

アスファルト

第36巻 第179号 平成6年4月発行

179

特集・空港舗装

空港アスファルト舗装の研究	佐藤勝久	1
わが国における空港アスファルト舗装の設計	八谷好高	3
関西国際空港の舗装構造について 鈴木勝・江村剛	10	
新東京国際空港: 500トン荷重対応舗装	川上淳仁	17
超軟弱不均一地盤上の空港: 東京国際空港		
新千歳空港舗装構造設計について	山本浩・伊藤和央	26
大阪国際空港: 改質アスファルト・補修	菅野利明	32
改質アスファルトコンクリートによるオーバーレイおよび追跡調査	大林正和	40
福島空港: 高盛土における空港の舗装	梅木勇二	45

アスファルト舗装技術研究グループ第16回報告 52

アスファルト舗装の各層の変形係数の決定手法について 53

阿部長門・小笠幸雄・菅野伸一
増山幸衛・峰岸順一

<用語の解説>

現場透水量	小島逸平	73
レオロジー	板垣和芳	75

<新刊書紹介>

修景石材と舗装	陶山武彦	77
AAPTの入会について	荻野正嗣	78
総目次 第175号～第178号(平成5年度)		79
<統計資料>石油アスファルト需給統計資料		81

ASPHALT

社団法人 日本アスファルト協会
JAPAN ASPHALT ASSOCIATION

空港アスファルト舗装の研究

佐藤 勝久

長岡工業高等専門学校土木工学科教授・工博

(前運輸省港湾技術研究所土質部長)

早いものでもう四半世紀以上も前になるが、空港舗装の研究などのために運輸省港湾技術研究所に滑走路研究室ができた。研究室ができた当時は、ジャンボジェット機が出現した頃で、わが国の航空事業の発展の黎明期であったといえる。

しかし、当時のわが国の空港舗装に関する技術はゼロに等しく、現場で欧米の技術基準などを参考にして細々と工事を実施しているといった状況であった。そこで、滑走路研究室が中心となり、当時やはり設立された新東京国際空港公団などとも共同して、欧米の技術やわが国の他の分野の技術などを参考として、わが国の空港舗装の技術基準を作成した。

しだいに増大していく航空需要に対応する形で、各地で既設空港の拡張あるいは新空港の建設が次々と実施され現在に至っているが、この間、このような空港建設工事における問題点を解決していくことと、より一層合理的な建設を行うことなどのために、前述の滑走路研究室や実際に空港建設にたずさわる部署において、種々の研究が実施されてきている。

空港舗装に関連しては、当初は、ジャンボジェット機の就航などに対応するために、重荷重用の舗装についての工夫が考えられた。総重量350tfものジャンボジェット機などを対象とする重荷重用の舗装の研究のため、試験舗装へそのような大きな荷重を載荷できる載荷槽（静的に最大200tf、動的に最大50tf）および走行荷重車（脚荷重最大100tf）が製作された。各種試験舗装が実施され、載荷試験などをとおして重荷重用舗装への対応策が明らかにされていった。

重荷重用アスファルト舗装に関連しては、路床土の支持力の評価方法、安定処理材や潜在水硬性材料（スラグ、コーラルリーフロックなど）の上層路盤への適用方法、表層アスファルトコンクリートのはく離・摩耗対策、わだち掘れ対策などが研究された。それに対して所要の成果が得られ、それらは実際の空港建設において活用されてきている。

昭和50年代に入ると、環境問題などから、新空港の

立地場所としては、海上や山岳地をとらざるを得ないことが多くなってきた。海上の場合は一般に埋立となり、山岳の場合は高盛土となる。いずれの場合も立地条件は悪いことが多い、特に沈下や不同沈下の問題に悩まされることが多い。

このような条件に対応すべく、沈下や不同沈下を受けたときの舗装の挙動の解明がなされた。アスファルト舗装といえども、過大な不同沈下を受けるとクラックなどの破壊が発生するので、不同沈下の際の舗装の破壊規準が研究され、規準を越え破壊する恐れのある場合の対処方法などについて研究された。

また一方空港の場合、広大な用地であることと、通常用地内で土量をバランスさせなければならないことから、あまり良くない土でも埋立や盛土に用いていかざるを得ないことも多い。軟弱土の場合の路床改良の設計・施工方法、あるいは軟弱路床の場合に適しているといわれるサンドイッチ舗装の適用方法などが研究され、研究成果は東京国際空港の沖合展開事業の第一期工事などの実際の工事に用いられている。また、岩盤をそのままあるいは岩碎を締固めて路床に用いなければならないことがあります、これらの場合の路床支持力の評価方法についても研究がなされてきた。

航空機の大型化はまだ続いている、また特殊な路床土、特殊な舗装材料、特殊な構造を対象としなくてはならないこともあることから、最近アスファルト舗装についても、種々の条件を考慮しやすい弹性理論などによる理論設計法の研究がなされ、今年の9月に開港予定の関西国際空港のアスファルト舗装の設計において利用された。

一方空港の数が多くなり施設の数も多くなってきたことから、各施設の老朽化に対し、それら施設の機能や構造の評価、および施設の再生の方法などについての研究の必要性が高まってきた。特に、航空機が大型化してきたことと交通量が増大してきたことから、空港舗装に各種破損がみられるようになり、それらの評価と補修の方法を早急に確立することが強く要請され

た。

空港舗装の機能の評価について研究がなされ、路面性状の調査結果に基づく供用性の評価方法が提案された。舗装については、機能面の評価と同時に構造面の評価も必要で、空港では施設閉鎖がむずかしいという特殊性があることを考慮し、従来の解体調査による方法に代わる非破壊評価方法の研究がなされ、アスファルト舗装に対して非破壊試験機「ダイナフレクト」を用いた方法が提案された。

空港舗装の評価方法と平行して、機能や構造に問題のある舗装の補修方法の研究が多くなされてきた。空港で一般的なかさ上げ工法について、より合理的な設計法が提案された。アスファルト舗装の構造的な破損に対しアスファルトでかさ上げする場合のかさ上げ厚の算定について、ダイナフレクトのたわみ測定値を用いて簡単に求める方法が提案され、各地の空港舗装で用いられてきた。また、コンクリート舗装の構造的な破損に対するアスファルトかさ上げについても、3層弾性理論に基づくかさ上げ厚算定方法が提案された。

航空機は、滑走路上を時速350km/hもの速度で走行して離陸し、時速250km/hもの速度で着陸してくる。このような高速で走行する航空機の安全を確保するため、滑走路の舗装は特別な配慮がなされている。大きなすべり抵抗性や平坦性が要求され、これらを確保するための工夫がなされている。滑走路の走行方向に直角に洗濯板（といっても現在このようなものを見るとはまずないが……幅30cm、長さ50cmぐらいの板に横方向に溝を切ったもの）のように幅6mm、深さ6mmの溝を3cm間隔ぐらいに作り、路面の排水性や湿潤時のすべり抵抗性を大きくするグルーピングについて、それらの効果ならびにアスファルト舗装での耐久性の向上などが研究された。これらの成果に基づいて、今や全国のほとんどの空港の滑走路にグルーピングが設置されている。

以上今までに空港アスファルト舗装に関連してどのような研究がなされてきたかを振り返ってみた。これらの研究の成果は各地の空港の整備に活用されてきている。本特集においては、それらの内代表的なものについて、各担当者の方々から詳しく報告がなされるので、空港舗装の特殊性やそれらに対してどのように対処しているかなどを御理解いただけることと思う。

過去・現在までについてはおおよそ以上のような経緯であるが、では空港アスファルト舗装に関連して今後はどのような課題に取り組んでいく必要があるので

あろうか。課題は種々あると思うが、その内主要なものをいくつか示してみることとする。

ジャンボジェット機の出現は航空界における特筆すべきエポックであった。これは空港舗装においても同様であった。そして空港アスファルト舗装では種々の問題が生じてきた。特に重荷重によるわだち掘れは、空港アスファルト舗装では解決が大変むずかしい課題として現在も継続している。施工性や補修性などの良いアスファルト舗装は、現場サイドからは大いに使用していきたい舗装種別であるが、その使用的制約になっているのがこのわだち掘れ問題である。アスファルト舗装のより一層の活用のためには、重荷重によるわだち掘れ問題の解決をぜひ図ってほしいものである。

このわだち掘れ問題の解決とも関連することと思うが、最近新材料が次々と出現してきており、今後も新材料が開発されることと思われるが、それら新材料を空港舗装へ有効に活用していくための研究も必要であろう。

新しい材料の適用、また新しい舗装構造の工夫などが今後も行われていくことと思うが、その場合舗装は設計年数が長いので、従来の経験的な設計法では、それらの妥当性を検証し、合理的な設計・施工方法を確立するまでに大変長い時間がかかることになる。そこで、各種要素試験などに基づいて短期間に妥当な舗装構造を決められる設計法、その一つとして理論設計法が考えられるが、そのようなものの確立が望まれ、そのための研究が必要であろう。

どのような施設でもそうであり、特に舗装の場合は比重が大きいのが、施設の維持・補修の問題である。空港が増え、供用されている施設が増えてきて、この維持・補修は大きなテーマとなってきている。より合理的な維持・補修の方法を研究し、限りある予算をできるだけ有効に使用していくことに、努めるべきであろう。そのためには、従来初期建設費だけで経済性評価を考えてきたのを、初期建設費ばかりでなく維持・補修費なども考慮してトータルコストで判定する考え方(Pavement Management System)を確立し、実用化することが重要であろう。

筆者が空港に関わりを持った頃と比べ現在の空港を見ると今昔の感がある。この間に種々の研究・技術開発がなされ、立派な空港、立派な空港舗装が建設されるようになってきた。しかし、技術に終りではなく、今後もより良い空港、より良い空港舗装の建設のために、なお一層の研究や技術開発が期待される。

わが国における空港アスファルト舗装の設計

八 谷 好 高*

1. はじめに

空港の舗装施設は滑走路、誘導路、エプロンの3種類に分けられるが、航空機の重量・走行速度等を考慮して滑走路・誘導路ではアスファルト舗装が、エプロンではコンクリート舗装が一般には用いられている。わが国の空港舗装の構造設計法は、第二次世界大戦後の民間航空輸送の本格化に対応するために整備が進められてきているが、そのコンセプトは基本的には変わっていない。すなわち、アスファルト舗装ではCE(米国陸軍工兵隊)法が、コンクリート舗装ではPCA(米国セメント協会)法が採用されている。前者はCBR法であり、後者はWestergaardの中央部載荷応力に基づく方法である。

本稿ではこのうちアスファルト舗装の構造設計法を紹介するが、まず空港舗装についての各国共通基準を示したあと、わが国との対比という意味で諸外国の空港舗装設計法について述べる。そして、わが国の設計法を記してから、最後に多層弾性理論を用いた新しい設計法を紹介する。

2. ICAO基準

「航空法」にもうたわれているように、航空の分野では国際間の取り決めが重視されている。1947年の国際民間航空条約の発効に伴って組織されたICAO(国際民間航空機関)は、民間航空輸送に係わる事項について国際基準を定めているが、この条約の第14付属書(ANNEX-14)には飛行場に関する規定が示されており、舗装構造については、5.7t以上の航空機が利用する空港の舗装強度をAIP(Aeronautic Information Publication)として報告することと定められている。¹⁾舗装強度はACN-PCN法(ACN:Aircraft Classification Number, PCN:Pavement Classification Number)によって評価されるが、これによって機種により主脚と車輪の異なる航空機荷重と舗装強度を統一

的に表わすことが可能となっている。航空機のACNが空港舗装のPCNと等価かまたは小さければ乗入れ可能と判定されるが、PCNよりも大きい場合はPCNの1.1倍を超えないならば舗装寿命には影響を与えないとされ、年間交通量が全体の5%未満であれば乗り入れが認められている。

ACNは、航空機の重量・交通量(10,000カバージ), 路床強度に対して後述するCE法に従って得られた基準舗装厚から図-1を使用して求められる。PCNの

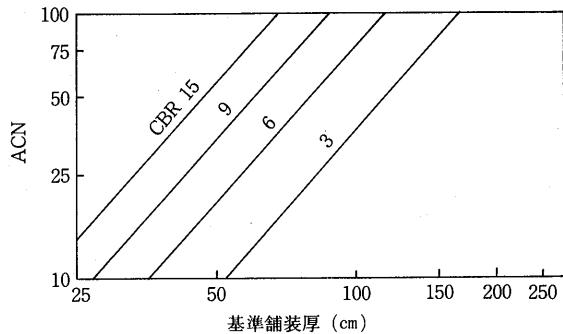


図-1 ACNの計算図表

求め方には、航空機運用上の経験に基づく方法と舗装構造の評価に基づく方法の2とおりがある。航空機を用いる方法は、現在乗り入れている航空機の実態調査から各航空機のACNを算出し、そのうちの最大値をPCNとするものである。これは現状追認型であり、交通量増加が将来予測される場合にはPCNを低減する必要がある。舗装評価に基づく方法には、舗装構造設計法の逆算によるものと、荷重に対する舗装の応答を測定するものとがある。前者では舗装各層・路床の厚さ・材料特性、交通量等を把握してから設計法を逆にたどることによって、また後者では非破壊試験により測定した舗装のたわみから破壊回数を推定することによって、舗装の許容荷重を求めてPCNとしている。このように、ICAOではその時点における舗装強度を規定してい

*はちや よしたか 運輸省港湾技術研究所土質部滑走路研究室長

るだけであり、舗装をどのように設計・施工・補修して運用していくかは各国に任せられている。

3. 諸外国のアスファルト舗装構造設計法

空港舗装は一国内のクローズドシステムではないため、わが国の空港アスファルト舗装の構造設計法と対比する意味で、外国の設計法を概観することは興味深い。ここでは、カナダ、フランス、米国の3ヶ国もののを取り上げるが、わが国も含めて、路床のCBRと航空機の種類・交通量が入力条件となっていて、粒状路盤を用いる場合の舗装厚が得られる点、安定処理路盤を用いた場合の換算係数が与えられている点は共通している¹⁾。

カナダ

カナダでは、航空機荷重が標準脚荷重として12種類にグループ分けされており、舗装厚は路床強度と標準脚荷重との関数として図-2に示すように規定されている。この図は、舗装が全層粒状路盤材料から成るとみなした場合の厚さを示したものであるが、アスファルトコンクリート層と上層路盤の厚さは車輪の接地圧に応じて決定されるようになっている。また、大部分の空港では冬期間の凍結のため、この図から求まる舗装厚が凍結深さよりも小さい場合は舗装厚として凍結深さを探らなければならないとされている。

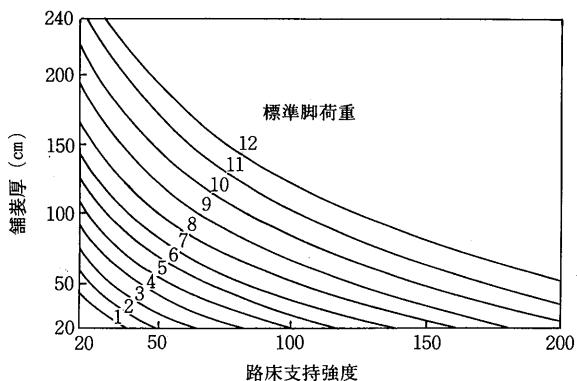


図-2 舗装厚設計図表（カナダ）

フランス

フランスでは、設計期間を10年、1日あたりの航空機数を10便と考えて、最も重い航空機の主脚を設計荷重として、路床CBRに応じた舗装厚が算定される（図-3）。交通量が異なる場合には、 $P' = P / (1.2 - 0.2 \log n)$ (P 、 n は実際の航空機荷重、機数、 P' は1日10機とした場合の設計荷重) により荷重を修正してこの図を用いればよい。このほか、設計期間中の交通量を

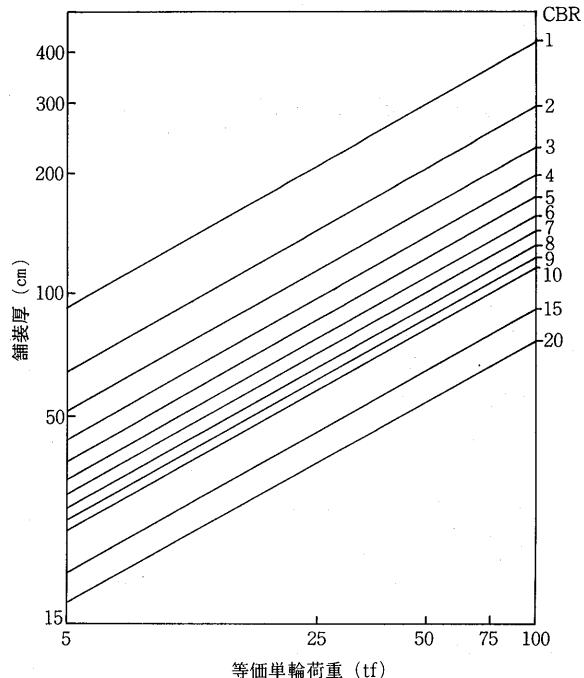


図-3 舗装厚設計図表（フランス）

正しく予測できるときは、実際の航空機の種類・便数を設計航空機の便数に換算する手法も採ることができるようになっている。

米国

米国では設計期間を20年として舗装厚を設計している。舗装厚は交通荷重と路床CBRの関数として得られるが、交通荷重については、最大舗装厚を与える航空機を設計航空機とし、他の航空機の交通量を設計航空機の交通量に換算して年間出発便数として与えられている。舗装厚の設計曲線は設計航空機ごとに与えられており、図-4はB-747の場合である。舗装の最小厚はCBR=20とした場合のものとされ、上層路盤の最小厚も規定されている。また、45 t以上のジェット機が対象となる場合には安定処理路盤が必要とされている。

4. わが国の設計法

わが国の空港アスファルト舗装の構造設計法は、基本的にCEにより開発されたCBR設計法に基づいているので、CE法の概要を述べたあと、わが国で用いられている設計法を紹介する。

CE法

1920年代から米国カルフォルニア州道路局で研究開発されたCBR設計法は、1940年代にはCEにより空港舗装への適用が試みられている。オリジナルCBR法で

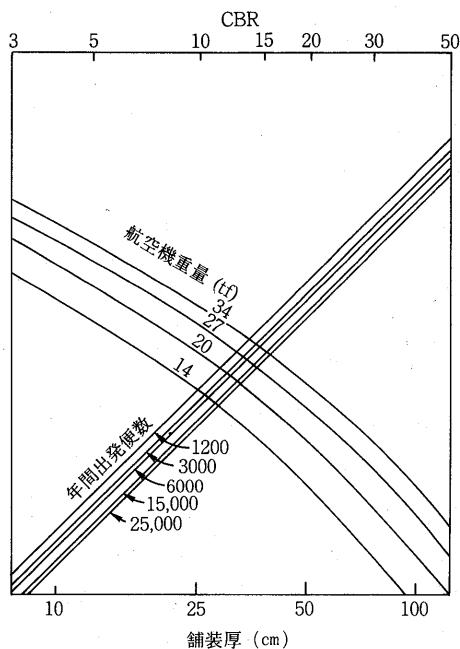


図-4 補装厚設計図表（米国，B-747）

は、平均的な交通荷重と軽荷重の場合とに分けて、舗装厚がCBRの関数として示されているが、このうち、前者を12,000lbの航空機単輪荷重に相当するとみなして、図-5に示す舗装厚設計曲線が開発された²⁾。

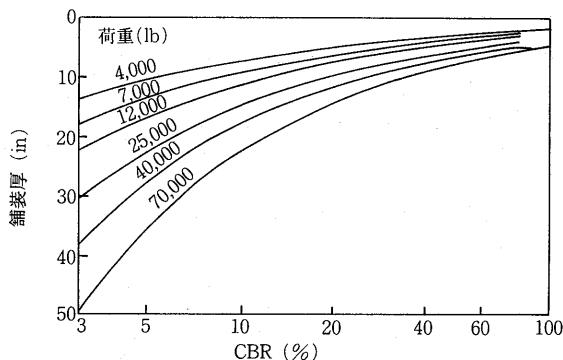


図-5 CEによる舗装厚設計曲線

その後、試験舗装や供用中の空港舗装での調査から、この舗装厚設計曲線が見直されるとともに(1)式のように数式化が図られている³⁾。主脚車輪の複数化に対応するためには、式中のPとして複数輪を単輪に置き換えた等価単輪荷重(ESWL)を使用する必要がある。ESWLは、実際の脚荷重によるたわみを单一荷重により生じさせる場合の荷重と定義され、舗装表面からの深さによって図-6のように変化する。この例は、接地面積200in²の車輪2個が30in離れている主脚構造の場合であ

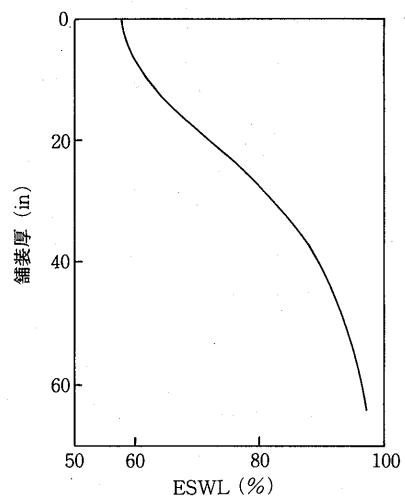


図-6 補装厚とESWL

る。

$$t = \sqrt{\frac{P}{8.1CBR} - \frac{A}{\pi}}$$

ここに、t：舗装厚(in)，P：荷重(lb)，A：接地面積(in²)。

この式によると、CBR>12では所要舗装厚がかなり小さくなるが、供用期間中の耐久性を考慮して、図-7に示すように設計曲線が修正されている。この過程では、表-1に示すような経験上からくる舗装必要厚が参考にされた。また、この式は航空機の交通量が5,000カバーレージに相当するものであり、それ以外の交通量

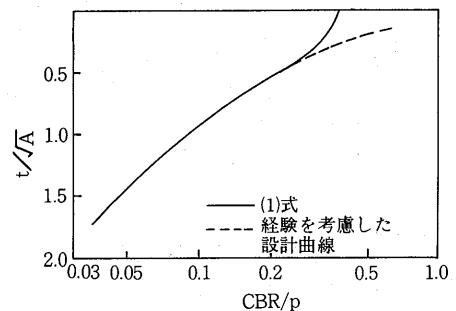


図-7 修正されたCEの設計曲線

表-1 経験上の舗装必要厚

単輪または等価単輪荷重(lb)	タイヤ圧(psi)	舗装厚(in)	
		路盤(CBR:80)	路盤(CBR:100)
20,000	100	2	1 1/2
50,000	100	3	2
70,000	100	3 1/2	2 1/2
20,000	200	3	2
50,000	200	4	3
70,000	200	4 1/2	3 1/2

に対しては荷重繰返し係数 f ($= 0.23 \log C + 0.15$, C : カバレージ) を用いて舗装厚を増減することが必要となる。1カバレージ(反復作用回数)は舗装の全幅員を航空機の主脚の車輪が1回通るために必要な航空機の通過数に相当する³⁾。

その後、1970年代後半には、上記の $CBR > 12$ の場合をも含めて、舗装厚算定式として(2)式が示された($p = P/A$)。上記の荷重繰返し係数についても車輪数の違いを考慮できるように見直しが図られている⁴⁾。

$$\frac{t}{\sqrt{A}} = \left\{ -0.0481 - 1.562 \log \frac{CBR}{p} - 0.6414 \left(\log \frac{CBR}{p} \right)^2 - 0.4730 \left(\log \frac{CBR}{p} \right)^3 \right\}$$

わが国の方針

わが国のアスファルト舗装設計法では(1)式ならびに荷重繰返し係数 f が基本的には採用されており、舗装厚は航空機荷重の大きさ・交通量と路床の CBR との関数として与えられる⁵⁾。航空機は表-2のようにグループ分けされて、この荷重区分ごとに設計脚荷重が規定されているほか、交通量は表-3のように a-e の 5 種類に区分されることによって設計の簡略化が図られている。交通量の算定にあたっては、図-8のような航空機の舗装横断方向の走行位置分布を考慮して、実際の航空機数がカバレージへ換算されている。路床厚は設計脚荷重に応じて 1-2 m となっており、最も重い LA-1 では 2 m を考える必要がある。

表-2 航空機荷重の分類

設計荷重の区分	機種	対象区域
LA-1	B-747, DC-10, L-1011	A, B, C, D
LA-1 2	A-300, B-767	
LA-2	A-320, MD-81, MD-87	
LA-3	DC-9-41, B-737-200	
LA-4	YS-11	
L SA-1	ドルニエ 228-200, DHC-6-300	
L SA-2	N24A, BN2A	
LT-1	LA-1用のトーイングトラクター	E
LT-1 2	LA-12用のトーイングトラクター	
LT-2	LA-2, 3, 4用のトーイングトラクター	

表-3 交通量の分類

設計反復作用回数の区分	設計反復作用回数
a	3,000
b	5,000
c	10,000
d	20,000
e	40,000

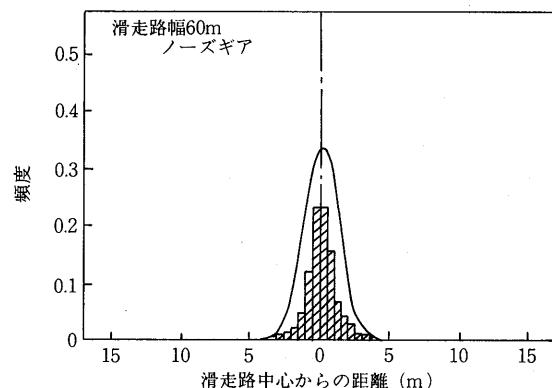


図-8 航空機の横断方向走行位置分布

表-4 は B-747 で代表される LA-1 を設計荷重とした場合の舗装厚である (アスファルト表・基層と粒状路盤からなる構造の場合)。表層・基層厚と上層路盤厚も設計荷重・交通量に応じて、表-5, 6 に示すように規定されているが、安定処理路盤を用いた場合には表-7 に示す等価値を用いて減厚できる。

航空機の重量は、同一機種であっても、乗客、貨物、燃料の積載量等によって変化するため、空港内での舗装区域は図-9 に示すように A-E 区域に分けられており、舗装厚も異なったものとなっている (ただし、E は航空機以外の車両のみが使用する区域)。前掲の表-4 は A 舗装区域のものに相当するので、B-D 舗装区域はそれぞれこの 90, 80, 50% とする必要がある。

表-4 所要舗装厚 (B-747)

路床の 設計 CBR	(単位: cm)				
	a	b	c	d	e
2	256	269	288	307	328
2.5	226	238	256	275	295
3	202	215	232	249	268
3.5	184	196	210	227	245
4	168	180	195	210	227
4.5	154	165	180	195	210
5	143	153	169	183	199
6	125	134	148	162	176
7	112	121	132	145	158
8	101	109	120	131	144
9	92	100	110	120	132
10	84	92	101	110	122
12	73	80	87	95	106
14	64	70	78	85	94
16	58	63	70	76	84
18	54	58	64	70	76
20以上	54	54	59	64	70

表-6 上層路盤厚

(単位: cm)

	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20 以上
LA-1	40(35)						35(30)			30(25)			25(20)				
LA-12	40(35)						35(30)			30(25)			25(20)				
LA-2	35(30)						30(25)			25(20)			20(15)				
LA-3	30(25)						25(20)			20(15)							
LA-4	20(15)																

表-5 表層・基層厚

(単位: cm)

設 計 重 荷 の区分	設計反復 作用回数 の区分	表 層 標準厚	基層標準厚	
			上 層	下 層
LA-1	a	4	5	5
	b	4	5	5
	c	4	5	6
	d	4	5	6
	e	4	6	6
LA-12	a	4	4	5
	b	4	4	5
	c	4	5	5
	d	4	5	5
	e	4	5	6
LA-2	a	4	4	4
	b	4	4	4
	c	4	4	4
LA-3	a	4	6	-
	b	4	6	-
	c	4	6	-
LA-4	a	4	4	-
	b	4	4	-
	c	4	4	-

表-7 路盤の等価値

路盤	材 料	等 価 値
上層路盤	アスファルト安定処理	2.0または1.5
	セメント安定処理	1.5
	石灰安定処理	1.5
	水硬性粒度調整スラグ	1.5
	粒度調整碎石	1.0
下層路盤	アスファルト安定処理	2.0
	セメント安定処理	1.5
	石灰安定処理	1.5
	粒状材	1.0

5. 新しい設計法

わが国の設計法は、4. で述べたように、比較的良好な地盤条件下での舗装の経験に基づいたCEによるCBR設計法を基本的には踏襲しているが、空港の立地する地盤が軟弱である、近年の交通荷重の増大や良質材料の入手難から安定処理材を舗装に使用しなければならないなど、CE設計法の開発過程で考慮した事項が当てはまらない状況となってきている。また、施設管理上必要な舗装のパフォーマンスについてもこの設計法では情報が得られないこともあって、CE法に代わる新しい設計法の開発が必要となっている。その方向を

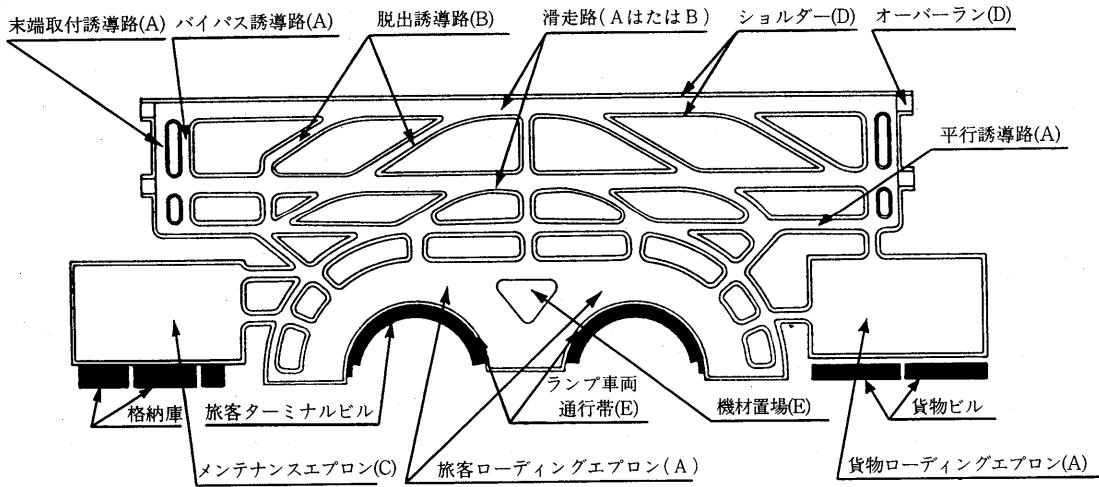


図-9 空港の舗装区域

示すものとして、ここでは、米国の軍用飛行場用に1989年に整備された多層弾性理論による設計法^⑨の概要を紹介する。

この設計法では、舗装を各層が弾性係数とポアソン比で表わされる多層弾性体であるとみなし、舗装の破壊をアスファルトコンクリート層表面のひびわれとわだちばれと考えて、Shellによる設計法と同様に、表層下面水平ひずみと路床上面垂直ひずみに注目している。このほか、安定処理路盤を用いたときには安定処理層下面の水平ひずみも考慮している。

各層の弾性係数として、表層・路床については繰返し三軸試験から、安定処理材は繰返し曲げ試験から求められるが、ポアソン比はひずみに及ぼす影響が大きくないとして標準的な値が示されている。ひずみの繰返し回数は航空機種、車輪配置、交通量等のデータに基づいて計算される。舗装設計法は、これらのひずみに注目した疲労設計法であり、各ひずみレベルにおける疲労度を累積するマイナーリー則が採用されている。路床、表層の疲労曲線は、それぞれ、図-10、11である。

舗装構造は図-12に示すフローチャートに従って設計される。アスファルトコンクリート層下面の水平ひずみについては、まず表層の弾性係数が最も大きくな

る場合の値を使用して安全性を調べる。すなわち、多層弾性理論による計算値(ϵ_h)と図-11より得られる許容値(ϵ_{ALL})とを比較することである。この段階で $\epsilon_h > \epsilon_{ALL}$ となれば期間を細分化してマイナーリー則による累積疲労度の検討を行うことが必要となる。路床の場合は、表層の場合とは対照的に、表層の弾性係数として最小値を用いた計算値と許容値の比較・検討を行う。この場合、凍結・融解の恐れがあるときには融解期と通常期とに分けて累積疲労度を検討しなければならない。上記のような表層・路床ひずみの個別検討ならびに総合的評価により層厚を調整して最適舗装厚が決定される。

上層路盤に安定処理材が使用される場合は、まず曲げ試験から得られた弾性係数を用いてひびわれがないとした場合の安定処理層下面ひずみと路床垂直ひずみを計算する。そして、安定処理層に乾燥収縮や温度変化によってひびわれが生ずることを想定して、それらの値を1.5倍したものが許容値より大きくなる場合は増厚が必要となる。ここで増厚する代わりに路盤を粒状材とみなすこととも考えられるが、その場合には一軸圧縮強度に応じた弾性係数を用いて路床ひずみの検討をすればよい。

6. おわりに

わが国の空港舗装構造設計法は、アスファルト舗装、コンクリート舗装とも昭和40年代前半に空港舗装構造設計要領として初版が制定されて以来、平成2年に二度目の改訂が行われて現在に至っている。さらなる航空需要の伸びに対処するために今後も空港の建設・拡張が予定されているが、運行の安全性・確実性を確保するための方策を確立することも急務となっている。

そのための新しい舗装技術、たとえば劣悪な地盤・環境条件下での舗装技術、ゼロメンテナンス舗装技術、緊急補修技術といったものの開発・整備に向けて今後も努力していく必要があろう。

参考文献

- International Civil Aviation Administration : Aerodrome Design Manual, Part 3, Pavements, 346p., 1983.
- Robert Horonjeff : Planning and Design of Airports, McGraw-Hill Inc., 460p., 1975.

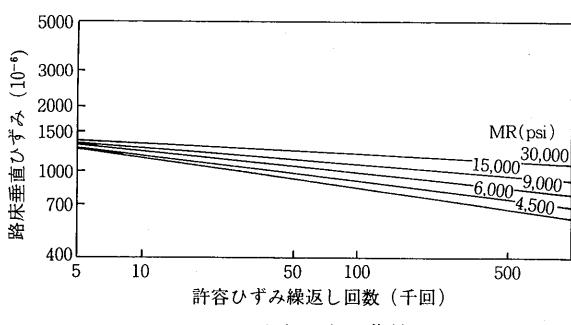


図-10 路床の疲労曲線

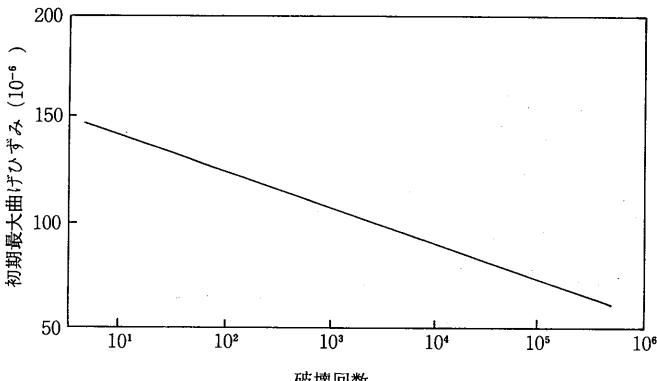


図-11 表層の疲労曲線

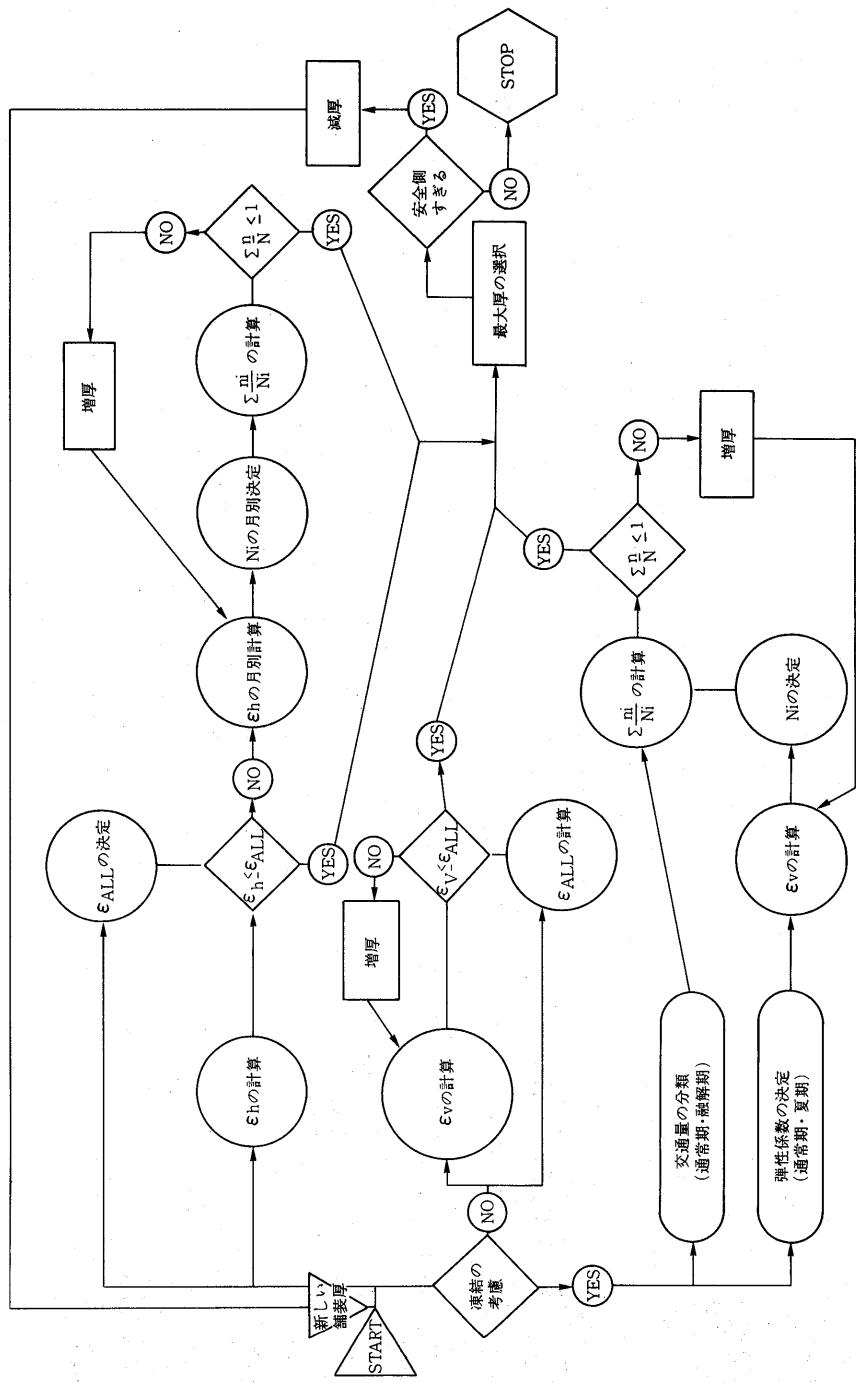


図-12 舗装設計法のフローチャート

- 3) R. G. Ahlvin : Flexible Pavement Design Criteria, Proc. of ASCE, Vol.88, No.AT1, pp.15-33, 1962.

4) A. Taboza Pereirra : Procedures for Development of CBR Design Curves, Waterways Experiment Station, S-77-1, 57p., 1977.

5) 運輸省航空局：空港アスファルト舗装構造設計要領，(財)航空振興財團，78P.，1990.

6) Department of the Army and the Air Force : Flexible Pavement Design for Airfields (Elastic Layered Method), 1989.

関西国際空港の舗装構造について

鈴木 勝*
江村 剛**

1. はじめに

関西国際空港は、昨年12月に空港基本施設である滑走路・誘導路及びエプロンの舗装工事を終え、本年9月4日の開港に向け工事もラストスパートの段階となりました。

本稿では関西国際空港の建設についてその概要を紹介させていただき、滑走路等の舗装構造の設計について報告することとしたいた。

2. 関西国際空港の建設

2.1 空港計画の概要

関西国際空港は、現在の大坂国際空港における騒音問題の解決、及び関西圏の航空需要に対処するために

計画されたもので、環境保全に配慮した騒音公害のない海上空港であり、また我が国で最初の24時間運用可能な国際空港である。

現在建設中のものは以下のとおりである。

空港

位置：大阪湾南東部の泉州沖約5kmの海上

規模：面積 511ha

滑走路 1本 長さ3,500m、幅60m

能力：年間離着陸回数 約16万回

連絡橋

道路、鉄道併用橋 長さ 3.75km

開港までの事業費 約1兆4,400億円



写真-1 本年9月4日に開港を迎える関西国際空港(平成6年1月25日撮影)

*すずき まさる 関西国際空港株式会社工務一部設計課長

**えむら つよし 関西国際空港株式会社工務一部設計課

2.2 空港島の埋立造成

空港島建設地点は平均水深約18m、海底には約20mの軟弱な沖積粘土とその下数百mにわたり粘土層と砂礫層が互層となった洪積層が堆積している(図-1)。面積511haに対し、埋立層厚33m、埋立土量1億8千万m³もの大規模な埋立造成を1987年1月の護岸工事着工から、4年11ヶ月という短期間で実施するとともに、一方では10mを越える沈下に対し適切な対応が必要であった。

このうち沖積層に生じる沈下対策としては、早期に沈下を終了させ、所要の強度を得るために空港島全域にわたり約100万本のサンドドレーンを打設した。

3. 関西国際空港の舗装構造

3.1 舗装構造の種別

空港島の埋立造成に使用した土砂は粒径300mm以下の巨礫を含んでおり滑走路等はその巨礫層の上に建設される。そのため空港基本施設の舗装構造の設計に際し、通常アスファルト舗装の設計に用いるCBR法の適用が困難であるため、舗装構造を応力、ひずみの関係から決定する多層弹性解折の手法により路床の評価及び舗装構造の検討を行い、現地における試験舗装工事を実施した。

舗装種別及びその構造についてはそれぞれの方針に基づき決定した。

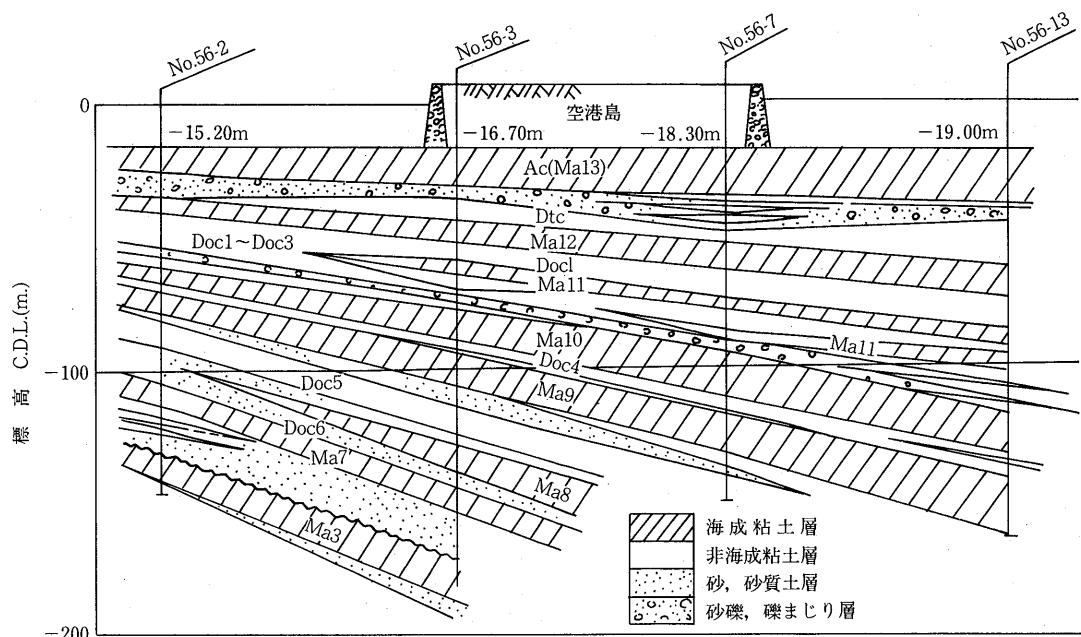


図-1 空港島の地質構造図

表-1 舗装種別の選定

地区別		舗装種別	備考
①	滑走路及び誘導路	アスファルト舗装	補修性を考慮
②	滑走路端部及び取付誘導路	無筋コンクリート舗装	航空機の旋回による捻れ、停止によるわだち掘れの発生を考慮
③	旅客ローディングエプロン	プレストレストコンクリート舗装	リフトアップによる補修性を考慮
④	貨物ローディングエプロン及びオープンエプロン	無筋コンクリート舗装	補修時間の制約が③より少ないこと、また経済性を考慮
⑤	メンテナンスエプロン	アスファルト舗装	燃料、旅客を積載しない航空機の駐機場所であり経済性を考慮

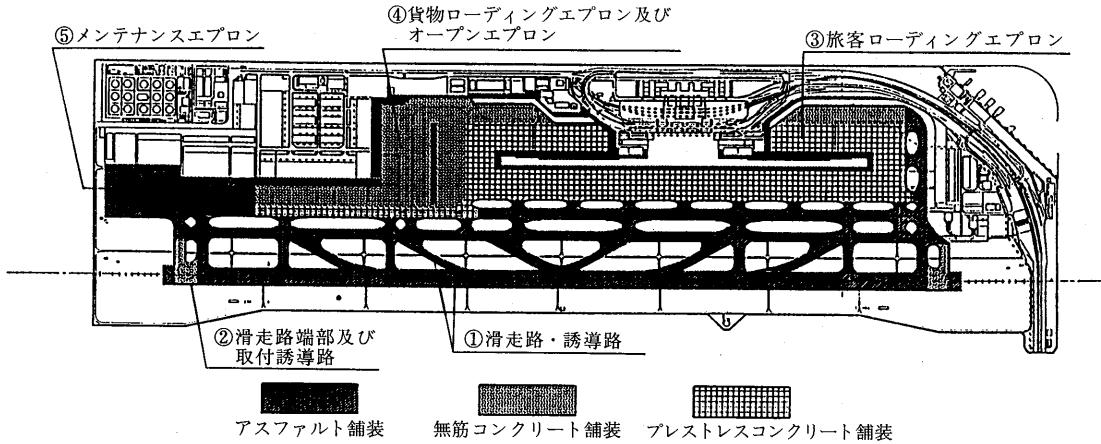


図-2 補装種別平面図

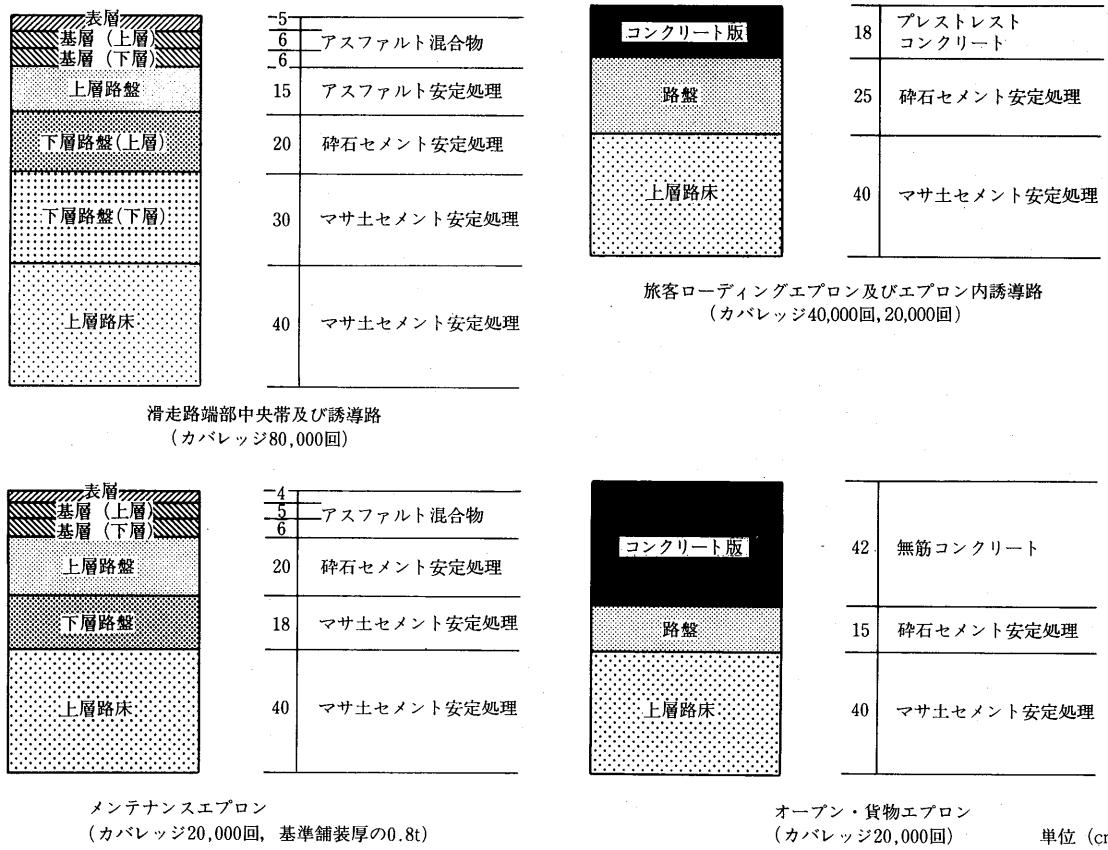


図-3 補装断面図

3.2 地盤改良

埋立地盤は、比較的大きな岩碎を含む礫質土砂を用いて急速揚土方式により造成されたためそのままでは緩い不均一な部分があり、長期的に有害な不同沈下を生じる恐れがあるため、滑走路地区については動圧密工法、誘導路、エプロン地区については、大型タンパ

工法により地盤の締固めを行った。

3.3 アスファルト舗装構造の検討

3.3.1 航空機荷重と反復回数

滑走路などの基本施設設計の設計荷重は、就航予定の最大航空機B747-400とし、10年間の予測交通量を求めて設計反復作用回数に換算している。その結果10年

間の繰返し回数として80,000回と設定した。

3.3.2 試験舗装工事

(1) 試験舗装工事の概要(写真-2)

図-4に示す4断面を含む7断面で構成される試験用滑走路を空港島内に造成し航空機の一脚荷重と同じ荷重(92.8tf)を有する原型走行車を繰返し走行させ舗装体の応力、ひずみ、温度、沈下等の測定を行い、表面性状の観察も行った。なお、図-4に示していない残り3断面については設計上のデータを得るために10,000回以内で破壊する断面であり、ここでは割愛する。

(2) 試験結果の概要

試験舗装体の内、図-4に示すA及びBの2断面を取り上げ考察する。図-5には走行回数600回での舗装面の性状を示す。A断面は舗装後の基準面より全ての

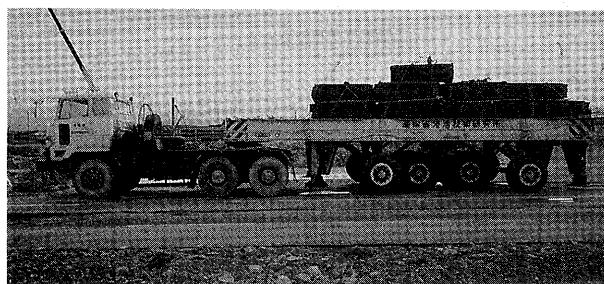


写真-2 原型走行車試験

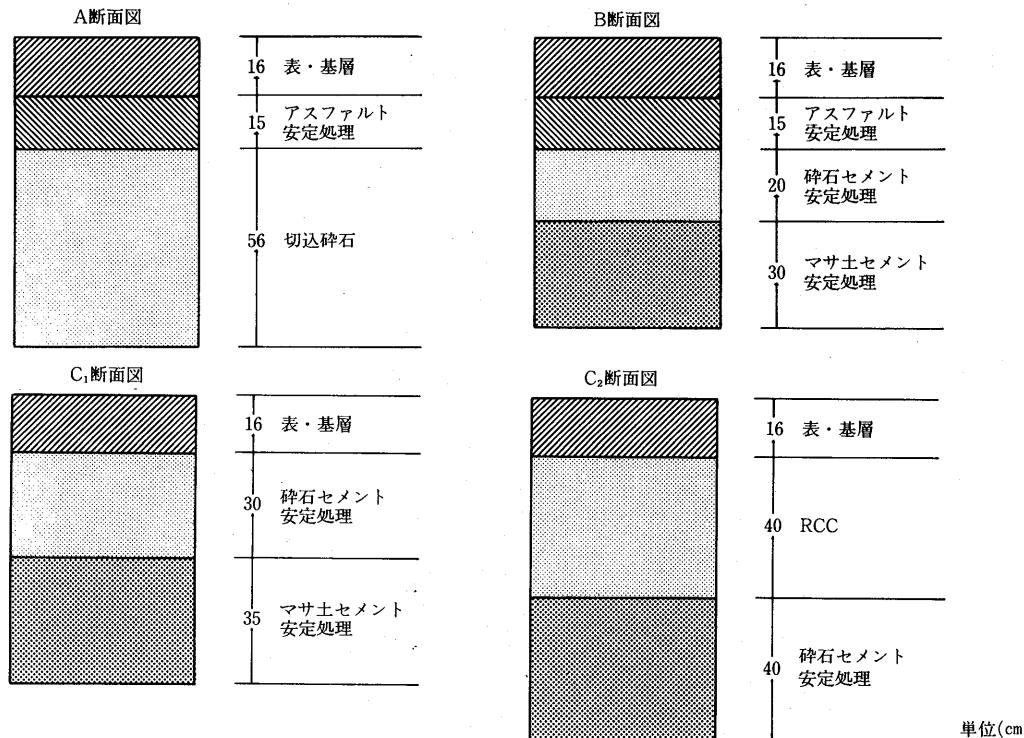


図-4 試験舗装断面

点で下がっているのに対し、B断面では基準面より盛り上がった形となっている。他の断面においても舗装面の形状はこの2つの変形性状に分けることができる。これはAと同様な変形をする断面はアスコン層以下で切込碎石、粒調碎石といった粒状材を用いているのに對し、Bについては剛性の高いセメント安定処理系の材料を用いているためである。

また測定項目のうち、路床の累積塑性沈下量に着目し、繰返し回数との関係を整理した(図-6)。これによればAについて累積塑性沈下量が走行回数の増加につれて増大するが、Bについては殆ど変化がみられない。またわだち掘れ形状と考え併せるとAについてはアスコン層の変形もさることながら路床・路盤の変形が支配的であり、一方Bについてはアスコン層の変形が支配的であると推測される。また、A断面の様に路床の変形が大きく変化する点を舗装の「破壊点」と設定した。

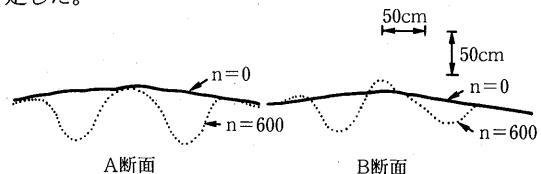


図-5 試験舗装断面の敵掘れ

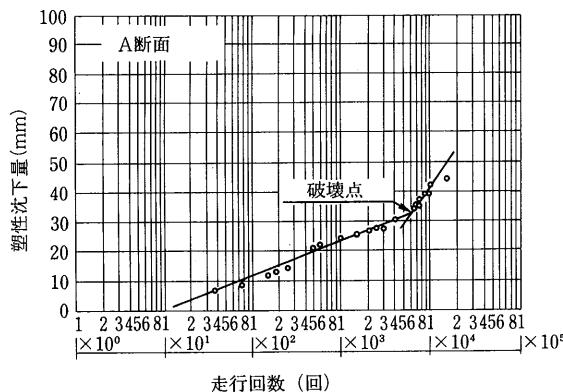
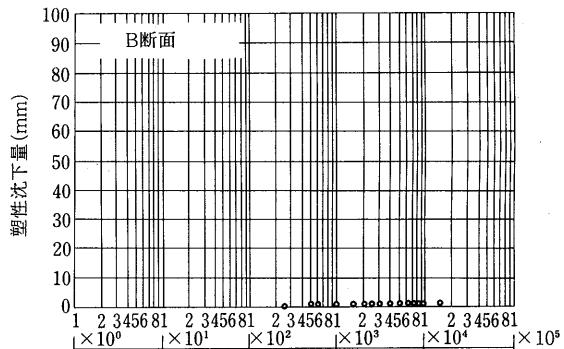


図-6 累積塑性沈下量と走行回数の関係

(3) 路床に作用する垂直応力と反復作用回数の関係

7断面のうち前述の「破壊点」が明確な断面に対し、その時点まで実施したFWD(フォーリングウェートデフレクトメータ)試験から求められる路床・路盤の弾性係数を用い、多層弹性解析法によって路床上面に作用



走行回数 (回)

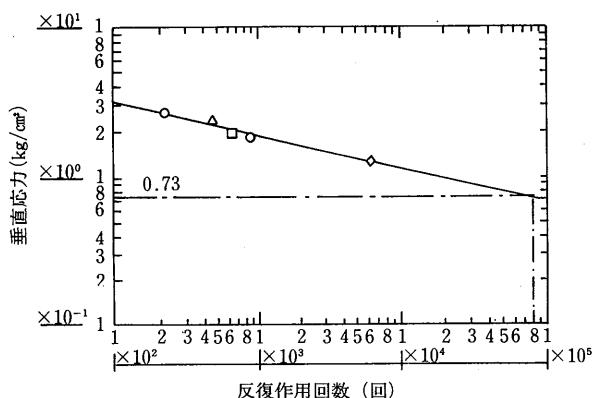


図-7 路床に作用する垂直応力と反復作用回数の関係

する垂直応力を算定した。図-7は路床に作用する垂直応力の計算値と「破壊点」までの走行回数との関係を示している。この関係から当空港での設計反復作用回数80,000回に対する許容路床垂直応力として0.73kg f/cm²が求められる。

(4) 舗装標準断面

試験結果に基づき設計上は設計反復作用回数80,000回に耐え得る断面は路床に作用する垂直応力が前述の許容値以下になるよう当初設定していた断面を多層弹性解析により見直した。

A 断面…碎石層厚の大幅増加 (56→114cm)

B 断面…変更なし

C 1断面…若干の増厚

(マサ土セメント安定処理層35→37cm)

C 2断面…変更なし

この結果を用い各地区的特性に配慮し、最も重要な施設である滑走路・誘導路については施工性・補修性及び耐久性を考慮し、B断面(図-8)、比較的補修の

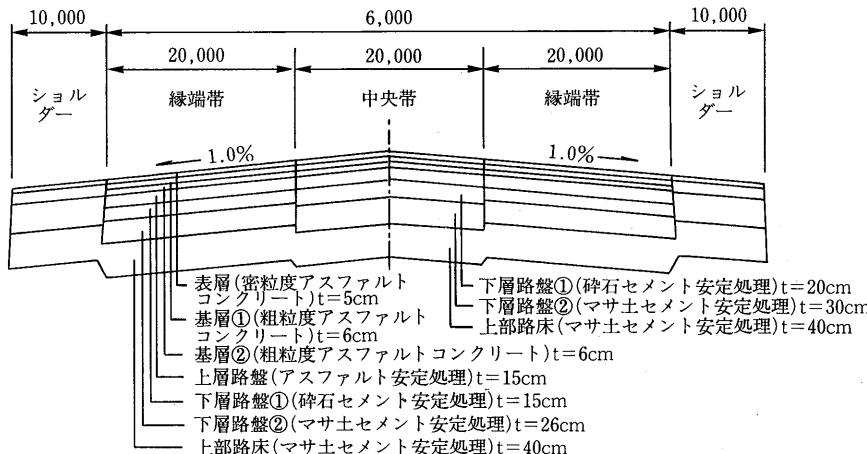


図-8 アスファルト舗装の施工断面 (滑走路端部)

対応が容易なメンテナンスエプロンについては、より経済的なC1断面を採用した。

(5) 補装厚の減厚

縁端帯、ショルダー等についてはアスファルト舗装構造設計要領及び多層弾性解析により減厚を行った。

4. 舗装施設の沈下対策

空港島の埋立地盤は施工中ならびに施設供用後も沈下が継続するため、この沈下に対していくかに対応するかが重要な課題となる。

沈下が進行している地盤における舗装の設計・施工の検討としては、完成後の不同沈下に対して舗装の許容変形量・強度をどの程度みるか、施工時において日々沈下する地盤に対して施工基準高をいかに設定するかがポイントとなる。以下に検討した内容の概要を示す。

4.1 不同沈下量の設定

不同沈下の生じる要因として以下のものが考えられる。

- ①土質定数等のばらつき
- ②埋立工程のずれ
- ③荷重の差

各要因により想定される不同沈下予測の考え方は以下のとおりである。

①土質定数等のばらつき

土質定数の確率分布を考慮して平均沈下量に対する割合という形で整理した。

②埋立工程のずれ、③荷重の差

平面的な埋立時期のずれならびに荷重の違いについては、沈下計算での荷重条件で考慮した。

なお、上記で計算される不同沈下量は粘性土の圧密沈下による埋立土下面での値であり、埋立土表面での沈下差は埋立土の存在により低減される。このため設計上の不同沈下量はこの低減効果を考慮して粘性土の計算沈下量の60%とした。

4.2 不同沈下が舗装体に与える影響の検討

不同沈下が原因でNC舗装、PC舗装、セメント安定処理路盤の下部に空隙が生じ、航空機荷重によって発生する版の応力をFEM解析によって求め、版の破壊について検討した。なお検討にあたっての条件は以下のとおり設定した。

- ①不同沈下の形状は、3次曲線で50m間の沈下差を近似する。
- ②不同沈下量は沈下解析結果から30cmとする。
- ③舗装版は四隅のみが支持されているモデルとする。

各舗装版の解析結果の概要は以下のとおりである。

(1) NC舗装

NC舗装版の耐力は、版に発生する応力（脚荷重載荷応力+温度応力）がコンクリート曲げ強度(50kgf/cm²)を上回った状態を終局破壊として検討した。

結果としては、想定される不同沈下量では終局破壊にいたらないことが確認できた。

(2) PC舗装

PC舗装についてもNC舗装と同様の条件でスラブに発生する応力をもとに検討を行い、予想される不同沈下量30cmによりスラブにクラックが発生することはないことを確認した。

(3) セメント安定処理路盤

セメント安定処理路盤の破壊の検討は運輸省港湾技術研究所ソフト(K75を用いたFEM解析:RUN JOINT)により行った。また疲労破壊に関しては許容応力度を低減するという方法で検討した。

4.3 不同沈下による勾配変状の検討

施設完成後、沈下の進行に伴って滑走路、エプロン等の勾配が基準値を満足するかどうか開港時及び開港10年、50年後について検討した。

沈下解析をもとに検討した結果、部分的に許容値を越える区域については、施工時（施工基面設定時）に調整することにより長期にわたる勾配の確保を図った。

4.4 施工時の施工基面の設定

埋立地盤が沈下するために設計施工のための基準高は日々変化する。このため各施設の基準高を共通にするための基準日（平成5年3月31日）を設定し、この時点における設定高さを満足するように設計施工を行っている。具体的には以下の通りである。

施工にあたり事前に管理点毎に施工工程を考慮した沈下計算（図-9）を行い、各施工位置におけるマスターカーブ（沈下予測曲線）を設定する。施工開始日から基準日までの沈下量をマスターカーブから算定し、基準日の計画高にこの沈下量分を上げ越しした高さを施工時の施工基面とする。施工時期が基準日以降になった場合、同様の考え方で基準日以降の沈下量分を下げ越しした高さを施工基面としている。

なお、マスターカーブと実測沈下とのチェックのため、毎月1回施工済みの箇所も含め地盤高測量を実施し、そのデータを現場にフィードバックして施工を実施した。

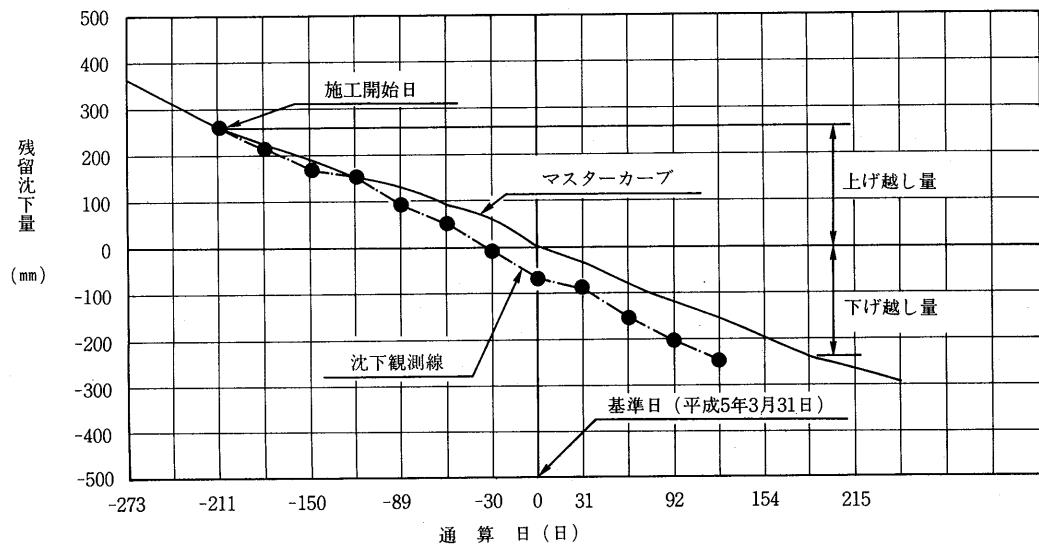


図-9 沈下計算の一例

5. おわりに

関西国際空港における舗装構造の検討には、東京工業大学土木工学科長瀧先生をはじめとする学識経験の方々の御指導を賜り、また舗装工事の最盛期であった昨年は不順な気象条件にもかかわらず工事関係各位の御努力により無事竣工を迎えることが出来ました。

本稿をまとめるにあたり関係者の甚大なる御協力に深く謝意を表すと共に、我が国初の24時間運用可能な空港である関西国際空港において、最も重要な施設である滑走路等の基本施設のメンテナンスにおいても今後も多くの方々のご助言をいただければ幸いに存じます。

砂利道の歴青路面処理指針（59年版）増刷

第3刷 B5版・64ページ・実費額500円（送料実費）

目 次		
1. 総 説	3. 路盤	5. 維持修繕
1-1 はじめに	3-1 概説	5-1 概説
1-2 歴青路面処理の対象となる道路の条件	3-2 在来砂利層の利用	5-2 維持修繕の手順
2. 構造設計	3-3 補強路盤の工法	5-3 巡回
2-1 概説	4. 表層	5-4 維持修繕工法
2-2 調査	4-1 概説	付録1. 総合評価別標準設計例一覧
2-3 設計の方法	4-2 浸透式工法	付録2. 材料の規格
2-4 設計例	4-3 常温混合式工法	付録3. 施工法の一例(D-2工法)
2-5 排水	4-4 加熱混合式工法	付録4. 材料の品質、出来形の確認

新東京国際空港：500トン荷重対応舗装

川上淳仁*

1. はじめに

新東京国際空港（成田空港）は、昭和53年5月に開港して以来、順調な航空輸送需要の伸びに支えられ、世界の乗り入れ航空会社も38ヶ国51社（平成5年5月現在）にのぼっている。また、平成3年の運用実績は、国際線旅客数1,774万人（ICAO世界空港国際線ランキング第5位）、国際貨物量134万トン（同第1位）、国際線発着回数11万3千回（同第11位）と今や世界のトップクラスに位置付けられる空港となっている。

また、我が国がアメリカ、ヨーロッパと並んで経済活動における世界の三極といわれる位置にあることから、その経済的な優位性と地理的条件を背景にアジアのゲートウェイ、つまり「ハブ空港」としての地位を占めている。

本稿では、この様な成田空港が計画された背景を紹介しながら、総重量500トンという他に例のない航空機

を設計対象とした基本施設（滑走路、誘導路、エプロン）舗装のうち、特に滑走路、誘導路に採用されたアスファルト舗装の概要を述べるものである。

2. 空港の概要

成田空港は、昭和30年代より始まった、ジェット機の就航、ジャンボの開発等に見られる高速大量輸送時代、或いは、高度経済成長等による航空輸送需要の増大に対して、東京国際空港（羽田空港）が近い将来その処理能力が限界に達するとの見通しから、首都圏第2国際空港として計画されたものである。そして成田空港の建設・管理は、人事、管理面等に弾力性を持たせる必要から公団方式を探ることとし、新東京国際空港公団（公団）にまかせられることとなった。こうした中で、成田空港は昭和41年7月「新東京国際空港の位置及び規模について」の閣議決定により、位置は千



写真-1 新東京国際空港全景

*かわかみ あつひと 新東京国際空港公団工務部舗装課課長

葉県成田市、規模は敷地面積1,060ヘクタール程度とされた。また、同年12月空港の基本となる基本計画が表-1のとおり運輸大臣より指示された。

これに基づいて公団は、工事実施計画の許可申請等航空法上の手続きを行い、本格的に空港の建設に着手した。その後、主として第二期旅客ターミナルビル、構内道路の計画の見直しを行い、図-1に示す現在の計画となっている。

この間、昭和53年5月第一期区域を平成4年12月第二期地区のターミナルビル、エプロン等の供用を開始し現在に至っている。

表-1 基本計画の指示概要

1. 滑走路の数、位置、長さ、幅及び強度並びに着陸帯の幅
(1) 滑走路
(イ) 数………3本
(ロ) 配置………2本は平行滑走路、他の1本は横風用滑走路とし、平行滑走路の間隔は2,500メートル以上（同時に着陸が可能な距離）とする。
(ハ) 長さ………平行滑走路は4,000メートル（A滑走路）、2,500メートル（B滑走路）、横風用滑走路は3,200メートル（C滑走路）
(ニ) 幅………滑走路の幅は、各滑走路とも60メートル
(ホ) 強度………A、C滑走路は単車輪荷重45トン、B滑走路は同25トン
(2) 着陸帯の幅………A、B、C滑走路とも300メートル以上
2. 空港敷地の面積………約1,065ヘクタール
3. 航空保安施設の種類……省略
4. 工事完成の予定期限
A滑走路及びこれに対応する施設は昭和45年度末まで、その他施設は昭和48年度末を目指す。
5. 運用時間………24h

3. 基本施設舗装

空港において、基本施設とは航空機が直接関与する施設であって、主として滑走路、誘導路及びエプロンをいい、これらの施設は通常の場合は必ず舗装されている。また、基本施設の舗装は、航空機の運航状態によって舗装に与える影響の違いが道路舗装に比べ顕著であるため、場所場所で舗装種別、舗装構造（厚さ）を変えている。図-1に舗装種別を表-2に施設別面積を示す。

表-2 施設別面積 (単位: m²)

施設名	アスファルト舗装	コンクリート舗装	計
滑走路	542,000	36,000	578,000
誘導路	958,000	77,000	1,035,000
エプロン		2,318,000	2,318,000

また、滑走路のように巾が広く、航空機の離着陸にしか使われない施設は、その走行分布が片寄ったり、高速走行によって揚力が働き荷重が軽減されたりする。また、着陸した航空機を高速で滑走路から出してやるために高速脱出誘導路も、燃料消費などによって荷重が軽減される。この様な施設も一律な舗装構造では合理性を欠くので平面的にも区分し舗装構造を変えていいる。詳細は「空港アスファルト舗装構造設計要領」（アスファルト要領・運輸省航空局）を参照されたい。

3.1 施設と舗装種別

成田空港における舗装種別は、表-3に示すアスファルト舗装及びコンクリート舗装の特性に加え

- ・航空機の運用形態に伴って生じる各種の荷重条件（全備重量での静止、緩速走行、蹴り出し等の荷重）。

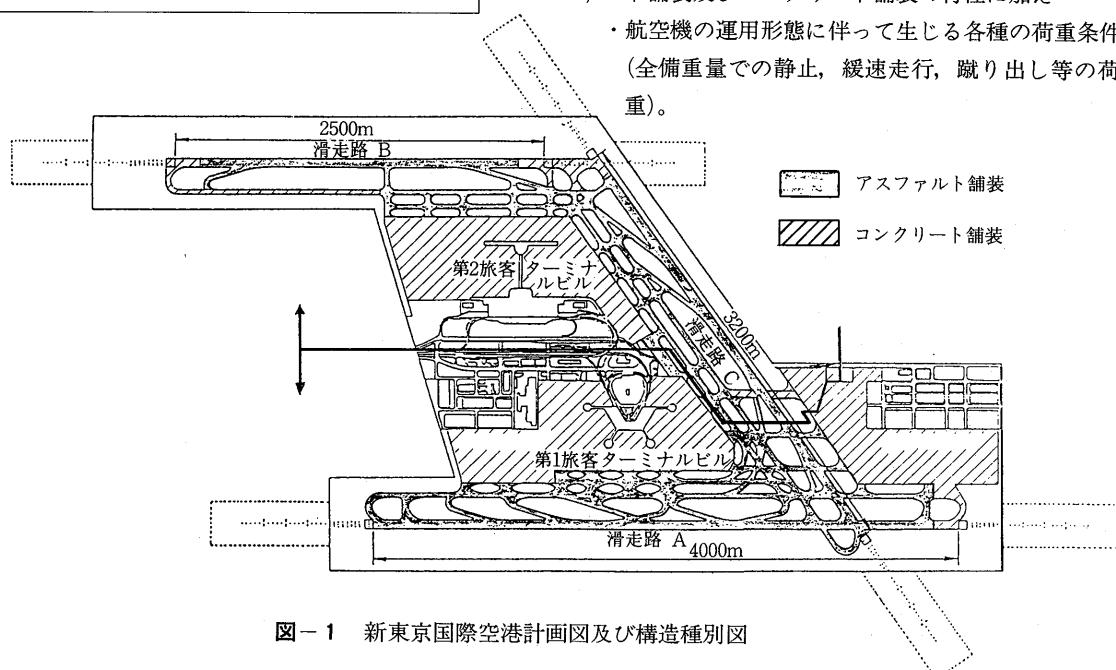


図-1 新東京国際空港計画図及び構造種別図

表-3 アスファルト舗装及びコンクリート舗装の特性

アスファルト舗装	コンクリート舗装
長 所 (1) 施工後速やかに供用できる。 (2) セメントコンクリート舗装のような目地が不要で平坦性がよい。 (3) 補修が容易である。	長 所 (1) 接地圧の大きい集中的な荷重に対して強い。 (2) コンクリート版の荷重支持力が大きいので舗装厚が薄い。 (3) コンクリート版の耐久性は大きく舗装の耐用年数が長い。
短 所 (1) 寿命が比較的短い。 (2) 静止荷重や繰返し荷重に弱くへこみやわだち掘れが生じやすい。 (3) 油や熱に侵されやすい。 (4) 他の舗装種別に比べ舗装厚が厚くなる。	短 所 (1) 目地を設けるために、その部分が舗装の弱点となることが多い。 (2) 施工に手間を要す。 (3) 施工後供用を開始するまで相当の日数を要す。 (4) 補修が困難である。

・その施設の利用形態（走行頻度、集中度）

等を考慮して以下のように決めている。

滑走路：高速走行時における乗心地及び維持補修の容易性からアスファルト舗装とする。但し、滑走路端部（約150m）においては、航空機の離陸重量による緩速走行や静止及び蹴り出しの厳しい条件があることや、これらの走行頻度、集中度が極めて高いためコンクリート舗装とする。

誘導路：滑走路の端部取付誘導路、これに接続する一本のみの平行誘導路については、滑走路端部とほぼ同様の条件となるためコンクリート舗装とし、その他の区域はアスファルト舗装とする。

エプロン：荷重条件や集中度については、滑走路端部に劣らぬ厳しさがあり、エプロン上の各種作業による油の汚れが生じるため、コンクリート舗装とする。

3.2 設計諸元

成田空港の舗装強度については、先述のとおり基本計画において、A、C滑走路は単車輪荷重45トン、B滑走路は同25トンと指示されている。公団はこれを基に、基本施設の設計対象航空機を決定するに際して、当時の航空機の開発状況やその予測、昭和50年代に至る需要予測等総合的に判断して、設計対象航空機及び設計反復作用回数を表-4及び図-2のとおり決定した。ここに示すB-747-II及びL-1011-IIはいずれも仮想航空機であり、前者はA、C滑走路に、後者はB滑走路に対応するものである。B-747-IIは全備重量500トンと当時としては他に例のない大きなものであったが、600トンを超える航空機の構想がある現在、妥当性を欠くものではないと考えられる。

表-4 設計対象航空機の諸元及び設計反復作用回数

航空機の種類	B-747-II	L-1011-II
総重量（t）満載時	500	205
脚重量（t）満載時	121	97
車輪の配置形式	複々車輪	複々車輪
S (cm)	111.8	132.1
S r (cm)	147.3	177.8
タイヤ内圧 P i (kgf/cm ²)	18.4	13.3
タイヤ接地圧 P (kgf/cm ²)	18.4	13.3
タイヤ接地面積 A (cm ²) 満載時	1,644	1,823
一輪車の接地幅D (cm)	34	35
脚配置形式	B-747型	二脚三輪型
設計反復作用回数	5,000	20,000

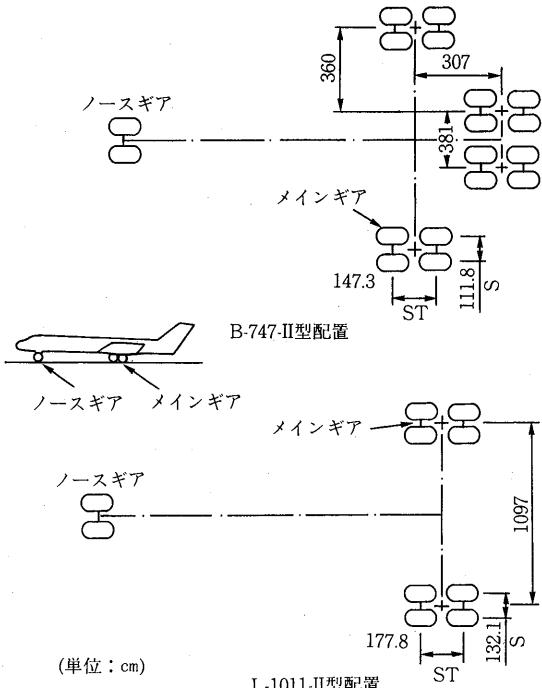


図-2 設計対象航空機の脚配置図

3.3 舗装構造設計

成田空港の建設は第一期地区の完成から第二期地区の着手まで10数年のブランクがあった。この間、舗装設計や解析方法に変遷や進展が見られたり、第一期工事において下層路盤材等として使用した空港周辺で産出する良質の山砂が枯渇してきたなど建設条件にも変化が生じた。このようなことから、第二期地区の舗装工事着手に際しては、設計の見直しを行っている。このため第一期地区と第二期地区の舗装構造には違いが生じている。なお、第一期地区はA滑走路及びそれに関連する施設であったことから、舗装設計はB-747-IIのみを対象としている。

3.4 第一期地区舗装

空港舗装は、従来よりアスファルト舗装、コンクリート舗装で実施されていたが、我国では、その設計及び施工方法は必ずしも確立されたものではなかった。一方、巨人機や超音速機の出現を目前に控え、成田空港は大型高速輸送機を対象とした空港舗装技術を開発しなければならなかった。そこで公団は、昭和42年土木学会に「新東京国際空港舗装に係る研究」を委託した。土木学会はこれを受け、空港舗装研究委員会（委員会）を組織しこの研究を行った。委員会は、下部組織としてアスファルト舗装とコンクリート舗装部会を設け、さらにその下に各々の課題毎に9つの分科会を設けて研究に取り組んだ。アスファルト舗装部会には、文献調査、材料及び配合、構造設計（地盤反力）、構造実験、施工管理の5つの分科会が組織され、設計から施工に至るまで総合的に研究を行い、公団に提案した。

3.4.1 舗装構造

委員会は、舗装厚の基本的設計法について、当時世界で運用されていた主要な7つの設計法を比較検討した上で、最も実績があり、経験と実験研究の裏付けのあるCBR法が最適である。但し、この方法には路床強度が一定であれば、その上の舗装厚は舗装材料の質に關係なく一定となってしまう欠点があるので、層の等価値やカバーレージで修正されるべきであるとし、設計法と同時に舗装材料の等価値（アスファルト基層1.5、アスファルト安定処理1.5、セメント安定処理

1.3、粒状材1.0）とCE（Corps of Engineers）の用いているカバーレージと舗装厚修正係数をも提案した。公団はこれらの提案を受け、その後の調査、試験研究の成果を加味し、最終的には図-3のとおり舗装断面を決定した。

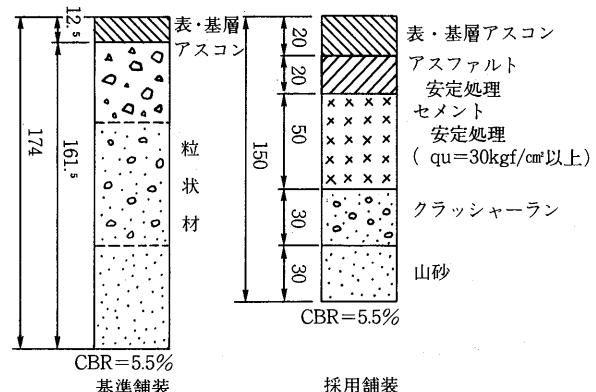


図-3 舗装標準構造図

図-3に見られるように、決定された舗装構造は下から順に良質の材料を用い、特に上層路盤はセメント安定処理材及びアスファルト安定処理材を用い、先の等価値等を用いて舗装厚の減厚を図っている。また、表層及び基層厚は航空機荷重の大きさを考慮して増厚している。

3.4.2 舗装材料（アスファルト混合物）

委員会は、大型航空機の使用等苛酷な条件下におけるアスファルト混合物に具備されるべき条件を検討し、それらの条件を満足し、かつ経済的な混合物を試験配合設計から確認すると共に、その材料に地方的（関東及びその周辺）な材料使用の可能性などについて検討し、骨材の基準、アスファルトの品質、混合物の粒度、マーシャル基準値等について提案した。公団はこれに基づいて、特に大型航空機を対象とする混合物は、①荷重に十分耐え、変形を起こさない程度に安定性を有すること、②骨材は強靭で、混合物は膠着性に富み耐久力があること、③表層材としては、特に水密性が高く、耐老化性が強く、すりへりに強く、すべり抵抗性が大きいものであること等を考慮しながら配合設計を行った。標準配合等を表-5、6に示す。

表-5 アスファルト混合物の標準粒度

(単位：%)

ふるい (mm) 区分	25	20	13	10	5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	0.074
密粒アスコン A		100	90~100	80~90	55~70	40~55	30~45	20~35	15~25	7~15	4~8
〃 B	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
粗粒アスコン	100	90~100	77~87	68~78	53~63	40~55	30~40	20~30	13~22	7~12	3~6

表-6 アスファルト混合物のマーシャル基準値

項目	密粒アスコンA	密粒アスコンB	粗粒アスコン
安定度 (kg)	900以上	900以上	800以上
フロー値 (1/100cm)	30~40	30~40	20~35
空げき率 (%)	3以下	3~5	5以下
飽和度 (%)	80~90	75~85	70~80
突固め回数	75	75	75
残留安定度 (%)	80以上	80以上	80以上
アスファルト量 (%)	6.5	6.0	5.4

密粒アスコンA：滑走路表層用（プレミアムアスファルト）
 ブレード：誘導路表層用（ストレートアスファルト）
 粗粒アスコン：滑走路、誘導路基層用（ストレートアスファルト）

なお、滑走路の表層用混合物には、特にその苛酷な条件を考慮し、羽田空港で良好な供用実績を上げていたプレミアムアスファルトを使用した（現在は、ストレートアスファルトに変わっている）。

3.4.3 路床改良

路床の設計CBRは、現地調査の結果より5.5%としたが、切土路床においてそれが確保できなかった場合については、以下の基準で空港周辺で産出する良質山砂で置き換えを行っている。なお、盛土路床においては、上部1mは同様の良質山砂にて盛土を行っている。

平均CBR=4~5.5%：良質山砂30cm

平均CBR=4%以下：良質山砂50cm

下末吉ロームが路床面下1m以内に出土した場合は路床面下1mはすべて良質山砂

3.5 第2期地区舗装

公団は第2期地区の基本施設舗装の着手に際して、第1期地区舗装の完成後13年、供用後7年を経過し、その供用性はほぼ満足のいく状態であったが、第1期地区設計より今までに、設計方法等の変遷や、第1期地区工事に大量に使用した、空港周辺で産出する良質な山砂の枯渇等建設条件の変化を考慮して、昭和58年再び土木学会に研究を委託した。今回も前回と同様に空港舗装研究委員会（委員会）が組織され、アスファルト舗装及びコンクリート舗装部会と各々の部会の下に分科会が設けられて研究が行われた。その目的の主なものは、供用後7年を経た空港舗装の現状評価、第2期舗装の基本設計の指針作成、先の2項目を補追、確認し、更に問題点の解決を図るべき試験舗装もしくは試験項目についての実施計画の立案であった。

3.5.1 第1期地区舗装の評価

委員会が実施した、舗装の現状評価の結果は、構造的な問題はないものの、第2期地区舗装に当たって解

決すべき問題は、①航空機が緩速走行する誘導路や滑走路端部におけるわだち掘れの防止、②航空機が曲線走行する誘導路や滑走路端部における表層、基層材のねじりによる塑性変形の防止、③表層材の老化によるひびわれの発生の防止、④表層の施工目地の開口の防止であった。また、第1期当時と建設条件が大きく異なる点は、先述のとおり良質山砂が不足していると考えられることであった。

3.5.2 舗装構造

第1期舗装構造では、上層路盤に従来の粒調碎石に代えて安定度や強度の大きなアスファルト安定処理材やセメント安定処理材を適用したが、構造評価結果からこのことは適切であったと考えられた事や、アスファルト要領でも大型航空機に対する舗装の上層路盤に安定処理材の適用を推奨していることから、第2期舗装でも上層路盤に安定処理材を使用することを基本とした。良質山砂の不足に対しては、下層路盤材としての品質を満足しない山砂を、セメントや石灰により安定処理して使用していくことを考える事とした。この場合、他空港の例でサンドイッチタイプの舗装が良好な結果を示している事や、モデル化した舗装構造の多層弾性計算の結果がサンドイッチタイプとすると、上載荷重による路床垂直応力が、下から上へ順次良質材料を積み上げていく通常の構造よりも小さくなり、路床への影響が軽減され成田の路床にも有利と考えられることから、山砂を安定処理した層を最下層にしたサンドイッチタイプの舗装を検討していくこととなった。このような考えに基づいて1つの断面を設定し（図-4、A断面）、それに対する載荷試験（DC-8シリーズの航空機と同様な脚による100トンまでの載荷）や、層構造理論による安定処理路盤の曲げ引張に対する安定

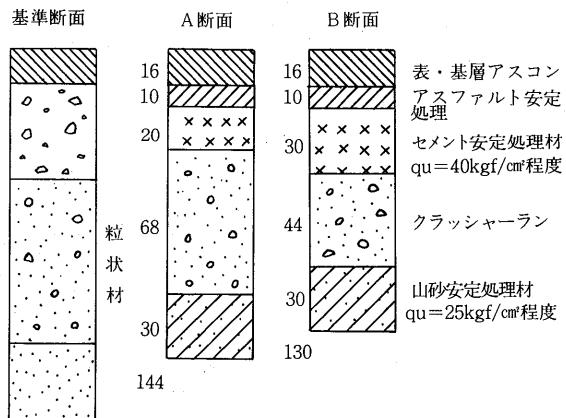


図-4 委員会検討断面及び提案断面

性、路床の応力等を検討し、2期舗装断面(図-4、B断面)を提案した。但し、この断面は、設計荷重500トン、路床の設計CBRが5.5%のものであり、それ以外は同様な方法により別途検討すべきとされ、また、サンドイッチタイプの舗装による大規模施工の経験が乏しいことから事前に試験施工等の実施が望まれると結論された。

3.5.3 舗装材料等

表層、基層に対する課題については、別の研究結果等より望ましいとされている(表-7、8に示す)骨材粒度及びそれらの混合物の性質が提案された。なお、アスファルトは第1期の評価よりストレートアスファルトが適当であるとされた。

また、施工目地の開きについては、ホットジョイントかニーディングジョイントが望ましいとされた。なお、これらについても試験施工等を行って確認することが望ましいとされた。

3.5.4 路床改良

路床強度が不足する場合、良質山砂が不足しているため、第1期地区のように、置き換え工法ができない。従って、第2期地区では、原則としてセメント系或いは石灰安定材による改良工法をとることとし、試験研究結果等に基づいて、土質と安定材との適合性、施工方法、安定処理路床の支持力の評価法等が提案された。実施工では、公団は委員会提案を基に、第2期地区的路床強度及び土質調査、改良土の配合設計、試験施工を実施し、土質、強度(コーンペネトロメーターによる支持力)、含水比より、改良厚、改良材(生石灰)の添加量が求められ、その品質管理も締固め度によって確認できる比較的簡便な「路床改良基準」を設けて実施した。

3.6 試験舗装

公団は土木学会の提案を受け、委員会提案断面の長期安定性を確認しつつ、減厚断面、B滑走路対応断面、目地の施工法等を決定するため、現地における実規模大の試験舗装及び並行して各種材料の室内試験を実施した。試験舗装は同時にコンクリート舗装、航空灯火の調査も実施しているが、本稿では、アスファルトの構造決定に関する概要について説明し、その詳細、ア

表-8 アスファルト混合物の諸特性

項目	表層アスコン (滑走路)	表層アスコン (誘導路)	基層アスコン
アスファルト量(%)	6.5	6.0	5.4
密度(g/cm³)	2.381	2.374	2.394
空隙率(%)	2.0	3.0	3.5
骨材間げき率(%)	17.0	16.8	15.1
安定度(kgf)	1,030	1,030	873
飽和度(%)			76.8
動的安定度(回/mm)	645	1,216	
すりへり量(cm³)	0.49	0.78	
フロー値(1/100cm)			27
S/F(kgf/cm)			25

スファルト舗装に関する他の項目、コンクリート舗装関係については、別の機会とし、省略する。

試験舗装には、後述する5断面を作成し、A、C滑走路の設計荷重に相当する、B-747型脚を有する原型走行荷重車(脚荷重121トン、運輸省港湾技術研究所所有、写真参照)による10,000回走行試験、走行回数毎

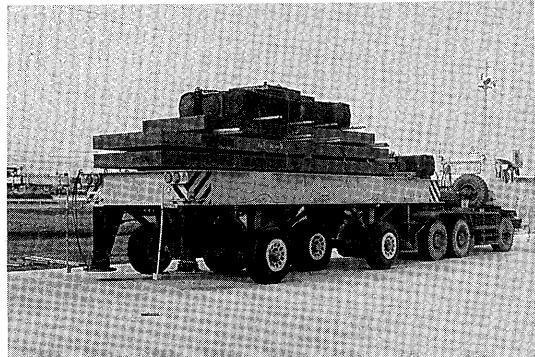


写真-2 原型走行荷重車全景

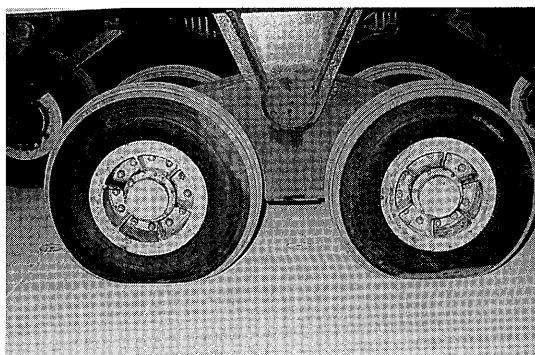


写真-3 原型走行荷重車 B-747型脚

表-7 アスファルト混合物の標準粒度

(単位: %)

ふるい(mm) 区分	25	20	13	10	5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	0.074
表層用骨材		100	98.4	89.0	63.2	40.0	28.1	20.2	14.8	7.9	5.0
基層用骨材	100	97.6	81.5	71.8	49.6	30.2	23.0	18.2	13.8	6.5	4.1

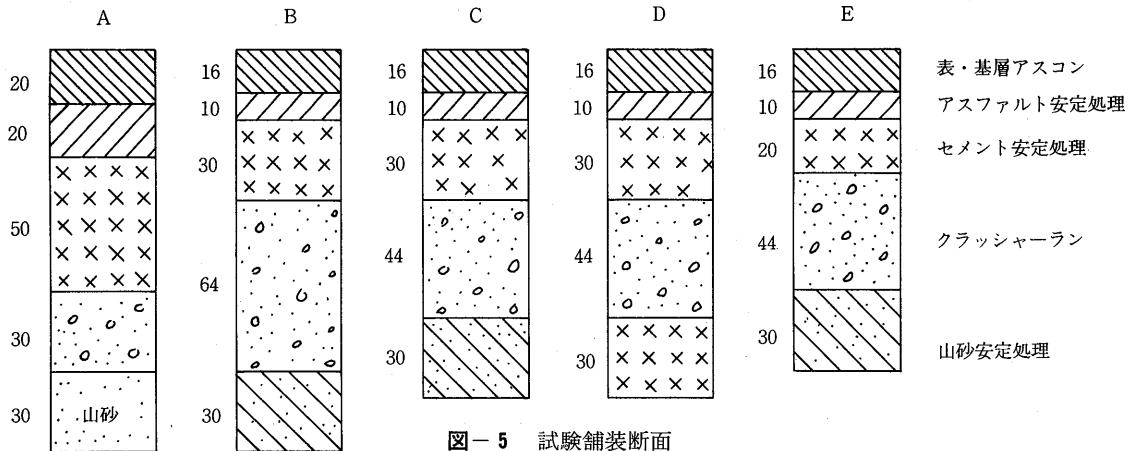


図-5 試験舗装断面

の脚載荷試験、単輪載荷試験、ダイナフレクトやFWDによる載荷試験を行い、舗装体内に配置した、土圧計、沈下計、歪み計、温度計によりデーター収集を行った。

3.6.1 試験舗装断面

試験舗装に用いた舗装断面は図-5のとおりである。なお、各々の断面の目的は以下のとおりである。

- ・A断面：実績のある第1期地区断面
- ・B断面：委員会提案断面（C断面）のクラッシャーラン層を20cm増厚し、路床面垂直応力を一期断面（A断面）と同等とし、C断面との比較により、路床面の垂直応力の違いによる影響を調査する。

・C断面：委員会提案断面

・D断面：下層路盤にセメント安定処理材（上層路盤と同材料）を用い、上層路盤の引張応力、路床面の垂直応力を軽減させたときの挙動を調査する。

・E断面：L-1011-II（B滑走路対応設計荷重）に対応するものであり、この設計荷重に対しセメント安定処理路盤の引張応力、路床面垂直応力はC断面と同じであり、この断面の安定性を調査する。

3.6.2 解析結果

解析のフローチャートを図-6に示す。

(1) 舗装の破壊の検討

舗装の破壊についての明確な定義はない。そこで、空港舗装の破壊の形態を

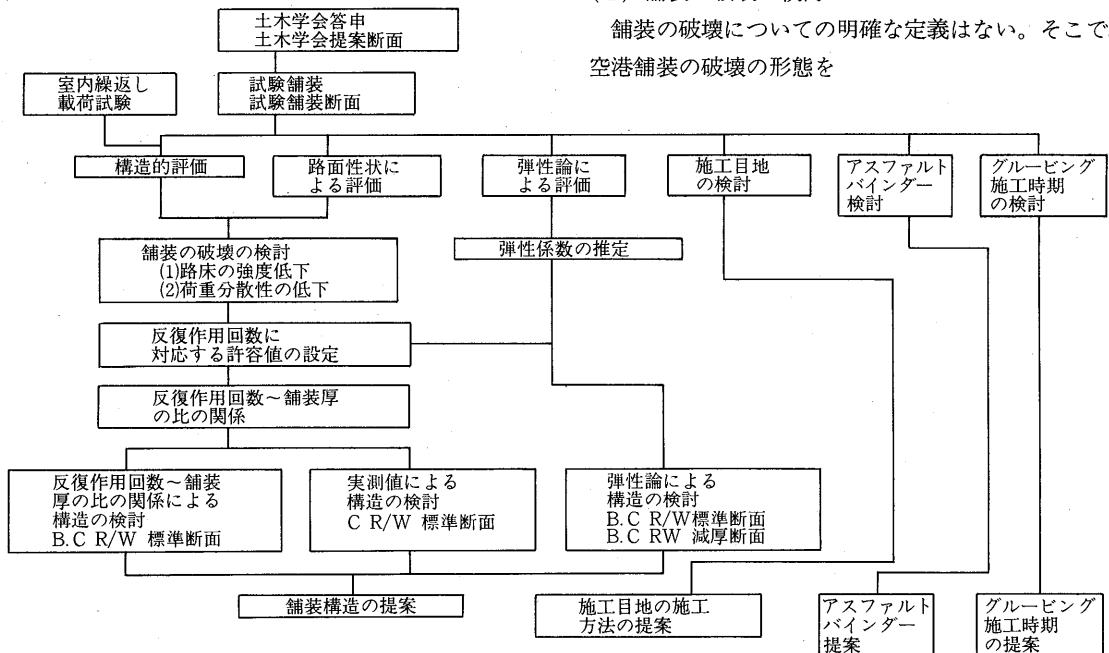


図-6 解析のフローチャート

- ・機能的破壊：材料、構造的には致命的な問題はないものの、供用性が低下し、本来の目的を達成できない状態
- ・構造的破壊：材料、構造的に致命的な問題が生じ、また、供用性も低下した状態

の二つに大別し検討を行った。機能的破壊は、わだち掘れ量より行われた。またこれは、路床の構造的破壊と関連付けられて検討された。構造的破壊は、路床と舗装体とで検討した。路床の破壊は、路床の塑性変形量及び載荷試験による弾性たわみ曲線より、舗装体の破壊は、各層の荷重分散性より検討された。これらはいずれもBISARによる計算結果と比較されている。この結果、E断面が走行回数1,000回程度で破壊されたと考えられ、この時の路床のたわみ、垂直応力等の値を破壊の指標（基準値）として以下の検討が進められた。

(2) 反復作用回数に対する許容値

試験舗装の破壊は、路床の破壊が主たる原因と考えられることから、路床上面の弾性たわみ及び垂直応力に着目し、各断面が基準値に達する走行回数（反復作用回数）を求め、反復回数に対する許容値を表-9のように求めた。

表-9 反復作用回数に対する許容値

反復作用回数 (回)	弾性たわみ (mm)	垂直応力 (kgf/cm ²)
1,000	2.78	0.71
4,000	2.42	0.53
5,000	2.36	0.50
20,000	2.00	0.33

(3) 反復作用回数～舗装厚の比較の検討

また、路床上面の弾性たわみ及び垂直応力、FWDの最大たわみについて、舗装厚の比との関係を求め、アスファルト要領と同様の疲労曲線を求めた。この場合、同一舗装構造であるB、C、E断面を用い、C滑走路

の基準舗装厚を174cmとし、材料の等価値はアスファルト要領によっている。得られた反復作用回数～舗装厚の比は、図-7に示す様にアスファルト要領に比較的近いものであった。

なお、断面決定に際しては、設計反復回数5,000回で安全側である弾性たわみの直線に基づいている。

3.6.3 採用した舗装構造

成田空港における基準舗装厚は、アスファルト要領に基づく、基準舗装厚設計曲線より求まった厚さに、図-7に示す、アスファルト要領と今回作成した弾性たわみによる直線の比（反復回数5,000回の場合101.2%）を乗じて求めている。従って、C滑走路の場合は174m × 101.2% = 176cmとなる。これを、路床の強度低下を生じさせない、つまり、弾性たわみ、垂直応力を試験舗装で得られた許容値以内におさえ、セメント安定処理及び山砂安定処理を破壊させない。つまり、各層の曲げ引張応力を繰り返し曲げ試験による疲労強度以下におさえるよう、実測値との比較や弾性論での確認を行って、C滑走路の標準舗装構造を図-8のとおり決定している。

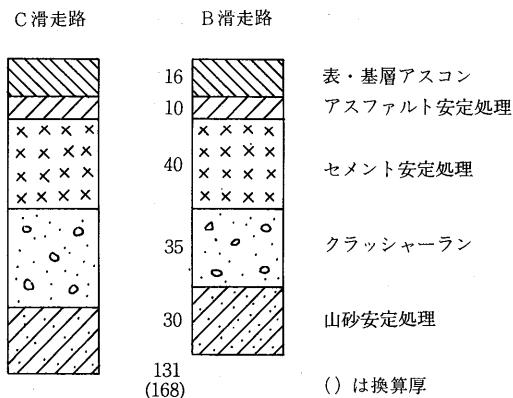


図-8 第2期舗装標準構造

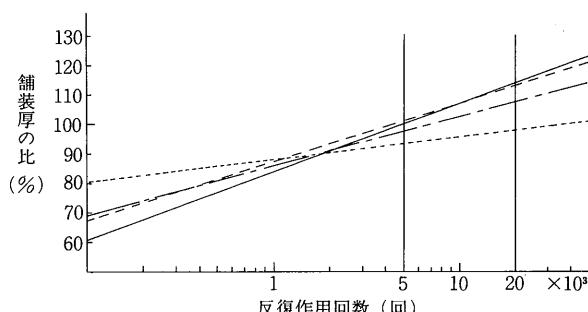


図-7 反復作用回数と舗装厚の比の関係

弾性解析（BISAR）に用いた各層の弾性係数は表-10のとおりであり、計算値と実測値は比較的よく一致している。

表-10 各層の弾性係数

層	弾性係数 (kgf/cm ²)
アスコン層	7,000
セメント安定処理	40,000
クラッシャーラン	3,000
山砂安定処理	5,000
路床	500

また、同様にBISARによりセメント安定処理層、山砂安定処理層の下面における曲げ引張応力を求めると、C滑走路で9.1kgf/cm²（応力比51%）、2.1kgf/cm²（応力比26%）、B滑走路で6.2kgf/cm²（応力比34%）、1.3kgf/cm²（応力比16%）となり、表-11に示す室内試験で得られた応力比の基準値を満足している。

4. おわりに

成田空港は現在A滑走路一本で運用しており、取扱

表-11 安定処理材の繰り返し載荷による応力比

材 料 曲げ強度	繰り返し回数 (回)	応力比 (%)
セメント安定処理 $\delta_{b7} = 12\text{kgf/cm}^2$ $\delta_{b28} = 18\text{kgf/cm}^2$	1,000	75.7
	4,000	73.2
	5,000	72.7
	20,000	70.3
山砂安定処理 $\delta_{b7} = 4\text{kgf/cm}^2$ $\delta_{b28} = 8\text{kgf/cm}^2$	1,000	86.0
	4,000	83.7
	5,000	83.3
	20,000	81.3

能力は既に限界に達し、諸外国からの新規乗り入れ、増便の要求に答えられない状態にあります。この様なことから公団は、一日も早い完全空港化をめざして、関係機関等に協力をお願いしながら、地元の人達と話し合いを行う等の努力をしております。皆様のなお一層のご理解をお願いするものであります。

石油アスファルト統計月報

B5：16ページ ¥500（送料は実費）毎月1日発行

アスファルトに関する統計
資料を網羅し、月毎に発行す
る統計月報です。
広くご利用いただけるよう
編纂致しました。

ハガキにてお申込み下さい。
申込先 105 東京都港区虎ノ門2丁目6番7号
和孝第10ビル
社団法人 日本アスファルト協会
アスファルト統計月報係

— 目 次 —

- 石油アスファルト需給実績
- 石油アスファルト品種別月別生産量・輸入量
- 石油アスファルト品種別月別内需量・輸出量
- 石油アスファルト品種別月別在庫量
- 石油アスファルト品種別荷姿別月別販売量
- 石油アスファルト品種別針入度別月別販売量
- 石油アスファルト地城別月別販売量
- 石油アスファルト品種別通産局別月別販売量
- 石油関係諸元表

超軟弱不均一地盤上の空港：東京国際空港

山本 浩*
伊藤 和央**

1. はじめに

平成5年9月27日に西側ターミナル地区のエプロン、ターミナルビルがオープンした。ターミナルビルはビッグバードと名付けられ、飛行機を利用しない人も訪れており、非常にぎわいを見せてている（写真-1）。

東京国際空港整備基本計画では、従来の空港約400haと沖合の埋立地約800haを加えた区域のうち約1,100haの範囲に、新A、新B、新C 3本の滑走路とこれらの滑走路に囲まれた中央部のターミナル施設が計画されている（写真-2）。また、その計画は供用する空港の能力を最大限に活かし、東京都の埋立地が完成するにしたがって段階的に沖合へ展開していくことが望ましいことから、関連する事業と整合をとりつつ、全体を3段階に分けて整備が進められている。

(a) 第Ⅰ期

第Ⅰ期では、新A滑走路を整備した（写真-3）。こ



写真-1 西側ターミナルビル



写真-2 東京国際空港

*やまもと ひろし 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所次長

**いとう かずお 運輸省第二港湾建設局東京空港工事事務所次長



写真-3 新A滑走路

れによって、離着陸能力は年間2万回程度増加し、約18万回に達した。

(b) 第II期

旅客ターミナルビル、管制塔などの空港の中枢施設が沖合に移転した。空港へのアクセスも新しくなり、東京モノレール、京浜急行空港線が延伸され、東京湾岸道路、環八道路が空港と直結された。

(c) 第III期

新B、新C滑走路と東側にもう一つの旅客ターミナルビル等を整備する。このうち、新C滑走路については平成8年度末に供用開始の予定である。

2. 超軟弱不均一地盤

沖合展開用地は、東京港で発生した浚渫土砂、都内で発生した建設残土等の廃棄物によって、東京都が埋立造成した廃棄物処分場を有効利用したものであるが、その形成過程は複雑である。多摩川の河口部にあり、かつては三角州を形成し、砂質土が堆積していたが、昭和40年頃より、その砂質土を東京湾岸の埋立用土砂として採取し、その後に、東京港の浚渫土(ヘドロ)が埋立てられ、さらに都内の建設残土で覆土され現在の地盤が形成された。

地盤の構造も第I期地区から第III期地区まで大きく異なる。第I期、II期地区では、埋立完了後2~3年経った浚渫ヘドロ層(AC₁層)が0~15mと大きくバラついて堆積している。第III期地区では埋立たばかりの含水比200%以上のヘドロ層、いわゆる超軟弱粘性土層が10~20mと厚く堆積しているとともに沖積粘土層(AC₂層)もその下に最大30m近く存在している。このような経緯からAC₁層、建設残土層(BS層)は場所により層厚や土性のばらつきが大きい、超軟弱な不均一地盤層となっている。

3. 地盤改良

特に高い精度の平坦性が要求される空港施設の建設にあたり、超軟弱不均一地盤を処理せずにこれを行えば、不同沈下により、滑走路、誘導路、エプロン等に凹凸が生じ、将来にわたって不陸修正のための改良を頻繁に行わなければならなくなる。したがって空港施設を建設するのに適した地盤にするための地盤改良を空港施設の整備に先立ち、ほぼ全域的に行った。

AC₁層は、改良工事着手時には埋立完了後2~3年しか経過しておらず正規圧密状態であり、AC₂層は過圧密状態であると考えられる。そこで全体の沈下のほとんどはAC₁層で占められるものと予測されたためAC₁層を対象として地盤改良工事を行った。

工法は、工費や大量・急速施工といった施工条件を考慮し、バーチカルドレーン工法を選定した(写真-4)。また、各地区においては土層構成、施工性を考慮

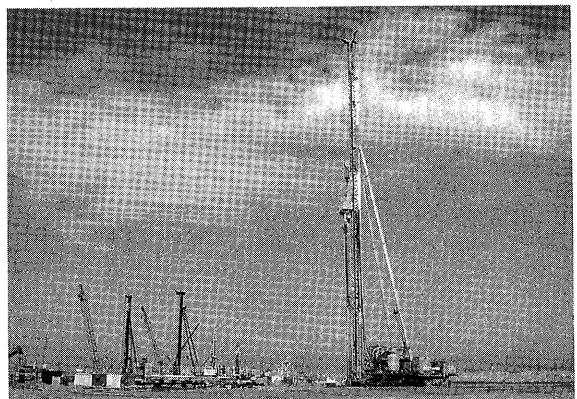


写真-4 サンドドレーン打設

してバーチカルドレーン工法の中から最適な工法を選定した。第I期地区はプラスチックドレーン(ペーパードレーン)工法を使用し、第II期地区ではこれに加えて袋詰めサンドドレーン(パックドレーン)工法により施工を行った。また、第III期地区では部分被覆サンドドレーン工法とプラスチックドレーン工法の併用を基本とした。5m歩くと突然ヘドロの沼に落ちてしまうような不均一な地盤であるため、AC₁層上の土被り厚さ、AC₁層の土質性状等をサウンディング、チェックボーリングにより事前に調査し、機械の搬入路を確保しながらドレーンを打設した。打設したドレーンは合計約378万本、約78,000kmに達した。

4. 滑走路および誘導路の舗装

超軟弱不均一地盤上に滑走路および誘導路を建設す

るためには、将来生じる恐れのある不同沈下に対して検討することが必要となる。沖合展開事業では、新たに3本の滑走路とそれらを結ぶ誘導路が建設される。これらの舗装は平坦性が確保されなければならない。

第I期工事では、延長3,000m、幅60mの新A滑走路と8,260mの誘導路の建設が行われた。舗装構造を検討する際には、不同沈下の舗装構造への影響、不同沈下による勾配変化に対する維持補修、航空機の繰り返し荷重の分散性等が考慮された。

舗装構造の詳細を決めるにあたって、沖合展開地区に図-1に示すような断面を含んだ試験舗装を製作した。試験舗装の設計条件は、設計荷重区分LA-1、設計反復作用回数10,000回、路床の設計CBR10%とした¹⁾。試験舗装断面として、表・基層はアスファルトコンクリート、上層路盤は粒度調整碎石、下層路盤は切込碎石、水硬性スラグ(写真-5)、セメント安定処理を使用した。当時のアスファルト舗装構造設計要領¹⁾では下層路盤材料に対する等価値の規定がなかった。そ

こで、試験舗装では水硬性スラグおよびセメント安定処理の等価値を1.3として、試験舗装の設計を行った。試験では実際の航空機脚荷重を載荷することができるトレーラー(原型走行荷重車)による走行を行い(写真-6)、所定の走行回数ごとに静的載荷試験、わだちばれ測定などを行った。



写真-6 原型走行荷重車による走行試験

A 1	A 2	A 3			
アスコン 粒度調整 碎石	15 30	アスコン 粒度調整 碎石	15 30	アスコン 粒度調整 碎石	15 30
切込碎石	50	水硬性スラグ (HMS) 砂岩ズリ	39 15	セメント 安定処理	39
山 砂	200	山 砂	185	山 砂	200

単位: cm

図-1 新A滑走路に対する試験舗装断面

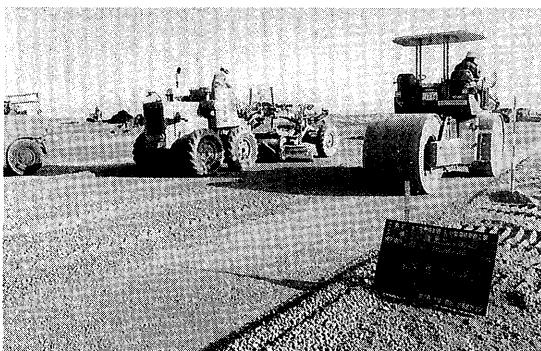


写真-5 水硬性スラグの転圧

図-2は原型走行荷重車による繰り返しを行う前に、静的載荷試験を行った際の路床上面、路床中央、路床下面の土圧計による鉛直応力の実測値と表-1に示す弾性係数を使用し、多層弾性解析(BISAR)による解析値を示したものである。実測値、解析値とともに下層路盤に水硬性スラグを使用した方が路床上面の鉛直応力は小さくなり、下層路盤で荷重分散が計られていると考えられる。

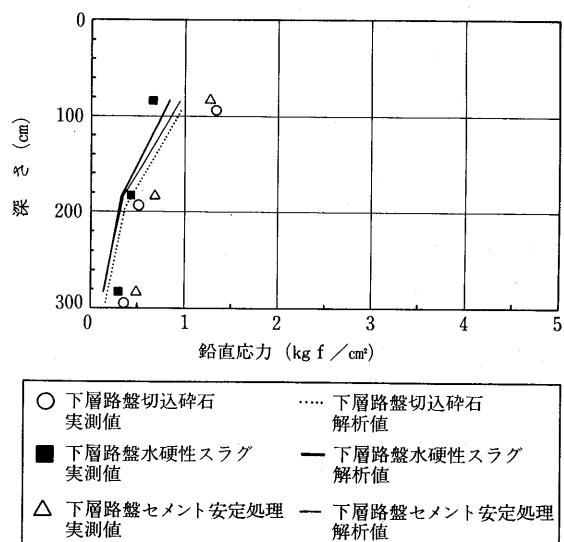


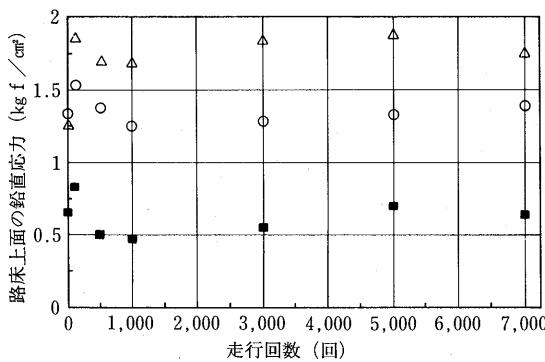
図-2 静的載荷試験による鉛直応力の深さ方向分布

表-1 多層弾性解析に用いた弾性係数

	A 1	A 2	A 3
表・基層	アスファルトコンクリート 7,000	アスファルトコンクリート 7,000	アスファルトコンクリート 7,000
上層路盤	粒度調整碎石 2,000	粒度調整碎石 2,000	粒度調整碎石 2,000
下層路盤	切込碎石 1,500	水硬性スラグ 10,000	切込碎石セメント安定処理 5,000
路床	山砂 700	砂岩ズリ 600 山砂 700	山砂 700

単位: kgf/cm²

図-3は所定の走行回数終了後に行われた静的載荷試験による路床上面の鉛直応力の実測値を示したものである。走行回数100回あたりまでは鉛直応力にはばらつきがみられるもののその後の値の変動は小さい。また、下層路盤に水硬性スラグを使用した場合が最も小さな



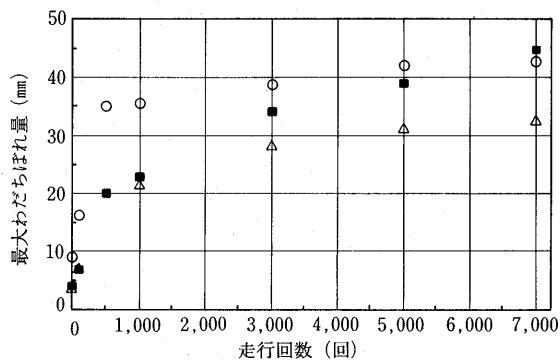
○下層路盤切込碎石 △下層路盤セメント安定処理
■下層路盤水硬性スラグ

図-3 路床上面の鉛直応力の走行による影響

値となっている。

図-4は横断プロフィルメーターを用いて測定した最大わだちはれ量と走行回数との関係について示したものである。各区画とも2測線ずつ測定を行いその最大わだちはれ量についてまとめている。最大わだちはれ量は下層路盤にセメント安定処理を用いた区画が小さくなっている。下層路盤に切込碎石を用いた区画では、136回走行後アスファルトコンクリートによる補修を実施しているために、その後のわだちはれ量が小さくなっているものと思われる。

試験結果と多層弾性理論(BISAR)によって、新A滑走路の舗装構造は下層路盤に水硬性スラグを使用した図-5に示すような断面とした。その理由として水硬性スラグはセメント安定処理よりも荷重分散性が良



○下層路盤切込碎石 △下層路盤セメント安定処理
■下層路盤水硬性スラグ

図-4 最大わだちはれ量の走行による影響

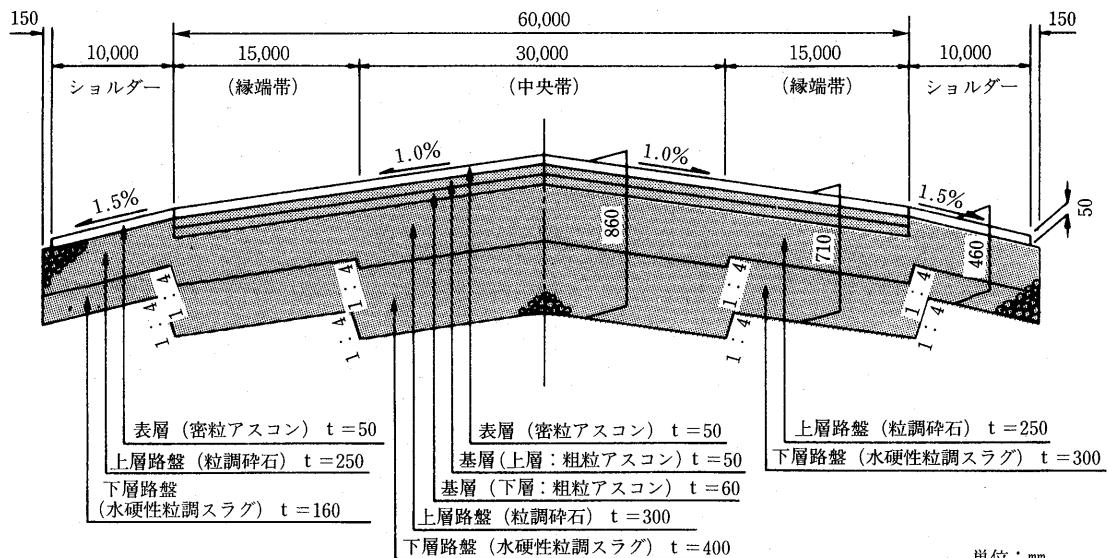


図-5 新A滑走路の基本断面

く、沖合展開事業地区で想定される不同沈下に対応が可能であると考えられたためである。

5. エプロン舗装

第II期工事では西側ターミナル地区のエプロン舗装が建設された。わが国では、エプロン舗装には耐油性や静止荷重に対する変形抵抗性などからほとんどの場合コンクリート舗装が用いられてきた。しかし、アスファルト舗装は、不同沈下に対して追随性が良く、補修がコンクリート舗装に比べて行いやすいといった利点も見られる。そこで、長期的な視点から第II期エプロン舗装設計の詳細を決定するための試験舗装にコンクリート系の舗装とともにアスファルト系の舗装も製作し、原型走行荷重車による走行試験を行った。耐流動性を高める観点から、表・基層材料として改質アスファルトコンクリートを用いたものと半剛性舗装についても検討を行った。

試験舗装は設計荷重区分LA-1、設計反復作用回数20,000回、路床の設計CBR10%の条件で断面が設計された¹⁾。改質アスファルト舗装と半剛性舗装については、表層のみに耐流動性材料を使用したもの（タイプ1）、表層と上部基層に用いたもの（タイプ2）の2種類について検討を行った（図-6）。原型走行荷重車による所定の走行回数終了後、原型走行荷重車を用いた静的載荷試験、わだちはれ量の測定などを行った²⁾。

図-7は原型走行荷重車を用いた静的載荷試験による路床上面の鉛直応力の走行による影響を示したものである。走行開始前は、改質アスファルト、半剛性舗装の方が標準アスファルト舗装よりも小さいが、5,000回の走行後には大きな違いが見られなくなっている。

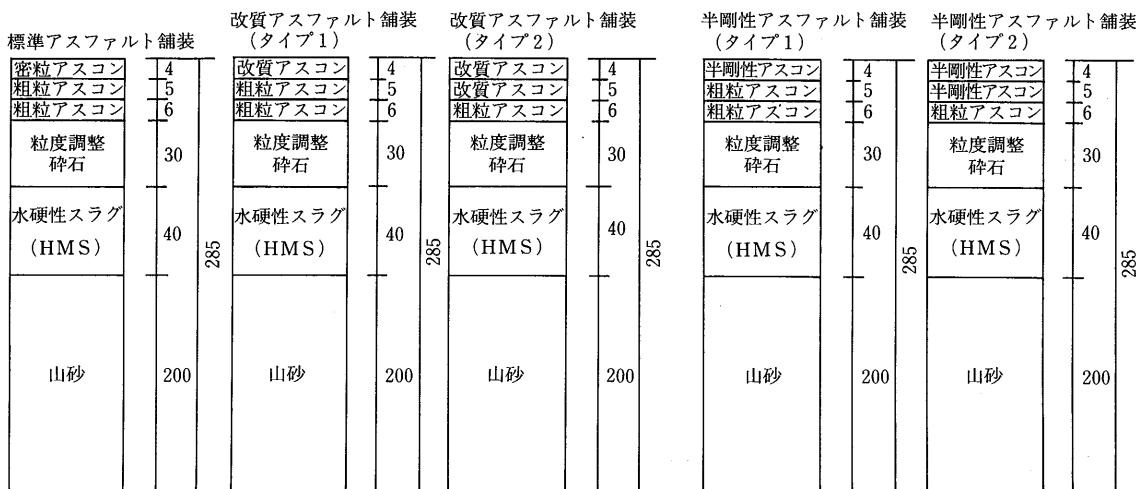


図-8は原型走行荷重車の走行による最大わだちはれ量の変化を示したものである。改質アスファルト、

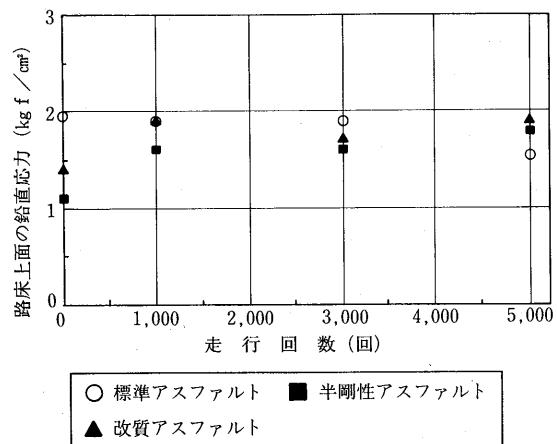


図-6 エプロン舗装に対する試験舗装断面

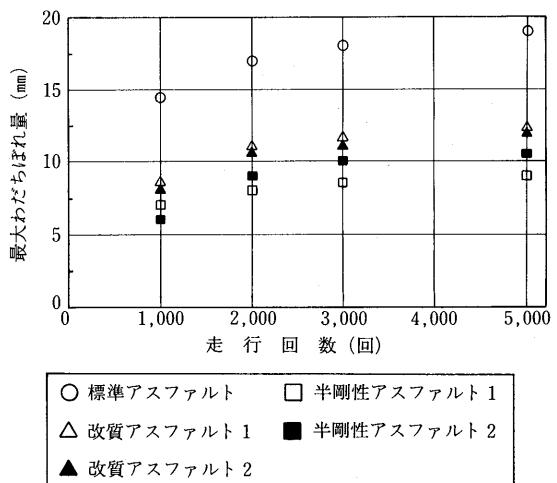


図-7 路床上面の鉛直応力の走行回数による影響

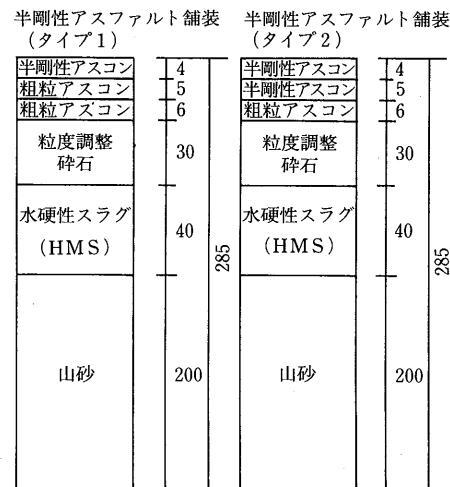


図-8 最大わだちはれ量の走行回数による影響

単位: cm

半剛性舗装の最大わだちはれ量は、標準アスファルト舗装の約半分となっており、効果がみられる。

改質アスファルト舗装、半剛性舗装ともわだちはれに関しては、今回の試験結果から効果があると考えられ、空港舗装に対する適用性は高いと思われる。今回の試験舗装では、実際のエプロン舗装のように航空機が数時間から数日間駐機するといった条件の再現とはなっていないため、今後さらに検討を進めてゆきたい。

6. おわりに

昨年9月に第II期工事が完成したが、現在の航空需

要に応えるためには新C滑走路の早期供用が必要である。現在、運輸省第二港湾建設局では、新A滑走路での知見を生かし、新C滑走路の基本設計を鋭意行っている。今後も関係各位のご協力をお願いしたい。

— 参考文献 —

- 1) 運輸省航空局：空港アスファルト舗装構造設計要領、航空振興財團、1976
- 2) 八谷好高、千田國善、朝倉光夫：耐流動性空港アスファルト舗装の走行試験、第45回土木学会年次学術講演会講演概要集第V部、1990、P.595

日本アスファルト協会試験方法 JAA-001-1978. 石油アスファルト絶対粘度試験方法

Testing Method for Absolute Viscosity of Asphalt

- | | |
|----------------|--|
| 1. 適用範囲 | 5 - 1 - 1. 粘度計校正用標準液による方法 |
| 2. 試験方法の概要 | 5 - 1 - 2. 標準減圧毛管粘度計による方法 |
| 3. 用語の意味 | 6. 試料の準備 |
| 3 - 1. 絶対粘度 | 7. 操作 |
| 3 - 2. ニュートン流体 | 8. 計算および報告 |
| 4. 装置 | 9. 精度 |
| 4 - 1. 粘度計 | 9 - 1. クリ返し精度 |
| 4 - 2. 温度計 | 9 - 2. 再現性 |
| 4 - 3. 恒温そう | |
| 4 - 4. 減圧装置 | |
| 4 - 5. 秒時計 | |
| 5. 校正 | 申込先 社団法人 日本アスファルト協会
東京都港区虎ノ門2丁目6番7号
TEL 105 電話 (03)502-3956 |
| 5 - 1. 粘度計の校正 | |

中 中

実費領価 400円

新千歳空港舗装構造設計について

菅野利明*

1. はじめに

新千歳空港は、北海道の石狩平野南端にあり、勇払平野などの雄大な自然の中に位置している。当空港から北西約40kmに道都札幌市、南約25kmには苫小牧市がある。当空港の敷地の大部分は千歳市に属し、滑走路の南端の一部が苫小牧市に位置している。

また、空港へのアクセスとしては道央自動車道、一般国道36号線、また、JR千歳線、石勝線、などがあり、道央ベルト地帯における交通体系の要衝に位置し

ている。

新千歳空港は国内航空路線網の基幹空港であるとともに、北海道地域における国際空港の拠点として位置づけられている。当空港は昭和63年度に第Ⅰ期工事が完了し、同年、部分的な供用を開始したが、現在も建設工事を継続している。ここでは、既に供用中である第Ⅰ期工事の概要について紹介する。

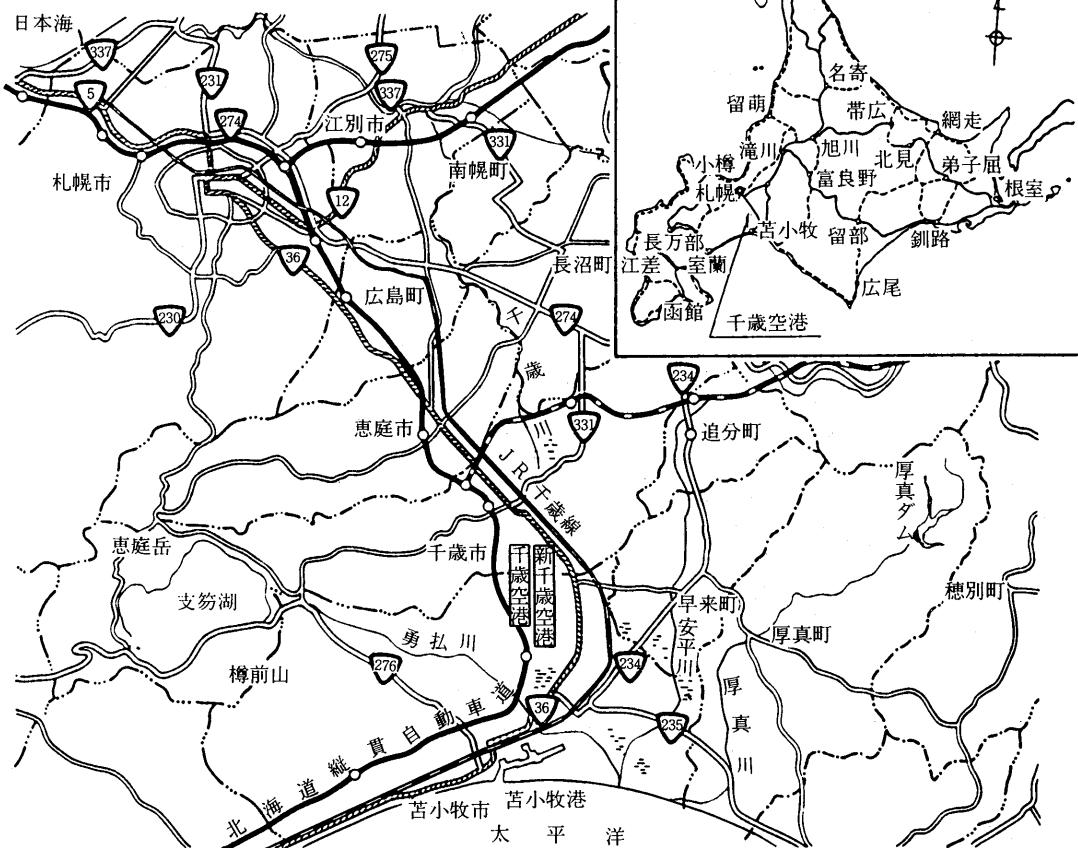


図-1 新千歳空港の位置

*かんの としあき 北海道開発局札幌開発建設部千歳空港建設事業所所長

2. 新千歳空港の沿革

新千歳空港は新千歳空港整備計画に基づき昭和63年に開港したが、それまでに千歳飛行場としての長い歴史を有している。千歳飛行場は、防衛庁が設置管理して、民間と自衛隊が共用する飛行場であった。

千歳飛行場の実質的な起源は、千歳村民の手によって造成された10haの土地に、当時の小樽新聞社の北海1号機が着陸した大正15年10月22日であるとされている。ここで、開港以来の沿革を表-1に示す。

3. 新千歳空港整備計画

千歳飛行場は戦後米軍の管理下にあったが、その後民間航空が再開され、昭和36年には、防衛庁が管理する飛行場として米軍より全面返還された。以後民間との共用飛行場として使用されてきた。

以来、千歳飛行場は、北海道における政治・経済・文化等の中心である札幌市と本州主要都市とを結ぶ重要な役割を担うこととなった。乗降客数は年々増加の一途をたどり、昭和47年には289万人に達していた。

表-1 千歳空港の沿革

大正15年10月	千歳全村民の汗の結晶により約10haの整地造成、小樽新聞社機が着陸、これが千歳飛行場の起源である。
昭和5年	千歳に飛行場を設置する請願が貴族院、衆議院において採択される。
昭和9年	陸軍航空大演習を招致するため50haに拡張
昭和12年9月	村有地131haの寄付を条件として海軍航空基地設置決定
昭和20年10月	米軍に接収され、米軍戦闘機部隊駐留
(自)昭和25年5月 (至)昭和28年10月	飛行場敷地を1,050haに拡張、滑走路の改修、延長（西側 2,700m×45m）をはじめ、GCA、高光度滑走路灯の施設を整備
昭和26年10月	千歳空港開発（西側地区において民間航空機運航開始）
昭和27年10月	日本航空㈱が千歳～東京間に定期便開始
昭和32年8月	米軍の三沢飛行場移駐に伴い、航空自衛隊第2航空団が設置され、民間と自衛隊が共用開始
昭和33年9月	航空管制業務が、米軍から日本政府に（運輸省）移管
昭和34年7月	飛行場の一部が、米軍から日本政府（防衛庁）に返還される。
昭和36年6月	防衛庁が、管理する飛行場として告示（防衛庁告示第158号）
昭和36年12月	公共用飛行場に指定（運輸省告示第439号）
昭和37年1月	管制業務を航空自衛隊に移管
昭和38年4月	民間航空専用地区使用開始
昭和39年2月	東側滑走路（2,700m×45m）新設、運用開始
昭和39年3月	NDB設置場所及び設備変更（現在地、現施設となる）
昭和44年1月	VOR運用開始
昭和44年5月	I LS運用開始
昭和44年10月	出入国空港に指定
昭和45年12月	東側滑走路を3,000mに延長
昭和47年12月	幅員を60mに拡張 I LS のうちグライドバス及びミドルマーカーを移設
昭和48年12月	新千歳空港設置告示（運輸省告示第524号）
昭和49年9月	第2種(A)空港に政令指定
昭和49年12月	VOR/DME運用開始
昭和51年6月	千歳国内テレタイプ自動中継システム（DTAX-C）の運用開始
昭和51年10月	東側滑走路南方移転工事着工
昭和53年12月	東側滑走路南方移転工事完了、供用開始
昭和55年10月	国鉄千歳空港駅開業 空港ビル～千歳空港駅連絡橋使用開始
昭和56年3月	国際線定期便就航（成田経由ホノルル線） 税関、植物防疫、家畜伝染予防法指定空港
昭和56年6月	ATIS運用開始
昭和58年12月	E4 TWY供用開始
昭和61年3月	新千歳空港の施設変更告示（運輸省告示第111号）
昭和63年7月	新千歳空港の第I期供用開始

このような航空輸送需要の増大に対処し、又、自衛隊機と民間機を分離して運行するため、民間専用空港の建設を骨子とする新千歳空港整備計画が昭和48年9月に策定された。同年これを受け、航空法に基づく告示がなされ、新千歳空港の建設工事が本格的に始まることとなった。

ところが、その後石油危機以来のわが国の経済社会情勢の大きな変化や、当時の厳しい財政事情、あるいは用地買収の難航等の理由により当初予定していた供用開始予定日（第Ⅰ期：昭和53年度、第Ⅱ期：昭和60年度）が大幅に遅延する事となった。そのため、整備計画の抜本的見直しを行わざるを得なくなってしまった。

このような状況から新千歳空港の早期の供用開始を図り、今後予測される航空需要に対処するために新千歳空港整備基本計画を見直し、第Ⅰ期の供用開始を昭和63年度、第Ⅱ期の供用開始を昭和67年度、第Ⅲ期供用開始を昭和75年度とする新しい整備基本計画が策定された。

計画の基本方針は次の通りである。

- ① 新千歳空港は国内航空路線網の基幹空港とともに今後の北海道地域における国際航空の拠点とする。
- ② 航空輸送需要の動向、事業の進捗状況を勘案して段階的に建設を進める。
- ③ 積雪寒冷地に適合した施設配置、規模とし、万全の除雪対策を講ずるものとする。

この方針に基づき新空港の早期供用を図り、航空輸送需要に比べ過不足の無く均衡のとれた規模で段階的整備を図ることが出来るマスタープランの策定を行った。以下、マスタープランの概要に若干ふれておく。

計画全体規模は図-2に示すように滑走路（3,000

m×60m）が2本及びこれらに付帯する誘導路、航空保安施設及びターミナル施設等、面積719haとし、次のような施設展開計画とした。

① 第Ⅰ期

昭和63年7月20日を目途に滑走路A、着陸帯A及びこれらに付帯する誘導路航空保安施設等を整備する。この場合、ターミナル施設は現有施設を使用するほか、千歳空港の滑走路を併用することにより、運用の効率化を図る。

② 第Ⅱ期

昭和67年7月1日を目途に、ターミナル諸施設を整備するとともに、新ターミナルへの全面展開を図る。

③ 第Ⅲ期

昭和75年7月1日を目途に、滑走路B、着陸帯B及びこれらに付帯する誘導路、航空保安施設及びターミナル諸施設を整備する。

なお、第Ⅱ期以降については、航空輸送需要の動向を勘案しながら整備を進めるものとする。

基本施設の概要を表-2に示す。

4. 自然概況

4.1 地形、地質

新千歳空港は、千歳飛行場の南東約1,500m離れた地点に位置し、広大な火山灰台地のほぼ中央にあたっている。標高は20~30mで全体的に南側に傾斜しており、所々に深い沢が入り込んでいる。

この火山灰台地は今から3万年前の第四期洪積世末期に支笏カルデラから噴出した多量の軽石流堆積物によって基盤が形成されている。また、その後の火山動により、基盤上に新しい火山灰が堆積するとともに、

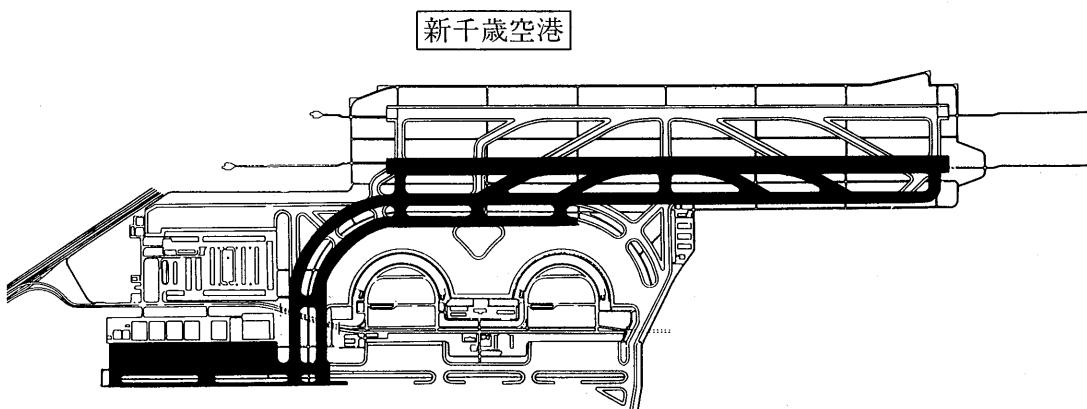


図-2 基本計画図

表-2 計画の概要

施設名	第I期	第II期	第III期
標 点	北緯N 42° 46' 21" 東経E 141° 41' 39"	北緯N 42° 46' 21" 東経E 141° 41' 39"	北緯N 42° 46' 22" 東経E 141° 41' 46"
標 高	22.0m	22.0m	21.3m
着陸帯	A 3,120m×300m B	A 3,120m×300m B 3,120m×300m	A 3,120m×300m B 3,120m×300m
滑走路	A 3,000m×60m B (真方位) 北7° 22' 43" 西	A 3,000m×60m B (真方位) 北7° 22' 43" 西	A 3,000m×60m B 3,000m×60m (真方位) 北7° 22' 43" 西
誘導路	延長 12,983m 幅 23m, 26.5m, 30m	延長 114,987m 幅 23m, 26.5m, 30m	延長 19,857m 幅 23m, 26.6m, 30m
エプロン	244,235m ² 旅客エプロン 貨物エプロン ナイトステイエプロン	498,163m ² 旅客エプロン 貨物エプロン ナイトステイエプロン	757,131m ² 旅客エプロン 貨物エプロン ナイトステイエプロン
ターミナル地域	構内道路, 駐車場, 排水施設, 飛行場標識施設, 管理施設等一式	構内道路, 駐車場, 排水施設, 飛行場標識施設, 管理施設等一式	構内道路, 駐車場, 排水施設, 飛行場標識施設, 管理施設等一式
航空保安施設	無線 VOR/DEM ILS NDB等一式 灯火, 進入灯, 進入角指示灯 滑走路灯, 誘導路灯, エプロン照明灯, 風向灯, 電源設備等一式	無線 VOR/DEM ILS NDB等一式 灯火, 進入灯, 進入角指示灯 滑走路灯, 誘導路灯, エプロン照明灯, 風向灯, 電源設備等一式	無線 VOR/DEM ILS NDB等一式 灯火, 進入灯, 進入角指示灯 滑走路灯, 誘導路灯, エプロン照明灯, 風向灯, 電源設備等一式
総面積	7,191,369m ²	7,191,369m ²	7,191,369m ²
供用開始期日	昭和63年7月20日	昭和67年7月1日	昭和75年7月1日

沢部に軟弱な泥炭等が堆積し、現在のような地形が形成されるに至った。

4.2 気象

当空港は日本海と太平洋の気象の影響を受ける分岐点に位置している。このため、冬は北よりの季節風による降雪、夏は南よりの風による海霧の影響を受けやすいが、雪の量は日本海沿岸より少なく、海霧も日中は消散することが多い等の特徴がある。また、春、秋は晴天の日が多い。また、横風の発生率はきわめて少ない。

4.3 土層構成

代表的な土層構成を表-3に示す。

土層構成としては、支笏湖軽石流堆積物の上面は長期の浸食作用による起伏があるが、これより新しい火山灰層では腐植土を挟んで旧地表面とほぼ並行に帶状に分布している。

5. 補装

5.1 路床の設計CBR

路床のCBR決定にあたっては、CBR試験、凍結融解試験を実施し、これらの結果に基づき舗装構造上問題のない支持力でかつ経済的に有利になる設計CBRを決定した。

5.1.1 凍結融解試験

北海道ではその気象条件から、冬期間の地盤凍結と春先の融解作用によって、路床の支持力低下が生じる。特に火山灰地盤においては土粒子が細粒化し、支持力が著しく低下する懸念があった。そのため、舗装構造設計にあたっては路床支持力の低減を考慮する必要があると考えられた。そこで、路床土の凍結融解試験を行い、路床土のCBR保存率を求め、設計上の設計CBRに反映させることとした。凍結融解試験によるCBRの保存率は、凍結融解試験によって求められるCBR値と、同一試料による設計CBR値の比較から次式によつ

表-3 土層一覽表

て求めた。

$$CBR\text{保存率} = \frac{\text{凍結融解後のCBR}}{\text{日水浸後のCBR}} \times 100 (\%)$$

参考のため、当時行った凍結融解試験の要領を示す。

- ① 標準供試体と同一条件で突固めた供試体を $+20^{\circ}\text{C}$ の恒温水槽内で約24時間水浸する。
 - ② 凍上試験槽内に供試体を設置し、空中温度 -6°C 、水中温度 $+1^{\circ}\text{C}$ の温度条件で6日間冷却する。
 - ③ 供試体を $+20^{\circ}\text{C}$ の恒温水槽に24時間、水浸し融解する。
 - ④ ②から③の操作を3サイクル繰り返す。
 - ⑤ 貫入試験によりCBR値を求める。

なお、CBR保存率は各火山灰系に含まれる全土層を重量配分し、代表的な試料について試験を行った。試験結果を表-4に示す。

5.1.2 設計CBRの検討

前述のように路床支持力が凍結融解作用によって低下するため、設計CBRの検討にあたっては凍結深を把握する必要があった。ここでは熱伝導理論式の中で最も一般的に使われているAldrichの式を用いて最大凍結深を求め、70%の値を実際の凍上深とした。基準舗装厚と凍結深さの関係を表-5、図-3に示す。

図から、基準舗装厚と最大凍結深を比較し、

表-4 凍結融解試験結果とCBR保存率

試料名	供試体番号	凍結融解試験				4 日水浸後のCBR試験(%)	CBRの保存率 = $\frac{\text{①}}{\text{②}}$	摘要			
		凍上(3サイクル)		凍結融解後のCBR試験(%)							
		凍上量 (mm)	凍上率 (%)	3層	45回						
樽前混合土	1	8.66	6.93	7.1	9.7	16.8	20.0	$9.9 = 0.55$ 17.8			
	2	6.56	5.25	8.9	11.7	13.5	15.5				
	3	10.29	8.23	6.3	8.4	15.3	18.0				
	平均	8.50	6.80	7.4	9.9	15.2	17.8				
	1	6.91	5.53	5.8	7.4	14.0	17.9				
恵庭混合土	2	9.18	7.34	4.6	6.1	13.9	16.0	$6.4 = 0.38$ 16.8 $= 0.35$			
	3	10.88	8.70	5.0	5.7	13.1	16.7				
	平均	8.99	7.19	5.1	6.4	13.7	16.8				
	1	6.17	4.94	4.9	7.2	12.4	17.2				
支笏混合土	2	14.79	11.83	2.6	3.3	13.9	17.7	$4.8 = 0.28$ 17.0 $= 0.25$			
	3	10.81	8.65	2.6	4.0	13.5	16.3				
	平均	10.59	8.47	3.4	4.8	13.3	17.0				
	1	11.79	9.43	5.0	6.4	15.3	19.2				
盛土	2	10.51	8.41	4.5	5.7	13.1	15.8	$5.7 = 0.28$ 20.3 $= 0.25$			
	3	12.83	10.26	3.9	5.2	22.6	25.9				
	平均	11.71	9.37	4.5	5.7	17.0	20.3				

表-5 基準舗装厚に対する凍結深さ

土層区分	基準舗装厚H(cm)	Z(cm)	土層区分	基準舗装厚H(cm)	凍結深さZ(cm)
I	80	119	III	80	108
	100	122		100	120
	125	146		125	136
	150	153		150	152
II	80	113	IV	80	114
	100	124		100	126
	125	137		125	139
	150	152		150	153

注：上層路盤はアス安定処理とする。

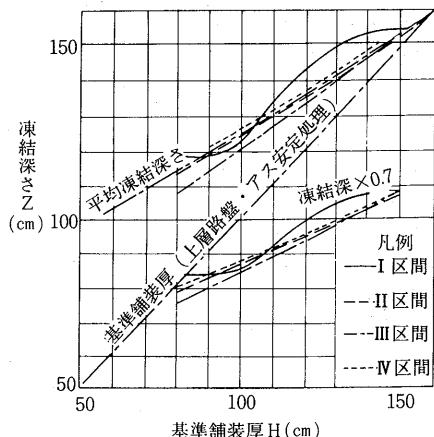
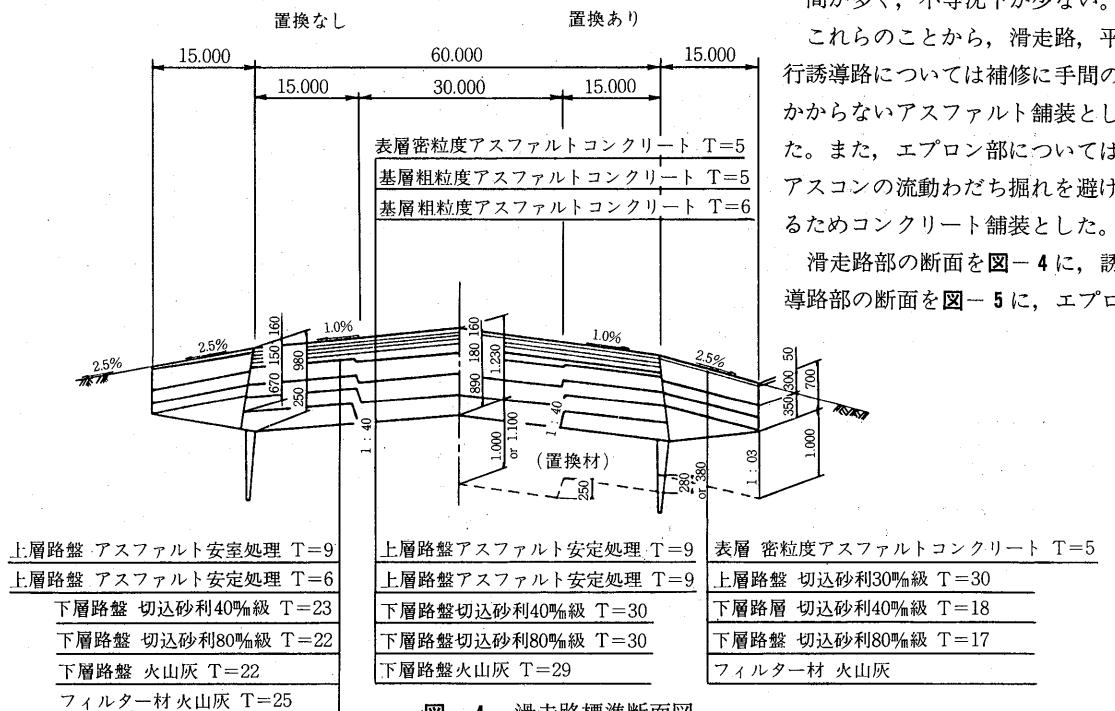


図-3 基準舗装厚と凍結深さの関係



最大凍結深が基準舗装厚よりも大きければ路床が凍結融解作用を受けることになる。

又、設計CBRを3.5%以下とした場合、舗装厚が厚くなり明らかに不経済である。また、7%以上とした場合には、置換厚さが小さくなり、路床に凍結融解作用が働く事となる。その結果安価な現地発生土を使用できなくなり、かえって不経済になると判断された。

これらのことから、想定できる種々の設計CBRのパターンの中から、各々の合成CBR値に対する置換厚の増減と舗装厚の増減を比較した上で、最も経済的な構造が得られる設計CBR値として6%を採用した。

5.2 舗装構造

舗装範囲は、基本施設（滑走路、誘導路、エプロン）、付帯施設（道路、駐車場）合わせて2,750,000m²であり、設計対象荷重は、基本施設についてはB-747-200B (LA-1)，付帯施設についてはTL-20とした。

舗装の種類は、アスファルト舗装とコンクリート舗装との一般的な特徴及び新千歳空港の特性を考慮して決定した。当空港の特性とは以下のようなものである。

① 寒冷地域のため、凍結、融解、凍上作用が発生する。

② 高盛土部では不等沈下が生じる可能性がある。

③ エプロン地域は比較的切土区間が多く、不等沈下が少ない。

これらのことから、滑走路、平行誘導路については補修に手間のかからないアスファルト舗装とした。また、エプロン部についてはアスコンの流動わだち掘れを避けるためコンクリート舗装とした。

滑走路部の断面を図-4に、誘導路部の断面を図-5に、エプロ

図-4 滑走路標準断面図

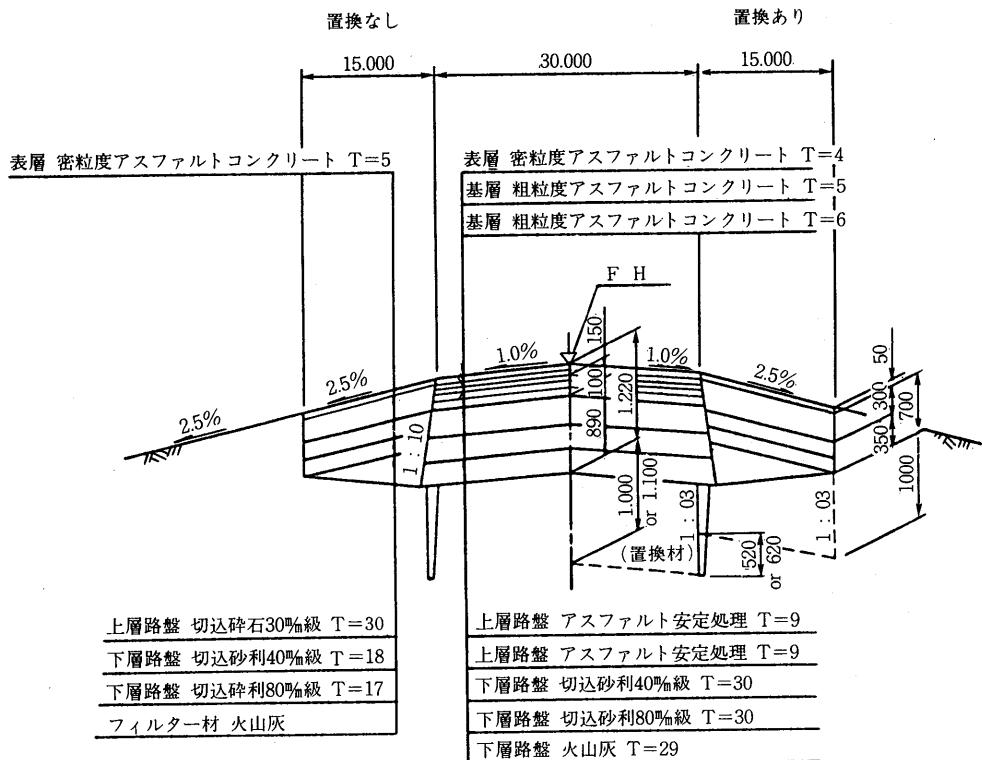


図-5 誘導路標準断面図

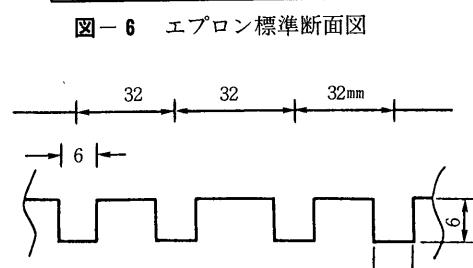


図-6 エプロン標準断面図

ン部の断面を図-6に示す。また、滑走路には湿润時の航空機の離着陸の安全をはかるために舗装表面に図-7に示すようなグルービングを設けた。

5.3 舗装混合物の考え方

北海道における滑走路のアスファルト混合物は、運輸省「空港土木工事共通仕様書」および北海道開発局「空港、港湾、空港工事仕様書」によっている。上層路盤および基層に使用する混合物については、これらの仕様書により大きな問題はない。しかし、表層用の混合物については、道内で産出する細骨材の粒度の要因によりいくつかの問題を有していた。それは、道内産の骨材を使用した場合、上述した仕様書に示されている標準混合物の粒度が得られ難い場合が多く、当時の空港に使用されていた表層材料は、多くの場合2.5~0.6 mmでギャップの付いた合成粒度となっていた。

しかし、ギャップ粒度では、大型航空機の場合にわだち掘れに対して充分な安定性を確保できず、さらに北海道では、針入度級が80~100以外のアスファルトの入手が困難であった。新千歳空港では、従来の道内の飛行場より、特に大きな安定性が必要とされるため、混合物の配合を根本的に考え直す必要が生じた。

そのため、仕様書に示される粒度範囲を基に、出来るだけスムーズな粒度曲線を確保することを目標に検討を開始した。また、アスファルト量の決定にあたっては、安定性以外に航空機の車両位置が限定され、他の部分の老化が進みやすいという滑走路独特の特性も考慮した。検討の結果決定したマーシャル試験の基準値を表-6に、標準的な粒度を当時の道内の他の空港での実施粒度とともに図-8に示す。

表-6 マーシャル基準値

標準 As量	マーシャル試験基準値				
	突固め 回数	安定度	フロー値	空隙率	飽和度
6.1%	75回	900kgf 以上	20~40%	2~5%	75~85%

6. おわりに

以上新千歳空港の舗装構造設計の特殊性を中心に紹介させていただいた。結果として、積雪寒冷地の舗装構造設計上、最も特色があると思われた、路床土の設計CBRの決定手法について大きなスペースを割くこととなり、アスファルト専門誌である本誌の趣旨に必ずしも添ったものではなかった可能性もある。しかし、今回のような設計手法が滑走路上で採用された例はほとんど無いと考えられ、あえてここで紹介させていただいた。新千歳空港は平成4年の実績で定期便の国内線が32路線、国際線が5路線、年間乗降客数1,469万人となり、千歳飛行場当時から飛躍的な発展を遂げている。これも、本空港建設にむけて多大な努力を頂いた関係各位の皆様の努力の成果であり、ここに誌面を借りて謝辞を表するものであります。

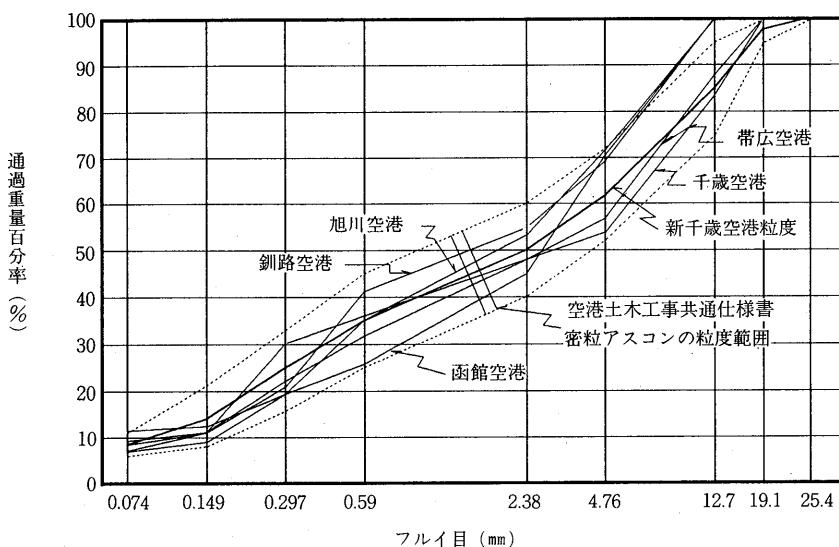


図-8 粒度曲線

大阪国際空港：改質アスファルト・補修

改質アスファルトコンクリートによるオーバーレイおよび追跡調査

大林正和*

1.はじめに

大阪国際空港（図-1）は、昭和45年に大阪（吹田市千里）で開催された万国博覧会向け、昭和39年度から空港拡張整備工事が進められ、昭和46年度までにはB滑走路、誘導路、エプロン、ターミナルビル等現有の空港施設が完成し、供用されてきた。

その中でもB誘導路は、離陸する大型航空機の95%以上が使用するため、重荷重、低速走行、一時停止の繰返しという過酷な供用条件のもとで、供用開始後2年で数多くのわだちばれが生じ、その都度切削オーバーレイにて補修してきたが、抜本的なわだちばれ対策にはならず、アスファルト合材の材質等の対策を講ずる必要性に迫られた。

そこでわだちばれに強くかつクラックの発生も少ない改質アスファルトコンクリートを検討することとなった。

その結果、昭和61～62年度において、ゴム系添加剤入り及び熱可塑性樹脂入りアスファルトコンクリートを使用したオーバーレイをB誘導路で行った。

本文では、このオーバーレイの設計、材料選定、施工状況について述べるものであり、その後5ヶ年にわ

たる追跡調査の結果を報告するものである。

2.改質アスファルトコンクリートによるオーバーレイ

改質アスファルトとしては、種々の材料に関する広範囲な室内試験のほか、他の補修工事における経験を踏まえて、添加剤入りアスファルトコンクリートとした。

2.1 添加剤

添加剤として最終的に2種類を選択し、ゴム系ラテックスである添加剤Aについては、添加率を3.0、3.5、4.0%に設定し、マーシャル試験、ホイールトラッキング試験、60°C粘度試験を実施し、添加量の検討を行った結果から、3.5%を最適と判断した。配合試験の結果を表-1に示した。

熱可塑性樹脂粉末である添加剤Bについても同様に

表-1 添加剤A入りアスファルトコンクリートの配合試験結果

添加量 (%)		3.0	3.5	4.0
60°C粘度 (ポアズ)	原アス	7,000	9,000	13,000
	薄膜後	17,000	22,300	30,300
D S (回)		2,018	2,835	3,325
O A C (%)		5.5	5.4	5.4
安定度 (kg)		1,107	1,175	1,165

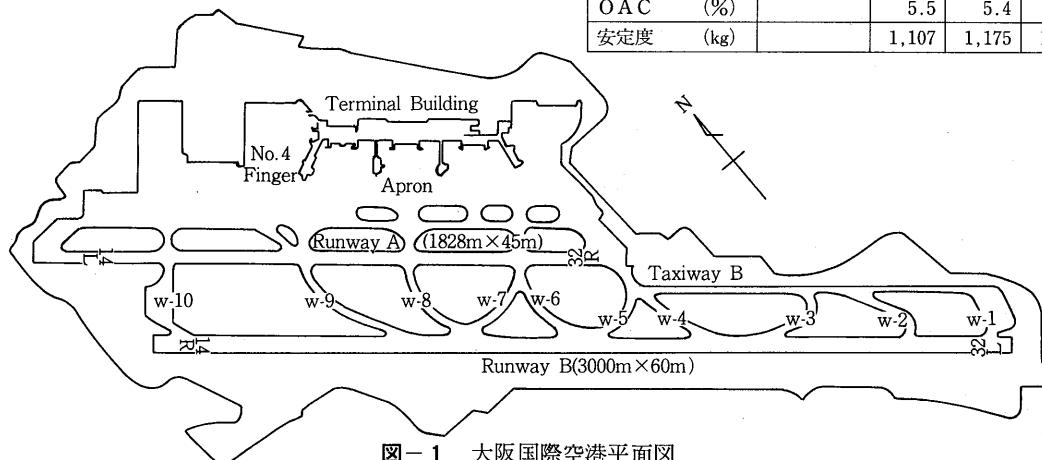


図-1 大阪国際空港平面図

*おおばやし まさかず 運輸省第三港湾建設局大阪空港工事事務所工務課長

試験を実施した結果から、表-2に示すとおり添加率5%を最適とした。

表-3には、最適アスファルト量で作製した混合物の力学性状を示してあるが、マーシャル強度でみると、樹脂入りアスファルトコンクリートはゴム系添加剤を使用したものに比べてかなり高いものとなっている。

表-2 添加剤B入りアスファルトコンクリートの配合試験結果

添加量(%)	4.0	5.0	6.0	
60°C粘度 (ポアズ)	原アス	7,500	9,200	17,100
	薄膜後	11,100	12,700	24,500
D S (回)		3,150	4,620	6,300
O A C (%)		5.8	5.8	5.8
安定度 (kg)		1,405	1,458	1,490

表-3 最適アスファルト量を有する混合物の力学性状

項目	混合物		表層	基層
	A	B	A	B
密度(g/cm³)	2.416	2.403	2.429	2.418
空げき率(%)	3.0	3.1	3.9	3.9
飽和度(%)	81.4	81.2	73.6	75.2
安定度(kg)	1,180	1,460	1,180	1,450
フロー値(1/100cm)	28.0	28.0	27.0	28.7
S/F(100kg/cm)	42.0	52.1	43.7	50.4
残留安定度(%)	85.1	89.8	91.5	88.0
D/S(回/mm)	2,840	4,620	4,200	6,300
破断ひずみ($\times 10^{-2}$) 70°Cにて回	3.28	2.81	—	—
"回	2.12	2.20	—	—

2.2 施工

上記の改質アスファルトコンクリートを用いて、B誘導路の全長にわたって15~20cm厚のオーバーレイ工事を実施したが、そのオーバーレイ厚の基本的な設定

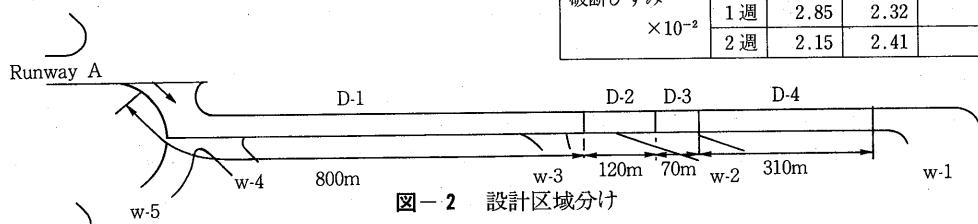


図-2 設計区域分け

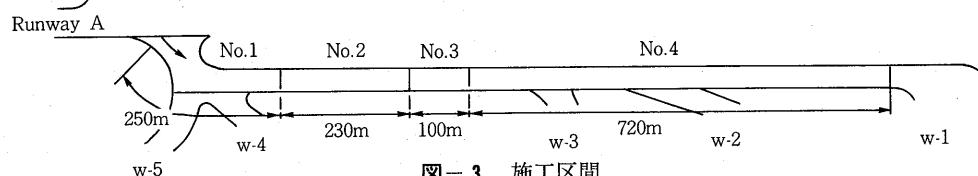


図-3 施工区間

は以下のとおりである(図-2)。

起点から800m: 20cm厚の単純オーバーレイ

800~920m: 既設層を20cm掘削した上で同厚の
オーバーレイ

920~990m: 既設層を15cm掘削した上で同厚の
オーバーレイ

990~1300m: 15cm厚の単純オーバーレイ

オーバーレイ工事は、図-3に示すように、4区画に分けて実施した。第1区画(起点から250m)は昭和61年12月~昭和62年3月に実施し、第2区画(250m~480m)、第3区画(480m~580m)は昭和62年1~3月に施工した。これらの区画では昭和62年7月の時点でブリスタリングが無数にでき、一部では層間剥離を伴ったクラックが生じてしまったが、これは基層を施工してから表層を施工するまでの間の降雨による舗装内部への水の浸入に起因することが確認できたので、その対策を講じたのち、第4区画(580m~1300m)が昭和62年9~11月に施工した。改質アスファルトとして使用したものは、第1、第2、第4区画では樹脂系の添加剤B入りアスファルト、第3区画ではゴム系の添加剤A入りアスファルトである。

2.3 施工時のアスファルトコンクリートの性状

表-4には施工時のアスファルトコンクリートの力学性状を示す。また、表-5は回収したアスファルト

表-4 施工時のアスファルトコンクリートの力学性状

試験項目	施工直後			
	表層		基層	
	A	B	A	B
密 度	2.408	2.403	2.396	2.376
空 げ き 率	3.3	3.1	5.2	5.6
動的安定度	標準	3.280	5.310	4.940
	水浸	1.480	3.640	1.940
破断ひずみ $\times 10^{-2}$	0週	3.39	3.38	
	1週	2.85	2.32	
	2週	2.15	2.41	

表-5 施工時のアスファルトコンクリートから回収したアスファルトの性状

項目	回収アスファルト(0日養生)		回収アスファルト(2週間養生)	
	A	B	A	B
針入度試験	48	37	46	35
軟化点試験(環球法)	64.5	68.0	59.8	62.4
伸度試験	100+	4.9	100+	6.0
絶対粘度試験	9,310	8,490	17,700	12,000

の性状である。これらの表中には、70°Cの温度条件下に2週間放置することにより促進老化させた場合についても示してある。

3. 追跡調査

昭和61~62年度に改質アスファルトコンクリートによりオーバーレイを実施したB誘導路を今後の資料とするため5ヶ年をかけて追跡調査を行った。

図-4に示す調査地点において路面性状としてクラックを補修した跡であるパッキング率とわだちはれを測定し、また、アスファルトコンクリートの試料を採取して密度測定を行ったほかホイルトラッキング試験、曲げ試験により力学性状を把握した。

3.1. 路面性状

3.1.1 パッキング率

B誘導路のひびわれ発生に伴うパッキング率の経年変化を図-5に示す。No.1, 2, 3地点では、ブリスタリングとその剥離破壊に対応するためにパッキングを行っているので、施工後半年経過後のパッキング率は3.5~6.4%であった。この区画ではその後も少しづつパッキング率が増加しているが、特にNo.2地点では3~4年目でかなり大きな補修を実施したため、パッキング率が20%を超えるまでになっている。施工面、材料面で改善したNo.4は良好な路面性状を維持しており、施工後4年半経過した時点でもパッキングは行っていない。

3.1.1 わだちはれ

わだちはれの経年変化について図-6に示した。この図から、わだちはれの大部分は施工直後から1年間

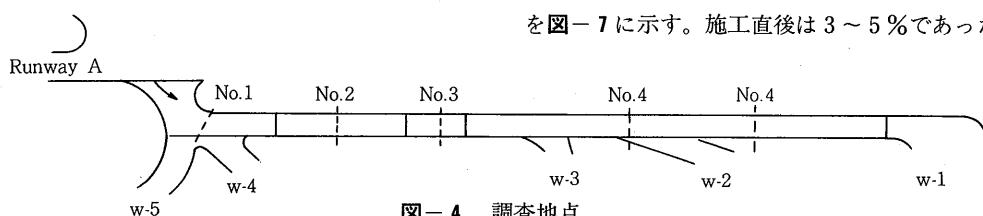


図-4 調査地点

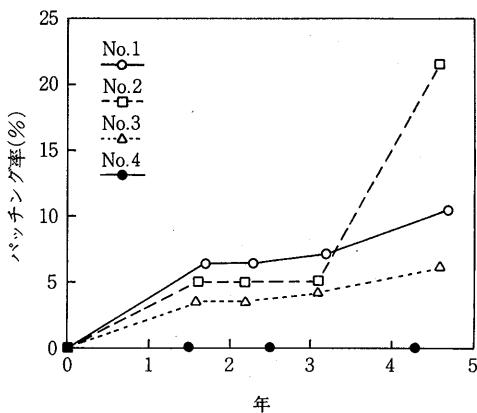


図-5 パッキング率の経年変化

に発生している。施工後5年経過した時点におけるわだちはれを比較すると、添加剤Aを用いたものでは25~30mm、添加剤Bを用いたものでは15~20mmと前者のほうが1.5倍大きな値となっている。また、添加剤Bを使用したアスファルトコンクリートでは、交通条件が異なっていてもわだちはれの大きさにはあまり差がみられない。

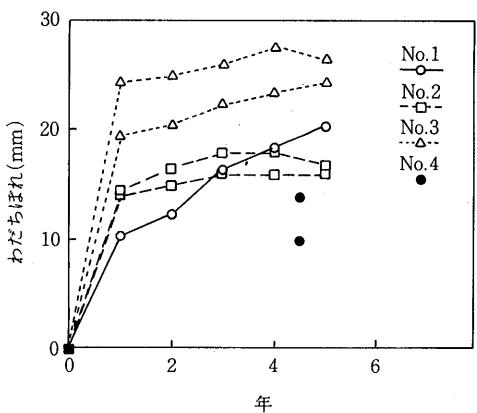


図-6 わだちはれの経年変化

3.2 アスファルトコンクリートの性状

3.2.1 空隙率

試料採取位置におけるわだちはれ部の空隙率の経年変化を図-7に示す。施工直後は3~5%であった空隙率

は5年後には1%以下にまで減少していることが認められるが、これは基層に関しても同様である（図-8）。

添加剤の違いをみれば、ゴム系の添加剤Aを用いたもののほうが空隙率の低下が著しく、表層では供用を開始してから3年後には空隙率が0となっている。添加剤Bを用いたものについては、交通量の影響が出ており、交通頻度の少ない地点では空隙率の低下も小さくなっている。

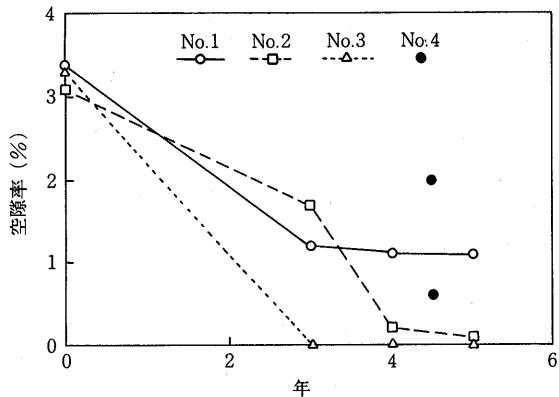


図-7 表層材料の空隙率

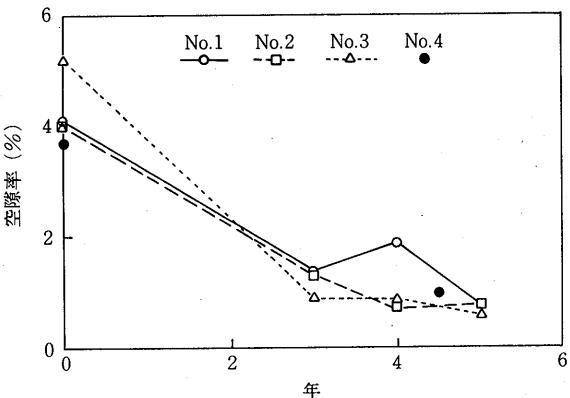


図-8 基層材料の空隙率

3.2.2 動的安定度

表層、基層のアスファルトコンクリートに対するホールトラッキング試験の結果を図-9、10に示す。添加剤Bを用いたアスファルトコンクリートの配合設計時の動的安定度（DS）は4500回/mm程度であるが、5年経過後でもこの程度の値を示していることが認められる。また、基層のアスファルトコンクリートにおいても、配合時の6000~7000回/mmに対して、4年半後でも5600回/mmと若干低めではあるがほぼ配合当初の値を保持している。

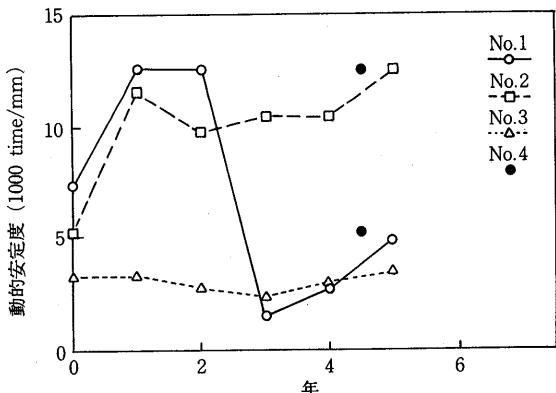


図-9 表層材料の動的安定度

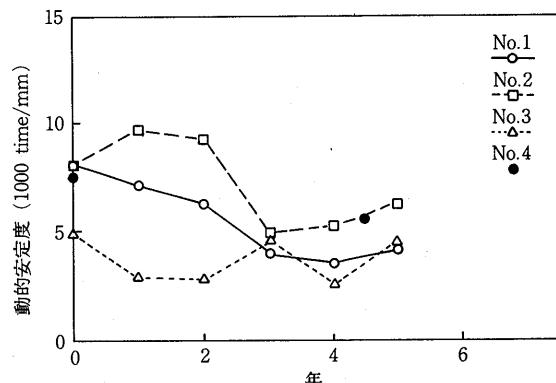


図-10 基層材料の動的安定度

供用開始後3~5年のデータをみると、直線部のDSが高いままであるのに対して、曲線部の値は小さくなっていることが明らかである。曲線区間のアスファルトコンクリートは、航空機の強いニーディング作用を受けることによりDSがそれほど高くなることはないが、直線部ではその作用があまり大きくないためDSも増加してしまうことになる。

添加剤Aを用いたアスファルトコンクリートは、配合設計時のDSが3000回/mm程度であったが、5年経過後においてもこの程度の値を維持している。この添加剤を用いたものは、曲線部での施工を行っていないので断言はできないが、交通量に対して添加剤Bの場合と同様な傾向があるものとすれば、より過酷なニーディング作用を受けることによりDSは逆に低下する危険性があることになろう。

3.2.3 曲げ強度・破断ひずみ

図-11には曲げ試験で得られた破断ひずみを示している。この場合の試験条件は、温度20°C、ひずみ速度 4×10^{-5} /秒である。

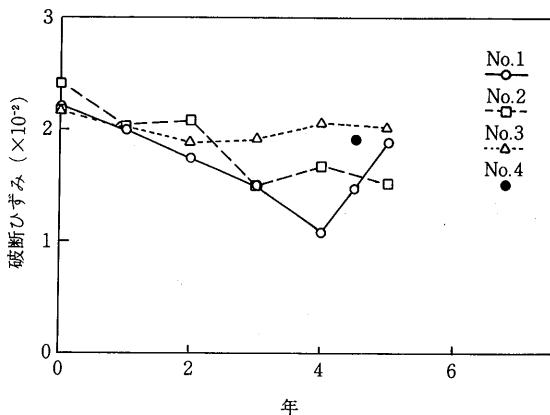


図-11 破断ひずみの経年変化

添加剤Bを用いたアスファルトコンクリートの配合設計時の破断ひずみ(ϵ)は 2.3×10^{-2} であったが、供用開始後5年で $1.5 \sim 1.9 \times 10^{-2}$ に低下しており、硬化していることは明白である。しかし、航空機の走行頻度の比較的大きい箇所から採取した試料では 1.9×10^{-2} と以下の程度は若干小さくなっている。添加剤Aを用いたものについては、破断ひずみが配合設計時の 2.1×10^{-2} であるのに対して、多少のばらつきはあるものの5年経過後でもほぼ同程度の値を示している。以上のように、使用する添加剤によって硬化の程度は異なっており、ゴム系の添加剤を使用したものが破断ひずみの点からは有利である。

曲げ強度については図-12に示したが、供用にともなう強度の変化は明確にはみられないようだ。

4. まとめ

厳しい荷重条件下でのゴム系及び樹脂系の2種類の添加剤入改質アスファルトコンクリートでの補修及び追跡調査を紹介したが、その結果は次のとおりまとめ

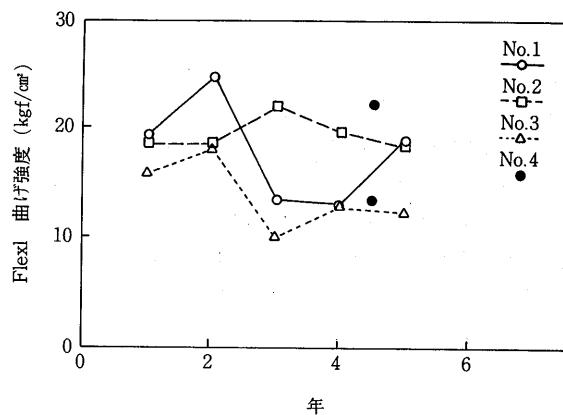


図-12 曲げ強度の経年変化

られる。

- (1) ゴム系改質アスファルトコンクリートは、わだちはれ対策に対しやや有効であるが、クラックの発生は抑制できる。荷重条件のより厳しい曲線部への適用にあたっては、十分な検討が必要である。
- (2) 樹脂系改質アスファルトコンクリートは、わだちはれ対策に対し有効であるが、ややクラックが発生しやすく、荷重条件及び交通量に応じきめ細かい配合設計を必要とする。
- (3) ゴム系及び樹脂系改質アスファルトコンクリートでの補修は、他のアスファルトコンクリート材料（ストレートアスファルト及び改質アスファルトAC-100）に比べ単価が高いため使用に際しては、必要性等十分検討する必要がある。

なお、追跡調査については、他施工のアスファルトコンクリート材料も含めて引き続き実施しているところである。

福島空港：高盛土における空港の舗装

梅木勇二*

1. はじめに

福島県は、交通網の充実を図るため、在来の幹線国道などの整備に加え、高速道路、新幹線などの高速交通体系の整備に努めてきた。

現在、東北新幹線、東北縦貫、常磐自動車道が整備され、磐越自動車道が建設中である。

このように、福島県においては、陸上交通が着実に整備されつつあるなかで、先端企業をはじめとする各種企業を誘致する郡山テクノポリス開発、リゾート法國承認第一号となった会津フレッシュリゾートの地域開発なども具体的な進展を見せてている。

さらに、新しい国土軸の形成をリードする阿武隈地域総合開発計画や環首都圏に位置する福島（F）・茨城（I）・栃木（T）の県境地域のFIT構想も進んでおり、今後一層の開発が期待されている。

こうしたことから、福島県では、首都圏のみならず、北海道、関西、九州など全国各地との交流が一層推進されるものと考えられており、短時間で直接結ばれる空の交通についても、早急な整備が望まれていた。

このような背景のもと、福島空港は、福島県中央部の郡山市街地から南へ約20kmの丘陵地に位置し、昭和61年に飛行場の設置許可を受け、平成5年3月20日に開港した。

本報告は、高盛土上に施工した本空港の滑走路および誘導路の舗装についてまとめたものである。

2. 工事の特徴

福島空港は、須賀川市と玉川村にまたがる阿武隈山地の丘陵地に位置し、建設地は竹貫變成岩類の片麻岩や花崗岩が分布している。

用地造成工事は、標高310m～430mのやや起伏のある丘陵地を標高372mに造成するもので、最大盛土高が約70m、最大切土高が約80mと高く、総取扱い土量は2,200万m³を超える大規模土工である。土工事は、実質



写真-1 福島空港全景

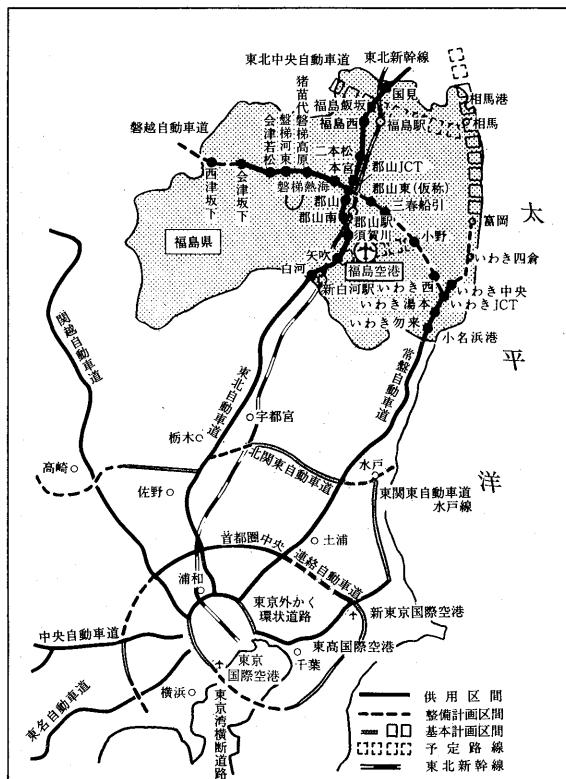


図-1 福島空港位置図および高速交通ネットワーク

*うめき ゆうじ 福島県土木部空港建設課長

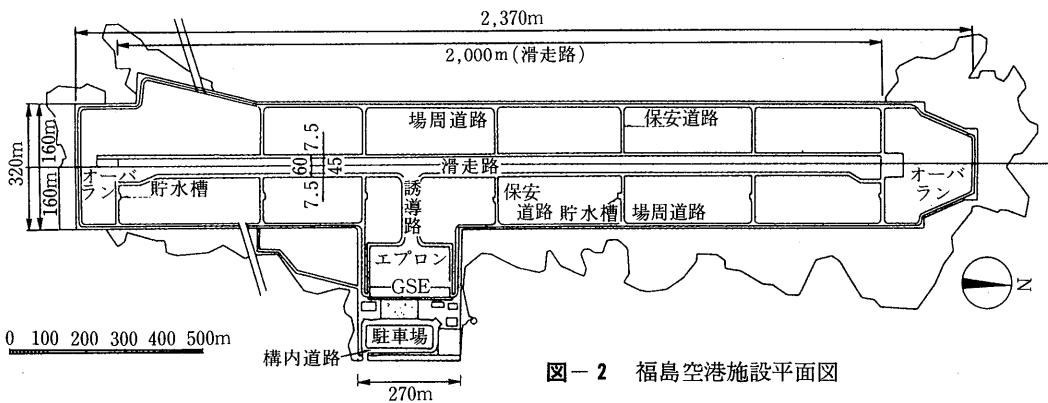


図-2 福島空港施設平面図

3年の短期間で盛土する急速施工であり、最盛期には一日当たりの最大切土量は約4万m³（月当たり約75万m³）に達したが、高盛土の安定、沈下等の挙動を動態観測により定期的に監視し、かつ安全には万全を期したため労務災害もなしに完成することができた。

一方、アスファルト舗装の主たる工事は、図-2に示すように、滑走路（長さ2,000m、幅45m）および誘導路（長さ190m、幅30m）である。

3. 舗装設計

滑走路および誘導路の舗装設計は、図-3に示すように行った。舗装構成は、表-1および図-4に示す通りである。設計における特徴は、以下の通りである。

(1) 路床の支持力

土砂から岩盤および6種の切土路床の支持力は、支持力調査および施工面積を考慮して決定した。盛土路床は、6種の盛土材料のなかから「空港土木共

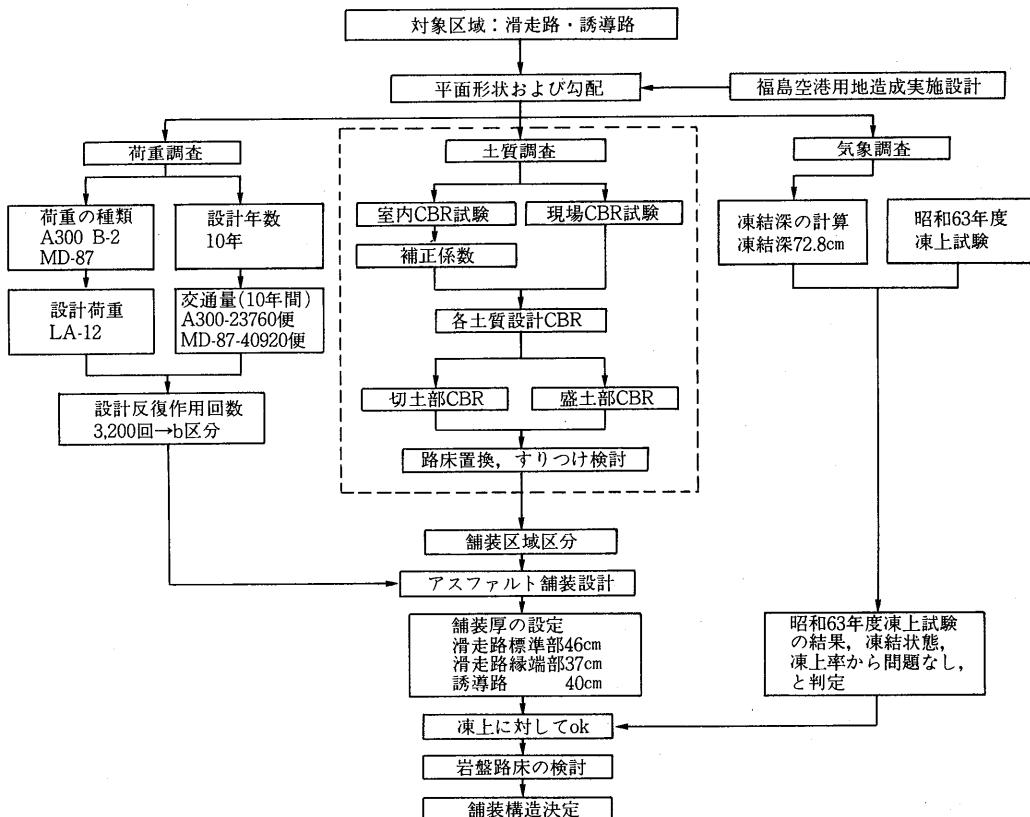
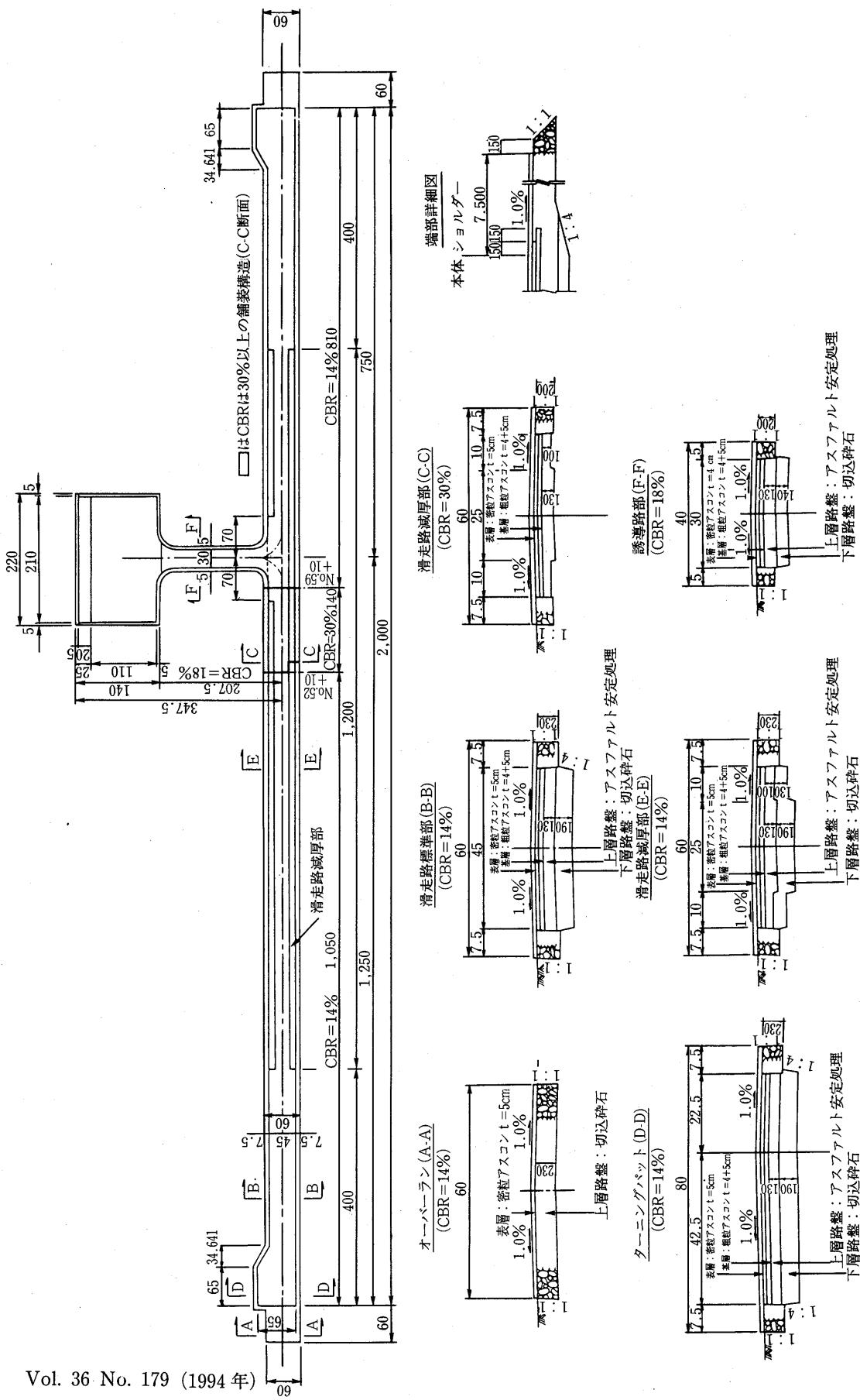


図-3 アスファルト舗装設計フロー図



Vol. 36 No. 179 (1994 年)

表-1 補装構成一覧表

(単位: cm)

区域	層区分	CBR=14%	CBR=18%	CBR>30%	備考
滑走路および誘導部	舗装厚	46	40	27	グルーピング考慮
	表層+基層	5+(4+5)=14	5+(4+5)=14	5+(4+5)=14	"
	上層路盤	13	13	13	25cm/2=13cm
	下層路盤	19	14	(省略)	
滑走路縁端帯	舗装厚	37	—	24	グルーピング考慮
	表層+基層	5+(4+5)=14	—	5+(4+5)=14	"
	上層路盤	10	—	10	20cm/2=10cm
	下層路盤	13	—	(省略)	
ショルダーラン	舗装厚	28	25	25	
	表層	5	5	5	
	上層路盤	23	20	20	
	下層路盤	—	—	—	

(注) CBR=18%の区域は、誘導路部であるため、(表層+基層)はグルーピングを行わず厚さは13cm

通仕様書の品質基準に該当し、かつ支持力の高い材料を試験施工により選定し、支持力を決定した。各材料の設計CBRは、表-2に示す通りである。

(2) 岩盤路床

滑走路中央部に分布する岩盤路床は、発破の仕切り面の凹凸の整正および舗装と岩盤の緩衝を目的として厚さ10cmのトランジションゾーンを設置した。(図-5参照)

(3) 路床排水

施工中および施工後の路床の品質を確保するため、路床の両サイドに暗渠を併用したトレンチ(碎石を充填)を設置し、路床排水を行った。

なお、岩盤部については、滞水処理を目的として、凹部に貧配合のモルタルを充填した。(図-5, 6参照)

(4) 盛土の沈下

滑走路の縦断方向の路体部は、切土と盛土が交互に出現し、さらに、盛土は沢筋を横断するため盛土厚が変化して

表-2 設計CBR

土層区分	設計CBR値	備考
盛土(軟岩I)	14%	路床土は軟岩Iによるものとする。
切土部普通土		路床は軟岩Iにて置換え
切土部礫質土	18%	ただし、No10~15は、路床置換
切土部軟岩I		ただし、No65~66は、路床置換
切土部軟岩II		
切土部中硬岩、硬岩	30%以上	

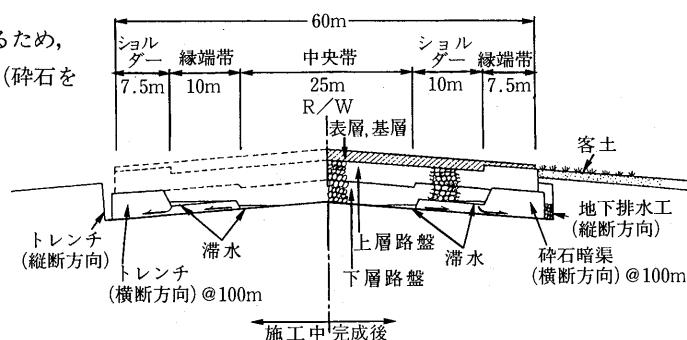


図-6 路床排水工の標準断面図

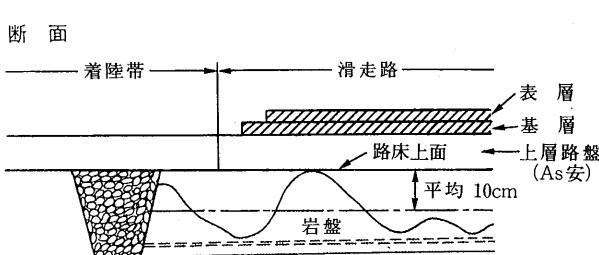
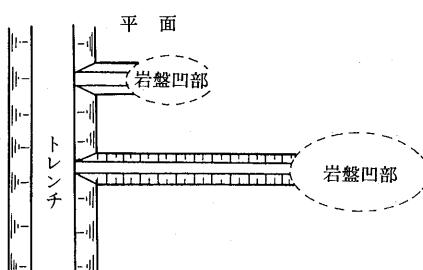


図-5 岩盤部の路床整形および排水対策



いる。このため、滑走路の勾配や舗装に影響を及ぼす盛土の沈下量および沈下の差に対しても、滑走路の路体部に設置した層別沈下計の観測結果をもとに路床施工前に沈下予測を行い、残留沈下量が許容沈下量を下回ることを確認した。なお、滑走路の沈下に対しては、路床施工後および舗装後にレベル測量により沈下を監視し、残留沈下を検証した。

4. 施工

滑走路および誘導路の舗装工事は、工事工程の関係から、路体、路床および下層路盤を用地造成工事の施工業者が施工し、上層路盤、舗装を舗装工事施工業者が施工した。舗装工事の施工数量を表-3に、施工手順を図-7に示す。

4.1 路床、下層路盤

盛土路床工は、沈下の影響を最小限におさえるため平成2年度に最上層の一層を残し、平成3年度に残り一層を施工して仕上げた。なお、路床仕上げに先立ち、横断方向の路床排水工を施工した。

表-3 施工数量一覧表

施設名称	層区分	材料仕様	単位	数量	備考
滑走路	表層	密粒度アスコン 5cm	m ²	93,293	本体
			m ²	7,200	オーバーラン
			m ²	29,780	ショルダー
	基層(1)	粗粒度アスコン 4cm	m ²	93,293	
	基層(2)	粗粒度アスコン 5cm	m ²	93,914	
誘導路	上層路盤	アスファルト 安定処理	7cm m ²	71,540	本体
			6cm m ²	71,257	本体
			10cm m ²	23,278	本体減厚部
		粒調碎石	23cm m ²	28,464	ショルダー
			20cm m ²	1,913	ショルダー
	下層路盤	切込碎石	23cm m ²	7,254	
			13cm m ²	89,733	C B R=14%
			19cm m ²		C B R>30%
		アスファルト 安定処理	7cm m ²	6,494	本体、ショルダー
			6cm m ²	6,872	
			10cm m ²	6,801	
	上層路盤	アスファルト 安定処理	20cm m ²	6,227	
			22cm m ²	6,178	
			24cm m ²	224	
		粒調碎石	20cm m ²	2,195	
			14cm m ²	6,840	C B R=18%

下層路盤工は、路床が終了した区域から段階的に施工した。

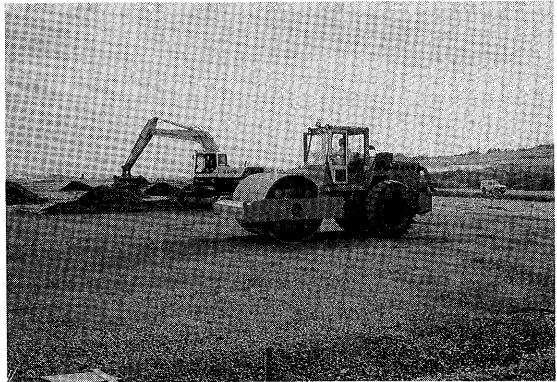


写真-2 岩盤部の路床整形、転圧状況

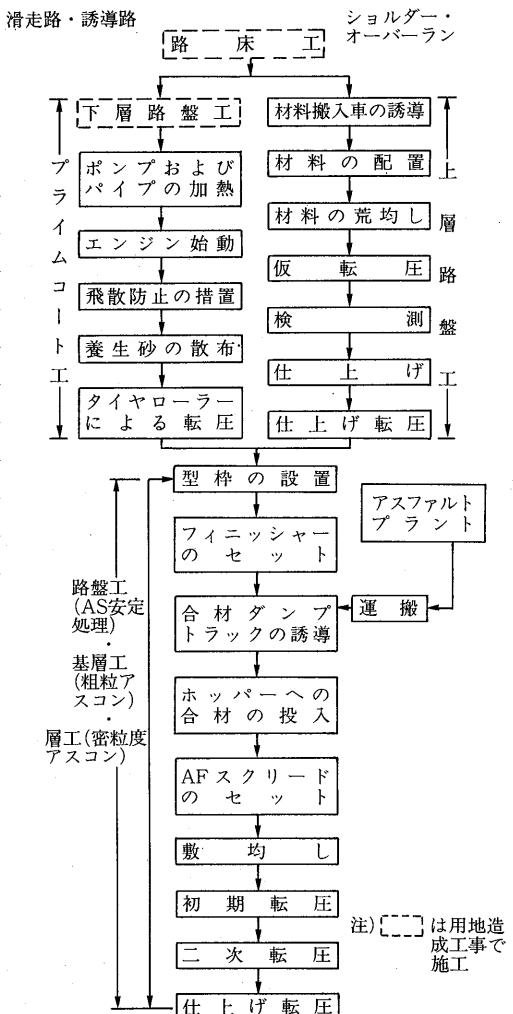


図-7 舗装工事の施工手順



写真-3 路床排水工

4.2 上層路盤、基層、表層

上層路盤、基層、表層のアスファルト舗装に使用するアスファルト混合物は、施工に先立ち試験練りを実施し、最適アスファルト量を決定した。

アスファルト舗装工事に使用した機械は、表-4に示す通りである。

一方、本空港は、標高が一般空港に比べると高い所にあり、施工時期が秋から冬にかけて行われたため、強風や低温さらには1月には残雪での作業に対し、安全管理、品質の確保および出来映えの向上について、以下のことに配慮した。

(1) 滑走路舗装の第一の管理として、下層路盤の引渡しにおいて、各規格値に基準高、幅、厚さと共に満足していることを確認するとともに、全面に渡りプローフローリングを実施し、路盤の不良箇所の確認を行った。

(2) アスファルト舗装については、プラントを1箇所に選定し、滑走路舗装期間中は、専用のプラントとして出荷時の品質にムラがないよう管理した。

又、事前に試験練りを行うと同時に、骨材を多量使用するために産地へ行き材料の確保をすると

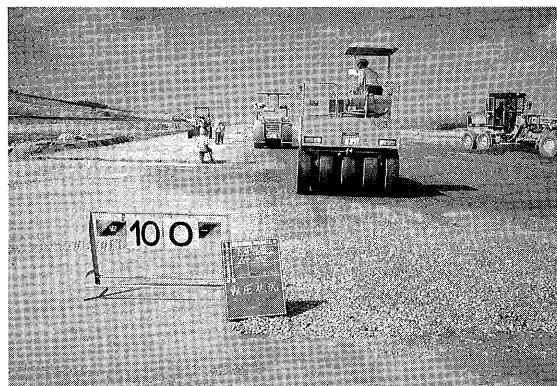


写真-4 下層路盤の転圧状況

ともに、アスファルトについても材料を1本のメーカーに絞り、品質の確保に努めた。

(3) 施工中の管理として、強風と寒さ対策については、アスファルトフィニッシャー、タイヤローラ、マカダムローラ等重機に防風のシートを作製し、オペレーターが運転しやすい環境を確保した。

アスファルト合材運搬時にはダンプトラックに保温シートを行い、合材の温度低下を防止した。

表層工施工時期は1月となり、転圧用に1台増やし、ジョイントを専用に転圧し、出来映えの向上に努めた。

(4) 施工方法を事前に打合わせ、平面工程表を作成し、日々の管理に努めた。全体の流れの中、天候にも恵まれ、工程管理は予定通りの成果を上げる事が出来た。安全管理については、多量のアスファルト合材、路盤材の搬入となるため、一般道路での安全運転と現場内でのバック時の誘導等の、重機災害に配慮し、特に安全協議会の活用と日々のKYTによる指導により、無災害にて工事が完了出来た。

表-4 アスファルト舗装使用機械一覧表

使用機械名	能 力	形 式 性 能	台数	使 用 工 種
モーターグレーダー	施工幅 3.7m	小松製作所 GD505A - 3 A	2	上層路盤工
マカダムローラー	重量 10~12 t	酒井重工10 t SW100	1	上層路盤工・基層工・表層工
タイヤローラー	重量 8~20 t	酒井重工20 t T-2	2	上層路盤工・基層工・表層工
タンデムローラー	重量 8~20 t	酒井重工9 t R-2 s	1	表層工
振動ローラー	重量 1 t	明和1 t	1	上層路盤工・基層工・表層工
ASデストリビューター	タンク容量 4 t	範多機械 DS-DA 車載式	1	プライムコート工・タックコート工
アスファルトフィニッシャー	施工幅 3~9 m	フェーゲル	1	上層路盤工・基層工・表層工
ダンプトラック	2 t 積載	いすゞ	1	"
散水車	タンク容量 4 m ³	新明和	1	"

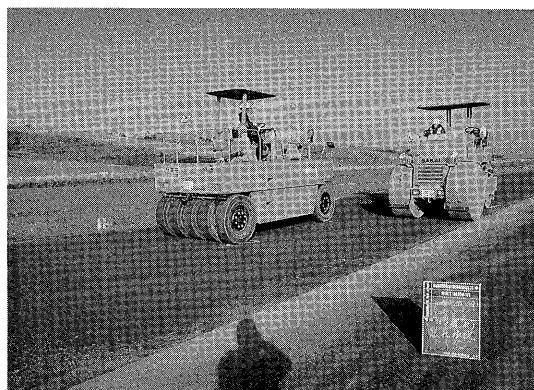


写真-5 上層路盤の転圧状況



写真-6 合材敷均し工

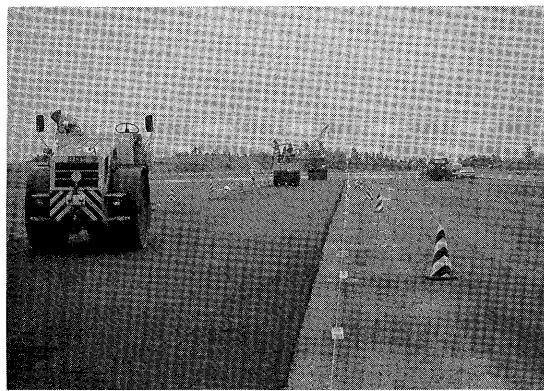


写真-7 転圧状況

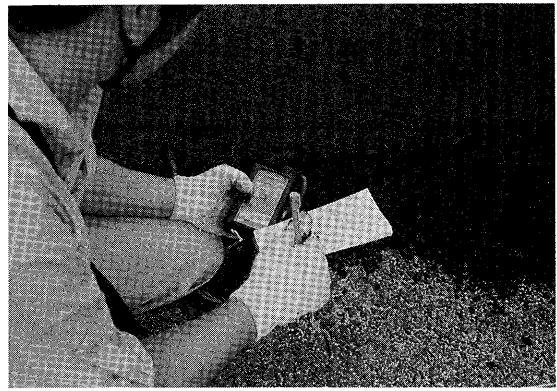


写真-8 合材の温度測定

5. おわりに

近年、広大な面積を必要とする空港は、用地や環境などの社会情勢により、山岳に建設されることが多くなっている。本空港の施工事例が、今後建設される高

盛土を伴う空港の一助となれば幸いである。

最後に、本報告をとりまとめるにあたって、ご協力頂いた関係者の方々に深く謝意を表します。

☆

☆

☆

☆

☆

☆

☆

☆

☆

アスファルト舗装技術研究グループ・第16回報告

アスファルト舗装技術研究グループの報告は、昨年4月に発表してから1年間中断しておりました。この間新旧のメンバーの交代があり、若い新しいメンバーが多く加わったことから、勉強期間として1年間を費やしたことによって中断していました。さて、今月号から、以前と同様に本研究グループの成果を、本誌に発表する機会を与えて頂くことになりました。

現在、研究グループは、設計班、材料班、管理班の3班体制で活動を進めております。各班は、班長、副班長、班員で構成され、班のテーマを設定し勉強を進める体制をとっています。「設計班」は主に構造設計と舗装の力学に関する事、「材料班」は主にアスファルト混合物・路盤・路床など

材料に関する事、「管理班」は舗装の評価、維持修繕および舗装マネイジメントシステムに関する事を担当することになっています。

今回は、設計班の成果として「アスファルト舗装の各層の変形係数の決定手法について」と題してまとめた結果の報告です。構造設計に用いるための舗装各層の変形係数の決定手法について、国内外の文献をもとに歴史的経緯も含めて現状を把握した結果の報告です。

今後、研究成果を継続して発表していく所存でありますので、発表成果に対しまして諸先輩の忌憚のないご意見とご指導を頂ければ幸いと考えております。

〔研究グループ代表幹事：峰岸順一〕

アスファルト舗装技術研究グループ名簿

峰岸順一 東京都土木技術研究所技術部

*は班長 **は副班長

阿部長門 東亜道路工業㈱技術研究所
飯田健一 鹿島道路㈱技術研究所
伊藤達也 日瀬化学工業㈱技術研究所
伊藤春彦 東亜道路工業㈱技術研究所
遠藤 桂 日本道路㈱技術本部技術研究所
大竹和彦 福田道路㈱技術研究所
岡藤博国 世紀東急工業㈱技術研究所
小笠幸雄 大林道路㈱技術管理部
金井利浩 鹿島道路㈱技術研究所
川端浩平 日本道路㈱技術研究所
北沢弘明 日瀬化学工業㈱総務部
久保知裕 昭和シェル石油㈱アスファルト部
佐々木巖 建設省土木研究所材料施工部化学研究室
佐藤雅規 世紀東急工業㈱技術研究所
**菅野伸一 常盤工業㈱技術研究所
杉内正弘 飛鳥道路㈱技術研究所
鈴木透輔 大成ロテック㈱技術研究所

鈴木康豊 (株)パスコ道路技術センター
高橋 修 長岡技術科学大学建設系
田中耕作 鹿島道路㈱技術研究所
田中秀明 東亜道路工業㈱技術研究所
*谷口豊明 大林道路㈱技術研究所
西川 毅 (株)ガイアートクマガイ技術研究所
浜田幸二 日本道路㈱技術本部技術研究所
深沢邦彦 大成ロテック㈱技術研究所
*藤田 仁 日本道路㈱技術本部技術部
**増山幸衛 ㈲道路保全技術センター保全部
水口浩明 前田道路㈱技術研究所
水野卓哉 福田道路㈱技術研究所
**南沢輝雄 (株)パスコ道路技術センター
村田信之 日本舗道㈱技術研究所
森久保道生 昭和シェル石油㈱中央研究所
*吉村啓之 前田道路㈱技術研究所

(計34名)

アスファルト舗装の各層の変形係数の決定手法について

阿部長門* 増山幸衛****
 小笠幸雄** 峰岸順一****
 菅野伸一***

1. まえがき

我が国のアスファルト舗装の構造設計において、多層弾性理論を使用した設計法を用いる場合には、材料物性として舗装各層に使用する変形係数（弾性係数、動弾性係数、レジリエントモデュラス等の総称）およびポアソン比を把握する必要がある。変形係数の推定には、室内試験およびFWDなどの非破壊試験装置と多層弾性理論を組み合わせる方法などがある。しかし、変形係数の決定方法については、まだ明確に定められていないのが現状である。このことは、多層弾性理論を使用し舗装構造を設計する場合に、舗装内部の応力やひずみの設計基準が明確に定められていないことと同様に、早急に解決しなければならない重要な課題である。

あるといえる。本文では、構造設計に用いるための各舗装構成層の変形係数の決定手法について、国内外の文献をもとに歴史的経緯も含めて現状を把握した結果について報告する。

2. アスファルト混合物の変形係数

アスファルト混合物のような粘弾性体では、変形係数を弾性係数として呼ぶのは適切ではないので、変形係数（スティフネス）の名で呼ばれることが多い¹⁾。

池田ら²⁾は、弾性係数、変形係数、スティフネス及びレジリエントモデュラス（以下Mrと記述する）を表-1のように整理している。菅原ら^{3,4)}は、弾性学における弾性係数に相当するものを総称して変形係数と呼び、

表-1 アスファルト混合物の変形係数の定義²⁾

項目	項目の細分	慣用記号	適用材料	標準的試験方法	備考（定義等）
弾性係数	(狭義の) 弾性係数	E	混合物 粒状材	一軸圧縮試験、一軸引張試験など	線形弾性体の場合の応力とひずみの比。実用上は、例えば路床や路盤などの粒状材の場合はCBR値より換算され、混合物の場合はスティフネスで代用される。
	動弾性係数	E*	混合物	正弦荷重による繰返し一軸載荷試験	繰返し一軸載荷試験中の応力が $\sigma = \sigma_0 \sin \omega t$ 、ひずみが $\epsilon = \epsilon_0 \sin (\omega t - \phi)$ のとき、 $ E^* = \sigma_0 / \epsilon_0$ で定義される。
	複素弾性係数	E*	混合物	正弦荷重による繰返し一軸載荷試験	iを虚数単位とし、動弾性係数の場合と同じ記号を用いるとき、 $E^* = E^* \exp(i\phi)$ で定義される。
変形係数	(狭義の) 変形係数	E ₅₀	粒状材	一軸圧縮試験	応力が一軸圧縮強さの50%のときの応力とひずみの比。
スティフネス	(アスファルトの) スティフネス	S _{bit}	バインダー	クリープ試験	時間と温度の関数として、 $S_{bit} = (\sigma / \epsilon)_{tr}$ と表し得る。 Van der Poelのノモグラフより求めることもできる。
	(混合物の) スティフネス	S _{mix}	混合物	クリープ試験 ホイルトラッキング	バインダーと同様に定義される。HeukelomとKlompの式により求めることができ、しばしば、多層弾性理論の入力データとされる。
	(混合物の動的な) 曲げスティフネス	E _s	混合物	曲げ疲労試験	単純はりの曲げ理論を用いて、反力と中央のたわみの大きさから理論的に求められる。
レジリエント・モデュラス	(粒状材等の) レジリエント・モデュラス	Mr	粒状材 土	繰返し三軸試験	軸差応力 σ_d 、回復可能な軸ひずみ ϵ_a により、 $M_r = \sigma_d / \epsilon_a$ と定義される。粒状材の場合、定数 K_1 、 K_2 を用いて $M_r = K_1 \sigma_d^{K_2}$ により推定できる。
	(混合物の) レジリエント・モデュラス	Mr	混合物	繰返し圧裂試験	直径方向の荷重P、同変形量Δ、供試体の厚さt、ポアソン比νを用いて、 $M_r = P / (\nu + 0.2734) / (t \Delta)$ により求められる。

*あべ ながと 東亜道路工業技術研究所

****ますやま ゆきえい 世紀東急工業技術部

**おがさ ゆきお 大林道路技術管理部

*****みねぎし じゅんいち 東京都土木技術研究所技術部

***すがの しんいち 常盤工業技術研究所

この変形係数が、各舗装構成層の荷重分散効果及び変形特性を支配していることに注目している。

2.1 変形係数の試験方法とその変遷

アスファルト混合物の材料としての変形係数及び舗装構成層としての変形係数を求める手法については、今日までに数多くの調査研究が行われ報告してきた。アスファルト混合物の変形係数を求めるための試験方法を、国内と海外に分けてその概要をまとめたものが表-2である。

表-2では、各研究及び試験方法をアスファルト混合物の材料としての変形係数を求める試験(室内試験)と舗装構成層としての変形係数を求める試験(現場試

験)に分け、さらに、使用材料の破壊特性や強度を把握する静的試験と応答特性を把握する動的試験に分けて整理した。

本章では、材料としての変形係数を求める試験について述べることとし、舗装構成層としての変形係数を求める試験については4章で述べることとする。

海外における変形係数に関する研究成果としては、Van der Poel²³⁾が作成したアスファルト混合物の変形係数を求めるためのノモグラムによる手法やHeukelomら²⁴⁾による混合物のスチフネスを求める実験公式をはじめとし、国内の研究に先駆け、間接引張試験²⁵⁾や三軸圧縮試験²⁶⁾により変形係数を求める方法が行われてい

表-2 アスファルト混合物の変形係数を求めるための試験方法(年代別)

年代	国内				海外 ¹⁾	
	材料としての変形係数		層としての変形係数			
	静的	動的	静的	動的		
1950年代					Nijboreによる混合物の3軸試験 van der Poelによるアスファルトのスチフネス論 Hveemによる舗装の限界たわみ Benkelmanによる舗装のたわみ研究 Leeらによるアスファルト混合物の荷重分散性能 Monismithらによる一連の物性研究	
1960年代			繰返し平板載荷試験 ⁵⁾ 穴あけベンケルマンビーム ⁶⁾		AASHTO道路試験成果の公表 Whiffinによる層構造解析の舗装への応用 Heukelomによる混合物のスチフネス論 KennedyらによるIndirect Tension法の研究	
1970年代	単純曲げ試験、高速曲げ試験、引張試験 一軸圧縮試験等により破壊時のスチフネスと温度の関係等を算出 ⁷⁾	強制曲げ振動、複合板の曲げ振動試験 ⁸⁾ (温度時間換算則の利用) 強制曲げ振動非共振法 ⁹⁾ 繰返し曲げ試験(疲労) 縦振動試験複素弾性率を実験式で提案 ¹⁰⁾ プログラム波、不規則波の繰返し曲げ試験 ¹¹⁾	平板載荷試験結果 ¹²⁾ ベンケルマンビーム及び曲率半径試験 ¹³⁾ 穴あけベンケルマンビームによる舗装構造の解析 ¹⁴⁾ 厳密弾性理論Odemark法、上田法 アスファルト舗装体内温度の推定に関する研究 ¹⁵⁾		混合物の疲労研究材料の疲労と動的試験法	
1980年代	間接引張試験 ¹⁶⁾	繰返し曲げ試験により疲労破壊包絡線を示す ¹⁷⁾ 繰返し間接引張試験 ¹⁸⁾	アスファルト舗装のたわみに及ぼす温度と構造の影響調査 ¹⁹⁾ 舗装体内温度の推定方法 ²⁰⁾	ダイナフレクトによりE値と温度の関係を示す ²¹⁾ FWDによるE値の推定 ²²⁾		
1990年代						

る。

国内における変形係数に関する研究成果としては、1970年代前半に、森吉ら⁷⁾により破壊時のスティフェネスと温度の関係（静的試験）が示され、ほぼ同時期に笠原ら⁸⁾が強制曲げ試験（動的試験）により複素弾性率を求めている。

さらに菅原ら²⁷⁾は低温領域のスティフェネスを求め、渡辺ら¹⁰⁾は複素弾性率を実験式で提案している。また、丸山ら¹⁷⁾は繰返し曲げ試験により疲労破壊包絡線を示し、1980年代後半の姫野ら¹⁸⁾による疲労寿命予測システムへと進む。

しかし、こうした試験の中で得られる変形係数はアスファルト混合物の力学特性を把握する場合には効果的でも、多層弾性解析の入力条件としてそのまま利用するには、室内試験と実際の舗装体で拘束状態の違いなどの解決すべき問題点を持っている。

このような状況の中で、1980年半ばに菅原ら¹⁶⁾はAnagnosら²⁵⁾の研究をうけ、マーシャル供試体および現場切取り供試体に適用できる繰返し間接引張試験に注目し、広範囲の温度・載荷時間領域における変形係数を求める研究を行っている。国内の過去の研究におけるアスファルト混合物の変形係数測定結果を表-3に示し、各設計法で使われているオーバーレイのためのアスファルト混合物の変形係数を表-4に示す²⁸⁾。表-3の測定結果では、アスファルト混合物の変形係数を温度と載荷速度の関数として捉えている。

表-4 各設計法で仮定されているオーバーレイのためのアスファルト混合物の変形係数

設 計 法	変形係数 (kgf/cm ²)
AI	35,000
Bonnot et al	60,000
Grant et al	3,500 ~ 70,000
Kiewit et al	60,000
港湾技術研究所	$\log E = 5.237 - 0.0268T$ [T : 路面温度(°C)]
三浦	10,000
Miura et al	シェルのノモグラム
Rufford	10,500
Shell 石油	シェルのノモグラム
Treybig ct al	室内試験より決定
Ullidtz	34,000
Van Til et al	室内試験より決定

この中で間接引張試験は、試験法が簡便であり、現場切取り供試体への適用も可能であることなどから、この試験で求められるMrが近年注目されてきている。以下では、間接引張試験について概説する。

2.2 間接引張試験

2.2.1 間接引張試験の研究の背景

間接引張試験は、圧裂あるいは割裂試験と呼ばれ、古くからコンクリートやセメント安定処理材の引張強さを測定するために用いられてきた。まず、1953年にブラジルのCarneiroら³⁰⁾及び日本の赤沢³¹⁾によって個々

表-3 アスファルト混合物の変形係数の測定結果(国内)

報告年次	試験の種類	研究者名	試験概要		試験条件		変形係数
			試験方法	混合物の種類	試験温度°C	載荷速度	
1973	静的試験	上島, 河島, 菅原	一軸圧縮試験	細粒度アスコン	-20~60	1~30mm/min	温度・時間換算則を利用し、各種温度・時間に対し、変形係数のマスターカーブを示す。
			曲げ試験	〃	-15~25	10~300mm/min	
1973	動的試験	笠原, 菅原	強制曲げ試験 振動共振法	密粒度アスコン 他	-15~20	0.1~100 Hz	〃
1981	静的試験	山田, 三瀬	曲げ試験	再生アスファルト混合物	-20~20	1.5×10^{-3} sec	破壊時のスティフェネスとひずみの関係を表す。
1982	動的試験	大久保, 渡辺, 水野	ホイールトラッキング試験	密粒度アスコン 他	30,40,60	42 Pass/min	Sbit と S mix の関係を図示
1985	動的試験	菅原, 山田, 上島	繰返し間接引張試験	密粒度アスコン	-25~40	0.3~10 Hz	試験温度と変形係数の関係を図示
1989	動的試験	萩野, 大前	共振法, 超音波法	密粒度アスコン	-20~50	-	試験温度と変形係数の関係を二次回帰式で示す。
1991	静的試験	峰岸, 増山, 阿部	一軸圧縮試験	密粒度アスコン	-10~60	0.3~30mm/min	試験温度と変形係数の関係を図示

に間接引張試験によるコンクリートの引張強さについて研究報告がなされている。Hondros³²⁾は1959年に、この間接引張試験に用いる荷重載荷面に供試体と同じ曲面を付けたときの式の拡張を行った。

Messina³³⁾やBreenら³⁴⁾がこの間接試験方法ではじめてアスファルト混合物を用いた結果について報告している。

その後、間接引張試験の各種舗装材料への適用を検討するために、Hadleyら³⁵⁾は、1965年からテキサス大学オースチン校で研究プロジェクトを開始し、試験方法と理論の適合性そして静的および繰返し載荷による舗装材料の弾性及び変形特性について検討を行っている。

その結果、曲面をつけた載荷板を用いて行なう試験法(図-1)が提案され、その応力状態が弾性解で求められるようになり、鉛直・水平方向の変形量を測定することによって、 M_r およびポアソン比を求められることが示された。

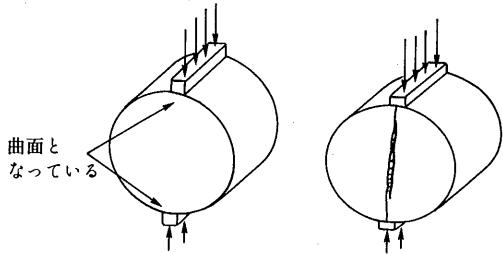


図-1 間接引張試験の概要

米国では、1982年にASTMで、5°C, 25°C, 40°Cの温度条件での M_r 試験法として採用されるに至っている³⁶⁾。

間接引張試験の特徴については、Kennedyら³⁵⁾及び菅原ら¹⁶⁾の研究成果から以下の点が挙げられる。

①実際の車両通過で舗装体に生じるひずみレベルで試験が実施できる。

②比較的容易に試験が実施できる。

③図-1に示すように、静的試験の場合の破壊は、この中心付近で発生する。Kennedyら³⁵⁾は、12.7mm幅の載荷板を利用し、菅原らは25.4mm幅の載荷板を利用しているが、両者とも鉛直方向面の中心付近で均一な引張応力が作用する(図-2参照)。

④動的試験と静的試験の双方に適用できること、及び同一の供試体を用いて広範囲な温度領域における変形係数が測定可能である。

⑤供試体中心を評価するため、その応力状態が表面条

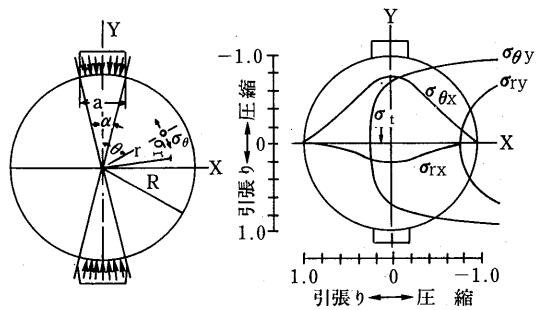


図-2 間接引張試験の応力解析および応力分布

件に大きく影響されない。

2.2.2 間接引張試験の理論解析

間接引張試験の理論解析は、線荷重による解析法がHerzによって提唱された。しかし、線荷重の場合には、載荷板と供試体との接触面付近で圧縮応力による破壊が生じ、供試体中心点での引張応力による破壊は生じないという問題点があった。

その後、Hondros³²⁾によって、載荷板に一定幅と曲面をつけた帶状荷重による理論解析法が提唱された。載荷板に幅をもたせることは、荷重を分散させ、著しく引張応力を減少させることができ、また鉛直方向面に作用する圧縮応力を減じるだけでなく、鉛直面上に働く水平応力を、載荷板付近で引張から圧縮へと変えることができる利点がある。

載荷板の幅が25.4mmの時の応力解析および応力分布は、図-2に示すとおりである。中心では引張応力に対し垂直に3倍の大きさの圧縮応力がかかることになる。なお、載荷板幅25.4mm、供試体直径101.6mmの時の供試体の中心点における引張強度、弾性係数、ポアソン比および破壊ひずみは以下のとおりである。

$$\text{引張強度 } \sigma_T (\text{kgt/cm}^2) = 0.05866 (\text{P/t})$$

$$\text{ポアソン比 } \nu = (0.1298R - 1.3766) / (-0.5R - 0.0633)$$

$$\text{弾性係数 } E (\text{kgt/cm}^2) = P' (0.2596 + 1.0\nu) / tx'$$

$$\text{破壊ひずみ } \epsilon = X_T (0.0290 + 0.0922\nu) / (0.1298 + 0.5\nu)$$

ここに、 P ：荷重 (kgf)

t ：供試体の厚さ (cm)

R ：垂直方向変位量Y (cm) と平行方向変位量X (cm) の比

P'/x' ：荷重-変位曲線において、線形な部分の荷重と水平方向変位の比

X_T ：破壊までの全水平方向変位量

2.2.3 間接引張試験による変形係数の測定結果

菅原ら¹⁶⁾のハーバーサイン波による変形係数の測定結果は、図-3に示すとおりである。

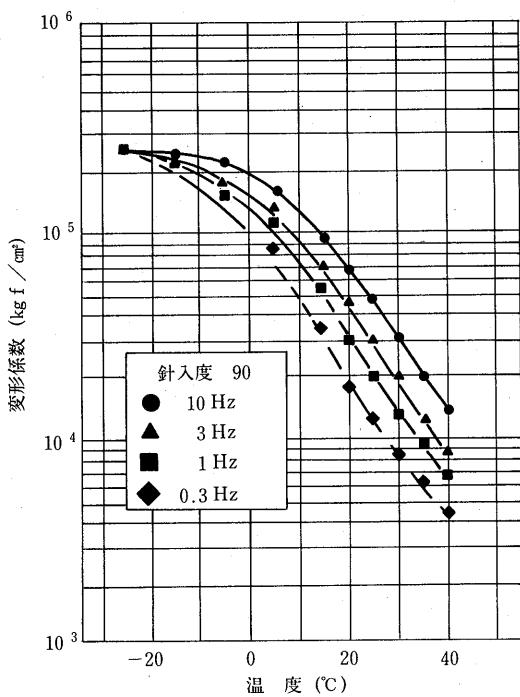


図-3 間接引張試験による変形係数と温度の関係

試験は段階的に温度を上昇させ、-25°C～20°C、20°C～50°Cの温度範囲を1供試体で測定している。応力レベルは、疲労による性状変化がないようにかつ、生じるひずみが 10^{-4} レベルになるように定めている。

2.3 間接引張試験と他の試験法による変形係数の比較

Quintusら³⁷⁾は、米国各地の舗装試験区間から収集された切取供試体の一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、間接引張試験の三者の比較およびWitczakの回帰式(式(1))とを比較した結果について、以下のとおり報告している。(図-4, 5)

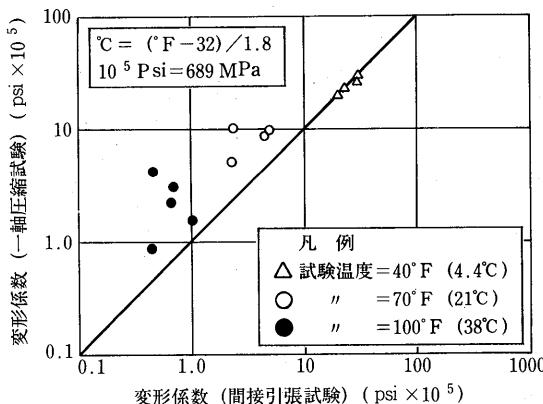


図-4 一軸圧縮試験と間接引張試験の変形係数の比較

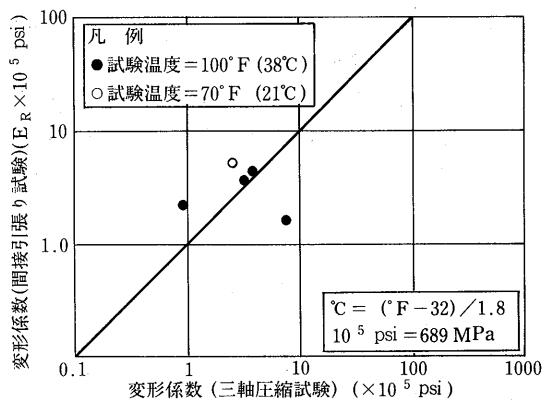


図-5 三軸圧縮試験と間接引張試験の変形係数の比較

なお、Witczakが示した回帰式は、動弾性係数とアスファルトおよび混合物の性状との関係から導いたものである。この結果は、米国アスファルト協会(AI)の設計法に使用されている。

①低温領域(一般に16°C以下)において、間接引張試験と圧縮試験(拘束の有無を問わず)の変形係数は、ほぼ同じ値が得られる。

②高温領域(約16°C以上)において、変形係数および変形係数と温度の関係は、各試験方法の相違により異なる結果が得られる。

③約32°C以上の温度において、三軸圧縮試験で得られる変形係数は、一軸圧縮試験で得られる変形係数より大きくなる。

④限られた比較であるが、約32°C以上の温度において、間接引張試験と三軸圧縮試験は、同様な変形係数(いくぶん間接引張試験の方が大きい)が得られる。

⑤低温領域における現場切取供試体の一軸圧縮試験で得られた変形係数は、新規アスファルトの針入度、粘度データを用いて計算したWitczakの回帰式(式(1))で得られる計算値よりも大きな値となる。

以上より、拘束による効果は低温領域ではほとんどないが、高温領域ではその効果はたいへん大きいとしている。

$$\log |E^*| = 5.553833 + 0.028829 \left[\frac{P_{200}}{f^{0.17033}} \right] - 0.03476 (Vv) + 0.070377(n_{70}, 10^6) + 0.00005 \left[t_p^{(1.3+0.49825 \log f)} P_{ac}^{0.5} \right] - 0.00189 \left[t_p^{(1.3+0.49825 \log f)} \frac{P_{ac}^{0.5}}{f^{1.1}} \right] + 0.931757 \left[\frac{1}{f^{0.02774}} \right] \quad (1)$$

ここで、

$|E^*|$: 動的弾性係数 (psi)

P_{200}	: Na200フライの通過重量百分率 (%)
f	: 載荷周波数 (Hz)
V_v	: 空隙率 (%)
η	: 70 F° の粘度 (10 poises)
P_{ac}	: アスファルトの重量百分率 (%)
t_p	: 温度 (F°)

2.4 変形係数測定の課題

Mamloukら³⁸⁾は変形係数測定の課題として、以下のような見解を述べている。

舗装に繰返し荷重が与えられている状態では、舗装構成層中の材料は、弾性挙動をしているとみなし多層弾性解析を適用することができる。このようなケースでは、三軸圧縮試験のMrあるいは間接引張試験のMrが、その材料を特徴づけるものとして使用される。

しかし、より正確性³⁹⁾を要求するならば材料の非線形性（応力状態によりMrが変化していくこと）を考慮するべきであり、このようなケースにおいては、三軸圧縮試験のMrが間接引張試験のMrより適している。三軸圧縮試験のMrは、バインダーの粘度が小さくなる高温領域や拘束力の影響が大きくなる場合においても適切に評価することができるとしている。

重要なことは、間接引張試験や三軸圧縮試験等で試験方法を定め、同一の解析方法で変形係数を算定することが必要であり、多くの材料を同一手法で評価した

ときに、舗装の正確なパフォーマンスモデルを作成することができるとしている。

3. 粒状路盤材・路床土の変形係数

粒状路盤材・路床土の室内試験による力学的評価は、主にCBR試験によって行なわれてきた。しかし、CBR試験は、せん断速度一定で静的な支持力を測定するものであり、実際の交通荷重は動的なものである。したがって、粒状路盤材・路床土についても、動的特性や繰返し荷重による変形特性を把握する必要がある。また、実際の道路における弾性特性の把握には、FWD等を用いて測定したたわみに基づき弾性係数の推定を行っている。舗装の理論的設計法では、多層弾性プログラムに弾性係数及びボアソン比を入力し、舗装厚を変化させて、応力・ひずみが許容値内に収まるように構造設計を行う。入力条件の設定のために、室内試験により路盤材・路床土の変形係数を求める方法が現在まで多くの研究者によって検討されている。

3.1 変形係数の試験方法とその変遷

各研究及び路盤材の変形係数測定方法を年代別にまとめたものを表-5に示す。また、路床土の変形係数測定方法をまとめたものを表-6に示す。路盤材・路床土ともに変形係数を求める試みは1960年以降に行われている。ここでは、ひずみ速度一定で荷重を載荷す

表-5 路盤材の変形係数測定方法（年代別）

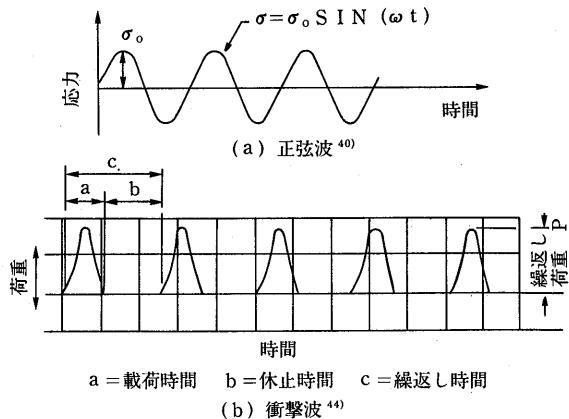
年代	国 内				海 外	
	材料としての変形係数		層としての変形係数			
	静 的	動 的	静 的	動 的		
1960		・動的三軸圧縮試験 (正弦波, 5Hz) ⁴¹⁾	・繰返し平板載荷試験 (載荷, 休止共に30秒ずつ) ・穴開けベンケルマンビーム試験 ⁶⁾			
1970		・動的一軸圧縮試験 (周波数3Hz, 5Hz) ¹³⁾	・平板載荷試験 ¹²⁾ ・曲率半径試験 ¹³⁾	・振動試験	・繰返し三軸圧縮試験 [載荷, 0.1秒] ⁴²⁾ [休止, 0.4秒] 2Hz [載荷, 0.1秒] ⁴³⁾ [休止, 0.9秒] 1Hz	
1980	・間接引張り試験 (1 mm/min) ・簡易三軸圧縮試験	・動的間接引張り試験 (10Hz) (セメント安定処理)		・FWDによるたわみ測定 ^{22, 29)}	・衝撃ハンマー試験 ・繰返し三軸圧縮試験 [載荷, 0.15秒] ⁴⁴⁾ [休止, 1.85秒] 1Hz ・FWD, ダイナフレクト ⁴⁷⁾ ・ダイナミックコーンペネトロメータ ⁶¹⁾	
1990		・繰返し三軸圧縮試験 [載荷, 0.3秒] [休止, 0.7秒]			・動的平板載荷試験	

表-6 路床土の変形係数測定方法（年代別）

年代	国 内				海 外	
	材料としての変形係数		層としての変形係数			
	静 的	動 的	静 的	動 的		
1960		・動的三軸圧縮試験 (正弦波, 0.5Hz) ³⁹⁾	・繰返し平板載荷試験 (0.5, 1.5, 3.0, 5.6 kgf/cm ²) ・穴開けベンケルマン ビーム試験 ⁶⁾		・動的三軸圧縮試験 (正弦波, 1 Hz) ⁴⁰⁾ ・CBR試験	
1970			・一軸圧縮試験 ¹²⁾ 平板載荷試験 $E \approx 40 \text{ CBR}$	・振動試験 $E \approx 100 \text{ CBR}$	・動的一軸圧縮試験 ・繰返し三軸圧縮試験 (載荷 0.1秒, 休止 0.9秒) ⁴⁸⁾	
1980	・一軸圧縮試験	・動的三軸圧縮試験 (正弦波, 4 Hz)		・FWDによるたわみ測定 ²²⁾²⁹⁾	・FWD, ダイナフレクト ・コーン貫入試験 ⁶¹⁾	
1990		・繰返し三軸圧縮試験 [載荷 0.1秒 休止 0.9秒] 1Hz			・SASW試験 ⁶⁰⁾ ・ノッチングゲムテスター	

る試験を静的とし、荷重波形に正弦波（サイン波）を適用した試験を動的とし、衝撃波（ハーバーサイン波）を適用した試験を繰返しとした。この荷重波形の比較を図-6に示す。これまでに示されている路盤材・路床土の変形係数の算出方法は表-7に示すとおりである。

路盤材、路床土における静的な変形係数は一般に一軸圧縮試験により算定されてきた。一方、動的な変形係数としては、荷重波形の違いや拘束条件の違いにより動的一軸圧縮試験、動的三軸圧縮試験、繰返し三軸圧縮試験が用いられてきた。ここでは、動的な材料試験の背景について説明する。



a = 載荷時間 b = 休止時間 c = 繰返し時間

表-7 路盤材・路床土の変形係数算出方法

試験法	荷重条件		変形係数			参考文献
	波形	名称	算出方法	材料		
静的一軸圧縮試験	静的 1 mm/min (毎分 1 % の歪速度)	静弾性係数 E_{50}	$E_{50} = \frac{qu/2}{\varepsilon_{50}} \times 100$ qu : 一軸圧縮強さ (kgf/cm ²) $\varepsilon_{50} : = qu/2$ 時の軸歪 (%)	関東ローム シルト質粘土 安定処理土	5), 7)	
動的一軸圧縮試験	動的 (連続波) 正弦波 (5 Hz)	動弾性係数 E_d	$E_d = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0}$ $\sigma_0 \approx$ 軸応力 $\varepsilon_0 \approx$ 軸歪	セメント安定処理材 (自立する材料)	13)	
動的三軸圧縮試験	動的 (連続波) 正弦波 (0.1~1 Hz)	動弾性係数 E_d	上記と同じ	路床土	39), 40)	
繰返し三軸圧縮試験	繰返し (休止あり) 衝撃波 (1~2 Hz)	レジリエントモデュラス Mr	$M_r = \sigma_d / \varepsilon_a$ σ_d : 偏差応力 ε_a : 復元軸歪	路床土, 路盤材	42), 43) 44) 等	

1960年代に、日本の小川ら³⁹⁾は路床土の弾性係数と軸ひずみの関係(載荷周波数0.5Hz)に注目し、繰返し回数が1万回を越えると弾性係数が減少し、ひずみが極端に大きくなることを述べている。またHumphriesら⁴⁰⁾は、粘性土の弾性係数とヒステリシス(ひずみ履歴)に注目し、減衰係数(h)と弾性係数(E_d)の関係を示している。このように古くは路床土の変形特性に注目し、供試体寸法がφ50×100mmの小さな供試体で試験が行われていた。山内⁴¹⁾は、路盤材の弾性特性を把握するために、供試体寸法φ100×200mm(骨材最大粒径20mm以下)でセメント安定処理と粒状路盤材の弾性係数を求めている。1970年以降になると、Shookら⁴²⁾やBrown⁴³⁾は、最大骨材寸法38mmの路盤材に対して、φ150×300mmの供試体寸法を用いて各路盤材のMr試験を実施している。またRadaら⁴⁴⁾は、骨材粒度、水の飽和状態、主応力和θおよび締固め度がMrに与える影響について調べている。

AASHTOではShookら⁴²⁾やRadaら⁴⁴⁾の研究に基づき、1986年に路床土のMr(T 274)⁴⁵⁾の試験方法を定めている。その後、本試験法の試験時間の短縮を目的とした、Mr試験の簡便化についての研究などが行われてきた^{46,47)}。以降では、近年、特に諸外国で用いられている繰返し三軸圧縮試験によるMr試験について概説する。

3.2 繰返し三軸圧縮試験

一般的に用いられている三軸圧縮試験の試験機の概略を図-7に示す。Shookら⁴²⁾は、繰返し三軸圧縮試験により路床土、粒状路盤材に対するMr試験を実施しており、彼らの推奨する試験条件は衝動波(ハーバーサイン波)の荷重で載荷時間0.1秒、休止時間0.4秒の2Hzである。これに対し、Radaら⁴⁴⁾は載荷時間0.1秒、休止時間0.9秒の1Hzの載荷条件で試験を行っている。また供試体寸法については、両者とも粒状路盤材(最大骨材粒径38mm以下)に対して直径152mm高さ305mm、路床土(最大骨材粒径19mm以下)に対して直径102mm高さ203mmを推奨している。

Mrは、偏差応力と復元軸ひずみから式(2)を用いて算定する。主応力和θとMrの関係は、両対数グラフの横軸に主応力和($\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3$)を、縦軸にMrをプロットすることにより、回帰式(式(3))から材料係数(k_1, k_2)を求めることができる。供試体に作用する応力を図-8に示す。

$$Mr = \sigma_a / \epsilon_a \quad (\text{MPa}) \quad (2)$$

ここで、 σ_d : 偏差応力, $\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)

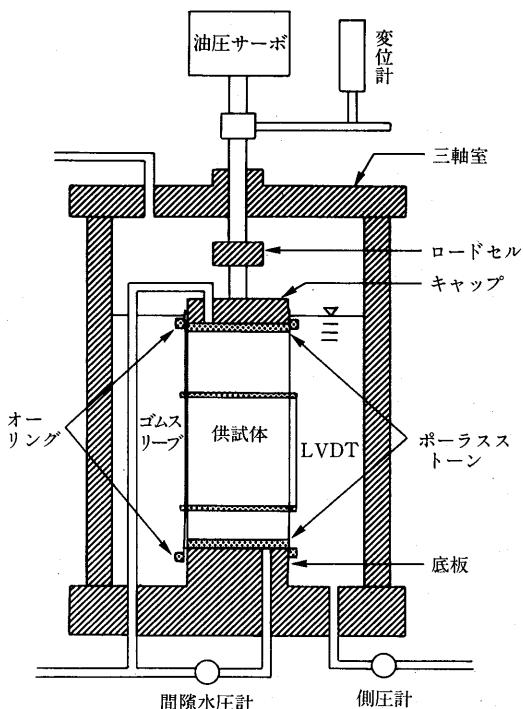


図-7 三軸圧縮試験機の概略図

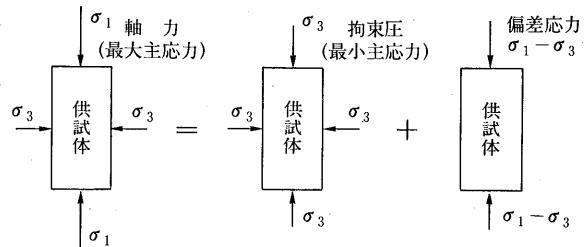


図-8 供試体に作用する応力

σ_1 : 全軸応力(最大主応力) (kPa)

σ_3 : 拘束応力(最小主応力) (kPa)

ϵ_a : 復元軸ひずみ

$$Mr = k_1 \theta^{k_2} \quad (3)$$

Mr: レジリエントモデュラス (MPa)

θ : 主応力和 ($\sigma_1 + 2\sigma_3$) (kPa)

k_1, k_2 : 材料係数

AASHTO T 274-82に基づき、粒状材(自立しない材料)の繰返し三軸圧縮試験によるMr試験方法を簡単に以下に示す。

①底板にゴムスリーブとオーリングをセットし、2つ割りモールドを固定し、負圧をかけて、2つ割りモールドにゴムスリーブを密着させる。

②試料を挿入し、振動締固め機で締固めを行い、キャッピングを行う。

- ③ノギスで供試体の直径と高さを測定する。
 ④三軸室を組み立て、水を満たし、載荷フレームの下にセットする。
 ⑤荷重をおよび変位の0調査を行う。
 ⑥三軸室内に脱気水を満たし、拘束圧 σ_3 を負荷する。
 ⑦偏差応力 σ_d と拘束圧 σ_3 の応力条件を設定し試験を行う。載荷回数は各条件で200回行い、最後の5波の平均応力と平均変形量からMrを算定する。荷重の載荷時間は0.1秒、休止時間0.9秒、載荷周期は1秒とする。試験に用いる粘性土および粒状材の応力条件は、それぞれ図-9、10に示すとおりである。粘性土、粒状材ともに本試験の前に、5回もしくは8回の予備載荷を行うこととなっている。

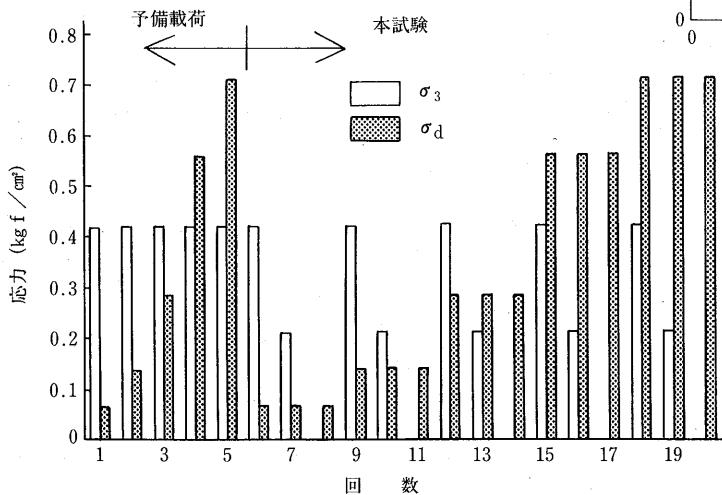


図-9 粘性土のMr試験に用いる応力条件

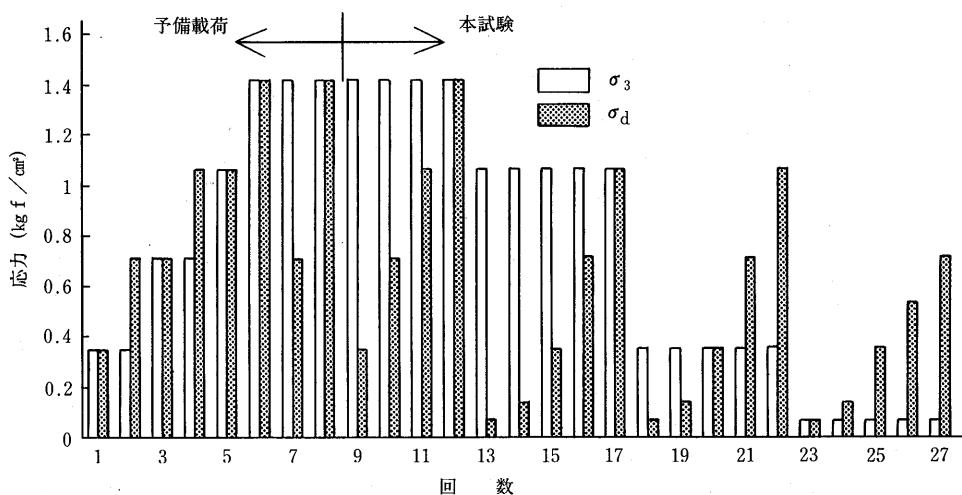


図-10 粒状材のMr試験に用いる応力条件

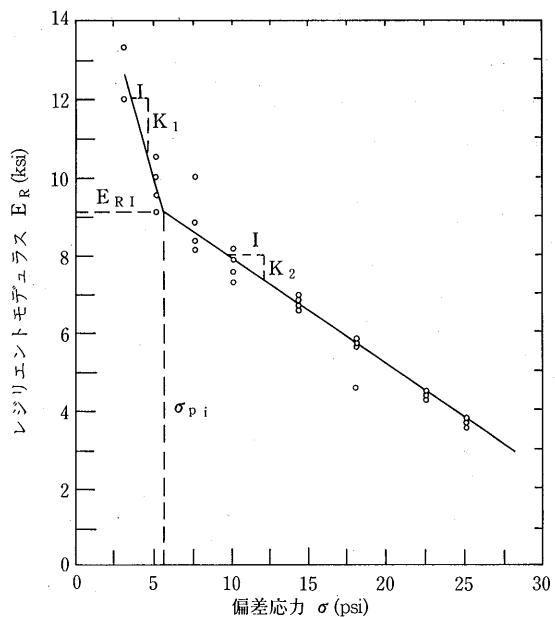


図-11 砂質土の偏差応力 σ_d とMrの関係

3.3 繰返し三軸圧縮試験の測定結果

粒状材のMrは、式(3)に示してあるように、試験材料の変形特性を表す材料係数 k_1 、 k_2 がある。一般的な路床土である細粒土(シルト質粘土)について、Uzanら⁴⁸⁾は、式(4)のようにMrが偏差応力に依存することから、3種類の材料係数 k_1 ～ k_3 を考慮するべきであると述べている。また、粒度範囲の狭い均等な砂質土のMrと偏差応力の関係をRaadら⁴⁹⁾が調べており、図-11に示すように両者の

間には変曲点が生じることから、式(5)のように4種類の材料係数 $k_1 \sim k_4$ を考慮した方がよいとしている。同様に、Uzanら⁴⁸⁾も砂質土について検討しており、砂質土のMrは式(6)に示すように拘束圧(σ_3)の関数で算出する方が精度が高くなるとしている。

$$Mr = k_1 (\sigma_d)^{k_3} \quad (4)$$

ここで、

$$Mr : レジリエントモデュラス \quad (\text{psi})$$

$$\sigma_d : 偏差応力 \quad (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{psi})$$

k_1, k_3 : 材料係数

$$E_R = k_2 - k_3 (k_1 - \sigma_d) \quad k_1 > \sigma_d \quad (5)$$

$$E_R = k_2 + k_4 (k_1 - \sigma_d - k_1) \quad k_1 < \sigma_d$$

ここで、

$$E_R : レジリエントモデュラス \quad (\text{psi})$$

$$\sigma_d : 偏差応力 \quad (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{psi})$$

$k_1 \sim k_4$: 材料係数

$$Mr = k_5 (\sigma_3)^{k_6} \quad (6)$$

ここで、

$$Mr : レジリエントモデュラス \quad (\text{psi})$$

$$\sigma_3 : 拘束圧 \quad (\text{psi})$$

k_5, k_6 : 材料係数

また、RadaらはMrに影響を及ぼす因子として、主応力和($\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3$)、飽和度(Sr)および締固め度について検討を行っている。

Mrと主応力和(θ)の関係より粒状路盤材の材料係数 k_1, k_2 を求め、材料係数 k_1 と k_2 の関係について調べている。この結果を図-12⁴⁴⁾に示す。 k_1 と k_2 の間に k_2 が減少すると k_1 が増加することが認められる。

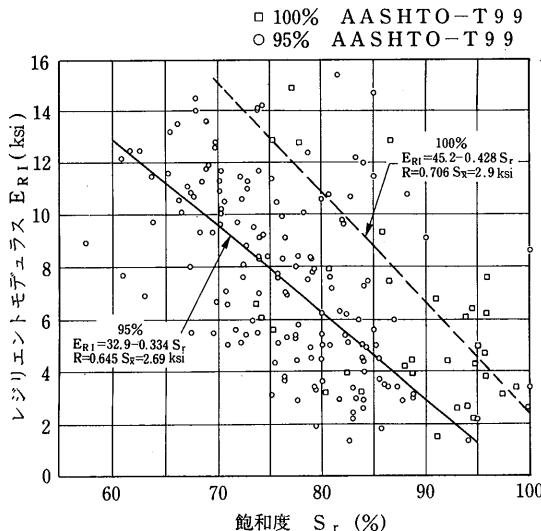


図-13 路床土の飽和度Srと E_{Ri} の関係

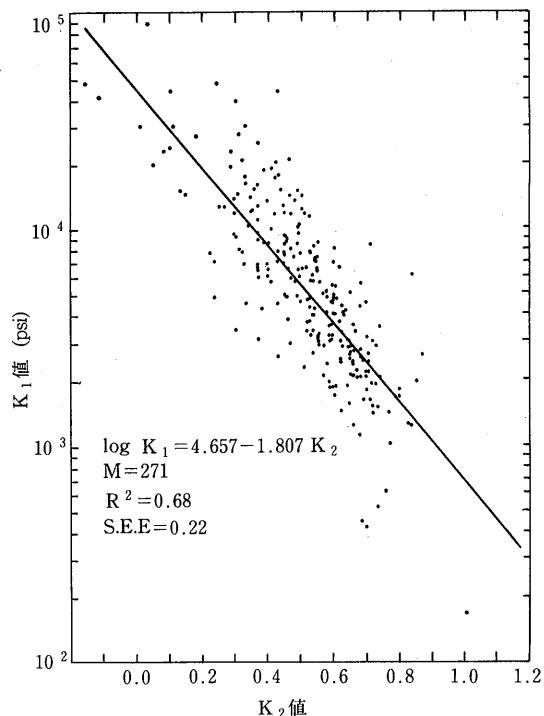


図-12 粒状路盤材の材料係数 k_1, k_2 の関係

飽和度(Sr)とMrの関係については、Thompsonら⁵⁰⁾は締固め度95, 100%の路床土について検討を行っており、この関係を図-13に示す。この図より、締固め度95%では飽和度が大きいほど E_{Ri} が小さくなることを述べている。また、Radaら⁴⁴⁾は粒状路盤材の飽和度と k_1 及びMrの関係について調べており、この関係を図-14に示す。図-14より粒状路盤材も同様に飽和度が増加

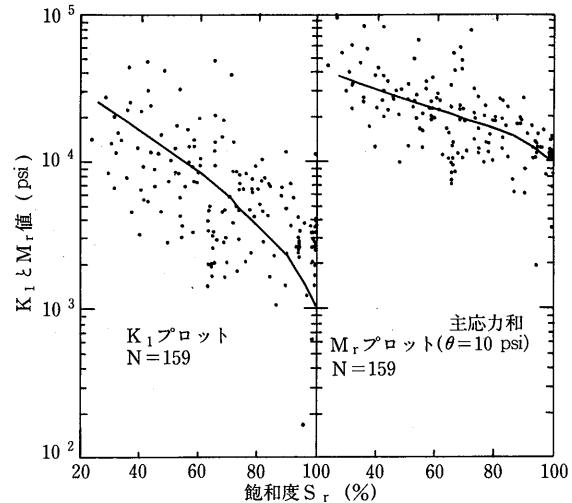


図-14 粒状路盤材の飽和度Srと材料係数 k_1 及びMrの関係

すると M_r と k_1 が減少することを示している。

最適含水比で締固めた各種路盤材(271個)の材料係数 k_1 、 k_2 の関係をRadaら⁴⁴⁾が示しており、この関係を図-15に示す。これより、クラッシャラントに比べ粘着性がある材料では k_1 が小さく、 k_2 が大きくなっている。Radaら⁴⁴⁾はそれぞれの材料の粒度特性の違いが材料係数 k に大きく反映されると述べている。

これまでの結果をまとめると、粒状路盤材や路床土の M_r は、粒度分布、飽和度、締固め度に依存する。 M_r 試験を行わないで舗装体に生じる応力から M_r を算定するには、式(3)～(6)の M_r 算定モデルのどれを使用するか慎重に定める必要がある。

3.4 粒状材および路床土の弾性係数推定法

前節までに示したように路盤材・路床土の変形係数の算定方法には、一軸圧縮試験、繰返し一軸圧縮試験、動的三軸圧縮試験、繰返し三軸圧縮試験等の試験方法があるが、設計入力条件としての変形係数算定法としては、繰返し試験による方法は必ずしも簡単な試験法とは言えない。また、動的な弾性係数を求めるための繰返し一軸圧縮試験機、 M_r を求めるための繰返し三軸圧縮試験機を保有している機関が少ないため、何らかの方法で設計に用いる変形係数を推定する必要がある。各国の設計法における路床の支持力評価法としては、CBR、 M_r 、弾性係数などがあるが、いずれの設計法においても変形係数とCBR値あるいはR値、K値との関係式を示し、 M_r に換算している例が多い。これらの粒状材、路床土の材料特性値、試験法、さらに材料特性値とCBR値との関係および、適用方法

をそれぞれ表-8、表-9に示す。

M_r 値とCBRの関係については、AIやAASHTOで M_r (psi) = 1500CBR { M_r (MPa) = 10CBR}という関係を用いているが、これは室内試験で求めた M_r ではなく、屋外での動的試験によって確立されたものである。一般に、繰返し三軸圧縮試験で得られた M_r は応力依存であるため、 M_r とCBRとの明確な関係は見いだすことはできないが、 M_r を主応力和(θ)とCBRの関数であるとし、

$$M_r(\theta) = F(CBR) \quad (7)$$

と表すと、前述の粒状材料を用いたCBR試験の結果から、図-16に示すように、

$$\theta = 10 \text{ (psi)} \text{ のとき, } F = 248$$

$$\theta = 100 \text{ (psi)} \text{ のとき, } F = 738$$

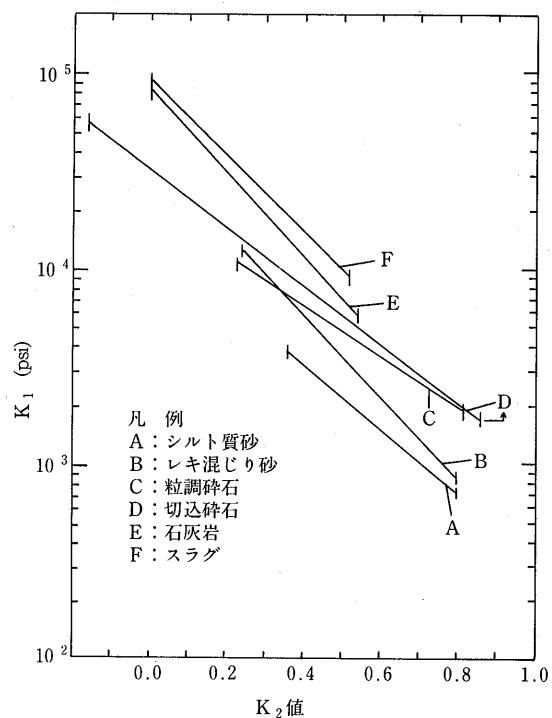


図-15 最適含水比で締固めた各種路盤材(271個)の材料係数 k_1 、 k_2 の関係

となり、 F と $\log \theta$ との線形的な関係を用いて、 M_r を θ とCBRによって示すと式(8)のようになる。

$$M_r = (490 \log \theta - 243) CBR \quad (8)$$

また、アメリカ・メリーランド州の多くの高速道路の構造設計による結果では、主応力和(θ)の値は、下

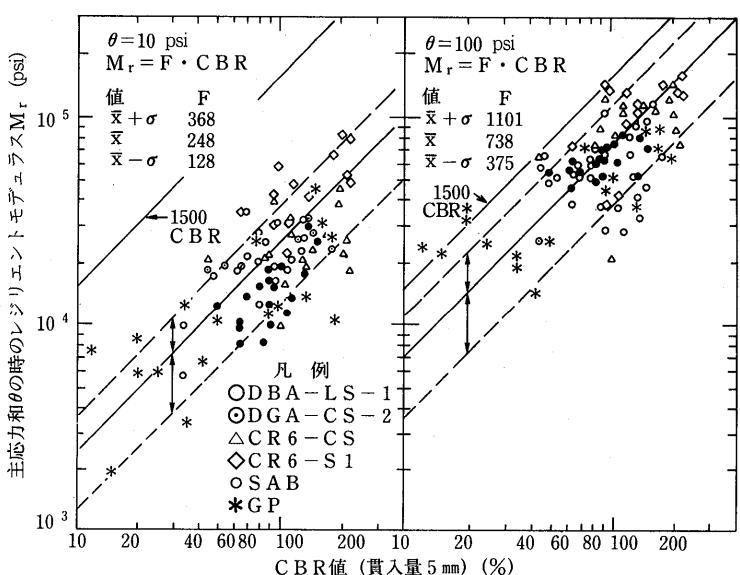


図-16 主応力和(θ)の違いによるCBR値と M_r の関係

表-8 粒状材の材料特性値の評価法および推定法

設計法	材料特性値	試験法	関係式および適用方法																					
アスファルト舗装要綱(日本)	等価換算係数 弾性係数	AASHTO 道路試験のデータ 試験施工追跡調査データ	等価換算係数：表層および基層の加熱アスファルト混合物を1とした場合の係数 弾性係数：粒状材 1,000~6,000 (kgf/cm²) セメント系混合物 10,000~150,000 (kgf/cm²)																					
AI(アメリカ)	Mr	Mr AASHTO T 274 CBR ASTM D 1883 AASHTO T 193 R値 ASTM D 2844 AASHTO T 190	舗装厚の設計曲線(10種類、単位系2種類)を利用する場合は、材料特性の評価は不要である。 <table border="1"> <thead> <tr> <th>試験項目</th> <th>下層路盤材</th> <th>上層路盤材</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>CBR値 (%)</td> <td>20以上</td> <td>80以上</td> </tr> <tr> <td>またはR値 (psi)</td> <td>55以上</td> <td>78以上</td> </tr> <tr> <td>液性限界 (%)</td> <td>25以下</td> <td>25以下</td> </tr> <tr> <td>塑性指数</td> <td>6以下</td> <td>N P</td> </tr> <tr> <td>または砂当量 (%)</td> <td>25以上</td> <td>35以上</td> </tr> <tr> <td>0.075 mm通過量 (%)</td> <td>12以下</td> <td>7以下</td> </tr> </tbody> </table>	試験項目	下層路盤材	上層路盤材	CBR値 (%)	20以上	80以上	またはR値 (psi)	55以上	78以上	液性限界 (%)	25以下	25以下	塑性指数	6以下	N P	または砂当量 (%)	25以上	35以上	0.075 mm通過量 (%)	12以下	7以下
試験項目	下層路盤材	上層路盤材																						
CBR値 (%)	20以上	80以上																						
またはR値 (psi)	55以上	78以上																						
液性限界 (%)	25以下	25以下																						
塑性指数	6以下	N P																						
または砂当量 (%)	25以上	35以上																						
0.075 mm通過量 (%)	12以下	7以下																						
AASHTO	Mr	Mr AASHTO T 274 CBR ASTM D 1883 AASHTO T 193 R値 ASTM D 2844 AASHTO T 190	それぞれの強度特性(CBR、R値、テキサス三軸、レジリエントモデュラス)と相対強度係数(層係数)を求める換算チャートがある。																					
Shell	弾性係数		粒状路盤の弾性係数 $E_2 = K_2 E_3$ で示される。 ($K_2 = 0.2 h^{0.45}$, $2 < K_2 < 4$) ここで、 K_2 : 粒状路盤の厚さ、 E_3 : 路床の弾性係数 セメント系路盤の弾性係数は、 $5 \times 10^6 \sim 1 \times 10^4$ (MPa) (51,000~102,000 kgf/cm²)																					
英国	弾性係数		路床のCBR値に対応して路盤の構造が決定される。 CBR < 2% キャッピング層600mm+サブベース150mm 2 ≤ CBR < 5% キャッピング層350mm+サブベース150mm 5 ≤ CBR < 15% サブベース225mm 15 ≤ CBR サブベース150mm キャッピング層自体のCBRは15%以上。 キャッピング層を設けない場合は、225mm以上のサブベース2層。																					

層路盤で $\theta=10$ (psi)、上層路盤では $\theta=20\sim40$ (psi)であるのに対して、前述のRadaら⁴⁴⁾の研究で $F=1500$ という値を得るために、 $\theta=350\sim400$ (psi)が必要となる。この原因は十分に解明されていないが、屋外の動的試験と室内供試体によるMr試験とのせん断力の違いによるものであるとしている。

次に、各国の設計法を比較すると、AI⁵¹⁾では設計時の等価軸荷重(設計EAL=10⁴, 10⁵, 10⁶)と設計区間のMr値の設計パーセンタイル値(60, 75, 87.5%)に応じたMr値との関係から、路床設計Mrを求め、舗装タイプ別の設計チャートに従い舗装構造(厚さ)を決定する。AASHTO⁵²⁾では、半月ごとのMr値から相対損

傷度を求めて季節変動を考慮した路床土の有効Mrを設計Mrとしている。粒状材についてはMr、CBR等から推定した層係数を入力条件としている。Shell⁵³⁾では路床の弾性係数と粒状路盤の厚さから粒状材の弾性係数を求めており、米国⁵⁴⁾では路床のCBR値から弾性係数を推定しているが、CBR値のデータがない場合には、土の種類ごともしくは地下水位に起因する施工状態ごとに平衡含水比(終局的な含水状態で、液性限界PL+3%程度)におけるCBR値の推定値を示している。日本⁵⁵⁾では、設計CBRと材料ごとの等価換算係数が用いられている。また、各国の路床土のCBR値と弾性係数Eを比較したものを図-17⁵⁶⁾に示す。

表-9 路床土の材料特性値の評価法および推定法

設計法	材料特性値	試験法	関係式および適用方法
アスファルト 舗装要綱 (日本)	CBR 弾性係数	JIS A 1211	$E = \text{設計 CBR} \times (40 \sim 100)$ (参考) 竹下春見: $E = \text{設計 CBR} \times (35 \sim 40)$ 植下協: $E = (\text{設計 CBR} \times 10) + 40$ 名神調査報告 ⁵⁷⁾ : $E = \text{設計 CBR} \times (35 \sim 40)$ (ブルーフローリング沈下量の場合) $E = \text{設計 CBR} \times (50 \sim 60)$ (舗装の設計を考える場合) 日本道路公団設計要領 ⁵⁸⁾ : $E = \text{設計 CBR} \times 20$ (地山, 上部路体材) $E = \text{設計 CBR} \times 40$ (路床材)
A I (アメリカ)	Mr	Mr AASHTO T 274 CBR ASTM D 1883 AASHTO T 193 R値 ASTM D 2844 AASHTO T 190	Mr と CBR の関係 $Mr (\text{MPa}) = 10.342 \times \text{CBR}$ または, $Mr (\text{psi}) = 1500 \times \text{CBR}$ Mr と R 値の関係 $Mr (\text{MPa}) = 7.963 + 3.826 \times \text{CBR}$ または, $Mr (\text{psi}) = 1155 + 555 \times R$ 構造設計には, Mr 値, 等価軸荷重 (設計 EAL), 設計パーセンタイル値より求めた路床設計 Mr を用いる。
AASHTO	Mr	Mr AASHTO T 274 CBR ASTM D 1883 AASHTO T 193 R値 ASTM D 2844 AASHTO T 190	Mr と CBR の関係 $Mr (\text{psi}) = 1500 \times \text{CBR}$ Mr と R 値の関係 $Mr (\text{psi}) = A + B \times (R \text{ 値})$ ここで, $A = 772 \sim 1155$, $B = 369 \sim 555$ としている。 とくに, 細粒土 ($R \text{ 値} \leq 20$) に対しては, $Mr (\text{psi}) = 1000 + 555 \times R$ としている。 構造設計には, 半月ごとの Mr 値から相対損傷度を求め, 季節変動を考慮した路床土の有効 Mr を用いる。
Shell	弾性係数	① 現場試験 ・動的たわみ試験 ・波動伝播測定 ② 室内試験 ・繰返し三軸試験	①, ②以外の場合は, CBR 値より換算。 $E_s = 10^7 \times \text{CBR} (\text{N/m}^2)$ $= 10 \times \text{CBR} (\text{MPa})$ ただし, 低 CBR の路床土については, $E_s = 2 \times 10^7 \times \text{CBR} (\text{N/m}^2)$ を適用。
英 国	弾性係数		CBR 値のデータから換算する。 $E = 17.6 \times \text{CBR}^{0.64} (\text{MPa})$ $= 179.5 \times \text{CBR}^{0.64} (\text{kgf/cm}^2)$ ただし, この式は $2 \leq \text{CBR} \leq 12$ の土に適用する。 CBR 値のデータがない場合には土の種類別に, また地下水位に起因する施工状態別に平衡含水比における CBR 値の推定値を示している。
デンマーク	弾性係数		$E = 10 \times \text{CBR}^{0.73} (\text{MPa})$ $= 1500 \times \text{CBR}^{0.73} (\text{psi})$

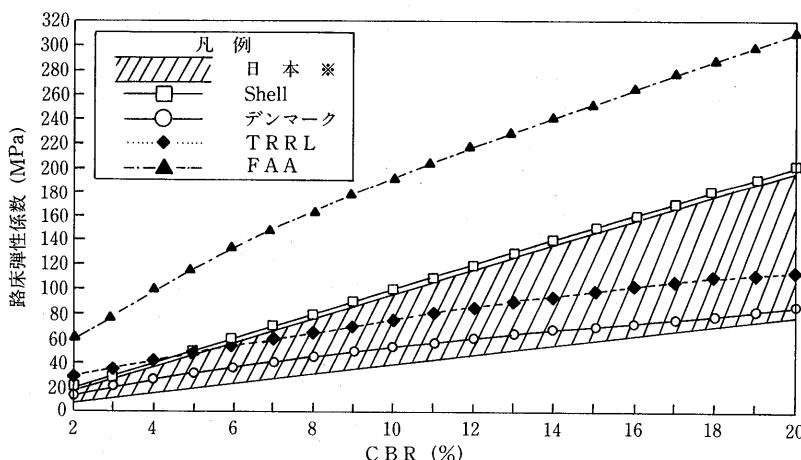


図-17 各国の設計法に見られる CBR と 弾性係数 E の関係 (路床土)

各機関のCBR試験方法は、表-10に示すように舗装試験法便覧、ASTM、AASHTO、英國(BS)で多少の違いがある。表-8、9で示した関係式を適用する場合には、締固め仕事量、水浸の有無、試料の最大粒径、CBR値の決定方法などに注意する必要がある。また、表-7に示した各設計法で使われている路床の弾性係数E(MPa)とCBRの関係を示す換算係数は、AIとAASHTOとShellで10を用い、英國とデンマークでは10とべき乗を組み合せているが、 $2 \leq CBR \leq 12$ の範囲の土に限定しているため、日本で使用している換算係数4~10とほぼ等しくなる。

4. 室内試験における材料評価と現場での構造評価との対応

4.1 現場での構造評価の試験方法とその変遷

舗装を構成する各層の変形係数を求める手法は、國內において上田ら⁵⁾による繰返し平板載荷方法、吉兼ら⁶⁾の穴あけベンケルマンビームによる方法が試みられたのを皮切りに、1970年代の植下¹²⁾、三浦¹³⁾の計算手法により各舗装構成層の変形係数が算出されるようになる。1980年代には、佐藤ら²¹⁾はダイナフレクトによりアスコン層の変形係数と温度の関係を示し、その後の研究の流れは笠原ら²²⁾、丸山ら²³⁾によるFWDによる各舗装構成層の弾性係数の推定及び舗装の構造診断システムの

表-10 各国のCBR試験の比較

試験方法	試験条件	締固め方法	モールド容積	締固め仕事量	CBR値の決定方法	備考
舗装試験法便覧	自然含水比	ランマー重量：4.5kg 落下高：45cm 突固め回数：67回／3層	2209cm ³	18.4	計算で得られたCBRを使用。	96時間水浸 最大粒径40mm
	最適含水比	ランマー重量：4.5kg 落下高：45cm 突固め回数：17回／3層 42回／3層 92回／3層	2209cm ³	4.7 11.6 25.3	CBRと乾燥密度との関係から所要の締固め度に相当する乾燥密度よりCBRを決定。	96時間水浸 最大粒径40mm
ASTM	最適含水比	ランマー重量：10lb (4.54kg) 落下高：18 in (45.7cm) 突固め回数：56回／5層	129.6in ³ (2123.8cm ³)	27.4	計算で得られたCBRを使用。	96時間水浸 最大粒半径20mm オーバーサイズの補正がある。
		ランマー重量：5.5lb (2.49kg) 落下高：12 in (30.5cm) 突固め回数：56回／3層	129.6in ³ (2123.8cm ³)	6.0		
AASHTO	最適含水比	ランマー重量：5.5lb (2.49kg) 落下高：12 in (30.5cm) 突固め回数：10回／3層 30回／3層 65回／3層	129.6in ³ (2123.8cm ³)	1.1 3.2 7.0	CBRと乾燥密度との関係から所要の締固め度に相当する乾燥密度よりCBRを決定。	96時間水浸 最大粒径20mm オーバーサイズの補正がある。
BS (動的締固め第3法)	舗設後の路床の含水比を評価して調整。	ランマー重量：4.5kg 落下高：45cm 突固め回数：62回／5層	2305cm ³	27.2	計算で得られたCBRを使用。	原則として非水浸 最大粒径20mm オーバーサイズの補正がある。 締固め方法として、静的3種類、動的3種類。
		ランマー重量：2.5kg 落下高：30cm 突固め回数：62回／3層	2305cm ³	6.1		

※ 締固め仕事量： E_e

$$E_e = \frac{W_R \cdot H \cdot N_B \cdot N_L}{V} \quad (\text{cm} \cdot \text{kgf/cm}^3)$$

ここで、
 W_R : ランマー重量 (kgf)
 H : ランマーの落下高 (m)
 N_B : 層当たりの突固め回数
 N_L : 層の数
 V : モールドの容積 (m³)
(締固めた時の供試体の体積)

研究へと進む。

なお、舗装の各層の弾性係数を求めるための手法は、たわみ量を測定し、逆解析によって弾性係数を推定する方法、表面波探査により推定する方法の2つに大別することができる。

4.1.1 たわみ測定から逆解析し弾性係数を推定する方法

ベンケルマンビームによるたわみ量の測定は、路床の支持力を含む舗装の強度を評価する目的で、主に限界たわみ量が測定されてきたが、舗装構成層の弾性係数を求めようとした場合、限界たわみ量が路床強度に左右される等の問題点があった。現在では、荷重下のみではなく、たわみの形状そのものも測定できるようなたわみ測定装置が開発され、より精度の高い測定が行われるようになってきている。これらたわみ量を測定する装置には、表-11⁵⁹⁾に示すようにベンケルマンビーム、ダイナフレクト、FWD他多くの種類がある。

その後、多層弾性理論と逆解析手法の開発、およびパソコンコンピュータの発達に伴い、層としての弾性係数を把握するための検討が進んでいる。

表-11 たわみ測定装置の分類

載荷方式	たわみ測定装置
静的載荷および移動荷重	平板載荷試験 曲率計 ベンケルマンビーム 自動たわみビーム マルチデプスデフレクトメータ
定常波振動荷重	ダイナフレクト ロードレーテ 16kip バイブレータ
衝撃荷重	FWD
マルチモード荷重	連邦道路局サンバー

4.1.2 表面波探査により推定する方法

弾性波である粗密波（P波）、剪断波（S波）、表面波（レイリー波）等の伝播速度は、媒体の弾性係数およびボアン比や密度によって変化する性質を有している。表面波探査は、弾性波の中でも、減衰が小さく、最も遠くまで伝わる性質を持つ表面波を利用し測定を行うものである。

一般的に行われている表面波探査の方法は、図-18⁶⁰⁾に示す測定装置によって、起振部から発せられた周波数の異なる波を2カ所（またはそれ以上）に設置した検出部によって受信し、表面波のスペクトル解析から求めた周波数の位相差及び伝播速度から弾性係数と厚

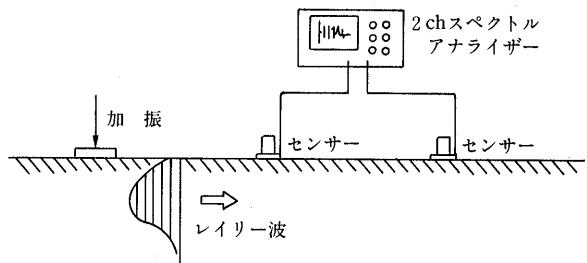


図-18 SASW試験の方法

さの推定を行うもので、Spectral-Analysis-of-Surface-Wavesの名前から、SASW法⁶⁰⁾と呼ばれており、1970年の終わり頃から検討され始めた比較的新しい手法である。

解析は次の仮定のもとで行う。

- 層は全て水平である。
 - 単一層内の波の速度変化は無い。
 - 各層はそれぞれ均質で線形弾性体である。
 - 有効サンプル深度は波長の3分の1に等しい。
 - 第一層では、波の見かけ速度と実速度は等しい。
- またSASW法とFWDを比較すると、SASW法の長所は、
- 弾性係数と同時に層厚を求めることができる。
 - 浅いところに岩盤があっても正しい弾性係数を求めることができる。

逆に短所は、

- 1測点での測定に10分以上かかるため、測定時間が限られ、交通事情に大きく左右される。

この他の方法としては、重錐を落下させ、その衝撃時の加速度から推定する方法⁶¹⁾も報告されている。これは図-19に示すように、錐の頭部に加速度計を取り付け、それが落下し、対象物に到達した時の加速度の変化をFFTアナライザによって分析し、弾性係数の推定を行うものである。アスファルト層に対しては使用できないため、路盤や路床が検討の対象となるが、その場合も開削してアスファルト層を取り除く必要があり、前述の2方法が非破壊試験であるのとは異なっている。

4.2 室内試験における材料評価と現場での構造評価との対応

室内試験における材料評価と現場での構造評価との対応については、報告例が少なく、これらが別々に検討される傾向に有ると考えられる。

Parkerら⁶²⁾はアメリカのアラバマ州において、FWD測定から舗装材料の設計に用いる弾性係数を求める手法を開発するために、8つの異なる気象条件の区間に

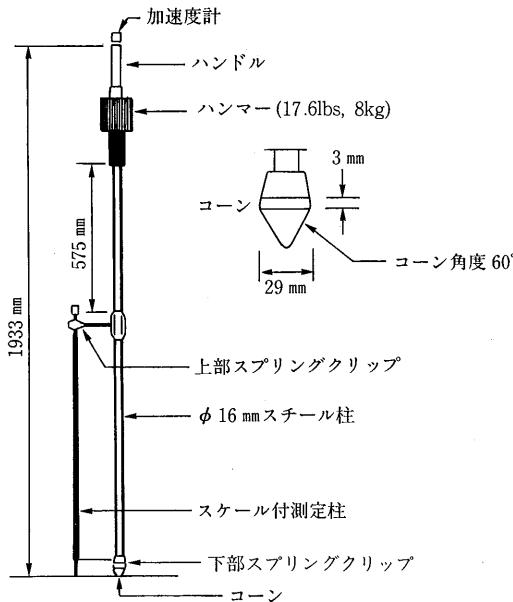


図-19 動的コーン貫入試験装置

おいて、3年間にわたり2ヶ月毎にFWDによって測定を行い、そのデータから逆解析用ソフト(ELMOD)を用いて求めた弾性係数と室内試験によって求めた弾性係数の関係について比較検討を行っている。

アスファルト混合物の室内試験用供試体は、気象条件の異なる8つの区間からそれぞれ6個づつの切りコアを用いており、上層及び下層路盤と路床土の室内試験用供試体には、乱したサンプルを再び現場の自然含水比と現場密度を再現するように締め固めたものを用いている。変形係数の室内試験方法は、アスファルト混合物については間接引張試験(ASTM D4123)，

粒状路盤材及び路床土については三軸試験(AASHTO T274)に準拠している。

その結果、アスファルト混合物については、FWDの載荷速度が間接引張試験の載荷速度より早いため、本質的にFWDによる試験の方が大きな値を示す傾向は見られるものの、表-12に示すように同じ程度の値が得られている。

しかし路盤材については、表-13に示すようにFWDによる弾性係数Eと室内試験による M_R の比が0.80~8.57と範囲が大きく、FWDによる弾性係数Eの方が大きな値が得られている。この原因としては、現場でのコア採取時に水を使用したため、現地での含水比が実際よりも高く評価された可能性があること、供試体を作製する時、19mm以上の骨材を除去したため弾性係数が低下したとしている。また路床土は表-13に示すように弾性係数比が0.62~2.57と路盤材に比べ範囲は小さいものの、やはりFWDによる弾性係数Eの方が大きくなっている。これも現場でのコア採取に伴う含水比の変動などに起因するものと考えられている。

表面波探査と室内試験のデータを比較した例としてAlexander⁶⁰⁾が、アスファルト舗装だけではなく、コンクリート舗装及びコンポジット舗装も含めた検討を報告している。現場での比較試験は表面波探査とFWDによって行っており、FWDによって得られたデータは逆解析用ソフト(WESDEF)を用いて弾性係数を求めている。また室内試験は、現地から切り取った供試体を使用し、アスファルト混合物についてはASTM D 4123-82、コンクリートについてはASTM C 215-85に基づいて変形係数を求めている。その結果、室内試験で求

表-12 FWDによって求めた弾性係数と室内試験によって求めた77°F (25°C)における弾性係数の比較 (アスファルト混合物)

区間	FWDの弾性係数 E (ksi)	未補正の 室内の弾性係数 M_R (ksi)	荷重速度の補正を行った 室内的弾性係数 M_R (ksi)	未補正の弾性係数比 E/M_R	補正を行った 弾性係数比 E/M_R
1	380	397	563	0.96	0.67
3	500	329	466	1.52	1.07
5	470	336	476	1.40	0.99
6	190	181	256	1.05	0.74
7	440	162	230	2.72	1.91
8	490	319	452	1.54	1.08
A	530	257	364	2.06	1.46
B	600	481	682	1.25	0.88
C	160	321	455	0.50	0.35
D	230	380	538	0.61	0.43

$$\begin{aligned} \text{未補正の弾性係数比の平均} &= 1.36 \\ \text{弾性係数比の標準偏差} &= 0.63 \\ \text{補正した弾性係数比の平均} &= 0.96 \\ \text{弾性係数比の標準偏差} &= 0.44 \end{aligned}$$

表-13 FWDによって求めた弾性係数と室内試験によって求めた弾性係数の比較（上層路盤／下層路盤）

区間	層	FWDの弾性係数 E (ksi)	室内の弾性係数 M _R (ksi)	弾性係数比 E / M _R
1	上層路盤	58	24	3.42
	下層路盤	58	18	3.22
3	路床	27	16	1.68
	上層路盤	80	15	5.33
5	路床	19	12	1.58
	上層路盤	34	10	3.40
6	下層路盤	34	10	3.40
	路床	13	10	1.30
7	上層路盤	31	18	1.72
	下層路盤	31	22	1.41
8	路床	9	6	1.50
	上層路盤	32	22	1.45
A	下層路盤	32	40	0.80
	路床	15	11	1.36
B	上層路盤	60	7	8.57
	路床	18	7	2.57
C	上層路盤	25	29	0.86
	下層路盤	25	19	1.32
D	路床	10	16	0.62
	上層路盤	45	17	2.65
E	下層路盤	45	12	3.75
	路床	18	10	1.80
F	上層路盤	50	17	2.94
	下層路盤	50	34	1.47
G	路床	15	13	1.15
	上層路盤	45	15	3.00
H	下層路盤	45	7	6.43
	路床	15	21	0.71

めた値と、表面波探査によって求めた値の間に相関があるとしている。

またHerbert⁶³⁾は、室内試験で得られた弾性係数を用いて多層弾性計算から求めた予測したわみ量と、ロードレータによって測定したわみ量との比較を行ったが、大きなばらつきが存在し、良い結果を見出すことができなかつたとしている。この原因は試験工区の建設時の記録の調査から、アスファルト混合物の空隙率やアスファルト量の差にあることを解明した。

これらの報告は、室内試験と現場における材料評価について、対象となるアスファルト混合物、路盤材などの条件（アスファルト量、空隙率、含水比など）が同一であることが評価の前提であり、これらが一致していれば相互に補間することが可能であることを示している。

5. あとがき

平成4年版のアスファルト舗装要綱の付録において、多層弾性理論による設計方法の例が示され、舗装の構造設計を理論的に検討する手法が明らかになったと言

える。しかし、入力条件である材料物性としての舗装各層に使用する材料の変形係数、ポアソン比についての測定手法は示されておらず、材料物性の値の範囲の例が示されている。これは、現状において変形係数を決定する試験方法が確立されていないことに起因していると考えられる。国内外の変形係数に関する調査研究の動向を調べた結果、アスファルト混合物の変形係数に関しては、繰返し間接引張試験が注目されており、粒状路盤材及び路床では繰返し三軸圧縮試験が注目されていることが把握できた。また、SHRP計画において、舗装各層の変形係数試験法に繰返し間接引張試験と繰返し三軸圧縮試験が標準試験法として取り入れられ、両者の試験法が共に改訂されている^{64,65)}。粒状路盤材及び路床では、今までの評価指標であるCBRやK値との換算式を示し、設計入力条件としての変形係数を推定できるようにしているケースが多い。

また最近は、FWD等の現場で測定したたわみの逆解析によって推定した層としての変形係数と室内試験で求めた変形係数を対比し、その妥当性を検討している研究などが多い。

これら国内外で注目されている変形係数試験法について、国内の材料に適用可能であるかどうか検討し、早急に変形係数の決定手法を確立することが重要であるといえる。この結果、アスファルト舗装の設計において理論的設計法の適用が可能な状況になっていくものと考えられる。

— 参考文献 —

- 1) 菅原：アスファルト混合物の物性、土木学会論文集、No.348, V-1, 1984.
- 2) 池田、大坪、竹田、姫野、峰岸：アスファルト舗装技術の変遷 1章設計、アスファルト、No.155, 1988.
- 3) 菅原、中島、笠原：アスファルト混合物の力学的性状の測定法（上）、舗装、Vol.8, No.11, 1973.
- 4) 菅原、中島、笠原：アスファルト混合物の力学的性状の測定法（下）、舗装、Vol.9, No.1, 1974.
- 5) 上田、西中村、増井：撓み性舗装に対する層構造の考え方、日本道路会議一般論文集、第7回、No.137, 1963.
- 6) 吉兼、植下：新しい計測法を利用したベンケルマニピーム試験による舗装構造の解析、日本道路会議一般論文集、第10回、No.303, 1969.
- 7) 森吉、上島、菅原：アスファルト混合物の破壊強

- 度に関する研究, 土木学会論文報告集, No.210, 1973.
- 8) 笠原, 上島, 菅原: 共振法によるアスファルトおよびアスファルト混合物の動的粘弾性, 土木学会論文報告集, No.208, 1972.
 - 9) 笠原, 菅原: アスファルト混合物の動的応答に関する研究, 土木学会論文報告集, No.215, 1973.
 - 10) 渡辺, 渡辺, 藤田: アスファルト混合物の力学特性と構成材料の関係, 土木学会論文報告集, No.239, 1975.
 - 11) 笠原, 菅原: 不規則なひずみ波形に対するアスファルト混合物の動的応答に関する研究, 土木学会論文報告集, No.277, 1978.
 - 12) 植下: 平板載荷試験結果から舗装各層の変形係数を計算する方法, 舗装, Vol.6, No.1, 1971.
 - 13) 三浦: たわみ曲線によるアスファルト舗装のオーバーレイ厚さの設計法に関する一提案, 土木学会論文報告集, No.213, 1973.
 - 14) 植下, 吉兼, 玉野: 穴あけベンケルマンビーム試験による舗装構造の解析, 土木学会論文報告集, No.214, 1973.
 - 15) 近藤, 三浦: 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, No.250, 1976.
 - 16) 菅原, 山田, 上島: 圧裂試験法によるアスファルト混合物の力学性状, 第40回年次学術講演会講演概要集第5部, 1985.
 - 17) 丸山, 渡辺, 吉原: アスファルト混合物の疲労破壊包絡線, 土木学会論文報告集, No.306, 1981.
 - 18) 姫野, 渡辺, 丸山: アスファルト舗装の疲労寿命予測システムに関する研究, 土木学会論文集V, No.378, 1987.
 - 19) 三浦, 河島, 内田: アスファルト舗装のたわみに及ぼす温度と構造の影響, 土木学会論文集V, No.340, 1983.
 - 20) 姫野, 渡辺, 勝呂: アスファルト舗装の内部温度の推定に関する研究, 土木学会論文集V, No.378, 1987.
 - 21) 佐藤, 福手: ダイナフレクトによる空港アスファルト舗装強度評価とかさ上げ厚設計, 土木学会論文集V, No.303, 1980.
 - 22) 笠原, 五十嵐: 舗装構造解析へのフォーリングウェイトデフレクトメーターの利用, 第42回年次学術講演会講演概要集第5部, 1987.
 - 23) Van der Poel, C., : A General System Describing the Visco-Elastic Properties of Bitumens and its Relation to Routine Test Data, Journal of Applied Chemistry, Vol.4, 1954.
 - 24) Heukelom, W. and Klomp, A. J. G., : Road Design and Dynamic Loading, Proc. AAPT, Vol.33, 1964.
 - 25) Anagnos, J. N., and Kennedy, T. W., : Practical Method of Conducting the Indirect Tensile Test, Research Rep.98-10 Center for Highway Research, The University of Texas, 1972.
 - 26) Sousa, J. B., and Monismith, C. L., : Dynamic Response of Paving Materials, TRB, TRR1136, 1989.
 - 27) 菅原, 上島, 森吉: アスファルト混合物の低温領域における破壊時のレオロジー挙動, 土木学会論文報告集, No.234, 1975年2月
 - 28) 福手, 井上, 栢木: アスファルト舗装上のオーバーレイ, アスファルト, No.132, 1982.
 - 29) 丸山, 姫野, 林: FWDによる舗装診断システム, 舗装, No.3, Vol.11, 1988年11月.
 - 30) Carneiro, F. L. L. B., and Barcellos, A., : Concrete Tensile Strength, Bulletin No.13, International Association of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures, pp. 97-127, March 1953.
 - 31) Akazawa, T., : Tension Test Method for Concrete, Bulletin No.16, International Association of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures, pp.11-23, November 1953.
 - 32) Hondros, G.: The Evaluation of Poisson's Ratio and the Modulus of Materials of low Tensile Resistance by the Brazilian (Indirect Tensile) Test with Particular Reference to Concrete, Australian Journal of Applied Science, Vol.10, No.3, 1959.
 - 33) Messina, R.: Split Cylinder Test for Evaluation of the Tensile Strength of Asphalt Concrete Mixtures, Master of Science in Civil Engineering, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, January 1966.
 - 34) Breen, J. J., and Stephens, J. E., : Split Cylinder Test Applied to Bituminous Mixtures at Low Temperatures, Journal of Materials, Vol.1, No.

- 1, American Society for Testing and Materials, March 1966.
- 35) Hedley, O., Hudson, W. R., and Kennedy, T. W., : A Method of Estimating Tensile Properties of Materials Tested in Indirect Tension, Reserach Report 98-7, Center for Highway Reserach , The University of Texas at Austin , 1970.
- 36) ASTM STANDARDS, : INDIRECT TENSION TEST FOR RESILIENT MODULUS OF BITUMINOUS MIXTURES: D 4123-82.
- 37) Quintus, H. L., Rauhut, J. B., and Kennedy, T. W., : Comparisons of Asphalt Concrete Stiffness as Measured by Various Testing Techniques, AAPT, Vol.51, pp.35-52, 1982.
- 38) Mamlouk, M. S., and Sarofim, R. T., : Modulus of Asphalt Mixtures-An Unresolved Dilemma, TRB, TRR1171, 1989.
- 39) 小川他：繰返し荷重を受けた締固め土の弾性係数 及び降伏応力について, 土木学会論文報告集第114号, 1965.
- 40) Humphries, W. K., and Wahls, H. E. : Stress History Effects on Dynamic Modulus of Clay, Proc ASCE, Vol.194, SM2, 1968.
- 41) 山内：路盤材料に関する研究—繰返し荷重とその構造的機能—, 道路建設, No.224, 1966.
- 42) Shook, J. F., and Kallas, B. F. : Determining Material Properties, Conf. on Flexible Pavement Design and Performance, Pennsylvania State University, University Park, November 12-16, 1973.
- 43) Brown, S. B., : Laboratory Testing for Use in the Prediction of Rutting in Asphalt Pavements, TRB, TRR616, 1976.
- 44) Rada, G. and Witczak, M. W., : Comprehensive Evaluation of Laboratory Resilient Moduli Results for Granular Material, TRB, TRR 810, 1981.
- 45) Standard Specification for Transportation Material and Methods of Sampling and Testing, AASHTO T-274, : Resilient Modulus of Subgrade Soils, AASHTO, Washington, D. C., 1986.
- 46) Robert, P. E., and Sar, I. T., : Simplification of Subgrade Resilient Modulus Testing, TRB, TRR 1192, 1989.
- 47) Sweere, G. T. S., and Goljaard, P. J., : Repeated Static Loading Triaxial Test for Determination of Resilient Properties of Sands, TRB, TRR 1192, 1989.
- 48) Uzan J., Witczak, M. W., Scullion, T., and Lytton, R. L., : Development and Validaton of Realistic Pavement Response Models, 7th International Conference on Asphalt Pavements, pp. 334-350, 1992.
- 49) Raad, G. and Figueroa, J. L., : Load Responce of Transportation Support System, Transportation Engineering Journal, ASCE, Vol.106, TE1, pp.111-128, 1980.
- 50) Thompson, M. R., and Robnett, Q. L., : Resilient Properties of Subgrade Soiles, Transportation Engineering Journal, ASCE, Vol.105, TE1, pp.71-89, 1979.
- 51) The Asphalt Institute, : Thickness Design Asphalt Pavement for Highways and Streets, Manual Series No.1(MS-1), 1982.
- 52) AASHTO, : AASHTO GUIDE for DESIGN of PAVEMENT STRUCTURES, 1986.
- 53) Shell International Petroleum Company, : Shell Pavement Design Manual, 1978.
- 54) Department of the Enviroment, Road Research Laboratory, "Road Note 29", HMSO, 1970.
- 55) (社) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱, 1992.
- 56) Ullidtz, P., : Pavement Analysis, 1988.
- 57) (財)高速道路調査会 軟弱地盤に関する調査研究班 軟弱地盤上における舗装設計の一例(下)：舗装, Vol.10, No.10, 1975.
- 58) 日本道路公団：設計要領 第一集, 1983.
- 59) 社団法人大木学会編：舗装機能の評価法, 土木学会, 1992.
- 60) Alexander, D. R., : In Situ Material Characterization for Pavement Evaluation using Surface Wave Techniques, BCRA Vol.3, pp.223-232, 1990.
- 61) Koon, M. C., and Robert, L. L., : Dynamic Analysis Using the Portable Pavement Dynamic Cone Penetrometer, TRB, TRR 1192, pp.27-35, 1989.

- 62) Parker, F. Jr., : Estimation of Paving Materials Design Moduli from FWD Measurements, TRR The 70th Annual Meeting, pp.1-34, 1991.
- 63) Herbert, F. S., : Effect of Construction Variations upon Dynamic Moduli of Asphaltic Concrete, AAPT, Vol.51, pp.484-493, 1982.
- 64) ASTM STANDARDS, : INDIRECT TENSION TEST FOR RESILIENT MODULUS OF BITUMINOUS MIXTURES: D 4123-82 (Reapproved 1987), Vol.04.03.
- 65) Standard Specification for Transportation Material and Methods of Sampling and Testing, AASHTO T294-92I, : Resilient Modulus of Unbound Granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soils-SHRP Protocol P46, Washington, D. C., AASHTO, 1992.

フルデプス・アスファルト舗装設計施工指針（案）

B5版 42ページ 実費頒価 800円（送料は実費）・申込先 （社）日本アスファルト協会

〒105 東京都港区虎ノ門2-6-7

路床の上のすべての層にアスファルト混合物を用いたフルデプス・アスファルト舗装は、昭和40年代半ばから積極的な試みとして市街地道路を中心にシックリフト工法により施工され、実施例は数十例に及んでいます。

フルデプス舗装は、舗装厚が薄く、工種が单一化されることから、工期が非常に制約される箇所等に適用して有効であるが、またアスファルト舗装の修繕に伴って発生する舗装廃材の利用方法の一つとして、フルデプス舗装の路盤への再生加熱アスファルト混合物の利用が考えられ、省資源の観点から今後普及する可能性も大きい。

本指針（案）を、フルデプス舗装の設計施工に従事する関係者必読の書としておすすめします。

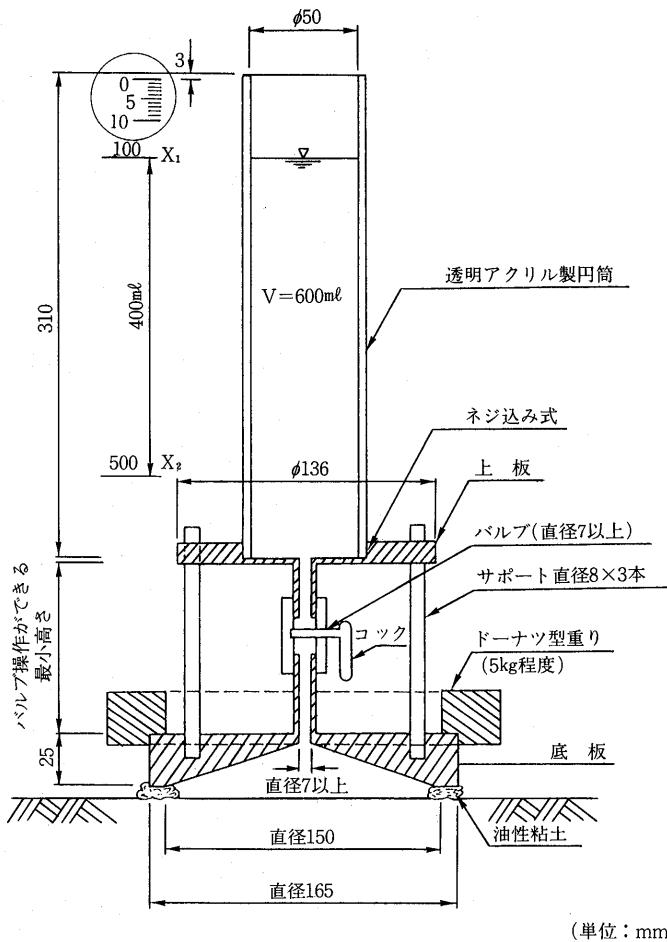
目次

1. 総 説	3-4 アスファルト混合物
1-1 フルデプス・アスファルト舗装の定義	4. 路床および路盤
1-2 適用範囲	4-1 概 説
2. 構造の設計	4-2 路 床
2-1 舗装の構造	4-3 路 盤
2-2 設計の方法	5. 表層および基層
2-3 排 水	6. 品質管理および検査
3. 材 料	6-1 概 説
3-1 概 説	6-2 出来形および品質の管理
3-2 澄青材料	6-3 検 査
3-3 骨 材	7. 記 錄

現場透水量

土又はアスファルト混合物層の現場における透水能を評価するために用いる指標をいう。特に最近では透水性アスファルト舗装や排水性アスファルト舗装の新設時の品質管理や供用中のこれらの舗装の透水機能を評価するために現場透水試験方法で求められる値を狭義における現場透水量とみなす場合が多い。排水性舗装用のアスファルト混合物層の現場透水量の評価には舗装試験法便覧（日本道路協会）の「5-4-1 透水性アスファルト舗装の現場透水試験法」による透水量（ $ml/15秒$ ）を評価指標とする場合が多い。この試験では、図-1に示すような透水性試験器を現場でセッティングし、水量400mlを流下させる時間の平均値（ $N=3$ ）から15秒当たりの流下した水量を算出し、現場透水量としている。類似した試験として「JHS-233-1992」があるので、図-1に示す形状寸法と微妙に差があり、両者のキャリブレーション（無負荷状態での計測値）に差が出るので、数値の評価にはキャリブレーションの透水量を合わせて評価する必要があるかがえる。

建設省関東地方建設局で実施している排水性舗装の追跡調査結果では図-2～4の結果を報告している。



(単位:mm)

図-1 現場透水試験器（日本道路協会）

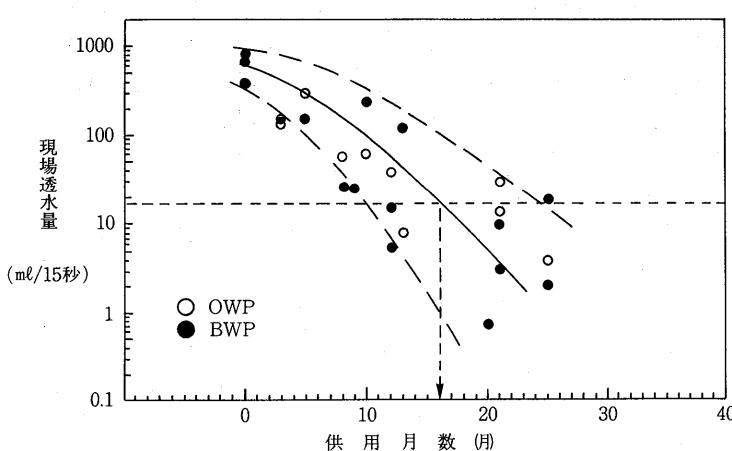


図-2 供用月数と現場透水量との関係(空隙率15%) (建設省)

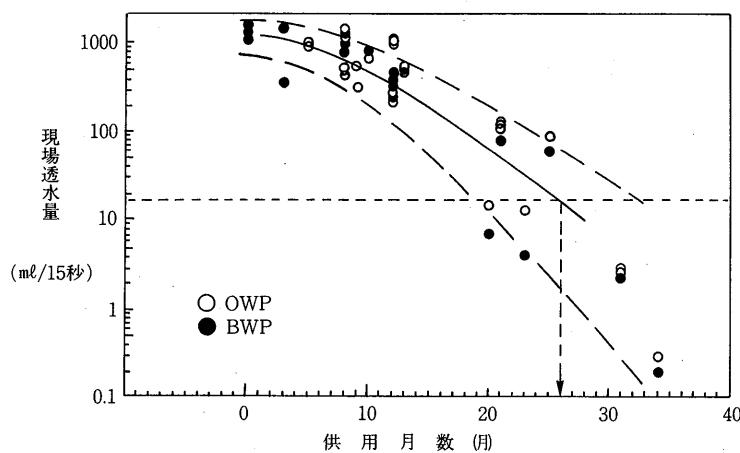


図-3 供用月数と現場透水量との関係(空隙率20%) (建設省)

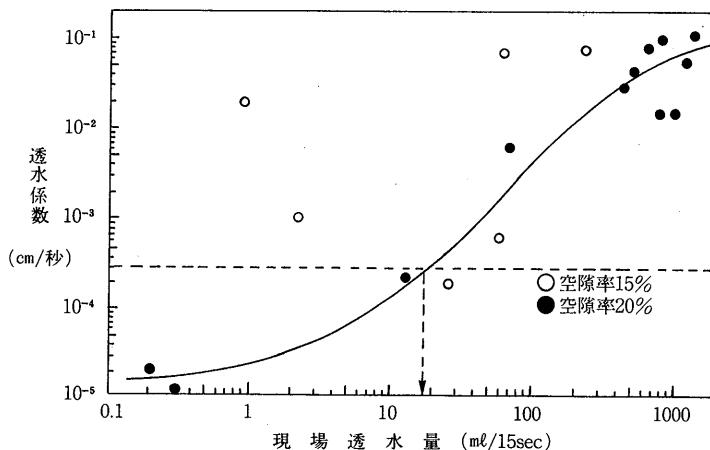


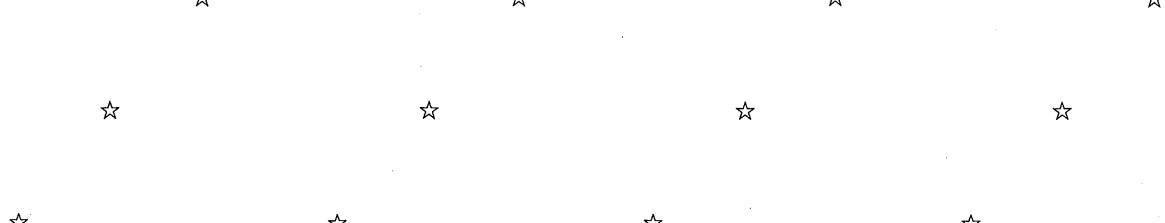
図-4 現場透水量と透水係数(室内)との関係 (建設省)

図-2, 3によれば現場透水量($ml/15秒$)の変化は供用期間と伴に低下するが、その変化はアスファルト混合物の初期の空隙率の水準(ここでは15%と20%の比較)によって差があり、初期の空隙率が小さい方の変化が著しい事を示している。

さらに、図-4ではコアによる透水試験(舗装試験法便覧、5-3-5透水性混合物の透水試験方法)

と現場透水試験結果の関係から降雨強度 $10mm/h$ を想定し、これから計算される浸透速度(透水係数)として $2.8 \times 10^{-4} cm/sec$ 以上の現場透水量があれば、この程度の降雨を透水できると判断し、実線に対応した $15ml/15秒$ の現場透水量を管理目標とする知見を示している。

[小島逸平 (株)ガイアートクマガイ技術研究所]



用語の解説

レオロジー (Rheology)

アスファルトを扱う分野で、レオロジーという言葉が最近多く使われるようになってきたことは、皆様も既にお気付きでしょう。例えば、舗装用アスファルトに関する研究で最先端をいくSHRP(新道路研究計画)が推奨する試験法の中でも、アスファルトのレオロジーを測定する装置が紹介されています。

レオロジーという言葉は、米国で1929年にレオロジー学会が結成された時にビンガムによって初めて唱えられたものである。レオロジーの定義を一言でいうと、『物質の流動と変形を取り扱う学問』である。ここでいう変形とは、弾性変形であろうと流動であろうと、あるいはそれらが組み合わされた複雑な変形であってもよい。また、その対象になる物質は、気体、液体、固体あるいはそれらの中間的な状態にある物質など、何であってもよい。

レオロジーの基礎をなすものに、古くからある「弾性の法則」と「粘性の法則」がある。弾性の法則はフックにより1660年に発見された理論で、「物体のうけるひずみは応力に比例する」というものである。一方後者はニュートンが1687年に発見したもので、「速度勾配が単位面積当たりの力（ずり応力）に比例する」という粘性の法則である。

ところで、物質文明が著しく進んだ20世紀に生活する我々の周囲には、石油資源を原料に合成された合成ゴム、プラスチック、合成繊維のような高分子物質が数多く出回っている。これらの物質を見まわしてみると、固体といつても必ずしもフックの法則に従うとは限らず、また液体といつてもニュートンの法則に従うとは限らない。さらには固体とも液体ともつかず、むしろ両者の中間といった方が適当なものが多くある。

このように粘性 (viscosity) と弾性 (elasticity) という相反する2つを併せ持つ性質を粘弾性 (viscoelasticity) という。もちろんアスファルトはこの種の性質を持つ物質である。

表-1は、レオロジーの工業や学問との係わりをまとめたものである。

我が国におけるアスファルト舗装体の温度は、年間を通じてみると60°Cから-20°C程度と考えられる。アスファルト自体の粘度としては、60°Cの約10³ボアズから-20°Cの約10¹²ボアズまで、80°Cの温度範囲下で実際に

表-1 レオロジーの種類と応用分野

名 称	分 野
工業レオロジー	繊維、フィルム、プラスチック、ゴム、塗料、食品、窯業、アスファルトなど
生物レオロジー	医学、生物学、動物学に関連した生体内にみられるレオロジー的現象や生物体を構成する物質
ヘモレオロジー	生物レオロジーのうち、特に血液および血管に関するもの
ケモレオロジー	化学反応に係わる材料
農業レオロジー	土壤学を基盤とした土壤、粘土、さらに農産物など
サイコレオロジー	食品のそしゃくにおける硬さ、柔らかさ、粘着性などを感覚、知覚で客観的に表現する分野
粉体のレオロジー	粉粒体学のうち、流動現象をレオロジーとして扱う分野

10⁹倍程度の変化がある。実用上の温度域でこれほど大きくコンシスティンシー（粘稠度）が変わる物質は他には見あたりにくい。

アスファルトは一見して固体に見えるが、放置した状態で長時間経過するといつの間にか流動している。この現象は、弾性を表すスプリングと粘性を表すダッシュポットを直列結合させたマクスウェル模型を使って説明できる。図-1のように、スプリングをゆっくりと持ち上げると、スプリング部分は全く伸びずにピストン部分のゴム栓だけがゆっくりと上昇していくことが観察できる。これが前述の載荷時間が非常に長い

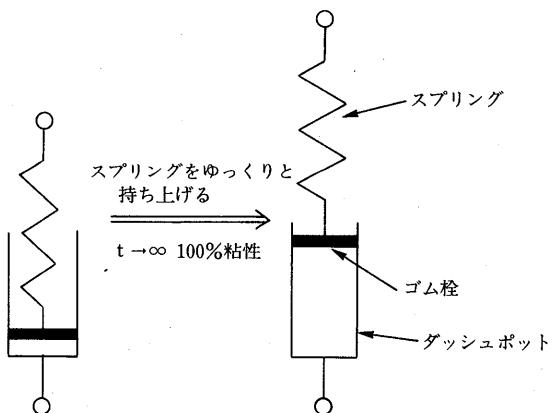


図-1 マクスウェル模型

場合に相当し、粘性だけが現れるのである。

このような特徴をもつアスファルトを、変形・流動の観点から詳しく説明することにする。

表-2に示す通り流体には、ニュートン流動を示すものと非ニュートン流動を示すものがある。前者はニュートンの粘性法則に従うもので、後者はニュートンの法則に従わないもので総称して非ニュートン流体という。非ニュートン流体の中には、チクソトロピー、ダイラタント及びピンガムと呼ばれる代表的な流動を示す各物質がある。

表-2 代表的な流体種類と該当物質

流体種類	物質名
ニュートン流体	水、アルコール等の低分子からなる多くの液体
非ニュートン流体	チクソトロピー
	練乳、トマトケチャップ、マヨネーズ
	ダイラタント
ピンガム	練歯磨、油性ペイント

これらの流体について、縦軸を速度勾配(γ)、横軸をずり応力(σ)としたグラフの中で流動曲線を図示すると図-2の通りとなる。すなわち、ニュートン流体は原点を通る直線で表されるが、その他多くの流体は原点を通っても直線でなかったり、直線であっても原点を通らなかったりする。

図-3に示す流動曲線は、アスファルトの中でもゲル型のブローンアスファルトについて、速度勾配、ずり応力を測定したものである。測定温度が低くて σ が小さい領域ではチクソトロピー挙動を示すが、温度が高

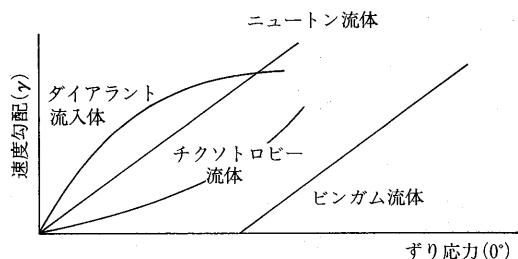


図-2 流体種類と流動曲線

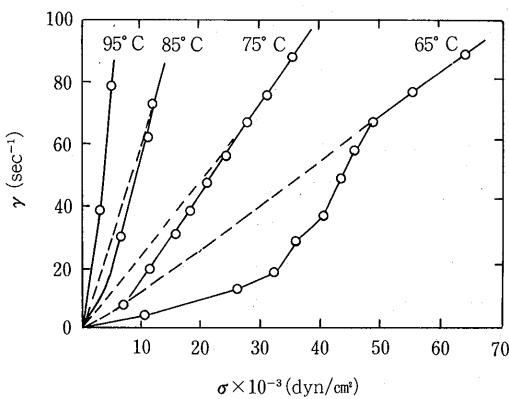


図-3 ブローンアスファルトの流動曲線

い場合または σ が大きい領域ではニュートン挙動を示す。このような現象は、ゴムや樹脂等の高分子物質を改質材として使用した改質アスファルトに多く見られる。今後、改質アスファルトの需要が拡大する中で、このような様々な現象に出くわす機会が増えていくものと予想される。

[板垣 和芳 昭和シェル石油(株)中央研究所]

☆

☆

著者 小林恒己・多田宏行・藤田晃弘

修景石材と舗装

技報堂出版(株) B-5判 184頁 ¥9,270円

ここ数年の間に舗装も修景(景観)を取り入れた設計を行う機会が増えている。このような場合まず第一に考えられる修景用材料は石材である。これは石材が持つ優れた材料としての特質、例えば、変化に富んだ材質、高い耐久性、心をなごませる美しさや加工しやすさなどによるものと考えられ、過去の多くの事例を我々の周囲に見ることができる。しかし、設計を担当する若い技術者は、適切な解説書がなかったために、どのような石材を選び、どのように加工して利用するかについて戸惑いながら、断片的な知識と限られた施工例写真に頼ってイメージを膨らませてきたのが実情であろう。

この度この問題を解決するかのように、修景、石材および舗装に経験豊かな三人の著者によって書かれた「修景石材と舗装」が技報堂出版から出版されたことは誠に時宜を得たものであり、関係

陶山武彦

グリーン・コンサルタント株式会社

するものの一人としてその企画と内容に心から拍手を送るものである。

本書の内容としてまず特筆すべきは、岩石の成り立ち、分類、材料としての特性、産地および種類が平易に多くの写真と共に解説されており、若い技術者のみならず関係者の常識かん養にも役立つことである。続いて設計については多くの図や写真と共に解説されており、楽しみながら材料の選択、入手法および設計法を学ぶことができる。さらに施工法や維持管理についても豊富な実例の図や写真と共に解説されており、容易に実際の施工と維持管理法についての知識を習得することができる。

修景を含む道路舗装設計や、石材の施工に關係する技術者の方のみならず、完成した舗装の維持管理をされる技術者の方々にも是非お薦めしたい一冊である。



目 次

第1章 石	第3章 工事と維持管理
1.1 岩石の誕生	3.1 工事への対応
1.2 岩石の種類	3.2 舗石の貼り方
1.3 花崗岩と大理石	3.3 間知石・割石
1.4 その他の岩石	3.4 小端積み
1.5 石の物性	3.5 ゴロタ石・玉石・野面石・転石・丸石
1.6 石の産地	3.6 階段
1.7 修景に供する石材	3.7 カスケード (小さな滝)
1.8 人工石製品	3.8 石のリフレッシュ ユと再利用
第2章 石の設計	付録 索引
2.1 石の選択	
2.2 石の加工	
2.3 出荷	
2.4 石の価格	
2.5 輸入石材	
2.6 石の設計	
2.7 コンピュータ グラフィックス	

出版物の問い合わせ先：技報堂出版株式会社 Tel. 03-3584-4784

AAPTの入会について

The Association of Asphalt Paving Technologists

現在、AAPTに入会している日本人は数人で、最近、アスファルト舗装に携わっている研究者からAAPTの入会方法について度々質問されるので、アスファルト協会の御好意により紙面をかりここに御紹介します。

また多くの方々はAAPTの論文を毎年購入されておられるようですが、会員になられるとその手間も省け、安く手に入れることができ、また研究発表もできますので、是非、この機会に会員になられることをお勧めします。

1. AAPT

AAPTは1924年に学会発足の話があり、1926年19名のメンバーで設立されたものである。現在、世界中で800名以上の会員がおり、毎年3月頃（3日間）アメリカの一都市で学会が開催されている。今年はミズーリ州セントルイスで第69回（1994.3.21～23）が開かれる予定である。

論文は、現在、Vol.61（1992）まで出版されており、5月頃会員に送られてくる。

2. 機構

会長1名、副会長2名、委員2名（いずれも毎年会員の郵送による選挙で選出）、および事務長から構成されている。ここでは、学会の運営、メンバーの選定、発表論文の査読、学会のプログラムなどが主な仕事である。

3. 活動

毎年、学会を開催し、25編前後の研究論文が発表されている。また、論文として発刊される。

4. 会員の資格

会員にはJunior, Associate, Active, Life, Honoraryの5種類がある。

これらのうち、通常、我々が該当するのはActive Memberである。これは、30才以上、大学の理工学部卒（又はこれに準ずる）、アスファルト舗装に関する研究歴が3年以上、および責任ある地位についていることが条件です。なお、最低年に1回学会の案内、選挙、および年会費等の通知があり、応答がなければ失格することがあります。

5. 入会方法

何時でも、誰でもメンバーになれるというものではなく、一昨年の場合は50名のアキ棒があるので会員を募集していました。

まず、申込み用紙に必要事項（履歴書、研究歴等）を記入することと、スポンサーの推薦状が必要です。推薦状は勤務先の上司、あるいは個人的に荻野が書きますので必要な場合は連絡して下さい。

年会費は数年に一度値上がりしますが、今年は\$80.00です。入会金は\$15.00です。年会費は年末（12月）に請求が来ますので、通常、中央郵便局あるいは銀行からマニーオーダーで送ります。申し込み後、約2ヵ月後に入会許可等の連絡があります。

申し込み用紙は、丸山（長岡技術科学大学）、姫野（北海道大学）、荻野（大阪産業大学）にあります。

ご質問・問い合わせ等の：大阪産業大学工学部土木工学教室 荻野宛

連絡先 〒574 大阪府大東市中垣内3-1-1 Tel.0720-75-3001, FAX.0720-75-5044

総目次 第175号～第178号（平成5年度）

アスファルトの研究〔品質・規格・試験など〕

表 題	執 筆 者	号数	ページ P～P	発行年月（西暦）
〈資料〉平成4年市販アスファルトの性状調査	技術委員会	177	66～69	平成5.10(1993)

アスファルト需給・統計関係の解析

表 題	執 筆 者	号数	ページ P～P	発行年月（西暦）
主な石油アスファルト製造用原油の輸入状況		176	104	平成5.7(1993)
(統計資料：石油アスファルト需給統計その1（総括表），同その2（内需、品種別表）毎号巻末に掲載)				

道路舗装・舗装用アスファルト

表 題	執 筆 者	号数	ページ P～P	発行年月（西暦）
特集・フォーリング・ウェイト・デフレクトメータ(FWD)について 特集にあたって FWDのメカニズム FWDによる舗装の診断 FWDによるたわみ測定の実際 FWDによる舗装診断の実例 FWDによる舗装診断の実例～空港舗装への適用～ FWDの今後の展望 FWDの使用の現状と今後の方向について	安崎裕 伊藤保彦・福原敏彦 姫野賢治・井上武美 雜賀義夫 丸山暉彦 八谷好高 笠原篤 中村俊行	175	1 2～8 9～20 20～27 28～29 30～33 34～37 38～40	平成5.4(1993)
特集・世界の道路事情 特集にあたって 米国の道路事情 フランスの道路事情 ドイツの道路事情 北欧 東欧の道路事情 チェコ共和国の道路 マレーシアの道路事情 フィリピンの舗装事情 発展を続けるタイランド ミャンマーの道路事情 エジプトの道路交通現況と課題 発展中の中国の道路 ベネズエラ国道路維持管理技術協力 アフリカ 資料・世界の道路現況と自動車保有台数	松野三朗 神谷秀彰 大久保彰 川村明 久下晴 野村敏 PETR MELUZIN MICHAL VARAUS 三宅篤 藤島年 小坂幸 石坂寛 松井一 沈村哲 長友生 千葉安 長喜実 千味夫	176	2 3～9 10～14 15～20 21～24 25～30 30～34 35～39 40～43 44～48 49～51 52～56 57～68 69～72 73～77 78～80	平成5.7(1993)
平成4年度日本アスファルト協会論文賞発表 <平成4年度論文賞入選第2席> 排水性舗装用混合物評価方法としてのカンタプロ試験の有効性について <平成4年度論文賞佳作> MC碎石マスチックの鋼床版舗装への適用 ～耐流動性および防水性混合物として～	長谷川宏・石井武 荒井孝雄 山田実・重並弘道 荒井明夫	176	81 82～89 90～97	平成5.7(1993)

道路舗装・舗装用アスファルト

表題	執筆者	号数	ページ P~P	発行年月(西暦)
特集・排水性舗装 特集にあたって 排水性舗装に関する実態調査について	矢野善一 アスファルト舗装技術委員会 材料開発研究分科会	177	1 2 3~20 21~23 24~25 26~38 39~47 48~53 54~60	平成5.10(1993)
1章 排水性舗装に関する実態調査(発注者対象) 2章 排水性舗装に関する実態調査(施工業者対象) 3章 排水性舗装に関する実態調査(メーカー対象) 4章 排水性舗装関係文献リスト	松野三朗 丸山暉彦・大川秀雄 帆苅浩三 原富男			
欧米の排水性舗装 排水性舗装の機能とそのメカニズム 排水性舗装の配合設計と施工				
特集・座談会とQ&A 座談会 舗装技術の現状と将来 Q&A	司会 飯島尚	178	1~25 26~51	平成6.1(1994)

アスファルト舗装技術研究グループ・研究報告

表題	執筆者	号数	ページ P~P	発行年月(西暦)
「第7回・アスファルト舗装に関する国際会議」の論文抄録(2/2)	姫野賢治・アスファルト 舗装技術研究グループ	175	41~55	平成5.4(1993)

用語の解説

表題	執筆者	号数	ページ P~P	発行年月(西暦)
路床の構築 クアラゴン評価(舗装用アスファルトの実用的な品質評価システム)	小島逸平 (舗装関係)	175	56 57~58	平成5.4(1993)
ひびわれ防止目地 水理用アスファルト		176	98~99 100~101	平成5.7(1993)
ダレ試験 シャープ(SHRP)	板垣和芳 児玉充生 (石油アスファルト関係)	177	61~62 63~65	平成5.10(1993)
設計交通量 エポキシ樹脂(熱硬化性樹脂)		178	52~53 54~58	平成6.1(1994)

その他一般〔協会事業活動・時事解説・随想など〕

表題	執筆者	号数	ページ P~P	発行年月(西暦)
総目次 第171号~第174号(平成4年度)	編集委員会	175	59~60	平成5.4(1993)
会長就任のご挨拶	新美春之	176	1	平成5.7(1993)
<新刊書紹介>漫画で学ぶ舗装工学 各種の舗装編	河野宏	178	59	平成6.1(1994)

平成4年度に発行された本協会出版物

書名・概要	発行年月(西暦)
改質アスファルトを用いた混合物の設計と施工の手引き(改訂版)(B5版・本文37ページ) 排水性舗装に関する実態調査(A4版・本文110ページ)	平成5.8(1993) 平成6.3(1994)
毎年(月)改訂している定期刊行物	
I. アスファルト・ポケットブック(ポケットブック版・本文80ページ) II. 日本のアスファルト事情(A5版・本文52ページ) III. 石油アスファルト統計月報(B5版・本文16ページ)	毎年9月発行 毎年11月発行 毎月1日発行

<石油アスファルト需給統計資料> その1

石油アスファルト需給実績（総括表）

(単位:千t)

項目 年 度	供 給					需 要					
	期初在庫	生 産	対前年 度 比	輸 入	合 計	内 需	対前年 度 比	輸 出	小 計	期末在庫	合 計
56 年 度	240	4,598	(97.4)	0	4,838	4,563	(97.0)	19	4,582	226	4,808
57 年 度	226	4,624	(99.2)	0	4,850	4,575	(100.3)	18	4,593	213	4,806
58 年 度	213	4,947	(108.4)	0	5,160	4,921	(107.6)	4	4,925	226	5,151
59 年 度	226	5,235	(105.9)	0	5,461	5,221	(106.1)	0	5,221	240	5,461
60 年 度	240	5,029	(96.1)	0	5,269	5,035	(96.4)	0	5,035	215	5,250
61 年 度	215	5,744	(114.2)	0	5,959	5,695	(113.1)	0	5,696	235	5,931
62 年 度	235	5,892	(102.6)	9	6,136	5,862	(102.9)	0	5,862	274	6,136
63年度上期	274	2,754	(100.3)	3	3,031	2,734	(102.0)	1	2,735	287	3,022
63年度下期	287	3,150	(100.1)	0	3,437	3,219	(101.2)	0	3,219	219	3,438
63 年 度	274	5,904	(100.2)	3	6,181	5,953	(101.6)	1	5,954	219	6,173
元年度上期	219	2,895	(105.1)	1	3,115	2,732	(99.9)	1	2,733	372	3,105
元年度下期	372	3,170	(100.6)	0	3,542	3,258	(101.2)	3	3,261	276	3,537
元 年 度	219	6,066	(102.7)	1	6,286	5,990	(100.6)	4	5,994	276	6,270
2 年度上期	276	3,046	(105.2)	0	3,322	2,974	(108.9)	5	2,979	323	3,302
2 年度下期	321	3,231	(101.9)	1	3,553	3,231	(99.1)	3	3,234	310	3,544
2 年 度	276	6,277	(103.5)	1	6,554	6,205	(103.6)	8	6,213	310	6,523
3 年度上期	310	2,844	(93.4)	0	3,154	2,841	(95.5)	6	2,847	302	3,149
3 年度下期	302	3,129	(96.8)	0	3,430	3,103	(96.0)	12	3,115	313	3,428
3 年 度	310	5,973	(95.2)	0	6,282	5,944	(95.8)	18	5,962	313	6,275
7 ~ 9月	310	1,513	(104.1)	0	1,823	1,471	(102.9)	21	1,492	326	1,818
4 年度上期	313	2,969	(104.4)	0	3,282	2,893	(101.8)	57	2,949	326	3,275
10月	326	502	(97.9)	0	828	499	(95.8)	8	507	321	828
11月	321	553	(104.1)	0	874	571	(104.0)	4	575	299	874
12月	299	594	(107.6)	0	893	594	(104.6)	0	594	298	892
10~12月	326	1,649	(103.3)	0	1,975	1,664	(101.6)	12	1,676	298	1,974
5. 1月	298	360	(90.9)	0	658	341	(93.2)	0	341	314	655
2 月	314	460	(99.4)	0	774	457	(99.1)	3	460	314	774
3 月	314	683	(101.5)	0	997	754	(119.7)	0	754	244	998
1 ~ 3月	298	1,503	(98.1)	0	1,801	1,552	(106.5)	3	1,555	244	1,799
4 年度下期	326	3,152	(100.7)	0	3,478	3,216	(103.6)	15	3,231	244	3,475
4 年 度	313	6,121	(102.5)	0	6,434	6,108	(102.8)	72	6,180	244	6,424
5. 4月	244	591	(113.0)	0	835	518	(102.6)	3	521	314	835
5 月	314	397	(86.3)	0	711	352	(81.9)	2	354	356	710
6 月	356	405	(85.6)	0	761	448	(92.2)	3	451	310	761
4 ~ 6月	244	1,393	(95.7)	0	1,637	1,318	(92.8)	8	1,326	310	1,636
7 月	310	521	(105.5)	0	831	509	(98.5)	0	509	323	832
8 月	323	502	(97.3)	0	825	492	(111.3)	8	500	326	826
9 月	326	494	(98.2)	0	820	484	(94.5)	8	492	329	821
7 ~ 9月	310	1,517	(100.3)	0	1,827	1,485	(101.0)	16	1,501	329	1,830
5 年度上期	244	2,910	(98.0)	0	3,154	2,803	(96.9)	24	2,827	329	3,156
10月	329	570	(113.5)	0	899	563	(112.8)	14	577	325	902
11月	325	556	(100.5)	0	881	559	(97.9)	11	570	312	882

[注] (1) 通産省エネルギー生産・需給統計月報 5年11月確報
(2) 四捨五入のため月報と一致しない場合がある。

<石油アスファルト需給統計資料> その2

石油アスファルト内需実績（品種別明細）

(単位:千t)

項目 年 度	内 需 量					対 前 年 度 比				
	ストレート・アスファルト			燃焼用 アスフ アルト	ブローン アスフ アルト	合 計	ストレート・アスファルト			合 計
	道路用	工業用	計	道路用	工業用		道路用	工業用	計	
56年 度	4,082	202	4,284	4	275	4,563	96.4	110.4	97.0	—
57年 度	3,943	185	4,128	187	260	4,575	96.6	91.6	96.4	467.5
58年 度	3,951	177	4,128	540	253	4,921	100.2	95.7	100.0	288.8
59年 度	4,000	162	4,162	805	254	5,221	101.2	91.5	100.8	149.1
60年 度	3,739	139	3,878	911	246	5,035	93.5	85.8	93.2	113.2
61年 度	3,979	241	4,220	1,238	237	5,695	106.4	173.4	108.8	135.9
62年 度	4,252	360	4,612	995	255	5,862	106.9	149.4	109.3	80.4
63年度上期	1,987	166	2,153	464	117	2,734	101.9	169.4	105.2	89.2
63年度下期	2,319	255	2,574	504	141	3,219	100.7	98.1	100.4	106.1
63年 度	4,306	421	4,727	968	258	5,953	101.2	117.3	102.5	97.3
元年度上期	2,043	151	2,194	423	115	2,732	102.8	91.0	101.9	91.2
元年度下期	2,317	296	2,613	509	136	3,258	99.9	116.1	101.5	101.0
元年 度	4,360	447	4,807	932	251	5,990	101.2	106.2	101.7	96.3
2年 度上期	2,149	269	2,418	432	124	2,974	105.2	178.1	110.2	101.9
2年 度下期	2,267	337	2,604	497	130	3,231	97.8	113.9	99.7	97.6
2年 度	4,416	606	5,022	929	254	6,205	101.3	135.6	104.5	99.7
3年 度上期	2,090	268	2,358	372	111	2,841	97.3	99.6	97.5	86.1
3年 度下期	2,226	323	2,549	424	130	3,103	98.2	95.8	97.9	85.3
3年 度	4,316	591	4,907	796	241	5,944	97.7	97.5	97.7	85.7
7~9月	1,086	131	1,217	195	59	1,471	106.0	79.4	102.4	105.4
4年 度上期	2,153	253	2,406	372	115	2,893	103.0	94.4	102.0	100.0
10月	400	23	423	54	22	499	104.4	47.9	98.1	79.4
11月	420	56	476	72	23	571	101.2	116.7	102.8	118.0
12月	437	66	503	70	21	594	106.3	124.5	108.4	85.4
10~12月	1,257	145	1,402	196	66	1,664	103.8	98.0	103.2	93.3
5. 1月	213	54	267	55	19	341	95.5	100.0	96.4	78.6
2月	320	66	386	51	20	457	101.6	126.9	105.2	70.8
3月	615	50	665	67	22	754	130.3	74.6	123.4	94.4
1~3月	1,148	170	1,318	173	61	1,552	113.7	98.3	111.4	81.2
4年 度下期	2,405	315	2,720	369	127	3,216	108.0	97.5	106.7	87.0
4年 度	4,558	567	5,125	741	242	6,108	105.6	95.9	104.4	93.1
5. 4月	397	30	427	72	19	518	98.0	300.0	102.9	101.4
5月	259	21	280	54	18	352	84.4	47.7	79.8	90.0
6月	321	53	374	56	18	448	90.7	79.1	88.8	121.7
4~6月	977	104	1,081	182	55	1,318	91.7	86.0	91.1	102.8
7月	367	56	423	67	19	509	93.4	140.0	97.7	104.7
8月	325	61	386	88	18	492	101.2	169.4	108.1	129.4
9月	352	43	395	67	22	484	94.4	78.2	92.3	106.3
7~9月	1,044	160	1,204	222	59	1,485	96.1	122.1	98.9	113.8
5年 度上期	2,021	264	2,285	404	114	2,803	93.9	104.3	95.0	108.6
10月	404	72	476	64	23	563	101.0	313.0	112.5	118.5
11月	408	57	465	70	24	559	97.1	101.8	97.7	97.2
										104.3
										97.9

- (注) (1) 通産省エネルギー生産・需給統計月報 5年11月確報
 (2) 工業用ストレート・アスファルト、燃焼用アスファルト、ブローンアスファルトは日本アスファルト協会調べ。
 (3) 道路用ストレート・アスファルト=内需量合計-(ブローンアスファルト+燃焼用アスファルト+工業用ストレート・アスファルト)
 (4) 四捨五入のため月報と一致しない場合がある。

社団法人 日本アスファルト協会会員

(五十音順)

社 名	住 所	電 話
(メーカー)		
出光興産株式会社	(100) 千代田区丸の内3-1-1	03(3213)3134
エッソ石油株式会社	(107) 港区赤坂5-3-3	03(3585)9438
鹿島石油株式会社	(102) 千代田区紀尾井町3-6	03(5276)9556
キグナス石油株式会社	(104) 中央区京橋2-9-2	03(3535)7811
キグナス石油精製株式会社	(210) 川崎市川崎区浮島町3-1	044(288)8445
九州石油株式会社	(100) 千代田区内幸町2-1-1	03(3502)3651
極東石油工業株式会社	(100) 千代田区大手町1-7-2	03(3270)0841
興亜石油株式会社	(100) 千代田区大手町2-6-2	03(3241)8631
コスモ石油株式会社	(105) 港区芝浦1-1-1	03(3798)3121
三共油化工業株式会社	(100) 千代田区丸の内1-4-2	03(3284)1911
株式会社 ジャパンエナジー	(105) 港区虎ノ門2-10-1	03(5573)6000
昭和シェル石油株式会社	(100) 千代田区霞が関3-2-5	03(3503)4076
昭和四日市石油株式会社	(510) 四日市市塩浜町1	0593(45)2111
西部石油株式会社	(100) 千代田区丸の内1-2-1	03(3215)3081
ゼネラル石油株式会社	(105) 港区西新橋2-8-6	03(3595)8410
東燃株式会社	(100) 千代田区一ツ橋1-1-1	03(3286)5111
東北石油株式会社	(985) 仙台市宮城野区港5-1-1	022(363)1122
日本石油株式会社	(105) 港区西新橋1-3-12	03(3502)1111
日本石油精製株式会社	(105) 港区西新橋1-3-12	03(3502)1111
富士興産株式会社	(100) 千代田区永田町2-4-3	03(3580)3571
富士石油株式会社	(100) 千代田区大手町1-2-3	03(3211)6531
三井石油株式会社	(101) 千代田区霞が関3-3-2	03(5512)3605
三菱石油株式会社	(105) 港区虎ノ門1-2-4	03(3595)7413
モービル石油株式会社	(100) 千代田区大手町1-7-2	03(3244)4691

(ディーラー)**● 北海道**

コスモアスファルト(株)札幌支店	(060) 札幌市中央区大通り西10-4	011(281)3906	コスモ
株式会社 トーアス札幌販売支店	(060) 札幌市中央区北2条西2	011(281)2361	JOMO
東光商事株式会社札幌営業所	(060) 札幌市中央区南大通り西7-2	011(241)1561	三石
中西瀝青株式会社札幌営業所	(060) 札幌市中央区北2条西2	011(231)2895	日石
株式会社 南部商会札幌営業所	(060) 札幌市中央区北2条西2-15	011(231)7587	日石
株式会社 ロード資材	(060) 札幌市中央区北1条西10-1-11	011(281)3976	コスモ

社団法人 日本アスファルト協会会員

社 名	住 所	電 話
● 東 北		
株式会社 男鹿興業社	(010-05) 男鹿市船川港船川字埋立地1-18-2	0185 (23) 3293 J O M O
カメイ株式会社	(980) 仙台市青葉区国分町3-1-18	022 (264) 6111 日 石
コスモアスファルト(仙台支店)	(980) 仙台市青葉区中央3-3-3	022 (266) 1101 コスモ
正興産業株式会社 仙台営業所	(980) 仙台市青葉区国分町3-3-5	022 (263) 5951 三 石
竹中産業株式会社 新潟営業所	(950) 新潟市東大通1-4-2	025 (246) 2770 昭和シェル
株式会社 トーアス仙台営業所	(980) 仙台市青葉区大町1-1-10	022 (262) 7561 J O M O
常盤商事株式会社 仙台支店	(980) 仙台市青葉区錦町1-10-11	022 (224) 1151 三 石
中西瀝青株式会社 仙台営業所	(980) 仙台市青葉区中央2-1-30	022 (223) 4866 日 石
株式会社 南部商会仙台営業所	(980) 仙台市青葉区中央2-1-17	022 (223) 1011 日 石
ミヤセキ株式会社	(980) 仙台市宮城野区榴岡2-3-12	022 (257) 1231 三 石
菱油販売株式会社仙台支店	(980) 仙台市青葉区国分町3-1-1	022 (225) 1491 三 石
● 関 東		
朝日産業株式会社	(103) 中央区日本橋茅場町2-7-9	03 (3669) 7878 コスモ
アスファルト産業株式会社	(104) 中央区八丁堀4-11-2	03 (3553) 3001 昭和シェル
伊藤忠商事株式会社	(107) 港区北青山2-5-1	03 (3497) 6548 九 石
伊藤忠燃料株式会社	(107) 港区赤坂2-17-22	03 (3584) 8521 J O M O
梅本石油株式会社	(162) 新宿区揚場町2-24	03 (3269) 7541 コスモ
エムシー・アスファルト株式会社	(100) 千代田区内幸町1-3-3	03 (5251) 2060 三 石
株式会社 木畑商会	(104) 中央区八丁堀4-2-2	03 (3552) 3191 J O M O
共立石油株式会社	(107) 港区元赤坂1-7-8	03 (3796) 6640 J O M O
株式会社 ケイエム商運	(103) 中央区八重洲1-8-5	03 (3245) 1631 三 石
コスモアスファルト株式会社	(104) 中央区八丁堀3-3-5	03 (3551) 8011 コスモ
国光商事株式会社	(164) 中野区東中野1-7-1	03 (3363) 8231 出 光
株式会社 澤田商行関東支店	(104) 中央区入船町1-7-2	03 (3551) 7131 コスモ
三徳商事株式会社東京支店	(101) 千代田区神田紺屋町11	03 (3254) 9291 昭和シェル
新日本商事株式会社	(101) 千代田区神田錦町2-5	03 (3294) 3961 昭和シェル
住商石油アスファルト株式会社	(105) 港区浜松町2-3-31	03 (3578) 9521 出 光
竹中産業株式会社	(101) 千代田区鍛冶町1-5-5	03 (3251) 0185 昭和シェル
中央石油株式会社	(160) 新宿区新宿2-6-5	03 (3356) 8061 モービル
株式会社 トーアス	(160) 新宿区西新宿2-7-1	03 (3342) 6391 J O M O
東京レキセイ株式会社	(150) 渋谷区恵比寿西1-9-12	03 (3496) 8691 富士興
東京富士興産販売株式会社	(100) 千代田区永田町2-4-2	03 (3591) 3401 富士興
東光商事株式会社	(104) 中央区京橋2-1-4	03 (3274) 2751 三 石
東新瀝青株式会社	(103) 中央区日本橋2-13-10	03 (3273) 3551 日 石
東洋国際石油株式会社	(104) 中央区八丁堀3-3-5	03 (3552) 8151 コスモ
東和産業株式会社	(174) 板橋区坂下3-29-11	03 (3968) 3101 三共油化
中西瀝青株式会社	(103) 中央区八重洲1-2-1	03 (3272) 3471 日 石
株式会社 南部商会	(100) 千代田区丸の内3-4-2	03 (3213) 5871 日 石
日石丸紅株式会社	(105) 港区西新橋2-4-2	03 (5251) 0777 日 石
日東商事株式会社	(170) 豊島区巣鴨4-22-23	03 (3915) 7151 昭和シェル
日東石油株式会社	(104) 中央区新川2-3-11	03 (3551) 6101 昭和シェル
パシフィック石油商事株式会社	(103) 中央区日本橋蛎殻町1-17-2	03 (3661) 4951 モービル
富士興産アスファルト株式会社	(100) 千代田区永田町2-4-2	03 (3580) 5211 富士興

社団法人 日本アスファルト協会会員

社名	住所	電話
富士鉱油株式会社	(105) 港区新橋4-26-5	03(3432)2891コスモ
富士油業株式会社東京支店	(106) 港区西麻布1-8-7	03(3478)3501富士興
丸紅エネルギー株式会社	(101) 千代田区神田錦町3-7-1	03(3293)4111モービル
ユニ石油株式会社	(107) 港区元赤坂1-7-8	03(3796)6616昭和シェル
菱東商事株式会社	(101) 千代田区神田和泉町1-13-1	03(5687)1281三石
菱油販売株式会社	(160) 新宿区西新宿1-20-2	03(3345)8205三石
瀧青販売株式会社	(103) 中央区日本橋2-16-3	03(3271)7691出光
● 中 部		
コスモアスファルト(株)名古屋支店	(460) 名古屋市中区錦2-14-21	052(223)0711コスモ
株式会社澤田商行	(454) 名古屋市中川区富川町1-1	052(353)5111コスモ
三徳商事株式会社静岡支店	(420) 静岡市紺屋町11-12	0542(55)2588昭和シェル
三徳商事株式会社名古屋支店	(453) 名古屋市中村区則武1-10-6	052(452)2781昭和シェル
株式会社三油商會	(460) 名古屋市中区丸の内2-1-5	052(231)7721コスモ
静岡鉱油株式会社	(424) 清水市袖師町1575	0543(66)1195モービル
新東亜交易株式会社名古屋支社	(450) 名古屋市中村区名駅3-28-12	052(561)3514富士興
竹中産業株式会社福井営業所	(910) 福井市大手2-4-26	0766(22)1565昭和シェル
株式会社田中石油店	(910) 福井市毛矢2-9-1	0776(35)1721昭和シェル
株式会社トーアス名古屋営業所	(450) 名古屋市中村区名駅4-2-12	052(581)3585JOMO
富安産業株式会社	(939) 富山市若竹町2-121	0764(29)2298昭和シェル
中西瀧青株式会社名古屋営業所	(462) 名古屋市中区錦町1-20-6	052(211)5011日石
松村物産株式会社	(920) 金沢市広岡2-1-27	0762(21)6121三石
丸福石油産業株式会社	(933) 高岡市美幸町2-1-28	0766(22)2860昭和シェル
三谷商事株式会社	(910) 福井市豊島1-3-1	0776(20)3134モービル
● 近畿		
赤馬アスファルト工業株式会社	(531) 大阪市北区中津3-10-4	06(374)2271モービル
飯野産業株式会社 神戸営業所	(650) 神戸市中央区海岸通り8	078(333)2810JOMO
大阪アスファルト株式会社	(531) 大阪市北区中津1-11-11	06(372)0031出光
木曾通産株式会社大阪支店	(530) 大阪市北区西天満3-4-5	06(364)7212コスモ
共和産業株式会社	(700) 岡山市富田町2-10-4	0862(33)1500JOMO
コスモアスファルト(株)大阪支店	(550) 大阪市西区西本町2-5-28	06(538)2731コスモ
コスモアスファルト(株)広島支店	(730) 広島市田中町5-9	0822(44)6262コスモ
三徳商事株式会社	(532) 大阪市淀川区新高4-1-3	06(394)1551昭和シェル
昭和瀧青工業株式会社	(670) 姫路市北条口4-26	0792(26)2611JOMO
信和興業株式会社	(700) 岡山市西古松363-4	0862(41)3691三石
スーパーストロングインターナショナル(株)	(532) 大阪市淀川区西中島2-11-30	06(303)5510昭和シェル
正興産業株式会社	(650) 神戸市中央区海岸通り6	078(322)3301三石
中国富士アスファルト株式会社	(711) 倉敷市児島味野浜の宮4051-12	0864(73)0350富士興
千代田瀧青株式会社	(530) 大阪市北区東天満2-10-17	06(358)5531三石
株式会社ナカムラ	(670) 姫路市国府寺町72	0792(85)2551JOMO
中西瀧青株式会社 大阪営業所	(530) 大阪市北区西天満3-11-17	06(316)0312日石
ドーコ商事株式会社	(542) 大阪市中央区東心斎橋筋1-3-11	06(252)5856富士興
富士アスファルト販売株式会社	(550) 大阪市西区京町堀2-3-19	06(441)5195富士興
富士商株式会社	(756) 小野田市稻荷町6539	0836(83)3210昭和シェル
平和石油株式会社	(530) 大阪市北区中之島3-6-32	06(443)2771昭和シェル

社団法人 日本アスファルト協会会員

社 名	住 所	電 話
株式会社 松宮物産	(522) 彦根市幸町32	0749 (23) 1608 昭和シェル
丸和鉱油株式会社	(532) 大阪市淀川区塙本2-14-17	06 (301) 8073 コスモ
横田瀝青興業株式会社	(672) 姫路市飾磨区南細江995	0792 (33) 0555 JOMO
株式会社 菱芳礦産	(671-11) 姫路市広畠区西夢前台7-140	0792 (39) 1344 JOMO
● 四国・九州		
伊藤忠燃料株式会社 九州支社	(812) 福岡市博多区博多駅前3-2-8	092 (471) 3851 JOMO
今別府産業株式会社	(890) 鹿児島市新栄町15-7	0992 (56) 4111 JOMO
大分九石販売株式会社	(870) 大分市中央町1-1-3	0975 (34) 0468 九石
株式会社 カンダ	(892) 鹿児島市住吉町1-3	0992 (24) 5111 昭和シェル
株式会社 九菱	(805) 北九州市八幡東区山王1-17-11	093 (661) 4868 三石
コスモアスファルト(株)九州支店	(810) 福岡市中央区鳥飼1-3-52	092 (771) 7436 コスモ
サンヨウ株式会社	(815) 福岡市南区玉川町4-30	092 (541) 7615 富士興
三協商事株式会社	(770) 徳島市万代町5-8	0886 (53) 5131 富士興
株式会社 トーアス高松営業所	(760) 高松市亀井町8-11	0878 (37) 1645 JOMO
中西瀝青株式会社 福岡出張所	(810) 福岡市中央区天神4-1-18	092 (771) 6881 日石
株式会社 南部商会福岡営業所	(810) 福岡市中央区天神3-4-8	092 (721) 4838 日石
西岡商事株式会社	(764) 仲多度郡多度津町家中3-1	0877 (33) 1001 三石
畑砂油株式会社	(804) 北九州市戸畠区牧山新町1-40	093 (871) 3625 コスモ
平和石油株式会社高松支店	(760) 高松市番町5-6-26	0878 (31) 7255 昭和シェル
丸菱株式会社	(812) 福岡市博多区博多駅前4-3-22	092 (431) 7561 昭和シェル

編集顧問

多田宏行
藤井治芳
松野三朗

編集委員

委員長：河野 宏	副委員長：真柴和昌
秋葉國造	菅野善朗
阿部忠行	栗谷川裕造
荒井孝雄	小島逸平
安崎 裕	児玉充生
飯島 尚	田井文夫

アスファルト 第179号

平成6年4月発行

社団法人 日本アスファルト協会

〒105 東京都港区虎ノ門2-6-7 TEL 03-3502-3956

本誌広告一手取扱 株式会社 廣業社

〒104 東京都中央区銀座8-2-9 TEL 03-3571-0997(代)

印刷所 アサヒビジネス株式会社

〒107 東京都港区赤坂1-9-13 TEL 03-5563-0123(代)

Vol.36 No.179 APRIL 1994

Published by THE JAPAN ASPHALT ASSOCIATION

ASPHALT