

【土木学会論文集 第376号／Ⅲ-6 1986年12月】

# 招待論文

## 砂質系特殊土を利用したソイルセメントの 道路路盤への適用に関する研究

A STUDY ON APPLICATION OF THE SOIL-CEMENT MIXTURES  
BY USE OF LOCAL SANDY SOILS TO THE BASECOURSE OF PAVEMENT

溝渕 優\*

By Masaru MIZOBUCHI

### 1. はじめに

諸学の、とりわけ工学における研究は、単に現象の正則性を解析するだけでなく、実務への応用に耐え得る理論を構築することにある。したがって、こうした研究テーマの選定にあたっては、どの部分の何がどのようにわかっていないのかといったことはもちろん、社会的な意義や要請度は高いのか、理論構築の実現性は高いのか、といったもろもろのことも事前に十分検討し、その有用性を確かめておかなければならぬ。

道路舗装に関する研究も、工学である以上こうした研究姿勢によって進められるべきであろうから、今回ご招待頂いた本研究<sup>1)</sup>の報告においても、前旨に沿って、まずその目的および要請される理由といったものから述べることとし、次いで本研究によって得られたいいくつかの成果を総括的かつ結論的に述べることとした。そして、本研究が、道路舗装の研究者ならばできれば解決してみたい近未来的テーマ、たとえば、

- ① 交通荷重および自然環境外力（温度、凍上など）の組合せによる舗装の破壊機序に関する研究
- ② トータルコストを考慮した舗装の構造設計法（低品質な地方産材料、産業副産物などの利用を含む）に関する研究
- ③ 静的あるいは動的超重交通荷重に耐え得るサンドイッチ的複合断面構造に関する研究
- ④ 良好な耐流動、耐摩耗、耐ひびわれ、耐すべり、排水性状などを長期間保持し得る舗装材料（各種添

\* 工博 日本舗道(株)東北統括支店試験所・所長  
(〒983 仙台市中野字上小袋田36-2)

Keywords : granite soil, particle degradation, soil-cement, reflection-crack, mix design method

加結合材、新材料を含む）の開発研究

- ⑤ 舗装空間の景観デザイン（生活空間としての道路のあり方を含む）あるいは修景手法に関する研究
- ⑥ 優先順位の判定基準を組み込んだ舗装の設計および維持・修繕システムに関する研究
- ⑦ 舗装技術の高エレクトロニクス化（ハード、ソフトとも）に関する研究 etc.

といったテーマ（道路の建設、機能、デザイン、保全関連の文献から選定した30個程度のトピック・ワーズを組み合わせた推測的テーマ）のいくつかと、ある部分で交差していることをいささかでもご理解頂ければ幸いであります。

### 2. 本研究の目的および本研究が要請される理由

舗装は、上から表層、路盤、路床（厳密には舗装に含めない）に区別できる。そして、舗装における路盤は、交通荷重の支持層として、およびその荷重の路床への分散層として長期間機能すべき重要な役割を負っている。また、路盤は、設計条件によっては層厚が1m近くにまで及ぶような、舗装の大部分を占める層でもある。したがって、路盤は、良質な材料を必要な厚さに十分締め上げて所定の支持力をもたらすものでなければならないし、しかも経済的なものでなければならない。しかしながら、昨今の情勢によれば、このように重要な層の1つである路盤に関しては、次のような問題が生じている。

- ① 耐久的な路盤を造るための良質材料（特に細骨材）が、枯渇してきている。
- ② 現行の代表的路盤の1つであるアスファルト安定処理路盤は、使用アスファルトの価格の高さ、良質

材料の確保に伴う経費増（運搬費 etc.）などの理由により、採用しにくくなっている。

もっとも、これらの問題の解決策は、観念的には至極簡単であり、たとえば、以下に示すようなことが確立あるいは開発されれば、ほとんど解決されるはずである。

① 良質材料の不足を補うための各種現地材料の有効利用方法の確立。

② アスファルト安定処理路盤より経済的で、しかもこれと同等あるいはそれ以上の荷重支持・分散機能および供用性能を有する路盤の開発。

しかし、これらの問題は、実際にはきわめてやっかいな問題である。なぜならば、利用できる現地材料としては、日本各地に満遍なくかつ豊富に存在しているまさ土、しらす、山砂のような砂質系特殊土が最適であろうし、しかもこれらは粒度的にソイルセメント（セメント安定処理混合物）用土などに適しているが、まさ土やしらすの中には、交通荷重などの外力を繰り返し受けると粒子が細粒化して強度が低下したり、また山砂の中には、粒子破碎はもとより水を含むだけで強度が著しく低下するといったものがあるから、これらを数値的に見分ける定量的な判定基準（試験方法、分類基準値）といったものを確立しなければならないし、最終的にはどの程度の品質ならばどういう工種に利用すればよいか、といった利用基準も明確にしなければならないからである。

また、アスファルト安定処理路盤と同等以上の供用性能を有するような路盤としては、経験上ソイルセメント路盤が最有力であるが、それにはアキレス鍵ともいふべきリフレクションクラック（路盤に発生した収縮クラックが上部の表層に伝播してきたクラックをいう。このクラックができるとその部分から水などが入って路盤や路床の強度を低下させ、舗装は急速に破壊していく。歴史的には、昭和30年代後半大流行したソイルセメントであるが、今なお未解決のこのアキレス鍵のため、以来積極的採用のないままとなっている<sup>2)</sup>）を発生させないための完全な手立て、たとえばソイルセメントの配合設計方法、設計限界収縮率、といったものを確立しなければならないからである。

もちろん、その他にも理由は山積しており、それらを含めての解決は容易ではない。とはいいうものの、これらが明らかにされない限り、舗装の重要な構成層の1つである路盤の問題は解決されないことになる。

したがって、本研究の目的および本研究が要請される理由は、上述の次第よりおのずと明らかであり、これより、砂質系特殊土の品質を判定するための試験方法、分類基準値、利用基準およびリフレクションクラックを発生させないソイルセメントの配合設計方法、設計限界収縮率ならびにその検証例などを示せば、次章以下のとおりである。

りである。

### 3. 砂質系特殊土の品質判定方法と利用基準

本章では、まず、利用できるとした砂質系特殊土の定義と分布、および今回試料として用いた特殊土の一般性状を述べる。次いで、粒子破碎性を有する砂質系特殊土の耐久性を、単なる定性的方法ではなく定量的（数値で）に把握するため行った、大型積載車（ダンプカー）の繰返し走行による野外粒子破碎実験、ASTM D 3387 規定のジャイレトリー締固め試験機による室内粒子破碎実験、および両実験結果より導かれた、当該土の粒子破碎収束粒度における力学的強度の測定実験などについて述べることにする。

#### （1）定義と分布

わが国において、特殊土とよばれているものには、灰土や関東ロームに代表される火山灰質粘性土、風化残積～崩積土であるまさ土、火山成粒土であるしらす、泥炭や黒泥およびコーラルに代表される高有機質土、軟岩と土との中間的な性質を有し著しい吸水膨張を示す泥岩、粒度的には砂であるがその粒度構成（比較的単粒であるが粘土やシルトなどの細粒分を含む）のため、水を含むと種々の問題を生ずる山砂などがあるが、これらの特殊土のうち、砂分（2.0～0.074 mm）が多くかつ細粒分（0.074 mm 以下）が 50 % 以下で、粒度的に砂～砂質土と分類できるものを、本研究では特に砂質系特殊土とよぶものとする。

そして、このような砂質系特殊土のうち、まさ土は、工学的には、花崗岩質岩石などの風化残積土およびこれらに派生する崩積土を指し、図-1 に示すように、近畿、中国および四国地方に多く分布している。一方、しらすは、地質学的には、第四期の火山活動で生じた非溶結火砕流堆積物、およびその他の軽石質火砕堆積物を指す総称であり、各地方の火山周辺部に広く分布しているが、同じく図-1 に示すように、特に鹿児島県、宮崎県に多く分布している。また、山砂は、主として新第三期から第四期の洪積世にかけての砂質系水成堆積物が、地殻変動で地表に現われたものの総称であり、同じく図-1 に示すように、ほとんど（特に関西以北）の丘陵や台地あるいは山地などに分布している。

したがって、図-1 からわかるように、まさ土、しらす、山砂といった砂質系特殊土は、ほぼ全国を覆う状態にあることが明らかである。

#### （2）一般性状

本研究で用いた試料は、まさ土が 20 種、しらすが 15 種、山砂が 1 種の計 36 種にのぼるが、それらの一般性状は、表-1 に示すとおりである。これより、どの試料も、粒度的にはシルト質土を含む砂（S-M ないし SM）



図-1 砂質系特殊土の概略分布

表-1 砂質系特殊土の一般性状

項目	まさ土(20種)	しらす(15種)	山砂(1種)
含水比(%)	3~22(8)	12~44(23)	—
真比重	2.28~2.67(2.61)	2.33~2.63(2.46)	2.63
カサ比重	1.96~2.54(2.37)	—	—
「JIS A 1210T $\rho_d \max$ (g/cm³)	1.47~2.10(1.94)	1.19~1.43(1.28)	—
2.5法締固め」 $W_{opt}$ (%)	9~21(12)	12~29(21)	14
0.074 mm 通過率(%)	4~34(12)	14~44(24)	11
強熱減量(0.074mm 通過分)(%)	4~11(7)	—	—
PI	4~25(8) ただし7種はNP	全試料 NP	NP
修正CBR(%)	23~70(49)	32~65(48)	—
$q_u = 10$ (kgf/cm²)となるセメント量(%)	2.2~2.6(3.3)	3.1~9.0(4.8)	—
日本統一土質分類名	S-Mが21種 SMが4種	S-Mが2種 SMが13種	SM
採取地	中国・四国地方	九州地方	千葉

\*( )内数値は平均値

であるが、しらすが最も細粒度で、その分最大締固め密度が小さく、一方最適含水比は大きいものとなっている。もっとも、しらすの細粒部分の塑性指数はいずれもNPであり、その主成分は火山ガラスであることを裏づけたものとなっている。また、山砂は、使用実績のある良質なものである。

### (3) 砂質系特殊土の粒子破碎実験

#### a) 概要

実路盤において、砂質系特殊土はどのように進行していくのか、また、室内的な粒子破碎シミュレーション法としては何がよいのかを見出すため、2か所での野外粒子破碎実験（自然含水比の10試料を舗装表面から10cmの深さに20cm厚で埋填、5トン輪荷重換算輪数( $N_s$ )の合計はそれぞれ8 800、17 600輪）、および破碎形式の異なる4種の室内粒子破碎実験を行った。

そして、野外粒子破碎実験からは、砂質系特殊土の粒子破碎現象は自然低減現象、すなわち交通量が増加した

分だけ粒子破碎は進むが、単位交通量当たりの粒子破碎量は徐々にゼロに近づき、ついにはある粒度に収束（粒子破碎収束粒度）することが明らかとなった。また、実路における粒子破碎現象と最もよく整合する室内試験法は、破碎前後の粒度の相似性に関する $\chi^2$ -検定により、図-2に示すようなジャイレトリー締固め試験機（以下GTM）によるシミュレーションであることが明らかとなつた。

#### b) 粒子破碎収束粒度

砂質系特殊土の粒子破碎収束粒度 ( $P_s(a_i)$ )、粒子破碎がもうこれ以上進まないときの粒径加積曲線(以下粒度)で任意のふるい目の大きさ  $a_i$ (mm) における通過質量百分率(%)は、実路盤における粒子破碎現象と室内GTMによる破碎現象とが相似であることより、まず室内GTM 試験から収束粒子破碎量 ( $\Delta_s$ 、粒子破碎を起こしていない初期粒度(原粒度)と前述粒子破碎収束粒度との各ふるい目における通過質量百分率の差の平均値

(%)) を求め、以下のように定めることができる。

ここに、GTM のフランジ回転数が  $R$  回のときの試料の粒子破碎能 ( $\alpha_R$ )、フランジ回転数が  $R$  回目および  $(R+1)$  回目のときの 2 粒度間の各ふるい目における通過質量百分率の平均差 (%) と、前述収束粒子破碎量 (%) との比 (%) は、 $R=0$  のとき  $\alpha_R=\alpha_0$ 、 $R=\infty$  のとき  $\alpha_R=\alpha_f$  であって、しかも  $\alpha_R$  は徐々に小さくなる自然低減現象であるから、

$$\alpha_R = \alpha_f + (\alpha_i - \alpha_f) a^{-kR} \quad \dots \dots \dots (1)$$

とできる。ただし、 $\alpha_f$  および  $\alpha_i$  は砂質系特殊土の収束粒子破碎能および初期粒子破碎能、 $R$  は GTM のフランジ回転数、 $k$  および  $a$  は定数 ( $k > 0$ ,  $a > 1$ ) である。

したがって、収束粒子破碎量 ( $\Delta_f$ ) は、

$$\Delta_f = \int_0^\infty \alpha_R \cdot dR \quad \left| \begin{array}{l} \\ \approx (\Delta_R)^2 / [2(\Delta_R - \Delta_{2R})] \end{array} \right. \quad \dots \dots \dots (2)$$

となるから、粒子破碎収束粒度 ( $P_f(a_i)$ ) は、

$$P_f(a_i) = g(a_i) + (\Delta_f / \Delta_R) \cdot h(a_i, 2R) \quad \dots \dots \dots (3)$$

と求められる (式 (3) 中の  $2R$  は  $R$  でも可)。ただし、

$\Delta_R$ 、 $\Delta_{2R}$  は GTM のフランジ回転数が  $R$  回もしくは  $2R$  回のときの粒子破碎量、 $g(a_i)$  は試料土の初期粒度で  $a_i$  は任意のふるい目の大きさ (mm)、 $h(a_i, 2R)$  は GTM のフランジ回転数がゼロ (粒子破碎前) と  $2R$  回のときの、任意のふるい目の大きさ  $a_i$  (mm) における 2 粒度間の通過質量百分率 (%) の差であり、これらを図式で表わすと図-3 のとおりである。以上の方法により、各試料の収束粒子破碎量 ( $\Delta_f$ )、すなわち初期粒度と粒子破碎収束粒度との、通過質量百分率の平均差を意味する

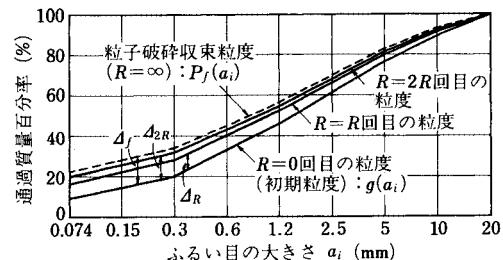


図-3 粒子破碎諸量の定義概念図

表-2 砂質系特殊土の耐久性指数と関与因子

項目 No.	試料土の 耐久性指数 $J$ (%)		関与因子		
	未処理 $J_c$	セメント処理 $J_s$	0.3~0.074 mm 間における原 粒度と粒子破 碎収束粒度間 の通過率差の 平均 $X_1$ (%)	原粒度材料の 細粒部分 (0.3 ~0.074 mm) の平均通過率 $X_2$ (%)	原粒度材料の 50%粒径 $X_3$ (mm)
3	92	91	12.3	8.4	1.41
4	15	100	44.5	21.4	0.68
ま 6	77	86	17.9	8.3	1.47
さ 7	85	81	18.1	13.5	0.95
土 12	22	85	8.2	22.4	0.86
15	61	89	15.5	11.6	1.07
17	67	88	14.6	16.8	0.89
18	80	81	11.8	13.4	1.41
20	19	-	8.3	42.2	0.25
し 1	45	64	9.8	33.5	0.27
2	38	80	13.1	31.0	0.31
3	48	95	9.0	28.1	0.42
5	19	54	21.6	38.6	0.22
6	27	68	11.4	38.8	0.22
7	29	74	11.5	41.4	0.19
ら 8	24	72	12.6	43.9	0.19
9	29	86	8.4	35.1	0.26
10	30	55	9.5	37.2	0.24
11	29	-	8.8	42.5	0.20
す 12	18	-	9.3	55.1	0.12
13	93	97	4.2	32.3	0.49
14	28	82	8.6	42.6	0.21
15	40	65	9.1	40.3	0.28

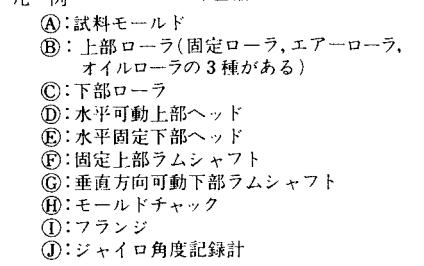


図-2 ジャイレトリー締め試験機の機構概要図

$\Delta_f$ を求めるとき、それらは試料種によってかなり異なり、5~71 %の範囲にある。したがって、粒子破碎の度合は、試料土によってかなり差のあることがわかる。

#### (4) 砂質系特殊土の耐久性

一般に、砂質系特殊土は、粒子を碎いて細粒にするほど強度（水浸強度）は低下する。したがって、粒子破碎収束粒度 ( $P_A(a_i)$ ) における力学強度は、安定処理の有無にかかわらず、当該試料の終局強度と評価することができる。ここで、初期強度に対する前述終局強度の比を  $J(%)$  と定義すると、 $J$  は終局の力学強度残存率すなわち耐久性指数と考えられるから、その値の大小によって、当該材料の耐久性の良否を判定できることになる。いま、未処理（単体）の場合の当該強度比を  $J_c(%)$ 、セメント安定処理の場合のそれを  $J_s(%)$  と定義すれば、それらの値は表-2に示すとおりである。ただし、 $J_c$  はアスファルト舗装要綱法に従って測定した修正 CBR の比、 $J_s$  は JIS A 1113 に従って測定した引張り強度の比であり、これらはともに粒子破碎のみにおける終局の強度低下比と考えられるものである。

したがって、表-2より、砂質系特殊土の終局の力学強度残存率すなわち耐久性指数( $J$ )は、試料土によってかなり異なり、未処理(単体)の場合で15~93% (強度の低下率は7~85%), セメント安定処理の場合で49~100% (同0~51%) の範囲にあることがわかる。

#### (5) 耐久性と収束粒子破碎量（未処理時）

これまでの考察によれば、砂質系特殊土は、交通荷重が作用すると粒子破碎を起こし、そのため力学強度は低下することが明らかとなっている。ところで、その事實をさらに演繹すれば、こうした強度の低下は、粒子の破碎後の数が多いものほど、すなわち粒子が粉々になる度合の強いものほど大きく、また、原粒度が細粒なものほど少しの粒子破碎で大きく現われるものと推論される。

したがって、強度の低下が大きいことと耐久性が小さいこととは同義と考え、また、前述の2つの推論から、未処理（単体）材料の耐久性指数 ( $J_c$ ) に関与すると思われる主な因子として、当該材料の収束粒子破碎量の細粒部分の平均、すなわちふるい目 0.3~0.074 mm 間における原粒度と粒子破碎収束粒度間の通過率差の平均  $X_1$  (%)、原粒度材料の細粒部分 (0.3~0.074 mm) の平均通過率  $X_2$  (%)、原粒度材料の 50 % 粒径  $X_3$  (mm)などを考え、それらの関係を。

と表わす. ただし,  $S$  はその他の因子とする.

このとき、代表的試料土の  $J_c$ ,  $X_1$ ,  $X_2$ ,  $X_3$  の値は、表-2に示すとおりであるから、それらを最もよく関係づける回帰曲線は、初期条件 ( $\phi=0$  のとき  $J_c=0$ ) を考慮すれば、

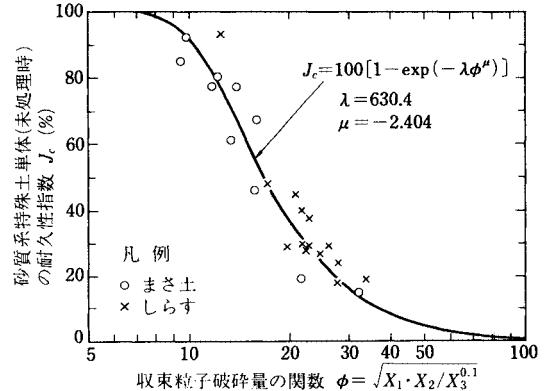


図-4 耐久性指数  $J_c$  と収束粒子破碎量の関数  $\phi$  の関係

$$J_c = 100 [1 - \exp \{-630.4 (\sqrt{X_1 \cdot X_2 / X_3^{0.1}})^{-2.404}\}] \dots (5)$$

となり、図-4に示すようなものとなる。

したがって、図-4より、砂質系特殊土単体（未処理時）の耐久性指数( $J_c$ )は、収束粒子破碎量に関する関数  $\phi = \sqrt{X_1 \cdot X_2 / X_3^{0.1}}$  によって一意的に定まると考えてよいと判断できるから、前述関数  $\phi$  は、当該土の耐久性に関する定量的品質判定値とみなすことができる。

## (6) 砂質系特殊土単体(未処理時)の定量品質判定基準と品質分類基準

### a) 定量的品質判定方法

これまでの検討から、関数  $\phi = \sqrt{X_1 \cdot X_2 / X_3^{\alpha-1}}$  は、砂質系特殊土単体（未処理時）の耐久性に関する定量的品質判定値とみなすことができることより、当該土の定量的品質判定方法は、次のように定めることができる。すなわち、まず、前述  $X_1$  (%),  $X_2$  (%),  $X_3$  (mm) を求め、次いでこれらの値を式(5)に代入して算定した当該土の耐久性指数 ( $J_c$ ) の大小から、その品質の良否を判定すればよいということになる。

b) 定量的品質分類基準

砂質系特殊土単体(未処理時)の耐久性にかかるる品質の判定は、前述式(5)によって得られるが、さらに工学的な応用のしやすさを考えて、

- ①  $J_c \geq 90$  (%) のものはきわめて良品質
  - ②  $90$  (%) >  $J_c \geq 50$  (%) のものはやや良品質
  - ③  $50$  (%) >  $J_c \geq 20$  (%) のものはやや不良な品質
  - ④  $20$  (%) >  $J_c$  のものはきわめて不良な品質

の 4 段階に分類すれば、表-3 に示すような  $J_c$  と  $\phi$  の対応関係が得られる。したがって、表-3 に示す  $\phi$  の区分値は、砂質系特殊土単体（未処理時）の耐久的品質の良否にかかわる定量的品質分類基準といえよう。

## (7) セメント安定処理による耐久性の改良

一般に、砂質系特殊土などをセメントで安定処理すると、未処理時に比べ、耐久性は改善されると考えられる。

表-3 砂質系特殊土における  $J_c$  と  $\phi$  の対応

砂質系特殊土単体（未処理時）の耐久性指数 $J_c$ (%) の区分値	$J_c$ に対応する定量的品質分類基準 $\phi$ の区分値
100 $\geq J_c > 90$ (きわめて良質のもの)	$\phi \leq 10$
90 $\geq J_c > 50$ (やや良質のもの)	10 $\leq \phi < 17$
50 $\geq J_c > 20$ (やや不良のもの)	17 $\leq \phi < 27$
20 $\geq J_c$ (きわめて不良のもの)	27 $\leq \phi$

ここに、表-2の結果に基づいて  $J_c$  と  $J_s$  との関係を示せば、それらは概略、

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad 100 (\%) &\geq J_c > 80 (\%) \text{ の場合} \\ J_s &\geq J_c \\ \textcircled{2} \quad J_c &\leq 80 (\%) \text{ の場合} \\ J_s &\geq (J_c + 80)/2 \end{aligned} \quad | \quad \dots\dots\dots (6)$$

と表わすことができる。

したがって、式(6)より、 $J_c$  の値に関係なく常に  $J_s \geq J_c$  であるから、砂質系特殊土などをセメント安定処理すれば、未処理時に比して耐久性は改善されることが明らかである。また、未処理時の耐久性が小さいものほど、セメント安定処理による耐久性の改善効果は大き

いと判断される。

#### (8) 砂質系特殊土の利用基準

これまでの考察では、砂質系特殊土の耐久性はまちまちであること、未処理時（単体）における砂質系特殊土の耐久性指数 ( $J_c$ ) と収束粒子破碎量の関数 ( $\phi$ ) とは一意的関係にあり、したがって前述関数  $\phi$  は、未処理時（単体）における砂質系特殊土の定量的品質判定値とみなしえること、また、同一砂質系特殊土における、未処理時（単体）の耐久性指数 ( $J_c$ ) とセメント安定処理時の耐久性指数 ( $J_s$ ) とは、式(6)に示すような関係にあり、セメントによる処理効果は明らかであること、を示した。

したがって、砂質系特殊土を道路路盤用材料として利用する場合は、当該材料の耐久性の良否に応じて利用す

表-4  $J_c$  と  $J_s$  の対応関係

砂質系特殊土単体（未処理時）の耐久性指数 $J_c$ (%) の範囲	セメント安定処理した砂質系特殊土の耐久性指数 $J_s$ (%) の範囲
100 $\geq J_c > 90$	100 $\geq J_s > 90$
90 $\geq J_c > 50$	90 $\geq J_s > 65$
50 $\geq J_c > 20$	65 $\geq J_s > 50$
20 $\geq J_c$	50 $\geq J_s > 40$

表-5 耐久性を考慮した砂質系特殊土の利用基準にかかる必要設計強度（アスファルト舗装要綱による設計の場合）

處理の有無	適用工種 試料土の定量的 品質判定値	表層 基層	上層路盤層	下層路盤層	路床	平均割 増し率
未処理 (単体) の場合	$\phi < 10$	アスファルト舗装要綱に従って使用可	同左	同左	同左	不要
	10 $\leq \phi < 17$	—	修正 CBR $\geq 115(80)$	修正 CBR $\left\{ \begin{array}{l} \geq 43(30) \\ \geq 29(20) \end{array} \right.$	設計 CBR $\times 0.7$ (設計 CBR)	100 70 倍
	17 $\leq \phi < 27$	—	—	修正 CBR $\left\{ \begin{array}{l} \geq 86(30) \\ \geq 58(20) \end{array} \right.$	設計 CBR $\times 0.35$ (設計 CBR)	100 35 倍
	$\phi \geq 27$	—	—	—	設計 CBR $\times 0.1$ (設計 CBR)	100 10 倍
	対応する等値換算 係数 $a_n$	1.00	0.35	$\left\{ \begin{array}{l} 0.25 \\ 0.20 \end{array} \right.$	—	—
セメント 安定処理 の場合	$\phi < 10$	アスファルト舗装要綱に従って使用可	同左	同左	同左	不要
	10 $\leq \phi < 17$	—	$\sigma_7 = 39(30)$	$\sigma_7 = 13(10)$	CBR $\times 0.775$ (CBR)	100 77.5 倍
	17 $\leq \phi < 27$	—	$\sigma_7 = 52(30)$	$\sigma_7 = 17(10)$	CBR $\times 0.575$ (CBR)	100 57.5 倍
	$\phi \geq 27$	—	—	$\sigma_7 = 22(10)$	CBR $\times 0.45$ (CBR)	100 45 倍
	対応する等値換算 係数 $a_n$	1.00	0.55	0.25	—	—

( )内数値はアスファルト舗装要綱規定強度  
 $\sigma_7$ : 7日間標準養生後の一軸圧縮強さ ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )

ることが必要となるが、その方法として、当該材料の耐久性指数  $J_c$  および  $J_s$  あるいはこれらと一意的関係にある定量的品質判定値  $\phi$  の値に応じた設計強度の割増しを行って、利用することが考えられる。すなわち、前述のような  $J_c$  と  $\phi$  の対応関係があると考えられること、また、安全を見込んで式(6)を等式とみなせば、表-4に示すような  $J_c$  と  $J_s$  の対応関係があると考えられることから、材料の定量的品質判定値  $\phi$  の値に応じて、表-5に示すような設計強度の割増しを行って利用すれば、当該材料は、粒子破碎を起こして強度が低下したとしても、規定の等値換算係数 ( $a_n$ ) あるいは設計寿命以前に舗装が破壊しないための必要強度を保持できるものと考えられる。したがって、表-5に提案する設計強度の割増し例（アスファルト舗装要綱に準じて設計する場合）は、砂質系特殊土の耐久性を考慮した一般的な利用基準と考えられよう。ただし、表-5に示す割増し設計強度は、割増しによる強度が大きくなりすぎて実際的でない場合は、これを除外している。なお、強度以外の必要な材料性状については、当該要綱、仕様書などの規定に準ずることが必要と考えられる。また、定量的品質判定値がそれぞれわかっている複数個の材料の合成の品質判定値は、それぞれの材料の品質判定値の加重平均とすることが妥当と考えられる。

#### 4. リフレクションクラックを発生させないソイルセメントの配合設計方法

ソイルセメントの配合設計における主な目的は、所与の耐久的用土に対して必要なセメント量を決定すること、および施工時の含水比と締固め度に関する基準値を得ることなどにある。しかし、種々の理由から耐久的用土を手当できず、耐久性的程度が不明の、あるいは所要強度を得るために必要なセメント量が多くなりすぎる砂質系特殊土を、ソイルセメント用土として用いざるを得ない場合には、それぞれ、繰返し交通荷重による粒子破碎現象に伴う強度の低下度合を吟味して、あるいは発生が予測される収縮クラックの低減対策もしくはリフレクションクラックの発生防止対策を講じて、ソイルセメントを設計しなければならない。

ここに、前者の問題（強度低下の吟味）については、すでに3.で検討し、砂質系特殊土をソイルセメント用土として使用する場合の定量的品質判定方法、品質分類基準、利用基準を得ているので、本章では後者の問題（クラック対策）を扱うものとする。すなわち、本章では、まず、リフレクションクラックの発生理由およびその対策を概括的に述べ、次いで当該クラックを防止するための設計方法で、所要の強度となるセメント量を必要最小量とする新しい設計方法を定めるために行った、いくつ

かの実験結果について述べることとする。

##### (1) リフレクションクラックの発生理由と対策概要

周知のように、舗装に発生する、写真-1(a), 1(b)に示すようなリフレクションクラックは、そのクラック面から雨水や融雪水が浸透して路盤以下に達すれば、最悪の場合、路盤以下は当初の荷重支持および分散機能を損なうことになり、舗装の耐久性にとってきわめて有害なものであるが、その発生原因は、ソイルセメント路盤にすることは明白な事実である。しかし、ソイルセメント路盤に発生するクラックといつてもその発生原因はさまざまであり、路床の支持力不足が原因となっている



写真-1(a) ソイルセメント路盤を有する舗装の表面に発生したリフレクションクラックの全景／当現場は千葉県御宿地内の舗装路で、施工（夏）1年後の状態のもの。リフレクションクラックは、舗装面全幅にわたって横断状に発生している。



写真-1(b) 写真-1(a)におけるリフレクションクラック部の掘削調査／ソイルセメント路盤に発生したクラックが、当該路盤全厚（15 cm）に及んでいることがわかる（手前片側のみ掘削前）。

場合を除けば、次のようなものが考えられる。

- ① 繰返し交通荷重による材料疲労により生ずるクラック
- ② 温度収縮により生ずるクラック
- ③ 硬化収縮により生ずるクラック
- ④ 乾燥収縮により生ずるクラック
- ⑤ その他

したがって、ソイルセメント路盤におけるクラックの発生原因は、大別すると、①の材料強度の低下によるものと、②、③、④の体積収縮によるものとの2つがあることになる。しかしながら、①の材料強度の低下によるクラックは、3.で述べた方法、すなわち、材料の品質を吟味してしかるべき工種に使用すれば、たとえ当該材料の強度が粒子破碎などによって低下したとしても、設計寿命期間以内では所要の強度を保持することが確かめられているから、①によるクラックは発生しないものと判断できる。したがって、問題は、体積収縮により生ずるソイルセメント路盤のクラックをいかに防止するかということになるが、その方法について述べると、以下のとおりである。

いま、セメントを含まない、締固めた砂質系路盤の挙動について考えるものとすると、当該路盤の硬化収縮はゼロ、また温度変化、乾湿繰返しに伴う収縮はきわめて軽微であって、しかもこれらの収縮の程度は、締固め度が高いものほど小さい傾向にあると判断できる。このことは、所定の品質の砂質系材料を十分締固めて形成した未処理（単体）路盤が、リフレクションクラックの原因となった事例は皆無であるという事実からみても妥当であろう。

一方、セメントを含む、締固めた砂質系路盤の収縮挙動について考えると、当該路盤の硬化収縮量はセメント量の多いものほど大きく、また、温度変化および乾湿繰返しに伴う収縮量も、条件によるが、一般に版として完全であればあるほど、換言すればセメント量が多くて剛度が大きいものほど、大きい傾向にあると判断してさしつかえないであろう。

したがって、ソイルセメント路盤に生ずるクラックの理由はさまざまであるが、いずれの場合もソイルセメント路盤が版として挙動することに起因しており、さらに版としての機能は、一般にセメント量を多くするほど高まることを考慮すれば、ソイルセメント路盤を有する舗装のリフレクションクラックを防止するための最も有効な方法は、所要強度となるソイルセメントのセメント量を極力少なくするような配合設計を行うこと、すなわちセメントの強度付与効果が最大となるような粒度条件でセメント量を決定することにあると考えられよう。

しかし、セメントの強度付与効果が最大となるような

粒度条件でセメント量を決定するためには、現行のソイルセメント配合設計方法、すなわち現場発生粒度のままの用土にセメントを添加し、その一軸圧縮強さの変化図から所定の強度となるセメント量を決定するといった方法、にはよらない新しい配合設計方法が必要となる。そして、新しいソイルセメント配合設計方法を定めるためには、用土の粒度と一軸圧縮強さの関係、ソイルセメントの長期一軸圧縮強さおよび硬化収縮率、ソイルセメント路盤におけるクラック発生の可能性とリフレクションクラック発生のメカニズム、リフレクションクラックを発生させないための、ソイルセメント路盤の設計限界収縮率と舗装構造などを定めることが必要となる。

## (2) 用土の粒度と一軸圧縮強さに関する実験

本実験は、ソイルセメント用土の細粒部の粒度改良の程度が、一軸圧縮強さにどのような影響を与えるかを把握するために行ったものである。ただし、細粒部の粒度改良は、舗装用石粉（以下単に石粉）やセメントといった微細粉を添加して行っている。実験の結果は、その一部を示せば図-5、6のとおりであるが、取りまとめると以下のようなことが明らかとなっている。

- ① ソイルセメント用土に石粉やセメントといった微細粉を添加（粒度改良）した場合、これらの微細粉は、ある添加量（通常 20 % 以上）までは優れた密

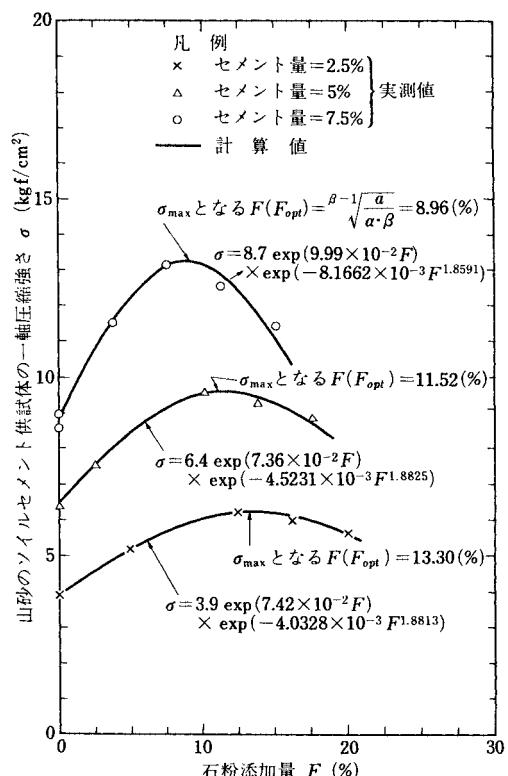


図-5 石粉添加（粒度改良）による一軸圧縮強さの増加具合例

度増加材として機能する。

- ② ソイルセメント用土に任意量の石粉 ( $F$ , (%)) (セメント量は一定) を添加して、当該用土の細粒部の粒度を少しづつ変えたとき、その一軸圧縮強さ ( $\sigma$ , (kgf/cm<sup>2</sup>)) の変化は、最大値をただ1つ有する曲線状を呈し、

$$\sigma = \sigma_0 \cdot \exp(aF) \cdot \exp(-\alpha F^2) \dots \dots \dots (7)$$

また、一軸圧縮強さが最大となるときの石粉添加量 ( $F_{opt}$ , (%)) は、式(7)を微分して、

$$F_{opt} = (a/\alpha \cdot \beta)^{1/2} \dots \dots \dots (8)$$

と表わされる。ただし、 $\sigma_0$  はソイルセメント用土にセメントのみを添加したときの一軸圧縮強さ (kgf/cm<sup>2</sup>)、 $a$ 、 $\alpha$ 、 $\beta$  は用土の種類、セメント添加量で異なる正の定数である(図-5参照)。

- ③ 石粉を添加して行ったときのソイルセメント用土の一軸圧縮強さは、セメント量が一定であればその量が何%であっても、必ず最大値を示す。しかし、一軸圧縮強さが最大となるのは、石粉およびセメントといった微細粉の合計量がある量のときに限られ、しかもその合計量は用土ごとに一定である。そして、その合計量を最適添加微細粉総量 ( $V_{opt}$ , (%)) と定義すれば、

$$V_{opt} = F_{opt} + C_F \dots \dots \dots (9)$$

である。ただし、 $C_F$  は石粉量に比重換算したセメント量(%)であり、また用土ごとの  $V_{opt}$  は、本例のまさ土、しらす、山砂の場合で、それぞれ 16.1, 24.3, 15.6 (%)と求められている(図-6 参照)。

- ④  $V_{opt}$  の条件で用土の粒度を改良すれば、その締固め密度の増加によって強度分担率が高まり、その

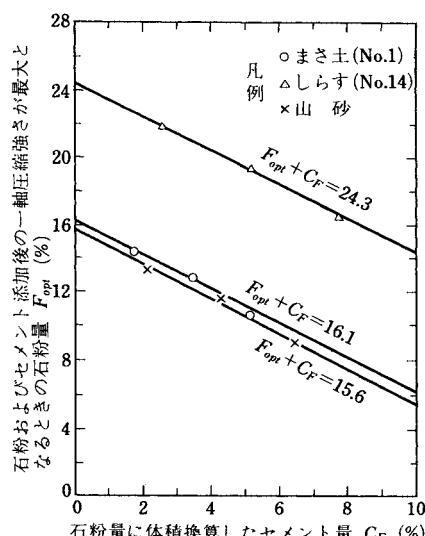


図-6 各試料土の最適添加微細粉総量  $V_{opt}$  (=  $F_{opt} + C_F$ ) 例

分、所要強度とするためのセメント量は少なくて済む。しかも、このときの所要セメント量は必要最小セメント量であり、現行設計法による場合のほぼ 1/2~2/3 となる。

- ⑤  $V_{opt}$  は、ソイルセメント用土に一定量増しに石粉を加えていく過程で得られる、石粉～乾燥密度曲線からも求められ(簡易法)、当該曲線の最大乾燥密度を与える石粉量を  $V_{opt}$  としてもよい。

### (3) ソイルセメントの長期一軸圧縮強さに関する実験

本実験は、ソイルセメントにおける長期供用後(現場)の一軸圧縮強さがどの程度であるか、を推定するための実験式を得るために行ったものである。また、後述の、ソイルセメントの収縮率とそのときの一軸圧縮強さが、どのような関係にあるかを検討するために行なったものである。ただし、試料土は代表的なまさ土、しらす、山砂各1種、養生の温度および期間は、それぞれ 5~60°C, 7~244日、添加微細粉はセメントだけ、である。実験の結果は、その一例を示せば図-7のとおりであるが、取りまとめると以下のようことが明らかとなっている。

- ① ソイルセメントの長期一軸圧縮強さ ( $\sigma(\Sigma T)$ , (kgf/cm<sup>2</sup>)) は、当該ソイルセメントの累積養生指数 ( $\Sigma T$ , (°C・日)) と密接な関係があり、それらは両対数表示で直線関係、すなわち、

$$\sigma(\Sigma T) = \exp[(A_i \cdot \log \sigma_7 + B_i) \log \Sigma T + C_i \cdot \log \sigma_7 + D_i] \dots \dots \dots (10)$$

ここに

$$\Sigma T = (t_{cw})^2 \cdot D / 20 \dots \dots \dots (11)$$

の関係にある。ただし、式(10)の適用範囲は  $10 < \Sigma T \leq 10^5$  (°C・日) で、 $\sigma_7$  は7日間標準養生後の一軸圧縮強さ (kgf/cm<sup>2</sup>)、 $t_{cw}$  は養生温度 (°C)，

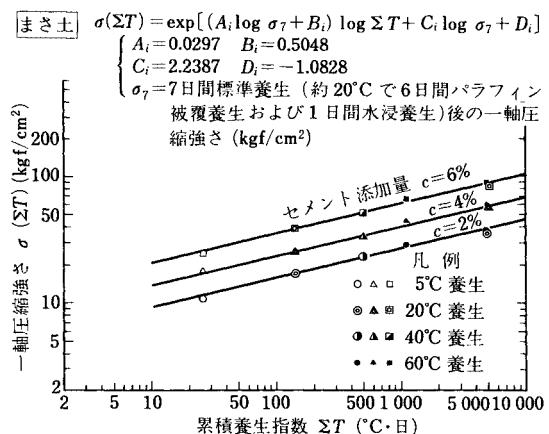


図-7 ソイルセメントの累積養生指数と一軸圧縮強さ  
(まさ土 No.1)

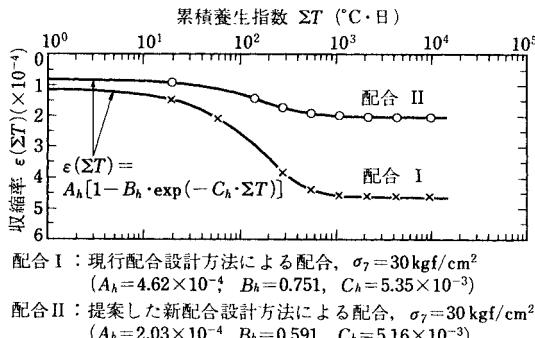


図-8  $\sigma_r = 30 \text{ kgf/cm}^2$  のソイルセメントの収縮率曲線  
(まさ土 No.1)

$D$  は養生日数 (日),  $A_i, B_i, C_i, D_i$  はソイルセメント用土の種類によって異なる定数である。

② 推定の実験式 (10), (11) は, 11 年後の阪奈道路, 5 年後の東名高速および 8 年後の白浜有料道路において実測されたデータ<sup>3)</sup>より, ほぼ妥当であるものと判断された。

#### (4) ソイルセメントの硬化収縮率に関する実験

本実験は, 7 日間標準養生後の一軸圧縮強さは同じ (30 ( $\text{kgf/cm}^2$ )) であるが, ソイルセメント用土の細粒部の粒度すなわち石粉およびセメントといった微細粉物質の量が最適添加微細粉総量 ( $V_{opt}$ ) である場合 (配合 II) とそうでない場合 (配合 I; セメント添加のみ) の, 供試体おののの硬化収縮率がどの程度異なるか, またこれらの収縮率の違いがソイルセメント路盤のクラック発生にどのような影響を及ぼすか, さらには舗装表面にリフレクションクラックを発生させないためのソイルセメント路盤の収縮率はどれほどか, を把握するために行ったものである。実験の結果は, その一例を示せば図-8 のとおりであるが, 取りまとめると以下のようなことが明らかとなっている。

① ソイルセメントの硬化収縮率 ( $\epsilon(\Sigma T)$ ) は, 当該ソイルセメントの累積養生指数 ( $\Sigma T$ ) と密接な関係にあり,

$$\epsilon(\Sigma T) = A_h [1 - B_h \cdot \exp(-C_h \cdot \Sigma T)] \quad \dots \dots \dots (12)$$

と表わされる。ただし,  $\Sigma T$  は前出式 (11),  $A_h, B_h, C_h$  は定数である。したがって, ソイルセメントの最終硬化収縮率は,  $\epsilon(\Sigma T)$  の極限値  $A_h$  で表わされることになるが, この  $A_h$  の値は, 最適添加微細粉総量 ( $V_{opt}$ ) の条件を満たす配合 II (新配合設計法による) のものの方が, 単にセメントのみを添加した配合 I (現行配合設計法によ

る) のものより小さく, 本例の場合の比率は, 概略 4 対 9 となった (他の例も本例にほぼ同じ)。

#### (5) ソイルセメント路盤におけるクラック発生の可能性とリフレクションクラック発生のメカニズム

実路におけるソイルセメント路盤にクラックが発生するメカニズムは, きわめて複雑と考えられるが, もし当該クラックが, ソイルセメント路盤に変形を生じさせる応力によって生ずるものとすれば, 交通荷重, 硬化収縮, 温度変動および含水比変動に伴う乾燥収縮現象などにより生ずる応力が, クラック発生の主な要因と考えられる。

これらの各種要因により生ずる応力は, ソイルセメント路盤特有のものとはいえないもの (交通荷重により生ずる応力) もあるが, ここでは, ソイルセメント路盤に生ずるクラック発生の可能性を広く検討するため, それぞれ応力の強さを概算 (モデル計算) することとし, 併せて, おのおのの要因により生ずるソイルセメント路盤のクラックが, 舗装にとってきわめて有害なリフレクションクラックの発生にどの程度関与するのか, またその発生のメカニズムはどのようなものであるのか, を述べることとする。ただし, いずれの検討においても, ソイルセメント路盤に生ずる応力は, 平板状の当該路盤が完全な拘束状態にあるとして概算したものである。

##### a) 交通荷重により生ずる応力でソイルセメント路盤にクラックが発生する可能性

交通荷重によってソイルセメント路盤に生ずる応力のうち, 路盤クラックの発生に最も関与すると考えられるものは, 当該路盤底面に生ずる曲げ引張応力 ( $\sigma_b$ ,

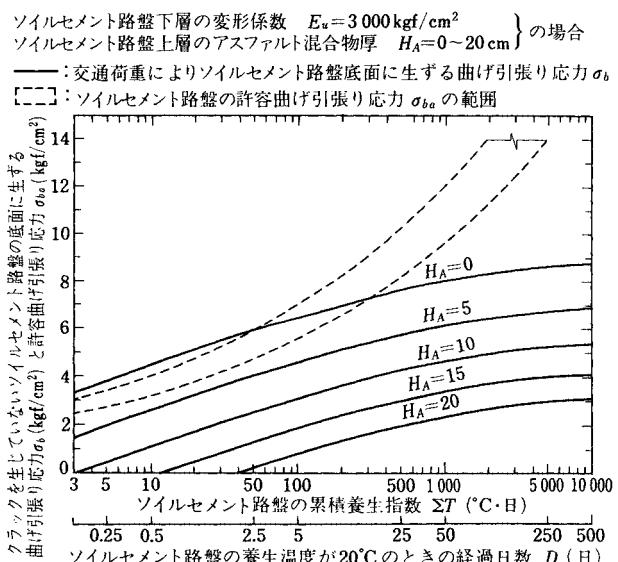


図-9 クラックを生じていないソイルセメント路盤の底面に生ずる曲げ引張り応力の経時変化 ( $E_u = 3000 \text{ kgf/cm}^2$ )

(kgf/cm<sup>2</sup>)）で、その応力度の概略は、

$$\sigma_b = \xi p \left( \frac{a_e}{h} \right)^2 \log \left[ 1.18 \left( \frac{h}{a_e} \right)^3 \left( \frac{E_{sc}}{E_u} \right) \right] \quad (13)$$

$$E_{sc} = K [1 - \exp \{-m(\sigma(\sum T))^n\}] \quad (14)$$

とできる。また、このときの、ソイルセメント路盤の許容曲げ引張り応力 ( $\sigma_{ba}$ , kgf/cm<sup>2</sup>) は、概略、

$$\sigma_{ba} = (1/4 \sim 1/5) \sigma(\sum T) \quad (15)$$

とできる。ただし、 $\sigma_b$  は荷重載荷面直下の、

クラックを生じていないソイルセメント路盤底面に生ずる曲げ引張り応力<sup>4)</sup> (kgf/cm<sup>2</sup>)、 $p$  は載荷面における平均荷重強さ (kgf/cm<sup>2</sup>)、 $a_e$  は載荷面の等値半径 (cm)、 $h$  はソイルセメント路盤の厚さ (cm)、 $E_{sc}$  はソイルセメント路盤の変形係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)、 $E_u$  はソイルセメント路盤下層の変形係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)、 $\sum T$  は前出式 (11)、 $\xi$ 、 $K$ 、 $m$ 、 $n$  は定数、 $A_i$ 、 $B_i$ 、 $C_i$ 、 $D_i$  は前出定数である。

したがって、 $\sigma_b$  と  $\sigma_{ba}$  との関係は、式 (13) からも明らかなように、ソイルセメント路盤下層の変形係数 ( $E_u$ ) によって異なることがわかる。ここに  $E_u = 3000$  (kgf/cm<sup>2</sup>) の場合における  $\sigma_b$  と  $\sigma_{ba}$  との関係は、図-9 に示すとおりであるが（車両の輪荷重が 5 トンの場合）、それ以外の  $E_u$  の場合も含めたときの  $\sigma_b \geq \sigma_{ba}$  となる可能性は、取りまとめると以下のようなものである。すなわち、交通荷重により生ずる応力によってソイルセメント路盤（7 日間標準養生後の一軸圧縮強さが 30 (kgf/cm<sup>2</sup>) のもの）にクラックが発生する可能性は、舗装構成各層の層厚および強度によって異なり、たとえば、ソイルセメント路盤下層の変形係数が 500 (kgf/cm<sup>2</sup>) 以下であれば、ソイルセメント路盤上層の厚さ（表層のアスファルト混合物層厚）が 20 cm であっても、クラックは発生するものと考えられる。また、ソイルセメント路盤下層の変形係数が 1,000, 2,000, 3,000 (kgf/cm<sup>2</sup>) であっても、上層のアスファルト混合物厚さがそれぞれ 10, 5, 0 cm であれば、同様にクラックは発生するものと考えられる。

しかし、この種のクラックは、一定時間が経過してもそのクラック幅は広がらない性質のものであることから、リフレクションクラックを直接引き起こす性質のないクラックであると考えられる。

#### b) 硬化収縮により生ずる応力でソイルセメント路盤にクラックが発生する可能性

硬化収縮する部材、たとえばソイルセメント路盤の応力は、クリープを考慮して求める方が実際的と考えられる<sup>5)</sup>。ここに、ソイルセメント路盤のクリープを考慮した  $x$  方向（水平方向）の硬化収縮応力 ( $\sigma_x^*(t)$ , kgf/cm<sup>2</sup>) は、

$$\sigma_x^*(t) = \sigma_x(t) + \int_0^t \sigma_x^*(\tau) \cdot H(t, \tau) d\tau \quad (16)$$

	$C_k$	$\frac{1}{2}$ (極限クリープひずみ量)となる時間
$\sigma_x$ : 収縮応力の弾性解	$9.90 \times 10^{-2}$	1週間
$\sigma_x^*$ : クリープを考慮した収縮応力	$3.30 \times 10^{-2}$	3週間
$\sigma_{sa}$ : 許容収縮引張り応力	$1.98 \times 10^{-2}$	5週間
	$1.41 \times 10^{-2}$	7週間
	$1.90 \times 10^{-3}$	1年
	$3.80 \times 10^{-4}$	5年

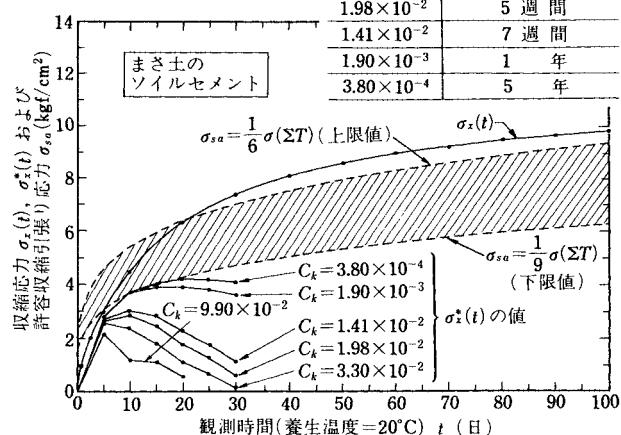


図-10(a)  $\sigma_t=30$  kgf/cm<sup>2</sup> のソイルセメント路盤に発生する収縮応力（まさ土 No. 1）

	$C_k$	$\frac{1}{2}$ (極限クリープひずみ量)となる時間
$\sigma_x$ : 収縮応力の弾性解	$9.90 \times 10^{-2}$	1週間
$\sigma_x^*$ : クリープを考慮した収縮応力	$3.30 \times 10^{-2}$	3週間
$\sigma_{sa}$ : 許容収縮引張り応力	$1.98 \times 10^{-2}$	5週間
	$1.41 \times 10^{-2}$	7週間
	$1.90 \times 10^{-3}$	1年
	$3.80 \times 10^{-4}$	5年

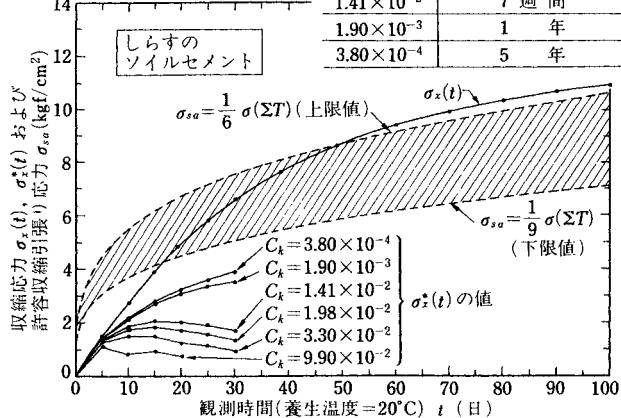


図-10(b)  $\sigma_t=30$  kgf/cm<sup>2</sup> のソイルセメント路盤に発生する収縮応力（しらす No. 14）

ただし、

$$H(t, \tau) = \frac{\partial}{\partial \tau} \left[ E_{sc}(t) \left\{ \frac{1}{E_{sc}(\tau)} + K_{sc}(t, \tau) \right\} \right] \dots \dots \dots (17)$$

$$E_{sc}(\tau) = A_s [1 - B_s \cdot \exp(-C_s \cdot \tau_e)] \dots \dots \dots (18)$$

$$K_{sc}(t, \tau) = \left( A_k + \frac{B_k}{\tau} \right) [1 - \exp(-C_k(t - \tau))] \dots \dots \dots (19)$$

で、 $\sigma_x(t)$  はソイルセメント路盤に発生する硬化収縮応力の弾性解 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )、 $E_{sc}(\tau)$  は材令  $\tau$  (日) におけるソイルセメント路盤の変形係数 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )、 $K_{sc}(t, \tau)$  は観測時間  $t$  (日) および材令  $\tau$  におけるソイルセメント路盤のクリープ関数<sup>6)</sup>、 $\tau_e$  は有効材令 ( $^\circ\text{C} \cdot \text{日}$ ) で  $(t_{cw})^2 \cdot \tau / 20$ 、その他は定数である。

また、ソイルセメント路盤の許容収縮引張応力 ( $\sigma_{sa}$ ,  $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ) は、概略、

$$\sigma_{sa} = (1/6 \sim 1/9) \sigma(\sum T) \dots \dots \dots (20)$$

ただし、 $\sigma(\sum T)$  は前出式 (10) とできる。なお、ソイルセメント路盤のクリープを考慮した  $y$  方向の硬化収縮応力、同じく  $xy$  方向のせん断応力は、それぞれ  $\sigma_y^*(t) = \tau_{xy}^*(t) = 0$  である。

したがって、式 (16) の  $\sigma_x^*(t)$  は、ボルテラ型の第2種積分方程式であるから、平均値法を適用して連立方程式に変換した後これを解き、代表的なまさ土、しらすにおける  $\sigma_x^*(t)$  と  $\sigma_{sa}$ との関係を示せば、図-10(a), 10(b) に示すとおりとなる。これより、 $\sigma_x^*(t) \geq \sigma_{sa}$ となる可能性、すなわち、硬化収縮応力により生ずる応力によってソイルセメント路盤にクラックが発生する可能性は、当該路盤のクリープ進行速度によって異なり、クリープが7週間以内に完了する場合（通常の場合）には、収縮応力の緩和が著しく、このためクラックは発生しないことがわかる。しかし、クリープの進行が何らかの理由できわめて遅く、かつ初期における硬化収縮が著しく急な場合は、クラックの発生のあることがわかる。そして、この種のクラックは、いったん発生すると時間の経過とともに徐々にそのクラック幅を広げていく長期進行性のクラックであることから、リフレクションクラック発生の原因となる可能性のきわめて高いクラックであると考えられる。

### c) 温度変動により生ずる応力でソイルセメント路盤にクラックが発生する可能性

ソイルセメント路盤の中層部に生ずる温度応力 ( $\theta_t$ ,  $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ) の概略は、

$$\theta_t = \alpha_t (\bar{Y}_{MZ} - \bar{Y}_{MZ}) E_{sc} \dots \dots \dots (21)$$

$$\bar{Y}_{MZ} = (A_m \cdot Z_s + B_m) \bar{Y}_{MAIR} + C_m \cdot Z_s + D_m \dots \dots \dots (22)$$

ただし、 $\bar{Y}_{MZ}$ 、 $\bar{Y}_{MZ}^n$  はそれぞれ8月および任意の月におけるソイルセメント路盤中層部位の月

平均温度 ( $^\circ\text{C}$ )、 $\bar{Y}_{MAIR}$  は任意の月の月平均気温 ( $^\circ\text{C}$ )、 $E_{sc}$  は前出式 (14)、 $\alpha_t$  はソイルセメント路盤の熱膨張係数 ( $\text{cm}/\text{cm}/^\circ\text{C}$ )、 $Z_s$  は舗装表面からソイルセメント路盤中層部まで深さ (cm)、 $A_m$ 、 $B_m$ 、 $C_m$ 、 $D_m$  は定数である。

また、ソイルセメント路盤中層部に生ずる温度応力に対応する許容引張り応力は、式 (20) と同じく、

$$\sigma_{sa} = (1/6 \sim 1/9) \sigma(\sum T)$$

とできる。

したがって、たとえば大阪におけるまさ土のソイルセメント路盤を例とした  $\theta_t$  と  $\sigma_{sa}$  の関係は、図-11に示すとおりとなる。これより、 $\theta_t \geq \sigma_{sa}$ となる可能性、すなわち、温度応力により生ずる応力によってソイルセメント路盤にクラックが発生する可能性は、舗装を構成する層厚の違いでそれほど異なるものではなく、舗装厚が通常の厚さの範囲内（ソイルセメント路盤厚が15~20 cm、上層のアスファルト混合物層厚が5~15 cm）であれば、当該クラックは、施工後最初の冬以降各冬ごとに必ず発生することがわかる。そして、こうした現象は、札幌、東京、福岡、まさ土、しらすを問わず、ほぼ同じようなものであることが計算により確かめられている。

しかし、この種のクラックは、夏から冬に向かうたびに徐々にそのクラック幅が広がる一方、冬から夏にかけては閉じるといった季節周期型の消長性クラックであることから、リフレクションクラック発生の原因となる可能性の小さいクラックであると考えられる。

### d) 含水比変動に伴う乾燥収縮現象により生ずる応力でソイルセメント路盤にクラックが発生する可能性

砂質系特殊土を用土とするソイルセメント路盤は、一

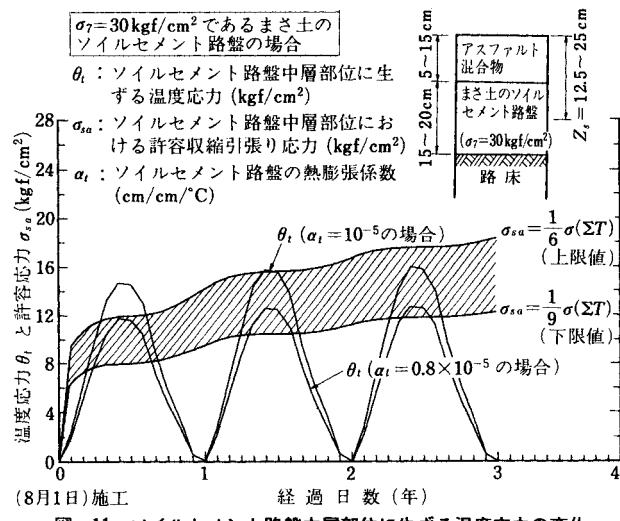


図-11 ソイルセメント路盤中層部位に生ずる温度応力の変化  
(大阪)

般に含水比変動が小さい（通年）ため、乾燥収縮現象により生ずる応力の強さは小さいと考えられる。したがって、当該応力によるクラックの発生はないものと判断されるから、リフレクションクラックの発生も当然ないものと考えられる。

#### e) リフレクションクラック発生のメカニズム

ソイルセメント路盤を有する舗装に、ほぼ等間隔（ほぼ5~10 mごと）のリフレクションクラックが発生する最も典型的なメカニズムは、前述a)~d)より次のようなものと考えられる。

すなわち、リフレクションクラック発生の端緒は、温度低下によって規則的間隔で横断状に発生するソイルセメント路盤のヘヤークラックであって、これに舗装の構造（特にソイルセメント路盤下層の強度）によっては交通荷重によるクラック面の損傷拡大化が起こり、続いて温度の再低下により生ずる応力および長期継続型の硬化収縮応力の競合によってクラック幅がさらに拡大し、もし当該クラックの開き幅がある幅以上に広がれば、ソイルセメント路盤とその上層のアスファルト混合物層相互の摩擦拘束力により、アスファルト混合物層の底面から上方にかけてクラックが伝播することとなり、これによって、いわゆるリフレクションクラックが発生するものと考えられる。

そして最悪の場合、リフレクションクラックの開き幅が徐々に成長していく場合があるが、これは、表層のアスファルト混合物に特有な応力緩和現象によるため、すなわち、アスファルト混合物の応力緩和が大きいと、当該クラックを閉じようとする力が弱まってクラックは開いたままとなり、以後これの繰返しでクラックが成長していくため、と考えられる（リフレクションクラックが出来るときにも応力緩和がある）。

f) リフレクションクラックを発生させないためのソイルセメント路盤の設計限界収縮率と舗装構造

ソイルセメント路盤を有する舗装の表層（アスファルト混合物層）にリフレクションクラックを発生させないための、日本各地の各月におけるソイルセメント路盤の限界収縮率 ( $\epsilon_{SL}$ ; 一般的な交通荷重、温度変動、硬化収縮、クリープなどによる各種応力がどんな組合せで作用しても、舗装にリフレクションクラックを発生させないソイルセメント路盤の収縮率) は、

$$\varepsilon_{SL} = \frac{H_A}{J} \cdot A(\dot{\varepsilon}) \left[ 1 - B(\dot{\varepsilon}) \exp \left\{ C(\dot{\varepsilon}) \exp \left( \frac{T}{\ln 10} \right) \right\} \right]$$

で表わされる。ただし、 $\dot{\varepsilon}$ はアスファルト混合物のひずみ速度 (1/s) で

$$A(\dot{\varepsilon}) \doteq -1.2 \times 10^{-3} \ln \dot{\varepsilon} + 2.4 \times 10^{-2}$$

$$B(\dot{\varepsilon}) \doteq 2.5 \times 10^{-3} \ln \dot{\varepsilon} + 0.95$$

$$C(\dot{\varepsilon}) \doteq -\exp(0.92 \ln \dot{\varepsilon} - 8.0)$$

であり、 $H_A$ はアスファルト混合物層の層厚 (m)、 $l$  はリフレクションクラックの発生間隔距離 (m)、 $T$  はアスファルト混合物層の温度 ( $^{\circ}\text{C}$ )、 $a_t$ 、 $s\bar{Y}_{MZ}$ 、 $\bar{Y}_{MZ}$  は前出式 (21) のとおりである。

よって、式(23)より求められる日本各地の最小値のさらに最小値をソイルセメント路盤の設計限界収縮率とすれば、当該設計限界収縮率は、路盤上層のアスファルト混合物層の層厚が5, 10, 15 cmであるとき、それぞれ $0.5 \times 10^{-4}$ ,  $4.0 \times 10^{-4}$ ,  $7.5 \times 10^{-4}$ と求められる。

したがって、前述の配合Ⅰ（現行配合設計法による）および配合Ⅱ（新配合設計法による）のソイルセメントを路盤としたとき、それらの収縮率はそれぞれ  $5 \times 10^{-4}$ 、 $2 \times 10^{-4}$  程度であるから、配合Ⅱのソイルセメントを路盤に有する舗装では、上層のアスファルト混合物厚さが 10 cm と比較的薄いものであってもリフレクションクラックを発生せず、一方配合Ⅰのソイルセメントを路盤に有する舗装では、上層のアスファルト混合物層の厚さが 15 cm と厚いものでなければ、リフレクションクラックの発生を防止しがたいということがわかる。

## 5. 檢証結果

本研究において得られた成果の妥当性に関する検証は、2例の試験舗装（ともに広島県）における、平坦性やたわみ量の経時測定、リフレクションクラックの発生の有無の観察といった供用性追跡調査により行った。供用性の調査項目として前述の3項目を選定した理由は、以下のとおりである。すなわち、もし、本研究において得られた成果のうち1つでも不適切なものが含まれていれば、舗装の破壊形態および時期に関する経験的事実から、両試験舗装のソイルセメント路盤を有する工区において舗装破壊の代表的現象、たとえば平坦性の悪化、たわみ性状の悪化、リフレクションクラックの発生といった現象のどれか1つあるいはいくつかが、1~3年以内に必ず現われることによっている。しかし、両試験舗装におけるそれぞれ数年にわたる供用性追跡調査によればソイルセメント路盤を有する工区の平坦性状、たわみ性状はともに良好で、かつリフレクションクラックの発生もなく、その供用性は、粒調碎石路盤を有する標準工区の性状とまったく遜色のないもの、と認められた。

論 論

まさ土、しらす、山砂などの砂質系特殊土を利用したソイルセメントの、道路路盤への適用に関する本研究の結論は、概略すると以下のとおりである。

### (1) 砂質系特殊土の定量的品質判定基準と利用基準

### a) 試験方法

- ① 主な試験機；粒子破碎試験／ASTM D 3387 規定のジャイレトリー締固め試験機、粒度試験／JIS Z 8801 規定の標準網ふるい。
- ② 試験条件；ジャイレトリー締固め試験機～ローラの種類／オイルローラ、初期ジャイロ角／1度、ラム圧力／300 psi、試料の容積／約 400 mL、試料の含水比／絶乾。標準網ふるいのふるい目（呼び径）～10, 5, 2.5, 1.2, 0.6, 0.3, 0.15, 0.074 mm。
- ③ 測定値；ジャイレトリー締固め試験機のフランジ回転数  $R=0, 400, 800$  回目の試料粒度。
- ④ 計算するもの；粒子破碎収束粒度。
- a) 品質分類基準
  - ① 計算するもの；ふるい目 0.3～0.074 mm 間における原粒度と粒子破碎収束粒度間の通過率差の平均  $X_1$  (%)、原粒度における 0.3～0.074 mm 間の平均通過率  $X_2$  (%)、原粒度における 50 % 粒径  $X_3$  (mm) および定量的品質判定値  $\phi$  ( $=\sqrt{X_1 \cdot X_2 / X_3^{0.5}}$ )。
  - ② 評価方法； $\phi < 10$  ならばきわめて良品質、 $10 \leq \phi < 17$  ならばやや良品質、 $17 \leq \phi < 27$  ならばやや不良な品質、 $27 \leq \phi$  ならばきわめて不良な品質と判定。
- c) 利用基準
  - ① 決定方法；表-5 参照。定量的品質判定値  $\phi$  の値により、利用可能な工種および設計強度 (CBR,  $q_u$ ) を決定。
- (2) リフレクションクラックを発生させないソイルセメントの新配合設計方法
  - a) 新配合設計手順
    - ① 設計一軸圧縮強さ；ソイルセメント用土の定量的品質判定値  $\phi$  の値に応じて決定（表-5 参照）。
    - ② セメント量の決定；まず、ソイルセメント用土の最適添加微細粉総量 ( $V_{opt}$ ) を求める。次いで、常に  $V_{opt}$  の量となる組合せで（セメント+石粉）を添加して一軸圧縮試験を行い、得られた一軸圧縮強さ～添加微細粉量の関係図から、設計一軸圧縮強さとなるセメント量（必要最小セメント量）を決定する。ただし、ソイルセメント用土に碎石などを併用する場合は、 $V_{opt}$  を [ $V_{opt}$  (1-併用碎石の内割比率)] に減ずる。なお、碎石を併用する場合の碎石量は、最適添加微細粉総量がセメントのみとなるような量が望ましい。
  - b) 収縮率の検討
    - ① 測定方法；JIS A 1129 「モルタルおよびコンクリートの長さ変化試験方法」により測定。
    - ② 設計限界収縮率；ソイルセメント路盤を有する舗

装の表面（アスファルト混合物）にリフレクションクラックを発生させないための、ソイルセメントの設計限界収縮率は、表層のアスファルト混合物層の厚さが 5, 10, 15 cm のとき、それぞれ  $0.5 \times 10^{-4}$ ,  $4.5 \times 10^{-4}$ ,  $7.5 \times 10^{-4}$  とする。

## 7. あとがき

本研究は、ここ 20 年来望まれ続けてきた、リフレクションクラックを発生させない砂質系特殊土によるソイルセメントの、配合設計方法を提案したものである。

もとより、ソイルセメントのこれまでの施工実績は膨大なものであり、またこれまでに蓄積された技術はきわめて貴重なものであるが、本研究の成果により、今後一層の発展があればと期待する次第である。

**謝 辞：**本研究は、石原研而 東京大学教授のご懇なご指導を賜わりつつ取りまとめたものであり、末筆ながらここに深く謝意を表する次第であります。また、松本嘉司 同学教授、岡村 甫 同学教授、龍岡文夫 同学生産技術研究所助教授、魚本健人 同学生産技術研究所助教授には、取りまとめにあたり数々の大変貴重なかつ示唆に富んだご助言を賜わり、ここに謹んで謝意を表する次第であります。特に、星埜 和 同学名誉教授には有益なご助言ならびに多大なご援助を賜わり、ここに深甚なる謝意を表する次第であります。なお、参照させて頂いた下記の文献の著者の方々にも、厚くお礼申し上げる次第であります。

## 参 考 文 献

- 1) 溝潤 優：砂質系特殊土を利用したソイルセメントの道路路盤への適用に関する研究、東京大学学位論文、1985 年 12 月。
- 2) 田中淳七郎・高見 博・南雲貞夫・大塚高志：ソイルセメントを用いたアスファルト舗装の供用成績調査、道路、1968 年 7 月。
- 3) 星野出雲：セメント安定処理（ソイルセメント）、第 18 回土質工学シンポジウム発表論文集、1973 年。
- 4) 竹下春見：ソイルセメント、コンクリートパンフレット 第 71 号、日本セメント技術協会、1963 年。
- 5) 大浜文彦・森本博昭：セメント硬化体、特にエーモルタルの収縮応力源とそれによる収縮応力の解析、土木学会論文報告集、1974 年 8 月。
- 6) 岡田 清・川村満紀：ソイルセメントの荷重変形特性に関する二・三の考察、材料、第 13 卷、1964 年 9 月。
- 7) 近藤佳宏・三浦裕二：アスファルト舗装体内温度の推定に関する研究、土木学会論文報告集、1976 年 6 月。

(1986.11.12・受付)