層+局部的] ひびわれ
C-2			[浅層+局部的] ひびわれ
C-3			[浅層+全面的] ひびわれ
C-4			[深層+全面的] ひびわれ
C-5			[深層+全面的] ひびわれ
C-6			[深層+全面的] ひびわれ
C-7			[深層+全面的] ひびわれ

*) 言葉の定義

浅層ひびわれ：ひびわれ深さ t_c が t より小さい。すなわち、ひびわれが路盤に達していない。実験では、いずれの場合も $t_c = 2.5 \text{ cm}$ とした。

深層ひびわれ：ひびわれ深さ t_c が t と同じ。すなわち、ひびわれが路盤に達している。

局部的ひびわれ：閉じた形状を持たないひびわれ。このため、ひびわれによって完全に囲まれた周囲と縁切れしたアスコン層は存在しない。

全面的ひびわれ：閉じた形状を持つひびわれ。このため、ひびわれによって完全に囲まれ周囲と縁切れしたアスコン層が存在する。以後、これを「孤立アスコン塊」と呼ぶ。

**) 孤立アスコン層は の部分

ケースC-4と同様であった。

(7) ケースC-7

$V = 3 \text{ m/s}$, 4 m/s , 5 m/s , 6 m/s を各15分通水したが何の変化も生じなかった。その後 $V = 7 \text{ m/s}$ を通水して9分後に、孤立アスコン塊 ($0.5 \times 0.5 \text{ m}$; 厚さ 3 cm) が流出した。流出過程は、ケースC-4と同様であった。

破壊状況の写真が付録3に示されている。本研究では、アスコン層の一部流出に伴いその下の路盤が高流速にさらされるようになると急速に舗装面の破壊が拡大すると考えて、アスコン層の一部流出を舗装面破壊と等価に扱っている。

2.4.3 破壊機構の考察

前項で示した実験結果から、まず、ひびわれの形態が浅層である場合、浅層で全面的ひびわれである場合には、 $V = 8 \text{ m/s}$ の流水の下でも破壊が起こらず、ひびわれ形態が深層で全面的である場合には、 $V = 8 \text{ m/s}$ 以下で破壊（一部アスコン層の流出）が起こることが明らかになった。このことは、ひびわれ形態が深層・全面的ひびわれでないためアスコン層が孤立していない場合には、 $V = 8 \text{ m/s}$ 以下の流水では、實際上舗装面の破壊が起こらないことを示している。同時に、 $V = 8 \text{ m/s}$ 以下でアスファルト舗装の破壊が起こるためには、孤立アスコン塊の存在が必要であることを示している。そこで、孤立アスコン塊に焦点を当てて、ひびわれを持つアスファルト舗装面の破壊機構を考える。

図-2.5は、孤立アスコン塊を持つケースC-4～C-7について、孤立アスコン塊が流出した時の流水外力（摩擦速度 u_* で表示）と、その外力を発生させてから孤立アスコン塊の流出が起こるまでの時間 T_D 、孤立アスコン塊の形状を表わしたものである。 V から摩擦速度 u_* への換算は次のよう

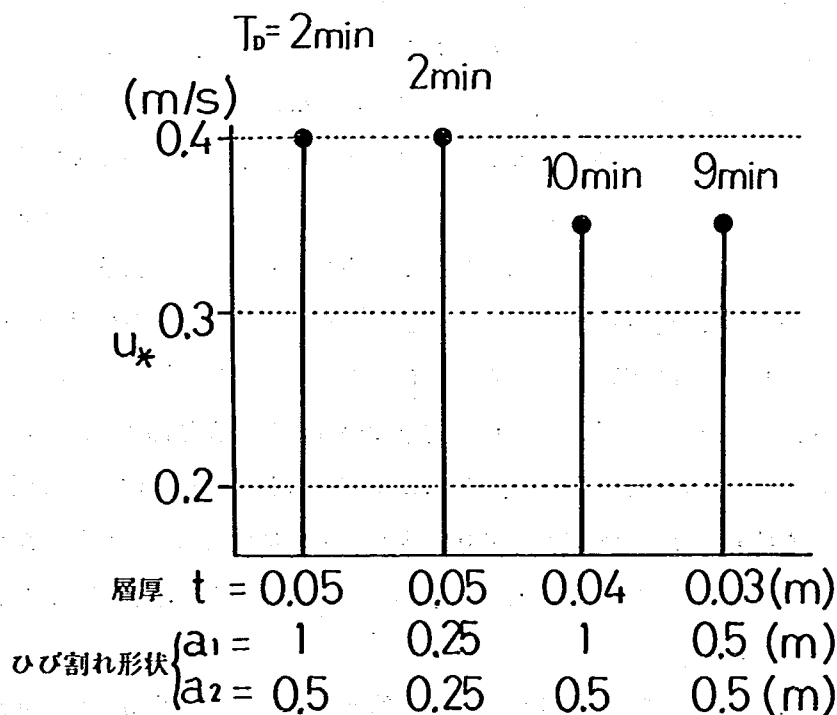


図-2.5 孤立アスコン塊の流出特性

に行った。供試体上での境界層厚さを3cmとし（付録1に示した鉛直流速分布を根拠に設定）、境界層内の流速分布に式（2.1）で表わされる対数則を適用し、水路およびアスファルト供試体表面の粗度 $k_s = 0.3 \text{ mm}$ を仮定する。境界層外縁（ $y = 3 \text{ cm}$ ）での流速が V と等しくなると仮定することにより、式（2.1）、（2.2）で表わされる $u_* \sim V$ 関係を得ることができる。これを用いて V から u_* を求めた。

$$u/u_* = 8.5 + 5.75 \cdot \log(y/k_s) \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

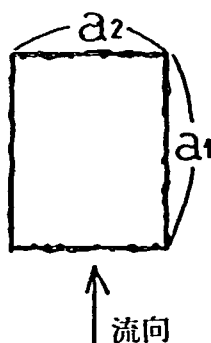
u : 水路底面からの高さ y での流速

$$u_* = 0.05 \cdot V \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

孤立アスコン塊の形状を表わす a_1 、 a_2 は、図-2.6に示すように定義される。

図-2.5から、孤立アスコン塊が流出する流速（以後「流出流速」と呼ぶ）は、ひびわれ形状の大きさ（上から見た孤立アスコン塊の投影面積）には依存せず、アスコン層厚さに依存することがわかる。 T_b 値から、孤立アスコン塊の流出が通水直後に発生するのではなく、流出まである時間を要することがわかる。以上の特性と、孤立アスコン塊がない場合には舗装面破壊が生じないということから、ひびわれによる破壊機構は次のように推定される。すなわち、

模擬ひび割れ



(上から見たところ)

図-2.6 a_1 、 a_2 の定義

「アスコン層と路盤（碎石層）との間には粘着力が

ないことから、孤立アスコン塊に作用する揚力が自重を上回った時に孤立アスコン塊が舗装面から上に少し突き出る。アスコン塊が舗装面から少しでも出ると、高流速を持つ平均流から大きな揚力、抗力を受けるようになるため（特に揚力の作用が重要と考えられる）、孤立アスコン層が一気に持ち上がり、下流に流出する。アスファルト表面が平坦で流れがほぼ等流であることから平均的な揚力は0である。したがって、最初に孤立アスコン層を少し持ち上げるのは圧力変動に伴い短時間に作用する変動揚力である。流出が通水直後に生じず、また流出発生までの時間にバラツキがあるのは、流出を起し得る大きな圧力変動が生ずるのにある時間を要するためである」

という破壊機構である。舗装面にひびわれがあっても、ひびわれ形態が浅層あるいは局所的であるため孤立アスコン塊が形成されていない場合には（ケースC-1～C-3）、変動揚力による初期のアスコン層の持ち上がりが、アスコン層同士の横方向の力学的つながりにより抑えられるため、 $V = 8 \text{ m/s}$ でも破壊が生じなかったと推定される。本実験に似た条件で行われた供試体表面の圧力変動の測定結果から、アスコン層を持ち上げる可能性のある圧力変動が実際に生じることが明らかになっている（詳細は付録4を参照されたい）。このことは、上記の破壊機構の推定を支持するものである。

2.4.4 破壊現象を表わすモデル

前項で推定した破壊機構に基づいて、破壊現象を表わす簡便なモデルを考える。舗装面破壊のきっかけとなる孤立アスコン層の初期持ち上がりを起こす変動揚力の代表値を L' とする。この L' が次式

により表現できるとする。

$$L' = 1/2 \cdot \rho C_L' \cdot A_L \cdot u_*^2 \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

ここで、 ρ ：水の密度、 C_L' ： L' に関する揚力係数で摩擦速度 u_* を基準にしたもの（以後「変動揚力係数」と呼ぶ）、 A_L ：上から見た孤立アスコン塊の投影面積、である。次式が成立する時、舗装面破壊を引き起こす孤立アスコン層の初期の持ち上がりが起こるとする。

$$L' < (r_a - r) t A_L \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

ここで、 r_a ：アスコン層の単位体積重量（本研究では、2100 [kgf/m³] とする）、 r ：水の単位体積重量、である。式 (2.3)、(2.4) より、破壊が起こり始める摩擦速度 u_{*c} を孤立アスコン層厚さ t から求める次式が得られる。

$$u_{*c} = \{ 2 (r_a - r) / (\rho C_L') \}^{1/2} \cdot (t)^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

図-2.7 は、式 (2.5) を用いて、いくつかの C_L' 値について u_{*c} と t との関係を求めたものである。この図には実験値もプロットされている。この図より、 $C_L' = 5 \sim 7$ とおくと計算値が実験値を良く説明することがわかる。この C_L' 値の物理的意味について考えてみる。円管乱流の計測例を見ると¹⁾、壁面と直交する方向の流速成分の乱れ分 v' については、その二乗平均の平方根 $(\overline{v'^2})^{1/2}$ の壁面付近の最大値が摩擦速度 u_* と同じ程度になっている。そこで、 $(\overline{v'^2})^{1/2} = u_*$ とおき、また、 $1/2 \cdot \rho \overline{v'^2}$ が圧力変動の二乗平均の平方根 $(\overline{p'^2})^{1/2}$ に対応しているとして両者が等しいとおくと、次式が得られる。

$$(\overline{p'^2})^{1/2} = 1/2 \cdot \rho u_*^2$$

孤立アスコン層の初期持ち上がりを起こす圧力変動を $p'_{\max}$ とし、 $p'_{\max} / (\overline{p'^2})^{1/2} = \alpha$ とおき、上

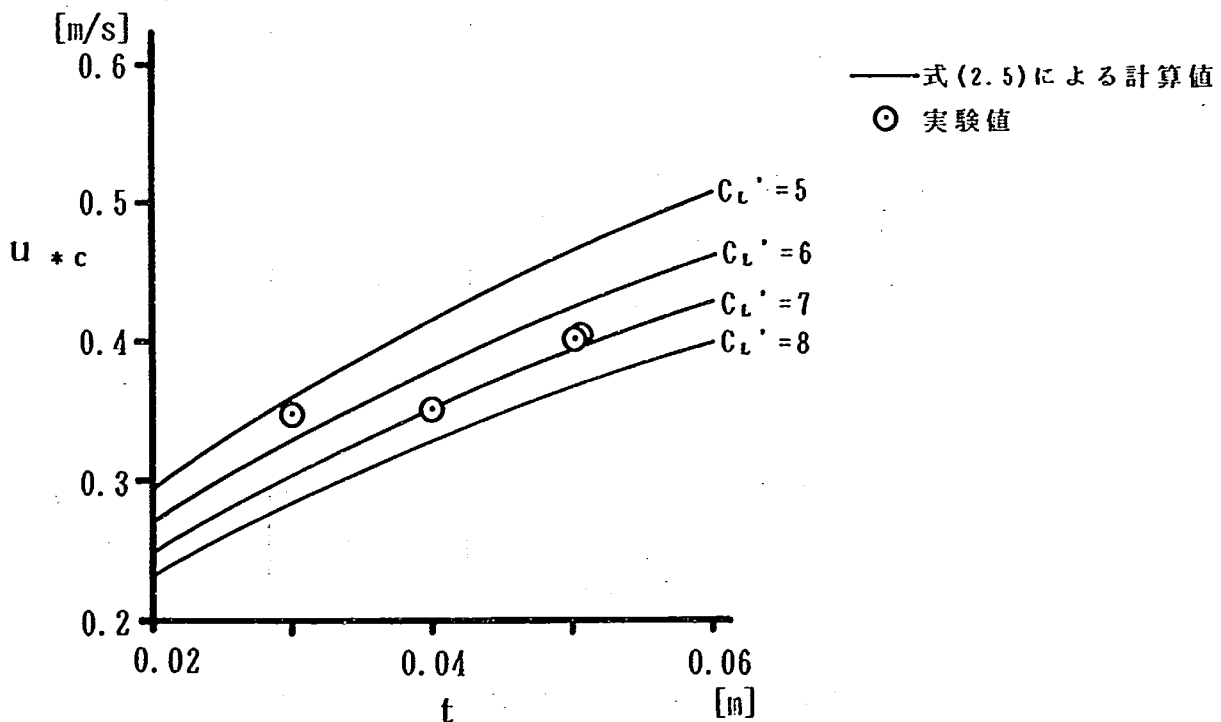


図-2.7 u_{*c} と t との関係

式に代入すると次式が得られる。

$$p'_{\max} = 1/2 \cdot \rho \alpha u_*^2 \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

式(2.6)と式(2.3)を比較すればわかるように、 C_L' は α に対応する。すなわち、 $C_L' = 5 \sim 7$ は、概ね $\alpha = 5 \sim 7$ に対応することになる。付録4を見るとわかるように、供試体上での $(\overline{p'^2})^{1/2}$ に対する圧力変動最大値の比の実測値は、4～7のあたりにある。圧力変動最大値が $p'_{\max}$ に対応していると考え、 C_L' と α がかなり良い対応を示していると見ることができる。このことから、図-2.7から推定される $C_L' = 5 \sim 7$ という値は物理的に意味を持つもの、したがって、ここで示したモデルは破壊現象の基本を反映したものと判断できる。

2.5 わだち掘れによる破壊

2.5.1 実験条件

図-2.8に、わだち掘れを持つアスファルト舗装面に関する実験条件を示す。この図にあるように、異なる形態のわだち掘れを持つ3つのアスファルト舗装供試体を対象に侵食実験を行った。第2章3節で説明したように、わだち掘れに伴う凹凸の波高は、いずれのケースも4cmとした。

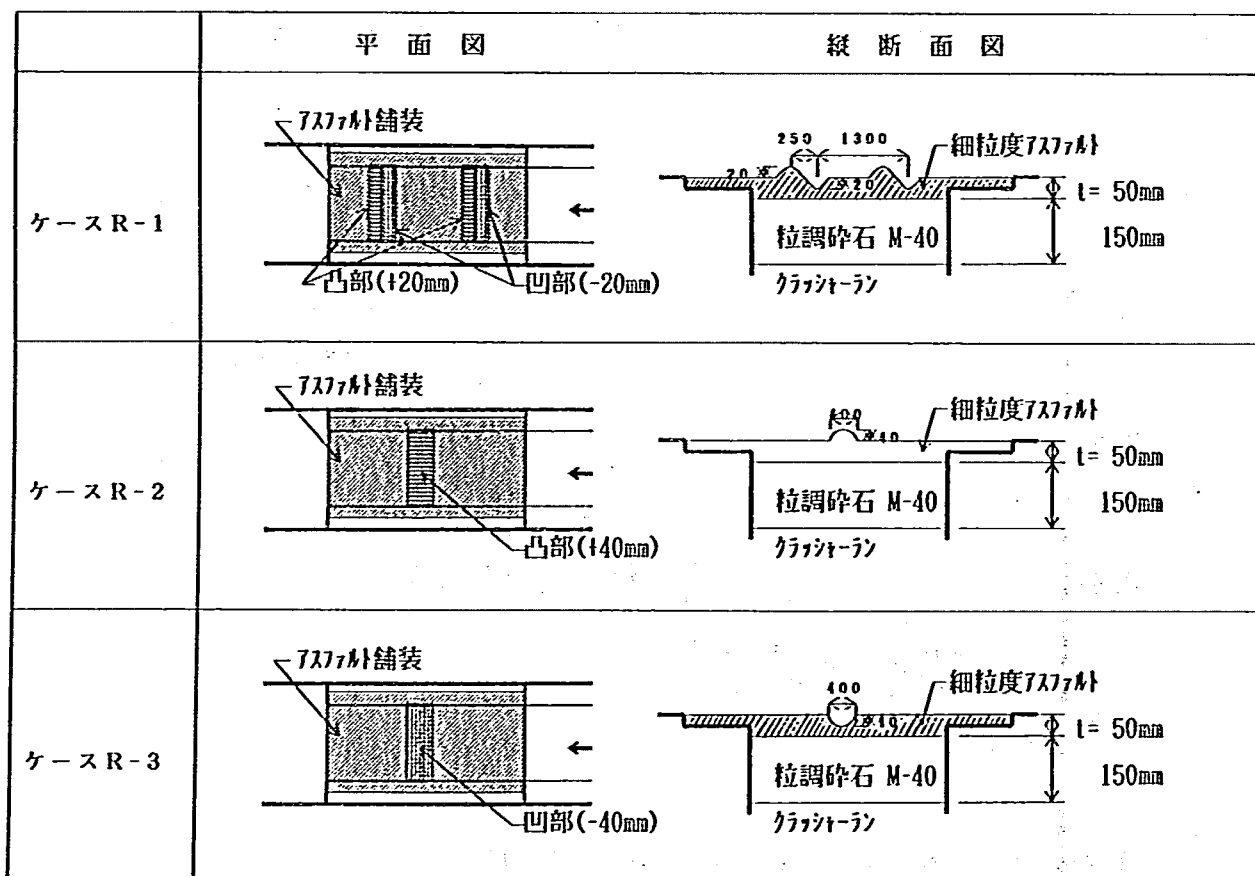


図-2.8 わだち掘れを持つ舗装面に関する実験条件

2.5.2 実験結果

(I) ケース R-1

破壊過程を図-2.9に示す。 $V = 5 \text{ m/s}$ までは変化が起きず、 $V = 6 \text{ m/s}$ にした直後から凸部に水路横断方向のひび割れが発生し凸部が隆起し始め、 $V = 8 \text{ m/s}$ で実験を継続するとひび割れと隆起が発達し、ついに凸部を中心にはぎ取られるように破壊した。

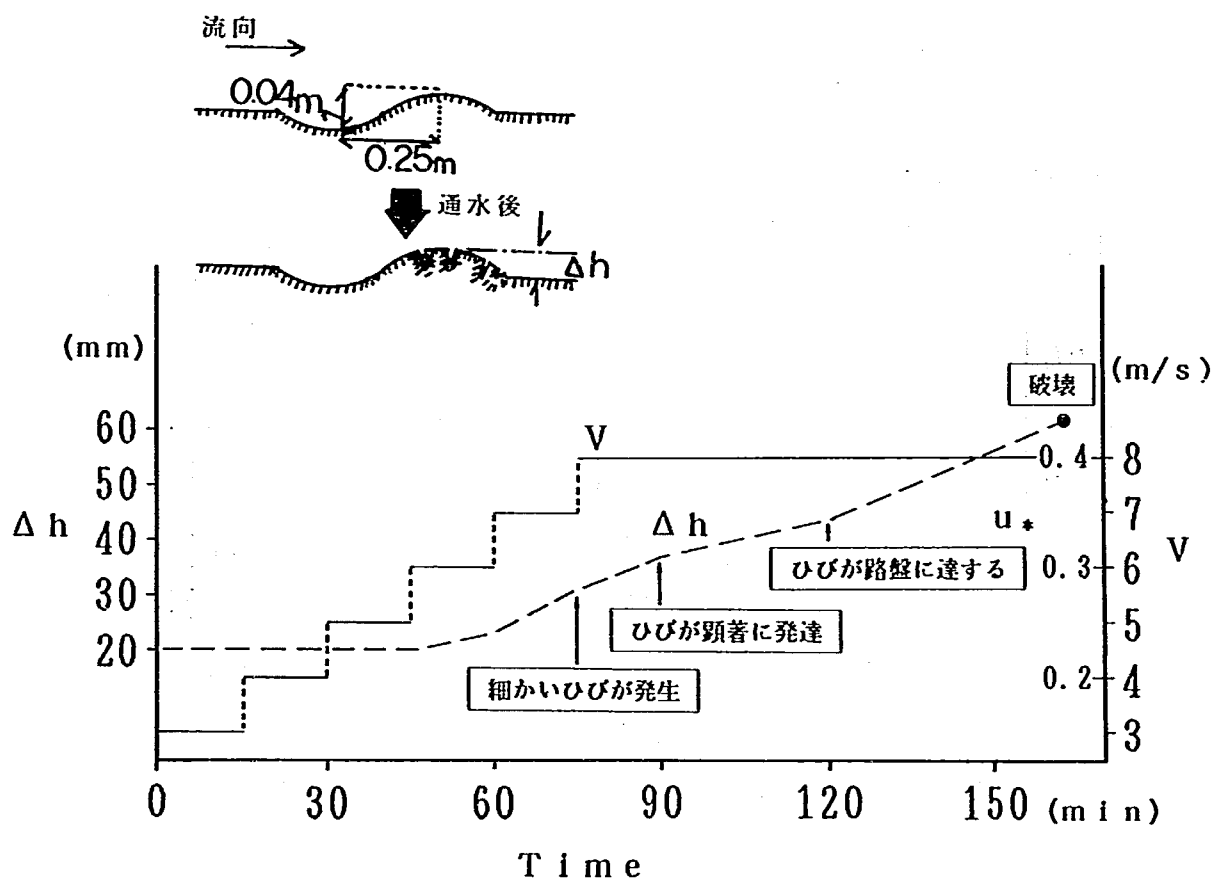


図-2.9 わだち掘れを持つ舗装面の変形過程 (ケース R-1)

(2) ケース R-2

破壊過程を図-2.10に示す。 $V = 5 \text{ m/s}$ までは変化が起きず、 $V = 6 \text{ m/s}$ にした直後から凸部に水路横断方向のひび割れが発生し凸部が隆起し始め、 $V = 7 \text{ m/s}$ で実験を継続するとひび割れと隆起が発達し、ついに凸部を中心にはぎ取られるように破壊した。

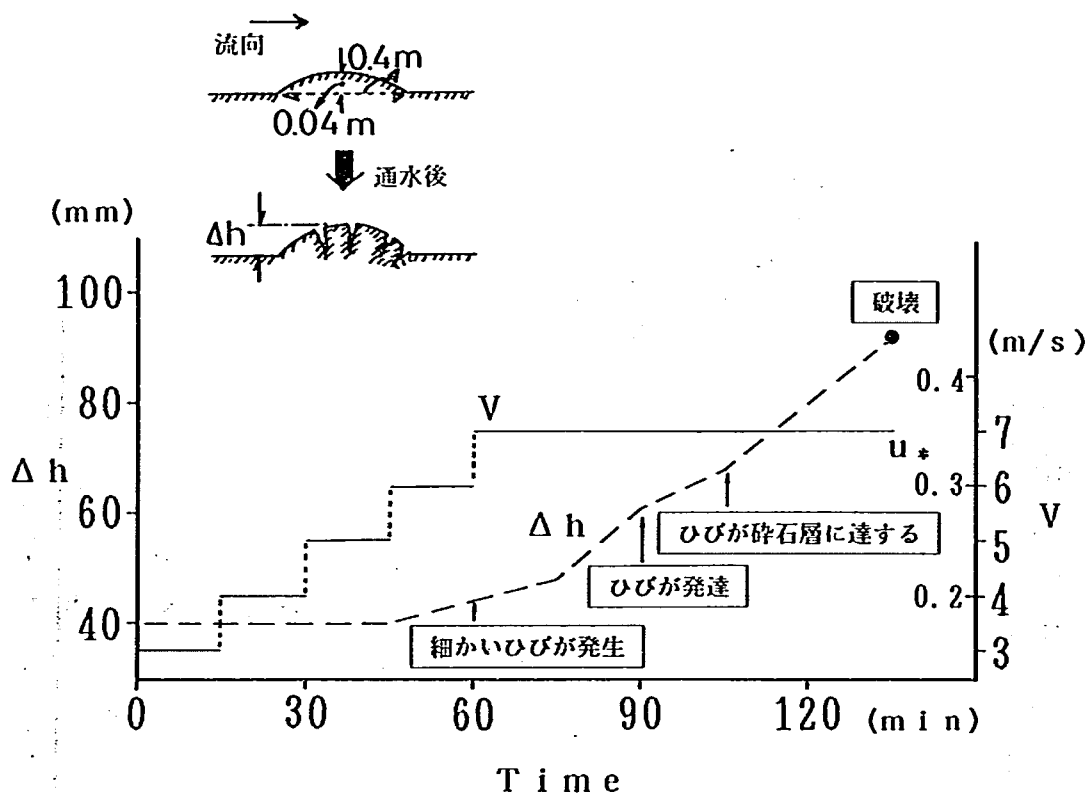


図-2.10 わだち掘れを持つ舗装面の変形過程 (ケース R-2)

(3) ケース R-3

$V = 3 \text{ m/s}$, 4 m/s , 5 m/s , 6 m/s , 7 m/s , 8 m/s を各15分通水し、その後 $V = 8 \text{ m/s}$ を1時間通水したが、何の変化も生じなかった。

破壊状況の写真を付録5に示しているので参照されたい。

2.5.3 破壊機構の考察

前項の結果から、わだち掘れによる舗装面の破壊は、凸形状により生ずる定常的な揚力によって、アスコン層の自重に打ち勝ってアスコン層を鉛直上方に引張る力が作用し、凸形状を持つ部分の両端付近で引張り（あるいは、せん断）破壊を起こすことにより起こると考えられる（図-2.11 参照）。

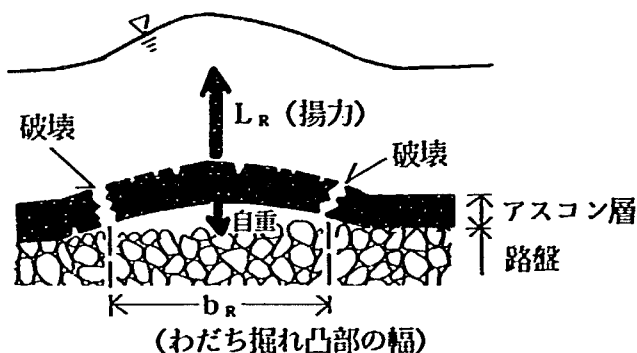


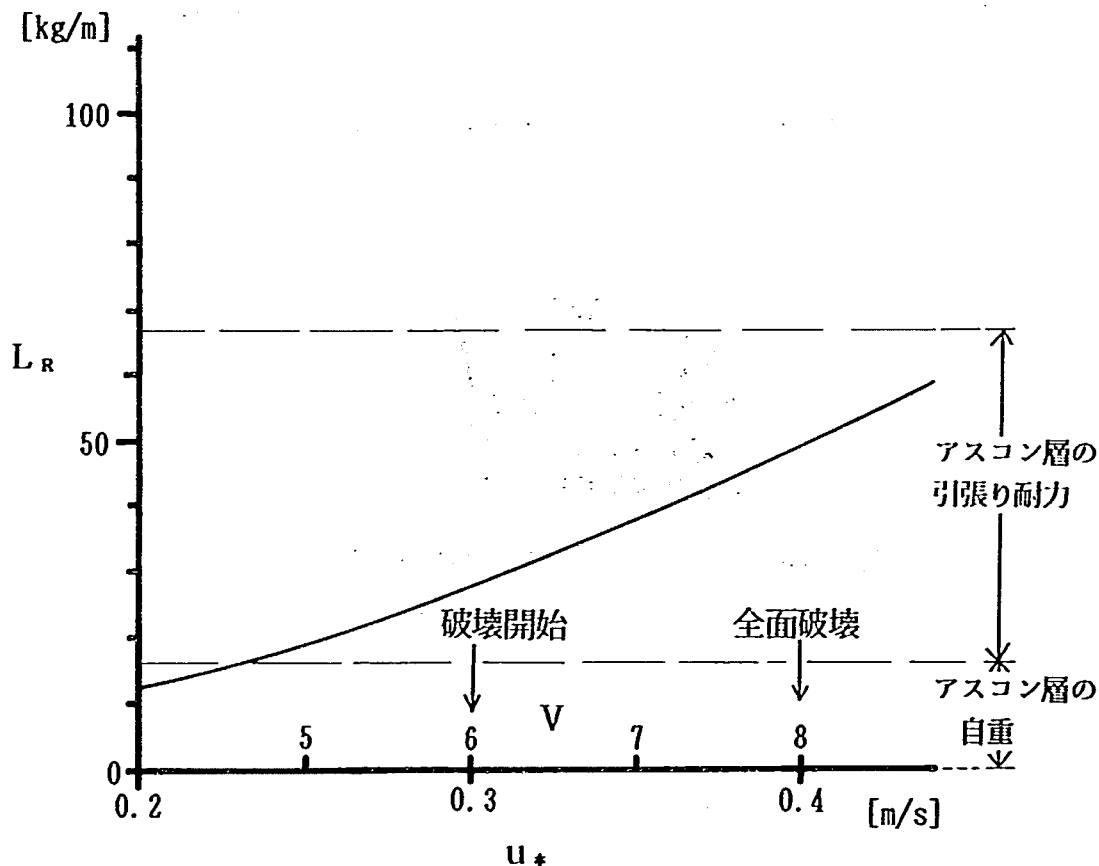
図-2.11 わだち掘れ凸部の破壊機構

2.5.4 破壊現象を表わすモデル

わだち掘れ凸部に作用する、わだち掘れ単位長さ当たりの揚力 L_R （定常）を次式で表わす。

$$L_R = 1/2 \cdot \rho C_{LR} b_R u_*^2 \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

ここで、 C_{LR} ：わだち掘れ凸部に関する揚力係数（流速を用いず、代わりに u_* を用いて定義）、 b_R ：わだち掘れ凸部の幅（図－2.11 参照）、である。図－2.12、図－2.13 は、予め実験結果より推定した $C_{LR}=24$ を与え、ケース R－1 では $b_R=0.25$ m、ケース R－2 では $b_R=0.4$ mとして、式（2.7）から $L_R \sim u_*$ 関係を計算して示したものである。 C_{LR} の推定については付録6を参照されたい。図には、わだち掘れ凸部のアスコン層の自重（わだち掘れ単位長さ当たり）と、凸部頂上を線状に上に引張る試験（図－2.14 参照）により求めたアスコン層の引張り耐力 P （単位長さ当たり）が合わせて記されている。この図から、 L_R が〔アスコン層の自重〕～〔アスコン層の自重＋引張り耐力 P 〕の間の値をとるような u_* が作用している時に、アスコン層の破壊が進行していることがわかる。実験においては、 L_R が〔アスコン層の自重＋引張り耐力 P 〕に達する u_* 値よりやや小さい u_* が作用している時に、アスコン層の全面破壊が起こっている。これは、破壊の進行に伴って凸部の高さが高くなり、式（2.7）により計算される L_R 値（初期凸部形状を前提）よりも大きな L_R が実際に作用するようになるためと推定される。以上から、本モデルは、わだち掘れの破壊現象の基本を反映していると考えられる。



図－2.12 外力と耐力の比較（ケース R－1）

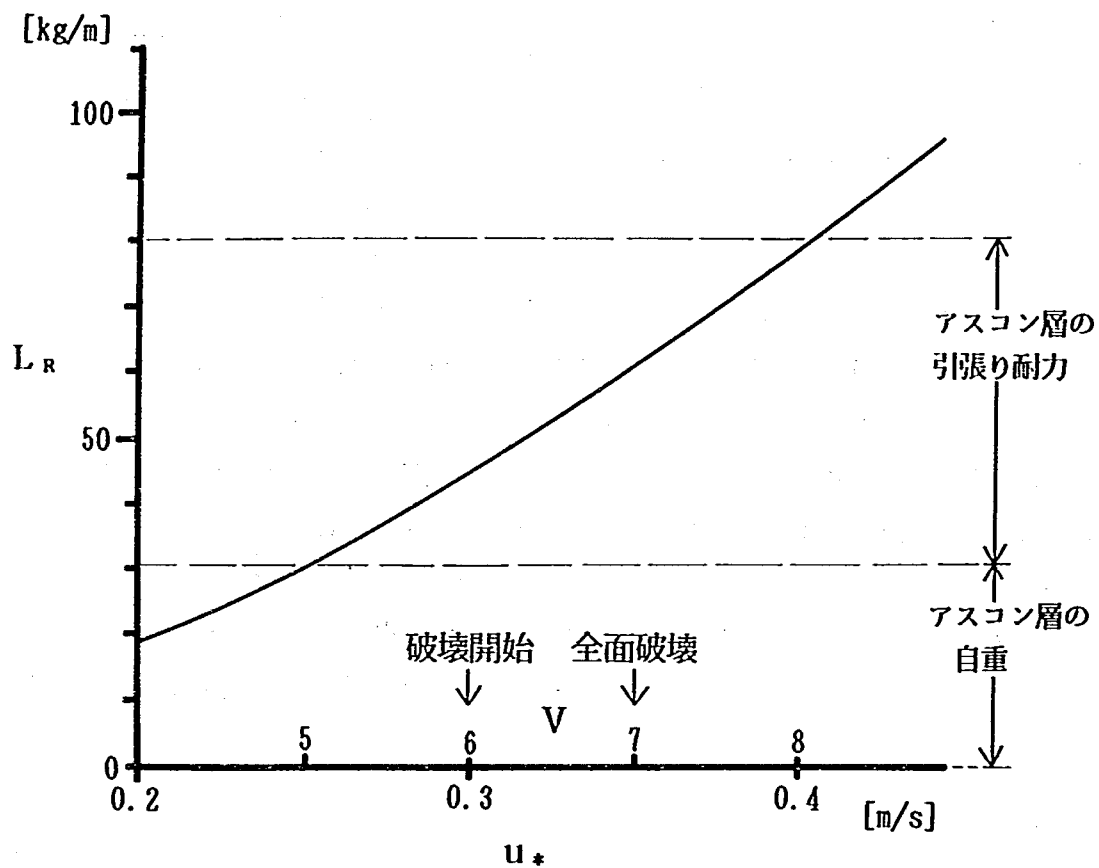


図- 2.13 外力と耐力の比較 (ケース R- 2)

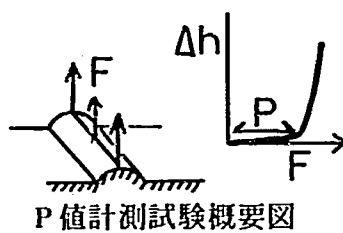


図- 2.14 アスコン層の引張り耐力 P の測定

第3章 舗装面以外の道路構成要素の耐侵食力

3.1 実験条件

表-3.1に、対象とした道路構成要素とそれらの高流速試験装置における設置状況をまとめて示す。ケースS-1、ケースS-2は、アスファルト舗装面と歩道との境界に設置されたL型の街渠を対象にしている。ケースS-1は、流水方向が舗装面・歩道の境界線と平行である場合、ケースS-2は、交差点などで、流水が舗装面・歩道の境界線に直角に当たる場合、すなわち流水がアスファルト舗装面から歩道に乗り上げる状況を対象にしている。なお、歩道がアスファルト舗装される場合、そのアスコン層厚は車道部分より薄く造られるので、ケースS-2の歩道部分には、2章で述べた標準供試体の場合より薄いアスコン層厚4cmのアスファルト舗装を施している。ケースS-3は、アスファルト舗装面の中にU型溝があり、その溝が蓋で覆われているところに流水が生じた状況を対象にしたものである。ケースS-4は、アスファルト舗装面中央にあるマンホールを対象にしている。ケースS-5は、歩道部分に使われるブロック張り簡易舗装を対象にしたものである。

3.2 実験結果

☆付録7に実験状況の写真があるので、必要に応じて、下の説明と合わせて参照されたい。

3.2.1 L型街渠（流向と平行；ケースS-1）

$V = 3 \text{ m/s}$, 4 m/s , 5 m/s , 6 m/s , 7 m/s , 8 m/s を各15分通水し、その後 $V = 8 \text{ m/s}$ を1時間通水したが、何の変化も生じなかった。L型街渠と道路アスファルト舗装面との境界に、幅1cmで深さがアスコン層全厚に達する切れ目を作り、 $V = 8 \text{ m/s}$ の通水を続行したところ、L型街渠と道路との境界付近における道路アスコン層下の碎石が吸い出され、幅15cm、深さ10cmの空洞が形成された。しかし、その後の空洞の発達は止まり、 $V = 8 \text{ m/s}$ の通水をさらに続けても道路破壊に至ることはなかった。

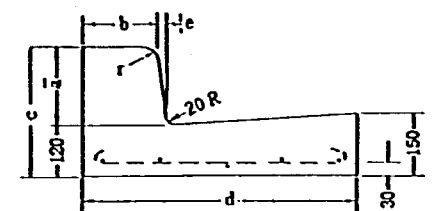
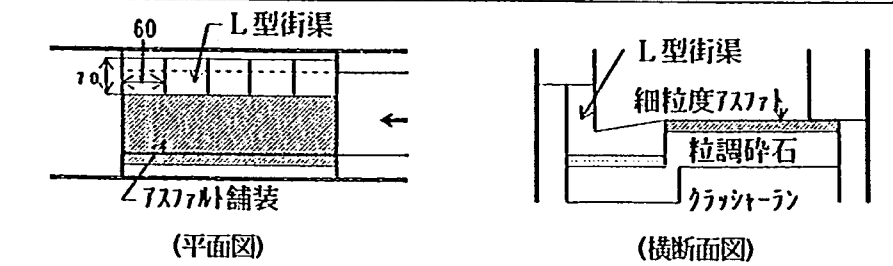
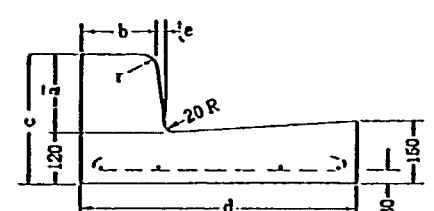
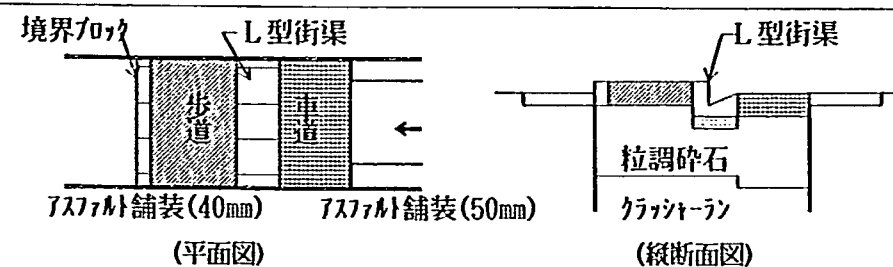
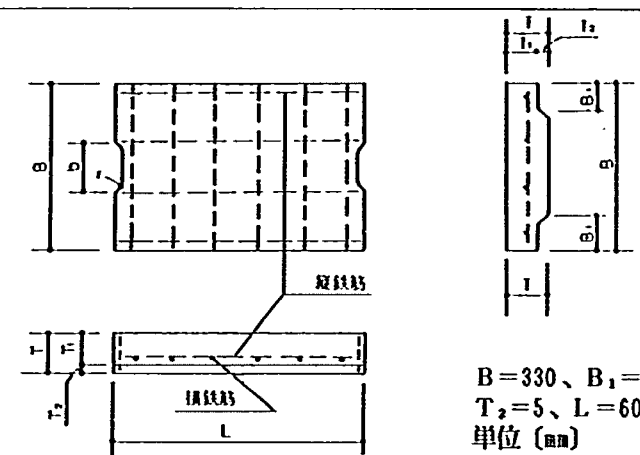
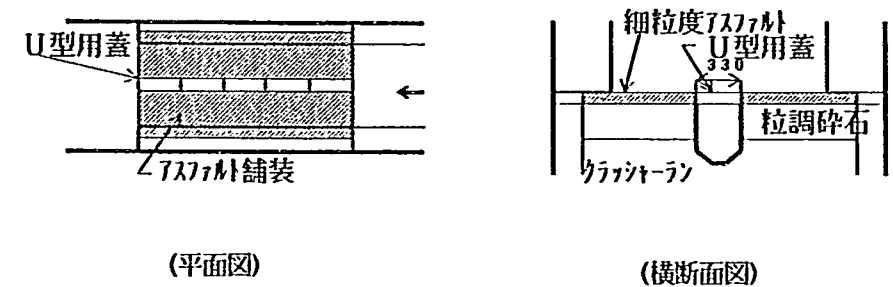
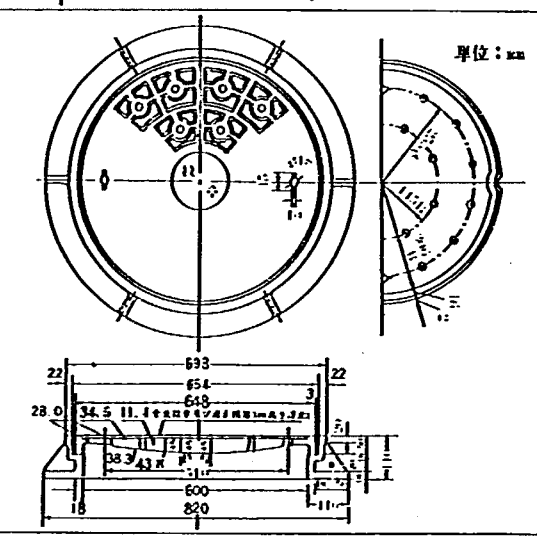
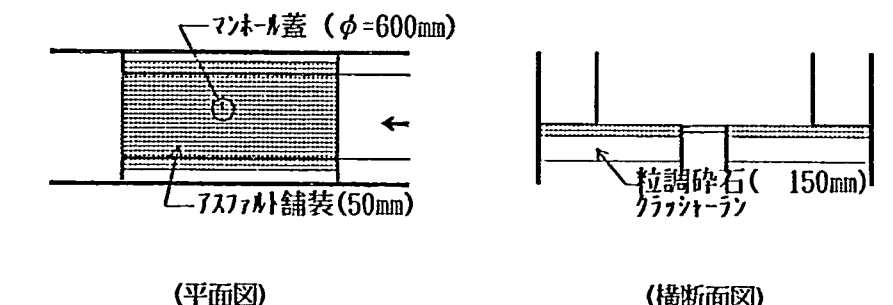
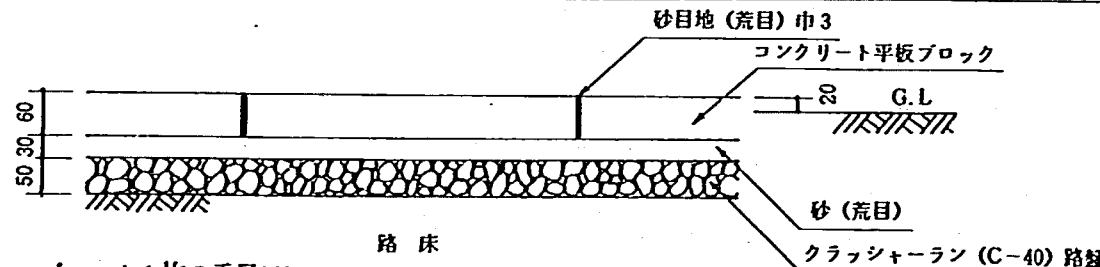
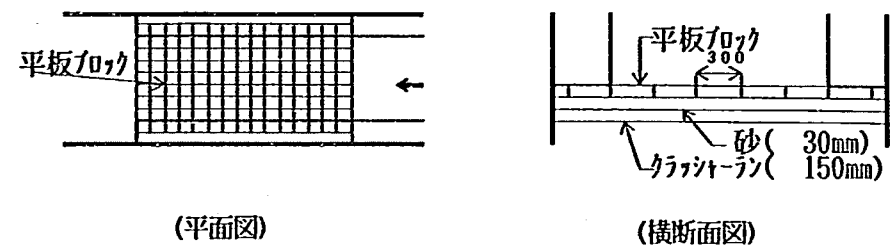
3.2.2 L型街渠（流向と直角；ケースS-2）

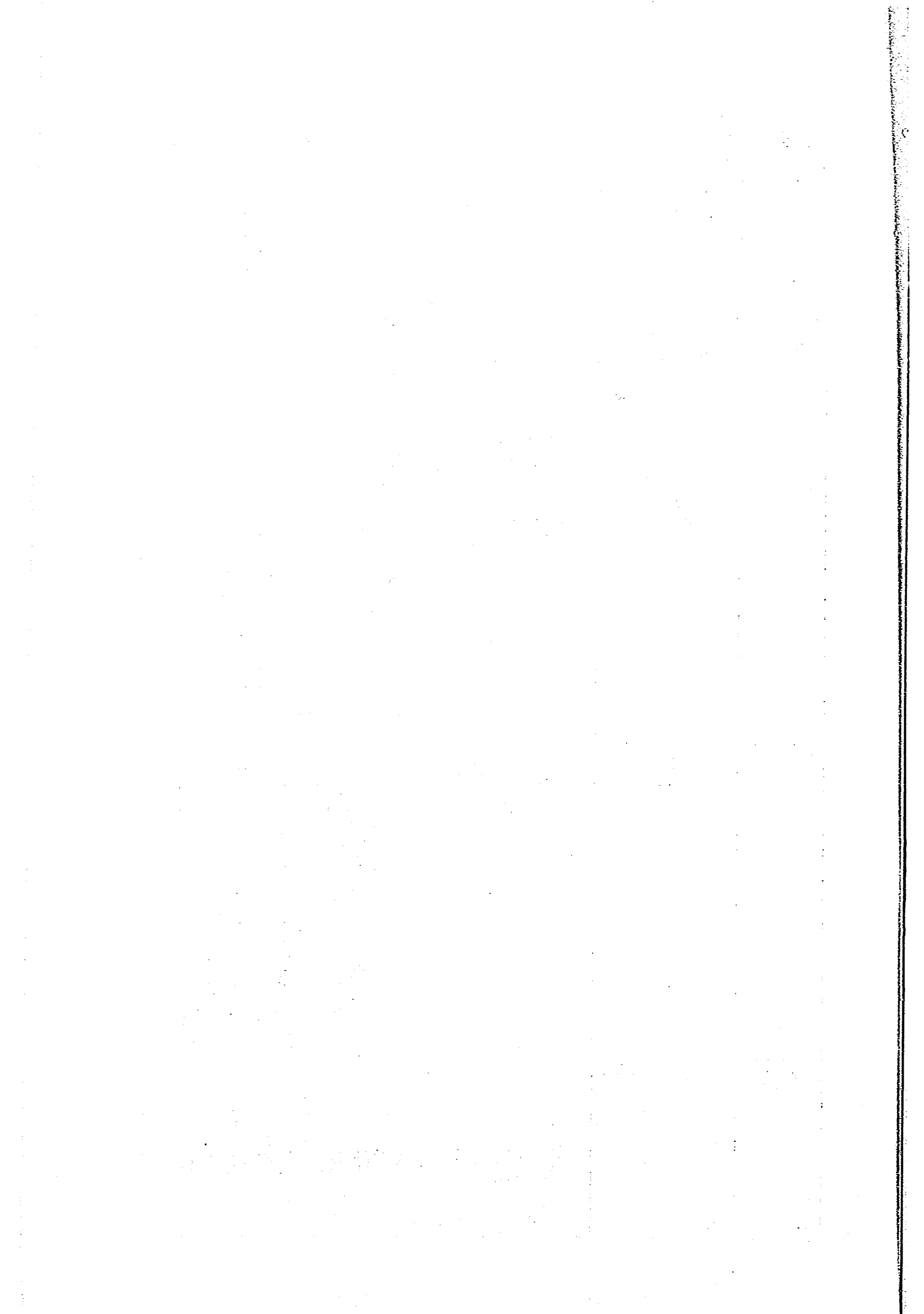
$V = 3 \text{ m/s}$, 4 m/s を各15分通水したところ、変状は見られなかった。 V が 5 m/s に上がると、流水がL型街渠に激しくぶつかるようになり、 $V = 5 \text{ m/s}$ を15分通水した後は、L型街渠と歩道側アスファルト舗装面との間に間隙が形成された。この状態で、 V を 6 m/s に上げると、上記の間隙が拡大し、流水が歩道側アスコン層下に入って碎石を吸い出すようになり、ついに、アスコン層全体が持ち上げられ、歩道の舗装面が全面的に破壊した。

3.2.3 蓋付きU型溝（ケースS-3）

$V = 3 \text{ m/s}$, 4 m/s , 5 m/s を各15分通水したが何の変化も生じなかった。 $V = 5.5 \text{ m/s}$ の流水を起こすと、下流側の蓋から順にすべての蓋が流出した。その形態は、孤立アスコン塊の場合と同じように、蓋が上方に持ち上げられ、ほとんど時間を置かず下流に流出するというものであった。

表-3.1 舗装面以外の道路構成要素に関する実験条件

実験条件名	対象要素	使用部材 (単位mm)	設置状況図 (単位mm)
S-1	L型街渠 (流水と平行)	- 建設省Ⅱ型 1ブロックの重量183kg  a=200、b=180、c=320、d=680、 e=20、r=3 単位 (mm)	 (平面図) (横断面図)
S-2	L型街渠 (流水と直角)	- 建設省Ⅱ型 1ブロックの重量183kg  a=200、b=180、c=320、d=680、 e=20、r=3 単位 (mm)	 (平面図) (縦断面図)
S-3	U型溝 (蓋付き)	(蓋の形状) 1種240mm 1つの重量20kg  B=330、B₁=50、T=45、T₁=40、 T₂=5、L=600、r=15、b=90 単位 (mm)	 (平面図) (横断面図)
S-4	マンホール (蓋付き)	(マンホール蓋の形状) - 鉄製 - 重量27kg  単位: mm	 (平面図) (横断面図)
S-5	歩道用ブロック張り	 砂目地 (荒目) 巾3 コンクリート平板ブロック G.L. 砂 (荒目) クラッシャーラン (C-40) 路盤 路床 ・ブロック1枚の重量12kg	 (平面図) (横断面図)



3.2.4 マンホール（ケース S-4）

$V = 3 \text{ m/s}$, 4 m/s , 5 m/s , 6 m/s , 7 m/s を各 15 分通水したが、何の変化も生じなかった。 $V = 8 \text{ m/s}$ にしてから 13 分後にマンホールの蓋が流出した。

3.2.5 歩道用ブロック張り簡易舗装（ケース S-5）

$V = 3 \text{ m/s}$, 4 m/s を各 15 分通水した段階では、ブロック間の目地から砂が流出したがブロック自体には変状は起きなかった。 $V = 5 \text{ m/s}$ において、ブロック下の砂の吸い出しが急速に進み、ブロックが不安定になり、通水 16 分時に上流側のブロック 1 枚が流出し、ほとんど時間を置かず全部のブロックが流出した。

3.2.6 まとめ

実験対象とした各道路要素が全面的破壊を起こした流速は以下の通りである。

表-3.2 実験対象道路要素の破壊時流速

道 路 要 素	全面破壊時流速 V
L 型街渠（流向と平行；ケース S-1）	8 m/s で破壊せず
L 型街渠（流向と直角；ケース S-2）	6 m/s
蓋付き U 型溝（ケース S-3）	5.5 m/s
マンホール（ケース S-4）	8 m/s
歩道用ブロック張り簡易舗装（ケース S-5）	5 m/s

本章でとりあげた道路構成要素は、傷のないアスファルト舗装面にはない次のような弱点のいずれか、あるいはすべてを持っている；1）大きな揚力を受け易い形状を持つ；2）表層の被覆物の下の路盤が吸い出しを受け易い；3）表層の被覆物が軽量であるため、あるいは側方の部材とのつながりが弱いため持ち上がり易い。このため、傷のないアスファルト舗装面（ $V = 8 \text{ m/s}$ でも変状をきたさない）に比べ低い流速 V で破壊する。

ここで対象にした各要素の破壊時流速は、各要素固有の形状や構造の特性に密接に関係するので、破壊時流速を予測する一般的なモデルの作成は困難であり、また作成したとしても、そこに含まれるパラメータ値の設定が繁雑となり、耐侵食力の決定には必ずしも有効でないと考えられる。したがって、耐侵食力の検討に際しては、上記の実験結果を一般化のための情報として用いるというよりも、個々の事例として用いる方が適切と考えられる（「この諸元を持つこの部分はこの流水外力には耐える」など）。

第4章 現地アスファルト舗装面の侵食破壊試験

4.1 試験の目的

第2章で対象にしたアスファルト舗装面には、考慮すべき破壊促進要因として、想定し得る種々の傷（ひびわれとわだち掘れ）を人工的に作っているが、それらはあくまで典型的かつ単純化されたものであり、実際の道路に生じている傷の状況と完全には同じではない。そこで、実際の道路から侵食に弱い諸元をもともと持ち、しかも傷みの最も激しい部類に属するアスファルト舗装面を採取して高流速侵食試験装置に設置し、その破壊状況と耐力を調べた。この結果は、第2、3章で述べた検討内容を補完するものになる。

4.2 試験に用いた試料

土木研究所の近くで行われていた道路補修工事箇所から、激しいひびわれを起こし補修対象となっていたアスファルト舗装面を採取し、高流速侵食試験装置に設置した。採取はアスコン層だけとし、あらかじめ試験装置の供試体ボックスに造ってあった路盤に採取アスコン層をのせ、試験用試料とした。路盤材料には標準的な粒度調整碎石を用いた。

試料のアスコン層厚 t は5cmであり、これは道路舗装用アスコン層厚についての規格の中で最も薄いものに対応する（第2章2節参照）。試料を見た状況を写真-4.1に、試料設置状況を図-4.1に示す。細かいひびわれが試料全体を覆っており、ひびわれ部分のほとんどは全面的かつ深層ひびわれである。採取時に、アスコン層のひびわれ塊の配置が多少乱れたが、試験装置設置時に、極力元のひびわれ配置と同じになるように留意した。試験前のアスコン層表面の凹凸の比高は最大5mmであった。試験方法は、第2章で述べたものと同じである。

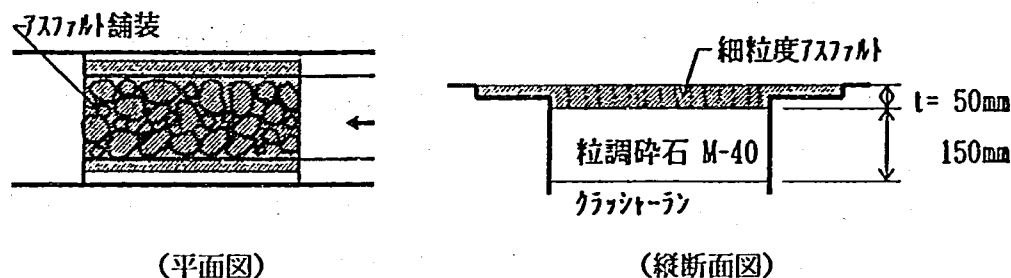
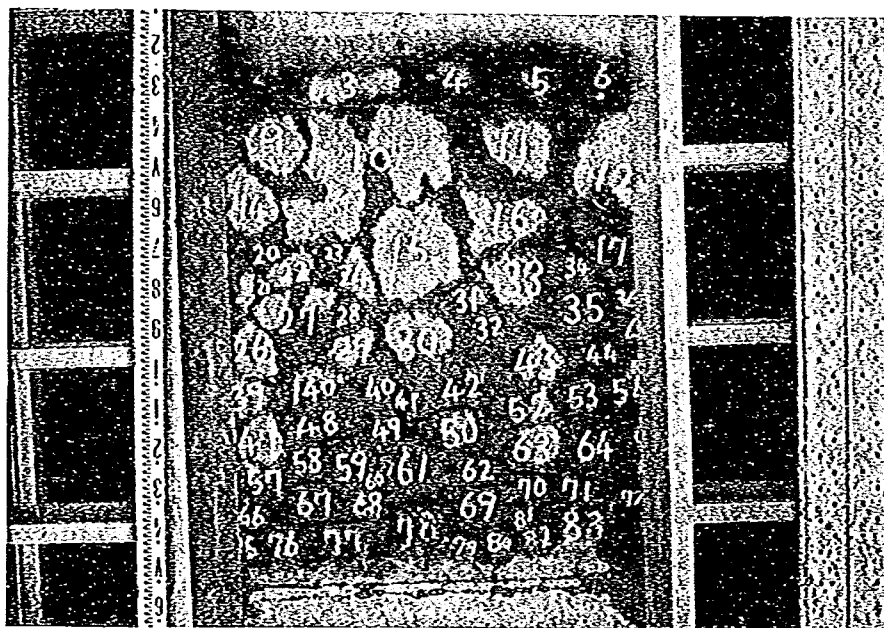


図-4.1 試料設置状況図

a) 真上から見たところ (下が下流側)



b) 下流側から斜めに見たところ

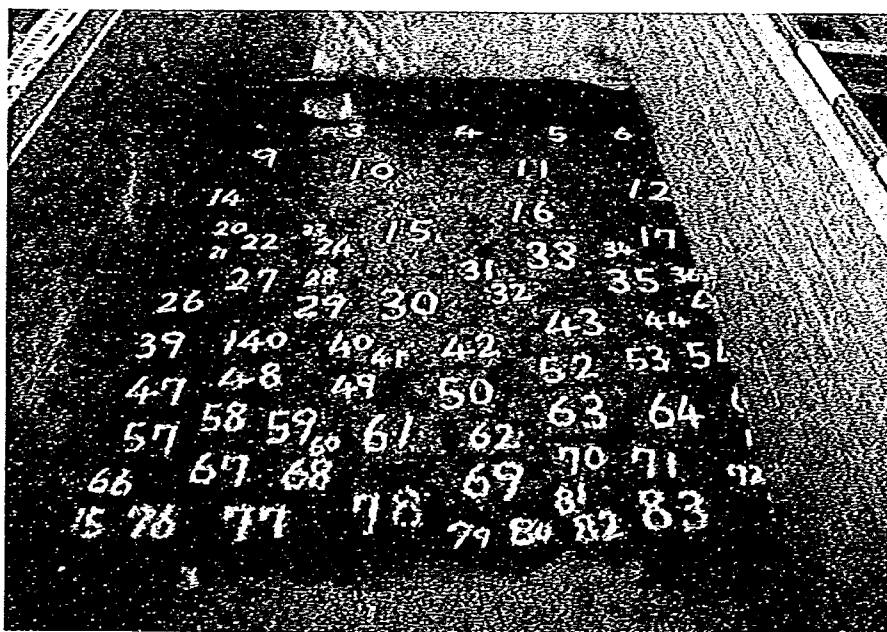


写真-4.1 試料設置状況 (通水前)

4.3 試験結果

$V = 3 \text{ m/s}$ を45分、 $V = 4 \text{ m/s}$ を30分、 $V = 5 \text{ m/s}$ を25分通水したが変状は見られなかった。引き続き $V = 6 \text{ m/s}$ を計30分通水させたところ、図-4.2 a)、写真-4.2 a)に示すように試料下流端の孤立アスコン塊1つ(15cm四方の大きさ)が流出しているのがわかった(流出が起こったのは $V = 6 \text{ m/s}$ 通水開始後5~7分後)。また、写真-4.2 b)に示すように、流出部分周辺のアスコン層が盛り上がっているのが確認された。次に、 $V = 7 \text{ m/s}$ を30分通水した。 $V = 7 \text{ m/s}$ の通水によって、アスコン層自体には変化が起これなかったが、 $V = 6 \text{ m/s}$ 時にアスコン塊の流出が起こった場所の路盤材料が吸い出しを受けた。 $V = 7.5 \text{ m/s}$ を通水したところ、図-4.2 b)、c)と写真-4.3に示すように、通水後8~10分の間に、試料下流側の孤立アスコン塊が17~18個流出し、それらの流出範囲を中心に、路盤材料が深さ20~25cmの洗掘を受けた。

以上に示したように、本試験においては、破壊のきっかけとなった孤立アスコン塊の最初の流出が $V = 6 \text{ m/s}$ の時に起こった。第2章4節2で述べたひびわれを対象にした実験では、 $t = 5 \text{ cm}$ の時の孤立アスコン塊の流出が 8 m/s の時に起こっている。本試験において、用いたアスコン層厚がこれと同じ5cmであったにもかかわらず、孤立アスコン塊の最初の流出がより低い流速で起こったのは、現地から採取したアスファルト舗装面が最大5mmの凹凸を持っていたため、場所によっては、圧力変動による変動揚力以外に定常的揚力が作用したためと考えられる。このことは、実際のアスファルト舗装面の耐力の評価に際しては、単一種の破壊促進要因だけでなく、複数の破壊促進要因が重なっている場合(たとえば、舗装面の凹凸とひびわれ)を想定する必要があることを示している。

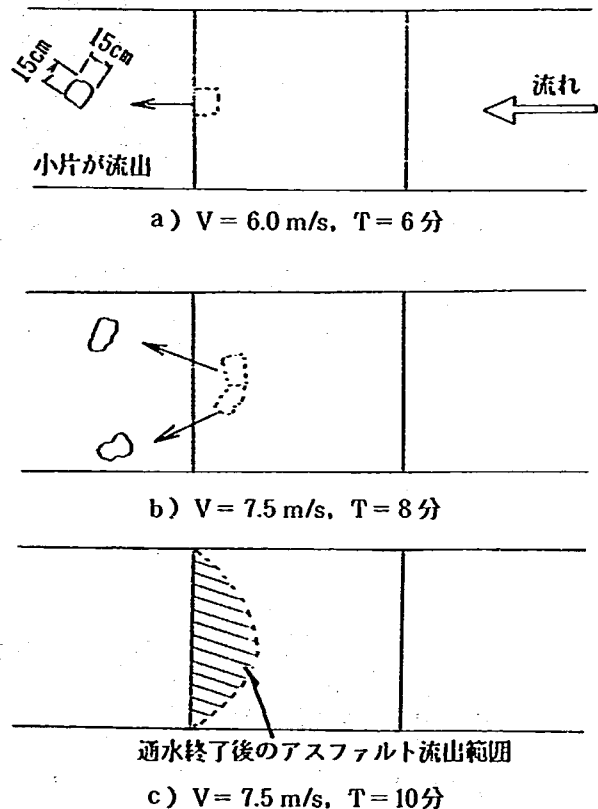
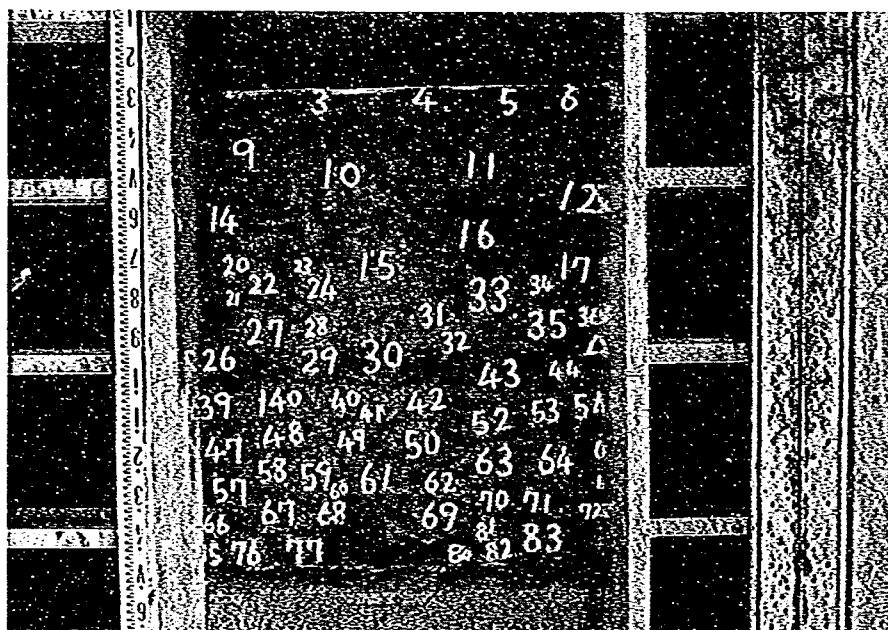


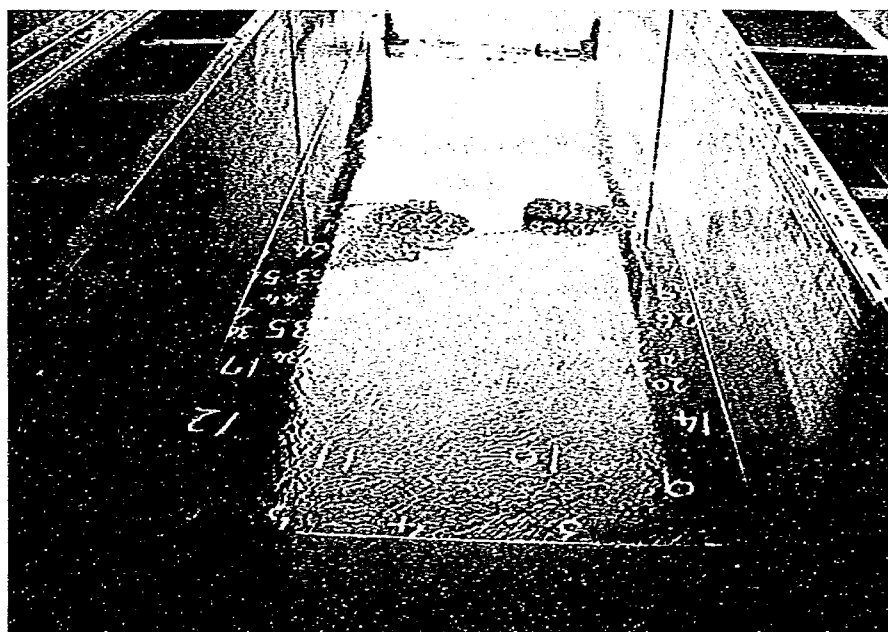
図-4.2 アスファルト舗装面の破壊進行状況

a) 真上から見たところ（下が下流側）



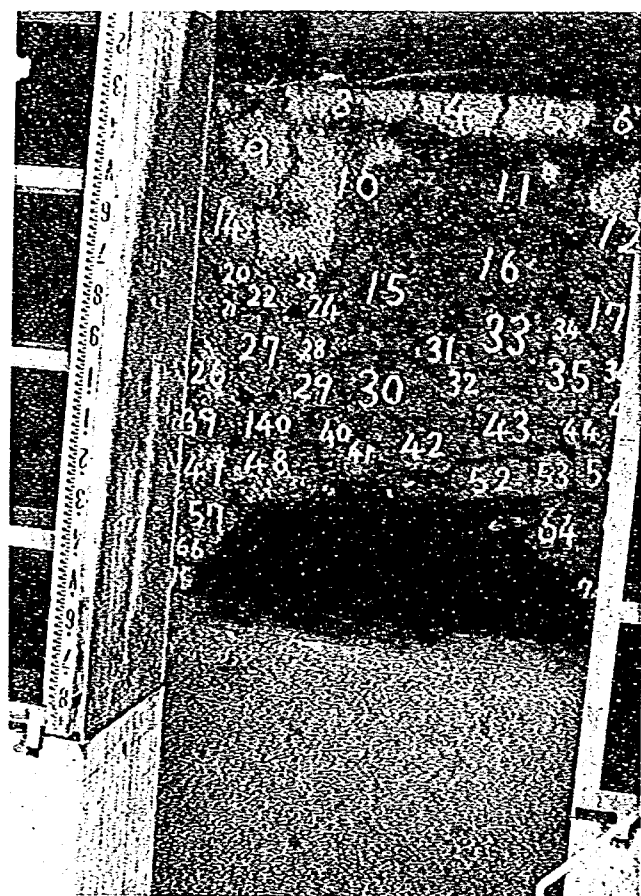
・下流端中央のアスファルト塊が流出

b) 上流側から斜めに見たところ



・流出した塊の周辺が盛り上がる。

写真-4.2 $V = 6 \text{ m/s}$ を30分通水した後の状況



- ・下流側のアスコン層とその下の路盤が流出している。
(真上から見たところ下が下流側)

写真－4.3 試験終了時の状況

第5章 流水に対する道路の耐侵食力の推定

本章では、第1章2節で述べた本研究の基本的な立場と、第2～4章の成果を総合して、流水に対する道路の耐侵食力を推定する方法を提案する。なお、耐侵食力は摩擦速度あるいは、せん断力の形で表現する。

5.1 想定する道路破壊形態

越流水に対する高規格堤防上の直交道路の耐力を推定するに当たって、次のような道路破壊形態を想定する。

- ① 道路内外をまたぐような高流速水は生じず（＝高流速水は道路範囲内だけを流れ）、また、浸潤線が堤体表面に出ないので道路下の残留空気による揚圧力はない。このことから、直交道路内を越流水が高流速で流下することによる直交道路面の侵食・洗掘破壊を想定する。道路部分と裸地・植生被覆部分との境界からの侵食、水没した道路部の下に残った空気による揚圧力が原因となる道路破壊は想定しない。
- ② 道路部表面を構成する材料自体は、流水による侵食に対して十分な安全度を持つ。
- ③ 道路破壊は、その表面を構成する侵食に強い部材に弱点箇所（破壊促進要因を持つ場所）が存在し、その弱点箇所が流水による力によって流出し、侵食を受け易い碎石層や地面が露出することをきっかけとして起こる。
- ④ 流水力による弱点箇所（破壊促進要因を持つ場所）の流出は、流水方向に対し直角上向きの力（揚力）により弱点箇所が上方に持ち上げられることにより生じる。高規格堤防の裏のり勾配は通常の本堤防よりもはるかに小さいので、流水方向の力（抗力あるいはせん断力）は通常、弱点箇所流出の支配的原因とはならない。これは、弱点箇所だけでは抗力に対抗できなくても弱点箇所の周囲がその抗力を支えるためである。

5.2 耐侵食力推定の考え方

- ① 道路については種々の構造が考えられる。本研究では高規格堤防の設計に用いることを目的としており、高規格堤防については道路構造もあらかじめ特定することは困難である。そのため、想定し得る道路構造の中で、最も侵食・洗掘を受け易い道路構造を対象に検討を行う。
- ② 道路舗装面とそれ以外の道路構成要素に分けて検討を行う。
- ③ 道路舗装面については、アスファルト舗装だけを考え、コンクリート舗装は検討対象にしない。これは、第2章で調べた舗装面の破壊機構から考えて、 $t = 5\text{ cm}$ のアスコン層が、単位体積重量、厚さともにこれより大きく、深層ひびわれが生じにくい舗装用コンクリート床版よりも明らかに流水に弱いと判断できるからである。
- ④ アスファルト舗装面については、破壊促進要因を想定し、その要因を持つ舗装面が流水に対して

安定かどうかを計算することにより、耐侵食力を求める。破壊促進要因に関する具体的条件は、道路表面状態の経年変化、道路の維持管理・補修について想定し得る最も厳しい状況を踏まえて設定する。

⑤ 道路舗装面以外の道路構成要素については、各要素の耐侵食力についての実験結果を用いる。

⑥ 上記④と⑤の結果に基づいて、道路の耐侵食力についての総合判断を行う。

アスファルト舗装面の耐侵食力の推定において、実験結果をそのまま用いず安定計算を行うのは、舗装面の持つ破壊促進要因に様々な形態があり得るため、限られた破壊促進要因しか持たない舗装面に関する実験結果をそのまま設計耐侵食力の検討に用いることが妥当でないからである。一方、舗装面以外の道路構成要素、たとえばL型街渠やマンホールなどについては、各要素固有の形状や構造がその耐力をほとんど規定しているため、各要素の実験結果をそのまま設計耐侵食力の検討に用いることができる。

5.3 耐侵食力の推定

5.3.1 アスファルト舗装面の耐侵食力

(1) 弱点箇所（破壊促進要因を持つ場所）の流水に対する安定性を計算する方法

図-5.1に示す流下方向長さ a_1 、流下方向と直交する方向の長さ（または幅） a_2 のアスコン塊を考え、これを舗装面の弱点箇所とする。アスコン塊まわりの力のつり合いから、下式に示す流出発生条件が得られる。

$$L > W + 2S_3 a_2 + 2S_2 a_1 \quad \text{..... (5.1)}$$

ここで、 W は、着目しているアスコン塊の水中重量であり、下式により計算する。

$$W = a_1 a_2 t (\gamma_a - \gamma) \quad \text{..... (5.2)}$$

S は、アスコン層のせん断強度（単位長さ当たりの力）である。添字は図-5.1の辺番号に対応し、いずれの辺のせん断強度に対応しているかの識別に用いられている。 L は、着目しているアスコン塊に作用する揚力であり、下式により計算する。

$$L = \frac{1}{2} \rho C_L a_1 a_2 u_*^2 \quad \text{..... (5.3)}$$

C_L は、対象とするアスコン塊についての揚力係数である。越流水によるせん断力 τ （あるいは u_* ）

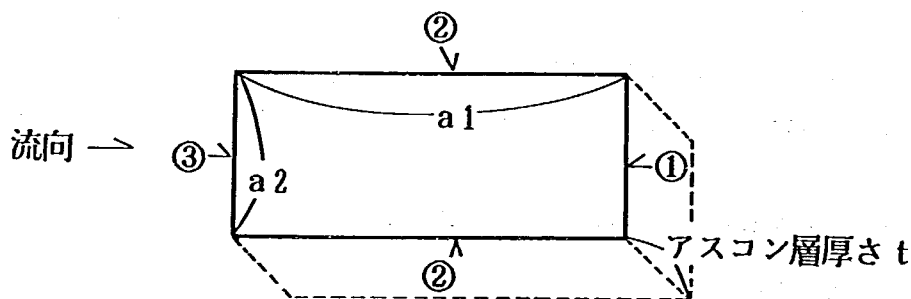


図-5.1 想定する弱点箇所の諸元

の下で式(5.1)が成立する場合に弱点箇所の流出が起こると判定する。対象とする弱点の特性に合わせて、適切な C_L 、 S_3 、 S_2 、 a_1 、 a_2 の値を用い、着目アスコン塊流出の有無を判定する。

(2) 耐侵食力の推定

本研究では、アスファルト舗装面について以下の3種類の弱点(破壊促進要因)を考える。

弱点Ⅰ：全面的かつ深層ひびわれ

弱点Ⅱ：わだち掘れ凸部

弱点Ⅲ：Ⅰ、Ⅱの中間(凹凸のある全面的かつ深層ひびわれ)

1) 弱点Ⅰの耐侵食力

揚力 L が主として流水の乱れに伴う揚力変動によって起こるので、 C_L 値に第2章4節4で述べた C_L' 値を採用し、 $C_L = 7$ とする。 S_3 、 S_2 は0とおく。 t は5 cmとする。以上より、式(5.1)～(5.3)から、破壊が起こり始める摩擦速度 u_{*c} として、

$$u_{*c} = 0.39 \text{ (m/s)}$$

が得られる。

2) 弱点Ⅱの耐侵食力

第2章5節4で述べた $C_{L,R}$ 値を C_L 値として採用し、 $C_L = 24$ とする。 S_3 にはアスコン層のせん断強度を与え、これには第2章5節4で述べた P 値(=50 kg/m)の1/4すなわち12.5 kgf/mを用いる。また、 $a_1 \leq a_2$ として、式(5.1)の右辺第三項は省略する。 $a_1 = 40$ cm、 t は5 cmとする。以上より、式(5.1)～(5.3)から、破壊が起こり始める摩擦速度 u_{*c} として、

$$u_{*c} = 0.31 \text{ (m/s)}$$

が得られる。

S_3 には P の1/2が対応している(図-2.13を参照)。にもかかわらず $S_3 = 1/4 \cdot P$ としたのは、第2章5節4の検討内容(図-2.11、図-2.12参照)からわかるように、凸部に作用する揚力が自重と $P/2$ の和をやや越えたあたりで全面破壊を起こしているからである。

3) 弱点Ⅲの耐侵食力

ここでは、深層かつ全面的なひびわれにより孤立アスコン塊が形成され、それに加えて、ひびわれを生じているアスファルト舗装面に、わだち掘れ程ではないものの凹凸があり、変動揚力よりも大きな定常揚力が孤立アスコン塊に作用する状況を想定する。 C_L 値には、第2章4節4で述べた C_L' 値と第2章5節4で述べた $C_{L,R}$ 値の中間の値として $C_L = 13$ を用いる。 S_2 、 S_3 は0とおく。 t は5 cmとする。以上より、式(5.1)～(5.3)から、破壊が起こり始める摩擦速度 u_{*c} として、

$$u_{*c} = 0.29 \text{ (m/s)}$$

が得られる。

5.3.2 道路舗装面以外の道路構成要素の耐侵食力

基本的には、第3章の結果を用いる。ただし、表-3.2では流水外力が鉛直平均流速 V で表現されているので、外力を摩擦速度で表現するための検討を行う必要がある。蓋付きU型溝とマンホール、歩道用ブロック張り簡易舗装については、破壊に寄与する力が底面付近の流水の挙動に関係することから、破壊時外力を侵食実験における破壊時の摩擦速度で表現することが妥当と考えられる。すなわち、表-3.2の数値を式(2.2)により換算すればよい。一方、L型街渠が流水と直角に置かれたケース(第3章で述べたケースS-2)については、破壊に寄与する力が底面付近の流れというよりも鉛直平均流速に関係すると考えられるので、実際の越流時の鉛直流速を外力とし、破壊を起こす鉛直平均流速が作用している時の摩擦速度を u_{*c} とすべきと考えられる。等流状態においては、鉛直平均流速と摩擦速度との間に次の関係がある。

$$u_* = (g)^{1/2} n_a V / H_R^{1/6} \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

ここで、 n_a ：アスファルト舗装面のマンシングの粗度係数、 H_R ：直交道路上の水深、である。 $n_a = 0.016$ とし、 $H_R = 0.25$ mとおくと、破壊時流速6 m/sに対して、

$$u_{*c} = 0.38 \text{ [m/s]}$$

が得られる。

以上の結果をまとめて表-5.1に示す。

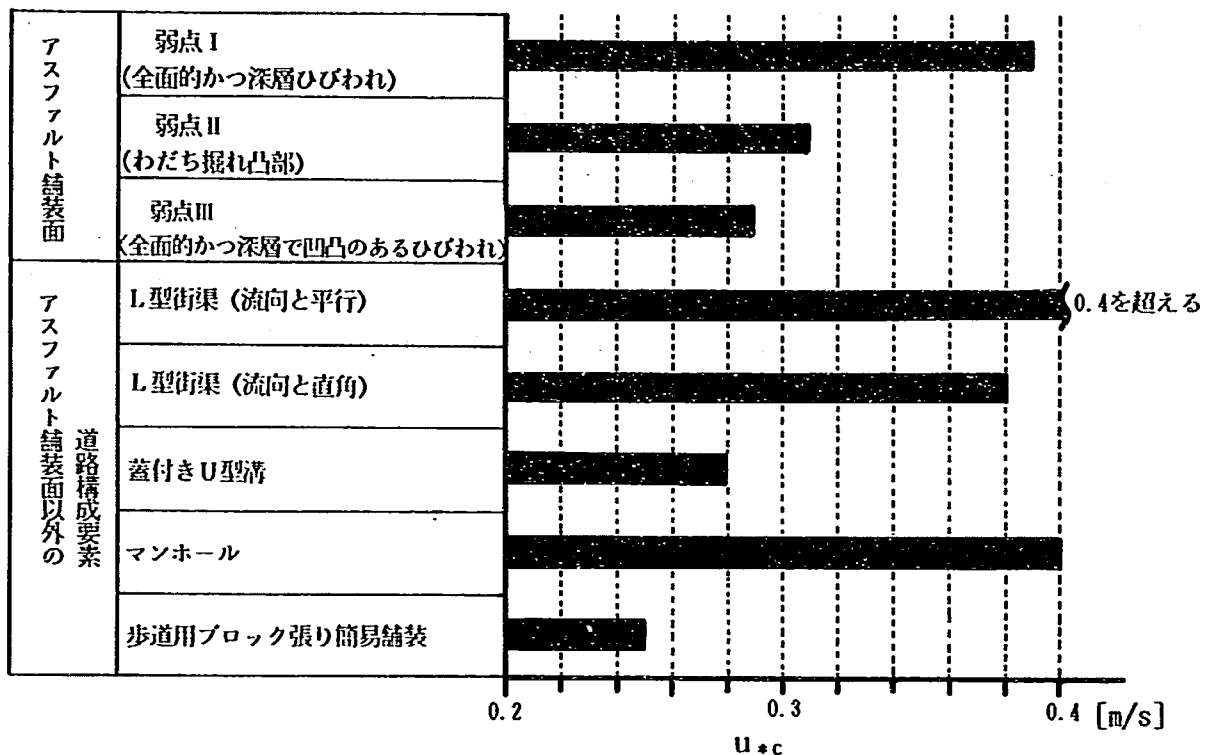
表-5.1 各道路要素の破壊時の摩擦速度 u_{*c}

道 路 要 素	u_{*c}
L型街渠(流向と平行; ケースS-1)	$> 0.40 \text{ m/s}$
L型街渠(流向と直角; ケースS-2)	0.38 m/s
蓋付きU型溝(ケースS-3)	0.28 m/s
マンホール(ケースS-4)	0.40 m/s
歩道橋ブロック張り簡易舗装(ケースS-5)	0.25 m/s

5.4 道路の耐侵食力についての総合検討

図-5.2に、前節で行った耐侵食力の推定結果をまとめて示す。想定される道路状況とこの図を対比しながら、たとえば次のように耐侵食力の検討を行うことになる。

- ・歩道用ブロック張り簡易舗装が道路舗装面と同じ高さにある場合、簡易舗装面上にも道路舗装面と同様の流水外力が作用するので、道路の耐侵食力は、歩道用ブロック張り簡易舗装の耐力である $u_* = 0.25$ となる。
- ・通常、歩道は道路舗装面よりも高く造られ、歩道上の流速は道路舗装面上の流速よりも大幅に小さい。この場合に、歩道内にU型溝がある場合には、その耐力である $u_* = 0.28 \text{ m/s}$ が道路の耐侵食力となる。



図－5.2 道路の耐侵食力の総合検討

・歩道が道路舗装面よりも高く造られ、道路内にU型溝がない場合には、アスファルト舗装面の弱点Ⅲの耐力である $u_* = 0.29 \text{ m/s}$ が道路の耐侵食力となる。

高規格堤防の設計においては、以上に示した総合検討の事例を参考にしながら、想定すべき直交道路の状況と図－5.2をもとに、道路の耐侵食力の設計値を総合的観点から適切に定める。

なお、摩擦速度 u_* で表現された耐侵食力は、 $\tau = \rho u_*^2$ の関係から、許容せん断力 τ_a に直すことができる。たとえば、耐侵食力が $u_* = 0.28 \text{ m/s}$ であれば、 $\tau_a = 8 \text{ (kg/m}^2\text{)}$ になる。

5.5 耐侵食力の推定結果の適用に当たっての留意事項

前節までの結果に基づいて定めた、道路内流水によるせん断力の許容値 τ_a を高規格堤防の設計に用いるに当たっては、以下の2点について留意する必要がある。

① τ_a により道路部全体が引きずられて破壊することがないことの確認

下式が成立する場合に、この形態の破壊がないと判断する。

$$\tau_a + t(r_a - r) \sin \theta < \mu t(r_a - r) \cos \theta \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

ここで、 $\tan \theta$ ：高規格堤防裏のり勾配、 μ ：舗装部材とその下の地盤との摩擦係数、である。高規格堤防の裏のり勾配が、標準的と考えられる 1/30 前後であれば、上式は充分満足される。高規格堤防の裏のり勾配としてやや特殊な急勾配が採用される場合などに、上式による確認の必要性が出てくる。

② 直交道路末端部の処理

本章の第1節で述べたように、本研究では、道路範囲内外をまたぐような高流速水は生じないとして、道路部分と裸地・植生被覆部分との境界からの侵食が原因となる道路破壊は想定していない。したがってこのような破壊が問題となる場合には、本章の成果をそのまま適用することはできない。このような破壊が実際に問題になる代表的な状況は、直交道路が高規格堤防裏のり末端で切れ、その先に道路よりはるかに侵食に弱い地面が露出している状況である。この場合、直交道路末端より堤内地側の地面の侵食が高規格堤防本体に及ぶ恐れがある。このようなことが予想される場合には、越流水による堤内地側の湛水深の増加特性（湛水深があれば越流水が減勢され、上記の危険性は薄らぐ）なども勘案し、対処法を広い観点から検討する必要がある。

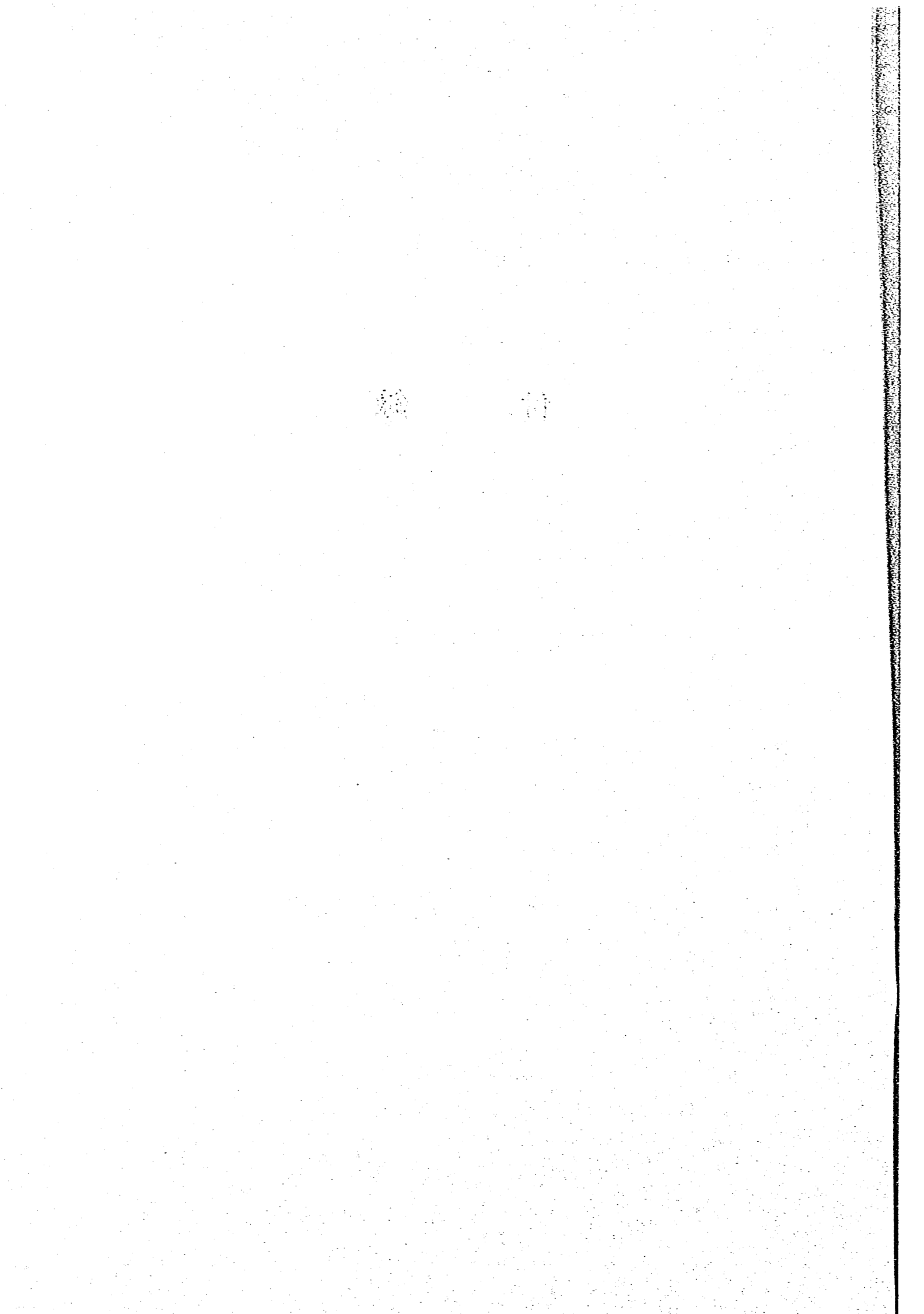
謝 辞

本研究を進めるに当たり、土木研究所道路部舗装研究室より、アスファルト舗装面のひびわれについて貴重な情報をいただいた。一連の実験を担当した(株)建設技術研究所の最上谷吉則技師からは、実験結果の考察を行う上で有益な情報をいただいた。ここに記して謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) 宇多高明・藤田光一・布村明彦：高規格堤防上の越流水の挙動－高規格堤防の水理設計のために
(2)一，土木研究所資料第3220号，1993.
- 2) 建設省河川局治水課・土木研究所：河道特性に関する研究－その3－～河床変動と河道計画に
関する研究～，第46回建設省技術研究会報告(平成4年度)，第2章7節2(3)，1993.
- 3) 池田 宏・伊勢屋ふじこ・小玉芳敬：深沢川(栃木県茂木町)における昭和61年8月土砂災害，地質
ニュース，第388号，pp. 27～39，1986.
- 4) (社)日本道路協会：アスファルト舗装要綱，pp. 4～39，1992.
- 5) (社)日本道路協会：道路維持修繕要綱，pp. 51～68，1978.
- 6) (財)土木研究センター：路面性状自動測定装置の性能確認試験，平成2年10月
- 7) 日野幹雄：流体力学，朝倉書店，pp. 383～384，1992.

付 録



1. $H_g \sim V$ 関係のキャリブレーション

高流速侵食試験装置の1/6（木製）を作り，装置の水理特性を調べた。その結果を，フルードの相似則にしたがって実スケールの水量に直して示す。なお，ゲート開度 a はすべての実験で0.2m（実スケール）にしている。

表A-1.1にはゲートの流量係数 C_g の測定結果が，表A-1.2にはゲート上流の水深 H_g と供試体上での鉛直平均流速 V ，供試体上での水深 H_s との関係が示されている。 C_g は次式で定義される。

$$Q/(aB) = C_g (2gH_g)^{1/2} \dots (A-1.1)$$

ここで， Q ：流量， B ：水路幅，である。模型においては H_s が精度良く測定できるので， V は $Q/(H_s B)$ により求めている。図A-1.1は $C_g \sim H_g/a$ 関係を，図A-1.2（実線）は $V \sim H_g$ 関係を示したものである。

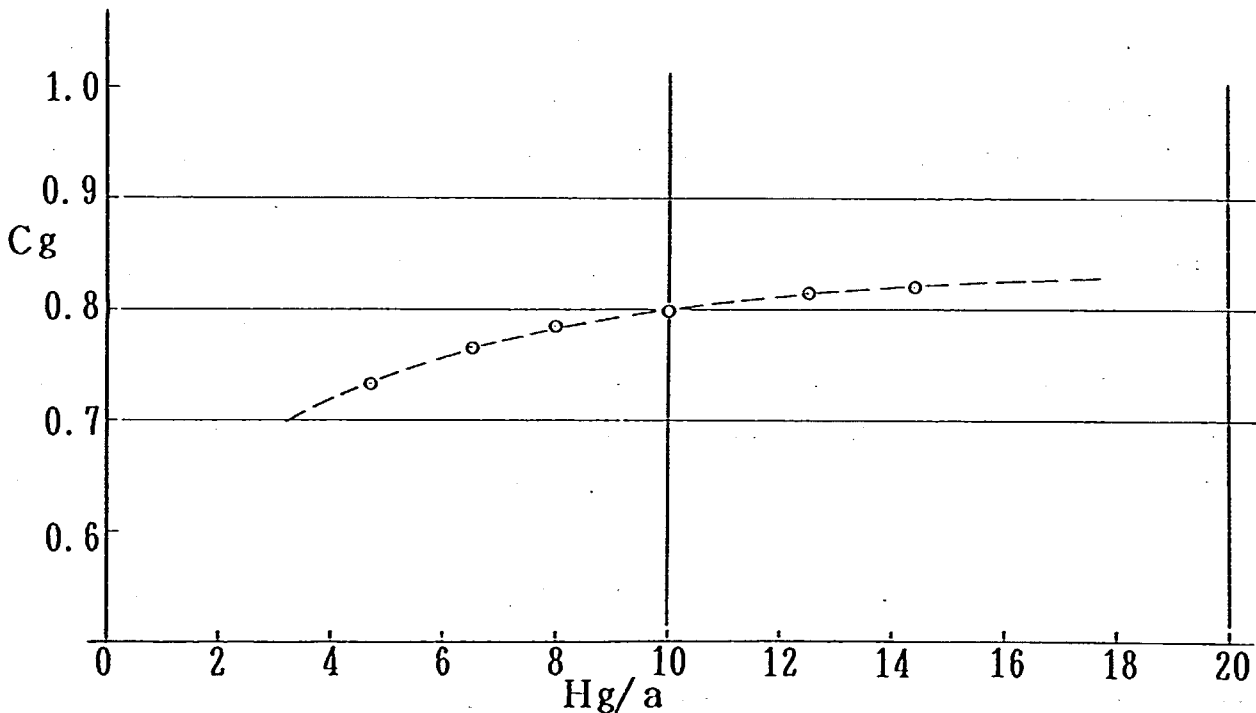
図A-1.2の破線は，模型でなく実際の高流速侵食試験装置において，供試体上の流速をピトー管に

表A-1.1 C_g の測定結果

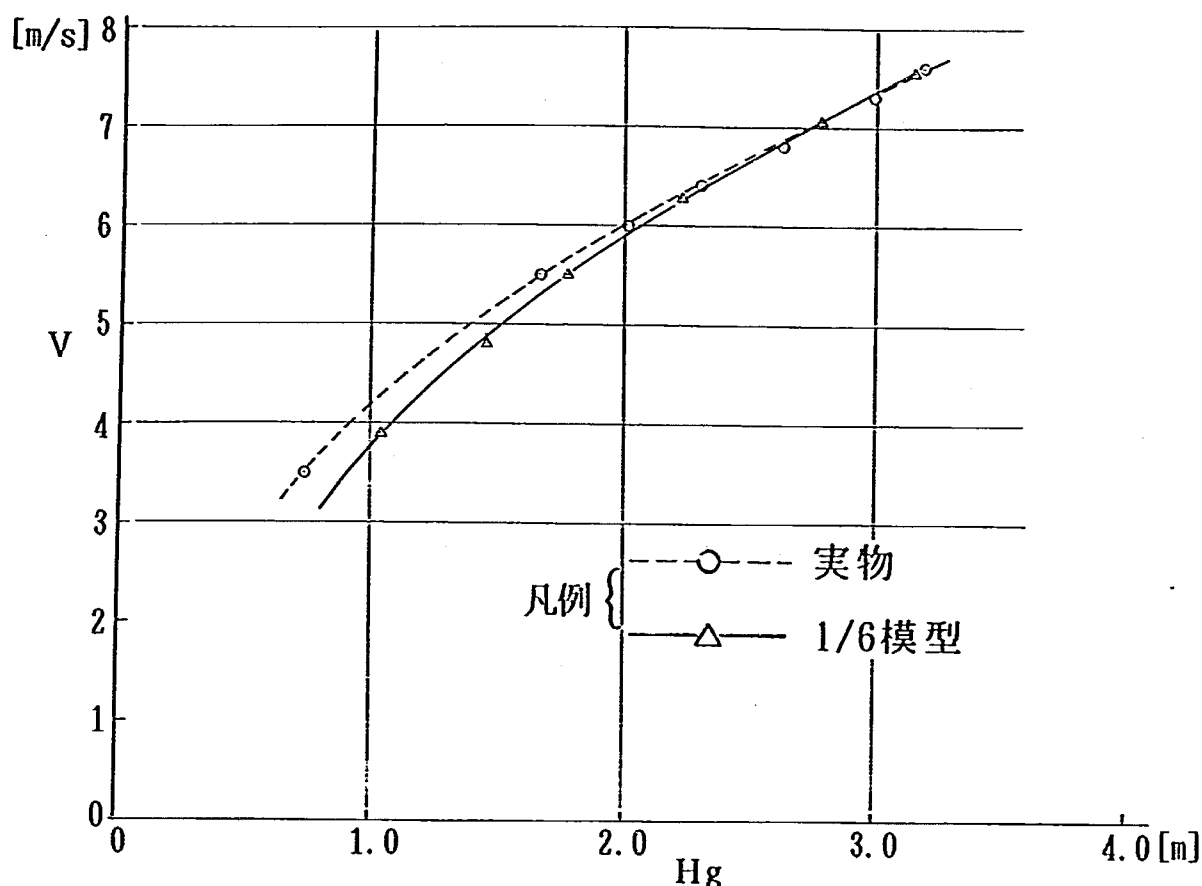
a (m)	H_g (m)	H_g/a	流量 Q (m ³ /s)	流量係数 C_g
0.20	0.94	4.7	0.94	0.730
0.20	1.30	6.5	1.16	0.766
0.20	1.60	8.0	1.32	0.786
0.20	2.00	10.0	1.50	0.799
0.20	2.50	12.5	1.71	0.814
0.20	2.88	14.4	1.84	0.816
0.20	3.50	17.5	2.05	0.825

表A-1.2 $H_g \sim V$ ， H_s 関係

H_g (m)	流量 Q (m ³ /s)	H_s (m)	$V = Q/(H_s \cdot B)$ (m/s)
1.040	1.01	0.178	3.76
1.450	1.25	0.170	4.90
1.775	1.41	0.175	5.35
2.220	1.60	0.173	6.15
2.775	1.81	0.170	7.08
3.150	1.94	0.168	7.70



図A-1.1 $C_g \sim H_g/a$ 関係（模型）

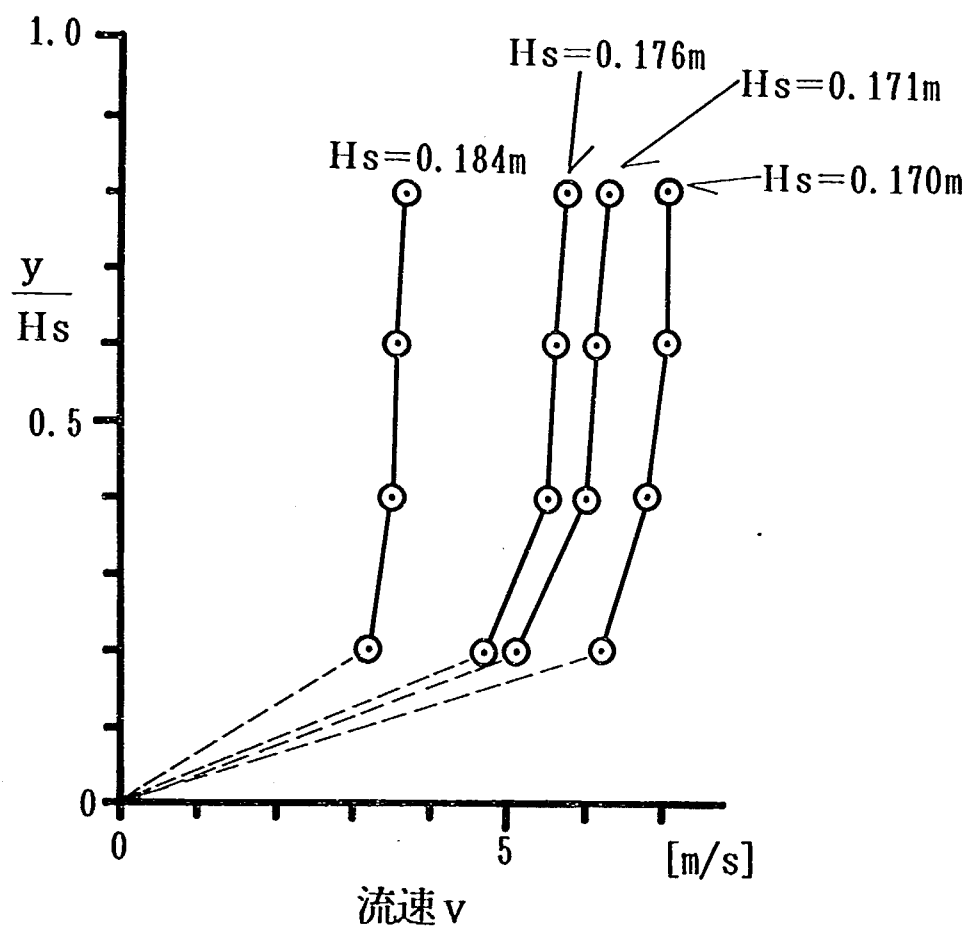


図A-1.2 $V \sim H_g$ 関係

より鉛直方向に4点(2, 4, 6, 8割水深の位置)測定し、その結果から求めた V と、その時の H_g との関係を表わしたものである。 V を H_s と B , Q から求めず流速測定によったのは、実物の装置では水面の変動が激しいため H_s の精度良い測定が困難であるからである。破線と実線がほぼ同じ位置にあることから、模型の水理特性の再現性、実際の装置における V の測定精度ともに良好と判断できる。 V あるいは H_g が小さい所で両者の間に少しズレが見られるのは、模型と実物の水路底面粗度の違いが小流量時に現れやすいためと考えられる。すなわち、模型の粗度がフルード相似から決まる粗度よりもやや大きいため(厳密にはアクリル板程度にすべきところにベニヤ板を用いている)、ゲート位置から供試体位置まで流下する過程で、模型の水脈厚が実物のそれより大きくなり、この影響が小流量時に大きく出るためと考えられる。この影響が小さくなると考えられる大流量時に模型と実物の実験結果に差がほとんどないので、上記のように判断した。

以上から、実験においては、図A-1.2の破線を $H_g \sim V$ 関係のキャリブレーション・カーブとし、これを用いて H_g 制御による V の条件設定を行った。

図A-1.3には、ピトー管で測定した供試体上の鉛直流速分布を示す。



図A-1.3 供試体上の鉛直流速分布

2. アスファルト舗装の維持修繕

文献(5)で述べられている内容の中で、アスファルト舗装面の破壊促進要因に関する実験条件設定に深い関わりを持つ部分を以下にまとめる。

(1) アスファルト舗装、簡易舗装の破損の分類

表A-2.1 アスファルト舗装の破損の分類と原因

破 損 の 分 類			主 な 原 因
主として 路面性状 に関する 破損	局所的な ひびわれ	ヘアクラック 線状ひびわれ 縦方向ひびわれ 横方向ひびわれ 施工継目ひびわれ	混合物の品質不良、転圧温度の不適による転圧初期のひびわれ 施工不良、切盛境の不等沈下、基層、路盤のひびわれ 路床路盤支持力の不均一 敷きならし転圧不良
	段 差	構造物付近の凹凸	路床、路盤、混合物等の転圧不足、地盤の不等沈下等による不陸
	変 形	わだち掘れ 縦断方向の凹凸 コルゲーション くぼみ、寄り フラッシュ	過大な大型車交通、混合物の品質不良 混合物の品質不良、路床路盤の支持力の不均一 プライムコート、タックコートの施工不良 プライムコート、タックコートの施工不良、混合物の品質不良（特にアスファルトの品質不良）
	摩 耗	ラベリング ポリッシング はがれ	除雪後のタイヤチェーン、スパイクタイヤの使用 混合物の骨材品質、混合物の品質不良 混合物の品質不良、転圧不足
	崩 壊	ポットホール はく離 老 化	混合物の品質不良、転圧不足 骨材とアスファルトの親和力不足、混合物に浸透した水分 混合物の瀝青材料の劣化
主として 構造に関 する破損	その他	タイヤ跡 き ず 表面ぶくれ	異常な気温、混合物の品質不良 事故等 混合物の品質不良、表層下の空気の膨張
	全面的な ひびわれ	亀甲状ひびわれ	舗装厚さ不足、混合物、路盤、路床の不適、計画以上の交通量の通過、地下水
	そ の 他	噴 泥 凍 上	舗装の厚さ、凍上抑制層厚さの不足、地下水

(2) 各種類の破損の内容

〔A〕 主として路面性状に関する破損

1) 局所的なひびわれ

アスファルト舗装の場合は局部的に生じたヘアクラック、線状ひびわれをいい、一般にその開き幅は5㎜程度のものでをいう。ただし橋面舗装の線状ひびわれは、その原因によっては〔B〕の分類にはいる。セメントコンクリート舗装の場合はコンクリート版の底面に達していないひびわれをいう。

2) 段差

構造物との取付部分、地下埋設物等に沿って生じる凹凸をいう。またセメントコンクリート舗装の場合は目地部またはひびわれ部におけるコンクリート版の段違い、橋面舗装については伸縮装置付近に生じる凹凸をいう。

3) 変形

i) わだち掘れ …… 道路の横断方向の凹凸で、車輪の通過頻度のもっとも高い位置に規則的に生じる凹みをいう。

ii) 縦断方向の凹凸 …… 道路延長方向の波長が比較的長い不陸をいう。セメントコンクリート舗装のコンクリート版が目地またはひびわれ部において縦断方向に折れ曲ったものを含める。

iii) コルゲーション …… 道路延長方向に規則的に生じる周期の比較的短い波状の凹凸をいい、これを波状凹凸ということもある。

iv) 寄り …… 舗装表面の局所的な盛り上がりをいい、これをこぶということもある。

v) くぼみ …… 舗装表面の局所的なくぼみをいう。

vi) フラッシュ …… 舗装表面にアスファルトが浸み出した状態をいう。

4) 摩耗

i) ラベリング …… 舗装表面骨材粒子が離脱した状態で、表面のモルタル分がはく脱し、表面ががさがさに荒れた状態をいう。

ii) ポリッシング …… 舗装表面がすりへり作用をうけ、モルタル分と骨材が同じように平滑にすり減り、すべりやすくなった状態をいう。

iii) はがれ …… 車輪により舗装表面がはがれた状態をいう。セメントコンクリート舗装の場合の凍結融解作用による版表面のはがれも含める。またこれをスケーリングということもある。

5) 崩壊

i) ポットホール …… 舗装表面の局所的な小穴をいう。

ii) はく離 …… アスファルト混合物の骨材とアスファルトの接着性が消滅し、骨材がはがれる状態をいう。

iii) 老化 …… アスファルト混合物の締りがゆるんだような状態をいう。

6) 目地部の破損

7) その他

- i) タイヤ跡 …… やわらかい舗装面上での静止しているタイヤあるいは重量物によって生じる局所的な跡をいう。
- ii) 表面ぶくれ …… 表層の局所的なふくらみをいう。
- iii) 穴あき …… コンクリート版に穴ができた状態をいう。

〔B〕 主として構造に関するもの

1) ひびわれ

〔A〕の1)で述べたひびわれが発達した亀甲状の全面的なひびわれをいう。なお橋面舗装の線状ひびわれのうち橋梁（床版）構造に起因するもの、セメントコンクリート舗装の版底面にまで達するものも含まれる。

2) 座屈

- i) ブローアップ …… セメントコンクリート舗装の版の内部応力により版が座屈を起こしせり上がった状態をいう。
- ii) クラッシング …… セメントコンクリート舗装の版が、内部応力により圧縮破壊を起こした状態をいう。一般に目地付近に起こりやすい。

3) その他

- i) 舗装の持ち上がり …… 凍上により、舗装が持ち上がった状態をいう。

(3) 維持修繕要否判断の目標値

表 A-2.2 維持修繕要否判断の目標値

項目 道路の 種類	わだち掘れ およびラベ リング (mm)	段 差 (mm)		す べ り 摩擦係数	縦断方向の凹凸 (mm)	ひびわ れ率 (%)	ポット ホール 径 (cm)
		橋	管渠				
自動車専用道路	25	20	30	0.25	8mプロファイル90 (PrI) 3mプロファイル3.5 (δ)	20	20
交通量の多い 一般道路	30 ~ 40	30	40	0.25	3mプロファイル 4.0 ~ 5.0 (δ)	30 ~ 40	20
交通量の少ない 一般道路	40	30	—	—	—	40 ~ 50	20

〔注1〕 段差は自動車専用道路の場合は15mの水糸、一般道路の場合は10mの水糸で測定する。

〔注2〕 すべり摩擦係数は、自動車専用道路の場合は80km/h、一般道路の場合は60km/hで、路面を湿潤状態にして測定する。

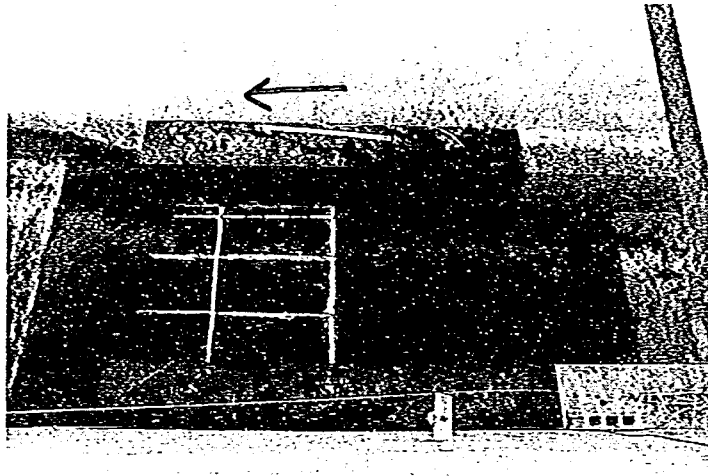
〔注3〕 PrIは、プロファイルメータで記録した凹凸の波の中央に±3mmの帯を設け、この帯の外にはみだす部分の波の高さの総和を測定距離で除した値である。

〔注4〕 走行速度の高い道路ではここに示す値よりも高い水準に目標値を定めるとよい。

☆供用性指数（文献(5) p. 67 参照）の値とは無関係に、個々の破損について維持修繕の要否を判断する場合の参考として用いるもの。

3. ひびわれを持つアスファルト舗装の侵食破壊状況の写真

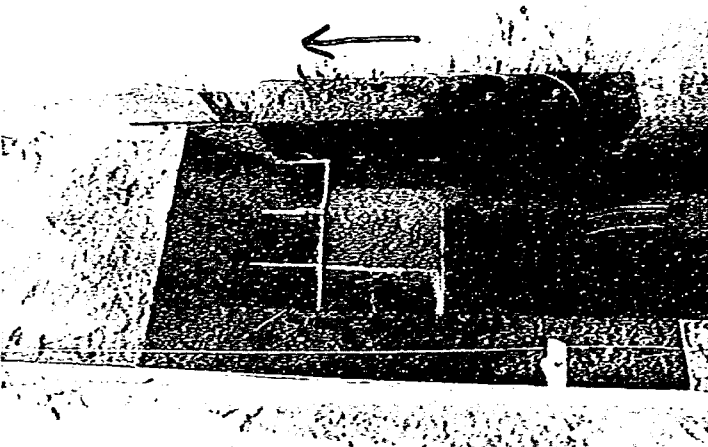
<写真A-3.1～3.3>



a) 通水前

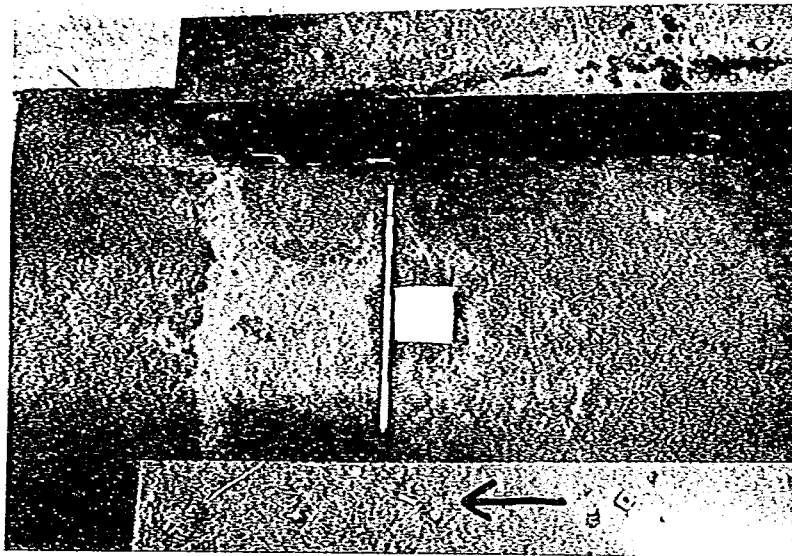


b) $V=8\text{m/s}$
通水時

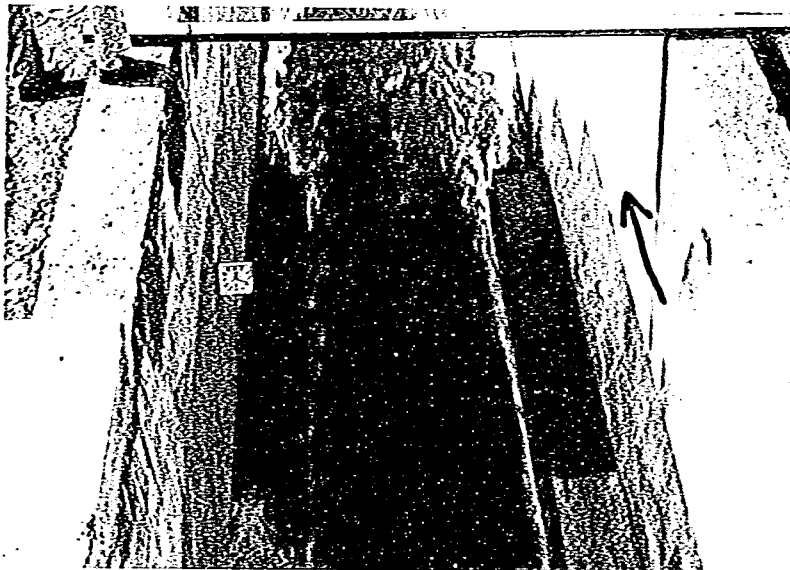


c) 破壊状況

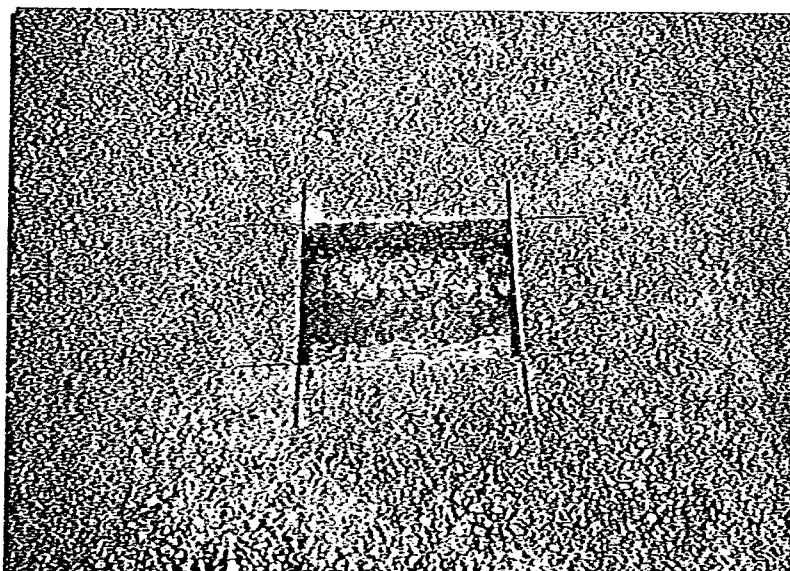
写真A-3.1 ケースC-4



a) 通水前

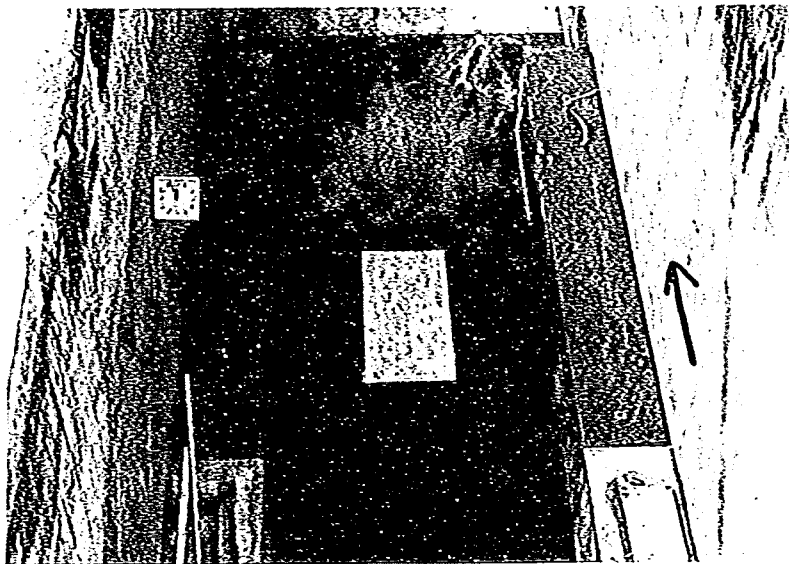


b) $V=8\text{m/s}$
通水時

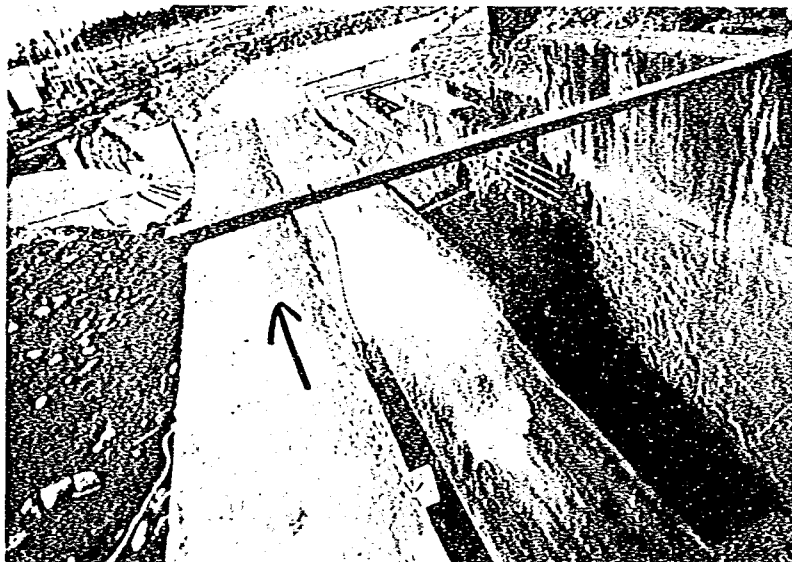


c) 破壊状況

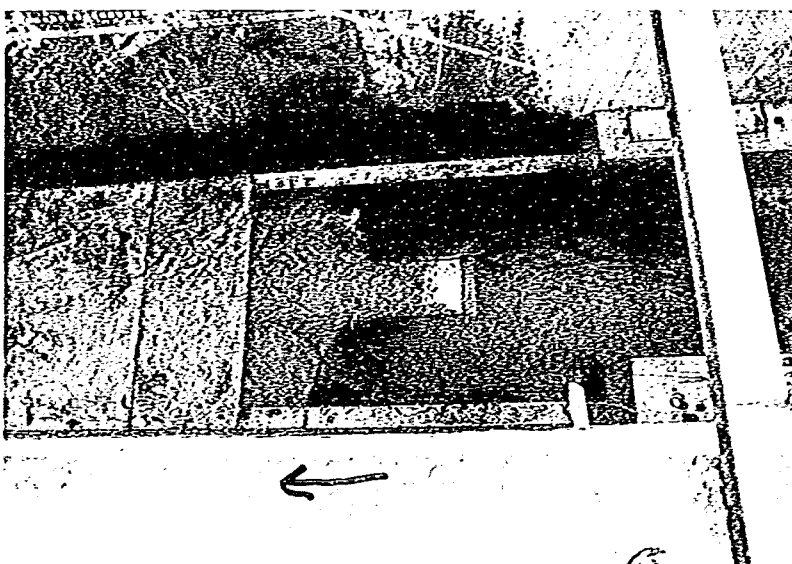
写真A-3.2 ケースC-5



a) 通水前



b) $V=7\text{m/s}$
通水時



c) 破壊状況

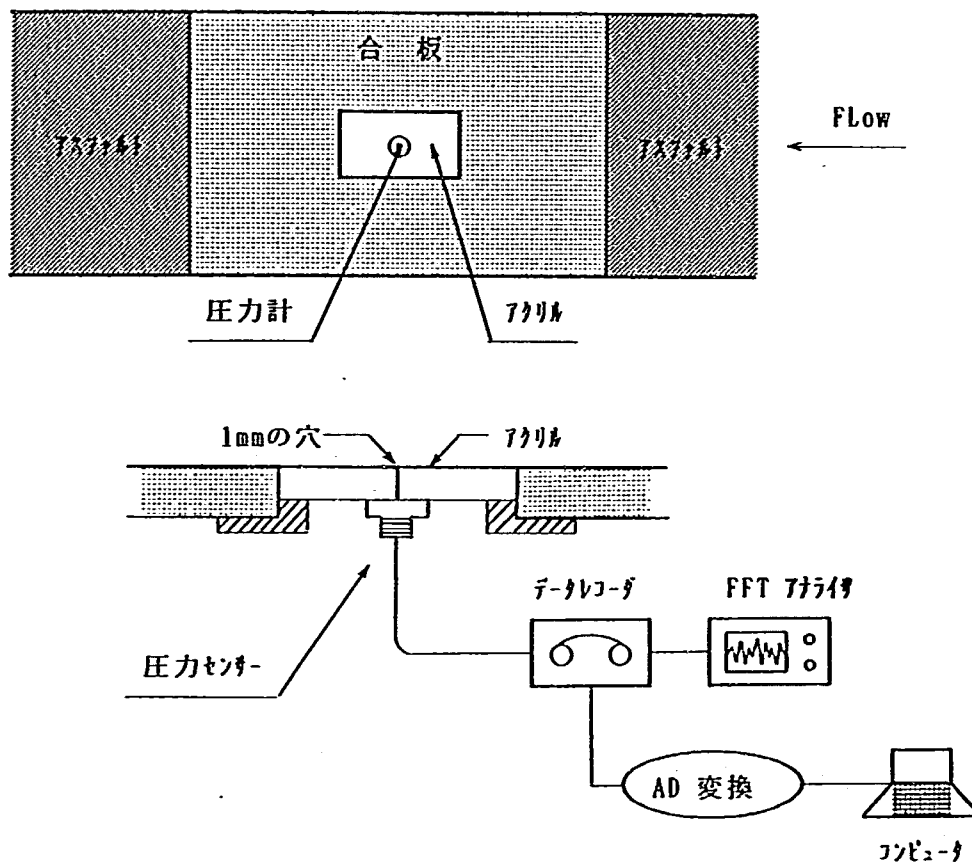
4. 供試体上の圧力変動の特性

(1) 目的

供試体表面に変動圧力が作用し、それが孤立アスコン塊を持ち上げるだけの大きさを持つかどうかを調べるため、供試体上の圧力変動を測定した。

(2) 測定方法

高流速侵食試験装置の供試体ボックス部分を床版(厚さ2.5cmのベニヤ板)で覆い、上下流の水路底と同じ高さにした。図A-4.1に示すように、床版の中央部をアクリル板に置き換え、アクリル板厚さと同じ長さのピエゾ管(径1.0mm)をアクリル板に埋め込み、アクリル板の裏から圧力センサーをこのピエゾ管に直接取り付けた。侵食試験の場合と同じ方法で床版上に高流速を流し、0.02 sec間隔で圧力を測定した。1つのVについての測定時間は20分間とした。



図A-4.1 圧力測定方法

(3) 測定結果

測定された圧力の時間変化の例を図A-4.2に示す。供試体上の圧力は有意な変動を伴っていることがわかる。表A-4.1は、圧力に関する代表的な数値をまとめて示したものである。この表から、圧力の最大片振幅は、 $V = 6 \text{ m/s}$ を越えると、水頭表示で4cmを越え、5cmに近づくことがわかる。 $t = 4 \text{ cm}$ のアスコン層を持ち上げるのに必要なアスコン層上下面の圧力差は、静水圧分布による差を

表A-4.1 圧力変動測定結果

V (m/s)	圧力：水頭表示(cm)				
	平均圧力 $\bar{p}$ (cm)	変動強度 ^{*2} $(\bar{p'^2})^{1/2}$	最大片振幅 ^{*1} $p'_{\max(+)}$	最小片振幅 ^{*1} $p'_{\max(-)}$	$\frac{ p'_{\max(+)} + p'_{\max(-)} }{2 \cdot (\bar{p'^2})^{1/2}}$
2.75	18.4	0.38	1.79 (933.0sec)	-1.70 (911.14sec)	4.6
4.05	19.2	0.56	3.00 (124.0sec)	-2.05 (107.56sec)	4.5
5.05	18.0	0.66	2.94 (533.52sec)	-2.48 (514.34sec)	4.1
6.00	17.8	0.73	4.07 (553.04sec)	-3.22 (568.98sec)	5.0
6.85	19.0	0.84	4.51 (384.78sec)	-3.46 (414.88sec)	4.7
7.65	18.3	0.87	7.01 (182.1sec)	-4.42 (208.58sec)	6.6

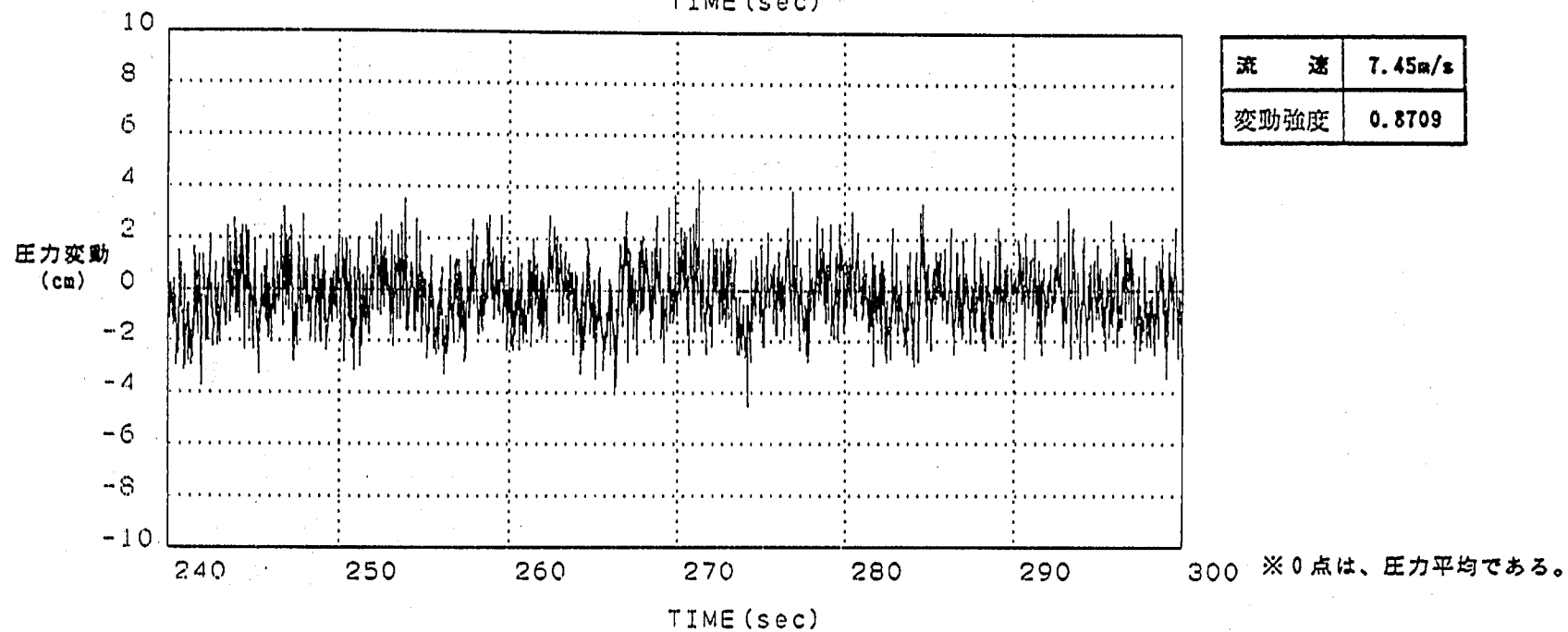
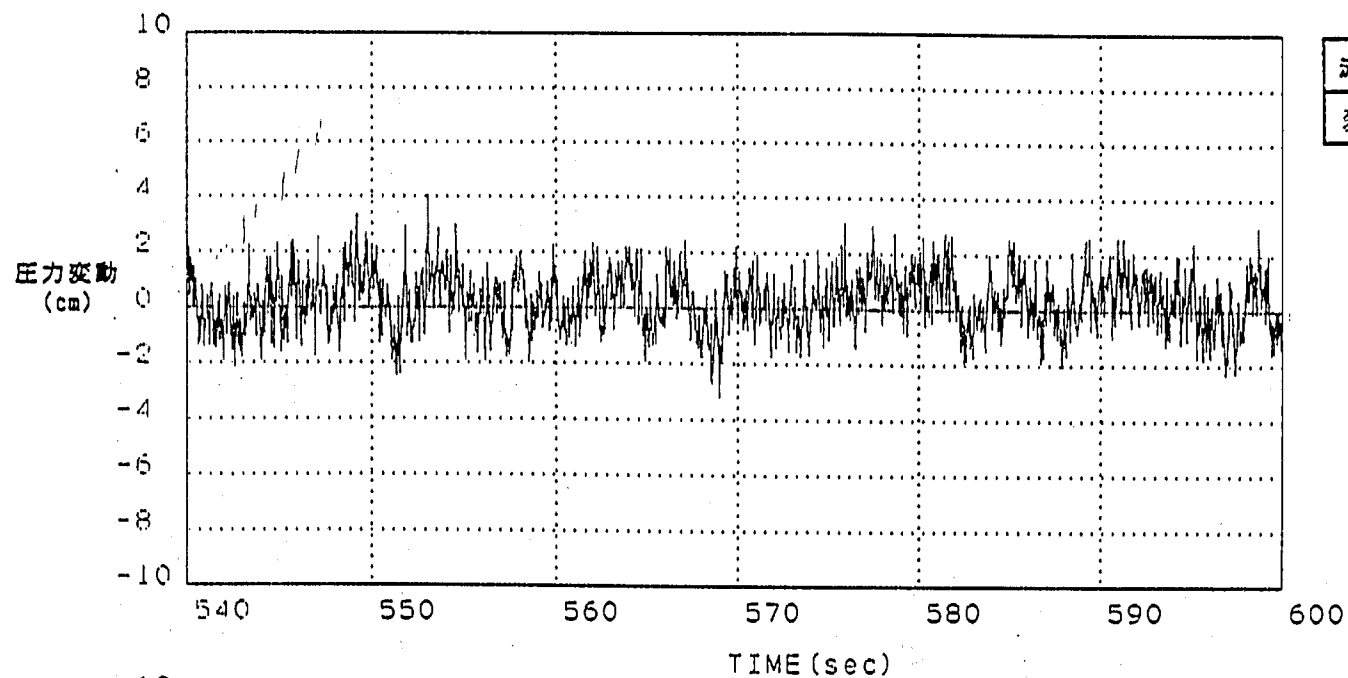
*1：()内はこれが発生した時間
(通水開始を0とした)。

*2：変動強度は、FFT分析により
40秒間のデータより算定した。
変動強度は、圧力変動 p' の二乗の
平方根。

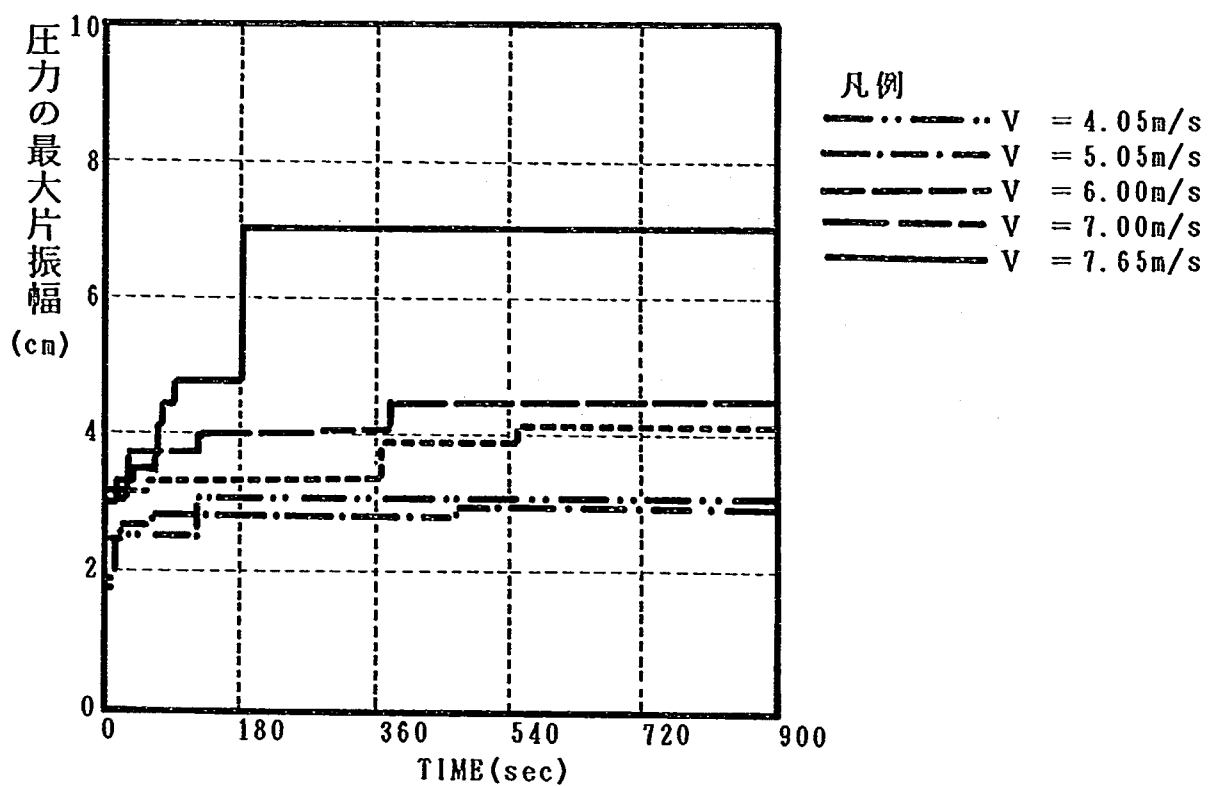
差し引くと、 $4\text{ cm} \times (r_a - r)/r = 4.4\text{ cm}$ であるから、 $V = 7\text{ m/s}$ 程度の時に発生する圧力変動は、 $t = 4\text{ cm}$ の孤立アスコン塊を持ち上げるだけの大きさを持つと判断できる。このことは、第2章で示した実験結果とよく対応する。

表A-4.1の右端の数値からわかるように、圧力変動強度に対する圧力の最大片振幅の比は、4～7程度である。

図A-4.3は、測定時間内に現われた圧力の最大片振幅と測定時間との関係を示したものである。この図から、通水時間が6分(360秒)を越えても、最大片振幅が測定時間の増大とともにまだ増加していることがわかる。このことは、大きな片振幅が生じるのには数分以上の時間を要することを示している。この特性は、孤立アスコン塊が通水開始後すぐには流出しなかったことと密接な関係を持つと考えられる。



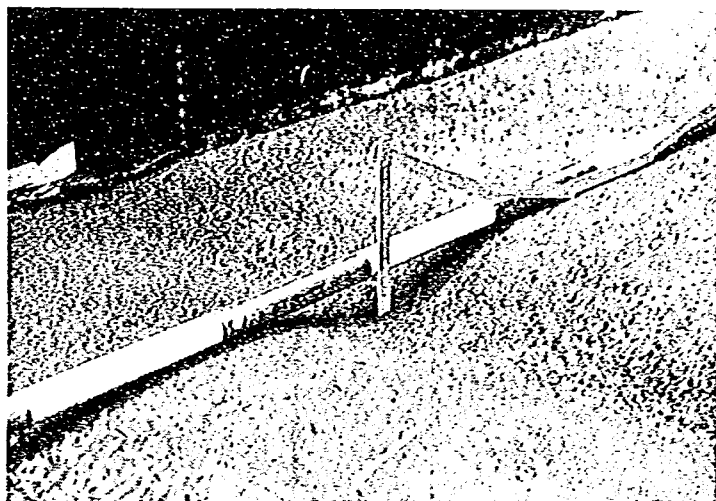
図A-4.2 圧力の時間変化の測定例（圧力水頭表示）



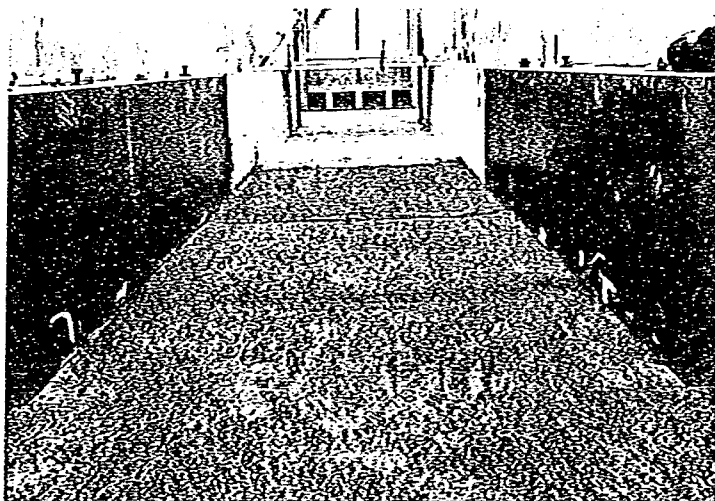
図A-4.3 圧力の最大片振幅と測定時間との関係

5. わだち掘れを持つアスファルト舗装の侵食破壊状況の写真

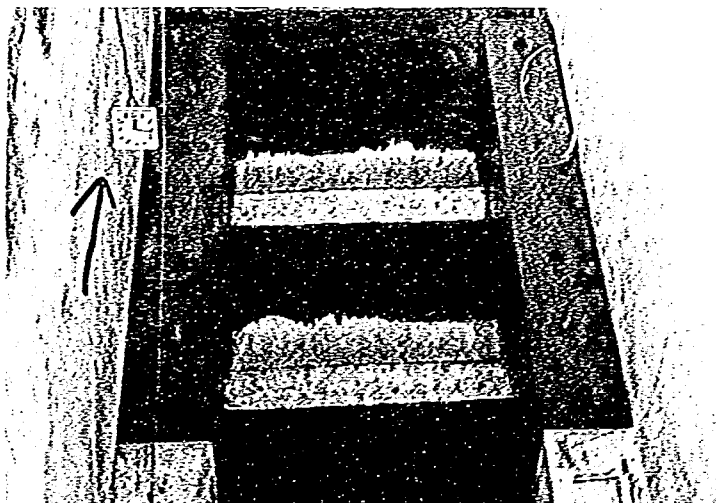
<写真A-5.1～5.2>



a) 施工状況

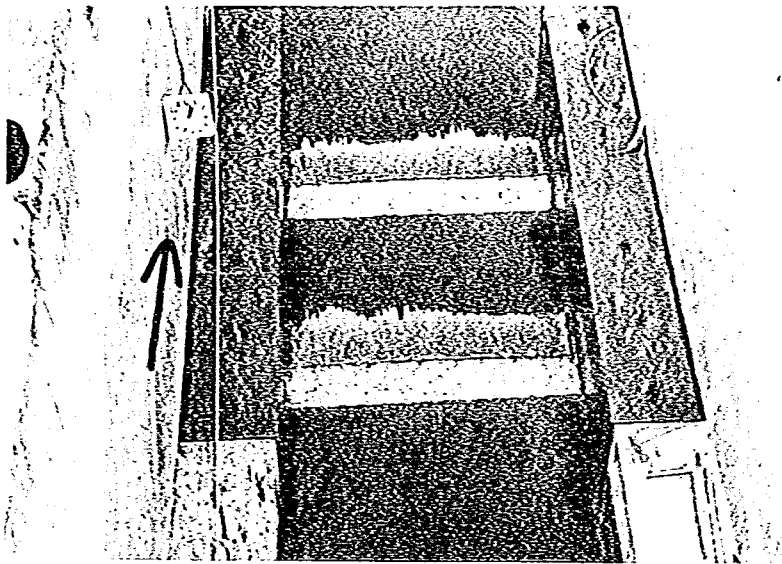


b) 施工状況
高低差: 4cm

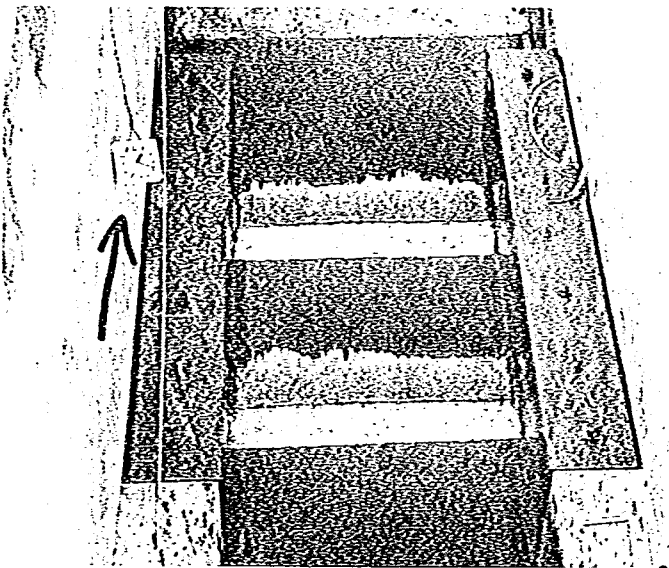


c) 施工状況

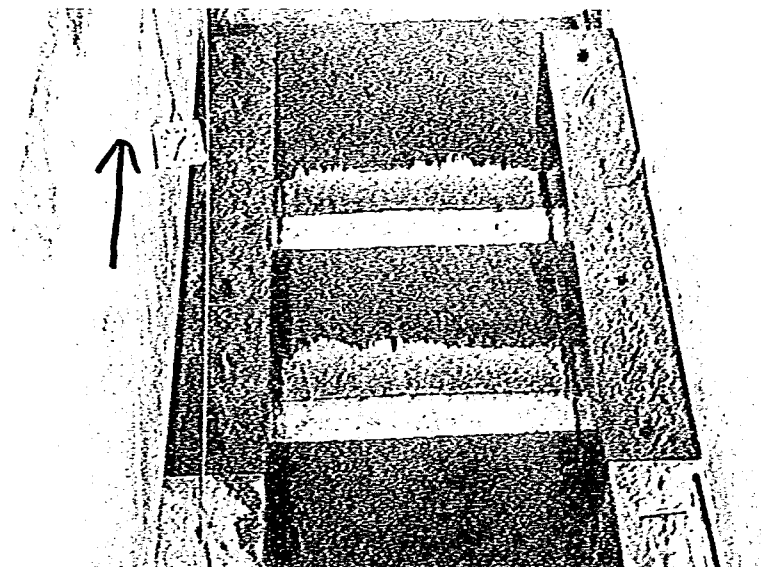
写真A-5.1 ケースR-1



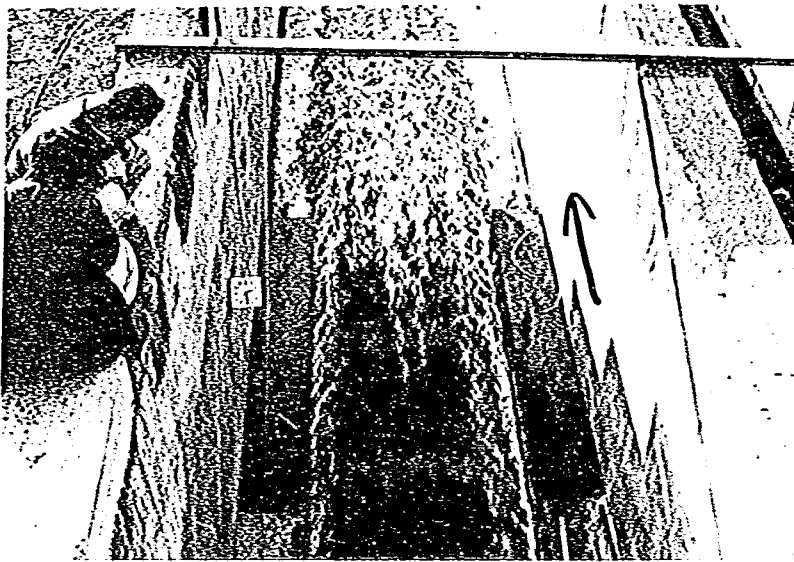
d) $V=6\text{m/s}$
通水後
(下流凸部が隆起)



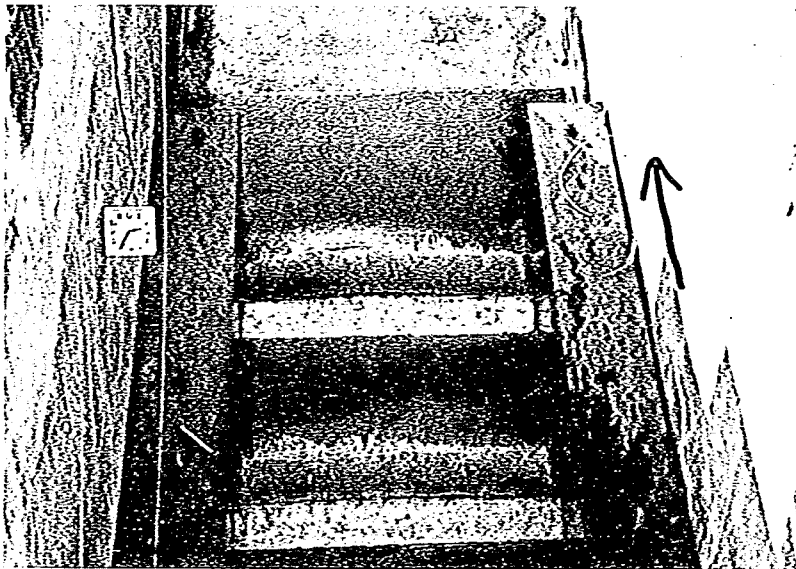
e) $V=7\text{m/s}$
通水後
(下流凸部の
隆起進行)



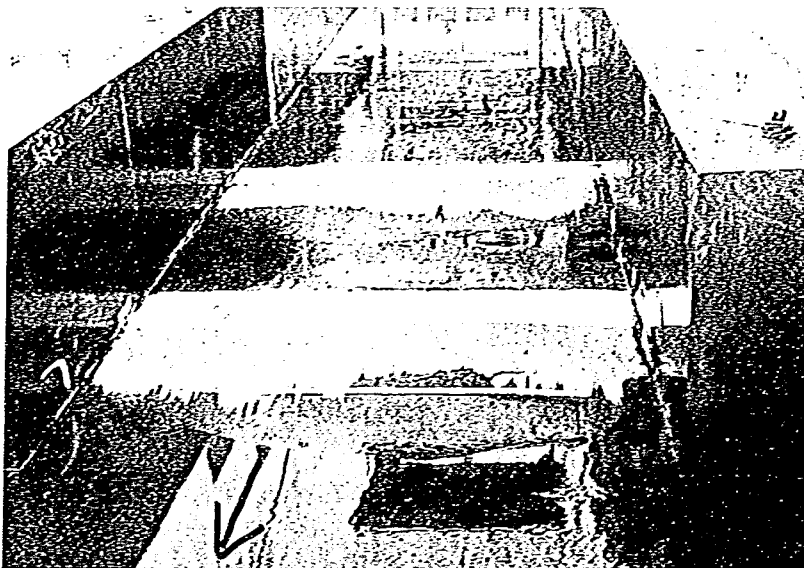
f) $V=8\text{m/s}$
通水後
(下流凸部の
隆起進行)



g) $V=8\text{m/s}$,
1hr時の流況



h) $V=8\text{m/s}$,
1hr通水後
(下流凸部の隆起と
ともにひびわれが
発達)

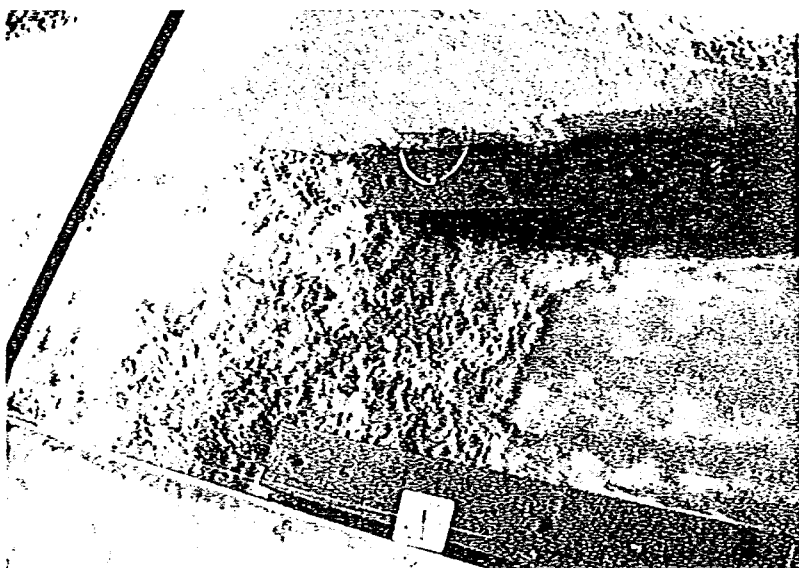


i) $V=8\text{m/s}$,
1hr通水後
(ひびわれ状況)

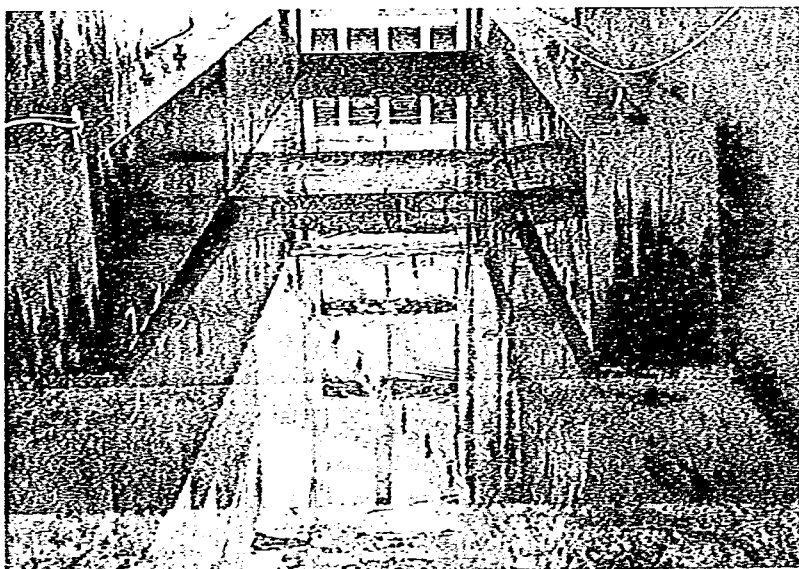
写真A-5.1 つづき



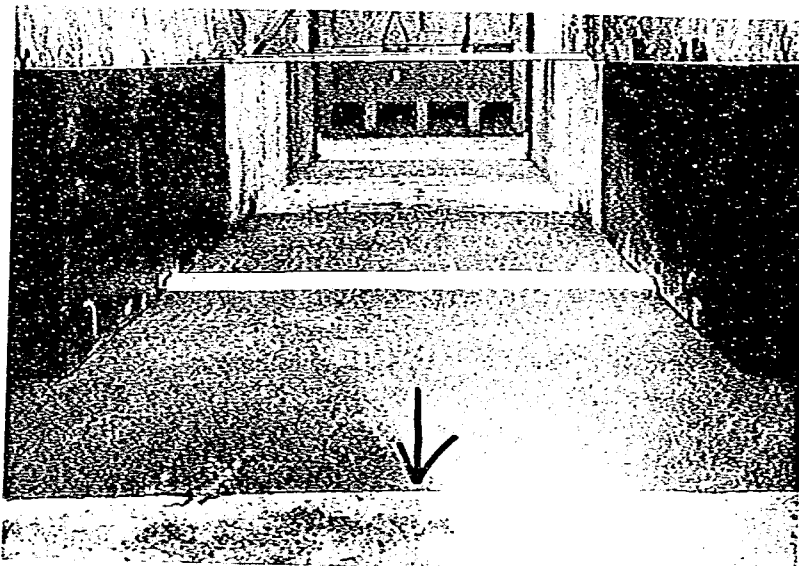
j) $V=8\text{m/s}$ 時での破壊の瞬間



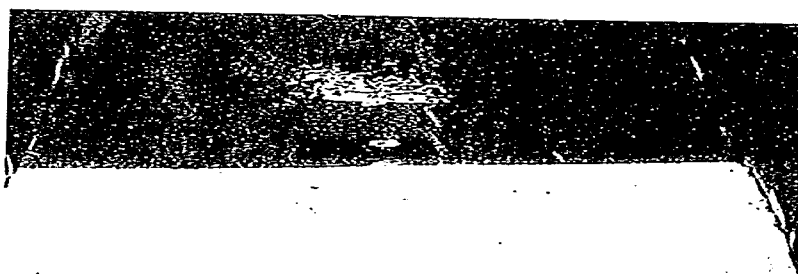
k) 破壊が全体に進行



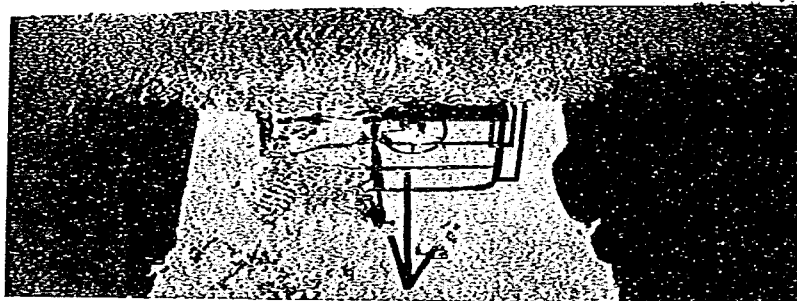
l) 通水後の状況



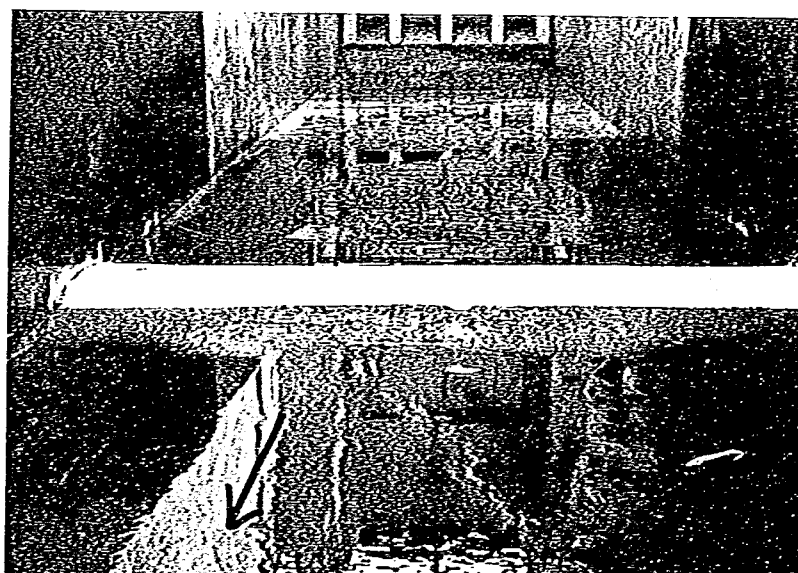
a) 施工状況



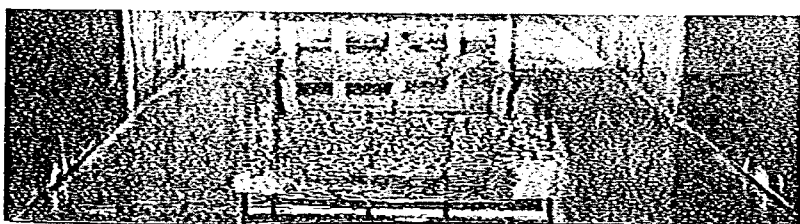
b) $V=6\text{m/s}$ 通水後
(隆起+ひびわれが
発生)



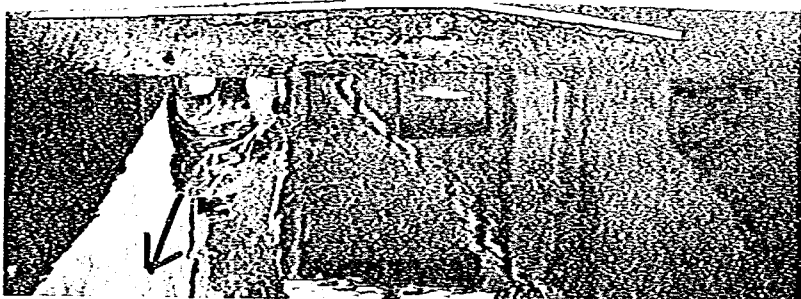
c) $V=7\text{m/s}$,
15分通水後
(隆起+ひびわれが
進行)



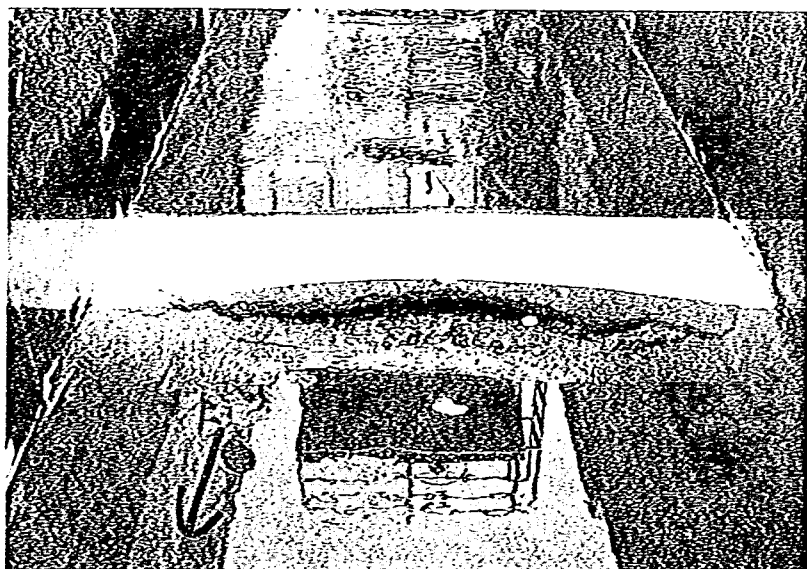
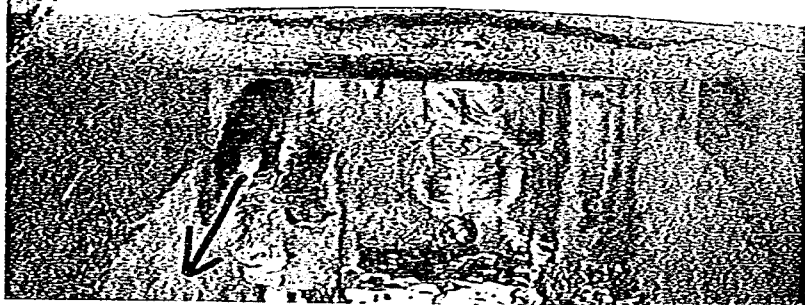
写真A-5.2 ケースR-2



d) $V=7\text{m/s}$,
30分通水後

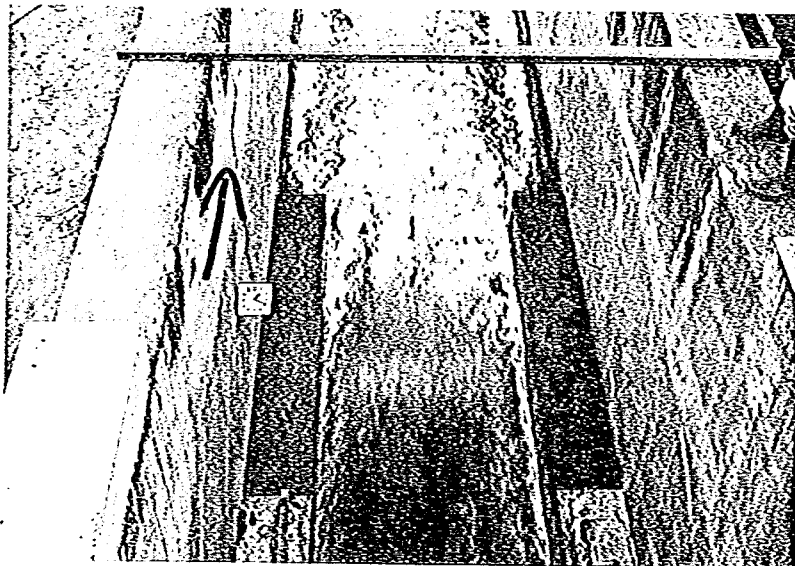


e) $V=7\text{m/s}$,
45分通水後

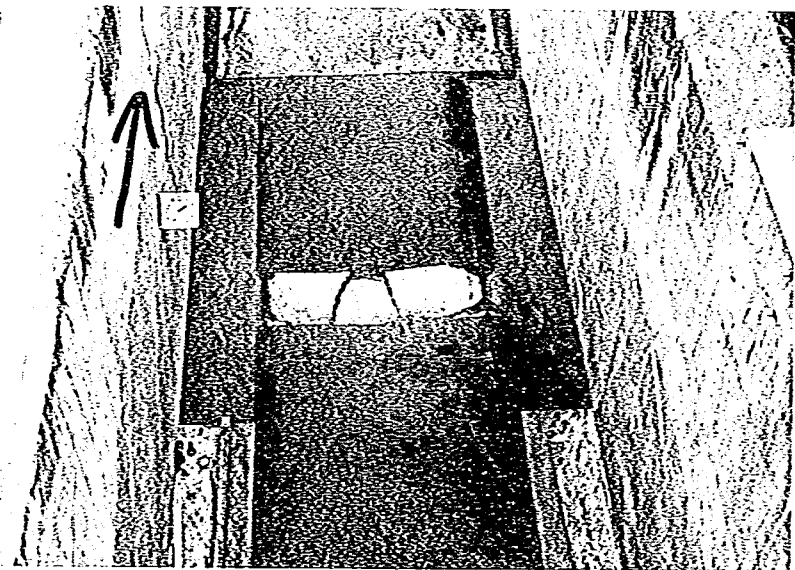


f) $V=7\text{m/s}$,
60分通水後
(完全に切れる)

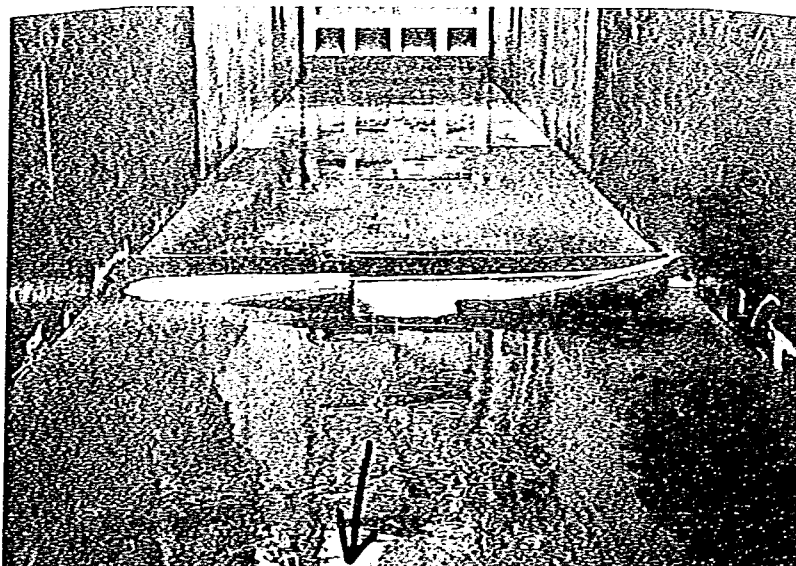
写真A-5.2 つづき



g) $V=7\text{m/s}$,
60分後の流況
(破壊開始)



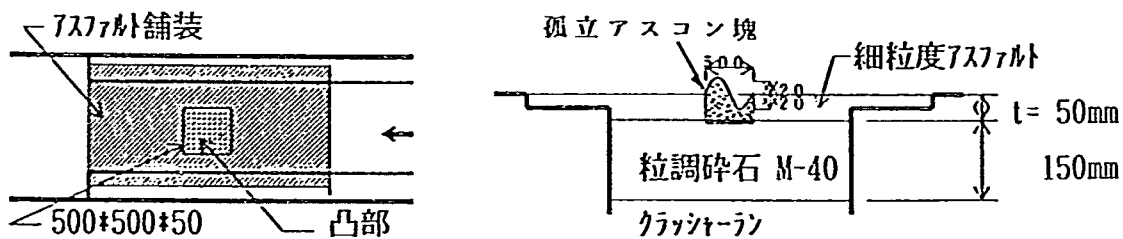
h) 通水後の破壊
されたわだち部



i) 通水後の破壊
されたわだち部

6. わだち掘れ部分の揚力係数の推定

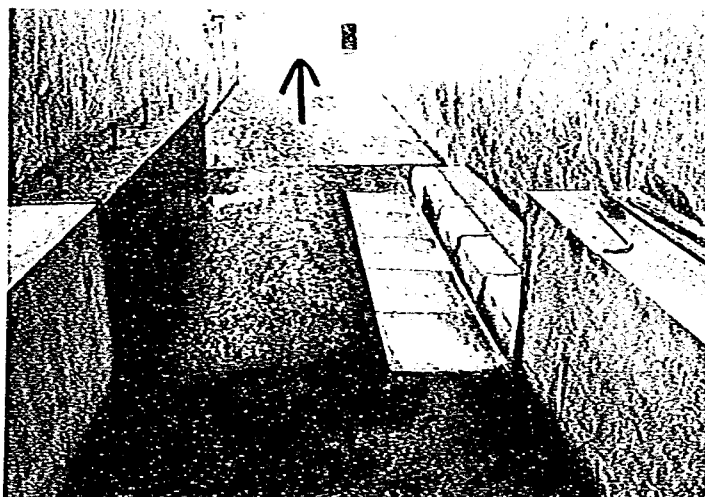
図A-6.1に示すように、わだち掘れの凹凸を持っている孤立アスコン塊について、2章に述べたと同じ侵食実験を行ったところ、 $V = 6 \text{ m/s}$ で孤立アスコン塊が移動した。この移動は、わだち掘れに伴う凹凸により作用する定常的揚力が孤立アスコン塊の水中重量を上回ったため生じたと考えられる。孤立アスコン塊の水中重量は、 $0.5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} \times 0.05 \text{ m} \times 1100 \text{ kg/m}^3 = 13.75 \text{ kg}$ である。一方、揚力は、 $1/2 \cdot \rho \times 0.25 \text{ m}$ (揚力が作用する凸部分の幅) $\times 0.5 \text{ m} \times C_{LR} \cdot u_*^2$ である。孤立アスコン塊の移動時の u_* は 0.3 m/s である。これらから、 $C_{LR} = 24$ が得られる。



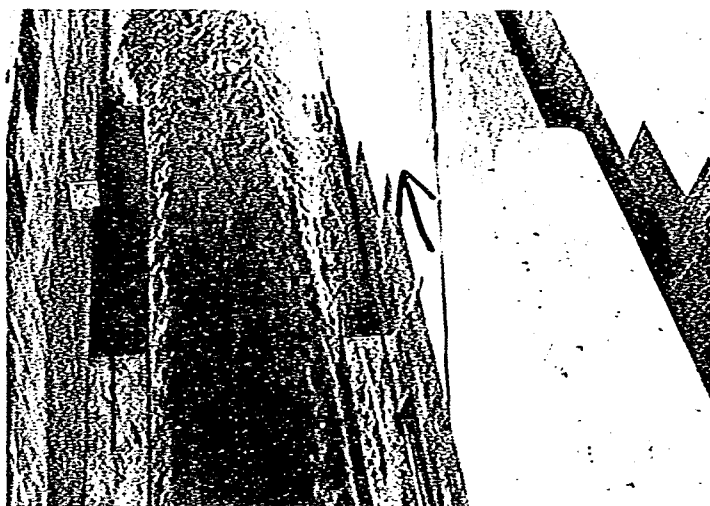
図A-6.1 わだち掘れ部分の揚力係数の推定実験

7. 舗装面以外の道路構成要素の侵食破壊状況の写真

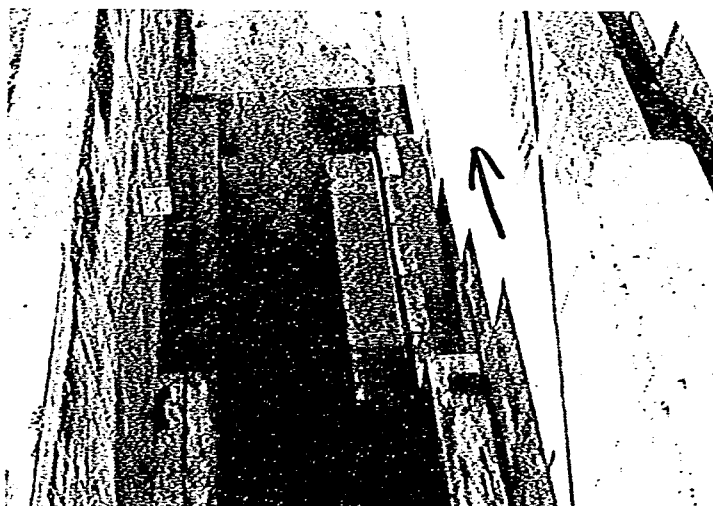
<写真A-7.1~7.5>



a) L型街渠
(施工状況)

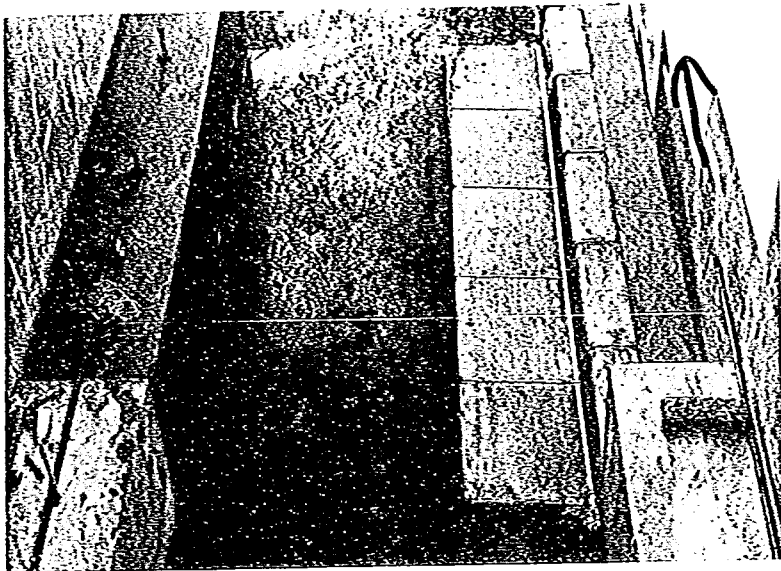


b) $V=8\text{m/s}$ 通水

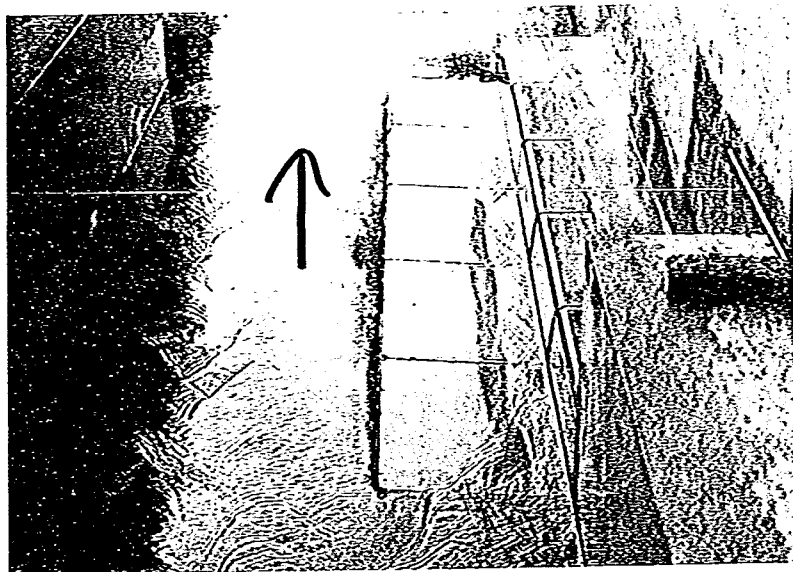


c) $V=8\text{m/s}$,
1hr通水後
(変化なし)

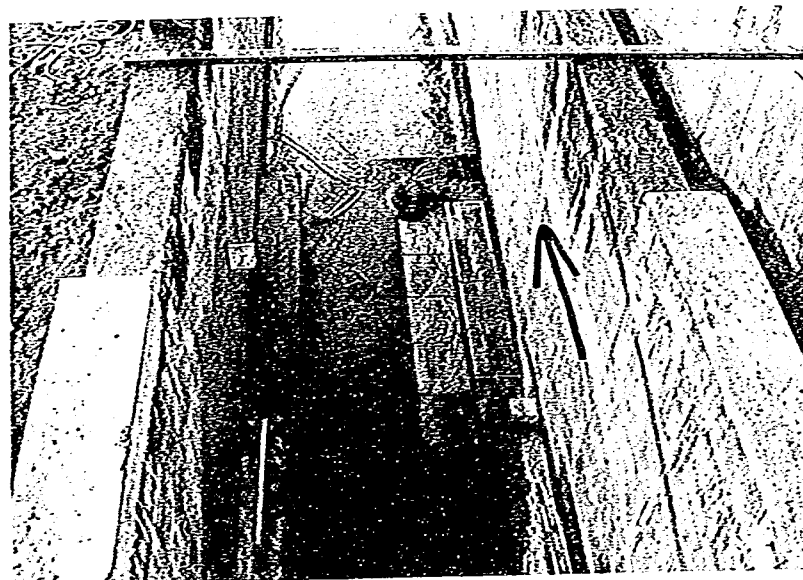
写真A-7.1 ケースS-1



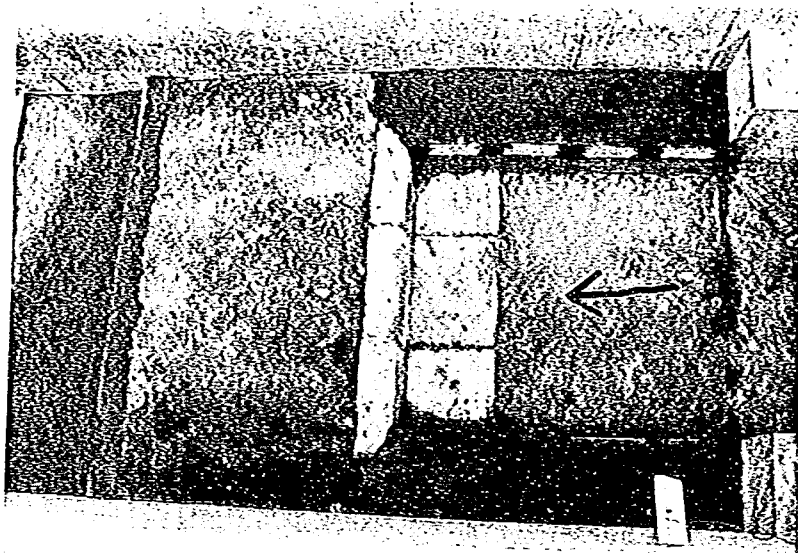
d) L型街渠
(平行)
(7ｽﾌｯﾄとの境界
を縁切り)



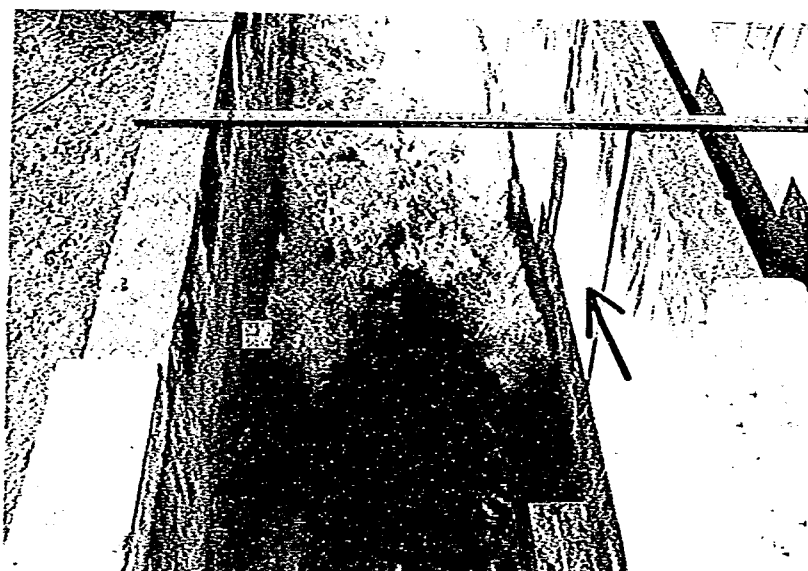
e) $V=8\text{m/s}$,
1hr通水後
(路盤材が吸い
出される)



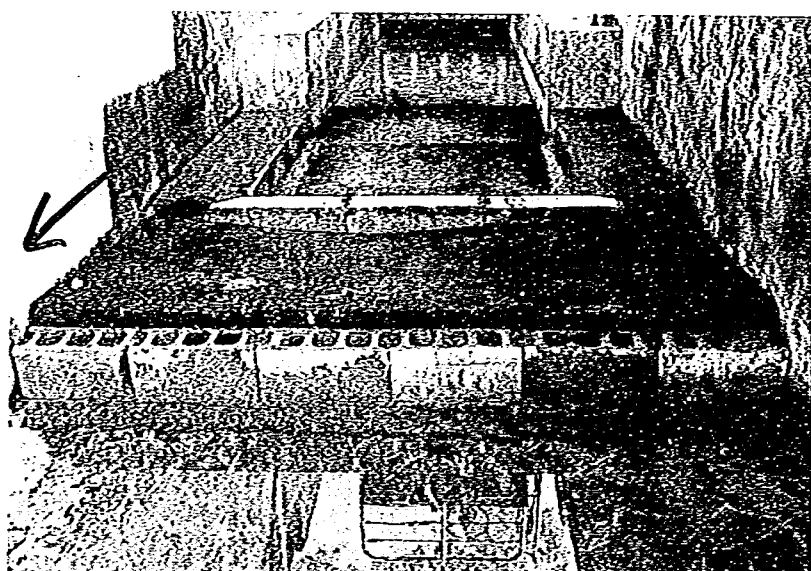
f) $V=8\text{m/s}$,
1hr通水後
(下流端の7ｽﾌｯﾄ
に変化)



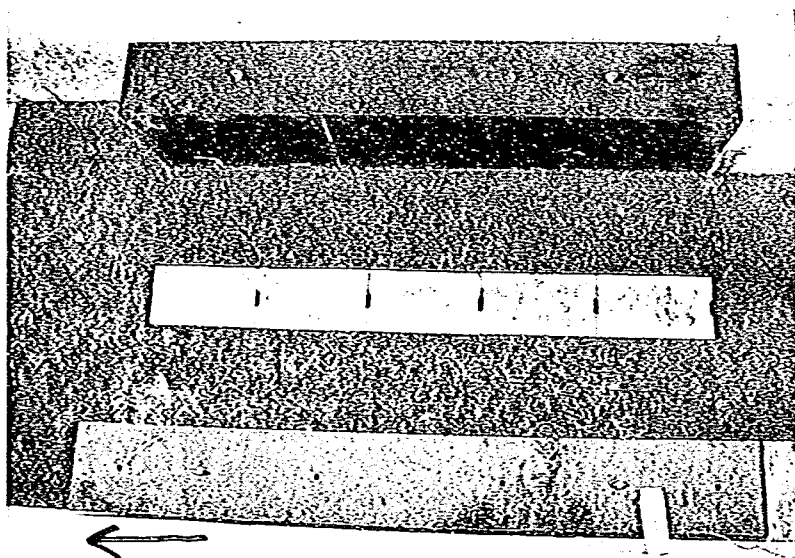
a) L型街渠
(直角)
(施工状況)



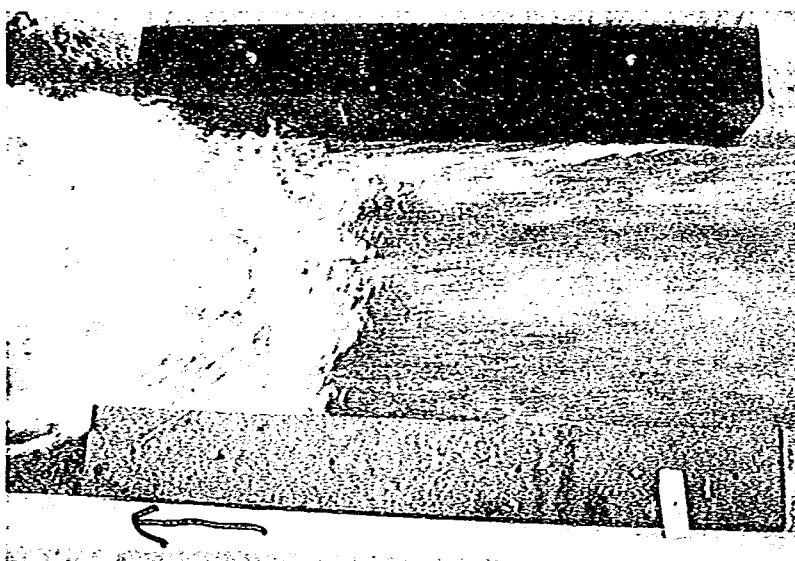
b) $V=6\text{m/s}$ 時
の流況



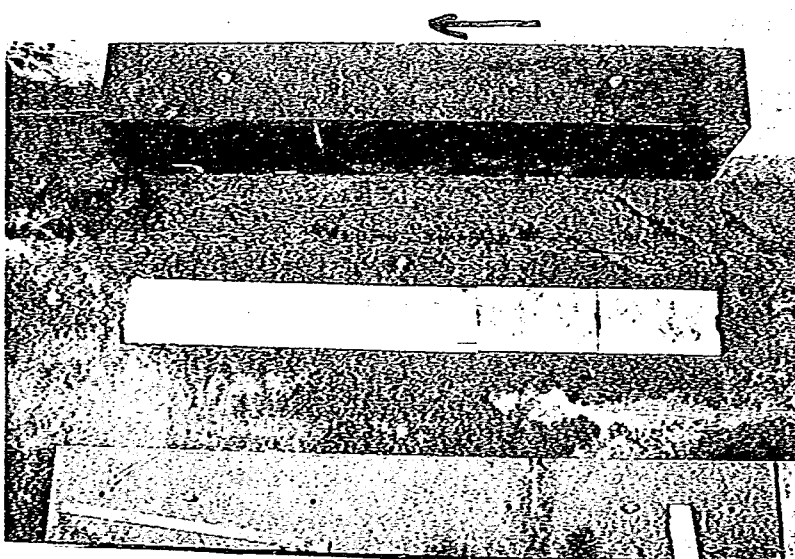
c) $V=6\text{m/s}$,
通水後の
破壊状況



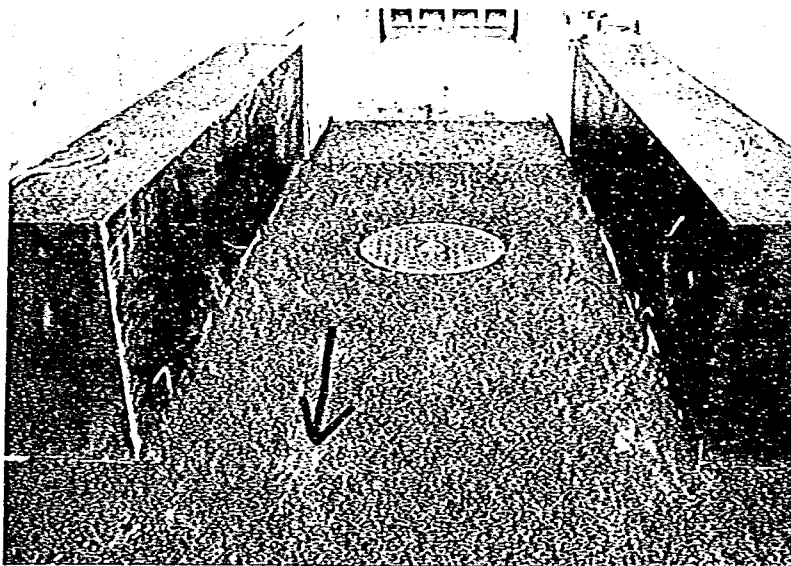
a) U形用蓋
(施工状況)



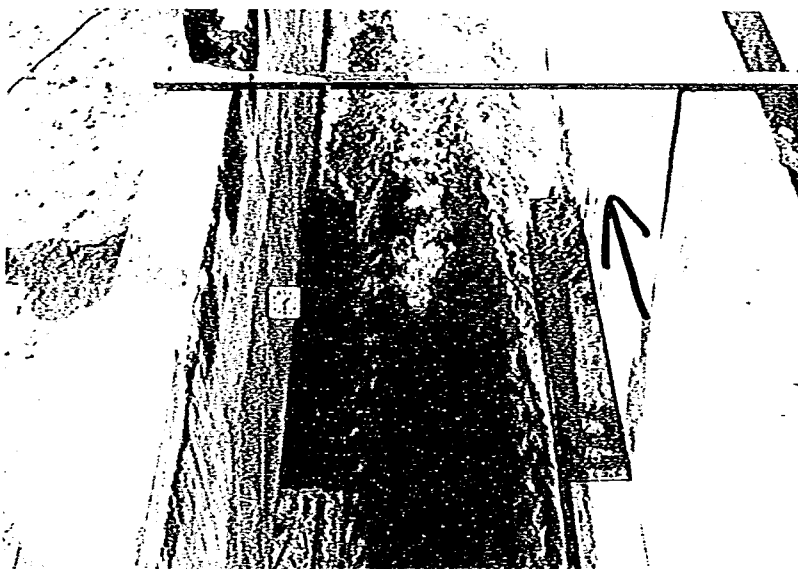
b) $V=5\text{m/s}$ 時での
流出状況



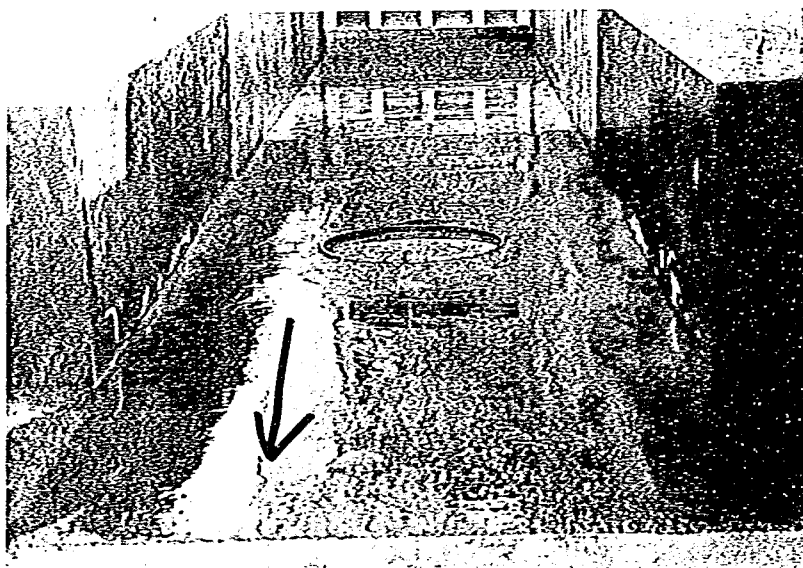
c) 流出後の状況



a) マンホール蓋
(施工状況)

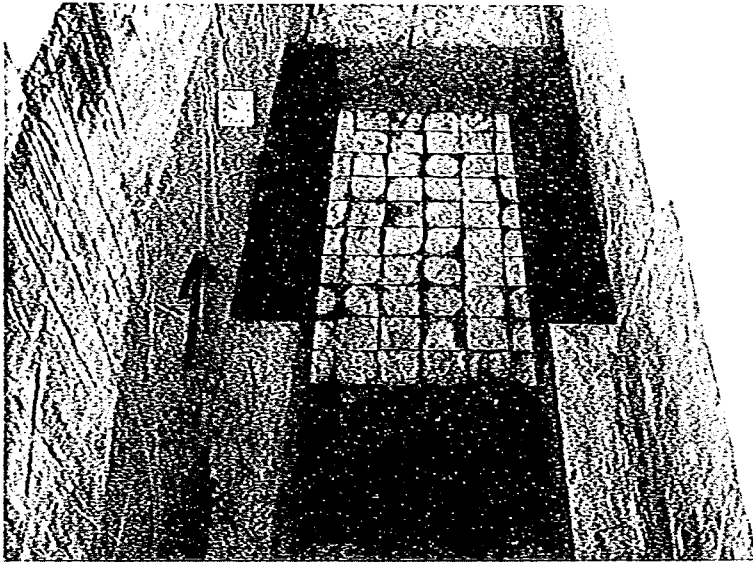


b) $V=8\text{m/s}$ 時で
蓋が流出

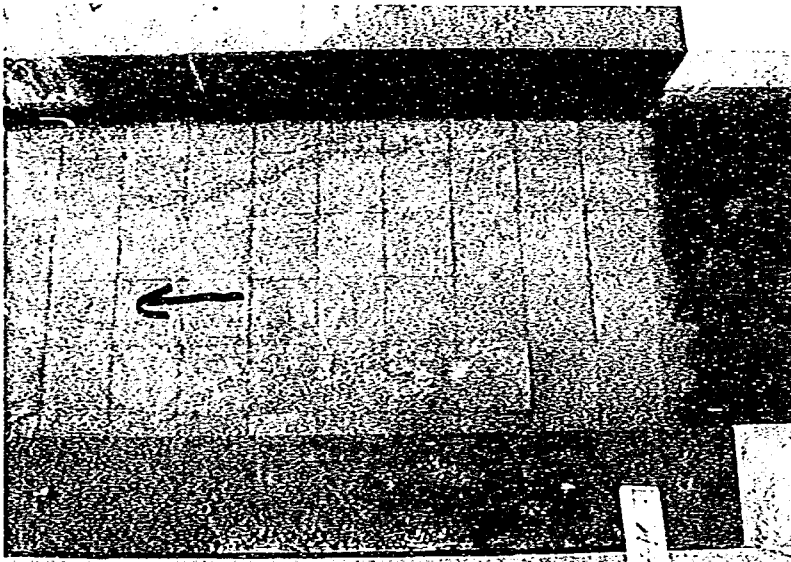


c) 通水後の状況

写真A-7.4 ケースS-4



a) 歩道用ブロック張り簡易舗装
(施工状況)

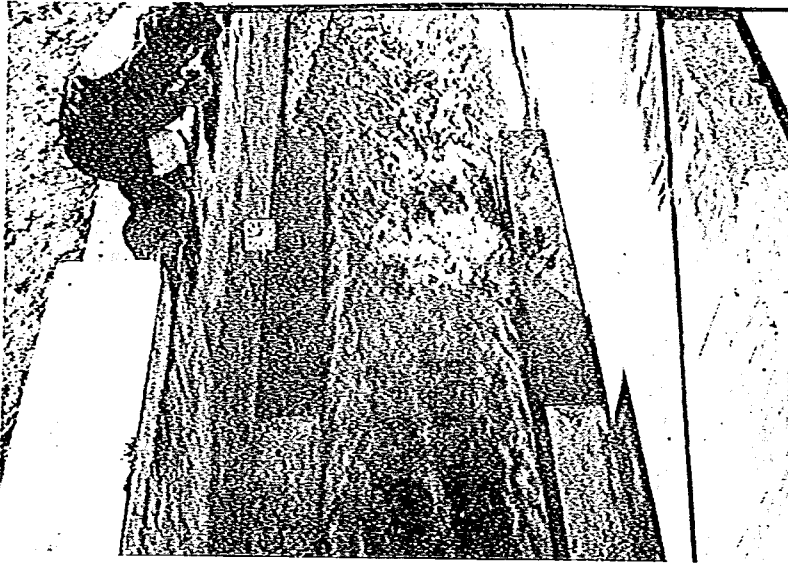


b) $v=5\text{m/s}$ 時で fouka が変動し始める

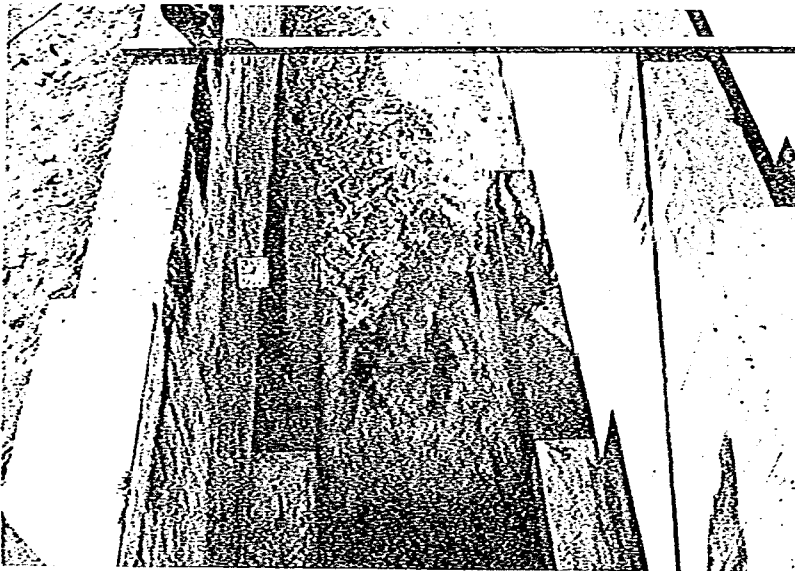


c) $v=5\text{m/s}$, 15分時で fouka が流出

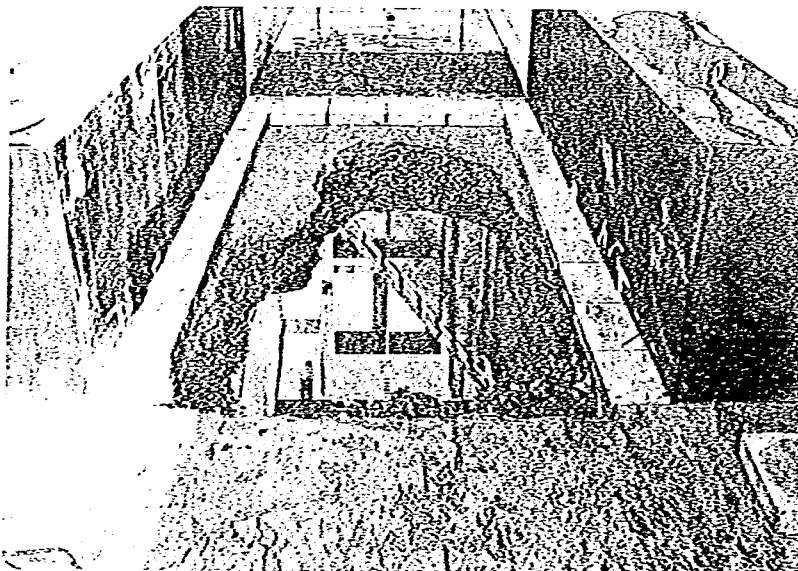
写真A-7.5 ケースS-5



d) 上流側より順次
ブロックの流出が
始まる



e) 全ブロックが流出



f) 通水後の状況

写真A-7.5 つづき

道路内の流水による舗装面の破壊

— 高規格堤防の水理設計のために(3) —

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第3226号

平成5年11月(1993)

要 旨

宇多高明, 藤田光一, 佐々木克也

超過洪水による堤防越流が起こった場合, 高規格堤防上の道路には越流水が集中し, 道路内で高流速流れが発生する。この流れによって道路の舗装面が破壊されると, 舗装面よりはるかに侵食を受け易い土層が露出するために, 堤防破壊の危険度が非常に高くなると考えられる。このため高規格堤防は, 道路舗装面が越流水により破壊されないよう設計されなければならない。そこで, 道路内を流れる高流速水による舗装面の破壊機構を, 高流速侵食試験装置を用いた実物大道路破壊実験により調べ, 破壊を起こす流速およびせん断力と舗装構造との関係を明らかにした。これに基づき, 許容できる道路内流速, せん断力を求める方法を提案した。

キーワード: 高規格堤防, 堤防越流, 道路, 舗装面, 侵食破壊, 超過洪水対策

郵便はがき

五十円切手
をはって下
さい

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部河川研究室
行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 3226 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印